

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΕΣ ΕΠΙΣΤΗΜΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ
ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ : «ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

Μελέτη αποκατάστασης ενός παραδοσιακού
κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία στο Βάμο

ΕΥΣΤΑΘΙΑ ΤΑΥΛΟΠΟΥΛΟΥ

Επιβλέπων : Επίκουρη καθηγήτρια, **Μαρία Σταυρουλάκη**

ΧΑΝΙΑ , 2015

**Μελέτη αποκατάστασης ενός παραδοσιακού
κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία στο Βάμο**

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα Μεταπτυχιακή Διατριβή με τίτλο *"Πρόταση αποκατάστασης ενός παραδοσιακού κτίσματος στο Βάμο Αποκορώνου από φέρουσα τοιχοποιία"* εκπονήθηκε στα πλαίσια του προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών του Γενικού τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να ευχαριστήσω την υπεύθυνη καθηγήτρια της διατριβής την κυρία Μαρία Σταυρουλάκη, Επίκουρη καθηγήτρια της σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών για την υποστήριξη και την καθοδήγηση της, τον κύριο Δημήτρη Τσακαλάκη, Επίκουρο καθηγητή της σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών για την πολύτιμη βοήθεια του και τον κύριο Κων/νο Προβιδάκη, καθηγητή της σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών για τις παρατηρήσεις του ως μέλος της τριμελούς εξεταστικής επιτροπής. Επίσης οφείλω ευχαριστίες στην κυρία Μαρία Πετραντωνάκη, Διευθύνουσα Σύμβουλος της Εταιρείας Διαχείρισης και Αξιοποίησης της Περιουσίας και του Τεχνολογικού Πάρκου του Πολυτεχνείου Κρήτης, για τις πολύτιμες πληροφορίες που μας παρείχε καθώς και Βαγγέλη Λιαράκο, διδάκτορα Μηχανικό Ορυκτών Πόρων, που χωρίς την βοήθεια του πολλά σημαντικά βήματα δεν θα είχαν υλοποιηθεί. Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω την Ιφιγένεια Τζιβελέκα, πρώην μεταπτυχιακή φοιτήτρια στη σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών για τη υπομονή και την βοήθεια της ως συνάδελφο κι ως φίλη σε όλη την διάρκεια του μεταπτυχιακού προγράμματος.

Οκτώβριος 2015

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η ανάγκη για την διαχείριση πολλών κελυφών στον ελλαδικό χώρο και ειδικά στην Κρήτη ώθησε στην στροφή προς την αποκατάσταση υφιστάμενων κατασκευών με σκοπό την συντήρηση τους ή την επανάχρησή τους.

Ο σκοπός της διατριβής είναι η αξιολόγηση ενός παραδοσιακού κτιρίου όσον αφορά την δομική του ακεραιότητα πριν και μετά την προτεινόμενη επέμβαση επανάχρησής του υφιστάμενου κελύφους. Η αξιολόγηση του επιτυγχάνεται με την χρήση μη καταστρεπτικών μεθόδων καθώς και με την προσομοίωση του κελύφους και της νέας πρότασης στο πρόγραμμα Marc Mentat με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η εργασία είναι χωρισμένη σε πέντε ενότητες, οι οποίες ακολουθούν χρονικά και την πορεία διεξαγωγής της διπλωματικής διατριβής.

Στην πρώτη ενότητα γίνεται αναφορά σε εισαγωγικές, βασικές έννοιες που αφορούν τη διατήρηση της Αρχιτεκτονικής Κληρονομιάς και κατανόηση του κοινωνικού της ρόλου και σημασίας. Βασικά στοιχεία που αφορούν τη μελέτη αποτύπωσης ενός υφιστάμενου παραδοσιακού κτιρίου, την διάγνωση της παθολογίας του λόγω της φθοράς του στο χρόνο και, τέλος, τη μελέτη αποκατάστασης κι επανάχρησής του. Αναπτύσσονται οι έννοιες του μνημείου, του παραδοσιακού κτιρίου και συνόλου, και αναδεικνύεται ο ρόλος και η σημασία τους για τη σύγχρονη παραγωγή του κτισμένου και φυσικού περιβάλλοντος. Τέλος πραγματοποιείται η γνωριμία με το κτίριο προς εξέταση, μέσω της αρχιτεκτονικής και γεωγραφικής του ανάλυσης.

Στην δεύτερη ενότητα ασχοληθήκαμε με την διάγνωση βλαβών αναλύοντας τις μεθόδους που χρησιμοποιούνται για να εντοπιστούν βλάβες και αστοχίες στην τοιχοποιία. Ιδιαίτερο βάρος δίνεται στον έλεγχο της δομικής ακεραιότητας των κατασκευών με μη καταστρεπτικές μεθόδους (NDT). Τα αποτελέσματα από τις NDT μας δίνουν στοιχεία για την δομική κατάσταση του κτιρίου αλλά και σημαντικές πληροφορίες για τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών, οι οποίες χρησιμοποιούνται αργότερα για την προσομοίωση του κτιρίου, στην τρίτη ενότητα, με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, όπου ελέγχεται η τρωτότητα τις κατασκευής και εντοπίζονται οι βλάβες που εκδηλώνονται στην φέρουσα τοιχοποιία υπό την επίδραση σεισμικών φορτίσεων.

Μετά τον έλεγχο του υφιστάμενου κελύφους, στην τέταρτη ενότητα παρουσιάζεται η νέα πρόταση μελέτης και ο τρόπος σκέψης που οδήγησε σε αυτή την αρχιτεκτονική λύση. Στην πέμπτη ενότητα πραγματοποιείται πάλι έλεγχος με το πρόγραμμα Marc Mentat έτσι ώστε να μελετηθεί η στατική συμπεριφορά του κτιρίου με τις νέες προσθήκες και συγκρίνονται οι δύο αναλύσεις της υφιστάμενης κατασκευής και της νέας κατασκευής. Τέλος παρατίθενται τα αντίστοιχα συμπεράσματα καθώς και οι προτάσεις για την βελτιστοποίησή τους.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Ευχαριστίες	2
Περίληψη	3
Ενότητα 1_Επανάχρηση παραδοσιακών κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία	5
I. Εισαγωγικές βασικές έννοιες	6
II. Κτίριο προς μελέτη:	12
i. Περιγραφή κτιρίου	13
ii. Αρχιτεκτονικά σχέδια	14
Ενότητα 2_Ενόργανη παρακολούθηση δομικής ακεραιότητας υφιστάμενης κατασκευής με μη καταστρεπτικές μεθόδους (NDM)	24
I. Παθολογία των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία	25
i. Τρωτότητα των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία	25
ii. Βλάβες_υπό τη δράση στατικών και σεισμικών φορτίσεων	25
iii. Βλάβες υπό τη δράση περιβαλλοντικών παραγόντων	26
II. Μέθοδοι αποτίμησης υλικών και δομικών στοιχείων	27
i. Οπτικός έλεγχος	28
ii. Η μέθοδος του κρουσίμετρου	32
iii. Πυρηνοληψία	34
iv. Υπέρηχοι	38
v. Κρουστικές μέθοδοι, παλμογράφος	39
vi. Επιταχυνσιογράφος	40
Ενότητα 3_ Έλεγχος δομικής ακεραιότητας υφιστάμενης κατασκευής με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων με το πρόγραμμα Marc	45
I. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (FEM)	46
i. Εξίσωση κίνησης	46
ii. Μέθοδοι επίλυσης μη Γραμμικών προβλημάτων	48
II. Εφαρμογή της μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων με το πρόγραμμα Marc Mentat	49
i. Εισαγωγή γεωμετρίας φορέα (Mesh Generation)	49
ii. Διακριτοποίηση φορέα (Discretization)	50
iii. Ιδιότητες στοιχείων-υλικών(Material Properties)	51
iv. Συνοριακές συνθήκες (Boundary Conditions)	52
v. Σώματα σε επαφή (Contact Bodies)	55
vi. Ανάλυση-Επίλυση(loadcases-Jobs)	56
III. Στατική Ανάλυση	56

IV.	Δυναμική ανάλυση	61
i.	Ιδιομορφές και ιδιοσυχνότητες	62
ii.	Προβλήματα επαφής	64
iii.	Ανάλυση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία	66
iv.	Αναφορές στην αλληλεπίδραση γειτονικών κατασκευών	68
v.	Μοντέλο Α	69
vi.	Μοντέλο Β	75
vii.	Φέρουσα τοιχοποιία	77
Ενότητα 4_Αρχιτεκτονική πρόταση επέμβασης, επανάχρησης κελύφους φέρουσας τοιχοποιίας από λιθοδομή		82
I.	Πρόταση μελέτης	84
II.	Αρχιτεκτονικά σχέδια	88
Ενότητα 5_Έλεγχος δομικής ακεραιότητας της πρότασης επανάχρησης με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων με το πρόγραμμα Marc		98
I.	Εφαρμογή της μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων με το πρόγραμμα Marc Mentat	99
i.	Εισαγωγή γεωμετρίας φορέα (Mesh Generation)	100
ii.	Διακριτοποίηση φορέα (Discretization)	100
iii.	Ιδιότητες στοιχείων-υλικών(Material Properties)	100
iv.	Συνοριακές συνθήκες (Boundary Conditions)	101
v.	Σώματα σε επαφή (Contact Bodies)	104
vi.	Ανάλυση-Επίλυση(loadcases-Jobs)	104
vii.	Βελτιστοποίηση των χαρακτηριστικών της κατασκευής, όσον αφορά τα υλικά, βασιζόμενοι στα εκάστοτε αποτελέσματα	104
II.	Στατική Ανάλυση (static analysis)	108
i.	πρόταση επανάχρησης	108
ii.	φέρουσα τοιχοποιία	109
iii.	δομικό σύστημα, μεταλλικός σκελετός	110
III.	Δυναμική ανάλυση (modal analysis)	111
i.	Μοντέλο Α	111
ii.	Μοντέλο Β	116
IV.	Συγκρίσεις αποτελεσμάτων	117
Βιβλιογραφία		126
Παράρτημα		129

ΕΝΟΤΗΤΑ_1

**ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗ ΠΑΡΑΔΟΣΙΑΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ
ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ**

I. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΕ ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ

Η συνύπαρξη παλαιών, διαφόρων περιόδων και σύγχρονων κελυφών συμβάλλει ουσιαστικά στη δημιουργία ενός αστικού περιβάλλοντος χαρακτηριζόμενου από ποικιλομορφία, όσον αφορά τόσο στα εκφραστικά μέσα, όσο και σε νοηματικό περιεχόμενο. Το γεγονός αυτό είναι καθοριστικής σημασίας για την ποιότητα του δομημένου χώρου, καθώς η έννοια της ποικιλομορφίας εισάγει την έννοια του πολυσήμαντου και κατά συνέπεια πέρα από το αυξημένο αισθητικό ενδιαφέρον, το οποίο δημιουργείται, επιτυγχάνεται τόσο η διεύρυνση, όσο και η εμβάθυνση της διαλεκτικής σχέσης χρήστη-περιβάλλοντος.

Από την άλλη μεριά, η διατήρηση παλαιών κτιρίων αποτελεί κατ' ουσία πηγή ιστορικής γνώσης, καθώς μέσα από την παρατήρηση και αναβίωση χώρων μιας περασμένης εποχής, είναι δυνατό να συλλεχθούν σημαντικού αριθμού και ποιότητας πληροφορίες, οι οποίες αφορούν προγενέστερες αντιλήψεις, τεχνοτροπίες, στάσεις ζωής και ασφαλώς μπορούν να είναι ιδιαίτερα χρήσιμες, όχι μόνο ως ιστορική γνώση, αλλά και ως καθοδήγηση για το μέλλον. [1]

Η διατήρηση, η ανάδειξη και η επανάχρηση κτιρίων με ιστορική και αρχιτεκτονική αξία προσφέρει πολιτιστικά, περιβαλλοντικά αλλά και οικονομικά οφέλη. Πρόκειται για κτίρια που δεν επαναλαμβάνονται με τις παρούσες συνθήκες τεχνολογίας και οικονομίας, τα οποία προσφέρουν ιδιαίτερο αισθητικό ενδιαφέρον και διαμορφώνουν συνθήκες και ποιότητας ζωής διαφορετική από ότι τα νέα κτίσματα εξασφαλίζουν.

Η αξιολόγηση και κατά επέκταση ο βαθμός προστασίας είναι ένα πλαίσιο δεδομένων που σε σημαντικό βαθμό καθορίζει το είδος και το εύρος των επεμβάσεων.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν σημαντικά τις αποφάσεις αυτές είναι η ιστορική αξία και σημασία του κτιρίου, η ταυτότητά του, η αρχική του χρήση, η τυπολογία του, τα κατασκευαστικά του χαρακτηριστικά, η θέση του στον αστικό ιστό και η φυσιογνωμία του άμεσου περιβάλλοντος. Έτσι, η σχέση του παλιού με το καινούργιο είναι αμφίδρομη και όχι μια σχέση μεταξύ αντικρουόμενων στοιχείων. Οι επεμβάσεις στο παλιό κτίριο οφείλουν να είναι αναστρέψιμες και να έχουν τις ελάχιστες δυνατές επιπτώσεις.

Η αποκατάσταση παλαιών κελυφών αποτελεί εξαιρετικά απαιτητική διαδικασία, καθώς οφείλεται να λαμβάνεται υπόψη μία πληθώρα παραμέτρων. Εάν παραδείγματος χάριν μιλάμε για πλήρη αποκατάσταση της αρχικής μορφής του κελύφους, τότε η ύπαρξη βαθιάς ιστορικής γνώσης από τη μεριά των μελετητών είναι απαραίτητη για την επιτυχία του εγχειρήματος, καθώς σε αντίθετη περίπτωση είναι δυνατό να έχουμε σημαντικές αποκλίσεις από την πραγματική φιλοσοφία της αρχικής κατασκευής. Από την άλλη μεριά, η

περίπτωση διατήρησης τμημάτων της αρχικής κατασκευής, σε συνδυασμό με την εισαγωγή σύγχρονων στοιχείων, απαιτεί ιδιαίτερα λεπτούς χειρισμούς, όντας όμως σε θέση να δώσει εξαιρετικά αισθητικά αποτελέσματα.

Ολοκληρώνοντας θα μπορούσαμε να πούμε, ότι η όλη ουσία της διαδικασίας διατήρησης της ιστορικής μνήμης, μέσω της αποκατάστασης παλαιών κελυφών –και όχι μόνο-, δεν περιορίζεται απλά σε μία διαδικασία «ξεδιαλέγματος» του τι προστατεύουμε, τι εξαφανίζουμε, ή τι αφήνουμε να εξαφανιστεί. Το ενδιαφέρον των ειδικών θα πρέπει κυρίως να εστιαστεί στον προσδιορισμό, τόσο της επιθυμητής εικόνας όσο και του περιεχομένου του αστικού περιβάλλοντος, τα οποία κατ' ουσία καθορίζονται από τα διατιθέμενα μέσα. Ο απώτερος στόχος του συνόλου των διαδικασιών που προαναφέραμε, οφείλει να είναι η δημιουργία αστικών ιστών ικανών πραγματικά να κατοικηθούν, η οποία δύναται να πραγματοποιηθεί μέσω της σωστής διαχείρισης των διατιθέμενων μέσων.[2]

Η διαδικασία της αποκατάστασης και της επανάχρησης ενός κτιρίου προϋποθέτει την μελέτη του κτίσματος σε βάθος, την διερεύνηση των προβλημάτων που αντιμετωπίζει, την επίλυση αυτών και τέλος την διατύπωση της νέας πρότασης και την εφαρμογή της επέμβασης.

➤ ΔΙΕΘΝΕΙΣ ΧΑΡΤΕΣ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

Οι επεμβάσεις σε υφιστάμενα κτίρια και μνημεία είναι μια παλιά υπόθεση όσο και η ιστορία του πολιτισμού, ενώ κάθε εποχή – από την κλασσική περίοδο μέχρι και σήμερα - είχε ένα δικό της ιδιαίτερο τρόπο αντιμετώπισης αυτού του θέματος.

Το κυρίαρχο χαρακτηριστικό του προηγούμενου αιώνα (20ος) ήταν η διατύπωση διαφόρων θεωριών από ειδικούς σχετικά με το πλαίσιο, τις μεθόδους και τους 4 στόχους που θα πρέπει να έχει μια επέμβαση. Οι θεωρίες αυτές συνέβαλαν στην ωρίμανση κάποιων απόψεων οι οποίες βοήθησαν σε σημαντικό βαθμό στη σύνταξη και την υπογραφή «χαρτών» από τη διεθνή κοινότητα, στους οποίους διατυπώνονται βασικές αρχές περί προστασίας και επεμβάσεων σε μνημεία. Έτσι λοιπόν το 1935 συντάσσεται ο «Χάρτης της Αθήνας» και το 1964, μετά από συντονισμένες ενέργειες διεθνών οργανισμών όπως η UNESCO, η ICOMOS, το Συμβούλιο της Ευρώπης κ.α. συντάσσεται και υπογράφεται από πολλά κράτη, μεταξύ των οποίων και Ελλάδα, ο «Χάρτης της Βενετίας» που αναφέρεται στην αποκατάσταση των ιστορικών μνημείων και μνημειακών συνόλων. [1]

Αρκετές από τις διατάξεις που ορίζονται στους πιο πάνω χάρτες έχουν ένα πολύ γενικό χαρακτήρα, γι' αυτό κατά καιρούς αποτέλεσαν αντικείμενο περαιτέρω επεξεργασίας και ανάλυσης.

Μια από αυτές τις προσπάθειες είχε ως στόχο την ταξινόμηση και τον προσδιορισμό του αντικειμένου κάθε μεθόδου (μορφής) επέμβασης. Σύμφωνα λοιπόν με τη διεθνή βιβλιογραφία, οι μέθοδοι επεμβάσεων διακρίνονται στις εξής:

Επέμβαση (intervention) είναι γενικότερος όρος και αναφέρεται ή υπονοεί οποιαδήποτε από τις παρακάτω έννοιες ή εργασίες.

Επισκευή (repairing) ορίζεται η επαναφορά δομικού στοιχείου ή κτίσματος με βλάβη στην κατάσταση προ της βλάβης. Είναι φανερό ότι το ίδιο ή ανάλογο αίτιο (π.χ. σεισμός) θα προκαλέσει κατά τεκμήριο την ίδια ή ανάλογη βλάβη. Έτσι σε περίπτωση εκτεταμένων ή σοβαρών βλαβών είναι φρόνιμο η επέμβαση να περιλαμβάνει και ενίσχυση της κατασκευής ενώ σε περιορισμένες ή μικρές βλάβες αρκεί συνήθως η επισκευή.

Ενίσχυση (strengthening) ορίζεται το σύνολο των μέτρων αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών (αντοχή, δυσκαμψία) δομικού στοιχείου ή κτίσματος μέχρι ενός επιθυμητού ή απαιτητού επιπέδου (π.χ. σεισμικές δράσεις σχεδιασμού που επιβάλλουν οι τρέχοντες κανονισμοί). Σημειώνεται ότι η ενίσχυση προχωρά πέραν της επισκευής τυχόν βλαβών, είναι όμως δυνατή και η προληπτική ενίσχυση χωρίς την παρουσία βλαβών. Το επίπεδο και τα μέτρα ενίσχυσης προσδιορίζονται από ειδική μελέτη.

Ανακατασκευή (reconstruction) ορίζεται η κατασκευή, στη θέση παλιού, ενός νέου δομικού στοιχείου ή κτίσματος. Το νέο δομικό στοιχείο ή κτίσμα μπορεί να είναι αντίγραφο ή ανάλογο του υφιστάμενου ή ακόμα και τελείως νέο. Η τελική απόφαση βασίζεται σε ιστορικούς, κοινωνικούς, χρηστικούς ή άλλους λόγους.

Αναστήλωση (restoration) ορίζεται η επαναφορά του δομήματος στην αρχική του μορφή. Είναι όρος που χρησιμοποιείται συνήθως για επεμβάσεις σε μνημειακά κτίσματα και έχει ένα χαρακτήρα αυστηρότητας όσον αφορά το σεβασμό της ιστορικής φυσιογνωμίας του κτίσματος.

Επανάχρηση (rehabilitation) ορίζεται η περιορισμένη συνήθως διαρρύθμιση και μετατροπή ενός κτιρίου ώστε να εξυπηρετήσει νέες, σύγχρονες χρήσεις και λειτουργίες. Αναφέρεται συνήθως σε αρχιτεκτονικού χαρακτήρα παρεμβάσεις.

Διατήρηση (preservation) ορίζεται η διαφύλαξη της υπάρχουσας κατάστασης με μέτρα αποτροπής περαιτέρω φθορών.

Συντήρηση (conservation) είναι γενικότερος όρος με ευρύτερη χρήση. Υπονοεί συνήθως περιορισμένου ή και πρόσκαιρου, αλλά όχι πρόχειρου, χαρακτήρα μέτρα εν όψει τελικής ή ριζικότερης επέμβασης για την τύχη του κτίσματος.^[1]

➤ **κτίρια με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία**

Τα κτίρια με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία καλύπτουν ένα μεγάλο μέρος του δομημένου πλούτου στην Ελλάδα, 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.λ.π.

Μια δεύτερη κατηγορία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία έχουν χαρακτηριστεί ως «διατηρητέα» και προστατεύονται από ειδικές διατάξεις. Πρόκειται συνήθως 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.λ.π.). Έτσι λοιπόν η υψηλή ποιότητα των επεμβάσεων σε αυτά τα κτίρια (αρχιτεκτονική, δομοστατική, αισθητική κ.λ.π.) διασφαλίζεται αφενός από το υφιστάμενο πλαίσιο αρχών και διακηρύξεων αλλά και από τους μηχανισμούς ελέγχου μελετών και εργασιών.

Ωστόσο, η πλειοψηφία των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, χαρακτηριζόμενα και ως «παραδοσιακά» κτίρια δεν εντάσσεται σε καμιά από τις πιο πάνω κατηγορίες. Η ποιότητα των επεμβάσεων σ' αυτά επαφίεται στις γνώσεις, την εμπειρία και την ευαισθησία του κάθε μελετητή αλλά βεβαίως και στα τεχνολογικά και οικονομικά μέσα που είναι διαθέσιμα ανά περίπτωση.[1]

Έχοντας υπόψη ότι τα παλιά κτίρια από τοιχοποιία όλων των τύπων, μεταξύ των οποίων και τα ιστορικά μνημεία, αντιπροσωπεύουν ένα σημαντικό μέρος του κτιστού περιβάλλοντος, το οποίο είναι εξαιρετικά τρωτό σε σεισμούς, έχει γίνει τις τελευταίες λίγες δεκαετίες σημαντική πειραματική έρευνα για την διερεύνηση των αιτίων των βλαβών και την ανάπτυξη τεχνολογίας για την σεισμική ενίσχυση και αποκατάσταση των υπαρχόντων κτιρίων από τοιχοποιία. Έτσι, είναι πλέον προσιτές ποικίλες τεχνικές λύσεις για τη βελτίωση της επάρκειας του δομικού συστήματος και των υλικών. Με την εφαρμογή αυτών των μεθόδων στα παλιά κτίρια μπορεί να επιτευχθεί το ίδιο επίπεδο σεισμικής αντοχής όπως στα νέα κτίρια που σχεδιάζονται σύμφωνα με τους αντισεισμικούς κανονισμούς. [3]

Στην συγκεκριμένη εργασία θα μας απασχολήσει η κατηγορίας επανάχρησης ενός παραδοσιακού πέτρινου κτίσματος από φέρουσα τοιχοποιία.

II. ΚΤΙΡΙΟ ΠΡΟΣ ΜΕΛΕΤΗ

Παραδοσιακό κτίσμα στο Βάμο Αποκορώνου

Το κτίριο που θα εξεταστεί στην συγκεκριμένη εργασία βρίσκεται στο χωριό Βάμος στο νομό Χανίων.

Εικόνα 1.1_άποψη Βάμου



Ο Δήμος Βάμου ήταν δήμος του νομού Χανίων που συστάθηκε με το πρόγραμμα Καποδίστριας από τη συνένωση παλαιότερων κοινοτήτων της περιοχής, που αποτέλεσαν στη συνέχεια τα δημοτικά διαμερίσματα του δήμου. Λειτούργησε την περίοδο 1999 -2010 οπότε και καταργήθηκε με την εφαρμογή του προγράμματος Καλλικράτης και εντάχθηκε στον νέο δήμο Αποκορώνου.

Εικόνα 1.2_άποψη Βάμου



Πρόκειται για παραθαλάσσιο δήμο ο οποίος, σύμφωνα με την απογραφή του 2001, είχε συνολικά 2.932 κατοίκους και έκταση 67.035 στρέμματα.

Η αρχιτεκτονική κληρονομιά είναι καλοδιατηρημένη καθώς τα κτήρια του να διασώζονται σε καλή κατάσταση και οι οποίες φθορές να οφείλονται κυρίως στο χρόνο και την εγκατάλειψη και ο Βάμος είναι ένας από τους ελκυστικότερους παραδοσιακούς προορισμούς της περιοχής.

➤ εντοπισμός κτιρίου



Εικόνα 1.3_κάτοψη
Βάμου



Εικόνα 1.4_εντοπισμός
οικοπέδου

i. περιγραφή κτιρίου

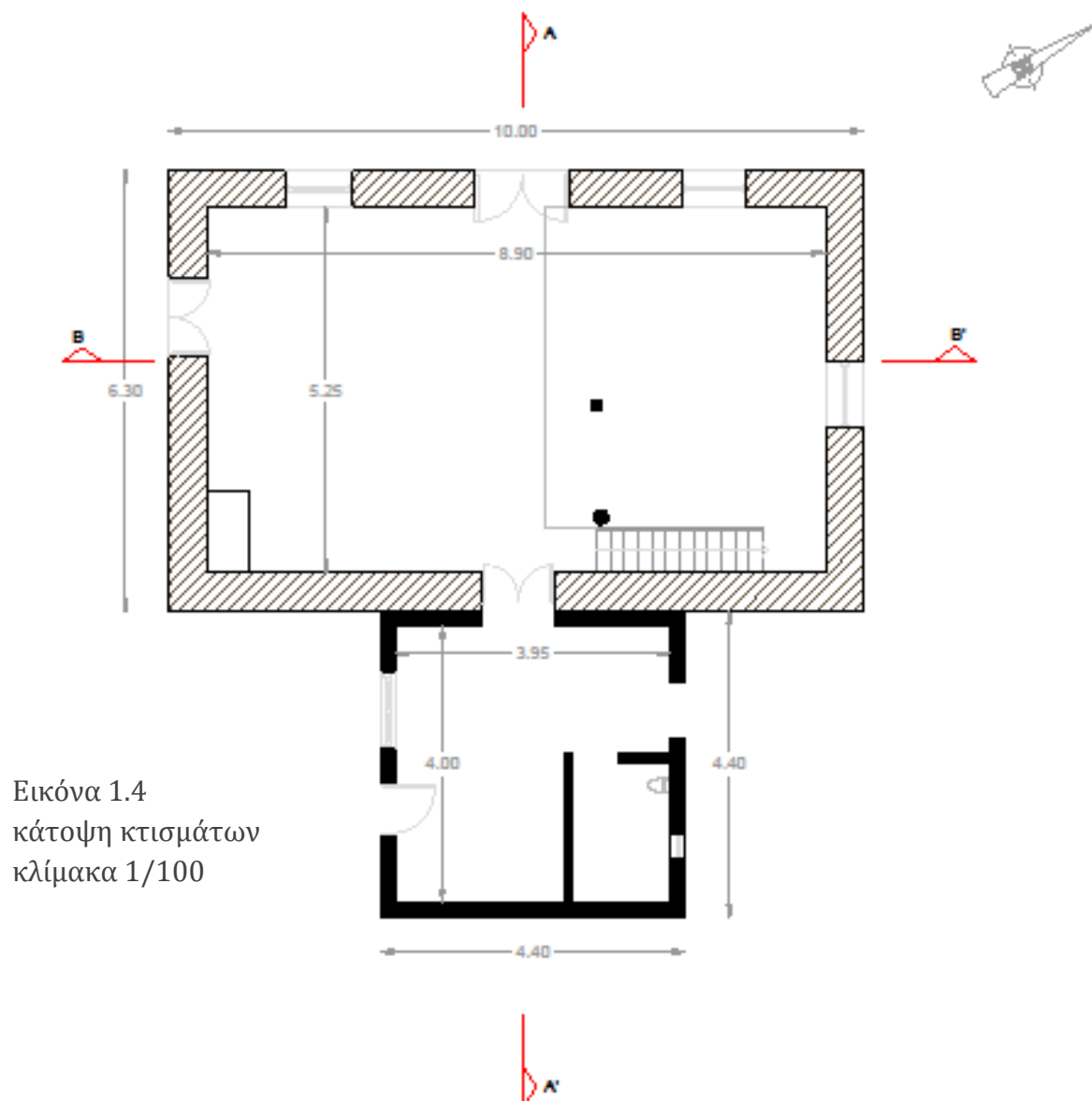
Το κτίριο που επιλέξαμε να μελετήσουμε στην συγκεκριμένη εργασία βρίσκεται σε ένα οικοπέδου συνολικού εμβαδού 199.35 τ.μ., μέσα στην κτηματική περιφέρεια του οικισμού Βάμου, της κοινότητας 'Πλατανάκι ή Μεσοχώρια', του νομού Αποκορώνου και είναι άρτιο και οικοδομήσιμο. Το παρών οικόπεδο περιλαμβάνει ένα ισόγειο, πέτρινο, παραδοσιακό κτίριο κτισμένο πριν το 1922, με εμβαδόν 64τ.μ. κτίριο, καθώς και ένα ισόγειο, γειτνιάζων, πλακοσκεπές κτίριο εμβαδού 20τ.μ. Και τα δύο κτίσματα έχουν βρεθεί νόμιμα μετά από έλεγχο νομιμότητας κτιρίων. Το εμβαδό του οικοπέδου είναι 199.35 τ.μ.

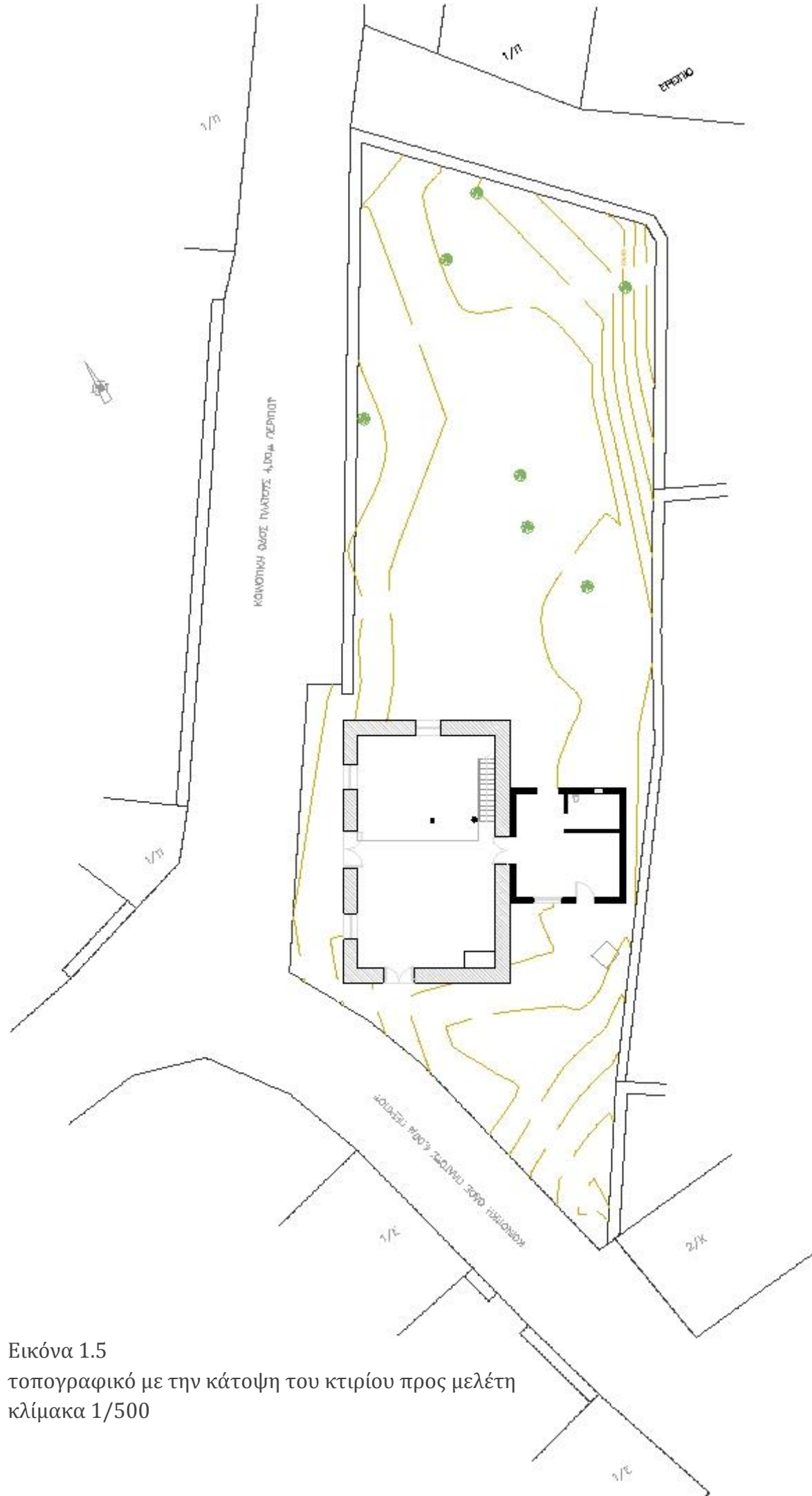
Το κτίσμα είναι ιδιοκτησία του Πολυτεχνείου Κρήτης εκ δωρεάς της κυρίας Ελένης Φραντζεσκάκη, με σκοπό την αποκατάσταση και την επανάχρηση του, ώστε να χρησιμοποιούνται για την φιλοξενία επιστημόνων, προσκεκλημένων

του Πολυτεχνείου Κρήτης, είτε για την συμμετοχή τους σε συνέδρια, είτε στα πλαίσια επιστημονικών ανταλλαγών, ή με τον σκοπό διδασκαλίας σε θέματα προστασίας του περιβάλλοντος καθώς και πολιτιστικών και ειρηνιστικών δραστηριοτήτων.

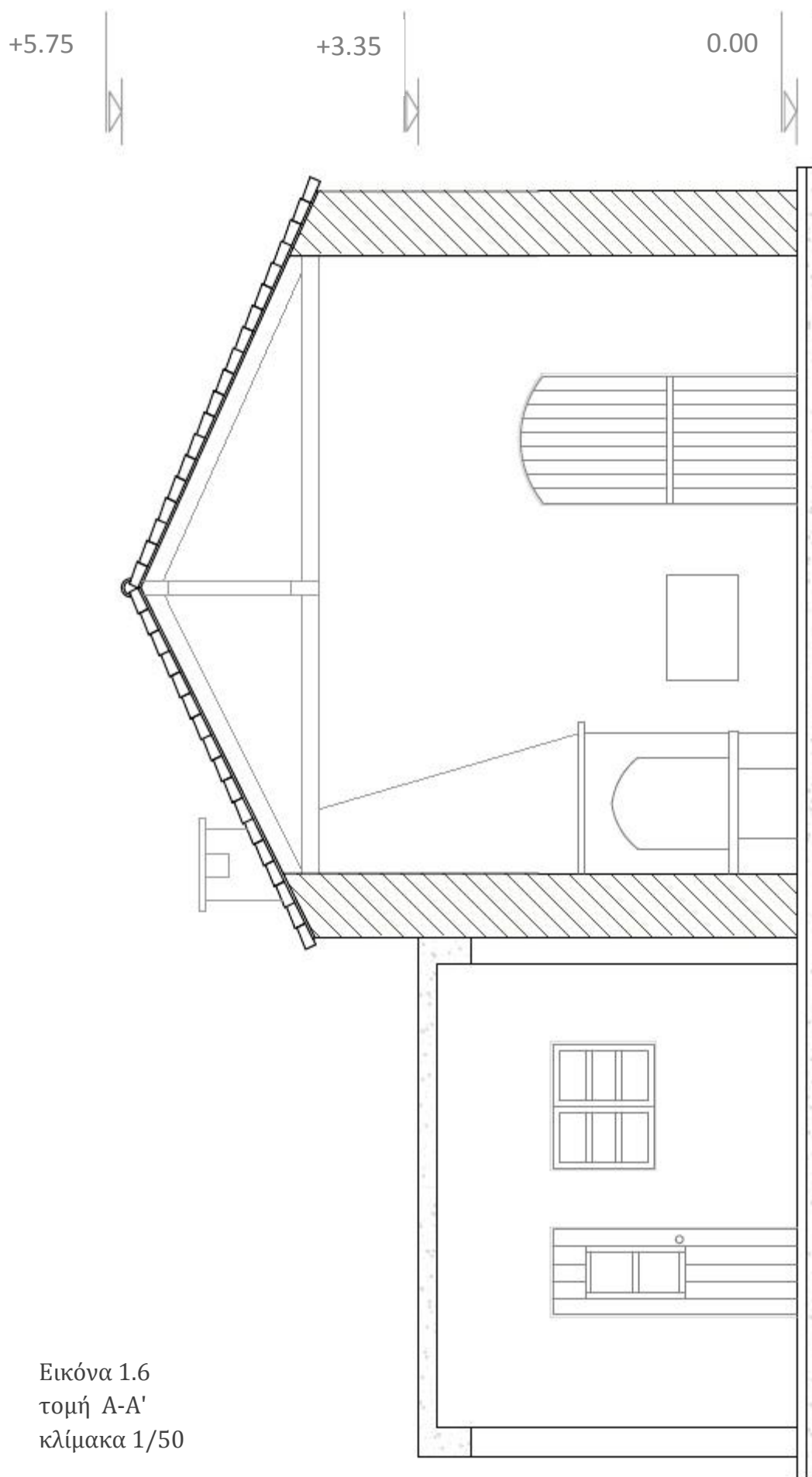
Μέσα στα χρόνια το κτίσμα έμεινε αχρησιμοποίητο με αποτέλεσμα οι κάτοικοι του Βάμου με δική τους πρωτοβουλία προέβησαν σε κάποιες ενέργειες, όπως να το καθαρίσουν, να επισκευάσουν τα κεραμίδια στη στέγη που από όπου έμπενε νερό, έτσι ώστε να είναι ικανό να στεγάσει κάποιες δραστηριότητες και συναθροίσεις των κατοίκων. Επίσης στήθηκε και μία παιδική χαρά για του μικρούς κατοίκους του δήμου. Όσον αφορά την περίφραξη στο δυτικό μέρος έχει μετακινηθεί σύμφωνα με ένα παλιό τοπογραφικό με σκοπό την διαπλάτυνση του δρόμου, η οποία ποτέ δεν πραγματοποιήθηκε.

ii. Αρχιτεκτονικά σχέδια κτίσματος





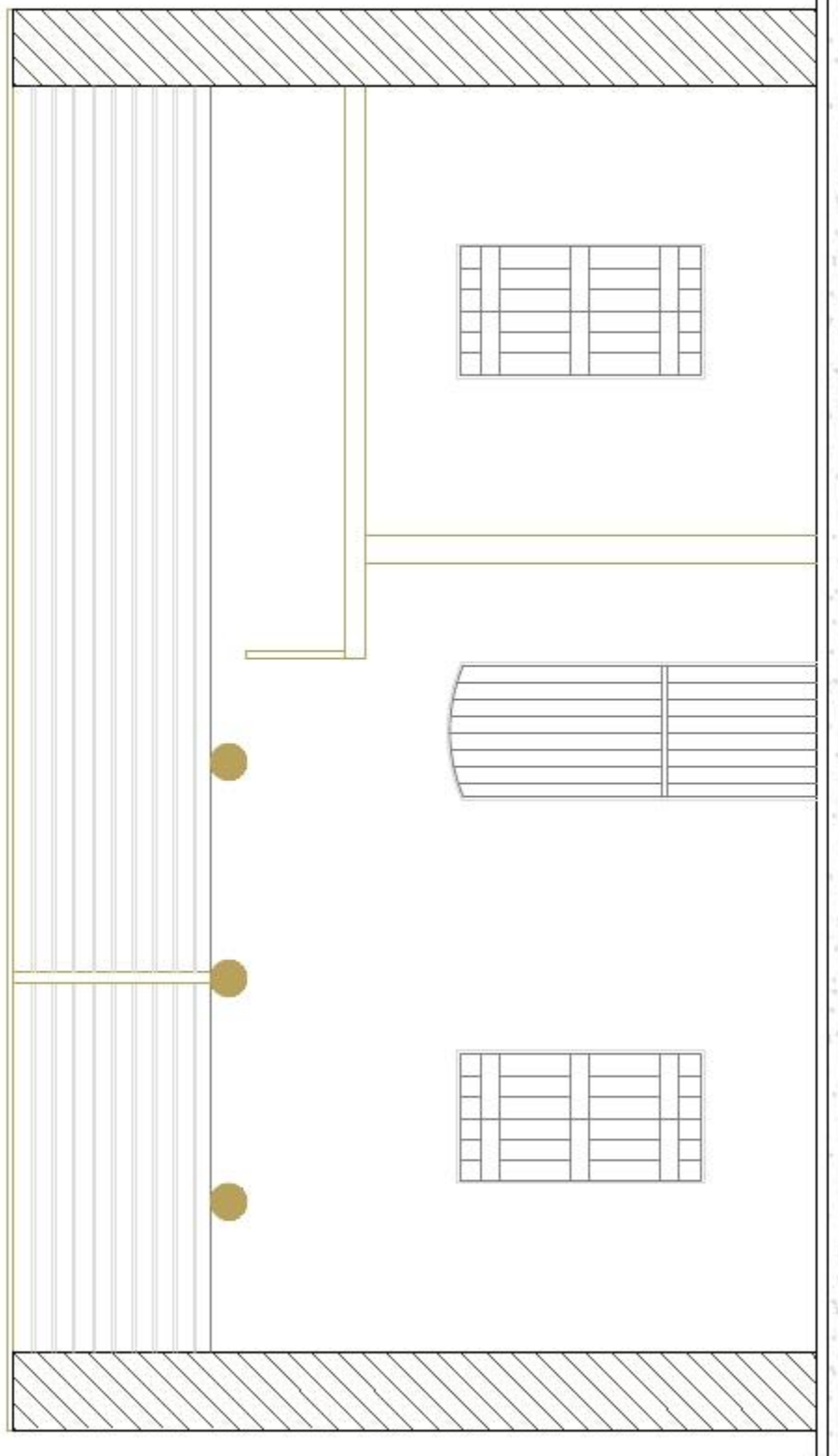
Εικόνα 1.5
τοπογραφικό με την κάτοψη του κτιρίου προς μελέτη
κλίμακα 1/500



+5.75

+3.35

0.00



Εικόνα 1.7
τομή Β-Β'
κλίμακα 1/50

ΟΨΕΙΣ ΚΤΙΣΜΑΤΟΣ



Εικόνα 1.8_δυτική όψη



Εικόνα 1.9_ νότια όψη



Εικόνα 1.10_νοτιοδυτική όψη



Εικόνα 1.11_βόρεια όψη

ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΙ ΧΩΡΟΙ



Εικόνα 1.12_κήπος,
βόρειο τμήμα οικοπέδου



Εικόνα 1.13_παιδική χαρά, νότιο
τμήμα οικοπέδου

Το κτίριο μας είναι κατασκευασμένο από φέρουσα τοιχοποιία λιθοδομής και είναι μονώροφο με ένα δωμάτιο. Αργότερα προστέθηκε και ένα ξύλινο πατάρι (εικόνα 1.7, 1.20). Το 1985 προστέθηκε και άλλο ένα κτίσμα, το οποίο εφάπτεται στην δυτική πλευρά του κτιρίου και είναι κατασκευασμένο από οπτοπλινθοδομή, (εικόνα 1.11).

Η λιθοδομή αποτελείται από αργολιθοδομή μαλακού ασβεστόλιθου. Οι γωνίες του κτιρίου είναι κατασκευασμένες από ημιλαξευτές πέτρες σκληρού ασβεστόλιθου (εικόνα 1.14), όπως και οι ποδιές των κουφωμάτων.



Εικόνα 1.14



Εικόνα 1.15_σενάζ

Η στέγη είναι δίρριχτη και περιμετρικά του κτιρίου συναντάμε σενάζ (εικόνα 1.15). Εξωτερικά είναι επενδυμένη με κεραμίδια (εικόνα 1.17), εσωτερικά είναι ξύλινη, ενώ πρέπει να σημειώσουμε την απουσία των ζευκτών (εικόνα 1.16). Οι δοκοί που βρίσκονται στην στέψη του κτίσματος είναι τρεις, αλλά αρχικά ήταν πέντε, αφού οι δυο κοπήκανε για να προστεθεί το πατάρι και έχουν αντικατασταθεί από δύο που βρίσκονται σε χαμηλότερο ύψος από τους υπόλοιπους.



Εικόνα 1.16_άποψη στέγης εσωτερική



Εικόνα 1.17_άποψη εξωτερική στέγης

Εσωτερικά στο κτίριο της φέρουσας τοιχοποιίας, έχουμε στην βόρεια πλευρά ένα τζάκι τούρκικης νοοτροπίας (εικόνα 1.18), ενώ απέναντι στην νότια πλευρά του κτιρίου συναντάμε το πατάρι που αναφέραμε παραπάνω ότι ήταν μεταγενέστερη προσθήκη(εικόνα 1.20).

Το ξύλινο πατάρι στηρίζεται πάνω σε 3 ξύλινα υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής και σε έξι ξύλινες δοκούς κυκλικής διατομής (εικόνα 1.19) Το κλιμακοστάσιο, που οδηγεί στο πατάρι εδράζεται απευθείας στο έδαφος στην κάτω πλευρά, ενώ στην πάνω πλευρά του στην ξύλινη δοκό που στηρίζει το πατάρι.



Εικόνα 1.18_άποψη τζακιού



Εικόνα 1.19_άποψη κλιμακοστασίου



Εικόνα 1.20_άποψη παταριού

ΘΕΑΣΕΙΣ ΑΠΟ ΤΟ ΔΩΜΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το οικόπεδο που μελετάμε γειτνιάζει σε όλες τις πλευρές με άλλες ιδιοκτησίες, όπως φαίνεται στην εικόνα 1.23 και 1.22 εκτός από την νότια πλευρά του. Στον νότο οριοθετείτε από το οδικό δίκτυο της περιοχής, ενώ όπως φαίνεται στην εικόνα 1.21 έχει ανεμπόδιστη θέα προς τα Λευκά όρη.



Εικόνα 1.21_νοτιος προσανατολισμός



Εικόνα 1.22_νοτιοανατολικός προσανατολισμός



Εικόνα 1.23_ανατολικός προσανατολισμός

ΕΝΟΤΗΤΑ 2

ΕΝΟΡΓΑΝΗ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗ ΔΟΜΙΚΗΣ ΑΚΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΜΗ ΚΑΤΑΣΤΡΕΠΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ (NDM)



I. Παθολογία των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία

i. Τρωτότητα των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία

Ως τρωτότητα, στον τομέα της μηχανικής των κατασκευών, θεωρούμε την «προδιάθεση» της κατασκευής να εμφανίσει βλάβες υπό τη δράση σεισμικών ή άλλων φορτίων με συνεπακόλουθο την απώλεια μέρους της λειτουργικότητάς της ή ακόμα δε και της ευστάθειάς της.

Παράγοντες που προσδίδουν υψηλή τρωτότητα σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία είναι:

- η κακή ποιότητα των υλικών δόμησης
- η κακή ποιότητα του κτισίματος
- η κακή σύλληψη του συνόλου κι η έλλειψη σχεδιασμού
- η απουσία συντήρησης
- η προσθήκη καθ' ύψος ή οριζοντίως διαφόρων στοιχείων χωρίς στοιχειώδη μελέτη

Επιπρόσθετα με τους πιο πάνω παράγοντες μπορούν ν' αναφερθούν:

- η γήρανση των υλικών και η χαλάρωση των δεσμών συνάφειας μεταξύ τους
- η συσσώρευση βλαβών από διάφορες δράσεις κατά το παρελθόν
- η πρόκληση βλαβών από ατελείς και άστοχες επεμβάσεις

Στη συνέχεια γίνεται μια πολύ συνοπτική αναφορά στις μορφές βλάβης που μπορούν να εμφανίσουν τέτοιες κατασκευές υπό τη δράση στατικών και σεισμικών φορτίσεων καθώς και υπό τη δράση διαφόρων περιβαλλοντικών παραγόντων, κυρίως της υγρασίας.[1]

ii. Βλάβες υπό τη δράση στατικών και σεισμικών φορτίσεων

Κύριο χαρακτηριστικό γνώρισμα των βλαβών που εκδηλώνονται υπό τη δράση των σεισμικών φορτίσεων είναι ότι αναπτύσσονται σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα (διάρκεια του σεισμού). Ωστόσο, πολλές φορές η ανάπτυξη βλαβών μετά από ένα σεισμό δεν είναι αποτέλεσμα μόνο της σεισμικής έντασης αλλά συνδυασμού και άλλων φορτιστικών καταστάσεων και καταναγκασμών που υφίστανται στην κατασκευή (π.χ. μόνιμα και κινητά φορτία, διαφορικές καθιζήσεις κ.λ.π.). Γι' αυτό λοιπόν απαιτείται λεπτομερής καταγραφή και αξιολόγηση της τυπολογίας και της έκτασης των βλαβών που εμφανίζονται μετά από ένα σεισμό ώστε να γίνει ξεκάθαρο αν αυτές οφείλονται κατά κύριο λόγο στο σεισμό ή σε άλλα αίτια. Κι' αυτό ως προϋπόθεση για την επιλογή

κατάλληλων και αποτελεσματικών τεχνικών επέμβασης αποκατάστασης. Οι μορφές αστοχίας της τοιχοποιίας, υπό τη δράση στατικών και σεισμικών φορτίσεων, προκύπτουν μέσα από συνδυασμό ορθών και διατμητικών τάσεων.

Οι πλέον συχνές μορφές αστοχίας είναι:

-**Εφελκυστικές** ρηγματώσεις του κονιάματος σε περιοχές ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων. Παρατηρούνται συνήθως λόγω κάμψης στο κάτω μέρος υψίκορμων πεσσών (ή εκτός επιπέδου) και στις γωνίες ανοιγμάτων λόγω έντονης ανάπτυξης τάσεων στις θέσεις αυτές που ενίοτε είναι και εφελκυστικές.

- **Διατμητικές ρηγματώσεις** του κονιάματος, μέσα από κατάλληλο συνδυασμό διατμητικών και θλιπτικών τάσεων (συνήθως οι ορθές τάσεις δεν υπερβαίνουν το 30% της μέγιστης θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας).

Σπανιότερα, και όταν οι θλιπτικές τάσεις υπερβούν το πιο πάνω όριο (30% της θλιπτικής αντοχής) μπορούν να παρατηρηθούν οι εξής μορφές αστοχίας:

- **Διατμητικές ρηγματώσεις** με ταυτόχρονη θραύση των λιθοσωμάτων.

- **Συντριβή της τοιχοποιίας**, συνήθως στα κάτω άκρα, ως αποτέλεσμα της ανάπτυξης θλιπτικών τάσεων πολύ κοντά στη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Η μορφή αυτής της αστοχίας μπορεί να προκύψει και για μικρότερες τιμές της θλιπτικής τάσης με κατάλληλο συνδυασμό με αντίστοιχες διατμητικές. [1]

iii. Βλάβες υπό τη δράση περιβαλλοντικών παραγόντων

Σε αντίθεση με τις βλάβες που προκαλούνται υπό τη δράση σεισμικών φορτίσεων, και οι οποίες εκδηλώνονται σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα, οι βλάβες που εκδηλώνονται υπό τη δράση περιβαλλοντικών παραγόντων, συνήθως συντελούνται με πολύ αργούς ρυθμούς. Ως τέτοιοι παράγοντες καταγράφονται κυρίως οι παρακάτω:

-Ατμοσφαιρική ρύπανση

-Αιολική διάβρωση

-Διάβρωση λόγω βροχής

-Δράση υγρασίας στο εσωτερικό της τοιχοποιίας.[1]

Πέρα όμως από τα όσα μέχρι στιγμής αναφέραμε, τα οποία αφορούν μία θεωρητική προσέγγιση του ζητήματος των αποκαταστάσεων των παλαιών κελυφών, οφείλουμε να υπογραμμίσουμε ορισμένα σημεία, τα οποία σχετίζονται με την υλοποίηση της όποιας αποκατάστασης, σε τεχνικό επίπεδο πλέον. Τις περισσότερες φορές το υπό αποκατάσταση κτίριο έχει παραμείνει, για σημαντικού εύρους χρονικά διαστήματα ασυντήρητο, γεγονός το οποίο υποδηλώνει την παρουσία φθορών, είτε λόγω γήρανσης ή αστοχίας τμήματος

της κατασκευής, είτε λόγω εξωγενών παραγόντων, όπως παραδείγματος χάριν ενός σεισμού.

Χαρακτηριστικά παραθέτουμε τις συνήθεις βλάβες, οι οποίες απαντώνται στα εν λόγω κτίρια: Ρηγματώσεις, διάβρωση, αποκόλληση επιχρισμάτων, διάβρωση συνδετικού κονιάματος τοιχοποιίας, αποσάθρωση βασικού υλικού τοιχοποιίας, ρηγματώσεις, αποκόλληση παρειών, κατακόρυφες υποχωρήσεις, εκτροπή από την κατακόρυφο της τοιχοποιίας, μετατόπιση, καθίζηση, ολίσθηση, διαρροή, στροφή των θεμελίων, καθώς και αστοχίες στα δάπεδα και τις στέγες.[1]

II. Μέθοδοι αποτίμησης υλικών και δομικών στοιχείων

Με σκοπό την διερεύνηση της συμπεριφοράς των υλικών των υφιστάμενων κτιρίων, αλλά και τον έλεγχο εν γένει της καταστάσεως των υφισταμένων κατασκευών (π.χ. ύπαρξη κενών ή φωλεών στο εσωτερικό των τοίχων ή φερόντων δομικών στοιχείων, κατάσταση χάλυβα κλπ), έχουν αναπτυχθεί πολλές μέθοδοι ελέγχου επί τόπου και στο εργαστήριο. Αυτές οι μέθοδοι διακρίνονται σε :

- έμμεσες (μη καταστροφικές) μεθόδους, οι οποίες πρακτικά εφαρμόζονται με μηδενική επέμβαση στην κατασκευή και σε
- ελάχιστα καταστρεπτικές, η εφαρμογή των οποίων απαιτεί την αποκοπή μικρών τεμαχίων από φέροντα στοιχεία της κατασκευής.[2]

Όπως είναι φυσικό, η χρήση των έμμεσων (μη καταστρεπτικών) μεθόδων προτιμάται στην περίπτωση κατασκευών με μεγάλη Ιστορική και Αρχιτεκτονική αξία, για τις οποίες έχει σημασία να αποφευχθεί η διαταραχή της μορφής των. Παρ' όλα αυτά, θα πρέπει να αναφερθεί ότι οι έμμεσες (μη καταστροφικές) μέθοδοι, οι οποίες επί πλέον, παρουσιάζουν και χαμηλό κόστος εφαρμογής, έχουν μειωμένη αξιοπιστία και μπορούν να χρησιμεύσουν κυρίως για την προκαταρκτική διερεύνηση της καταστάσεως μιας κατασκευής, καθώς τα αποτελέσματά - τους είναι ποιοτικώς μόνον αξιοποιήσιμα.

Πάντως, οι έμμεσες (μη καταστροφικές) μέθοδοι παρέχουν και άλλες σημαντικές πληροφορίες όπως:

- ομοιογένεια των χαρακτηριστικών της κατασκευής
 - εντοπισμό περιοχών ασυνέχειας με ανώμαλη συμπεριφορά κλπ.
- Οι ελάχιστα καταστρεπτικές μέθοδοι είναι πολύ πιο αξιόπιστες, η δε χρήση-τους, ακόμη και σε μνημεία εξαιρετικής αξίας, είναι κατάλληλη, υπό τον όρο, βεβαίως, να επιλέγεται αντιπροσωπευτική θέση στην οποία εκτελούνται οι δοκιμές,

καθώς και να είναι αποδεκτές η έκταση της επεμβάσεως και η μέθοδος αποκαταστάσεως του τοπικού τραύματος.[7]

Στην συγκεκριμένη εργασία πραγματοποιήθηκαν οι εξής μέθοδοι: οπτικός έλεγχος, πυρηνοληψία, μέθοδος τασικών κυμάτων – υπέρηχοι, κρουσιμέτρηση, επιταχυνσιογράφος κρουστική μέθοδος με παλμογράφο. Παρακάτω θα συνεχίσουμε αναλύοντας τις μεθόδους που χρησιμοποιήσαμε και θα παραθέσουμε τα συμπεράσματα που βγάλαμε από την κάθε μία για την κατασκευή.

i. Οπτικός έλεγχος

Με τον οπτικό έλεγχο εντοπίζονται και καταγράφονται οι φθορές, βλάβες που υπάρχουν σε ένα υφιστάμενο κτίριο. Ο έλεγχος συνίσταται στην καταγραφή, πάνω σε σχέδια ή σκαριφήματα, των εξής στοιχείων: ρωγμές (θέση και εύρος), διαβρωμένοι οπλισμοί, προβλήματα υγρασίας, ανερχόμενης ή κατερχόμενης και ανωμαλίες και φθορές σε σκυρόδεμα και χάλυβα.

Θα ξεκινήσουμε από τις εξωτερικές επιφάνειες του κτίσματος. Όσον αφορά το κτίσμα από λιθοδομή, όπως φαίνεται και στις εικόνες 2.1,2.2,2.3 που ακολουθούν παρατηρούνται πολλές ρωγμές, πτώση ή αποκόλληση λίθων και επιχρίσματος και προβλήματα υγρασίας.



Εικόνα 2.1



Εικόνα 2.2

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 2.4). [3]



Εικόνα 2.3



Εικόνα 2.4

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 (εικόνες 2.5-2.9).



Εικόνα 2.5



Εικόνα 2.6



Εικόνα 2.7



Εικόνα 2.8

Εικόνα 2.9

Στην προσθήκη από οπτοπλινθοδομή εντοπίζονται μικρές τριχοειδείς ρηγματώσεις του επιχρίσματος από τσιμεντοκονίαμα και στις 3 όψεις αυτής (εικόνα 2.10). [3]



Εικόνα 2.10

Στην πλάκα σκυροδέματος που καλύπτει την προσθήκη είναι εμφανέστατη η επιφανειακή αποσάθρωση του σκυροδέματος που έχει ως αποτέλεσμα την αποφλοίωση και διάβρωση του οπλισμού της (εικόνα 2.11). 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 2.12).



Εικόνα 2.11



Εικόνα 2.12

Από τη οπτική επιθεώρηση, δεν παρατηρήθηκαν διάβρωσης 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, όπως διεύθυνση σανίδων, έλλειψη ζευκτών και αμειβόντων (εικόνα 13). [3]



Εικόνα 2.13

ii. Η μέθοδος του κρουσίμετρου



Εικόνα 2.14

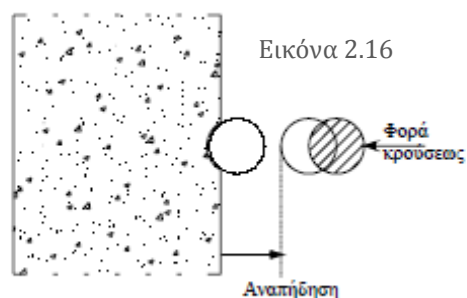


Εικόνα 2.15

Εμμεση μέθοδος η οποία βασίζεται στην μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας σκυροδέματος, λίθων και κονιάματος.

Η μέθοδος του κρουσίμετρου είναι μια μη καταστρεπτική μέθοδος εκτιμήσεως της αντοχής του σκυροδέματος, η οποία βασίζεται στην μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας των δομικών στοιχείων που εξετάζονται. Με την μέθοδο αυτή εξετάζεται η ποιότητα του σκυροδέματος της εξωτερικής επιφάνειας των κατασκευών και σε βάθος έως 30mm. Η μέθοδος του κρουσίμετρου μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα για την αντοχή ενός δομικού στοιχείου μόνο όταν συνδυαστεί και με άλλες μεθόδους. [2]

Η αρχή της μεθόδου φαίνεται στο σχήμα της εικόνας 16. Μια μεταλλική μάζα προσκρούει στην επιφάνεια του εξεταζόμενου υλικού. Το ύψος αναπήδησής αυτής της μάζας εξαρτάται από την ελαστικότητα του υλικού και επομένως, από την αντοχή του.



Εικόνα 2.16

Πραγματοποιήθηκαν 8 μετρήσεις στην τοιχοποιία και 2 μετρήσεις στην αποθήκη που είναι φτιαγμένη με τούβλα (οπτοπλινθοδομή) και τα στοιχεία που συλλέξαμε φαίνονται στους πίνακες 2.1 και 2.2. 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 2.1

Μετρήσεις στην λιθοδομή		
	ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ (R)	ΤΑΣΗ (MPa)
1	27.00	19.33
2	22.83	13.38
3	24.17	15.30
4	31.67	26.63
5	27.00	19.47
6	28.50	21.80
7	22.67	13.13
8	29.33	23.02
M.O.		19.01
Θλιπτική αντοχή		19.01

Πίνακας 2.2

Μετρήσεις οπτοπλινθοδομή		
1	30.83	25.17
2	30.33	24.48
M.O.		24.83
Θλιπτική αντοχή		24.83

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:

$f_s = 19.01$, θλιπτική αντοχή λιθοδομής

$\lambda = 1/3$, 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

Το μέτρο ελαστικότητας υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$E_{\text{κρουσιμ.}} = 1000 * f_k = 1.48 \text{ GPa}$$

iii. Πυρηνοληψία

Ημικαταστροφική μέθοδος η οποία βασίζεται στην διάτρηση και αποκοπή κυλινδρικού δοκιμίου και χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό: αντοχής σε θλίψη, αντοχής σε εφελκυσμό από διάρρηξη, αντοχής σε εφελκυσμό από κάμψη, μέτρο ελαστικότητας, λόγου Poisson, υγρασίας δοκιμίου, υδατοαπορροφητικότητας, πορώδους, μάζας, φαινόμενου βάρους, αποτελεσματικότητας επεμβάσεων.

Στην διεθνή βιβλιογραφία επικρατεί η άποψη ότι η **διάμετρος** των αποκοπτόμενων πυρήνων πρέπει να είναι 10 έως 15 cm, αλλά σε κάθε περίπτωση τριπλάσια του μεγέθους του μέγιστου αδρανούς που χρησιμοποιήθηκε για την παρασκευή του εξεταζόμενου δοκιμίου. Η **απόσταση** των αποκοπτόμενων πυρήνων απ' τις ακμές των εξεταζόμενων στοιχείων πρέπει να είναι τουλάχιστον 8cm, ενώ η μεταξύ τους απόσταση πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 4D (D η διάμετρος του πυρήνα). [7]

Καθώς ήταν δύσκολο να αποσπάσουμε κάποιο δείγμα πέτρας από το υφιστάμενο κτίριο, χρησιμοποιήσαμε υλικό, (εικόνα 2.17) που βρέθηκε μέσα στο οικοπέδο ως περίσσειμα οικοδομικού υλικού από το οποίο κατασκευάστηκε το κτίριο και ο φράχτης.

Στην συνέχεια στο εργαστήριο Εφαρμοσμένης Μηχανικής της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών και σε συνεργασία με το εργαστήριο Αντοχής της Σχολής Ορυκτών Πόρων του Πολυτεχνείου Κρήτης λήφθηκαν οι πυρήνες από τα δείγματα (εικόνα 2.18-2.20), κόπηκαν (εικόνες 2.21,2.22,) και λειάνθηκαν (εικόνες 2.23,2.24) στις διαστάσεις που υπαγορεύει ο Ευροκώδικας EC6.

Όλα τα παραπάνω βήματα πραγματοποιήθηκαν για να δημιουργήσουμε το κατάλληλο σε προϋποθέσεις δοκίμιο έτσι ώστε προχωρήσουμε στην θλίψη του δοκιμίου στην πρέσα για να βρούμε την θλιπτική αντοχή και για να πραγματοποιήσουμε μετρήσεις με την μέθοδο των υπέρηχων για να βρούμε το μέτρο ελαστικότητας καθώς και τον λόγο του Poisson των λιθοσωμάτων, δηλαδή τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού την τοιχοποιίας το κτιρίου.



Εικόνα 2.17 _δοκίμια για την πυρηνοληψία



Εικόνα 2.18_μηχάνημα λήψης πυρήνων



Εικόνα 2.19_σωστή τοποθέτηση δοκιμίου



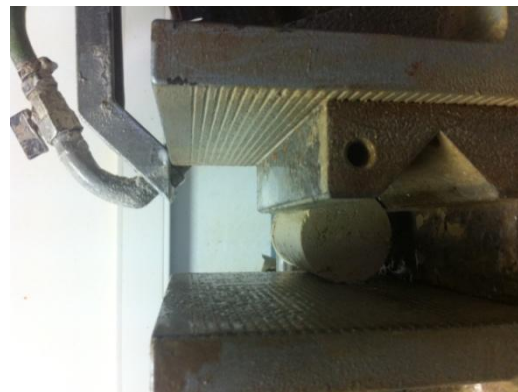
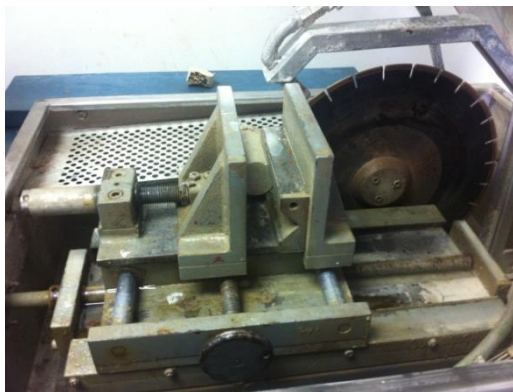
Εικόνα 2.20_ λήψη πυρήνων



Εικόνα 2.21_ λήψη πυρήνων



Εικόνα 2.22_δοκίμιο μετά την λήψη πυρήνων



Εικόνα 2.23,2.24_μηχάνημα με τροχό, όπου φέρνουμε τους πυρήνες στο επιθυμητό μέγεθος

Με την αποκοπή των άκρων των πυρήνων, και πριν το καπέλωμά τους, γίνεται μέτρηση του χρόνου διαδόσεως του κύματος και με γνωστή την απόσταση πομπού - δέκτη, υπολογίζεται η ταχύτητα μετάδοσης του κύματος. Ο πομπός και ο δέκτης τοποθετούνται κατά τον άξονα του δοκιμίου. Τα δοκίμια αφού καθαρισθούν με ιδιαίτερη προσοχή ούτως ώστε οι επιφάνειες φορτίσεως να

είναι καθαρές και πλήρως απαλλαγμένες από γράσα, λάδια και λοιπές λιπαντικές ουσίες που χρησιμοποιήθηκαν κατά την μέτρηση του χρόνου διαδόσεως του κύματος, δοκιμάζονται σε θλίψη ή διάρρηξη.



εικόνα 25_ μηχανήμα λείανσης των πυρήνων



εικόνα 26_πρέσα θλίψης

Πραγματοποιήθηκαν τέσσερις θλιπτικές δοκιμές για τέσσερις διαφορετικούς πυρήνες, όπου υπολογίστηκαν δύο διαφορετικές τιμές αντοχής C1, C2 ανάλογα με τις διαστάσεις του δοκιμίου, δηλαδή ανάλογα του λόγου h/d . Το μετρώ ελαστικότητας υπολογίστηκε με την θλιπτική αντοχή C2 και ο λόγος του Poisson, (Πίνακας 2.3).

	C1(Mpa) (reduced to $h/d=1$)	C2 (P.Mpa) (reduced to $h/d=2$)	E (Gpa)	ν Poisson ratio
1	35.922	31.935	27.854	0.200
2	19.204	17.072	14.472	0.380
3	22.686	20.168	16.918	0.300
4	35.696	31.733	27.605	0.220
M.O.	24.126	25.227	21.712	0.275

Πίνακας_2.3

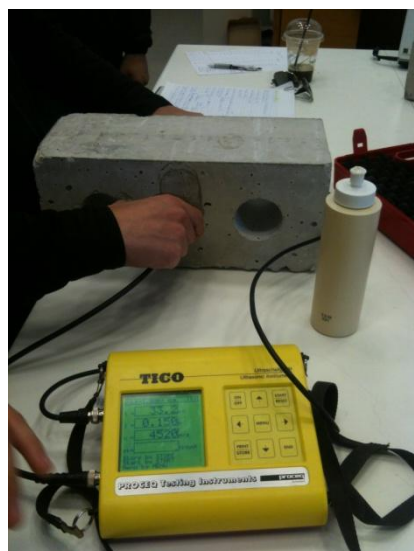
Μειονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι η προσδιοριζόμενη θλιπτική αντοχή είναι μικρότερη από την πραγματική λόγω των καταπονήσεων που έχει υποστεί το δοκίμιο κατά την απόσπαση και μεταφορά από το έργο στο εργαστήριο.

iv. Υπερήχοι

Η μέθοδος των υπερήχων μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο της ομοιομορφίας ενός στοιχείου, τον εντοπισμό ανωμαλιών (ύπαρξη ρωγμών, κοιλοτήτων, πάχος στρώματος που έχει υποστεί φθορά), την αποτίμηση του μέτρου ελαστικότητας και τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας και της σταθεράς του Poisson.

Οι κρουστικές μέθοδοι χρησιμοποιούνται συνήθως όταν δεν είναι προσπελάσιμες οι δύο πλευρές ενός στοιχείου για την εκτίμηση του πάχους ή του μήκους ενός στοιχείου (π.χ. πλάκα επί εδάφους, έγχυτος πάσσαλος) και για τον προσδιορισμό ανωμαλιών στην μάζα του σκυροδέματος.

Τασικά κύματα εμφανίζονται όταν μια πίεση ή μια παραμόρφωση εφαρμόζονται απότομα, π.χ. με κρούση, στην επιφάνεια ενός στερεού. Η διαταραχή διαδίδεται δια μέσου του στερεού όπως τα ηχητικά κύματα στον αέρα. Η ταχύτητα διαδόσεως των τασικών κυμάτων σε ένα στερεό είναι συνάρτηση του μέτρου ελαστικότητας, του λόγου του Poisson, της πυκνότητας και της γεωμετρίας του στερεού. Η εξάρτηση αυτή επιτρέπει την εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με τα χαρακτηριστικά του στερεού παρακολουθώντας την διάδοση των τασικών κυμάτων δια μέσου του στερεού. [2]



Εικόνα 2.27_εξοπλισμός υπερήχων

Οι κρύσταλλοι αποτελούνται από πιεζοηλεκτρικά κεραμικά στοιχεία τα οποία αλλάζουν μέγεθος όταν τους εφαρμόζεται ηλεκτρικό ρεύμα ή παράγουν ηλεκτρικό ρεύμα όταν αλλάζουν μέγεθος. Η επιβολή κατάλληλου ρεύματος έχει ως συνέπεια ο κρύσταλλος πομπός να πάλλεται με την φυσική του συχνότητα. Η ταλάντωση του κρυστάλλου παράγει τασικά κύματα τα οποία διαδίδονται δια μέσου του σκυροδέματος. Εν τω μεταξύ, ταυτόχρονα με την δημιουργία του παλμού του ηλεκτρικού ρεύματος, ένα ηλεκτρονικό 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. [2]

Για να είμαστε σίγουροι ότι τα υπερηχητικά κύματα, που διοχετεύονται από τον κρύσταλλο πομπό, περνούν στο σύνολό τους μέσα στην μάζα του σκυροδέματος, τοποθετούμε μμεταξύ των κρυστάλλων και του σκυροδέματος μια λιπαντική

ουσία, η οποία καλύπτει τις ατέλειες της εξωτερικής επιφάνειας του στοιχείου. Η λιπαντική ουσία, η οποία μπορεί να είναι γράσο βαζελίνη ή γενικά κάποιο παράγωγο του πετρελαίου, πρέπει να τοποθετείται σε μικρή ποσότητα, γιατί διαφορετικά προκαλεί αθέλητες διαφοροποιήσεις στην μετρούμενη ταχύτητα των υπερήχων (εικόνα 2.27).

Αν το πάχος του δοκιμίου είναι ίσο με L , ο χρόνος που χρειάστηκε το υπερηχητικό κύμα για να το διανύσει T , τότε η ταχύτητα των υπερήχων V (συνήθως σε km/s) δίνεται απ' τον τύπο: $V=L/T$. Με την μέθοδο αυτή γίνεται μέτρηση του χρόνου διαδόσεως των υπερήχων διαμέσου τμήματος σκυροδέματος ή τοιχοποιίας γνωστού μήκους. [7]

Στο δικό μας πείραμα εφαρμόσαμε την μέθοδο των υπέρηχων πάνω στους πυρήνες που πήραμε από την πυρηνοληψία. Τα αποτελέσματα τα βλέπουμε στον Πίνακα 2.4, όπου έχουμε 3 διαφορετικούς πυρήνες(311,312,313) ίδιου μεγέθους $d=52\text{mm}$ και $A=0.002123717\text{m}^2$. Η $V(\text{m}^3)$ είναι η ταχύτητα που καταγράφεται από τον υπέρηχο, ρ η πυκνότητα του υλικού.

Βρίσκουμε με τους κατάλληλους τύπους το μέτρο ελαστικότητας για τον κάθε πυρήνα και έπειτα βρίσκουμε το λόγο του Poisson και το μέσο όρο του μέτρου ελαστικότητας των πετρών.

Πίνακας 2.4

ΚΥΛΙΝΔΡΟΙ	311	312	313
w (kg)	0.48	0.48	0.45
h (mm)	102	103	104
V (m ³)	0.000216619	0.000218743	0.000220867
ρ	2215.871119	2194.357807	2037.429574
$V\rho^2 \rho$ (Gpa)	30.99	29.45	24.72
Edyn (Gpa), $\nu=0.25$	25.83	24.54	20.60
M.O. Ελιθων (Gpa)	23.66		

v. Κρουστικές μέθοδοι, Παλμογράφος

Έμμεσες μέθοδοι οι οποίες βασίζονται στην ανάλυση συχνοτήτων των παλμών κατά την διάδοση-τους διαμέσου του σκυροδέματος. Οι μέθοδοι αυτές χρησιμοποιούνται για: τον προσδιορισμό κακοτεχνιών στο εσωτερικό στοιχείων και την εκτίμηση πάχους επιφανειακών στοιχείων και του μήκους γραμμικών στοιχείων.

Για τις μετρήσεις με παλμογράφο χρησιμοποιήσαμε: καλώδιο 25 μέτρων-μπαλαντζά, κουτί υπερήχων μάρκας TICO στο κουτί συσκευασίας του, gel μάρκας PARAMETRICS NDT, φορτιστή 5 μπαταριών μάρκας powered,

αισθητήρα μοντέλο 480E09 μάρκας PCB piezotronics, 2 καλώδια που συνδέουν αισθητήρα, διεγέρτη σε παλμογράφο και τον παλμογράφο μοντέλο AX-DS1022C μάρκας AXIO MET.

Προσπαθήσαμε να δοκιμάσουμε την μη καταστρεπτική μέθοδο με παλμογράφο στην τοιχοποιία μας, αλλά οι τιμές που παίρναμε δεν ήταν λογικές και για αυτό το λόγο δεν χρησιμοποιήσαμε τα αποτελέσματα στον προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων του κατασκευαστικού υλικού της τοιχοποιία.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Τα αποτελέσματα που πήραμε από τις μη καταστρεπτικές μεθόδους αφορούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της λιθοδομής, της φέρουσας τοιχοποιίας. Πιο συγκεκριμένα, βρήκαμε το μέτρο ελαστικότητας της πέτρας με την μέθοδο των πυρήνων και των υπέρηχων, κρατήσαμε των πυρήνων E_b , καθώς είναι η μικρότερη και η ασφαλέστερη και την βάλαμε στον αμερικάνικο τύπο που δίνει το μέτρο ελαστικότητας της λιθοδομής E_w το οποίο είναι ασφαλέστερο.

vi. Επιταχυνσιογράφος

Δοκιμές σε περιβαλλοντικές διεγέρσεις

Η παρακολούθηση της δυναμικής συμπεριφοράς κατασκευών με την βοήθεια ειδικών δικτύων εντοπισμού, συμβάλλει αποτελεσματικά στην κατανόηση της πραγματικής δυναμικής τους συμπεριφοράς και στον ρόλο των διάφορων παραγόντων που την επηρεάζουν. Από την καταγεγραμμένη απόκριση της δυναμικής απόκρισης των κατασκευών παραδείγματος χάριν με ειδικά δίκτυα επιταχυνσιογράφων, είναι δυνατός ο προσδιορισμός των δυναμικών χαρακτηριστικών (ιδιοτιμών, ιδιομορφών, συντελεστών απόσβεσης) με την χρήση κατάλληλων μεθοδολογιών. Οι διεγέρσεις σε μία κατασκευή μπορεί να έχουν ντετερμινιστικό χαρακτήρα (τεχνητά επιβαλλόμενες διεγέρσεις, σεισμός) είτε τυχαματικό (περιβαλλοντικές διεγέρσεις όπως άνεμος και κυκλοφορία οχημάτων).

Ο πειραματικός προσδιορισμός των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών μίας εντοπισμένης κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε για την τακτά χρονικά διαστήματα αποτίμηση της δομικής της κατάστασης, είτε μπορεί αν εφαρμοστεί μετά από ένα έκτακτο γεγονός, όπως ο σεισμός, με στόχο των εντοπισμό σημαντικών αλλαγών των δυναμικών χαρακτηριστικών που μπορεί να αποτελούν ένδειξη εμφάνισης βλάβης. Σε δεύτερο επίπεδο, τα πειραματικά προσδιορισμένα πραγματικά ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της κατασκευής μπορούν να χρησιμεύσουν ως βάση για την κατάλληλη προσαρμογή αναλυτικών προσομοιωμάτων της, όπως μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων με στόχο την

πιο αξιόπιστη πρόβλεψη της πραγματικής της συμπεριφοράς σε μελλοντικές διέγερσης, κάτι που ισχύει για αυτήν την μελέτη.

Οι φορτίσεις που θεωρούνται για των έλεγχο των κατασκευών είναι τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων και επικαλύψεων.

Για την παρακολούθηση απαιτείται κάποιο σύστημα αισθητήρων, μία συσκευή παροχής ρεύματος και συλλογής των μεταβολών του σήματος των αισθητήρων και κάποια συσκευών αποθήκευσης των μετρήσεων

Οι αισθητήρες επιλέγονται έτσι ώστε να παρέχουν την απαιτούμενη πληροφορία σχετικά με την δομική κατάσταση της κατασκευής. Στο πείραμα μας, λόγω απλής κάτοψης, δεν χρησιμοποιήθηκε δίκτυο αισθητήρων.

Όλες οι καταγραφές των επιταχύνσεων τη κατασκευής έγιναν με τη χρήση των οργάνων της εταιρείας Syscom. Ο εξοπλισμός αυτός αποτελείται από το καταγραφικό όργανο MR2002, τον αισθητήρα επιτάχυνσης MS2005+, και τον φορητό υπολογιστή 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 (εικόνες 2.28-2.31).

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 2.28



Εικόνα 2.29



Εικόνα 2.30

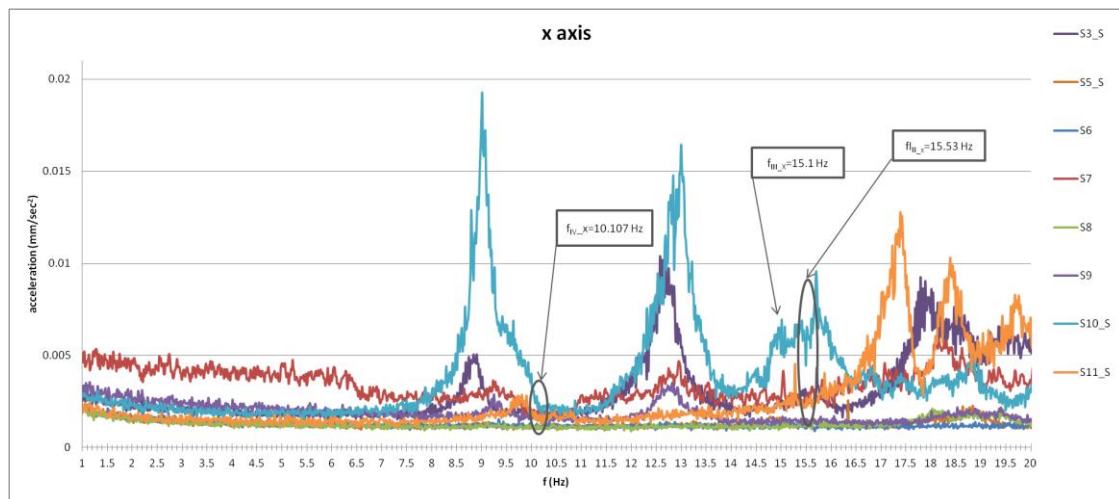


Εικόνα 2.31

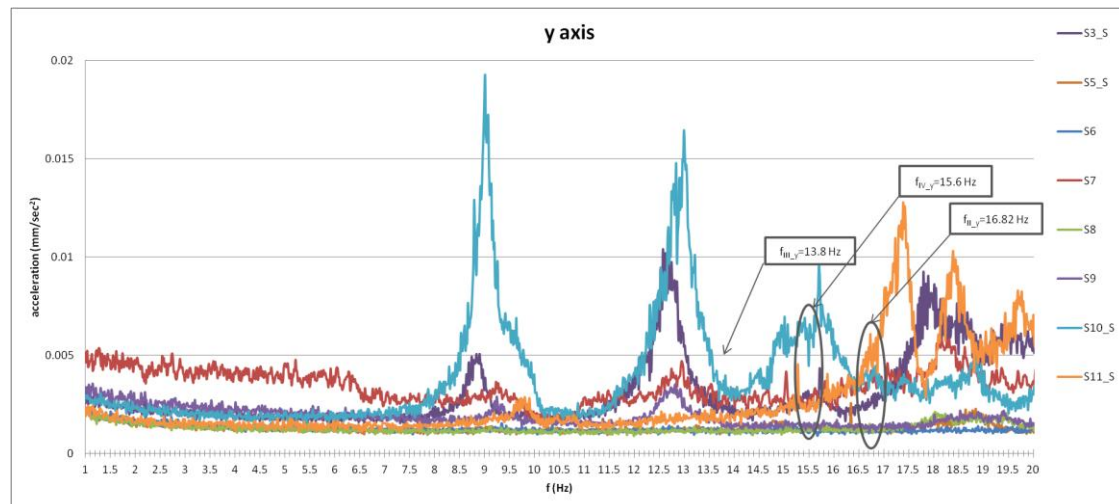
Αρχικά, αφού κάναμε την απαραίτητη συνδεσμολογία, αλφαδιάσαμε τον αισθητήρα, κάναμε τις απαραίτητες επιλογές στο πρόγραμμα SYSCOM MR Communication και πραγματοποιήσαμε τρεις εικοσάλεπτες καταγραφές σε κάθε σημείο.

Λόγω δυσκολίας μεταφοράς του εξοπλισμού αλλά και της απλής γεωμετρίας του κτιρίου η κάθε καταγραφή έγινε ξεχωριστά, με έναν δηλαδή αισθητήρα και το καταγραφικό.

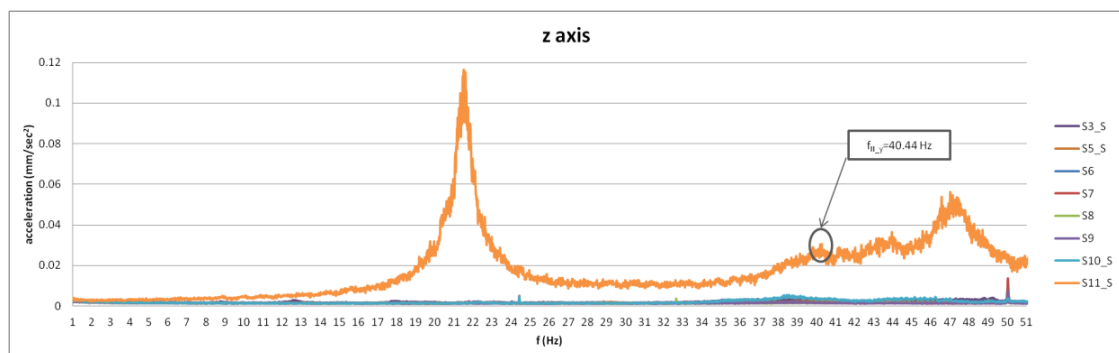
Για κάθε σετ μετρήσεων συνδέσαμε με το καταγραφικό και το laptop και ενεργοποιήσαμε το πρόγραμμα MR Communication. Μέσα από το λογισμικό αυτό ορίζεται η συχνότητα καταγραφής στα 128 Hz, ταυτίζεται η ώρα του καταγραφικού και αυτή του υπολογιστή, γίνεται αυτόματη οριζοντιοποίηση και παραμετροποίηση του αισθητήρα και του καταγραφικού, και ορίζεται η διάρκεια και εξασφαλίζεται η ταυτόχρονα έναρξη της διαδικασίας καταγραφής.



εικόνα 33_άξονας x : 10.107Hz, 15.1Hz, 15.53Hz



εικόνα 34_άξονας y : 13.8Hz, 15.6Hz, 16.82Hz



εικόνα 35_άξονας z : 40.44H

ΕΝΟΤΗΤΑ 3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΑΚΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ, ΜΕ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ MARC MENTAT



I. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (FEM)

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί σήμερα τη σημαντικότερη μέθοδο της υπολογιστικής μηχανικής. Η ανάπτυξή της μπορεί να θεωρηθεί ως συμβολή τριών βασικών επιστημονικών περιοχών, των ενεργειακών μεθόδων της μηχανικής (energy methods), της θεωρίας προσεγγίσεων των μαθηματικών (approximation theory), αλλά και των πληροφοριακών συστημάτων σχεδιασμού CAD (Computer Aided Design).

Η αξία της μεθόδου έγκειται στη δυνατότητα της να παρουσιάζεται ως ένα ενιαίο εργαλείο για την στατική και δυναμική γραμμική και μη-γραμμική ανάλυση των κατασκευών από ραβδωτούς, επιφανειακούς και χωρικούς φορείς ή συνδυασμό τους, για τυχαία γεωμετρία, φόρτιση και συνοριακές συνθήκες.

Αρχικά, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτέλεσε μια ενεργειακή μέθοδο για την επίλυση δισδιάστατων φορέων όπως οι μέθοδοι Rayleigh-Ritz και Galerkin, τις οποίες μετέφερε ουσιαστικά από το χώρο των συνεχών συστημάτων στα διακριτά συστήματα. Στη συνέχεια επεκράτησαν οι αρχές των ισοπαραμετρικών στοιχείων που εξασφαλίζουν ακρίβεια στους υπολογισμούς και βελτιώνουν σημαντικά τον ενιαίο προγραμματισμό της μεθόδου.

Τέλος, η ανάπτυξη των προγραμμάτων προ- και μετά-επεξεργασίας (pre- and post-processing) των δεδομένων και αποτελεσμάτων καθιέρωσαν τη μέθοδο και τα αντίστοιχα προγράμματα που αναπτύχθηκαν. Έτσι σήμερα, χρησιμοποιώντας προγράμματα που στηρίζονται στις αρχές του CAD ο χρήστης είναι σε θέση να μορφώσει, να τροποποιήσει το προσομοίωμα του και να καθορίσει τις επιβαλλόμενες φορτίσεις κατά τρόπο απλό και εύκολα ελέγξιμο. Μετά την επίλυση του προβλήματος, η επεξεργασία των αποτελεσμάτων γίνεται άμεσα και εποπτικά ενώ σε πολλά συστήματα παρέχεται η δυνατότητα αναζήτησης των αποτελεσμάτων με τη μορφή βάσεων δεδομένων (databases) [4].

i. Εξίσωση Κίνησης

Οι δομικές κατασκευές είναι συστήματα με άπειρους βαθμούς ελευθερίας γιατί παρουσιάζουν συνεχή κατανομή μάζας και ελαστικών χαρακτηριστικών.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων θεωρεί ότι η κίνηση του συστήματος περιγράφεται από έναν ορισμένο αριθμό παραμέτρων κίνησης, που αντιστοιχούν στις ελευθερίες κινήσεως των κόμβων, επιτρέποντας την ελαστική διακριτοποίηση. Ο αριθμός των παραμέτρων αυτών εξαρτάται από τη δομή του συστήματος, τον τρόπο διέγερσης και την επιδιωκόμενη ακρίβεια. Η επιλογή των παραμέτρων πρέπει να είναι τέτοια ώστε να αποδίδει κατά το δυνατόν καλύτερα την πραγματική κίνηση του συστήματος.

Η κίνηση ενός ελαστικού φορέα εξαρτάται άμεσα από τις δύο βασικές φυσικές του ιδιότητες, την αδράνεια (μάζα) και την ελαστικότητά του. Εξαρτάται ακόμη και από τις διάφορες μορφές αντίστασης που αναπτύσσονται κατά την ταλάντωση της κατασκευής που αφαιρούν προοδευτικά μηχανική ενέργεια μετατρέποντάς την σε άλλες μορφές, οι οποίες εκφράζονται με την απόσβεση. Κάθε είδους εξωτερικά φορτία ή καταναγκασμοί, στα οποία υποβάλλεται ένας φορέας, ορίζονται με τον όρο διέγερσή και εκφράζεται ως περιοδική ή μη.

Η εξίσωση κίνησης (διαφορική εξίσωση της κίνησης με απόσβεση για σταθερή βάση) ενός μηχανικού συστήματος με χρήση μητρώων γράφεται:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = P(t)$$

η οποία ορίζει ένα σύστημα N γραμμικών διαφορικών εξισώσεων δευτέρας τάξης.[2]

$$M = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_{N1} & m_{N2} & \dots & m_{NN} \end{bmatrix} \quad C = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{N1} & c_{N2} & \dots & c_{NN} \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{N1} & k_{N2} & \dots & k_{NN} \end{bmatrix}$$

όπου: M Το μητρώο μάζας του συστήματος

C Το μητρώο απόσβεσης του συστήματος

K Το μητρώο ακαμψίας του συστήματος

\ddot{v} Το διάνυσμα των κομβικών επιταχύνσεων

\dot{v} Το διάνυσμα των κομβικών ταχυτήτων

V Το διάνυσμα των κομβικών μετατοπίσεων

P Το διάνυσμα των χρονικά μεταβαλλόμενων δυνάμεων που εφαρμόζονται σε κάθε κόμβο

Στην περίπτωση που το σύστημα διεγείρεται από κάποια εδαφική επιτάχυνση (σεισμικό φορτίο) τότε η εξίσωση γίνεται:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -M\ddot{u}_g(t)$$

\ddot{u}_g όπου το διάνυσμα των εδαφικών επιταχύνσεων.

και περιγράφει την πλευρική παραμόρφωση $u(t)$ για επιτάχυνση $U_g(t)$.

Η εξίσωση κίνησης ενός μηχανικού συστήματος εξαρτάται από την μάζα και την δυσκαμψία της κατασκευής. Στην περίπτωση μιας σύνθετης κατασκευής, όπως αυτή που μελετάμε, το μητρώο μάζας M προκύπτει από το άθροισμα της μάζας των δύο επιμέρους κατασκευών.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, αποτελεί πλέον στις μέρες μας, μια διαδεδομένη διαδικασία αριθμητικής επίλυσης προβλημάτων σε διάφορους επιστημονικούς κλάδους, ιδίως για αυτόν του μηχανικού. Το πεδίο εφαρμογών της μεθόδου καλύπτει ένα ευρύ φάσμα όπως αυτό της ανάλυσης-εύρεσης τάσεων-παραμορφώσεων σε μια κατασκευή, της καταγραφής-απόκρισης ενός συστήματος υπό σεισμική διέγερση, της ανάλυσης ροής θερμότητας, μαγνητικής ροής κ.α.

Βασική αρχή της μεθόδου είναι η υποδιαίρεση της κατασκευής σε ένα πεπερασμένο αριθμό στοιχείων, (finite elements) τα οποία εξακολουθούν να ανήκουν στο ίδιο υλικό με την αρχική κατασκευή, η σύνδεση όμως μεταξύ τους γίνεται σ' ένα αριθμό διακριτών σημείων, τους κόμβους (nodes). Συνεπώς η απαίτηση ικανοποίησης των σχέσεων ισορροπίας και συμβιβαστού των παραμορφώσεων περιορίζεται σ' ένα πεπερασμένο αριθμό σημείων της κατασκευής [5].

Όπως και στην μητρική ανάλυση των κατασκευών (ανάλυση με χρήση πινάκων) έτσι και εδώ έχουμε την δυνατότητα να εκλέξουμε σαν βασικές μεταβλητές του προβλήματος τις κομβικές μετατοπίσεις (μέθοδο μετατοπίσεων) ή και τις κομβικές δυνάμεις (μέθοδος δυνάμεων)[6].

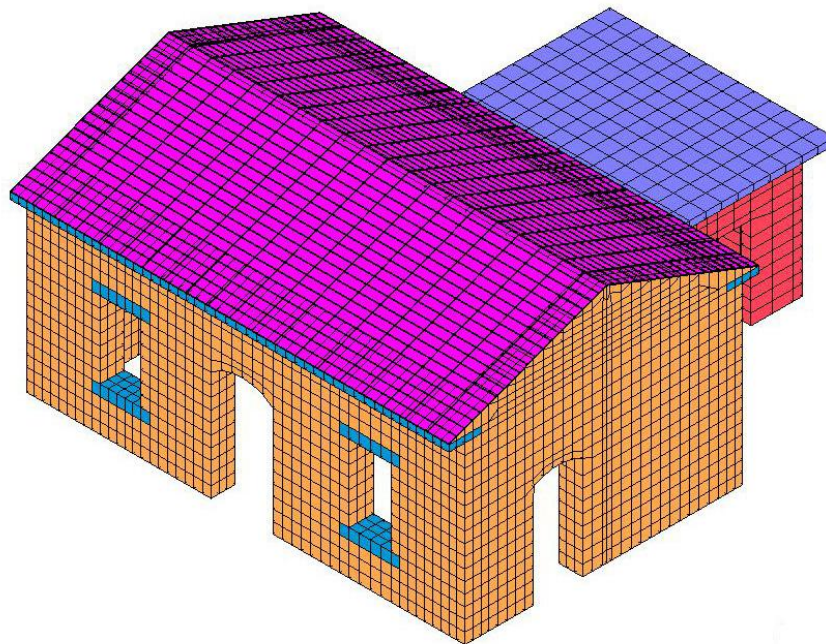
ii. Μέθοδοι επίλυσης μη Γραμμικών προβλημάτων

Η επίλυση γραμμικών προβλημάτων είναι ουσιαστικά η λύση συστήματος εξισώσεων όπου ο αριθμός των αγνώστων μεταβλητών είναι ίσος με τον αριθμό των εξισώσεων. [7]

Στη μηχανική κάποιο πρόβλημα θεωρείται μη γραμμικό εάν το μητρώο ακαμψίας ή το διάνυσμα φόρτισης εξαρτώνται από το διάνυσμα της μετατόπισης .[8]

Επίσης, οι διεπιφάνειες με μονόπλευρη επαφή και τριβή είναι ένα μοντέλο που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την μη γραμμική ανάλυση κατασκευών από τοιχοποιία και τα αποτελέσματα του μονόπλευρου φαινομένου μπορούν να οδηγήσουν σε εξήγηση υπαρχόντων αστοχιών και ρωγμών.

II. Εφαρμογή της μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων με το πρόγραμμα Marc Mentat



Εικόνα 3.1_Απεικόνιση μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων, νότια όψη

Παρακάτω αναφέρονται τα βήματα τα οποία θα πρέπει κάποιος να τηρήσει προκειμένου το πρόβλημα επίλυσης να προσεγγίζει το πραγματικό μέσο προσομοίωσης:

i. Εισαγωγή γεωμετρίας φορέα (Mesh Generation)

Αρχικά εισάγαμε τις κατόψεις του υφιστάμενου κτιρίου από το Autocad στο Marc Mentat. Δημιουργήσαμε την γεωμετρία του φορέα κάνοντας παράλληλα την διακριτοποίηση του, ανάλογα με την περίπτωση.

Για την δημιουργία του γεωμετρικού μοντέλου της κατασκευής απαιτείται η περιγραφή των χαρακτηριστικών σημείων της κατασκευής, ο ορισμός στη συνέχεια των καμπύλων που καθορίζουν τα όρια της (γραμμικό μοντέλο) και η δημιουργία των επιφανειών του φορέα (επιφανειακό μοντέλο) εκ των οποίων συντίθενται ο όγκος του φορέα (χωρικό μοντέλο) [9].

ii. Διακριτοποίηση φορέα (Discretization)

Χωρισμός του φορέα σε τμήματα με πεπερασμένο μέγεθος τα οποία ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία (finite elements). Κατά την πρακτική μελέτη της συμπεριφοράς κατασκευών, από τα πιο σημαντικά βήματα της όλης διαδικασίας είναι η κατάλληλη διακριτοποίηση και ερμηνεία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης. Για να επιτευχθεί σωστή διακριτοποίηση πρέπει να θεωρηθούν διάφορα μοντέλα, τα οποία σταδιακά γίνονται περισσότερο σύνθετα.

Ανάλογα με τις δυνατότητες παραμόρφωσης που προσδίδονται στα στοιχεία και τη μορφή τους χωρίζονται σε διάφορες κατηγορίες όπως στοιχεία ράβδου, δοκού, επίπεδα στοιχεία τριγωνικής ή τετραγωνικής μορφής, στερεά στοιχεία όπως τετραεδρικά κ.α.. Συνεπώς η επιλογή του τύπου στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν βασίζεται στην δυνατότητα τους να περιγράψουν την μηχανική συμπεριφορά της κατασκευής που προσομοιώνεται με ικανοποιητική ακρίβεια. Ο ορισμός των στοιχείων γίνεται με βάση τους κόμβους (nodes) που τοποθετούνται αρχικά. Σε κάθε κόμβο ενός στοιχείου αντιστοιχούν οι αριθμοί 'κομβικών μετατοπίσεων' που ονομάζονται βαθμοί ελευθερίας (degrees of freedom).

Η διακριτοποίηση του φορέα της κατασκευής πρέπει να γίνεται προσεκτικά και έχοντας στόχο να περιγράψει, όσο το δυνατόν πιο πιστά, την πραγματική κατασκευή και τις γεωμετρικές ιδιαιτερότητες του φορέα. Ο αριθμός των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν είναι καθοριστικός της αξιοπιστίας του μοντέλου γι' αυτό και απαιτείται πείρα και αρκετές δοκιμές. Η χρήση μικρού αριθμού στοιχείων μπορεί να οδηγήσει σε προσομοίωση (modeling) κατασκευής πιο δύσκαμπτης από την πραγματική ενώ ο υπερβολικά μεγάλος αριθμός μπορεί να οδηγήσει σε δύσχρηστο υπολογιστικό μοντέλο. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιούνται διαδοχικές επιλύσεις με διαδοχική πύκνωση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων ελέγχοντας την σύγκλιση ή απόκλιση των αποτελεσμάτων για τον εντοπισμό του τελικού μοντέλου που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση. Ιδιαίτερα χρήσιμοι είναι και οι έλεγχοι ιδιαίτερων χαρακτηριστικών του μοντέλου με στοιχεία από μετρήσεις και πειράματα.

Για την διακριτοποίηση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν 9.556 τρισδιάστατα elements (εξάεδρικά, οκτάκομβα) hex8 ύψους 25 εκατοστών και 15.462 nodes.

Παρατηρήσεις

Να σημειωθεί ότι: - δεν προσομοιώθηκε το τζάκι και η καμινάδα καθώς δεν επιβαρύνει αλλά ούτε και ανακουφίζει την κατασκευή μας.

- δεν προσομοιώθηκε η σκάλα, υπολογίσαμε το φορτίο της και το προσθέσαμε στο πατάρι στο σημείο που ακουμπάει η σκάλα.

iii. Ιδιότητες στοιχείων-υλικών(Material Properties)

Για τον τύπο των στοιχείων που έχουμε επιλέξει πρέπει να καθοριστούν οι ιδιότητες υλικού (general) και μηχανικών χαρακτηριστικών (structural) με σκοπό την ακριβή προσομοίωση της μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Πιο συγκεκριμένα θα πρέπει να οριστεί για κάθε υλικό:

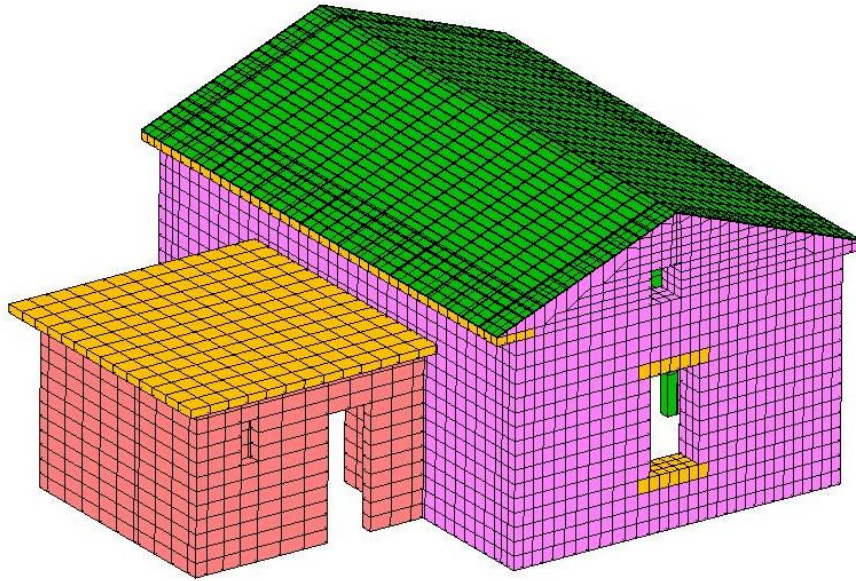
- η πυκνότητα της μάζας(mass density),
- ο λόγος του poisson (poisson's ratio) και
- το μέτρο ελαστικότητας(young's modulus).

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών προέκυψαν από την διαδικασία της κρουσιμέτρησης που αναφέραμε στο προηγούμενο κεφάλαιο σε συνδυασμό με την διαδικασία της λήψης πυρήνων και την βιβλιογραφία.

Στον πίνακα 1.1 φαίνονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν με τα χαρακτηριστικά τους.

ΥΛΙΚΑ	ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ (Kg/m ³)	Ε ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ GPaή(N/m ²)	ΛΟΓΟΣ POISSON ν
Λιθοδομή	2000	1.543e+009	0.25
Τοιχοποιία από τούβλα	2200	1.5e+009	0.20
Οπ. Σκυρόδεμα πλάκα	2000	2e+010	0.30
Δοκάρια, Υποστυλώματα	800	1e+010	0.20

πίνακας 1.1_ μηχανικές ιδιότητες υλικών υφιστάμενης κατασκευής



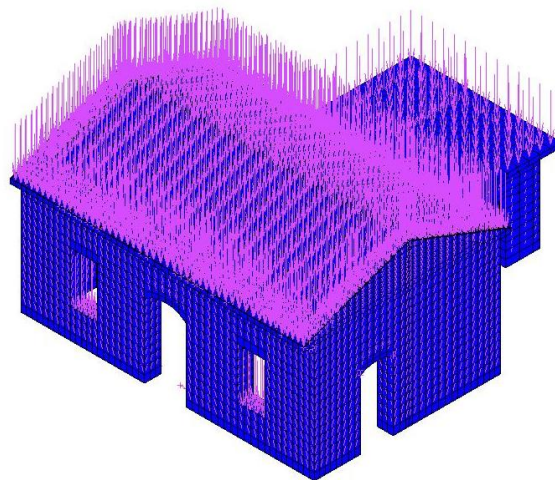
Εικόνα 3.2_Απεικόνιση μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων με βάση τα υλικά, ανατολική όψη

iv. Συνοριακές συνθήκες (Boundary Conditions)

Έχουμε πολλά και διαφορετικά είδη φορτίσεων στο συγκεκριμένο πρόβλημα. Τα φορτία χωρίζονται σε κινητά και ακίνητα.

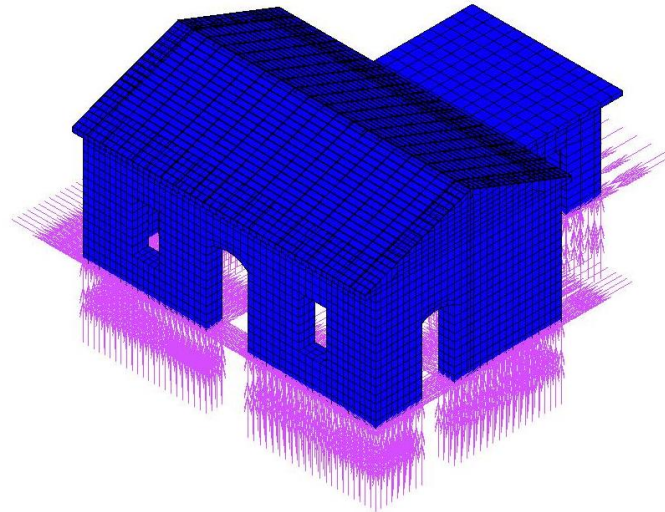
Σύμφωνα με τον ελληνικό κανονισμό φορτίσεων τα φορτία διαμορφώνονται ως εξής:

- **gravity load** ορίζεται φορτίο λόγω ιδίου βάρους της τάξεως των $F = -10 \text{ m/sec}^2$



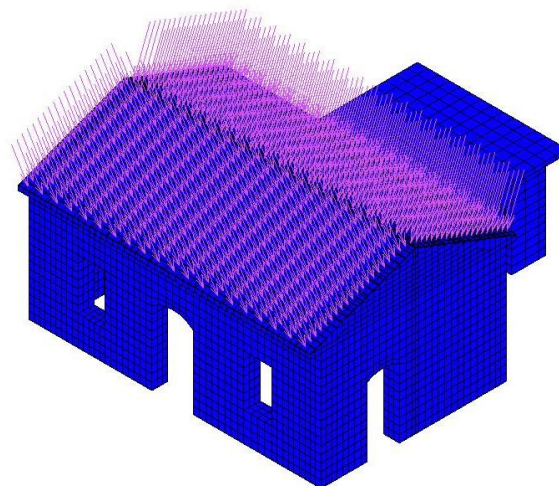
Εικόνα 3.3

- **fixed placement**, το μοντέλο φέρει πάκτωση στη βάση των υποστυλώματων του καθώς και στην βάση της φέρουσας τοιχοποιίας, (displacement $X=0$ displacement $Y=0$ displacement $Z=0$, rotation $X=0$, rotation $Y=0$, rotation $Z=0$)



Εικόνα 3.4

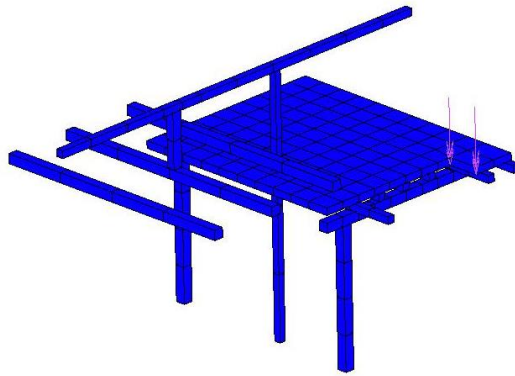
- **face load**, ορίζεται φορτίο στέγης της τάξεως των $F=240.8\text{kN}$. Περιλαμβάνει κατανομή φορτίου κεραμιδιών σε κάθε ζευκτό, τα οποία τα προσομοιώνουμε με ισοκατανεμημένα φορτία, ανεμοφορτίσεις και φορτίσεις εξ αιτίας του χιονιού. Η στέγη θεωρήθηκε μη βατή στέγη για τα κινητά φορτία, τα κεραμίδια τα προσομοιώνουμε με φορτία.



Εικόνα 3.5

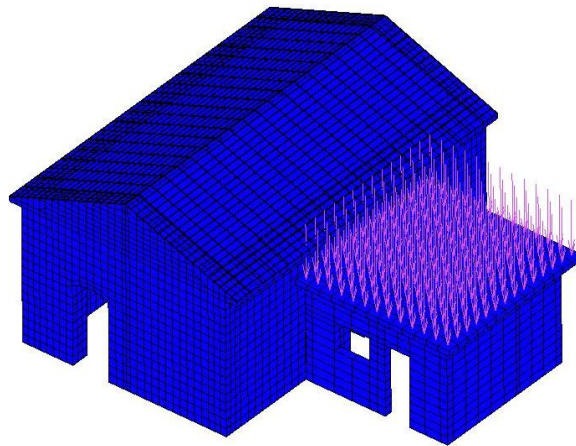
.- **point load**, ορίζεται φορτίο του πατώματος του παταριού εξ αιτίας της σκάλας, της τάξεως των force $z = 3000\text{kN}$

Εικόνα 3.6

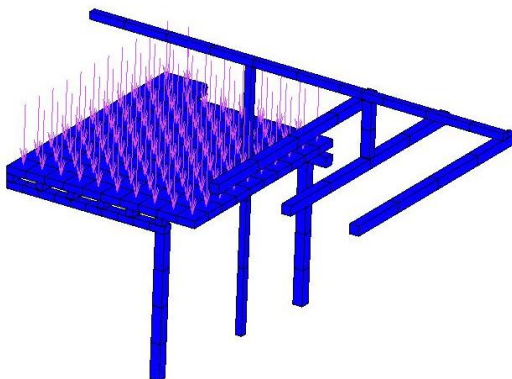


- **face load**, ορίζεται φορτίο στο δώμα της αποθήκης της τάξεως των $F=323.1\text{kN}$.

Εικόνα 3.7



- **face load**, ορίζεται φορτίο του πατώματος του παταριού, της τάξεως των $F=567.6\text{kN}$.

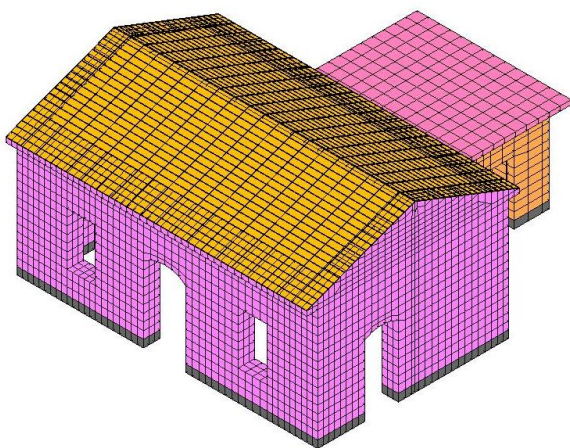


Εικόνα 3.8

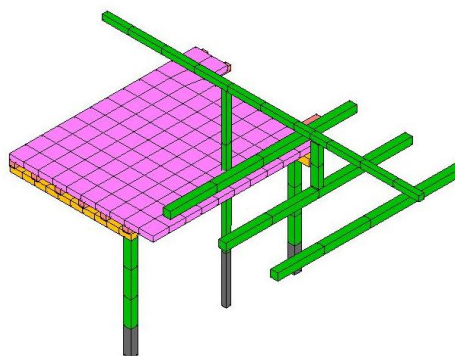
v. Σώματα σε επαφή (Contact Bodies)

Έχουμε χωρίσει την κατασκευή μας σε οχτώ contact bodies (Εικόνα 3.9, 3.10). Στο πρώτο ανήκει όλη η φέρουσα τοιχοποιία (ροζ χρώμα), στο δεύτερο ανήκει η σκεπή της πέτρινης κατασκευής (κίτρινο χρώμα), στο τρίτο ανήκει η τοιχοποιία από τούβλα της αποθήκης (πορτοκαλί χρώμα) και στην τέταρτη ανήκει η σκεπή της αποθήκης από πλάκα σκυροδέματος (ροζ χρώμα), (Εικόνα 3.9).

Στο πέμπτο contact body ανήκει το πάτωμα του παταριού (ροζ χρώμα), στο έκτο ανήκουν οι κολώνες και τα υποστυλώματα της στέγης (πράσινο χρώμα), στο έβδομο και στο όγδοο συναντάμε τα υποστυλώματα που στηρίζουν το πατάρι (σε κίτρινο και σε σωμών χρώμα αντίστοιχα).



Εικόνα 3.9_Απεικόνιση contact bodies στο εξωτερικό της κατασκευής



Εικόνα 3.10_Απεικόνιση contact bodies εσωτερικό της κατασκευής

vi. Ανάλυση-Επίλυση(loadcases-Jobs)

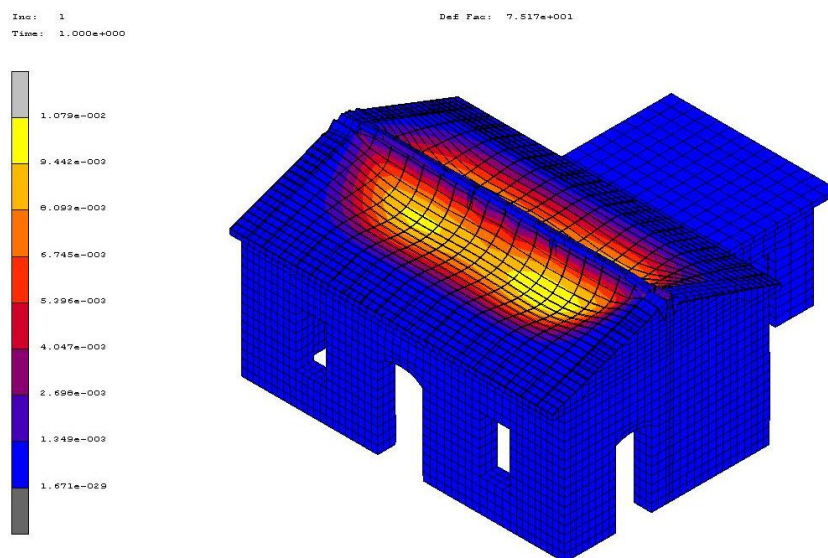
Μετά την επιλογή της ανάλυσης που πρόκειται να γίνει (στατική, δυναμική, θερμική κλπ.), ανάλογα με τα φορτία στα οποία υποβάλλεται η κατασκευή καθώς και γραμμική ή μη γραμμική ανάλογα με την συμπεριφορά του υλικού της κατασκευής και του τρόπου επιβολής των φορτίων) και τον ορισμό των παραμέτρων επίλυσης, γίνεται η επίλυση του τελικού συστήματος και υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη (τάσεις, παραμορφώσεις).

Στην εργασίας μας θα πραγματοποιηθούν δύο γραμμικές αναλύσεις. η Στατική (Static analysis) και η Δυναμική (Modal analysis) σε 2 μοντέλα της υφιστάμενης κατασκευής, με διαφορετικές παραμέτρους, με τα φορτία που έχουμε ήδη ορίσει στις συνοριακές συνθήκες.

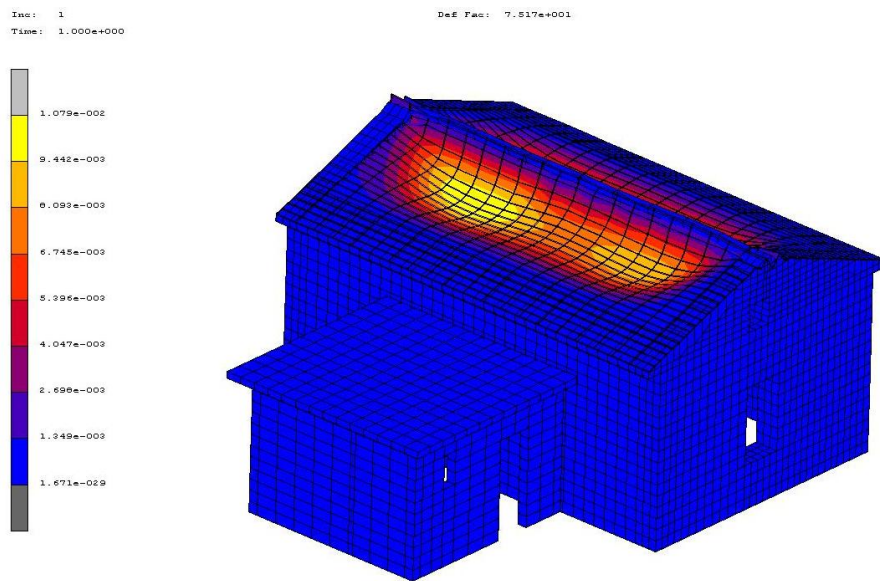
III. Στατική ανάλυση (Static analysis)

Η στατική ανάλυση πραγματοποιείται με την παραδοχή ότι το αποτέλεσμα της δράσης μιας δύναμης σε ένα σώμα δεν εξαρτάται από το σημείο εφαρμογής της αλλά μόνο από το μέτρο το φορέα και τη διεύθυνσή της.

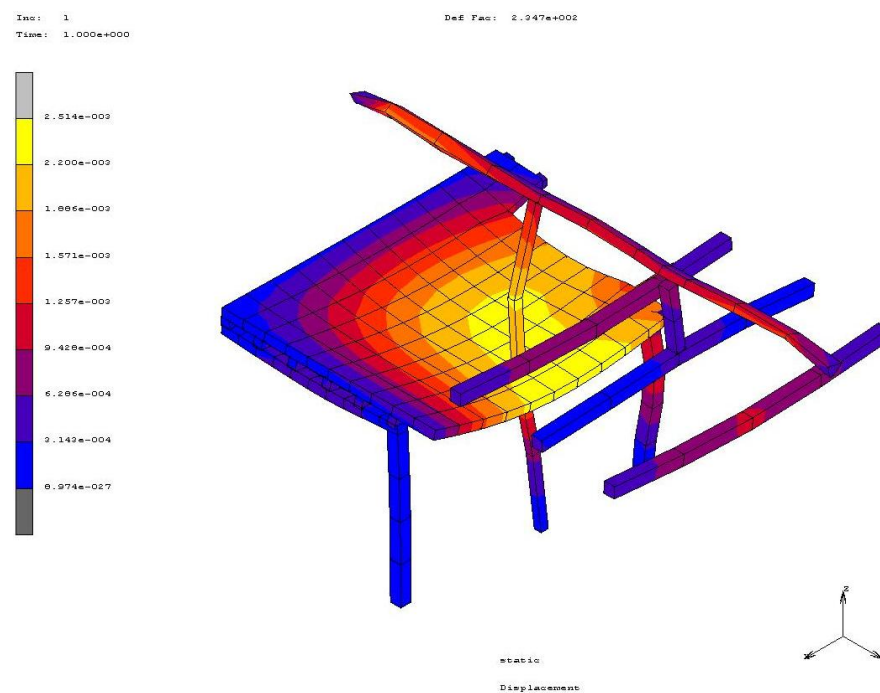
Συνολικές Μετατοπίσεις (displacement)



Εικόνα 3.11



Εικόνα 3.12

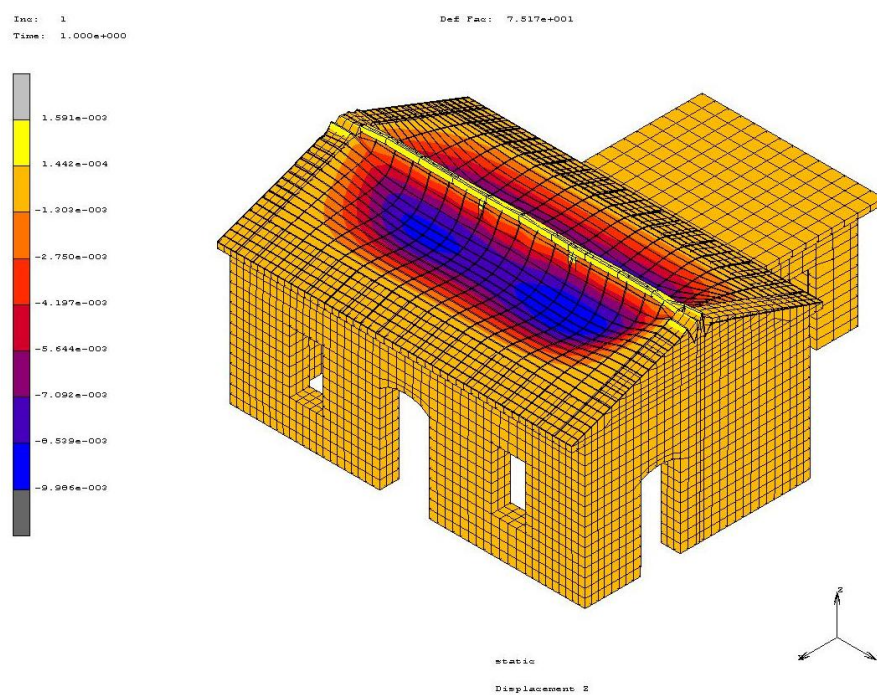


Εικόνα 3.13



Εικόνα 3.14

Μετατοπίσεις στον άξονα z (displacement z)

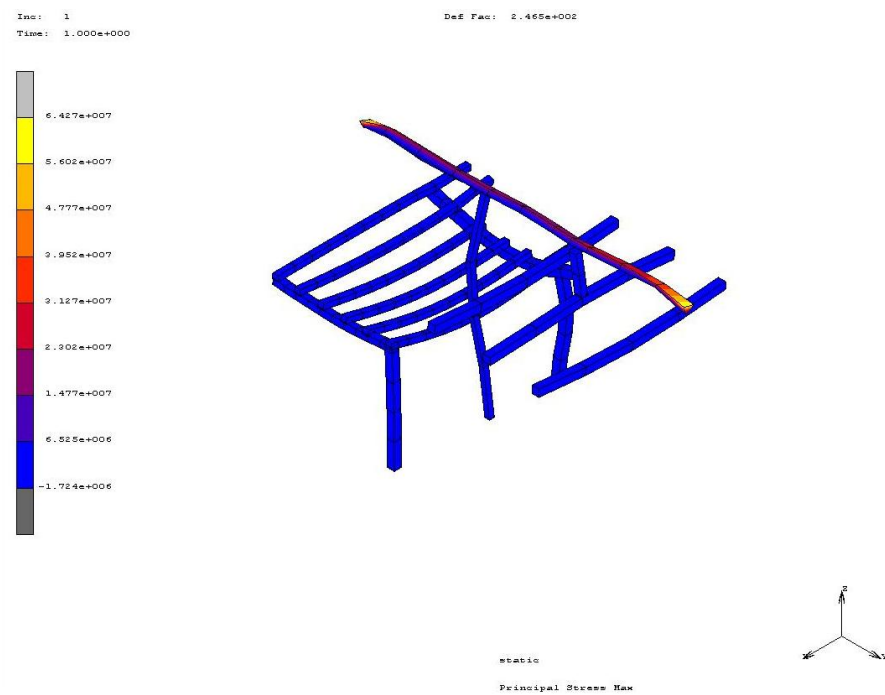


Εικόνα 3.15

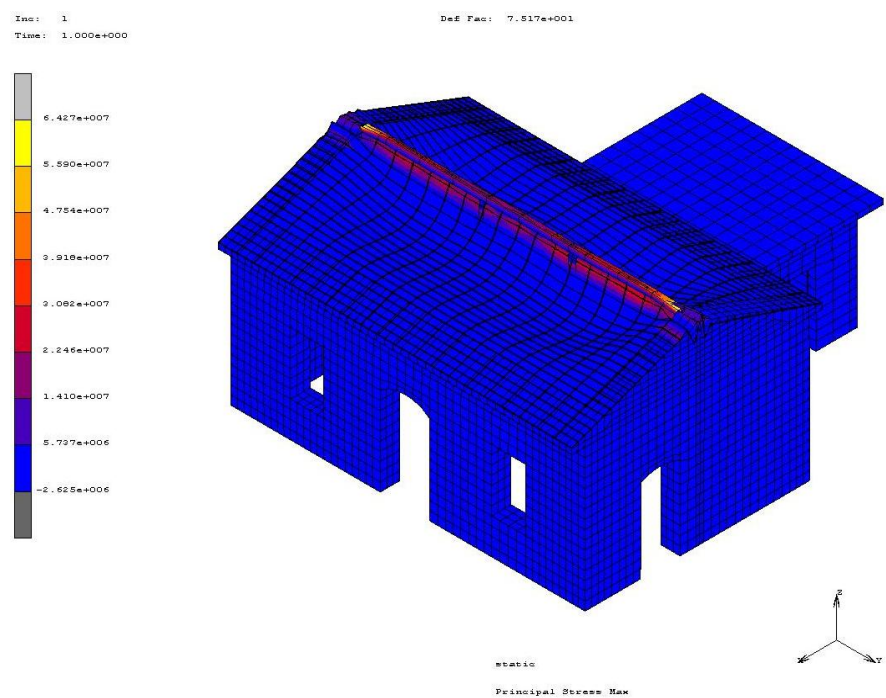


Εικόνα 3.16

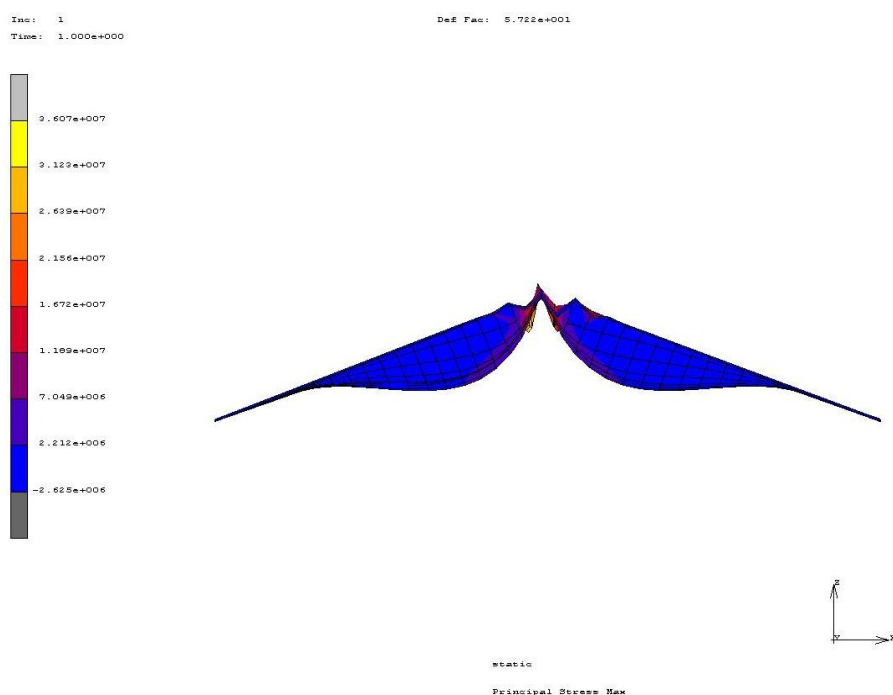
Μέγιστες κύριες τάσεις (principal stress max)



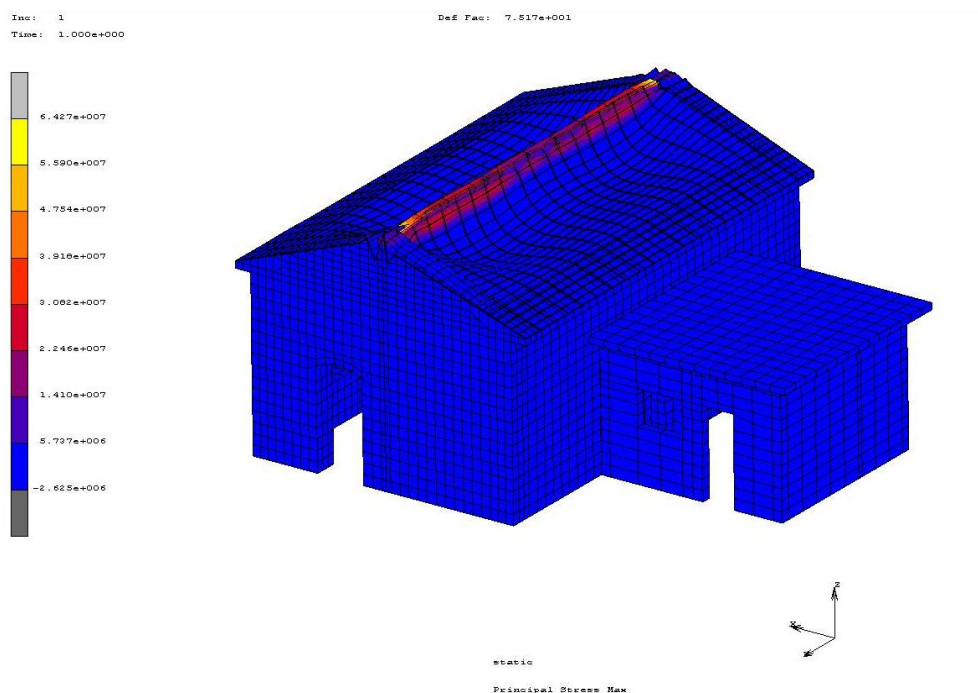
Εικόνα 3.17



Εικόνα 3.18



Εικόνα 3.19



Εικόνα 3.20

Στα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης που θα παρουσιαστούν παρακάτω βλέπουμε ότι το εύρος των συνολικών μετατοπίσεων(Displacement) ανέρχεται στην τιμή 0,01m .

Όσον αφορά στην στέγη βλέπουμε ότι στις συνολικές μετατοπίσεις καθώς και στις μετατοπίσεις κατά των άξονα των z, παρατηρούμε ότι τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις τις συναντάμε στο κέντρο της στέγης (Εικόνα 3.12,3.15). Αυτό είναι αποτέλεσμα της παραμόρφωσης του δοκαριού εξ αιτίας του ιδίου βάρους της στέγης και της έλλειψης υποστυλωμάτων (Εικόνα 3.16). Στην φέρουσα τοιχοποιία, κατά των άξονα z, η μετατόπιση ανέρχεται στα $-1,303 \cdot 10^{-3}$, τιμή πολύ μικρή λόγω του ιδίου βάρους του υλικού της λιθοδομής η οποία έχει πλάτος 55 εκατοστά.

IV. Δυναμική ανάλυση

Οι μέθοδοι δυναμικής ανάλυσης μίας κατασκευής είναι:

- η φασματική μέθοδος, η οποία βασίζεται στους φυσικούς τρόπους ταλάντωσης του μηχανικού συστήματος μιας κατασκευής για τον υπολογισμό των μέγιστων τιμών απόκρισης όταν αυτό υποβάλλεται σε μεταφορική διέγερση. Είναι μία από τις πιο καθιερωμένες μεθόδους για τον υπολογισμό της δυναμικής

απόκρισης δομικών φορέων, αν και μπορεί να εφαρμοστεί άμεσα μόνο σε γραμμικά συστήματα.

- η χρονική επαλληλία ιδιομορφών, η οποία αποτελεί το θεωρητικό υπόβαθρο των φασματικών μεθόδων και των μεθόδων που επιβάλλουν οι κανονισμοί,

- η μέθοδος του μη γραμμικού δυναμικού υπολογισμού, η οποία είναι ακριβέστερη αλλά απαιτεί την διαδοχική χρήση πολλών επιταχυνσιογραφημάτων [7].

i. Ιδιομορφές και ιδιοσυχνότητες

Το σύστημα που ορίζεται από τις N γραμμικές εξισώσεις που αποτελούν την προαναφερθείσα εξίσωση κίνησης, μπορεί να επιλυθεί απλούστερα με τη βοήθεια ορισμένων απλών κινήσεων ανεξάρτητων από την εξωτερική (σεισμική) διέγερση. Οι κινήσεις αυτές προδιαγράφονται από τα φυσικά χαρακτηριστικά του συστήματος, είναι θεωρητικού χαρακτήρα και υπολογίζονται με καθαρή μαθηματική ανάλυση του προσομοιώματος του πραγματικού συστήματος.

Για τον προσδιορισμό τους θεωρείται ότι το σύστημα εκτελεί απλή ελεύθερη ταλάντωση με μηδενική απόσβεση, προκαλούμενη όχι από εξωτερική διέγερση αλλά από προγενέστερη διέγερση γνωστή κατά την αρχή μέτρησης του χρόνου. Έτσι η εξίσωση κίνησης για ένα μηχανικό σύστημα που ταλαντώνεται υπό ένα σύστημα συντηρητικών δυνάμεων, θα έχει τη μορφή :

$$Mv(t) + Kv(t)=0 \quad (1)$$

όπου: M & K θετικά ορισμένα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας.

Υποθέτοντας ότι η λύση της προηγούμενης εξίσωσης είναι της μορφής :

$$v(t)=a*f(t)$$

Όπου a ένα άγνωστο διάνυσμα μετακινήσεων και $f(t)$ μία άγνωστη συνάρτηση κοινή για όλες τις μετακινήσεις, τότε η λύση που θα προκύψει από τις δύο παραπάνω εξισώσεις (η οποία θα χαρακτηρίζει μια συγχρονισμένη κίνηση όλων των μαζών) θα έχει τη μορφή : $(K-\lambda M)*a=0$

Όπου $\lambda = -f''(t)/f(t)$ μια σταθερά. Το σύστημα για να έχει λύση θα πρέπει:

$$\det(K-\lambda M)=0,$$

η λύση της οποίας (ως προς λ) μας δίνει τις ιδιοτιμές του προβλήματος. Για κάθε λ δίνεται και το αντίστοιχο διάνυσμα μετακινήσεων a_i που λέγεται ιδιοδιάνυσμα του προβλήματος ιδιοτιμής. Για τον υπολογισμό των a_i γίνεται κανονικοποίησή

τους και προκύπτουν τα ιδιοδιανύσματα φ_i όπου γενικά $\varphi_i = c_i a_i$ με c_i αυθαίρετη σταθερά. Θεωρώντας αρμονική την ταλάντωση του συστήματος, το διάνυσμα των μετακινήσεων θα έχει η μορφή :

$$V = \varphi \sin \omega t \quad (2)$$

Όπου φ = ιδιοδιάνυσμα, ω = γωνιακή συχνότητα, αντικαθιστώντας την (2) στην (1) προκύπτει η εξίσωση:

$$(K - \omega^2 M) \cdot \varphi = 0 \quad (3)$$

Η οποία λέγεται εξίσωση ιδιοτιμής και αποτελείται από ένα σύνολο ομογενών εξισώσεων.

Στην περίπτωση όπου η ορίζουσα : $\det(K - \omega^2 M) \neq 0$

Η μόνη δυνατή λύση της είναι η $\varphi = 0$ δηλαδή προκύπτει η περίπτωση του συστήματος χωρίς κίνηση. Για να προκύψει μη μηδενική λύση πρέπει η ορίζουσα:

$$\det(K - \omega^2 M) = 0 \quad (4)$$

οπότε $\varphi \neq 0$ και δίνεται από την λύση της (4). Η λύση της μας δίνει διακριτές ιδιοτιμές $\omega^2_i = \lambda_i$, όπου $i=1, \dots, N$ ο αριθμός των ιδιοτιμών και N το πλήθος των βαθμών ελευθερίας της διακριτοποιημένης κατασκευής. Σύμφωνα με την (3) σε κάθε λύση της (4) αντιστοιχεί ένα ιδιοδιάνυσμα φ_i . Η (3) γράφεται στη γενικότερη μορφή.

$$(K - \omega^2 M) \varphi_i = 0, \quad i=1, 2, \dots, N$$

Κάθε ιδιοτιμή και ιδιοδιάνυσμα ορίζει μία ελεύθερη ταλάντωση του μηχανικού συστήματος, την ιδιοταλάντωση. Η ιδιοτιμή λ_i σχετίζεται με την i -στη φυσική συχνότητα ή ιδιοσυχνότητα f_i του μηχανικού συστήματος ως ακολούθως.
 $f_i = \omega_i / 2\pi, \quad i=1, 2, \dots, N$

Ο αριθμός των ιδιοτιμών και ιδιοδιανυσμάτων είναι ίσος με τον αριθμό βαθμών ελευθερίας του συστήματος στους οποίους αντιστοιχούν συγκεντρωμένες μάζες. Οι κύριοι τρόποι ταλάντωσης είναι απλές αρμονικές κινήσεις με περιόδους.
 $T_i = 2\pi / \omega_i, \quad i=1, 2, \dots, N$

Που ειδικότερα ονομάζονται φυσικές περίοδοι ή ιδιοπερίοδοι του συστήματος.

Κάθε ιδιοταλάντωση η οποία λαμβάνει χώρα στην αντίστοιχη ιδιοσυχνότητα και κατά την ανάλογη ιδιοπερίοδο, αντιστοιχεί σε μία μοναδική ιδιομορφή του

μηχανικού συστήματος η οποία απεικονίζει το ταλαντευόμενο τμήμα της κατασκευής που διεγείρεται στις τιμές αυτές.

Οι ιδιομορφές μαζί με τις ιδιοσυχνότητες μιας κατασκευής αποτελούν εργαλείο διερεύνησης της παθολογίας της. Τα προγράμματα που χρησιμοποιούν πεπερασμένα στοιχεία έχουν τη δυνατότητα εύρεσης αυτών των ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων, σύμφωνα πάντα με τα θεωρητικά δεδομένα, τις παραδοχές και τις απλοποιήσεις που γίνονται.

Παράλληλα η σύγκριση των ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων που προσδιορίζονται υπολογιστικά από το τρισδιάστατο μοντέλο, με αυτά που προκύπτουν από την επεξεργασία των επιτόπου μετρήσεων, στην δική μας περίπτωση τα αποτελέσματα που πήραμε από τον επιταχυνσιογράφο, βοηθά στον έλεγχο της αξιοπιστίας της προσομοίωσης του φορέα, καθώς και στον εντοπισμό τοπικών αστοχιών του. Τα στοιχεία αυτά σε συνδυασμό με τη γνώση της παθολογίας του, οδηγούν στην επιλογή των επιτρεπτών μεθόδων ενίσχυσης του.[13,14]

ii. Προβλήματα επαφής

Μια άλλη μορφή μη γραμμικότητας είναι η σχετική μετατόπιση που εμφανίζεται κατά μήκος των διεπιφανειών μεταξύ δύο σωμάτων ή στο εσωτερικό ενός σώματος στην περίπτωση ύπαρξης ρωγμών [13, 14, 15]. Τα προβλήματα αυτά καλούνται προβλήματα επαφής. Χαρακτηριστικές περιπτώσεις τέτοιων προβλημάτων αποτελούν οι διεπιφάνειες μεταξύ των τοιχοσωμάτων μίας τοιχοποιίας και του κονιάματος καθώς και η διεπιφάνεια μεταξύ τοιχοποιίας και δομικών στοιχείων ενίσχυσης από σκυρόδεμα, μέταλλο ή ξύλο.

Η ύπαρξη διεπιφανειών διαφορετικών σωμάτων ή ρωγμών στο εσωτερικό ενός σώματος συνοδεύεται από την εμφάνιση δυνάμεων – τάσεων τριβής. Η περιγραφή της εντατικής κατάστασης του συστήματος στην περιοχή της διεπιφάνειας μπορεί να γίνει με τον νόμο τριβής του Coulomb. Ο νόμος αυτός ορίζει ότι η δύναμη – τάση τριβής που εμφανίζεται σε μια διεπιφάνεια είναι ανάλογη της ορθής δύναμης – τάσης που ασκείται κάθετα στη διεπιφάνεια, με συντελεστή αναλογίας το συντελεστή τριβής [12, 13, 14, 15].

Εάν η διεπιφάνεια περιγράφεται από μια καμπύλη τότε η τάση τριβής σε κάθε σημείο της διεπιφάνειας έχει διεύθυνση παράλληλη με την εφαπτομένη της καμπύλης στο συγκεκριμένο σημείο. Κατά την ανάλυση ενός τέτοιου προβλήματος μπορούν να διακριθούν δύο καταστάσεις, μια κατά την οποία δε υπάρχει σχετική μετατόπιση μεταξύ των δύο σωμάτων (στατική τριβή – stick friction) και η αντίθετη της (τριβή ολίσθησης slip friction) [12].

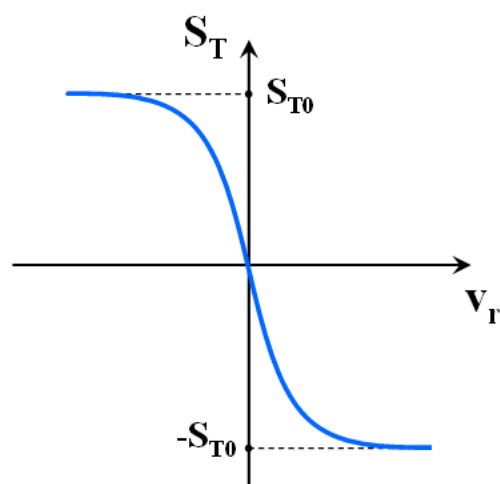
Όταν το σύστημα των δύο σωμάτων βρίσκεται στην κατάσταση της στατικής τριβής ο νόμος του Coulomb γράφεται:

$$|S_T| = -\mu S_N \quad (5), \text{ όπου:}$$

S_T η τάση τριβής ή εφαπτομενική τάση (Εικόνα 16)

S_N η ορθή τάση (Εικόνα 17)

μ ο συντελεστής τριβής



Εικόνα 3.21_ Σύστημα δυνάμεων σε σημείο της διεπιφάνειας διαφορετικών υλικών ή σωμάτων

Εικόνα 3.22_ Καμπύλη τάσης τριβής σχετικής ταχύτητας

Η ολίσθηση μεταξύ των δύο σωμάτων που βρίσκονται σε επαφή εμφανίζεται όταν η τάση τριβής ξεπεράσει μια κρίσιμη τιμή S_{T0} . Η εφαπτομενική τάση μετά την έναρξη της ολίσθησης εξαρτάται από την σχετική ταχύτητα των δύο σωμάτων και ο νόμος του Coulomb παίρνει την μορφή:

$$S_T = -\mu S_N \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \left(\frac{|v_r|}{v_{r0}} \right) \quad (6), \text{ όπου:}$$

v_r το διάνυσμα της σχετικής ταχύτητας ολίσθησης (παράλληλο στην εφαπτομένη της διεπιφάνειας)

v_{r0} η κρίσιμη τιμή της σχετικής ταχύτητας, πέραν την οποίας ξεκινάει η ολίσθηση

$$t = \frac{v_r}{|v_r|} \text{ το μοναδιαίο διάνυσμα της σχετικής ταχύτητας ολίσθησης}$$

Ένα άλλο φαινόμενο το οποίο είναι δυνατό να εμφανιστεί σε τέτοια προβλήματα είναι η αποκόλληση του ενός σώματος από το άλλο. Αυτό συμβαίνει όταν στο σημείο της επαφής που εξετάζεται η ορθή τάση είναι εφελκυστική, δηλαδή όταν

$$S_N \geq 0$$

Η δυσκαμψία της σύνθετης κατασκευής επηρεάζεται τόσο από την δυσκαμψία των επιμέρους φορέων όσο και από τον τρόπο σύνδεσής τους. Με βάση αυτή την παρατήρηση είναι δυνατό να οριστούν τα προβλήματα επαφής τύπου κόλλας. Για τα προβλήματα αυτά ισχύει ότι κατά μήκος της διεπιφάνειας ο συντελεστής τριβής είναι πρακτικά άπειρος και τα δύο σώματα μπορούν να διαχωριστούν μεταξύ τους όταν η εφελκυστική ορθή τάση ξεπεράσει μια κρίσιμη τιμή [16].

iii. Ανάλυση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία

Οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία είναι συνήθως σχετικά δύσκαμπτες κατασκευές, με γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά διαφορετικά από εκείνα των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα για τις οποίες υπάρχει επαρκής εμπειρία σχεδιασμού. Πρόκειται για κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία ή λιθοδομή, υλικά τα οποία εμφανίζουν ψαθυρή μηχανική συμπεριφορά, μικρή έως μηδενική αντοχή σε εφελκυσμό και είναι σε πολλές περιπτώσεις ανομοιογενή. Η ποιότητα των υλικών και της κατασκευής είναι σε πολλές περιπτώσεις άγνωστη και διαφορετική στα διάφορα τμήματα των κατασκευών. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα έλλειψη μονολιθικότητας, μεγάλο βάρος κατανεμημένο καθ' ύψος και χαμηλή πλαστιμότητα, παράγοντες που οδηγούν σε μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού [17].

Τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία έχουν εξαιρετική αντοχή για κατακόρυφα θλιπτικά φορτία, παρουσιάζουν όμως μειωμένη αντοχή στις δράσεις που δημιουργούν εφελκυστικές τάσεις, όπως είναι ο σεισμός και οι διαφορικές καθιζήσεις. Υπό την επίδραση σεισμικών δράσεων, εκτός της σχεδόν μηδενικής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας, ένας ακόμη λόγος της κακής σεισμικής απόκρισης τους είναι ο 'κακός' σχεδιασμός ή ακόμα και η έλλειψη σχεδιασμού στα κτίρια αυτά, αφού πολλά από αυτά κατασκευάστηκαν εμπειρικά [18].

Υπό την επίδραση εξωτερικών φορτίων, συνήθως κατά τη διάρκεια κάποιας σεισμικής διέγερσης, οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία παρουσιάζουν μη γραμμική συμπεριφορά. Το αποτέλεσμα είναι ο σχηματισμός ρωγμών, μόνιμων βλαβών κ.α. στην τοιχοποιία. Με την ανάλυση, οι μηχανισμοί αστοχίας των

μεμονωμένων δομικών στοιχείων καθώς και ολόκληρου του δομικού συστήματος, μπορούν να καθοριστούν.

Η μη γραμμική ανάλυση δυναμικής απόκρισης πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας κατάλληλα μοντέλα προσομοίωσης της μηχανικής συμπεριφοράς του υλικού όπως το ελαστο-πλαστικό. Ο υπολογισμός των πλαστικών παραμορφώσεων είναι μία ένδειξη της έκτασης των περιοχών που θα υποστούν ζημιές και των σημείων στα οποία θα αρχίσει η αστοχία του υλικού.

Οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία αποτελούνται από υλικά με εύθραυστη μηχανική συμπεριφορά. Αν και δεν είναι, αναμένεται να λειτουργήσει ως ομοιογενές δομικό υλικό, υπό την επίδραση ποικίλων φορτίων. Πειραματικά αποτελέσματα μας δίνουν τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας και των συστατικών της. Στην περίπτωση κάποιου σεισμού η δομή θα υποβληθεί σε μια σειρά περιοδικών διεγέρσεων, που θα προκαλέσουν μεγάλη ένταση σε κάμψη και καταπόνηση στους δομικούς τοίχους.. Ανάλογα με την εφαρμογή ή τις συνθήκες κατασκευής, η συμπεριφορά της κατασκευής μπορεί να εξιδανικευθεί ή να απλοποιηθεί για να δώσει κάποια αποτελέσματα που είναι σημαντικά στην ανάλυση [13].

Το υλικό της τοιχοποιίας είναι ένα σύνθετο υλικό που αποτελείται από τούβλα (ή πέτρες) και κονίαμα (ή χωρίς κονίαμα). Οι ιδιότητες του υλικού και οι σταθερές των επιμέρους υλικών του, μπορούν να υπολογιστούν στο εργαστήριο ή με πειράματα, κάτι που δεν είναι πάντα εύκολο. Οι δυσκολίες στη μελέτη αυτού του τύπου των κατασκευών, που προκύπτουν από την ανομοιογένεια της δόμησης, αποτελούν παράγοντες που επηρεάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά των κατασκευών, δηλαδή της απόκρισης τους σε δυναμικά φορτία. Γι' αυτό και απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή κατά την εκτίμηση των δυναμικών χαρακτηριστικών τους και την ανάλυση τους για σεισμική φόρτιση, που θεωρείται η ύπαρξη εύκαμπτων πατωμάτων και η χαλαρή σύνδεση τους με τα κατακόρυφα στοιχεία (τοιχοποιίες), η οποία καταργεί την παραδοχή διαφραγματικής λειτουργίας και επηρεάζει την μεταφορά της σεισμικής δύναμης στα διάφορα στοιχεία της κατασκευής,

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί ένα αξιόπιστο εργαλείο για την στατική ή δυναμική ανάλυση μνημειακών κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία, όπως αποδεικνύεται από τις πολλαπλές εφαρμογές της στην ανάλυση τέτοιων κατασκευών. Η εφαρμογή της μεθόδου τόσο στην ανάλυση της υπάρχουσας κατάστασης της κατασκευής όσο και στην ανάλυση της υποθετικής κατάστασής της μετά από διάφορες προτεινόμενες επεμβάσεις ενίσχυσης δίνει σημαντικά αποτελέσματα που βοηθούν εύρεση και πρόταση της καταλληλότερης από τις επεμβάσεις [7].

iv. Αναφορές στην αλληλεπίδραση γειτονικών κατασκευών

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000) εντάσσει τη διαμόρφωση του σεισμικού αρμού στο κεφάλαιο της μείωσης των αβεβαιοτήτων σεισμικής συμπεριφοράς δίνοντας έμφαση, κυρίως, σε μέτρα αποφυγής καταστροφικών συνεπειών των προσκρούσεων των γειτονικών κτιρίων (εμβολισμός υποστυλωμάτων) και λιγότερο σε μέτρα περιορισμού βλαβών.

Χαρακτηριστικά επίσης είναι τα συμπεράσματα ενός πιλοτικού προγράμματος για την εκτίμηση και διαχείριση του σεισμικού κινδύνου, το οποίο εκπονήθηκε για την πόλη του Ρεθύμνου. Στις επισημάνσεις σχετικά με την απαραίτητες επεμβάσεις για τη μείωση του σεισμικού κινδύνου αναφέρεται ότι η ζώνη που περιβάλλει την Παλιά Πόλη, χαρακτηρίζεται από συνεχές σύστημα δόμησης και αποτελείται από μεικτά κτίρια που αντιπροσωπεύουν ως επί το πλείστον προσθήκες με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα πάνω σε υπάρχοντα παλαιότερα λιθόδομητα κτίρια, συνήθως διώροφα. Οι επεμβάσεις αυτές, σε συνδυασμό με το ότι το σύστημα από πανταχόθεν ελεύθερο αρχικά μετατράπηκε σε συνεχές είχε ως αποτέλεσμα να βρίσκονται σε επαφή τα παλιά κτίρια από τοιχοποιία με κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, αποτελούν και τους σοβαρότερους παράγοντες επικινδυνότητας. Μία από τις κυριότερες προτεινόμενες επεμβάσεις είναι η εξασφάλιση ικανού πλάτους "αντισεισμικού αρμού" ή σημαντικής ακαμψίας για τα καινούρια κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα που χτίζονται δίπλα σε παλαιότερα κτίρια από φέρουσα λιθοδομή ή από μεικτό σύστημα [19] .

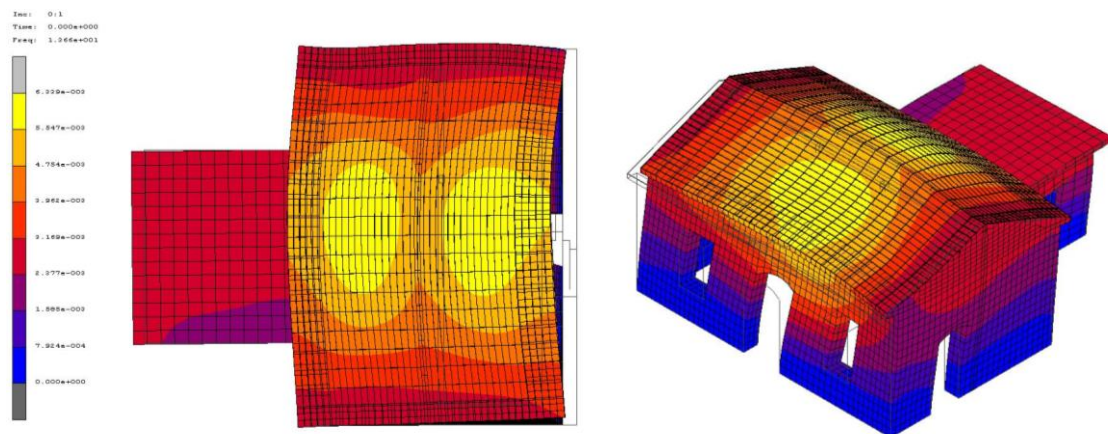
Όσον αφορά στον ορισμό παραμέτρων επίλυσης του προβλήματος, όπως έχουμε ήδη αναφέρει θα εξετάσουμε δύο περιπτώσεις με διαφορετικές παραμέτρους λαμβάνοντας υπόψη τα προβλήματα επαφής και η αλληλεπίδραση γειτονικών κτιρίων που αναπτύχθηκαν παραπάνω. Η διαφορά τους θα αφορά τον τρόπο με τον οποίο αλληλεπιδρούν τα δύο κτίσματα μεταξύ τους, το κτίριο με την φέρουσα τοιχοποιία και η μεταγενέστερη προσθήκη μιας αποθήκης από σκυρόδεμα που βρίσκεται στην ανατολική πλευρά του.

Επομένως θα αναλύσουμε δυναμικά ένα μοντέλο που θα το ονομάσουμε Α, όπου τα contact bodies έχουνε ενωθεί μεταξύ τους με πλήρη σύνδεση (glue), με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται η ομαλή μεταφορά φορτίων, να θεωρούνται πλήρως συνδεδεμένα και όχι ανεξάρτητα μεταξύ τους. Και ένα μοντέλο όπου τα contact bodies έχουνε ενωθεί μεταξύ τους με touching, που θα ονομάσουμε Β, όπου ορίζουμε μια διεπιφάνεια, με σκοπό να αναπτυχθούν φαινόμενα αποχωρισμού και τριβής μεταξύ των δύο κτισμάτων.

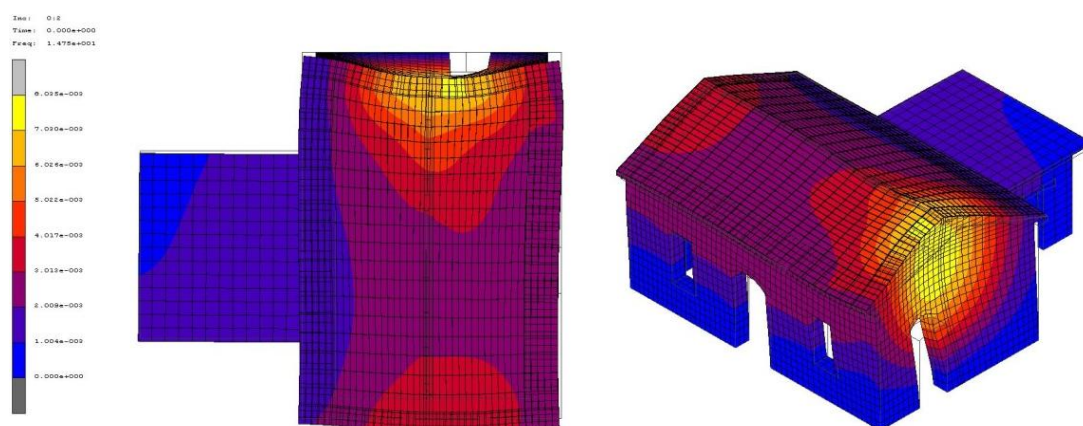
ν. Μοντέλο_A

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, το δεύτερο μέρος των ελέγχων περιλαμβάνει την ιδιομορφική ανάλυση της υφιστάμενης κατασκευής για την εύρεση των πρώτων 40 ιδιομορφών. Οι συχνότητες ταλάντωσης των δομικών στοιχείων κυμάνθηκαν από 17 Hz μέχρι 45Hz.

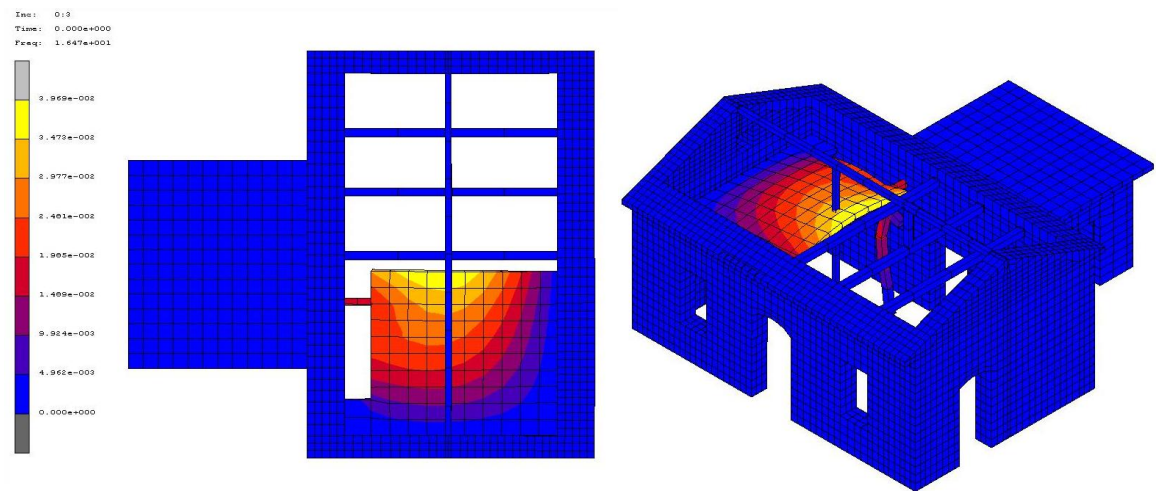
Συνολικής Μετατόπισης (displacement)



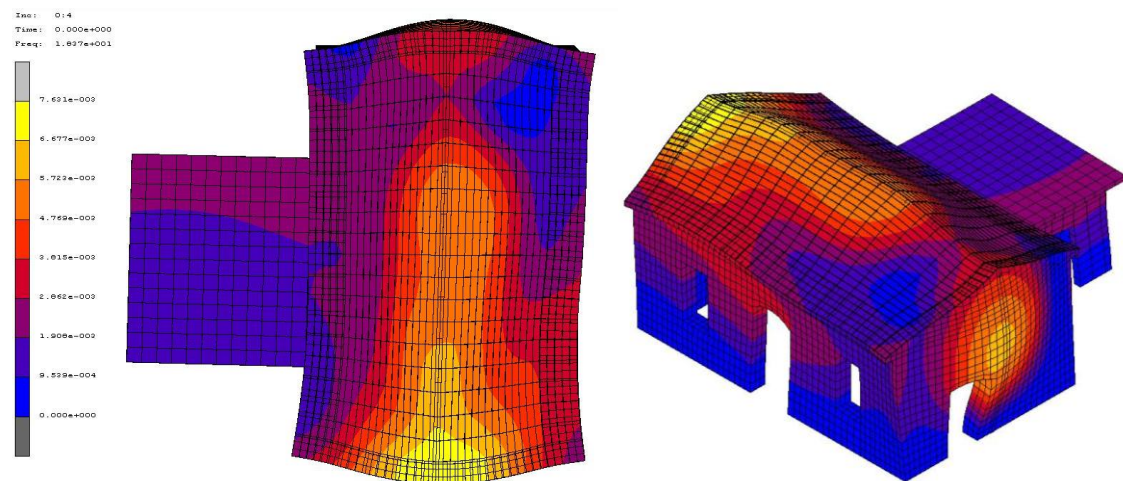
1η ιδιοσυχνότητα 13.66 Hz



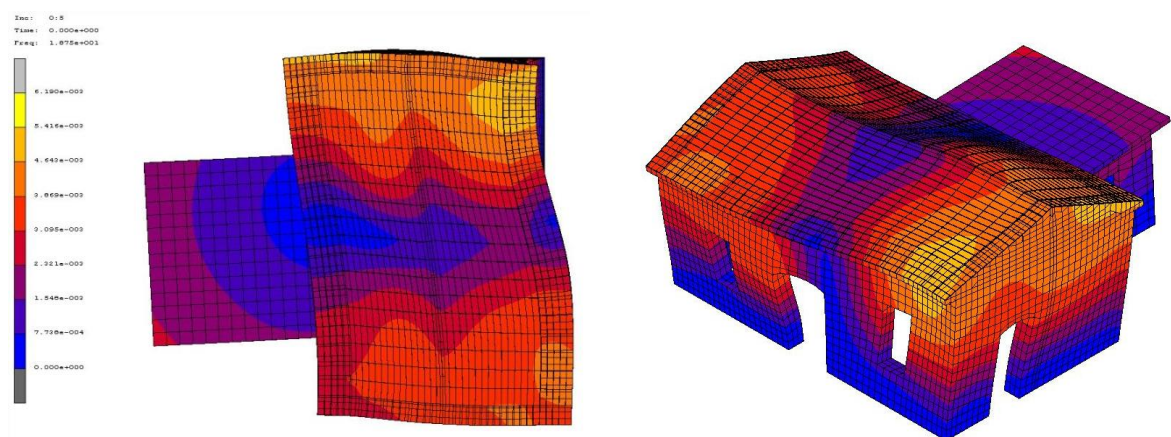
2η ιδιοσυχνότητα 14.67 Hz



3η ιδιοσυχνότητα 16.47 Hz

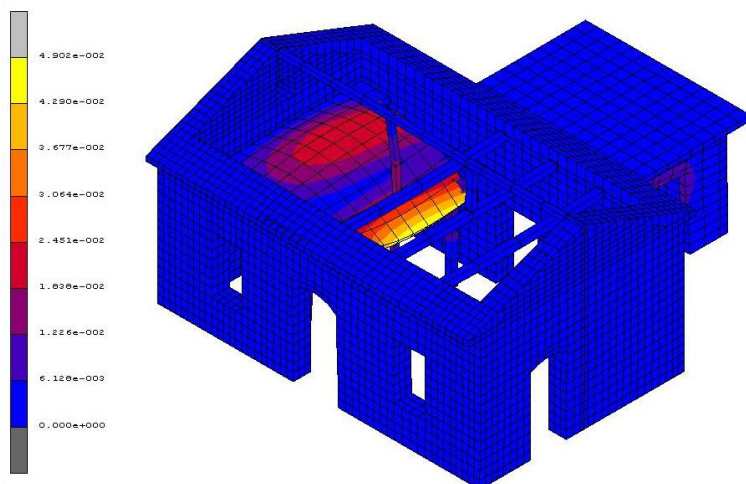


4η ιδιοσυχνότητα 18.37 Hz



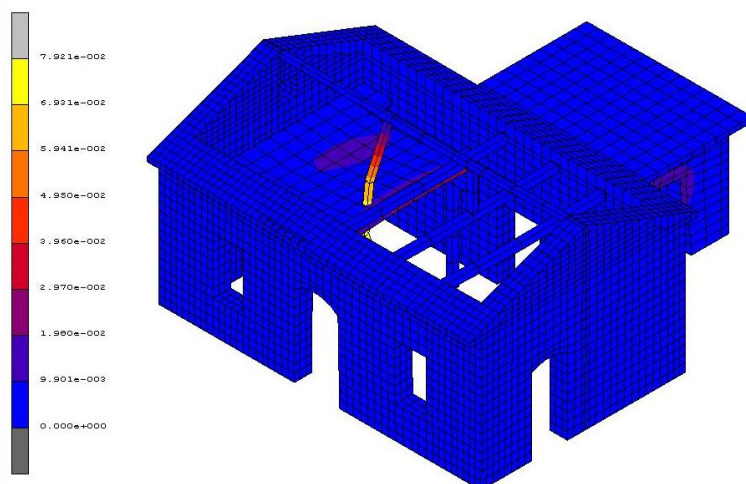
5η ιδιοσυχνότητα 18.75 Hz

Inc: 0:10
Time: 0.000e+000
Freq: 2.422e+001



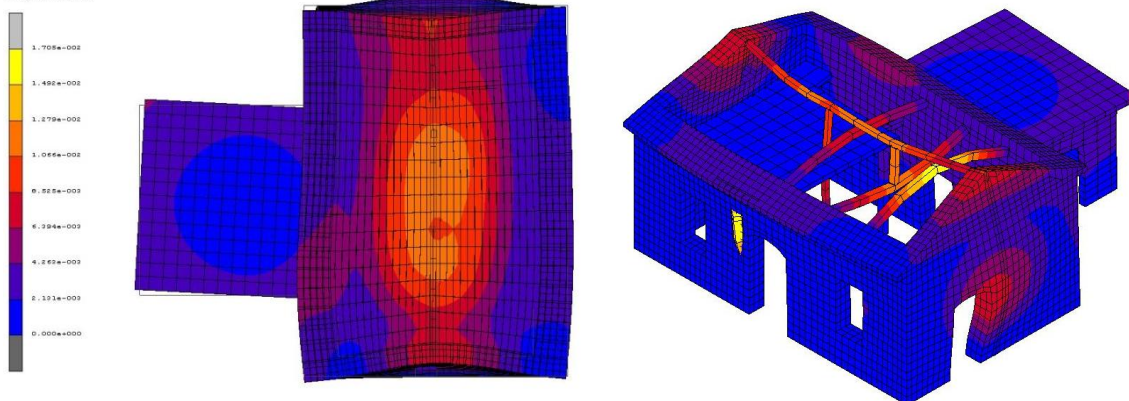
10η ιδιοσυχνότητα 24.22 Hz

Inc: 0:12
Time: 0.000e+000
Freq: 2.465e+001



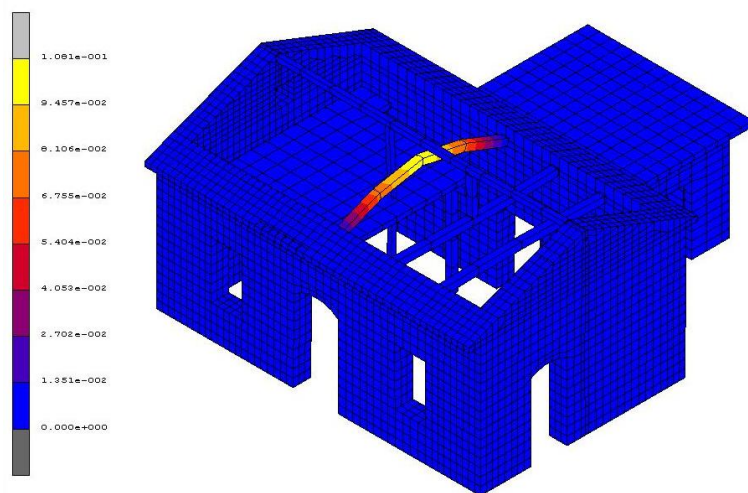
12η ιδιοσυχνότητα 24.65 Hz

Inc: 0:14
Time: 0.000e+000
Freq: 2.607e+001



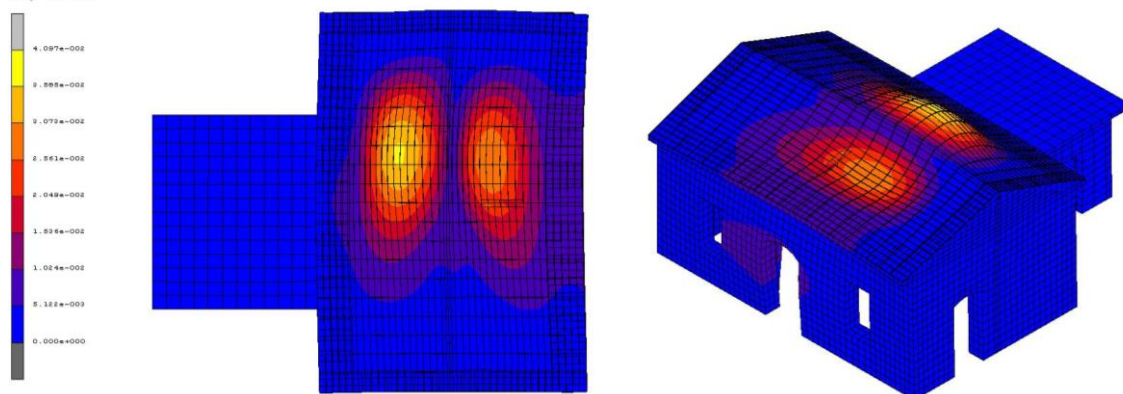
14η ιδιοσυχνότητα 26.87 Hz

Time: 0.18
Time: 0.000e+000
Freq: 2.922e+001



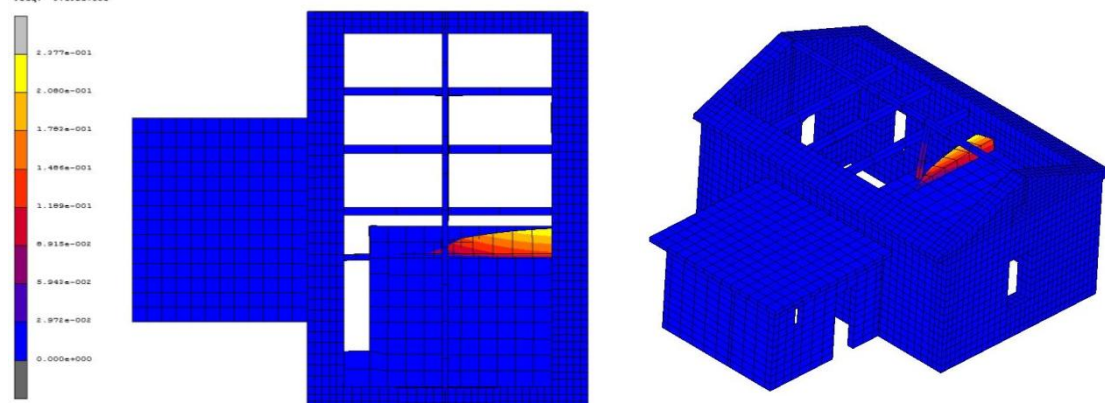
18η ιδιοσυχνότητα 29.22 Hz

Time: 0.19
Time: 0.000e+000
Freq: 2.981e+001

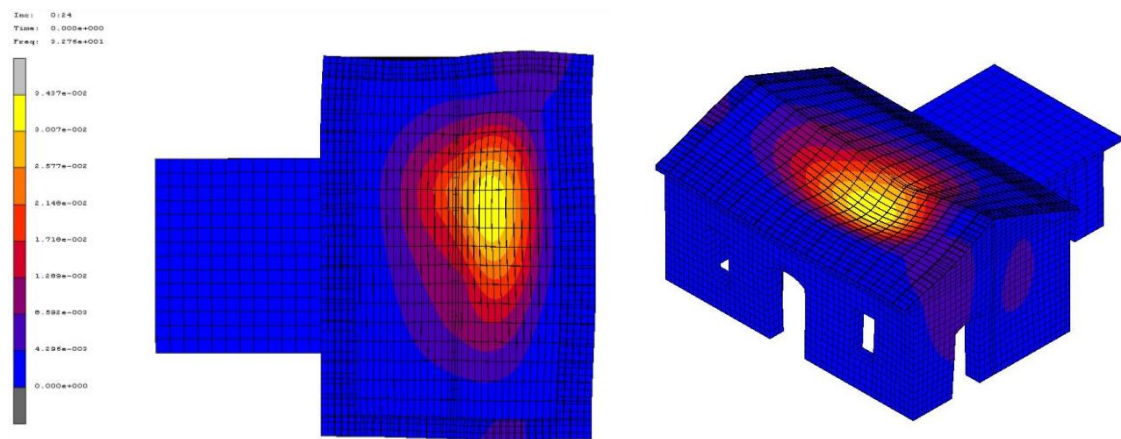


19η ιδιοσυχνότητα 29.81 Hz

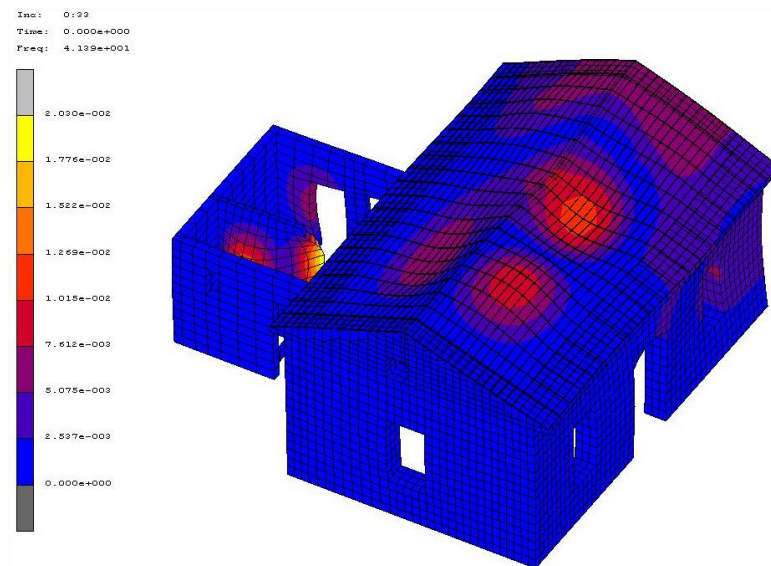
Time: 0.22
Time: 0.000e+000
Freq: 3.139e+001



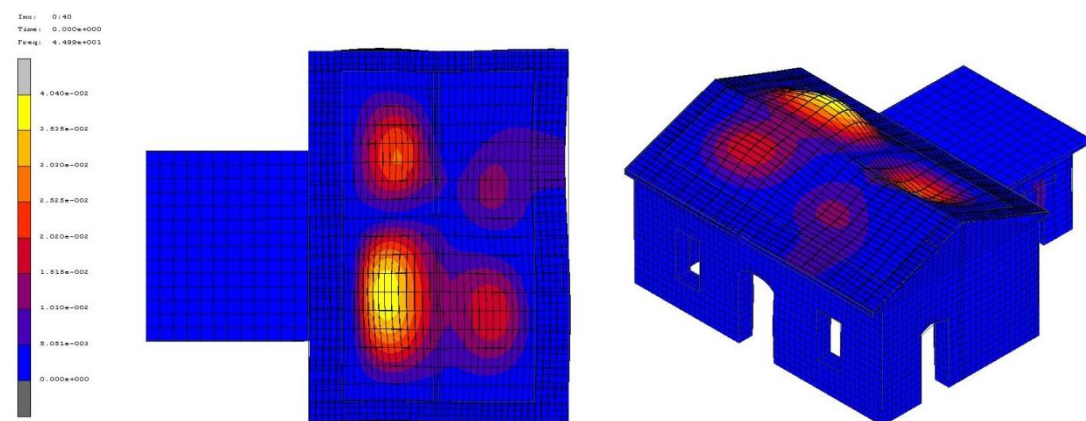
22η ιδιοσυχνότητα 31.39 Hz



24η ιδιοσυχνότητα 32.76 Hz



33η ιδιοσυχνότητα 41.39 Hz



40η ιδιοσυχνότητα 44.99Hz

Παρατηρήσεις

Αρχικά να αναφέρουμε ότι αναλύσαμε τις 40 πρώτες ιδιοσυχνότητες οι οποίες κυμάνθηκαν από 13.66 έως 44.99 Hz.

Στην 1η ιδιοσυχνότητα, στα 13.66 Hz, παρατηρούμε ότι το κτίριο ταλαντώνεται στον άξονα ανατολής-δύσης με κατεύθυνση προς την ανατολή, ενώ στην 2η, στα 14.74Hz, το κτίριο ταλαντώνεται κατά τον άξονα βορρά-νότου με κατεύθυνση προς βορά. Η 3η ιδιοσυχνότητα ταλαντώνει μόνο το πατάρι στα 16.45Hz, ενώ η 4η, στα 18.37 Hz, ταλαντώνει πάλι τον άξονα βορρά-νότου του κτιρίου αλλά αυτή τη φορά οι δύο πλευρές τείνουν να απομακρύνονται. Στην 5η ιδιοσυχνότητα, στα 18.75 Hz, παρατηρούμε το φαινόμενο της στρέψης ολόκληρου του κτιρίου δεξιόστροφα, ενώ στις επόμενες τρεις από την 6η μέχρι την 9η, δηλαδή από τα 20.84 Hz μέχρι τα 23.47 Hz ταλαντώνονται διαφορετικά μέρη στην αποθήκη, το κτίριο από οπτοπλινθοδομή.

Συνεχίζοντας στην 10η, πάλι βλέπουμε να ταλαντώνεται το πατάρι στα 24.22 Hz, στην 11η 24.51 Hz και 12η 24.65 Hz κάμπτεται ένα μεγάλο υποστύλωμα που διατρέχει όλο το ύψος του κτιρίου.

Στην 13η τρίτη στα 25.43 Hz, στην 26η και 27η στα 35 Hz, στην 33η στα 41.39 Hz και στην 35η στα 42.23 Hz, ταλαντώνονται οι ξύλινες δοκοί που βρίσκονται στην στέψη της στέγης και τα ξύλινα υποστυλώματα, μαζί με διάφορες πλευρές της αποθήκης.

Η 14η ιδιοσυχνότητα, στα 26.87 Hz, ταλαντώνει τις ξύλινες δοκούς της στέψης με αποτέλεσμα να κάμπτονται και να εφελκύνονται ή να θλίβονται και να βυθίζεται η στέγη, στην 15η στα 27.42 ταλαντώνεται ένα υποστύλωμα του παταριού, ενώ από την 16η στα 28.55Hz μέχρι την 18η ιδιοσυχνότητα στα 29.22 Hz εφελκύνονται και θλίβονται οι δοκοί στην στέψη της στέγης.

Στην συνέχεια προχωράμε στην 19η και 20η ιδιοσυχνότητα στα 29.81 Hz και 30.17Hz αντίστοιχα, στην 24η στα 32.76 Hz, στην 25η στα 34.09 Hz καθώς και στην 28η στα 36.87 Hz μέχρι και την 31η στα 40.31 Hz και από την 36η μέχρι την 40η, δηλαδή από τα 42 έως τα 45 Hz, ταλαντώνονται οι ξύλινες δοκοί της στέψης και τα υποστυλώματα με αποτέλεσμα να κάμπτονται και να εφελκύνονται ή να θλίβονται και να βυθίζεται ή να διογκώνεται η στέγη.

Στην 21η, 22η και 23η, στα 31 Hz, ταλαντώνεται μόνο μία δοκός που στηρίζει το πατάρι και στρέφεται, στην 32η στα 41.16 Hz, ταλαντώνεται μόνο ο εσωτερικός τοίχος της αποθήκης και στην 34η κάμπτεται μόνο ένα υποστύλωμα που στηρίζει το πατάρι.

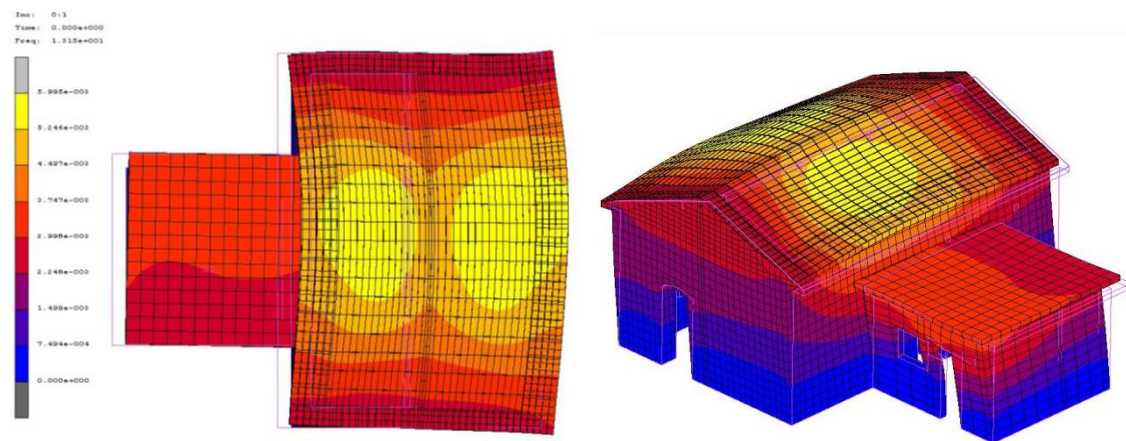
Τέλος η μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στην 22η ιδιοσυχνότητα, στα 31.39 Hz. Στην συγκεκριμένη συχνότητα το τμήμα του κτίσματος που φαίνεται να διεγείρεται ανήκει αποκλειστικά σε ένα δοκάρι που στηρίζει το ξύλινο πάτωμα του παταριού. Αντίστοιχα η μικρότερη μετατόπιση παρατηρείται στην 5η

ιδιοσυχνότητα, στα 18.75 Hz. Στη συγκεκριμένη συχνότητα διεγείρεται το κτίσμα της φέρουσα τοιχοποιίας και παρατηρείται και το φαινόμενο της στρέψης.

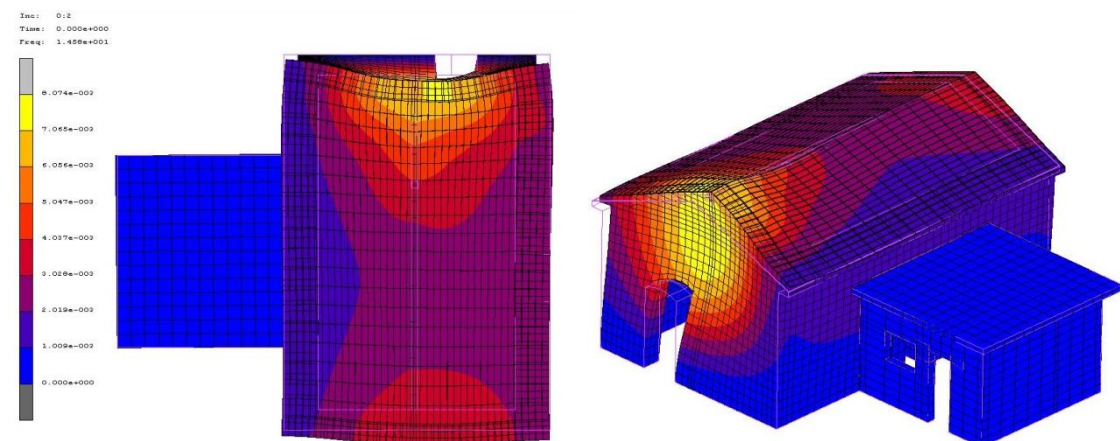
vi. Μοντέλο_B

Συνολικής Μετατόπιση (displacement)

Στο μοντέλο B θα εξετάσουμε τις κύριες ιδιοσυχνότητες για να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα με το μοντέλο A, έτσι ώστε να συμπεράνουμε ποιά είναι η πραγματική αλληλεπίδραση των δύο κτιρίων και να την προσεγγίσουμε μέσω της προσομοίωσης για να εξάγουμε ακριβή αποτελέσματα για την υφιστάμενη κατασκευή.

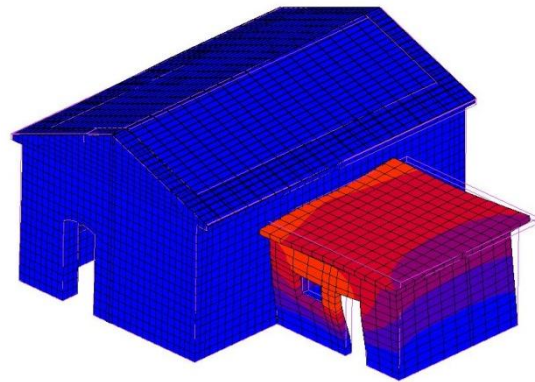
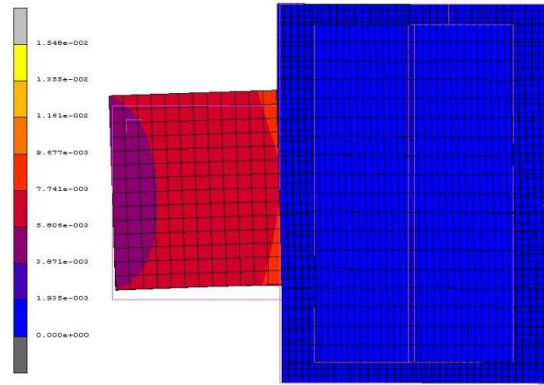


1η ιδιοσυχνότητα 13.15 Hz



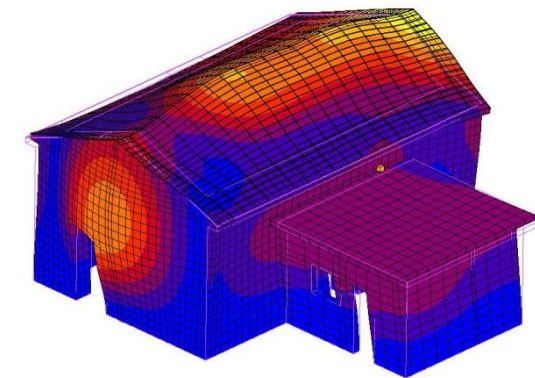
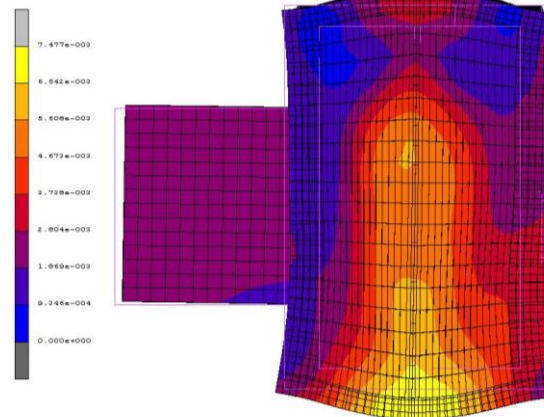
2η ιδιοσυχνότητα 14.58 Hz

Imo: 0:4
Time: 0.000e+000
Freq: 1.737e+001



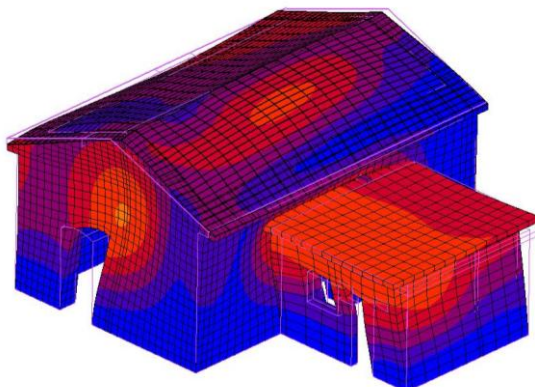
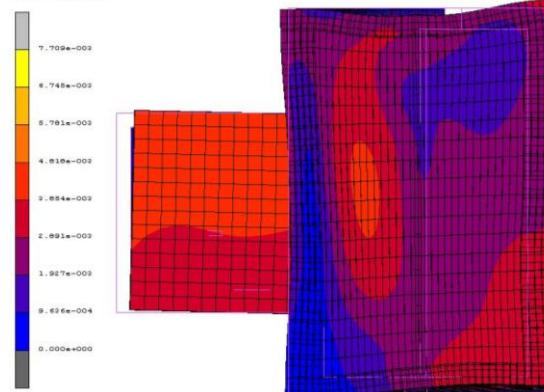
4η ιδιοσυχνότητα 17.37 Hz

Imo: 0:5
Time: 0.000e+000
Freq: 1.818e+001



5η ιδιοσυχνότητα 18.19 Hz

Imo: 0:7
Time: 0.000e+000
Freq: 2.042e+001

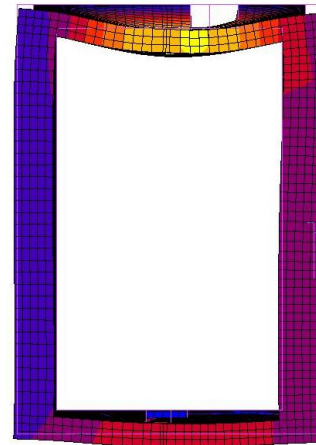
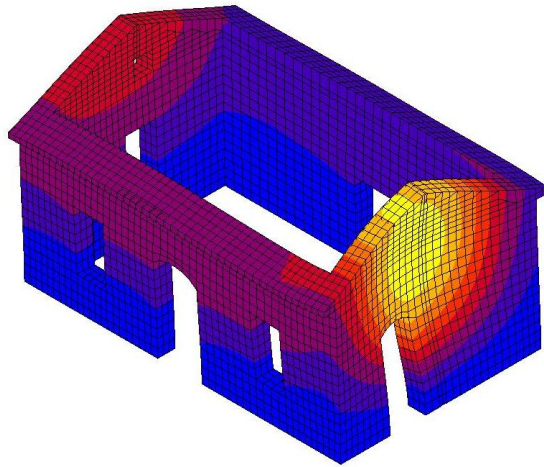
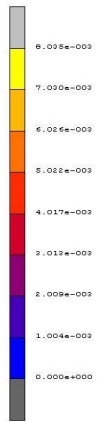


7η ιδιοσυχνότητα 20.42 Hz

vii. Φέρουσα τοιχοποιία

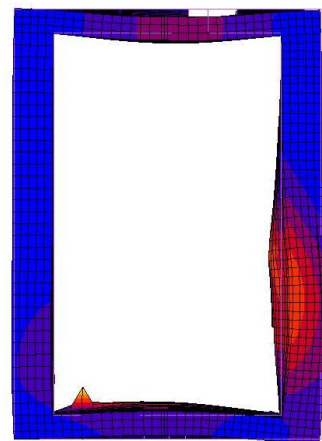
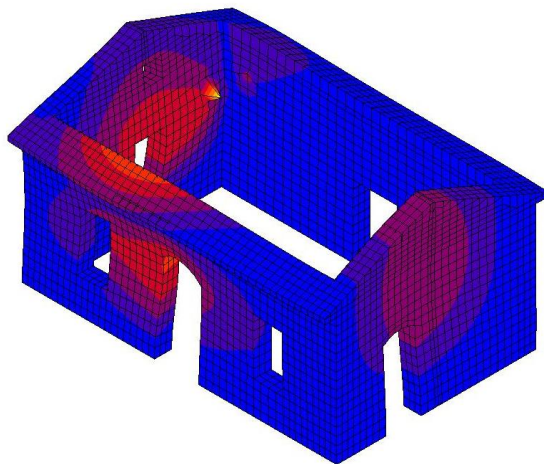
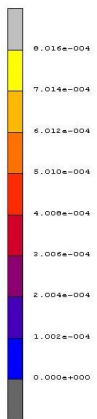
Συνολικής Μετατόπιση (displacement)

Inc: 0:2
Time: 0.000e+000
Freq: 1.475e+001



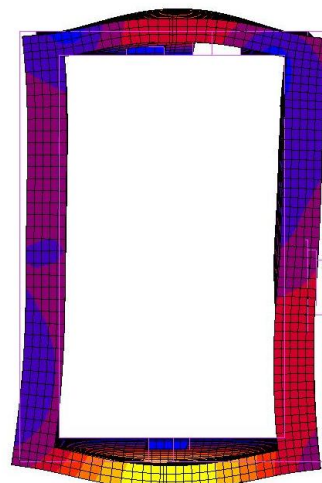
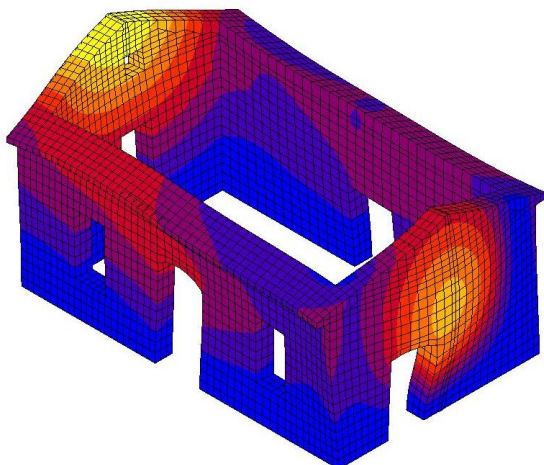
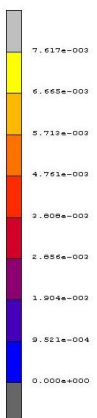
2η ιδιοσυχνότητα 14.75 Hz

Inc: 0:3
Time: 0.000e+000
Freq: 1.647e+001

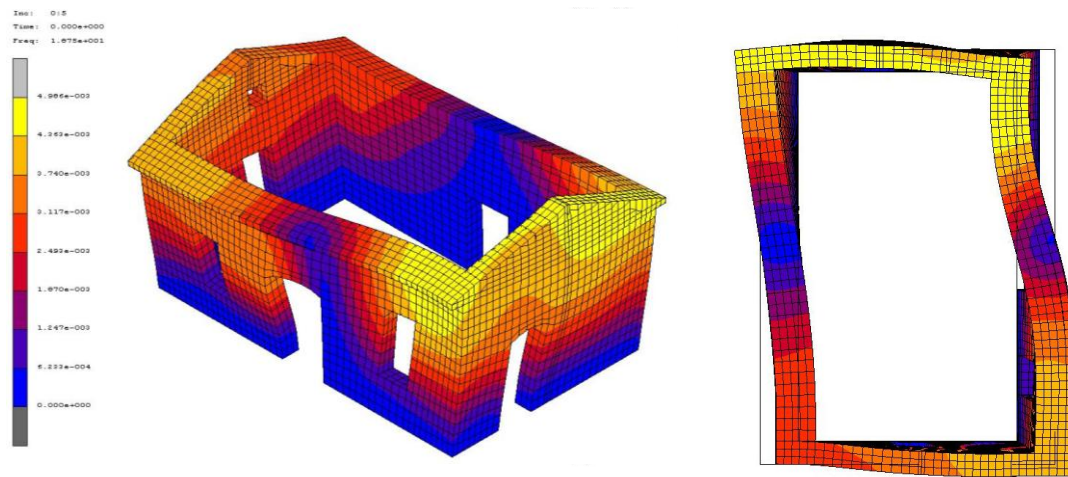


3η ιδιοσυχνότητα 16.47 Hz

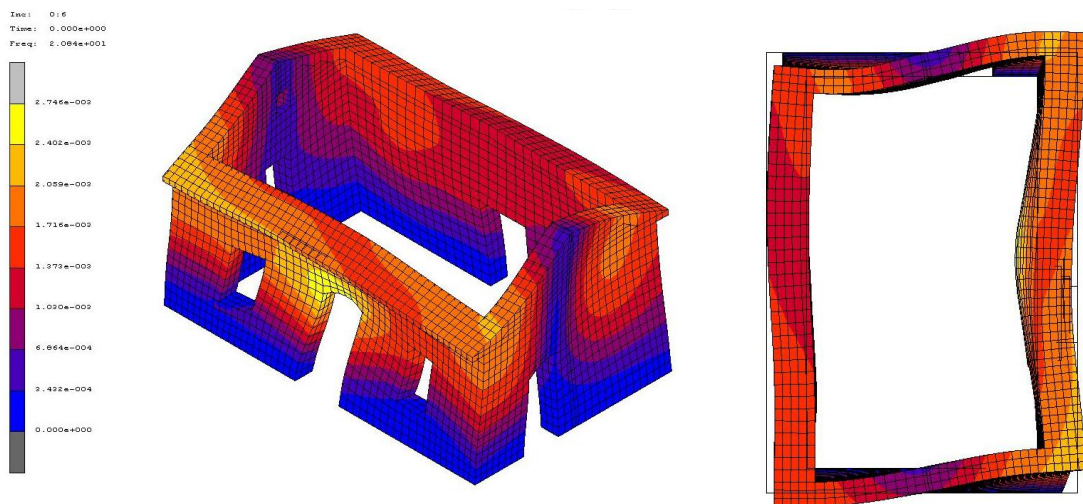
Inc: 0:4
Time: 0.000e+000
Freq: 1.837e+001



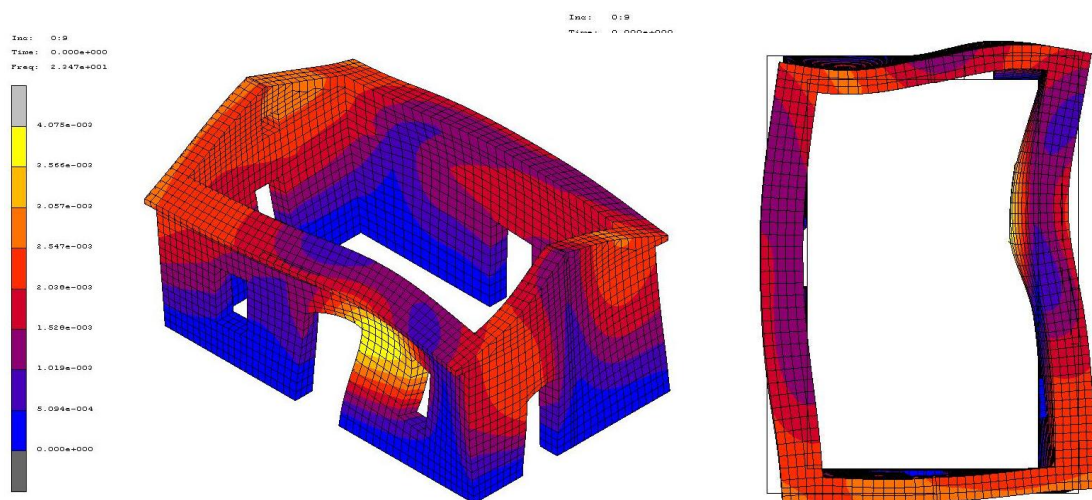
4η ιδιοσυχνότητα 18.37 Hz



5η ιδιοσυχνότητα 18.75Hz

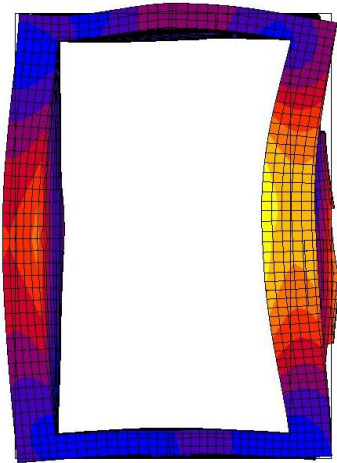
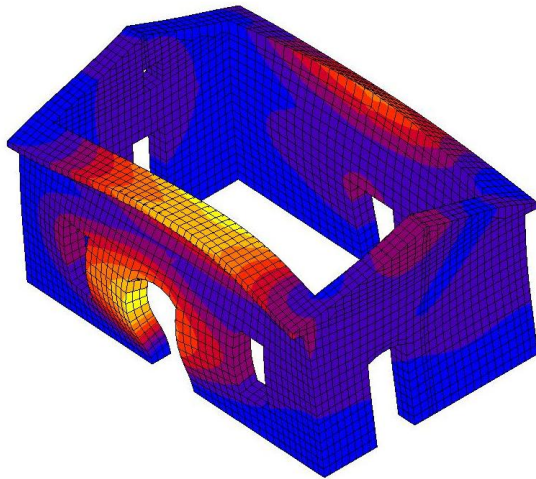
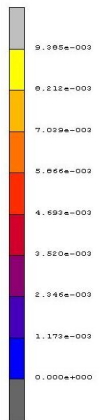


6η ιδιοσυχνότητα 20.84Hz



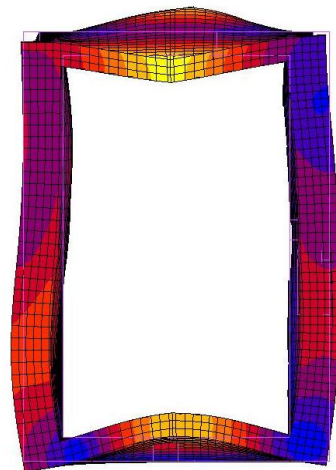
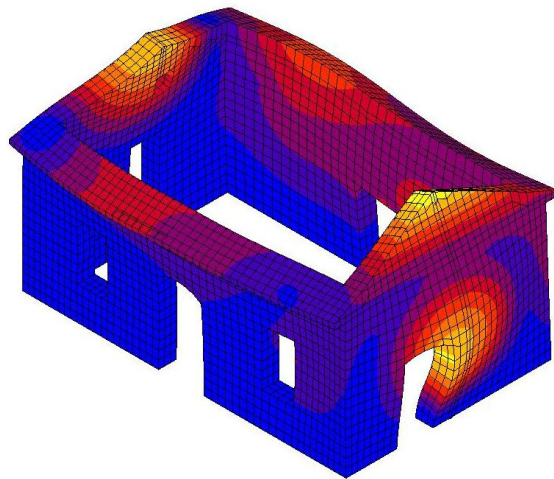
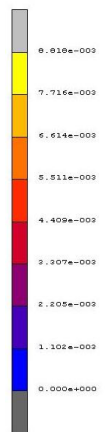
8η ιδιοσυχνότητα 23.47Hz

Imo: 0:19
Time: 0.000e+000
Freq: 2.901e+001



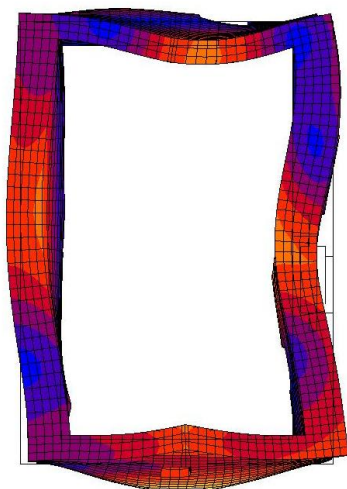
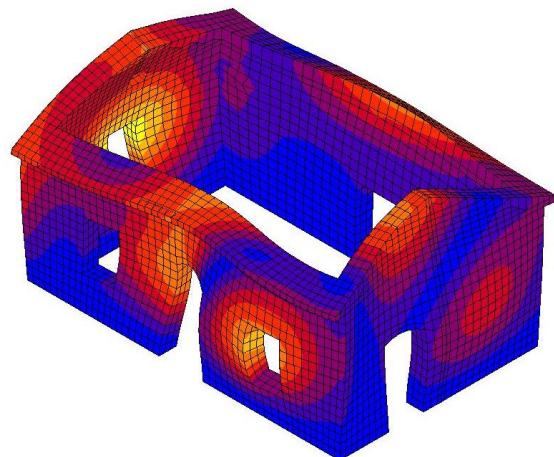
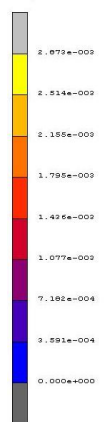
14η ιδιοσυχνότητα 26.87 Hz

Imo: 0:14
Time: 0.000e+000
Freq: 2.687e+001

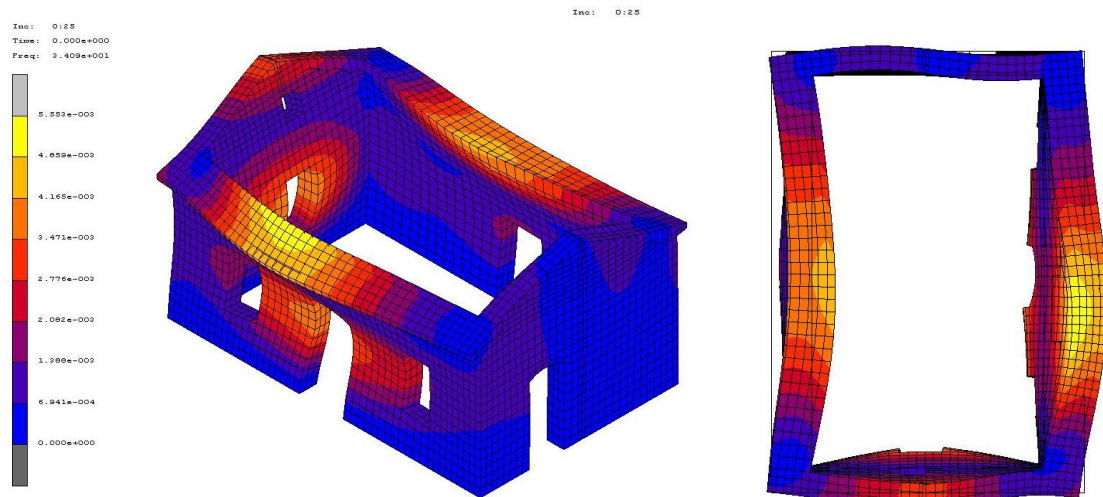


19η ιδιοσυχνότητα 29.81Hz

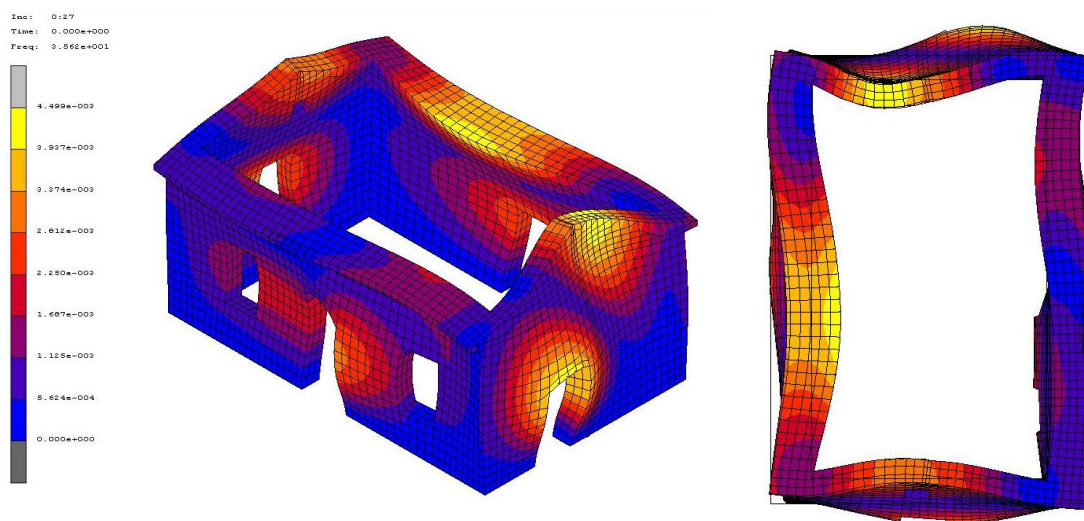
Imo: 0:21
Time: 0.000e+000
Freq: 3.124e+001



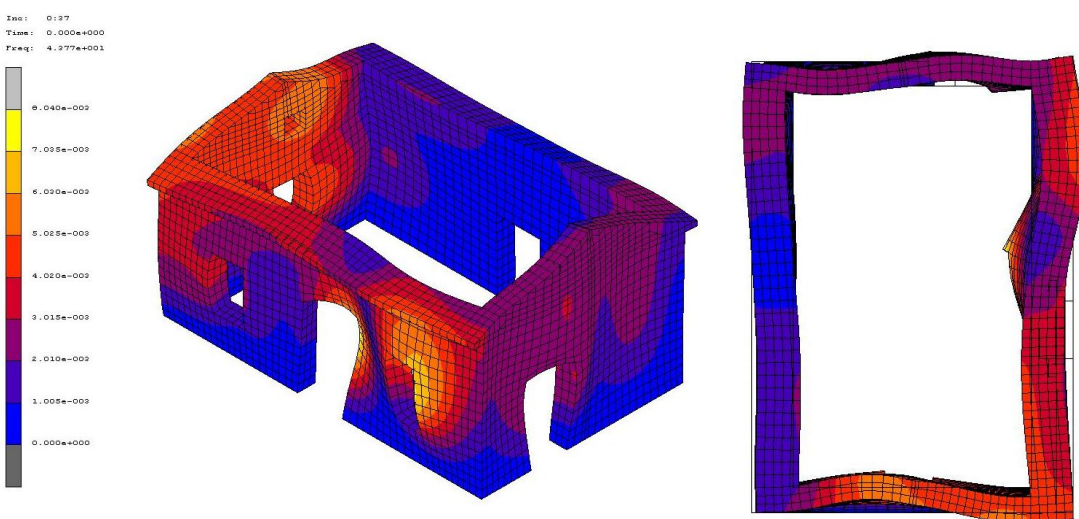
21η ιδιοσυχνότητα 31.24Hz



25η ιδιοσυχνότητα 34.09Hz



27η ιδιοσυχνότητα 35.62Hz



40η ιδιοσυχνότητα 44.99Hz

Παρατηρήσεις

Η μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στην 22η ιδιοσυχνότητα, στα 31.39 Hz, επηρεάζει την ανατολική όψη κυρίως και η μικρότερη μετατόπιση παρατηρείται στην 5η ιδιοσυχνότητα, στα 18.75 Hz, όπου ταλαντώνεται όλη η τοιχοποιία.

Αρχικά να αναφέρουμε ότι αναλύσαμε τις 40 πρώτες ιδιοσυχνότητες οι οποίες κυμάνθηκαν από 13.66 έως 44.99 Hz. Πιο συγκεκριμένα η 1η ιδιοσυχνότητα ταλαντώνει το κτίριο στον άξονα ανατολής-δύσης στα 13.66 Hz και τείνει να σπρώχνει τις δυο όψεις προς την ανατολή. Η 2η στα 14.75 Hz, επηρεάζει τον άξονα βορά-νότου και ταλαντώνει κυρίως την νότια όψη, και η 3η στα 16.47 Hz, ταλαντώνει την δυτική όψη.

Στην 4η ιδιοσυχνότητα στα 18.37 Hz, καθώς και στην 26η στα 35.25 Hz, η τοιχοποιία διεγείρεται στον άξονα βορρά-νότου και πιέζει την βόρεια και την νότια πλευρά προς τα έξω σαν να απωθούνται σε αντίθεση με την συχνότητα 14η στα 26.86 Hz μέχρι την 17η στα 28.90 Hz, η οποίες τις σπρώχνουν προς το εσωτερικό του κτιρίου σαν να έλκονται.

Σε ένα μεγάλο αριθμό ιδιοσυχνοτήτων παρατηρείται το φαινόμενο της στρέψης με κύριο άξονα, τον άξονα βορά-νότου, όπου στρέφεται η τοιχοποιία είτε δεξιόστροφα είτε αριστερόστροφα. Οι ιδιοσυχνότητες είναι οι εξής : από την 5η στα 18.75 Hz μέχρι την 9η στα 23.47 Hz, την 18η στα 29.22 Hz, την 21η στα 31.24 Hz, την 24η στα 32.76 Hz, από την 27η στα 35.62 Hz μέχρι την 29η στα 37.86 Hz, από την 31η στα 40.31 Hz, την 34η στα 41.99 Hz και τέλος από την 36η στα 42.47 Hz μέχρι την 40η στα 44.99 Hz.

Επίσης σε πολλές ιδιοσυχνότητες ταλαντώνεται μόνο μία πλευρά κάθε φορά. Ακολουθούν οι ιδιοσυχνότητες όπου ταλαντώνεται μόνο η δυτική πλευρά : 3η στα 16.47 Hz, από την 10η μέχρι την 12η στα 24 Hz και η 30η στα 38.64 Hz. Επίσης στην 33η ταλαντώνεται μόνο η νότια πλευρά στα 41.39 Hz.

Άλλες φορές ταλαντώνονται δύο πλευρές μαζί χωρίς όμως να ανήκουν στον ίδιο άξονα κίνησης, όπως συμβαίνει στην 13η ιδιοσυχνότητα στα 25.43 Hz, όπου ταλαντώνεται η δυτική και η βόρεια όψη και στην 35η στα 42.23 Hz, όπου ταλαντώνεται η νότια και η δυτική πλευρά.

Όμως έχουμε και παραδείγματα όπου ταλαντώνονται δύο πλευρές ανά ιδιοσυχνότητα, οι οποίες όμως ανήκουν στον ίδιο άξονα κίνησης όπως έχουμε ήδη δει να συμβαίνει στην 1η ιδιοσυχνότητα όπου ταλαντώνεται το κτίριο στον άξονα ανατολής-δύσης. Το ίδιο συμβαίνει και στην 19η στα 29.81 Hz και στην 32η στα 41.16 Hz. Ή όπως έχουμε ήδη δει να συμβαίνει στην 2η ιδιοσυχνότητα όπου ταλαντώνεται το κτίριο στον άξονα βορά-νότου, το ίδιο παρατηρείται και στην 20η στα 30.17 Hz καθώς και στην 22η στα 31.39 Hz.

Τέλος στην 25η ιδιοσυχνότητα στα 34.09 Hz ταλαντώνονται τρεις από τις τέσσερις πλευρές της τοιχοποιίας, όλες δηλαδή εκτός από την νότια όψη.

ΕΝΟΤΗΤΑ 4

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗΣ ΚΕΛΥΦΟΥΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΔΟΜΗ



Όπως αναφέραμε και στην ενότητα 1, η διαδικασία της αποκατάστασης και της επανάχρησης ενός κτιρίου προϋποθέτει την μελέτη του κτίσματος σε βάθος, την διερεύνηση των προβλημάτων που αντιμετωπίζει, την επίλυση αυτών και τέλος την διατύπωση της νέας πρότασης και την εφαρμογή της επέμβασης.

Η πλειοψηφία των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, χαρακτηρίζονται ως «παραδοσιακά» κτίρια. Η ποιότητα των επεμβάσεων σ' αυτά επαφίεται στις γνώσεις, την εμπειρία και την ευαισθησία του κάθε μελετητή αλλά βεβαίως και στα τεχνολογικά και οικονομικά μέσα που είναι διαθέσιμα ανά περίπτωση.[20]

Στην συγκεκριμένη εργασία μας έχει απασχολήσει η κατηγορίας επανάχρησης ενός παραδοσιακού πέτρινου κτίσματος από φέρουσα τοιχοποιία. Τα παλιά κτίρια από τοιχοποιία όλων των τύπων αντιπροσωπεύουν ένα σημαντικό μέρος του κτιστού περιβάλλοντος, το οποίο είναι εξαιρετικά τρωτό σε σεισμούς. Τις τελευταίες λίγες δεκαετίες έχει γίνει σημαντική πειραματική έρευνα για την διερεύνηση των αιτίων των βλαβών και την ανάπτυξη τεχνολογίας για την σεισμική ενίσχυση και αποκατάσταση των υπαρχόντων κτιρίων από τοιχοποιία.

Στην ενότητα 2 παρακολουθήσαμε τους μη καταστρεπτικούς ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν στην υφιστάμενη κατασκευή και στην τρίτη ενότητα τον έλεγχο δομικής ακεραιότητας με την βοήθεια υπολογιστικών προγραμμάτων. Το συμπέρασμα που βγαίνει από τα πειραματικά αλλά και τα αναλυτικά πειράματα που πραγματοποιήθηκαν είναι ότι η φέρουσα τοιχοποιίας βρίσκεται σε πολύ καλή κατάσταση και δεν χρειάζεται κάποια ειδική τεχνική στήριξης, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Ολοκληρώνοντας τη σύντομη αποτίμηση της δομικής κατάστασης του υφιστάμενου κτιρίου, θα θέλαμε να τονίσουμε ότι η στέγη και το πάτωμα του παταριού έχουν αρκετά προβλήματα λόγω κατασκευαστικών αστοχιών. Υπάρχει η δυνατότητα, είτε να αντικαταστήσουμε τα επιβαρημένα μέρη με νέα, ίδιας υφολογίας και φιλοσοφίας, είτε αντίστοιχα με νέα, εντελώς διαφοροποιημένου χαρακτήρα, το οποίο απαιτεί ιδιαίτερη επιμέλεια, καθώς οι κίνδυνοι κακής συνεργασίας μεταξύ παλαιών και σύγχρονων μερών που μπορεί να παρουσιαστούν είναι αυξημένοι.

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω διαπιστώνουμε ότι δεν υπάρχει ένα μοντέλο – πρότυπο σχεδιασμού ή συγκεκριμένων στρατηγικών επιτυχημένης ανάδειξης ενός κελύφους. Βασικό στοιχείο που αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση κατά τη διαδικασία της αποκατάστασης, καθώς και της επιλογής της νέας χρήσης, είναι η έρευνα, η γνωριμία και η εμβάθυνση στην ιστορία του υφιστάμενου κτιρίου, αλλά και της ευρύτερης περιοχής του. Οι εκάστοτε επιλογές καθορίζονται από διάφορες παραμέτρους, που συνήθως σχετίζονται με την ταυτότητα του τόπου, την ιστορικότητα και τη σημασία του κτιρίου για την κοινωνία, αλλά και με τον ίδιο τον χώρο, όπως για παράδειγμα τη κατάσταση διατήρησης και την ύπαρξη ή μη μηχανολογικού εξοπλισμού. [21]

I. ΠΡΟΤΑΣΗ ΜΕΛΕΤΗΣ

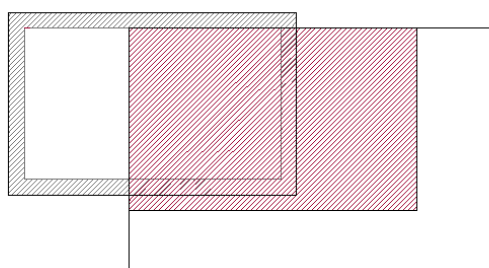
Για αυτούς τους λόγους έγινε μία προσπάθεια ακλουθώντας τους νόμους που διέπουν την αποκατάσταση ενός παραδοσιακού κτίσματος (ΓΟΚ), να εξασφαλίσουμε τα περισσότερα δυνατά τετραγωνικά με τον πιο λειτουργικό τρόπο διανεμημένα έτσι ώστε να στεγάσει το πολιτιστικό σύλλογο της χωριού.

Ο γενικός οικοδομικός κανονισμός (ΓΟΚ) υπαγορεύει τους εξής περιορισμούς.

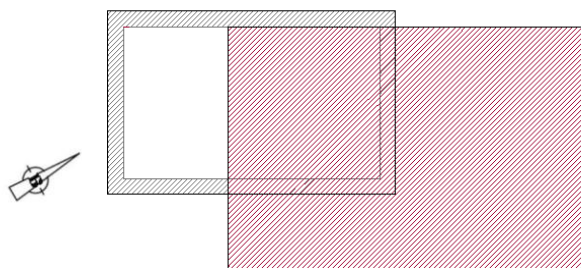
- κάλυψη_60% (+56 τ.μ.)
- δόμηση_ 199.35τ.μ. (+135.7τ.μ.)
- μέγιστο επιτρεπόμενο ύψος_7.5+2μ για στέγαση
- απόσταση από την μάντρα_ 2.5μ. αλλιώς κολλητά στην μάντρα

Η πρώτη επιλογή που κάναμε ήταν να μην συμπεριλάβουμε στην πρόταση επανάχρησης την αποθήκη που βρίσκεται στην δυτική πλευρά του κτιρίου, καθώς πρόκειται για μία προσθήκη ως λύση ανάγκης έτσι ώστε να στεγαστούν οι βοηθητικοί χώροι, χωρίς να υπάρχει πλάνο ένταξης της στο χώρο και συσχέτισης του με το προϋπάρχον κτίριο. Επιπρόσθετα όπως αναφέρθηκε ήδη η κατάσταση του συγκεκριμένου τμήματος δεν είναι καλή. Επίσης επιλέχθηκε να προταθεί η καθαίρεση της στέγης και του παταριού τα οποία είναι ετοιμόρροπα. Επομένως έχουμε να κάνουμε με ένα αυστηρά παραλληλόγραμμο πέτρινο κέλυφος διαστάσεων 96τ.μ.

Η πρόθεση μας μέσω από το σχεδιασμό του χώρου, που θα στεγάζεται ο πολιτιστικός σύλλογος Βάμου, ήταν να επέμβουμε όσο το δυνατόν λιγότερο γίνεται στην υφιστάμενη φέρουσα τοιχοποιία και μέσω της καινούριας σύνθεσης να την αναδείξουμε. Για αυτόν τον λόγο διατηρήσουμε την υπάρχουσα γεωμετρία προσθέτοντας δίπλα στο ήδη υπάρχον παραλληλόγραμμο άλλο ένα ίδιων διαστάσεων στην αρχή (Εικόνα 4.1) και αργότερα, λαμβάνοντας υπόψη τα τετραγωνικά που μας ορίζει ο οικοδομικός κανονισμός, λίγο μεγαλύτερο (Εικόνα 4.2).

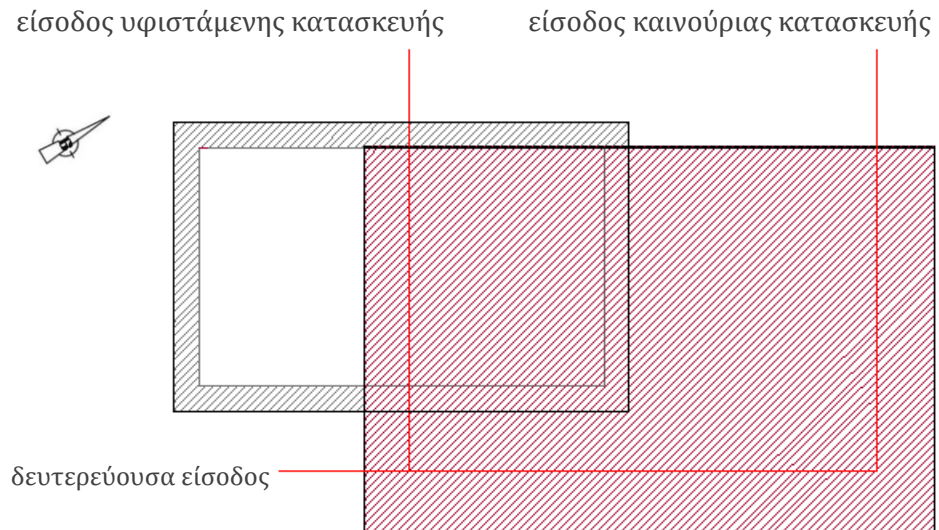


Εικόνα 4.1



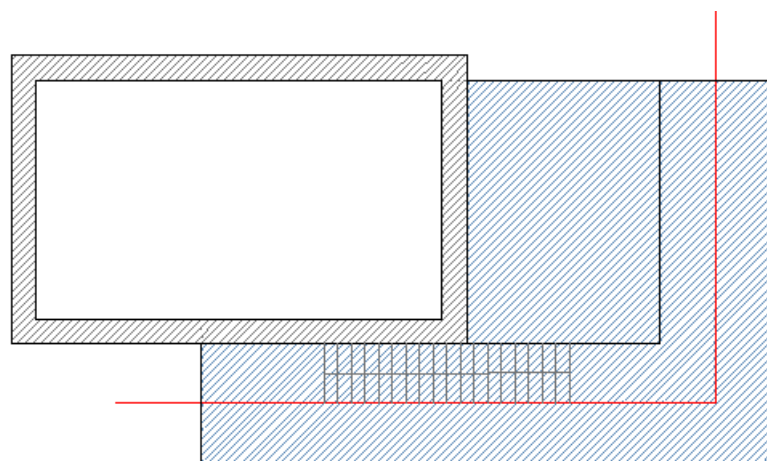
Εικόνα 4.2

Με αυτόν τρόπο προσθέσαμε ένα καινούριο τμήμα στην υφιστάμενη κατασκευή, χωρίς πολύπλοκη γεωμετρία και το τοποθετήσαμε με τέτοιον τρόπο ώστε να προηγείται το ήδη υπάρχον από την κύρια πλευρά του κτιρίου την δυτική, όπου είναι και η κύρια είσοδος και για το παλιό αλλά και για το νέο τμήμα (Εικόνα 4.3).



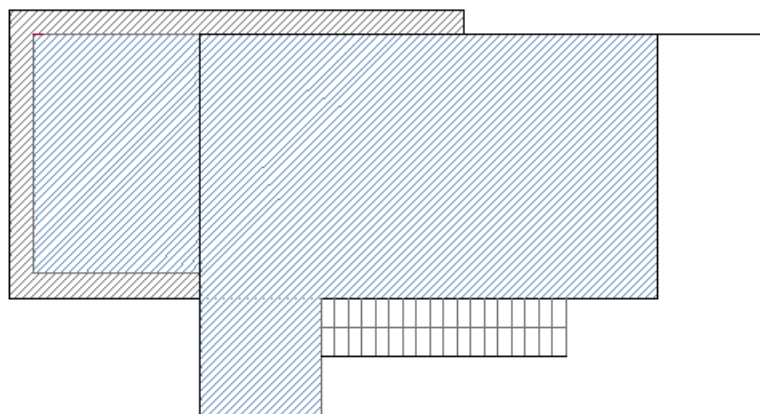
Εικόνα 4.3

Το καινούριο κτίριο σε αντίθεση με το παλιό είναι διόροφο και θα στεγάζει στο ισόγειο τον κατακόρυφο άξονα κίνησης, βοηθητικούς χώρους και ένα χώρο υποδοχής και στο υφιστάμενο χώρο θα στεγάζεται ένας εκθεσιακός χώρος (Εικόνα 4.4). Στον πρώτο όροφο θα στεγάζεται μία αίθουσα πολλαπλών χρήσεων, καθώς και ένας εξωτερικός χώρος (Εικόνα 4.5).



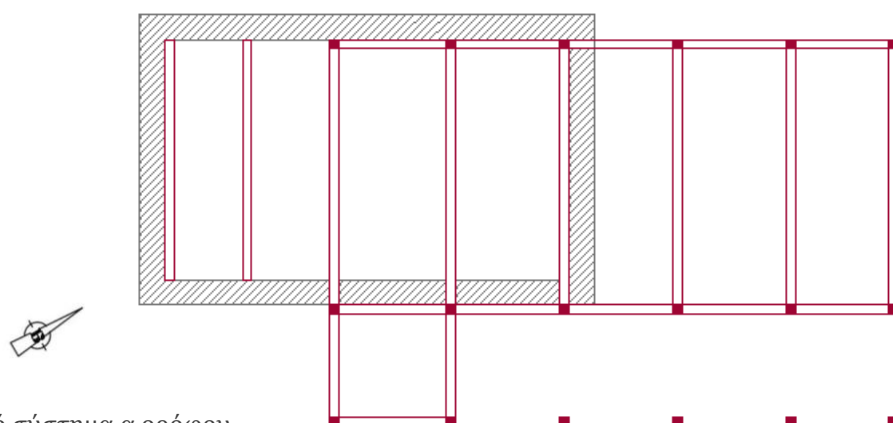
Εικόνα 4.4



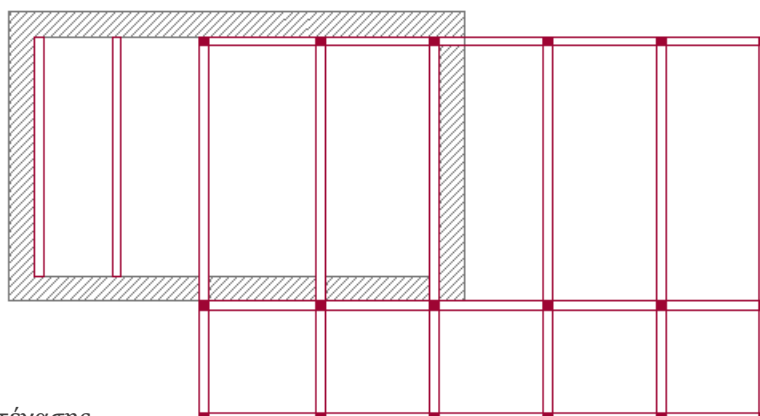


Εικόνα 4.5

Στις παρακάτω εικόνες 4.6 και 4.7 ,βλέπουμε το στατικό φορέα που προέκυψε από την σύνθεση, πρόκειται για μεταλλικό σκελετό, με σκοπό να μπορεί να υποστηρίξει μεγαλύτερα φορτία με μικρότερες διατομές σε σχέση με άλλα υλικά.

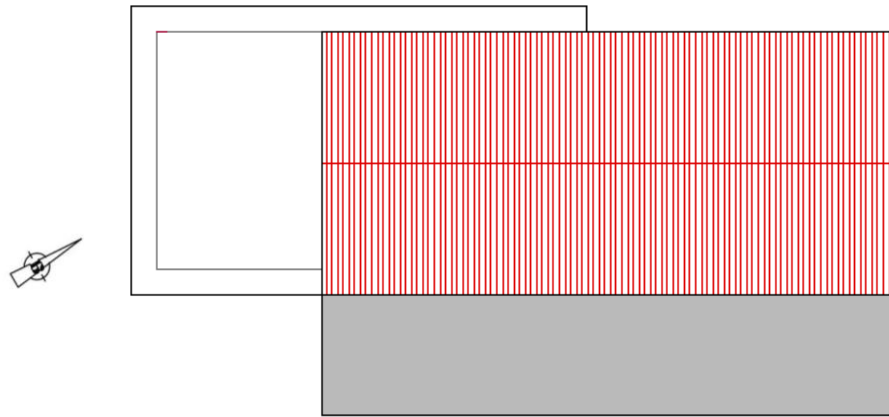


Εικόνα 4.6_δομικό σύστημα α ορόφου



Εικόνα 4.7_δομικό σύστημα στέγας

Όσον αφορά την στέγαση, κρατάμε την ιδέα της δίριχτης στέγης με κεραμίδια, όπως έχει και η υπάρχουσα κατασκευή, μόνο που στεγάζει ένα μέρος της κατασκευής. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 4.8 με το κόκκινο χρώμα βλέπουμε την θέση της δίριχτης στέγης, ενώ το υπόλοιπο κομμάτι που φαίνεται γκρι στεγάζεται με σκυρόδεμα.

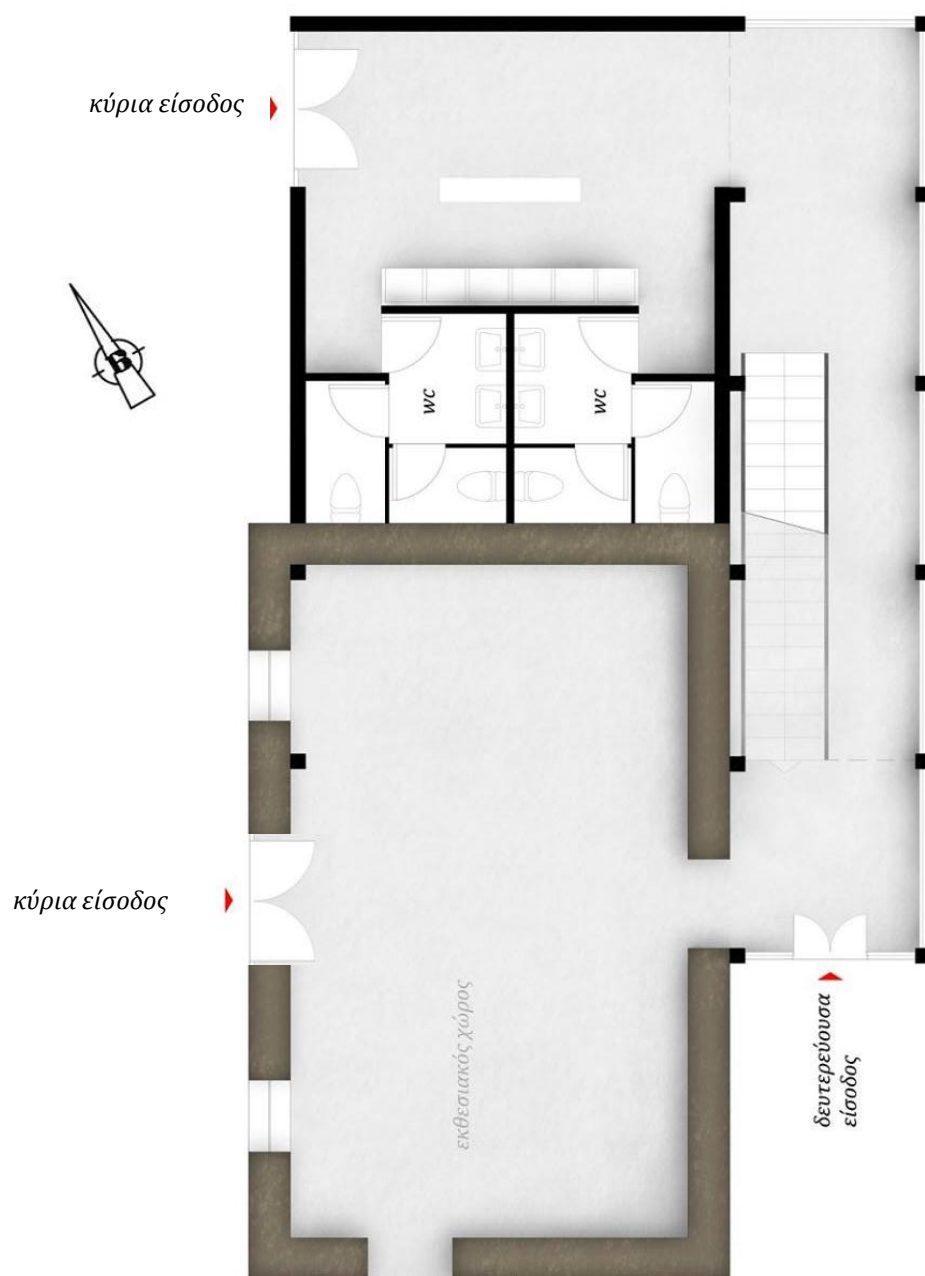


Εικόνα 4.8

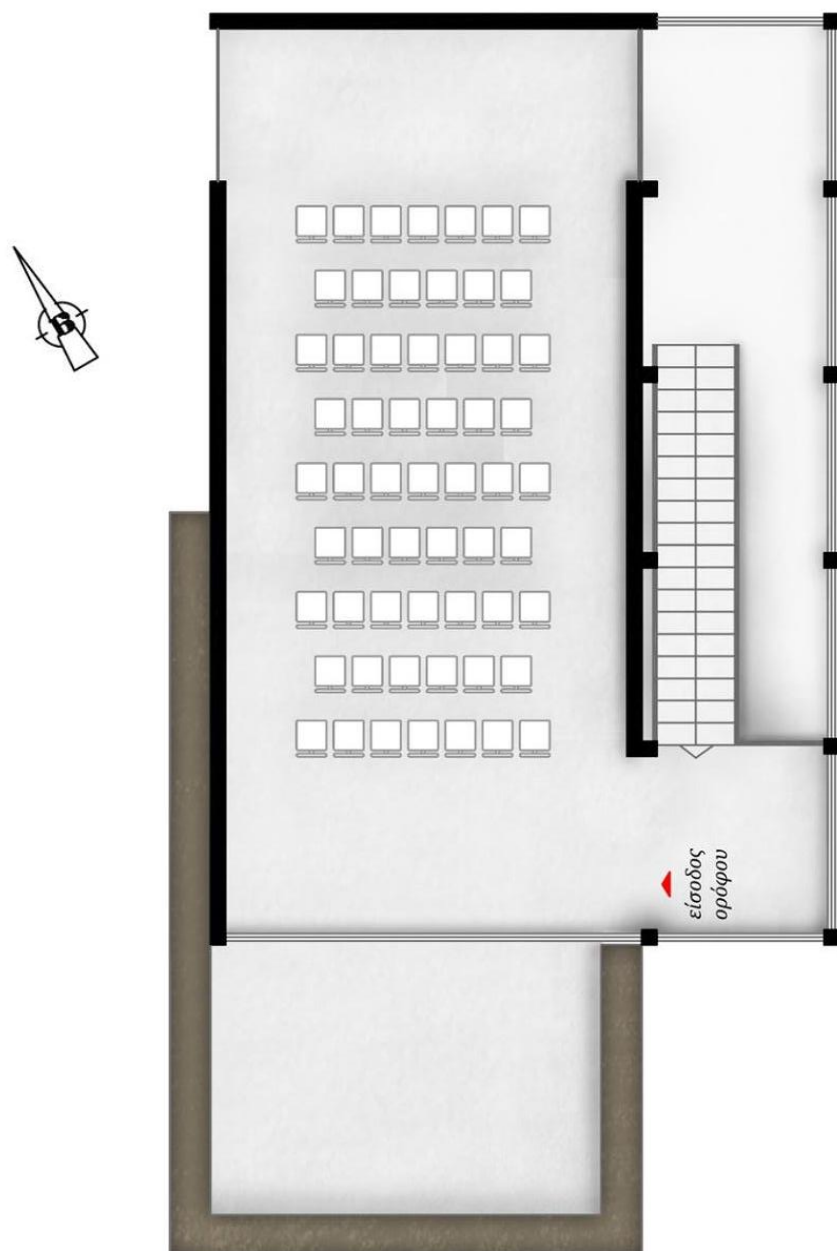
Λεπτομέρειες υλικών

- στα ξύλινα ζευκτά στη θέση των τεγίδων και του ζευκτού, χρησιμοποιήσαμε υπερεντατικά καλώδια
- τα κεραμίδια της στέγης είναι ρωμαϊκού τύπου διαστάσεων 42*28 εκατοστά
- για την επικάλυψη του πατώματος του ορόφου επιλέχθηκε η επίστρωση βιομηχανικού δαπέδου με σκυρόδεμα C20/25, 350kg/m³
- στην τοιχοποιία έχουμε επικάλυψη τοιχοπληρώσεων μέσα κι έξω
- στατικός φορέας: στο βόρειο πλαίσιο και στα δοκάρια θα χρησιμοποιηθούν κοίλες δοκοί

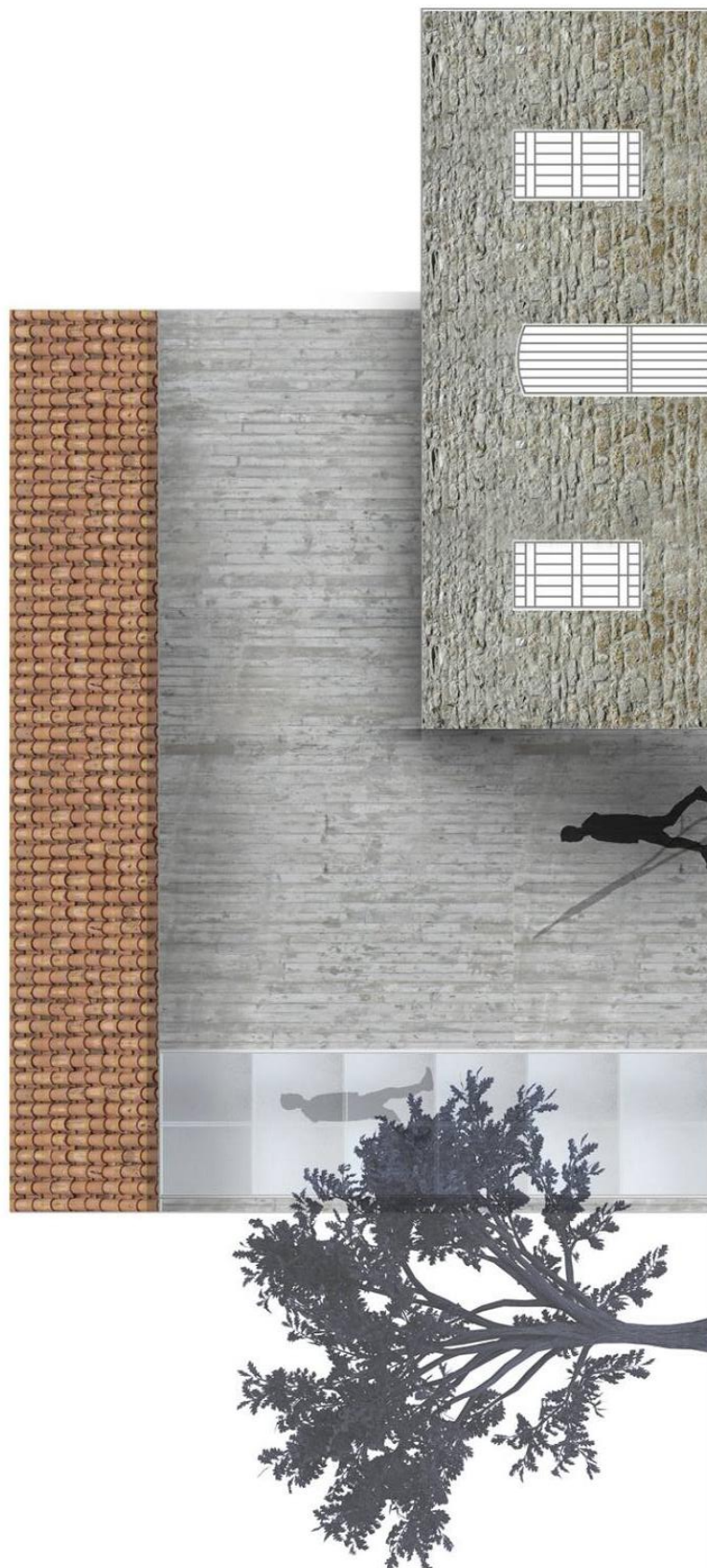
II. ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ



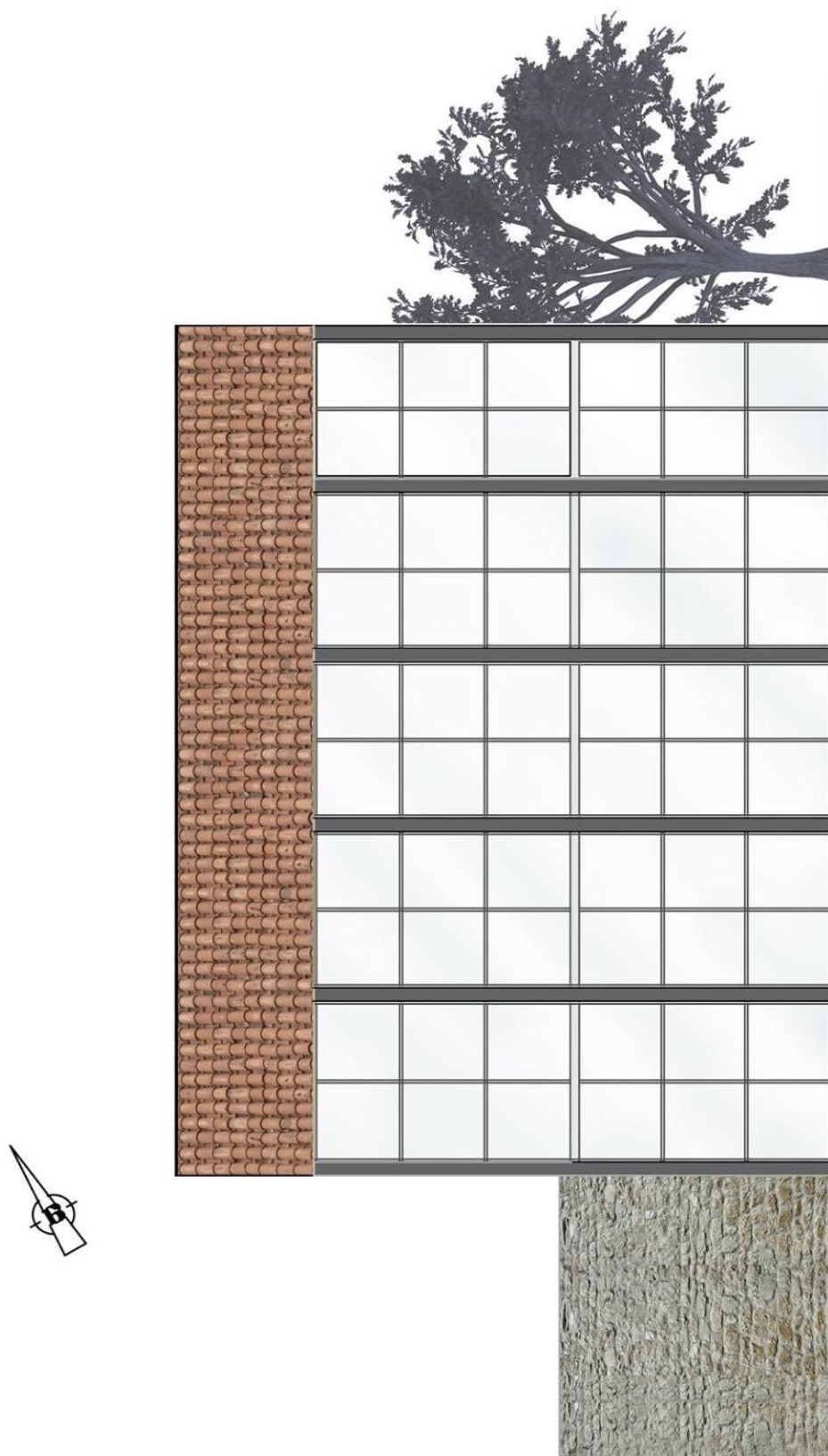
Εικόνα 4.9
κάτοψη ισογείου
κλίμακα 1/100



Εικόνα 4.10
κάτοψη α ορόφου
κλίμακα 1/100



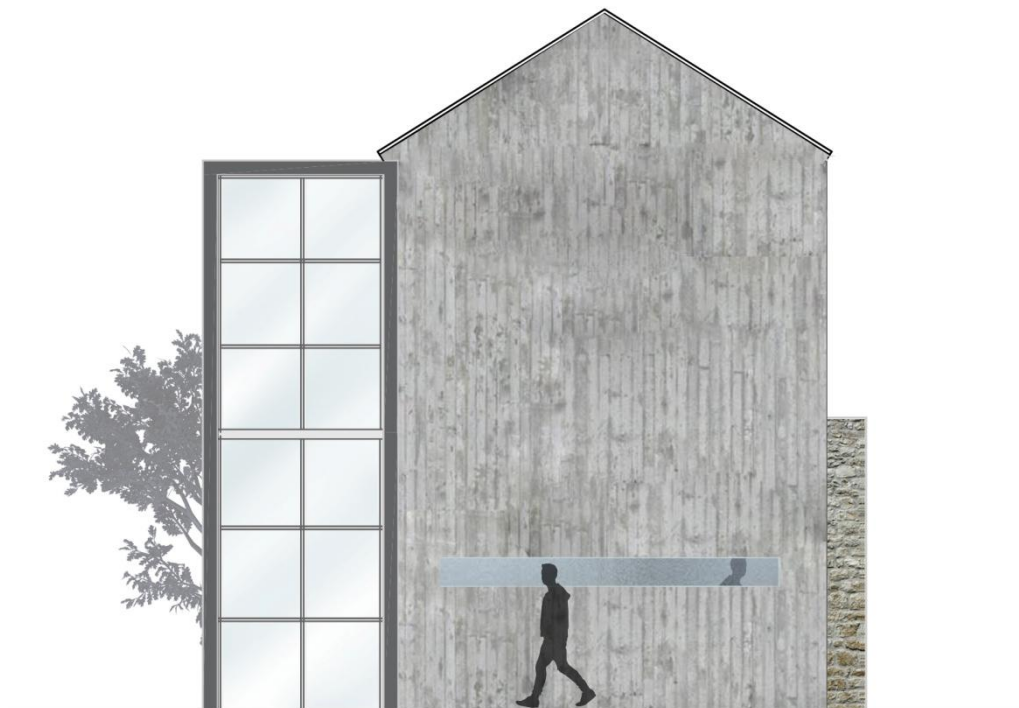
Εικόνα 4.11
δυτική όψη
κλίμακα 1/100



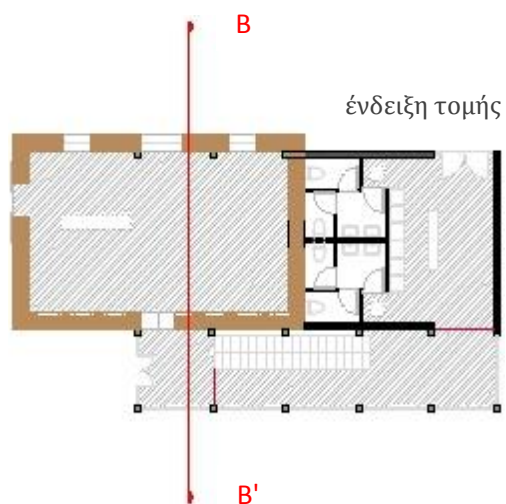
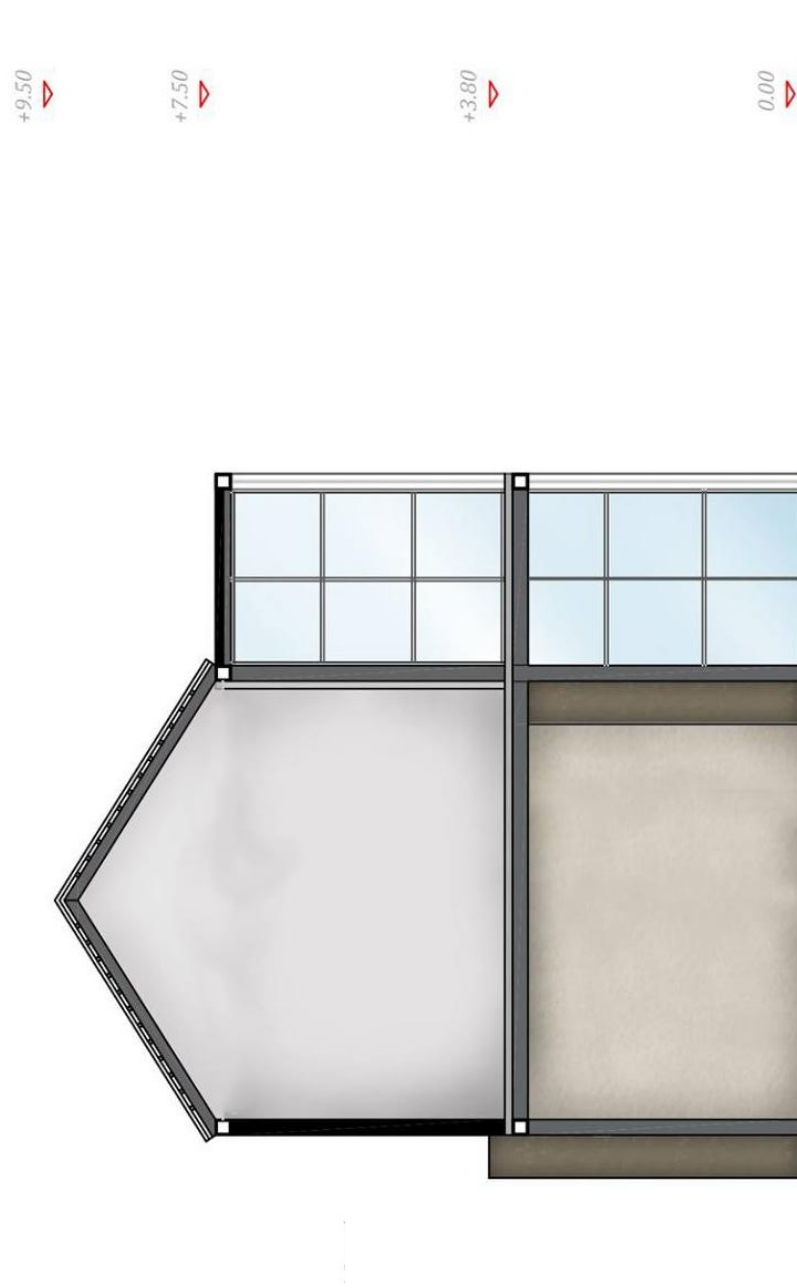
Εικόνα 4.12
ανατολική όψη
κλίμακα 1/100



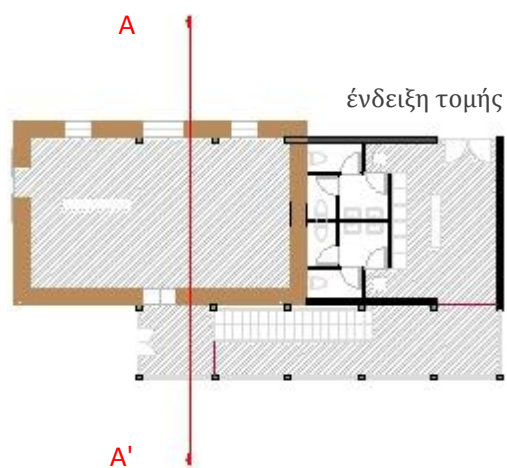
Εικόνα 4.13
νότια όψη
κλίμακα 1/100



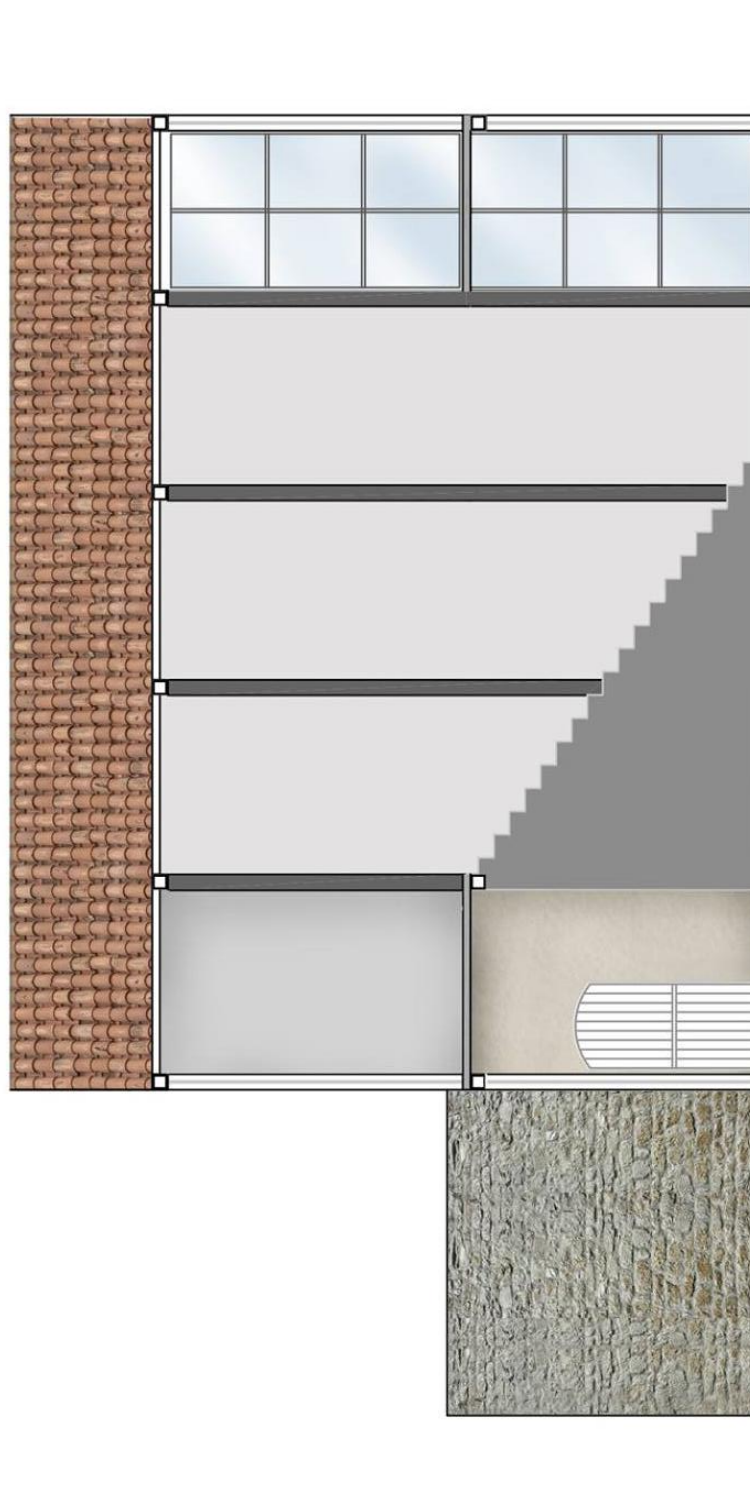
Εικόνα 4.14
βόρεια όψη
κλίμακα 1/100



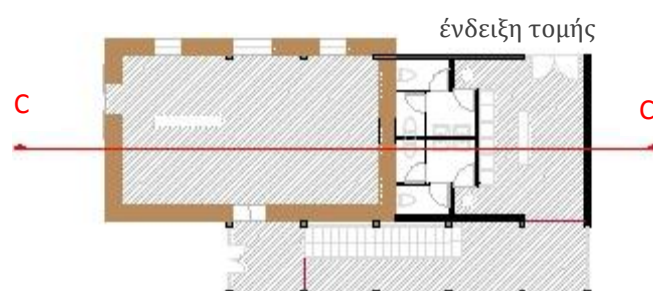
Εικόνα 4.15
τομή B-B'
κλίμακα 1/100



Εικόνα 4.16
τομή A-A'
κλίμακα 1/100

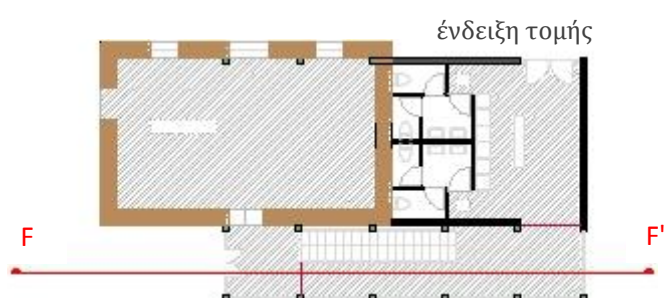


Εικόνα 4.17
τομή C-C'
κλίμακα 1/100

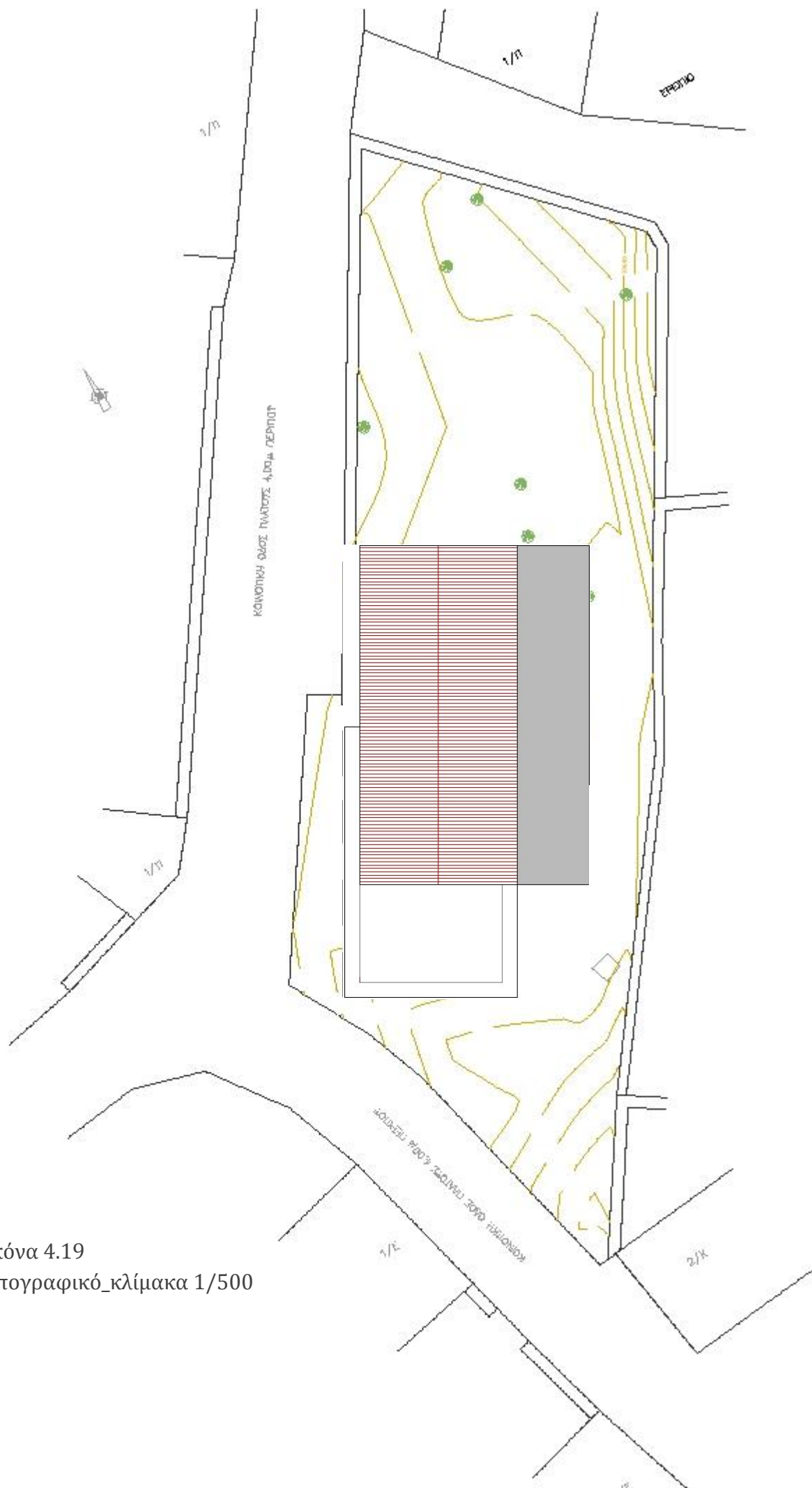




Εικόνα 4.18
τομή F-F'
κλίμακα 1/100



Εικόνα 4.19
τοπογραφικό_κλίμακα 1/500



ΕΝΟΤΗΤΑ 5

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΑΚΕΡΑΙΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΠΟΡΤΑΣΗΣ
ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ
ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ, ΜΕ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ MARC MENTAT**

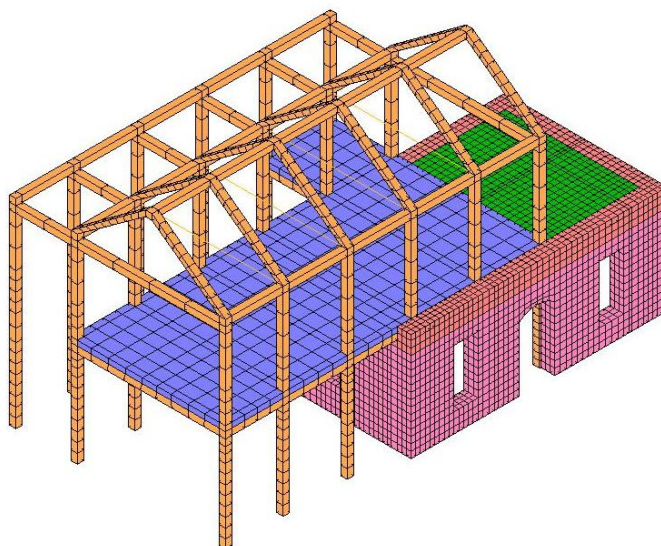


I. Εφαρμογή της μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων με το πρόγραμμα Marc Mentat

Σε ορισμένες περιπτώσεις επεμβάσεων σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία διατηρείται το εξωτερικό κέλυφος και κατασκευάζεται εσωτερικά ένας νέος φορέας οπλισμένου σκυροδέματος ο οποίος μπορεί να κατασκευαστεί σε επαφή με την υπάρχουσα τοιχοποιία ή σε απόσταση από αυτή. Στην περίπτωση απουσίας κενού, η συνεργασία των δύο φορέων σχετίζεται με την δυνατότητα της διεπιφάνειας για μεταφορά δυνάμεων, την ανάπτυξη ολίσθησης μεταξύ των δύο επιφανειών καθώς και την ύπαρξη ή όχι οπλισμών κάθετα στην ένωση.

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται τα πρώτα αποτελέσματα διερευνητικής μελέτης σχετικά με την δυναμική αλληλεπίδραση, της εξωτερικής φέρουσας τοιχοποιίας διώροφου κτιρίου και του εσωτερικά κατασκευασμένου μεταλλικού φορέα.

Όπως αναλύσαμε στην ενότητα 3 και εξετάσαμε το υφιστάμενο κτίριο με τον ίδιο ακριβώς τρόπο προσομοιώσαμε το κτίριο που προτείναμε στο κεφάλαιο 4 ως πρόταση αποκατάστασης και επανάχρησης.



Εικόνα 5.1_Απεικόνιση μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων

Παρακάτω αναφέρονται τα βήματα τα οποία θα πρέπει κάποιος να τηρήσει προκειμένου το πρόβλημα επίλυσης να προσεγγίζει το πραγματικό μέσο προσομοίωσης:

i. Εισαγωγή γεωμετρίας φορέα (Mesh Generation)

Αρχικά εισάγαμε τις κατόψεις του υφιστάμενου κτιρίου από το Autocad στο Marc Mentat. Δημιουργήσαμε την γεωμετρία του φορέα κάνοντας παράλληλα την διακριτοποίηση του, ανάλογα την περίπτωση.

ii. Διακριτοποίηση φορέα (Discretization)

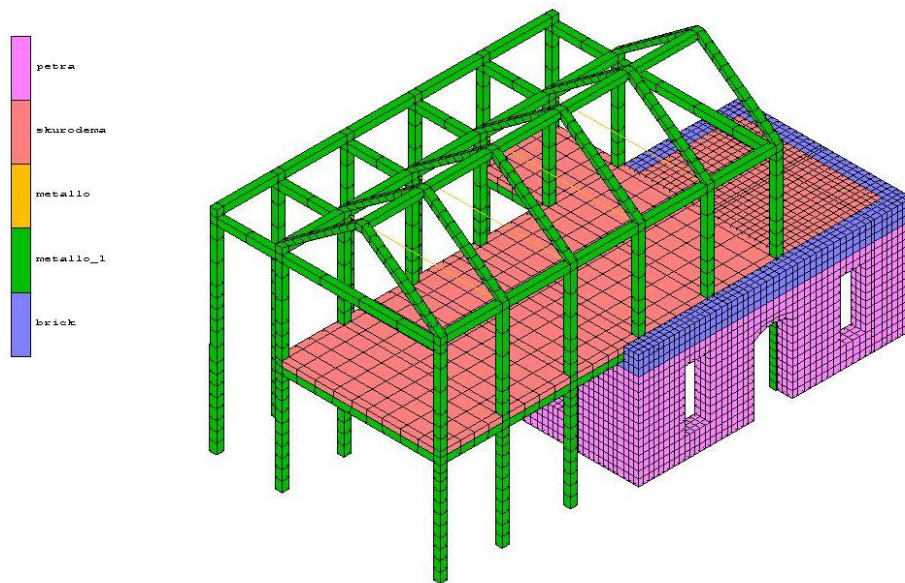
Για την διακριτοποίηση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν 7.858 τρισδιάστατα elements (εξάεδρικά, οκτάκομβα) hex8 ύψους 25 εκατοστών και 9.447 nodes.

iii. Ιδιότητες στοιχείων-υλικών (Material Properties)

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν με τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά τους. Πιο κάτω θα δούμε και πιο αναλυτικά πώς προέκυψε η επιλογή κάποιων υλικών στο κεφάλαιο της βελτιστοποίησης της προσομοίωσης.

ΥΛΙΚΑ	ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ (Kg/m ³)	Ε ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ GPaή(N/m ²)	ΛΟΓΟΣ POISSON ν
Λιθοδομή	2000	1.543e+009	0.25
Τοιχοποιία από τούβλα	2200	1.5e+009	0.20
Οπ. Σκυρόδεμα πλάκα	2000	2e+010	0.30
Μεταλλικά δοκάρια, υποστηλώματα	800	2.1e+011	0.30

πίνακας_1 μηχανικές ιδιότητες υλικών στο μοντέλο της πρότασης επανάχρησης

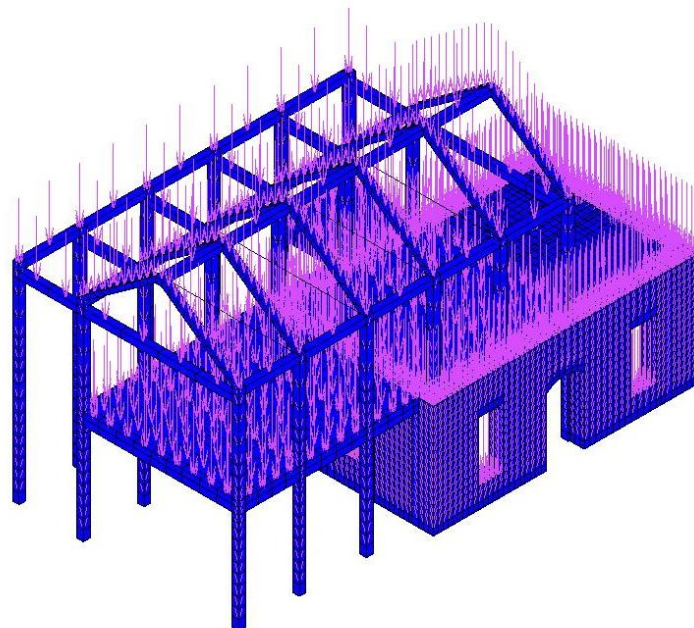


Εικόνα 5.2_Απεικόνιση μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων με βάση τα υλικά

iv. Συνοριακές συνθήκες (Boundary Conditions)

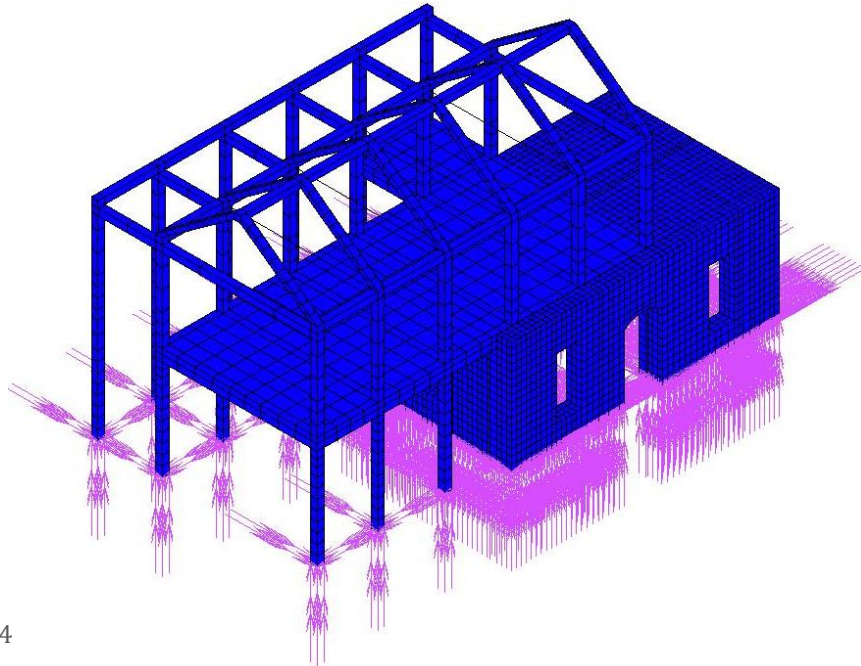
Σύμφωνα με τον ελληνικό κανονισμό φορτίσεων τα φορτία διαμορφώνονται ως εξής:

- **gravity load** ορίζεται φορτίο λόγω ιδίου βάρους της τάξεως των $F = -10 \text{ m/sec}^2$



Εικόνα 5.3

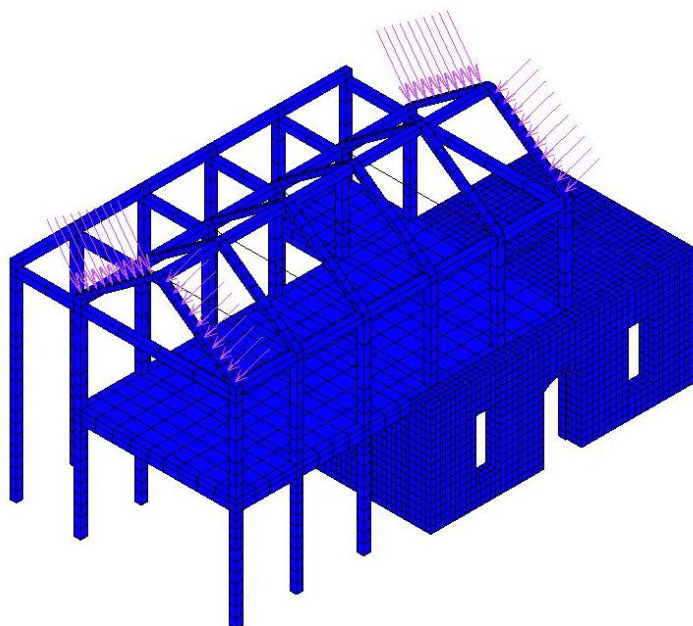
- **fixed placement**, το μοντέλο φέρει πάκτωση στα υποστηλώματα του και στην φέρουσα τοιχοποιία, (displacement X=0 displacement Y=0 displacement Z=0, rotation X=0, rotation Y=0, rotation Z=0)



Εικόνα 5.4

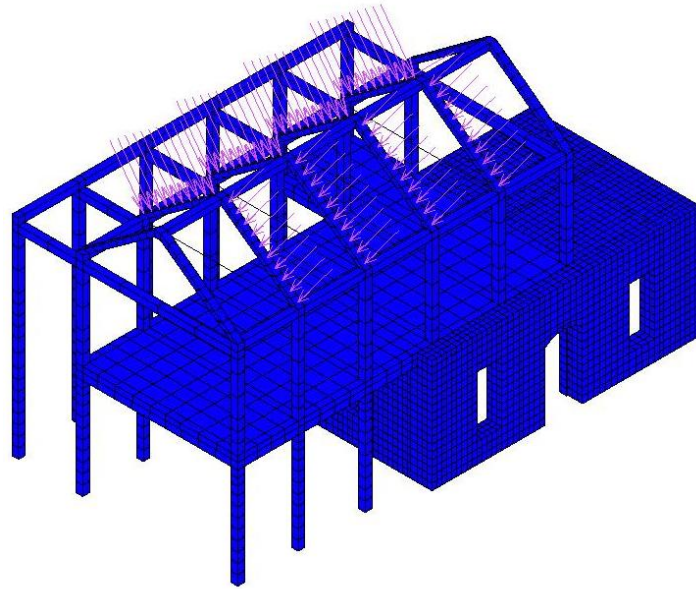
- **face load**, ορίζεται φορτίο στέγης που περιλαμβάνει κατανομή φορτίου κεραμιδιών σε κάθε ζευκτό, τα οποία τα προσομοιώνουμε με ισοκατανεμημένα φορτία, ανεμοφορτίσεις και φορτίσεις εξ αιτίας του χιονιού. Η στέγη θεωρήθηκε μη βατή στέγη για τα κινητά φορτία, τα κεραμίδια τα προσομοιώνουμε με φορτία.

Δύναμη της τάξη των $F=14.9\text{kN}$ στο βόρειο και νότιο μεταλλικό πλαίσιο.



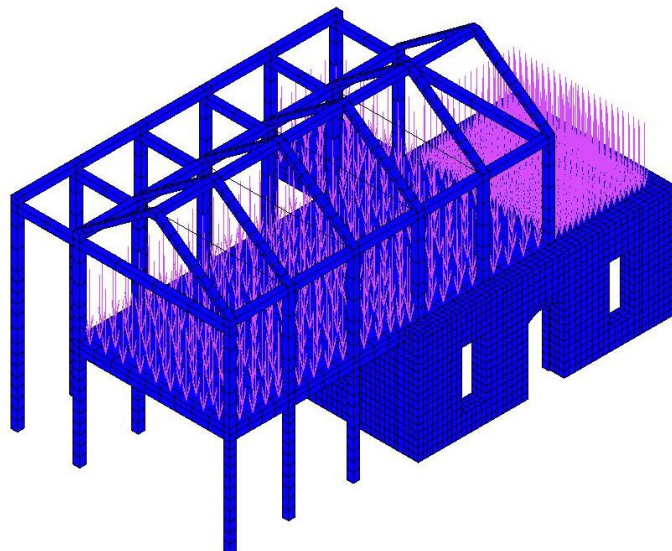
Εικόνα 5.5

- Δύναμη της τάξεως των $F=34.3\text{kN}$ στα υπόλοιπα μεταλλικά πλαίσια.



Εικόνα 5.6

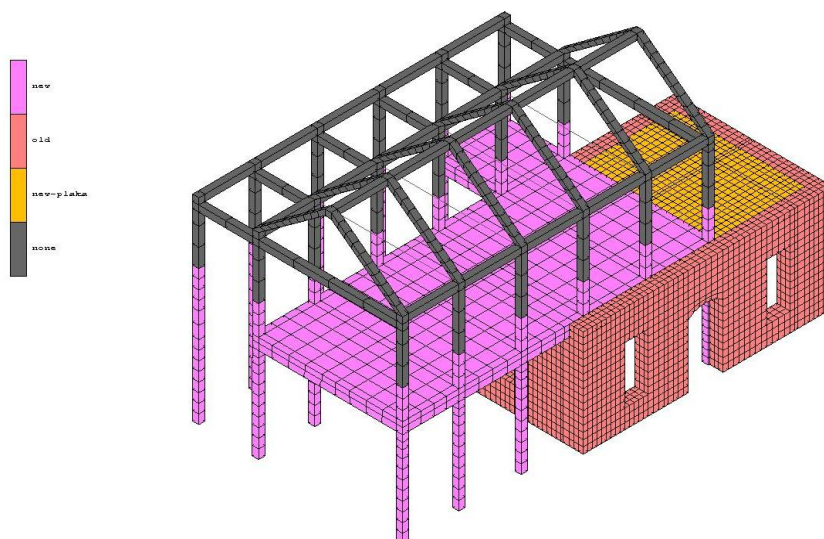
- **face load**, ορίζεται φορτίο του πατώματος α ορόφου, της τάξεως των $F=477.3\text{kN}$



Εικόνα 5.7

v. Σώματα σε επαφή (Contact Bodies)

Έχουμε χωρίσει την κατασκευή μας σε τρία contact bodies (Εικόνα 5.8). Στο πρώτο ανήκει όλη η φέρουσα τοιχοποιία (σωμών χρώμα), στο δεύτερο ανήκει μέρος του μεταλλικού σκελετού και του εσωτερικού πατώματος (ροζ χρώμα), ενώ το τρίτο περιλαμβάνει το πάτωμα του μπαλκονιού (κίτρινο χρώμα).



Εικόνα 5.8

vi. Ανάλυση-Επίλυση(loadcases-Jobs)

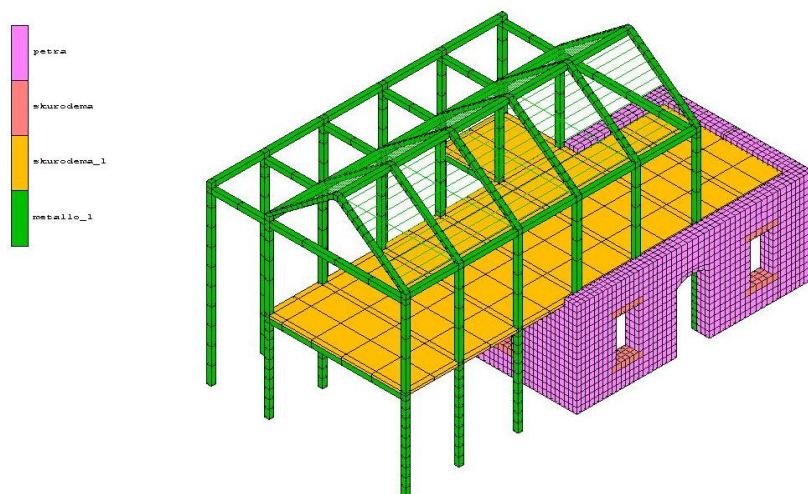
Θα πραγματοποιηθούν δύο γραμμικές αναλύσεις, η Στατική (Static analysis) και η Δυναμική (Modal analysis) σε 2 μοντέλα της υφιστάμενης κατασκευής, με διαφορετικές παραμέτρους, με τα φορτία που έχουμε ήδη ορίσει στις συνοριακές συνθήκες.

vii. Βελτιστοποίηση των χαρακτηριστικών της κατασκευής, όσον αφορά τα υλικά, βασιζόμενοι στα εκάστοτε αποτελέσματα (optimization)

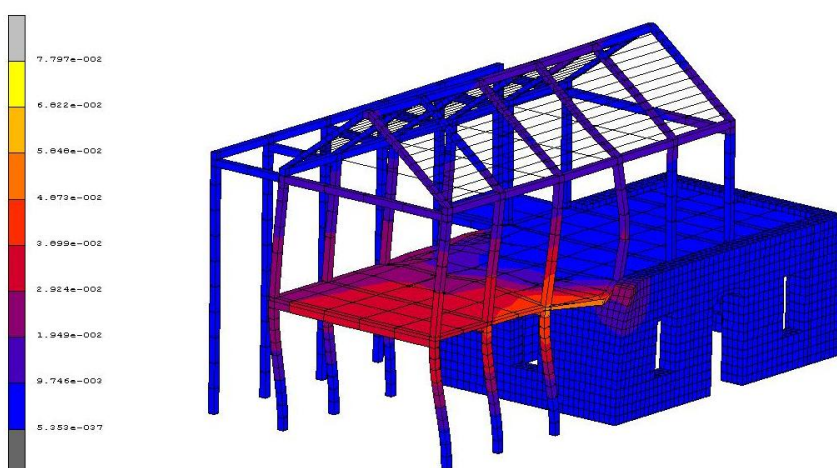
Μέχρι να καταλήξουμε στην τελική επιλογή των υλικών κάναμε ελέγχους στην συμπεριφορά του στατικού φορέα και ανάλογα με τα αποτελέσματα που βγάλαμε ελέγχαμε αν το μοντέλο μας είναι άρτιο. Η βελτιστοποίηση πραγματοποιήθηκε με την αλλαγή των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών όπου ήταν απαραίτητο, αλλά και προσθέτοντας καινούρια υλικά ή αφαιρώντας τα υλικά που είχαμε επιλέξει στην προσομοίωση μας.

Παρακάτω θα παρατεθούν δύο στάδια αλλαγών που είχαν ως σκοπό την βελτιστοποίηση της προσομοίωσης μας, τα οποία θεωρήθηκαν πολύ σημαντικά και μας οδήγησαν στο τελικό αποτέλεσμα.

1. Αρχικά είχαμε δημιουργήσει το παρακάτω μοντέλο (Εικόνα 5.9) με τα τέσσερα υλικά που έχουμε αναφέρει παραπάνω στην ανάλυση της προσομοίωσης. Στην Εικόνα 10 βλέπουμε πώς αντιδρά η κατασκευή μας σε έναν στατικό έλεγχο μόνο με τα ίδια βάρη της κατασκευής και παρατηρούμε ότι το πάτωμα φαίνεται σαν να είναι ελεύθερο στην βόρεια πλευρά με αποτέλεσμα να επηρεάζει την τοιχοποιία και το μεταλλικό σκελετό φτάνοντας σε μετατοπίσεις ύψους 0.007 μέτρα.

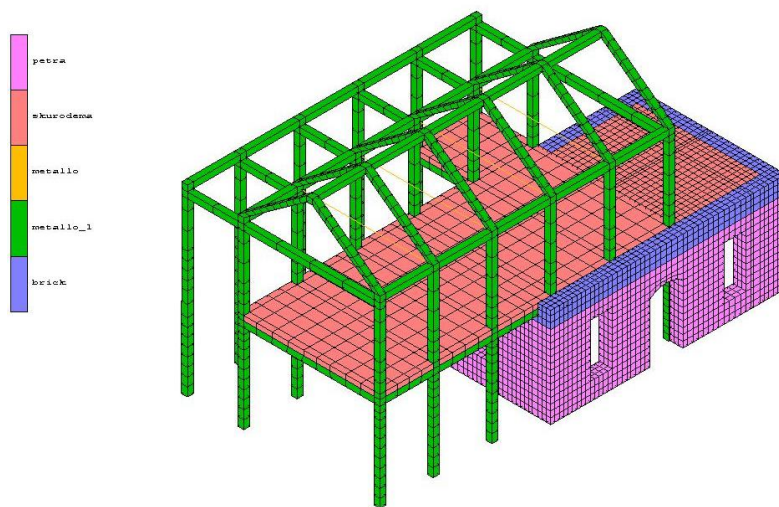


Εικόνα 5.9

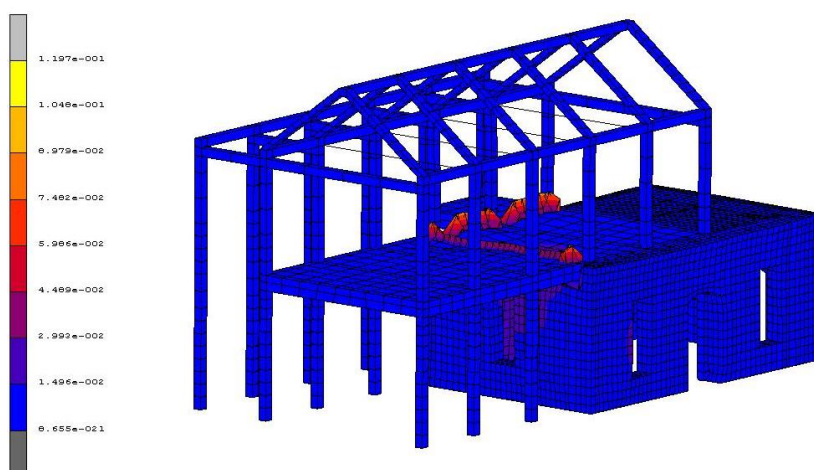


Εικόνα 5.10

2. Για να βελτιώσουμε την συμπεριφορά του κτιρίου πυκνώσαμε τον στατικού φορέα και δημιουργήσαμε μια πρόσθετη τοιχοποιία από τούβλα που θα έρχεται σε επαφή με τον σκελετό για να αποφύγουμε να μεταφέρουμε δυνάμεις απευθείας στην υφισταμένη τοιχοποιία (Εικόνα 5.11). Όταν πραγματοποιήσαμε τον στατικό έλεγχο (Εικόνα 5.12) , είδαμε ότι το πρόβλημα στο πάτωμα είχε διορθωθεί αλλά είχε μεταφερθεί στην υφιστάμενη τοιχοποιία στο μέρος όπου μια πλευρά της σκεπάζεται από το πάτωμα με μετατοπίσεις της τάξεως των 0.01 μέτρων.

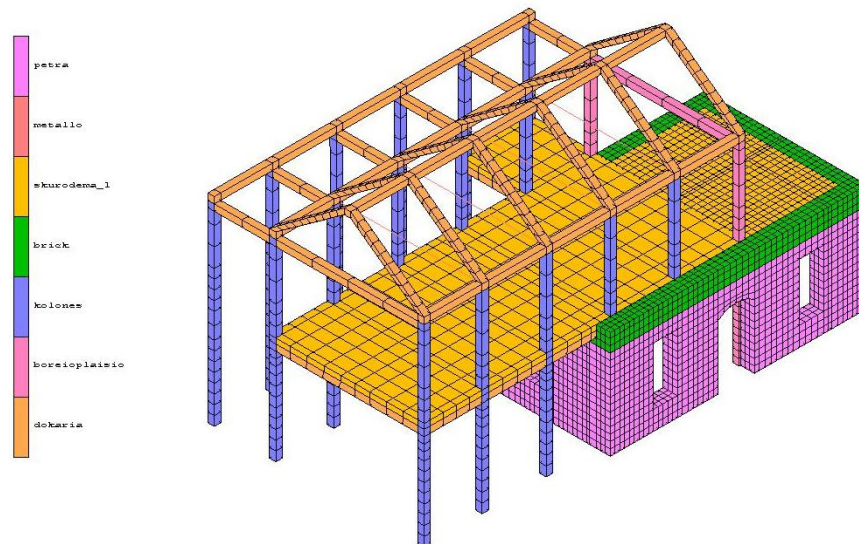


Εικόνα 5.11



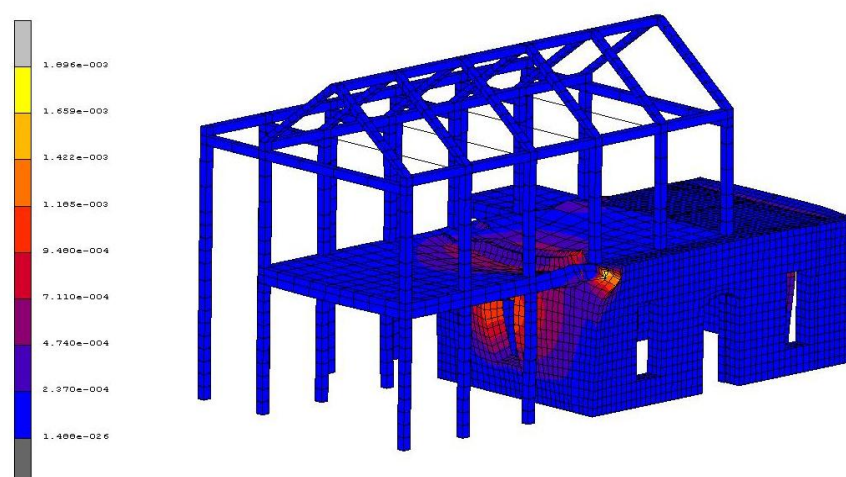
Εικόνα 5.12

3. Στο τέλος για να έχουμε τα επιθυμητά αποτελέσματα αλλάξαμε το υλικό για να επηρεαστεί η δυσκαμψία του φορέα. Πιο συγκεκριμένα κάναμε πιο δύσκαμπτα τα υποστυλώματα και πιο εύκαμπτες κάποιες δοκούς, αλλάζοντας το μέτρο ελαστικότητας τους (Εικόνα 13).



Εικόνα 5.13

Όταν πραγματοποιήσαμε την στατική ανάλυση στο τελικό μοντέλο καταγράψαμε μικρότερες μετατοπίσεις της τάξεως των 0.0001 μέτρα στο σημείο πάλι όπου η τοιχοποιία σκεπάζεται από το πάτωμα (Εικόνα 5.14).

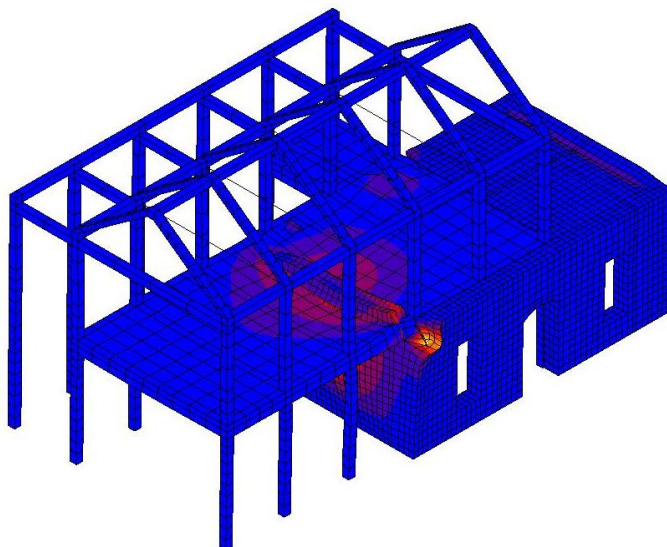
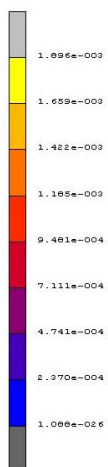


Εικόνα 5.14

I. Στατική ανάλυση (Static analysis)

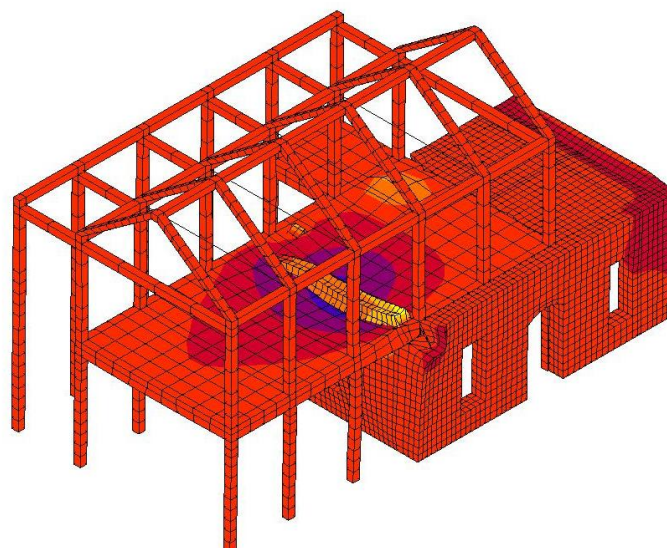
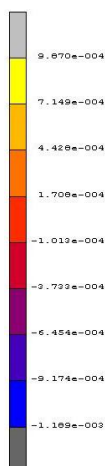
i. Πρόταση επανάχρησης

Inc: 2
Time: 1.000e+000



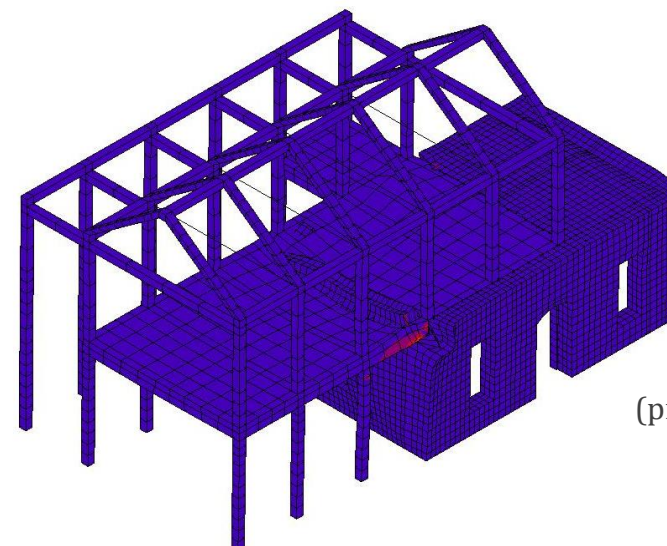
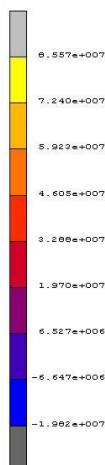
Συνολικές
Μετατοπίσεις
(displacement)

Inc: 2
Time: 1.000e+000



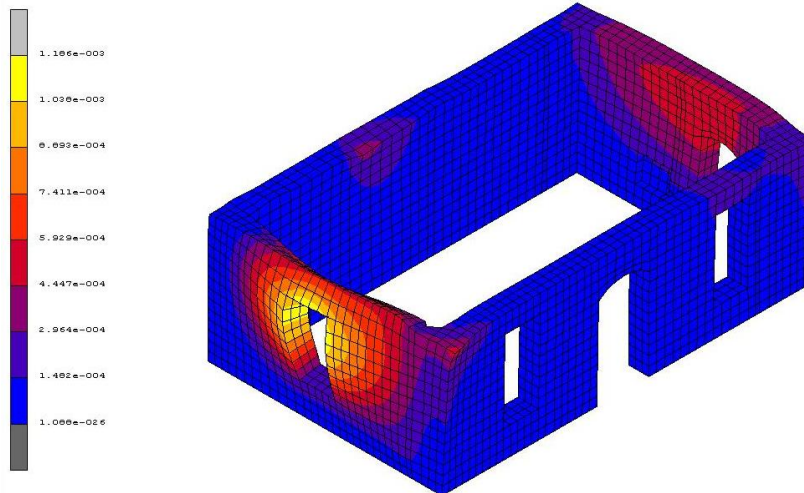
Μετατοπίσεις
στον άξονα z
(displacement z)

Inc: 2
Time: 1.000e+000

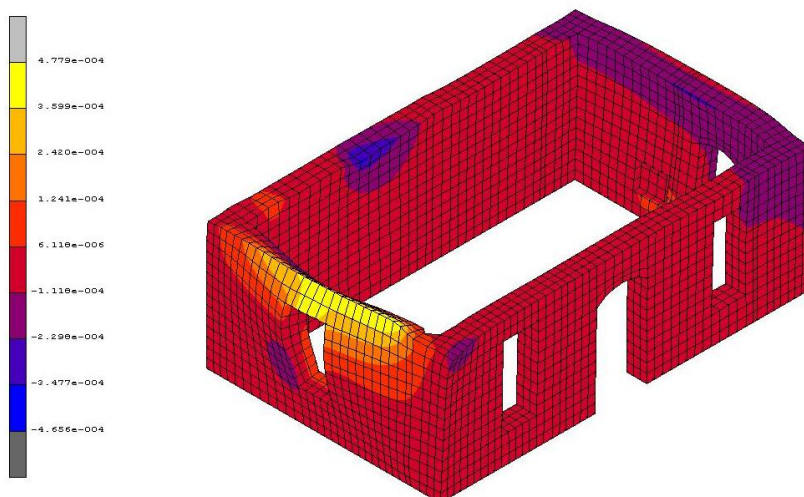


Μέγιστες
κύριες τάσεις
(principal stress max)

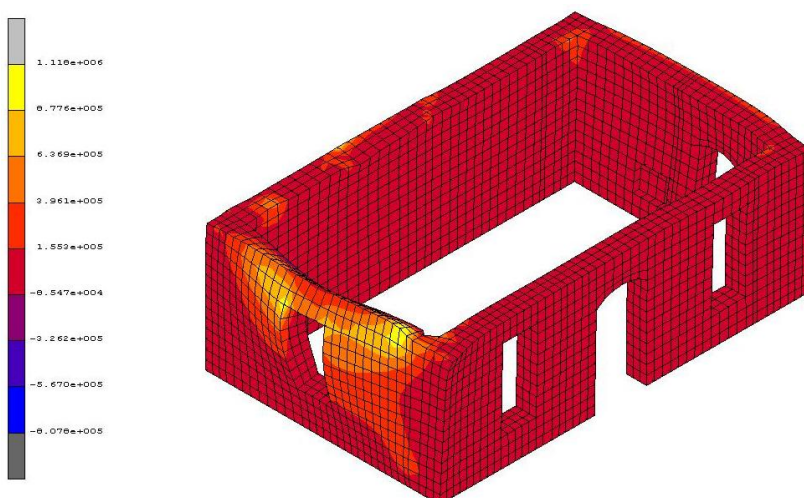
ii. Φέρουσα τοιχοποιία



Συνολικές
Μετατοπίσεις
(displacement)

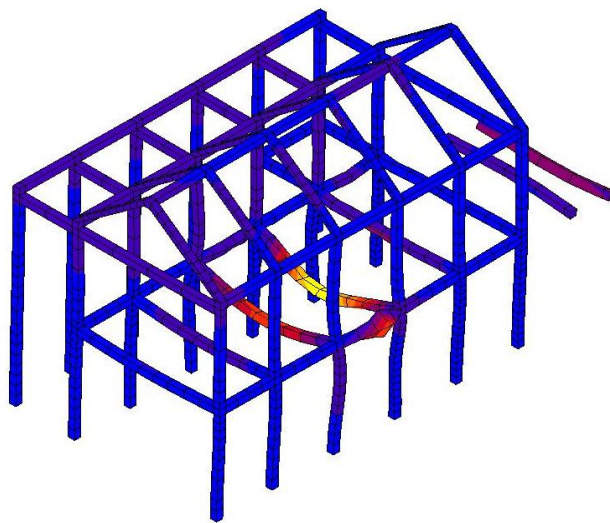
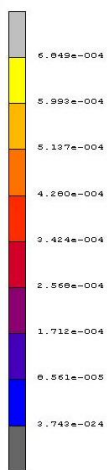


Μετατοπίσεις
στον άξονα z
(displacement z)

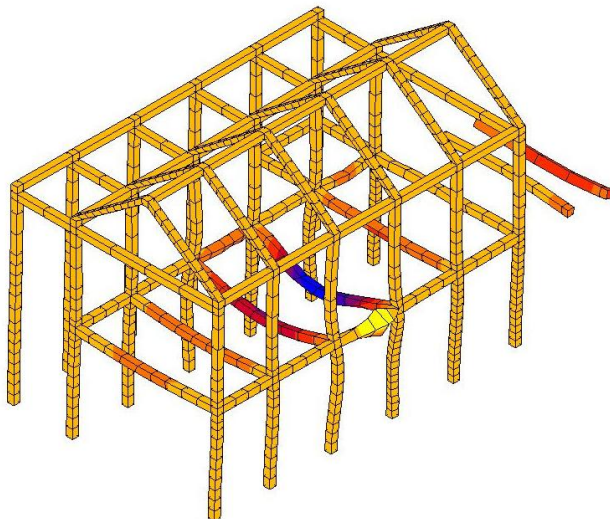
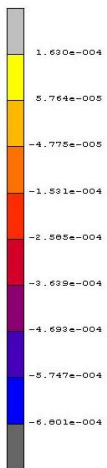


Μέγιστες
κύριες τάσεις
(principal stress max)

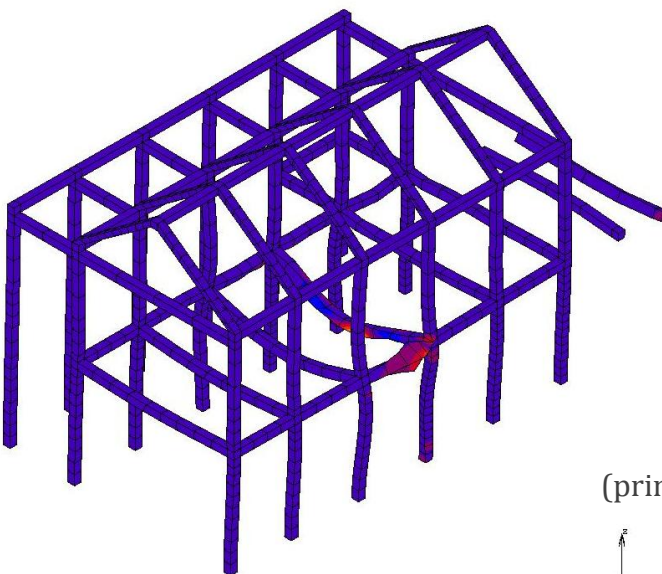
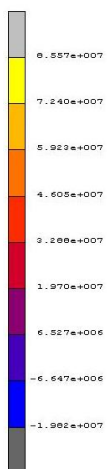
iii. Δομικό σύστημα, μεταλλικός σκελετός



Συνολικές
Μετατοπίσεις
(displacement)



Μετατοπίσεις
στον άξονα z
(displacement z)



Μέγιστες
κύριες τάσεις
(principal stress max)



II. Δυναμική ανάλυση

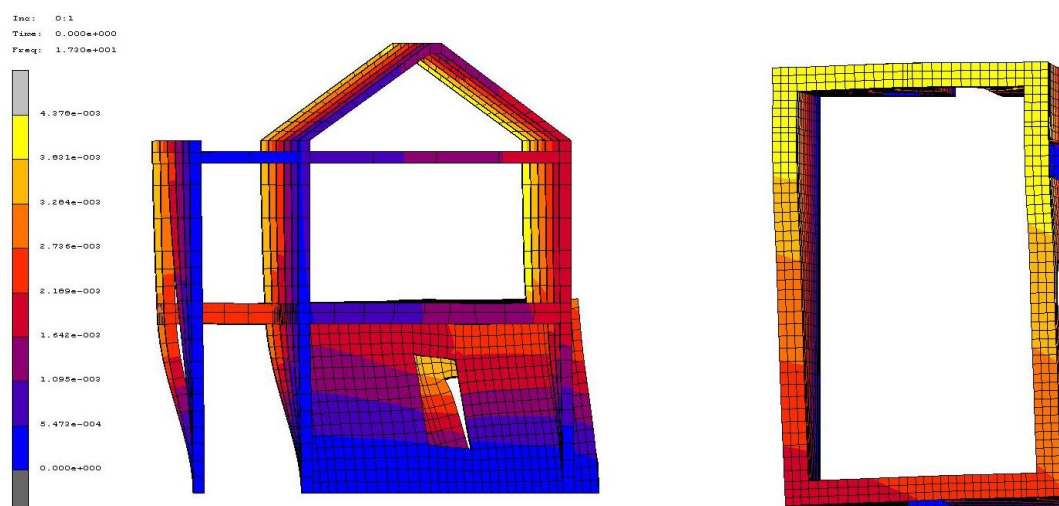
Όσον αφορά στον ορισμό παραμέτρων επίλυσης του προβλήματος, όπως έχουμε ήδη αναφέρει και επαναλάβουμε και στην ενότητα 3, θα εξετάσουμε δύο περιπτώσεις με διαφορετικές παραμέτρους λαμβάνοντας υπόψη τα προβλήματα επαφής και η αλληλεπίδραση μεταξύ της φέρουσας τοιχοποιίας και του μεταλλικού στατικού φορέα.

Επομένως θα αναλύσουμε δυναμικά ένα μοντέλο που θα το ονομάσουμε A, όπου τα δύο contact bodies που αφορούν την τοιχοποιία και τον μεταλλικό σκελετό έχουν ενωθεί μεταξύ τους με πλήρη σύνδεση (glue), με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται η ομαλή μεταφορά φορτίων, να θεωρούνται πλήρως συνδεδεμένα και όχι ανεξάρτητα μεταξύ τους. Και ένα μοντέλο που θα ονομάσουμε B όπου τα contact bodies έχουν ενωθεί μεταξύ τους με touching και έχει οριστεί μια διεπιφάνεια, με σκοπό να αναπτυχθούν φαινόμενα αποχωρισμού και τριβής μεταξύ των δύο κτισμάτων.

i. Μοντέλο A

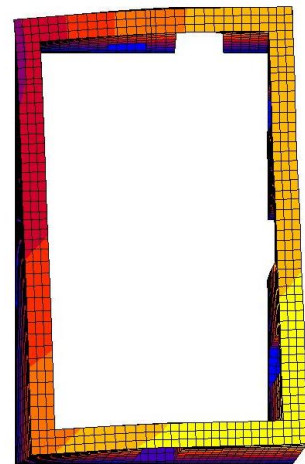
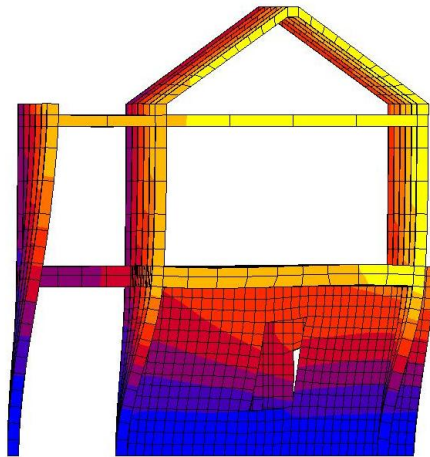
Το δεύτερο μέρος των ελέγχων περιλαμβάνει την ιδιομορφική ανάλυση της υφιστάμενης κατασκευής για την εύρεση των πρώτων 40 ιδιομορφών. Οι συχνότητες ταλάντωσης των δομικών στοιχείων κυμάνθηκαν από 17.30 Hz μέχρι 78.52Hz.

Συνολικής Μετατόπιση (displacement)



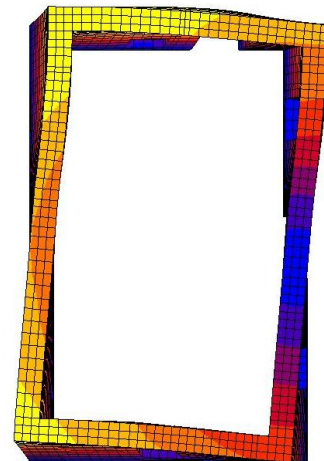
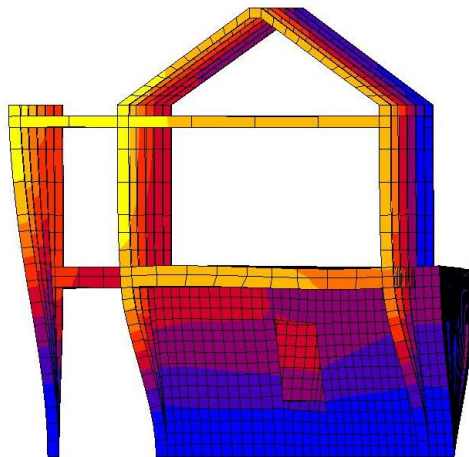
1η ιδιοσυχνότητα 17.30Hz

Inc: 0:2
Time: 0.000e+000
Freq: 1.997e+001



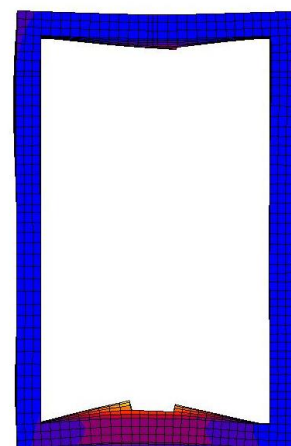
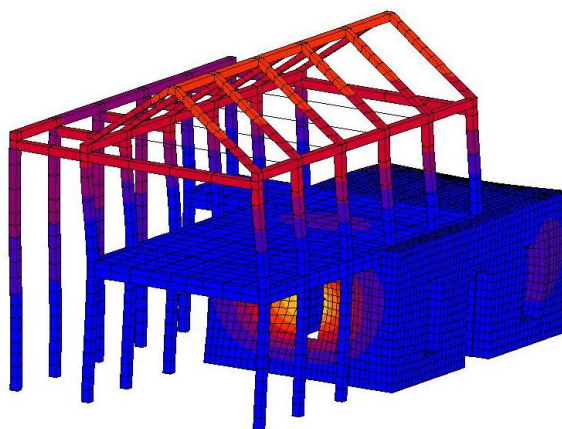
2η ιδιοσυχνότητα 19.37 Hz

Inc: 0:2
Time: 0.000e+000
Freq: 2.289e+001

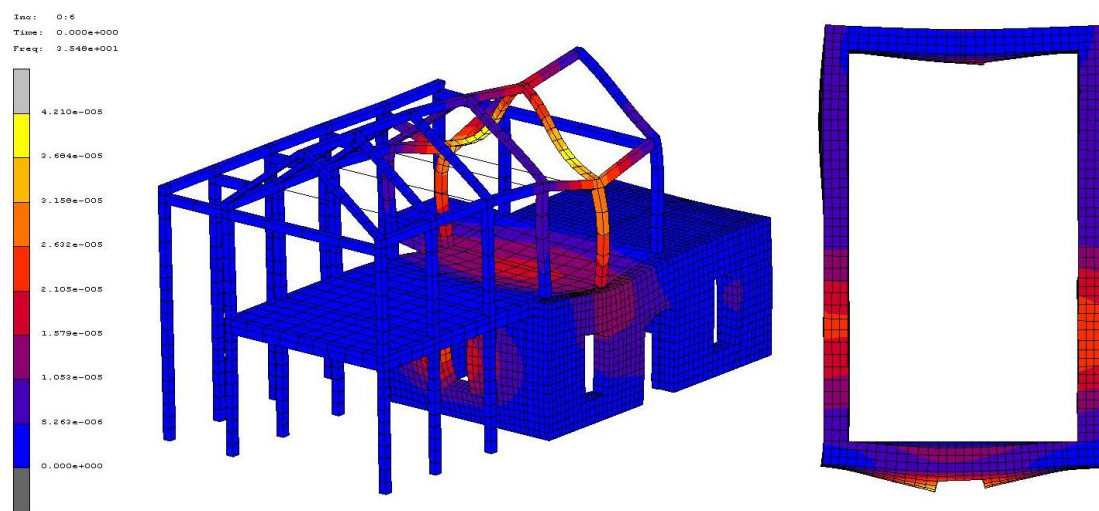


3η ιδιοσυχνότητα 22.83 Hz

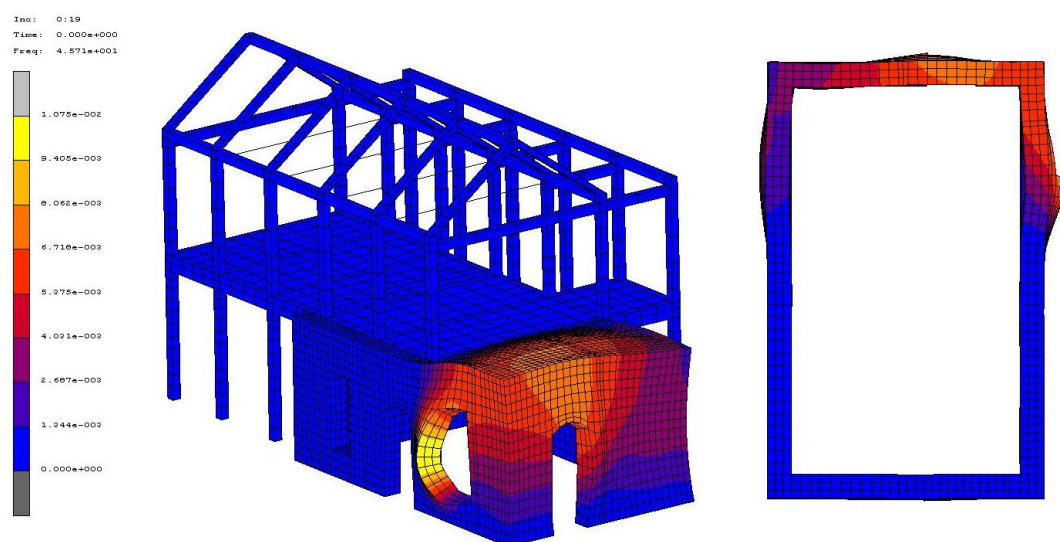
Inc: 0:9
Time: 0.000e+000
Freq: 2.549e+001



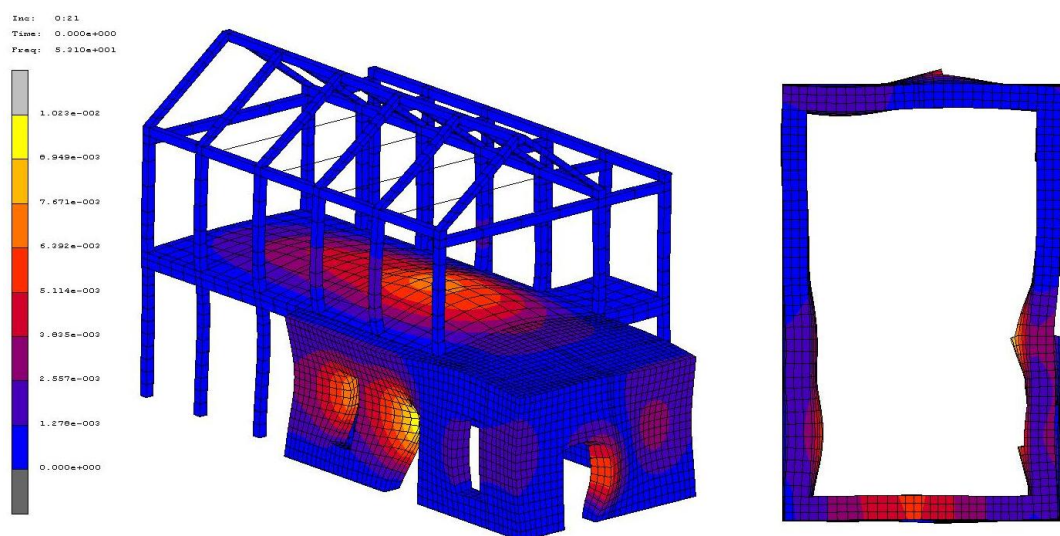
5η ιδιοσυχνότητα 35.45Hz



6η ιδιοσυχνότητα 35.48 Hz

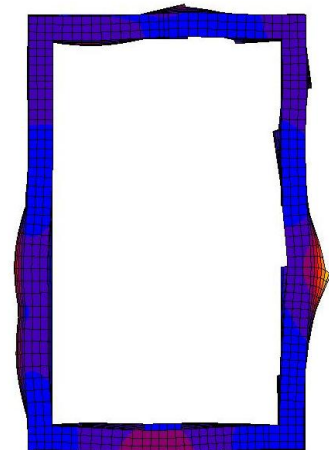
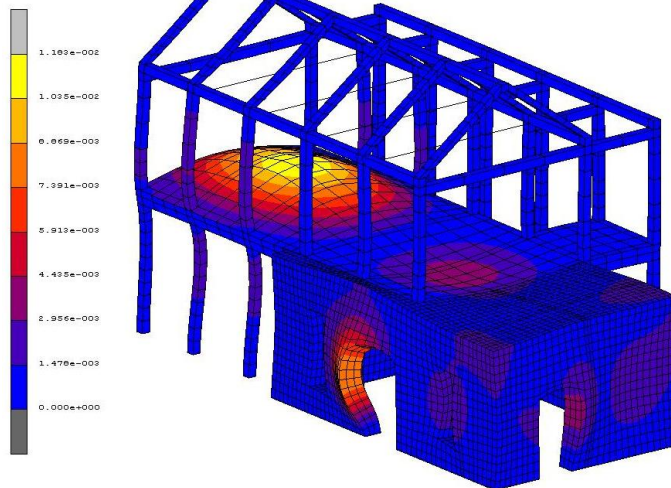


19η ιδιοσυχνότητα 45.71 Hz



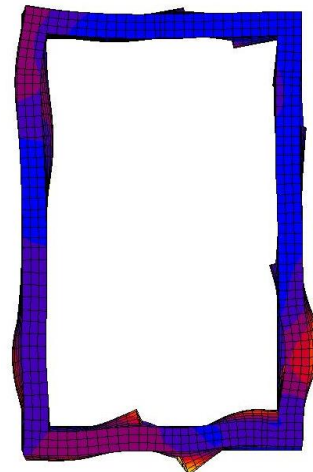
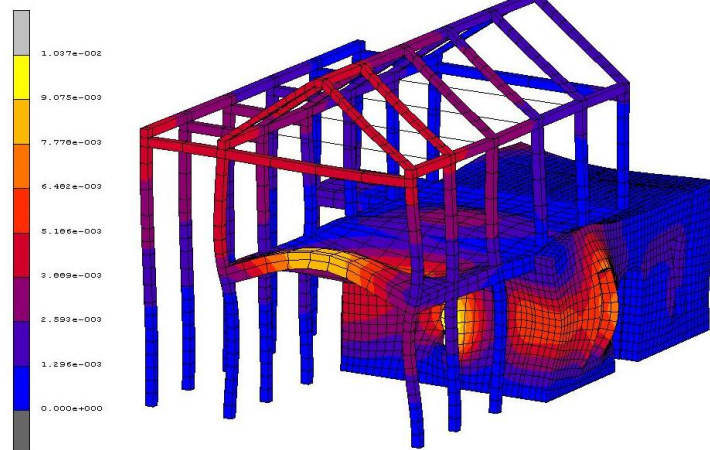
21η ιδιοσυχνότητα 53.10Hz

Inc: 0:24
Time: 0.000e+000
Freq: 5.600e+001



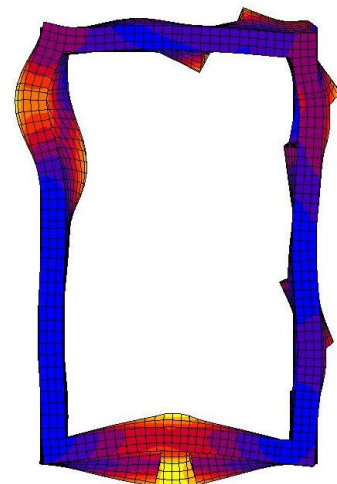
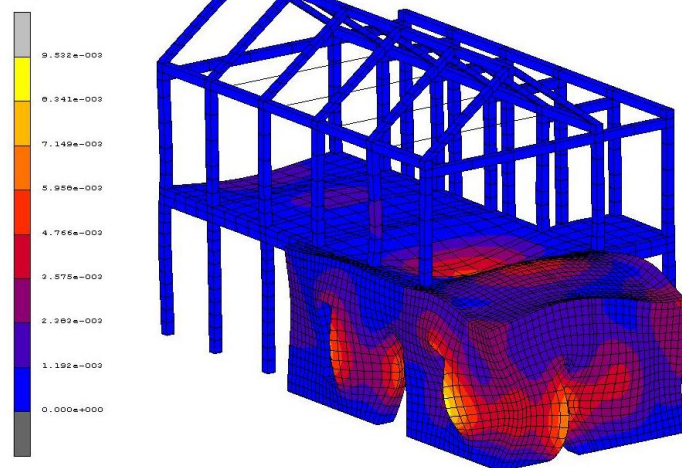
24η ιδιοσυχνότητα 56.00 Hz

Inc: 0:39
Time: 0.000e+000
Freq: 7.632e+001



39η ιδιοσυχνότητα 76.32 Hz

Inc: 0:40
Time: 0.000e+000
Freq: 7.852e+001



40η ιδιοσυχνότητα 78.52Hz

Παρατηρήσεις

Αρχικά να αναφέρουμε ότι αναλύσαμε τις 40 πρώτες ιδιοσυχνότητες οι οποίες κυμάνθηκαν από 17.30 έως 78.52 Hz.

Η μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στην 30η ιδιοσυχνότητα, στα 65.35 Hz, όπου διεγείρεται η φέρουσα τοιχοποιία στην δυτική όψη της κατασκευής. Αντίστοιχα η μικρότερη μετακίνηση παρατηρείται στην 6η, 8η, 10η και 12η ιδιοσυχνότητα, στα 35 Hz και διεγείρεται ο μεταλλικός σκελετός της κατασκευής.

Πιο αναλυτικά από την 1η ιδιοσυχνότητα, στα 17.22 Hz, μέχρι την τρίτη στα 22.29 Hz, το κτίριο μας στρέφεται όλο μαζί, ενώ στην 4η στα 31.55 Hz ταλαντώνεται μόνο η νότια όψη.

Στην συνέχεια από την 5η μέχρι και την 12η στα 35 Hz, έχουμε ταλάντωση στον στατικό μεταλλικό φορέα της κατασκευής. Στην 5η, 7η, 9η και 11η ιδιοσυχνότητα, ταλαντώνεται ο στατικός φορέας μαζί με την βόρεια και την νότια όψη, στην 6η και στην 12η ταλαντώνεται ένα πλαίσιο από τον στατικό φορέα μαζί με την βόρεια όψη, ενώ στην 8η και 10η ταλαντώνεται ένα πλαίσιο την φορά.

Από την 13η ιδιοσυχνότητα στα 37.96 Hz μέχρι και την 20η στα 48.73 Hz, ταλαντώνονται διάφορα μέρη της φέρουσας τοιχοποιίας και συνεχίζοντας στην 21η στα 53.14 Hz, ταλαντώνεται για πρώτη φορά το πάτωμα, το οποίο διογκώνεται, όπως και στην 24η στα 56.11 Hz.

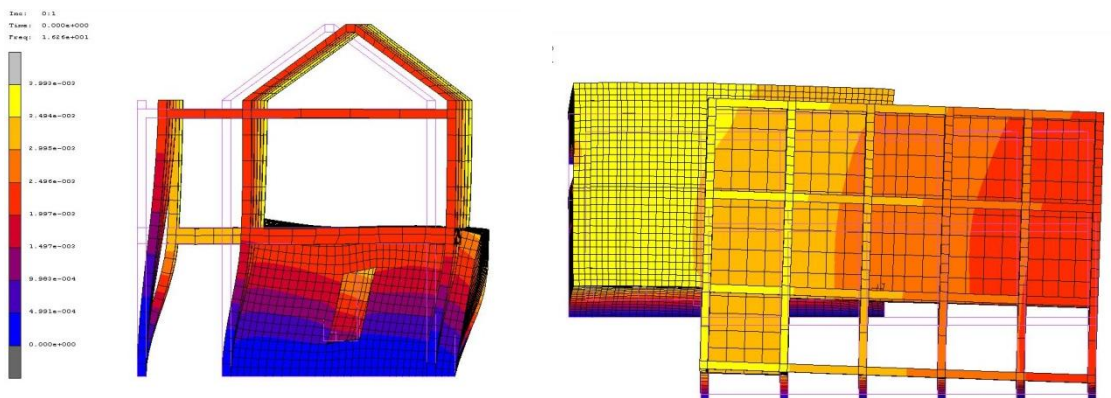
Στην 23η στα 55.15 Hz, όπως και από την 25η στα 58.70 Hz μέχρι την 30η στα 65.65 Hz, παρατηρείται διόγκωση και βύθιση του πατώματος, καθώς και ταλάντωση διαφόρων πλευρών της τοιχοποιίας. Από την 31η στα 68.52 Hz, μέχρι και την 36 στα 74.67 Hz, έχουμε το ίδιο φαινόμενο, μόνο που οι ταλαντώσεις στην τοιχοποιία φαίνεται να εστιάζονται κυρίως γύρω από τα κουφώματα. Τέλος από την 37η στα 75.02 Hz, μέχρι και την 40η στα 78.46 Hz, πάλι ταλαντώνεται το πάτωμα σε διάφορα τμήματα αλλά μαζί με αυτό ταλαντώνονται και όλες οι όψεις της τοιχοποιίας.

Όσον αφορά στην φέρουσα τοιχοποιία παρατηρούμε ότι, σε όλες τις ιδιοσυχνότητες (στις πρώτες 40), ταλαντώνεται σε διάφορα μέρη της, αλλά κυρίως επηρεάζονται τα σημεία γύρω από τα κουφώματα και ιδιαίτερα ταλαντώνεται το νότιο τμήμα της το οποίο είναι εκτός του μεταλλικού σκελετού και παραμορφώνεται σαν να είναι ελεύθερο σε αυτό το άκρο, αφού δεν περιορίζεται από τίποτα.

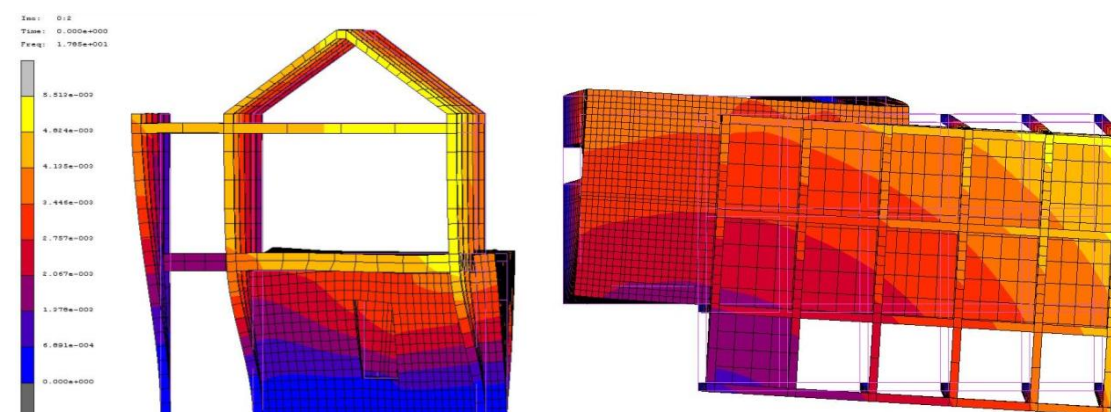
ii. Μοντέλο Β

Θα εξετάσουμε τις κύριες ιδιομορφές που θα μας δώσει η δυναμική ανάλυση της δεύτερης περίπτωσης της πρότασης επανάχρησης, όπου η τοιχοποιία και ο μεταλλικός στατικός φορέας θεωρούνται ανεξάρτητοι.

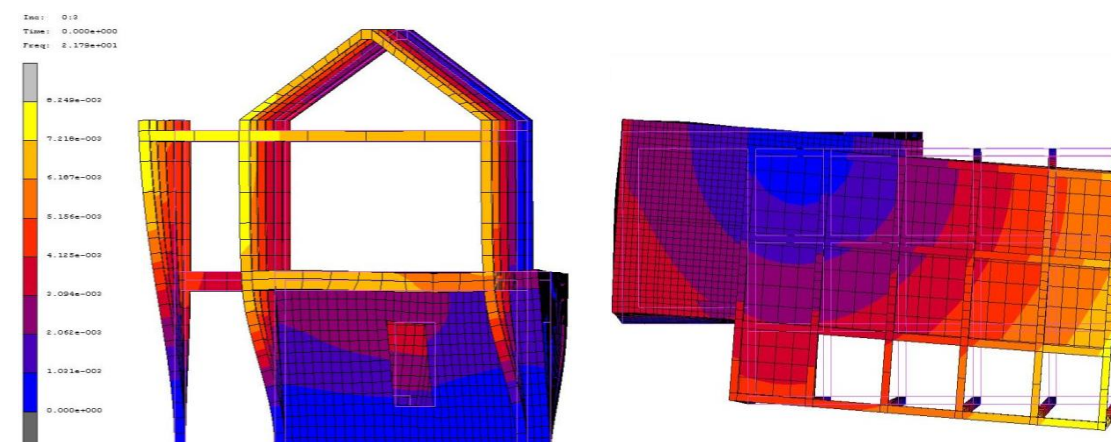
Συνολικής Μετατόπιση (displacement)



1η ιδιοσυχνότητα 16.26 Hz



2η ιδιοσυχνότητα 17.85 Hz



3η ιδιοσυχνότητα 21.79 Hz

III. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- σύγκριση δυναμικών μετρήσεων από τον επιταχυνσιογράφο με τα αποτελέσματα από την δυναμική ανάλυση της υφιστάμενης κατασκευής στο Marc

Στην ενότητα 2 είδαμε τις ιδιοσυχνότητες που πήραμε από την καταγραφή που κάναμε με τον επιταχυνσιογράφο, οι οποίες είναι οι εξής:

άξονας x : 10.107Hz, 15.1Hz, 15.53Hz

άξονας y : 13.8Hz, 15.6Hz, 16.82Hz

άξονας z : 40.44Hz

Στην ενότητα 3 είδαμε ότι στην δυναμική ανάλυση που κάναμε με το πρόγραμμα Marc Mentat στην υφιστάμενη κατασκευή, οι πρώτες 40 ιδιοσυχνότητες κυμάνθηκαν από 13.66 Hz έως 44.99 Hz, σε μετακινήσεις κατά x, y και z.

Οι συχνότητες που ανιχνεύτηκαν από τις μετρήσεις με τον επιταχυνσιογράφο συμπίπτουν με τις εξής ιδιοσυχνότητες που κατέγραψε το Marc:

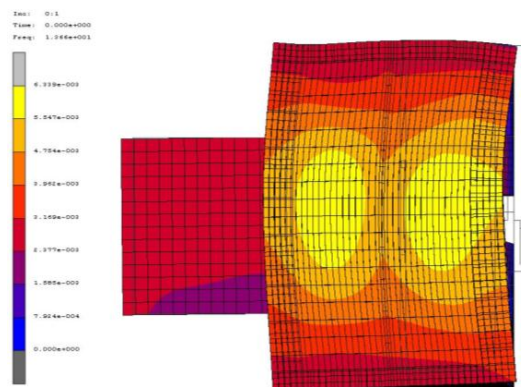
1η ιδιοσυχνότητα στα 13.66 Hz

2η ιδιοσυχνότητα στα 14.74 Hz

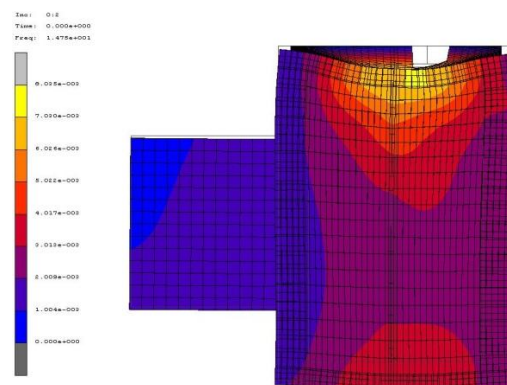
3η ιδιοσυχνότητα στα 16.45 Hz

31η ιδιοσυχνότητα στα 40.31 Hz

Παρατηρούμε ότι τις ιδιοσυχνότητες που έχουν μετρηθεί με τον επιταχυνσιογράφο μπορούμε και τις υπολογίζουμε στο μοντέλο με το πρόγραμμα Marc στην δυναμική ανάλυση. Αυτό ενισχύει την ορθότητα του τρόπου προσομοίωσης του κτίσματος και των παραδοχών που έγιναν σε επίπεδο φορτίσεων και υλικών.



Εικόνα 5.15_ 1η ιδιοσυχνότητα κατά τον άξονα x η μετατόπιση



Εικόνα 5.16_ 2η ιδιοσυχνότητα κατά τον άξονα y η μετατόπιση

Επίσης βλέπουμε ότι στην εικόνα 5.15, όπου φαίνεται ο τρόπος που ταλαντώνεται το κτίριο στην πρώτη ιδιοσυχνότητα, δηλαδή η μετακίνηση του κατά τον άξονα x, η τιμή της συχνότητας 13.66 Hz, συμπίπτει με την τιμή των συχνοτήτων που καταγράφηκαν κατά τον άξονα x με τον επιταχυνσιογράφο. Το ίδιο βλέπουμε και στην εικόνα 5.16, όπου το κτίριο μετακινείται κατά τον άξονα y, όπως ακριβώς περιμέναμε σύμφωνα με τις τιμές των συχνοτήτων.

➤ σύγκριση ιδιοσυχνοτήτων της φέρουσας τοιχοποιίας πριν και μετά την πρόταση επανάχρησης

Θα συγκρίνουμε την συμπεριφορά της φέρουσας τοιχοποιίας πριν την πρόταση επανάχρησης και μετά, στα πλαίσια των αποτελεσμάτων των δυναμικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στην ενότητα 3 (για την υφιστάμενη κατασκευή) και στην ενότητα 5 (για την πρόταση επανάχρησης).

Στους παρακάτω δύο πίνακες (5.1,5.2) βλέπουμε σε ποιές ιδιοσυχνότητες σημειώθηκαν οι μέγιστες (πίνακας 1) και οι ελάχιστες (πίνακας 2) μετατοπίσεις για τις δύο περιπτώσεις στην φέρουσα τοιχοποιία.

τοιχοποιία	frequency	Hz
υφιστάμενη	22	31.39
πρόταση	30	65.35

πίνακας 5.1_μέγιστες μετατοπίσεις

τοιχοποιία	frequency	Hz
υφιστάμενη	5	18.75
πρόταση	6,8,10,12	35

πίνακας 5.2_ελάχιστες μετατοπίσεις

Στην υφιστάμενη κατασκευή οι πρώτες 40 ιδιοσυχνότητες που καταγράφηκαν με το πρόγραμμα Marc κυμάνθηκαν από 13.66 Hz μέχρι 44.99 Hz, ενώ στην πρόταση επανάχρησης οι ίδιες τιμές κυμάνθηκαν από 17.30 έως 78.52 Hz.

Αυτό σημαίνει ότι έχει αλλάξει το εύρος των συχνοτήτων μετά την πρόταση επανάχρησης, το οποίο είναι αναμενόμενο, καθώς προτείνουμε μία νέα σύμμεικτη κατασκευή. Το ότι πηγαίνουμε σε μεγαλύτερη συχνότητα σημαίνει ότι πηγαίνουμε και σε μικρότερη περίοδο, το οποίο τροποποιεί την συμπεριφορά της τοιχοποιίας στην δυναμική ανάλυση. Επομένως η φέρουσα τοιχοποιία μετά την πρόταση επανάχρησης είναι πιο ευάλωτη, σύμφωνα με το

μοντέλο Α, όπου ο μεταλλικός σκελετός και η τοιχοποιία λειτουργούν συνδεδεμένα. Άρα συμπεραίνουμε ότι το μοντέλο Β, όπου τα σώματα λειτουργούν ανεξάρτητα είναι καταλληλότερη μέθοδος για την προσομοίωση της κατασκευής μας.

➤ **σύγκριση ιδιοσυχνοτήτων μεταξύ των προγραμμάτων Marc Mentat και SAP2000 αναφορικά με την υφιστάμενη κατασκευή**

Με το πρόγραμμα SAP2000 που χρησιμοποίησε η συνάδελφος Ιφιγένεια Τζιβελέκα, αναλύθηκαν στην δυναμική ανάλυση οι 100 πρώτες ιδιοσυχνότητες και καταγράφηκαν οι εξής ως κύριες για το υφιστάμενο μοντέλο:

23η ιδιοσυχνότητα στα 15.53 Hz

24η ιδιοσυχνότητα στα 16.82 Hz

91η ιδιοσυχνότητα στα 40.44 Hz

Αντίστοιχα μόνο για την φέρουσα τοιχοποιία καταγράφηκαν οι εξής κύριες ιδιοσυχνότητες:

21η ιδιοσυχνότητα στα 13.79 Hz

26η ιδιοσυχνότητα στα 15.09 Hz

74η ιδιοσυχνότητα στα 35.31 Hz

Με το πρόγραμμα Marc Mentat που χρησιμοποιήσαμε αναλύθηκαν οι 40 πρώτες ιδιοσυχνότητες και καταγράφηκαν οι εξής ως κύριες για το υφιστάμενο μοντέλο:

2η ιδιοσυχνότητα στα 14.74 Hz

3η ιδιοσυχνότητα στα 16.45 Hz

22η ιδιοσυχνότητα στα 31.39 Hz

Αντίστοιχα μόνο για την φέρουσα τοιχοποιία καταγράφηκαν οι εξής κύριες ιδιοσυχνότητες:

5η ιδιοσυχνότητα στα 18.75 Hz

9η ιδιοσυχνότητα στα 23.47 Hz

27η ιδιοσυχνότητα στα 35.62 Hz

Παρατηρούμε ότι για να πετύχουμε το ίδιο εύρος τιμών συχνοτήτων μεταξύ των 2 προγραμμάτων στις 100 πρώτες ιδιοσυχνότητες του SAP2000 αντιστοιχούν οι 40 πρώτες ιδιοσυχνότητες του Marc Mentat. Αυτό συμβαίνει γιατί

χρησιμοποιήθηκαν διαφορετικά στοιχεία για την προσομοίωση της τοιχοποιίας. Στο SAP2000 χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία shell με κέλυφος, ενώ στο Marc χρησιμοποιήθηκαν τρισδιάστατα στοιχεία εξάεδρικά, οκτάκομβα, επομένως διαφοροποιείται και η διακριτοποίηση, άρα και οι βαθμοί ελευθερίας, για αυτό το λόγο παίρνουμε και διαφορετικά αποτελέσματα. Βέβαια και στα δύο μοντέλα εντοπίστηκαν οι ίδιες συχνότητες, με τον ίδιο τρόπο παραμόρφωσης του φορέα.

➤ **σύγκριση αποτελεσμάτων διαφορετικών περιπτώσεων προσομοίωσης της δυναμικής συμπεριφοράς της υφιστάμενης κατασκευής και της πρότασης επανάχρησης**

Στην ειδική περίπτωση αποκατάστασης ιστορικών κατασκευών, όπου εσωτερικά ενός εξωτερικού κελύφους, πρόκειται να κατασκευαστεί σε άμεση επαφή με την τοιχοποιία, ένας νέος φέροντας οργανισμός οπλισμένος σκυροδέματος παρουσιάζονται προβλήματα δυναμικής αλληλεπίδρασης των δύο αυτών φορέων τα οποία σχετίζονται με τον τρόπο σύνδεσής τους. Η μεταφορά των φορτίων μεταξύ των φορέων γίνεται μέσω της διεπιφάνειας. Η σύνδεσή τους μπορεί να θεωρηθεί είτε να είναι πλήρης για την περίπτωση καλής προετοιμασίας κατά την σκυροδέτηση και την τοποθέτηση επαρκούς οπλισμού κάθετου στην ένωση με αποτέλεσμα την πλήρη συνεργασία και μεταφορά των φορτίων, είτε να υπάρχει δυνατότητα σχετικής μετακίνησης –τριβής ή και απομάκρυνσης των δύο φορέων για την περίπτωση ανεπαρκούς οπλισμού κάθετου στην ένωση καθώς και μικρή πρόσφυση μεταξύ της τοιχοποιίας και του σκυροδέματος. Αριθμητικά μοντέλα μονόπλευρης επαφής – τριβής μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την προσομοίωση των φαινομένων που αναπτύσσονται στην περίπτωση αστοχίας της διεπιφάνειας. Στην περίπτωση πλήρους σύνδεσης των δύο φορέων οδηγούμαστε σε μία πιο δύσκαμπτη συμπεριφορά ενώ στην περίπτωση φαινομένου επαφής- τριβής έχουμε απόσβεση της δυναμικής, παράλληλα όμως με αύξηση τοπικά των παραμορφώσεων της τοιχοποιίας η οποία μπορεί να οδηγήσει σε βλάβες της υπάρχουσας κατασκευής.[1]

Γι αυτό το λόγο για να διερευνήσουμε την σχέση μεταξύ της φέρουσας τοιχοποιίας και της αποθήκης από σκυρόδεμα αναφορικά με την υφιστάμενη κατασκευή (ενότητα 3) και αναφορικά με την πρόταση επανάχρησης, την σχέση μεταξύ τοιχοποιίας και μεταλλικού σκελετού (ενότητα 5), δημιουργήσαμε και στις δύο περιπτώσεις από δύο μοντέλα Α και Β.

Το **μοντέλο Α** αφορά την παραδοχή ότι τα contact bodies έχουν ενωθεί μεταξύ τους με πλήρη σύνδεση (glue), με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται η ομαλή μεταφορά φορτίων, να θεωρούνται πλήρως συνδεδεμένα και όχι ανεξάρτητα μεταξύ τους.

Το **μοντέλο B** αντίστοιχα και για τις δύο περιπτώσεις αφορά την παραδοχή, ότι τα contact bodies να έχουνε ενωθεί μεταξύ τους με touching, με σκοπό να αναπτυχθούν φαινόμενα αποχωρισμού και τριβής μεταξύ των δύο κτισμάτων.

Παρακάτω θα παρατεθούν στους πίνακες 5.3,5.4 οι συχνότητες που καταγράφηκαν ανά περίπτωση.

- **υφιστάμενη κατασκευή (τοιχοποιία και αποθήκη από σκυρόδεμα)**

κύριες ιδιοσυχνότητες	Μοντέλο A _glue (Hz)	Μοντέλο B _touching (Hz)
1η	13.66	13.15
2η	14.67	14.58
4η	18.37	17.37
5η	18.75	18.19

πίνακας 5.3_κύριες ιδιοσυχνότητες για την υφιστάμενη κατασκευή

- **πρόταση επανάχρησης (τοιχοποιία και μεταλλικός φορέας)**

κύριες ιδιοσυχνότητες	Μοντέλο A _glue (Hz)	Μοντέλο B _touching (Hz)
1η	13.66	13.15
2η	14.67	14.58
3η	18.37	17.37

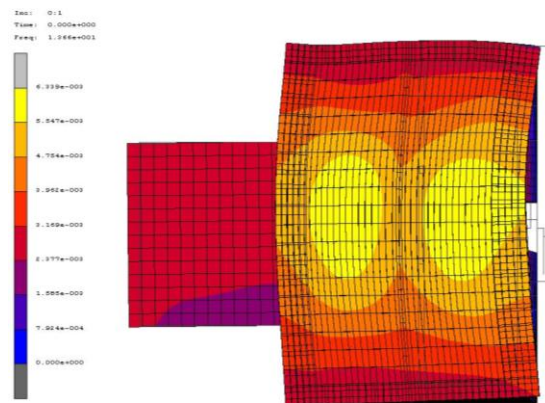
πίνακας 5.4_ κύριες ιδιοσυχνότητες για την πρόταση επανάχρησης

Παρατηρώντας τους δύο πίνακες θα δούμε ότι και στην περίπτωση της υφιστάμενης κατασκευής αλλά και στην περίπτωση της πρότασης επανάχρησης, έχουμε μικρή αλλαγή στα νούμερα των συχνοτήτων μεταξύ των μοντέλων A και B. Αυτό συμβαίνει γιατί έχουμε ορίσει μικρή δυνατότητα απόκλισης και τριβής, όσο θα αυξάνεται το νούμερο τόσο μεγαλύτερες διαφορές θα έχουμε και στις τιμές των συχνοτήτων.

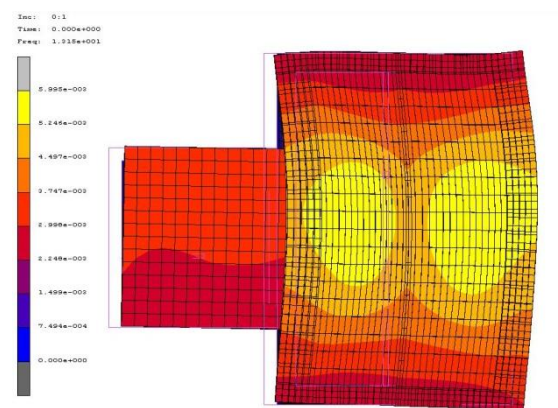
Στις παρακάτω εικόνες παρατίθενται και ο τρόπος με τον οποίο ταλαντώνονται τα σώματα σε όλες τις περιπτώσεις που αναφέραμε στις ίδιες ιδιοσυχνότητες. Πιο συγκεκριμένα στις εικόνες 5.15 έως 5.20 βλέπουμε τις διαφορές στην υφιστάμενη κατάσταση μεταξύ των σωμάτων.

Υφιστάμενη κατασκευή

1η ιδιοσυχνότητα

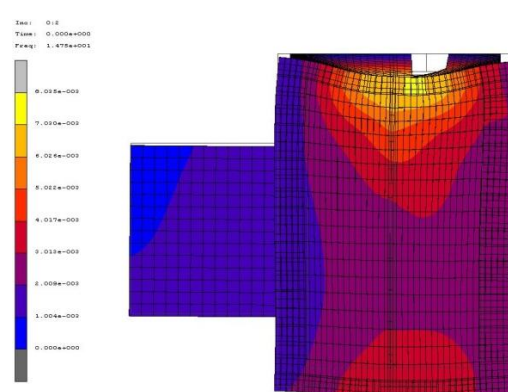


Εικόνα 5.15_Μοντέλο Α

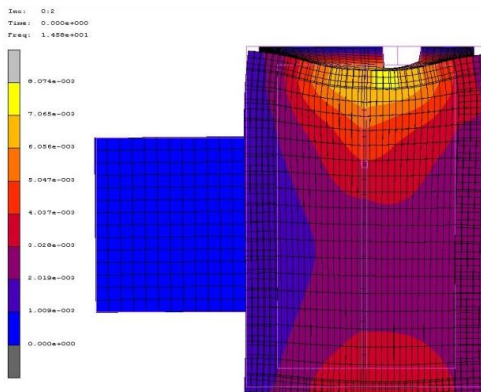


Εικόνα 5.16_Μοντέλο Β

2η ιδιοσυχνότητα

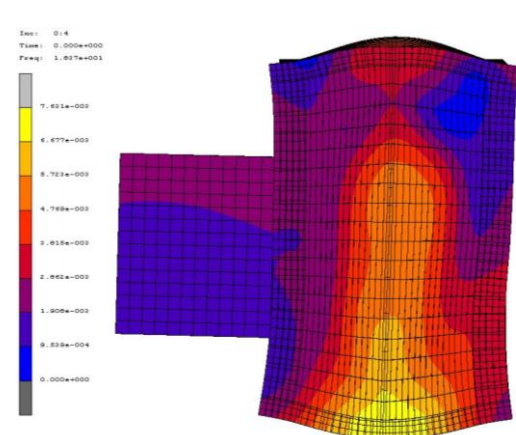


Εικόνα 5.17_Μοντέλο Α

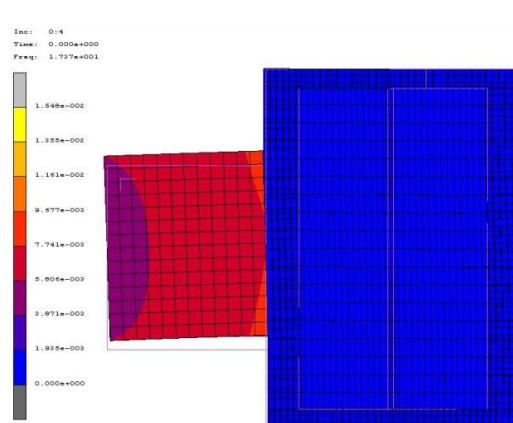


Εικόνα 5.18_Μοντέλο Β

4η ιδιοσυχνότητα

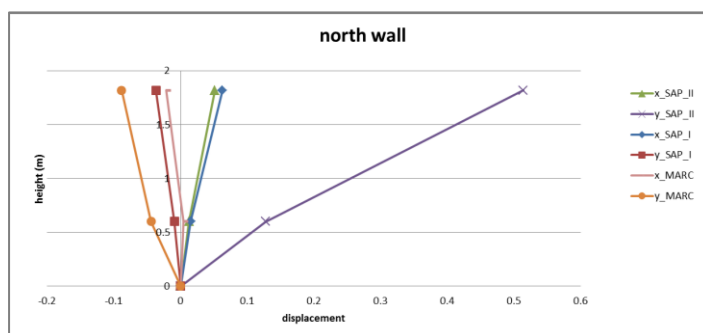


Εικόνα 5.19_Μοντέλο Α

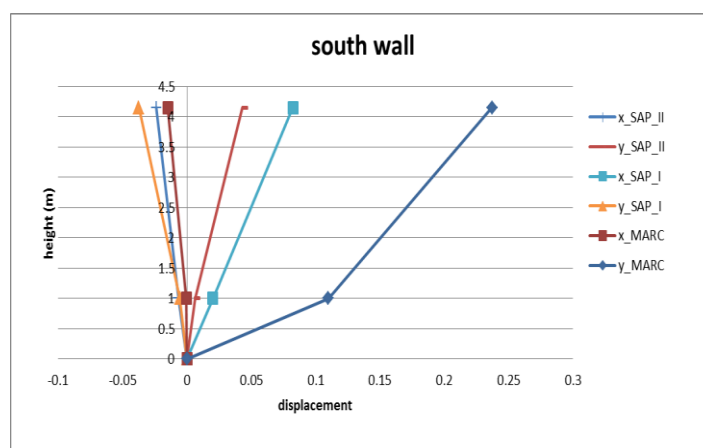


Εικόνα 5.20_Μοντέλο Β

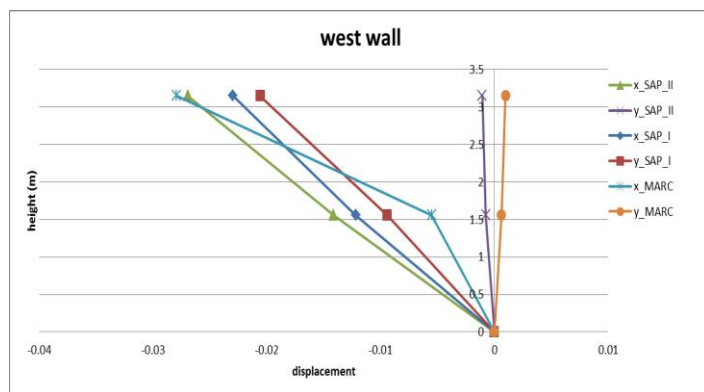
Στις εικόνες 5.15 έως 5.20, βλέπουμε τις διαφορές στην ταλάντωση των σωμάτων, ανάμεσα στα μοντέλα A και B, στην περίπτωση της υφιστάμενης κατασκευής, στις ίδιες ιδιοσυχνότητες. πιο συγκεκριμένα στην πρώτη ιδιοσυχνότητα (εικόνα 5.15,5.16) δεν έχουμε μεγάλες διαφορές καθώς και στα δύο μοντέλα η διεύθυνση ταλάντωσης είναι κάθετη κατά τον άξονα των x, και λειτουργεί η πλήρης σύνδεση μεταξύ των σωμάτων. Το ίδιο παρατηρούμε και στην δεύτερη ιδιοσυχνότητα (εικόνα 5.17,5.18), όπου και στα δύο μοντέλα μετακινείται μονό η τοιχοποιία, μόνο που αλλάζει η διεύθυνση ταλάντωσης και μετακινούνται τα σώματα κατά των άξονα των y. Στην τέταρτη όμως ιδιοσυχνότητα (εικόνα 5.19,5.20) αρχίζει η διαφοροποίηση μεταξύ των δύο μοντέλων, όπου στην πλήρη σύνδεση στο μοντέλο A (εικόνα 5.19) ταλαντώνεται το κτίριο από λιθοδομή, ενώ η αποθήκη μένει σταθερή, ενώ στο μοντέλο B (εικόνα 5.20) ταλαντώνεται μόνο η αποθήκη, με το κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία να παραμένει σταθερό. Επομένως συμπεραίνουμε ότι, αφού διαφοροποιείται ο τρόπος που ταλαντώνονται τα δύο κτίρια, μεταξύ του μοντέλου A και B, ενισχύεται η παραδοχή της αποσύνδεσης των δύο κτιρίων και την παρούσας τριβής, το οποίο μπορεί να μελετηθεί μελλοντικά, εξετάζοντας την σχέση των κτιρίων αλλάζοντας τον συντελεστή τριβής.



Εικόνα 5.21_βόρειος τοίχος



Εικόνα 5.22_νότιος τοίχος

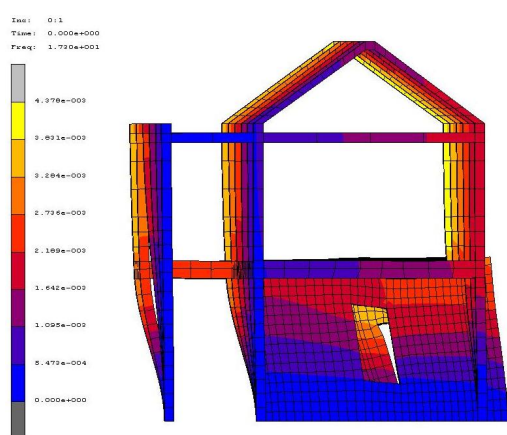


Εικόνα 5.23_δυτικός τοίχος

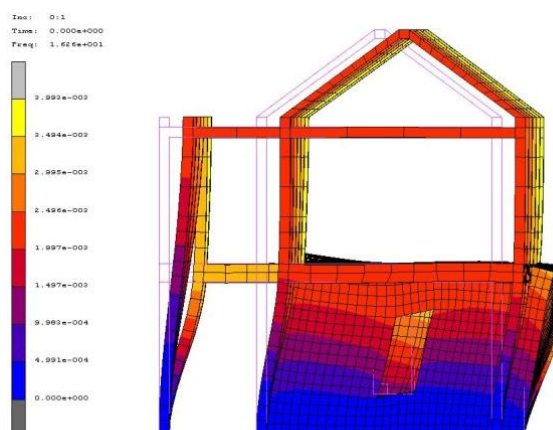
Επίσης στις εικόνες 5.21 έως 5.23 βλέπουμε τα διαγράμματα των ιδιοσυχνοτήτων για $f=16\text{Hz}$ για κάθε τοίχο ξεχωριστά, για τα δύο μοντέλα που εξετάστηκαν με το πρόγραμμα Marc αλλά και τα αποτελέσματα που πήρε η συνάδελφος Ιφιγένεια Τζιβελέκα που πραγματοποίησε τις ίδιες αναλύσεις για το ίδιο κτίριο αλλά με το πρόγραμμα SAP2000. Διαπιστώνουμε ότι η παραδοχή της ομαλής μεταφοράς φορτίων (Μοντέλο Α) με το πρόγραμμα Marc και η μη χρήση ελατηρίων στα σημεία επαφής των σωμάτων με το πρόγραμμα SAP2000, έρχεται σε αντίθεση με την πραγματική κατάσταση του κτιρίου και των ρωγμών του. Επομένως συμπεραίνουμε ότι η χρήση ελατηρίων για το SAP2000, με την παραδοχή της ανεξάρτητης λειτουργίας των σωμάτων σε επαφή με αποτέλεσμα να αναπτυχτούν φαινόμενα αποχωρισμού και τριβής, περιγράφουν καλύτερα την υφιστάμενη κατάσταση των δύο κατασκευών (τοιχοποιία από λιθοδομή, αποθήκη από σκυρόδεμα).

Πρόταση επανάχρησης

1η ιδιοσυχνότητα



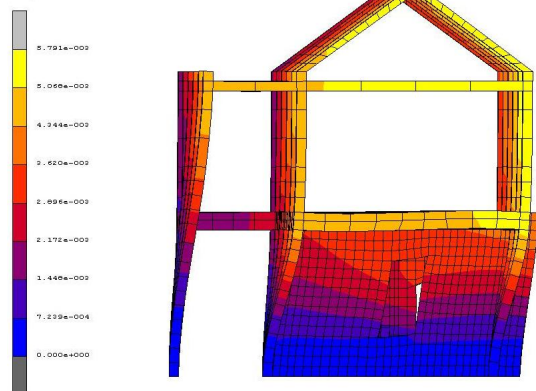
Εικόνα 5.24_Μοντέλο Α



Εικόνα 5.25_Μοντέλο Β

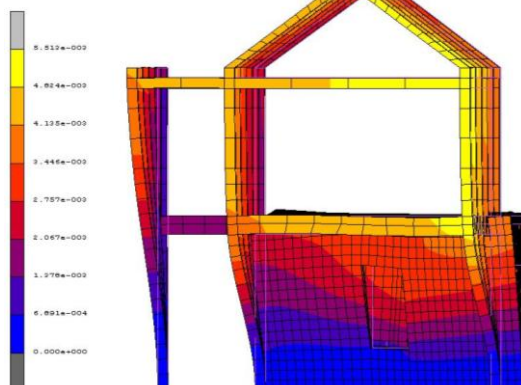
2η ιδιοσυχνότητα

Σταθ: 0.2
Time: 0.000e+000
Freq: 1.937e+001



Εικόνα 5.26_Μοντέλο Α

Σταθ: 0.2
Time: 0.000e+000
Freq: 1.785e+001



Εικόνα 5.27_Μοντέλο Β

Στις εικόνες 5.24 έως 5.27 βλέπουμε τις διαφορές στην ταλάντωση των σωμάτων, ανάμεσα στα μοντέλα Α και Β, στην περίπτωση της πρότασης επανάχρησης, στις ίδιες ιδιοσυχνότητες. Από την μελέτη των αποτελεσμάτων, παρατηρούμε την διαφοροποίηση στην ταλάντωση της τοιχοποιίας στο μοντέλο Β, η οποία ανεξαρτητοποιείται από τον φορέα, σύμφωνα με τον τρόπο που παραμορφώνεται. Γίνεται φανερή η επίδραση του εσωτερικού μεταλλικού φορέα στην τοιχοποιία στην περίπτωση ανάπτυξης φαινομένων τριβής στην διεπιφάνεια. Στην περίπτωση πλήρους σύνδεσης των δύο φορέων οδηγούμαστε σε μία πιο δύσκαμπτη συμπεριφορά.

Συνεπώς η επανάχρηση ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία κατασκευάζοντας στο εσωτερικό του ένα φέροντα οργανισμό από μέταλλο απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή εφόσον η απόκριση του σύνθετου φορέα σε δυναμική διέγερση εξαρτάται από την ένταση του φαινομένου, από την διεύθυνση κατά την οποία ασκείται η διέγερση και από τον τρόπο σύνδεσης των δύο φορέων.

Μέρος των αποτελεσμάτων παρουσιάστηκαν στο διεθνές συνέδριο Υπολογιστικής Μηχανικής που έλαβε χώρα στο Βόλο τον Ιούλιο του 2015 (Παράρτημα).

Όλα τα πειράματα, οι συγκρίσεις και τα συμπεράσματα που πήραμε από την εργασία, μας βοηθούν να προσεγγίσουμε το πρόβλημα όλο και πιο αποτελεσματικά και στο τέλος να προκύψουν ιδέες για την ενδεχόμενη κατασκευή της πρότασης με τον βέλτιστο τρόπο και για την εξέλιξη της ίδιας της εργασίας. Για παράδειγμα στην πρόταση επανάχρησης είδαμε ότι χρειάζεται η ελάφρυνση της επιβάρυνσης του μεταλλικού φορέα, επομένως θα μπορούσαμε να προσθέσουμε χιαστί όπου χρειάζεται ή να ενισχυθούν τα δοκάρια στη μέση του στατικού φορέα, όπως επίσης και να διερευνηθεί το θέμα της αποσύνδεσης του νέου με το παλιό κτίριο.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Μίλτων Α. Δημοσθένους, Δρ Πολιτικός Μηχανικός, Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία», Τ.Ε.Ε. / Τ.Κ.Μ., Φεβρουάριος 2009
- [2] ΤΕΕ, Αντισεισμική θωράκιση υφιστάμενων κατασκευών ομάδα εργασίας Π-3: πρακτικά – διδακτικά εγχειρίδια. Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών, Χρ. Σπανός, Μ. Σπιθάκης, Κ. Τρέζος, Αθήνα, Μάιος 2001
- [3] Ι. Τζιβελέκα, Μεταπτυχιακή Διατριβή: "Έλεγχος δομικής ακεραιότητας υφιστάμενου κτιρίου από λιθοδομή και αξιολόγηση της πρότασης επανάχρησης", 2014, Χανιά
- [4] Β. Κουμούσης, Καθηγητής ΕΜΠ, Σημειώσεις πάνω στην ανάλυση φορέων με πεπερασμένα στοιχεία, Μάρτιος 1998
- [5] Τσιναράκης Θεόδωρος, Αποτίμηση φέροντος οργανισμού νοτίου ενετικού νεωρίου Χανίων 'Benedetto Moro' με ιδιομορφική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων, Διπλωματική διατριβή μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης, Κατεύθυνση: «Μηχανική και Τεχνολογία Κατασκευών», Πρόγραμμα μεταπτυχιακών σπουδών-Εφαρμοσμένες επιστήμες και τεχνολογία, Χανιά , 2011
- [6] Μαρία Ελ.Σταυρουλάκη, Λέκτορας Πολυτεχνείου Κρήτης, Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Υπολογιστικής Μηχανικής, Χρήση Υπολογιστικών Προγραμμάτων για την Ανάλυση Κατασκευών με την Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων. Πρόγραμμα MARC-MENTAT, Εργαστήριο εφαρμοσμένης μηχανικής, Γενικό Τμήμα, Πολυτεχνείο Κρήτης
- [7] Lourenco P. B., Analysis of Historical Constructions: From thrust-lines to advanced simulations, Historical Constructions, Guimaraes, pp. 91-116, 2001.
- [8] MARC Analysis Research Corporation, Theory and User Information, 2004.
- [9] Παπαδάκη Ε., Ενίσχυση τοιχοποιιών με την χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών: Μελέτη – Βελτιστοποίηση, Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά, 2001.
- [10] Σταυρουλάκη Μαρία, Διδακτορική Διατριβή: «Βέλτιστος σχεδιασμός επεμβάσεων ενίσχυσης σε δομικούς φορείς, εφαρμογή στην προένταση», Πολυτεχνείο Κρήτης, 1996

- [11] Αμανατίδου Μ. (2008). Μεταπτυχιακή Διατριβή: «Διαφραγματική λειτουργία πατωμάτων σε κτίρια από φέρουσα λιθοδομή». Τομέας Μηχανικής, Γενικό Τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης.
- [12] MARC Analysis Research Corporation, Theory and User Information, 2004
- [13] Leftheris B.P., Stavroulaki M.E., Sapounaki A.C. and Stavroulakis G.E., Computational Mechanics for Heritage Structures, WITpress, Boston, 2006.
- [14] M.E. Stavroulaki, Finite element analysis of a stone bridge for failure prediction, 7th National Congress on Mechanics, 24-26 June, Chania, Greece, 2004.
- [15] M. E. Stavroulaki, G.E. Stavroulakis, "Unilateral contact applications using FEM software", 'Invited paper' in International Journal of Applied Mathematics and Computer Sciences, Special Issue: Mathematical Modeling and Numerical analysis in Solid Mechanics, Guest Editors: M. Sofonea, J.M. Viano, 12(1), 2002.
- [16] Α. Πατεράκη, Μελέτη ενίσχυση κτιρίου φέρουσας τοιχοποιίας με πλαίσια φορέα οπλισμένου σκυροδέματος, υπό συνθήκες δυναμικής φόρτισης, Χανιά 2009, σελ 98
- [17] Hong Hao and Jay Shen, Estimation of relative displacement of two adjacent asymmetric structures, earthquake engineering and structural Dynamics, 30, pp 81-96, 2001.
- [18] Καραντώνη Φ., Κατασκευές από τοιχοποιία: σχεδιασμός και επισκευές, Παπασωτηρίου, Αθήνα, 2004.
- [19] Π. Καρύδης, Ε. Λέκκας, Σ. Λόζιος, 'Σεισμοτεκτονικά – γεωτεχνικά δεδομένα και δεδομένα τρωτότητας κτιρίων ως παράμετροι διαμόρφωσης του αντισεισμικού σχεδιασμού στην πόλη του Ρεθύμνου', 13ο Ελληνικό συνέδριο σκυροδέματος, ΤΕΕ, τομ. ΙΙΙ, σελ.75-82, Ρέθυμνο, 1999.
- [20] Νομικός Μ., Αποκατάσταση και Επανάχρηση Ιστορικών Κτιρίων και Συνόλων, Μεθοδολογία – Εφαρμογές, Θεσσαλονίκη, 2004
- [21] Δαλγίτση Ανδρομάχη – Άννα, ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΛΗΡΟΝΟΜΙΑ: ΤΟΠΟΙ ΜΝΗΜΗΣ ΩΣ ΤΟΠΟΙ ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ, Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης , Τμήμα Αρχιτεκτόνων Μηχανικών , Ξάνθη 2013
- [22] ΤΕΕ, Ενόργανη παρακολούθηση δομικής κατάστασης σημαντικών έργων με σκοπό την πληρέστερη συντήρησή τους, Β. Λεκίδης, Χ.Καρακώστας, Π. Πανέτσος, Ι. Διαμαντουλάκη, Θεσσαλονίκη, Ιούνιος 2009

- [23] Ελισσαίος Σ. Κατσαραγάκης, Ξύλινες Κατασκευές, Πανεπιστημιακές Εκδόσεις ΕΜΠ, 2000
- [24] Αθανασίου Ι. Καραμπίνη, Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Σημειώσεις από τις παραδόσεις του μαθήματος στο Δ' έτος Πολιτικών Μηχανικών Εταιρεία Αξιοποίησης και διαχείρισης Περιουσίας Δημοκρίτειου Πανεπιστημίου Θράκης, Ξάνθη 2002
- [25] C.A. Brebbia, B. Leftheris, Architectural Studies, Materials & Analysis, Computational Mechanics Publications, 1995
- [26] S. Sanchez-Beita, C.A. Brebbia, Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings, Computational Mechanics Publications, 1997
- [27] Θ.Σώκος, Σημειώσεις πάνω στα Φάσματα Απόκρισης, Κεφάλαιο 20, Εργαστήριο Σεισμολογίας, Τμήμα Γεωλογίας
- [28] Karantoni, F. (2012), *Masonry structures- 2nd edition*, Papasotiriou/ Athens.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Υποβληθείσα εργασία στο 8ο Διεθνές Συνέδριο Υπολογιστικής Μηχανικής (GRACM8 2015)

REUSE OF STONE MASONRY BUILDINGS AND THE SEISMIC BEHAVIOR OF THE COMPOSITE STRUCTURES

Efstathia Tavlopoulou¹, Ifigenia Tziveleka² and Maria Stavroulaki³

School of Architectural Engineering
Technical University of Crete
Rotterdam, Hillevliet 46b 3074KB, The Netherlands
e-mail: efstathia.tavlopoulou@gmail.com

² School of Architectural Engineering
Technical University of Crete
Sperxeiada, Fthiotida 35003, Greece
e-mail: ifigtziv@gmail.com

³ Department of Architectural Engineering School
Technical University of Crete
Chania, Crete 73100, Greece
e-mail: mstavr@mred.tuc.gr

Keywords: Masonry buildings, Dynamic analysis, Finite element, Building pounding, Contact body

Abstract. A parametric investigation about the seismic behavior of an existing unreinforced masonry building and its behavior after the reuse is presented in this article. Unreinforced masonry buildings very often, are rehabilitated with new added structural elements. In some cases where only the perimeter walls from the old building are kept, another structural system is placed inside and outside the initial structure and proper connections are done at special places in order to have cooperation between these two different structural systems which are from different material, like reinforced concrete or steel and have different stiffness. When this connection is rigid, one composite structure with different dynamic characteristic must be analyzed in order to calculate the seismic resistance of the final building. If looseness of this connection is happened, perhaps under a strong earthquake, pounding phenomenon is developed. The pounding phenomenon of adjacent buildings during earthquakes has been receiving considerable attention in recent years. This is due to the fact that many incidents of seismic pounding have been recorded in many parts of the world. As a case study, finite element method was used for static and dynamic analysis of a masonry traditional structure in Crete at present state and the new state according the architectural design for reuse. Experimental methods in situ and software tools in order to determine the stiffness of the structure and how it is affected after the proposal of the reuse when the static core is altered were used. A full 3D detailed model of the building under static and dynamic loading scenarios, assuming different hypothesis for the interconnection between the two existing structures (masonry and reinforced concrete one) and between the core and the external walls on the architectural proposal of reuse, were analyzed. For modeling and analysis, the SAP and MARC finite element software, were used. With SAP this interconnection was simulated using total nodes' compound and links as well, in order to find the most realistic modeling of the behavior of the interaction of the two different structural systems, at the points of contact. With Marc the method of contact bodies was chosen, in order to assume that in both cases, the whole structure would respond as one, and cooperate smoothly during the seismic assessment, or the different structural systems would separate and would develop relative movements. The comparison between present state and new state of the structure with advanced

computational methods were useful. The numerical analysis has given a valuable picture of possible damage mechanisms providing useful hints for the introduction of further optimization of the architectural design and the practical application.

1 INTRODUCTION

Many countries, especially in southern Europe, are greatly exposed to seismic hazard, which causes valuable building heritage to be high at risk of severe damage or even destruction when exposed to strong earthquake ground motions. This problem mostly stands for traditional, historical and monumental constructions, due to the fact that most of them frequently lack basic seismic features. Typical problems of masonry structures concern aspects like inherent structural lacks, material degradation, geotechnical problems, buckling behavior of slender elements and dynamic loading vulnerability as presented and fully described in Karantoni's book for masonry structures where masonry's seismic behavior is also analyzed [1].

The definition of reliable models and methods for seismic risk assessment of vulnerable constructions is thus very interesting topic. A great number of studies in the literature are dedicated to destructive and non-destructive static and dynamic tests on masonry structures, to procedures for the identification of mechanical parameters as well as to calibration of the reliable structural models.

The main goal is a wide knowledge of the structure to avoid inadequate, unsuitable or dangerous rehabilitation operations, and to select non-invasive and reversible techniques for the best exploitation of material and technology features. On the other hand, modelling the mechanical behaviour of masonry may play an important role, due to both inherent material complexity and great scatter in mechanical properties. The random character of masonry mechanical features, in fact, makes the prediction of structural risk quite critical. Effective procedures for the identification of the structural parameters from static and dynamic testing are thus required. In particular, dynamic measurements may be very useful for the identification of mechanical properties and soil restraints and, consequently, for the calibration of advanced numerical finite element models.

The current paper is dedicated to the modelling of a building dating back to 1900 DC in Crete and its proposal of reuse. In particular, the methodology defined to reach the goals consisted of: 1) defining a FEM of the existing building using two individual softwares (Sap2000, Marc Mentat), 2) identifying mode shapes and frequencies, 3) defining the most appropriate way to model the connection between two different structural systems, 4) defining the finite element model of the solution of reuse and 5) identifying the mode shapes, frequencies and seismic behavior of the proposed, extended building.

2 POUNDING PHENOMENON

Interactions between insufficiently separated structures, or their parts, due to the out-of-phase vibrations have been repeatedly observed during major earthquakes. This phenomenon, often referred as the earthquake-induced structural pounding, may lead to considerable damage or can be even the reason of the structure's total collapse. Several numerical models have been adopted to simulate pounding force during impact and research has been done to investigate the accuracy of the impact force models mentioned based on the results of a shaking table experimental study [2]. The dynamic characteristics of adjacent buildings may differ significantly due to the structural systems and material selected. Out-of-phase vibrations may also be induced if adjacent buildings are subjected to earthquake loading and collision or pounding may occur if the separation distance is inadequate. Pounding of adjacent buildings may cause serious structural damage and sometimes the collapse of buildings. As the periods of adjacent buildings are equal or very close to each other, the required separation distances are very small. However, as the periods of adjacent buildings vary, the required separation distances start to increase due to out-of-phase vibrations. A larger separation distance is required for both adjacent buildings having a longer fundamental period [3]. Also from research, the conclusion that structures with different period developed different damages under the same earthquake was extracted [4].

From experimental and theoretical simulations of seismic poundings between adjacent towers, under sinusoidal excitations, the maximum relative impact velocity always develops at an excitation frequency between the natural frequencies of the two towers. The standard distance attains a maximum when the excitation frequency is close to that of the more flexible tower. Pounding appears

to amplify the response of the stiffer structure but suppress that of the more flexible structure; and this agrees qualitatively with previous shaking table tests and theoretical studies [5].

It is important, the phenomenon of friction which is developed between the adjacent structures, under a dynamic excitation to be included in the analysis since it influence the dynamic response of the structures. A special case of restoration, where only the perimeter walls from an old two-story masonry building are kept and another structural system from reinforced concrete frame with horizontal reinforced concrete slabs is placed inside the initial structure, was studied in [6]. These two different structural systems from different materials and having different stiffness are connected at special places in order to have cooperation. When this connection is rigid, a composite structure with different dynamic characteristics is analyzed in order to calculate the seismic resistance of the final building. If looseness of this connection is happened, perhaps under a strong earthquake, pounding phenomena are developed partial to some walls or the whole structure. A unilateral frictional contact model was used to the all the inside areas of the masonry walls, in order to model this phenomenon. From the results, it was shown that the energy dissipation mechanism which work in the case of small displacements would leads to negative results when the sliding movements between concrete frame and the masonry goes beyond some limits [6].

3 UNILATERAL CONTACT ANALYSIS

The possibility that some separation appears between two parts of a structure coming into contact is known as a unilateral contact phenomenon. This is a typical variable-structure nonlinearity, which involves either-or decisions in the mechanical model. The frictional stick-slip nonlinearity is an analogous phenomenon. Both problems belong to the area known as nonsmooth mechanics [7], [8]. The reason is that the arising models (functions) are nondifferentiable in the classical sense. The knowledge of basic theory, one can use effectively currently available general purpose finite element software for the static and dynamic analysis of stone structure with unilateral frictional joints (interfaces).

Unilateral contact along interfaces is a suitable model for nonlinear analysis of masonry structures [9, 10]. A number of potential interfaces are defined and along these interface separation and frictional effects are considered. The actual state at each point of the interface will be found after the solution of the problem. In case of unilateral contact and friction, several empirical or semi-empirical algorithms have been proposed and modern general-purpose finite element software (like MARC [11] which is used for this study) can be used for the solution of several real-life problems. Effective use of the available models and the limits of their applicability require the use of some theoretical knowledge. In this case, a mixture of augmented Lagrangian type procedures, for the treatment of the unilateral contact mechanism, and of smoothing techniques, for the frictional part, is used.

The analysis of contact behavior is complex because of the requirement to accurately track the motion of multiple geometric bodies, and the motion due to the interaction of these bodies after contact occurs, including the representation of the friction between surfaces. The numerical objective is to detect the motion of the bodies, apply a constraint to avoid penetration and apply appropriate boundary conditions to simulate the friction behavior. Therefore a constraint minimization problem has to be solved where the constraint is the 'no penetration' constraint.

For the solution of the contact problem the direct constraint method is used in the following application. In this procedure, the motion of the bodies is tracked and when contact occurs, direct constraints are placed on the motion using boundary conditions, both kinematic constraints on transformed degrees of freedom and nodal forces. The constraint imposed ensures that penetration does not occur. In our model these constraints are modeled by the definition of tying relations for displacement components of the contacting nodes. Specific the following must be defined: the contact bodies which describe the boundaries of interfaces, the contact tolerance in order to have realistic results, the area in which the contact possible occur which is used in case where we know from the beginning where contact will be and in order to reduce the computation time, the contact

procedure, the separation procedure defining the separation criterion which can be based on normal stress or normal force and the friction model.



Figure 1: The building being studied.

4 NON LINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS OF EXISTING BUILDING

The structure being studied is located at Vamos Village of Chania in Crete (Fig.1). It is consisted by two sub-buildings; the earlier building of masonry that was previously constructed in 1922 and the subsequent addition of ricks built in 1985. The masonry part has a rectangular cross-section in plan with 10 x 7m long sides. Its height is 7.15m (east-west side) and 4.90m (north-south side). The wooden roof is gabled with cover made of tiles while along the long sides there are reinforced concrete tie-beams. Wooden loft covers the half area of the plan at a height of 3.15 from the ground. The dimensions of the addition brick part are 5x6 m, its height is 3m and is covered with a concrete slab.

In order to define the mechanical properties of the building materials a number of semi-destructive and non-destructive tests was held which included site inspections, tests using Schmidt Hammer, coring and compressive tests on the core samples and ultrasound tests. Spanos, Spathakis et Trezos describe in detail these test techniques in TEE's manual, as well as they were used in structure in Tsinaraki's and Relias's master thesis [12] [13] [14]. Thus, the elastic modulus was found to be about 1.543 GPa given Poisson ratio equal to 0.15 [15] and the masonry's specific weight was calculated about 19.02 KN/m².

4.1 Modeling and analysis with software SAP

A 3D geometrical model of the whole structure was developed in Sap2000. In order to properly assess the structural interaction among the different consisted parts of the structure, this model accurately reproduces all its components including openings and recesses, all except the loft's wooden overlay. Considering the fact that it is not based directly on the stone masonry thus it doesn't affect the main building, this was replaced by its loads which were applied directly to the roof beams.

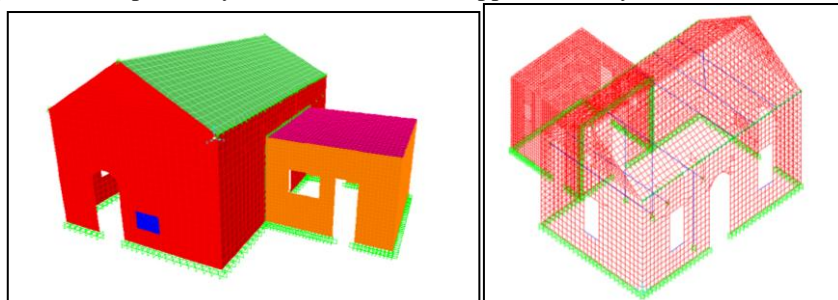


Figure 2: a) Finite elements used (different materials), b) Discretization of structure.

A densely finite element mesh is used to the model. The whole masonry structure, including the brick masonry, fixed at its base and 4-node shell-thick elements with 6 degrees of freedom has been used for discretization (Figure 2a-b). These elements combine plate and shell functions supporting forces and moments of inertia in all dimensions. The concrete plate was modeled by the same way. The wooden linear elements (beams and columns) and the reinforced concrete tie-beams were simulated by frame elements while the roof was modeled using shell-thin elements due to its overlay extreme thinness. The compounds of beams with columns were considered fixed while at the contact points of the beams with stone masonry and reinforced concrete tie-beams, links were assumed. The elastic material properties of used materials (except the stone masonry) were found in literature [1] [16], as given in the Table 1:

	E (GPa)	ν	ρ (KN/m ³)
WOOD	1.0	0.20	8
BRICK	1.5	0.15	20
CONCRETE	20.0	0.20	20

Table 1: Material properties.

In order to study the connection of the two different structural systems (stone-brick), two models were developed; the first model, SAP_I considers that the contact points has fixed conditions anchors that are obtained by joining the nodes together so that they are in absolute contact preventing motion in all 3 dimensions. In the second model, SAP_II, soft non-linear springs (with 6 degrees of freedom) are considered at these points in both directions X and Y, following the law of local bond-local sliding. The springs have short length, equal to 2cm, in relation to the building in order not to affect the general geometry of the structure body. In this case, the coefficient $K=F_{\text{bond}}/s$ of rigidity was calculated equal to 42680 KN/m.

Both models were tested in modal analysis and low frequencies were calculated since the structure has increased stiffness. The deformations from modal analysis correspond qualitatively with those observed in the visual inspection. The most stressed sides are the smaller ones (south-north) and especially the areas above the openings, fact that is demonstrated by the cracks that exist above them. The southern and northern stone wall is strained mainly by out of plane bending and, in some modes, occurs small scale shear failure. Also, the most critical points of the masonry are, as expected in all constructions of this kind, the angles of the ground plan where are in strained either compressive or tensile almost every Eigenmode. Finally, plan rotation is observed in SAP_I model that is not proved by the cracks recorded in field inspections (fig. 3). SAP_II model seems to me more realistic compared to the actual condition of the structure (fig. 4).

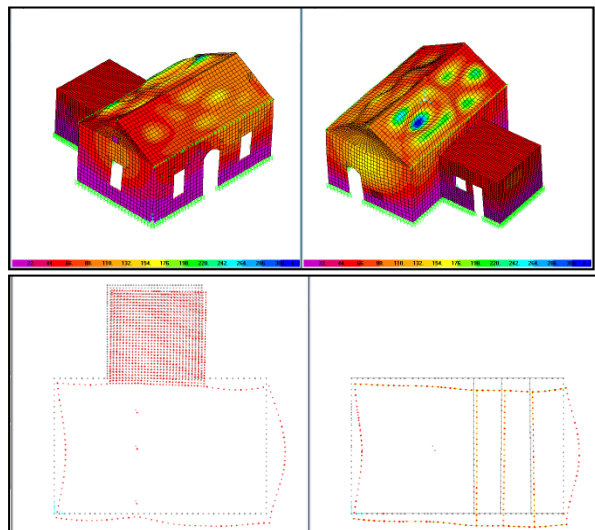


Figure 3: Deformed structure in SAP_I model for modal $f=15.7$ Hz.

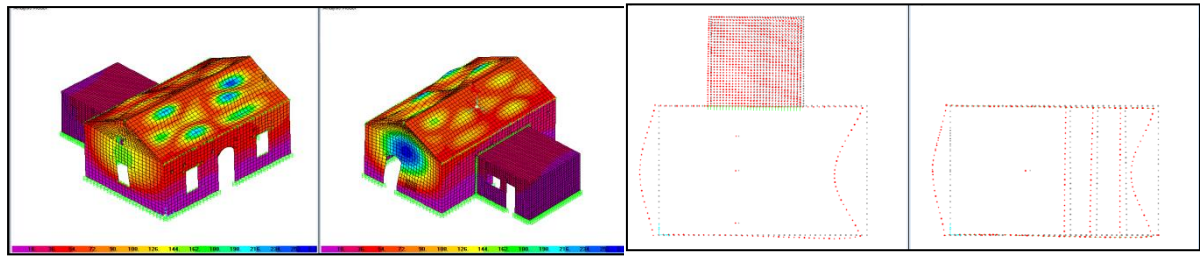


Figure 4: Deformed structure in SAP_II model for modal $f=15.53$ Hz.

4.2 Calibration & verification of the models using ambient vibration tests/

At the same time, in situ ambient vibration experiments were performed using accelerometers. With this method, accelerations in the time domain are recorded through which the corresponding natural frequencies are extracted. Subsequently, the displacements of the structure corresponding to these frequencies were exported after elaborating the recorded accelerations using the appropriate software (ARTeMIS EXTRACTOR) [17][18]. These frequencies match almost perfect with the Eigen frequencies that were calculated from modal analysis with SAP something that verifies the accuracy of the simulation. Branco et Guerreiro use the same technique, validating the accuracy of the simulation by comparing the modal frequencies measured in situ with these which came out the numerical analysis [19]. Also, Ramos, Marques, Lourenco, De Roeck, Campos-Costa et Roque study two historical buildings which were, firstly, strengthened and they were numerically and experimentally tested, after, to verify the strengthening's reliability as well as Formisano, Florio et Landolfo follow the same methodology at Sindone Palace in order to prove the validity of the numerical model and the measurements [20][21].

In addition to this, the resulting Eigenmodes from the vibration tests to a greater percentage compare with that obtained by the model SAP_II (fig. 5). This leads to the conclusion that the enclosing links at the contact points of two different structural systems achieve better simulation of the real situation of the construction.

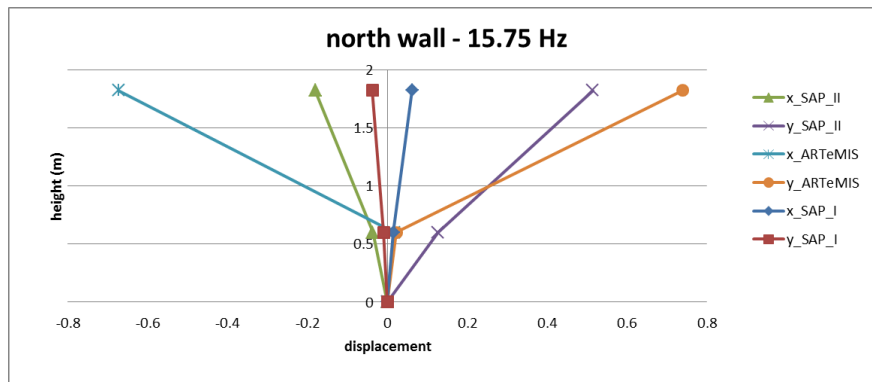


Figure 5: Eigenmode from different occasions of modal analysis.

4.3 Modeling and analysis with software Marc Mentat

A full 3D detailed model of the masonry building was developed in Marc Mentat. For the discretization of the structure 9556, 8-node solid elements were used with 3 degrees of freedom (fig. 6a). Three finite elements were assumed in the thickness direction of the wall. Starting from a coarse finite element mesh, a dense mesh was final selected, which give convergence of the results independent of the finite element mesh.

As far as the following boundary conditions were considered: 1) gravity load, 2) fixed displacement at the base, 3) face load of the roof, 4) face load of the concrete structure, 5) face load of the floor on the first floor and 6) point load on the stairs, as shown in figure 6b. In order to properly assess the structural interaction among the different consisted parts of the structure, this model accurately reproduces all its components including openings and recesses, all except the loft's wooden overlay. The same material properties as to models in SAP were used. Considering the fact that it is not based

directly on the stone masonry thus it doesn't effects on the main building, this was replaced by its loads which are applied directly to the corresponding beams.

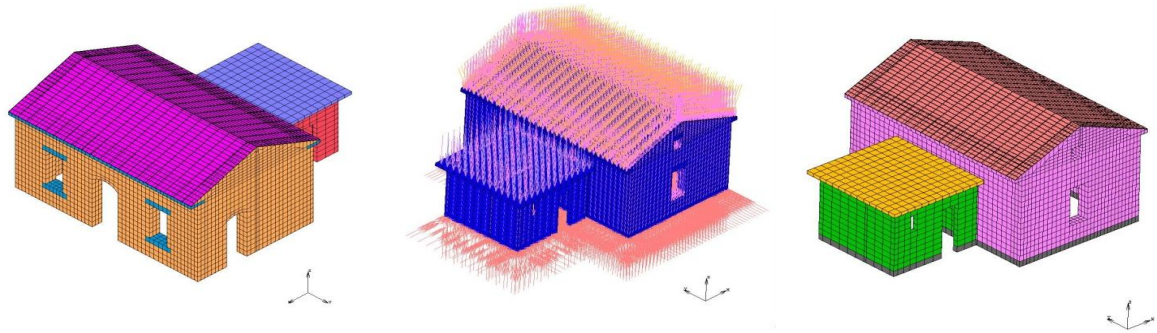
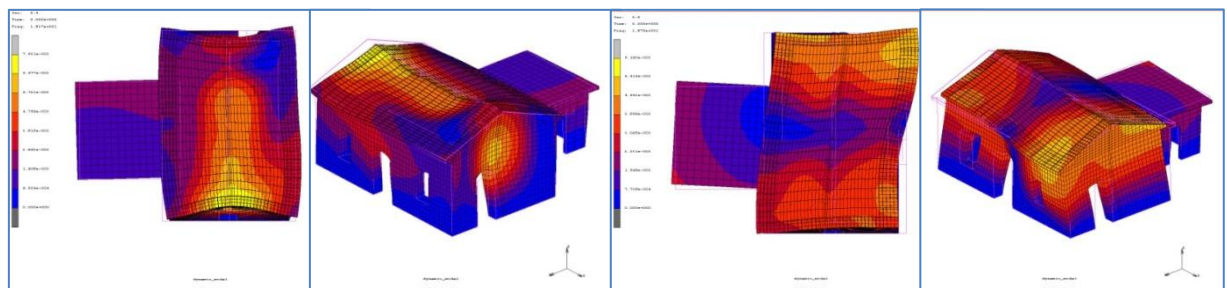


Figure 6: a) Finite elements used in Marc, b) Boundary conditions and c) Contact bodies

In order to consider the unilateral contact effects in our analysis, the various parts of the structure were separated and were connected with unilateral frictional interfaces (fig. 6c). First the assumption that the whole structure would respond as one and cooperate smoothly during the seismic assessment was done (model MARC_I). Second the assumption that the different structural systems would separate and would develop relative movements was considered in order to study the interconnection between the masonry and the concrete structure next to it (model MARC_II).

The criterion about separation is based on the normal stresses which are developed at the outer nodes of the contact bodies. The yield limit was considered equal to 0.1MPa. In various researches the friction coefficient between masonry and concrete has been evaluated with experimental measurements. The values are mainly ranging between 0.5 and 0.9, although in some cases the value of 0.3 is presented [22, 23]. In our applications the friction coefficient was considered equal to 0.7. More research on the perceived values is needed to be done in the future since these are influenced



by the way of masonry construction, the materials and the method of reinforced concrete beam construction.

Figure 7: Deformed structure in MARC_I model for modal $f_4=18.37$ Hz and $f_5=18.75$ Hz.

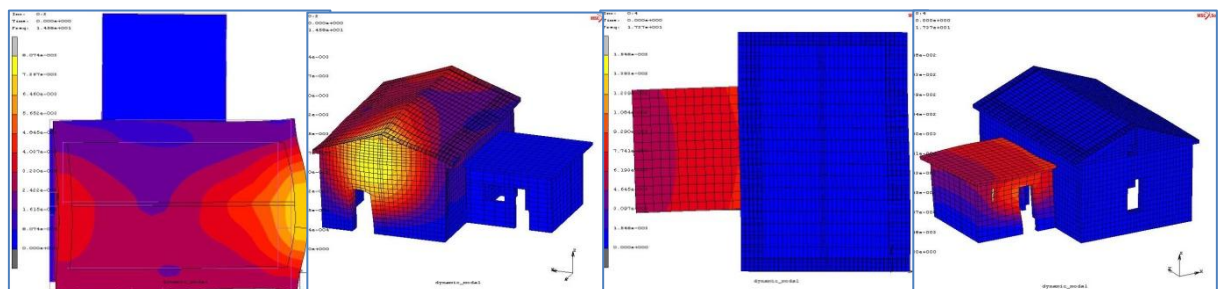


Figure 8: Deformed structure in MARC_II model for modal $f_2=14.58$ Hz, and $f_4=17.37$ Hz.

Both models were tested in modal analysis. The deformations from modal analysis (fig. 7) correspond qualitatively with those observed in the visual inspection and compare well with those extracted from SAP models even though there are differences to the frequencies (fig. 7). So it is important to verify the models with experimental results since the way of simulation, the discretization and the type of finite elements used, the numerical results are affected. Also the consideration that separation and sliding phenomenon can be developed lead to estimation of frequency in which mainly the concrete-brick building vibrates (fig. 8).

5 NON LINEAR FINITE ELEMENT METHOD OF THE ARCHITECTURAL PROPOSAL OF REUSE

In the following, the architectural proposal of reuse was studied and simulated which includes the creation of a local culture center. The basic idea of the new design is the link and smooth transition from the old to the new: the new structure is coming out of the old masonry as a natural evolution (fig. 9). The stone masonry part is maintained and reused as folk art museum. The building is extended to the ground floor and a new floor is developed with metal frame which is intended to be a multi-purpose hall.

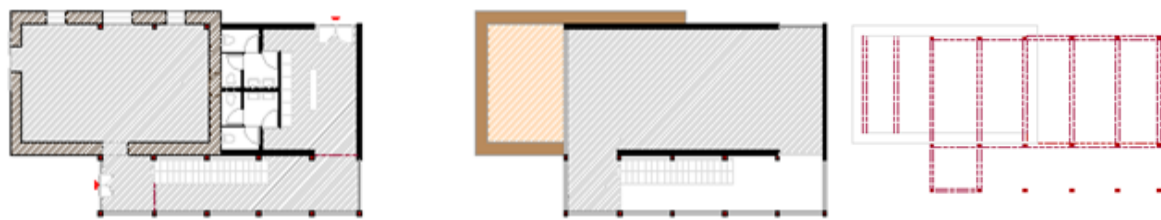


Figure 9: a) Ground floor b) First floor, c) Structural system.

5.1 Modeling and analysis with software SAP

Redesign and simulation process of the new building is a continuation of the existing model which has already presented previously. The steps followed are the same as those of the simulation process of the existing building. The new elements added is the metal frame of the new building, the concrete slabs of the roof and the top of stairs, cement walls, glass panels and cables in the floor ceiling (fig. 10). The cement walls did not modeled but calculated as loads on the metal frame as neither the glass elements of the facade after considered negligible weight to the metal frame. Furthermore objective of this thesis is the general assessment of the proposal and not the very constructive study.

Mechanical properties were taken from literature and the finite elements used are similar with the initial model. Stone masonry and concrete slabs were discretized with shell-elements and the metal frame (metal beams and columns) were simulated using frame elements.

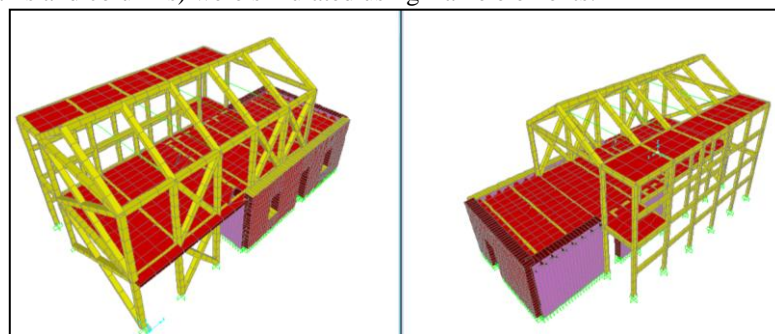


Figure 10: Model of the proposed & redesigned building.

The whole structure is fixed at his base, the compounds of beams with columns were considered to be fixed preventing motion in all dimensions while the contact points of the concrete slabs with the stone masonry and the metal frame were replaced with joints considering that these different materials can collaborate. At this point, it should be mentioned that a gap between the metal columns of the ground floor and the stone masonry was considered, equal to 0.055m, to insure avoidance of conflict between the two elements.

After being tested in modal analysis, the new building appears lower frequencies (table 2) which

indicate greater flexibility of the structure due to metal parts that transfer almost all the superstructure loads directly to the ground, relieving the already "tired" stone-shell. The deformations observed in these modes are small and transport. The cross beams, provided for the east side of the metal frame, are preventing the increased stress concentration thereby preventing bending and buckling of steel columns.

Imposing seismic loadings through the spectrum proposed by the National Codes or through recorded seismic sequences, of earthquake in Chania (1988, 1994) and Heraklion (1983), it is concluded that the gap which was provided between the metal columns and masonry, equal to 0.055 m, is sufficient that these two parts of the structure will not collide [24].

	SAP_II_modal (Hz)	Proposal of reuse_modal (Hz)
f_x	15.53	13.855
f_y	16.82	11.774
f_z	40.44	30.637

Table 2: Modal frequencies of the models: SAP_II & Model of reuse.

5.2 Modeling and analysis with software Marc Mentat

Based on the architectural idea, only the masonry walls without the concrete structure and the structural core were modeled and analyzed in order to be compared later with the architectural proposal (MARC_III).

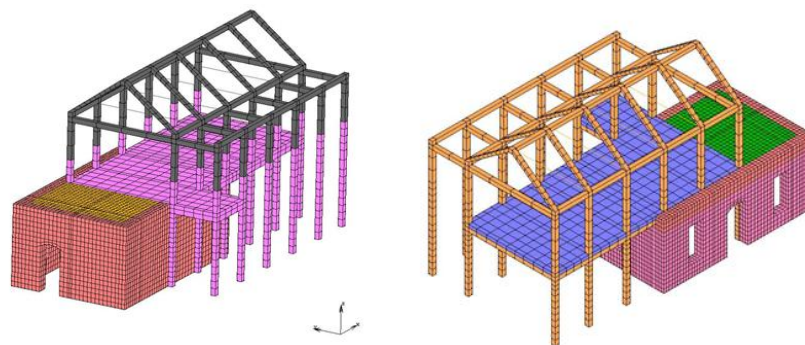


Figure 11: a) 3-D model_finite element in Marc, b) Contact bodies.

The same process which was described above was followed to model of the proposed, redesign building (MARC_IV), fig. 11a. Also the consideration that separation and sliding phenomenon can be developed between old masonry walls and the new structure were studied (model MARC_V), fig.11b.

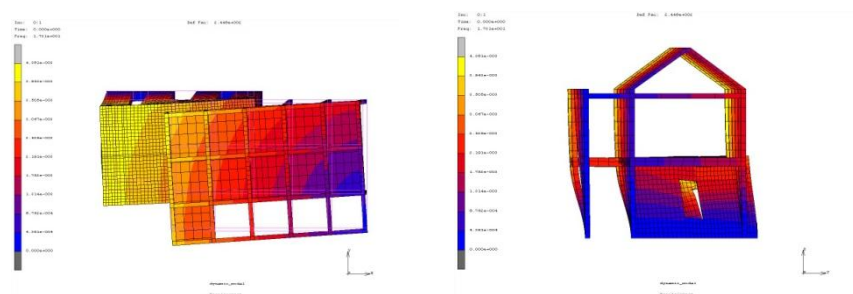


Figure 12: Deformed structure in MARC_IV model for modal $f_1=17.31$ Hz.

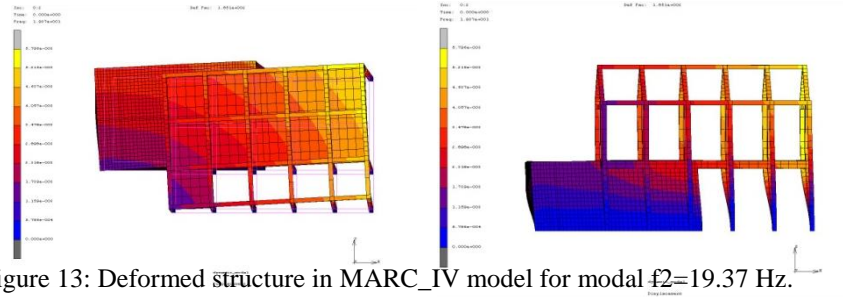


Figure 13: Deformed structure in MARC_IV model for modal $f_2=19.37$ Hz.

All models were tested in modal analysis and indicative results are shown in figures 14-16. The consideration that separation and sliding phenomenon can be developed lead to estimation of lower frequencies (table 3) and lower deformations to masonry structure (fig. 16).

	MARC_III_modal (Hz)	MARC_IV_modal (Hz)	MARC_V_modal (Hz)
f_1	6.90	17.31	16.26
f_2	8.50	19.37	17.85
f_3	10.50	22.84	21.78

Table 3: Modal frequencies of the models: MARC_III, MARC_IV & MARC_V.

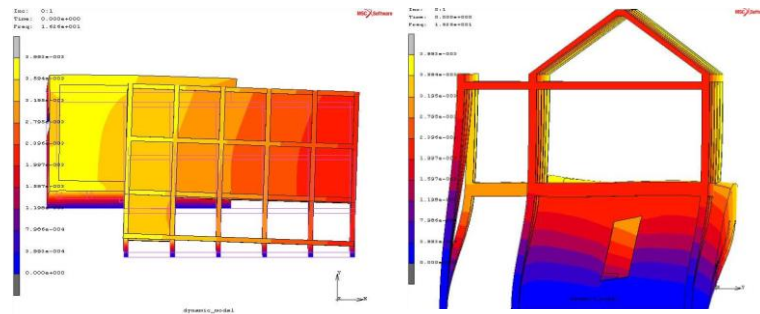


Figure 14: Deformed structure in MARC_V model for modal $f_1=16.26$ Hz.

6. CONCLUSION

The study of existing structures requires an integrated approach consisting of FEM analysis but also experimental investigations. As was evident from the results, the use of different software and different types of finite element led to different, in terms of scale, results. Using shell elements instead (Sap) of solid ones (Marc), the structure seems to have greater flexibility. In addition to this, Marc software exported higher eigen- frequencies from Sap2000 both in the model of the existing building and the model of reuse although both programs came to similar eigenmodes as shown in the diagrams, fig. 15, below:

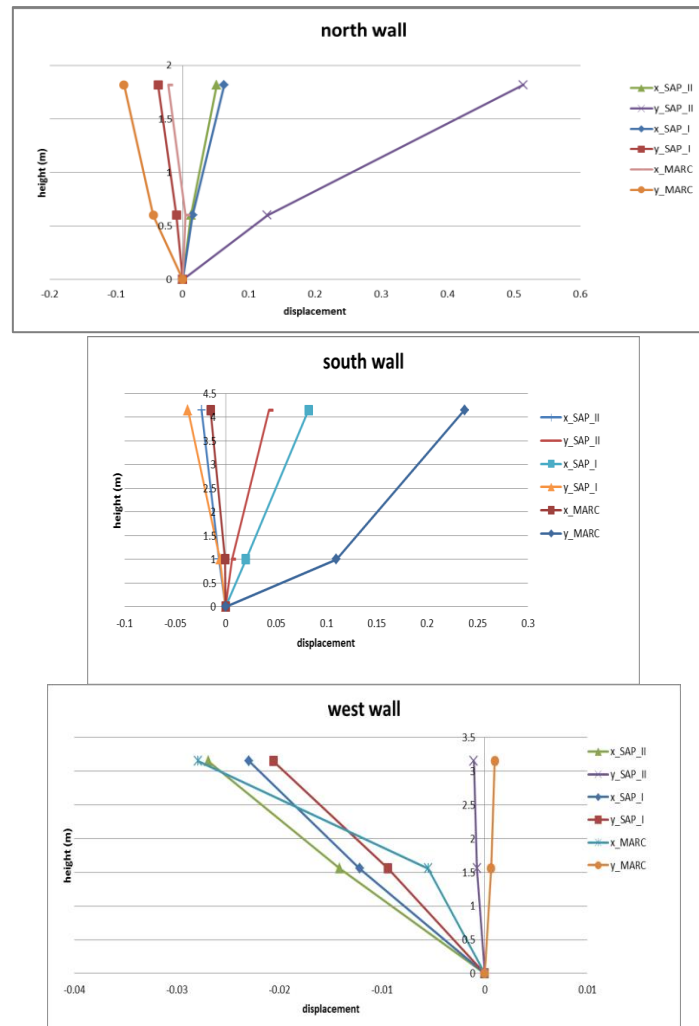


Figure 15: Eigen modes of S-N-W wall of the existing structure for a frequency of 16 Hz, approximately.

From the diagrams above, it is obvious that Marc models with glue conditons between contact bodies and Sap model without the assumption of springs at the points of contact of the two different structural systems gives relative results. The plan rotation and the displacement modes that these two models are displaying do not justify the real condition of the building and the cracks that exist.

This leads to the fact that using soft springs or assuming contact conditions with friction and separation for building modeling, becomes more accurate and reflects the actual state of it. From the analysis it was concluded that critical areas relates with the bending of the small sides of the masonry as well as the increased stress concentration at the lintel of the openings. More research is needed for the contact parameters estimation, and the dynamic response of the composite structure which is proposed.

REFERENCES

1. Karantoni, F. (2012), *Masonry structures- 2nd edition*, Papasotiriou/ Athens.
2. Jankowski, R. (2006), "Experimental verification of numerical models for earthquake-induced pounding between structures", *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC)*, Geneva, Switzerland, Paper Number: 1095.
3. Lopez, G.D. (2005), "Discussion on: Critical building separation distance in reducing pounding risk under earthquake excitation", *Structural Safety*, Vol. 27, pp.393-396.
4. Jeng-Hsiang, L. (1997), "Separation distance to avoid seismic pounding of adjacent building", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp.395-403.
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. Stavroulaki, M.E., K., Pateraki K. (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.
7. Panagiotopoulos P.D. (1985), *Inequality problems in mechanics and applications. Convex and nonconvex energy functions*. Birkhauser Verlag, Basel, Boston, Stuttgart.
8. Mistakidis, E.S., Stavroulakis, G.E. (1998), *Nonconvex optimization in mechanics, Smooth and nonsmooth algorithms, heuristics and engineering applications*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht .
9. Stavroulaki, M.E., Stavroulakis, G.E. (2002), "Unilateral contact applications using FEM software", *Intern. Journal of Applied Mathematics and Computer Sciences, Special Issue on 'Mathematical Modeling and Numerical Analysis in Solid Mechanics', Guest Editors M. Sofonea, J.M. Viano*, Vol. 12(1), pp. 101-111.
10. Stavroulaki, M.E., Stavroulakis, G.E. (2002), "Unilateral frictional contact nonlinearities in aseismic design and restoration of heritage structures", *International Conference on Nonsmooth/Nonconvex Mechanics, with Applications in Engineering*, Thessaloniki, Greece, July 5-6, pp. 209-216.
11. MARC Analysis Research Corporation (1997), *Theory and user information*.
12. Spanos, C., Spathakis M., Trezos, K. (2001). *Methods for in situ measurement of characteristics of materials-Teaching Manuals*, TEE, Athens.
13. Relias, G. (2013), "*Evaluation of proposal of restoration of a preserved building in Chania Tabakaria through static and modal analysis*", Master thesis, Technical University of Crete.
14. Tsinarakis, T. (2011), "*Evaluation of structure at Benedetto Moro at the Old Port of Chania using finite elements modal analysis*". Master thesis, Technical University of Crete.
15. Matthys, J.H. (1990), *Masonry: Components to assemblages*, ASTM Intl.
16. Ignatakis, C., Kosmas, S. (2009), *Masonry structures*, Aristoteles University of Thessaloniki publications.
17. Giannaraki, D. (2009). "*Modal analysis of Neorio Moro of Chania*". Master thesis, Technical University of Crete.
18. Trachalaki, S. (2012), "*Evaluation of dynamic characteristics of structure using Operational Modal*". Master thesis, Technical University of Crete.
19. Branco, M., Guerreiro, L.M. (2011). "Seismic rehabilitation of historical masonry buildings", *Engineering structures*, Vol, 33, pp. 1626-1634.
20. Ramos, L., Marques, L., Lourenco, P., Roeck, G.D., Campos-Costa, A., Roque, J. (2010). "Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis: Two case studies", *Mechanical Systems and Signal Processing, Elsevier*, Vol. 24, Issue 5, pp. 1291-1305.
21. Formisano, A., Florio, G., Landolfo, R. (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.
22. Buonopane, S.G., White, R.N. (1999), "*Pseudodynamic testing of masonry in filled reinforced concrete frame*, *Journal of Structural Engineering*", Vol. 125(6):, pp. 578-589.
23. Luis, J., Dias, M. (2007), "Cracking due to shear in masonry mortar joints and around the interface between masonry walls and reinforced concrete beams", *Construction and Building Materials*, Vol. 21(2), pp. 446-45.
24. www.gein.noa.gr