

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΕΣ ΕΠΙΣΤΗΜΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗΣ : «ΜΗΧΑΝΙΚΗ

ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

**«ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΑΚΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ
ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΛΙΘΟΔΟΜΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ
ΠΡΟΤΑΣΗΣ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗΣ»**

ΤΖΙΒΕΛΕΚΑ ΙΦΙΓΕΝΕΙΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ: ΣΤΑΥΡΟΥΛΑΚΗ ΜΑΡΙΑ

ΧΑΝΙΑ , ΔΕΚΕΜΒΡΙΟΣ 2014

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα διατριβή παρουσιάζεται η διαδικασία ελέγχου της δομικής ακεραιότητας ενός υφιστάμενου κτιρίου από λιθοδομή με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων και δυναμικών μετρήσεων, καθώς και η αξιολόγηση της πρότασης επανάχρησης του κτιρίου. Στόχος είναι η ανάδειξη μιας ολοκληρωμένης συλλογιστικής για την αντιμετώπιση υφιστάμενων κτισμάτων από φέρουσα τοιχοποιία. Αντικείμενο μελέτης αποτέλεσε ένα μονώροφο κτίσμα στο Βάμο Χανίων το οποίο αποτελείται από κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία λιθοδομής και από προσθήκη μικρότερου κτίσματος από οπτοπλινθοδομή το οποίο βρίσκεται σε επαφή με το υφιστάμενο πέτρινο κτίριο.

Στο πρώτο μέρος της διαδικασίας ελέγχου, εκτιμήθηκε οπτικά και με κρουσιμέτρηση η υφιστάμενη κατάσταση της κατασκευής και, παράλληλα, πραγματοποιήθηκαν εργαστηριακές δοκιμές προσδιορισμού των μηχανικών ιδιοτήτων της πέτρινης τοιχοποιίας με τη λήψη πυρήνων και με υπέρηχους.

Στη συνέχεια, η ανάλυση της κατασκευής έγινε με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και διενεργήθηκε ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό των κύριων ιδιοσυχνοτήτων και ιδιομορφών. Κατά την προσομοίωση διερευνήθηκαν ιδιαίτερα θέματα της κατασκευής όπως η σύνδεσης των δύο κτισμάτων και η ξύλινη στέγη. Κατόπιν, διεξήχθησαν δυναμικές μετρήσεις με τη χρήση επιταχυνσιογράφου από όπου προέκυψαν, μέσω κατάλληλου λογισμικού, οι μετακινήσεις της κατασκευής βάσει των καταγεγραμμένων επιταχύνσεων. Μελετώντας τα ιδιομορφικά δεδομένα της αναλυτικής και πειραματικής μεθόδου έγινε εμφανής η μεγάλη δυσκαμψία του κτιρίου, η καλή συνεργασία που υπάρχει ανάμεσα στα επιμέρους κτίσματα και έγινε βελτίωση της προσομοίωσης με την προσθήκη ελατηρίων στην σύνδεση των δύο κτισμάτων ώστε το μοντέλο να προσομοιώνει με πιο αξιόπιστο τρόπο την πραγματική κατασκευή.

Στο τρίτο και τελευταίο μέρος της διατριβής, έγινε ανάλυση του νέου σύνθετου κτίσματος που προέκυψε από τη μελέτης επανάχρησης, η οποία προβλέπει την δημιουργία ενός πολιτιστικού κέντρου με εκθεσιακό χώρο και αίθουσα πολλαπλών χρήσεων, το οποίο δομικά απαρτίζεται από δύο διαφορετικά συστήματα: το υφιστάμενο λίθινο κέλυφος και από το νέο μεταλλικό σκελετό. Το μοντέλο

υποβλήθηκε σε ιδιομορφική και στατική ανάλυση ενώ εξετάστηκε και σε τρεις σεισμικές καταγραφές. Από την μελέτη προέκυψε ότι ο φορέας παρουσιάζει εν γένει καλή συμπεριφορά και προτείνονται ορισμένες παρεμβάσεις για να ενισχυθεί ο μεταλλικός σκελετός έναντι λυγισμού. Τέλος, με την απομόνωση και ιδιομορφική ανάλυση του μεταλλικού σκελετού εξασφαλίζεται η επάρκεια της απόστασης των μεταλλικών υποστυλωμάτων από το πέτρινο κέλυφος ώστε να αποφευχθεί σύγκρουση των δύο στοιχείων.

Η παραπάνω διαδικασία και τα αποτελέσματά της δύνανται να χρησιμοποιηθούν, αλλά και να ενισχυθούν με βελτιώσεις στις διαδικασίες που ακολουθήθηκαν αλλά και προσθήκες μεθόδων ελέγχου, ως μια ολοκληρωμένη πρόταση αντιμετώπισης μιας υφιστάμενης κατασκευής.

Στους γονείς μου, Νίκο και Βάγια

Στην αδερφή μου Αναστασία

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διατριβή αποτελεί την ολοκλήρωση της παρακολούθησης του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών του Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης και συγκεκριμένα του τομέα Μηχανικής και της κατεύθυνσης «Μηχανική και τεχνολογία υλικών και κατασκευών». Αφορά τον έλεγχο δομικής ακεραιότητας ενός παραδοσιακού λίθινου κτιρίου συνδυάζοντας την εκτίμηση των δυναμικών του χαρακτηριστικών με ενόργανη παρακολούθηση σε πραγματικό χρόνο και την ανάλυσή του με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Επίσης την αξιολόγηση της αρχιτεκτονικής λύσης επανάχρησης.

Καταρχήν, επιθυμώ να ευχαριστήσω θερμά την επιβλέπουσα της διατριβής μου, κα Μαρία Σταυρουλάκη, Επίκουρη Καθηγήτρια του Πολυτεχνείου Κρήτης, που μου εμπιστεύτηκε την εκπόνηση ενός ιδιαίτερα ενδιαφέροντος θέματος και που με τις γνώσεις, τις συμβουλές και τη διαρκή βοήθειά που μου προσέφερε, διευκόλυνε τη διαδικασία μελέτης και συγγραφής της διατριβής .

Ευχαριστώ ιδιαίτερα τον Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη για τη διαρκή καθοδήγησή του και τη βοήθεια του στα πειράματα ενόργανης παρακολούθησης, τον Αναπληρωτή Καθηγητή κ.Τσομπανάκη για την συμμετοχή του στην τριμελή εξεταστική επιτροπή και τις χρήσιμες παρατηρήσεις του, τον υποψήφιο Διδάκτορα Ευάγγελο Λιαράκο για την πολύτιμη συνεισφορά του στη διεξαγωγή των μετρήσεων αλλά και τη διαρκή τεχνική υποστήριξη καθόλη τη διάρκεια της παρουσίας μου στο Εργαστήριο Αντοχής της Αρχιτεκτονικής του Πολυτεχνείου Κρήτης. Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω το Εργαστήριο Αντοχής του Τμήματος Μηχανικών Ορυκτών Πόρων του Πολυτεχνείου Κρήτης και την κ. Μαρία Πετραντωνάκη που πρόθυμα παρείχε τα αρχιτεκτονικά σχέδια και τα νομικά έγγραφα του κτίσματος μελέτης.

Σε αυτό το σημείο, θα ήθελα να ευχαριστήσω από καρδιάς τη συνάδελφο αρχιτέκτονα, φίλη και συμφοιτήτρια, Ευσταθία Ταυλοπούλου, για την άψογη συνεργασία που είχαμε κατά τη διάρκεια εκπόνησης των διατριβών μας με κοινό αντικείμενο μελέτης, την αμέριστη βοήθεια της σε αρχιτεκτονικά θέματα που σχετίζονταν με το υφιστάμενο κτίριο καθώς και την ηθική συμπαράσταση που μου προσέφερε.

Τέλος, ευχαριστώ θερμά την οικογένειά μου και τους φίλους μου που με αγάπη και διαρκή συμπαράσταση με ενθάρρυναν στη συστηματική προσπάθεια που κατέβαλα για την επιτυχή διεκπεραίωση των μεταπτυχιακών σπουδών μου.

Ιφιγένεια Τζιβελέκα, Χανιά 2014

ΠΙΝΑΚΩΝ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	11
1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	14
1.1 ΑΙΤΙΑ ΚΑΙ ΒΛΑΒΕΣ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ ΤΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	14
1.2 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ & ΟΜΟΡΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	16
1.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ	17
1.2.1 FEM	18
1.2.2 ΟΜΑ	18
1.4 ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΣΤΟ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΚΤΙΡΙΟ	20
1.5 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΕΣ ΕΡΓΑΣΙΕΣ	21
2. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ	24
2.1 ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	24
2.2 ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ	28
2.3 ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	29
2.4 ΘΕΣΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΩΝ ΧΩΡΟΣ	29
2.5 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΙ ΜΟΡΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	30
2.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΣΟΙΧΕΙΑ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	32
2.6.1 ΟΨΕΙΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ	32
2.6.2 ΔΙΑΖΩΜΑΤΑ-ΣΕΝΑΖ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ	34
2.6.3 ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ	35
2.6.4 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	35
2.7 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	36
2.7.1 ΣΤΕΓΗ	36
2.7.2 ΠΑΤΑΡΙ	37
3. ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΤΗΣ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	38
3.1 ΟΠΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ-ΕΠΙΘΕΩΡΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	38
3.1.1 ΛΙΘΟΔΟΜΗ	38
3.1.2 ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ	41
3.1.3 ΠΛΑΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	42
3.1.4 ΞΥΛΙΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	43
3.2 ΔΟΚΙΜΕΣ ΜΕ ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΟ	43
3.3 ΠΥΡΗΝΟΛΗΨΙΑ ΚΑΙ ΘΛΙΨΗ ΠΥΡΗΝΩΝ	45
3.4 ΔΟΚΙΜΕΣ ΥΠΕΡΗΧΩΝ	47
3.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ	48

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΤΟ SAP2000	50
4.1 ΓΕΝΙΚΑ	50
4.2 ΥΛΙΚΑ	50
4.3 ΤΥΠΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ – ΔΙΑΤΟΜΕΣ	51
4.4 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ – ΣΥΝΟΡΙΑΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ	54
4.5 ΦΟΡΤΙΑ – ΣΥΝΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	58
4.5.1 ΣΥΝΗΘΗ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	58
4.5.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	59
4.6 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	60
4.6.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (MODAL ANALYSIS)	60
4.6.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΜΑΖΩΝ	61
4.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	62
4.7.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	62
4.7.2 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	73
5. ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΜΕΤΡΗΣΕΙΣ	76
5.1 ΣΗΜΕΙΑ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ	76
5.2 ΕΞΟΠΛΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ	77
5.3 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΤΩΝ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ	79
5.4 ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ	79
5.5 ΕΞΑΓΩΓΗ ΜΕΤΑΤΩΠΙΣΕΩΝ ΜΕΣΩ ARTEMIS EXTRACTOR	85
5.5.1 ΔΥΤΙΚΗ ΠΛΕΥΡΑ	87
5.5.2 ΝΟΤΙΑ ΠΛΕΥΡΑ	89
5.5.3 ΒΟΡΕΙΑ ΠΛΕΥΡΑ	91
5.6 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ	93
6. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΠΡΟΤΑΣΗΣ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗΣ	94
6.1 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΠΡΟΤΑΣΗ	94
6.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	99
6.2.1 ΥΛΙΚΑ	99
6.2.2 ΤΥΠΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ - ΔΙΑΤΟΜΕΣ	100
6.2.3 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ – ΣΥΝΟΡΙΑΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	101
6.2.4 ΦΟΡΤΙΑ – ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	101
6.2.5 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	104
6.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	109
6.3.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	109
6.3.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	111
6.3.3 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ	113
6.4 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	115
7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	117
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	121

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ, ΣΧΗΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΠΙΝΑΚΩΝ

2ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

Εικόνα 1: Χάρτης Δήμου Αποκόρωνα	24
Εικόνα 2.2: Γραφική γειτονιά στο Βάμο	25
Εικόνα 2.3: Το παλιό παρθεναγωγείο Βάμου	26
Εικόνα 2.4: Ο ναός του Αγίου Νικολάου στο Βάμο	26
Εικόνα 2.5: Το παλιό ελαιοτριβείο στη Μονή του Αγίου Γεωργίου στο Καρύδι	27
Εικόνα 2.6: Η ανενεργή πλέον Μονή της Θεοτόκου	27
Εικόνα 2.7: Φωτογραφία από δορυφόρο της ευρύτερης περιοχής (google map). Το βέλος υποδεικνύει τη θέση του κτίσματος	30
Εικόνα 2.8: Κύρια όψη/είσοδος του κτιρίου	30
Εικόνα 2.9: Βόρεια όψη του κτιρίου. Φαίνεται η προσθήκη που εφάπτεται της λιθοδομής	31
Εικόνα 2.10: Το τζάκι του σπιτιού	31
Εικόνα 2.11: Σκαρίφημα της κάτοψης των δύο κτισμάτων	32
Εικόνα 2.12: Ανοίγματα όπου διακρίνονται οι λαξευμένοι λίθοι που αποτελούν τις περιμέτρους τους καθώς και τα αγκωνάρια στην ακμή του κτιρίου	33
Εικόνα 2.13: Σκαριφήματα των όψεων του λίθινου κτιρίου	33
Εικόνα 2.14: Σενάζ από σκυρόδεμα	34
Εικόνα 2.15: Λίθινα πρέκια ανοιγμάτων	34
Εικόνα 2.16: Απόψεις της εσωτερικής σκάλας	35
Εικόνα 2.17: Δυτική πλευρά της δίρρηχτης στέγης	36
Εικόνα 2.18: Εσωτερική άποψη της στέγης	36
Εικόνα 2.19: Οι δοκοί που κόπηκαν για να κατασκευαστεί το πατάρι	37
Εικόνα 2.20: Οι δοκοί που κόπηκαν για να κατασκευαστεί το πατάρι	37

3ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

Εικόνα 3.1: Αριστερά φαίνεται η κατακόρυφη ρωγμή στο ανώφλι της πόρτας στη βόρεια όψη ενώ δεξιά φωτογραφίζεται η βορειο-δυτική γωνία της λιθοδομής με τις κατακόρυφες ρωγμές να επηρεάζουν τη δυσκαμψία των δύο τοίχων	39
Εικόνα 3.2: Στην ανατολική όψη (αριστερά) φαίνεται καθαρά η αποκόλληση του επιχρίσματος στο πάνω μέρος της όψης ενώ στη βόρεια όψη (δεξιά) παρατηρούνται διάσπαρτα μικρά κενά που προκλήθηκαν από πτώσεις λίθων	40
Εικόνα 3.3: Η κατερχόμενη υγρασία έχει κάνει εμφανή την παρουσία της τόσο στο εσωτερικό του κτιρίου (καμινάδα) όσο και στις εξωτερικές επιφάνειες των τοίχων	40
Εικόνα 3.4: Κυψελοποίηση τμήματος λιθοδομής στο δυτικό τμήμα	41
Εικόνα 3.5 Σημεία κυψελοποίησης της λιθοδομής στην ανατολική όψη	41
Εικόνα 3.6: Εμφανείς σε όλη την επιφάνειες του τοίχου οι τριχοειδείς ρωγμές καθώς και η κατερχόμενη υγρασία στη στέψη της αποθήκης	42
Εικόνα 3.7: Η αποσάθρωση του σκυροδέματος και η υγρασία είναι εμφανής σε ολόκληρη την επιφάνεια της πλάκας	42
Εικόνα 3.8: Διάρρηξη της στέγης που επιτρέπει στα νερά της βροχής να εισέρχονται στο εσωτερικό	43
Εικόνα 3.9: Η συσκευή κρουσίμετρου που χρησιμοποιήθηκε	44
Εικόνα 3.10: Τα δείγματα λίθων που πάρθηκαν από τον περιβάλλοντα χώρο	45
Εικόνα 3.11: Συσκευή λήψης πυρήνων από τα δείγματα	46
Εικόνα 3.12: Συσκευή όπου τα δοκίμια απέκτησαν το προβλεπόμενο μέγεθος	46
Εικόνα 3.13: Λείανση των επίπεδων επιφανειών των κυλίνδρων	46

Εικόνα 3.14: Φωτογραφίες του 4ου δοκιμίου πριν και μετά τη θλίψη του στην πρέσα του Εργαστηρίου	47
Εικόνα 3.15: Δοκιμές με τη συσκευή υπερήχων	48
Σχήμα 1: Συσχέτιση θλιπτικής αντοχής κονιάματος με μέτρο ελαστικότητας (Matthys, "Masonry components of assemblage")	49
Πίνακας 3.1: Μετρήσεις κρουσίμετρου	44
Πίνακας 3.2: Αποτελέσματα δοκιμών θλίψης για το σύνολο των δοκιμών	47
Πίνακας 3.3: Μετρήσεις με υπέρηχους	48
4ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ	
Εικόνα 4.1: Ο διακριτοποιημένος φορέας	52
Εικόνα 4.2: Διακριτοποίηση ανάλογα με το είδος των διατομών. Το μπλε χρώμα είναι το σημείο όπου εσωτερικά υπάρχει εσοχή στον τοίχο	52
Εικόνα 4.3: Διακριτοποιημένος φορέας με εμφανή τα γραμμικά στοιχεία (frame elements με μπλε χρώμα)	53
Εικόνα 4.4: Η διακριτοποιημένη ανατολική όψη. Ξεχωρίζουν τα ραβδωτά στοιχεία (μπλε χρώμα) στις θέσεις των ανωφλίων	54
Εικόνα 4.5: Ενεργοποιούμενες επιφάνειες σε περίπτωση εφελκυσμού (κίτρινο) και θλίψης (πράσινο) αντίστοιχα	55
Εικόνα 4.6: Συνδυασμού δράσεων	60
Εικόνα 4.7: Ορισμός της Modal Analysis	61
Εικόνα 4.8: Ορισμός μαζών του μοντέλου της κατασκευής	61
Εικόνα 4.9: Κύρια ιδιομορφή (23η) κατά x-x' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 33.28%	63
Εικόνα 4.10: Μετακίνηση κάτοψης για την 23η ιδιομορφή σε ύψος z=3.15 και z=4.15 m αντίστοιχα	63
Εικόνα 4.11: Κύρια ιδιομορφή (24η) κατά y-y' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 46.12%	63
Εικόνα 4.12: Μετακίνηση κάτοψης για την 24η ιδιομορφή σε ύψος z=3.15 και z=4.15 m αντίστοιχα	64
Εικόνα 4.13: Κύρια ιδιομορφή (92η) κατά z-z' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 14.18%	64
Εικόνα 4.14: Μετακίνηση κάτοψης για την 92η ιδιομορφή σε ύψος z=3.15 και z=4.15 m αντίστοιχα	64
Εικόνα 4.15: Κύρια ιδιομορφή (23η) κατά x-x' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 47.86%	65
Εικόνα 4.16: Μετακίνηση κάτοψης για την 23η ιδιομορφή σε ύψος z=3.15 και z=4.15 m αντίστοιχα	65
Εικόνα 4.17: Κύρια ιδιομορφή (24η) κατά y-y' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 65.79%	66
Εικόνα 4.18: Μετακίνηση κάτοψης για την 24η ιδιομορφή σε ύψος z=3.15 και z=4.15 m αντίστοιχα	66
Εικόνα 4.19: Κύρια ιδιομορφή (91η) κατά z-z' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 24.14%	66
Εικόνα 4.20: Μετακίνηση κάτοψης για την 91η ιδιομορφή σε ύψος z=3.15 και z=4.15 m αντίστοιχα	67
Εικόνα 4.21: Κύρια ιδιομορφή (26η) κατά x-x' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 34.02%	68
Εικόνα 4.22: Μετακίνηση κάτοψης για την 26η ιδιομορφή σε ύψος z=4.15 m	
Εικόνα 4.23: Κύρια ιδιομορφή (21η) κατά y-y' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 64.30 %	68
Εικόνα 4.24: Μετακίνηση κάτοψης για την 21η ιδιομορφή σε ύψος z=4.15 m	68
Εικόνα 4.25: Κύρια ιδιομορφή (74η) κατά z-z' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 21.70%	69

Εικόνα 4.26: Μετακίνηση κάτοψης για την 74η ιδιομορφή σε ύψος $z=4.15$ m	69
Εικόνα 4.27: Κύρια ιδιομορφή (1η) κατά $x-x'$ με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 50.40%	70
Εικόνα 4.28: Μετακίνηση κάτοψης για την 1η ιδιομορφή σε ύψος $z=3.15$ m	70
Εικόνα 4.29: Κύρια ιδιομορφή (3η) κατά $y-y'$ με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 74.20%	70
Εικόνα 4.30: Μετακίνηση κάτοψης για την 3η ιδιομορφή σε ύψος $z=3.15$ m	71
Εικόνα 4.31: Κύρια ιδιομορφή (2η) κατά $z-z'$ με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 12.80%	71
Εικόνα 4.32: Μετακίνηση κάτοψης για την 2η ιδιομορφή σε ύψος $z=3.15$ m	71
Εικόνα 4.33: Κύρια ιδιομορφή (87η) κατά $x-x'$ με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 0.01%	72
Εικόνα 4.34: Κύρια ιδιομορφή (1η) κατά $y-y'$ με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 18.0%	72
Εικόνα 4.35: Κύρια ιδιομορφή (3η) κατά $z-z'$ με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 54.0%	73
Πίνακας 4.1: Κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες του μοντέλου του κτιρίου χωρίς ελατήρια στην ένωση της λιθοδομής-οπτοπλινθοδομής	62
Πίνακας 4.2: Κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες του μοντέλου του κτιρίου με ελατήρια στη ένωση λιθοδομής- οπτοπλινθοδομής	65
Πίνακας 4.3: Κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες μοντέλου λιθοδομής	67
Πίνακας 4.4: Κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες του μοντέλου της αποθήκης	69
Πίνακας 4.5: Κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες του μοντέλου της στέγης	72
5ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ	
Εικόνα 5.1: Κάτοψη του κτίσματος. Επισημαίνονται οι θέσεις καταγραφής καθώς επίσης και οι άξονες των αισθητήρων σε καθεμία από αυτές	76
Εικόνα 5.2: Καταγραφικό και επιταχυνσιόμετρο Syscom	78
Εικόνα 5.3: Διάταξη των οργάνων που χρησιμοποιήθηκαν στις καταγραφές	78
Εικόνα 5.4: Αρχείο σήματος μέσω του View 2002	80
Εικόνα 5.5: Μετατροπή αρχείων .xml σε επεξεργάσιμα αρχεία .txt	80
Εικόνα 5.6: Απεικόνιση μέγιστων παραμορφώσεων ιδιομορφικής ανάλυσης των σημείων μέτρησης στη δυτική πλευρά	87
Εικόνα 5.7: Απεικόνιση μέγιστων παραμορφώσεων ιδιομορφικής ανάλυσης των σημείων μέτρησης στη νότια πλευρά	89
Εικόνα 5.8: Απεικόνιση μέγιστων παραμορφώσεων ιδιομορφικής ανάλυσης των σημείων μέτρησης στη βόρεια πλευρά	91
Σχήμα 5.1.1: Διαγράμματα των φασμάτων πυκνότητας επιτάχυνσης που προέκυψαν από τις δυναμικές μετρήσεις	81
Σχήμα 5.1.2: Διαγράμματα των φασμάτων πυκνότητας επιτάχυνσης που προέκυψαν από τις δυναμικές μετρήσεις	82
Σχήμα 5.2: Συγκεντρωτικό διάγραμμα συχνοτήτων για τον άξονα $x-x'$	83
Σχήμα 5.3: Συγκεντρωτικό διάγραμμα συχνοτήτων για τον άξονα $y-y'$	84
Σχήμα 5.4: Συγκεντρωτικό διάγραμμα συχνοτήτων για τον άξονα $z-z'$	85
Σχήμα 5.5: Διάγραμμα πυκνότητας ισχύος απόκρισης-συχνότητας των μετρήσεων στο δυτικό τοίχο και οι τιμές των ιδιοσυχνοτήτων όπως υπολογίστηκαν με τη μέθοδο EFDD	87
Σχήμα 5.6: Απεικόνιση μέγιστων παραμορφώσεων ιδιομορφικής ανάλυσης των σημείων μέτρησης στη δυτική πλευρά	87
Σχήμα 5.7: Ιδιομορφές του δυτικού τοίχου σύμφωνα με τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την EFDD	88
Σχήμα 5.8: Συγκριτικό σχήμα ιδιομορφών αναλυτικής & πειραματικής μεθόδου	88

Σχήμα 5.9: Διάγραμμα πυκνότητας ισχύος απόκρισης-συχνότητας των μετρήσεων στο νότιο τοίχο και οι τιμές των ιδιοσυχνοτήτων όπως υπολογίστηκαν με τη μέθοδο EFDD	89
Σχήμα 5.10: Ιδιομορφές του νότιου τοίχου σύμφωνα με τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την EFFD	90
Σχήμα 5.11: Συγκριτικό σχήμα ιδιομορφών αναλυτικής & πειραματικής μεθόδου	90
Σχήμα 5.12: Διάγραμμα πυκνότητας ισχύος απόκρισης-συχνότητας των μετρήσεων στο βόρειο τοίχο και οι τιμές των ιδιοσυχνοτήτων όπως υπολογίστηκαν με τη μέθοδο EFDD	91
Σχήμα 5.13: Ιδιομορφές του δυτικού τοίχου σύμφωνα με τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την EFFD	92
Σχήμα 5.14: Συγκριτικό σχήμα ιδιομορφών αναλυτικής & πειραματικής μεθόδου	92
6ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ	
Εικόνα 6.1: Κατόψεις κτιρίου στο επίπεδο της οροφής ισογείου και οροφής ορόφου αντίστοιχα	96
Εικόνα 6.2: Κατακόρυφη τομή Α-Α'	97
Εικόνα 6.3: Κατακόρυφη τομή Β-Β'	97
Εικόνα 6.4: Κατακόρυφη τομή F-F'	98
Εικόνα 6.5: Δυτική και νότια όψη της πρότασης επανάχρησης	98
Εικόνα 6.6: Ανατολική και βόρεια όψη της πρότασης επανάχρησης	99
Εικόνα 6.7: Φάσμα απόκρισης ΕΑΚ	105
Εικόνα 6.8: Ορισμός σεισμού κατά τα πρότυπα του ΕΑΚ, στις δύο διευθύνσεις	106
Εικόνα 6.9: Ορισμός εξίσωσης της χρονοϊστορίας επιβολής των στατικών φορτίων	107
Εικόνα 6.10: Ορισμός της χρονοϊστορίας από το σεισμό του Ηρακλείου_1983 κατά x και y	108
Εικόνα 6.11: Ορισμός της χρονοϊστορίας από το σεισμό των Χανίων_1988 κατά x και y	108
Εικόνα 6.12: Ορισμός της χρονοϊστορίας από το σεισμό των Χανίων_1994 κατά x και y	108
Εικόνα 6.13: Κύρια ιδιομορφή (14η) κατά x-x' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 28.0%	109
Εικόνα 6.14: Μετατόπιση κάτοψης στο ύψος της οροφής ισογείου στη 14η ιδιοσυχνότητα	109
Εικόνα 6.15: Κύρια ιδιομορφή (11η) κατά y-y' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 18.0%	110
Εικόνα 6.16: Μετατόπιση κάτοψης στο ύψος της οροφής ισογείου στη 11η ιδιοσυχνότητα	110
Εικόνα 6.17: Κύρια ιδιομορφή (41η) κατά z-z' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 11.15%	110
Εικόνα 6.18: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για το συνδυασμό οριακής κατάστασης λειτουργίας	111
Εικόνα 6.19: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για το σεισμικό συνδυασμό $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$	111
Εικόνα 6.20: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για το σεισμικό συνδυασμό $G+0.3Q+0.3Ex+Ey$	112
Εικόνα 6.21: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για τη σεισμική καταγραφή από το σεισμό στο Ηρακλείου το 1983	112
Εικόνα 6.22: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για τη σεισμική καταγραφή από το σεισμό στα Χανιά το 1988	113
Εικόνα 6.23: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για τη σεισμική καταγραφή από το σεισμό στα Χανιά το 1994	113
Πίνακας 6.1: Κύριες ιδιοσυχνότητες υφιστάμενου και νέου μοντέλου	109
Πίνακας 6.2: Μετακινήσεις κόμβων μεταλλικού σκελετού	115

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα κτίρια με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία καλύπτουν ένα μεγάλο μέρος του δομημένου περιβάλλοντος στον ελλαδικό χώρο και μάλιστα σε πολλές περιοχές αποτελούν και την πλειοψηφία των υφισταμένων κτιρίων. Αρκετά απ' αυτά τα κτίρια έχουν χαρακτηριστεί ως «μνημεία». Η προστασία τους και το πλαίσιο επεμβάσεων σ' αυτά (μνημεία) διέπεται από ειδικό καθεστώς αρχών που περιγράφεται σε διεθνείς χάρτες, διακηρύξεις κ.λπ. Μια δεύτερη κατηγορία περιέχει κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία που έχουν χαρακτηριστεί ως «διατηρητέα» και προστατεύονται από ειδικές διατάξεις. Πρόκειται για κτίρια ιδιαίτερης ιστορικής ή καλλιτεχνικής αξίας ή για κτίρια που εντάσσονται σε ειδικά προστατευμένες περιοχές (π.χ. ιστορικά κέντρα πόλεων, περιοχές πλησίον αρχαιολογικών χώρων ή σημαντικών μνημείων, άλλες περιοχές με ιδιαίτερα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά παραδοσιακών δομημάτων κ.λπ.). Έτσι λοιπόν η υψηλή ποιότητα των επεμβάσεων σε αυτά τα κτίρια (αρχιτεκτονική, δομοστατική, αισθητική κ.λπ.) διασφαλίζεται αφενός από το υφιστάμενο πλαίσιο αρχών και διακηρύξεων αλλά και από τους μηχανισμούς ελέγχου μελετών και εργασιών.

Παρόλα αυτά, η πλειοψηφία των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, δεν εντάσσεται στις προηγούμενες κατηγορίες αλλά σε μία Τρίτη, αυτή των «παραδοσιακών» κτιρίων. Η ποιότητα των επεμβάσεων σ' αυτά έγκειται στις γνώσεις, την εμπειρία και την ευαισθησία του μηχανικού-μελετητή αλλά βεβαίως και στα τεχνολογικά και οικονομικά μέσα που διατίθενται σε κάθε περίπτωση.

Τα κτίρια αυτά έχουν υποστεί ή πρόκειται να υποστούν στο μέλλον διάφορες επεμβάσεις και ως εκ τούτου αποτελούν, εν δυνάμει, πεδίο ανάπτυξης διαφόρων εργασιών. Η ανάληψη τέτοιων εργασιών απαιτεί εξειδικευμένες γνώσεις σε μια σειρά θεμάτων όπως, βασικές αρχές περί δομικού ελέγχου, επεμβάσεων, υφιστάμενο νομικό πλαίσιο, μηχανική της τοιχοποιία, παραδοσιακές και σύγχρονες τεχνολογίες και υλικά επεμβάσεων κ.λπ.

Δύο βασικές και ολοένα και αναπτυσσόμενες μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών είναι αυτή των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Elements Methods) και της ιδιομορφικής ανάλυσης σε κατάσταση λειτουργίας (Operation Modal Analysis).

Υπάρχει μεγάλος αριθμός εφαρμογών της OMA- και ακόμα μεγαλύτερος της ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία - σε υφιστάμενα κτίρια.

Η παρούσα διατριβή πραγματεύεται τον έλεγχο δομικής ακεραιότητας ενός υφιστάμενου λίθινου κτιρίου που υπάγεται στον παραδοσιακό οικισμό του Βάμου με την χρήση και των δύο μεθόδων για τον εύρεση των ιδιομορφών του κτιρίου, καθώς επίσης και μια σειρά επί τόπου ελέγχων και εργαστηριακών δοκιμών που αποσκοπούν στον προσδιορισμό των μηχανικών γνωρισμάτων της τοιχοποιίας.

Βασικός σκοπός της εργασίας είναι η σύγκριση των δύο μεθόδων και η διόρθωση, αν απαιτείται, του αναλυτικού μοντέλου έτσι ώστε να υπάρξει η καλύτερη δυνατή προσομοίωση η οποία και ανταποκρίνεται στην πραγματική κατάσταση της κατασκευής. Παράλληλα, εξετάζεται η αλληλεπίδραση των διαφορετικών δομικών συστημάτων που συναντούνται στο κτίσμα και είναι αποτέλεσμα μεταγενέστερης προσθήκης στο αρχικό πέτρινο κτίριο. Τέλος, εξετάζεται με την μέθοδο των πεπερασμένων η αρχιτεκτονική πρόταση επανάχρησης του κτιρίου.

Αναλυτικότερα, η εργασία διαρθρώνεται σε 6 κεφάλαιο, τα οποία είναι:

- ο Στο 1ο κεφάλαιο αναφέρονται επιγραμματικά τα αίτια της παθολογίας των υφιστάμενων κατασκευών, οι βασικές αρχές που χαρακτηρίζουν τον έλεγχο αυτών με OMA και FEM ενώ γίνεται σύντομα βιβλιογραφική αναφορά σε ορισμένες εργασίες που συνδυάζουν τις δύο μεθόδους προκειμένου να βελτιστοποιήσουν τα αποτελέσματά τους.
- ο Στο 2ο κεφάλαιο περιγράφεται το εξεταζόμενο κτίριο Φραντζεσκάκη, ιστορικά στοιχεία σχετικά με τον οικισμό του Βάμου, την κατασκευή και την χρήση του κτιρίου.
- ο Στο 3ο κεφάλαιο αναλύονται ο επί τόπου οπτικός έλεγχος της παθολογίας της κατασκευής καθώς και οι εργαστηριακές τεχνικές που χρησιμοποιήθηκαν προκειμένου να προσδιορισθούν οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών της κατασκευής.
- ο Στο 4ο κεφάλαιο περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης του κτίσματος με πεπερασμένα στοιχεία με τη χρήση του προγράμματος SAP2000 καθώς και τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης με το λογισμικό αυτό.
- ο Στο 5ο κεφάλαιο περιγράφεται η διενέργεια των μετρήσεων και η διαδικασία της επεξεργασίας των δεδομένων που συλλέχθηκαν. Στη συνέχεια,

παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ιδιομορφικών μεγεθών που προκύπτουν και ταυτόχρονα συγκρίνονται με αυτά της θεωρητικής μεθόδου.

- Στο 6ο κεφάλαιο περιγράφεται η προτεινόμενη λύση επανάχρησης του κτιρίου, η διαδικασία μοντελοποίησης της, οι αναλύσεις στις οποίες υποβάλλεται καθώς και τα συμπεράσματα που ανακύπτουν από αυτές.
- Τέλος, στο 7ο κεφάλαιο συνοψίζονται τα συμπεράσματα όλης της διατριβής και προτείνονται αντικείμενα και τρόποι περεταίρω έρευνας επί του ζητήματος.

1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Ο έλεγχος, η συντήρηση και η αποκατάσταση ιστορικών κτιρίων, μνημείων της αρχιτεκτονικής μας κληρονομιάς ή/και απλών παραδοσιακών κτιρίων είναι ένα μεγάλο σε έκταση και σημασία θέμα. Είναι γνωστό ότι ο δομικός έλεγχος, οι επεμβάσεις και ο ανασχεδιασμός κτιρίων από λιθοδομή που είτε παρουσιάζουν βλάβες και χρειάζονται επισκευή είτε χρειάζονται ενίσχυση για κάποιο λόγο, είναι σύνθετο και δύσκολο πρόβλημα, το οποίο μόλις τα τελευταία χρόνια απασχολεί τον ερευνητή μελετητή και κατασκευαστή μηχανικό και παρουσιάζει τεράστιο κοινωνικό και τεχνοοικονομικό ενδιαφέρον, δυσανάλογα μεγαλύτερο από τη διαθέσιμη γνώση, πείρα και τεχνολογία.

Η δυσκολία και οι ιδιαιτερότητες των εργασιών αυτών οφείλονται κυρίως στις αβεβαιότητες που συνοδεύουν την αποτίμηση των καταστάσεων των κτιρίων και στις περιορισμένες γνώσεις μας σε πειραματικά και θεωρητικά δεδομένα για τα θεωρητικά προσομοιώματα (μοντέλα) που μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο για την ανάλυση των δύσκαμπτων αυτών κτιρίων όσο και για τον έλεγχο των επισκευασμένων και ενισχυμένων μερών τους.

Το πρόβλημα των επεμβάσεων γίνεται ακόμα μεγαλύτερο, γιατί η τοιχοποιία είναι υλικό κατ' εξοχήν πολυφασικό και απείθαρχο. Η τοιχοποιία, είναι από τα αρχαιότερα δομικά στοιχεία και από τους κύριους παραδοσιακούς τρόπους δόμησης, εν τούτοις οι γνώσεις μας για τα μηχανικά χαρακτηριστικά, την απόκριση και τη συμπεριφορά κτιρίων από τοιχοποιία είναι περιορισμένες, μια και τις τελευταίες τρεις δεκαετίες υπάρχουν έρευνες στον τομέα αυτό.

1.1 ΑΙΤΙΑ ΚΑΙ ΒΛΑΒΕΣ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ ΤΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Οι αιτίες που προκαλούν τη δομική διατάραξη συχνά δύσκολα προσδιορίζονται με βεβαιότητα. Η δυσκολία προσδιορισμού των αιτιών οφείλεται συνήθως στην έλλειψη στοιχείων για το ιστορικό του κτίσματος, στην δυσκολία ερμηνείας της στατικής συμπεριφοράς του και στην έλλειψη γνώσεων για τη συμπεριφορά των υλικών του. Οι αιτίες που προκαλούν τις ζημιές μπορεί να είναι μόνιμες, όπως υγρασία, κακοτεχνία, βλάβηση, ή παροδικές, όπως σεισμός,

κραδασμοί, πυρκαγιές, υποχώρηση εδάφους κ.λπ. Συνήθως η εμφάνιση μιας βλάβης οφείλεται σε περισσότερες από μία αιτίες. Συχνό είναι επίσης το φαινόμενο δημιουργίας μιας ζημίας που επιφέρει την αλυσιδωτή εκδήλωση και άλλων. Η επικινδυνότητα της βλάβης εξαρτάται από την θέση, την ένταση και την έκταση με την οποία εκδηλώνεται στο κτίριο. Οι βλάβες και οι αστοχίες στις κατασκευές χωρίζονται σε ενδογενείς και εξωγενείς. Στις ενδογενείς αιτίες κατατάσσονται η πλημμελής ή η ελλιπής μορφολογία της κατασκευής, η κακή ποιότητα υλικών και δόμησης, η απουσία σχεδιασμού, η ασυμβατότητα των υλικών και των μεθόδων κατασκευής και οι μεταβολές όγκου και μορφής που σχετίζονται με το πορώδες και την περατότητα της κατασκευής και με τις συνθήκες του περιβάλλοντος.

Επιπλέον μερικά από τα ενδογενή αίτια βλαβών που παρατηρούνται συνήθως είναι :

- Το ακατάλληλο υπέδαφος: Η διάβρωση και αποδιοργάνωση της θεμελίωσης λόγω των υπογείων υδάτων και της συνεχούς αλλαγής της στάθμης τους, το εύκαμπτο έδαφος θεμελίωσης.
- Η μη επιλεγμένη δόμηση (κακή έδραση ανωφλιών, έλλειψη γωνιολίθων κ.λπ.).
- Η φυσική γήρανση των υλικών (λίθων, κονιάματος, ξύλων κ.λπ.) του κτιρίου.
- Η χρήση μη πλάστιμων γενικά υλικών, αλλά και ειδικότερα η μειωμένη αντοχή των αργολιθοδομών έναντι σεισμικών ή άλλων καταπονήσεων.
- Η έλλειψη συντήρησης των κτιρίων.
- Η αστοχία λόγω συμπτώσεως πολλών κακοτεχνιών.

Τα εξωγενή αίτια οφείλονται σε δράσεις μόνιμες ή σπάνιες (τυχηματικές ή περιβαλλοντικές) όσον αφορά τη συχνότητα εμφάνισης και στατικές ή δυναμικές (μονοτονικές ή ανακυκλιζόμενες) όσον αφορά τον χαρακτήρα και τον τρόπο επιβολής.

Τυχηματικές δράσεις είναι κυρίως ο σεισμός και η πυρκαγιά. Βασική διαφορά είναι ότι οι υψηλές θερμοκρασίες λόγω πυρκαγιάς, σε αντίθεση με την σεισμική δράση, προκαλούν αλλοιώσεις των χαρακτηριστικών των υλικών και τροποποιήσεις των καταστατικών νόμων απόκρισης και συμπεριφοράς (μείωση των αντοχών, αύξηση των παραμορφώσεων, κ.λπ.) ιδιαίτερα στα κονιάματα αλλά και στους λίθους, πλίνθους και τα άλλα στοιχεία.

Περιβαλλοντικές δράσεις είναι πολλές και με ποικίλες μηχανικές και φυσικό – χημικές συνέπειες. Όλες σχεδόν εξαρτώνται από την παρουσία νερού ή υψηλής υγρασίας στο περιβάλλον και εξελίσσονται αργά αλλά σταθερά. Πρέπει να σημειωθεί ότι αν δεν αντιμετωπιστούν οι δράσεις αυτές οδηγούν σε γήρανση της κατασκευής, αποσύνθεση και αποδιοργάνωση. Ειδικά για κτίρια από τοιχοποιία βασικό αίτιο βλαβών είναι η απουσία συντήρησης και ενισχύσεων.

Τέλος επισημαίνεται ότι πάντοτε σχεδόν οι βλάβες οφείλονται σε συνύπαρξη αιτιών. Ειδικά για τα κτίρια από τοιχοποιία τα ενδογενή αίτια και οι περιβαλλοντικές δράσεις συνυπάρχουν με τις κατασκευές και ευθύνονται για μεγάλο ποσοστό αστοχιών ^[1], ακόμη και αν οι εμφανείς και κύριες βλάβες φαίνεται ότι οφείλονται σε άλλα αίτια, όπως τυχηματική δράση σεισμού ή εκδήλωση προβλημάτων εδάφους και θεμελίωσης.

1.2 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ & ΟΜΟΡΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Στη διεθνή βιβλιογραφία, ως φαινόμενο αλληλεπίδρασης παρακείμενων κατασκευών (structural pounding of adjacent buildings) ορίζονται οι βίαιες και επαναλαμβανόμενες κρούσεις δύο κτιρίων ή διαφορετικών τμημάτων του ίδιου κτιρίου, όταν αυτά τίθενται σε κίνηση λόγω σεισμικής διέγερσης. Οι καταγραφές και οι επί τόπου παρατηρήσεις μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς σε όλο τον κόσμο έχουν επιβεβαιώσει τη σημαντική επιρροή αυτής της αλληλεπίδρασης στη σεισμική απόκριση των κατασκευών. Παρατηρείται σε διπλανά κτίρια που κατασκευάστηκαν χωρίς επαρκή διαχωρισμό, τα οποία ταλαντώνονται εκτός φάσης εξαιτίας των διαφορετικών δυναμικών τους χαρακτηριστικών και οφείλεται στις διαφορετικές φυσικές περιόδους ταλάντωσης των εμπλεκόμενων κτιρίων – και κατ'επέκταση διαφορετικών δομικών συστημάτων. Οι περίοδοι αυτές προκαλούν τις εκτός φάσης ταλαντώσεις. Οι ιδιοπερίοδοι και ο λόγος αυτών καθορίζουν την πιθανότητα και το μέγεθος της κρούσης, όπως σημειώνουν οι Lin, Weng^[2] όπως επίσης και το είδος της σεισμικής διέγερσης ^[3].

Η κρούση όμορων κτιρίων λόγω σεισμού αποτελεί ένα σημαντικό και σύνθετο ζήτημα που μελετάται δεκαετίες και στο οποίο εμπλέκονται πλαστικές παραμορφώσεις στα σημεία επαφής, τοπικές ρωγμές ή θραύση, απόσχιση λόγω κρούσης κ.α.

Σε πολλούς σημαντικούς σεισμούς που έχουν λάβει χώρα σε παγκόσμιο επίπεδο, έχει αναφερθεί βλάβες εξαιτίας της επιβαλλόμενης κρούσης όμορων κτιρίων λόγω σεισμού. Οι βλάβες που έχουν καταγραφεί είναι είτε μικρής σημασίας και τοπικές, είτε μεγαλύτερης σημασίας που θα μπορούσαν να αποτελέσουν τη βασική αιτία για την έναρξη κατάρρευσης.

Όπως αναφέρει ο Jankowski^[4], τη μεγαλύτερη επιρροή από την κρούση δύο κατασκευών δέχεται η πιο ελαφριά και εύκαμπτη κατασκευή, κυρίως κατά μήκος αυτής, η οποία μπορεί να υποστεί ακόμα και μόνιμες παραμορφώσεις, σε αντίθεση με την πιο δύσκαμπτη κατασκευή η οποία φαίνεται να μην επηρεάζεται από τη σύγκρουση. Σε αυτό συμφωνούν και οι Chau, Wei, Guo, Shen^[5] σε σχετική τους μελέτη σε δύο παρακείμενους πύργους. Η απόσταση μεταξύ τους μεγιστοποιείται όταν η συχνότητα διέγερσης πλησιάζει αυτή του πιο εύκαμπτου κτιρίου. Από την κρούση των δύο κτισμάτων το δύσκαμπτο ενισχύεται ενώ η απόκριση του εύκαμπτου επηρεάζεται αρνητικά.

Διεθνώς οι σύγχρονοι κανονισμοί (ACI 318, EC8) αλλά και ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ-2000) προβλέπουν σεισμικούς αρμούς πλήρους διαχωρισμού μεταξύ των παρακείμενων κατασκευών προκειμένου να αντιμετωπίσουν το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης κατά την διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων. Ο ΕΑΚ, συγκεκριμένα, προτείνει τον διαχωρισμό των όμορων κτιρίων με την τήρηση μιας ελάχιστης απόστασης μεταξύ αυτών. Αυτό όμως, αν και στον σχεδιασμό μπορεί να προβλεφθεί, δεν μπορεί να εφαρμοστεί στα ήδη υπάρχοντα κτίσματα ή σε επεμβάσεις/ επεκτάσεις επ' αυτών.

Σε αυτού του είδους τις κατασκευές, η προσομοίωση των συγκρούσεων μπορεί να γίνει με τη χρήση ελατηρίων-αποσβεστήρων^{[6][7]} τα οποία φαίνεται να αντικατοπτρίζουν σε καλύτερο ποσοστό την πραγματική σχέση των δύο δομικών συστημάτων και άρα μπορούν να οδηγήσουν σε ορθότερες προτάσεις ενίσχυσής τους και αποφυγής βλαβών λόγω κρούσης. Μοντέλο αποσβεστήρες τριβής ανάμεσα σε δύο διαφορετικά δομικά συστήματα κατασκευάστηκε για την προσομοίωση της σύνδεσης υφιστάμενου λίθινου κελύφους με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος στην [8]. Η συγκεκριμένη μελέτη οδηγείται στο συμπέρασμα ότι το μέγεθος της συμβολής των πλακών Ο.Σ. στην ενίσχυση της τοιχοποιίας εξαρτάται από τον τρόπο θεώρησης της σύνδεσης των δύο αυτών συστημάτων αφού ο συνυπολογισμός της τριβής που

αναπτύσσεται ανάμεσά τους μετά από μία σεισμική διέγερση επηρεάζει τη δυναμική απόκριση των δύο κατασκευών.

1.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

Όλες οι κατασκευές και ειδικότερα οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία έχουν υποστεί μια σειρά από παθογένειες στην πάροδο του χρόνου όπως αναφέρθηκε προηγουμένως. Κατά συνέπεια, απαιτείται σαφής τεκμηρίωση των ιστορικών φάσεων που διέπουν ένα ιστορικό κέλυφος και επί τούτου εμπειρία προκειμένου να κατανοηθεί όχι μόνο η σημερινή κατάσταση του αλλά και ο τρόπος δόμησης δεδομένου ότι με την εξέλιξη της τεχνολογίας σε διάφορες περιπτώσεις αυτός έχει αλλάξει όχι πάντοτε προς το καλύτερο. Σε αυτό συνεισφέρουν σύγχρονες τεχνικές τεκμηρίωσης όπως είναι αυτή της προσομοίωσης και ανάλυσης υφιστάμενων κελυφών με την βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων (FEM) μέσω των οποίων μπορεί να γίνει μία ακριβής περιγραφή του υπό μελέτη κτιρίου προσδιορίζοντας τα μετρά προστασίας- διατήρησης του κατά την φάση του επανασχεδιασμού- αποκατάστασης του, την συμπεριφορά του σε ένα μελλοντικό σεισμό, την αντοχή των υλικών στην υφιστάμενη κατάσταση τους.

Σημαντική εξέλιξη στην ορθολογική μελέτη ενός κτιρίου αποτελεί η εφαρμογή μετρήσεων με σύγχρονα όργανα για τον προσδιορισμό των πραγματικών μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών της κατασκευής καθώς είναι αναγκαία για την επίτευξη ενός ποιοτικού-ποσοτικού ελέγχου της αντοχής των υφιστάμενων υλικών. Ταυτόχρονα, με την ανάπτυξη της τεχνολογίας παρέχεται η δυνατότητα πειραματικού προσδιορισμού και των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών της εξεταζόμενης κατασκευής μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης σε κατάσταση λειτουργίας (OMA).

1.3.1 FEM

Η χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί μία από τις πιο ισχυρές και έγκριτες μεθόδους αριθμητικής ανάλυσης για την επίλυση προβλημάτων δομικών κατασκευών. Αποτελεί επέκταση της μητρικής ανάλυσης ραβδωτών κατασκευών στην ανάλυση πιο περίπλοκων ολόσωμων κατασκευών.

Βασική αρχή της μεθόδου είναι η υποδιαίρεση της κατασκευής σε ένα πεπερασμένο αριθμό μικρότερων στοιχειωδών κομματιών (finite elements). Τα στοιχεία αυτά διατηρούν τις ιδιότητες των επιμέρους υλικών της αρχικής κατασκευής

ενώ συνδέονται μεταξύ τους με κοινούς κόμβους (nodes). Όπως και στην μητρωϊκή ανάλυση, έτσι και εδώ υπάρχει η δυνατότητα επιλογής μετατοπίσεων ή δυνάμεων επί των κόμβων σαν βασικών μεταβλητών του προβλήματος.

Τα προγράμματα που χρησιμοποιούν πεπερασμένα στοιχεία έχουν τη δυνατότητα εύρεσης των ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων της εξεταζόμενης κατασκευής ανάλογα με τα θεωρητικά δεδομένα, τις παραδοχές και τις απλοποιήσεις που γίνονται.

1.3.3 OMA

Με τον όρο ιδιομορφική ανάλυση σε κατάσταση λειτουργίας (Operational Modal Analysis-OMA) της κατασκευής εννοούμε την ανάλυση και την αναγνώριση των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής δηλ. τις ιδιοσυχνότητες, τις ιδιοπεριόδους και τις ιδιομορφές της κατασκευής τα οποία καθορίζονται μονοσήμαντα από τη δομή του συστήματος (γεωμετρία, μάζα, ακαμψία).

Ο προσδιορισμός και η παρακολούθηση των δυναμικών χαρακτηριστικών μιας κατασκευής μπορεί να υπηρετήσει διάφορους σκοπούς σε μια κατασκευή όπως:

- την αξιολόγηση δομικής κατάστασης και αξιοπιστίας,
- την δημιουργία βάσης δεδομένων και την παρακολούθηση της «υγείας» της κατασκευής για μελλοντική ανίχνευση βλαβών σε περιπτώσεις έντονης διέγερσής της από ισχυρά φορτία όπως σεισμοί, φορτία ανέμου κ.α.,
- την ενημέρωση του θεωρητικού μας μοντέλου και εύρεση αποδοτικότερων λύσεων ενίσχυσης.

Μέχρι σήμερα έχουν τεκμηριωθεί διάφορες μέθοδοι ιδιομορφικής ανάλυσης των κατασκευών των οποίων η εφαρμογή εξασφαλίζει:

- Τη ανάλυση της συμπεριφοράς των κατασκευών υπό διάφορες φορτίσεις σεισμικές και μη
- Τον έλεγχο της ευστάθειας των κατασκευών και της αντοχής τους
- Τον εντοπισμό των σημείων που υφίστανται τη μεγαλύτερη καταπόνηση
- Τον εντοπισμό των θέσεων ευαισθησίας των κατασκευών.

Ανάμεσα στις μεθόδους ιδιομορφικής ανάλυσης που έχουν τεκμηριωθεί κάποιες βασίζονται στην συνδυασμένη χρήση δεδομένων εισόδου (input) και δεδομένων εξόδου (output) ενώ κάποιες χρησιμοποιούν μόνο δεδομένα εξόδου, όπως

και η παρούσα εργασία. Αυτό θα γίνει χρησιμοποιώντας Output-Only Modal Analysis (μέθοδος ιδιομορφικής ανάλυσης χρήσης μόνο δεδομένων εξόδου) με την μέθοδο Frequency Domain Decomposition.

Η Output-Only Modal Analysis βασίζεται στην επεξεργασία και ανάλυση και μόνο των καταγραφών των δεδομένων εξόδου του δυναμικού συστήματος που αναλύεται εργαστηριακά που στην περίπτωση αυτή είναι οι δυναμικές αποκρίσεις των κατασκευών (μετακινήσεις, ταχύτητες ή επιταχύνσεις) που καταγράφονται μέσω του ειδικού εργαστηριακού εξοπλισμού.

Η μέθοδος Frequency Domain Decomposition (FDD) εξάγει τις ιδιομορφές και τις ιδιοσυχνότητες της κατασκευής με εφαρμογή συγκεκριμένης διαδικασίας. Με την εξαγωγή των ιδιομορφών της κατασκευής που μελετάται γίνεται και ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς της υπό την επίδραση των φορτίων που προκαλούν ταλάντωση σε αυτήν. Βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ο εντοπισμός των βλαβών των κατασκευών.

Η τεχνική EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition) προσθέτει, με τη σειρά της, ένα ιδιομορφικό επίπεδο εκτίμησης στην τεχνική FDD και βασίζεται στην στατιστική επεξεργασία κατανομής Gauss. Απαραίτητο είναι για τον υπολογισμό των ιδιοσυχνοτήτων και των αντίστοιχων συντελεστών απόσβεσης, να έχει προηγηθεί ο προσδιορισμός των μεγίστων μέσω της FDD. Οι διαδικασίες που περιγράφηκαν πραγματοποιούνται με τη βοήθεια ειδικών λογισμικών.

Τέλος, θα πρέπει να επισημανθεί πως με τη σύγκριση των ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων που προσδιορίζονται μέσω των μετρήσεων στο πεδίο ερευνών με αυτά που προκύπτουν από το αναλυτικό μοντέλο των πεπερασμένων στοιχείων, επιτυγχάνεται έλεγχος της αξιοπιστίας της προσομοίωσης του φορέα και διευκολύνεται ο εντοπισμός τοπικών αστοχιών του. Τα στοιχεία αυτά σε συνδυασμό με τη γνώση της παθολογίας του, οδηγούν στην επιλογή των επιτρεπτών μεθόδων ενίσχυσης του.

1.4 ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΣΤΟ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΚΤΙΡΙΟ

Με τον όρο επέμβαση εννοείται οποιαδήποτε ενέργεια λαμβάνει χώρα στο υφιστάμενο κτίσμα και περιλαμβάνει οποιαδήποτε επισκευή, ενίσχυση, ανακατασκευή, αναστύλωση, επανάχρηση, διατήρηση ή/και συντήρηση τμήματος ή ολόκληρης της κατασκευής.

Οι βασικού κανόνες που αφορούν τις επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές είναι οι ακόλουθοι^[1] :

- I. Διάκριση του κτιρίου σε «μνημείο», «διατηρητέο» ή απλή κατασκευή και εφαρμογή του αντίστοιχου νομικού καθεστώτος και τήρηση των κύριων κριτηρίων μιας επέμβασης:
 - ✓ Σεβασμός στο πρωτότυπο κατά τρόπο που να μην αλλοιώνεται η αρχική αρχιτεκτονική του φυσιογνωμία
 - ✓ Τεκμηρίωση της κατασκευής (ιστορική, αρχιτεκτονική, δομοστατική, παθολογία, υλικά δόμησης).
 - ✓ Αναστρεψιμότητα προτεινομένων επεμβάσεων ώστε σε περίπτωση μελλοντικής επέμβασης για αντικατάστασή της να ελαχιστοποιούνται ανεπιθύμητες βλάβες στο κτίριο.
 - ✓ Συμβατότητα υφισταμένων και νέων υλικών κατά τρόπο που να ελαχιστοποιούνται ανεπιθύμητες βλάβες στο κτίριο και να μην διαταράσσεται η αισθητική του κτιρίου.
 - ✓ Ανθεκτικότητα σε διάρκεια των νέων επεμβάσεων.
- II. Το οικονομικό κόστος επέμβασης και μελλοντικής συντήρησης ως προς την εγκατεστημένη αξία.
- III. Ο χρόνος εκτέλεσης των εργασιών.
- IV. Το κοινωνικό και ψυχολογικό κόστος των ενοίκων αλλά και του κοινωνικού συνόλου.
- V. Η δυνατότητα επαρκούς και ευσταθούς υποσύλωσης κατά τη διάρκεια των εργασιών επισκευής ή ενίσχυσης.

1.5 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΕΣ ΕΡΓΑΣΙΕΣ

Τα παραδείγματα εφαρμογής της ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία σε συνδυασμό με επί τόπου δυναμικές μετρήσεις δεν είναι ιδιαίτερα πολλά στη βιβλιογραφία αφού οι περισσότερες μελέτες επικεντρώνονται, κάθε φορά, σε ένα από τα παραπάνω ζητήματα. Ο συνδυασμός όμως των δύο μεθόδων μπορεί να επιφέρει, όπως προαναφέρθηκε, πιο αξιόπιστα και σαφή αποτελέσματα για την συμπεριφορά της κατασκευής και τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της.

Στην εργασία τους οι Ferraiolo, Mandara, Abruzzese και Miccoli^[9] εξετάζουν δύο κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, δύο κωδωνοστάσια, συγκεκριμένα, σε Αβέρσα

και Καπούα, χτισμένα το Μεσαίωνα. Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε και, εντέλει, προτείνεται περιείχε κατασκευή μοντέλου με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να εντοπιστούν οι κατάλληλες θέσεις των αισθητήρων μετρήσεων, δυναμικές μετρήσεις επιταχύνσεων, εξαγωγή ιδιομορφών με τις δύο μεθόδους, σύγκριση και διόρθωση του μοντέλου βάσει των μετρήσεων.

Παρομοίως, οι Bayraktar, Turker, Sevim, Altunisik και Tildirim^[10] μελετώντας το κωδωνοστάσιο του Ναού της Αγίας Σοφίας με την ίδια μεθοδολογία καταλήγουν στο συμπέρασμα ότι οι θεωρητικές συχνότητες φαίνεται να είναι μεγαλύτερες από αυτές των πειραματικών μετρήσεων ενώ οι ιδιομορφές σχεδόν ταυτίζονται.

Οι Ramos, Marques, Lourenco, De Roeck, Campos-Costa και Roque^[11] παρουσιάζουν δύο περιπτώσεις ιστορικών κτιρίων τα οποία πρώτα ενισχύθηκαν και κατόπιν ελέγχθηκαν με OMA και προσομοίωση με FEM, τα αποτελέσματα των οποίων χρησιμοποιήθηκαν προκειμένου να αποδειχθεί η αξιοπιστία της ενίσχυσης.

Οι Julio, Rebelo και Dias-da-Costa^[12] παρουσιάζουν τη μελέτη ενός κτιρίου του Πανεπιστημίου της Coimbra χτισμένο περί το 1730, το οποίο, αφού μοντελοποιήθηκε με FEM, στη συνέχεια το μοντέλο αυτό τροποποιήθηκε και διορθώθηκε με βάσει τα αποτελέσματα δυναμικών μετρήσεων. Από τα εναρμονισμένα αποτελέσματα των δύο μεθόδων συμπεραίνεται ότι η OMA είναι μια αξιόπιστη μέθοδος εξαγωγής ιδιομορφών που όμως θα πρέπει να συνδυάζεται με περεταίρω εργαστηριακές μετρήσεις για να αυξηθεί το επίπεδο αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων της.

Εφαρμόζοντας ανάλογη πορεία εργασιών και στο παλάτι της Σινδώνης, οι Formisano, Florio και Landolfo^[13] κατέληξαν σε συμφωνία αναλυτικών και πειραματικών αποτελεσμάτων σε ότι αφορά τις ιδιοσυχνότητες και ιδιομορφές. Αυτό, συμπεραίνουν, αποδεικνύει την εγκυρότητα των μεθόδων και κατά συνέπεια την εγκυρότητα των ελέγχων έναντι μελλοντικών σεισμών που μπορούν να γίνουν στο μοντέλο του κτιρίου.

Οι Branco, Guerreiro^[14] μοντελοποίησαν ιστορικό κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία δοκιμάζοντας, παράλληλα, διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες των υλικών ώστε να πλησιάσουν στην πραγματική κατάσταση του κτιρίου. Ακολούθως, συνέκριναν τις ιδιοσυχνότητες του αριθμητικού μοντέλου με τις μετρηθείσες φυσικές

συχνότητες των δυναμικών μετρήσεων ώστε να εξασφαλίσουν μεγαλύτερη ακρίβεια και να προχωρήσουν, έτσι, σε προτάσεις σεισμικής θωράκισης του κτιρίου.

Όπως χαρακτηριστικά αναφέρουν οι C.E. Ventura, T.Horyna^[15] οι δύο μέθοδοι λειτουργούν συμπληρωματικά υπέρ της βελτιστοποίησης της προσομοίωσης της κατασκευής. Σημειώνουν, δε, ότι οι ιδιομορφές της προσομοίωσης μπορούν να βοηθήσουν στον καλύτερο προσδιορισμό των φυσικών ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων οι οποίες στις μετρήσεις μπορεί να θεωρηθούν ως ξεχωριστές αλλά στην πραγματικότητα αντιστοιχούν στην ίδια ταλάντωση.

Τέλος, οι Foti, Diaferio, Giannoccaro και Mongelli^[16] καταπιάνονται στην εργασία τους με έναν ιστορικό κτίριο χτισμένο στην Ιταλία αρχές του προηγούμενου αιώνα. Αφού διεξήγαγαν μετρήσεις προκειμένου να βρεθούν τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του κτιρίου, συγκρίθηκαν με τα αντίστοιχα μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία. Και εδώ επετεύχθη πολύ ικανοποιητική σύγκλιση ανάμεσα στην πειραματική και θεωρητική μέθοδο, το μοντέλο διορθώθηκε βάσει των πειραμάτων καταλήγοντας, έτσι, σε πολύ καλή απεικόνιση του κτίσματος παρά τις δυσκολίες που προέκυπταν από τις μεγάλες ανομοιογένειες των υλικών της κατασκευής.

2. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

2.1 ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΟΙΚΙΣΜΟΥ

Το αντικείμενο μελέτης της παρούσας διατριβής είναι ένα παραδοσιακό μονώροφο κτίριο χτισμένο στη Δημοτική Ενότητα Βάμου και συγκεκριμένα στην έδρα αυτής, το χωριό Βάμος. Ο Βάμος ανήκει στο Δήμο Αποκορώνου ο οποίος βρίσκεται δυτικά της Κρήτης και βορειοανατολικά του νομού Χανίων ενώ εκτείνεται από τα Λευκά Όρη μέχρι τα παραθαλάσσια χωριά Αλμυρίδα, Καλύβες και Γεωργιούπολη. Πρόκειται για μια ημιορεινή περιοχή με ποικιλόμορφο και ενδιαφέρον φυσικό περιβάλλον, όπου κυριαρχεί η τοπική δασώδης και θαμνώδης βλάστηση αλλά χαρακτηρίζεται και από την πλούσια αρχιτεκτονική κληρονομιά της. Πιο συγκεκριμένα, η περιοχή είναι διάσπαρτη από μικρούς οικισμούς, οι περισσότεροι από τους οποίους είναι παλαιοί. Το κλίμα είναι ξηρό και θερμό κι όλη η βλάστηση είναι προσαρμοσμένη σ' αυτό.



Εικόνα 2.1: Χάρτης Δήμου Αποκόρωνα.

Ο Βάμος βρίσκεται στο κέντρο του Αποκόρωνα. Είναι ένας ημιορεινός οικισμός, σε υψόμετρο 200 μέτρα από τη θάλασσα, που περιβάλλεται από καλλιεργημένη και άγρια φύση και διατηρεί σε μεγάλο βαθμό αναλλοίωτα τα αυθεντικά και παραδοσιακά χαρακτηριστικά του. Ως πρώην πρωτεύουσα της επαρχίας Αποκορώνου και παλιότερα του νομού Σφακίων, και σήμερα Ιστορική έδρα του νέου Δήμου, είναι ιδιαίτερος ενδιαφέρων οικισμός, πού έχει προταθεί για

χαρακτηρισμό σε παραδοσιακός από το ΥΠΕΧΩΔΕ. Έχει ημιαστικό χαρακτήρα, και διατηρείται σε πολύ καλή κατάσταση, με στοιχεία λαϊκής και νεοκλασικής αρχιτεκτονικής.

Σύμφωνα με ιστορικές πηγές οι πρώτοι κάτοικοί του ήταν Άραβες πειρατές γύρω στον 8ο αιώνα. Στη γενική απογραφή που πραγματοποιήθηκε από τους Ενετούς το 1573 ο Βάμος αναφέρεται ως «Βάμου». Κατά τη διάρκεια της τουρκικής κυριαρχίας στην Ελλάδα ο Βάμος ήταν το αρχηγείο του τουρκικού στρατού και το 1866 γίνεται η έδρα της επαρχίας Σφακίων και διοικητικό κέντρο από τον Σάββα πασά ενώ μετά από μια εικοσαετία (1896) θα επιστρέψει στα χέρια των Κρητών.

Την περίοδο που ο Βάμος ήταν η πρωτεύουσα των Σφακίων, γνώρισε μεγάλη οικονομική ανάπτυξη η οποία συνοδεύτηκε από την ανέγερση πολυτελών κατοικιών και δημοσίων κτηρίων με νεοκλασικά στοιχεία και έντονα επηρεασμένα από την Ενετική κυριαρχία. Από αυτήν την περίοδο και μετά υπήρξε μια διάκριση μεταξύ των πολυτελών και μη πολυτελών σπιτιών, ένα γεγονός που υπογραμμίζει το οικονομικό επίπεδο της κοινωνίας και απεικονίζει την αντίθεση μεταξύ των πλουσίων που ζούσαν στα αποκαλούμενα «κονάκια» και των φτωχών που ζούσαν στα «καμαρόσπιτα» (σπίτια ενός δωματίου). Τα καμαρόσπιτα αποτελούν την πιο πρωτόγονη και λιτή μορφή του κρητικού σπιτιού σε χωριό. Χτισμένα με βασικά υλικά τη ντόπια πέτρα και ξύλο, τα σπίτια αυτά εντυπωσιάζουν ακόμα με το αυθεντικό και παραδοσιακό τους χαρακτήρα καθώς πολλά από αυτά είτε παραμένουν σε καλή κατάσταση είτε έχουν επιδεχθεί επεμβάσεις και ενισχύσεις διατηρώντας όμως την τοπική αρχιτεκτονική κληρονομία.



Εικόνα 2.2: Γραφική γειτονιά στο Βάμο.

Κτίρια που παρουσιάζουν ενδιαφέρον στο χωριό είναι το αναστηλωμένο παλιό σχολείο (1863), το αναστηλωμένο παλιό παρθεναγωγείο, το οποίο λειτουργεί ως ξενώνας και στεγάζει το Κέντρο Περιβαλλοντικής Ενημέρωσης και οι νεότερες εκκλησίες των Αγίων Νικολάου και Γεωργίου.



Εικόνα 2.3: Το παλιό παρθεναγωγείο Βάμου.



Εικόνα 2.4: Ο ναός του Αγίου Νικολάου στο Βάμο.

Κοντά στο χωριό, σώζονται τα ερείπια της Μονής της Παναγίας στο Κατωμέρι ενώ περίπου δύο χιλιόμετρα ανατολικά του Βάμου, βρίσκεται η Μονή Αγίου Γεωργίου, η οποία αναστηλώθηκε το 1996. Η μονή χρονολογείται από τον 13ο αιώνα. Στη Μονή σώζεται εγκαταλελειμμένο ελαιοτριβείο με δώδεκα καμάρες του οποίου η οροφή έχει καταρρεύσει. Στο ελαιοτριβείο σώζονται οι βάσεις τεσσάρων

μυλόπετρων, μαρτυρώντας ότι στο παρελθόν η περιοχή παρήγαγε τεράστιες ποσότητες λαδιού.



Εικόνα 2.5: Το παλιό ελαιοτριβείο στη Μονή του Αγίου Γεωργίου στο Καρύδι.



Εικόνα 2.6: Η ανενεργή πλέον Μονή της Θεοτόκου.

2.2 ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

Η Κρήτη βρίσκεται πάνω σε σεισμική ζώνη και συγκεκριμένα στον χώρο όπου η αφρικανική τεκτονική πλάκα εισέρχεται κάτω από την ευρασιατική.

Στην ευρύτερη περιοχή της Κρήτης δύο κατηγορίες σεισμών λαμβάνουν χώρα:

-Οι σεισμοί ενδιάμεσου βάθους (βάθος εστίας μεγαλύτερο των 60 χλμ. και μικρότερο των 180 χλμ.) των οποίων τα επίκεντρα τοποθετούνται στο θαλάσσιο χώρο βόρεια του νησιού.

-Οι επιφανειακοί σεισμοί (βάθος εστίας μικρότερο των 60χλμ.) των οποίων τα επίκεντρα τοποθετούνται πάνω στο νησί ή στο νότιο γειτονικό θαλάσσιο χώρο.

Ολόκληρο το νησί ανήκει, σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II. Οι μεγαλύτεροι και πιο αισθητοί σεισμοί για την ευρύτερη περιοχή των Χανίων είναι οι παρακάτω^{[17] [18]}:

-Μάιος 1908, 6,7 R με επίκεντρο την πόλη του Ηρακλείου. Έγινε ιδιαίτερα αισθητός με μόνο υλικές ζημιές.

-Φεβρουάριος 1910, 6.8 R με επίκεντρο την πόλη των Χανίων. Σκοτώθηκαν 6 άνθρωποι, η δόνηση ήταν αισθητή σε όλο το νησί ενώ προκλήθηκαν υλικές ζημιές και καταρρεύσεις κτισμάτων.

-Αύγουστος 1922, 6,8 R με επίκεντρο τη Ζάκρο της Σητείας. Έγινε αισθητός κυρίως στην ανατολική Κρήτη.

-Ιούλιος 1927, 7.1R με επίκεντρο στη Λακωνία. Στο Ρέθυμνο ρηγματώθηκαν ορισμένα σπίτια.

-Φεβρουάριος 1940, 6 R με επίκεντρο την ευρύτερη περιοχή της Σητείας. Στα Χανιά προκλήθηκαν πλημμύρες και υλικές ζημιές.

-Ιούλιος 1956, 7.5 R με επίκεντρο την Αμοργό γίνονται αισθητά στη βόρεια Κρήτη προκαλώντας τσουνάμι και ισχυρούς μετασεισμούς.

-Νοέμβριος 1972. 6.5 R με επίκεντρο ανάμεσα στην Κάντανο και το Ηράκλειο, ιδιαίτερο αισθητός στη δυτική Κρήτη.

-Νοέμβριος 1973, 6R προκάλεσαν υλικές ζημιές και ρηγματώσεις κτιρίων στη νοτιοδυτική Κρήτη.

- Μάιος 1994, 6.1 R προκάλεσαν βλάβες σε Ηράκλειο και Χανιά.
- Ιανουάριος 2006, 6.9 R με επίκεντρο τη θαλάσσια περιοχή Χανίων – Κυθήρων. Προκλήθηκαν μερικοί τραυματισμού και αρκετές υλικές ζημιές.
- Οκτώβριος 2013, 6.4 R στη θαλάσσια περιοχή δυτικά των Χανίων. Ο σεισμός είχε μεγάλη διάρκεια και προκάλεσε μερικές καταρρεύσεις παλιών κτισμάτων (όπως και μιας στέγης στο Βάμο) καθώς και ρηγματώσεις.

2.3 ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η ανέγερση του κύριου, πετρόχτιστου κτιρίου χρονολογείται προ του 1922 ενώ αυτή της προσθήκης χρονολογείται το 1985 σύμφωνα με την οικοδομική της άδεια. Από την κατασκευή του μέχρι και το 1993 όπου περιήλθε στην ιδιοκτησία του Πολυτεχνείου Κρήτης ύστερα από δωρεά της ζωγράφου Ελένης Φραντζεσκάκη, χρησιμοποιήθηκε ως κατοικία. Από τότε μέχρι και σήμερα δε χρησιμοποιείται παρά μόνο περιστασιακά από τους κατοίκους και τους τοπικούς συλλόγους για μικρές εκδηλώσεις. Οι κάτοικοι μάλιστα έκαναν μέσα στα χρόνια και μερικές επεμβάσεις στο κτίσμα για να διατηρηθεί, όπως την αντικατάσταση σπασμένων κεραμιδιών καθώς επίσης φρόντισαν για την κατασκευή παιδικής χαράς στο βόρειο τμήμα του οικοπέδου.

2.4 ΘΕΣΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΩΝ ΧΩΡΟΣ

Το οικόπεδο, εντός του οποίου βρίσκεται το οίκημα, εντοπίζεται στη θέση «Πλατανάκι ή Μεσοχώρια» της Δ.Ε. Βάμου όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.7 , είναι άρτιο και οικοδομήσιμο καταλαμβάνοντας έκταση 199.18 τ.μ. Είναι περιφραγμένο και συνορεύει με άλλες ιδιοκτησίες στο βόρεια και ανατολική πλευρά του. Εντός του οικοπέδου υπάρχει μια στέρνα βρόχινου νερού, σφραγισμένη πλέον αφού στη νότια πλευρά έχει κατασκευαστή παιδική χαρά με τη συμβολή των κατοίκων, καθώς και οπωροφόρα δέντρα στη βόρειο τμήμα του οικοπέδου.



Εικόνα 2.7: Φωτογραφία από δορυφόρο της ευρύτερης περιοχής (google map) όπου υποδεικνύεται με πορτοκαλί περίγραμμα το οικοπέδο και το εν λόγω οίκημα.

2.5 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΙ ΜΟΡΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Εντός του οικοπέδου, υπάρχει το εν λόγω κτίσμα το οποίο καταλαμβάνει έκταση ίση με 83,65 τ.μ. Αποτελείται από το κυρίως κτίσμα, ένα πετρόχτιστο μονώροφο οίκημα με εμβαδό 64,07 τ.μ., και από μια προσθήκη 17,70 τ.μ. χτισμένη με οπτοπλινθοδομή, σε επαφή με την κύρια κατασκευή στη δυτική όψη αυτής (Εικόνα 2.9).



Εικόνα 2.8: Κύρια όψη/είσοδος του κτιρίου.



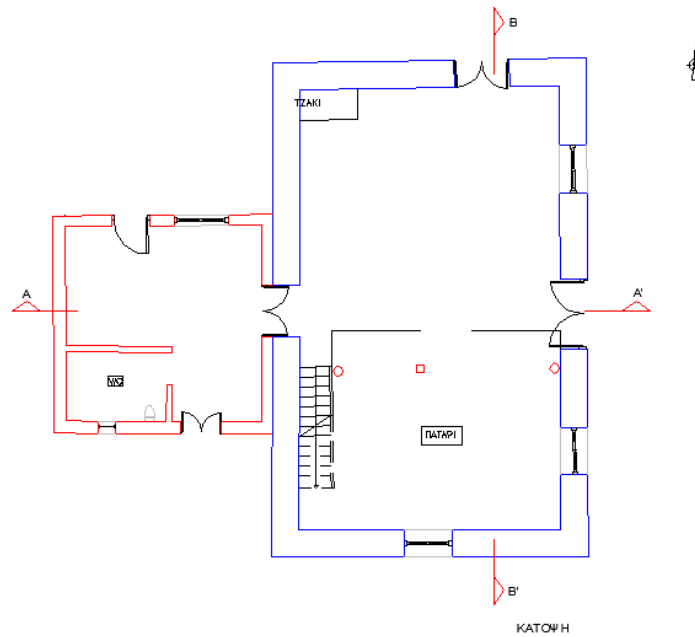
Εικόνα 2.9: Βόρεια όψη του κτιρίου. Φαίνεται η προσθήκη που εφάπτεται της λιθοδομής.

Αποτελείται από ισόγειο ενιαίο χώρο καθώς και από ξύλινο πατάρι που καλύπτει 19,3 τ.μ. ,το 1/3 περίπου από το συνολικό εμβαδό της κάτοψης. Το δάπεδο αποτελείται από σκυρόδεμα καθαριότητας. Η κύρια είσοδος του σπιτιού είναι στην επί του δρόμου ανατολική όψη ενώ είσοδοι υπάρχουν και στις άλλες όψεις πλην της βόρειας.

Τέλος, στο βόρειο τοίχο του σπιτιού υπάρχει το τζάκι τουρκικής κατασκευής ενώ ακριβώς δίπλα, επίσης στον βόρειο τοίχο, υπάρχει εσοχή στον τοίχο με διαστάσεις 0.90 x 0.60 m και βάθος 0.25 m (Εικόνα 2.10) .



Εικόνα 2.10: Το τζάκι του σπιτιού. Αριστερά φαίνεται η εσοχή στο βόρειο τοίχο.



Εικόνα 2.11: Σκαρίφημα της κάτοψης των δύο κτισμάτων.

2.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

2.6.1 ΟΨΕΙΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ

Οι τέσσερις όψεις του κτιρίου χαρακτηρίζονται από απλότητα, χωρίς κάποια ιδιαίτερη διακόσμηση ενώ εξωτερικά δεν είναι επιχρισμένες πλην της ανατολικής. Η ανατολική και δυτική όψη έχουν ύψος 4.15 m ενώ η βόρεια και νότια φθάνουν μέχρι τα 4.90 m.

Η περιμετρική φέρουσα τοιχοποιία, από την οποία αποτελούνται, είναι κατασκευασμένη από αργούς, ημιλαξευτούς, μαλακούς ασβεστόλιθους, χαρακτηριστικό γεωλογικό υλικό της ευρύτερης περιοχής. Οι λίθοι συνδέονται με ασθενές ασβεστοκονίαμα. Στις συμβολές των τοίχων, η ένωση έχει επιτευχθεί με ισχυρούς ημιλαξευτούς λίθους, τα αγκωνάρια. Το πάχος της τοιχοποιίας είναι σταθερό καθ' ύψος και ίσο με 0.55 m.

Η τοιχοποιία έχει συνολικά 7 ανοίγματα τα οποία μαζί με το τζάκι και την εσωτερική εσοχή στο νότιο τοίχο, μειώνουν σε ένα μικρό ποσοστό τη δυσκαμψία της. Τα περισσότερα από αυτά βρίσκονται στην κύρια ανατολική όψη του κτιρίου.



Εικόνα 2.12: Ανοίγματα όπου διακρίνονται οι λαξευμένοι λίθοι που αποτελούν τις περιμέτρους τους καθώς και τα αγκωνάρια στην ακμή του κτιρίου.



Εικόνα 2.13: Σκαριφήματα των όψεων του λίθινου κτιρίου.

2.6.2 ΔΙΑΖΩΜΑΤΑ-ΣΕΝΑΖ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ

Στη στέψη του κτιρίου, σε ύψος 4.15 m και κατά μήκος των δύο μεγάλων πλευρών (ανατολική-δυτική), υπάρχει σενάζ από σκυρόδεμα πάνω στο οποίο στηρίζεται και η στέγη και έχει κατασκευαστεί επίσης μεταγενέστερα της λιθοδομής (Εικόνα 2.14).



Εικόνα 2.14: Σενάζ από σκυρόδεμα.

Οι ίδιοι ημιλαξευτοί λίθοι των γωνιών του κτίσματος έχουν χρησιμοποιηθεί και ως λίθοι διαμόρφωσης των ανοιγμάτων (θύρες, παράθυρα) τα οποία διαθέτουν και λίθινο πρέκι (Εικόνα 2.15).



Εικόνα 2.15: Λίθινα πρέκια ανοιγμάτων.

2.6.3 ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ

Στο εσωτερικό του κτιρίου υπάρχει σκάλα που ενώνει το ισόγειο με το πατάρι (Εικόνα 2.16). Αποτελείται εξ ολοκλήρου από ξύλινα στοιχεία ίδιας ποιότητας με την ξυλεία της στέγης, ενώ εδράζεται απευθείας στο έδαφος και σε μία από τις ξύλινες δοκούς στήριξης του παταριού. Αποτελείται από 13 βαθμίδες και ένα πλατύσκαλο.



Εικόνα 2.16: Απόψεις της εσωτερικής σκάλας.

2.6.4 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

Δεν είναι γνωστή η ύπαρξη, η μορφή και το βάθος της θεμελίωσης. Σύμφωνα με τα γενικά χαρακτηριστικά αυτού του τύπου των κτιρίων, το πάχος της θεμελίωσης είναι ίδιο με αυτό της τοιχοποιίας του ισογείου ενώ το βάθος της εξαρτάται από το τύπο του εδάφους. Λόγω έλλειψης δυνατότητας για επί τόπου έρευνα, το εν λόγω κτίριο, αν και πιθανότατα έχει θεμελίωση μικρού ύψους μια και που το έδαφος της περιοχής είναι γενικά σκληρό και ημιβραχώδες, στην ανάλυση θα θεωρηθεί ότι εδράζεται απευθείας στο έδαφος.

2.7 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

2.7.1 ΣΤΕΓΗ

Η στέγη είναι δίρρηκτη, ανακατασκευασμένη μεταγενέστερα του κυρίως κτίσματος και η επικάλυψή της αποτελείται από κεραμίδια ρωμαϊκού τύπου (Εικόνα 2.17). Το κατακόρυφο ύψος της είναι 1.80 m. Τα ξύλα από τα οποία είναι κατασκευασμένη η στέγη είναι από κωνοφόρα δέντρα ενώ το πάχος της είναι πολύ μικρό, 0.025 m (Εικόνα 2.18).



Εικόνα 2.17: Δυτική πλευρά της δίρρηκτης στέγης.



Εικόνα 2.18: Εσωτερική άποψη της στέγης.

2.7.2 ΠΑΤΑΡΙ

Το πατάρι βρίσκεται σε ύψος 3.28 m από το δάπεδο και αποτελείται, επίσης, αποκλειστικά από ξύλο ίδιας προέλευσης και ποιότητας με τα προαναφερθέντα ξύλινα στοιχεία της κατασκευής. Εδράζεται σε 5 δοκούς – εκ των οποίων μόνο 3 εγκιβωτίζονται στην τοιχοποιία αφού τα άλλα δύο κόπηκαν μεταγενέστερα – και 3 ξύλινα υποστυλώματα τα οποία εδράζονται απευθείας στο έδαφος (Εικόνες 2.19 & 2.20).



Εικόνα 2.19: Φωτογραφία του παταριού από το ισόγειο όπου διαφαίνονται οι 5 ξύλινες δοκοί, τρεις εκ των οποίων εγκιβωτίζονται στον τοίχο.



Εικόνα 2.20: Οι δοκοί που κόπηκαν για να κατασκευαστεί το πατάρι.

3. ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΙ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ ΔΟΜΗΣΗΣ

Με σκοπό να διερευνηθεί η συμπεριφορά των υλικών της κατασκευής, να προσδιοριστούν οι μηχανικές ιδιότητες αυτών, να ελεγχθεί η κατάσταση του υφιστάμενου κτιρίου και να εκτιμηθούν οι αιτίες που προκάλεσαν τις όποιες φθορές, διενεργήθηκε μια σειρά ελέγχων η οποία προηγήθηκε της δυναμικής ανάλυσης ^[15] ^[20]. Στη συνέχεια του κεφαλαίου, παρατίθενται οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν και τα αποτελέσματα που προέκυψαν.

3.1 ΟΠΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ – ΕΠΙΘΕΩΡΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο οπτικός έλεγχος και η μακροσκοπική εξέταση της κατάστασης της τοιχοποιίας έχουν σκοπό^[13]:

- την αναγνώριση του τύπου τοιχοποιίας (σύστημα δόμησης)
- την εξέταση της γενικής κατάστασης της τοιχοποιίας
- τις φθορές/βλάβες που υπάρχουν στην τοιχοποιία και τις πιθανές αιτίες που τις προκάλεσαν (σεισμός, επίδραση εδάφους, φυσικοχημικές δράσεις).
- την αναγνώριση του στατικού συστήματος και του τρόπου μεταφοράς φορτίων από την ανωδομή στο έδαφος.

Τα συμπεράσματα του οπτικού ελέγχου που αφορούν στα χαρακτηριστικά του δομικού- συστήματος αναφέρθηκαν εκτενώς στο προηγούμενο κεφάλαιο. Παρακάτω συνοψίζονται οι φθορές και η γενική παθολογία των υλικών που εντοπίστηκαν με αυτή την πρώτη, μη καταστροφική μέθοδο αποτίμησης των χαρακτηριστικών των υλικών.

3.1.1 ΛΙΘΟΔΟΜΗ

Ρωγμές

Παρατηρήθηκαν ρωγμές και στους τέσσερις φέροντες τοίχους με τα μεγαλύτερα ποσοστά να είναι κυρίως στο βόρειο και αλλά και νότιο τοίχο. Αυτό οφείλεται κυρίως στην ύπαρξη της προσθήκης σε επαφή με το λίθινο κτίριο, η οποία αλληλεπιδρώντας με την κύρια κατασκευή προκαλεί μεγάλες τάσεις και μικρή στροφή της κάτοψης, επιβαρύνοντας τις μικρότερες, άρα και πιο εύκαμπτες, πλευρές όπως θα δούμε σε επόμενο κεφάλαιο.

Η διεύθυνση των ρωγμών είναι κυρίως κατακόρυφη ή περίπου κατακόρυφη ενώ οριζόντιες ρωγμές δε φαίνεται να υπάρχουν. Το εύρος τους είναι μικρό, δεν ξεπερνάει το 2-3 mm. Θα πρέπει, εδώ, να τονισθούν οι κατακόρυφες ρωγμές που παρατηρούνται σε δύο ανοίγματα και οι οποίες οφείλονται σε εκτός επιπέδου καμπτική αστοχία των στοιχείων με επίπεδο θραύσης κάθετο στους οριζόντιους αρμούς καθώς επίσης και οι 2 ρωγμές που παρατηρούνται στη συμβολή του νότιου και δυτικού τοίχου (Εικόνα 3.1). Οι τελευταίες επιβαρύνονται από την ύπαρξη του τζακιού και της καμινάδας, τα οποία αφαιρούν τμήμα της δυσκαμψίας στο σημείο εκείνο κάνοντας το πιο τρωτό.



Εικόνα 3.1: Αριστερά φαίνεται η κατακόρυφη ρωγμή στο ανώφλι της πόρτας στη βόρεια όψη ενώ δεξιά φωτογραφίζεται η βορειο-δυτική γωνία της λιθοδομής με τις κατακόρυφες ρωγμές να επηρεάζουν τη δυσκαμψία των δύο τοίχων.

Πτώση ή αποκόλληση λίθων και επιχρίσματος

Παρατηρούνται ορισμένες πτώσεις μικρών λίθων κυρίως στη νότια όψη που οφείλονται κυρίως στην κόπωση των υλικών με αποτέλεσμα την χαλάρωση των δεσμών συνάφειας. Ακόμα στην ανατολική όψη εντοπίζονται αποκολλήσεις του προστατευτικού εξωτερικού επιχρίσματος. (Εικόνα 3.2)



Εικόνα 3.2: Στην ανατολική όψη (αριστερά) φαίνεται καθαρά η αποκόλληση του επιχρίσματος στο πάνω μέρος της όψης ενώ στη βόρεια όψη (δεξιά) παρατηρούνται διάσπαρτα μικρά κενά που προκλήθηκαν από πτώσεις λίθων.

Διάβρωση από υγρασία

Παρατηρείται χρωματική αλλαγή και στους τέσσερις τοίχους της λιθοδομής λόγω της υγρασίας καθώς επίσης στο εσωτερικό του κτιρίου στην ένωση του βόρειου και δυτικού τοίχου είναι εμφανέστατη η κατερχόμενη υγρασία από την καμινάδα (Εικόνα 3.3).



Εικόνα 3.3: Η κατερχόμενη υγρασία έχει κάνει εμφανή την παρουσία της τόσο στο εσωτερικό του κτιρίου (καμινάδα) όσο και στις εξωτερικές επιφάνειες των τοίχων.

Ακόμα σε αρκετά σημεία της τοιχοποιίας και ιδιαίτερα στη δυτική όψη είναι εμφανές το φαινόμενο της κυψελοειδούς φθοράς εξαιτίας της υγρασίας, των ανεμοπιέσεων και της κρυστάλλωσης αλάτων.



Εικόνα 3.4: Κυψελοποίηση τμήματος λιθοδομής στο δυτικό τμήμα.



Εικόνες 3.5: Σημεία κυψελοποίησης της λιθοδομής στην ανατολική όψη.

3.1.2 ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ

Στην προσθήκη από οπτοπλινθοδομή εντοπίζονται μικρές τριχοειδής ρηγματώσεις του επιχρίσματος από τσιμεντοκονίαμα και στις 3 όψεις αυτής. Ακόμα είναι εμφανή τα σημάδια της υγρασίας και εδώ από τις τοπικές δυσχρωμίες στους τοίχους (Εικόνα 3.6).



Εικόνα 3.6: Εμφανείς σε όλη την επιφάνεια του τοίχου οι τριχοειδείς ρωγμές καθώς και η κατερχόμενη υγρασία στη στέψη της αποθήκης.

3.1.3 ΠΛΑΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Στην πλάκα σκυροδέματος που καλύπτει την προσθήκη είναι εμφανέστατη η επιφανειακή αποσάθρωση του σκυροδέματος που έχει ως αποτέλεσμα την αποφλοΐωση και διάβρωση του οπλισμού της (Εικόνα 3.7- αριστερά). Ακόμα, γίνεται κι εδώ αντιληπτή η ύπαρξη της υγρασίας τόσο από το χρώμα της άνω επιφάνειας της πλάκας όσο και από τα φυτά που υπάρχουν κατά μήκος της επαφής της αποθήκης με το κυρίως κτίσμα (Εικόνα 3.7- δεξιά).



Εικόνα 3.7: Η αποσάθρωση του σκυροδέματος και η υγρασία είναι εμφανής σε ολόκληρη την επιφάνεια της πλάκας.

3.1.4 ΞΥΛΙΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Από τη οπτική επιθεώρηση δεν παρατηρήθηκε διάβρωση υλικού σε κάποιο από τα ξύλινα στοιχεία του κτιρίου κι αυτό γιατί είναι πρόσφατες προσθήκες, αρκετά μεταγενέστερες της λιθοδομής. Παρόλα αυτά, στη στέγη παρατηρείται διάρρηξη του κελύφους και κάμψη των σανιδώματος που οφείλεται στον τρόπο κατασκευής του (διεύθυνση σανίδων, έλλειψη ζευκτών και αμειβόντων) (Εικόνα 3.6).

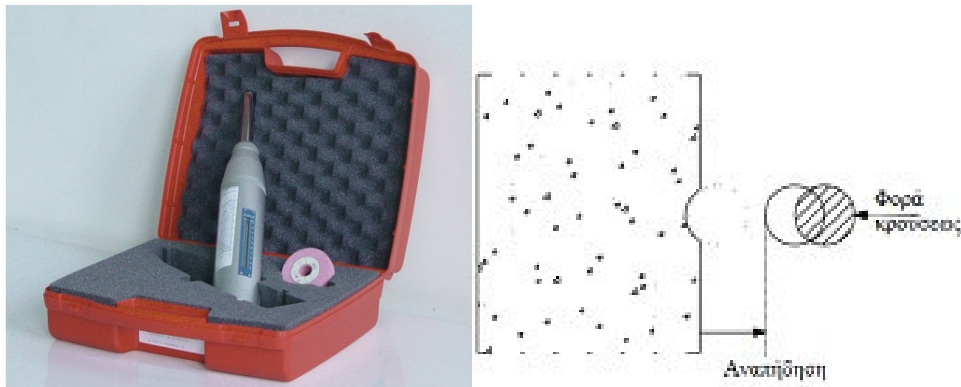


Εικόνα 3.8: Διάρρηξη της στέγης που επιτρέπει στα νερά της βροχής να εισέρχονται στο εσωτερικό.

3.2 ΔΟΚΙΜΕΣ ΜΕ ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΟ

Η μέθοδος του κρουσίμετρου είναι μια μη καταστρεπτική μέθοδος εκτίμησης της αντοχής του σκυροδέματος, η οποία βασίζεται στην μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας του υλικού (κυρίως σκυρόδεμα αλλά και τοιχοποιία). Είναι μια απλή δοκιμή και δύναται να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα μόνο όταν συνδυαστεί και με άλλες μεθόδους ^[13].

Η αρχή της μεθόδου δίνεται στη Εικόνα 3.7. Μια μεταλλική μάζα προσκρούει στην επιφάνεια του εξεταζόμενου υλικού. Το ύψος αναπηδήσεως αυτής της μάζας εξαρτάται από την ελαστικότητα του υλικού και, επομένως, από την αντοχή του.



Εικόνα 3.9: Η συσκευή κρουσίμετρου που χρησιμοποιήθηκε.

Έγιναν μετρήσεις περιμετρικά τόσο της λιθοδομής όσο και της οπτοπλινθοδομής, τηρήθηκαν οι προϋποθέσεις της λείας επιφάνειας και της απόστασης μεγαλύτερης από 30 cm από τις ακμές όπως, επίσης, απορρίφθηκαν τιμές με πολύ μεγάλη απόκλιση.

Πίνακας 3.1: Μετρήσεις κρουσίμετρου.

	ΜΕΣΟΣ ΟΡΟΣ	
ΘΕΣΗ	ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ (R)	ΤΑΣΗ (MPa)
T1	27.00	19.33
T2	22.83	13.38
T3	24.17	15.30
T4	31.67	26.63
T5	27.00	19.47
T6	28.50	21.80
T7	22.67	13.13
T8	29.33	23.02
Σ1	30.83	25.17
Σ2	30.33	24.48
Θλιπτική αντοχή λιθοδομής (MPa)		19.01
Θλιπτική αντοχή οπτοπλινθοδομής (MPa)		24.83

Κατά συνέπεια, υπολογίζεται η χαρακτηριστική αντοχή της τοιχοποιίας από τη σχέση του EC6, $f_{k \text{ κρουσιμ.}} = \lambda * K * f_s^{0.7} * f_m^{0.3} = 1.48 \text{ MPa}$

όπου $\lambda = 1/3$ – μειωτικός συντελεστής για πειραματικά δεδομένα

$K = 0.5$ – σταθερά με τον τύπο των πλίνθων (υλικό, ποσοστό και διαστάσεις κενών) και της δόμησης της τοιχοποιίας ενώ κυμαίνεται από 0.4-0.6

$f_m = 1.5 \text{ MPa}$ – θλιπτική αντοχή ασβεστοκονιάματος

καθώς και το μέτρο ελαστικότητας $E_{\text{κρουσιμ.}} = 1000 \cdot f_k = \underline{1.48 \text{ GPa.}}$

3.3 ΠΥΡΗΝΟΛΗΣΙΑ ΚΑΙ ΘΛΙΨΗ ΠΥΡΗΝΩΝ

Η πυρηνοληψία είναι ιδιαίτερα αξιόπιστη ημικαταστροφική μέθοδος που περιλαμβάνει διάτρηση του εξεταζόμενου δομικού στοιχείου και αποκοπή κυλινδρικού δοκιμίου. Μπορούν έτσι να προσδιοριστούν –ανάμεσα σε άλλα– οι αντοχές σε θλίψη, το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος Poisson της πέτρας^[13].

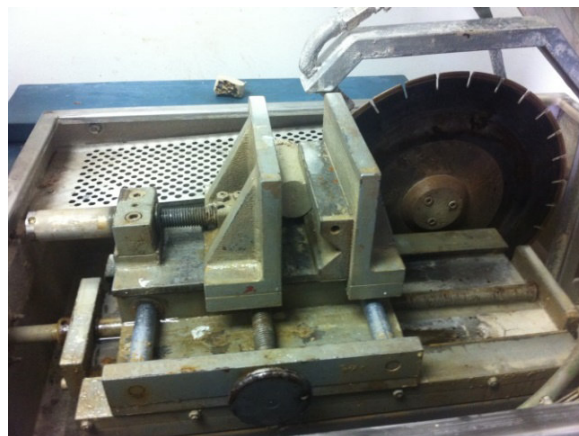
Λόγω έλλειψης δυνατότητας να αποκοπούν λίθοι ή τμήματά τους από το σώμα της τοιχοποιίας, συλλέχθηκαν 4 δείγματα λίθων από την οπίσθια περίφραξη του οικοπέδου, οι οποίοι οπτικά είναι στην ίδια κατάσταση με το υλικό της φέρουσας τοιχοποιίας. Κατόπιν, στο εργαστήριο Αντοχής του Τμήματος Ορυκτών Πόρων του Πολυτεχνείου Κρήτης αποσπάστηκαν πυρήνες που πληρούν τις προϋποθέσεις του EC6 για διάμετρο 10-20.5 cm, ύψος δοκιμίου 15-40 cm (πρέπει να ισχύει $H \geq 2t$) και πλήθος δοκιμίων κατ'ελάχιστο ίσο με τρία. Στη συνέχεια, κόπηκαν στο επιθυμητό μέγεθος στον τροχό και λειάνθηκαν και από τις δύο πλευρές.



Εικόνα 3.10: Τα δείγματα λίθων που πάρθηκαν από τον περιβάλλοντα χώρο.



Εικόνα 3.11: Συσκευή λήψης πυρήνων από τα δείγματα.



Εικόνα 3.12: Συσκευή όπου τα δοκίμια απέκτησαν το προβλεπόμενο μέγεθος.



Εικόνα 3.13: Λείανση των επίπεδων επιφανειών των κυλίνδρων.

Το επόμενο βήμα περιελάμβανε τη θλίψη των πυρήνων για την εξαγωγή των επιθυμητών μεγεθών.



Εικόνα 3.14: Φωτογραφίες του 4ου δοκιμίου πριν και μετά τη θλίψη του στην πρέσα του Εργαστηρίου.

Από τις θλιπτικές δοκιμές και με την κατάλληλη επεξεργασία (η οποία φαίνεται αναλυτικά στο Παράρτημα) προέκυψαν τιμές για τη θλιπτική αντοχή, το μέτρο ελαστικότητας και το λόγο Poisson των λιθοσωμάτων .

	C1 (Mpa) (Reduced to h/d=1)	C2 (Mpa) (Reduced to h/d=2)	E (Gpa) (Compression Test, C2 data, h/d=2)	Poisson Ratio
Specimen 1	35.922	31.935	27.854	0.200
Specimen 2	19.204	17.072	14.472	0.380
Specimen 3	22.686	20.168	16.918	0.300
Specimen 4	35.696	31.733	27.605	0.220
Average	24.126	25.227	21.712	0.275

Πίνακας 3.2: Αποτελέσματα δοκιμών θλίψης για το σύνολο των δοκιμίων.

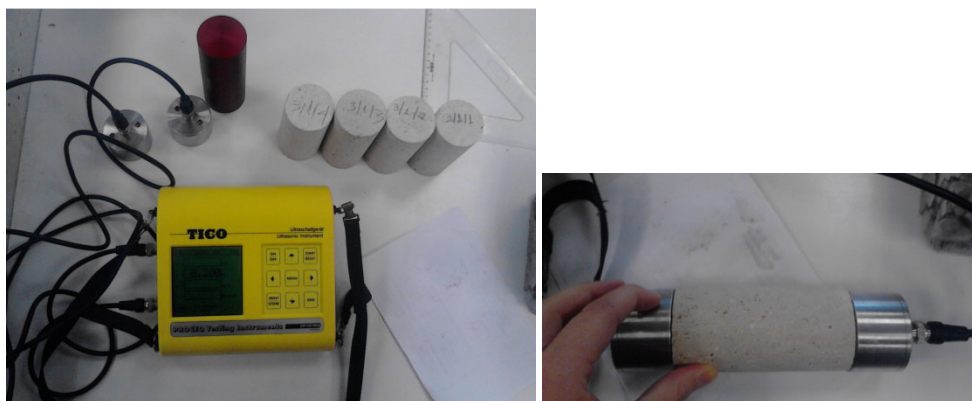
3.4 ΔΟΚΙΜΕΣ ΥΠΕΡΗΧΩΝ

Η μέθοδος των υπερήχων είναι μια μη καταστροφική μέθοδος και εύκολη στη χρήση, η οποία δίνει αποτελέσματα για ανομοιογένειες του υλικού μέσω της ταχύτητας του διαμήκους κύματος που υπολογίζει (Ultrasonic Primary Velocity). Η συσκευή αποτελείται από δύο κρυστάλλους εκ των οποίων ο ένας είναι πομπός και ο άλλος δέκτης. Η επιβολή κατάλληλου ρεύματος έχει σαν αποτέλεσμα ο κρύσταλλος-πομπός να πάλλεται με την φυσική του συχνότητα ^[13].

Η ταλάντωση του κρυστάλλου παράγει τασικά κύματα τα οποία διαδίδονται διά μέσω του σκυροδέματος. Ταυτόχρονα με την δημιουργία του παλμού του ηλεκτρικού ρεύματος, ένα χρονόμετρο ακριβείας τίθεται σε λειτουργία. Μόλις ο παλμός φθάσει στον δέκτη παράγεται ηλεκτρικό ρεύμα το οποίο σταματά το χρονόμετρο και στην οθόνη της συσκευής αναγράφεται ο αντίστοιχος χρόνος. Αν το πάχος του δοκιμίου ισούται με L και ο χρόνος που χρειάστηκε το υπερηχητικό κύμα για να το διανύσει T , τότε η ταχύτητα των υπερήχων V (σε km/s) δίνεται από την σχέση $V = L/T$. Στον Πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα των δοκιμών:

d(mm)	52		
A(m²)	0.002123717		
Specimen	311	312	313
w(kg)	0.48	0.48	0.45
h(mm)	102	103	104
V(m³)	0.000216619	0.000218743	0.000220867
ρ	2215.871119	2194.357807	2037.429574
$Vp^2\rho$(Gpa)	30.99	29.45	24.72
E_{dyn}(Gpa) for $\nu=0.25$	25.83	24.54	20.60
<u>M.O. E λιθων</u>(GPa)	23.66		

Πίνακας 3.3: Μετρήσεις με υπερήχους.



Εικόνα 3.15: Δοκιμές με τη συσκευή υπερήχων

3.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑΣ

Μέσω των παραπάνω εργαστηριακών δοκιμών υπολογίστηκε το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος Poisson των τοιχοσωμάτων. Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας θα υπολογιστεί μέσω της μαθηματικής σχέσης που προτείνουν οι

αμερικάνικοι κανονισμοί ACI 530/ASCE5/TMS 402, σύμφωνα με τον οποίο το $E_{\text{τοιχοπ.}}$ σχετίζεται με τη θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων και τον τύπο του κονιάματος^[14]:

$$E_w = \frac{E_b \cdot E_m \cdot (1 + \alpha)}{\alpha E_b + E_m}$$

όπου:

- $\alpha = \frac{t_m}{t_b} = 0.1$: λόγος πάχους κονιάματος και πάχους λιθοσώματος
- $E_b = 21.712 \text{ GPa}$: μέτρο ελαστικότητας της πυρηνοληψίας (από τις δύο μεθόδους υπολογισμού του E_b επιλέχθηκε η τιμή των πυρήνων ως η μικρότερη αλλά και η ασφαλέστερη)
- $E_m = 0.15 \text{ GPa}$: μέτρο ελαστικότητας του κονιάματος όπως προέκυψε για $f_m = 1.5 \text{ MPa}$ από το παρακάτω Σχήμα

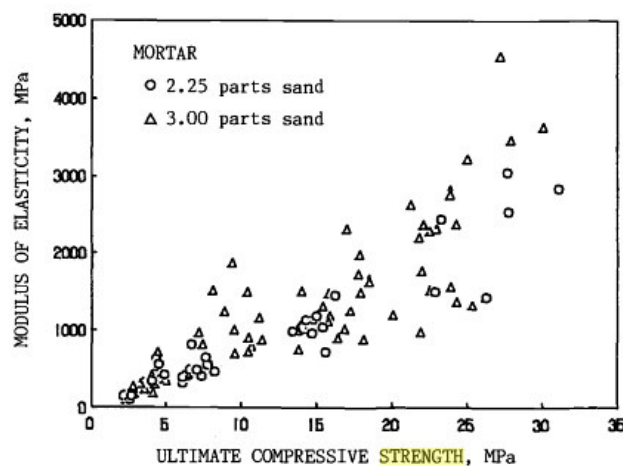


FIG. 2 -- Strength versus modulus.

Σχήμα 1: Συσχέτιση θλιπτικής αντοχής κονιάματος με μέτρο ελαστικότητας (Matthys)^[16]

Επομένως, $E_w = \underline{1.543 \text{ GPa}}$ για λόγο *Poisson* ίσο με 0.25 .

Τελικά, επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί στην προσομοίωση του κτιρίου η τιμή αυτή έναντι της τιμής που προέκυψε από την κρουσιμέτρηση, η οποία – αν και μικρότερη – δεν είναι αξιόπιστη ποσοτικά.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στο κεφάλαιο που ακολουθεί περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία της προσομοίωσης του κτιρίου με τη χρήση του προγράμματος SAP2000 v11.0.4 (2009) μέσω του οποίου πραγματοποιούνται γραμμικές ελαστικές αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων^[17].

Παρατίθενται όλες οι πληροφορίες που χρησιμοποιήθηκαν σχετικά με τη γεωμετρία, τα υλικά, τα στοιχεία προσομοίωσης, τις διατομές, τις συνοριακές συνθήκες και τα φορτία της κατασκευής. Δημιουργήθηκε ένα μοντέλο με σκοπό να γίνει διερεύνηση της επιρροής των στατικών φορτίων και στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση προκειμένου να μελετηθούν οι ιδιομορφές του προσομοιώματος, οι τρόποι δηλαδή που οι φορείς από φέρουσα τοιχοποιία καλούνται να παραμορφωθούν όταν υπόκεινται σε σεισμική φόρτιση^{[18] [19] [20]}.

4.2 ΥΛΙΚΑ

Στην κατασκευή συναντούνται τεσσάρων ειδών βασικά υλικά, όπως προαναφέρθηκε στο 2ο Κεφάλαιο: πέτρα, ξύλο, σκυρόδεμα και οπτόπλινθοι. Στο κύριο υλικό που είναι η πέτρα διεξήχθησαν μετρήσεις προσδιορισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών της (Κεφάλαιο 3) ενώ για τα υπόλοιπα υλικά όλα τα απαραίτητα μεγέθη προέκυψαν μέσα από σχετική βιβλιογραφία.

➤ *Λιθοδομή*

Το μέτρο ελαστικότητας, E_w , της τοιχοποιίας προέκυψε ίσο με 1.543 GPa, ο λόγος Poisson, ν , ίσος με 0.25 και το ειδικό βάρος της, γ , ίσο με 19.02 KN/m³.

➤ *Ξύλο*

Για τα ξύλινα στοιχεία του κτιρίου (πατάρι, δοκοί, υποστυλώματα, σκελετός στέγης) δεν ήταν εφικτός ο πειραματικός προσδιορισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών. Ύστερα από μακροσκοπικό έλεγχο της υπάρχουσας ξυλείας και εκτιμώντας ότι μικρή διαφοροποίηση στην ποιότητα δεν θα επιδράσει σημαντικά στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής, θεωρήθηκε ότι τα εν λόγω ξύλινα στοιχεία προέρχονται από βελανιδιά και χρησιμοποιήθηκαν οι εξής τιμές: $E1=10^7$, $E2=E3=10^6$ GPa μιας και που το ξύλο είναι ορθοτροπικό υλικό, το ειδικό βάρος του λήφθηκε ίσο με 8 KN/m³ και ο λόγος Poisson, $\nu=0.2$ ^[21].

➤ **Σκυρόδεμα**

Το μέτρο ελαστικότητας και το ειδικό βάρος του σκυροδέματος λήφθηκε, επίσης, από τη βιβλιογραφία ίσο με 20 GPa και 20 KN/m³ αντίστοιχα ενώ ο λόγος Poisson ίσος με 0.2 .

➤ **Οπτοπλινθοδομή**

Όμοια και για τους οπτόπλινθους, μέσα από βιβλιογραφικά δεδομένα, προέκυψε το ειδικό βάρος τους ίσο με 20KN/m³ και το μέτρο ελαστικότητάς τους $E=1.5$ GPa, για δομική τοιχοποιία πάχους 12cm, κατασκευασμένη με τούβλα 12-οπα, με διαστάσεις 8.5x11x19 cm.

4.3 ΤΥΠΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ-ΔΙΑΤΟΜΕΣ

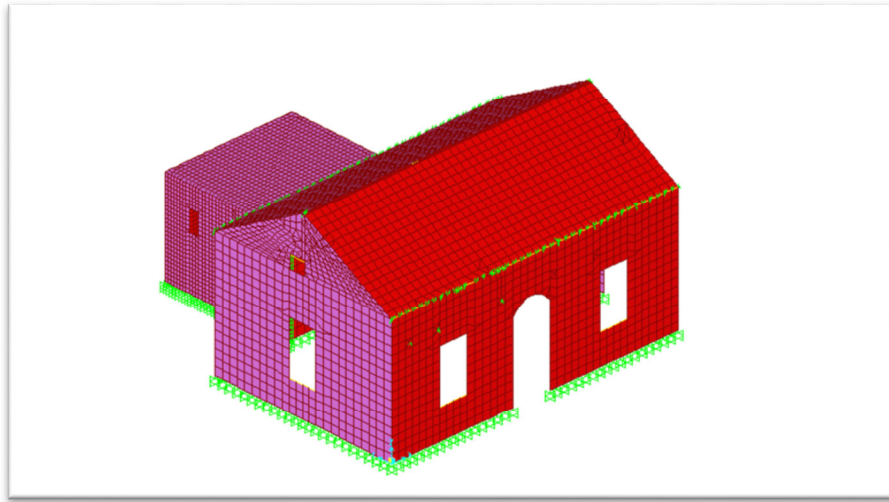
Το υπό μελέτη κτίριο είναι δομημένο με φέρουσα τοιχοποιία. Κατά συνέπεια, η χρήση γραμμικών μοντέλων είναι ανεπαρκής λόγω του δισδιάστατου χαρακτήρα του φέροντα οργανισμού και γι' αυτό τον λόγο επιλέχθηκε το SAP2000, ένα που παρέχει τη δυνατότητα χρήσης δισδιάστατων στοιχείων δίσκου ή κελύφους.

Πρωταρχική σημασία για την προσομοίωση του κτιρίου έχει το είδος των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν. Εφόσον γίνεται και ανάλυση για σεισμική δράση και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, τα στοιχεία τοιχοποιίας πρέπει να δέχονται φόρτιση τόσο στο επίπεδό τους όσο και εγκάρσια σε αυτό. Επομένως, θα πρέπει να είναι συνδυασμός επίπεδης έντασης (για τις εντός επιπέδου δράσεις) και πλάκας (για τις εκτός επιπέδου δράσεις). Γι' αυτό τον λόγο, χρησιμοποιούνται επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (shell-elements) που λειτουργούν ως συνδυασμός πλάκας και κελύφους, υποστηρίζοντας όλες τις δυνάμεις και τις ροπές

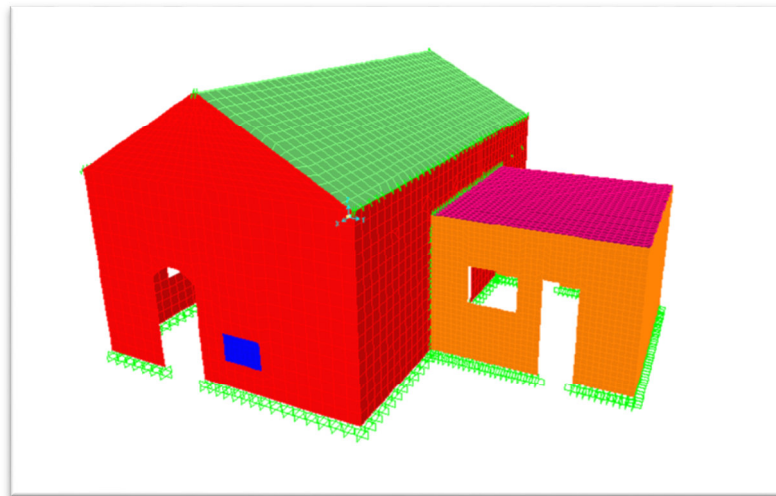
Το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων δεν προκύπτει από κάποιο κανόνα αλλά εξαρτάται από το ποσοστό της επιθυμητής ακρίβειας για την ανάλυση. Μια διακριτοποίηση πολύ μεγάλη θα επιβαρύνει και θα καθυστερήσει πολλή τη λειτουργία του προγράμματος ενώ μια πολύ μικρή διακριτοποίηση θα επιφέρει σφάλματα στην ίδια την ανάλυση.

Οι διαστάσεις των επιφανειακών και γραμμικών στοιχείων καθώς επίσης και η γεωμετρία του κτιρίου λαμβάνονται από τα σχέδια της αρχιτεκτονικής αποτύπωσης. Το σύστημα συντεταγμένων έχει θεωρηθεί έτσι ώστε ο άξονας x να είναι παράλληλος

στη μεγάλη πλευρά του πέτρινου κτίσματος και ο άξονας y παράλληλος προς τη μικρή πλευρά αυτού.



Εικόνα 4.1: Ο διακριτοποιημένος φορέας.



Εικόνα 4.2: Διακριτοποίηση ανάλογα με το είδος των διατομών. Το μπλε χρώμα είναι το σημείο όπου εσωτερικά υπάρχει εσοχή στον τοίχο.

➤ Τοιχοποιία

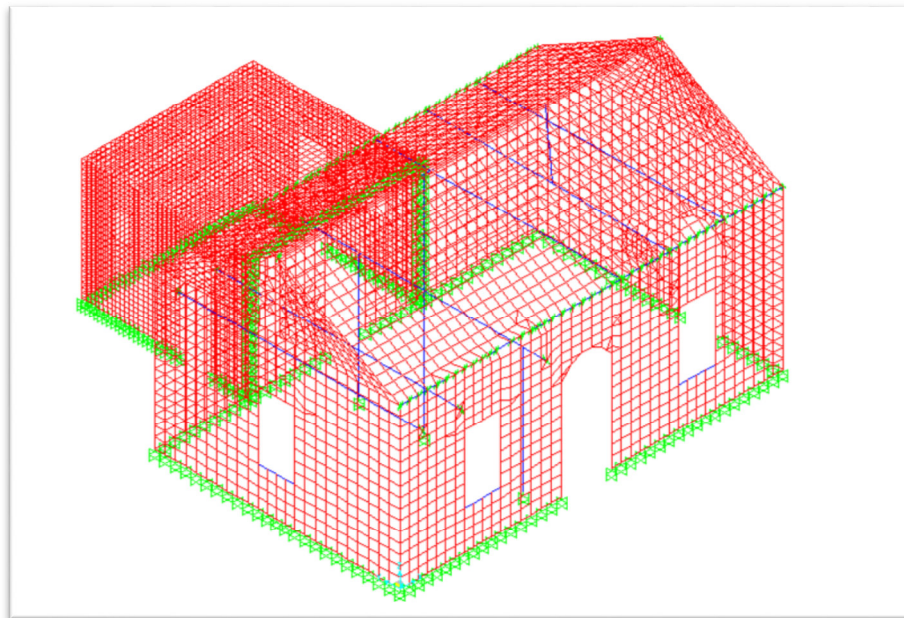
Η τοιχοποιία, τόσο από λιθοδομή όσο και από οπτοπλινθοδομή, προσομοιώθηκε με στοιχεία κελύφους «shell-thick», τα οποία είναι τετράκομβα με 6 βαθμούς ελευθερίας (3 στρωφικούς και 3 μεταφορικούς), με πάχος 0.55 m και 0.25 m αντίστοιχα.

➤ **Πλάκα σκυροδέματος**

Η πλάκα από σκυρόδεμα που καλύπτει την οπτοπλινθοδομή προσομοιώθηκε και αυτή με στοιχεία κελύφους «shell-thick» πάχους 0.15 m.

➤ **Πατάρι**

Οι ξυλοδοκοί του πατώματος του παταριού καθώς και τα υποστυλώματα πάνω στα οποία στηρίζεται, προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (“frame elements”) ενώ το σανίδωμα του πατώματος δεν προσομοιώθηκε αλλά υπολογίστηκε στα μόνιμα φόρτια των ξυλοδοκών αφού δεν στηρίζεται στην τοιχοποιία παρά μόνο εφάπτεται σε αυτή. Οι διαστάσεις των frame elements είναι 0.20x0.20 m.



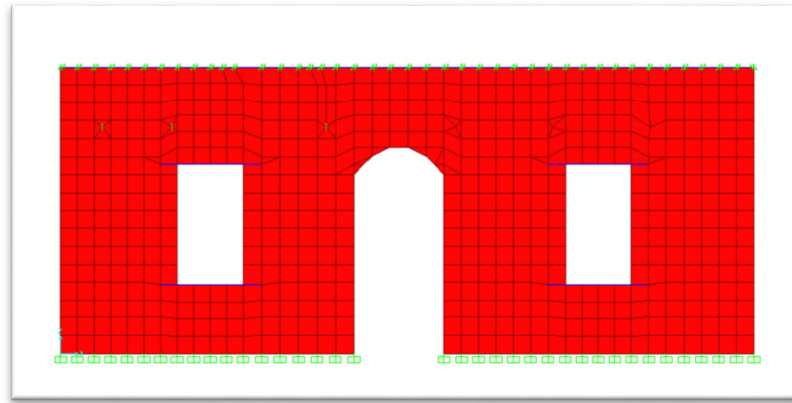
Εικόνα 4.3: Ο διακριτοποιημένος φορέας με εμφανή τα γραμμικά στοιχεία (frame elements με μπλε χρώμα).

➤ **Στέγη**

Η στέγη προσομοιώθηκε και αυτή με στοιχεία κελύφους “shell-thick” μεγέθους 0.025x0.025 m, μόνο ως προς το ξύλινο ταβάνωμα όμως. Η επικάλυψη από κεραμίδια υπολογίστηκε στα μόνιμα φορτία.

➤ **Σενάζ**

Στα ανώφλια των ανοιγμάτων καθώς επίσης και κατά μήκος των μεγάλων πλευρών της λιθοδομής, στη στέψη του κτιρίου, υπάρχει σενάζ από σκυρόδεμα. Τα στοιχεία σενάζ προσομοιώθηκαν με ραβδωτά στοιχεία («frame elements») με διαστάσεις 0.05x0.55 m για τα ανοίγματα και 0.15x0.55m για τη στέγη.



Εικόνα 4.4: Η διακριτοποιημένη ανατολική όψη. Ξεχωρίζουν τα ραβδωτά στοιχεία (μπλε χρώμα) στις θέσεις των ανωφλίων.

4.4 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ – ΣΥΝΟΡΙΑΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

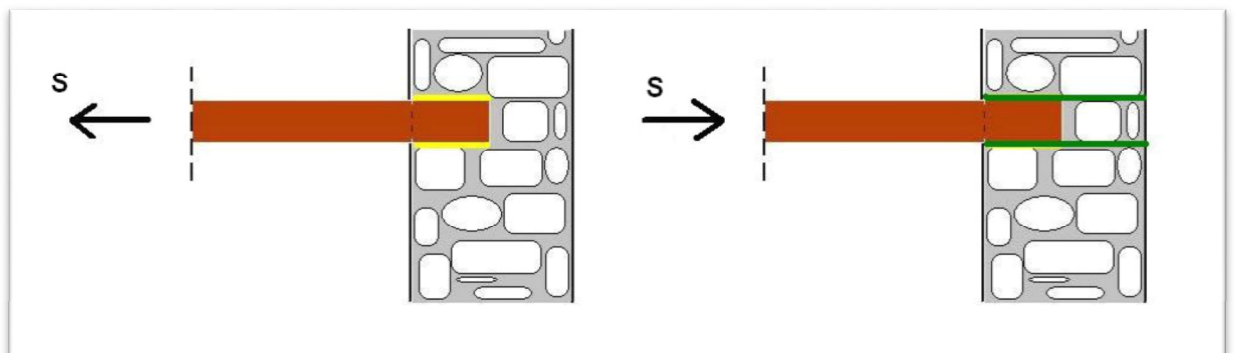
Η θεμελίωση του κτιρίου θεωρήθηκε περιμετρικά ως πάκτωση απευθείας εδρασμένη στο έδαφος, στη στάθμη 0.00 m. Η εισαγωγή της πάκτωσης σε ένα κόμβο γίνεται με δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας του.

Τα ξύλινα υποστυλώματα θεωρήθηκαν πακτωμένα στο έδαφος αλλά και στα σημεία που αυτά συνδέονται με τις δοκούς.

Οι ξυλοδοκοί που υπάρχουν στην κατασκευή συνδέθηκαν με αυτή μέσω ελατηρίων. Ο εγκιβωτισμός των δοκών μέσα στους τοίχους στην πραγματικότητα δεν είναι πλήρης πάκτωση. Σε συνθήκες φυσιολογικής λειτουργίας του κτιρίου, δηλαδή όταν δρουν τα μόνιμα και τα ωφέλιμα μόνο φορτία, στην διεπιφάνεια των δοκών αναπτύσσεται ο μηχανισμός τριβής και ο μηχανισμός συνάφειας. Ο μηχανισμός τριβής όμως είναι συνάρτηση του υπερκείμενου βάρους της κατασκευής. Όμως σε περίπτωση σεισμού το αξονικό φορτίο είναι ασαφές και ενδεχομένως να κινείται στα όρια εφελκυσμού και θλίψης. Για τον λόγο αυτό κάνουμε την παραδοχή ότι αναπτύσσεται μόνο ο μηχανισμός συνάφειας.

Η συνοχή ή συνάφεια C μεταξύ τοιχοσώματος και κονιάματος υπολογίζεται ως $C=0.5(f_t' \times f_c')^{0.5}$ όπου f_t' και f_c' η θλιπτική και η εφελκυστική αντοχή του κονιάματος αντίστοιχα. Χρησιμοποιούνται οι αντοχές του κονιάματος αντί των τοιχοσωμάτων διότι είναι το πιο αδύναμο υλικό. Η ποσότητα f_t' συνήθως λαμβάνεται ως κλάσμα της f_c' (π.χ. $f_t'=1/10 f_c'$).

Για να προσομοιωθεί, επομένως, ο τρόπος έδρασης των δοκών στους τοίχους εισάγονται ελατήρια που βασίζονται στο νόμο συνάφειας. Αυτά τοποθετούνται κατά τη διεύθυνση των γραμμικών στοιχείων ένα στην αρχή και ένα στο τέλος, φέρουν τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εγκιβωτισμένου μέρους της δοκού και το μήκος τους επιλέγεται να είναι 2cm έτσι ώστε να μην επηρεάζεται η γενική γεωμετρία του φορέα. Επιλέχθηκαν ελατήρια τύπου «MultiLinear Elastic» με (6) βαθμούς ελευθερίας. και για να λειτουργήσουν γραμμικά χρειάζονται τουλάχιστον μία τιμή ενεργούς δυσκαμψίας (effective stiffness) ή εφόσον η ανάλυσή μας είναι μη-γραμμική μπορούν να ακολουθήσουν μη γραμμικό νόμο. Ο τελευταίος περιγράφεται με βάση ένα διάγραμμα δύναμης μετακίνησης, το οποίο εισάγεται εύκολα από τον χειριστή δίνοντας ουσιαστικά συντεταγμένες. Προφανώς οι κλάδοι αυτού μπορούν να έχουν διαφορετική κλίση, το οποίο μεταφράζεται σε διαφορετική δυσκαμψία ανάλογα με τον τύπο μετακίνησης. Αυτό επισημαίνεται γιατί οι δοκοί συναντούν διαφορετική αντίσταση όταν οι δύναμη που τους ασκείται είναι δύναμη εξόλκευσης (εφελκυστική) και διαφορετική όταν τους ασκείται θλιπτική δύναμη, καθώς το δοκάρι τότε «σπρώχνει» τον τοίχο και προσπαθεί να τον διατρήσει. Αυτό έχει να κάνει με την μέγεθος της επιφάνεια στην οποία ενεργοποιείται ο μηχανισμός συνάφειας. Ουσιαστικά, ο εφελκυσμός που δημιουργείται στα δοκάρια παραλαμβάνεται από ομοιόμορφα κατανομημένες τάσεις στην περιφέρεια του μέρους που είναι εγκιβωτισμένο στον τοίχο. Αντίθετα, η θλίψη παραλαμβάνεται από ομοιόμορφα κατανομημένες τάσεις της περιφέρειας των δοκών συν μιας εν δυνάμει περιφέρειας που θα δημιουργηθεί σε περίπτωση διάτρησης του τοίχου. Η διαφορά αυτή στην ενεργοποιούμενη διεπιφάνεια φαίνεται στο επόμενο σχήμα.



Εικόνα 4.5: Ενεργοποιούμενες επιφάνειες σε περίπτωση εφελκυσμού (κίτρινο) και θλίψης (πράσινο) αντίστοιχα.

Θεωρείται:

$$F_{\text{συνάφ}} = C = u_b \cdot P_{\delta\text{OK}} \cdot L \text{ όπου:}$$

u_b : η διατμητική αντοχή του κονιάματος η οποία θεωρείται ίση με την συνοχή του τοιχοσώματος και του συνδετικού κονιάματος με $u_b = 0.5[(f_t' \times f_c')^{0.5}]$, $f_c' = 1.5$ MPa για κονίαμα κατηγορίας M5 και $f_t' = 1/4 \times (f_c')^{0.5}$ [16].

$P_{\delta\text{OK}}$: η περιφέρεια του πατόξυλου διαστάσεων με $b \times h$, $P_{\delta\text{OK}} = 2b + 2h = 0.628$ m

L : το μήκος της ενεργοποιούμενης διεπιφάνειας ίσο με 0.55 και 0.27 m για θλίψη και εφελκυσμό αντίστοιχα.

Προκύπτουν:

$$F_{\text{συνάφ}_{\text{εφελκ}}} = 51.08 \text{ KN}$$

$$F_{\text{συνάφ}_{\text{θλίψ}}} = 117.04 \text{ KN}$$

Έχοντας ενεργοποιηθεί μόνο ο μεταφορικός βαθμός ελευθερίας της διαμήκους διεύθυνσης των δοκών (U1), για τον εφελκυσμό θεωρούμε ότι η συνάφεια αυξάνεται γραμμικά από 0 έως 1mm μετακίνησης και φτάνει την τιμή των 51.08 KN, στην συνέχεια παραμένει σε αυτή την τιμή μέχρι τα 2mm και έπειτα μέχρι τα 10mm πέφτει στο 1/10 της συνάφειας.

Για την θλίψη θεωρούμε ότι η συνάφεια αυξάνεται γραμμικά από 0 έως 1mm μετακίνησης και φτάνει την τιμή των 117.04 KN, στην συνέχεια παραμένει σε αυτή την τιμή μέχρι τα 4mm και έπειτα μέχρι τα 10mm πέφτει στο 1/10 της συνάφειας.

Η ενεργή δυσκαμψία για τις ελαστικές αναλύσεις ισούται με: $K = F_{\text{συνάφ}}/s \Rightarrow K = 51.08 \text{ KN}/0.001\text{m} \Rightarrow K = 51080 \text{ KN/m}$

Τέλος, τα σενάζ που βρίσκονται στα ανώφλια και στη στέψη του πέτρινου κτιρίου, βρίσκονται εντός της τοιχοποιίας οπότε και σε αυτά αναπτύσσονται οι μηχανισμοί τριβής και συνάφειας όταν στο κτίριο ασκούνται τα συνήθη στατικά φορτία. Όμως τα διαζώματα αυτά ουσιαστικά ενεργοποιούνται με τα σεισμικά φορτία. Στην προσπάθεια να προσομοιωθούν οι συγκεκριμένες συνοριακές συνθήκες που αναπτύσσονται, δημιουργήθηκαν ελατήρια τα οποία ουσιαστικά συνδέουν τους κόμβους των πεπερασμένων στοιχείων με τα γραμμικά στοιχεία των διαζωμάτων στην εκάστοτε στάθμη και πλευρά. Δηλαδή ουσιαστικά εισάγονται εσωτερικοί κόμβοι στα γραμμικά στοιχεία, οι οποίοι συνδέονται κατά μήκος με τα πεπερασμένα

στοιχεία μέσω των ελατηρίων. Συνολικά, τα ελατήρια τύπου “senaz” που τοποθετήθηκαν είναι 82, το συνολικό μήκος των γραμμικών στοιχείων ισούται με $L=10+10=20$ m για το σενάζ της στέγης και συνεπώς το μήκος επιρροής αυτών λήφθηκε κατά μέσο όρο ίσο με $20/82=0.243$ m.

Έγινε, παρομοίως, η παραδοχή ότι ενεργοποιείται μόνο ο μηχανισμός συνάφειας, θεωρήθηκε ότι η παράπλευρη επιφάνεια που έρχεται σε επαφή με την τοιχοποιία ισούται με την άνω και κάτω μεγάλη διάσταση του διαζώματος επί το μήκος επιρροής, λήφθηκε η αδύναμη φάση (διατμητική αντοχή) του κονιάματος, οπότε για κονίαμα κατηγορίας M5 προκύπτει:

$$F_{\text{συνάφ}}=115.28 \text{ KN}$$

Για τον εφελκυσμό θεωρείται ότι η συνάφεια των ελατηρίων αυξάνεται γραμμικά από 0 έως 1mm μετακίνησης και φτάνει την τιμή των 115.28 KN, στην συνέχεια και μέχρι τα 10mm πέφτει γραμμικά στο 1/10 της μέγιστης τιμής.

Για την θλίψη θεωρείται και πάλι, ότι η συνάφεια αυξάνεται γραμμικά από 0 έως 1mm μετακίνησης και φτάνει την τιμή δύναμης των 115.28 KN και έπειτα μέχρι τα 10mm απομειώνεται γραμμικά στο 1/10 του μεγίστου.

Η ενεργή δυσκαμψία για τις ελαστικές αναλύσεις ισούται με: $K=F_{\text{συνάφ}}/s \Rightarrow K=115.28 / 0.001\text{m} \Rightarrow K=115280 \text{ KN/m}$.

Ακολουθώντας ακριβώς την ίδια φιλοσοφία και πορεία υπολογισμών, δημιουργήθηκε και ένα δεύτερο μοντέλο ολόκληρης της κατασκευής, αυτή τη φορά με την τοποθέτηση ελατηρίων κατά μήκος και πλάτος της ένωσης του λίθινου κτιρίου με την προσθήκη από οπτοπλινθοδομή. Σε αυτή την περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν πιο «μαλακά» ελατήρια με σαφώς μικρότερο, δηλαδή, συντελεστή δυσκαμψίας K , ο οποίος υπολογίστηκε ίσος με 42680 KN/m, και στις δύο διευθύνσεις x και y . Ταυτόχρονα ενεργοποιήθηκαν και οι τρεις μεταφορικοί βαθμοί ελευθερίας (U_1 , U_2 , U_3).

Για τον εφελκυσμό θεωρούμε ότι η συνάφεια αυξάνεται γραμμικά από 0 έως 1mm μετακίνησης και φτάνει την τιμή των 42.68 KN, στην συνέχεια παραμένει σε αυτή την τιμή μέχρι τα 2mm και έπειτα μέχρι τα 10mm πέφτει στο 1/10 της συνάφειας. Για την θλίψη θεωρούμε ότι η συνάφεια αυξάνεται γραμμικά από 0 έως 1mm μετακίνησης και φτάνει την τιμή των 42.68 KN, στην συνέχεια παραμένει σε

αυτή την τιμή μέχρι τα 4mm και έπειτα μέχρι τα 10mm πέφτει στο 1/10 της συνάφειας.

Θα πρέπει, εδώ, να σημειωθεί πως τα μεγέθη μετακίνησης των πατόξυλων, του σενάζ και των σημείων ένωσης μέχρι να εξαντληθεί η συνοχή δεν προσδιορίζονται επακριβώς στην βιβλιογραφία αλλά χρησιμοποιήθηκαν εμπειρικές τιμές^[21]. Ο προσδιορισμός αυτών των μεγεθών θα μπορούσε να αποτελέσει αντικείμενο περαιτέρω έρευνας.

4.5 ΦΟΡΤΙΑ – ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

4.5.1 ΣΥΝΗΘΗ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

➤ Ίδια Βάρη

Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τα ίδια βάρη των στοιχείων προσομοίωσης μέσω του ειδικού βάρους των υλικών που καθορίζεται στις ιδιότητές τους.

➤ Φορτία Στέγης

Η στέγη προσομοιώθηκε, όπως έχει ήδη αναφερθεί, ως κέλυφος. Η επικάλυψη της όμως θεωρήθηκε φορτίο σε στο κέλυφος. Αποτελείται από κεραμίδια κολυμβητά γαλλικού τύπου

I. Μόνιμα φορτία στέγης:

$$g_{\text{στέγης}} = 1.3 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{στέγ}} = g_{\text{στέγης}} \times E_{\text{κεκ.στέγ}} = 1.3 \times 74.3 = 96.59 \text{ KN}$$

Το φορτίο αυτό μοιράζεται ισόποσα στις 1240 επιμέρους επιφάνειες που δημιουργήθηκαν μετά τη διακριτοποίηση του κελύφους της στέγης, άρα: **$G_{\text{area}} = 0.078 \text{ KN/area}$.**

II. Κινητά φορτία στέγης:

Λαμβάνεται υπόψη το βάρος του χιονιού αφού η στέγη είναι άβατη.

Για στέγη με κλίση 30° το βάρος χιονιού είναι $P_s = 107.5 \times h = 107.5 \times 0.5 = 0.58 \text{ KN/m}^2$, όπου h ύψος του χιονιού.

$$Q_{\text{χιον}} = E_{\text{στέγ}} \times P_s = 74.3 \times 0.58 = 43.094$$

$$\text{Άρα: } Q_{\text{area}} = 43.036 / 1240 = 0.0348 \text{ KN/area.}$$

➤ Φορτία πλάκας σκυροδέματος

Η πλάκα που στεγάζει την αποθήκη θεωρείται βατή στέγη και δεν έχει κάποια επικάλυψη. Επομένως διαθέτει μόνο κινητά φορτία.

I. Κινητά φορτία πλάκας:

Από τον Κανονισμό φορτίσεων το κινητό φορτίο για βατή στέγη είναι 2 KN/m^2 .

$$E_{\text{πλάκ.}} = 19.6 \text{ KN/m}^2$$

Το φορτίο αυτό μοιράζεται ισόποσα στις 960 επιμέρους επιφάνειες που δημιουργήθηκαν μετά τη διακριτοποίηση του κελύφους της στέγης, άρα **$G_{\text{area}} = 0.0408 \text{ KN/area}$** .

➤ Φορτία παταριού

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, το σανίδωμα του πατώματος δεν προσομοιώθηκε αλλά λαμβάνεται υπόψη ως μόνιμο φορτίο που ισοκατανέμεται στις δοκούς του παταριού.

I. Μόνιμα φορτία παταριού

Το σανίδωμα αποτελείται από ξυλεία όμοια με αυτή της υπόλοιπης κατασκευής. Οι σανίδες έχουν πάχος 2.5 cm οπότε $G_{\text{σαν}} = g_{\text{σαν}} \times E_{\text{πατ.}} = [8 \text{ KN/m}^3 \times 0.025 \text{ m}] \times 19.30 \text{ m}^2 = 3.86 \text{ KN}$

Άρα, ανά κόμβο θα είναι: **$G_{\text{κόμβ}} = 3.86/81 = 0.048 \text{ KN/κόμβο}$** .

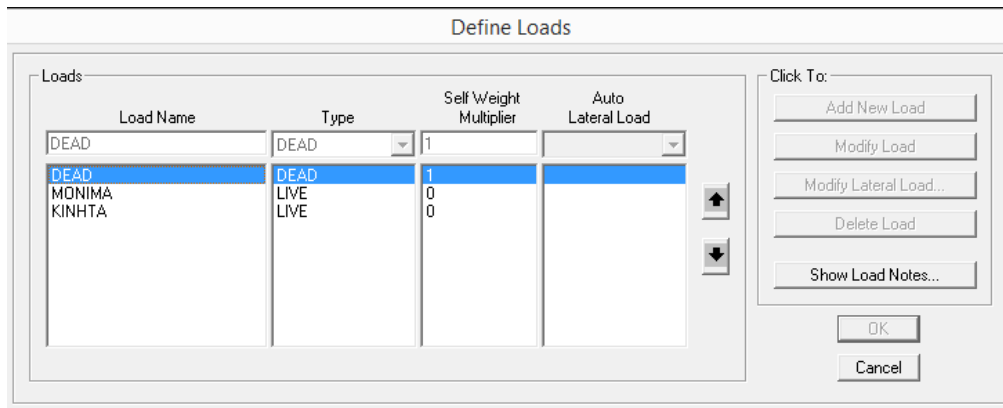
II. Κινητά φορτία παταριού

Από τον Κανονισμό φορτίσεων το κινητό φορτίο για κατοικίες είναι 2 KN/m^2 . Επομένως, $Q_{\text{πατ.}} = 2 \times E_{\text{πατ.}} = 39 \text{ KN}$ και ανά κόμβο θα είναι **$Q_{\text{κόμβ}} = 0.51 \text{ KN/κόμβο}$** .

4.5.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Δημιουργήθηκαν τρεις συνδυασμοί δράσεων βάσει του Ελληνικού Κανονισμού Φορτίσεων Δομικών Έργων:

- DEAD: το πρόγραμμα λαμβάνει μόνο του τα ίδια βάρη των δομικών στοιχείων χρησιμοποιώντας τα δεδομένα από τα υλικά και τις διατομές θέτοντας συντελεστή 1 στο self weight multiplier όπως φαίνεται παρακάτω.
- MONIMA: τα μόνιμα φορτία λόγω λειτουργίας χρήσης
- KINHΤΑ: τα κινητά φορτία



Εικόνα 4.6: Συνδυασμοί δράσεων.

4.6 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Στις λιθοδομές το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας καλύπτει συντριπτικά το μεγαλύτερο κατακόρυφο φορτίο της κατασκευής, ξεπερνώντας πολλές φορές το 90% αυτού. Αυτή η κατανομή των φορτίων επηρεάζει άμεσα και την κατανομή των σεισμικών φορτίων καθ' ύψος του κτιρίου. Γι' αυτό το λόγο η ανάλυση γίνεται για αδρανειακές δυνάμεις καθ' ύψος των τοίχων και για δυνάμεις συγκεντρωμένες στις στάθμες των ορόφων. Οι αδρανειακές αυτές δυνάμεις, οι οποίες είναι κάθετες στο επίπεδο του τοίχου, λόγω ίδιας μάζας μεταφέρονται στο έδαφος μέσω κάμψης.

4.6.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (MODAL ANALYSIS)

Καταρχάς, διενεργείται η ιδιομορφική ανάλυση ώστε να μελετηθούν οι θεμελιώδεις ιδιομορφές της κατασκευής στον κάθε άξονα. Λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας που παρουσιάζει το κτίριο εξαιτίας της γεωμετρίας και της μορφής του, επιλέχθηκε μεγάλος αριθμός ιδιομορφών (100) ώστε να διερευνηθεί το 90% της ενεργοποιούμενης μάζας, όπως ορίζει ο ΕΑΚ, αλλά και να μπορέσουν να γίνουν, στη συνέχεια, οι συγκρίσεις με τις δυναμικές μετρήσεις (OMA). Αξίζει, βέβαια, να σημειωθεί το γεγονός ότι σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία ο αριθμός των ιδιομορφών που διεγείρονται πρακτικά δεν ξεπερνούν τις έξι.

Analysis Case Data - Modal

Analysis Case Name: Set Def Name

Notes:

Analysis Case Type:

Stiffness to Use:

- ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
- ☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:

- ☒ Eigen Vectors
- ☐ Ritz Vectors

Number of Modes:

Maximum Number of Modes:

Minimum Number of Modes:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Target Mass Participation Ratio (%)	Static Correction
Load	DEAD	90.	No
Load	MONIMA	90.	No
Load	KINHHTA	90.	No
Link	All	90.	No
Accel	UX	90.	No
Accel	UY	90.	No
Accel	UZ	90.	No

☒ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Frequency Shift (Center):

Cutoff Frequency (Radius):

Convergence Tolerance:

☐ Allow Automatic Frequency Shifting

Εικόνα 4.7: Ορισμός της Modal Analysis.

4.6.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΜΑΖΩΝ

Οι δυναμικές αναλύσεις υπακούν στην εξίσωση: $m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot r \cdot \ddot{u}_g$. Η μάζα που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των αδρανειακών δυνάμεων (σεισμικά φορτία) επιλέχθηκε να λαμβάνεται και από τα ίδια βάρη των στοιχείων (πεπερασμένων και γραμμικών) αλλά και από τα φορτία του κτιρίου G και Q, κατά τον συνδυασμό που ορίζεται από τον ΕΑΚ, $(I.B. + G) + 0.3Q$.

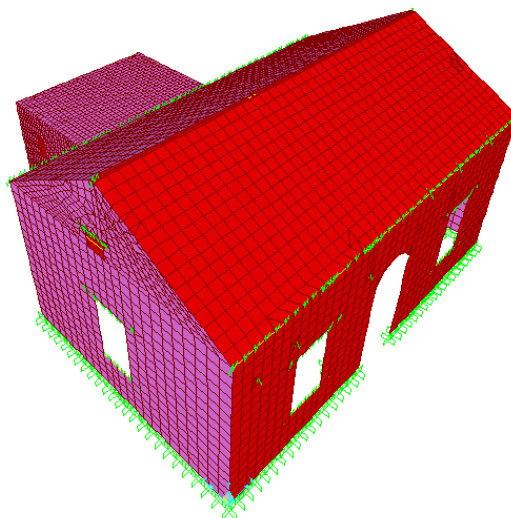
Define Mass Source

Mass Definition:

- ☐ From Element and Additional Masses
- ☐ From Loads
- ☒ From Element and Additional Masses and Loads

Define Mass Multiplier for Loads:

Load	Multiplier
MONIMA	1.
MONIMA	1
KINHHTA	0.3



Εικόνα 4.8: Ορισμός μαζών του μοντέλου της κατασκευής.

4.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Ο πρώτος στόχος της παρούσας διατριβής αφορά την ανάλυση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε αναλυτικό και πειραματικό επίπεδο μέσω της εύρεσης των ιδιομορφών αυτής οι οποίες προέκυψαν από το Sap2000 και τις μετρήσεις με τον επιταχυνσιογράφο, αντίστοιχα. Κατόπιν, τα αποτελέσματα συγκρίνονται προκειμένου να διαπιστωθεί αν οι δύο μέθοδοι καταλήγουν σε παρόμοια συμπεράσματα ή όχι και υπό ποία κριτήρια υπάρχει σύγκλιση των αποτελεσμάτων. Στα κεφάλαια που ακολουθούν θα παρουσιαστούν, με τη σειρά που αναφέρθηκαν, και τα υπόλοιπα στοιχεία.

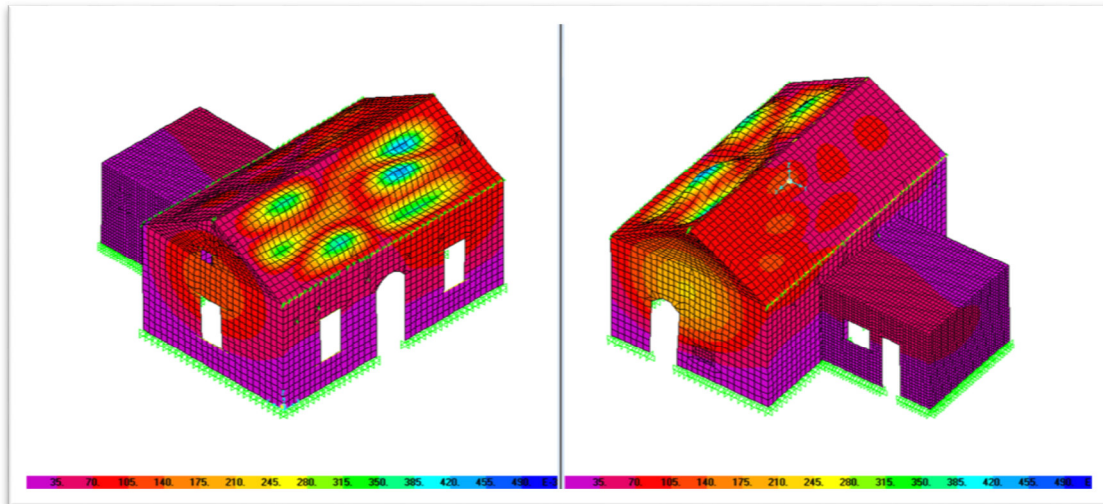
4.7.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Προκειμένου να διερευνηθεί ο ακριβής τρόπος παραμόρφωσης του κτιρίου, έγινε ιδιομορφική ανάλυση και στα επιμέρους τμήματα του ώστε να καταγραφεί όλο το φάσμα των συχνοτήτων στο οποίο ταλαντώνεται η κατασκευή. Γι' αυτό το λόγο απομονώθηκαν τα τμήματα σε ξεχωριστά μοντέλα: ένα μοντέλο χωρίς ελατήρια στην ένωση του λίθινου κτιρίου με την αποθήκη (Εικόνες 4.9-4.14) και ένα με ελατήρια στην ένωση (Εικόνες 4.15-4.20), ένα μοντέλο μόνο με την λιθοδομή (Εικόνες 4.21-4.26), ένα μόνο με την αποθήκη (Εικόνες 4.27-4.32) και ένα μόνο με τη στέγη (Εικόνες 4.33-4.35)

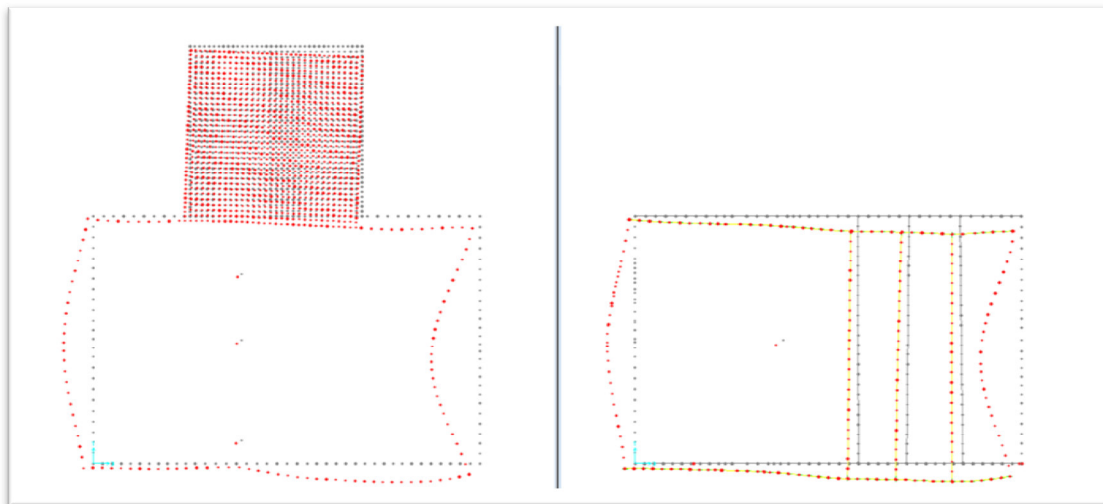
❖ ΜΟΝΤΕΛΟ Ι: ολόκληρος ο φορέας χωρίς ελατήρια στην αποθήκη

άξονας	f	κύρια ιδιομορφή
x	15.38	23η
y	15.699	24η
z	40.334	92η

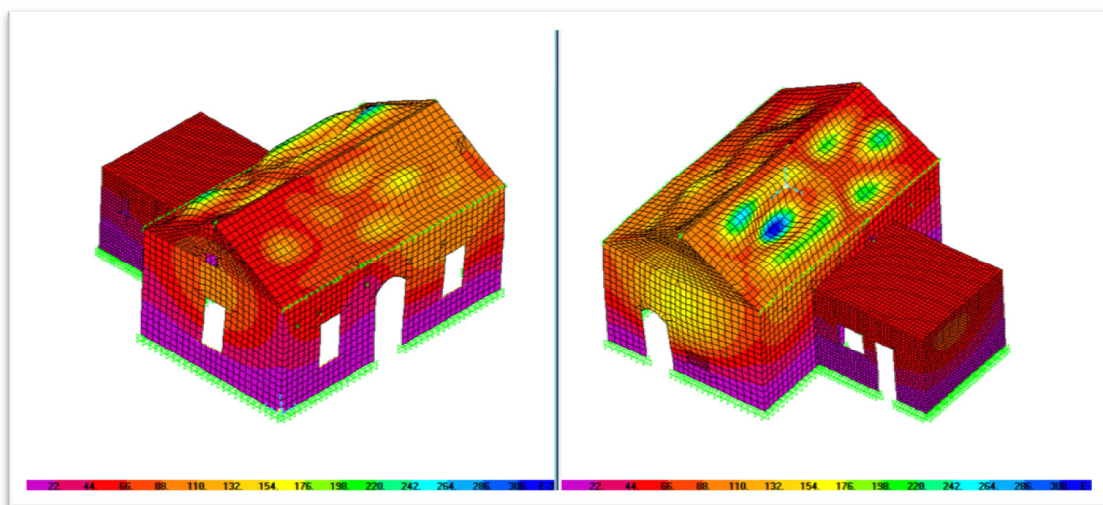
Πίνακας 4.1: Κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες του μοντέλου του κτιρίου χωρίς ελατήρια στην ένωση της λιθοδομής-οπτοπλινθοδομής.



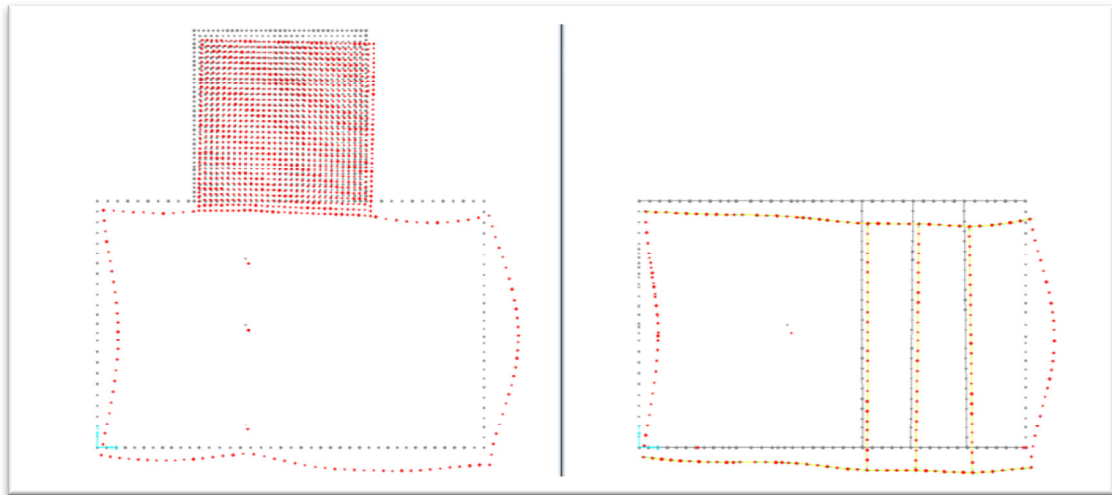
Εικόνα 4.9: Κύρια ιδιομορφή (23η) κατά x-x' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 33.28%.



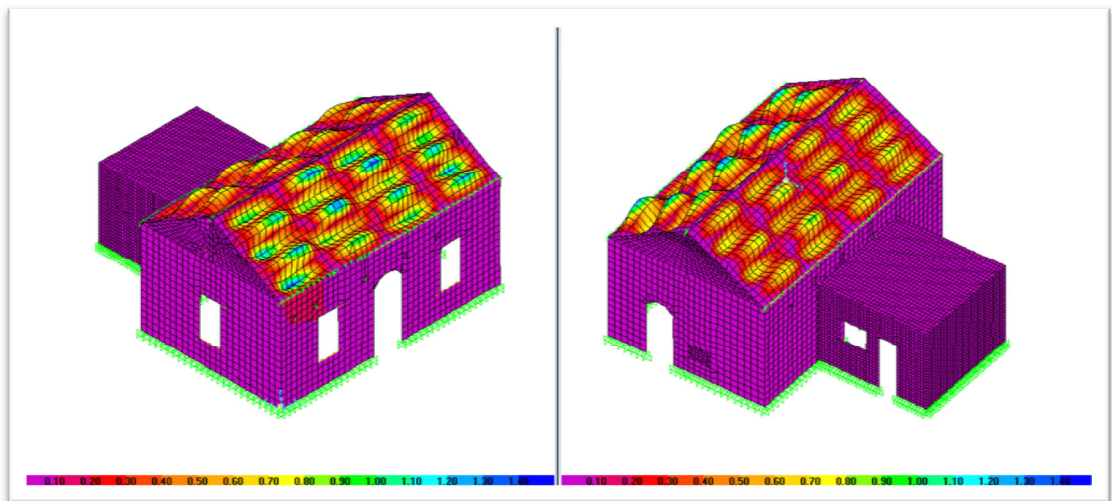
Εικόνα 4.10: Μετακίνηση κάτοψης για την 23η ιδιομορφή σε ύψος $z=3.15$ και $z=4.15$ m αντίστοιχα.



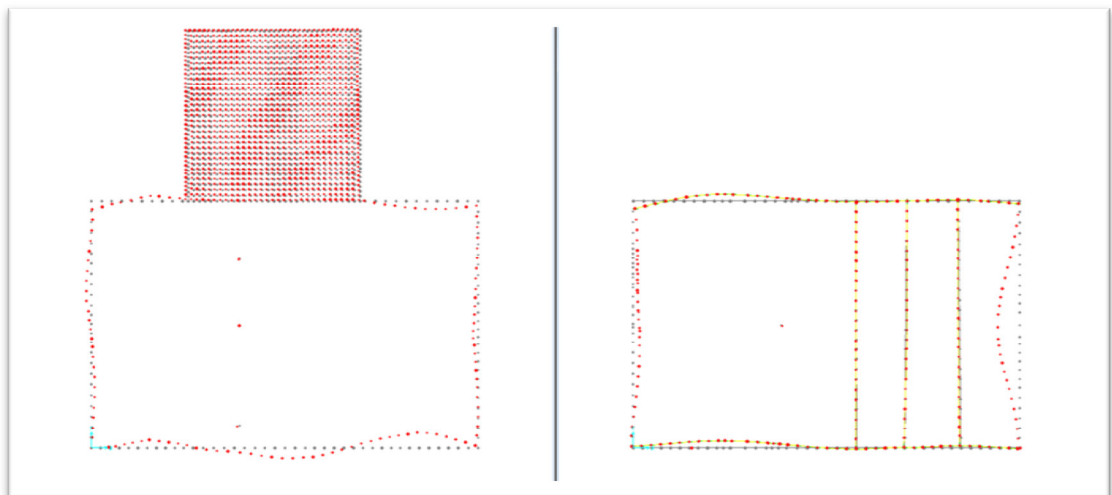
Εικόνα 4.11: Κύρια ιδιομορφή (24η) κατά y-y' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 46.12%.



Εικόνα 4.12: Μετακίνηση κάτοψης για την 24η ιδιομορφή σε ύψος $z=3.15$ και $z=4.15$ m αντίστοιχα.



Εικόνα 4.13: Κύρια ιδιομορφή (92η) κατά $z-z'$ με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 14.18%.

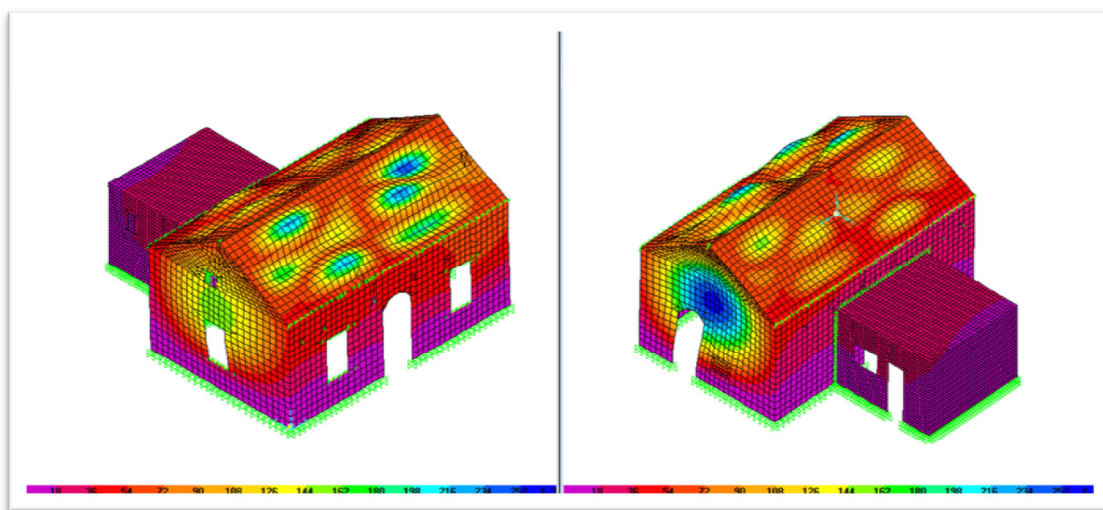


Εικόνα 4.14: Μετακίνηση κάτοψης για την 92η ιδιομορφή σε ύψος $z=3.15$ και $z=4.15$ m αντίστοιχα.

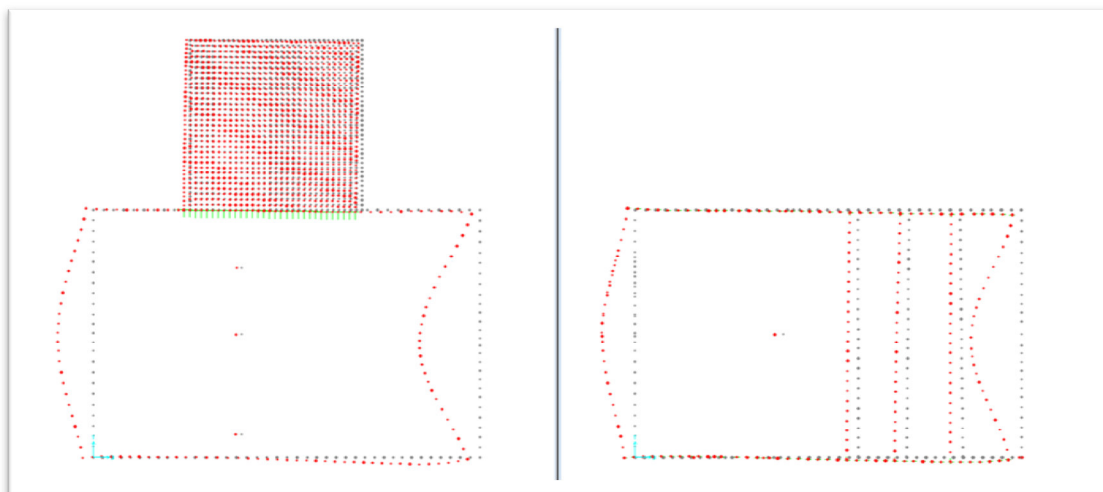
❖ **ΜΟΝΤΕΛΟ ΙΙ:** ολόκληρος ο φορέας με ελατήρια και στην αποθήκη (3D)

άξονας	f	κύρια ιδιομορφή
x	15.53	23η
y	16.82	24η
z	40.44	91η

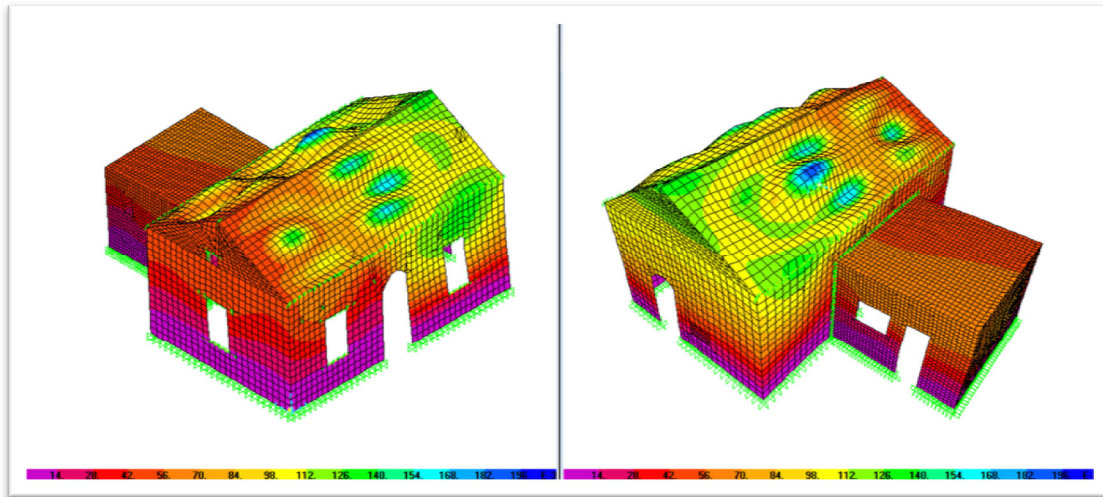
Πίνακας 4.2: Κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες του μοντέλου του κτιρίου με ελατήρια στη ένωση λιθοδομής-οπτοπλινθοδομής.



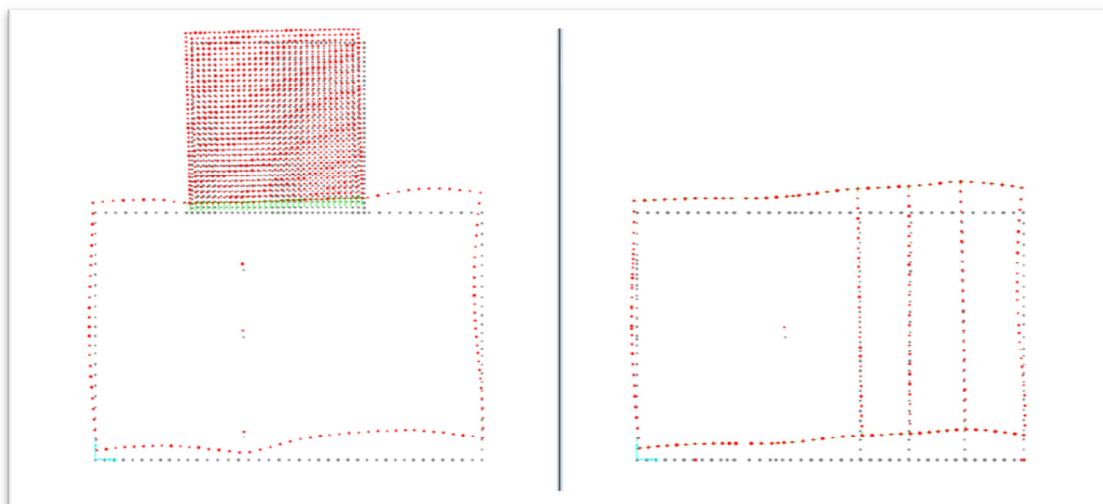
Εικόνα 4.15: Κύρια ιδιομορφή (23η) κατά x-x' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 47.86%.



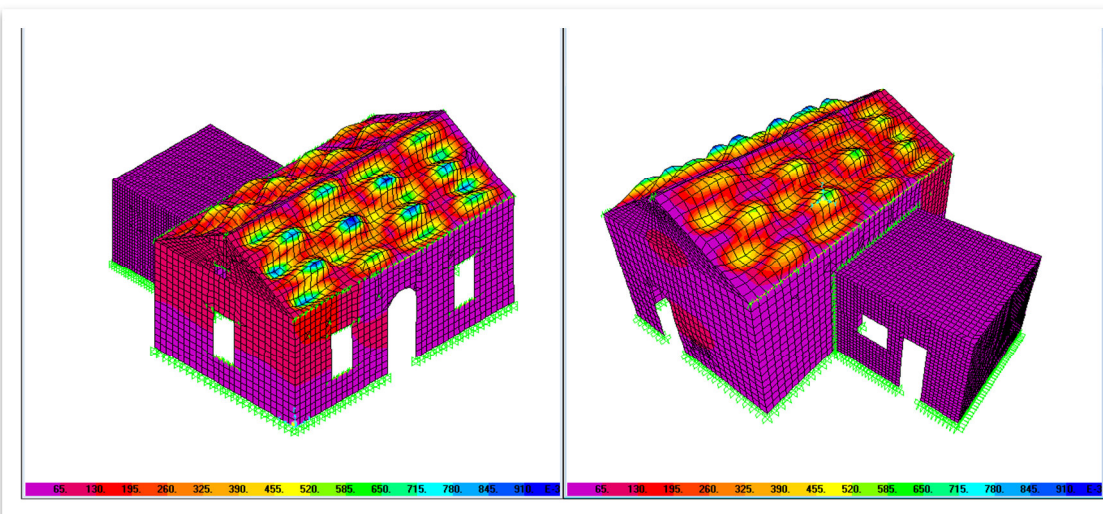
Εικόνα 4.16: Μετακίνηση κάτοψης για την 23η ιδιομορφή σε ύψος z=3.15 και z=4.15 m αντίστοιχα.



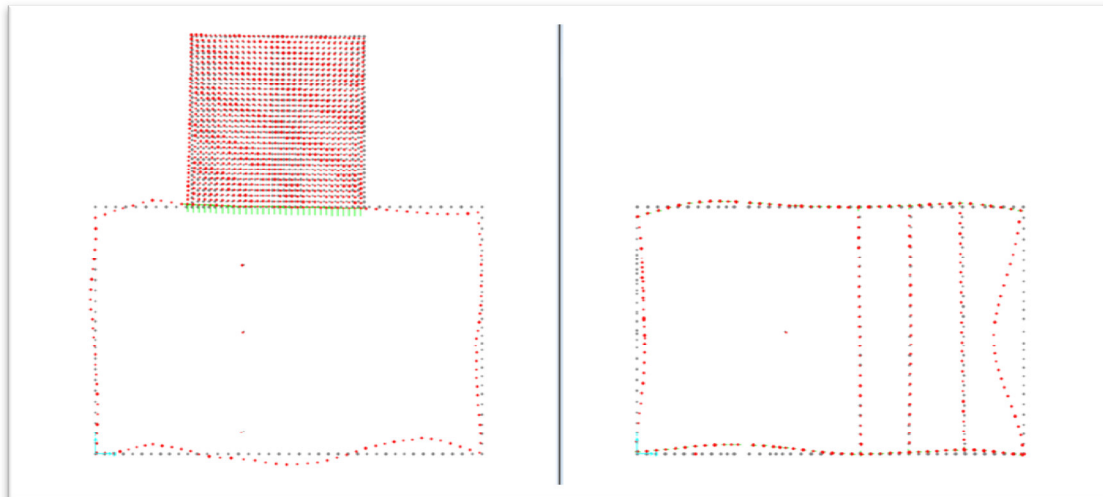
Εικόνα 4.17: Κύρια ιδιομορφή (24η) κατά y-y' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 65.79%.



Εικόνα 4.18: Μετακίνηση κάτοψης για την 24η ιδιομορφή σε ύψος $z=3.15$ και $z=4.15$ m αντίστοιχα.



Εικόνα 4.19: Κύρια ιδιομορφή (91η) κατά z-z' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 24.14%.

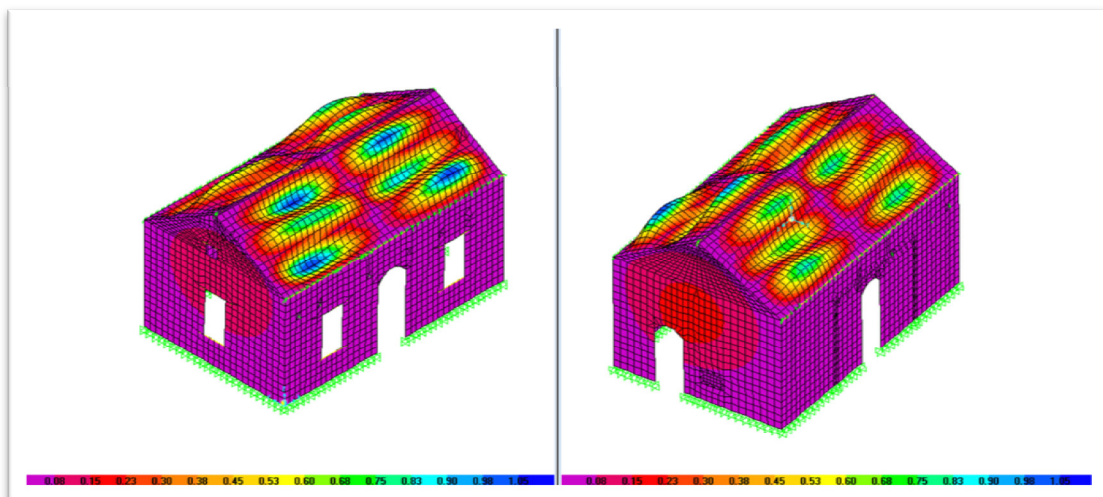


Εικόνα 4.20: Μετακίνηση κάτοψης για την 91η ιδιομορφή σε ύψος $z=3.15$ και $z=4.15$ m αντίστοιχα.

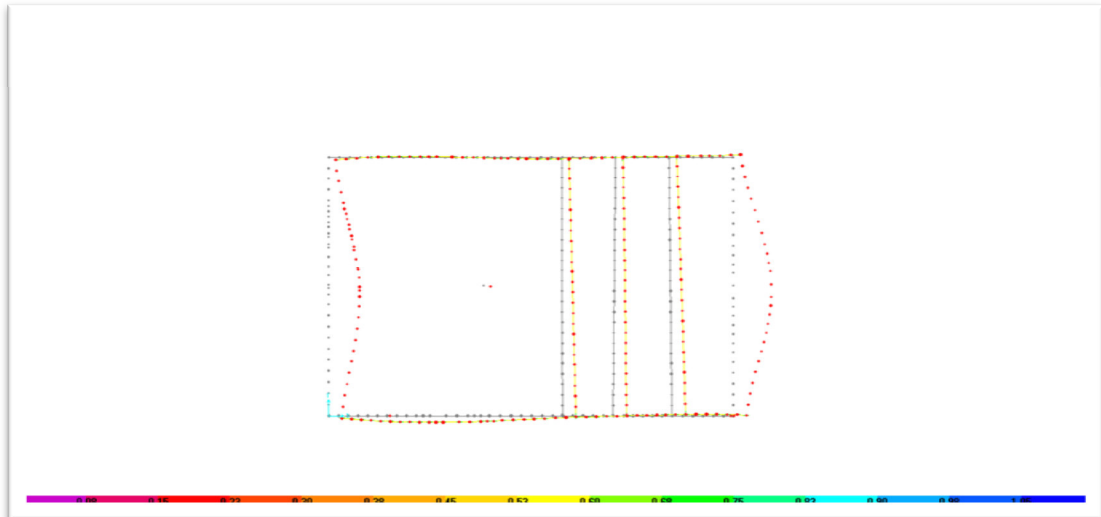
❖ **ΜΟΝΤΕΛΟ ΙΙΙ: Λιθοδομή**

άξονας	f	κύρια ιδιομορφή
x	15.093	26η
y	13.792	21η
z	35.312	74η

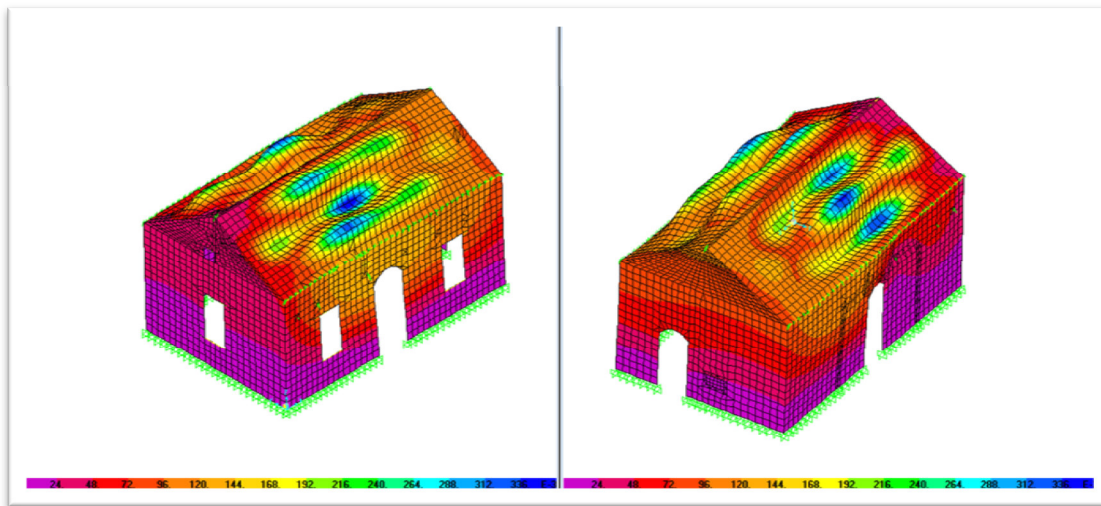
Πίνακας 4.3: Κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες μοντέλου λιθοδομής.



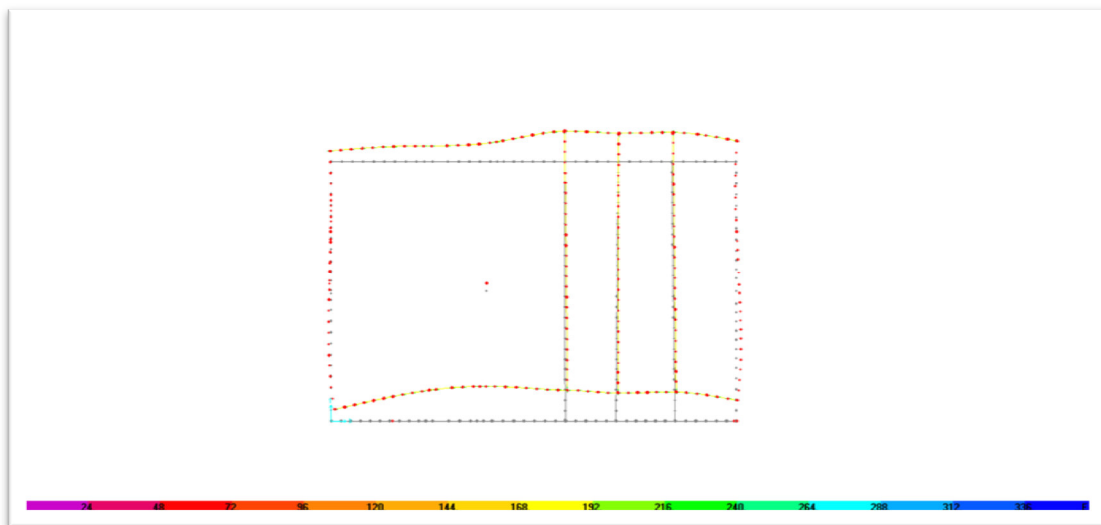
Εικόνα 4.21: Κύρια ιδιομορφή (26η) κατά x-x' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 34.02%.



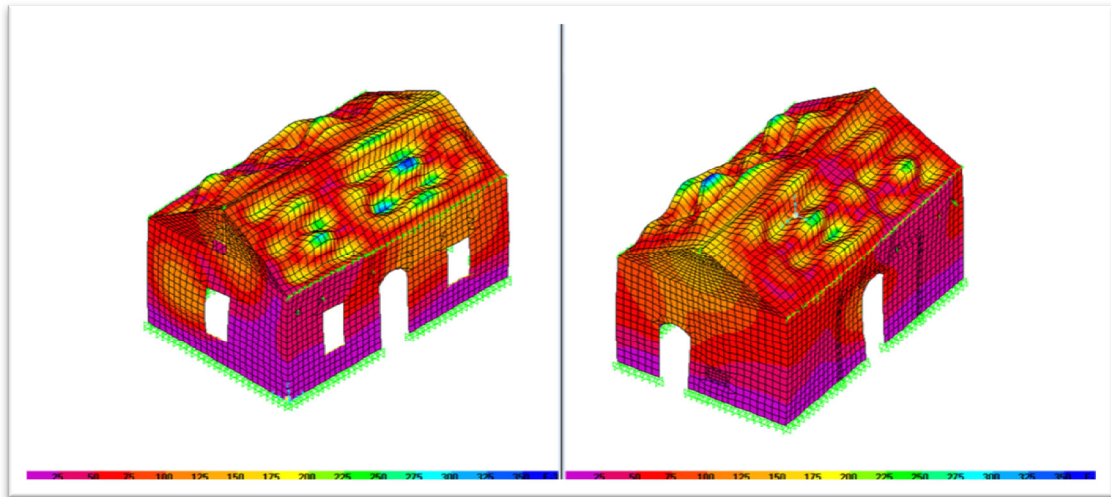
Εικόνα 4.22: Μετακίνηση κάτοψης για την 26η ιδιομορφή σε ύψος $z=4.15$ m.



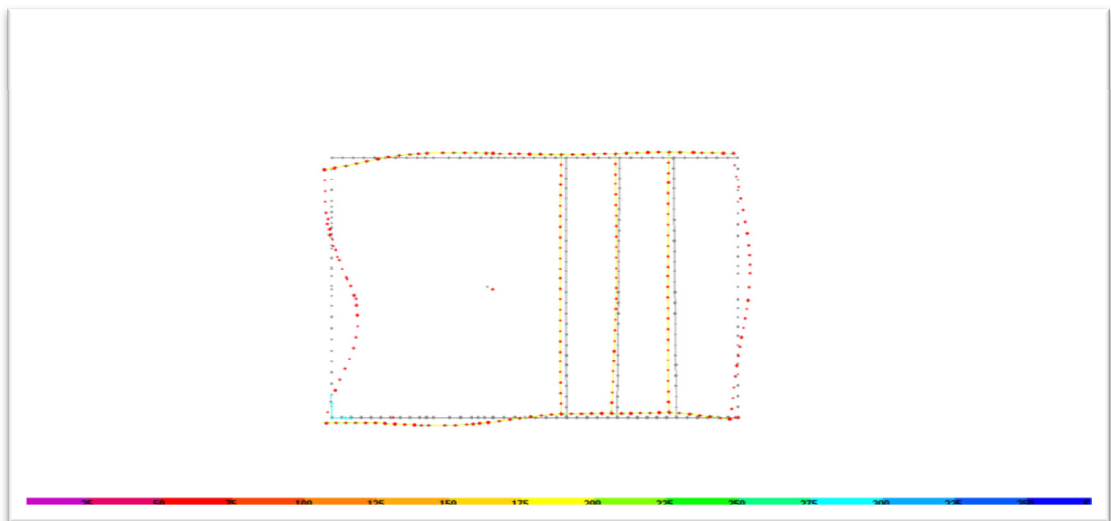
Εικόνα 4.23: Κύρια ιδιομορφή (21η) κατά $y-y'$ με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 64.30 %.



Εικόνα 4.24: Μετακίνηση κάτοψης για την 21η ιδιομορφή σε ύψος $z=4.15$ m.



Εικόνα 4.25: Κύρια ιδιομορφή (74η) κατά z-z' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 21.70%.

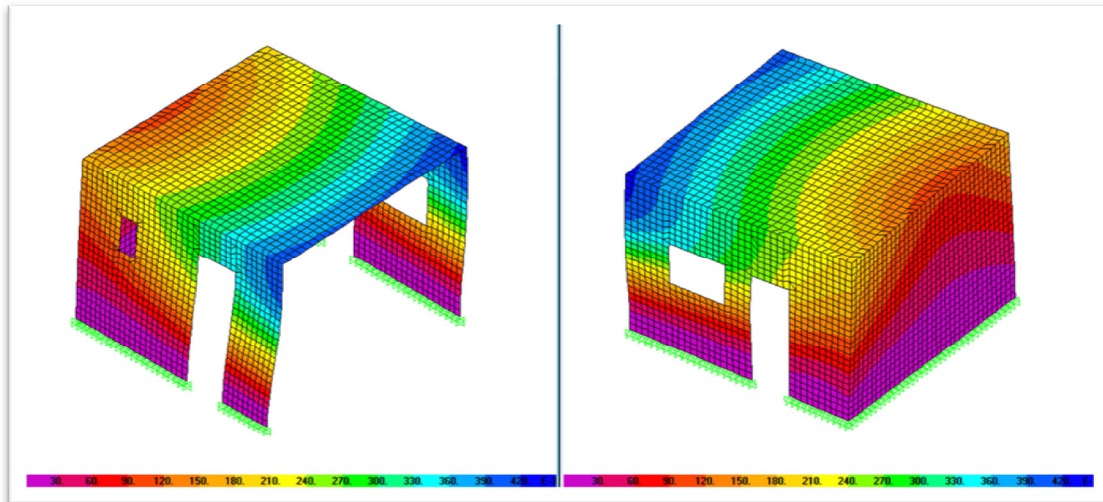


Εικόνα 4.26: Μετακίνηση κάτοψης για την 74η ιδιομορφή σε ύψος z=4.15 m.

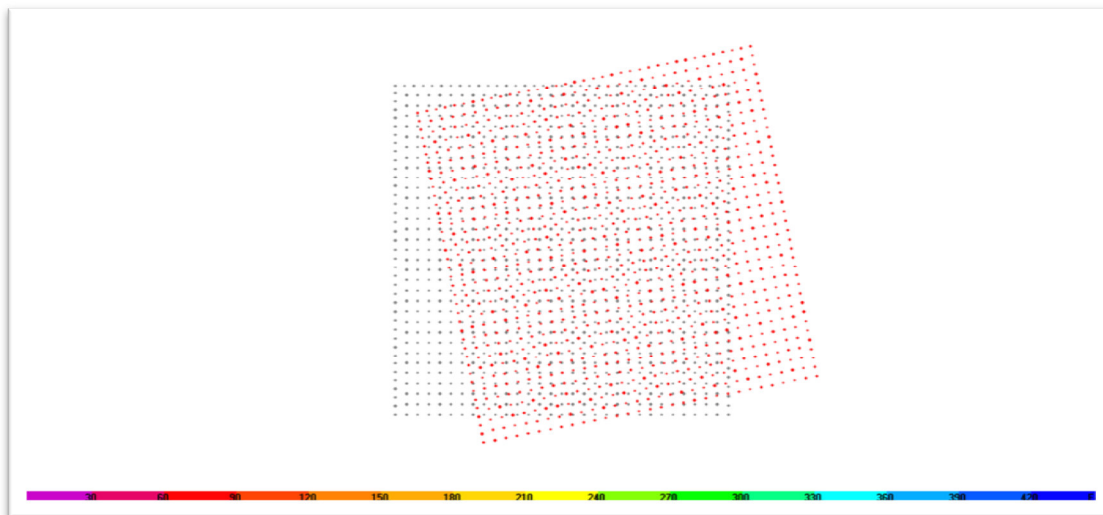
❖ ΜΟΝΤΕΛΟ IV: Αποθήκη

άξονας	f	κύρια ιδιομορφή
x	10.107	1η
y	15.6	3η
z	14.077	2η

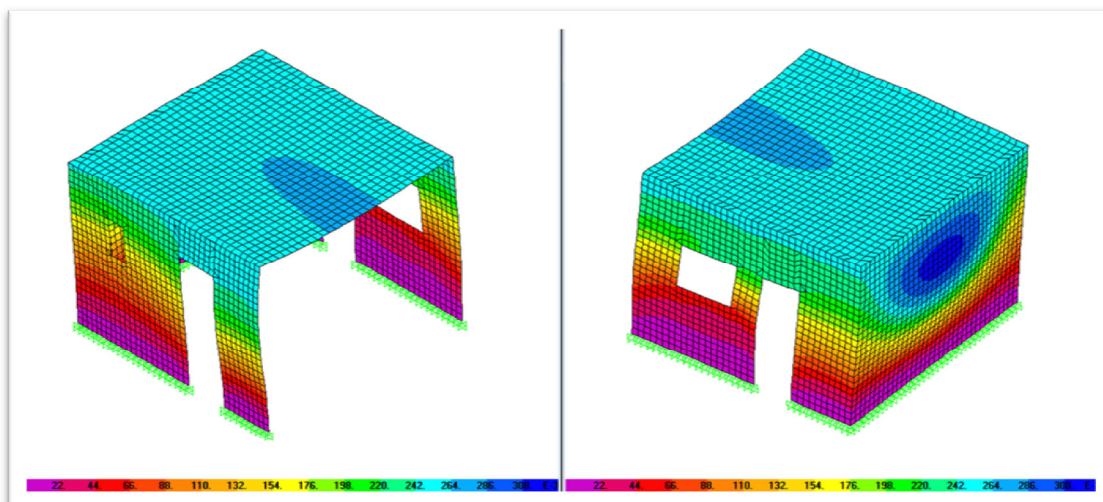
Πίνακας 4.4: Κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες του μοντέλου της αποθήκης.



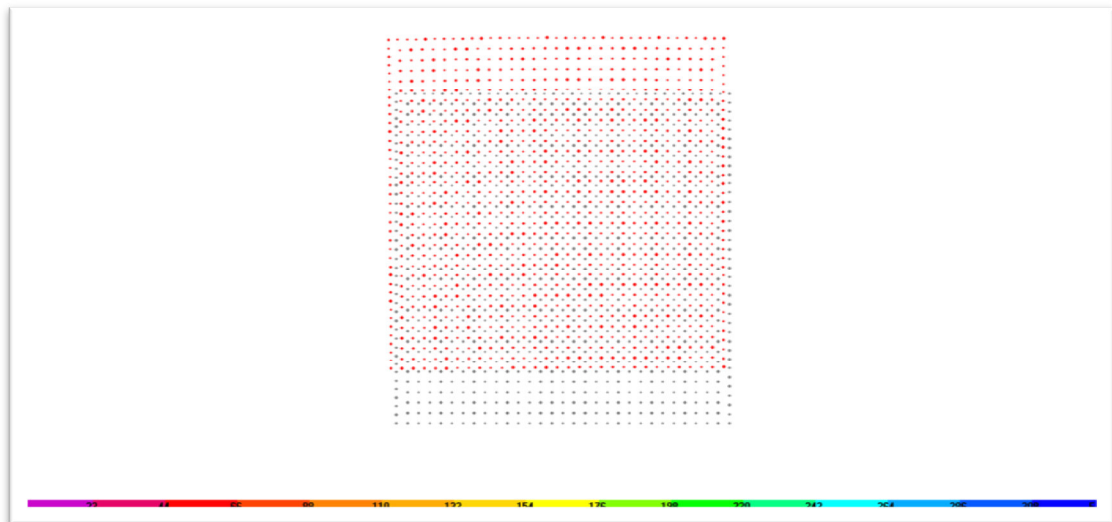
Εικόνα 4.27: Κύρια ιδιομορφή (1η) κατά x-x' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 50.40%



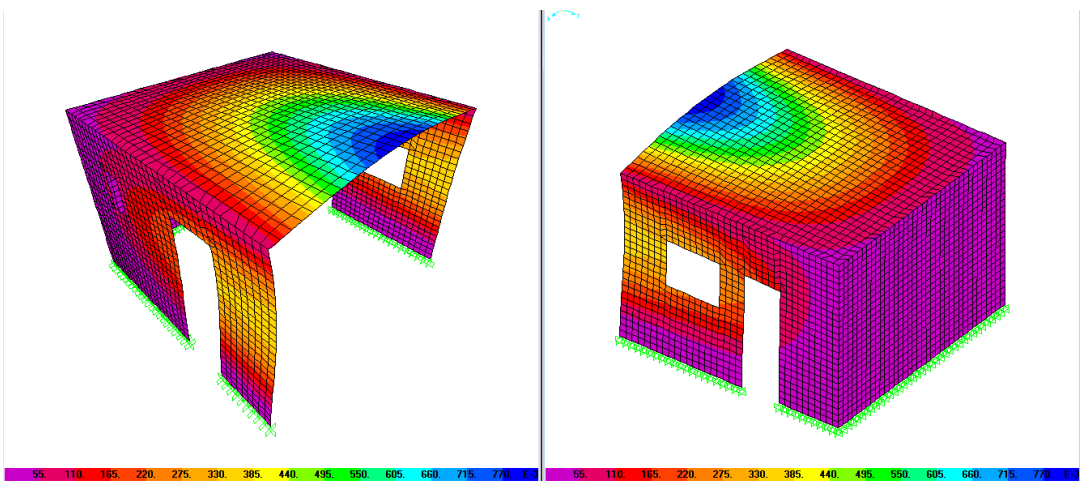
Εικόνα 4.28: Μετακίνηση κάτοψης για την 1η ιδιομορφή σε ύψος z=3.15 m.



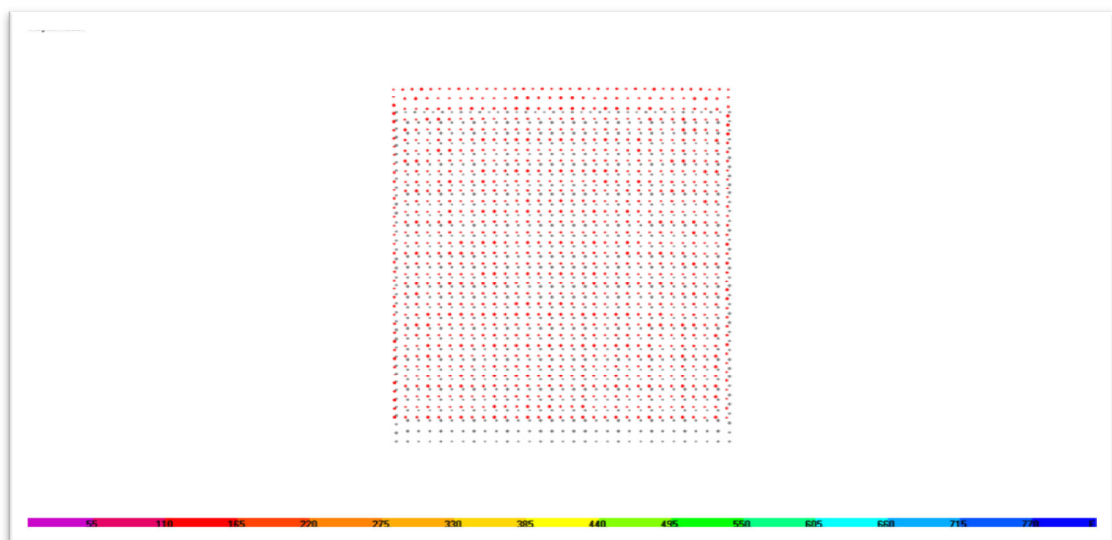
Εικόνα 4.29: Κύρια ιδιομορφή (3η) κατά y-y' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 74.20%.



Εικόνα 4.30: Μετακίνηση κάτοψης για την 3η ιδιομορφή σε ύψος $z=3.15$ m.



Εικόνα 4.31: Κύρια ιδιομορφή (2η) κατά $z-z'$ με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 12.80%.

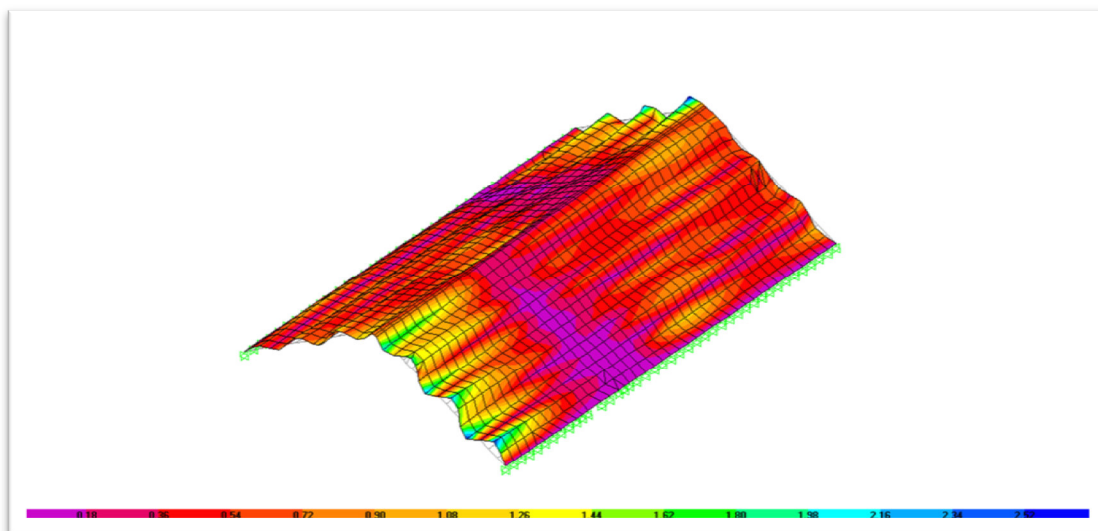


Εικόνα 4.32: Μετακίνηση κάτοψης για την 2η ιδιομορφή σε ύψος $z=3.15$ m.

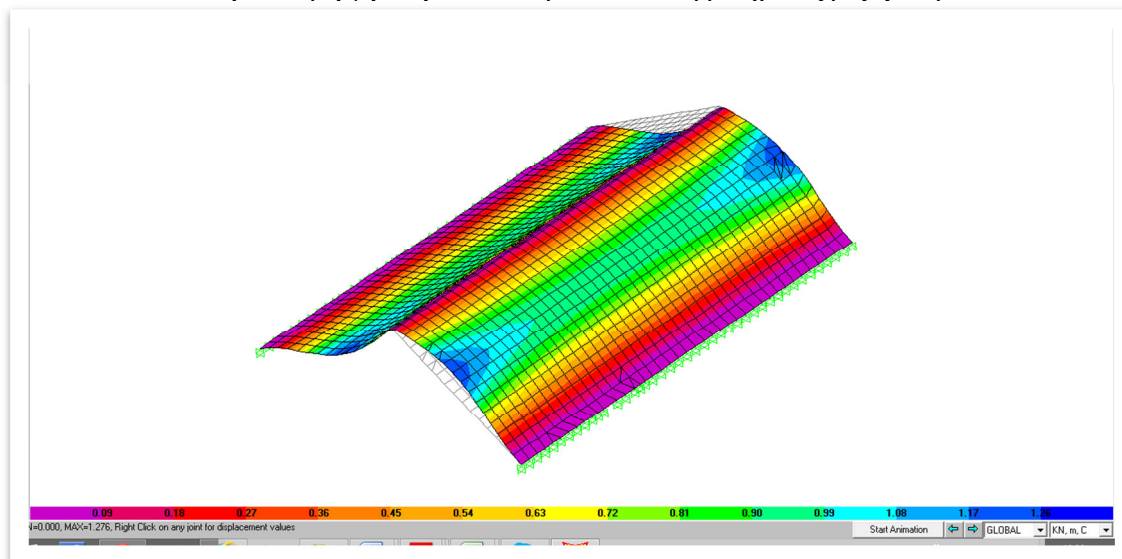
❖ **ΜΟΝΤΕΛΟ V: Στέγη**

άξονας	f	κύρια ιδιομορφή
x	41.02	87η
y	1.512	1η
z	2.56	3η

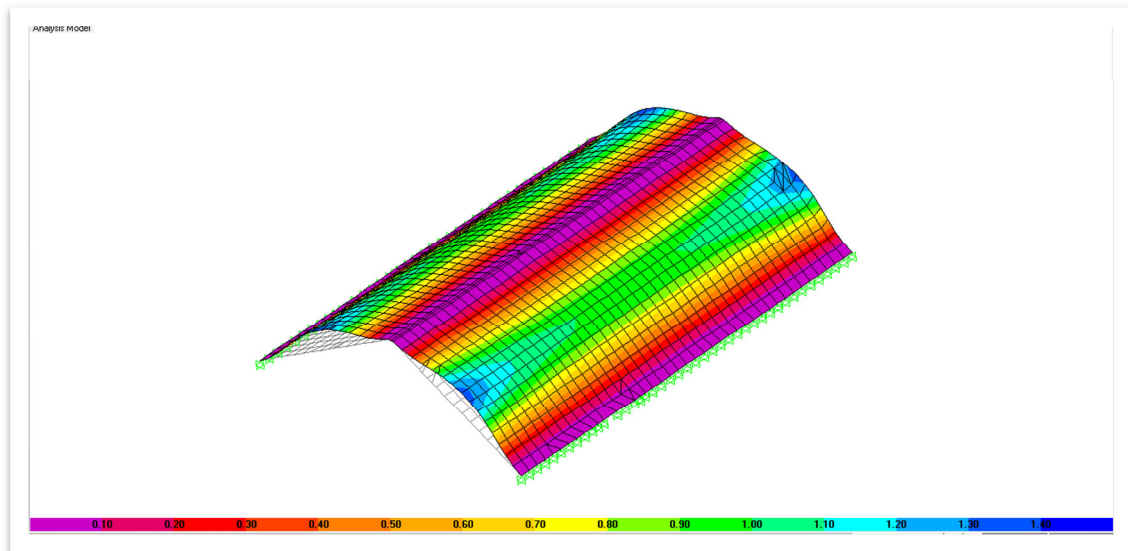
Πίνακας 4.5: Κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες του μοντέλου της στέγης.



Εικόνα 4.33: Κύρια ιδιομορφή (87η) κατά x-x' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 0.01%.



Εικόνα 4.34: Κύρια ιδιομορφή (1η) κατά y-y' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 18.0%.



Εικόνα 4.35: Κύρια ιδιομορφή (3η) κατά z-z' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 54.0%.

4.7.2 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Πρώτο γνώρισμα των αποτελεσμάτων της modal analysis είναι οι μικρές ιδιοπερίοδοι που εμφανίζονται κάτι το οποίο μεταφράζεται ως γρηγορότερη ταλάντωση του κτιρίου άρα και ως αυξημένη δυσκαμψία αυτού. Τη μεγάλη δυσκαμψία που παρουσιάζει το κτίριο επιβεβαιώνουν και τα ποσοστά συμμετοχής μάζας, τα μεγαλύτερα από τα οποία δεν εμφανίζονται στις πρώτες ιδιομορφές της ανάλυσης, όπως συνηθίζεται, αλλά μετά την 23η ιδιομορφή (αυτό αφορά τα μοντέλα I & II ολόκληρης της κατασκευής και όχι τα μοντέλα των μεμονωμένων κτισμάτων). Το γεγονός αυτό δικαιολογεί και τις μικρές, γενικά, παραμορφώσεις στους άξονες x και y καθώς και τις σχεδόν ανύπαρκτες καθ' ύψος μετακινήσεις (άξονας z) (Εικόνες 4.9-11-13-15-17-19).

Παρατηρείται ότι προσομοιώνοντας την ένωση των δύο κτιρίων με μαλακά ελατήρια (μικρός συντελεστής δυσκαμψίας K άρα μικρή αντίσταση) το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στην κάθε κύρια ιδιομορφή αυξάνεται χωρίς όμως να αλλάζουν σημαντικά οι τιμές των αντίστοιχων ιδιοσυχνοτήτων. Με την προσθήκη, όμως, αυτών των ελατηρίων, το παραμορφωσιακό αποτέλεσμα της modal analysis φαίνεται να ανταποκρίνεται καλύτερα στην πραγματική κατάσταση του κτιρίου όπως αυτή αποτυπώθηκε στο Κεφάλαιο 3. Συγκεκριμένα, προκύπτει μια μικρή στροφή της κάτοψης στο Β-Δ τμήμα της κατασκευής (Εικόνες 4.16, 4.18) που «φωτογραφίζει» τις ρωγμές που ήδη υπάρχουν σε αυτό το σημείο, λόγω του ελαφρώς μεγαλύτερου ποσοστού ανοιγμάτων στο βόρειο κομμάτι του κτιρίου καθώς και την έκκεντρη

τοποθέτηση της αποθήκης στη δυτική πλευρά πιο κοντά στη νότια πλευρά. Αυτό κάνει και τη Β-Δ γωνία του σπιτιού πιο εύκαμπτη.

Αντίθετα, η πλήρης ένωση των δύο κτισμάτων προκαλεί στροφή και μεγαλύτερες μετακινήσεις και στη νότια πλευρά (Εικόνες 4.10, 4.12), κάτι το οποίο όμως δε φαίνεται στην πραγματικότητα. Χωρίς ελατήρια, η οπτοπλινθοδομή (αποθήκη) στο μοντέλο IV (Εικόνα 4.28) φέρεται να στρέφεται παρόλο που, οπτικά, δε φαίνεται να υπάρχει τέτοιου είδους μετακίνηση ενώ, αντίθετα, στο μοντέλο III της λιθοδομής διενεργείται μόνο μεταφορική κίνηση (Εικόνες 4.22-23-26) . Έτσι, συμπεραίνεται πως υπάρχει καλή συνεργασία των δύο διαφορετικών δομικών συστημάτων όχι σε τέτοιο βαθμό όμως ώστε αυτά να μπορούν να θεωρηθούν ως ένα σώμα.

Συνεχίζοντας, είναι εμφανές και στα δύο μοντέλα ότι οι πλευρές που καταπονούνται περισσότερο είναι οι μικρότερες και ιδιαίτερα οι περιοχές πάνω από τα ανοίγματα (Εικόνες 4.9-11-15-17), γεγονός που επίσης αποδεικνύεται από το πλήθος και το εύρος των ρωγμών που υπάρχουν σε αυτές. Ο νότιος και ο βόρειος πέτρινος τοίχος καταπονούνται κυρίως σε εκτός επιπέδου κάμψη ενώ σε κάποιες ιδιομορφές εμφανίζεται και μικρής κλίμακας διατμητική αστοχία. Επίσης, τα πιο κρίσιμα σημεία της λιθοδομής είναι, όπως είναι αναμενόμενο σε όλες τις κατασκευές αυτού του είδους, οι γωνίες της κάτοψης όπου καταπονούνται είτε σε θλίψη είτε σε εφελκυσμό σχεδόν σε κάθε ιδιομορφή.

Οι ξύλινες δοκοί, με τη σειρά τους, τόσο στο επίπεδο του ξύλινου παταριού όσο και στο επίπεδο της στέψης του πετρόχτιστου, καθώς και το σενάζ κατά μήκος των μεγάλων πλευρών σε αυτό το επίπεδο, φαίνεται να προσδίδουν διαφραγματική λειτουργία στον άξονα x τον οποίο και διατρέχουν. Εμποδίζουν, έτσι την εκτός επιπέδου $x-x$ κάμψη της λιθοδομής στο τμήμα το οποίο καλύπτουν (Εικόνες 4.20, 4.26, 4.32).

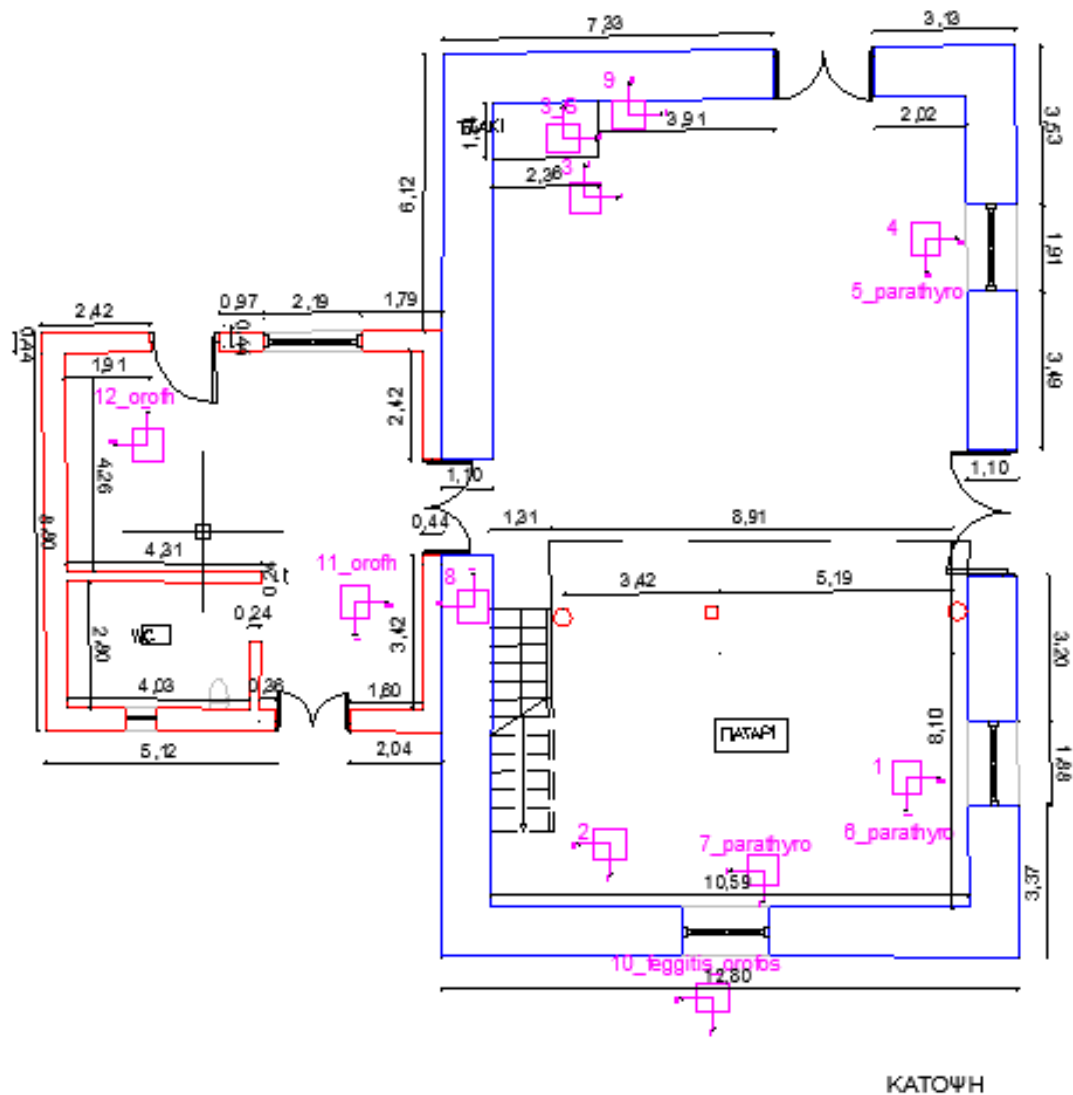
Σε ότι αφορά τη στέγη, προκύπτει πως πρόκειται για μία πολύ εύκαμπτη στέγη αφού σε κάθε μοντέλο είναι το τμήμα της κατασκευής που παρουσιάζει τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις (Εικόνες 4.33-34-35). Απολύτως αναμενόμενο το αποτέλεσμα αυτό εφόσον από την πρώτη επίσκεψη στο κτίριο έγινε αντιληπτή η ευπάθεια της στέγης (Κεφάλαιο 3).

Τέλος, η προσθήκη με τούβλα παρουσιάζει τη μεγαλύτερή της παραμόρφωση στη στην οροφή της και στο σημείο που ενώνεται με το κυρίως κτίσμα εξαιτίας του ανοίγματος που υπάρχει σε αυτό (δυτική είσοδος του σπιτιού) (Εικόνες 4.27-29-31).

5. ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΜΕΤΡΗΣΕΙΣ

5.1 ΣΗΜΕΙΑ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ

Το κτίριο που αποτελεί αντικείμενο μελέτης της παρούσας διατριβής είναι ένα απλό, παραδοσιακό οίκημα ορθογωνικής κάτοψης χωρίς γεωμετρικές ή κατασκευαστικές ιδιαιτερότητες πλην της προσθήκης ενός μεταγενέστερου κτιρίου. Γι' αυτό το λόγο ο καθορισμός των σημείων μέτρησης ήταν εύκολος. Λαμβάνοντας υπόψη ότι το ελαστικό κέντρο στροφής του θα βρίσκεται περίπου στο κέντρο βάρους της κάτοψης, επιλέχθηκαν θέσεις κοντά στις γωνίες του κτιρίου αλλά και στα μέσα των πλευρών όπου αναμένονται οι μεγαλύτερες μετακινήσεις.



Εικόνα 5.1: Κάτοψη του κτίσματος. Επισημαίνονται οι θέσεις καταγραφής καθώς επίσης και οι άξονες των αισθητήρων σε καθεμία από αυτές.

5.2 ΕΞΟΠΛΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ

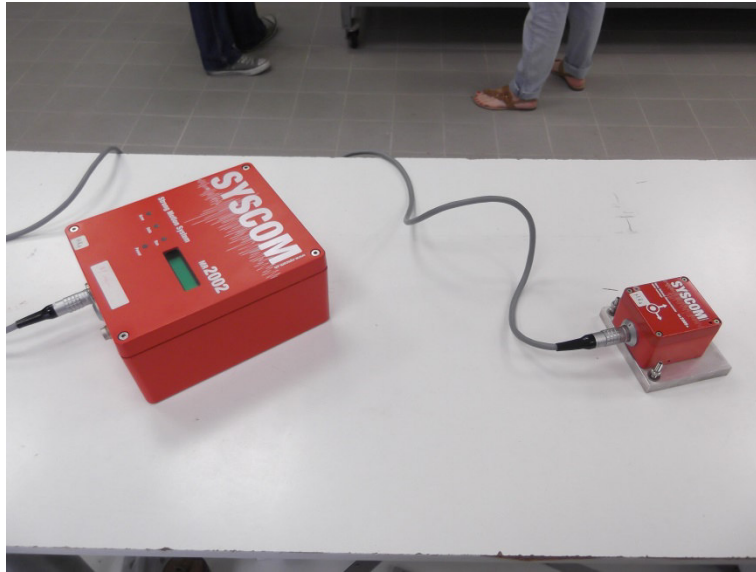
Όλες οι καταγραφές των επιταχύνσεων τη κατασκευής έγιναν με τη χρήση των οργάνων της εταιρείας Syscom^{[23] [25]}. Ο εξοπλισμός αυτός αποτελείται από:

- το καταγραφικό όργανο MR2002,
- αισθητήρα επιτάχυνσης MS2005+,
- ο φορητός υπολογιστής του εργαστηρίου με εγκατεστημένο το λογισμικό καταγραφής MR2002 Communication.

Το ισχυρό όργανο καταγραφής κινήσεων MR2002 της εταιρείας SYSCOM, είναι ένας συμπαγής, τριών αξόνων επιταχυνσιογράφος που μπορεί να λειτουργήσει σε αυτόνομη βάση ή να συνδεθεί σε ένα δίκτυο. Σκοπός του είναι η ενεργοποίηση και η διαχείριση του αισθητήρα καθώς και η καταγραφή και αποθήκευση των αποτελεσμάτων του. Μέσω του MR2002 ελέγχεται επίσης η έναρξη, η διάρκεια και η λήξη της καταγραφής.

Ο εξωτερικός τριαξονικός αισθητήρας (MS2005+) επιτάχυνσης, συχνότητας 300 Hz, συνδέεται με το MR2002. Ο αισθητήρας παίρνει τη δόνηση και την μετασχηματίζει σε ένα ηλεκτρικό σήμα που είναι ανάλογο προς την επιτάχυνση. Αυτά τα σήματα μεταλλάσσονται συνεχώς και αποθηκεύονται στη μνήμη του MR2002 για κάθε ένα από τα 3 κανάλια μέτρησης (ένα για τον κάθε άξονα: x,y και z).

Τελικός αποδέκτης της μέτρησης είναι ο φορητός υπολογιστής στον οποίο συνδέθηκε το καταγραφικό NCC κατά τη διάρκεια της μέτρησης. Η λήψη των σημάτων και η αποθήκευσή τους γίνεται μέσω του προγράμματος ενώ και η μετατροπή τους σε επεξεργάσιμη μορφή καθώς και η εξαγωγή κυματομορφών και φασμάτων γίνεται με τη βοήθεια του λογισμικού VIEW 2002, όπως θα περιγραφεί παρακάτω.



Εικόνα 5.2: Καταγραφικό και επιταχυνσιόμετρο Syscom.



Εικόνα 5.3: Διάταξη των οργάνων που χρησιμοποιήθηκαν στις καταγραφές.

5.3 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΤΩΝ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ

Οι καταγραφές έγιναν σε σετ των 3 μετρήσεων ανά θέση η καθεμία από τις οποίες είχε διάρκεια 20 λεπτά. Λόγω δυσκολίας μεταφοράς του εξοπλισμού αλλά και της απλής γεωμετρίας του κτιρίου η κάθε καταγραφή έγινε ξεχωριστά, με έναν δηλαδή αισθητήρα και το καταγραφικό ^{[23][26]}.

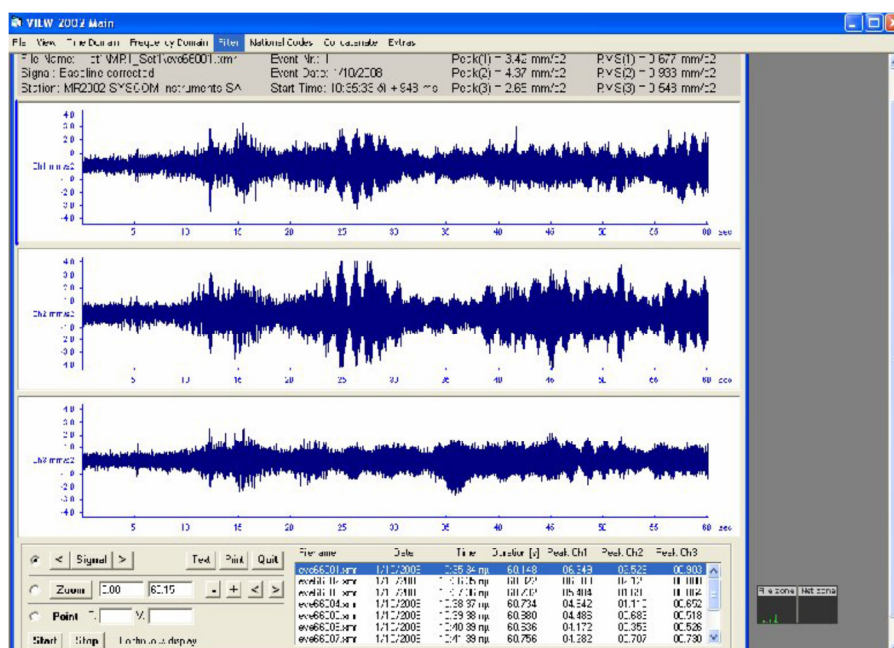
Για κάθε σετ μετρήσεων η διαδικασία ήταν η εξής:

- Τοποθέτηση αισθητήρα κάθετα στην κάθε πλευρά και ευθυγράμμιση του οργάνου με το έδαφος.
- Σύνδεση με το καταγραφικό και το laptop και ενεργοποίηση του MR Communication. Μέσα από το λογισμικό αυτό :
 - i. ορίζεται η συχνότητα καταγραφής στα 128 Hz,
 - ii. ταυτίζεται η ώρα του καταγραφικού και αυτή του υπολογιστή,
 - iii. γίνεται αυτόματη οριζοντιοποίηση και παραμετροποίηση του αισθητήρα και του καταγραφικού,
 - iv. ορίζεται η διάρκεια και εξασφαλίζεται η ταυτόχρονα έναρξη της διαδικασίας καταγραφής.

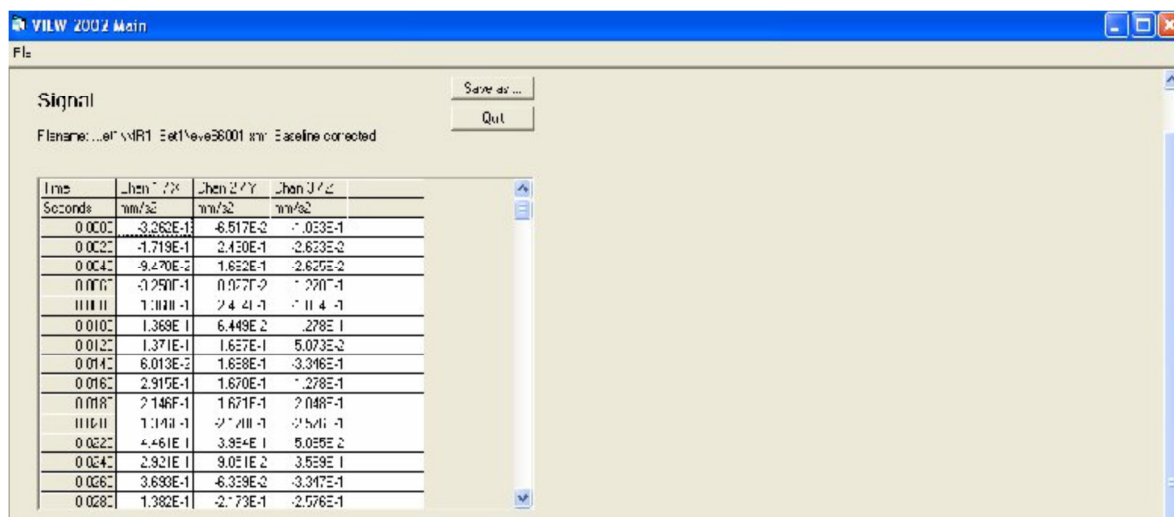
Οι καταγραφές πραγματοποιήθηκαν σε τρεις ημέρες, στις 15/12/2013, 21/1/2014 και 11/2/2014. Οι πρώτες δύο μέρες είχαν χαμηλές θερμοκρασίες, υγρασία και αέρα ενώ την Τρίτη ημέρα υπήρχε ηλιοφάνεια και καθόλου άνεμοι. Εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας του κτιρίου η οποία αιτιολογείται στο Κεφάλαιο 2, κρίθηκε αναγκαία η χρήση ενός μικρού σφυριού. Κατά τη διάρκεια της εικοσάλεπτης μέτρησης «συνέβαιναν» χτυπήματα ώστε να ενισχυθούν τα σήματα από όσο δυνατόν περισσότερες συχνότητες οι οποίες χωρίς τα χτυπήματα αυτά δεν θα καταγράφονταν. Τονίζεται όμως ότι οι χτύποι αυτοί δεν δημιούργησαν νέες συχνότητες απλά ενίσχυσαν ήδη υπάρχουσες.

5.4 ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Τα αρχεία σήματος που λήφθηκαν από την παραπάνω διαδικασία λαμβάνονται από τον υπολογιστή ως αρχεία .xml . Ανοίγοντας όλα τα αρχεία για κάθε μέτρηση, διαδοχικά, με το πρόγραμμα VIEW2002, τα μετατρέπουμε από αρχεία σήματος σε αρχεία .txt με καταγραφές επιταχύνσεων στο πεδίο του χρόνου ^{[23][26]}.

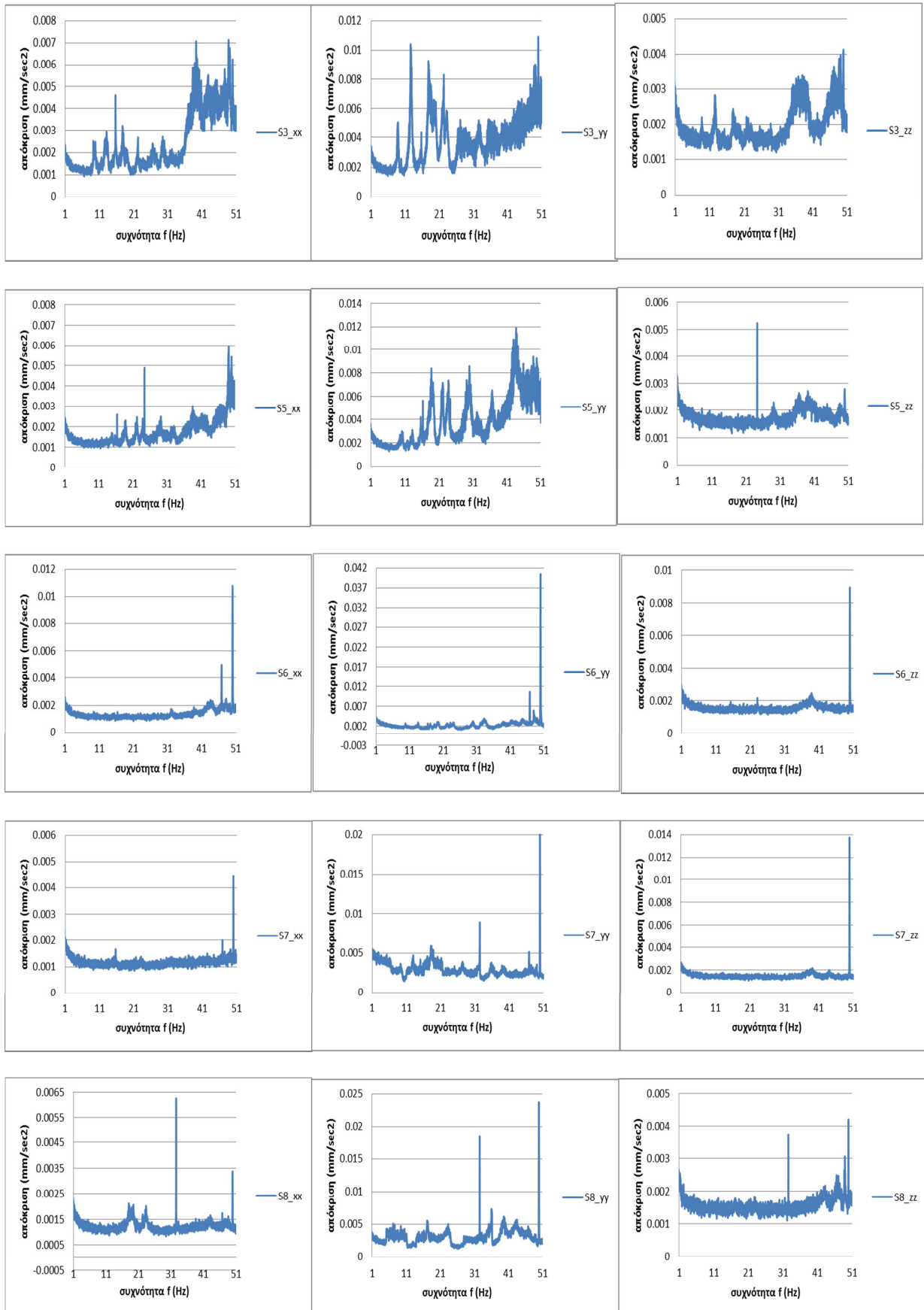


Εικόνα 5.4: Αρχείο σήματος μέσω του View 2002.

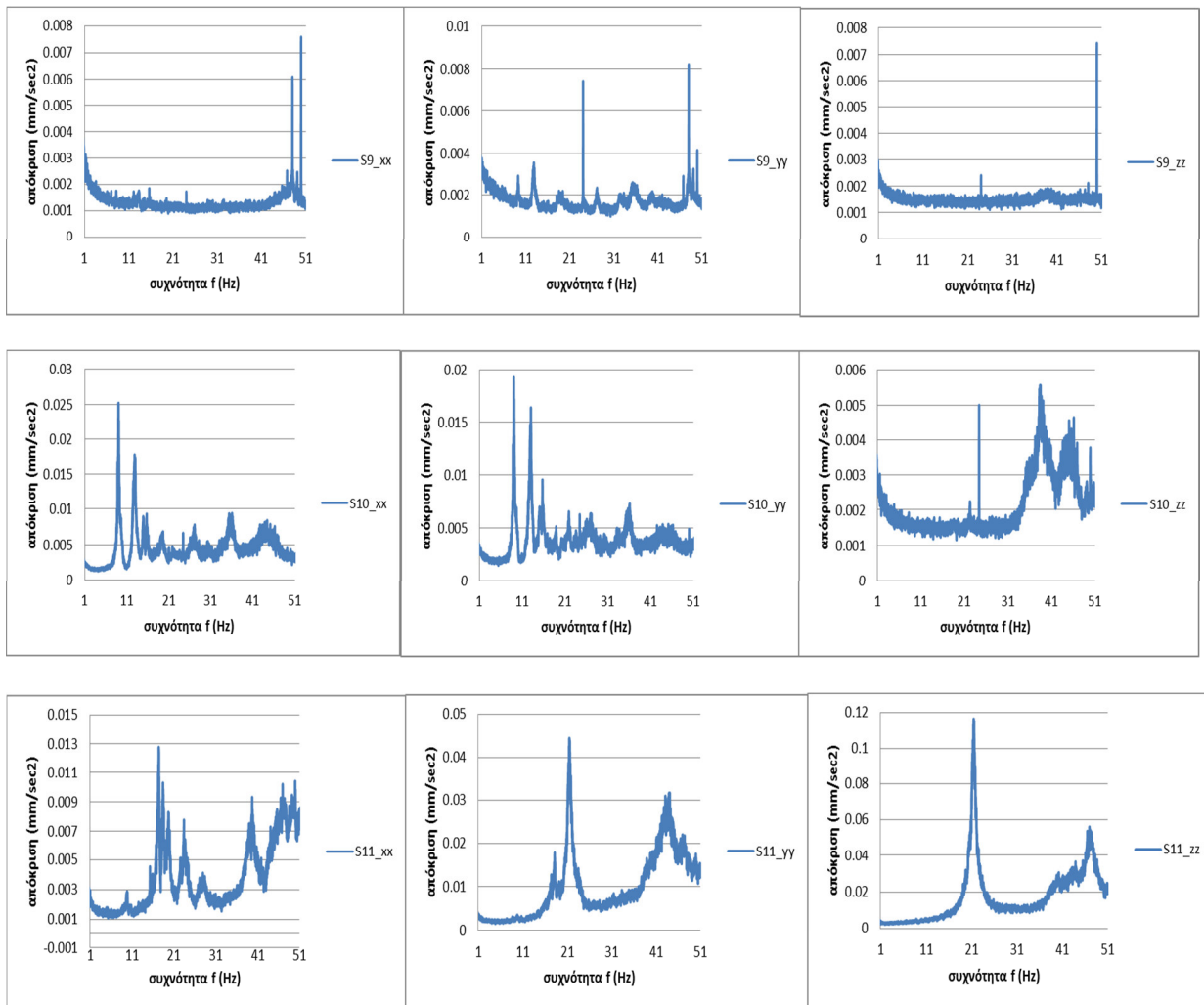


Εικόνα 5.5: Μετατροπή αρχείων .xmtr σε επεξεργάσιμο αρχείο .txt.

Αυτό αφορά τα επιταχυνσιογραφήματα στο πεδίο του χρόνου. Για κάθε μία μέτρηση υπάρχουν είκοσι (20) επιταχυνσιογραφήματα που αναλύονται με τη σειρά τους στους τρεις άξονες το κάθε ένα. Στη συνέχεια μέσω της ανάλυσης Fourier μετατρέπονται σε φάσματα πυκνότητας (συχνότητα-επιτάχυνση). Τελικά, προκύπτουν τρία αρχεία .txt με τέσσερις στήλες το καθένα για το κάθε σημείο μέτρησης: μία για τη συχνότητα και τρεις στήλες για τις επιταχύνσεις σε κάθε άξονα. Από αυτά, προκύπτει ο μέσος όρος που τελικά χρησιμοποιείται ως φάσμα επιτάχυνσης για το συγκεκριμένο σημείο.

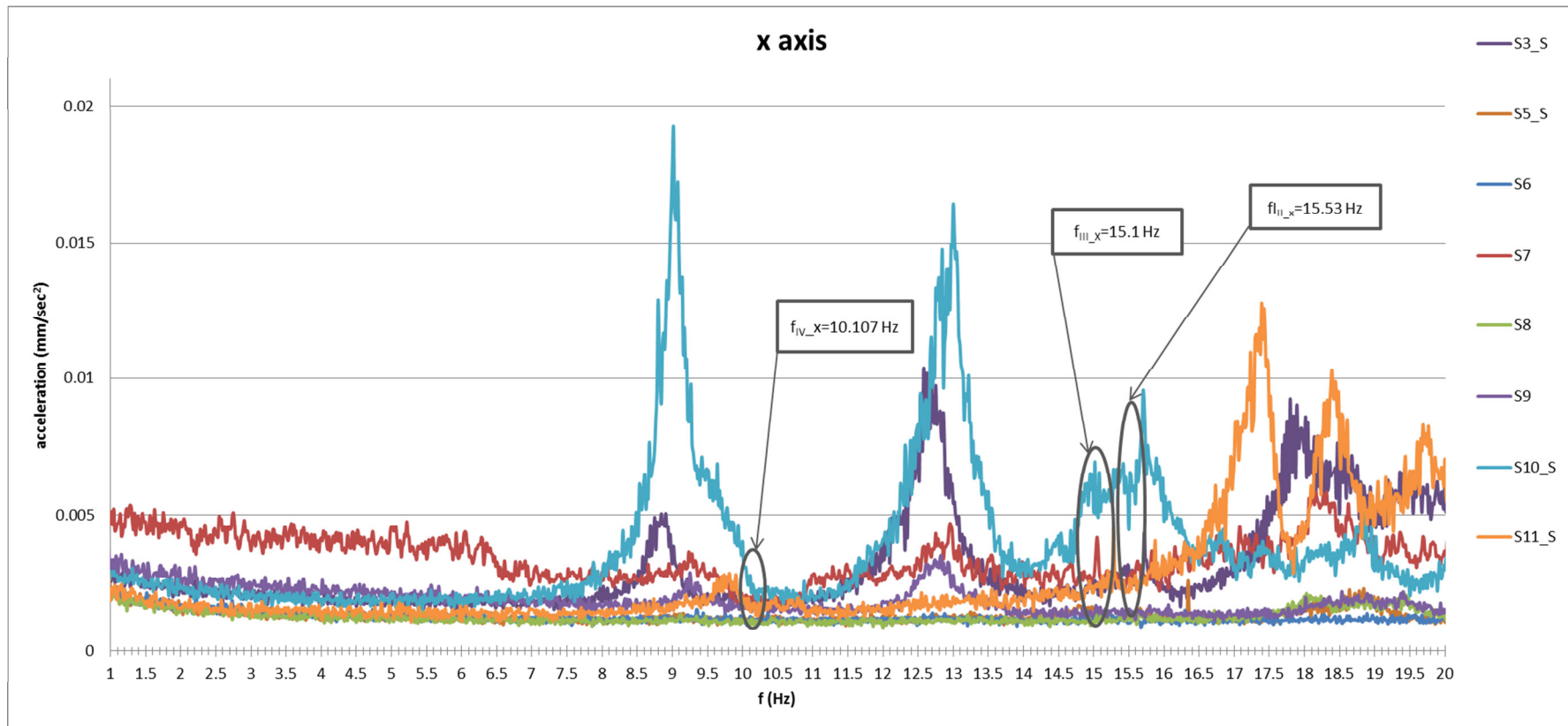


Σχήμα 5.1.1: Διαγράμματα των φασμάτων πυκνότητας επιτάχυνσης που προέκυψαν από τις δυναμικές μετρήσεις

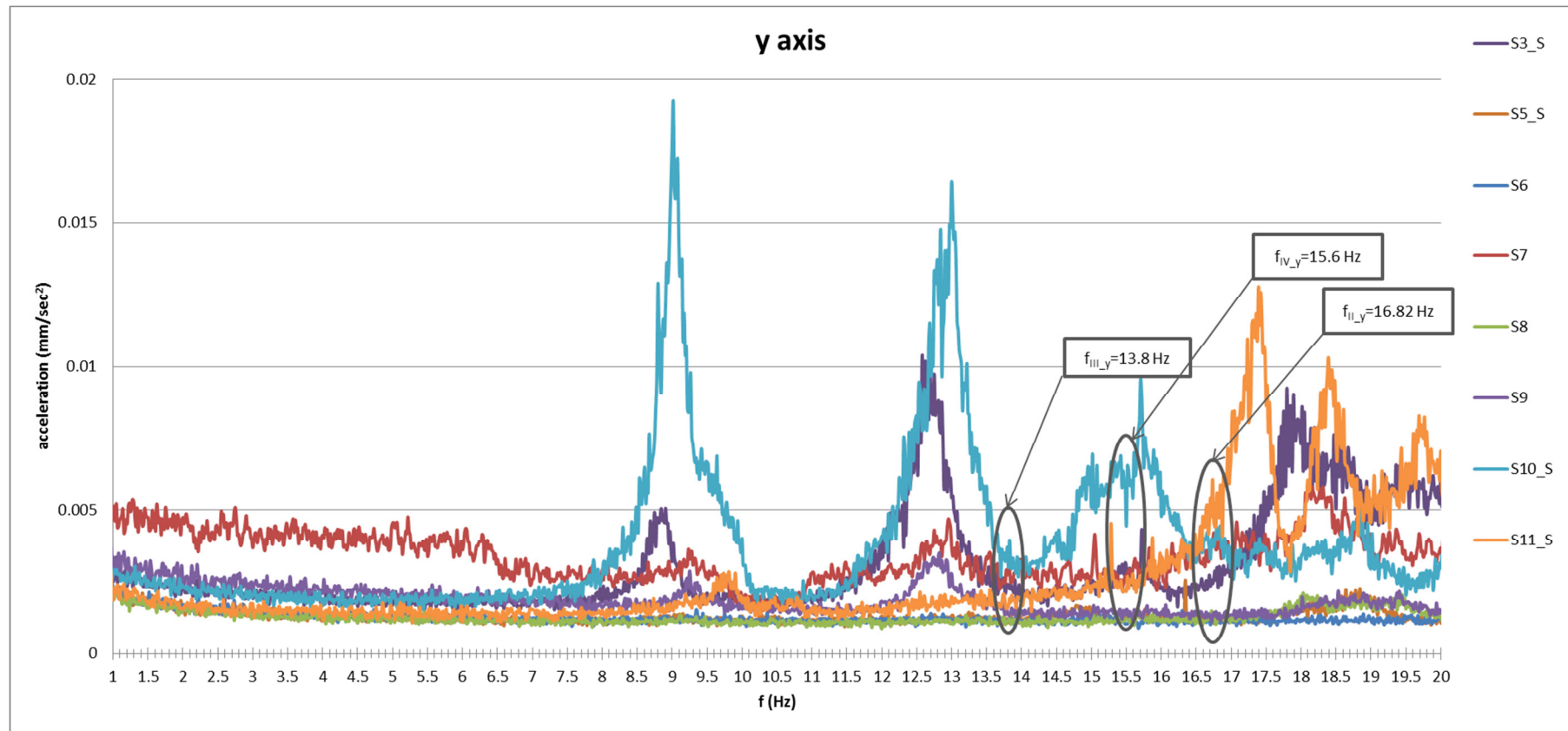


Σχήμα 5.1.2 : Διαγράμματα των φασμάτων πυκνότητας επιτάχυνσης που προέκυψαν από τις δυναμικές μετρήσεις.

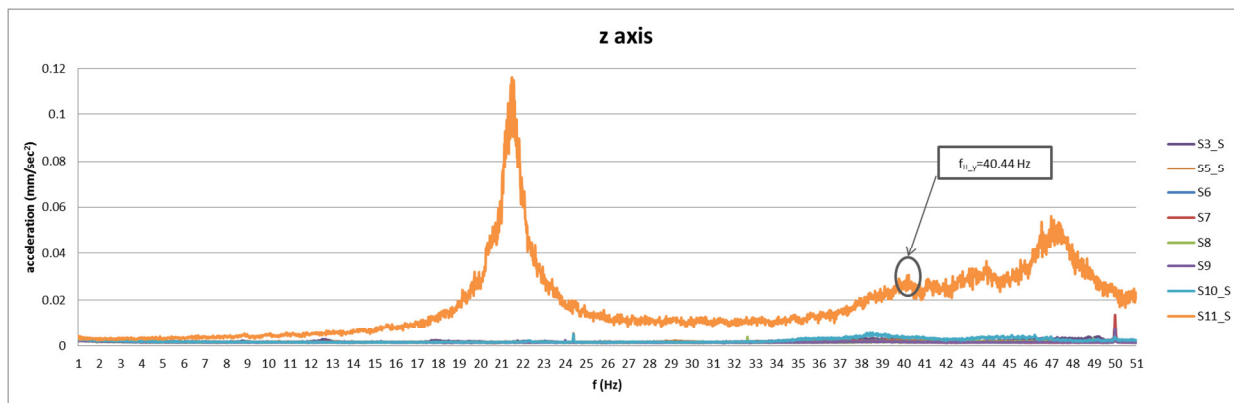
Στα διαγράμματα που ακολουθούν, απεικονίζονται οι συχνότητες που ανιχνεύθηκαν στις μετρήσεις, ανά άξονα, στα 8 σημεία μέτρησης. Πάνω σε αυτά τα διαγράμματα υποδεικνύονται με κύκλο οι συχνότητες που εξάχθηκαν από την ιδιομορφική ανάλυση στο SAP2000 και οι οποίες προέκυψαν στις δυναμικές μετρήσεις. Υπενθυμίζεται ότι οι δείκτες “II”, “III” και “IV” αντιστοιχούν στα μοντέλα ολόκληρης της κατασκευής με ελατήρια στη σύνδεση αποθήκης-λιθοδομής, μόνο της λιθοδομής και μόνο της αποθήκης, αντίστοιχα.



Σχήμα 5.2: Συγκεντρωτικό διάγραμμα συχνотήτων για τον άξονα x-x'.



Σχήμα 5.3: Συγκεντρωτικό διάγραμμα συχνοτήτων για τον άξονα y-y'.



Σχήμα 5.4: Συγκεντρωτικό διάγραμμα συχνοτήτων για τον άξονα z-z'.

Στα σχήματα 5.2, 5.3 και 5.4 παρατηρούνται αρκετά μέγιστα (peaks) τα οποία δεν χρησιμοποιούνται στην περαιτέρω ανάλυση και σύγκριση. Πρόκειται για συχνότητες οι οποίες αφορούν είτε πιο εύκαμπτα (μικρότερες συχνότητες) είτε πιο δύσκαμπτα (μεγαλύτερες τιμές) τμήματα της κατασκευής όπως η στέγη ή οι λαξευτοί λίθοι των ακμών αντίστοιχα. Αυτές οι τιμές των συχνοτήτων προκύπτουν από ταλαντώσεις μεμονωμένων δομικών στοιχείων όπως π.χ. ξύλινες δοκοί, μαρμάρινο γείσο πάνω από το τζάκι κ.λπ., γι' αυτό και διαφοροποιούνται από σημείο σε σημείο - και δεν αφορούν τη συνολική ταλάντωση του φορέα. Ακόμα, ορισμένα από τα εν λόγω μέγιστα (peaks συχνοτήτων) όπως π.χ. οι δύο κορυφές που ξεχωρίζουν στο Σχήμα 5.3 (γαλάζιο χρώμα), οφείλουν τις μεγάλες τιμές επιτάχυνσης που παρουσιάζουν στην ενίσχυση του σήματος από τα χτυπήματα με το σφυρί και όχι στο ότι είναι κύριες συχνότητες ολόκληρου του φορέα.

5.5 ΕΞΑΓΩΓΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ ΜΕΣΩ ARTEMIS EXTRACTOR

Παρόλα αυτά, το VIEW2002 αδυνατεί να παρέχει προς αποθήκευση και μετέπειτα επεξεργασία τιμές μετακίνησης που προκύπτουν από τις καταγραφές των επιταχύνσεων. Γι' αυτό το λόγο χρειάστηκε να χρησιμοποιηθεί και το πρόγραμμα ιδιομορφικής ανάλυσης ARTeMIS Extractor^{[23][24][27]} προκειμένου να ληφθούν οι μετακινήσεις των σημείων που μας ενδιαφέρουν και οι οποίες θα συγκριθούν αργότερα με τις αντίστοιχες μετακινήσεις που προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία (SAP2000). Το λογισμικό αυτό, προσδιορίζει τις ιδιοσυχνότητες κατασκευών και τις συσχετίζει με χαρακτηριστικά απόσβεσης χρησιμοποιώντας την γεωμετρία της κατασκευής και τις καταγεγραμμένες αποκρίσεις.

Η σχεδίαση του φορέα γίνεται με την εισαγωγή κόμβων, γραμμών και επιφανειών με δεξιόστροφη, πάντα, φορά στην γεωμετρία και λαμβάνοντας υπόψη ότι τα σημεία στα οποία τοποθετείται αισθητήρας αποτελούν οπωσδήποτε κόμβο. Κατόπιν γίνεται εξαγωγή τη μορφή αρχείου SVS Configuration File Format. Προκύπτει με τον τρόπο αυτό το .cfg αρχείο με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κτιρίου (nodes, lines, surfaces). Μέσω αυτού, προσθέτοντας τη διάρκεια του χρονικού βήματος σε sec (T) και τα σεντ μετρήσεων για τα οκτώ σημεία που επιλέχθηκαν, μπορούν να εξαχθούν οι ιδιομορφές και οι παράμετροί τους μέσω της τεχνικής EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition). Έτσι καταλήγουμε με τη δυνατότητα να πάρουμε τιμές για τις μετακινήσεις που προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση για τα σημεία των καταγραφών.

Στα σχήματα που ακολουθούν, παρατίθενται οι επιλογές των μεγίστων ιδιοσυχνοτήτων καθώς και οι ιδιομορφές των σημείων μέτρησης ανά πλευρά τοίχου (Εικόνα 5.1):

Δυτική πλευρά	Σημεία S8,S11
Βόρεια πλευρά	Σημεία S7,S10
Νότια πλευρά	Σημεία S3,S9

Εδώ, θα πρέπει να επισημανθεί το γεγονός ότι η ανατολική πλευρά δεν μελετήθηκε ιδιομορφικά λόγω τη δυσκολίας λήψης μετρήσεων καθ' ύψος της κατασκευής και συγκεκριμένα κοντά στη στέψη του κτιρίου. Οι ληφθείσες μετρήσεις στις ποδιές των ανοιγμάτων της ανατολικής όψης έδωσαν σχεδόν μηδενικές μετακινήσεις εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας του κτιρίου.

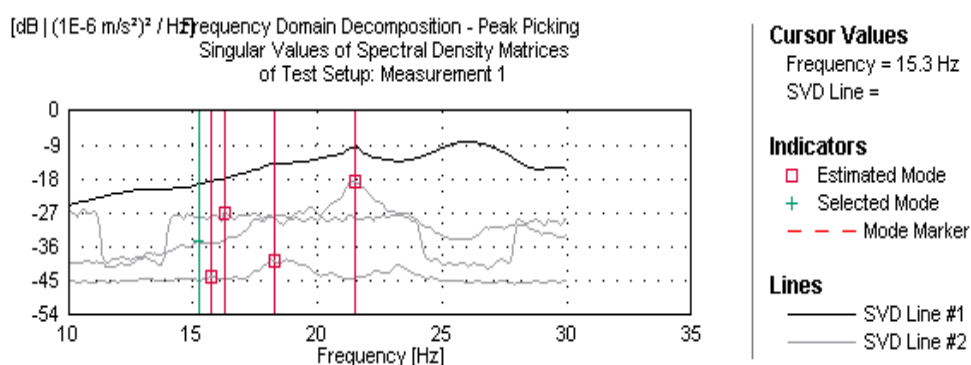
Προκειμένου να γίνει σύγκριση με τα αποτελέσματα της ανάλυσης με FEM στοιχεία που θα παρουσιαστεί στο επόμενο κεφάλαιο, μελετήθηκαν συχνότητες κοντά στις κύριες συχνότητες των μοντέλων στο SAP2000 τόσο με ελατήρια στην ένωση των δύο επιμέρους κτιρίων όσο και χωρίς ελατήρια. Δηλαδή μελετήθηκαν συχνότητες από 15.2 έως 16.5 Hz. Τέλος, οι απόλυτες μετακινήσεις που προκύπτουν από την επεξεργασία στο ARTeMIS διαιρέθηκαν με το ύψος του εκάστοτε σημείου μέτρησης ώστε να μετατραπούν σε σχετικές μετακινήσεις, οι οποίες θα αντιπαρατεθούν με αυτές του SAP2000 και συγκεκριμένα με αυτές των μοντέλων I και II (χωρίς και με ελατήρια στην ένωση λιθοδομής και αποθήκης, αντίστοιχα). Μέσα από αυτή τη σύγκριση αφενός θα προκύψει το επιθυμητό συμπέρασμα της

σύγκλισης ή μη των αποτελεσμάτων της θεωρητικής με την αναλυτική μέθοδο και αφετέρου θα επιβεβαιωθεί το συμπέρασμα του 4ου Κεφαλαίου πως η καλύτερη μέθοδος προσομοίωσης της ένωσης των δύο επιμέρους κτισμάτων είναι τα ελατήρια.

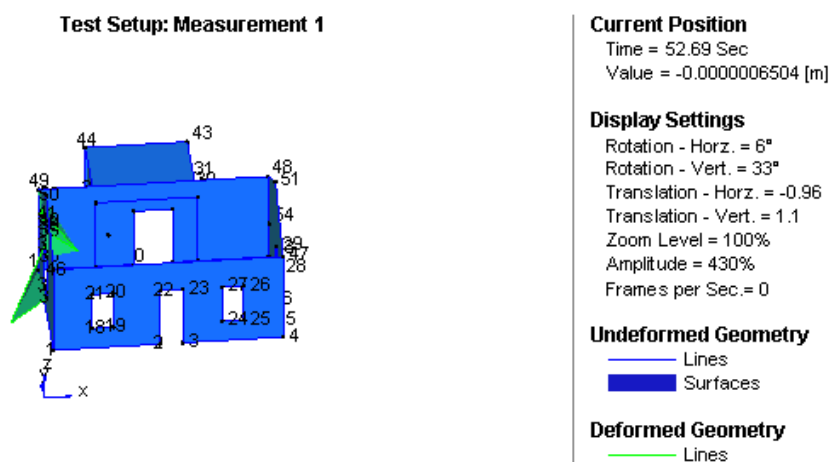
Τέλος, οι μονάδες μέτρησης των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από το ARTeMIS είναι τα χιλιοστά (mm) σε αντίθεση με αυτές της δυναμικής ανάλυσης στο SAP2000 που είναι τα μέτρα (m). Παρόλα αυτά, η σύγκριση γίνεται με κοινούς άξονες μιας και που αντικείμενο μελέτης είναι ο τρόπος παραμόρφωσης (ιδιομορφή) και όχι οι αριθμητικές τιμές των μετακινήσεων.

5.5.1 ΔΥΤΙΚΗ ΠΛΕΥΡΑ

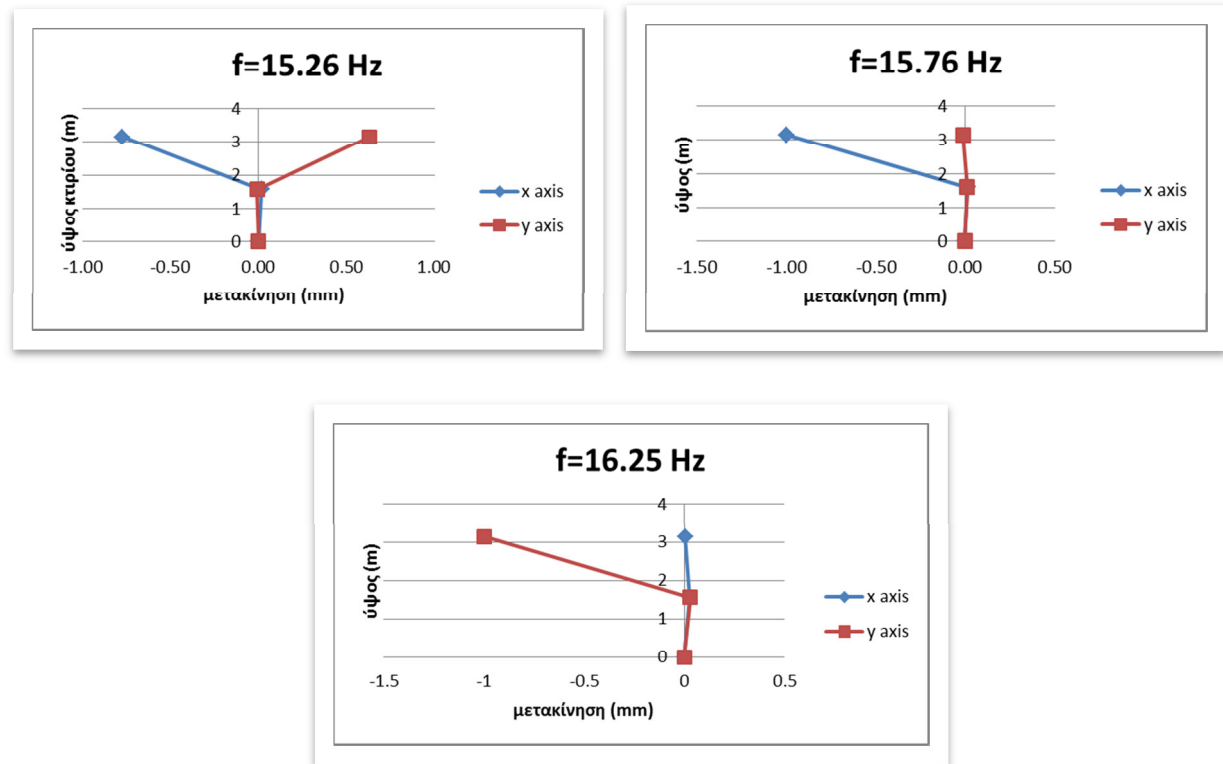
Στο δυτικό τοίχο λήφθηκαν μετρήσεις σε δύο σημεία S8 και S11 σε ύψος 1.56 m και 3.15 m αντίστοιχα. Ακολουθώς, παρατίθενται τα διαγράμματα συχνοτήτων από το ARTeMIS καθώς και οι ιδιομορφές που προκύπτουν.



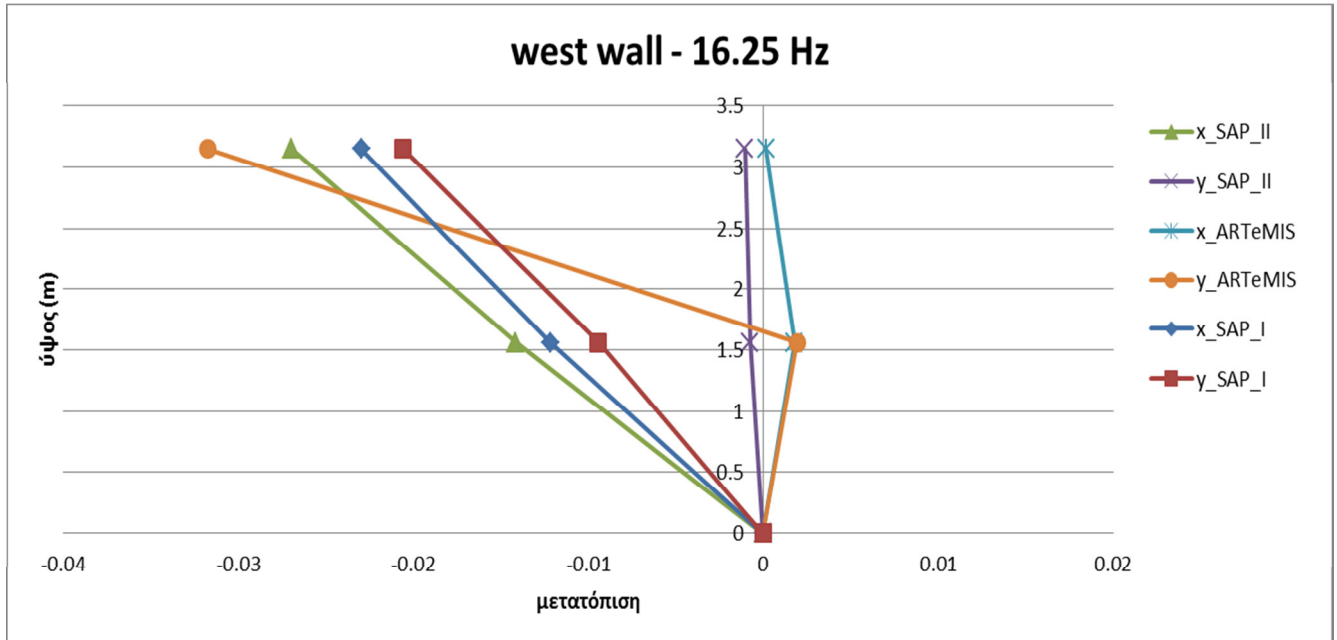
Σχήμα 5.5: Διάγραμμα πυκνότητας ισχύος απόκρισης-συχνότητας των μετρήσεων στο δυτικό τοίχο και οι τιμές των ιδιοσυχνοτήτων όπως υπολογίστηκαν με τη μέθοδο EFDD.



Εικόνα 5.6: Απεικόνιση μέγιστων παραμορφώσεων ιδιομορφικής ανάλυσης των σημείων μέτρησης στο δυτική πλευρά.



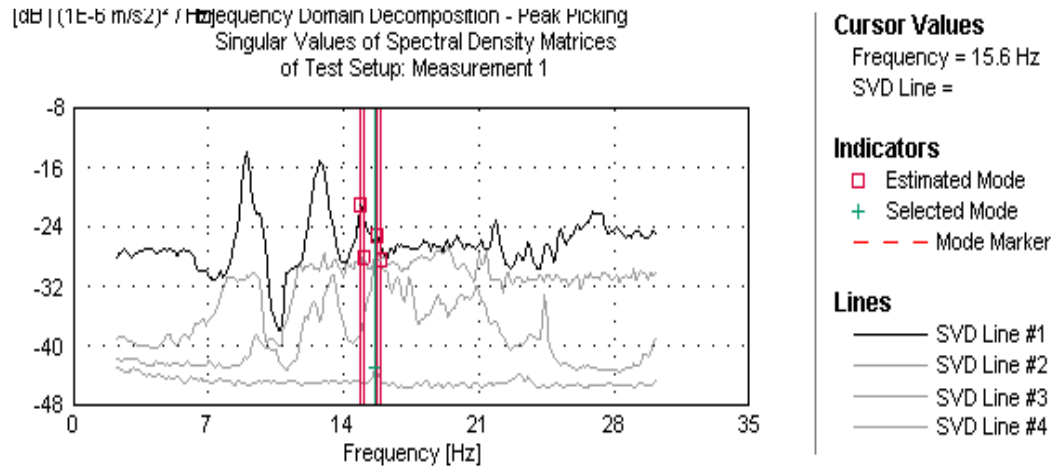
Σχήμα 5.7: Ιδιομορφές του δυτικού τοίχου σύμφωνα με τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την EFFD.



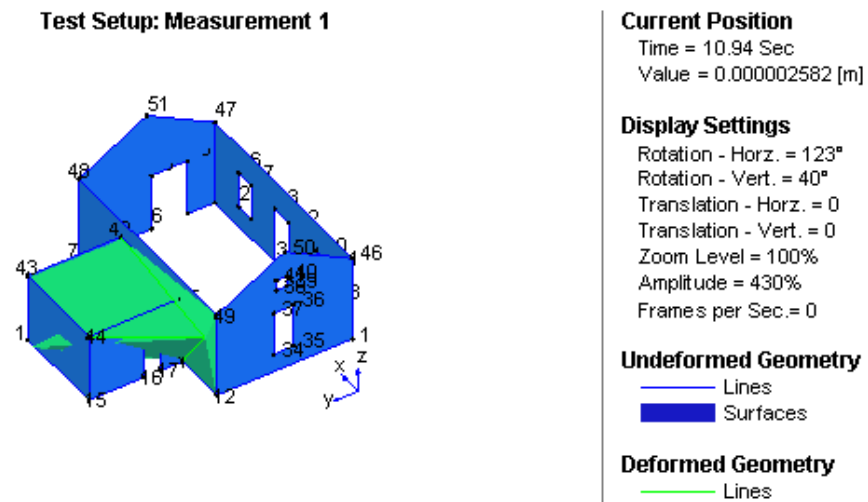
Σχήμα 5.8: Συγκριτικό σχήμα ιδιομορφών αναλυτικής & πειραματικής μεθόδου.

5.5.2 ΝΟΤΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

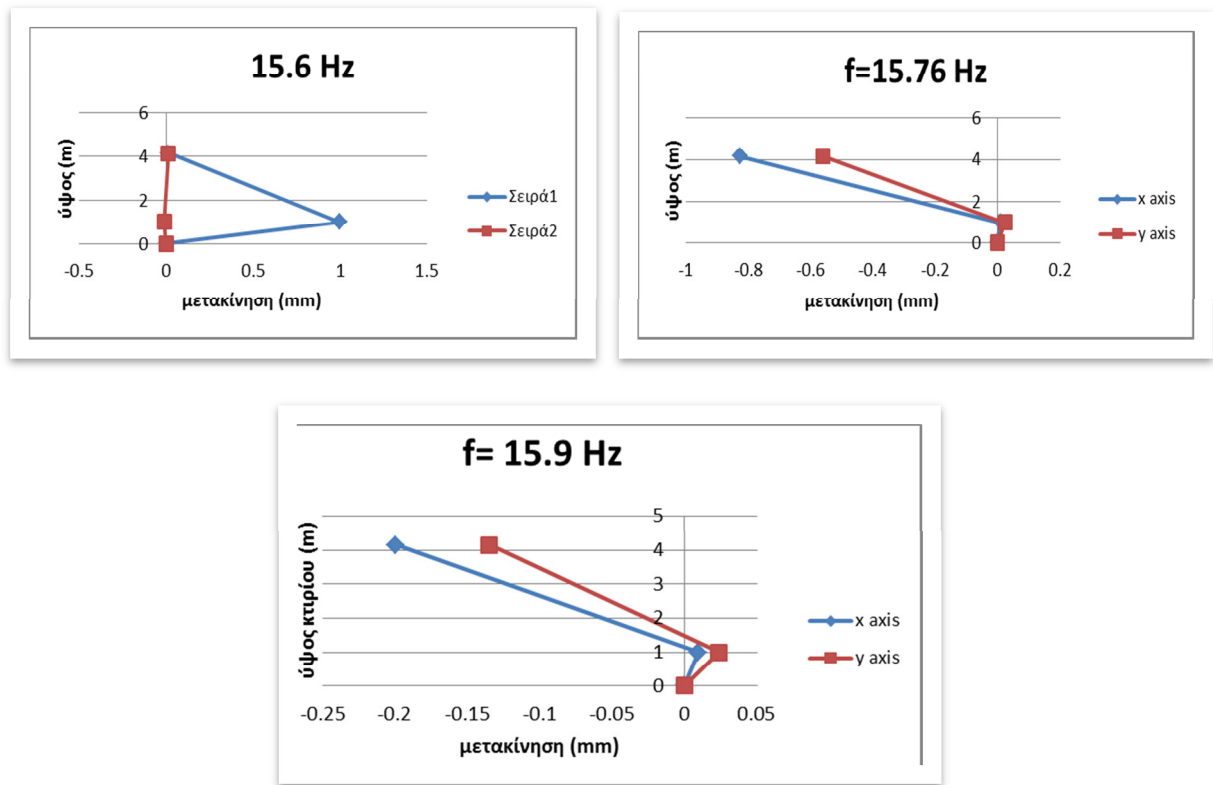
Στο νότιο τοίχο λήφθηκαν μετρήσεις σε δύο σημεία, S3 και S9, σε ύψος 1.0 m και 4.15 m αντίστοιχα. Ακολούθως, παρατίθενται τα διαγράμματα συχνοτήτων από το ARTeMIS καθώς και οι ιδιομορφές που προκύπτουν.



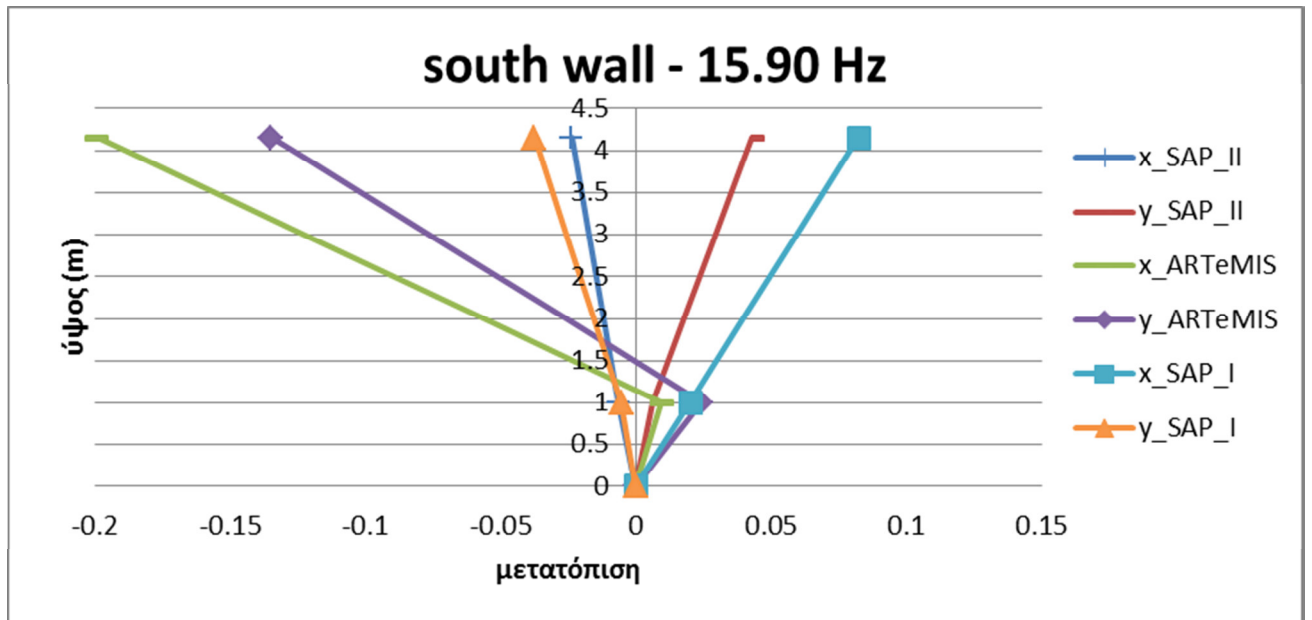
Σχήμα 5.9: Διάγραμμα πυκνότητας ισχύος απόκρισης-συχνότητας των μετρήσεων στο νότιο τοίχο και οι τιμές των ιδιοσυχνοτήτων όπως υπολογίστηκαν με τη μέθοδο EFDD.



Εικόνα 5.7: Απεικόνιση μέγιστων παραμορφώσεων ιδιομορφικής ανάλυσης των σημείων μέτρησης στη νότια πλευρά.



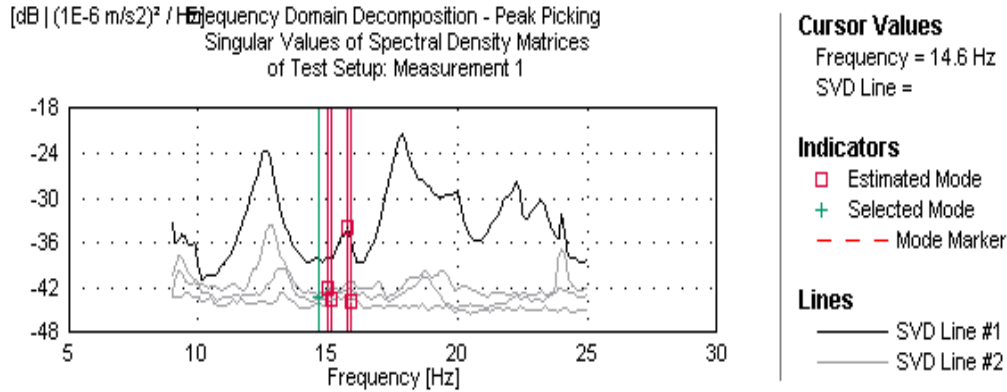
Σχήμα 5.10: Ιδιομορφές του νότιου τοίχου σύμφωνα με τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την EFFD.



Σχήμα 5.11: Συγκριτικό σχήμα ιδιομορφών αναλυτικής & πειραματικής μεθόδου.

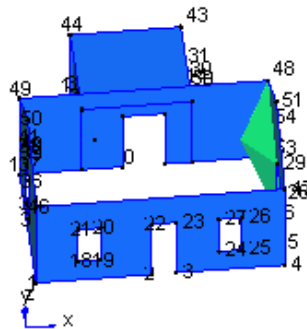
5.5.3 ΒΟΡΕΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

Στο βόρειο τοίχο λήφθηκαν μετρήσεις σε δύο σημεία, S7 και S10, σε ύψος 0.6 m και 1.82 m αντίστοιχα. Ακολούθως, παρατίθενται τα διαγράμματα συχνοτήτων από το ARTeMIS καθώς και οι ιδιομορφές που προκύπτουν.



Σχήμα 5.11: Διάγραμμα πυκνότητας ισχύος απόκρισης-συχνότητας των μετρήσεων στο βόρειο τοίχο και οι τιμές των ιδιοσυχνοτήτων όπως υπολογίστηκαν με τη μέθοδο EFDD.

Test Setup: Measurement 1



Current Position

Time = 2.241 Sec
Value = 0.0000004768 [m]

Display Settings

Rotation - Horz. = 6°
Rotation - Vert. = 43°
Translation - Horz. = 0
Translation - Vert. = 0
Zoom Level = 100%
Amplitude = 100%
Frames per Sec. = 0

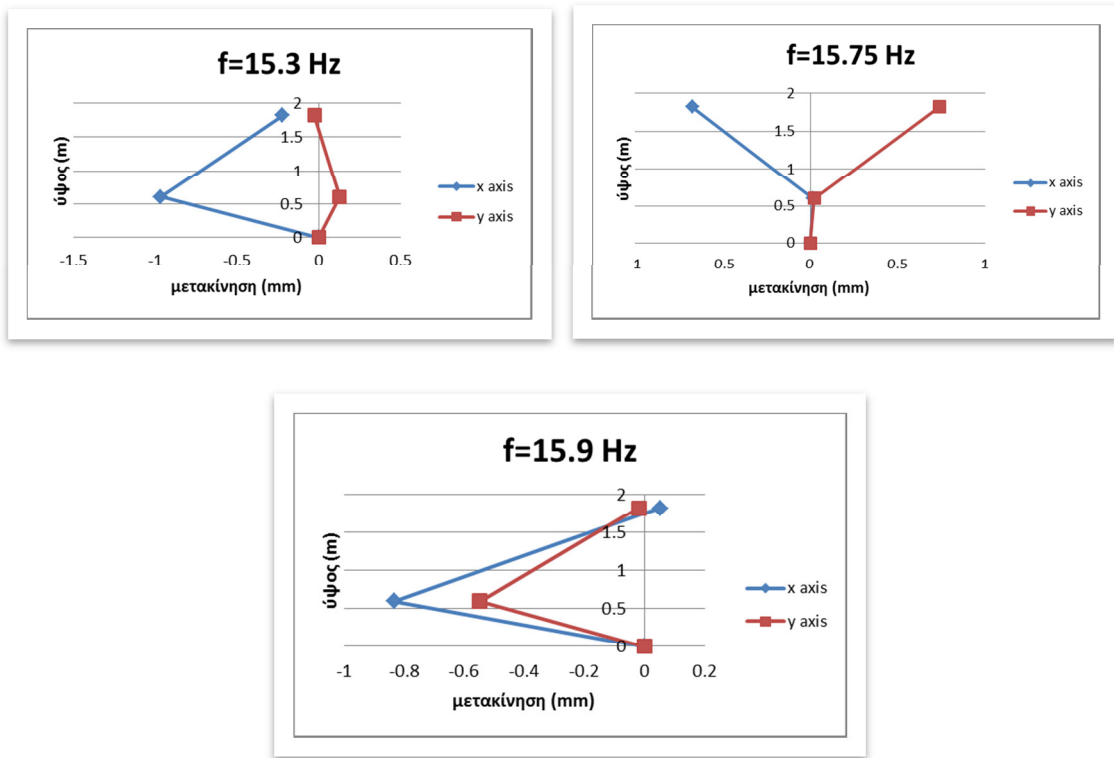
Undeformed Geometry

— Lines
— Surfaces

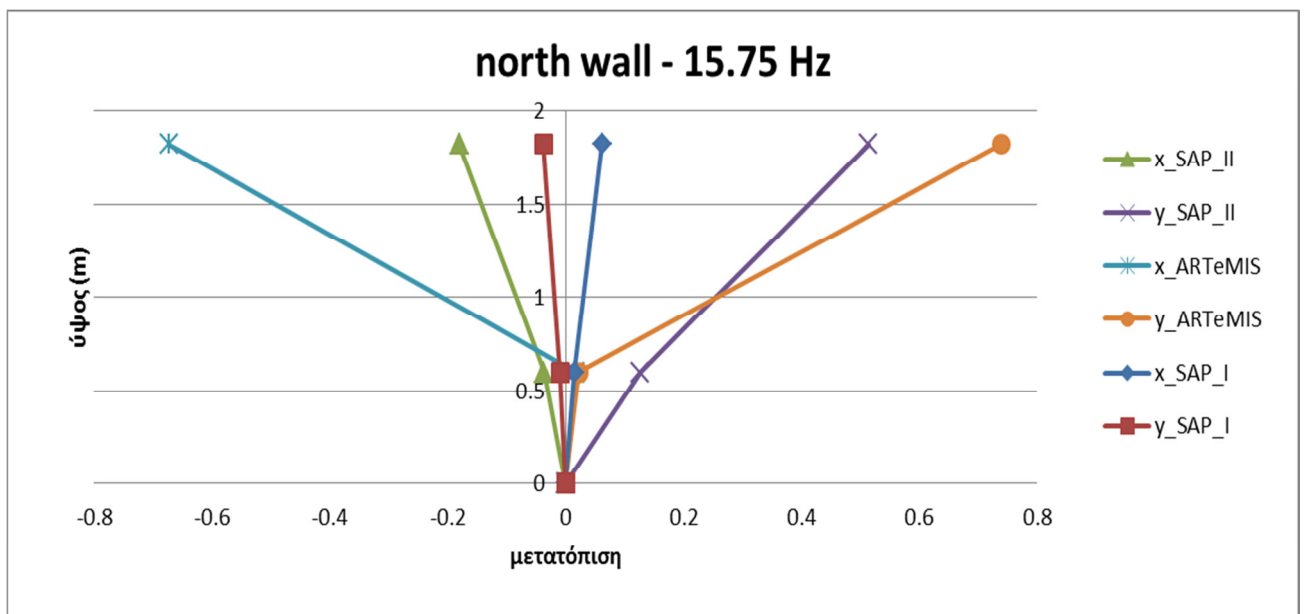
Deformed Geometry

— Lines

Εικόνα 5.8: Απεικόνιση μέγιστων παραμορφώσεων ιδιομορφικής ανάλυσης των σημείων μέτρησης στη βόρεια πλευρά.



Σχήμα 5.13: Ιδιομορφές του δυτικού τοίχου σύμφωνα με τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την EFFT.



Σχήμα 5.14: Συγκριτικό σχήμα ιδιομορφών αναλυτικής & πειραματικής μεθόδου.

5.6 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ

Όπως φαίνεται καθαρά στα σχήματα 5.2, 5.3, 5.4 όλες οι ιδιοσυχνότητες που δόθηκαν ως αποτελέσματα των αναλυτικών μοντέλων, τόσο ολόκληρης της κατασκευής όσο και των επιμέρους τμημάτων της, έχουν καταγραφεί. Αυτό ενισχύει την ορθότητα του τρόπου προσομοίωσης του κτίσματος και των όποιων παραδοχών έγιναν και πιστοποιεί ως ένα βαθμό την εγκυρότητα της ανάλυσης με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων.

Πιο συγκεκριμένα, οι μετρήσεις στο σημείο S8 πάνω στην οροφή της αποθήκης εντόπισαν συχνότητες παρόμοιες μόνο με τις αντίστοιχες του μοντέλου II. Αυτό, η απουσία δηλαδή των κύριων ιδιοσυχνοτήτων από τα επιμέρους μοντέλα III και IV, υποδηλώνει τη συνεργασία των δύο διαφορετικών δομικών συστημάτων (λίθου και οπτόπλινθου) στο σημείο επαφής τους.

Ακόμα, παρατηρείται ότι στον άξονα z διεγείρονται ελάχιστες συχνότητες με εξαιρετικά μικρές αποκρίσεις επιτάχυνσης γεγονός το οποίο επιβεβαιώνει τις μηδενικές καθ' ύψος μετακινήσεις της, ούτως ή άλλως, στιβαρής κατασκευής στις οποίες κατέληξε η προσομοίωση στο SAP.

Παρατηρώντας τις μορφές παραμόρφωσης των τριών τοίχων που μελετήθηκαν στα Σχήματα 5.6, 5.8 και 5.10, και που προέκυψαν και από τις δύο μεθόδους ιδιομορφικής ανάλυσης, διαφαίνεται, σε γενικές γραμμές, παρόμοιος τρόπος παραμόρφωσης των πλευρών του κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα, οι ιδιομορφές από το ARTeMIS συγκλίνουν ακόμα περισσότερο με αυτές από το Μοντέλο II της προσομοίωσης στο SAP. Αυτό επιβεβαιώνει την καλύτερη προσομοίωση που επιτυγχάνεται μέσα από την χρήση ελατηρίων στην ένωση των δύο δομικών συστημάτων: του πέτρινου κτιρίου και της αποθήκης από οπτόπλινθους.

Ιδιαίτερα για τον βόρειο τοίχο, οι ιδιομορφές που εξήχθησαν από την προσομοίωση και τις δυναμικές μετρήσεις σχεδόν ταυτίζονται. Η παρατήρηση αυτή επιβεβαιώνει με τη σειρά της την ορθότητα της προσομοίωσης με ότι αυτό περιλαμβάνει (δοκιμές προσδιορισμού ιδιοτήτων των υλικών, παραδοχές και στοιχεία προσομοίωσης). Σε αντίθετη περίπτωση, θα έπρεπε να διορθωθεί το μοντέλο στο SAP2000 και να ελεγχθούν παράλληλη οι μετρήσεις ώστε να επιτευχθεί σύγκλιση αποτελεσμάτων.

6. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΠΡΟΤΑΣΗΣ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗΣ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται ο τρόπος προσομοίωσης και η αξιολόγηση της αρχιτεκτονικής πρότασης επανάχρησης του κτιρίου την οποία επιμελήθηκε και παρουσιάζει εκτενέστερα στη διατριβή της η αρχιτέκτονας Ευσταθία Ταυλοπούλου.

6.1 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΠΡΟΤΑΣΗ

Η αρχιτεκτονική πρόταση περιλαμβάνει τη μετατροπή του κτιρίου σε πολιτιστικό κέντρο το οποίο θα περιλαμβάνει εκθεσιακό χώρο στο ισόγειο και αίθουσα πολλαπλών χρήσεων στον όροφο της νέας κατασκευής. Η προσπάθεια έγινε έχοντας ως γνώμονα όλους τους βασικούς κανόνες που αφορούν τις επεμβάσεις και αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 1.

Η νέα κατασκευή αποτελείται από δύο βασικά δομικά συστήματα:

- ❖ το επισκευασμένο κέλυφος του παλαιού λίθινου κτιρίου το οποίο διατηρείται ανέπαφο και του οποίου τα ανοίγματα στη νότια πλευρά πληρώνονται,
- ❖ μεταλλικό κτίριο το οποίο αφενός επεκτείνει το ισόγειο προς την νοτιοδυτική πλευρά του οικοπέδου και αφετέρου αποτελεί τον όροφο – αίθουσα πολλαπλών χρήσεων της πρότασης.

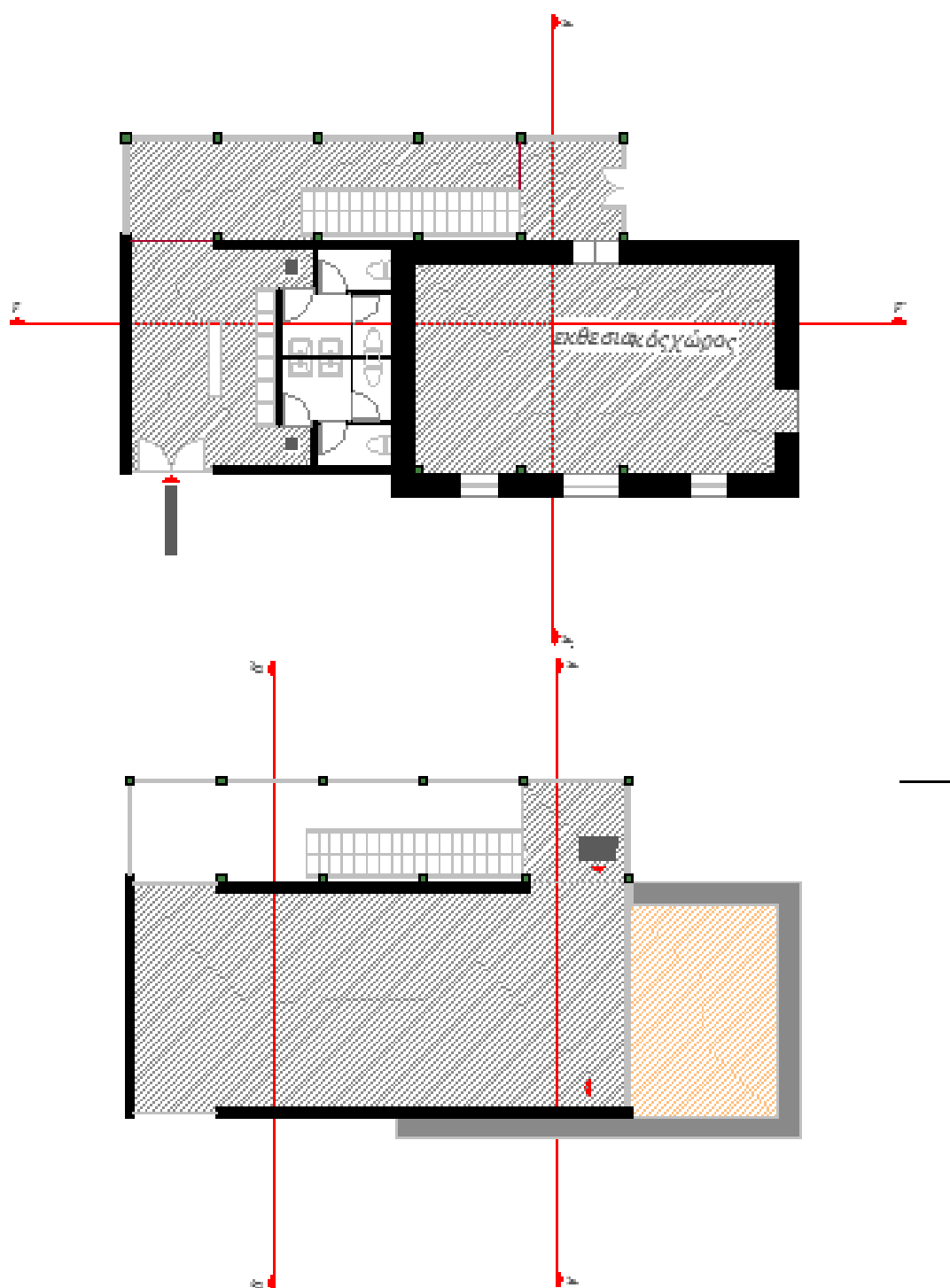
Το πάτωμα του ορόφου αποτελείται από σκυρόδεμα χωρίς καμία επικάλυψη ενώ η στέγη αποτελείται από μεταλλικό σκελετό, επικάλυψη από κεραμίδια και ξύλινα ζευκτά, οι ελκυστήρες των οποίων είναι από συρματόσχοινο. Η οροφή του κλιμακοστασίου καλύπτεται από πλάκα σκυροδέματος και επικάλυψη μαλτεζόπλακας. Το κλιμακοστάσιο στη δυτική πλευρά σχεδιάζεται ξύλινο. Τέλος, η πλήρωση των όψεων προβλέπεται να είναι από τσιμεντοσανίδες και υαλοπίνακες με τρόπο που αναπαριστάται στις Εικόνες 6.5 και 6.6.

Σε ότι αφορά την αρχιτεκτονική του σύνθεση, το ισόγειο λειτουργεί ως εκθεσιακός-μουσειακός χώρος. Η κύρια είσοδος βρίσκεται στην ανατολική όψη αλλά υπάρχει και δεύτερη είσοδος η οποία οδηγεί απευθείας στο μουσείο (Εικόνα 6.1).

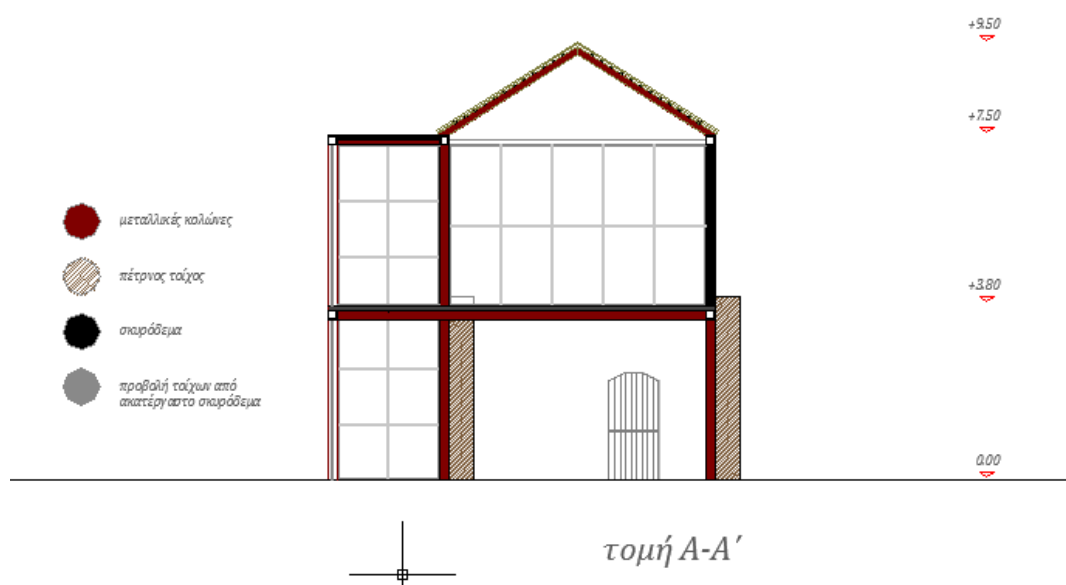
Στη νότια πλευρά, εισερχόμενος ο επισκέπτης στο κτίριο συναντά χώρο υποδοχής και ενημέρωσης ενώ σε αυτό επίσης το χώρο της προσθήκης έχουν τοποθετηθεί και οι τουαλέτες. Προχωρώντας, συναντά το κλιμακοστάσιο που οδηγεί στον όροφο καθώς και επιπλέον είσοδο στο μουσείο, η οποία συνδέει εσωτερικά τους δύο χώρους του ισογείου. Τέλος, κάτω από το κλιμακοστάσιο προβλέπεται να κατασκευαστεί αποθηκευτικός χώρος.

Ανεβαίνοντας, τώρα, στο επίπεδο του ορόφου εκεί εκτείνεται αίθουσα πολλαπλών χρήσεων η οποία θα διαθέτει όλα τα σύγχρονα μέσα προβολής και ακουστικής. Έχει σχεδιασθεί με τέτοιο τρόπο ώστε να παρέχει τον καλύτερο δυνατό φωτισμό και αντίστοιχα σκίαση για προβολές κινηματογραφικού υλικού. Το δάπεδο της διατηρείται μόνο με σκυρόδεμα το οποίο δίνει βιομηχανικό χαρακτήρα στην αίθουσα. Στη βόρεια πλευρά, τέλος, εκτείνεται βεράντα η οποία στην ουσία είναι η οροφή της μισής, περίπου, έκτασης του υπάρχοντος λιθόκτιστου οικήματος.

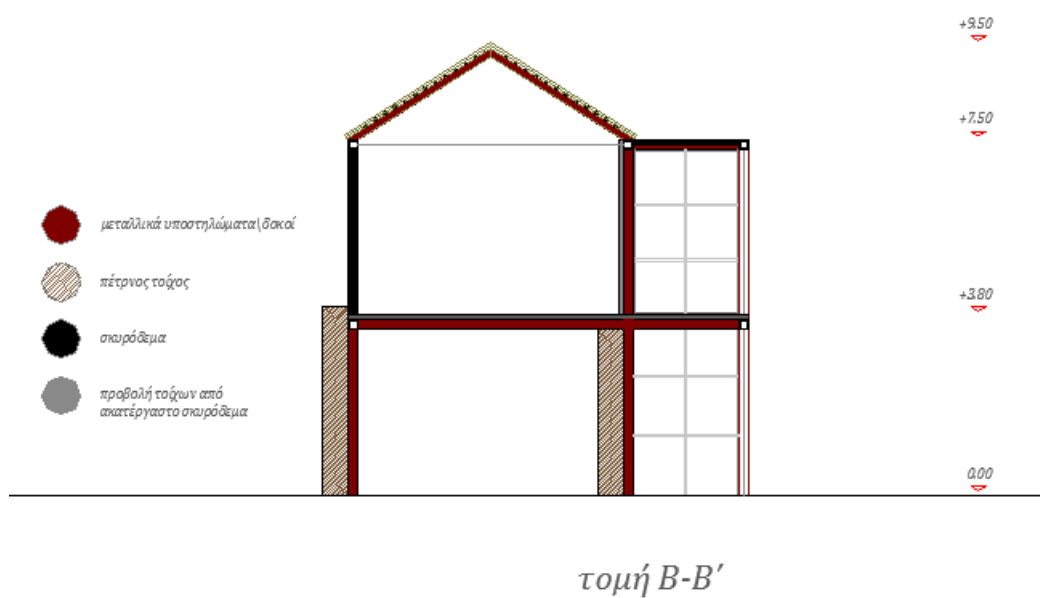
Το γενικό σκεπτικό της πρότασης αυτής είναι η σύνδεση παλιού και νέου οικοδομήματος με τέτοιο τρόπο ώστε να υποδηλώνεται συνέχεια. Το σύγχρονο μεταλλικό κτίριο φαίνεται σαν να «ξεπηδά» μέσα από το παλιό λίθινο κτίσμα τονίζοντας παράλληλα και την ανάγκη εκσυγχρονισμού των παραδοσιακών κατασκευών χωρίς όμως να αλλοιώνεται ο αρχικός χαρακτήρας τους.



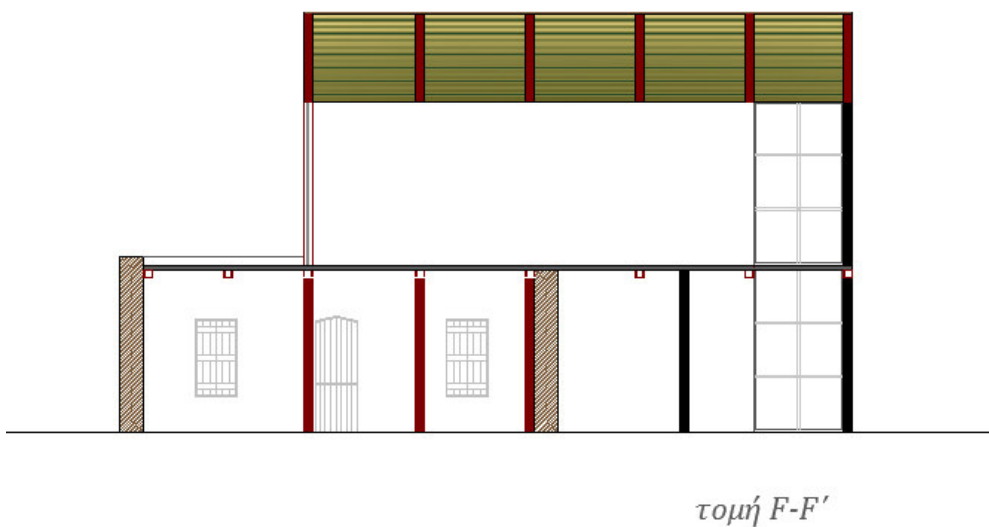
Εικόνα 6.1: Κατόψεις κτιρίου στο επίπεδο της οροφής ισογείου και οροφής ορόφου αντίστοιχα.



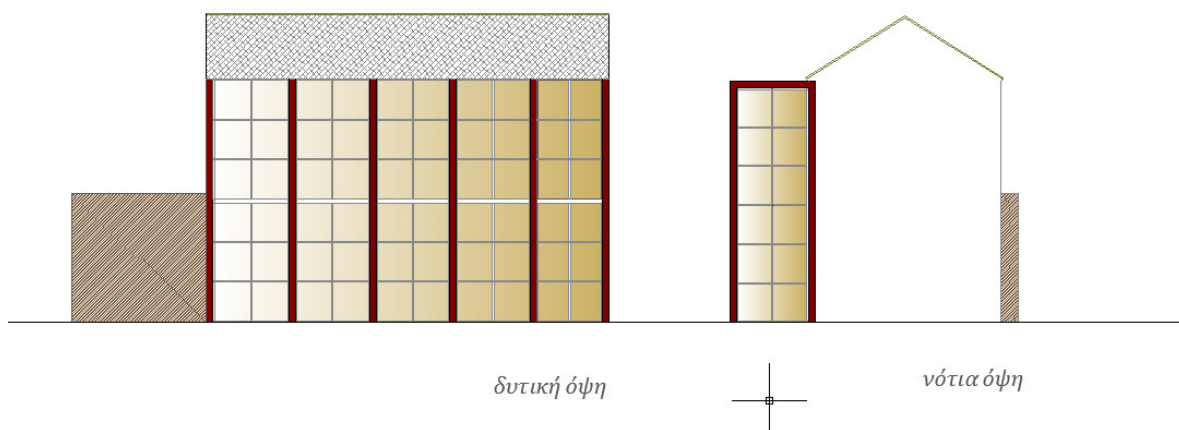
Εικόνα 6.2: Κατακόρυφη τομή A-A'.



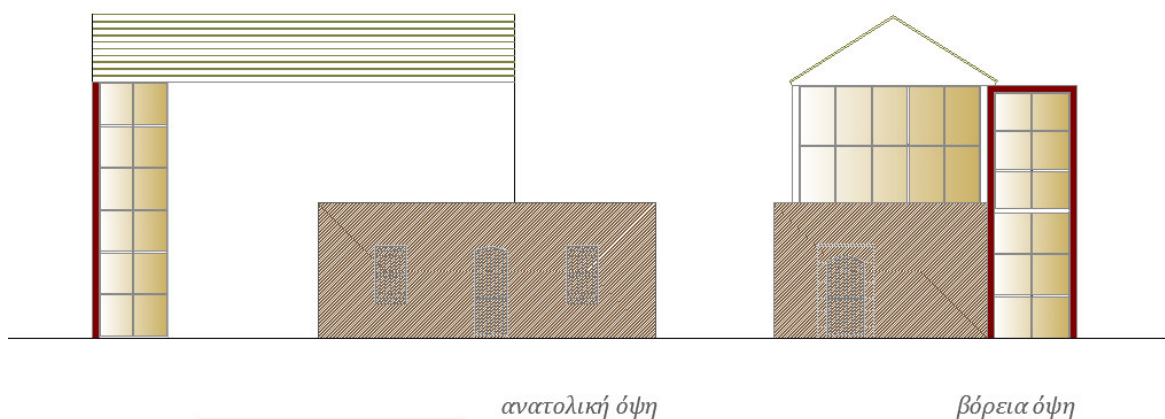
Εικόνα 6.3: Κατακόρυφη τομή B-B'.



Εικόνα 6.4: Κατακόρυφη τομή F-F'.



Εικόνα 6.5: Δυτική και νότια όψη της πρότασης επανάχρησης.



Εικόνα 6.6: Ανατολική και βόρεια όψη της πρότασης επανάχρησης.

6.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Η διαδικασία επανασχεδιασμού-προσομοίωσης του υπό μελέτη κτιρίου αποτελεί συνέχεια του υφιστάμενου μοντέλου που έχει ήδη δημιουργηθεί στο πρόγραμμα SAP2000. Τα βήματα που ακολουθήθηκαν είναι τα ίδια με αυτά της διαδικασίας προσομοίωσης του υφιστάμενου κτιρίου (Κεφάλαιο 4).

Τα νέα στοιχεία που προστέθηκαν είναι ο μεταλλικός σκελετός του νέου κτιρίου, οι πλάκες από σκυρόδεμα της στέγης και της οροφής του κλιμακοστάσιου, οι τοιχοπληρώσεις από τσιμεντοσανίδες, γυάλινες προσόψεις και τα καλώδια της οροφής ορόφου. Από αυτά δεν προσομοιώθηκαν οι τοιχοπληρώσεις αφού υπολογίστηκαν ως φορτίσεις επί του μεταλλικού σκελετού καθώς ούτε τα γυάλινα στοιχεία των προσόψεων αφού θεωρήθηκαν αμελητέο βάρος στον μεταλλικό σκελετό. Εξάλλου σκοπός της παρούσας διατριβής είναι η γενική αξιολόγηση της πρότασης και όχι αυτή καθαυτή η κατασκευαστική της μελέτη.

6.2.1 ΥΛΙΚΑ

Στην προτεινόμενη λύση συναντούνται τεσσάρων ειδών βασικά υλικά: πέτρα, χάλυβας, σκυρόδεμα και γυαλί. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της πέτρας και του σκυροδέματος παρέμειναν ίδια με αυτά της υφιστάμενης κατασκευής (Κεφάλαιο 3)

ενώ για τα υπόλοιπα υλικά όλα τα απαραίτητα μεγέθη προέκυψαν μέσα από σχετική βιβλιογραφία.

➤ ***Χάλυβας***

Χρησιμοποιήθηκε δομικό χάλυβας S275 με μέτρο ελαστικότητας 210 GPa, λόγο Poisson, ν , ίσο με 0.3, ειδικό βάρος, γ , ίσο με 78.5 kN/m³, όριο διαρροής, f_y ίσο με 275000 kN/m² και εφελκυστική αντοχή f_u , ίση με 430000 kN/m².

➤ ***Τσιμεντοσανίδες***

Το τελικό πάχος των τσιμεντοσανίδων είναι 18 και το ειδικό βάρος τους ίσο με 10.3 kN/m².

6.2.2 ΤΥΠΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ Σ- ΔΙΑΤΟΜΕΣ

Με το ίδιο σκεπτικό, τα στοιχεία με τα οποία προσομοιώθηκαν η λιθοδομή και τα σενάζ των ανοιγμάτων και της στέγης του λιθόκτιστου παρέμειναν ίδια με το υφιστάμενο μοντέλο. Οι νέες προσθήκες προσομοιώθηκαν ως εξής:

➤ ***Μεταλλικά στοιχεία***

Οι μεταλλικές δοκοί και τα μεταλλικά υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με ραβδωτά στοιχεία (frame elements) αποτελούμενα από κοιλοδοκούς 25x25 cm εκτός από το βόρειο πλαίσιο του πρώτου ορόφου καθώς και το εξωτερικό και εσωτερικό δυτικό πλαίσιο τα οποία προσομοιώθηκαν με μεταλλικά στοιχεία διπλού «Τ», με διαστάσεις 0.25x0.15x0.01 cm προκειμένου να αντιμετωπιστούν καλύτερα τα φαινόμενα κάμψης και λυγισμού.

Οι μεταλλικές κολόνες εντός της υφιστάμενης λιθοδομής προβλέφθηκαν ώστε να απέχουν από αυτή κατά 0.055 εκατοστά. Σε αρκετά σημεία των όψεων προστέθηκαν χιαστί δοκοί ίδιων διαστάσεων προκειμένου να αποφευχθούν οι μεγάλες τάσεις στις περιοχές αυτές και ο αυξημένος λυγισμός των υποστυλωμάτων. Τέλος, στην οροφή ορόφου τοποθετήθηκαν καλώδια που προσομοιώθηκαν με τένοντες (tendon section) διατομής 500 mm².

➤ ***Πάτωμα ορόφου & οροφή κλιμακοστασίου***

Όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη ενότητα, το πάτωμα ορόφου είναι από σκυρόδεμα πάχους 20 cm το οποίο και αναπαριστάται με στοιχεία κελύφους (shell elements). Το ίδιο ισχύει και για την κάλυψη του κλιμακοστασίου.

6.2.3 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ – ΣΥΝΟΡΙΑΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ

Ως ασφαλέστερη επιλογή επιλέχθηκε η θεμελίωση των μεταλλικών στοιχείων στο έδαφος απευθείας (μεταφορά στο έδαφος των φορτίων ανωδομής). Η μεταφορά τους και κατ'επέκταση η σύνδεσή τους με τη λιθοδομή θα γεννούσε ερωτήματα και προβλήματα σχετικά με τους νόμους που διέπουν την προσομοίωση της σύνδεσης των δύο διαφορετικών συστημάτων. Προτείνεται, δε, να γίνει με δοκούς/διαδοκίδες λόγω μικρής απόστασης μεταξύ των υποστυλωμάτων η οποία δεν επιτρέπει μεμονωμένα πέδιλα. Η περαιτέρω μελέτη ξεφεύγει από το θέμα της διατριβής και αφορά την κατασκευαστική μελέτη

Έτσι, οι βάσεις των μεταλλικών υποστυλωμάτων θεωρήθηκαν πακτώσεις και ως προς τους δύο άξονες ενώ το ίδιο ισχύει και για τις συνδέσεις των υποστυλωμάτων με τις μεταλλικές δοκούς.

Η σύνδεση της πλάκας σκυροδέματος με το υφιστάμενο κέλυφος έγινε με ένωση των κόμβων (joints) των αντίστοιχων shell elements υπό τη θεώρηση ότι τα δύο υλικά μπορούν να συνεργαστούν.

Με τον ίδιο τρόπο προσομοιώθηκε και η ένωση της πλάκας σκυροδέματος, τόσο του ορόφου όσο και της στέγης του κλιμακοστασίου, με το μεταλλικό σκελετό μιας και που οι ενώσεις των κόμβων των δύο στοιχείων θεωρήθηκαν πακτώσεις.

6.2.4 ΦΟΡΤΙΑ – ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Οι συνδυασμοί δράσεων είναι οι ίδιοι με αυτούς στο Κεφάλαιο 4 καθώς επίσης ίδια παραμένουν τα φορτία της λιθοδομής.

1. ΣΥΝΗΘΗ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

- Ίδια Βάρη

Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τα ίδια βάρη των στοιχείων προσομοίωσης μέσω του ειδικού βάρους των υλικών που καθορίζεται στις ιδιότητές τους.

➤ Φορτία Στέγης

Σε ότι αφορά στη στέγη προσομοιώθηκε, όπως έχει ήδη αναφερθεί, μόνο ο σκελετός.

Η επικάλυψη της όμως θεωρήθηκε φορτίο στα επιμέρους ραβδωτά στοιχεία. Αποτελείται από κεραμίδια κολυμβητά γαλλικού τύπου:

I. Μόνιμα φορτία στέγης:

$$g_{\text{στέγης}}=1.3 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{ζευκτών}}=0.25 \text{ kN/m}^2 \text{ για ζευκτά ξύλινων στεγών με τεγίδες για άνοιγμα 7-15 m}$$

$$g_{\text{ταβαν.}}=0.16 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{στεγ}}= g_{\text{στέγης}} \times E_{\text{κεκ.στεγ}}=1.3 \times 90.36=117.468 \text{ kN}$$

$$G_{\text{ζευκτών}}= g_{\text{ζευκτών}} \times E_{\text{κεκ.στεγ}}=0.25 \times 90.36=18.825 \text{ kN}$$

$$G_{\text{ταβαν.}}= g_{\text{ταβαν.}} \times E_{\text{κεκ.στεγ}}=0.16 \times 90.36=14.46 \text{ kN}$$

$$\text{Επομένως, } G_{\text{συν.}}=150.753 \text{ kN}$$

Το φορτίο αυτό μοιράζεται ισόποσα στους 101 επιμέρους κόμβους που δημιουργήθηκαν μετά τη διακριτοποίηση των τριών δοκών της x-x' διεύθυνσης, στις οποίες εδράζεται η στέγη καθώς και στα κεκλιμένα μεταλλικά δοκάρια που είναι κάθετα σε αυτές. Άρα:

$$G_{\text{κομβ.}}=1.5 \text{ kN/κόμβο.}$$

II. Κινητά φορτία στέγης:

Λαμβάνεται υπόψη το βάρος του χιονιού αφού η στέγη είναι άβατη.

Για στέγη με κλίση 32° το βάρος χιονιού είναι

$$P_s=107.5 \times h=107.5 \times 0.5=0.54 \text{ kN/m}^2, \text{ όπου } h \text{ ύψος του χιονιού.}$$

$$Q_{\text{χιον}}=E_{\text{στεγ}} \times P_s=90.36 \times 0.54=48.8 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα: } Q_{\text{κομβ.}}=48.8/1240=0.48 \text{ kN/κόμβο.}$$

➤ Φορτία πλάκας σκυροδέματος κλιμακοστασίου

Η πλάκα που στεγάζει τη σκάλα θεωρείται βατή και έχει επικάλυψη μαλτεζόπλακας ενώ δεν απαιτείται προσαύξηση λόγω χιονιού.

I. Μόνιμα φορτία πλάκας:

$g_{\text{επικαλ.}}=120 \text{ kg/m}^2$ άρα $G_{\text{επικαλ.}}=1.2 \times 32=38.4 \text{ kN}$ διαμοιρασμένο σε 48 κόμβους, δηλαδή **$G_{\text{επικαλ.}}=0.48 \text{ kN/κόμβο.}$**

II. Κινητά φορτία πλάκας:

Από τον Κανονισμό φορτίσεων το κινητό φορτίο για βατή στέγη είναι 2 kN/m^2 άρα $G_{\text{στεγ.σκυρ.}}=2 \times 32=64 \text{ kN}$ το οποίο διαμοιράζεται ίσα σε 48 κόμβους.

Οπότε **$G_{\text{στ.σκυρ.}}=1.33 \text{ kN/κόμβο.}$**

➤ Πάτωμα ορόφου

Καθώς το I.B. της πλάκας από σκυρόδεμα το λαμβάνει μόνο του πρόγραμμα, εισάγονται μόνο κινητά φορτία επιπλέον.

I. Κινητά φορτία πατώματος

Από τον Κανονισμό φορτίσεων το κινητό φορτία για κατοικίες είναι 5 kN/m^2 . Επομένως, $Q_{\text{πατ.}}=5 \times 73.=365 \text{ kN}$ και αντίστοιχα

$Q_{\text{βεραντας}}=5 \times 19.4=97 \text{ kN}$. Επομένως, διαμοιρασμένο ισόποσα στα 220 και 91 στοιχεία επιφάνειας (shell elements) αντίστοιχα προκύπτει:

$Q_{\text{πατωμ.}}=1.66 \text{ kN/area}$

$Q_{\text{βεράντας}}=1.07 \text{ kN/area.}$

➤ Τοιχοπληρώσεις

Στη νότια όψη $G_1=10.3 \text{ kN} \times 64.84 \text{ m}^2=564.9 \text{ kN}$, στη βόρεια όψη

$G_2=10.3 \text{ kN} \times 38 \text{ m}^2=391.4 \text{ kN}$ και στην ανατολική όψη

$G_2=10.3 \text{ kN} \times 38 \text{ m}^2=391.4 \text{ kN}$ επίσης. Τα φορτία αυτά ισομοιράζονται στους κόμβους των ραβδωτών στοιχείων.

2. ΑΝΕΜΟΦΟΡΤΙΣΗ

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Φορτίσεων οι πιέσεις λόγω ανέμων ανήκουν στα κινητά φορτία ενώ στην παρούσα εργασία λαμβάνονται ως οριζόντιες φορτίσεις. Ο υπολογισμός τους έγινε ως εξής:

$$W=C_f * \Phi_B * q * A$$

$$W_o=100 \text{ kg/m}^2=1 \text{ kN}$$

Στέγη με κεκλιμένη επιφάνεια: $W=W_o * \eta \mu^2 \alpha$ όπου α :γωνία κλίσης

Άρα:

νότια – $W=63.4 \cdot 1=63.4$ kN

βόρεια – $W=40$ kN

ανατολικά – $W=71.92$ kN

δυτικά – $W=95.25$ kN

Τα συνολικά φορτία αυτά κατανέμονται ισόποσα στους κόμβους που αποτελούν το μεταλλικό πλαίσιο σε κάθε όψη:

νότια – $W=63.4/62=1.02$ kN/κόμβο

βόρεια – $W=40/56=0.72$ kN/κόμβο

ανατολικά – $W=71.92/71=1.01$ kN/κόμβο

δυτικά – $W=95.25/100=0.95$ kN/κόμβο

6.2.5 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Οι αναλύσεις στις οποίες δοκιμάστηκε το προτεινόμενο μοντέλο είναι η ιδιομορφική ανάλυση η οποία έχει ήδη περιγραφεί στο Κεφάλαιο 4 ενώ διενεργήθηκαν και σεισμικές αναλύσεις που περιγράφονται ακολούθως και περιλαμβάνουν τρεις σεισμικές καταγραφές: αυτή του Ηρακλείου το 1983, των Χανίων το 1988 και το 1994^{[11][28][29]}.

Ακόμα διαχωρίζεται σε ξεχωριστό μοντέλο ο μεταλλικός σκελετός προκειμένου να βρεθεί η μέγιστη μετακίνηση στα σημεία πιθανής σύγκρουσης με τη λιθοδομή. Με αυτό τον τρόπο θα εξεταστεί εάν το αρχικό κενό ανάμεσα στα δύο δομικά συστήματα επαρκεί ή όχι.

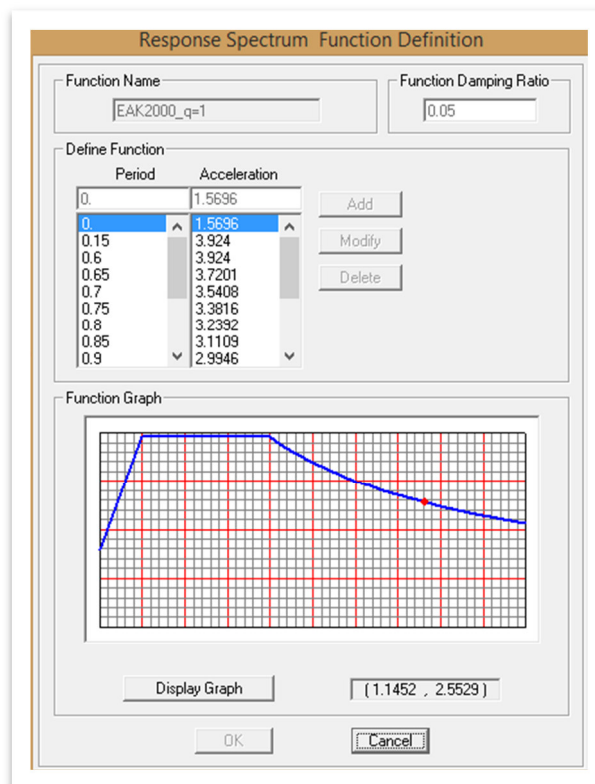
❖ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού $\Phi_d(T)$ προκύπτει μέσα από τον ΕΑΚ και τις παραμέτρους που αυτός ορίζει:

- $\alpha= 0.16$ για Σεισμική Ζώνη II (Χανιά) => η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους θα είναι $A= \alpha \times g= 0.16 \cdot 9.81$ m/sec²
- συντελεστής σπουδαιότητας, $\gamma_1= 1.00$ για συνήθη κτίρια κατοικιών

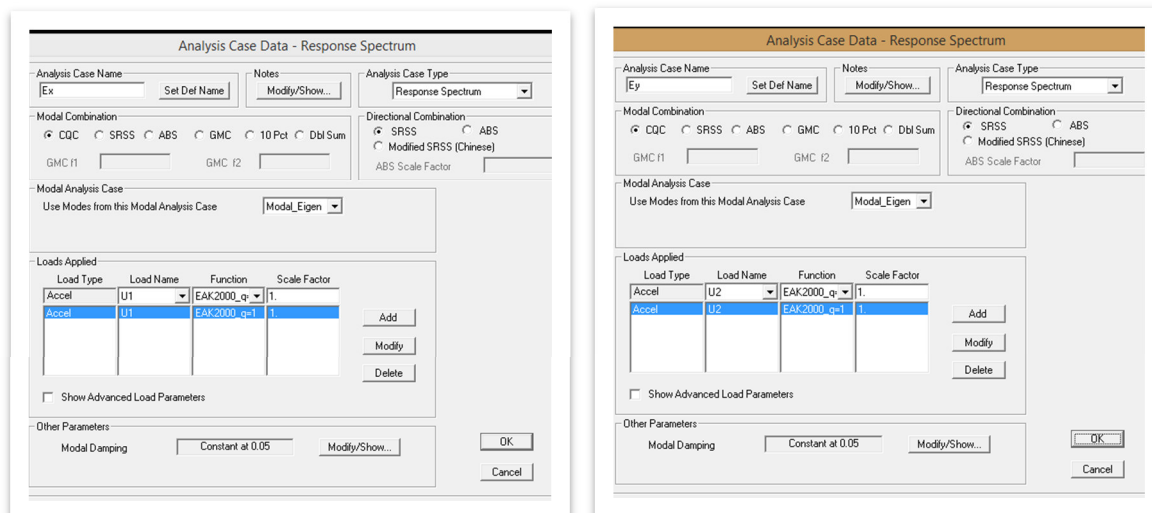
- χαρακτηριστικές περίοδοι, $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ & $T_2 = 0.60 \text{ sec}$ για κατηγορία εδάφους B
- συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης, $\theta = 1$ για κατηγορία εδάφους B
- διορθωτικός συντελεστής, $\eta = 1$ για ποσοστό απόσβεσης $\zeta = 5\%$ και για άοπλη τοιχοποιία
- συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης, $\beta_0 = 2.5$
- $q=1$ αφού στόχος είναι να διερευνηθεί η συμπεριφορά της ήδη υπάρχουσας κατασκευής και όχι ο σχεδιασμός της

Με αυτά τα δεδομένα, εισάγεται στο πρόγραμμα το φάσμα απόκρισης όπως φαίνεται στην επόμενη Εικόνα:



Εικόνα 6.7: Φάσμα απόκρισης ΕΑΚ.

Καθ'αυτόν τον τρόπο προσομοιώνεται ο σεισμός κατά $x-x'$ και $y-y'$ (Ε_x και Ε_y αντίστοιχα) με ορισμένη την U1 ως διεύθυνση φόρτισης του άξονα x και U2 ως διεύθυνση φόρτισης του άξονα y .



Εικόνα 6.8: Ορισμός σεισμού κατά τα πρότυπα του ΕΑΚ, στις δύο διευθύνσεις.

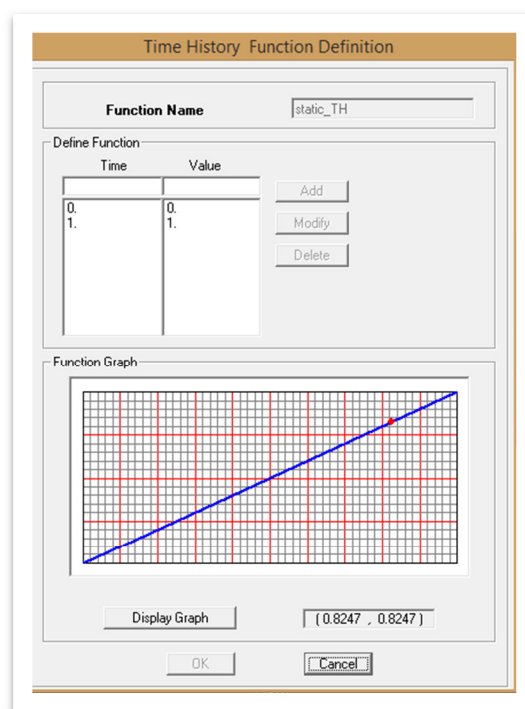
❖ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΠΙΑ (TIME HISTORY ANALYSIS)

Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου – παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση η οποία εκφράζεται από επιταχυνσιογραφήματα εδαφικών δονήσεων. Η απόκριση του φορέα υπολογίζεται με επαναληπτικό τρόπο με χρήση χρονικών βημάτων.

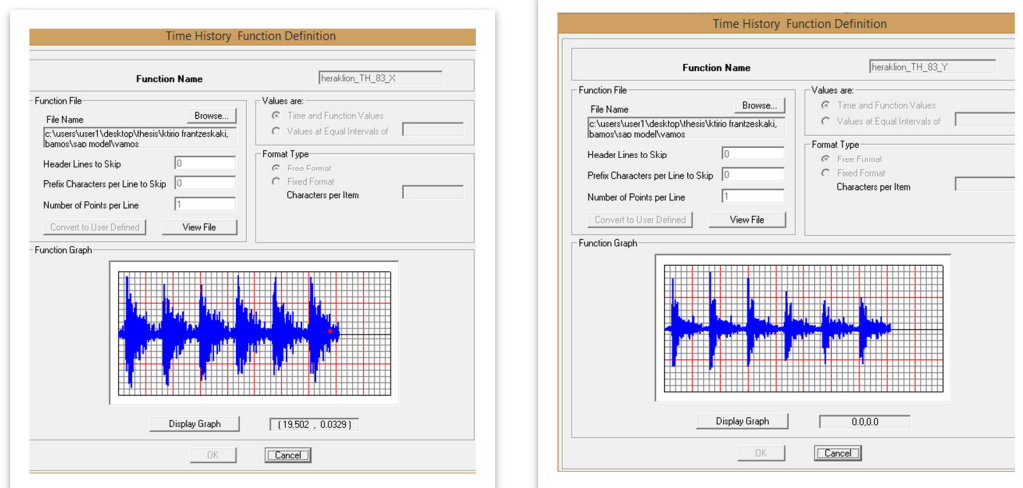
Οι υπολογιζόμενες δυνάμεις και μετακινήσεις συγκρίνονται απ' ευθείας με τα κριτήρια αποδοχής των Κανονισμών. Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων μεγεθών κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η Time-History μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρόλα αυτά, η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς, η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις. Χαρακτηριστικά, υπάρχει το όριο για έλεγχο σε τουλάχιστον τρεις σεισμικές διεγέρσεις (Κάππος, Ημερίδα Καν.ΕΠΕ, ΤΕΕ, 2012).

Για την ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (Time-History) ο φορέας υπεβλήθη σε 3 σεισμικές διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y. Επιλέχθηκαν σεισμικά δεδομένα από καταγραφές με παρόμοιο γεωγραφικό πλάτος με αυτό των Χανίων και παρόμοια χαρακτηριστικά, με το σκεπτικό ότι στο μέλλον μπορεί να υπάρξει μια παρεμφερής σεισμική δόνηση. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν επιταχυνσιογραφήματα από το σεισμό στα Χανιά το 1988, των Χανίων το 1994 και του Ηρακλείου το 1983. Τα δεδομένα των αποκρίσεων λήφθηκαν από την ηλεκτρονική βάση δεδομένων «European Strong Motion Data» του Ινστιτούτου Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ). Τέλος, στην ανάλυση των χρονοϊστοριών, οι τιμές των επιταχύνσεων λαμβάνονται ανά δέκατο του δευτερολέπτου. Έτσι, αφού οι διάρκειες των σεισμικών δονήσεων ήταν 20.3, 10.39 και 30.5 sec αντίστοιχα, τα βήματα της ανάλυσης θα είναι 203, 104 και 305, αντίστοιχα.

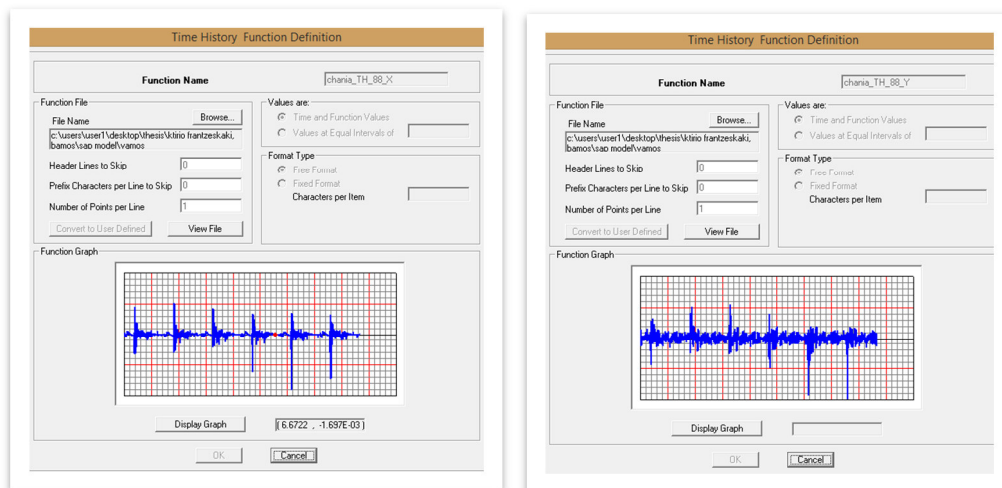
Θα πρέπει εδώ να σημειωθεί ότι προηγήθηκε η εισαγωγή των στατικών φορτίων της κατασκευής με το συνδυασμό $(I.B.+G)+0.3Q$ και κατόπιν, προστέθηκαν οι σεισμικές καταγραφές (χρονοϊστορίες) μέσω της επιλογής του menu «Continue from state at end modal history».



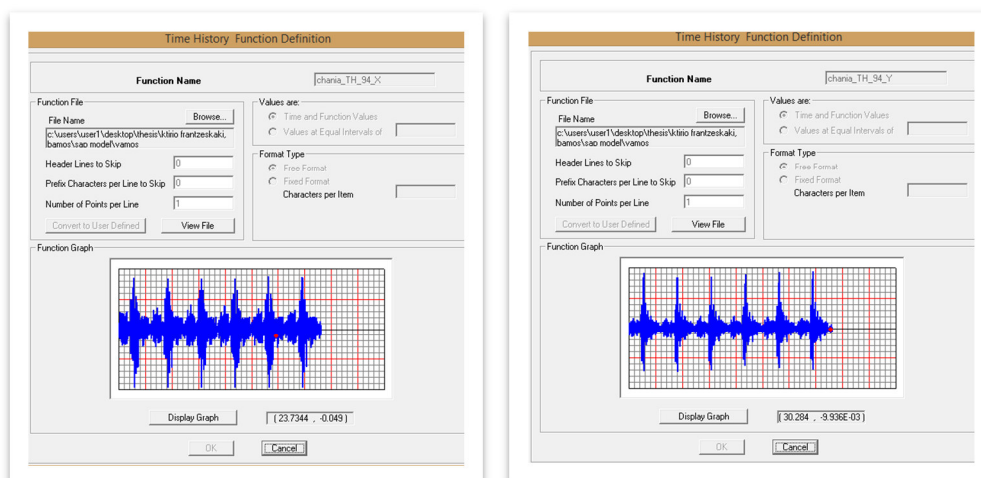
Εικόνα 6.9: Ορισμός εξίσωσης της χρονοϊστορίας επιβολής των στατικών φορτίων.



Εικόνα 6.10: Ορισμός της χρονοϊστορίας από το σεισμό του Ηρακλείου_1983 κατά x και y.



Εικόνα 6.11: Ορισμός της χρονοϊστορίας από το σεισμό των Χανίων_1988 κατά x και y.



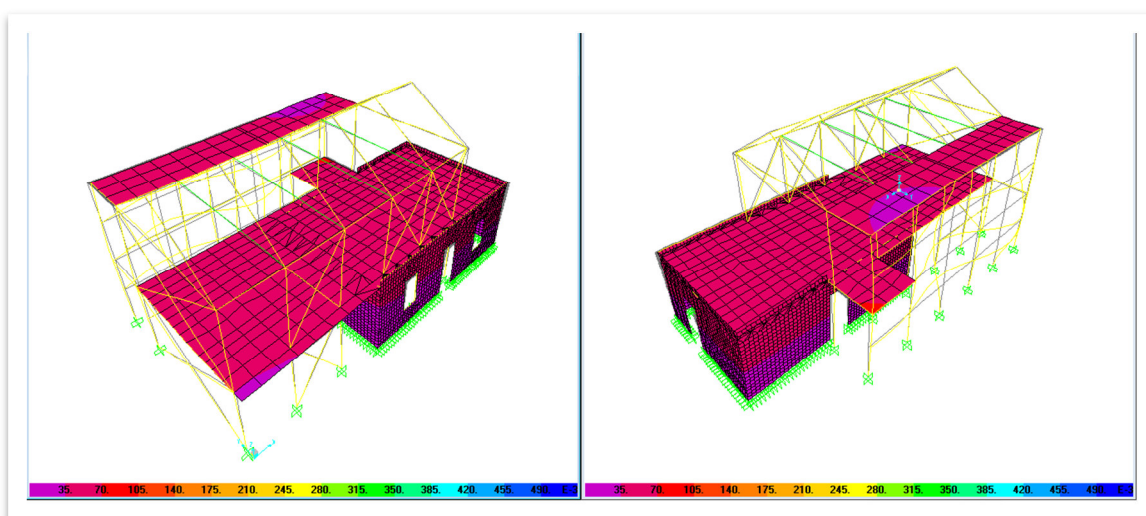
Εικόνα 6.12: Ορισμός της χρονοϊστορίας από το σεισμό των Χανίων_1994 κατά x και y.

6.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

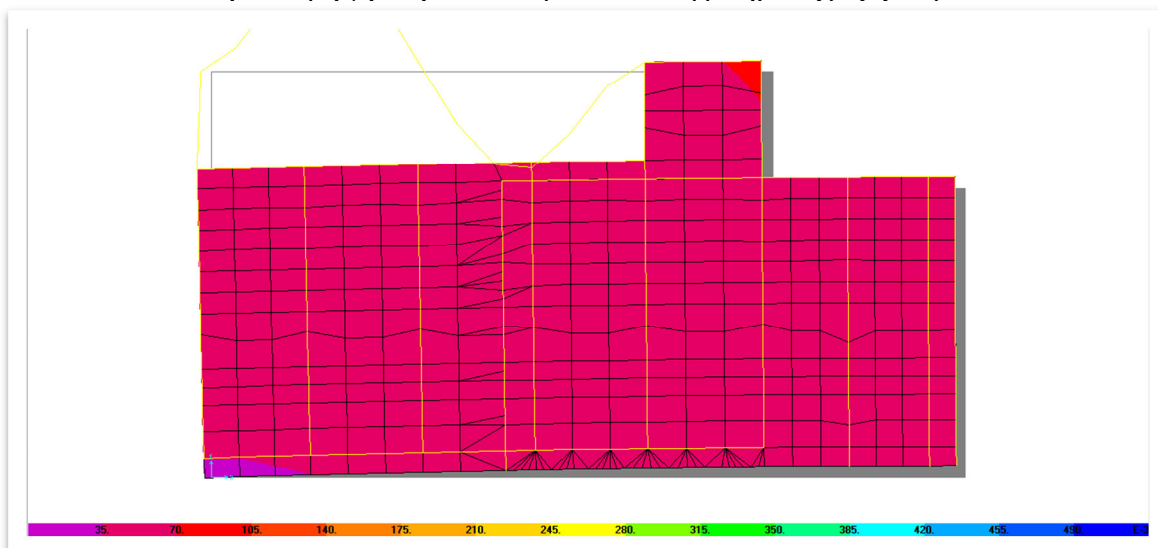
6.3.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΚΤΙΡΙΟ	ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗΣ
f_x	15.53 Hz	13.855 Hz
f_y	16.82 Hz	11.774 Hz
f_z	40.44 Hz	30.637 Hz

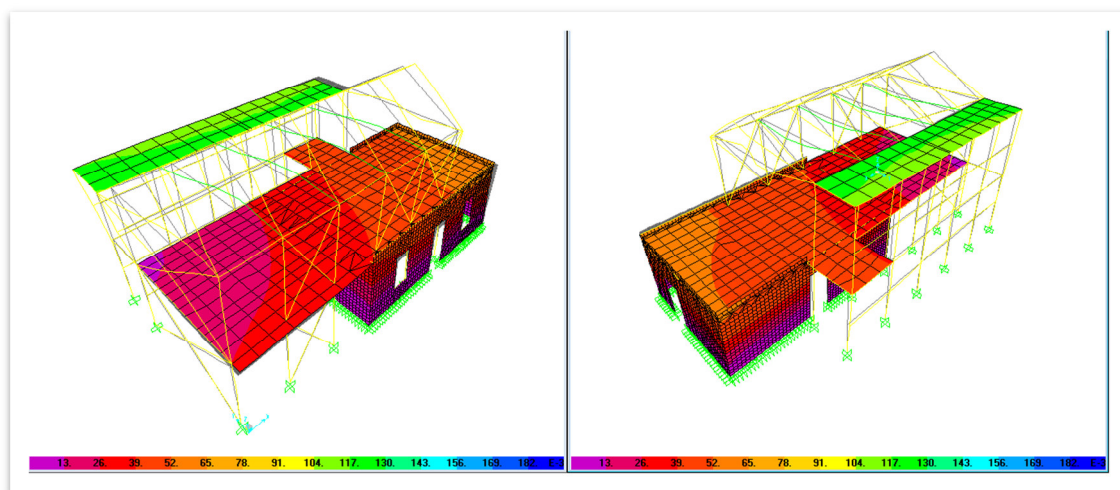
Πίνακας 6.1: Κύριες ιδιοσυχνότητες υφιστάμενου και νέου μοντέλου.



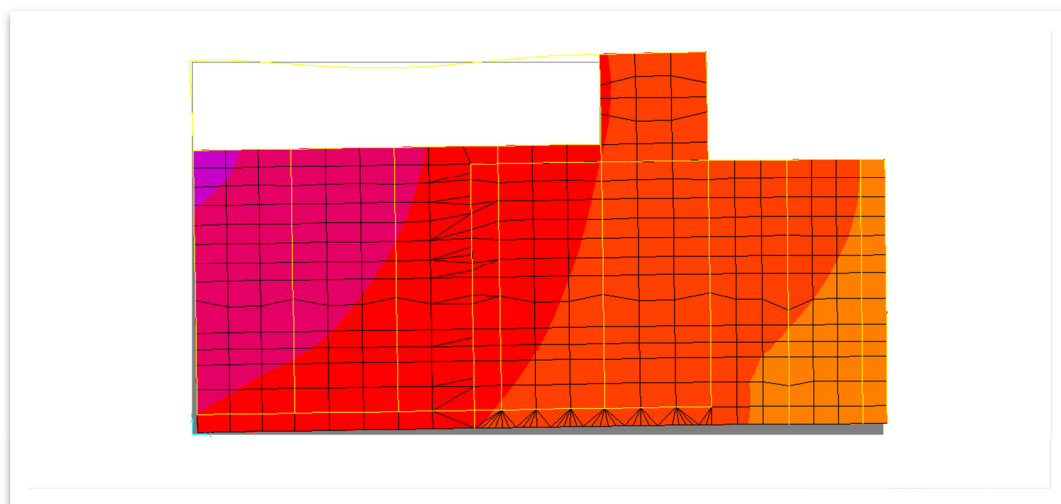
Εικόνα 6.13: Κύρια ιδιομορφή (14η) κατά x-x' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 28.0%.



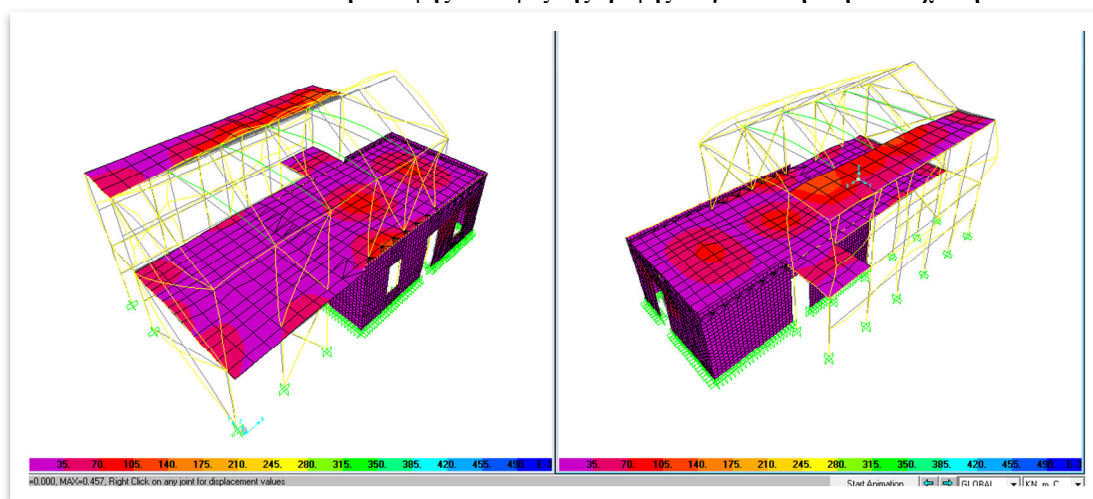
Εικόνα 6.14: Μετατόπιση κάτοψης στο ύψος της οροφής ισογείου στη 14η ιδιοσυχνότητα.



Εικόνα 6.15: Κύρια ιδιομορφή (11η) κατά y-y' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 18.0%.

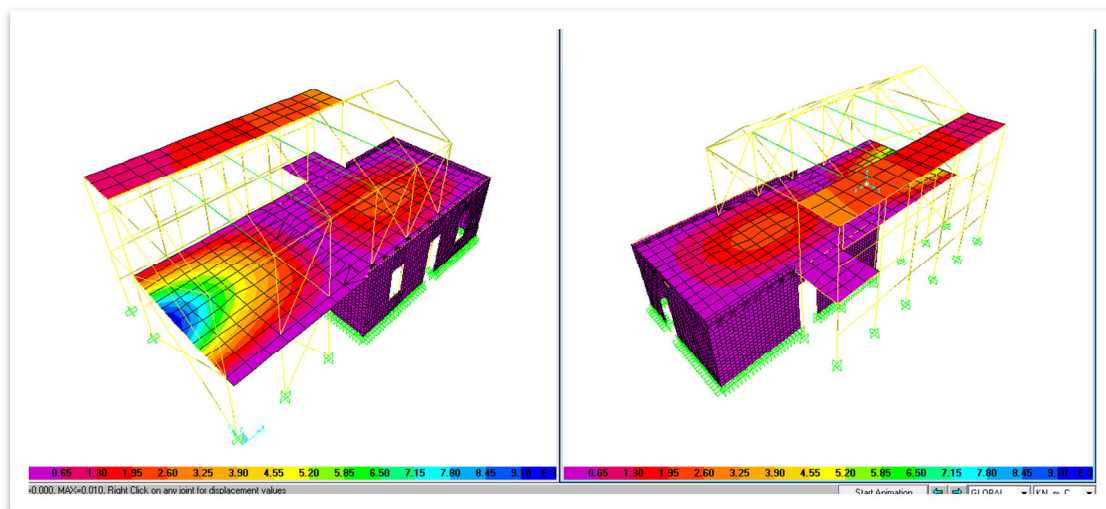


Εικόνα 6.16: Μετατόπιση κάτοψης στο ύψος της οροφής ισογείου στη 11η ιδιοσυχνότητα.

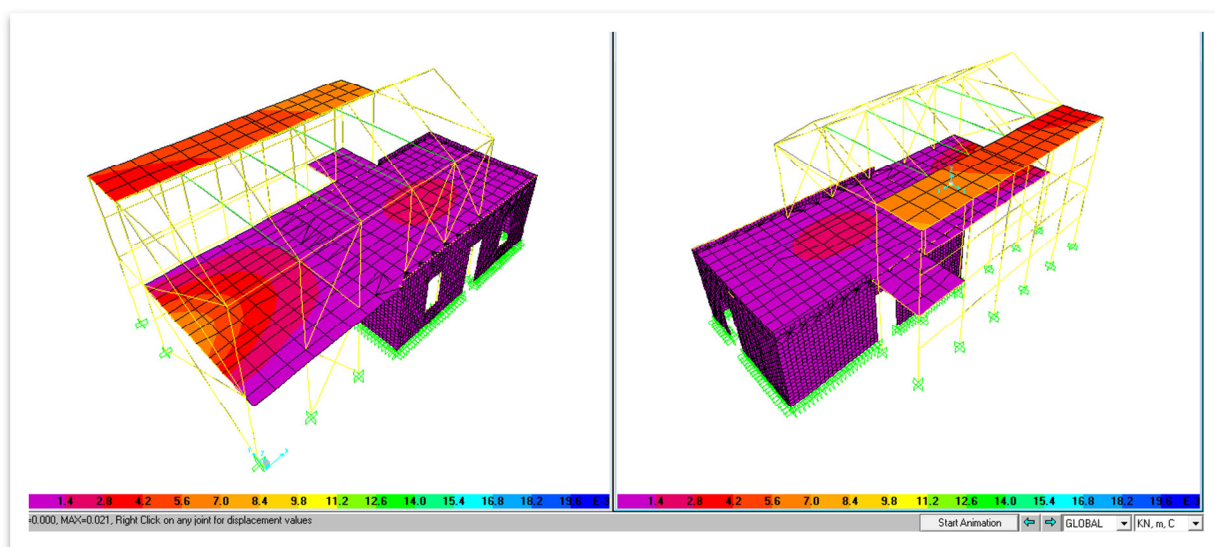


Εικόνα 6.17: Κύρια ιδιομορφή (41η) κατά z-z' με ποσοστό συμμετέχουσας μάζας ίσο με 11.15%.

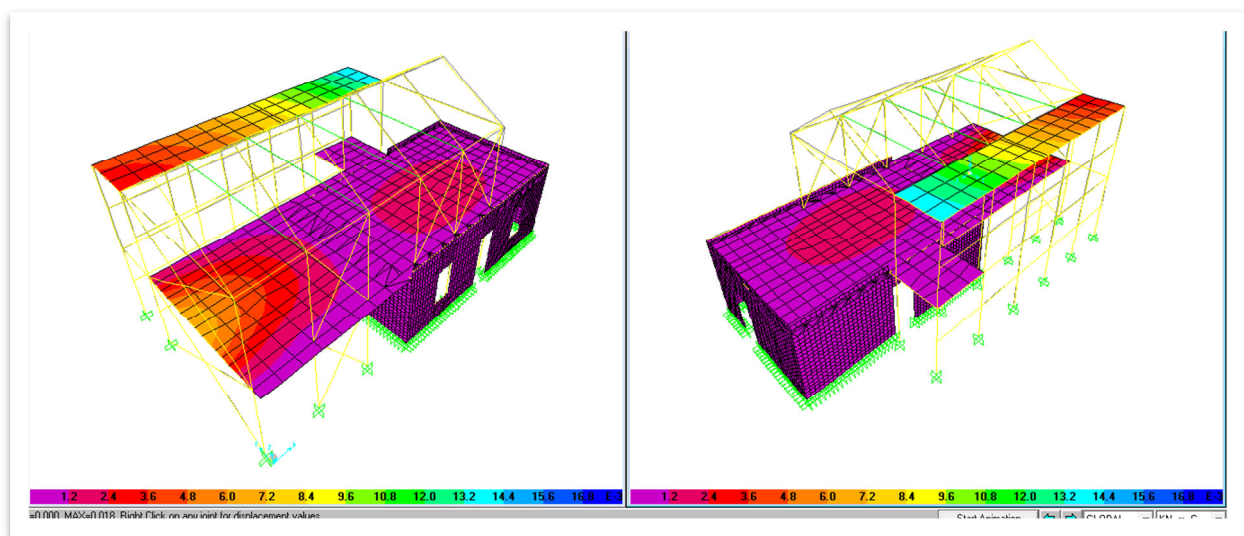
7.3.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ



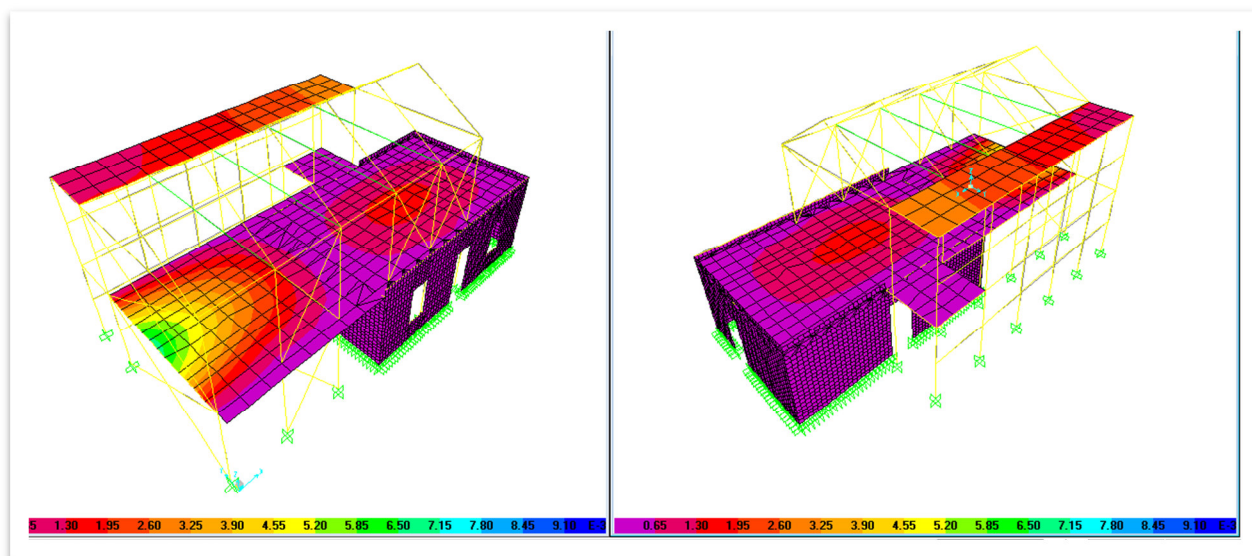
Εικόνα 6.18: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για το συνδυασμό οριακής κατάστασης λειτουργίας, 1.35G+1.50Q+0.6W.



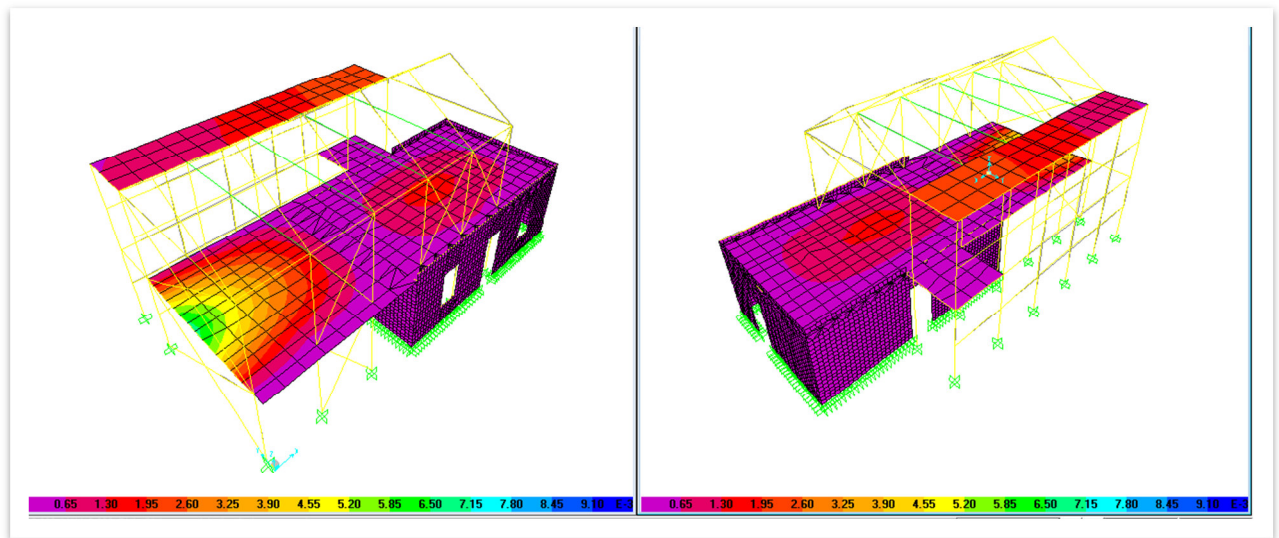
Εικόνα 6.19: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για το σεισμικό συνδυασμό G+0.3Q+Ex+0.3Ey.



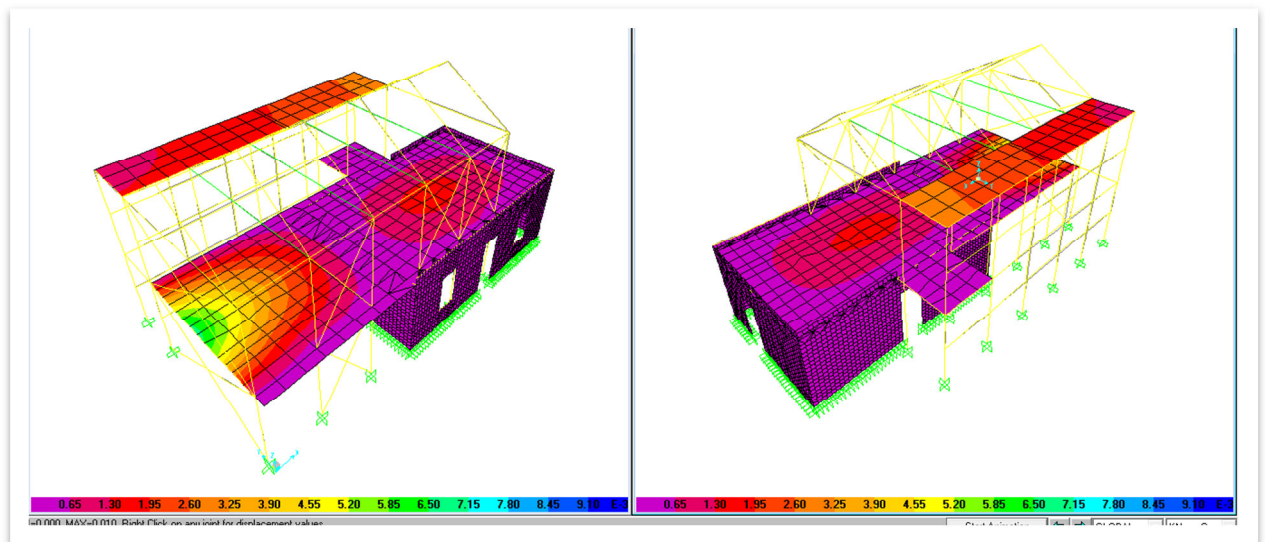
Εικόνα 6.20: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για το σεισμικό συνδυασμό $G+0.3Q+0.3E_x+E_y$.



Εικόνα 6.21: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για τη σεισμική καταγραφή από το σεισμό στο Ηράκλειο το 1983.



Εικόνα 6.22: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για τη σεισμική καταγραφή από το σεισμό στα Χανιά το 1988.



Εικόνα 6.23: Μετατοπίσεις φέροντος οργανισμού για τη σεισμική καταγραφή από το σεισμό στα Χανιά το 1994.

6.3.3 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ

Στον πίνακα που ακολουθεί παρατίθενται οι μέγιστες κατ'απόλυτη τιμή μετακινήσεις 8 σημείων-κόμβων του μεταλλικού σκελετού οι οποίοι βρίσκονται εντός της υφιστάμενης λιθοδομής στο ύψος της οροφής του ισογείου. Οι τιμές αυτές πάρθηκαν από τις αναλύσεις που έγιναν στο απομονωμένο μοντέλο του μεταλλικού σκελετού.

ΚΟΜΒΟΣ	ΦΟΡΤΙΣΗ	U1	U2
52	CHANIA_88	0.000266	0.001201
52	CHANIA_94	0.000304	0.001226
52	HERAKLION_83	0.000334	0.001521
52	1.35G+1.5Q+0.6W_(OKL)	0.000192	0.000771
52	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	0.000935	0.003936
52	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	0.000726	0.008744
53	CHANIA_88	0.000291	0.001158
53	CHANIA_94	0.000334	0.001068
53	HERAKLION_83	0.000372	0.001622
53	1.35G+1.5Q+0.6W_(OKL)	0.000202	0.000698
53	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	0.001055	0.006148
53	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	0.000824	0.013930
54	CHANIA_88	0.000309	0.000614
54	CHANIA_94	0.000356	0.000530
54	HERAKLION_83	0.000398	0.001217
54	1.35G+1.5Q+0.6W_(OKL)	0.000214	0.000291
54	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	0.001128	0.008535
54	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	0.000880	0.019689
55	CHANIA_88	0.000301	0.001126
55	CHANIA_94	0.000231	0.001181
55	HERAKLION_83	0.000423	0.000293
55	1.35G+1.5Q+0.6W_(OKL)	0.000239	0.000552
55	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	0.001170	0.012044
55	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	0.000914	0.028089
62	CHANIA_88	0.000850	0.001200
62	CHANIA_94	0.000971	0.001225
62	HERAKLION_83	0.001045	0.001520
62	1.35G+1.5Q+0.6W_(OKL)	0.000463	0.000770
62	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	0.003713	0.003937
62	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	0.003651	0.008748
63	CHANIA_88	0.000854	0.001158
63	CHANIA_94	0.000973	0.001067
63	HERAKLION_83	0.001050	0.001621
63	1.35G+1.5Q+0.6W_(OKL)	0.000461	0.000697
63	G+0.3Q+Ex+0.3Ey	0.003690	0.006149
63	G+0.3Q+0.3Ex+Ey	0.003659	0.013934
12970	CHANIA_88	0.000859	0.000592
12970	CHANIA_88	0.000731	0.000104
12970	HERAKLION_83	0.001055	0.001196
12970	1.35G+1.5Q+0.6W_(OKL)	0.000461	0.000274

12970	$G+0.3Q+Ex+0.3Ey$	0.003668	0.008539
12970	$G+0.3Q+0.3Ex+Ey$	0.003650	0.019695
12972	CHANIA_88	0.003119	0.000539
12972	CHANIA_88	0.003042	0.001127
12972	CHANIA_94	0.002986	0.001182
12972	HERAKLION_83	0.003277	0.000288
12972	$1.35G+1.5Q+0.6W_{(OKL)}$	0.001802	0.000556
12972	$G+0.3Q+Ex+0.3Ey$	- 0.002334	0.012089
12972	$G+0.3Q+0.3Ex+Ey$	0.002328	0.028033
	MAX	0.003713	0.028089

Πίνακας 6.2: Μετακινήσεις κόμβων μεταλλικού σκελετού.

6.4 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Πρώτο χαρακτηριστικό γνώρισμα της νέας κατασκευής είναι οι μεγαλύτερες ιδιοσυχνότητες που προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση, γεγονός που σημαίνει μικρότερες ιδιοπερίοδοι άρα πιο εύκαμπτο φορέα. Αυτό οφείλεται κυρίως στην επιλογή της μεταλλικής κατασκευής η οποία και μεταφέρει όλα σχεδόν τα φορτία τη ανωδομής ανακουφίζοντας έτσι το ήδη «κουρασμένο» πέτρινο κέλυφος.

Οι κύριες ιδιοσυχνότητες συναντούνται στη 14η, 11η και 41η ιδιομορφή για τους άξονες x, y και z αντίστοιχα (Εικόνες 6.13 έως 6.17). Οι παραμορφώσεις που παρατηρούνται σε αυτές τις ιδιομορφές είναι μικρές και μεταφορικές. Αφορούν, δε, κυρίως τη βορειο-ανατολική πλευρά της κατασκευής καθώς το βόρειο πλαίσιο φαίνεται να είναι το πιο εύκαμπτο τμήμα της κατασκευής γι' αυτό και θα μπορούσε να ενισχυθεί με μια πιο ισχυρή διατομή.

Επίσης, θα πρέπει να τονισθεί η σημαντική συμβολή των χιαστί δοκών στην ανάληψη των φορτίσεων από το μεταλλικό σκελετό. Οι δοκοί αυτές αποτρέπουν την αυξημένη συγκέντρωση τάσεων εμποδίζοντας έτσι την κάμψη και το λυγισμό των μεταλλικών υποστυλωμάτων.

Συνεχίζοντας, με την επιβολή σεισμικών φορτίσεων είτε μέσα από το φάσμα που προτείνει ο ΕΑΚ είτε μέσα από καταγεγραμμένες σεισμικές ακολουθίες προκύπτει το συμπέρασμα (Πίνακας 6.2) ότι το κενό το οποίο προβλέφθηκε ανάμεσα στα μεταλλικά υποστυλώματα και τη λιθοδομή, το οποίο ισούται με 0.055 m, επαρκεί

ούτως ώστε να μην υπάρξει σύγκρουση σε κάποιο σημείο των δύο δομικών συστημάτων.

Οι μετατοπίσεις του φορέα αυξάνονται σταδιακά καθ' ύψος με το πέτρινο κέλυφος να είναι και σε αυτό το μοντέλο το πιο δύσκαμπτο τμήμα της κατασκευής (Εικόνες 6.13-15-17-19-20-21). Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις εμφανίζονται στην πλάκα σκυροδέματος της οροφής του κλιμακοστασίου (Εικόνες 6.15, 6.20) όπως είναι φυσικό αφού οι μεταλλικές κολόνες στις οποίες στηρίζεται, λόγω μεγάλου ύψους, είναι εύκαμπτες και ευάλωτες σε φαινόμενα λυγισμού (για αυτόν ακριβώς το λόγο τοποθετήθηκαν σε αυτές διατομές διπλού ταυ).

Μέσα από τις Εικόνες 6.14 και 6.16 φαίνεται μια πολύ μικρή στροφή της κάτοψης η οποία οφείλεται στο λυγισμό των μεταλλικών υποστυλωμάτων του βόρειου και των δυο δυτικών μεταλλικών πλαισίων (εξωτερικό και εσωτερικό).

Τέλος, σημαντικές βυθίσεις παρουσιάζει η πλάκα του ορόφου στη νότια πλευρά της (Εικόνες 6.18-19-20-21) καθώς εκεί υπάρχει το μεγαλύτερο άνοιγμα χωρίς κάποιο υποστύλωμα κατάντη της πλάκας και κατ' επέκταση της μεταλλικής δοκού πάνω στην οποία εδράζεται η πλάκα. Αυτό συνεπάγεται μεγαλύτερη κάμψη και οδηγεί στις εν λόγω μεγαλύτερες, σε σχέση πάντα με τον υπόλοιπο φορέα, τιμές βύθισης στα σημεία εκείνα.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Μετά την ολοκλήρωση της προσομοίωσης του υφιστάμενου κτίσματος, του πειραματικού προγράμματος και της επεξεργασίας των αποτελεσμάτων που προέκυψαν (Κεφάλαια 4,5), σε συνδυασμό με μια σειρά εργαστηριακών δοκιμών και οπτικού ελέγχου με σκοπό την αποτίμηση των βλαβών του κτιρίου αλλά και τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των υλικών δόμησης (Κεφάλαιο 3) παρουσιάστηκε μία ολοκληρωμένη πορεία ελέγχου δομικής ακεραιότητας και ενός υφιστάμενου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία. Η πορεία αυτή οδήγησε στην αξιολόγηση της μελέτης επανάχρησης με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων (Κεφάλαιο 6), με απώτερο στόχο την ανάδειξη μιας ολοκληρωμένης συλλογιστικής αντιμετώπισης ενός υφιστάμενου κτίσματος από φέρουσα τοιχοποιία.

Μέσω της μοντελοποίησης του υπάρχοντος οικήματος αποδείχθηκε η αυξημένη δυσκαμψία του μέσω των μικρών παραμορφώσεων που προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση (modal) και τα μικρά ποσοστά μάζας συμμετοχής στις ιδιομορφές.

Με την τοποθέτηση ελατηρίων με μικρό συντελεστή δυσκαμψίας προέκυψε μεγαλύτερη σύγκλιση των παραμορφωσιακών αποτελεσμάτων της modal analysis με τα δεδομένα που προέκυψαν από τη διερεύνηση της παθολογίας της κατασκευής (Κεφάλαιο 3). Συνεπώς, διαπιστώνεται μια καλή συνεργασία δύο διαφορετικών δομικών συστημάτων όχι σε τέτοιο βαθμό όμως ώστε αυτά να μπορούν να θεωρηθούν ως ένα σώμα.

Σε ότι αφορά τις καταπονήσεις που δέχεται η κατασκευή αυτές συγκεντρώνονται κυρίως στις μικρές πλευρές και στα ανώφλια των ανοιγμάτων τους ενώ οι δύο μεγαλύτερες πλευρές (δυτική-ανατολική) καταπονούνται κυρίως σε εκτός επιπέδου κάμψη. Η εντός επιπέδου κάμψη αυτών των πλευρών (παράλληλη στον άξονα x-x') φαίνεται να εμποδίζεται από τις ξύλινες δοκούς και το σενάζ κατά μήκος αυτών που λειτουργούν ως διάφραγμα ενώ στη δυτική όψη, στα σημεία επαφής της λιθοδομής με την αποθήκη εμφανίζεται η μέγιστη τιμή μετακίνησης της στέγης της αποθήκης.

Συνεχίζοντας, τα ιδιομορφικά αποτελέσματα των δυναμικών μετρήσεων απέδωσαν παρεμφερή αποτελέσματα με αυτά της ανάλυσης με πεπερασμένα σε ότι

αφορά στις ιδιοσυχνότητες αλλά και στον τρόπο παραμόρφωσης της κάθε όψης (ιδιομορφές). Συγκεκριμένα, οι ιδιομορφές της δυναμικής ανάλυσης συγκλίνουν περισσότερο με το Μοντέλο II της υφιστάμενης κατασκευής που περιέχει ελατήρια στην ένωση λίθινου κτιρίου-αποθήκης καταλήγοντας και με αυτόν τον τρόπο στο συμπέρασμα ότι το μοντέλο II ανταποκρίνεται καλύτερα στην πραγματική κατάσταση της κατασκευής.. Ταυτόχρονα, δεν καταγράφηκαν συχνότητες που προέκυψαν από τα μοντέλα των επιμέρους κτιρίων γεγονός που σημαίνει ότι τα δύο δομικά συστήματα συνεργάζονται. Συνεπώς, η αλληλεπίδραση μεταξύ λιθοδομής και οπτοπλινθοδομής αποδεικνύεται και πειραματικά.

Στο τρίτο και τελευταίο τμήμα της διατριβής, έγινε επεξεργασία της μελέτης επανάχρησης η οποία εκπονήθηκε από την αρχιτέκτονα μηχανικό και μεταπτυχιακή φοιτήτρια Ευσταθία Ταυλοπούλου. Ο νέος φορέας, προορισμένος να γίνει πολιτιστικό κέντρο με εκθεσιακό χώρο και αίθουσα πολλαπλών χρήσεων, απαρτίζεται επίσης από δύο διαφορετικά συστήματα: το υφιστάμενο λίθινο κέλυφος και από το νέο μεταλλικό σκελετό.

Η κατασκευή έγινε πλέον πιο εύκαμπτη σε σχέση με την υφιστάμενη λόγω της ανάληψης του μεγαλύτερου μέρους των φορτίων από το μεταλλικό σκελετό. Τμήματα του νέου οικοδομήματος που χρήζουν ιδιαίτερης προσοχής είναι το βόρειο και τα δύο δυτικά μεταλλικά πλαίσια τα οποία λόγω λυγισμού των υποστυλωμάτων προκαλούν μια μικρή στροφή στην κάτοψη. Ένας τρόπος μείωσης αυτών των παραμορφώσεων είναι η προσθήκη χιαστί δοκών στα δυτικά πλαίσια με αρχιτεκτονική αναπροσαρμογή της δυτικής όψης ή/και η αύξηση των διατομών σε συνδυασμό με τη χρήση χάλυβα μεγαλύτερης αντοχής.

Οι μετατοπίσεις αυξάνονται καθ' ύψος της κατασκευής με τα μέγιστα να εμφανίζονται στην οροφή του κλιμακοστασίου καθώς και, στις περιπτώσεις των σεισμικών αναλύσεων, στο νότια τμήμα της πλάκας σκυροδέματος της οροφής ισογείου η οποία παρουσιάζει βύθιση στο μέσον της.

Οι βυθίσεις της πλάκας Ω/Σ της οροφής ισογείου παρουσιάζει στην οριακή κατάσταση λειτουργίας βυθίσεις μικρότερες του λόγου [άνοιγμα πλάκας/500 (EC2)] δηλαδή μικρότερες από 0.0114 m στην προκειμένη περίπτωση. Επομένως, η παραμορφώσεις της πλάκας δεν επηρεάζουν δυσμενώς τη λειτουργία ή την εμφάνισή της.

Από την άλλη μεριά, οι μετακινήσεις της πλάκας Ω/Σ της οροφής κλιμακοστασίου εμφανίζει τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις όταν η κατασκευή υποβάλλεται σε σεισμικές φορτίσεις οι οποίες φτάνουν τα 0.02 m στο βόρειο τμήμα της. Η βασική αιτία αυτού του αποτελέσματος είναι το I.B. της και η δυσκαμψία της πλάκας σε συνδυασμό με την ευκαμψία και το μεγάλο ύψος των μεταλλικών υποστυλωμάτων. Γι'αυτό το λόγο προτείνεται η αντικατάσταση της με ένα πιο εύκαμπτο και ελαφρύ υλικό.

Εκτός της ιδιομορφικής και δυναμικής ανάλυσης που διεξήχθησαν, το κτίσμα υποβλήθηκε σε σεισμικές φορτίσεις από τα προτεινόμενο φάσμα του ΕΑΚ καθώς και μέσω καταγεγραμμένων χρονοϊστοριών των σεισμικών δονήσεων στα Χανιά το 1988 και 1994 και στο Ηράκλειο το 1983. Ταυτόχρονα, απομονώθηκε ο μεταλλικός σκελετός και υποβλήθηκε σε όλες τις προαναφερθείσες αναλύσεις με στόχο να βρεθούν οι μέγιστες μετακινήσεις των μεταλλικών υποστυλωμάτων που βρίσκονται εντός του πέτρινο κελύφους. Η μέγιστη τιμές δεν ξεπερνά τα 0.03 cm, απόσταση μικρότερη από το κενό διάστημα που έχει προβλεφθεί (0.055 cm)μ επομένως δεν υπάρχει κίνδυνος σύγκρουσης σε ανάλογες δονήσεις.

Το θέμα του διαστήματος που απαιτείται για να μην υπάρχει σύγκρουση των δύο στοιχείων, μεταλλικής κολόνας και λιθοδομής, καθώς επίσης και η αντιμετώπιση μιας τέτοιας σύγκρουσης δύναται να διερευνηθεί περισσότερο αφού είναι φαινόμενο που συναντάται πολύ συχνά στις προτάσεις επανάχρησης υφιστάμενων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία και, δη, παραδοσιακά ή ακόμα και διατηρητέα.

Ταυτόχρονα, οι συνθήκες επαφής και αλληλεπίδρασης δύο διαφορετικών συστημάτων (χάλυβας-σκυρόδεμα, λιθοδομή-ξύλο, λιθοδομή-χάλυβας) μπορούν να διερευνηθούν περαιτέρω με διαφοροποιήσεις στο είδος προσομοίωσης της επαφής με στηρίξεις που επιτρέπουν στροφή σε κάποιο άξονα στα σημεία σύνδεσης ή με ελατήρια με διαφορετικούς συντελεστές δυσκαμψίας.

Τέλος, συνοψίζοντας την πορεία των εργασιών που ακολουθήθηκε κρίνεται σκόπιμο να προταθεί μελλοντική επέκταση της συνολικής διαδικασίας με στόχο τη βελτιστοποίηση των αποτελεσμάτων. Η πρόταση αυτή περιλαμβάνει:

- καλύτερη εκτίμηση των πραγματικών χαρακτηριστικών των υλικών δόμησης με τη διεξαγωγή εργαστηριακών δοκιμών (πυρηνοληψία, ακουστικές μέθοδοι,

δοκιμές θλίψης & εφελκυσμού) και στα υπόλοιπα υλικά πέραν του λίθου (συνδετικό κονίαμα, ξυλεία, οπτόπλινθοι σκυρόδεμα).

- ανάπτυξη μεγαλύτερου δικτύου μέτρησης προσθέτοντας περισσότερα σημεία καταγραφής καθ' ύψος της κατασκευής και εκατέρωθεν των σημείων όπου παρουσιάζονται ασυνέχειες ή επαφίενται διαφορετικά υλικά.
- ορθότερη ρύθμιση του λογισμικού καταγραφής των δυναμικών μετρήσεων ώστε οι καταγραφές στο πεδίο του χρόνου να δίνονται με συνεχή ροή και όχι ανά λεπτό ώστε να γίνει πιο γρήγορη η μετέπειτα επεξεργασία των αρχείων σημάτων.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. M. A. Δημοσθένους, (2009). «Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία». Τ.Ε.Ε./Τ.Κ.Μ./ Φεβρουάριος 2009
2. H. Lin, C.C. Weng, (2001). «Spectral analysis on pounding probability of adjacent buildings», Engineering Structures/ Volume 23/ Issue 7/ pp. 768–778.
3. Shehata E. Abdel Raheem, (2006). «Seismic pounding between adjacent building structures», Electronic Journal of Structural Engineering/ Volume 6.
4. R. Jankowski, (2008). «Earthquake-induced pounding between equal height buildings with substantially different dynamic properties», Engineering Structures/ Volume 30/ Issue 10/ pp. 2818–2829.
5. Chau, K.T., Wei, X.X., Guo, X., Shen, C.Y. (2003). «Experimental and theoretical simulations of seismic poundings between two adjacent structures», Earthquake Engineering Structural Dynamics/ Vol. 32/ pp.537–554.
6. S. Muthukumar, R. DesRoches, (2006). «A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation», Earthquake Engineering & Structural Dynamics/ Volume35/ pg.811–828.
7. F.L. Almansa, A. Kharazian, (2014). «Adjacent buildings with aligned slabs», Second European Conference on earthquake engineering and seismology/ Istanbul
8. M.E. Stavroulaki, K., Pateraki,(2013),. «Dynamic response of masonry walls in connection with reinforced concrete frame», Recent Advances in Contact Mechanics/ Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics 56, Ed. G.E. Stavroulakis/ Springer/ pp. 257-273.
9. M.Ferraioli, A.Mandara, D.Abruzzese, L.Miccoli, (2011). «Dynamic identification and seismic safety of masonry bell towers», XIV convegno ANIDIS/ L»Ingegneria sismica in Italia/ Bari.
10. A.Bayraktar, T.Türker, B.Sevim. A.Can Altunisik, F.Yildirim, (2009). «Modal Parameter Identification of Hagia Sophia bell-tower via ambient vibration

test», Journal of Nondestructive Evaluation/March 2009/ Volume 28/ Issue 1/ pg. 37-47.

11. L.Ramos, L.Marques, P.Lourenco, G. De Roeck, A. Campos-Costa, Joao Roque, (2010). «Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis: Two case studies», Mechanical Systems and Signal Processing/ Elsevier/ July 2010/ Volume 24/ Issue 5/ pg. 1291-1305.

12. Eduardo Nuno Brito Santos Júlio, Carlos Alberto da Silva Rebelo, Daniel António Semblano Gouveia Dias-da-Costa, (2008). «Structural assessment of the tower of the University of Coimbra by modal identification». Engineering Structures/ Elsevier/ December 2008/ Volume 30/ Issue 12/ pg. 3468-3477.

13. A.Formisano, G.Florio, R.Landolfo, (2011). «Ambient vibration tests on a monumental palace in Castenuevo of S.Rio(AQ)». «Dynamic identification and seismic safety of masonry bell towers», XIV convegno ANIDIS/ L»Ingegneria sismica in Italia, Bari.

14. M.Branco, L.M.Guerreiro, (2011). «Seismic rehabilitation of historical masonry buildings», Engineering Structures/Volume 33/ pg. 1626-1634.

15. C.E. Ventura, T. Horyna, (2000). «Measured and calculated modal characteristics of the heritage Court Tower in Vancouver, B.C.», Experimental Techniques/ Volume 24/ Issue 2/ pg. 44-47.

16. D.Foti, M.Diaferio, N. Ivan Giannoccaro, M.Mongelli, (2012). «Ambient vibration testing, dynamic identification and model updating of a historic tower». NDT & E International/ Elsevier/ April 2012/ Volume 47/ pg. 88-95.

17. www.gein.noa.gr

18. www.patris.gr, «Οι σεισμοί εν Κρήτη».

19. Χρ.Σπανός, Μ.Σπαθάκης, Κ.Τρέζος, (2001). «Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών». Διδακτικά Εγχειρίδια Τ.Ε.Ε./ Μάιος 2001/ Αθήνα.

20. Φ.Καραντώνη, (2004). «Κατασκευές από τοιχοποιία – Σχεδιασμός & Επισκευές». Παπασωτηρίου.

21. Γ. Ρέλιας, (2013). «Αξιολόγηση πρότασης αποκατάστασης διατηρητέου κτίσματος στα Ταμπακαριά Χανίων μέσω στατικής και ιδιομορφικής ανάλυσης του δομικού συστήματος», Μεταπτυχιακή διατριβή/ Τομέας Μηχανικής/ Γενικό Τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης.
22. John H.Matthys, (1990). “ Masonry: Components to assemblages”. ASTM Intl.
23. Sap manual, www.csiamerica.com/products/sap2000
24. Μ. Μπούσαλη, (2011). «Αποτύπωση, αποτίμηση και επεμβάσεις σε λιθόδομητο κτίριο στη Βλαχοκερασιά Αρκαδίας.», Διπλωματική εργασία/ Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών/ Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
25. Ξ. Σαμαρά, (2007). «Διατηρητέο κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία-Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας & Αξιολόγηση μεθόδων αντισεισμικής ενίσχυσης», Μεταπτυχιακή διατριβή/ Πολυτεχνική Σχολή/ Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών/ Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
26. Α. Μπούκου, (2010). « Επirroή δυσκαμψίας διαφράγματος στην σεισμική συμπεριφορά κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία», Μεταπτυχιακή διατριβή/ Πολυτεχνική Σχολή/ Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών/ Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης.
27. Χρ.Ιγνατάκης, Στ.Κοσμάς. «Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία». Πανεπιστημιακές εκδόσεις Α.Π.Θ.
28. Στ. Δρίτσος. «Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κατασκευών». Πανεπιστημιακές Εκδόσεις Πολυτεχνικής Σχολής Πανεπιστημίου Πατρών.
29. Δ. Γιανναράκη, (2009). «Ιδιομορφική Ανάλυση του Νεωρίου του Μόρο». Μεταπτυχιακή διατριβή/ Τομέας Μηχανικής/ Γενικό Τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης.
30. Θ. Τσιναράκης, (2011). «Αποτίμηση φέροντος οργανισμού Νότιου Ενετικού Νεωρίου Χανίων «Benedetto Moro» με ιδιομορφική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων». Μεταπτυχιακή διατριβή/ Τομέας Μηχανικής/ Γενικό Τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης.

31. Κ. Προβιδάκης, Καθηγητής Πολυτεχνείου Κρήτης, (2013). «Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Ενόργανης Παρακολούθησης Υλικών και Κατασκευών». Εργαστήριο εφαρμοσμένης μηχανικής/ Γενικό Τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης.

32. Σ.Τραχαλάκη, (2012). «Εκτίμηση δυναμικών χαρακτηριστικών κατασκευών με ενόργανη παρακολούθηση σε πραγματικό χρόνο». Μεταπτυχιακή διατριβή/ Τομέας Μηχανικής/ Γενικό Τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης.

33. www.svibs.com/products/ARTeMIS_Modal

34. Ιωάννης Τσομπανάκης, Αν.Καθηγητής Πολυτεχνείου Κρήτης (2012), «Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Δυναμικής των Κατασκευών». Τομέας Μηχανικής/ Γενικό Τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης.

35. Κ. Σπυράκος, Π. Τουλιάτος, Δ. Πατσιλίβας, Γ.Πελέκης, Α. Χαμπέσης, Χ.Α. Μανιατάκης, (2006). «Ανάλυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιίας για σεισμό εγγύς-πεδίου και προτάσεις επεμβάσεων.» / Τεχνικά Χρονικά Επιστημονικά Εκδ.ΤΕΕ/Τεύχος 3.

