



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

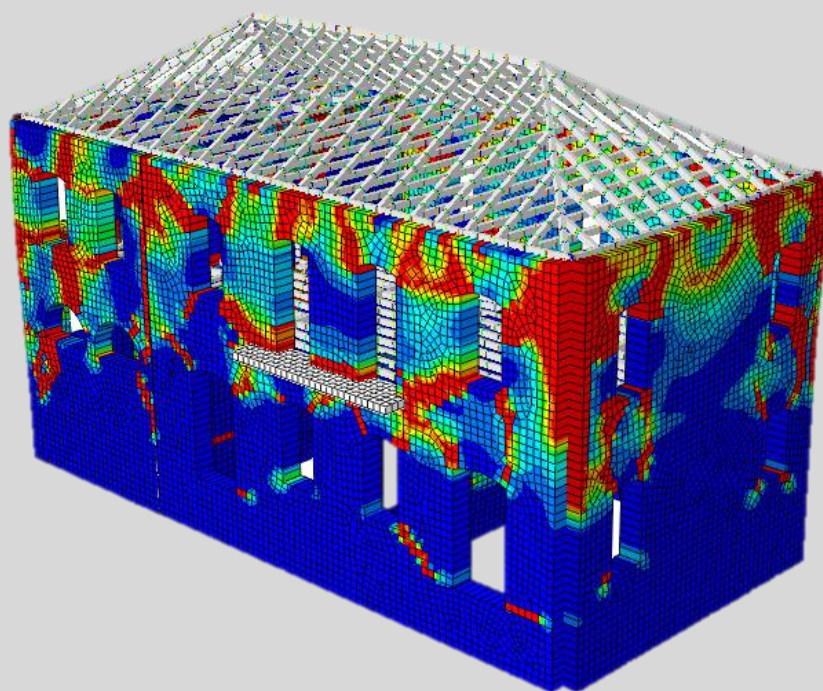
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΠΜΣ «ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

# ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕΣΩ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Μαρία Α. Κυνηγού**

Επιβλέπων: Κουμούσης Βλάσης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Οκτώβριος 2018





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΠΜΣ «ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

Μεταπτυχιακή εργασία

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟΥ  
ΚΤΙΡΙΟΥ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕΣΩ  
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ**

Ονοματεπώνυμο μεταπτυχιακής φοιτήτριας:

**Κυνηγού Μαρία**

Επιβλέπων καθηγητής:

Κουμούσης Βλάσης, Καθηγητής ΕΜΠ

Ακαδημαϊκό έτος:

2017-2018





NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS

SCHOOL OF CIVIL ENGINEER

ADERS «MSc IN ANALYSIS AND DESIGN OF EARTHQUAKE RESISTANT  
STRUCTURES»

DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING

LABORATORY OF STRUCTURAL ANALYSIS AND ANTISEISMIC RESEARCH

**Post graduate thesis**

**SEISMIC EVALUATION AND REHABILITATION OF A  
LISTED MASONRY BUILDING THROUGH NONLINEAR  
ANALYSES**

Full name of MSc student:

**Kynigou Maria**

Supervisor instructor:

**Koumouisis Vlasis, Professor at NTUA**

Academic year:

**2017-2018**



## Ευχαριστίες

Πρώτον απ' όλους θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Κουμούση Βλάση, ο οποίος ήταν και ο επιβλέπων καθηγητής στην προπτυχιακή μου εργασία. Η καλή μέρα φαίνεται από το πρωί και η καλή συνεργασία μεταξύ μας στην προπτυχιακή μου εργασία συνεχίστηκε, με άψογο τρόπο, και στην μεταπτυχιακή. Η συνεχής υποστήριξη του καθ' όλο αυτό το διάστημα, όπως και οι πολύτιμες επιστημονικές γνώσεις που μου μετέδωσε ήταν καθοριστικοί παράγοντες για την ολοκλήρωση της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας. Οι συμβουλές που μου έχει προσφέρει πέρα από την επιστημονική αξία που έχουν είναι πολύτιμες και για την επαγγελματική μου πορεία και αποτελεί έναν από τους ανθρώπους που με έχουν κάνει να αποκτήσω εμπιστοσύνη στον εαυτό μου και στις επαγγελματικές μου αποφάσεις.

Επίσης, ευχαριστώ θερμά τον κ. Μαρνέρη Γιάννη, Πολιτικό Μηχανικό, ο οποίος μου παρείχε τα στατικά σχέδια του κτιρίου όπως και τη στατική μελέτη που είχε εκπονήσει η εταιρεία του το 2015 "Γιάννης Μαρνέρης & Συνεργάτες Σύμβουλοι Δομοστατικοί ΕΠΕ". Χωρίς αυτή τη συμβολή η εργασία αυτή δεν θα ήταν δυνατό να πραγματοποιηθεί και να αφορά ένα υπαρκτό κτίριο. Τα σχέδια ειδικά της παθολογίας ήταν πολύ χρήσιμα γιατί ήταν δυνατό να συγκριθούν τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης με την πραγματική συμπεριφορά του κτιρίου, που ήταν και ο στόχος της παρούσας εργασίας. Εκτός αυτού, μου έχει μεταφέρει επιστημονικές και κατασκευαστικές γνώσεις, όπως και με έχει βοηθήσει να απαντήσω σε επιστημονικά ερωτήματα που προέκυψαν κατά τη διάρκεια του μεταπτυχιακού προγράμματος.

Ακόμη, ευχαριστώ την κ. Τσιάκα Βασιλική, Πολιτικό Μηχανικό, μέλος της εταιρείας του κ. Μαρνέρη, η οποία ήταν υπεύθυνη για την εκπόνηση της στατικής μελέτης του κτιρίου που εξετάζεται στην παρούσα εργασία. Κατά τη διάρκεια της εργασίας αυτής, αλλά και του μεταπτυχιακού γενικότερα, μου μετέφερε επίσης πολύτιμες επιστημονικές και κατασκευαστικές γνώσεις και κάθε στιγμή που τη χρειάστηκα ήταν δίπλα μου για την επίλυση προβλημάτων και αποριών.

Τέλος, ευχαριστώ τον αδερφό μου κ. Κυνηγό Νίκο, Πολιτικό Μηχανικό, ο οποίος με βοήθησε με τις επιστημονικές του γνώσεις και τη μεγαλύτερη εμπειρία του σε προβληματισμούς που είχα κατά τη διάρκεια των αναλύσεων, όπως και με εμπύχωνε κατά τη διάρκεια της εργασίας. Η συμβολή του συντέλεσε στην επιτυχή ολοκλήρωση της εργασίας, αλλά και του μεταπτυχιακού αυτού γενικά.

Τελευταίους, ευχαριστώ τους γονείς μου Αντώνη και Πόπη και το σύντροφό μου Γιάννη για τη στήριξη που μου παρείχαν και την αγάπη τους όλο το διάστημα του μεταπτυχιακού προγράμματος. Όσα έχω καταφέρει αυτό το διάστημα δεν θα ήταν εφικτά χωρίς την παρουσία τους στη ζωή μου.





## Περίληψη

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία μελετάται η σεισμική συμπεριφορά ενός υφιστάμενου διατηρητέου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία, το οποίο βρίσκεται στην Κεφαλονιά. Το κτίριο αυτό χτίστηκε στο τέλος του 19ου αι. και μεταγενέστερα έγινε μια προσθήκη σε αυτό. Εκτός από την ιστορική του αξία έχει ιδιαίτερο αρχιτεκτονικό και καλλιτεχνικό ενδιαφέρον, καθώς στο εσωτερικό του έχει οροφωγραφίες. Σήμερα το κτίριο βρίσκεται σε κακή κατάσταση και είναι εμφανές ότι δεν επαρκεί στατικά, λόγω σεισμικών καταπονήσεων κυρίως, αλλά και λόγω πλημμελούς κατασκευής του φορέα. Οι βλάβες που έχει υποστεί είναι έντονες με διαμπερείς ρηγματώσεις σε όλες σχεδόν τις όψεις του κτιρίου.

Πρώτο μέρος της εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου δομήματος. Για να επιτευχθεί αυτό δημιουργήθηκε το προσομοίωμα του κτιρίου στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS και πραγματοποιήθηκε ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση ώστε να ελεγχθεί η υπάρχουσα κατάσταση του φορέα με τον Κανονισμό Αποτίμησης Δομητικών Επεμβάσεων Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ). Εκτός της ελαστικής ανάλυσης εκπονήθηκε και μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, στην οποία επιλέχθηκε για το υλικό της φέρουσας τοιχοποιίας το καταστατικό προσομοίωμα πλαστικότητας υλικού με βλάβες και επιβλήθηκε στη βάση ο σεισμός που έλαβε χώρα τον Ιανουάριο του 2014 στην Κεφαλονιά. Η μη γραμμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε ώστε να δημιουργηθεί ένα αξιόπιστο προσομοίωμα του φορέα που θα προσεγγίζει την πραγματική απόκριση του κτιρίου κατά τη σεισμική καταπόνηση και αυτός ήταν και ο βασικός στόχος της παρούσας εργασίας. Μέσω του προσομοιώματος αυτού είναι δυνατό να προσδιορίζονται οι πιθανές περιοχές που αναμένεται να εμφανίσουν βλάβες, άρα να ρηγματωθούν. Διερευνήθηκε επίσης στο υφιστάμενο κτίριο η επιρροή του αρμού μεταξύ της τοιχοποιίας της προσθήκης και της τοιχοποιίας του κυρίως κτιρίου στην απόκριση του φορέα.

Δεύτερο μέρος της εργασίας είναι η ενίσχυση του υφιστάμενου φορέα, ώστε να βελτιωθεί η φέρουσα ικανότητά του και να μπορεί να φέρει τα σεισμικά φορτία. Για την επιλογή του τελικού ενισχυμένου φορέα πραγματοποιήθηκαν ελαστικές και μη γραμμικές επιλύσεις για εναλλακτικές προτάσεις ενίσχυσης που διαφοροποιούνταν λόγω της λήψης διαφραγματικής λειτουργίας στη στάθμη του δαπέδου Α' ορόφου και στη στάθμη της στέγης. Οι τελικές ενισχύσεις που επιλέγονται είναι η εφαρμογή ενεμάτων, η κατασκευή διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη των λιθοδομών και η δημιουργία διαφράγματος στη στάθμη του δαπέδου του Α' ορόφου και της στέγης.

Μέσω της διενέργειας της μη γραμμικής ανάλυσης συμπεραίνεται ότι ο σεισμός της Κεφαλονιάς του 2014 ήταν ιδιαίτερα καταστροφικός για το συγκεκριμένο κτίριο και σίγουρα έπαιξε καθοριστικό, αν όχι πρωταρχικό, ρόλο στις βλάβες

που εμφανίζει σήμερα. Τέλος, σημαντικό συμπέρασμα της παρούσας εργασίας είναι ότι η μη γραμμική ανάλυση αναπαράγει σε μεγάλο βαθμό την πραγματική απόκριση του κτιρίου κατά τη διάρκεια του σεισμού και μέσω αυτής είναι δυνατό να εντοπιστούν αξιόπιστα οι περιοχές που κινδυνεύουν σε αστοχία.

## **Abstract**

At the present master thesis the seismic behavior of an existing listed masonry building is studied. This building is located in Kefalonia and it was built at the end of the 19<sup>th</sup> century and afterwards an addition to it was realized. Except of its historical value it has tremendous architecture and artistic interest, because its ceilings are painted. Currently, the building is in bad shape and its static inadequacy is obvious, particularly due to the seismic forces it had suffered and its construction defects. The damages of the structure are severe, since cracks and large deformations are observed at all the masonry elevations.

First part of this thesis is the assessment of the bearing capacity of the existing building. In order to achieve that, a simulation of the building was created with the use of the finite element program ABAQUS. The final model was analyzed considering an elastic behavior of the materials. A static analysis was performed to determine the limit state corresponding to self-weight and live loads. Also the eigenfrequencies of the model were computed and response spectrum analysis was carried out. In this way the current condition of the building was determined by means of the Seismic Evaluation and Retrofitting of Masonry Buildings Regulation, which is currently a draft in Greece. The exceedance of shear and bending strength of masonry walls was observed at many cases. This verified that the building needed to be retrofitted.

Also, nonlinear dynamic analysis was realized. The material of bearing masonry was simulated with the concrete damage – plasticity model, which is provided by the software of ABAQUS. The earthquake that happened in January of 2014 in Kefalonia was imposed at the base of the structure. The nonlinear analysis was carried out in order to create a reliable simulation of the structure, which it could approach the real response of the building during the earthquake. This was actually the main goal of the present thesis. Through that simulation it is able to assess the areas that are susceptible to damage, so the areas that are susceptible to cracks.

Also, the effects of the joint of masonry between the main structure and the addition were investigated at the response of the existing building. It was considered that there is friction between the two walls that were not adequately connected. Through the analyses, elastic and inelastic, it was concluded that the joint of masonry does not affect especially the whole structure. Nevertheless, the masonry walls of the addition of the structure were affected by the masonry joint, since the values of tensile stresses and deformations were larger than the case that the joint was not considered in the analysis.

Second part of this thesis is the retrofit of the existing structure, so that its strength is improved and it can bear the seismic forces. In order to define the final strengthened model linear and nonlinear analysis were carried out for four

alternative retrofitting approaches of the structure. At the different approaches that were considered the tensile stresses, deformations and tensile values of damages were compared.

At the first retrofitted model the injection of grout in masonry and the construction of concrete zoning (“chainage”) at the top of the walls are proposed. At the second one, in addition to the aforementioned reinforcements the first floor is considered as a diaphragm. The diaphragm is proposed to be constructed with the use of wooden floor and the connection of floor with masonry walls. At the third one the diaphragm of the wooden floor is replaced with the diaphragm of a concrete slab. The final reinforcements that are proposed are the injection of grout in masonry, the construction of concrete zoning (“chainage”) at the top of the walls and diaphragms constructed by wood at the first floor and the roof also.

The seismic evaluation of the final reinforced model was realized again with the use of Seismic Evaluation and Retrofitting of Masonry Buildings Regulation. The response of the strengthened structure was improved significantly. The values of the drifts (deformations between the different levels) and tensile stresses were minor in comparison with the ones of the existing building. Besides, from the results of nonlinear analysis it was obvious that the damages of the structure were limited remarkably. Noteworthy is the fact that the construction of flexible wooden diaphragm at the roof level improved spectacularly the response of the whole structure and lead to the seismic adequacy of the building.

Through the nonlinear analysis it is concluded that the earthquake that took place in 2014 in Kefalonia was extremely severe for the specific structure and it is definitely one of the main reasons for the damages that are observed today. Significant conclusion of the current thesis is that the nonlinear analysis recreates reliably the real response of the building during the earthquake and it is possible to locate accurately the areas that are prone to failure.

## Πίνακας περιεχομένων

<b>Πίνακας περιεχομένων</b> .....	<b>1</b>
<b>1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b> .....	<b>1</b>
1.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	1
1.2 ΔΟΜΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ .....	2
<b>2. Η ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ</b> .....	<b>5</b>
2.1 ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ .....	5
2.2 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ.....	6
2.2.1 Τοιχοποιία υπό θλίψη.....	6
2.2.2 Τοιχοποιία υπό εφελκυσμό .....	9
2.2.3 Τοιχοποιία υπό διάτμηση.....	11
2.2.4 Τοιχοποιία υπό κάμψη .....	12
2.2.5 Μέτρο ελαστικότητας.....	13
2.3 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ .....	14
2.3.1 Μορφές αστοχίας από καταπόνηση εντός επιπέδου.....	15
2.3.2 Μορφές αστοχίας τοίχου από καταπόνηση εκτός επιπέδου .....	17
2.4 ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ.....	20
2.5 ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....	21
2.5.1 Μέθοδοι προσομοίωσης .....	21
2.5.2 Μέθοδοι ανάλυσης.....	24
<b>3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ</b> .....	<b>29</b>
3.1 ΘΕΣΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΩΝ ΧΩΡΟΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	29
3.2 ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	30
3.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ.....	31
3.3.1 Η φέρουσα τοιχοποιία.....	32
3.3.2 Στέγη .....	34
3.3.3 Δάπεδα.....	35
3.3.4 Θεμελίωση.....	38
3.4 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ .....	39
3.4.1 Γενική παθολογία δομήματος .....	39
3.4.2 Αποτύπωση βλαβών δομήματος και ερμηνεία τους .....	40
<b>4.ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ- [ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ] .....</b>	<b>45</b>
4.1 ΥΛΙΚΑ-ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ.....	45

4.2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ABAQUS .....	48
4.3 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	55
4.4 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	56
4.5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	60
4.6 ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟΣ ΈΛΕΓΧΟΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ .....	63
4.6.1 Πιθανές περιοχές εμφάνισης εφελκυστικών ρωγμών .....	64
4.6.2 Έλεγχος έναντι διάτμησης.....	65
4.6.3 Έλεγχος έναντι κάμψης εκτός επιπέδου.....	68
4.6.4 Έλεγχος ξύλινων στοιχείων .....	72
<b>5. ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ-[ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ] .....</b>	<b>75</b>
5.1 ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΥΛΙΚΟΥ .....	75
5.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	81
5.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	84
5.3.1 Μετατοπίσεις μεταξύ των ορόφων.....	84
5.3.2 Βαθμοί βλάβης.....	86
5.3.3 Σχολιασμός αποτελεσμάτων αναλύσεων & σύγκριση με παθολογία υφιστάμενου φορέα.....	88
<b>6. ΕΠΙΡΡΟΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΑΡΜΟΥ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ .....</b>	<b>93</b>
6.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....	93
6.1.1 Ιδιομορφική ανάλυση.....	93
6.1.2 Στατική ανάλυση.....	95
6.1.3 Δυναμική φασματική ανάλυση.....	95
6.1.4 Μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας .....	98
<b>7. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΣ &amp; ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ .....</b>	<b>101</b>
7.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ & ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ .....	101
7.1.1 Συρραφή μεγάλων ρωγμών .....	101
7.1.2 Ενέματα ομογενοποίησης μάζας.....	103
7.1.3 Διαζώμα οπλ. σκυρ/τος στη στέψη των τοίχων.....	107
7.1.4 Διαφραγματική λειτουργιά.....	108
7.1.5 Αποκατάσταση ξύλινων στοιχείων.....	112
7.2 ΥΛΙΚΑ-ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	112
7.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ .....	114

7.4 1 <sup>η</sup> ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - [ΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΖΩΜΑ ΣΤΗ ΣΤΕΨΗ].....	117
7.5 2 <sup>η</sup> ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - [ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΤΟ ΔΑΠΕΔΟ ΜΕ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΞΥΛΙΝΟΥ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ] .....	120
7.6 3 <sup>η</sup> ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - [ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΤΟ ΔΑΠΕΔΟ ΜΕ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΠΛΑΚΑΣ Ω/Σ].....	123
7.7 4 <sup>η</sup> ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - [ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΤΟ ΔΑΠΕΔΟ ΚΑΙ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ] .....	125
<b>8. ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΛΙΚΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....</b>	<b>129</b>
8.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....	129
8.2 ΈΛΕΓΧΟΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ .....	137
8.2.1 Έλεγχος έναντι διάτμησης.....	137
8.2.2 Έλεγχος έναντι κάμψης εκτός επιπέδου.....	140
8.2.3 Έλεγχος ξύλινων στοιχείων .....	142
<b>9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>143</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>147</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ .....</b>	<b>151</b>
Υπολογισμός φορτίου χιονιού βάσει Ευρωκώδικα 1-3 .....	151
Υπολογισμός φορτίου ανέμου βάσει Ευρωκώδικα 1-4.....	152
Μάζες και ιδιομορφές μοντέλων.....	154
Διερεύνηση για τον ορισμό των ιδιοτήτων της διεπιφάνειας του αρμού στο λογισμικό ABAQUS.....	157
Υπολογισμός διατμητικών και καμπτικών δυνάμεων όψεων στην υπάρχουσα κατάσταση .....	161
Υπολογισμός διατμητικών και καμπτικών δυνάμεων όψεων στην ενισχυμένη κατάσταση.....	164





## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

---

### 1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ένα από τα σπουδαιότερα επιτεύγματα των αρχαίων πολιτισμών είναι η κατασκευή δομημάτων από φέρουσα τοιχοποιία. Η τοιχοποιία αποτελεί το αρχαιότερο δομικό υλικό και κάποια από τα έργα που χτίστηκαν στο παρελθόν έχουν διασωθεί και αποτελούν σήμερα παγκόσμια πολιτιστική κληρονομιά, αφού χαρακτηρίζονται από ιδιαίτερο κατασκευαστικό και αρχιτεκτονικό ενδιαφέρον. Για το λόγο αυτό η τοιχοποιία αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα δομικά υλικά και είναι αντικείμενο μελέτης πολλών επιστημόνων τις τελευταίες δεκαετίες.

Πριν τη δεκαετία του '70 δεν ήταν γνωστή η μηχανική συμπεριφορά της τοιχοποιίας, αλλά δημιουργήθηκε η ανάγκη προσδιορισμού της για τη συντήρηση των μνημείων και των παλαιών κατασκευών. Η τοιχοποιία είναι μια σύνθεση λιθοσωμάτων, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους μέσω κονιάματος. Εξαιτίας του ότι είναι πολύμορφο υλικό δεν είναι εύκολος ο ακριβής προσδιορισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας, καθώς οι εμπειρικές σχέσεις που έχουν διατυπωθεί, προβλέπουν με ακρίβεια μόνο τα πειραματικά αποτελέσματα από τα οποία έχουν προέλθει. Πλέον υπάρχει κανονισμός για τις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, ο Ευρωκώδικας 6, ο οποίος κυκλοφόρησε μόλις το 1989, αλλά αφορά μόνο τις νεότερες κατασκευές. Για αυτό ήταν επιτακτική η ανάγκη να συνταχθεί ο Κανονισμός Αποτίμησης Δομητικών Επεμβάσεων Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ) μέσω του οποίου θα είναι δυνατή η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση και αύξηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων από φέρουσα τοιχοποιία.

Κύριο αρνητικό χαρακτηριστικό της τοιχοποιίας είναι η μικρή εφελκυστική αντοχή της, στο οποίο οφείλεται κυρίως η τρωτότητα της σε σεισμικές δράσεις. Η τοιχοποιία μπορεί να φέρει με ασφάλεια θλιπτικά και μικρά οριζόντια φορτία. Καθώς όμως η κατασκευή υποβάλλεται σε μεγάλου εύρους ανακυκλιζόμενες μετατοπίσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού, η αντίσταση της μειώνεται δραστικά λόγω του εγκάρσιου εφελκυσμού που αναπτύσσεται. Αν η εφελκυστική αντοχή ξεπεραστεί αστοχεί τοπικά με ψαθυρό τρόπο, καθώς δεν είναι σημαντική η ανακατανομή των τάσεων. Οι τοπικές αστοχίες οδηγούν σταδιακά σε καθολική αστοχία με αποτέλεσμα να μειώνεται η αντοχή του φορέα και να κινδυνεύει με κατάρρευση.

Ωστόσο, τα περισσότερα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία επιζούν γιατί λόγω του μεγάλου πάχους των υπάρχοντων τοίχων είναι σε θέση να φέρουν τα ασκούμενα κατακόρυφα θλιπτικά φορτία και επίσης δεν καταρρέουν απευθείας με την ύπαρξη μιας ασθενούς μικρής περιοχής λόγω κάποιας τοπικής αστοχίας. Αυτό βέβαια δε σημαίνει ότι δεν είναι αναγκαία η προστασία και ενίσχυση των ιστορικών κατασκευών ιδίως στην Ελλάδα που είναι χώρα επιρρεπής σε

σεισμικά γεγονότα. Οι τεχνικές κατασκευής τους στηριζόταν στην εμπειρία, η οποία αποκτιόταν με την πάροδο του χρόνου και στην παρατήρηση των βλαβών μετά από σεισμούς και λόγω αυτού του γεγονότος, δε λαμβάνονταν μέτρα αντισεισμικής προστασίας κατά το σχεδιασμό τους με αποτέλεσμα να είναι ιδιαίτερα ευάλωτες σε βλάβες εξαιτίας της μειωμένης πλαστιμότητας που παρουσιάζουν.

Εξαιτίας των παραπάνω απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση της συμπεριφοράς των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, ώστε να είναι δυνατό να προβλεφθεί η απόκρισή τους στην περίπτωση ενός σεισμού. Η κατανόηση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας υπό σεισμική καταπόνηση είναι απαραίτητη για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κατασκευών και για την εκλογή των κατάλληλων μεθόδων αποκατάστασης και ενίσχυσης τους, που συνήθως είναι απαραίτητη.

Σήμερα ευρέως εφαρμόζεται για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας η γραμμική ανάλυση, όπου το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι την εξάντληση της αντοχής του. Η γραμμική ανάλυση δεν είναι ακριβής εξαιτίας της τεράστιας διαφοράς της απόκρισης της τοιχοποιίας έναντι θλίψης και εφελκυσμού και τα αποτελέσματά της παρουσιάζουν διαφορά σε σχέση με τη μη γραμμική ανάλυση. Αυτό συμβαίνει γιατί στη μη γραμμική ανάλυση το υλικό μετά την εξάντληση της αντοχής του συμπεριφέρεται ανελαστικά και γίνεται συνεχής ανακατανομή των τάσεων μέχρι το υλικό να εξαντλήσει τη μέγιστη παραμόρφωση του. Το υπολογιστικό κόστος βέβαια των μη γραμμικών αναλύσεων είναι πολύ μεγάλο έναντι των γραμμικών και για αυτό αποφεύγεται η εφαρμογή τους.

Ωστόσο, με τις μη γραμμικές αναλύσεις είναι δυνατό για το ψαθυρό υλικό της τοιχοποιίας να αποδοθεί η πιο ρεαλιστική ανισότροπη συμπεριφορά της και να προσδιοριστεί ακριβέστερα η παραμένουσα αντοχή της μετά το σεισμό, ώστε να τεκμηριωθεί γιατί τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία έχουν αντέξει στο χρόνο έπειτα από τόσους σεισμούς. Στον ΚΑΔΕΤ μάλιστα για πρώτη φορά θα επιτρέπεται η εφαρμογή μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, είτε στατικών είτε δυναμικών, που θα οδηγεί σε ευμενέστερα αποτελέσματα για το φορέα, συνεπώς λιγότερες ενισχύσεις άρα και πιο οικονομικά αποτελέσματα.

## **1.2 ΔΟΜΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ**

Στην παρούσα παράγραφο δίνεται μία σύντομη περιγραφή των κεφαλαίων που συντελούν τη δομή της εργασίας. Πρώτο κομμάτι της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου κτιρίου φέρουσας τοιχοποιίας μέσω ελαστικής δυναμικής ανάλυσης και μέσω μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Δεύτερο κομμάτι είναι η

αναζήτηση των πιο κατάλληλων ενισχύσεων μέσω διαφορετικών επιλύσεων και η αποτίμηση του τελικού φορέα που επιλέγεται.

Μετά την εισαγωγή, όπου έγινε μία γενική αναφορά στο υλικό της φέρουσας τοιχοποιίας, ακολουθεί το δεύτερο κεφάλαιο όπου παρουσιάζονται αρκετά αναλυτικά οι κατηγορίες της τοιχοποιίας, τα μηχανικά χαρακτηριστικά της, η σεισμική απόκρισή της, όπως και οι μέθοδοι προσομοίωσης και ανάλυσης της τοιχοποιίας. Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά ο φέρον οργανισμός του κτιρίου που μελετάται και η παθολογία του.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η στατική και η δυναμική ελαστική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα ABAQUS για την υφιστάμενη κατάσταση του κτιρίου. Στη συνέχεια γίνονται οι έλεγχοι διάτμησης και κάμψης βάσει του Κανονισμού των Επεμβάσεων της Τοιχοποιίας. Στο πέμπτο κεφάλαιο, περιγράφεται αναλυτικά το πιο σημαντικό μέρος της εργασίας, που είναι η εφαρμογή της μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας στο κτίριο και η παρουσίαση των βλαβών που αναμένεται να αναπτυχθούν εξαιτίας του σεισμού της Κεφαλονιάς.

Στο έκτο κεφάλαιο διερευνάται η επιρροή του αρμού μεταξύ του κυρίως κτιρίου και της προσθήκης. Συγκρίνονται τα αποτελέσματα του μοντέλου όπου είναι άκαμπτα συνδεδεμένα η προσθήκη και το κυρίως κτίριο και του μοντέλου όπου έχει ληφθεί υπόψη η τριβή στη θέση του αρμού. Στο έβδομο κεφάλαιο περιγράφονται οι επεμβάσεις που προτείνεται να εφαρμοστούν στο φορέα και στη συνέχεια συγκρίνονται τέσσερις διαφορετικές προτάσεις ενίσχυσης. Στο όγδοο κεφάλαιο πραγματοποιούνται οι έλεγχοι στον τελικό φορέα που επιλέγεται. Τέλος, στο ένατο κεφάλαιο εξάγονται τα συμπεράσματα της παρούσας εργασίας.



## 2. Η ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

---

### 2.1 ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Οι τοιχοποιίες κατατάσσονται σε κατηγορίες ανάλογα με το είδος των λιθοσωμάτων από τα οποία είναι δομημένες, τη λειτουργία τους στο φορέα και τον τρόπο δόμησης τους. Παρακάτω γίνεται μία συνοπτική κατάταξη της τοιχοποιίας.

#### A) Ανάλογα με το είδος των λιθοσωμάτων

##### Τοιχοποιία από φυσικούς λίθους (Λιθοδομές)

Οι τοιχοποιίες αυτές δομούνται από φυσικούς λίθους, οι οποίοι μπορεί να έχουν υποστεί μικρό ή μεγάλο βαθμό επεξεργασίας για να αποκτήσουν κατάλληλο σχήμα, ώστε να χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή. Επιπλέον, ανάλογα με το συνδετικό κονίαμα που χρησιμοποιείται διαχωρίζονται σε τρεις επιμέρους κατηγορίες.

- Ξηρολιθοδομή: αποτελείται από ακατέργαστους φυσικούς λίθους, χωρίς να συνδέονται μέσω κονιάματος.
- Λιθοδομή: η τοιχοποιία γενικότερα που αποτελείται από φυσικούς λίθους, οι οποίοι είναι συγκολλημένοι με τη χρήση κονιάματος.
- Χυτή τοιχοποιία: κατασκευάζεται από πλαστικά μείγματα πηλού, κροκάλων και σκυροδέματος τα οποία καλουπώνονται και στη συνέχεια σκληραίνονται και προκύπτει ένα ενιαίο σύνολο τοίχου.

##### Τοιχοποιία από τεχνητούς λίθους (Πλινθοδομές)

- Ωμοπλινθοδομή: Κατασκευάζεται από ωμόπλινθους, δηλαδή άψητες χωματόπλιθες.
- Οπτοπλινθοδομή: Κατασκευάζεται από ψημένους πλίνθους (τούβλα).
- Τσιμεντοπλινθοδομή: Κατασκευάζεται από τσιμεντόλιθους.

#### B) Ανάλογα με τη λειτουργία της στο φορέα

- Φέρουσα: είναι η τοιχοποιία που μεταφέρει τα φορτία του κτιρίου στο έδαφος.
- Πληρώσεως: είναι η τοιχοποιία που χρησιμοποιείται για να διαμορφωθούν οι εσωτερικοί χώροι του κτιρίου και δε μεταφέρει φορτία.
- Αντιστήριξης: είναι η τοιχοποιία που στηρίζει γαιώδη πρανή.

- Επένδυσης: είναι η τοιχοποιία που κατασκευάζεται για διακοσμητικούς λόγους και επικαλύπτει τους τοίχους.

Γ) Ανάλογα με τον τρόπο δόμησής της

- Δρομική ή μονόστρωτη.
- Μπατική ή δίστρωτη. Οι δύο παρειές της τοιχοποιίας μπορεί να συνδέονται ή όχι με διάτονα λιθοσώματα.
- Τρίστρωτη: τοιχοποιία μεγάλου πάχους (πάνω από 0.6m), η οποία αποτελείται από εξωτερική και εσωτερική στρώση που έχουν δομηθεί με διαφορετική τεχνική και στο εσωτερικό πληρώνεται με κονίαμα αναμειγμένο με κροκάλες ή διάφορα κεραμικά υλικά.
- Συμπαγής, κοίλη ή με πυρήνα.

Παρακάτω παρατίθενται πιο αναλυτικά οι κατηγορίες των λιθοδομών.

- Αργολιθοδομή: Η λιθοδομή που κατασκευάζεται από τελείως ακατέργαστους ή ελαφρά κατεργασμένους λίθους.
- Κροκαλολιθοδομή: Η λιθοδομή, η οποία αποτελείται από λίθους κροκαλοειδούς μορφής.
- Πλακολιθοδομή: Η λιθοδομή που αποτελείται από λίθους, όπου οι περισσότεροι έχουν κανονική μορφή.
- Ημιλαξευμένη: Η λιθοδομή που κατασκευάζεται από λίθους που έχουν υποστεί ημιεπεξεργασία.
- Λαξευμένη: Η λιθοδομή που αποτελείται από πλήρως κατεργασμένους λίθους.

## **2.2 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ**

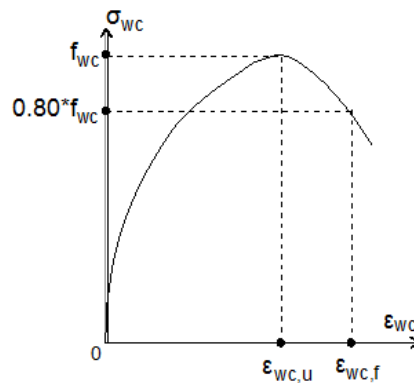
Στο υποκεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται συνοπτικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά της άοπλης τοιχοποιίας όπως και οι μέθοδοι υπολογισμού τους.

### **2.2.1 Τοιχοποιία υπό θλίψη**

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τους ακόλουθους παράγοντες.

- Την αντοχή και τη γεωμετρία των λιθοσωμάτων.
- Την αντοχή του κονιάματος.

- Τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων και του κονιάματος.
- Το πάχος των οριζόντιων αρμών.
- Το σύστημα και την ποιότητα δομήσεως.
- Την υδραπορροφητικότητα των λιθοσωμάτων.
- Τη διεύθυνση φόρτισης, καθώς πρόκειται για ορθότροπο υλικό, όπως και τη θέση του φορτίου.



Εικόνα 2.1 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων της τοιχοποιίας έναντι κατακόρυφης θλίψεως.

Εξαιτίας του πλήθους των παραγόντων ήταν δύσκολο για τους ερευνητές να διατυπωθούν ακριβείς εκφράσεις για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας. Ενδεικτικά αναφέρεται το προσομοίωμα του Hilsdorf (1969) και του Θ. Π. Τάσιου (1986) και του Ευρωκώδικα 6 (2002), όπου η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας υπολογίζεται ως συνάρτηση των θλιπτικών αντοχών του λιθοσώματος και του κονιάματος, αλλά και του Lenczener (1972) και Francis et al (1971), που βασίστηκαν στην ελαστική θεωρία. Αξίζει να τονιστεί ότι η σχέση υπολογισμού του Ευρωκώδικα 6  $f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3}$ , όπου  $f_b$  η αντοχή του λιθοσώματος και  $f_m$  η αντοχή του κονιάματος, δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε υφιστάμενα δομήματα, καθώς προδιαγράφει πάχος αρμών μικρότερο από 15mm κάτι το οποίο δεν τηρούνταν στο παρελθόν.

Αναφέρονται αναλυτικά οι σχέσεις για την προσεγγιστική εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας που προτείνονται στο κεφάλαιο 6 του ΚΑΔΕΤ και οι οποίες θα εφαρμοστούν στην παρούσα εργασία.

- Θλιπτική αντοχή μονόστρωτης ή δίστρωτης τοιχοποιίας.

(α) Καλοδομημένη οπτοπλιθοδομή:

$$f_{wc} = [f_{mc} + 0,40(f_{bc} - f_{mc})](1 - 0,8\sqrt[3]{\alpha}), f_{bc} > f_{mc} \quad (\Sigma 6.1)$$

$$f_{wc} = f_{bc}(1 - 0,8\sqrt[3]{\alpha}), f_{bc} < f_{mc} \quad (\Sigma 6.2)$$

όπου,

$f_{bc}$  και  $f_{mc}$  η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων και του κονιάματος αντιστοίχως

$\alpha = t_{jm}/h_{bm}$  ο λόγος του μέσου πάχους των οριζόντιων αρμών κονιάματος και του μέσου ύψους των λιθοσωμάτων.

(β) Χαμηλής αντοχής λιθοδομή:

$$f_{wc} = \xi \left[ \left\{ \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right\} + \lambda f_{mc} \right] \quad (\Sigma 6.3)$$

όπου,

$f_{bc}$  η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

$\lambda$  συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0,50 για τραχείς λίθους και ίσος με 0,1 για πολύ λείους λίθους.

$f_0$  συντελεστής (σε MPa), ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη τον βαθμό λάξευσης των λίθων και παίρνει τις ακόλουθες τιμές

0,00 για λαξευτή λιθοδομή

0,50-1,00 για λιθοδομή από ημικανονικούς λίθους

1,50-2,50 για αργολιθοδομή, ανάλογα με την ποιότητα δομήσεως

$\xi$ , συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος

$$\xi = 1 : [1 + 3,5(k - k_0)] < 1,0$$

$$k = (\text{όγκος κονιάματος}) : (\text{όγκος τοιχοποιίας}) = V_m/V_w \geq 0.30$$

$$k_0 = 0.30$$

Εάν  $V_m/V_w \leq 0,30$ , τότε λαμβάνεται  $\xi = 1,00$ .

Η σχέση (Σ6.3) μπορεί να ισχύσει για  $f_{bc} = 25-75$  MPa και  $f_{mc} = 0,5-2,5$  MPa.

Οι τιμές των θλιπτικών αντοχών λιθοσωμάτων και κονιάματος είναι ονομαστικές τιμές.

- Θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας.

Για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής τρίστρωτης τοιχοποιίας, προϋποτίθεται ότι είναι γνωστή η γεωμετρία της τοιχοποιίας κατά τις όψεις και κατά το πάχος της, καθώς και οι θλιπτικές αντοχές τόσο των δυο παρειών, όσο και του υλικού πληρώσεως ανάμεσά τους. Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής των εξωτερικών παρειών, μπορεί να εφαρμόζεται αξιόπιστη εμπειρική σχέση. Η θλιπτική αντοχή του υλικού πληρώσεως προκύπτει από την εργαστηριακή δοκιμή κατάλληλων δειγμάτων ή δοκιμών αναπαραγόμενων ενδεχομένως υπό ανάλογες συνθήκες.



Υπό αυτές τις προϋποθέσεις, η θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας μπορεί να εκτιμάται μέσω της ακόλουθης σχέσης:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} (2\lambda_e \delta f_{c,e} + \lambda_i f_{c,i}) : (1 + 2\delta)$$

όπου,

$\delta$ , ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πληρώσεως,

$f_{c,e}$  και  $f_{c,i}$  η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών και του υλικού πληρώσεως αντιστοίχως

$\lambda_e$  (<1,00) και  $\lambda_i$  (>1,00): εμπειρικοί συντελεστές, οι οποίοι λαμβάνουν υπ' όψη την αλληλεπίδραση εξωτερικών παρειών και υλικού πληρώσεως. Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, αυτοί οι συντελεστές μπορούν να λαμβάνονται ίσοι με 0,80 και 1,20 αντιστοίχως.

$\gamma_{Rd}$  δείκτης αβεβαιότητας, ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,50.

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας υπό γωνία  $f_{wc,s}$  μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 60% της αντοχής της υπό κατακόρυφη θλίψη.

Κατά την αστοχία της τοιχοποιίας υπό θλίψη δημιουργούνται κατακόρυφες ρωγμές παράλληλες προς τον άξονα φόρτισης οι οποίες διαπερνούν και τα λιθοσώματα. Αυτό συμβαίνει γιατί παρόλο που συνήθως το λιθόσωμα είναι το ισχυρό υλικό βρίσκεται σε ετερόσημη διαξονική ένταση που είναι δυσμενής, σε αντίθεση με το κονίαμα που βρίσκεται υπό τριαξονική θλιπτική καταπόνηση λόγω συμβατότητας των παραμορφώσεων των δύο υλικών. Οι κατακόρυφες ρωγμές μπορεί να είναι εμφανείς στις όψεις της τοιχοποιίας ή και μη εμφανείς στο εσωτερικό της στην περίπτωση δίστρωτων και τρίστρωτων τοιχοποιιών.

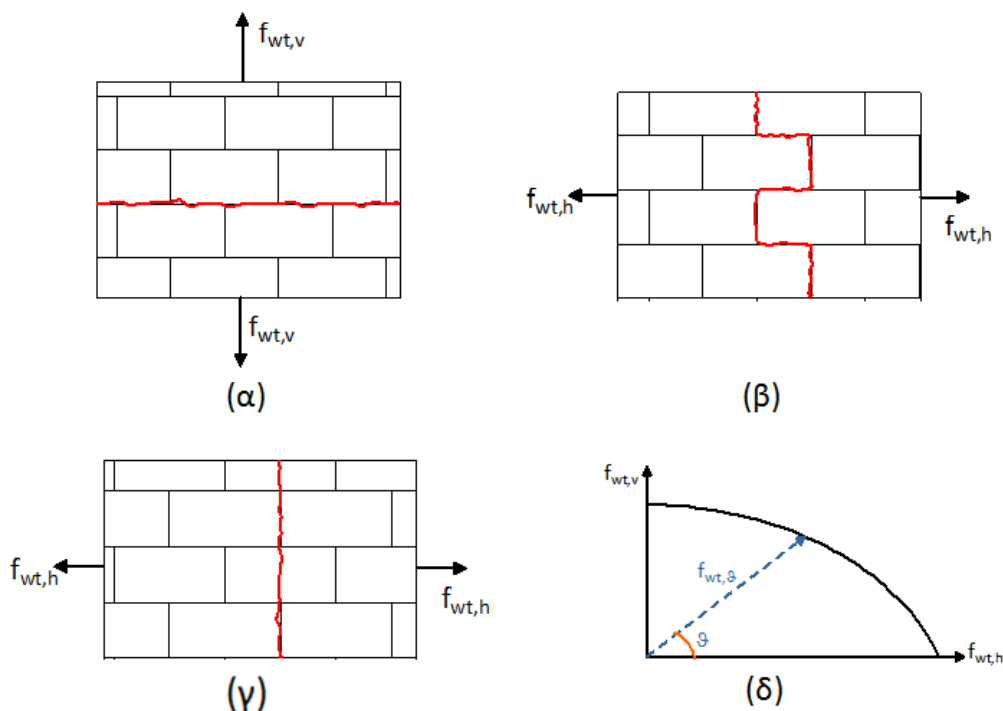
Σημαντική είναι η επιρροή της εκκεντρότητας του θλιπτικού φορτίου στους φορείς από τοιχοποιία, η οποία υπάρχει σχεδόν πάντα κατά τη μεταφορά των φορτίων λόγω κατασκευαστικών ατελειών. Εξαιτίας της εκκεντρότητας, ειδικά οι εύκαμπτοι τοίχοι μεγάλου ύψους, κινδυνεύουν σε αστοχία λόγω λυγισμού, η οποία είναι ψαθυρή και για αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά το σχεδιασμό.

### 2.2.2 Τοιχοποιία υπό εφελκυσμό

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι πολύ μικρή και συνήθως αγνοείται κατά τους υπολογισμούς. Αυτό συμβαίνει διότι όταν ξεπερνιέται δημιουργούνται ρωγμές στη δομή της τοιχοποιίας χωρίς να σημαίνει κατ' ανάγκη ότι το υλικό έχει αστοχήσει. Μέσω των τροχιών, όμως, των κύριων

εφελκυστικών τάσεων, οι οποίες προκύπτουν κατά την ανάλυση υφιστάμενων δομημάτων από τοιχοποιία είναι δυνατό να επαληθευτεί η παθολογία τους, καθώς και να εντοπιστούν υποψήφιες περιοχές ρηγματώσης και συνεπώς αστοχίας, οπότε πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται οι τρόποι αστοχίας της τοιχοποιίας λόγω εφελκυσμού και στη συνέχεια περιγράφονται.



Εικόνα 2.2 Μορφές αστοχίας υπό εφελκυσμό και διάγραμμα εφελκυστικής αντοχής συναρτήσει της γωνίας που ασκείται ο εφελκυσμός.

(α) Η αντοχή της τοιχοποιίας υπό κατακόρυφο εφελκυσμό εξαρτάται από την εφελκυστική αντοχή του κονιάματος των οριζόντιων αρμών, καθώς και από την αντοχή αποκόλλησης λιθοσώματος-κονιάματος.

(β) Η αντοχή υπό οριζόντιο εφελκυσμό, όταν η αντοχή του κονιάματος είναι πολύ μικρότερη από την αντοχή του λιθοσώματος, εξαρτάται από την εφελκυστική αντοχή του κονιάματος, καθώς και από την τριβή κατά μήκος των οριζόντιων τμημάτων της ρωγμής.

(γ) Όταν οι αντοχές των συνιστούντων υλικών είναι συγκρίσιμες, τότε η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από την εφελκυστική αντοχή και των δύο υλικών.

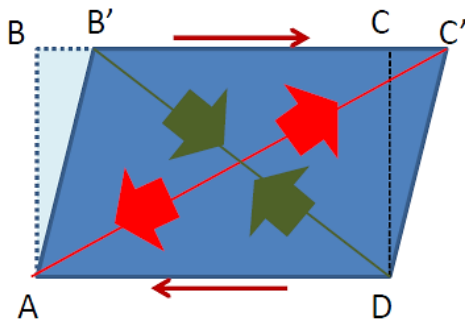
(δ) Η τοιχοποιία, ως ανισότροπο υλικό, χαρακτηρίζεται από εφελκυστική αντοχή η οποία έχει διαφορετική τιμή ανάλογα με την γωνία υπό την οποία εμφανίζεται ο εφελκυσμός. Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας υπό κατακόρυφο εφελκυσμό είναι περίπου ίση με το μισό της αντοχής υπό οριζόντιο

εφελκυσμό. Για ενδιάμεσες γωνίες των εφελκυστικών τάσεων, ισχύουν ενδιάμεσες τιμές εφελκυστικής αντοχής.

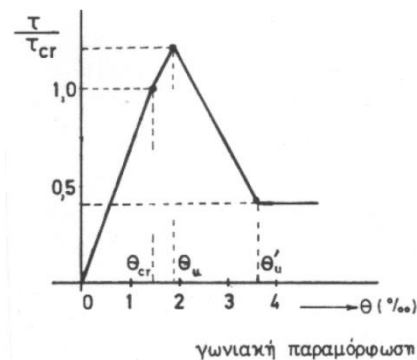
Πειραματικά έχει διαπιστωθεί ότι η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας κυμαίνεται από 0,05 έως 0,09 της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας.

### 2.2.3 Τοιχοποιία υπό διάτμηση

Η άοπλη τοιχοποιία παρουσιάζει ψαθυρή συμπεριφορά έναντι τέμνουσας. Οι διατμητικές ρωγμές είναι λοξές και είτε εμφανίζεται η μία λοξή ρωγμή είτε και οι δύο σχηματίζοντας ένα χιαστί, ανάλογα της έντασης του σεισμού. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται ο λοξός θλιπτήρας και ελκυστήρας της τοιχοποιίας που δημιουργούνται. Η ρωγμή ξεκινάει από μέσα προς τα έξω που οι διατμητικές τάσεις είναι μεγάλες και εμφανίζεται στη διαγώνιο του θλιπτήρα ο οποίος έχει μειωμένη θλιπτική αντοχή λόγω εγκάρσιου εφελκυσμού. Η μορφή των ρωγμών εξαρτάται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων και του κονιάματος. Μπορεί να είναι βαθμιδωτές και να περνούν μέσα από τους αρμούς κονιάματος ή να είναι ευθείες διαπερνώντας τα λιθοσώματα εάν αυτά είναι χαμηλής αντοχής.



Εικόνα 2.3 Παραμόρφωση πεσσού τοιχοποιίας υπό διάτμηση.



Εικόνα 2.4 Σχηματοποιημένο διάγραμμα διατμητικών τάσεων-γωνιακών παραμορφώσεων για άοπλη τοιχοποιία.

Η μορφολογία των λοξών ρωγμών εξαρτάται από το μέγεθος των λιθοσωμάτων και από τη σχετική αντοχή λιθοσώματος και κονιάματος.

Η αντοχή της τοιχοποιίας έναντι τέμνουσας σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ μπορεί να υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης σχέσης:

$$f_v = f_{v0} + \mu\sigma \quad (6.4)$$

όπου,

$f_{v0}$  η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας υπό μηδενική θλιπτική τάση,  $\sigma$  και

$\mu$  ο φαινόμενος συντελεστής τριβής.

Σε κάθε περίπτωση, η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας δεν μπορεί να λαμβάνεται μεγαλύτερη από  $0,065f_b$ , όπου  $f_b$  η μέση θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων. Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, ο συντελεστής τριβής μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,40. Δεδομένου ότι αυτή η τιμή αντιστοιχεί σε μεγάλες τιμές θλιπτικής τάσης κάθετης στην διεπιφάνεια και είναι δυσμενής, όταν πρόκειται για αποτίμηση κτηρίων με ιστορική/αρχιτεκτονική αξία, συνιστάται από τον κανονισμό να λαμβάνεται υπ' όψη κατάλληλη (αυξημένη) τιμή του συντελεστή τριβής, βάσει της βιβλιογραφίας.

## 2.2.4 Τοιχοποιία υπό κάμψη

### Κάμψη εντός επιπέδου

Όταν η τοιχοποιία υπόκειται σε κάμψη εντός επιπέδου εμφανίζονται οριζόντιες ρωγμές λόγω υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής. Επειδή η αντοχή της τοιχοποιίας σε κάθετο εφελκυσμό είναι μικρότερη οι πρώτες εφελκυστικές ρωγμές που εμφανίζονται είναι λόγω κάμψης εντός του επιπέδου της. Οι βλάβες από κάμψη εντός επιπέδου δεν αποτελούν ιδιαίτερο πρόβλημα στη φέρουσα τοιχοποιία σε αντίθεση με τις βλάβες από διάτμηση εντός επιπέδου (λοξός θλιπτήρας) που αν εμφανιστούν απαιτείται ανακατασκευή στις θέσεις αυτές.

### Κάμψη εκτός επιπέδου

Για τον έλεγχο επάρκειας μιας διατομής άοπλης τοιχοποιίας έναντι εκτός επιπέδου κάμψεως, διακρίνονται δυο περιπτώσεις, ως εξής βάσει του ΚΑΔΕΤ:

(α) Εκτός επιπέδου ροπή κάμψεως περί οριζόντιο άξονα: Η εφελκυστική αντοχή της μονόστρωτης ή δίστρωτης με διάτονα λιθοσώματα τοιχοποιίας αμελείται, γίνεται παραδοχή αδρανούς περιοχής, η δε ροπή κάμψεως την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου εξαρτάται από την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και από την τιμή του (ευμενούς) αξονικού φορτίου, κατά την ακόλουθη σχέση:

$$M_{Rd} = \frac{1}{2} l \cdot t^2 \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)$$

όπου,

$\sigma_0$  ( $=N/l \cdot t_w$ ) η μέση θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου,

$l$  και  $t_w$  το μήκος και το πάχος της διατομής και

$f_c$  η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

(β) Εκτός επιπέδου ροπή κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα: Σ' αυτήν την περίπτωση, ο έλεγχος της κρίσιμης διατομής γίνεται μέσω σύγκρισης της

αναπτυσσόμενης εφελκυστικής τάσης στην ακραία εφελκυόμενη ίνα, με την αντίστοιχη εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας:

$$\sigma_{wt} = \frac{6M_{sd}}{lt_w^2} < f_{wt}$$

όπου,

$\sigma_{wt}$  η τάση στην ακραία εφελκυόμενη ίνα, οφειλόμενη σε ροπή  $M_{sd}$

$l$  και  $t_w$  το μήκος και το πάχος του στοιχείου αντιστοίχως

$f_{wt}$  η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας.

Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας  $f_{wt}$ , μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0,10 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος δεν υπερβαίνει τα 2,0 MPa, ίση με 0,20 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος δομήσεως είναι μεταξύ 2,0 και 5,0 MPa και ίση με 0,40 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος είναι μεγαλύτερη από 5,0 MPa.

Οι ρωγμές λόγω εκτός επιπέδου κάμψης είναι κατακόρυφες και σε περίπτωση που δεν υπάρχει καλή σύνδεση του τοίχου με τη στέγη που είναι και η συνήθης στις υφιστάμενες κατασκευές μεγαλώνουν από κάτω προς τα πάνω. Σε αυτή την περίπτωση ο τοίχος λειτουργεί όπως η τριέρειστη πλάκα.

### 2.2.5 Μέτρο ελαστικότητας

Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά των συνιστούντων υλικών, από το μέγεθος των λιθοσωμάτων και το πάχος των αρμών κονιάματος, καθώς και από την στάθμη της θλιπτικής τάσεως στην τοιχοποιία. Το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να προσδιοριστεί είτε πειραματικά είτε θεωρητικά. Όσον αφορά τον πειραματικό υπολογισμό, άλλοτε λαμβάνεται το εφαπτομενικό και άλλοτε το τέμνον μέτρο της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων, με αποτέλεσμα να δημιουργείται μεγάλη διασπορά των τιμών του μέτρου ελαστικότητας. Δυσκολίες αντιμετωπίζονται για την εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας και γιατί τα διατιθέμενα στοιχεία για τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας είναι περιορισμένα και αφορούν τη μονοαξονική θλίψη της τοιχοποιίας.

Για τους παραπάνω λόγους έχουν διατυπωθεί πολλοί τύποι υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας, από τους οποίους οι επικρατέστεροι είναι εκείνοι που ορίζουν το μέτρο ελαστικότητας ως πολλαπλάσιο της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας. Το τέμνον μέτρο ελαστικότητας το οποίο αντιστοιχεί σε επιβαλλόμενη θλιπτική τάση ίση με το 30% της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας σε περίπτωση απουσίας πειραματικών αποτελεσμάτων υπολογίζεται από τους εξής κανονισμούς:

- Τον Ευρωκώδικα 6 με τη σχέση  $E_w = 1000 \cdot f_k$ , όπου  $f_k$  η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.
- Τον ΚΑΔΕΤ, όπου κυμαίνεται από  $300f_c$  έως  $1200f_c$ . Οι μεγαλύτερες τιμές του πολλαπλασιαστή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας αντιστοιχούν σε μικρότερες τιμές της θλιπτικής αντοχής. Ενδεικτικώς μπορεί να εφαρμόζεται η εμπειρική σχέση:  

$$E_{wc} \approx 1300 \left(1 - \frac{f_{wc}}{5}\right) f_{wc} \mp 140 f_{wc}^2 [MPa]$$
, για  $1 \text{ MPa} < f_{wc} < 3 \text{ MPa}$ . Όταν η τοιχοποιία υποβάλλεται σε θλίψη υπό γωνία, το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να λαμβάνεται ίσο με εκείνο που αντιστοιχεί σε κατακόρυφη θλίψη.

Για μια πιο εμπειριστατωμένη έρευνα το ιδανικό είναι να γίνονται δύο αναλύσεις με τις ακραίες τιμές του μέτρου ελαστικότητας.

Όσον αφορά την ανηγμένη παραμόρφωση αστοχίας σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ μπορεί να εκτιμάται μέσω εργαστηριακών δοκιμών κατάλληλων ομοιωμάτων της εκάστοτε εξεταζόμενης τοιχοποιίας. Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, μπορούν να λαμβάνονται υπ' όψη οι ακόλουθες ενδεικτικές τιμές, οι οποίες έχουν προκύψει από εργαστηριακές δοκιμές σε διάφορα είδη τοιχοποιίας:

(i) Αργολιθοδομή:  $\varepsilon_u = 0,002 - 0,003$  ( $f_c = 1,0 - 3,0 \text{ MPa}$ )

(ii) Οπτοπλινθοδομή από συμπαγείς οπτοπλίνθους:  $\varepsilon_u = 0,004$  ( $f_c = 3,0 - 8,0 \text{ MPa}$ )

(iii) Οπτοπλινθοδομή από ορθότρυπα λιθοσώματα:  $\varepsilon_u = 0,0015 - 0,0035$  ( $f_c = 2,0 - 3,0 \text{ MPa}$ )

(iv) Τρίστρωτη λιθοδομή:  $\varepsilon_u = 0,0015$  ( $f_c = 2,0 \text{ MPa}$ ).

Το διάγραμμα τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων της τοιχοποιίας υπό θλίψη μπορεί να λαμβάνεται παραβολικό.

### 2.3 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

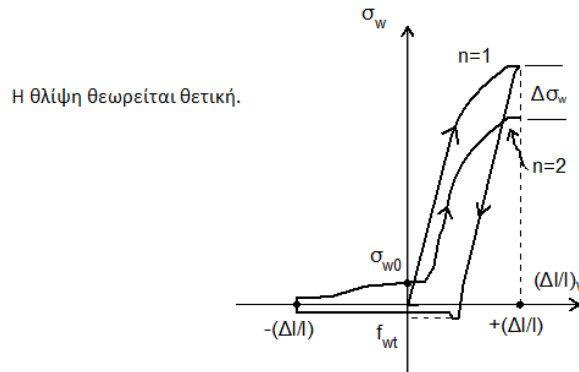
Σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία όλη σχεδόν η μάζα ή ένα σημαντικό μέρος της βρίσκεται στους τοίχους σε αντίθεση με τους πλαισιακούς φορείς. Κατά το σεισμό οι τοίχοι υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενη τέμνουσα υπό θλίψη εντός του επιπέδου τους ή εκτός. Οι μηχανισμοί αστοχίας εξαρτώνται συνεπώς από τη διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης.

Στη σεισμική απόκριση της τοιχοποιίας καθοριστικοί παράγοντες είναι οι εξής:

- Η γεωμετρία του φορέα, ώστε να υπάρχει κανονικότητα στην κάτοψη και καθ' ύψος.

- Η ποιότητα δόμησης και η ποιότητα των υλικών της φέρουσας τοιχοποιίας.
- Η ύπαρξη ή όχι οριζόντιου διαφράγματος.
- Η ύπαρξη ή όχι οριζόντιου διαζώματος.
- Ο βαθμός σύνδεσης των κάθετων τοίχων.
- Η θέση και το μέγεθος των ανοιγμάτων.

Υπό σεισμικές συνθήκες, τα μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας τα οποία υπεισέρχονται στους υπολογισμούς, οφείλουν να λαμβάνουν υπόψη την αλλοίωση των χαρακτηριστικών αυτών υπό ανακυκλιζόμενη επιβολή παραμορφώσεων. Λόγω της σχετικώς μικρής τιμής της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας, επιτρέπεται συνήθως να θεωρείται η κατάσταση επαναλαμβανόμενης θλιπτικής τάσης, ενώ στον σχεδιασμό λαμβάνεται υπ' όψη η εξασθένηση απόκρισης  $\Delta f_{wc}$  μετά τον δεύτερο κύκλο, καθώς και η συνακόλουθη μικρή αύξηση  $\Delta \varepsilon_{wc,u}$  της κορυφαίας παραμορφωσιμότητας.



Εικόνα 2.5 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων τοιχοποιίας υπό ετερόσημη ένταση-θλίψη/εφελκυσμός.

### 2.3.1 Μορφές αστοχίας από καταπόνηση εντός επιπέδου

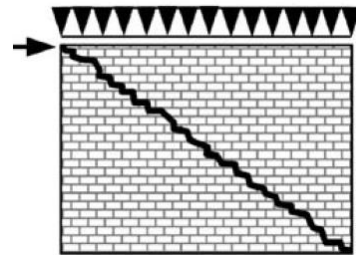
Εφόσον η διεύθυνση του οριζόντιου φορτίου είναι εναλλασσόμενη κατά τη διάρκεια ενός σεισμού οι μορφές αστοχίας εντός επιπέδου λαμβάνουν χώρα γενικά και στις δύο διευθύνσεις και εξαρτάται η μορφή τους από τη φορά της φόρτισης. Από την άλλη μεριά το σύμπλεγμα των λιθοσωμάτων και του κονιάματος υπόκειται σε διαξονική ένταση. Για το σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας και προκειμένου να εκτιμηθεί η φέρουσα ικανότητα του φορέα απαιτείται ένα κριτήριο αστοχίας εντός επιπέδου για την τοιχοποιία. Όμως, οι μορφές αστοχίας όπως και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας είναι εξαιρετικά ευαίσθητα από τη φορά των κύριων τάσεων συναρτήσεως του επιπέδου των αρμών. Συνεπώς, για να οριστεί το ακριβές επίπεδο αστοχίας της τοιχοποιίας, απαιτείται μια τρισδιάστατη επιφάνεια υπό όρους των δύο κύριων τάσεων και του προσανατολισμού τους, ως προς το επίπεδο των αρμών της τοιχοποιίας. Ωστόσο δεν είναι εύκολος ο έλεγχος σε τρισδιάστατο επίπεδο και, χάριν απλοποίησης, οι έλεγχοι της τοιχοποιίας βάσει και των κανονισμών πραγματοποιούνται στο δισδιάστατο επίπεδο. Παρακάτω

παρουσιάζονται οι μορφές αστοχίας εντός επιπέδου για μεμονωμένο τοίχο και για τοίχο ενσωματωμένο σε κτίριο.

- Μεμονωμένος τοίχος

#### Διατμητική αστοχία

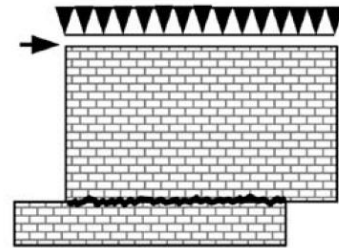
Μπορεί να πραγματοποιηθεί στην περίπτωση σχετικώς χθαμαλών τοίχων, και εκδηλώνεται με διαγώνια ρηγμάτωση διαμέσου των αρμών του κονιάματος ή διαμέσου των λιθοσωμάτων.



Εικόνα 2.6 Διατμητική αστοχία.

#### Διατμητική ολίσθηση

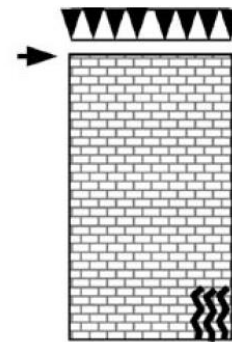
Μπορεί να πραγματοποιηθεί στην περίπτωση μικρού συντελεστή τριβής στη βάση του τοίχου, και εκδηλώνεται με οριζόντια ρηγμάτωση κατά μήκος ενός αρμού.



Εικόνα 2.7 Διατμητική ολίσθηση.

#### Καμπτική αστοχία

Μπορεί να πραγματοποιηθεί στην περίπτωση εύκαμπτων τοίχων, όπου ο τοίχος λειτουργεί ως πρόβολος. Δημιουργούνται στη βάση ρωγμές κατακόρυφες λόγω θλιπτικής αστοχίας και οριζόντιες λόγω εφελκυσμού. Τέτοια μορφή αστοχίας εμφανίζεται σε περίπτωση μεγάλης θλιπτικής καταπόνησης.



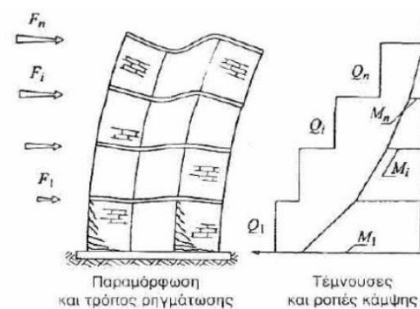
Εικόνα 2.8 Καμπτική αστοχία.

- Τοίχος ενσωματωμένος σε κτίριο

Η συμπεριφορά των τοίχων υπό οριζόντια φόρτιση μέσα στο επίπεδό τους εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ύπαρξη ή όχι οριζόντιου διαφράγματος και ανοιγμάτων, καθώς και από το μέγεθος και τη θέση των τελευταίων.

#### Τοίχος-Διατμητικός πρόβολος

Στην περίπτωση αυτή οι πεσσοί ενός τοίχου συνδέονται μέσω εύκαμπτων πατωμάτων που δεν μπορούν να μεταφέρουν ροπές, οπότε δημιουργείται η ρηγμάτωση που φαίνεται στην εικόνα 2.9.

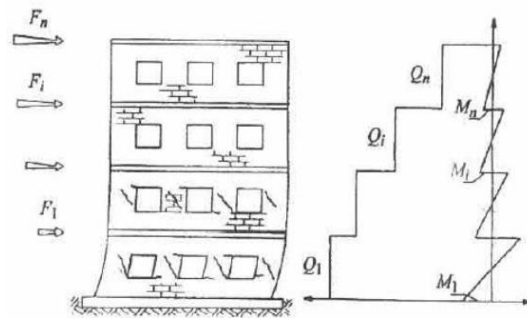


Εικόνα 2.9 Τοίχος-Διατμητικός πρόβολος.



### Ισχυρά ανώφλια-Αδύναμοι πεσσοί

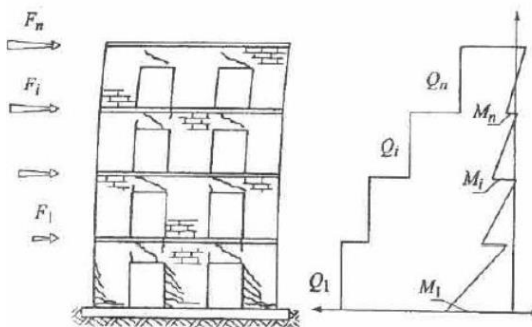
Όταν οι τοίχοι έχουν αρκετά μικρά ανοίγματα και οι πεσσοί συνδέονται μεταξύ τους με ισχυρά ανώφλια ή υπάρχουν πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα, τότε οι πεσσοί είναι το ασθενές σημείο της κατασκευής με αποτέλεσμα να εκδηλώνονται διατμητικές ρωγμές στους πεσσούς.



Εικόνα 2.10 Ισχυρά ανώφλια-Αδύναμοι πεσσοί.

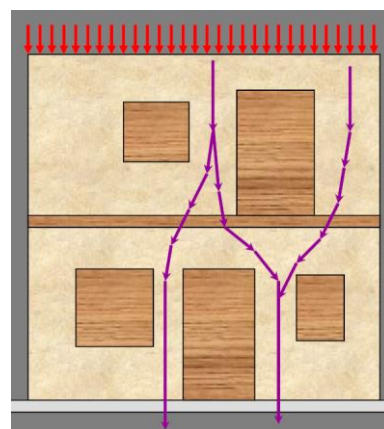
### Ασθενή ανώφλια-ισχυροί πεσσοί

Όταν τα ανοίγματα είναι μεγάλα ή τα ανώφλια έχουν μικρό ύψος και δεν υπάρχουν διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, τότε ασθενές σημείο του τοίχου είναι τα ανώφλια και αναπτύσσονται καμπτικές ρωγμές σε αυτά και διατμητικές στους πεσσούς.



Εικόνα 2.11 Ασθενή ανώφλια-ισχυροί πεσσοί.

Αξίζει να αναφερθεί ότι η διάταξη και το ποσοστό των ανοιγμάτων, επηρεάζει την απόκριση των φερόντων τοίχων. Η ασύμμετρη διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων προκαλεί μεγάλη ευαισθησία, καθώς λόγω εκτροπής της διαδρομής των δυνάμεων που μεταφέρονται, δημιουργούνται εγκάρσιοι εφελκυσμοί τους οποίους η τοιχοποιία δεν μπορεί να φέρει και είναι πιθανό να προκληθούν αστοχίες.



Εικόνα 2.12 Διαδρομή των δυνάμεων σε τοίχο με ασύμμετρα ανοίγματα.

### **2.3.2 Μορφές αστοχίας τοίχου από καταπόνηση εκτός επιπέδου**

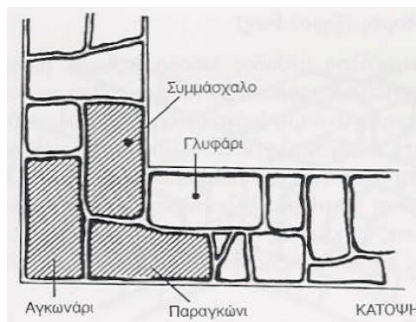
Η αστοχία λόγω εκτός επιπέδου δράσεων είναι από τις πιο κρίσιμες και καταστροφικές, καθώς μπορεί να πραγματοποιηθεί μέχρι και κατάρρευση του τοίχου, άρα να απαιτείται ανακατασκευή. Συγκεκριμένα κατά την κάμψη εκτός επιπέδου ο τοίχος λειτουργεί όπως η πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος και ανάλογα με τις συνθήκες στήριξης, δηλαδή τη σύνδεση που έχει με τους κάθετους τοίχους, τα δάπεδα και τη στέγη, αποκρίνεται στην οριζόντια φόρτιση. Εκτός της σύνδεσης με τους τοίχους, το υλικό και ο τρόπος δόμησης των

δαπέδων και της στέγης είναι υψίστης σημασίας, διότι καθορίζουν το βαθμό συμμετοχής των τοίχων στην σεισμική απόκριση του κτιρίου.

Για τους παραπάνω λόγους, στόχος στις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία είναι να έχουν λειτουργία κουτιού, δηλαδή κάθε τοίχος να μην παραμορφώνεται ανεξάρτητα από τους υπόλοιπους. Αυτό επιτυγχάνεται με την ύπαρξη οριζόντιων διαφραγμάτων και διαζωμάτων, όπως και με επαρκή σύνδεση των κάθετων τοίχων. Για να επιτευχθεί το τελευταίο πρέπει στις γωνίες του κτιρίου τα λιθοσώματα να είναι καλής ποιότητας και να έχουν αλληλεμπλοκή κατάλληλη ώστε να μην είναι δυνατό να εμφανιστεί κατακόρυφος αρμός αστοχίας.

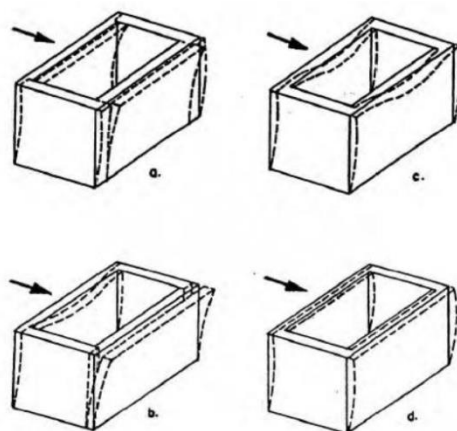


Εικόνα 2.13 Σωστή αλληλεμπλοκή λίθων στις γωνίες του κτιρίου σε όψη.



Εικόνα 2.14 Σωστή αλληλεμπλοκή λίθων στις γωνίες του κτιρίου σε κάτοψη.

Στην εικόνα που ακολουθεί φαίνεται η συμπεριφορά των τοίχων κτιρίου τοιχοποιίας υπό οριζόντια φόρτιση ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι διαζώματος και διαφράγματος.



Εικόνα 2.15 Απόκριση τοίχων υπό οριζόντια φόρτιση.

- a. Απουσία σενάζ.
- b. Απουσία διαφράγματος.

Στις παραπάνω περιπτώσεις ο τοίχος λειτουργεί ως διατμητικός πρόβολος.

- c. Ύπαρξη σενάζ, , το οποίο αναγκάζει τους τοίχους στη στέψη τους να έχουν κοινή παραμόρφωση, οπότε περιορίζεται το μέγεθος των παραμορφώσεων
- d. Ύπαρξη οριζόντιου διαφράγματος, οπότε εξασφαλίζεται ίση οριζόντια μετακίνηση σε όλη τη στέψη του κτιρίου με συνέπεια τη μείωση της

έντασης στην κατασκευή και δεν επιτρέπει την παραμόρφωση του τοίχου ως προβόλου.

### Τυπικές μορφές αστοχίας τοιχοποιίας

Θα παρουσιαστούν, συνοπτικά παρακάτω οι τυπικές βλάβες της τοιχοποιίας υπό σεισμική καταπόνηση, που είναι και οι πιο καταστροφικές.



Εικόνα 2.16 Αστοχία λόγω εντός επιπέδου κάμψης-οριζόντια ρωγή πάνω αριστερά στο άνοιγμα.



Εικόνα 2.17 Αστοχία στη βάση του τοίχου λόγω θλίψης. Λειτουργία τοίχου-διατμητικού προβόλου.



Εικόνα 2.18 Αστοχία λόγω εντός επιπέδου τέμνουσας-χιαστί ρωγή.



Εικόνα 2.19 Αστοχία λόγω εκτός επιπέδου κάμψης, εξαιτίας κακής σύνδεση τοιχοποιίας με στέγη.



Εικόνα 2.20 Αστοχία λόγω εκτός επιπέδου τέμνουσας.



Εικόνα 2.21 Αστοχία λόγω εκτός επιπέδου κάμψης εξαιτίας κακής σύνδεσης των τοίχων.

## **2.4 ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ**

Για το σχεδιασμό των επεμβάσεων ενός υφιστάμενου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία είναι απαραίτητο να γίνει τεκμηρίωση από κάθε άποψη, ώστε να επιλεγούν οι κατάλληλες επεμβάσεις. Πρέπει να ακολουθηθούν τα παρακάτω βήματα

### **I. Τεκμηρίωση φέροντος οργανισμού και συμπεριφοράς κτιρίου.**

Στο στάδιο αυτό γίνεται ιστορική τεκμηρίωση, ώστε να καταγραφούν οι κατασκευαστικές φάσεις του κτιρίου, να ελεγχθεί αν έχουν γίνει τροποποιήσεις στο δομικό σύστημα, αν έχουν καταγραφεί παλαιότερες βλάβες και αν έχουν πραγματοποιηθεί παλαιότερες επεμβάσεις στο φορέα. Ακόμη, προσδιορίζονται οι περιβαλλοντικές συνθήκες, οι οποίες επηρεάζουν σημαντικά την ανθεκτικότητα του φορέα στο χρόνο, όπως οι κλιματικές συνθήκες και η γεωγραφική θέση του κτιρίου.

### **II. Αποτύπωση φέροντος οργανισμού/φθορών και βλαβών επί τόπου και με εργαστηριακά μέσα.**

Στο στάδιο αυτό γίνεται λεπτομερής αποτύπωση του φέροντα οργανισμού και των υλικών από τα οποία αποτελείται. Επίσης, καταγράφεται λεπτομερώς η παθολογία του φορέα. Εκτός από τους επί τόπου ελέγχους πραγματοποιούνται και εργαστηριακοί έλεγχοι με μη καταστροφικές μεθόδους ώστε να προσδιοριστούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας και των υλικών που τη συνθέτουν, των λιθοσωμάτων και του κονιάματος. Με τους μη καταστροφικούς ελέγχους μπορούν να συλλεχθούν στοιχεία και για τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας, όπως για παράδειγμα την ύπαρξη κενών στο εσωτερικό της.

Αντικείμενο της παθολογίας είναι κάθε αλλοίωση των χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων, η οποία μπορεί να συνεπάγεται μείωση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής. Οι αλλοιώσεις διακρίνονται σε φθορές και βλάβες, οι φθορές είναι οι αναμενόμενες αλλοιώσεις που εξαρτώνται από τα υλικά που έχουν επιλεγεί και από τις συνθήκες ζωής της κατασκευής, ενώ οι βλάβες είναι οι μη αναμενόμενες αλλοιώσεις, που οφείλονται σε σφάλματα κατά το σχεδιασμό ή σε υπερβάλλουσες δυνάμεις όπως ο σεισμός.

Η μελέτη της παθολογίας ενός υφιστάμενου δομήματος είναι απαραίτητη για την επιτυχή αποκατάστασή του, διότι μέσω αυτής προσδιορίζονται τα αίτια των βλαβών. Έτσι, αποφεύγονται οι ίδιες βλάβες στο μέλλον μέσω της κατάλληλης επέμβασης. Βέβαια, συνήθως η βλάβη είναι αποτέλεσμα πολλών συσσωρευτικών παραγόντων, οπότε δεν είναι εύκολος ο προσδιορισμός του πραγματικού και πιο κρίσιμου παράγοντα. Ακόμη, μέσω της παθολογίας του δομήματος εξάγονται συμπεράσματα και για τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας, για παράδειγμα στην περίπτωση τρίστρωτης τοιχοποιίας αν στο

εσωτερικό και στο εξωτερικό των όψεων οι ρηγματώσεις είναι διαφορετικές συμπεραίνουμε ότι δεν είναι συνδεδεμένες οι όψεις.

Η μελέτη της παθολογίας ακολουθεί τα εξής στάδια:

- Τεκμηρίωση, η οποία περιλαμβάνει τη λεπτομερή αποτύπωση των βλαβών, το ιστορικό τους και την παρακολούθηση εξέλιξης τους. Ελέγχεται αν υπάρχει ολίσθηση μεταξύ των χειλέων της ρωγμής και τοποθετούνται μετρητές ανοίγματος των ρωγμών.
- Ερμηνεία και αιτιολόγηση.
- Εκτίμηση απομένουσας φέρουσας ικανότητας, ώστε να προταθούν οι κατάλληλες επεμβάσεις.

### III. Διάγνωση και αποτίμηση φέρουσας ικανότητας.

Δημιουργείται το υπολογιστικό ομοίωμα της κατασκευής και εκτιμάται η φέρουσα ικανότητά του ώστε να προσδιοριστούν οι κατάλληλες επεμβάσεις.

### IV. Επανασχεδιασμός.

Με βάση τις δράσεις που αναμένεται να ενεργήσουν στο φορέα επιλέγονται διάφορα σενάρια επεμβάσεων και ελέγχεται η φέρουσα ικανότητα των μελών και οι παραμορφώσεις του φορέα σε κάθε περίπτωση. Λαμβάνοντας υπόψη το κόστος κάθε επέμβασης και την επιρροή της στη συμπεριφορά του φορέα επιλέγεται η τελική επέμβαση.

### V. Τελική σχεδίαση με την βέλτιστη επέμβαση.

Πραγματοποιείται η οριστική μελέτη, τα σχέδια και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

## 2.5 ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

### 2.5.1 Μέθοδοι προσομοίωσης

Η προσομοίωση του υλικού της τοιχοποιίας είναι δυνατό να γίνει με πολλές διαφορετικές μεθόδους, καθεμία από τις οποίες έχει τα θετικά της και τα αρνητικά της. Οι διαφορετικές μέθοδοι είναι αποτέλεσμα της ανομοιομορφίας και ανισοτροπίας του υλικού της τοιχοποιίας. Παρακάτω περιγράφονται οι μέθοδοι προσομοίωσης της τοιχοποιίας.

- Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων.
  - Η μέθοδος των διακριτών ρωγμών (discrete crack approach).

Στη μέθοδο αυτή η ρωγμή αποτελεί μια γεωμετρική ασυνέχεια και εισάγονται στο δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων ασυνέχειες στις θέσεις όπου σχηματίζονται οι ρωγμές. Η μέθοδος των διακριτών ρωγμών, επιτρέπει τη φυσική προσομοίωση κάθε ρωγμής και είναι κατάλληλη για την περιγραφή τοπικών φαινομένων. Βασική αδυναμία της μεθόδου είναι ότι η θέση των

ρωγμών πρέπει να είναι γνωστή από την αρχή της ανάλυσης και η μορφή της να είναι τέτοια, ώστε να ακολουθεί το σχήμα των πεπερασμένων στοιχείων που συνθέτουν το δίκτυο του εξεταζόμενου φορέα. Αν και τα σύγχρονα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων διαθέτουν τεχνικές, όπου το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων αναπροσαρμόζεται αυτόματα λόγω δημιουργίας ρωγμής (adaptive mesh control), οι συνεχείς αλλαγές στην αρίθμηση των κόμβων, στη συνδεσμολογία και στη μορφή των στοιχείων (δημιουργία στοιχείων με λόγο ύψος προς πλάτος μικρότερο από μονάδα) οδηγούν σε αριθμητικά προβλήματα. Υπάρχουν δύο τρόποι εφαρμογής αυτής της μεθόδου, που περιγράφονται παρακάτω.

#### Προσομοίωση λιθοσωμάτων, κονιάματος και αρμού λιθοσωμάτων-κονιάματος ξεχωριστά (μικρο-προσομοίωση).

Ένας μεγάλος αριθμός μικρο-προσομοιωμάτων έχει αναπτυχθεί για την προσομοίωση μονοτονικής αλλά και ανακυκλιζόμενης φόρτισης στο παρελθόν. Κάθε υλικό έχει τη δική του μη γραμμική συμπεριφορά και η επαφή μεταξύ λίθου και κονιάματος λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση ειδικών κόμβων ή στοιχείων επαφής, τα οποία προσομοιώνουν τα κενά. Για να είναι αυτό εφικτό πρέπει να είναι γνωστή η ακριβής γεωμετρία του τοίχου, το οποίο σε μεγάλη κλίμακα, ενός κτιρίου για παράδειγμα, είναι πολύ δύσκολο ειδικά για ακανόνιστες λιθοδομές, όπως η αργολιθοδομή που μπορεί να αποτελείται από ακανόνιστους λίθους διαφορετικού μεγέθους και ανομοιόμορφα πάχη αρμών. Συνεπώς, η προσέγγιση αυτή είναι κατάλληλη για μικρά τμήματα του συστήματος της τοιχοποιίας που παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον. Η μέθοδος αυτή είναι η πιο ακριβής ως προς την απόκριση του υλικού της τοιχοποιίας και μπορούν να ληφθούν υπόψη όλοι οι μηχανισμοί αστοχίας του υλικού.

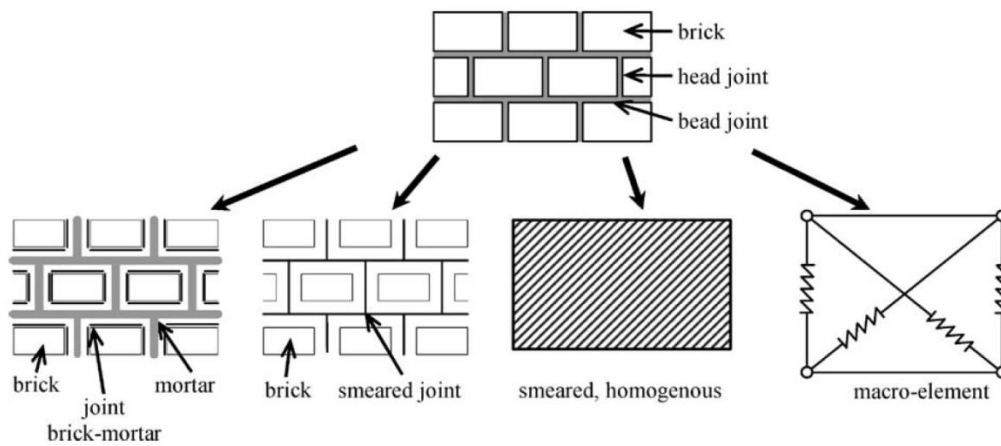
#### Προσομοίωση λιθοσωμάτων και αρμού λιθοσώματος-κονιάματος ξεχωριστά (μέσο-ανάλυση).

Η διαφορά σε αυτή τη μέθοδο είναι ότι το κονίαμα δεν προσομοιώνεται ξεχωριστά, αλλά προσομοιώνονται τα λιθοσώματα και οι αρμοί κονιάματος με συνεχή στοιχεία παραμορφώσιμα ή μη. Η συμπεριφορά κάθε στοιχείου περιγράφεται από γραμμικούς ή μη γραμμικούς καταστατικούς νόμους. Η ακρίβεια του μοντέλου αυτού είναι μικρότερη, αλλά είναι ικανοποιητικά τα αποτελέσματα στο καθολικό σύστημα.

- Η μέθοδος των κατανεμημένων ρωγμών (smeared crack approach).

Με τη μέθοδο των κατανεμημένων ρωγμών (μακρο-προσομοίωση) η τοιχοποιία προσομοιώνεται ως ένα ομογενοποιημένο σύνθετο ισότροπο ή ανισότροπο υλικό, το οποίο περιγράφεται από ένα τύπο πεπερασμένου στοιχείου. Στην περίπτωση αυτή μια ρωγμή αποτελείται από πολλές μικροασυνέχειες οι οποίες διαχέονται σε μια ζώνη και το ρηγματωμένο υλικό αντιμετωπίζεται ως συνεχές μέσο. Η συμπεριφορά της τοιχοποιίας περιγράφεται από μη γραμμικούς

καταστατικούς νόμους στους οποίους έχει ληφθεί υπόψη η συμπεριφορά των επιμέρους υλικών που τη συνθέτουν, ενώ η εμφάνιση μιας ρωγμής οδηγεί στη μείωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του σύνθετου υλικού, χωρίς την τροποποίηση του αρχικού δικτύου διακριτοποίησης του εξεταζόμενου φορέα. Οι λόγοι αυτοί καθιστούν τη μέθοδο των κατανεμημένων ρωγμών πολύ δημοφιλή, καθώς το υπολογιστικό κόστος είναι σαφώς μικρότερο με αποτέλεσμα να αποτελεί τη βασική μέθοδο ανάλυσης φορέων τοιχοποιίας και για αυτό το λόγο θα χρησιμοποιηθεί και στην παρούσα εργασία. Για να εφαρμοστεί αυτή η μέθοδος πρέπει να είναι γνωστά τα ανελαστικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας και να οριστεί το καθολικό κριτήριο αστοχίας της τοιχοποιίας.



Εικόνα 2.22 Μέθοδοι προσομοίωσης του υλικού της τοιχοποιίας.

- Χρήση συστήματος θλιπτήρων-ελκυστήρων για την προσομοίωση πρόσθετων στοιχείων, όπως τοίχοι ή πανέλα.

Η προσέγγιση αυτή είναι δύσκολη καθώς πρέπει να βαθμονομηθούν πειραματικά οι μεταβλητές που ορίζουν τα μακρο-στοιχεία, οι οποίες είναι διαφορετικές σε κάθε περίπτωση.

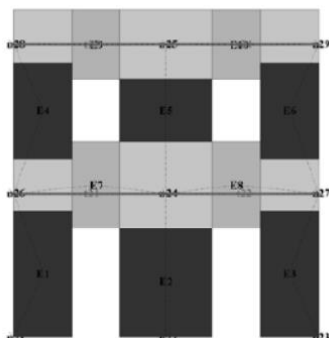
- Η μέθοδος ισοδύναμου πλαισίου.

Χρησιμοποιούνται γραμμικά μέλη για την προσομοίωση των πεσσών και των ανωφλιών και συνδέονται με άκαμπτα κοινά τμήματα. Στις θέσεις των τμημάτων αυτών μπορεί να δοθεί μη γραμμική συμπεριφορά, ουσιαστικά όπως στην περίπτωση των πλαστικών αρθρώσεων σε φορείς οπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα. Για την εφαρμογή της μεθόδου ισοδύναμου πλαισίου πρέπει να πληρούνται πολλοί περιορισμοί, όπως επαρκής διαφραγματική λειτουργία, κάτι το οποίο δεν είναι σύνηθες σε υφιστάμενα δομήματα που αποτελούνται μόνο από φέρουσα τοιχοποιία.

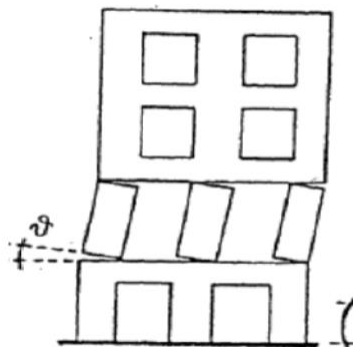
- Χρήση μακροστοιχείων (macro-block model).

Γίνεται διακριτοποίηση του δομήματος με σύνολο μακροστοιχείων, καθένα από τα οποία προσομοιώνει ένα τμήμα του και εφαρμόζεται οριακή ανάλυση για ένα προδιαγεγραμμένο μηχανισμό αστοχίας. Οι θέσεις των μηχανισμών αστοχίας επιλέγονται βάσει της γεωμετρίας του φορέα αλλά και των υλικών με τα οποία έχει κατασκευαστεί, για παράδειγμα στις θέσεις αρμού λόγω διαφορετικής

κατασκευαστικής φάσης είναι μια πιθανή θέση αστοχίας. Ακόμη, επιλέγονται βάσει των ήδη υπάρχοντων ρωγμών ή την κατανομή των ρωγμών που προκύπτει από τη ανάλυση. Τα μακροστοιχεία συνδέονται μεταξύ τους στους κόμβους μέσω ελατηρίων επαφής.



Εικόνα 2.23 Η μέθοδος ισοδύναμου πλαισίου



Εικόνα 2.24 Η μέθοδος των μακροστοιχείων.

## 2.5.2 Μέθοδοι ανάλυσης

Οι μέθοδοι που μπορούν να εφαρμοσθούν για την ανάλυση είναι:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση.

Η μέθοδος αυτή αποτελεί τη βασική μέθοδο αναφοράς για τη σεισμική αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Η ανάλυση για ισοδύναμα στατικά φορτία γίνεται για τον υπολογισμό και των δυνάμεων και των παραμορφώσεων. Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοσθεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή.

- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (ελαστική δυναμική).

Για την εφαρμογή της μεθόδου λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Θεωρείται ότι ικανοποιείται το παραπάνω εάν μπορεί να αποδειχθεί οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- i) το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 75% της συνολικής μάζας του φορέα.
- ii) λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα, οι παραπάνω συνθήκες πρέπει να ελέγχονται προς κάθε διεύθυνση.

Η ελαστική στατική ανάλυση καθώς και η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος μπορεί να εφαρμοσθεί με θεώρηση γραμμικά ελαστικού προσομοιώματος για το κτίριο, προκειμένου να προσδιοριστεί η διαδρομή των δυνάμεων στον φέροντα



οργανισμό, και οι περιοχές όπου παρουσιάζεται συγκέντρωση τάσεων. Στη συγκεκριμένη ανάλυση επιλέγεται συνήθως ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς για το κτίριο.

- Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover).

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής έμμεσα, υιοθετώντας τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$ . Αντίθετα, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων υποδεικνύονται άμεσα τα σημεία πλαστικοποίησης της κατασκευής, καθώς κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις.

Η ανελαστική στατική ανάλυση υπάγεται ως είδος ανάλυσης στην λογική του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών βάσει σταθμών επιτελεστικότητας (Performance-Based Design). Συγκεκριμένα εντοπίζονται δύο είδη αυτής: α) η μέθοδος της σεισμικής αποτίμησης και σχεδιασμού με επιβολή μετατοπίσεων (displacement-based seismic design method) και β) η μέθοδος φασματικής ικανότητας (capacity spectrum method) με επιβολή δυνάμεων. Η μέθοδος φασματικής ικανότητας θεωρείται πιο κοντά στη δυναμική ανάλυση στην οποία επιβάλλονται αδρανειακές δυνάμεις και έχει υιοθετηθεί από τους κανονισμούς των ΗΠΑ, ATC-40, FEMA 356 καθώς και τους EC8 και ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ρόλος αυτής της ανάλυσης είναι ο καθορισμός της πραγματικής ανελαστικής συμπεριφοράς του κτιρίου με απώτερο στόχο την αναζήτηση συσχέτισης μεταξύ των πραγματικών μετακινήσεων του κτιρίου (ικανότητα) και των καθορισμένων από διάφορους κανονισμούς που συνεπάγονται προδιαγεγραμμένες στάθμες βλαβών (επιτελεστικότητα). Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η έννοια της σεισμικής επίδοσης ή επιτελεστικότητας αποτελεί την επιθυμητή (ή ανεκτή) οριακή κατάσταση βλαβών λόγω σεισμών διαφόρων εντάσεων και εξαρτάται από τη σύγκριση της ικανότητας και της απαίτησης του κτιρίου. Οι τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τους κανονισμούς ανάλογα με το είδος και το επίπεδο των ζημιών που αναπτύσσονται στην κατασκευή είναι οι εξής:

#### 1. Περιορισμένων βλαβών (Limited Damage-LD)

Ο φέρον οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες και η διαρροή των στοιχείων δεν έχει εκταθεί σε μεγάλο βαθμό και επομένως διατηρείται η αντοχή και η δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι ελάχιστες.

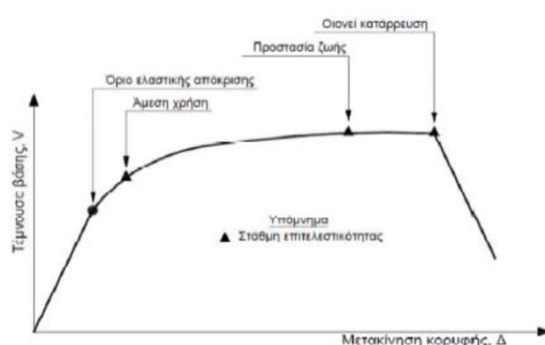
#### 2. Σημαντικών βλαβών (Significant damage-SD)

Ο φέρον οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες βλάβες αλλά επισκευάσιμες. Τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα

αντοχή και δυσκαμψία και άρα είναι σε θέση να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις είναι μετρίου μεγέθους και η κατασκευή είναι πλέον σε θέση να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

### 3. Οιονεί κατάρρευση (Non Collapse-NC)

Ο φέρον οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές (μη επισκευάσιμες κατά την πλειονότητά τους) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρον οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς όμως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμα και για μετασεισμούς μέτριας έντασης.



Εικόνα 2.25 Στάθμες επιτελεστικότητας.

Δεδομένου ότι η ανελαστική απόκριση της κατασκευής που οφείλεται σε δυναμικό φαινόμενο είναι δύσκολα αντιμετωπίσιμη, η στατική ανελαστική ανάλυση αποτελεί απλοποίηση αυτής (με ό,τι επιφύλαξη συνεπάγεται το παραπάνω στην εγκυρότητα των αποτελεσμάτων και την αποτίμηση της πραγματικότητας) μετατρέποντας το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα σε ανελαστικό στατικό. Η υλοποίηση της περιλαμβάνει τα εξής βήματα: πρώτα η κατασκευή υπόκειται σε κατακόρυφα φορτία ( $G+0.3Q$ ) και ύστερα σε μονοτονικά αυξανόμενες πλευρικές δυνάμεις με μία συγκεκριμένη καθ' ύψος κατανομή, έως ότου συμβεί μία προκαθορισμένη μετατόπιση-στόχος.

Κατά την ανελαστική στατική ανάλυση σε κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας η σεισμική απαίτηση, προς σύγκριση με την διαθέσιμη ικανότητα, εκτιμάται σε όρους μετακίνησης στη στέψη των φερόντων τοίχων, η οποία αντιστοιχεί στην μετακίνηση-στόχο για την υπό εξέταση σεισμική δράση. Η μετακίνηση-στόχος θα ορίζεται ως η σεισμική απαίτηση σε όρους μετακίνησης που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης για ένα ισοδύναμο σύστημα μίας ελευθερίας κινήσεως.

Ο έλεγχος της ανελαστικής συμπεριφοράς του κτιρίου βασίζεται στην παρακολούθηση των κόμβων εκείνων στους οποίους αναμένεται συγκέντρωση της σεισμικής έντασης με τη μορφή παραμένουσας παραμόρφωσης (βλάβης). Σε κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα, ο κόμβος ελέγχου είναι το κέντρο

βάρους των πλακών στην ανώτερη στάθμη των τοίχων π.χ. τελευταία πλάκα. Σε κτίρια με εύκαμπτα ή ευπαραμόρφωτα διαφράγματα, ο κόμβος ελέγχου είναι ο περισσότερο μετακινούμενος κόμβος στη στέψη των τοίχων. Αυτός ο κόμβος είναι συνήθως στον υπέρθυρο δίσκο, πάνω από κάποιο άνοιγμα.

- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

Η συγκεκριμένη μέθοδος ανάλυσης είναι μεν πιο χρονοβόρα από τις προηγούμενες, αλλά προσεγγίζει με τον καλύτερο δυνατό τρόπο τη πραγματική συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμική καταπόνηση. Στην περίπτωση πλασιακών φορέων η εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι αρκετά ακριβής, ειδικά εάν πρόκειται για κανονικό κτίριο. Στους υφιστάμενους φορείς, όμως, από φέρουσα τοιχοποιία που συνήθως δεν υπάρχει διαφραγματική λειτουργία και η μάζα είναι συγκεντρωμένη στους φέροντες τοίχους η μετατροπή σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα δεν αντιπροσωπεύει την πραγματικότητα. Επίσης, κατά την ανελαστική στατική ανάλυση η φόρτιση που επιβάλλεται είναι μονοτονική προς μία διεύθυνση σε αντίθεση με την πραγματική σεισμική φόρτιση που είναι ανακυκλιζόμενη και ασκείται και στις τρεις διευθύνσεις του δομήματος.

Για τους παραπάνω λόγους επιλέγεται η εφαρμογή της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, καθώς στόχος στα πλαίσια της συγκεκριμένης μεταπτυχιακής εργασίας είναι η προσομοίωση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση.

Για την εφαρμογή της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης ακολουθούνται τα εξής βήματα: πρώτα η κατασκευή υπόκειται σε κατακόρυφα φορτία ( $G+0.3Q$ ) και σε δεύτερη φάση έχοντας γνωστή τη σεισμική καταγραφή οι μετακινήσεις του εδάφους συναρτήσει του χρόνου επιβάλλονται στη βάση της κατασκευής.

- Διαδικασία επίλυσης

Σκοπός της ανάλυσης αυτής είναι ο υπολογισμός του δυναμικού βέλους της κατασκευής  $u(t)$  με απ' ευθείας αριθμητική ολοκλήρωση της εξισώσεως κινήσεως  $m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t)$ . Ο όρος της δυσκαμψίας τροποποιείται για να ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου. Έχουν αναπτυχθεί πολλές αριθμητικές μέθοδοι, οι πιο γνωστές από τις οποίες είναι η μέθοδος των κεντρικών διαφορών (Central Difference Method), η μέθοδος θ του Wilson (Wilson θ - method) και η μέθοδος του Newmark. Με τις μεθόδους αυτές το δυναμικό βέλος υπολογίζεται βήμα προς βήμα. Εκκινούν με το δεδομένο ότι το βέλος  $u(0)$ , η ταχύτητα  $d[u(0)]/dt$  και η επιτάχυνση  $d^2[u(0)]/dt^2$  είναι γνωστά κατά τη χρονική στιγμή  $t = 0$  και στη συνέχεια υπολογίζονται τα μεγέθη αυτά στις χρονικές στιγμές  $\Delta t, 2\Delta t, \dots, n\Delta t$  όπου  $\Delta t$  μικρό χρονικό διάστημα. Η μόρφωση των μη γραμμικών εξισώσεων είναι υπολογιστικά απαιτητική ειδικά του όρου  $f_s(u, \dot{u})$ , καθώς σε κάθε βήμα ανάλυσης το μητρώο δυσκαμψίας

αναμορφώνεται από τα μητρώα εφαπτομενικής δυσκαμψίας των μελών που αντιστοιχούν στην παραμόρφωση και την κατάσταση κάθε δομικού μέλους.

Η ανάπτυξη των μεθόδων αυτών βασίζεται σε δύο παραδοχές:

1. Η διαφορική εξίσωση κινήσεως ικανοποιείται σε διακεκριμένες χρονικές στιγμές που απέχουν μεταξύ τους κατά  $\Delta t$ , σε αντίθεση με τις αναλυτικές, στις οποίες η εξίσωση ικανοποιείται στην τυχούσα χρονική στιγμή  $t$ . Αυτό σημαίνει ότι η ισορροπία όλων των δυνάμεων, αδρανειακών, αποσβέσεως, ελαστικών και εξωτερικών, εξασφαλίζεται μόνο σε διακεκριμένες χρονικές στιγμές μέσα στο χρονικό διάστημα που αναζητούμε τη λύση.

2. Το βέλος, η ταχύτητα και η επιτάχυνση σε κάθε χρονικό διάστημα  $\Delta t$  μεταβάλλονται σύμφωνα με κάποιον γνωστό νόμο. Η ακρίβεια, η ευστάθεια και η αποτελεσματικότητα της λύσεως εξαρτώνται από την παραδοχή του νόμου μεταβολής του βέλους, της ταχύτητας και της επιτάχυνσης στο χρονικό διάστημα  $\Delta t$  και από το μέγεθος του χρονικού διαστήματος  $\Delta t$ .

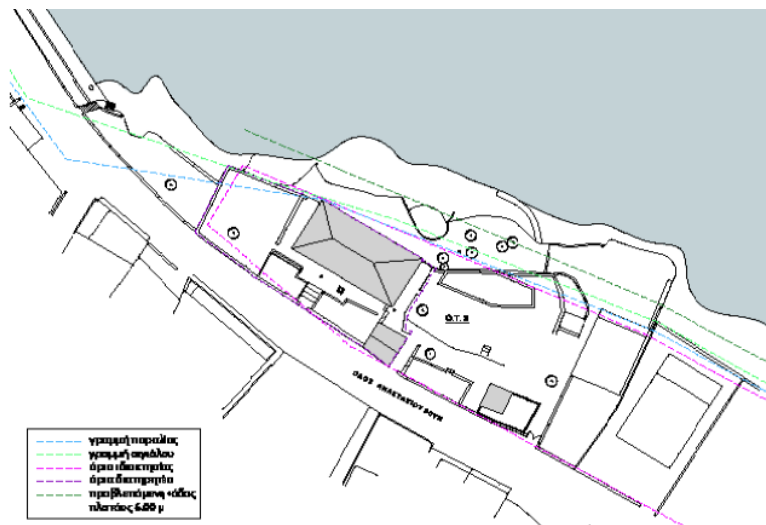
## 3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ

### 3.1 ΘΕΣΗ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΩΝ ΧΩΡΟΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το εξεταζόμενο κτίριο βρίσκεται στον παραθαλάσσιο οικισμό της Αγίας Ευφημίας στην Κεφαλονιά και είναι διώροφο διατηρητέο, γνωστό ως Αρχοντικό Μπαρμπέτα. Το κτίριο εδράζεται σε επικλινές οικοπέδο και έχει πρόσβαση στη θάλασσα από τη βόρεια όψη και πρόσβαση στην οδό Α. Βουή από τη νότια όψη. Λόγω της έντονης κλίσης του εδάφους στη βόρεια όψη φαίνεται ως διώροφο ενώ στη νότια ως χαμηλωμένο ισόγειο.



Εικόνα 3.1: Δορυφορική λήψη του εξεταζόμενου κτιρίου. Έχει τονιστεί η θέση του με την κόκκινη κουκίδα.



Εικόνα 3.2 Τοπογραφικό διάγραμμα κτιρίου.

Στον περιβάλλοντα χώρο του οικοπέδου συμπεριλαμβάνονται:

- Στο νότο μεγάλη αυλή με υπόγεια στέρνα, πέργκολα και παρτέρια.
- Στα δυτικά κτιστή σκάλα για την κάθοδο από την αυλή προς τη θάλασσα και βραχώδες πρανές μέχρι το δρόμο.
- Στη βόρεια όψη υπάρχει μια επίπεδη λωρίδα γης και στη συνέχεια είναι κτισμένος ο μόλος από μεγάλους ασβεστολιθικούς ογκόλιθους.
- Νοτιοανατολικά υπάρχει βοηθητικό κτίσμα.



Εικόνα 3.3 Βόρεια όψη κτιρίου.



Εικόνα 3.4 Νότια και δυτική όψη κτιρίου.



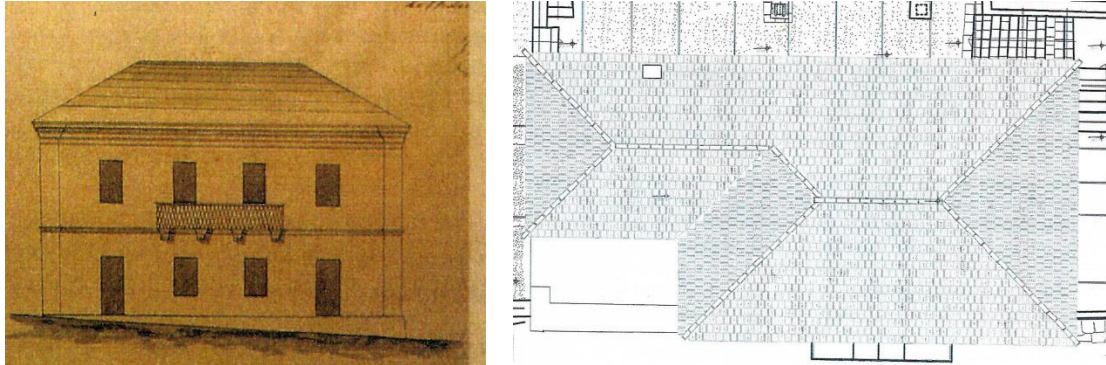
Εικόνα 3.5 Ανατολική και βορειοδυτική όψη.

Το εξεταζόμενο κτίριο βρίσκεται ακριβώς δίπλα στη θάλασσα με αποτέλεσμα να εκτίθεται σε ακραίες περιβαλλοντικές συνθήκες με μεγάλα ποσοστά υγρασίας και εναλλαγές στη θερμοκρασία. Το παραπάνω σε συνδυασμό με τη μεγάλη περιεκτικότητα της ατμόσφαιρας σε χλωριόντα, λόγω του αλμυρού νερού της θάλασσας, είναι αναμενόμενο ότι θα έχουν επηρεάσει αρνητικά την ανθεκτικότητα των υλικών στο χρόνο.

### 3.2 ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

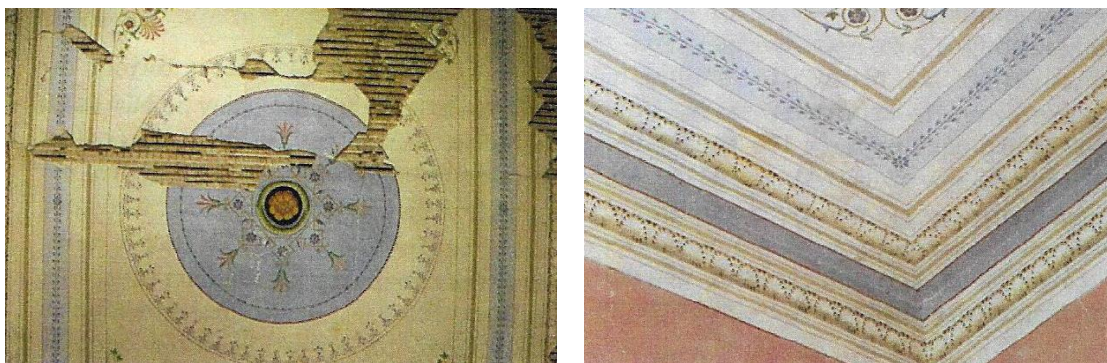
Η κατασκευή του κτιρίου ξεκίνησε το 1888 και γύρω στο 1920 έγινε μια προσθήκη, ώστε απέκτησε τη μορφή που έχει σήμερα. Πέρα από την αξία του λόγω ανθεκτικότητας στο πέρασμα του χρόνου έχει ιδιαίτερο καλλιτεχνικό ενδιαφέρον, καθώς στο εσωτερικό του κτιρίου υπάρχουν οροφωγραφίες, οπότε

δικαίως χαρακτηρίστηκε ως διατηρητέο κτίριο το 2001. Η κάτοψη του κτιρίου αρχικά ήταν σχήματος Γ, καθώς υπήρχε εσοχή διαστάσεων περίπου 6X4m, ενώ σήμερα είναι ορθογωνική διαστάσεων 10X20m και σε αυτήν εδράζεται τετράρριχτη στέγη.



Εικόνα 3.6 Αρχική βόρεια όψη κτιρίου και πιθανή κάτοψη πριν την προσθήκη.

Όπως φαίνεται προστέθηκε στο αριστερό τμήμα της βόρειας όψης ένα νέο τμήμα το 1920. Αυτό είναι εμφανές και από τον κατακόρυφο αρμό που υπάρχει αλλά και από τη μορφή των ξύλινων στοιχείων της στέγης. Οι μεταγενέστεροι τοίχοι δεν συνδέθηκαν επαρκώς με τους αρχικούς και η κατασκευή της προσθήκης ήταν πιο πρόχειρη με συνέπεια οι περισσότερες βλάβες να έχουν εμφανιστεί σε αυτό το τμήμα.



Εικόνα 3.7 Οροφωγραφίες του δομήματος που συντελούν στην υψηλή καλλιτεχνική του και ιστορική του αξία.

### 3.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

Το κτίριο είναι διώροφο με σοφίτα. Έχει τρεις στάθμες συνεπώς, την Α' στάθμη, που αντιστοιχεί στην είσοδο του κτιρίου από τη βόρεια όψη, τη Β' στάθμη, που αντιστοιχεί στην είσοδο του κτιρίου από τη νότια όψη και τη στάθμη της σοφίτας, που ορίζεται ως Γ' στάθμη. Τα ύψη των ορόφων είναι περίπου 4m, ενώ το μέγιστο ύψος της σοφίτας είναι 2.5 m. Στη νότια πλευρά υπάρχει υπόγεια δεξαμενή, ίδιου βάθους με το υπόγειο, διαστάσεων περίπου 12.5X5.0m. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική διαστάσεων 20X10m, συνεπώς πρόκειται για κανονικό κτίριο.

Ο φέροντας οργανισμός του κτιρίου περιγράφεται λεπτομερώς στη συνέχεια.

### 3.3.1 Η φέρουσα τοιχοποιία

Η φέρουσα τοιχοποιία είναι αργολιθοδομή, καθώς αποτελείται από ακανόνιστα δομημένους φυσικούς λίθους, οι οποίοι συνδέονται με αρκετή ποσότητα κονιάματος. Παρατηρείται ότι οι λίθοι δεν είναι ομοιόμορφου μεγέθους, γεγονός που οδηγεί στην ύπαρξη μεγάλων αρμών κονιάματος. Οι εξωτερικοί τοίχοι είναι επιχρισμένοι με επίπεδο λείο, ανθεκτικό κονίαμα, το οποίο έχει συμβάλει σημαντικά στη συντήρηση των λιθοδομών. Στις εξωτερικές γωνίες του κτιρίου η τοιχοποιία είναι καλά δομημένη με λίθους λαξευμένους καλής ποιότητας με επαρκή αλληλεμπλοκή. Ωστόσο, οι λίθοι αυτοί δεν έχουν συνδεθεί καλά με την αργολιθοδομή.



Εικόνα 3.8 Μορφή αργολιθοδομής με την οποία έχει δομηθεί η φέρουσα τοιχοποιία.



Εικόνα 3.9 Δόμηση τοιχοποιίας στις γωνίες του κτιρίου.

Όσον αφορά την τοιχοποιία της Α' στάθμης, ο τοίχος της νότιας όψης έχει πάχος 0.95m και οι υπόλοιποι τοίχοι, με εξαίρεση έναν εσωτερικό εγκάρσιο που έχει πάχος 0.5m, έχουν πάχος περίπου 0.7m. Στη Β' στάθμη όλοι οι τοίχοι έχουν πάχος 0.6 με 0.65m, άρα καθ' ύψος μειώνεται το πάχος τους. Μικρά τμήματα των λιθοδομών του ισογείου δεν βρίσκουν συνέχεια στις λιθοδομές του υπογείου, δημιουργώντας έτσι κατασκευαστικές εκκεντρότητες. Οι εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι της Β' στάθμης είναι ξυλόπηκτοι και δεν είναι συνδεδεμένοι επαρκώς με την εξωτερική περιμετρική τοιχοποιία, οπότε δεν θα περιγραφούν στο προσομοίωμα του φορέα, καθώς τους θεωρούμε μη φέροντες. Ο φέρον τοίχος μεγάλου πάχους της τοιχοποιίας, 0.95m συμπεραίνεται ότι είναι τρίστρωτος.



Εικόνα 3.10 Γωνιακοί λίθοι στο εξωτερικό του κτιρίου.



Εικόνα 3.11 Ποιότητα τοιχοποιίας στο εσωτερικό του κτιρίου.



Εικόνα 3.12 Εσωτερική ξυλόπηκτη τοιχοποιία.

Στο τμήμα της προσθήκης η αργολιθοδομή είναι χαμηλότερης ποιότητας δομημένη ακόμη πιο ακανόνιστα με λίθους μικρότερου μεγέθους. Κατασκευάστηκε πολύ κακότεχνα, καθώς δεν συνδέθηκε με τις υπάρχουσες λιθοδομές, εκτός από ελάχιστους διάτονους λίθους "κλειδιά", ενώ σε κάποιες



θέσεις σύνδεσης δεν απομακρύνθηκε καν το εξωτερικό κονίαμα του υπάρχοντος τοίχου. Στις αναλύσεις που ακολουθούν θα γίνει διερεύνηση της επιρροής του κατακόρυφου αρμού στη συμπεριφορά του κτιρίου.



Εικόνα 3.13 Κατακόρυφος αρμός προσθήκης και αρχικού κτιρίου.



Εικόνα 3.14 Ρωγμές κάμψης και δομή τοιχοποιίας στην καμάρα του ανοίγματος της προσθήκης.

- **Ανοίγματα**

Παρατηρείται ότι τα ανοίγματα βρίσκονται στην ίδια θέση ως προς την κατακόρυφο και έχουν παρόμοια μορφή με εξαίρεση τις δύο καμάρες της βόρειας όψης, συνεπώς υπάρχει σε γενικές γραμμές κανονικότητα καθ' ύψος. Το ποσοστό των ανοιγμάτων ως προς τη φέρουσα τοιχοποιία στη βόρεια όψη είναι μεγάλο σχεδόν 50% της φέρουσας τοιχοποιίας, ενώ στις υπόλοιπες όψεις παρατηρείται ότι το ποσοστό των ανοιγμάτων είναι μικρό. Η ύπαρξη πολλών ανοιγμάτων σε ένα τοίχο είναι ιδιαίτερα δυσμενής για την απόκριση του.

Στις εξωτερικές όψεις τα ανοίγματα έχουν ορθογωνικό σχήμα και περιστοιχίζονται από μαρμαρίνους λίθους, οι οποίοι φαίνονται ότι έχουν καλά μηχανικά χαρακτηριστικά. Στις εσωτερικές όψεις έχουν τα ανώφλια των ανοιγμάτων διαμορφώνονται με χαμηλωμένα τόξα από καλής ποιότητας λίθους, ενώ σε 2 μόνον θέσεις διακρίνονται και ξύλινα πρέκια.

- **Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν**

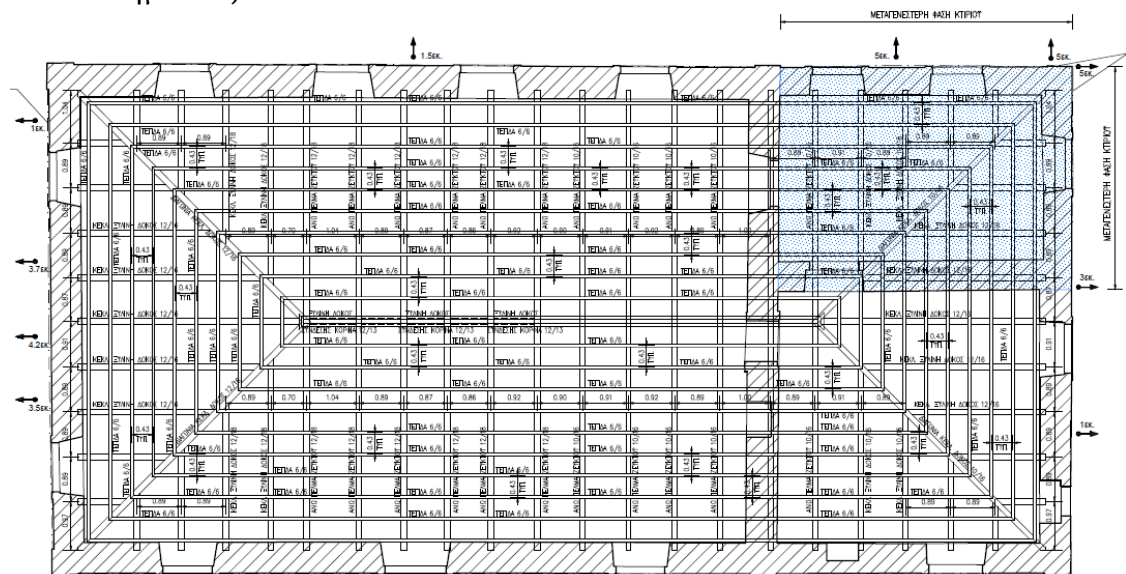
Ο μέσος όρος των αντοχών πυρήνα από 8 δοκίμια είναι 101 MPa (78.7, 99.5, 133.9, 49.6, 101.4, 101.1, 117.2, 123.7), αλλά λόγω των σημαντικών αποκλίσεων των τιμών 49.6 και 78.7, προτείνεται σαν ασφαλής η θεώρηση μέσης τιμής λιθοσωμάτων ίσης με 60 MPa.

Ο μέσος όρος των αντοχών της εφελκυστικής αντοχής συνδετικών κονιαμάτων είναι 223KPa (78.7, 97.71, 272.5, 181.2, 118.4, 388.7, 383.5, 261.0) και λαμβάνεται η θλιπτική αντοχή του κονιάματος 2 MPa. Τα εξωτερικά κονιάματα των όψεων έχουν δείξει πολύ καλή συμπεριφορά στον χρόνο και παραμένουν ικανοποιητικά στις θέσεις τους, παρόλο που η αντοχή τους δεν αποδείχτηκε ιδιαίτερα υψηλή σε όλες τις θέσεις.

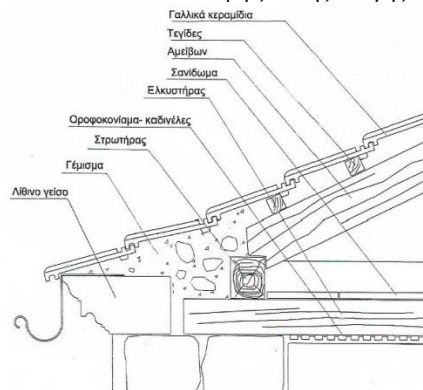
### 3.3.2 Στέγη

Η στέγη έχει ξύλινο φέροντα οργανισμό, από φυσική ξυλεία και καλύπτεται με κεραμίδια. Η στέγη δεν είναι εμφανής από τη στάθμη του Ά ορόφου, καθώς η οροφή του καλύπτεται από τις οροφोगραφίες, αλλά είναι προσιτή από το εσωτερικό του κτιρίου μέσω εσωτερικής ξύλινης σκάλας.

Τα κεραμίδια της ξύλινης στέγης είναι τοποθετημένα σε τεγίδες διατομής 6X6<sup>mm</sup> τοποθετημένες ανά 0.3m περίπου. Αυτές εδράζονται σε κεκλιμένους αμείβοντες διατομής 12X18<sup>mm</sup> ανά 1m. Για την κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων υπάρχουν οριζόντιοι ελκυστήρες στη βάση της στέγης διατομής 16X16<sup>mm</sup> ανά 1 m που εισέρχονται στη μάζα της φέρουσας τοιχοποιίας, οι θέσεις των οποίων ωστόσο δε συμπίπτουν με τη θέση των αμειβόντων. Ακόμη, υπάρχουν οριζόντιοι ελκυστήρες λίγο χαμηλότερα από τον κορφιά διατομής 12X12<sup>mm</sup>. Οι κεκλιμένοι αμείβοντες στηρίζονται σε στρωτήρες που εδράζονται περιμετρικά των λιθοδομών διατομής 12X20<sup>mm</sup>, οι οποίοι συνδέονται με το πάνω μέρος των ελκυστήρων. Στα τριγωνικά τμήματα στα δύο άκρα της τετράρριχτης στέγης, προκύπτουν διαγώνιες δοκοί, καθώς και δοκοί στην διεύθυνση του κορφιά, οι οποίες υποστηρίζονται σε διάφορα σημεία με ορθοστάτες πρόχειρα τοποθετημένους.



Εικόνα 3.15 Κάτοψη ξύλινης στέγης.



Εικόνα 3.16 Κατασκευαστική λεπτομέρεια ξύλινης στέγης.



Εικόνα 3.17 Μορφή ζευκτού ξύλινης στέγης.



Εικόνα 3.18 Ξύλινοι ορθοστάτες που τοποθετούνται στα τριγωνικά τμήματα της στέγης, πρόχειρα στερεωμένοι.



Εικόνα 3.19 Σύνδεση οριζόντιου ελκυστήρα με αμείβοντες.

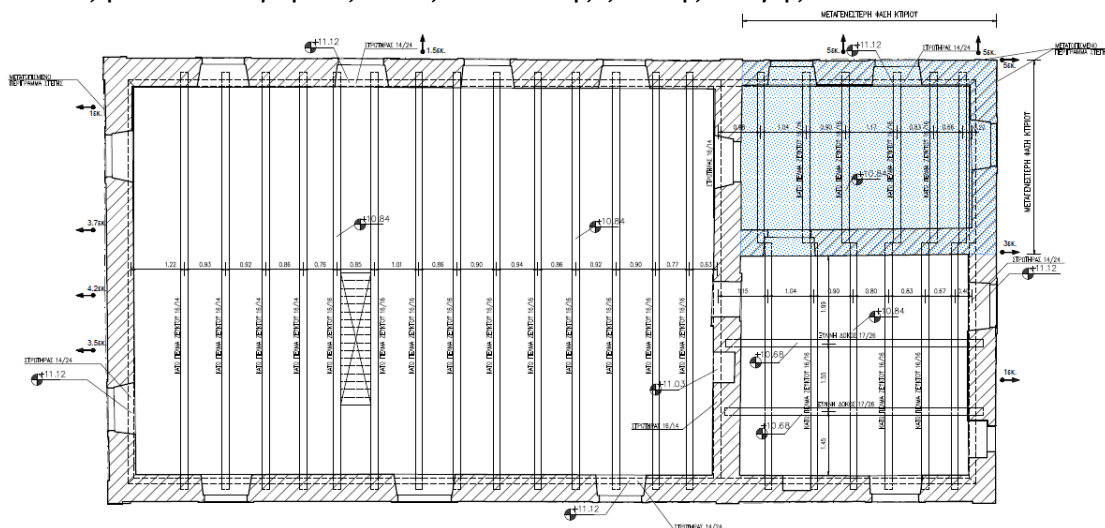
Η στέγη της μεταγενέστερης προσθήκης είναι κατασκευασμένη πιο πρόχειρα, οι διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί είναι μικρότερες και τα υλικά χαμηλότερης αντοχής σε σχέση με του υπόλοιπου κτιρίου.

### 3.3.3 Δάπεδα

Όλα τα δάπεδα αποτελούνται από φυσική δομική ξυλεία.

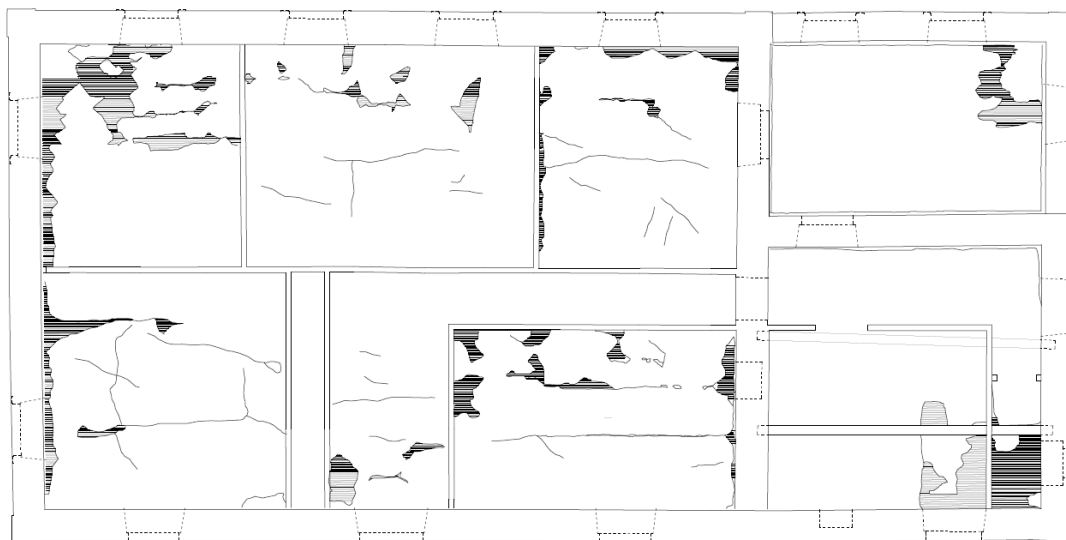
- Δάπεδο σοφίτας

Στη στάθμη αυτή στηρίζονται οι οροφωγραφίες στους ξύλινους ελκυστήρες της στέγης που αναφέρθηκαν παραπάνω. Στο σχέδιο που ακολουθεί φαίνεται η διάταξη του κάτω μέρους των ζευκτών της ξύλινης στέγης.



Εικόνα 3.20 Ευλότυπος οροφής Β' στάθμης.

Μεταξύ των οροφωγραφιών και των ελκυστήρων της στέγης υπάρχει οροφοκονίαμα, το οποίο σε ορισμένες θέσεις έχει αποκαλυφθεί, όπως και τα ξύλινα στοιχεία της οροφής, όπως φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 3.21 Άνοψη Β' στάθμης, υπάρχουσα κατάσταση.



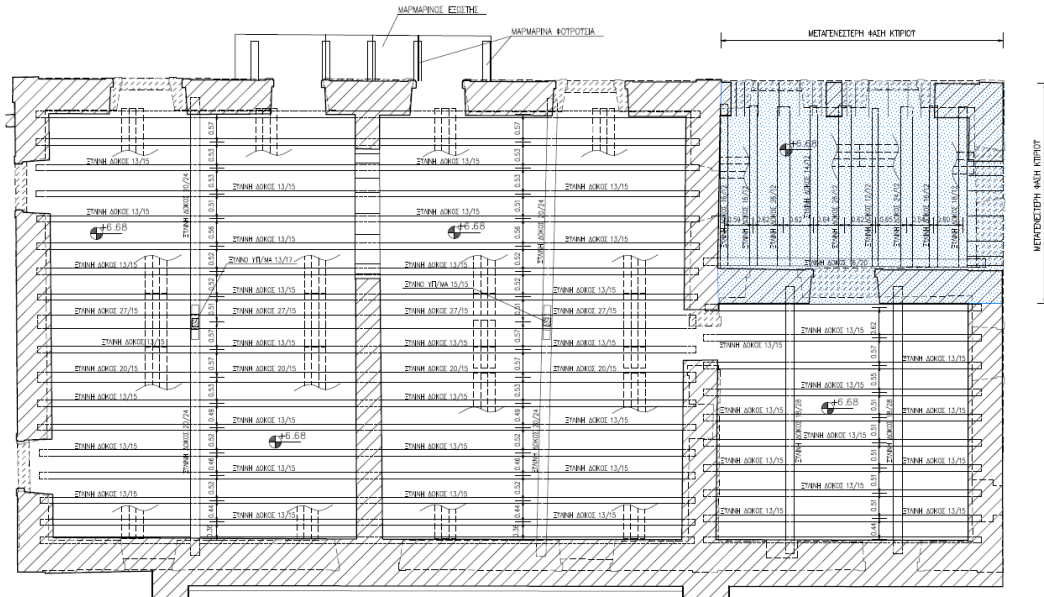
Εικόνα 3.22 Οροφή Β' στάθμης όπου έχει αποκαλυφθεί το οροφοκονίαμα.

- Δάπεδο Β' στάθμης

Το δάπεδο της Β' στάθμης στηρίζεται σε δύο ξύλινα υποστρώματα διατομής 13X17<sup>mm</sup> και 15X15<sup>mm</sup>, από τα οποία διέρχονται κύριες δοκοί διατομής 20X24<sup>mm</sup> και 18X28<sup>mm</sup>, οι οποίες καταλήγουν εντός των φερουσών τοιχοποιιών. Στις κύριες δοκούς στηρίζονται δευτερεύουσες δοκοί διατομής 13X15<sup>mm</sup> ανά 0.4m πάνω στις οποίες καρφώνεται το ξύλινο δάπεδο χωρίς τη μεσολάβηση τεγίδων. Σε ορισμένες θέσεις στήριξης εσωτερικών μη φερόντων τοίχων του ισογείου, οι δοκοί αυτές είναι μεγαλύτερου πάχους 20/15 ή 27/15.

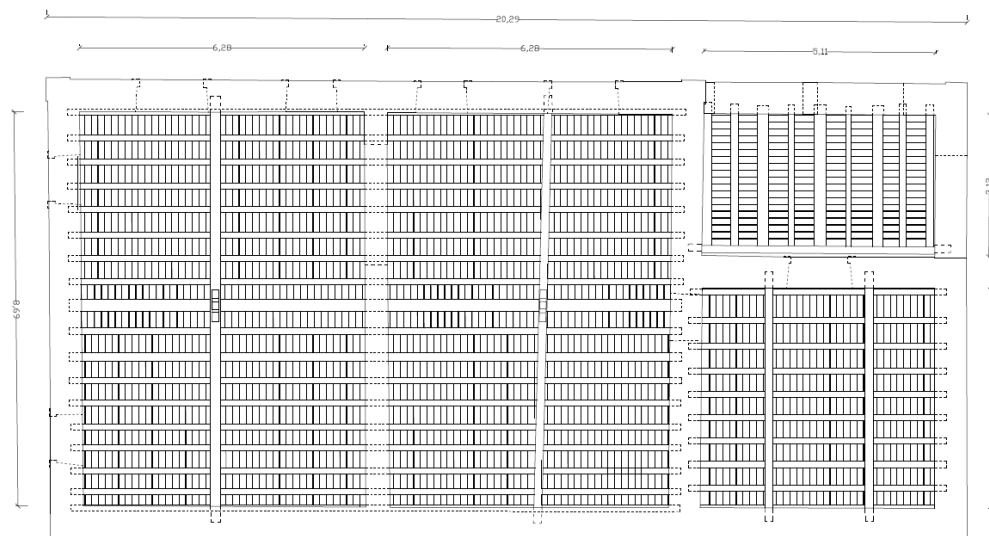
Στην μεταγενέστερη προσθήκη τοποθετούνται μόνο δευτερεύουσες δοκοί 14/12 έως 26/12, λόγω του μικρού μήκους που γεφυρώνουν, και αυτές στηρίζονται σε μία κύρια δοκό, η οποία είναι παράλληλη με τον τοίχο που αρχικά ήταν εξωτερικός. Άλλο ένα γεγονός που μαρτυρεί ότι πρόκειται για μεταγενέστερη προσθήκη το τμήμα αυτό. Οι ξύλινοι δοκοί τοποθετούνται

περίπου 0.30m εντός της μάζας της φέρουσας τοιχοποιίας. Στα σχέδια που ακολουθούν φαίνεται η διάταξη των ξύλινων δοκών του δαπέδου Β' στάθμης.



Εικόνα 3.23 Ευλότυπος οροφής Α' στάθμης.

Στη στάθμη αυτή υπάρχει μαρμάρινος εξώστης προς την θάλασσα πακτωμένος στην μάζα των λιθοδομών. Τα φέροντα στοιχεία στήριξης του εξώστη είναι μαρμάρινα φουρούσια σημαντικής διατομής και η πάκτωσή τους γίνεται στο πλήρες πάχος της λιθοδομής.



Εικόνα 3.24 Άνοψη Α' στάθμης, υπάρχουσα κατάσταση.



Εικόνα 3.25 Κύρια δοκός δαπέδου Β' στάθμης, που εισέρχεται εντός της φέρουσας τοιχοποιίας.



Εικόνα 3.26 Δευτερεύουσες δοκοί δαπέδου Β' στάθμης, που εισέρχονται εντός της φέρουσας τοιχοποιίας.



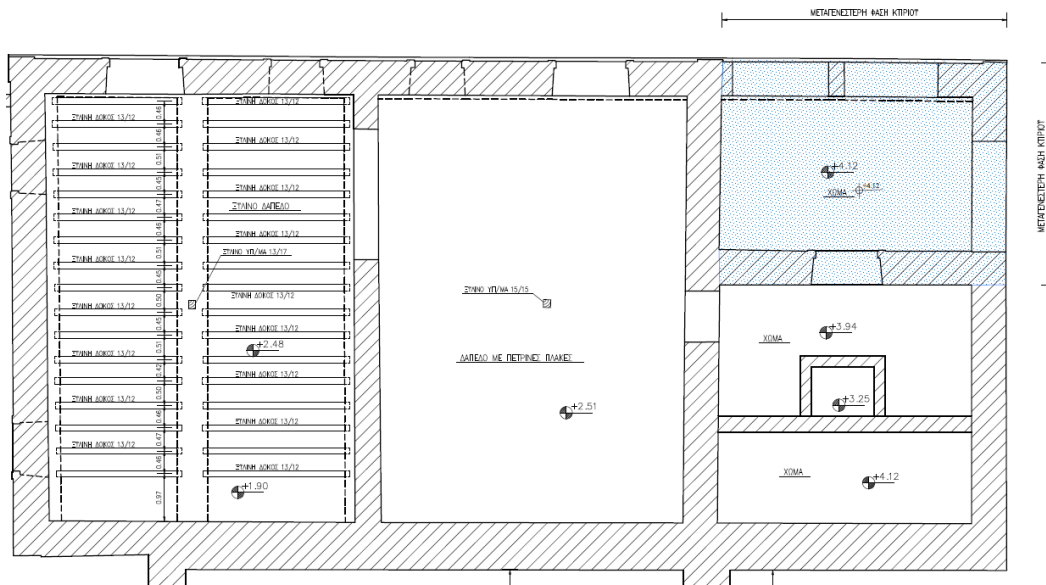
Εικόνα 3.27 Ξύλινο υποστύλωμα στο οποίο στηρίζεται η κύρια δοκός.



Εικόνα 3.28 Ξύλινη κύρια δοκός παράλληλη με τη φέρουσα λιθοδομή πάνω στην οποία στηρίζονται οι διαδοκίδες του δαπέδου της προσθήκης.

- Δάπεδο Α' στάθμης

Η στάθμη αυτή χωρίζεται σε τρία τμήματα από δύο εγκάρσιους φέροντες τοίχους. Το δυτικό τμήμα του είναι υπερυψωμένο επί ξύλινων δοκών εδρασμένων στις διαπλατύνσεις των θεμελίων των λιθοδομών, καθώς και σε μία ενδιάμεση δοκό από λιθοδομή, στην οποία στηρίζεται ένα από τα δύο ξύλινα υποστυλώματα. Το κεντρικό τμήμα έχει πλακόστρωτο δάπεδο, το εδράζεται επί εδάφους και στο κέντρο του υπάρχει το λίθινο θεμέλιο ενός εκ των δύο ξύλινων υποστυλωμάτων. Τέλος, το ανατολικό τμήμα βρίσκεται σε υψηλότερο επίπεδο από τα άλλα δύο τμήματα και είναι βοτσαλωτό. Εδράζεται και αυτό το τμήμα επί εδάφους.



Εικόνα 3.29 Κάτοψη δαπέδου Α' στάθμης.

### 3.3.4 Θεμελίωση

Η θεμελίωση των λιθοδομών αποτελείται από ελαφρά διαπλατυσμένες λιθοδομές, που για το κυρίως κτίριο, εκτείνονται περίπου 1.50m, κάτω από το δάπεδο του υπογείου. Αυτό έχει επιβεβαιωθεί για την πλευρά προς την θάλασσα και απέναντι προς την δεξαμενή, αλλά δεν αποκλείεται να υπάρχει κάποια μεταβλητή στάθμη στους κάθετους τοίχους της κύριας όψης. Το ένα ξύλινο

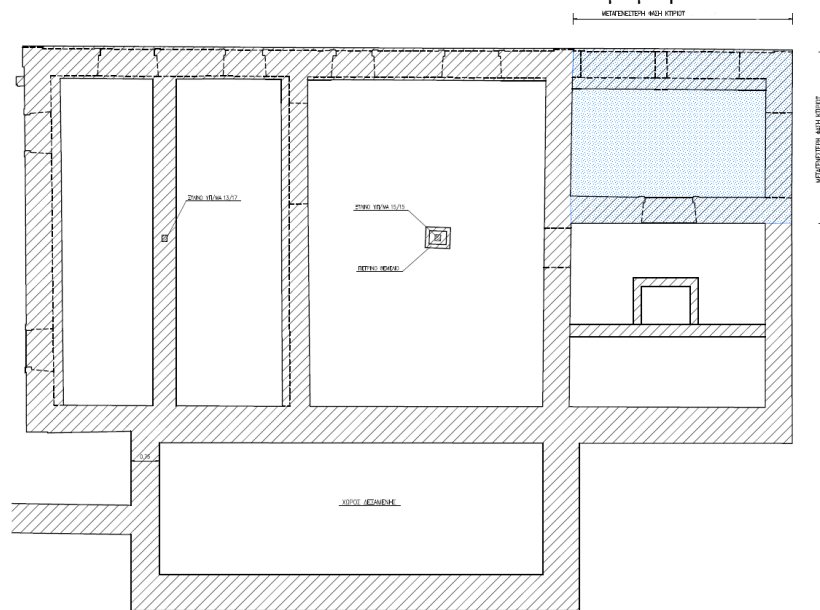
υποστώλωμα στηρίζεται σε λίθινο θεμέλιο, ενώ το άλλο στηρίζεται σε συνδετήρια λίθινη δοκό.



Εικόνα 3.30 Ανάδειξη θεμελίωσης φέρουσας λιθοδομής.



Εικόνα 3.31 Θεμελίωση ξύλινου υποστυλώματος με μικρό λίθινο πέδιλο.



Εικόνα 3.32 Κάτοψη στάθμης θεμελίωσης.

### 3.4 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

#### 3.4.1 Γενική παθολογία δομήματος

Το κτίριο βρίσκεται σήμερα σε κακή κατάσταση από στατικής απόψεως, λόγω σεισμικών καταπονήσεων κυρίως, αλλά και λόγω πλημμελούς κατασκευής του φορέα. Οι βλάβες είναι έντονες και στις δύο διευθύνσεις οπότε συμπεραίνεται ότι το κτίριο έχει δεχθεί σεισμούς ισχυρούς και στις δύο διευθύνσεις του. Ένας πολύ σημαντικός αριθμός ρωγμών εμφανίζεται στις φέρουσες λιθοδομές. Η βόρεια όψη έχει υποστεί τις περισσότερες βλάβες, καθώς έχει το μεγαλύτερο ποσοστό ανοιγμάτων και το μεγαλύτερο ελεύθερο ύψος. Η νότια όψη που ένα μέρος της είναι και υπόγειο και έχει και μικρότερο ποσοστό ανοιγμάτων βρίσκεται στην καλύτερη κατάσταση με ρωγμές λιγότερες μικρότερου εύρους.

Το τμήμα της μεταγενέστερης προσθήκης έχει υποστεί τις πιο δυσμενείς βλάβες με έντονες διαμπερείς ρωγμές μεγάλου εύρους σε μεγάλη πυκνότητα.

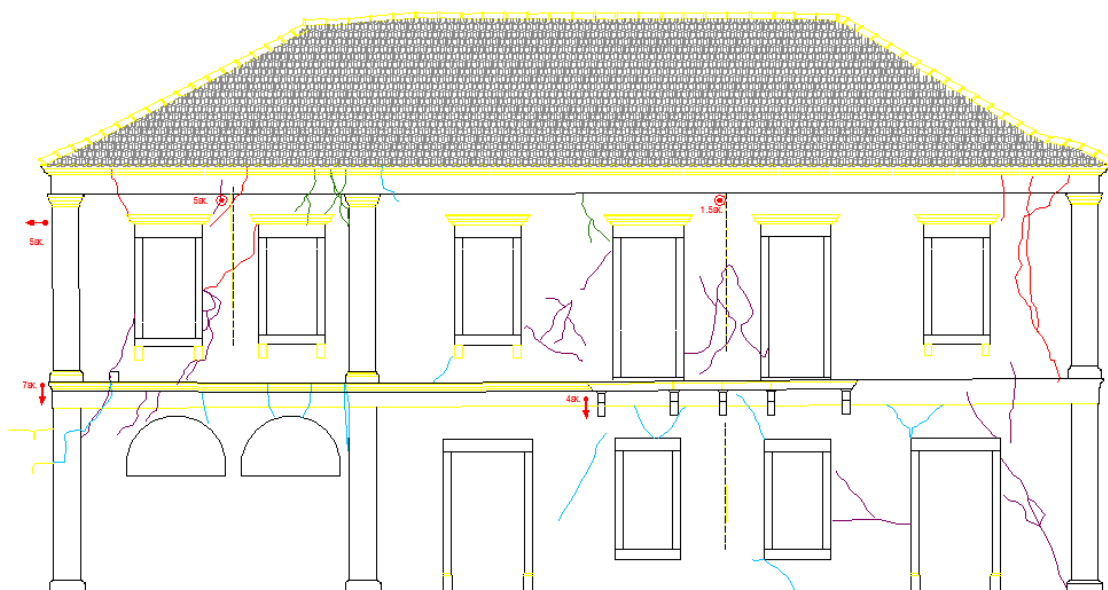
Οι τρεις περιμετρικοί τοίχοι, εκτός του νότιου τοίχου έχουν εμφανίσει οριζόντιες αποκλίσεις της άνω στάθμης των λιθοδομών από την κατακόρυφο προς το εξωτερικό του κτιρίου που κυμαίνονται από 1 έως 4.2 cm.

Όσον αφορά την ξύλινη στέγη, τα διαγώνια μέλη της έχουν υποστεί καθιζήσεις ορατές με γυμνό οφθαλμό, και για τον λόγο αυτό έχουν υποστηριχθεί πρόχειρα με ορθοστάτες. Το τμήμα της στέγης που αντιστοιχεί στην μεταγενέστερη προσθήκη έχει υποστεί σημαντικότερες ζημιές, αφενός μεν λόγω της προχειρότητας της κατασκευής του και αφετέρου λόγω της διάνοιξης οπής στην γωνία, από την οποία εισέρχονταν τα νερά της βροχής. Τα ξύλινα πατώματα δεν εμφανίζουν αστοχίες πλην κάποιων διαβρώσεων και παραμορφώσεων.

### 3.4.2 Αποτύπωση βλαβών δομήματος και ερμηνεία τους

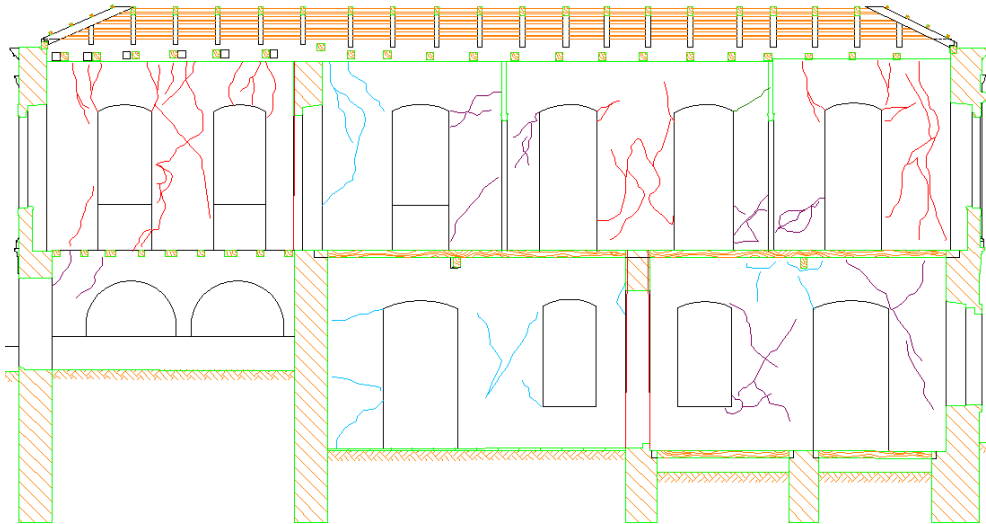
Παρακάτω παρουσιάζονται τα σχέδια όπου έχουν αποτυπωθεί οι ρωγμές και οι αποκλίσεις από την κατακόρυφο στις εξωτερικές και εσωτερικές όψεις του κτιρίου. Στα σχέδια αυτά οι ρωγμές έχουν ενταχθεί σε 4 κατηγορίες ως εξής:

- Μη διαμπερείς ρωγμές μεσαίου εύρους ( $w \leq 3\text{mm}$ ), με μπλε χρώμα.
- Μη διαμπερείς ρωγμές μεγάλου εύρους ( $w > 3\text{mm}$ ), με πράσινο χρώμα.
- Διαμπερείς ρωγμές μεγάλου εύρους ( $w \leq 10\text{mm}$ ), με μωβ χρώμα.
- Διαμπερείς ρωγμές διακοπής συνέχειας ( $w > 10\text{mm}$ ), με κόκκινο χρώμα.

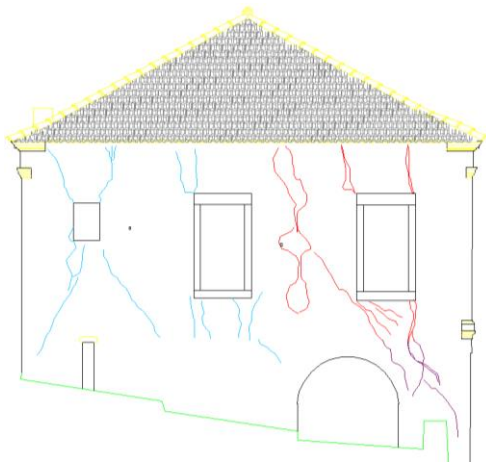


Εικόνα 3.33 Αποτύπωση βλαβών στο εξωτερικό της βόρειας όψης του κτιρίου.

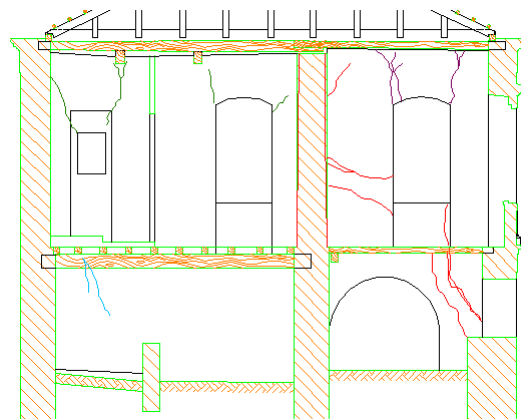




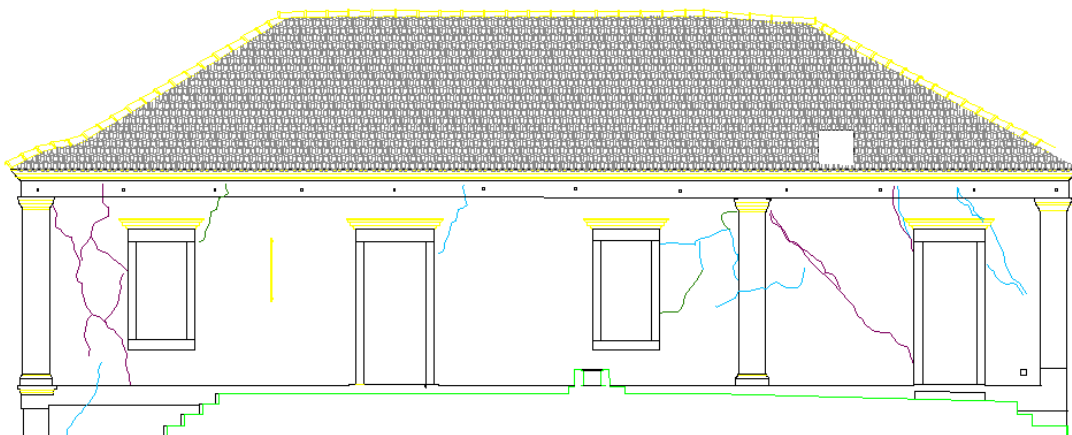
Εικόνα 3.34 Αποτύπωση βλαβών στο εσωτερικό της βόρειας όψης του κτιρίου.



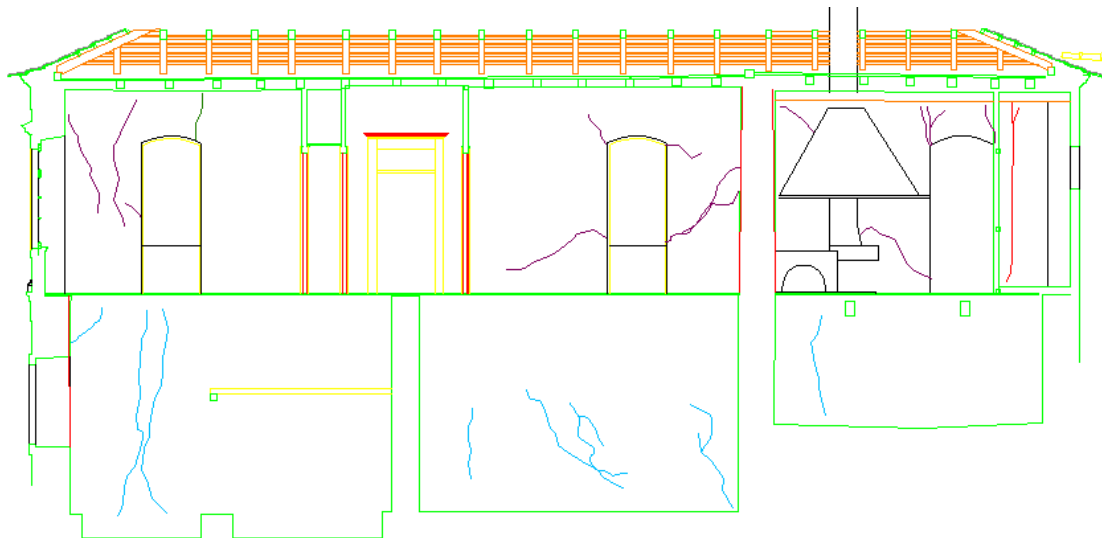
Εικόνα 3.35 Αποτύπωση βλαβών στο εξωτερικό της ανατολικής όψης του κτιρίου.



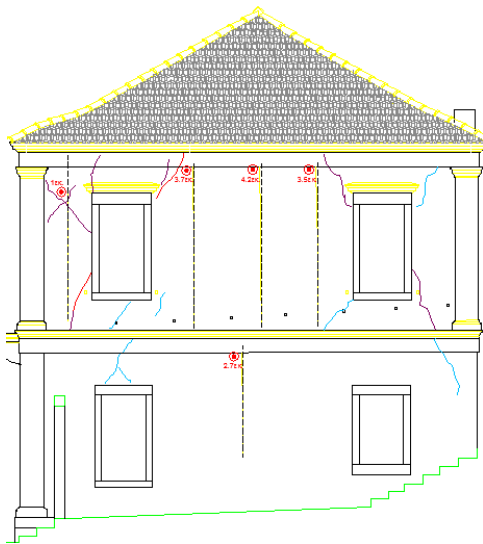
Εικόνα 3.36 Αποτύπωση βλαβών στο εσωτερικό της ανατολικής όψης του κτιρίου.



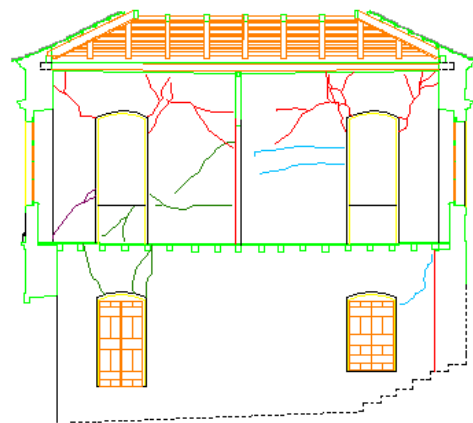
Εικόνα 3.37 Αποτύπωση βλαβών στο εξωτερικό της νότιας όψης του κτιρίου.



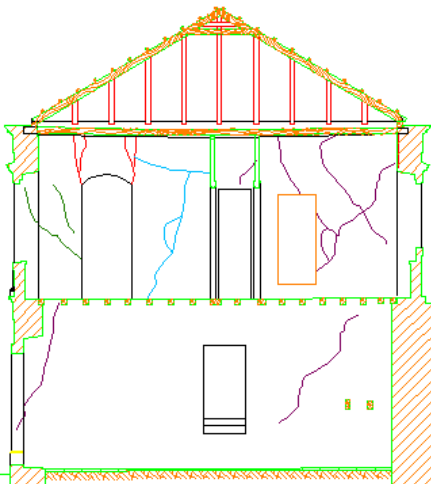
Εικόνα 3.38 Αποτύπωση βλαβών στο εσωτερικό της νότιας όψης του κτιρίου.



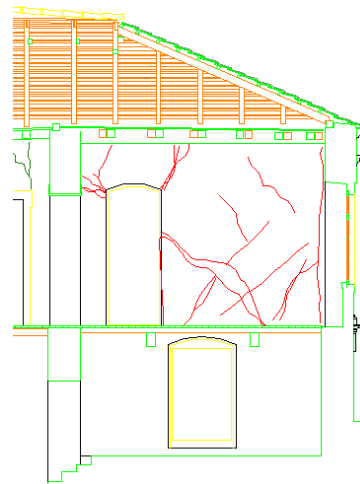
Εικόνα 3.39 Αποτύπωση βλαβών στο εξωτερικό της δυτικής όψης του κτιρίου.



Εικόνα 3.40 Αποτύπωση βλαβών στο εσωτερικό της δυτικής όψης του κτιρίου.



Εικόνα 3.41 Αποτύπωση βλαβών στον εσωτερικό εγκάρσιο τοίχο, που ένα μέρος του είναι σε επαφή με την προσθήκη.



Εικόνα 3.42 Αποτύπωση βλαβών στον εσωτερικό οριζόντιο τοίχο, που είναι σε επαφή με την προσθήκη.

Το εύρος των ρωγμών είναι μεγαλύτερο στο πάνω μέρος του κτιρίου. Στην Α' στάθμη υπάρχουν εγκάρσιοι τοίχοι από λιθοδομή που συμβάλλουν θετικά στην απόκριση των τοίχου εκτός του επιπέδου του καθώς λειτουργούν ως στήριξη για την τοιχοποιία. Αντίθετα στη Β' στάθμη οι εσωτερικοί τοίχοι είναι ξυλόπηκτοι μη συνδεδεμένοι με τους εγκάρσιους τους. Επίσης, ένα μέρος της Α' στάθμης είναι και εντός του εδάφους λόγω της κλίσης του.

Ακόμη, υπάρχει μια σχετική σύνδεση του ξύλινου πατώματος με την τοιχοποιία, καθώς δεν παρατηρείται λειτουργία τοίχου-διατμητικού προβόλου, χωρίς αυτό βέβαια να συνεπάγεται ότι υπάρχει διαφραγματική λειτουργία. Αυτό συμπεραίνεται γιατί οι περισσότερες ρωγμές εμφανίζονται στους πεσσούς μεταξύ των ανοιγμάτων, στην Α' στάθμη ειδικά, λόγω εντός επιπέδου καταπονήσεων και σταματούν στη θέση του δαπέδου της Β' στάθμης. Το ίδιο, ωστόσο δεν ισχύει και για την προσθήκη, όπου φαίνεται από τη μορφή των ρωγμών ότι δεν υπάρχει καμία σύνδεση του ξύλινου δαπέδου με τους φέροντες τοίχους, λόγω του κακού σχεδιασμού του ουσιαστικά μόνο με δευτερεύουσες δοκούς.

Η στέγη εδράζεται έκκεντρα στους φέροντες τοίχους και εξαιτίας αυτού οι ρωγμές στο εσωτερικό είναι περισσότερες και μεγαλύτερου εύρους. Ο συνδυασμός μεγάλων θλιπτικών φορτίων στο εσωτερικό με την κάμψη εντός επιπέδου λόγω του σεισμού έχει οδηγήσει σε πιο έντονες ρηγματώσεις. Για αυτό το λόγο στην άνω στάθμη υπάρχουν σε πολλές θέσεις ασθενή ανώφλια στα οποία έχουν δημιουργηθεί ρωγμές κάμψης μεγάλου εύρους κάθετες στη γένεση των τόξων των ανοιγμάτων. Η αστοχία αυτή θα μπορούσε να αποφευχθεί αν είχε γίνει κάποια ενίσχυση στα τόξα των ανοιγμάτων, όπως για παράδειγμα με ξύλινα στοιχεία.

Επίσης, η στέγη δεν είναι επαρκώς συνδεδεμένη με τη φέρουσα τοιχοποιία, λόγω της κακής διαμόρφωσης των ζευκτών της, οπότε δικαιολογούνται και οι αποκλίσεις από την κατακόρυφο προς το εξωτερικό του κτιρίου, στους τρεις περιμετρικούς τοίχους – βόρειο, δυτικό και ανατολικό - που έχουν ύψος 8m και έχουν καταπονηθεί έντονα εκτός του επιπέδου τους.

Στην προσθήκη επίσης μετρούνται παραμορφώσεις από το αρχικό κτίριο προς το εξωτερικό και υπάρχουν κατακόρυφες ρωγμές μεγάλου εύρους στη συμβολή των τοίχων. Από αυτά συμπεραίνεται ότι λόγω κακής σύνδεσης με τον υπόλοιπο φορέα το τμήμα της προσθήκης έχει λειτουργήσει ανεξάρτητα κατά τη διάρκεια του σεισμού, ώστε εμφανίζονται βλάβες από εκτός επιπέδου καταπονήσεις.

Στις γωνίες του κτιρίου υπάρχουν έντονες ρηγματώσεις κατακόρυφες σε γενικές γραμμές, άρα οφείλονται σε εκτός επιπέδου παραμορφώσεις των εγκάρσιων τοίχων. Οι ρωγμές αυτές υποδεικνύουν ότι η σύνδεση των τοίχων δεν είναι επαρκής παρόλο που υπάρχουν στο εξωτερικό οι λαξευμένοι λίθοι καλής ποιότητας. Οι λίθοι αυτοί δεν έχουν συνδεθεί ικανοποιητικά με την

αργολιθοδομή και δεν έχει γίνει αλληλεμπλοκή των λίθων και στις εσωτερικές γωνίες του κτιρίου, οπότε έχουν δημιουργηθεί αστοχίες.

Τα διαγώνια μέλη της στέγης παρουσίασαν σημαντικά βέλη κάμψης, λόγω της ανεπαρκούς διατομής τους, σε συνδυασμό με την πυκνότητα των ορθοστατών κατά μήκος τους. Η πλήρης αστοχία της στέγης της μεταγενέστερης προσθήκης οφείλεται στον πλημμελή τρόπο κατασκευής της, με τους ελκυστήρες να μην εισέρχονται στην μάζα της λιθοδομής, αλλά να στηρίζονται σε έναν ξύλινο στρωτήρα. Ρωγμές υπάρχουν και στις οροφογραφίες, λόγω καθιζήσεων των ελκυστήρων.

- Φωτογραφίες με τις σημαντικότερες βλάβες του κτιρίου



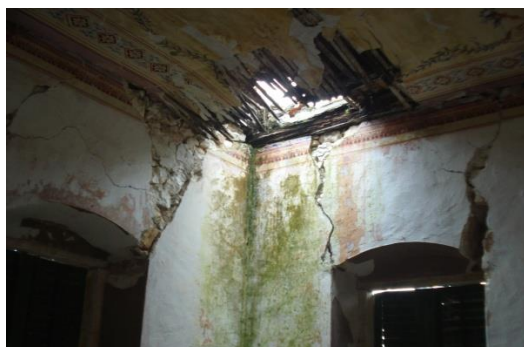
Εικόνα 3.43 Ρωγμές λόγω τέμνουσας και κάμψης εκτός επιπέδου στο τμήμα της προσθήκης.



Εικόνα 3.44 Κατακόρυφη ρωγμή λόγω εκτός επιπέδου κάμψης στη βόρεια όψη.



Εικόνα 3.45 Κατακόρυφες ρωγμές λόγω εντός επιπέδου κάμψης στην ανατολική όψη.



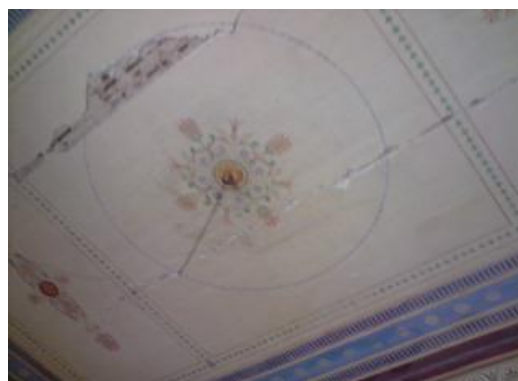
Εικόνα 3.46 Ρωγμές λόγω κάμψης εντός επιπέδου στα ανώφλια της προσθήκης και μερική κατάρρευση της στέγης.



Εικόνα 3.47 Χιαστί ρωγμή λόγω εντός επιπέδου διάτμησης στον πεσσό της προσθήκης.



Εικόνα 3.48 Τμηματική κατάρρευση της στέγης στο τμήμα της προσθήκης. Φαίνεται η ανεπαρκής σύνδεση της στέγης με τον τοίχο.



Εικόνα 3.49 Ρωγμές οροφογραφίας.

## 4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ - [ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ]

### 4.1 ΥΛΙΚΑ-ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

- Υλικά
  - Φέρουσα τοιχοποιία:
    - Θλιπτική αντοχή : 4.40MPa
    - Εφελκυστική αντοχή : 0.40MPa
    - Μέτρο ελαστικότητας : 3300 MPa
    - Συντελεστής Poisson : 0.20
  - Φέρουσα τοιχοποιία προσθήκης:
    - Θλιπτική αντοχή : 3.30MPa
    - Εφελκυστική αντοχή : 0.30MPa
    - Μέτρο ελαστικότητας : 2500 MPa
    - Συντελεστής Poisson : 0.20
  - Δομική ξυλεία:
    - Θλιπτική αντοχή : 18 MPa
    - Εφελκυστική αντοχή : 11 MPa
    - Μέτρο ελαστικότητας : 9000 MPa
    - Συντελεστής Poisson : 0.30
  - Μάρμαρο εξώστη:
    - Μέτρο ελαστικότητας : 31000 MPa
    - Συντελεστής Poisson : 0.2

Οι θλιπτικές αντοχές της τοιχοποιίας υπολογίστηκαν από τη σχέση Σ6.3 του ΚΑΔΕΤ  $f_{wc} = \xi \left[ \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right] + \lambda f_{mc}$  που ισχύει για χαμηλής αντοχής λιθοδομή και στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές που έχουν επιλεγεί για τις παραμέτρους που επηρεάζουν την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας του κυρίως κτιρίου και της προσθήκης. Η εφελκυστική αντοχή λήφθηκε ίση με το 9% της θλιπτικής και για το μέτρο ελαστικότητας ένας μέσος όρος των ακραίων τιμών που προτείνονται από τον ΚΑΔΕΤ.

Παράμετροι	Τοιχοποιία κυρίως κτιρίου		Τοιχοποιία προσθήκης	
$\lambda$	0.5;1	0.5	0.5;1	0.5
$f_0$ (Mpa)	1.5;2.5	1.75	1.5;2.5	1.75
$K_0$	0.3		0.3	
$K$	$V_m/V_w$	0.3	$V_m/V_w$	0.35
$\xi$	1		0.85106383	
$f_{bc}$ (Mpa)	60		50	
$f_{mc}$ (Mpa)	2		1.75	
$f_{wc}$ (Mpa)	4.413977795		3.267272517	

Πίνακας 4.1 Παράμετροι που επιλέγονται για τον υπολογισμό των θλιπτικών αντοχών της τοιχοποιίας.

- Φορτία σχεδιασμού
  - a. Μόνιμα φορτία
    - Ίδιο βάρος τοιχοποιίας : 27 KN/m<sup>3</sup>

- Ίδιο βάρος δομικής ξυλίας : 5.0 KN/m<sup>3</sup>
- Επικαλύψεις δαπέδων : 1.5 KN/m<sup>2</sup>
- Επικαλύψεις στέγης : 0.5 KN/m<sup>2</sup>
- Ίδιο βάρος γαιών : 20 KN/m<sup>3</sup>
- Γωνία τριβής εδάφους : 30°, Ko=0.5

**b. Ωφέλιμα κινητά φορτία**

- Ωφέλιμο Φορτίο δαπέδων : 2.0 KN/m<sup>2</sup> κατά EC-1-1
- Ωφέλιμο Φορτίο εξώστη : 5.0 KN/m<sup>2</sup> κατά EC-1-1
- Φορτίο χιονιού : 0.3 KN/m<sup>2</sup> κατά EC-1-3
- Πίεση ανέμου : 2.0 KN/m<sup>2</sup> κατά EC-1-4
- Συντ. συνδ. φορτίου χιονιού :  $\psi_0 = 0.50$
- Συντ. συνδ. δράσεων αν/σης :  $\psi_0 = 0.60$

**c. Σεισμικότητα**

- Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας : Z 3 κατά EC-8
- Σπουδαιότητα Κτιρίου Σ2 :  $\gamma_I = 1$
- Κατηγορία Εδάφους : C, [ $T_B = 0.20s, T_C = 0.60s, S = 1.15$ ]
- Συντ. Σεισμ. Συμπεριφοράς :  $q = 1.20$
- Απόσβεση :  $\zeta = 5\%$
- Συντ. σεισμικού συνδυασμού :  $\psi_2 = 0.30$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς επιλέγεται 1.20 για στάθμη επιτελεστικότητας Β. Παρακάτω φαίνονται οι πίνακες που συμπεριλαμβάνονται στον ΚΑΔΕΤ για την επιλογή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς.

Πίνακας 4.1: Τιμές του λόγου  $q^*/q'$  αναλόγως του στόχου επανελέγχου

Στάθμη επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης
(Α)	(Β)	(Γ)
0,6 πάντως δε 1,0 < $q^* < 1,5$	1,0	1,4

Πίνακας Σ 4.3 : Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q'$  για την στάθμη επιτελεστικότητας Β (προστασία ζωής)

ΤΟΙΧΟΔΟΜΕΣ	ΟΥΣΙΩΔΕΙΣ ΒΛΑΒΕΣ (ΚΑΙ ΦΘΟΡΕΣ) ΣΕ ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	
	ΝΑΙ	ΟΧΙ
ΑΟΠΛΕΣ	1,20	1,50
ΔΙΑΖΩΜΑΤΙΚΕΣ	1,50	2,00

Πίνακας 4.2 Πίνακες που περιλαμβάνονται στον ΚΑΔΕΤ για την επιλογή του δείκτη συμπεριφοράς κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό.



Εικόνα 4.1 Φάσμα Σεισμικού Σχεδιασμού κατά EC-8.

- Συνδυασμοί Φορτίσεων
- a. Οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS – Ultimate Limit State)

*Φορτίο δαπέδου (ULS<sub>Q</sub>) :*

- $1.35 \times G + 1.50 \times Q$
- $1.35 \times G + 1.50 \times Q + 0.9 \times (WN_1 + WN_2)$
- $1.35 \times G + 1.50 \times Q + 0.75 \times S$

*Κυρίαρχη δράση το χιόνι S (ULS<sub>SN</sub>) :*

- $1.35 \times G + 1.50 \times SN + 1.05 \times Q$
- $1.35 \times G + 1.50 \times SN + 1.05 \times Q + 0.90 \times (WN_1 + WN_2)$

*Κυρίαρχη δράση το φορτίο ανέμου WN (ULS<sub>WN</sub>):*

- $1.35 \times G + 1.50 \times (WN_1 + WN_2) + 1.05 \times Q$
- $1.35 \times G + 1.50 \times (WN_1 + WN_2) + 1.05 \times Q + 0.75 \times S$

b. Σεισμική φόρτιση (Eq - Earthquake)

- $1.00 \times G + 0.30 \times Q + E_{dx} + 0.30 \times E_{dy}$
- $1.00 \times G + 0.30 \times Q + E_{dy} + 0.30 \times E_{dx}$

c. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS – Serviceability Limit State)

*Κυρίαρχη δράση το ωφέλιμο φορτίο Q (SLS<sub>Q</sub>):*

- $1.00 \times G + 1.00 \times Q$

- $1.00 \times G + 1.00 \times Q + 0.50 \times SN$
- $1.00 \times G + 1.00 \times Q + 1.00 \times 0.60 \times (WN_1 + WN_2)$

*Κυρίαρχη δράση το χιόνι SN (SLS\_SN):*

- $1.00 \times G + 1.00 \times SN + 0.70 \times Q$

*Κυρίαρχη δράση ο άνεμος WN (SLS\_WN):*

- $1.00 \times G + (W_1 + W_2) + 0.70 \times Q$
- $1.00 \times G + (W_1 + W_2) + 0.70 \times Q + 0.50 \times S$

Στο παράρτημα παρουσιάζεται αναλυτικά ο τρόπος υπολογισμού του φορτίου του ανέμου και του χιονιού σύμφωνα με των Ευρωκώδικα 1.

## 4.2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ABAQUS

Για την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ABAQUS, που είναι πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων με πολλές δυνατότητες και χρησιμοποιείται ευρέως από τον επιστημονικό κόσμο.

### Οι μονάδες μέτρησης

Στο ABAQUS δεν ορίζονται συγκεκριμένες μονάδες μέτρησης όπως γίνεται σε άλλα προγράμματα. Για αυτό το λόγο πριν γίνει οποιαδήποτε ανάλυση πρέπει να επιλέγονται μονάδες, οι οποίες ανήκουν σε ένα ενιαίο και σταθερό σύστημα μονάδων χωρίς συντελεστές μετατροπής, όπως είναι τα παρακάτω που ακολουθούν.

Quantity	SI	SI (mm)	US Unit (ft)	US Unit (inch)
Length	m	mm	ft	in
Force	N	N	lbf	lbf
Mass	kg	tonne (10 <sup>3</sup> kg)	slug	lbf s <sup>2</sup> /in
Time	s	s	s	s
Stress	Pa (N/m <sup>2</sup> )	MPa (N/mm <sup>2</sup> )	lbf/ft <sup>2</sup>	psi (lbf/in <sup>2</sup> )
Energy	J	mJ (10 <sup>-3</sup> J)	ft lbf	in lbf
Density	kg/m <sup>3</sup>	tonne/mm <sup>3</sup>	slug/ft <sup>3</sup>	lbf s <sup>2</sup> /in <sup>4</sup>

Εικόνα 4.2 Συστήματα μονάδων μέτρησης.

Στην παρούσα εργασία έχει χρησιμοποιηθεί το σύστημα μονάδων SI και συγκεκριμένα η πρώτη στήλη από τον παραπάνω πίνακα, που αφορά τα μέτρα και Pascal. Οπότε, όλα τα αποτελέσματα που έχουν προκύψει αντιστοιχούν στις συγκεκριμένες μονάδες μέτρησης.

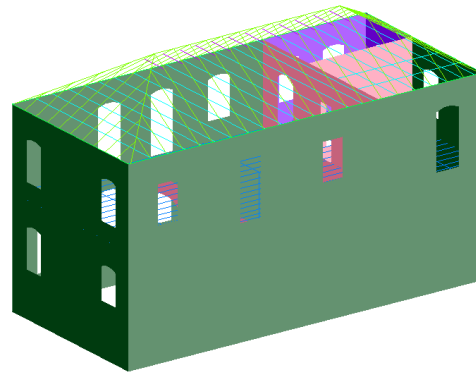
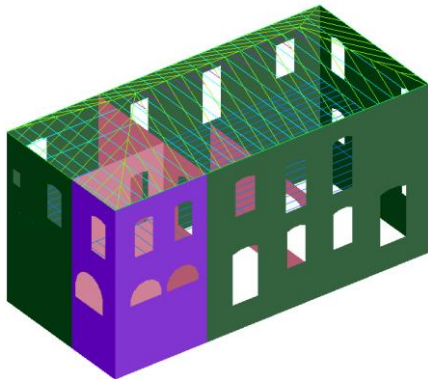
### Οι βαθμοί ελευθερίας

Για την περιγραφή των βαθμών ελευθερίας χρησιμοποιούνται δείκτες. Στη μετακίνηση κατά X, Y, Z αντιστοιχούν οι δείκτες 1, 2, 3 αντίστοιχως. Για περιστροφή γύρω από τον άξονα X, Y, Z οι δείκτες που χρησιμοποιούνται είναι 4, 5, 6 αντίστοιχα.



### Γεωμετρία φορέα

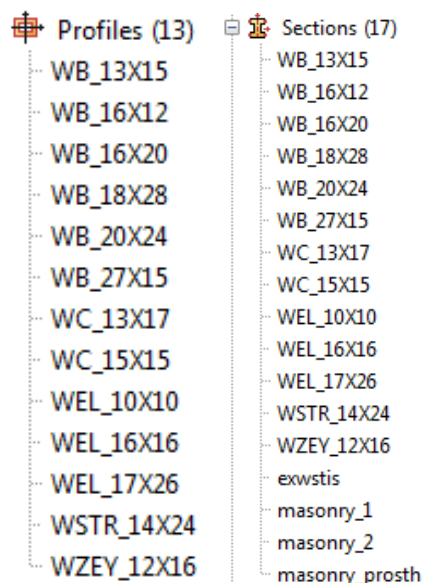
Αρχικά, ο φορέας σχεδιάστηκε στο πρόγραμμα AutoCAD 3D με τη χρήση επιφανειών και γραμμών. Στο μοντέλο αυτό οι επιφάνειες (surfaces) αντιπροσωπεύουν τους φέροντες τοίχους και οι γραμμές (lines) τις ξύλινες δοκούς και υποστυλώματα.



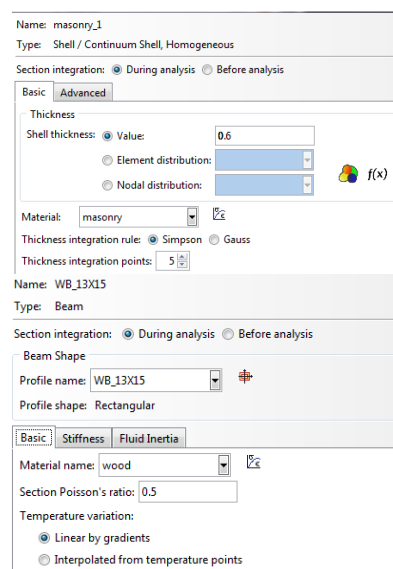
Εικόνα 4.3 Στερεοσκοπική απεικόνιση μοντέλου εκ της βορειοανατολικής όψης στο AutoCAD 3D.

Εικόνα 4.4 Στερεοσκοπική απεικόνιση μοντέλου εκ της νοτιοδυτικής όψης στο AutoCAD 3D.

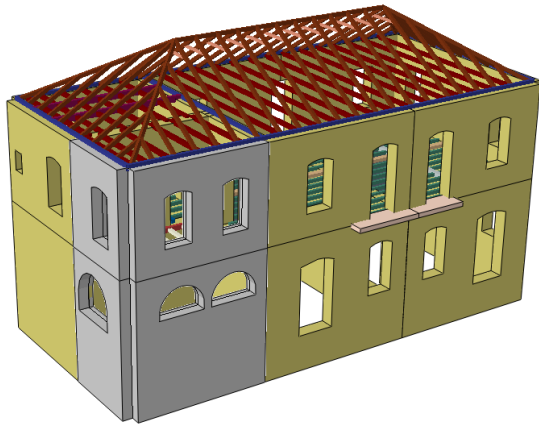
Δημιουργήθηκαν τέσσερα διαφορετικά μέρη (parts), τα οποία εισήχθησαν στο πρόγραμμα ABAQUS από το AutoCAD ως αρχεία .iges. Τα μέρη αυτά είναι η κυρίως τοιχοποιία, η τοιχοποιία της προσθήκης, τα ξύλινα στοιχεία του δαπέδου του Α' ορόφου και τα ξύλινα στοιχεία της στέγης. Ορίστηκαν στη συνέχεια τα υλικά του φορέα όπως περιγράφηκαν στις παραδοχές της μελέτης. Επόμενο βήμα ήταν ο ορισμός της γεωμετρίας των διατομών των ξύλινων στοιχείων (profiles) και μετά των διατομών του φορέα (sections). Η φέρουσα τοιχοποιία προσομοιώθηκε με επιφανειακά στοιχεία ομογενούς διατομής (shell, homogeneous), τα οποία παραλαμβάνουν μεμβρανικές και καμπτικές δυνάμεις. Τα ξύλινα στοιχεία προσομοιώθηκαν με γραμμικά μέλη δοκών (beam), τα οποία έχουν έξι βαθμούς ελευθερίας.



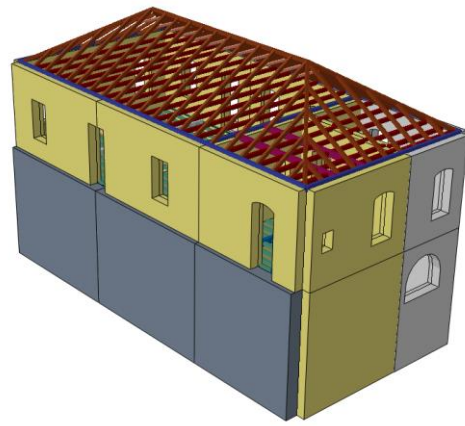
Εικόνα 4.5 Profiles και sections που ορίστηκαν στο λογισμικό ABAQUS.



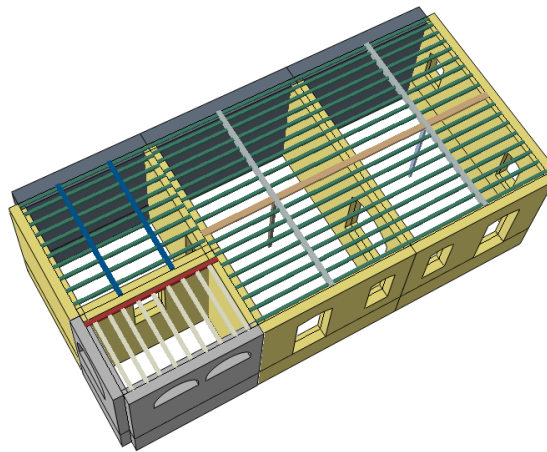
Εικόνα 4.6 Ορισμός διατομής τοιχοποιίας και ξύλινης δοκού.



Εικόνα 4.7 Στερεοσκοπική απεικόνιση προσομιώματος εκ της βορειοανατολικής όψης με ένδειξη διατομών με διαφορετικό χρώμα.

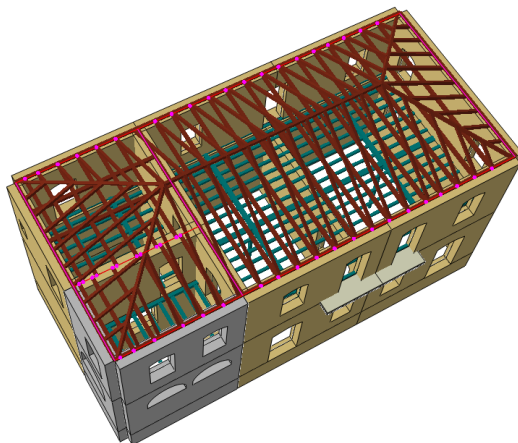


Εικόνα 4.8 Στερεοσκοπική απεικόνιση προσομιώματος εκ της νοτιοανατολικής όψης με ένδειξη διατομών με διαφορετικό χρώμα.

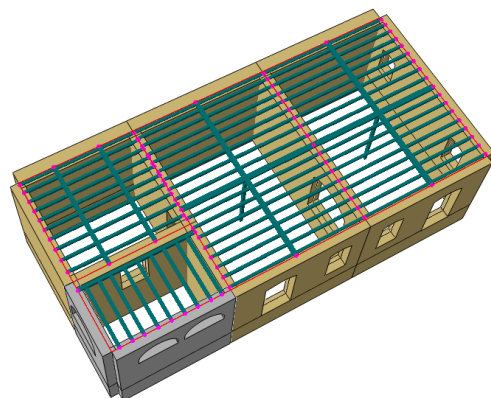


4.9 Στερεοσκοπική απεικόνιση κάτω στάθμης προσομιώματος με ένδειξη διατομών με διαφορετικό χρώμα.

Οι διατομές της εξωτερικής φέρουσας τοιχοποιίας ορίστηκαν έτσι ώστε ο στρωτήρας να εδράζεται έκκεντρα στην εσωτερική πλευρά της. Για τη σύνδεση των διαφορετικών parts επιβλήθηκε ο περιορισμός (constraint) tie. Με την εντολή αυτή ενώνονται οι επιφάνειες ή οι περιοχές κόμβων δύο διαφορετικών μερών, ώστε να μην υπάρχει σχετική μετακίνηση μεταξύ τους. Για την ακρίβεια ενώνονται οι κόμβοι των πεπερασμένων στοιχείων κάθε μέρους.



Εικόνα 4.10 Ορισμός constraint (tie) στέγης και ελκυστήρων με τη φέρουσα τοιχοποιία.

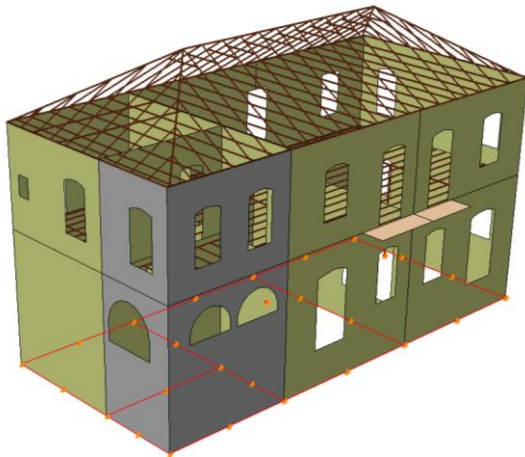


Εικόνα 4.11 Ορισμός constraint (tie) δοκών δαπέδου Α' ορόφου με τη φέρουσα τοιχοποιία.

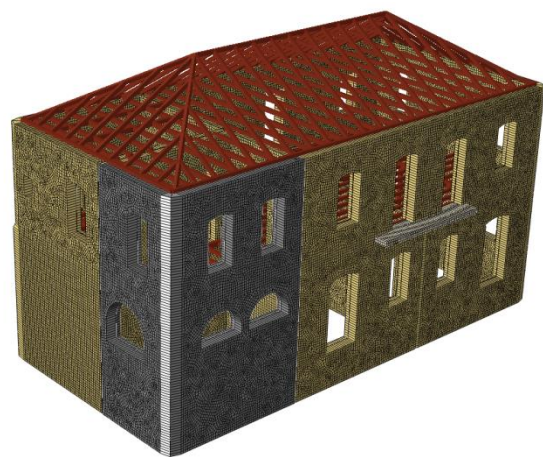
Στο προσομοίωμα δεν περιγράφηκε η υπόγεια δεξαμενή που βρίσκεται σε επαφή με την κάτω στάθμη της νότιας όψης του κτιρίου, η λίθινη συνδετήρια δοκός θεμελίωσης και το ξύλινο δάπεδο του ισογείου. Ακόμη, δεν προσομοιώθηκαν οι τεγίδες της στέγης. Τα παραπάνω είναι δυσμενείς παραδοχές που έχουν γίνει χάριν απλοποίησης του τελικού μοντέλου στο οποίο θα πραγματοποιηθεί μη γραμμική δυναμική ανάλυση.

#### Στήριξη και διακριτοποίηση του φορέα

Θεωρήθηκε ότι η τοιχοποιία της κάτω στάθμης της νότιας όψης βρίσκεται εντός του εδάφους και ότι η στήριξη της τοιχοποιίας είναι αρθρωτή σε 1.5m ύψος από τη στάθμη του ισογείου. Η διακριτοποίηση των επιφανειακών στοιχείων των φερόντων τοίχων έχει γίνει με τετρακομβικά στοιχεία S4R και όχι με οκτακομβικά S8R τα οποία είναι πιο ακριβή για εξοικονόμηση χρόνου των αναλύσεων. Η διακριτοποίηση έγινε ανά 0.1m στην τοιχοποιία και ανά 0.5m στα ξύλινα στοιχεία.



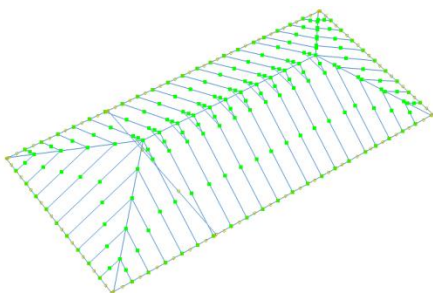
4.12 Ένδειξη στήριξης φορέα με κόκκινο χρώμα. Στην εικόνα φαίνονται τα υλικά του φορέα με διαφορετικό χρώμα.



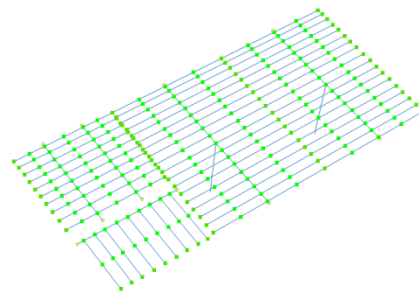
Εικόνα 4.13 Διακριτοποίηση φορέα.

#### Μάζα και φορτία του φορέα

Το λογισμικό ABAQUS σαν προεπιλογή υπολογίζει τη μάζα του φορέα από τα ίδια βάρη των υλικών. Για να ληφθούν υπόψη οι επικαλύψεις και τα κινητά φορτία όπως ορίζεται από τον κανονισμό (G+0.3Q) προστέθηκε στο δάπεδο του Α' ορόφου και στη στέγη μάζα χωρίς μηχανικά χαρακτηριστικά (nonstructural mass).

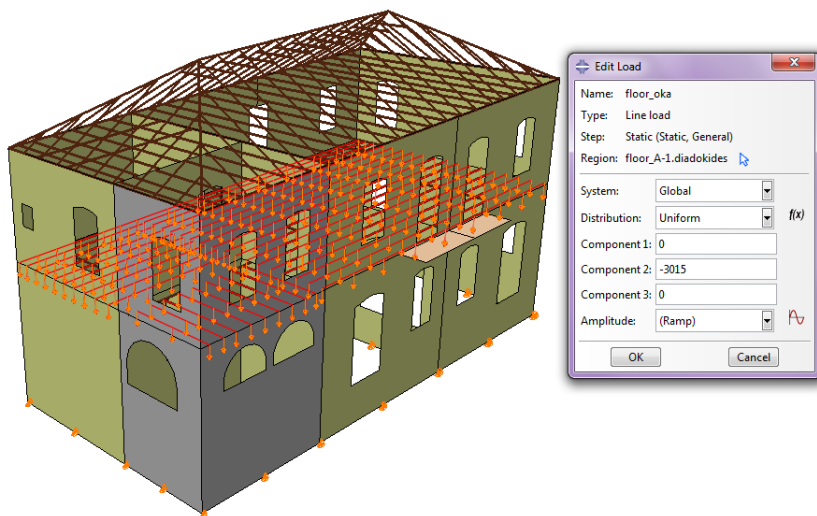


Εικόνα 4.14 Πρόσθετη μάζα στη στέγη φαίνεται με πράσινο χρώμα.

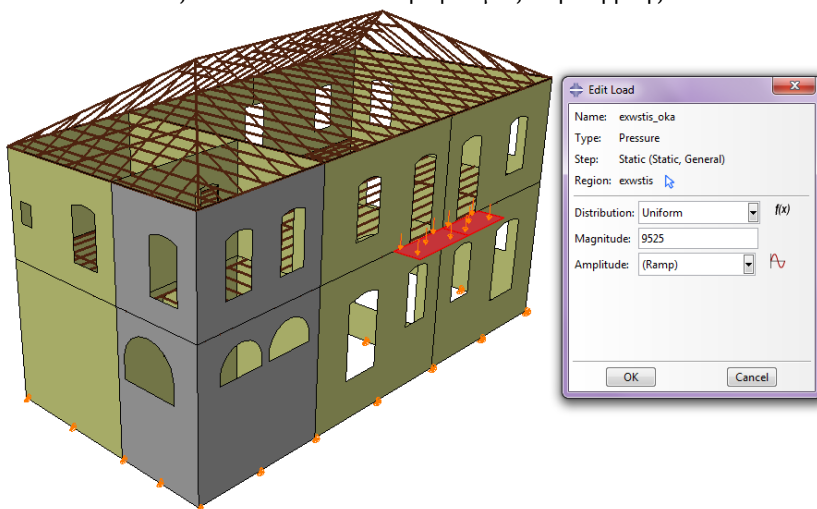


Εικόνα 4.15 Πρόσθετη μάζα στο δάπεδο του Α' ορόφου φαίνεται με πράσινο χρώμα.

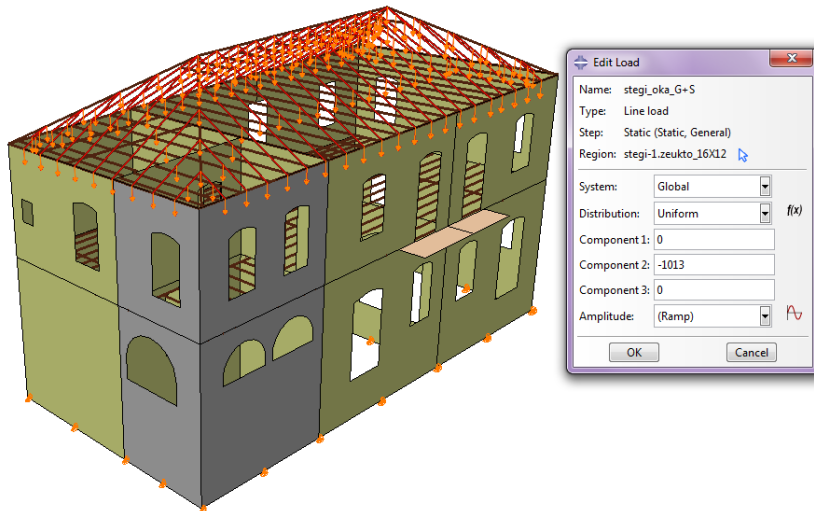
Έχουν επιβληθεί στο φορέα τα μόνιμα και κινητά φορτία. Το ίδιο βάρος υπολογίζεται από το πρόγραμμα, ενώ τα μόνιμα και κινητά φορτία του ξύλινου δαπέδου του Α' ορόφου και της στέγης εισάγονται ως γραμμικά φορτία (line load) στις ξύλινες δοκούς. Η πίεση του ανέμου στην τοιχοποιία, όπως και η ώθηση των γαιών εισάγεται ως πίεση (pressure) ανά  $m^2$  επιφάνειας τοίχου. Το φορτίο του ανέμου εισάγεται ταυτόχρονα στη X και Z διεύθυνση σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 με τους αντίστοιχους συντελεστές ανά όψη. Κρίσιμη είναι η μεγάλη πλευρά του κτιρίου, οπότε σε αυτήν εισάγεται ο άνεμος με μεγαλύτερο συντελεστή. Το φορτίο των γαιών επιβάλλεται ως τριγωνική πίεση αφότου έχει οριστεί στο πρόγραμμα εξίσωση συναρτήσε του ύψους του τοίχου. Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά οι τιμές των φορτίων τα οποία έχουν επιβληθεί με συντελεστές για την οριακή κατάσταση αστοχίας.



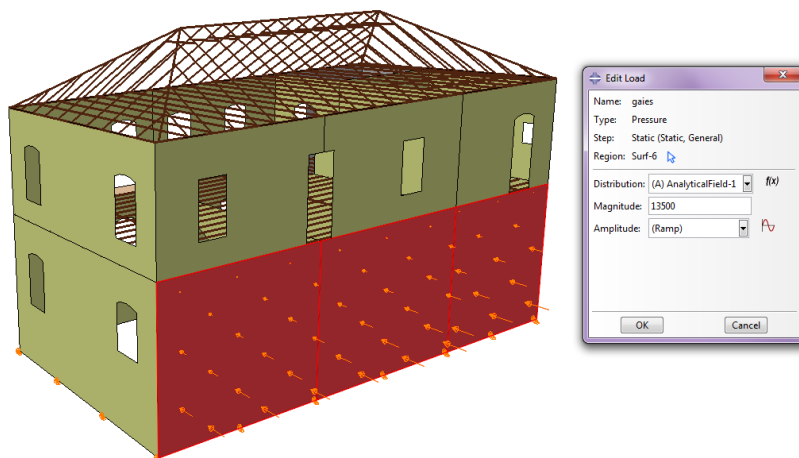
Εικόνα 4.16 Επιβολή μόνιμων και κινητών φορτίων ( $1.35G+1.5Q$ ) στις ξύλινες δοκούς του δαπέδου του Α' ορόφου με ζώνη επιρροής 0.6m.



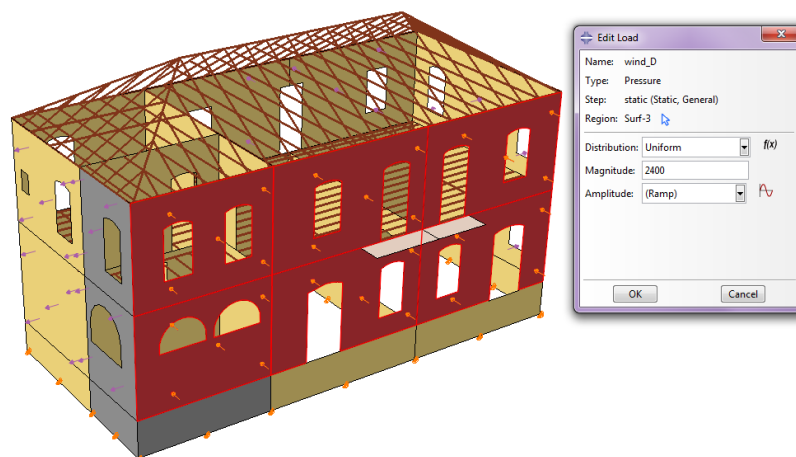
Εικόνα 4.17 Επιβολή μόνιμων και κινητών φορτίων ( $1.35G+1.5Q$ ) στον μαρμάρινο εξώστη.



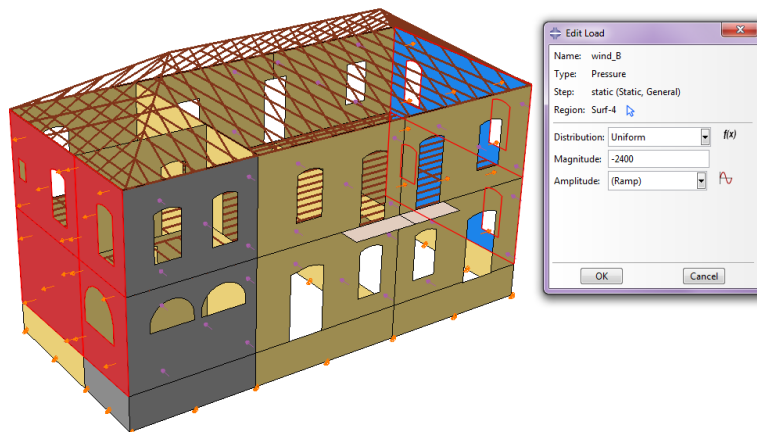
Εικόνα 4.18 Επιβολή μόνιμων και κινητών φορτίων ( $1.35G+1.5Q$ ) στις ξύλινες δοκούς της στέγης με ζώνη επιρροής 0.9m.



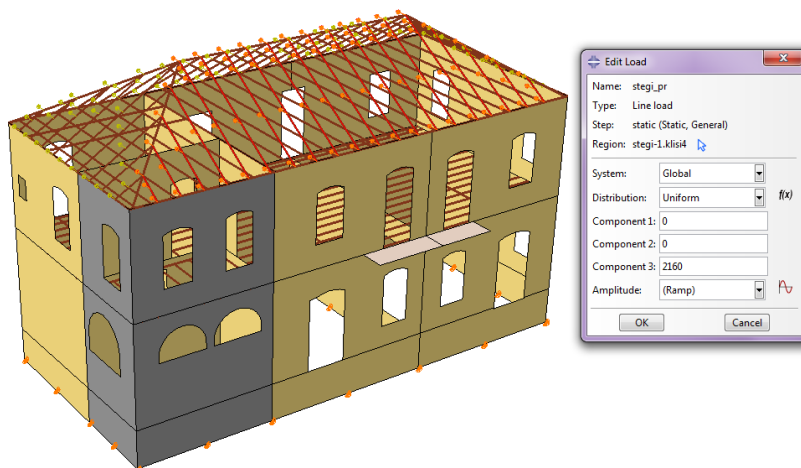
Εικόνα 4.19 Επιβολή στατικής πίεσης γαιών. Στη βάση  $0.5 \cdot 20 \cdot 5.7 = 57 \text{KN/m}^2$ .



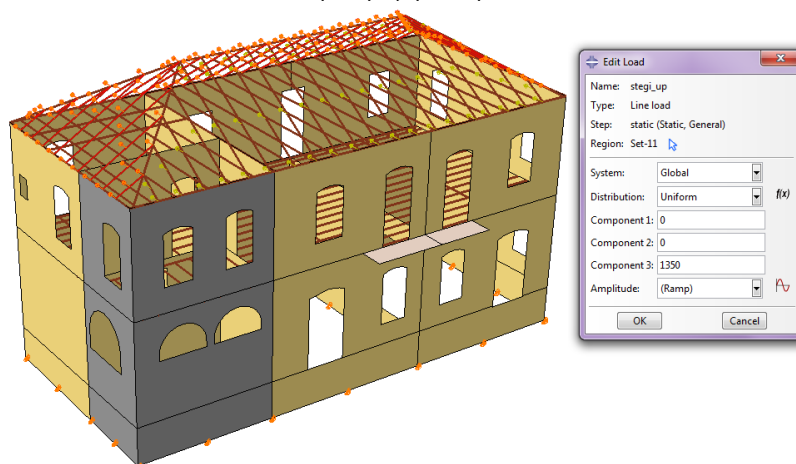
Εικόνα 4.20 Επιβολή φορτίου ανέμου στη βόρεια όψη του κτιρίου.



Εικόνα 4.21 Επιβολή φορτίου ανέμου στη δυτική και ανατολική όψη του κτιρίου.



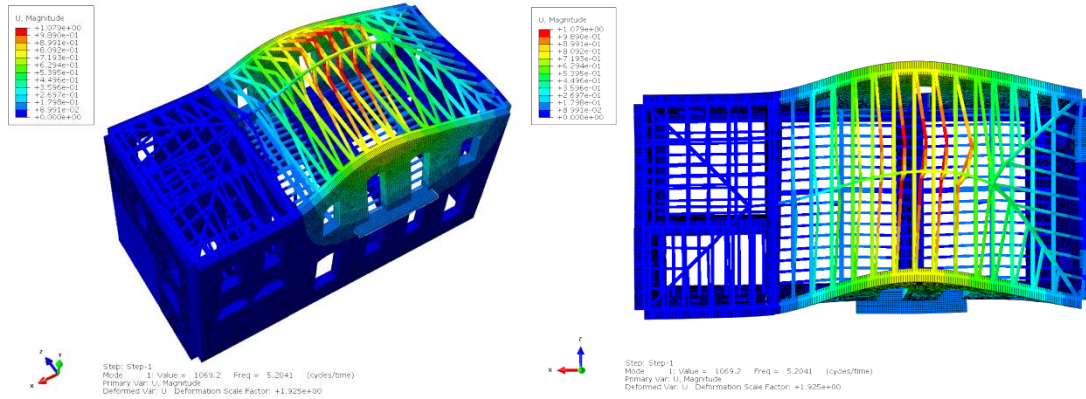
Εικόνα 4.22 Επιβολή φορτίου ανέμου στις ξύλινες δοκούς της στέγης στην προσήνεμη πλευρά.



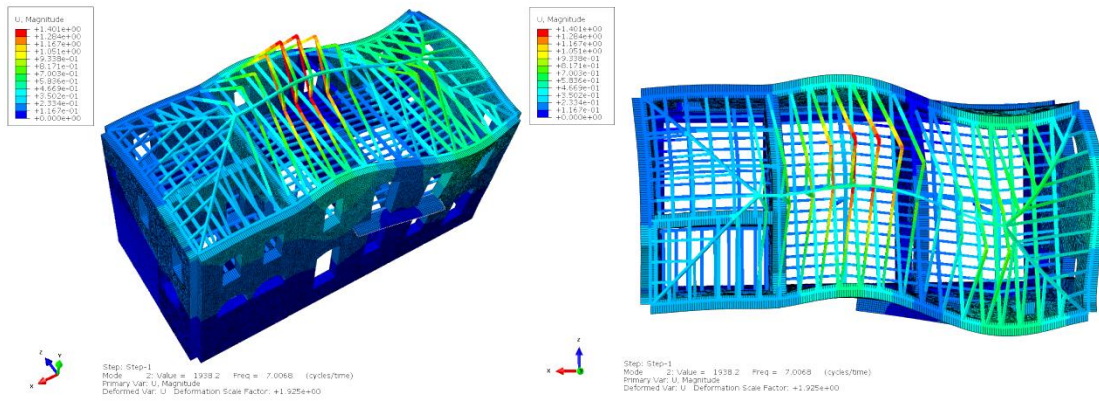
Εικόνα 4.23 Επιβολή φορτίου ανέμου στις ξύλινες δοκούς της στέγης στην υπήνεμη πλευρά.

### 4.3 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

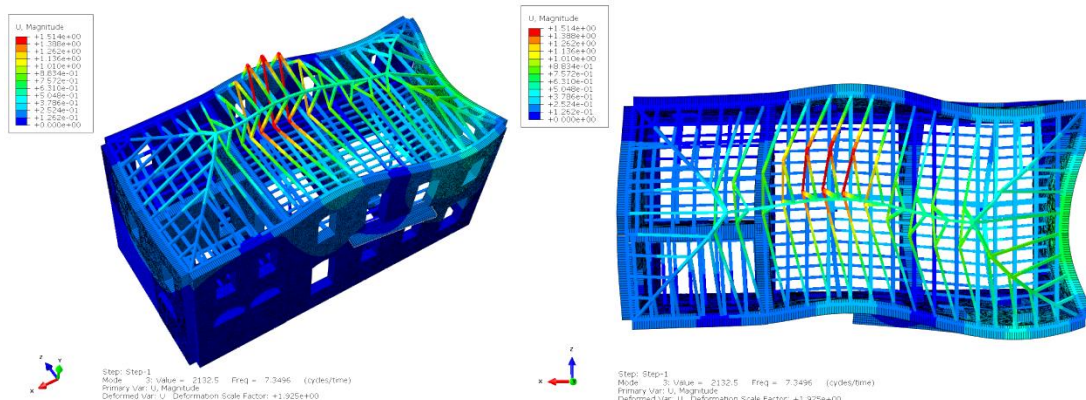
Παρακάτω παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου. Για να ληφθεί υπόψη το 75% της μάζας που ορίζεται από τον ΚΑΔΕΤ υπολογίζονται οι 100 πρώτες ιδιομορφές. Αυτό συμβαίνει εξαιτίας της έλλειψης διαφραγματικής λειτουργίας με συνέπεια να προκύπτουν πολλές ιδιομορφές, στις οποίες συμμετέχουν μόνο οι ξύλινες δοκοί, που έχουν μικρή μάζα.



Εικόνα 4.24 1<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.19s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά Z 20%.



Εικόνα 4.25 2<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.143s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά X 11% και κατά Z 3%, στρεπτική περί τον Y.



Εικόνα 4.26 3<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.135s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά X 26%.

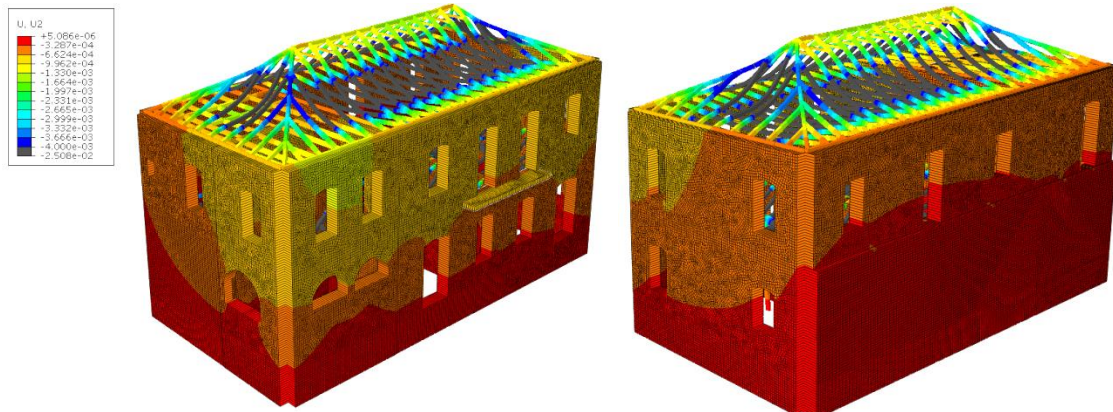
Είναι σαφές από την ιδιομορφική ανάλυση ότι πρόκειται για δύσκαμπτο κτίριο και μάλιστα η ιδιοπερίοδος του βρίσκεται στο οριζόντιο πλατό του σεισμικού φάσματος του Ευρωκώδικα 8, γεγονός ιδιαίτερα δυσμενές για την απόκριση του

φορέα. Ακόμη, παρατηρείται από την πρώτη ιδιομορφή του κτιρίου ότι η έλλειψη οριζόντιου διαφράγματος όπως και του κάθετου εσωτερικού τοίχου στον Α' όροφο είναι πολύ αρνητική για τον τοίχο της μεγάλης πλευράς του Α' ορόφου και αναμένεται στη βόρεια όψη ειδικά με τα πολλά ανοίγματα να παρουσιάζονται βλάβες όπως συμβαίνει και στην πραγματικότητα. Επίσης, από την τρίτη ιδιομορφή φαίνεται ότι ο τοίχος της δυτικής όψης μπορεί και ταλαντώνεται ανεξάρτητα και πάλι λόγω της έλλειψης οριζόντιου διαφράγματος στη στάθμη της στέψης του τοίχου.

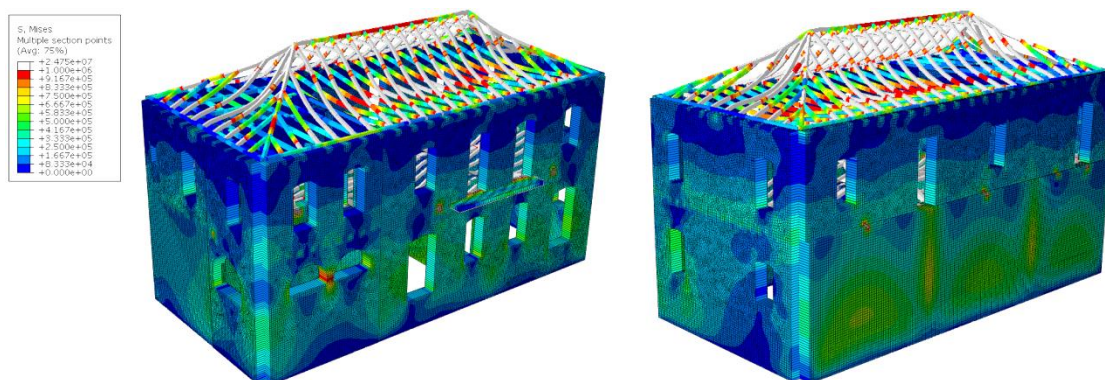
#### 4.4 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται για λόγους πληρότητας τα αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων στο συνολικό φορέα σε κάθε συνδυασμό φόρτισης, αν και κρίσιμη για τους ελέγχους της τοιχοποιίας είναι η σεισμική φόρτιση.

- Συνδυασμός αστοχίας  $1.35 \times G + 1.50 \times Q + 0.75S$

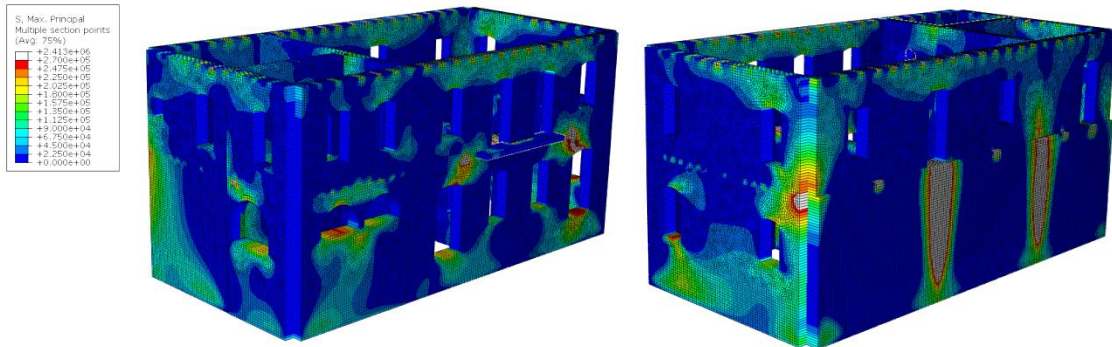


Εικόνα 4.27 Μετατοπίσεις φορέα κατά την κατακόρυφη διεύθυνση.

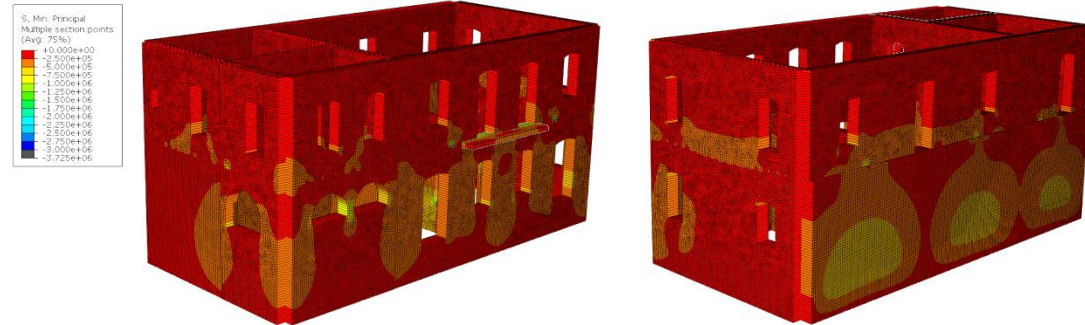


Εικόνα 4.28 Κατανομή τάσεων Von Mises.





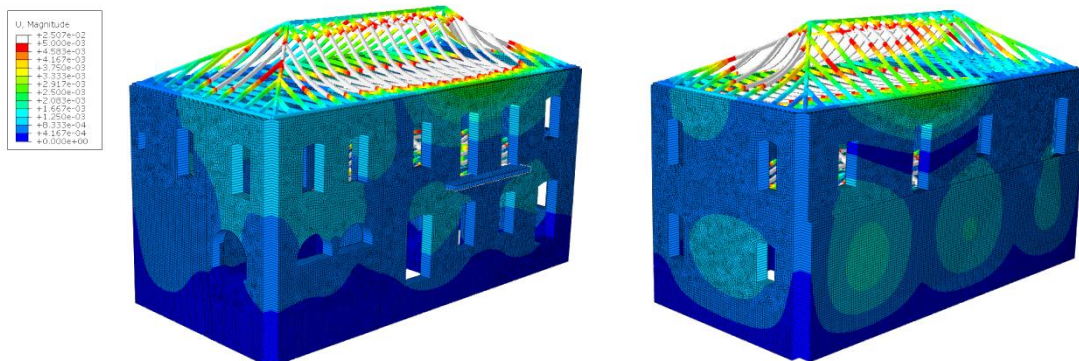
Εικόνα 4.29 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία.



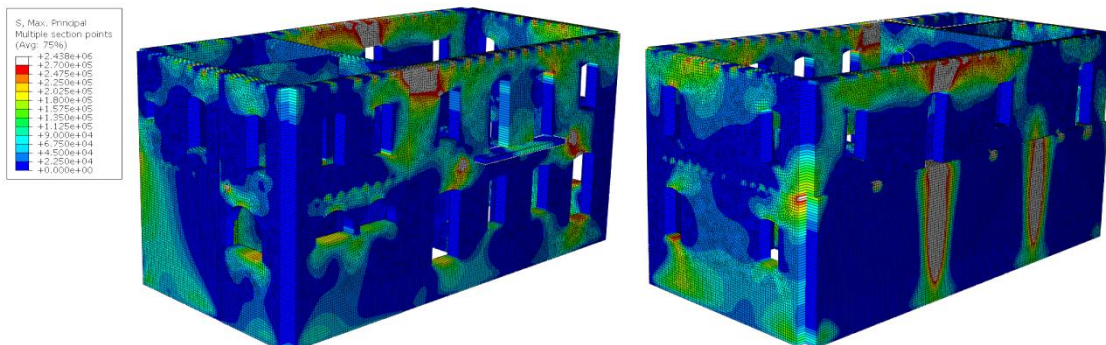
Εικόνα 4.30 Κατανομή ελάχιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία.

- Συνδυασμός αστοχίας για κυρίαρχη δράση το φορτίο χιονιού της στέγης  $1.35 \times G + 1.50 \times SN + 1.05 \times Q + 0.90 \times (WN_1 + WN_2)$

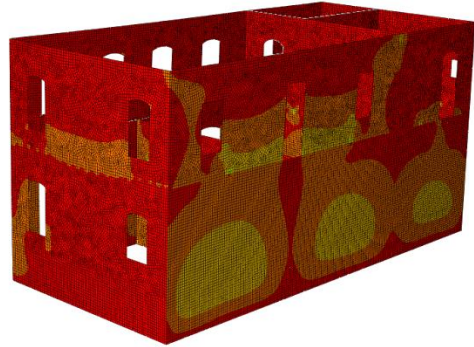
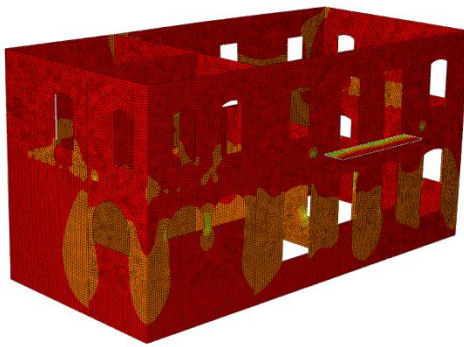
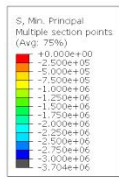
Παρουσιάζεται ο συνδυασμός με το φορτίο του ανέμου στη μεγάλη πλευρά που είναι πιο δυσμενής.



Εικόνα 4.31 Συνολικές μετατοπίσεις φορέα.

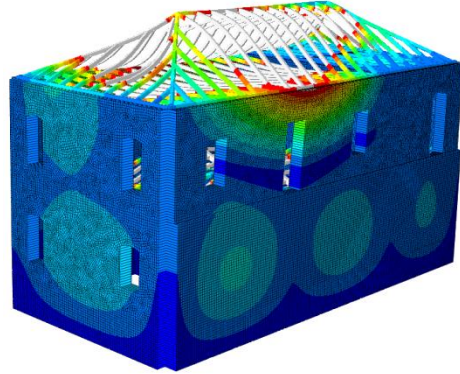
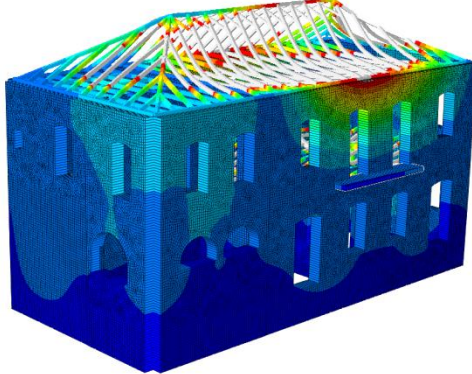
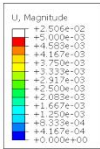


Εικόνα 4.32 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία.

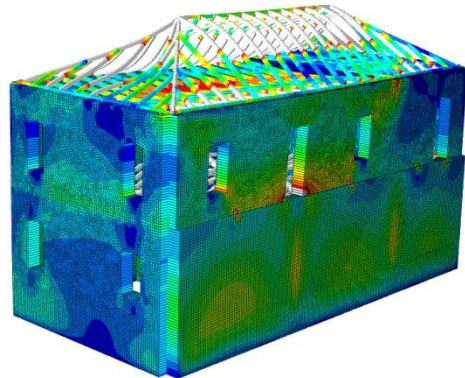
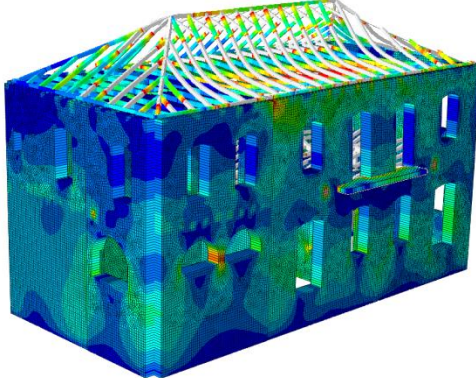
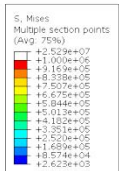


Εικόνα 4.33 Κατανομή ελάχιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία.

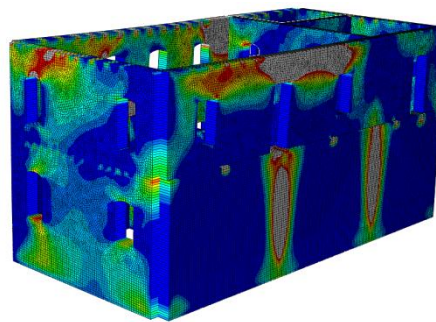
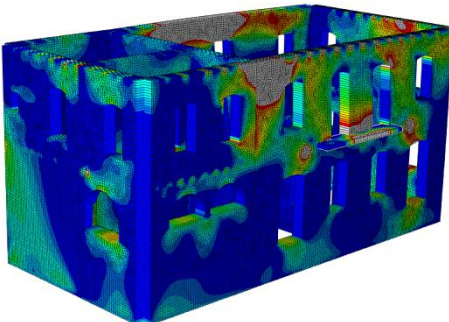
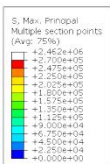
- Συνδυασμός αστοχίας για κυρίαρχη δράση το φορτίο του ανέμου  
 $1.35 \times G + 1.50 \times (WN_1 + WN_2) + 1.05 \times Q + 0.75 \times S$   
 – Άνεμος κατά τη Z διεύθυνση



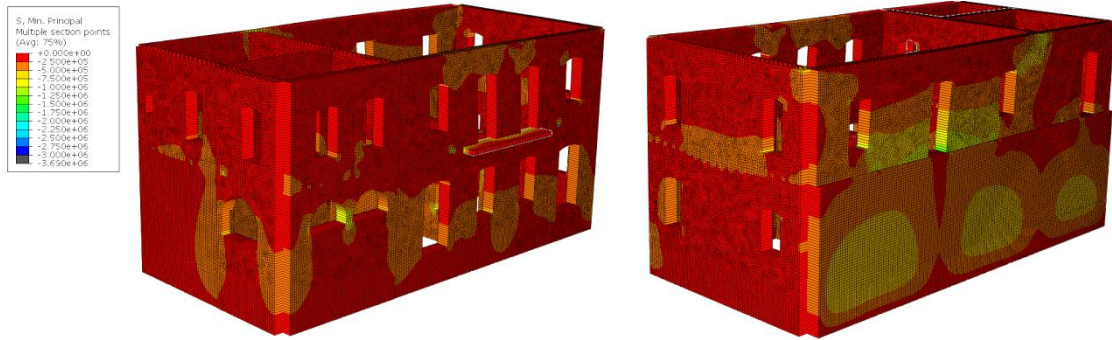
Εικόνα 4.34 Συνολικές μετατοπίσεις φορέα.



Εικόνα 4.35 Κατανομή τάσεων Von Mises.

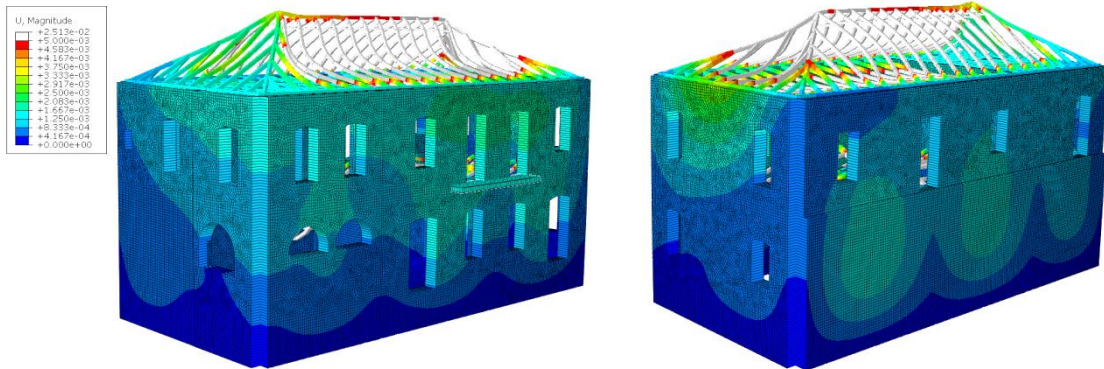


Εικόνα 4.36 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία.

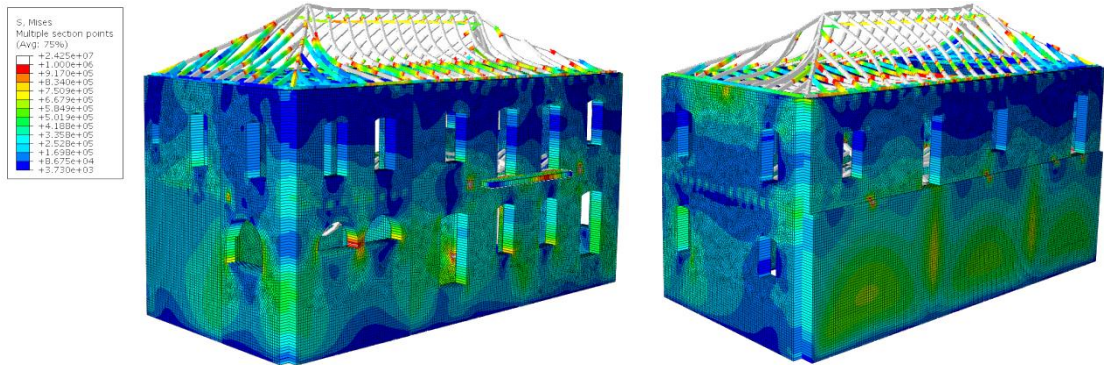


Εικόνα 4.37 Κατανομή ελάχιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία.

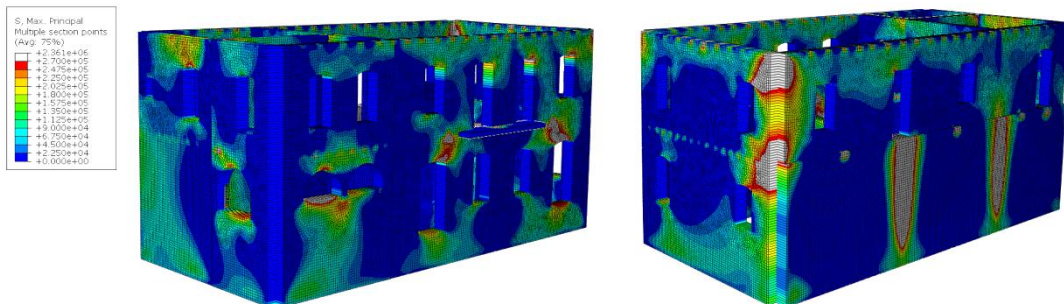
– Άνεμος κατά τη Χ διεύθυνση



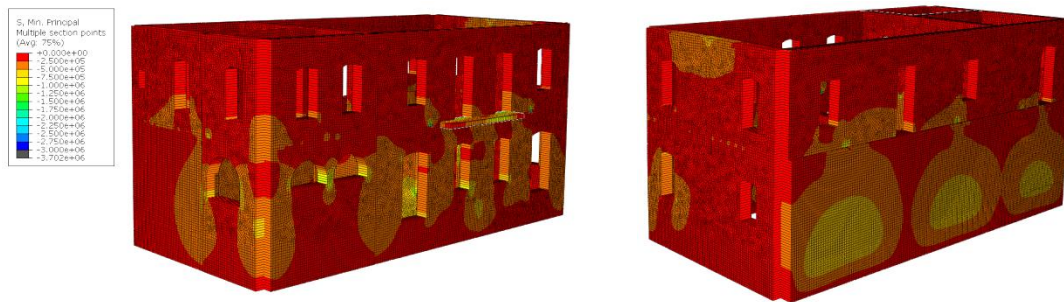
Εικόνα 4.38 Συνολικές μετατοπίσεις φορέα.



Εικόνα 4.39 Κατανομή τάσεων Von Mises.



Εικόνα 4.40 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία.



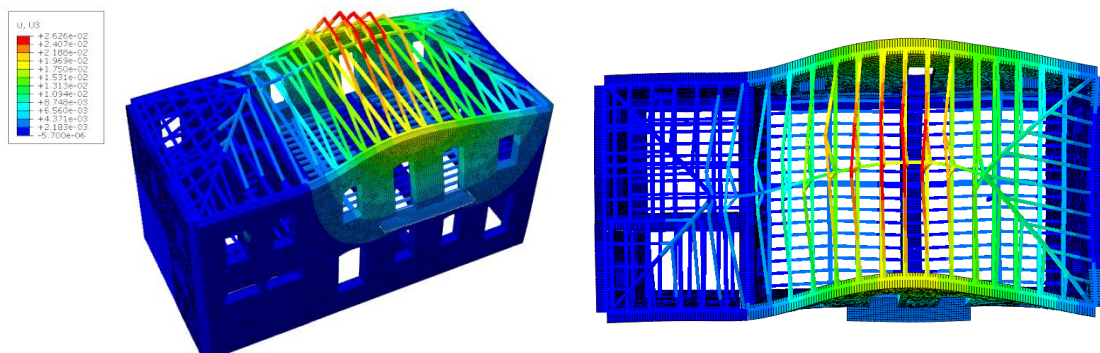
Εικόνα 4.41 Κατανομή ελάχιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία.

Παρατηρείται ότι κατά τη στατική ανάλυση δεν υπερβαίνονται οι επιτρεπόμενες θλιπτικές τάσεις της τοιχοποιίας. Στην περίπτωση του συνδυασμού που είναι κρίσιμο το φορτίο του ανέμου στην ασθενή διεύθυνση παρατηρείται ότι υπάρχουν περιοχές με υπέρβαση των επιτρεπόμενων εφελκυστικών τάσεων, κάτι το οποίο δε συμβαίνει στην περίπτωση που είναι κρίσιμο το φορτίο του χιονιού. Στην περίπτωση αυτή παρατηρούνται και αυξημένες μετατοπίσεις στη στέγη αλλά και στην στέψη της τοιχοποιίας. Κρίσιμοι συνδυασμοί παρόλα αυτά όπως αναμενόταν είναι αυτοί του σεισμού που ακολουθούν παρακάτω.

#### 4.5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

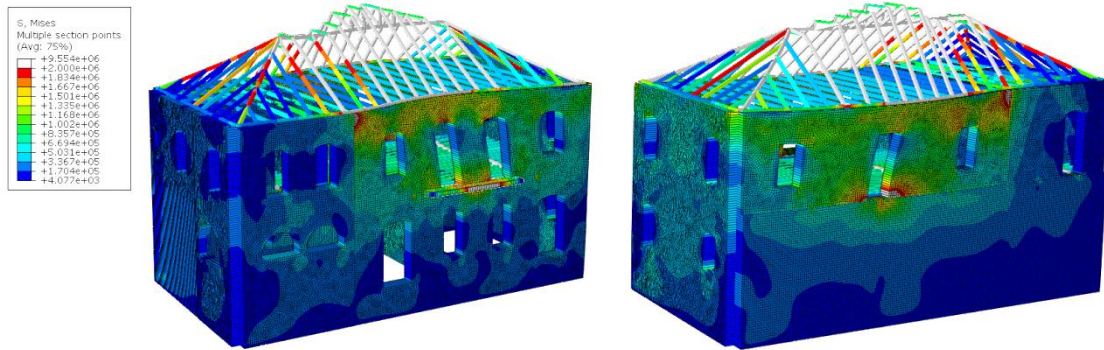
Στο πρόγραμμα ABAQUS εκτελείται η Response Spectrum Analysis. Έχουν ληφθεί υπόψη και οι 100 ιδιομορφές που υπολογίστηκαν. Η χωρική επαλληλία για την ταυτόχρονη δράση των δύο συνιστωσών του σεισμού υπολογίστηκε με το συνδυασμό του απόλυτου αθροίσματος (ABSSUM) και η επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων υπολογίστηκε με τη μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC –Complete Quadratic Combination). Οι ωθήσεις των γαιών έχουν αγνοηθεί στη συγκεκριμένη ανάλυση.

- Επιβολή του σεισμού στην ασθενή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]

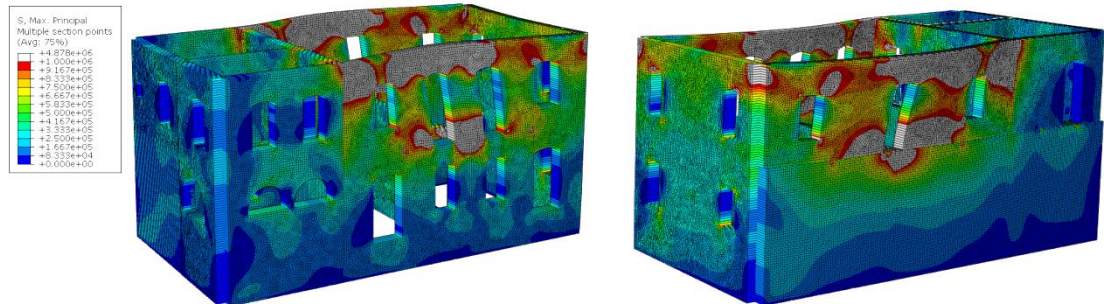


Εικόνα 4.42 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση Z.

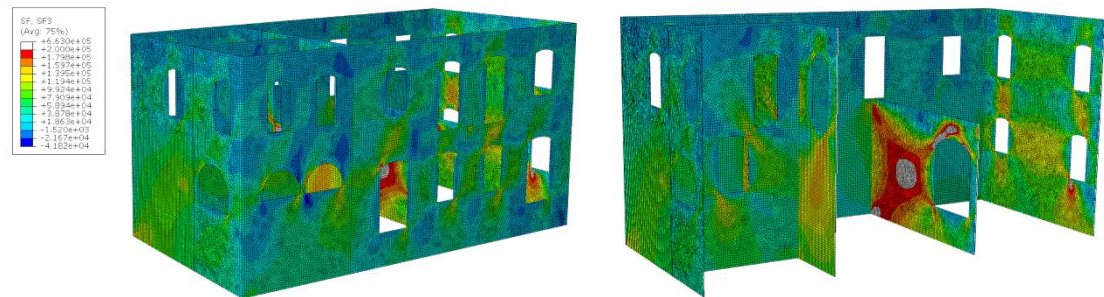
Όπως φαίνεται εμφανίζονται μεγάλες μετατοπίσεις στη στέψη των τοίχων της βόρειας και νότιας όψης της τάξεως του 1.5cm.



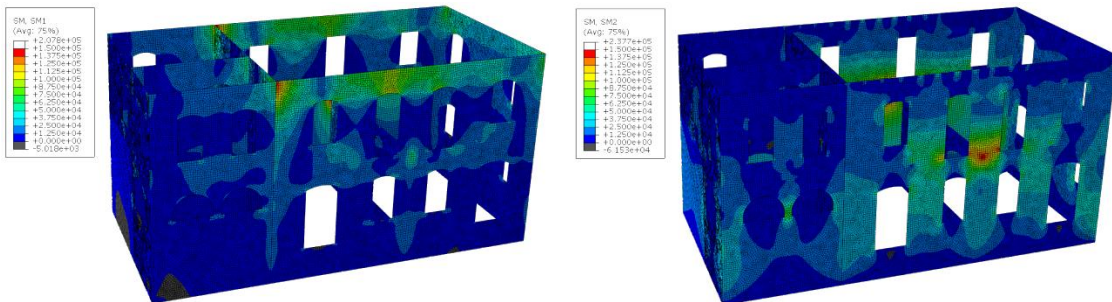
Εικόνα 4.43 Κατανομή τάσεων Von Mises.



Εικόνα 4.44 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία με μέγιστο όριο 1 ΜΡα.



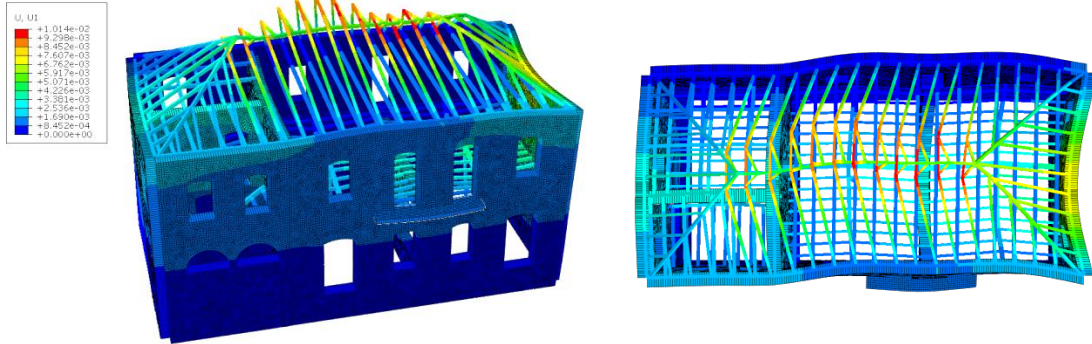
Εικόνα 4.45 Κατανομή διαμητικών δυνάμεων στην τοιχοποιία.



Εικόνα 4.46 Κατανομή ρωτών στην τοιχοποιία περί τον κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα αντίστοιχα.

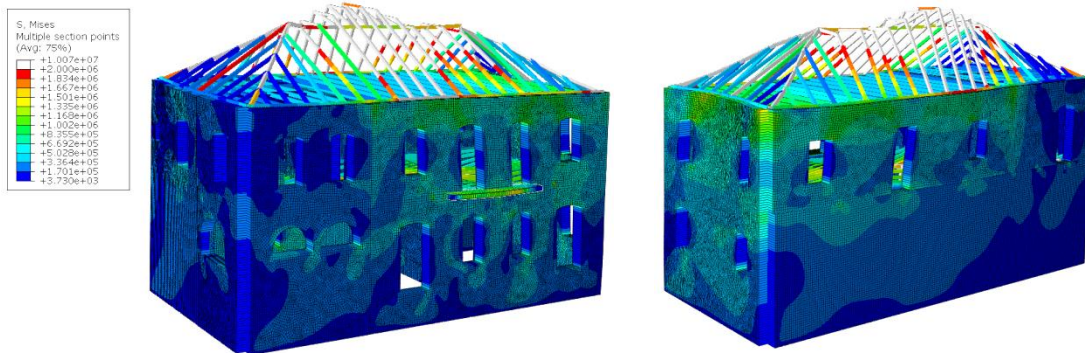
Στη φέρουσα τοιχοποιία εμφανίζονται μεγάλοι εφελκυσμοί στις θέσεις που έχουν εμφανιστεί και οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις και είναι σαφές ότι στη συγκεκριμένη φόρτιση οι λιθοδομές αυτές καταπονούνται έντονα εκτός του επιπέδου τους, λόγω της έλλειψης διαφραγματικής λειτουργίας, κυρίως στη στάθμη της στέψης των τοίχων.

- Επιβολή του σεισμού στην ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου [X+0.3Z]

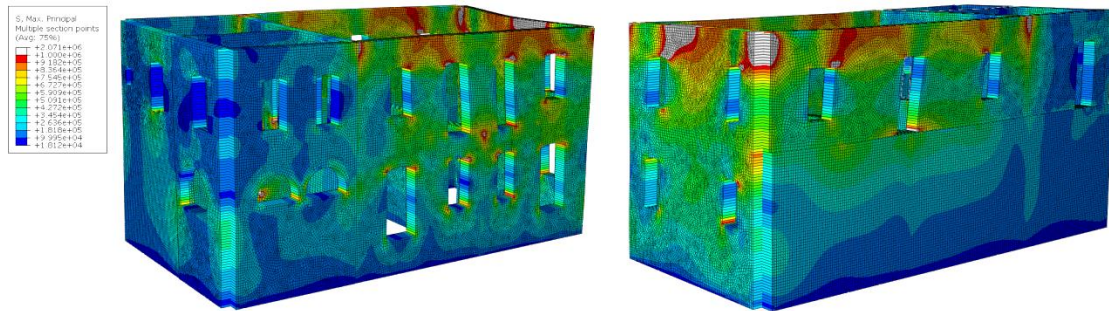


Εικόνα 4.47 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση X.

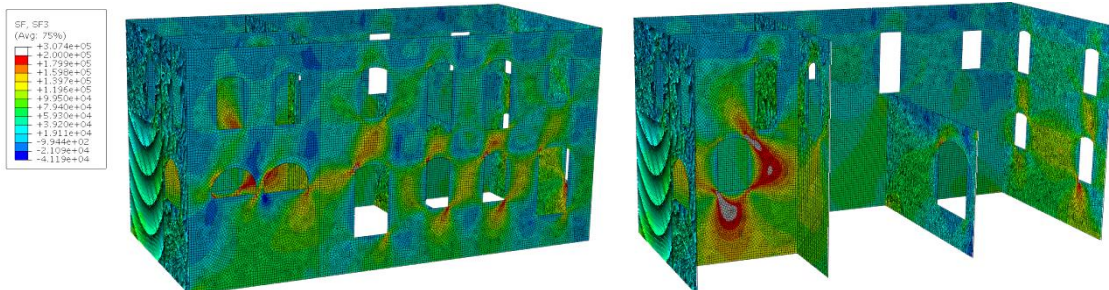
Οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις παρουσιάζονται στον τοίχο της δυτικής όψης, όπως αναμενόταν από την τρίτη ιδιομορφή και είναι της τάξεως των 8mm.



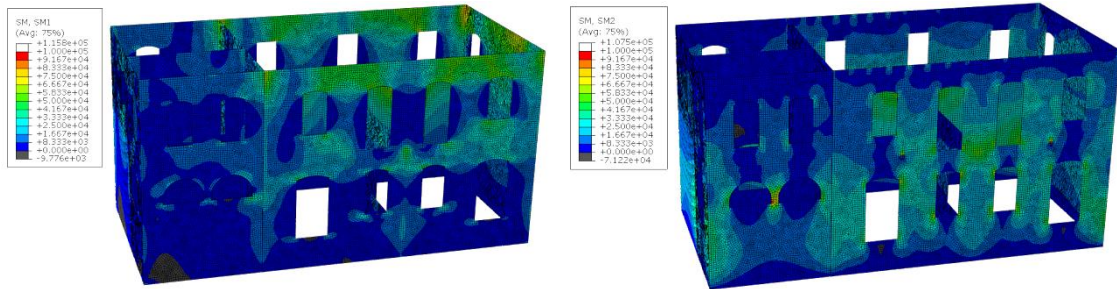
Εικόνα 4.48 Κατανομή τάσεων Von Mises.



Εικόνα 4.49 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία με μέγιστο όριο 1 MPa.



Εικόνα 4.50 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην τοιχοποιία.



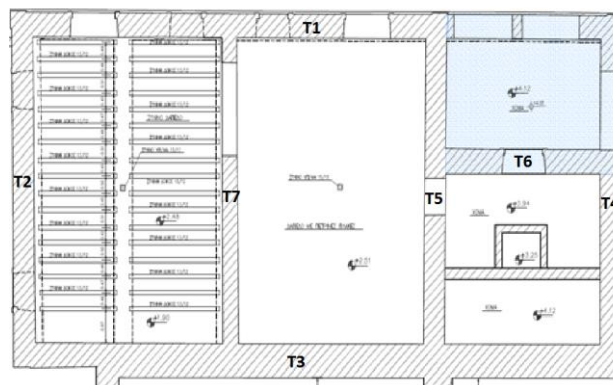
Εικόνα 4.51 Κατανομή ροπών στην τοιχοποιία περί τον κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα αντίστοιχα.

Το πιο καταπονούμενο στοιχείο είναι η φέρουσα λιθοδομή της δυτικής όψης, όπου παρουσιάζονται και μεγάλες εφελκυστικές τάσεις. Στη λιθοδομή αυτή δεν υπάρχουν ελκυστήρες που να τη συνδέουν με τον υπόλοιπο φορέα, συνδέεται μόνο με τους κάθετους τοίχους και συνεπώς μπορεί να ταλαντώνεται ανεξάρτητα εκτός του επιπέδου της.

#### 4.6 ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟΣ ΈΛΕΓΧΟΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Κατά τους ελέγχους για τις αντοχές της τοιχοποιίας λαμβάνεται συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_M=1.50$  για στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ανεκτή όπως ορίζεται από τον ΚΑΔΕΤ. Ελέγχονται παρακάτω ενδεικτικά οι δυσμενέστερες φέρουσες λιθοδομές έναντι διάτμησης και εκτός επιπέδου κάμψης που είναι οι πιο κρίσιμοι έλεγχοι για την τοιχοποιία. Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας μεμονωμένα στον ΚΑΔΕΤ προτείνεται να μην ελέγχεται, διότι η υπέρβαση της μικρής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας δε σημαίνει ότι κατ' ανάγκη έχει αστοχήσει το φέρον στοιχείο.

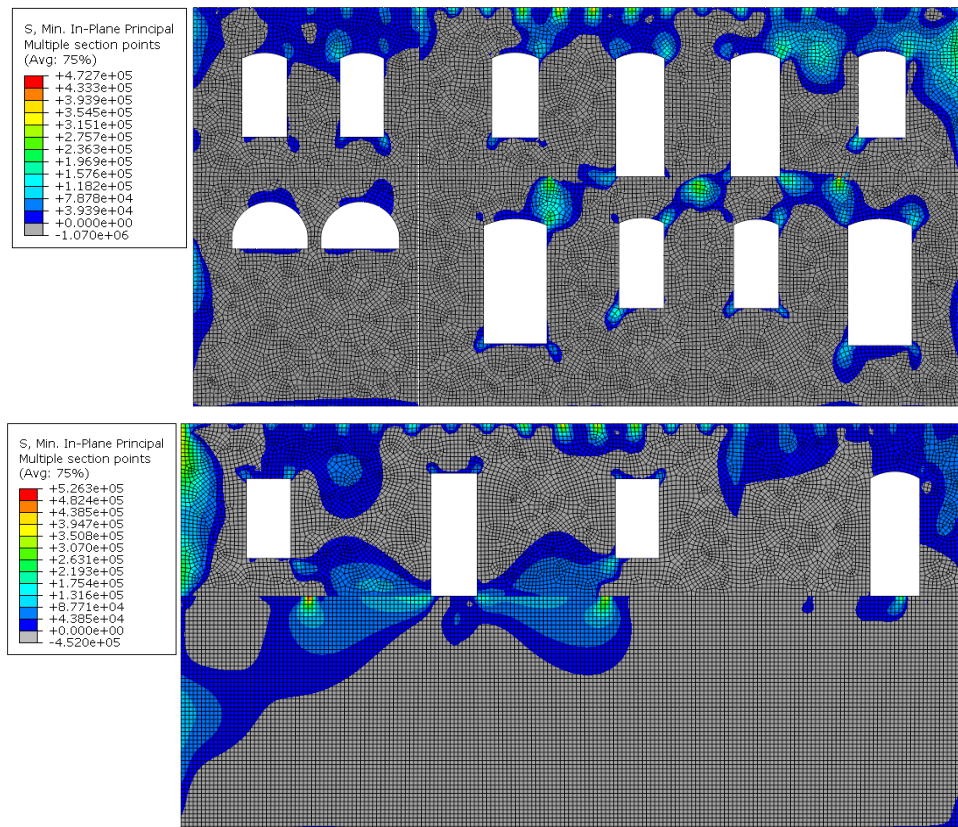
Πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι πρόκειται για ένα κτίριο σχεδόν 150 χρόνων, άρα οι βλάβες που ήδη έχει δεν οφείλονται μόνο σε ένα σεισμό και ένα συμβάν με αποτέλεσμα να είναι δύσκολη η ερμηνεία τους. Μεγάλο ρόλο για παράδειγμα παίζουν και οι περιβαλλοντικοί παράγοντες του δομήματος. Παρόλα αυτά θα γίνει μια προσπάθεια συσχέτισης των ήδη υπάρχουσών ρωγμών με τις περιοχές που αστοχούν κατά τους ελέγχους. Παρακάτω φαίνεται η κάτοψη του κτιρίου με τις ονομασίες των φερουσών λιθοδομών.



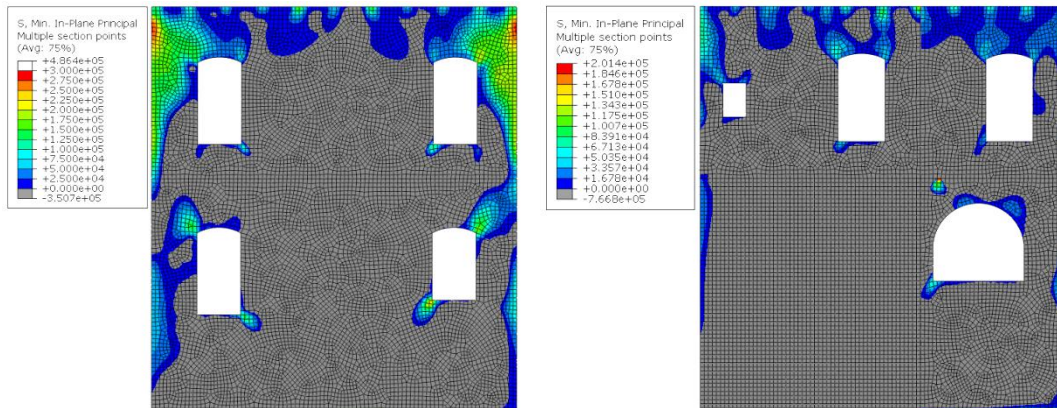
Εικόνα 4.52 Κάτοψη με τις ονομασίες των φερουσών λιθοδομών.

#### 4.6.1 Πιθανές περιοχές εμφάνισης εφελκυστικών ρωγμών

Επειδή, όπως είναι ήδη γνωστό η θλίψη είναι ευεργετική για τη φέρουσα τοιχοποιία για να προσδιοριστούν οι πιθανές περιοχές εμφάνισης των εφελκυστικών ρωγμών επιλέχθηκαν στο διάγραμμα ελάχιστων κύριων τάσεων οι περιοχές με τιμή μεγαλύτερη του μηδενός, όπου δηλαδή βρίσκονται υπό τριαξονική εφελκυστική καταπόνηση. Δεν αρκεί γενικά στους ελέγχους ο προσδιορισμός των περιοχών απλά με τις μεγαλύτερες τάσεις, γιατί παρουσία θλίψης η τοιχοποιία είναι πιθανό να επαρκεί σε διάτμηση και κάμψη. Παρακάτω παρουσιάζονται οι όψεις του κτιρίου στη δυσμενέστερη φόρτιση του σεισμού κατά περίπτωση. Στις χρωματιστές περιοχές η τοιχοποιία υποβάλλεται σε τριαξονικό εφελκυσμό.



Εικόνα 4.53 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T1 και T3 αντίστοιχα.

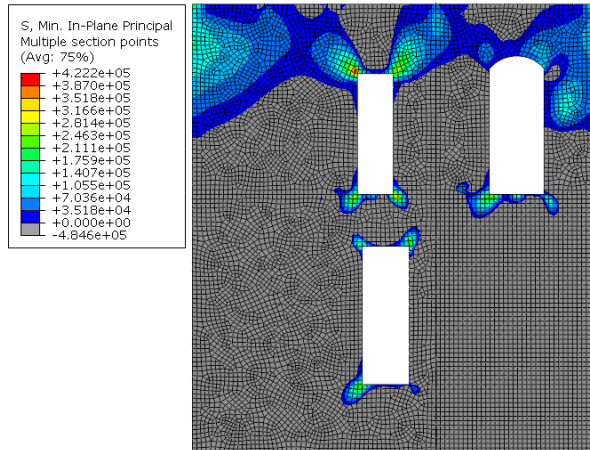


Εικόνα 4.54 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T2.

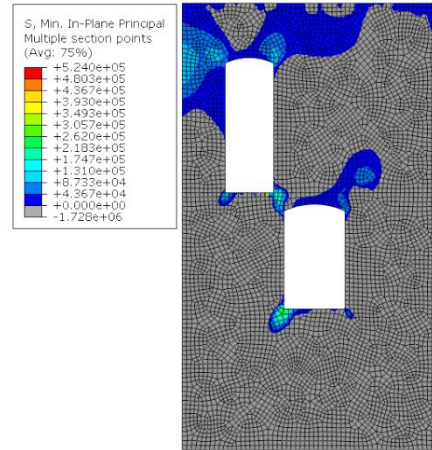
Εικόνα 4.55 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T4.



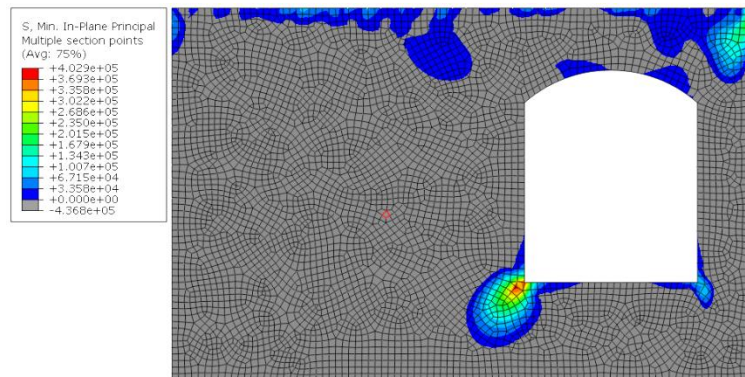
Στην όψη T1 έχουν όντως εμφανιστεί ρωγμές μεγάλου εύρους στις καμάρες των ανοιγμάτων κυρίως του Α' ορόφου και στη δυτική γωνία, οι οποίες συμφωνούν σε γενικές γραμμές με τις παραπάνω περιοχές. Αντίστοιχα στις όψεις T2 και T4 έχουν εμφανιστεί ρωγμές μεγάλου εύρους στις καμάρες των ανοιγμάτων του Α' ορόφου και αξίζει να σημειωθεί ότι η καταπόνηση είναι πιο έντονη στις γωνίες της όψης T2 πως φαίνεται και στην εικόνα 4.54.



Εικόνα 4.56 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T5.



Εικόνα 4.57 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T6.



Εικόνα 4.58 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T7.

#### 4.6.2 Έλεγχος έναντι διάτμησης

##### Διατμητική αντοχή

Η αντοχής της τοιχοποιίας έναντι αστοχίας λόγω διάτμησης υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση.

$$V_{Rd} = f_{vRd} \cdot t \cdot l_c / \gamma_M$$

$l_c$  το τμήμα του μήκους του τοίχου που βρίσκεται υπό θλίψη,

$$f_{vRd} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma$$

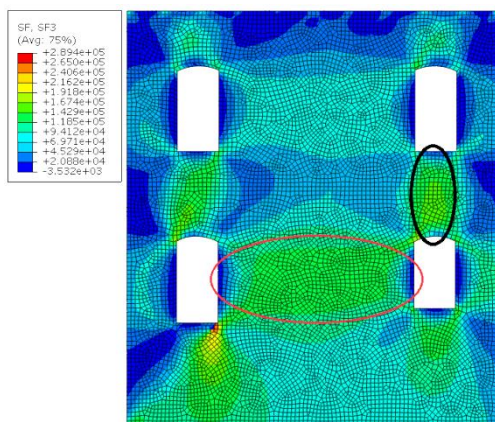
–  $f_{vk0} = 100\text{KPa}$  και για την κυρίως τοιχοποιία και για της προσθήκης όπως ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα του

Ευρωκώδικα 6-1. Στον ΚΑΔΕΤ δεν αναφέρεται κάτι περαιτέρω μέχρι στιγμής.

- $\mu=0.4$
- σ η μέση ορθή θλιπτική τάση που προκύπτει για τα κατακόρυφα φορτία  $G+0.3Q$ .

Ελέγχονται σε κάθε περίπτωση οι τοίχοι που είναι παράλληλοι στη διεύθυνση του σεισμού. Αρχικά, προσδιορίζεται ο μέσος όρος της διατμητικής δύναμης στις κρίσιμες περιοχές και στη συνέχεια υπολογίζεται η μέση θλιπτική δύναμη κατά τη στατική φόρτιση  $G+0.3Q$  στην περιοχή που εξετάζεται, καθώς και το μέρος του μήκους του τοίχου που βρίσκεται υπό θλίψη κατά τη σεισμική φόρτιση.

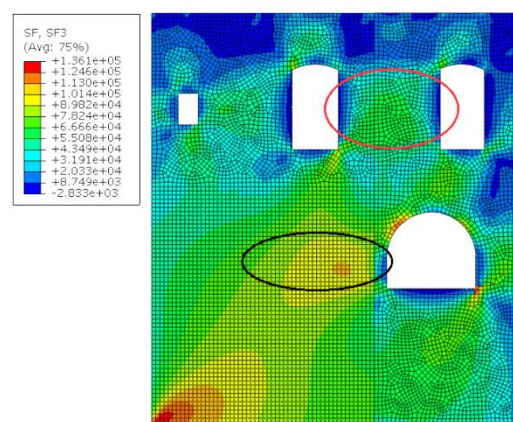
- Σεισμός κατά την ασθενή διεύθυνση του κτιρίου - [Z-0.3X]



Εικόνα 4.59 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T2. Το ανώφλι που κυκλώνεται με μαύρο χρώμα αστοχεί, καθώς όλο είναι υπό εφελκυσμό.

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T2	
$V_{sd}$ (KN)	114.52
$f_{vrd}$ (KPa)	160.00
$\sigma$ (KPa)	150.00
$l_c$ (m)	3.5
$V_{Rd}$ (KN)	224
<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.51</math></b>	

Πίνακας 4.3 Έλεγχος έναντι διάτμησης όψης T2 στον πεσσό κάτω που κυκλώνεται με κόκκινο χρώμα.



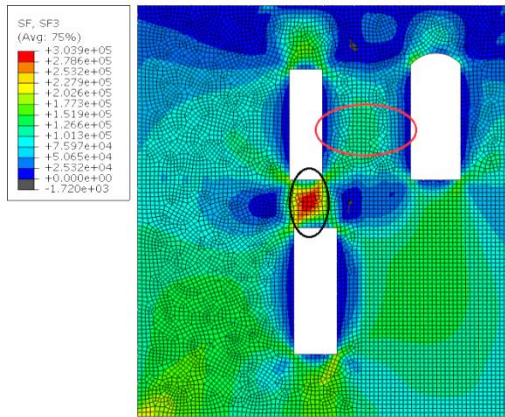
Εικόνα 4.60 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T4. Ελέγχονται οι περιοχές που κυκλώνονται.

Έλεγχος πεσσού άνω τοίχου T4	
$V_{sd}$ (KN)	39.17
$f_{vrd}$ (KPa)	128.00
$\sigma$ (KPa)	70.00
$l_c$ (m)	2.3
$V_{Rd}$ (KN)	117.76
<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.33</math></b>	

Πίνακας 4.4 Έλεγχος έναντι διάτμησης όψης T4.

Έλεγχος πεσσού κάτω τοίχου T4	
$V_{sd}$ (KN)	87.29
$f_{vrd}$ (KPa)	168.00
$\sigma$ (KPa)	170.00
$l_c$ (m)	1.7
$V_{Rd}$ (KN)	114.24
<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.764</math></b>	

Συγκρίνοντας με την παθολογία του κτιρίου στην όψη T2 η τοιχοποιία δεν έχει αστοχήσει έναντι διάτμησης σε καμία από τις δύο περιοχές που ελέγχονται. Στην όψη T4 στον άνω πεσσό που ελέγχεται επέρχεται αστοχία λόγω της ύπαρξης του αρμού, η οποία θα ελεγχθεί πιο αναλυτικά παρακάτω, ενώ ο κάτω πεσσός δεν αστοχεί έναντι διάτμησης όπως προκύπτει και από τον έλεγχο του πίνακα 4.4.

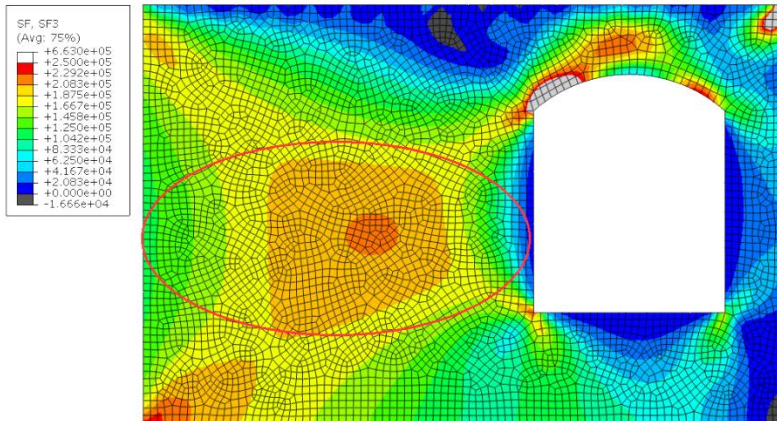


Εικόνα 4.61 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T5. Το ανώφλι που κυκλώνεται με μαύρο χρώμα αστοχεί, καθώς όλο είναι υπό εφελκυσμό.

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T5	
$V_{sd}$ (KN)	72.72
$f_{vrd}$ (KPa)	136.00
$\sigma$ (KPa)	90.00
$l_c$ (m)	2
$V_{Rd}$ (KN)	108.8
<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.67</math></b>	

Πίνακας 4.5 Έλεγχος έναντι διάτμησης όψης T5 στην πεσό άνω που κυκλώνεται με κόκκινο χρώμα.

Στον πεσό άνω έχει σχηματιστεί λοξή διατμητική ρωγμή, ενώ στο ανώφλι δεν έχουν εμφανιστεί ρωγμές.

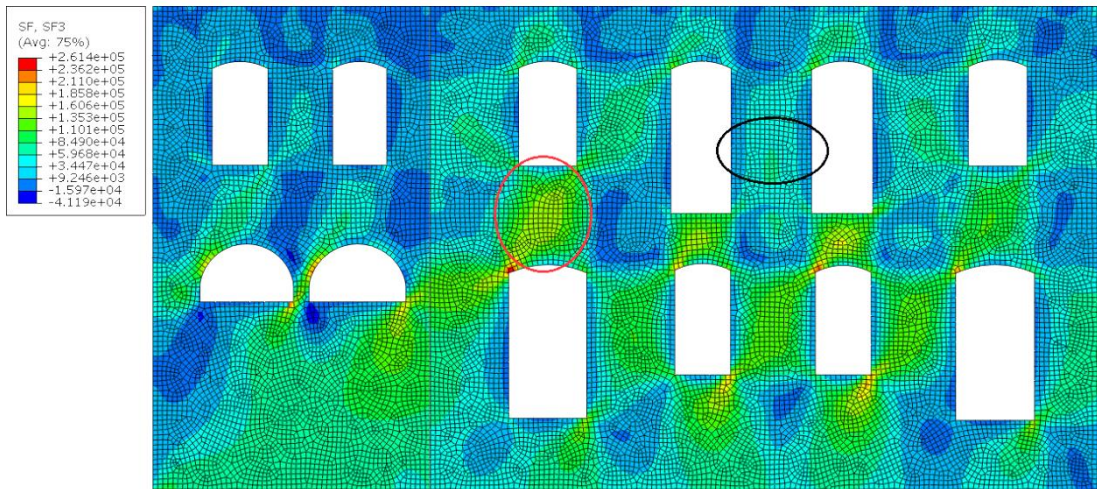


Εικόνα 4.62 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T7, με κόκκινο χρώμα κυκλώνεται η περιοχή που ελέγχεται, η οποία επαρκεί έναντι διάτμησης.

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T7	
$V_{sd}$ (KN)	166.50
$f_{vrd}$ (KPa)	240.00
$\sigma$ (KPa)	100.00
$l_c$ (m)	2.5
$V_{Rd}$ (KN)	240
<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.69</math></b>	

Πράγματι ο συγκεκριμένος τοίχος δεν έχει παρουσιάσει βλάβες.

- Σεισμός κατά την ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου - [X-0.3Z]



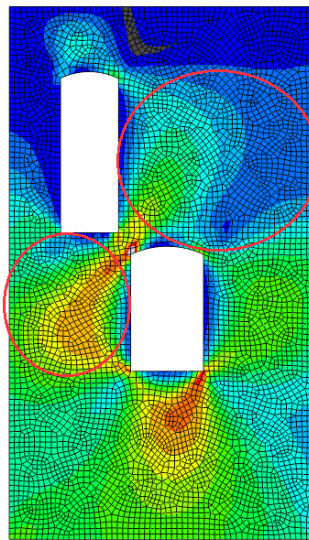
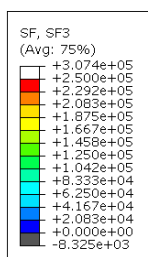
Εικόνα 4.63 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T1, με κόκκινο και μαύρο χρώμα κυκλώνονται οι περιοχές που ελέγχονται παρακάτω.

Έλεγχος διάτμησης στο ανώφλι τοίχου T1	
V <sub>sd</sub> (KN)	39.17
f <sub>vrd</sub> (KPa)	100.00
σ(KPa)	0.00
l <sub>c</sub> (m)	0
V <sub>Rd</sub> (KN)	0
<b>ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ</b>	

Έλεγχος διάτμησης πεσσού τοίχου T1	
V <sub>sd</sub> (KN)	128.34
f <sub>vrd</sub> (KPa)	128.00
σ(KPa)	70.00
l <sub>c</sub> (m)	1.5
V <sub>Rd</sub> (KN)	76.8
<b>ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ λ=1.67</b>	

Πίνακες 4.6 & 4.7 Έλεγχος έναντι διάτμησης όψης T1, στην περιοχή που κυκλώνεται με μαύρο και κόκκινο αντίστοιχα.

Στην περιοχή που κυκλώνεται με μαύρο πράγματι έχουν εμφανιστεί έντονες ρηγματώσεις λόγω διάτμησης, ενώ στην περιοχή που κυκλώνεται με κόκκινο, δεν υπάρχουν βλάβες.



Έλεγχος διάτμησης πεσσού άνω τοίχου T6	
V <sub>sd</sub> (KN)	128.48
f <sub>vrd</sub> (KPa)	120.00
σ(KPa)	50.00
l <sub>c</sub> (m)	0.9
V <sub>Rd</sub> (KN)	43.2
<b>ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ λ=2.97</b>	

Έλεγχος διάτμησης πεσσού κάτω τοίχου T6	
V <sub>sd</sub> (KN)	158.77
f <sub>vrd</sub> (KPa)	180.00
σ(KPa)	200.00
l <sub>c</sub> (m)	2
V <sub>Rd</sub> (KN)	144
<b>ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ λ=1.13</b>	

Εικόνα 4.64 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T6, ελέγχονται οι περιοχές που κυκλώνονται.

Πίνακες 4.8 & 4.9 Έλεγχος διάτμησης στους πεσσούς άνω και κάτω αντίστοιχα.

Ο παραπάνω τοίχος στον πεσσό άνω έχει εμφανίσει έντονες λοξές ρηγματώσεις μεγάλου εύρους, ενώ στον πεσσό κάτω δεν έχουν εμφανιστεί αστοχίες.

Παρατηρούμε ότι σε γενικές γραμμές τα αποτελέσματα των ελέγχων διάτμησης μέσω της δυναμικής φασματικής ανάλυσης δεν ανταποκρίνονται με τις βλάβες που ήδη έχουν εμφανιστεί λόγω των σεισμών που έχει υποστεί το κτίριο.

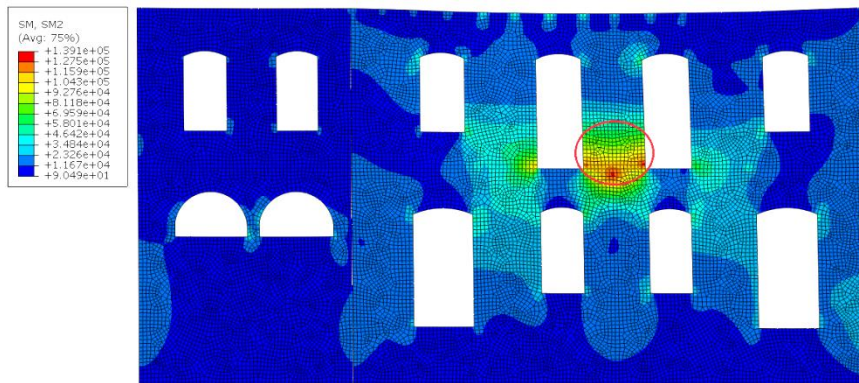
### 4.6.3 Έλεγχος έναντι κάμψης εκτός επιπέδου

#### Καμπτική αντοχή για επίπεδο παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς

Η αντοχή της τοιχοποιίας έναντι αστοχίας λόγω εκτός επιπέδου κάμψης για επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση.

$$M_{Rd} = \frac{1}{2} l \cdot t^2 \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0 \cdot \gamma_M}{f_c}\right)$$

- Σεισμός κατά την ασθενή διεύθυνση του κτιρίου – [Z-0.3X]

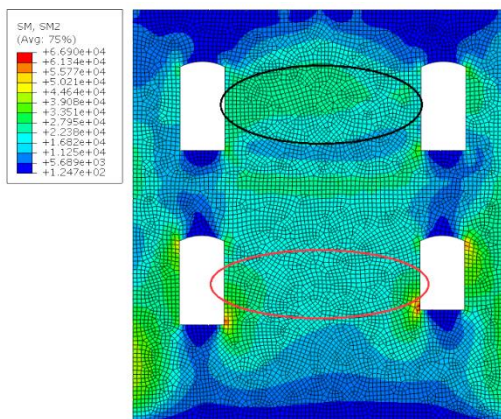


Εικόνα 4.65 Κατανομή καμπτικών ροπών περί τον οριζόντιο άξονα στην όψη T1.

Έλεγχος κάμψης περί τον οριζόντιο τοίχου T1	
$M_{sd}$ (KNm)	118.03
$\sigma$ (KPa)	160.00
$l$ (m)	1.50
$M_{Rd}$ (KNm)	40.896
<b>ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=2.89</math></b>	

Εικόνα 4.66 Έλεγχος κάμψης τοίχου T1 περί τον οριζόντιο άξονα στην περιοχή που κυκλώνεται. Ο πεσός αστοχεί λόγω κάμψης εκτός επιπέδου σε επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς. Η συγκεκριμένη μορφή αστοχίας δεν έχει παρουσιαστεί στο φορέα και θα μπορούσαμε να οδηγηθούμε στο συμπέρασμα ότι οι σεισμοί που έχει δεχθεί το κτίριο στο παρελθόν είχαν κύρια διεύθυνση παράλληλη στη μεγάλη πλευρά του κτιρίου.

- Σεισμός κατά την ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου – [X-0.3Z]



Εικόνα 4.67 Κατανομή καμπτικών ροπών περί τον οριζόντιο άξονα στην όψη T2, ελέγχονται οι περιοχές που κυκλώνονται.

Έλεγχος κάμψης τοίχου T2	
$M_{sd}$ (KNm)	23.52
$\sigma$ (KPa)	50.00
$l$ (m)	4.7
$M_{Rd}$ (KNm)	41.595
<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.56</math></b>	

Εικόνα 4.68 Έλεγχος κάμψης τοίχου T2 στην περιοχή που κυκλώνεται με μαύρο χρώμα.

Έλεγχος κάμψης τοιχού T2	
$M_{sd}$ (KNm)	21.13
$\sigma$ (KPa)	180.00
$I$ (m)	4.7
$M_{Rd}$ (KNm)	143.1432
ΕΠΑΡΚΕΙ $\lambda=0.15$	

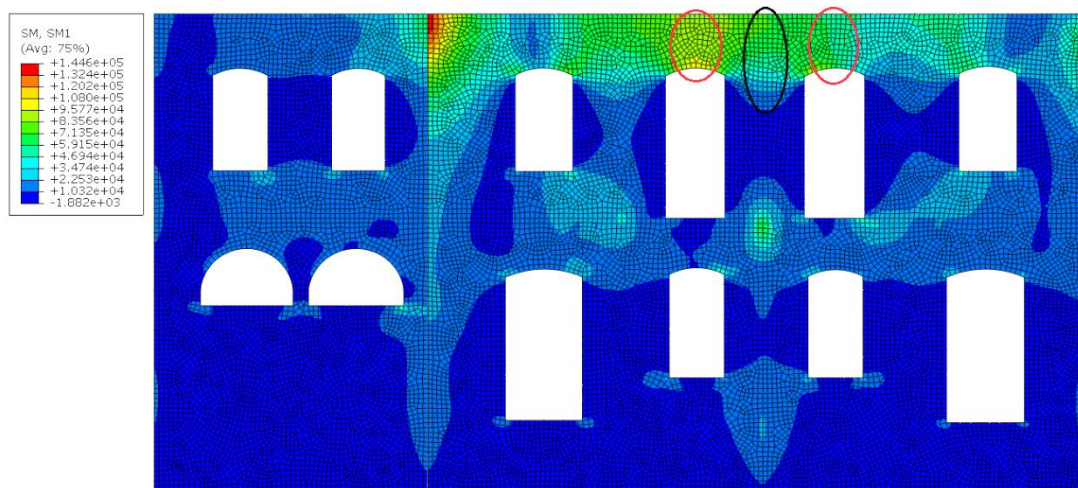
Πίνακας 4.10 Έλεγχος κάμψης τοίχου T2 στην περιοχή που κυκλώνεται με κόκκινο χρώμα. Η περιοχή που κυκλώνεται με μαύρο χρώμα επαρκεί έναντι κάμψης εκτός επιπέδου σε επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς, αλλά στην συγκεκριμένη θέση εμφανίζονται οριζόντιες ρωγμές στην τοιχοποιία. Η περιοχή που κυκλώνεται με κόκκινο χρώμα επαρκεί όπως φαίνεται παραπάνω και όντως δεν έχει εμφανίσει ρωγμές.

#### Καμπτική αντοχή για επίπεδο παράλληλο στους κατακόρυφους αρμούς

$$\sigma_{wt} = \frac{6M_{sd}}{lt_w^2} < f_{wt}$$

Η εφελκυστική αντοχή  $f_{wt}$  για επίπεδο παράλληλο στους κατακόρυφους αρμούς λαμβάνεται 0.2MPa, εφόσον η αντοχή του κονιάματος έχει ληφθεί 2MPa, όπως συνίσταται στον ΚΑΔΕΤ. Άρα  $f_{wt}=0.133$  MPa, λαμβάνοντας υπόψη και το συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_M$ .

- Σεισμός κατά την ασθενή διεύθυνση του κτιρίου - [Z-0.3X]



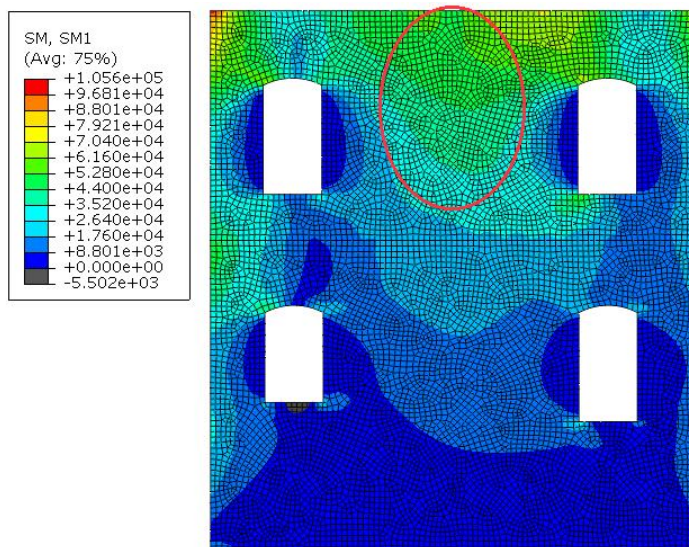
Εικόνα 4.69 Κατανομή καμπτικών ροπών περί τον κατακόρυφο άξονα στην όψη T1, κυκλώνονται οι πιθανές περιοχές αστοχίας.

Έλεγχος κάμψης στον πεσσό του τοίχου T1	
$M_{sd}$ (KNm)	3.65
$l$ (m)	1.8
$\sigma_{wt}$ (KPa)	33.77157407
ΕΠΑΡΚΕΙ $\lambda=0.25$	

Έλεγχος κάμψης στο ανώφλι του τοίχου T1	
$M_{sd}$ (KNm)	7.53
$l$ (m)	1.1
$\sigma_{wt}$ (KPa)	114.0171717
ΕΠΑΡΚΕΙ $\lambda=0.86$	

Πίνακες 4.11 & 4.12 Έλεγχος κάμψης τοίχου T1, για επίπεδο παράλληλο με τους κατακόρυφους αρμούς. Στη θέση του πεσσού υπάρχουν αποκλίσεις από την κατακόρυφο της τάξεως του 1.5cm ενώ στο ανώφλι δεν έχουν αναπτυχθεί ρωγμές κατακόρυφες, οι οποίες να μεγαλώνουν προς τη στέψη του τοίχου.

- Σεισμός κατά την ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου – [X-0.3Z]



Εικόνα 4.70 Κατανομή καμπτικών ροπών περί τον κατακόρυφο άξονα στην όψη T2, ελέγχεται η περιοχή που κυκλώνεται.

Έλεγχος κάμψης τοίχου T2	
$M_{sd}$ (KNm)	43.45
$l$ (m)	3.3
$\sigma_{wt}$ (KPa)	219.4397
ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ $\lambda=1.64$	

Πίνακας 4.13 Έλεγχος κάμψης τοίχου T2.

Στη συγκεκριμένη περιοχή έχουν μετρηθεί μεγάλες αποκλίσεις από την κατακόρυφο της τάξεως των 4cm, που δείχνει ότι ο φέρον τοίχος έχει παραμορφωθεί κάθετα στο επίπεδό του. Ο τοίχος αυτός συγκρατείται μόνο από τους κάθετους τοίχους καθώς δεν υπάρχουν ξύλινα στοιχεία στη στέψη.

Γενικά από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν γίνεται κατανοητό ότι η τοιχοποιία καταπονείται έντονα λόγω σεισμού και το συγκεκριμένο κτίριο είναι σαφές ότι δεν επαρκεί παρατηρώντας την παθολογία του και μόνο, άρα απαιτούνται επεμβάσεις. Από τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης, όμως, δεν είναι δυνατό να τεκμηριωθούν επαρκώς οι αστοχίες που έχουν ήδη εμφανιστεί στο φέρον οργανισμό, καθώς σε πολλές περιπτώσεις τα αποτελέσματα των ελέγχων δε συνάδουν με την παθολογία του φέροντος οργανισμού.

#### 4.6.4 Έλεγχος ξύλινων στοιχείων

Πραγματοποιήθηκαν κάποιοι ενδεικτικοί έλεγχοι των ξύλινων στοιχείων του κτιρίου για λόγους πληρότητας της μελέτης. Παρακάτω αναφέρονται συνοπτικά οι έλεγχοι των ξύλινων μελών βάσει του EC-5.

##### Θλίψη παραλλήλως προς τις ίνες

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

$\sigma_{c,0,d}$  είναι η θλιπτική τάση σχεδιασμού παραλλήλως προς τις ίνες.

$f_{c,0,d}$  είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού παραλλήλως προς τις ίνες.

##### Έλεγχος κάμψης

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$\sigma_{m,y,d}$  και  $\sigma_{m,z,d}$  είναι οι καμπτικές τάσεις σχεδιασμού κατά τους κύριους άξονες της διατομής

$f_{m,y,d}$  και  $f_{m,z,d}$  είναι οι αντίστοιχες καμπτικές αντοχές σχεδιασμού.

Για φυσική ξυλεία και ορθογωνικές διατομές  $k_m = 0,7$ .

##### Έλεγχος διάτμησης

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

$\tau_d$  είναι η διατμητική τάση σχεδιασμού

$f_{v,d}$  είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού για την πραγματική κατάσταση.

##### Συνδυασμός κάμψης και αξονικής θλίψης

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

##### Ευστάθεια μελών

Η ανηγμένη λυγηρότητα θα πρέπει να υπολογίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$



$\lambda_y$  και  $\lambda_{rel,y}$  είναι λυγηρότητες που αντιστοιχούν σε κάμψη κατά τον άξονα y  
 $\lambda_z$  και  $\lambda_{rel,z}$  είναι λυγηρότητες που αντιστοιχούν σε κάμψη κατά τον άξονα z

Στην περίπτωση που, συγχρόνως, είναι:  $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$  και  $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ , θα πρέπει να ικανοποιείται ο παραπάνω έλεγχος συνδυασμού κάμψης και αξονικής θλίψης.

Σε κάθε άλλη περίπτωση οι τάσεις, που αυξάνονται λόγω βέλους, θα πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$$

$\beta_c = 0,20$  για φυσική ξυλεία

Σε όλους τους παραπάνω ελέγχους ισχύει  $f_d = k_{mod} f_k / \gamma_m$ , όπου  $k_{mod} = 0,6$  έως  $1,1$  για κλάση κατηγορίας 2 ανάλογα με τη διάρκεια φόρτισης και  $\gamma_m = 1,30$ .

- Ξύλινες δοκοί δαπέδου Α' ορόφου

Οι κύριες δοκοί και διαδοκίδες ελέγχονται σε κάμψη και διάτμηση. Κρίσιμος είναι ο συνδυασμός  $1,35G + 1,5Q$ .

ΜΕΛΟΣ	b(m)	h(m)	w(m <sup>3</sup> )	f <sub>m,d</sub> (Mpa)	f <sub>v,d</sub> (Mpa)	M(KNm)	V(KN)	σ <sub>m,y,d</sub> (Mpa)	τ <sub>d</sub> (Mpa)	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ	
Κύρια δοκός δαπέδου	Δ 20/24	0.2	0.24	0.00192	8.307692	0.923077	18	55	9.375	1.71875	1.12847	1.86197917	ΑΣΤΟΧΕΙ
Διαδοκίδα δαπέδου	Δ 13/15	0.13	0.15	0.00049	8.307692	0.923077	3	8	6.153846154	0.923077	0.74074	1	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 4.14 Έλεγχος κύριας δοκού δαπέδου και διαδοκίδας.

Η κύρια δοκός 20/24 δεν επαρκεί σε διάτμηση και κάμψη για το συνδυασμό αστοχίας.

- Ξύλινα υποστυλώματα δαπέδου Α' ορόφου και ελκυστήρες στέγης

Τα συγκεκριμένα μέλη καταπονούνται κυρίως υπό θλίψη και υπό συνδυασμό θλίψης και κάμψης.

ΜΕΛΟΣ	b(m)	h(m)	w(m <sup>3</sup> )	f <sub>m,d</sub> (Mpa)	N(KN)	σ <sub>c,0,d</sub> (Mpa)	i (m)	λ	λ <sub>rel</sub>	k	kc	ΘΛΙΨΗ	ΛΥΠΙΣΜΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ	
Υποστυλώμα-ΟΚΑ	Υ 13/17	0.13	0.17	0.00063	8.3076923	122	5.52036199	0.0375	93.26	1.62602	1.9546	0.329	0.664488	2.0195123	ΑΣΤΟΧΕΙ
Ελκυστήρες-ΣΕΙΣΜΟΣ	Ε 16/16	0.16	0.16	0.00068	8.3076923	10	0.390625	0.0462	173.2	3.01975	5.3314	0.103	0.04702	0.4572757	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 4.15 Έλεγχος ξύλινου υποστυλώματος και ελκυστήρων στέγης.

Κρίσιμος είναι ο συνδυασμός αστοχίας των κατακόρυφων φορτίων για το υποστύλωμα και ο σεισμικός συνδυασμός για τους ελκυστήρες της στέγης. Το υποστύλωμα αστοχεί σε λυγισμό ενώ οι ελκυστήρες της στέγης επαρκούν.

- Ξύλινες δοκοί στέγης

Κρίσιμη είναι η φόρτιση του ανέμου για τις δοκούς της στέγης, οι οποίες όμως επαρκούν.

ΜΕΛΟΣ	b(m)	h(m)	w(m <sup>3</sup> )	f <sub>m,d</sub> (Mpa)	f <sub>v,d</sub> (Mpa)	N(KN)	M(KNm)	Q(KN)	σ <sub>c,0,d</sub> (Mpa)	σ <sub>m,y,d</sub> (Mpa)	τ <sub>d</sub> (Mpa)	
Κεκλιμένη Δοκός Στέγης-ΑΝΕΜΟΣ	Δ 12/16	0.12	0.16	5E-04	15.23077	1.692308	35	5	10	0.26041667	9.765625	1.6923077

i (m)	λ	λrel	k	kc	ΘΛΙΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΛΥΓΙΣΜΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ
0.03	144.3	2.52	3.888	0.146	0.0171	1	0.7583269	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ</b>

Πίνακας 4.16 Έλεγχοι κεκλιμένων δοκών στέγης.

Πέρα, όμως, από τους ελέγχους εντατικών μεγεθών όπου όπως φαίνεται υπάρχουν μέλη που δεν επαρκούν πρέπει να ληφθεί υπόψη η παρούσα κατάσταση των ξύλινων μελών. Όλες οι κατασκευές έχουν ένα χρόνο ζωής και ειδικά στο συγκεκριμένο κτίριο όπου δεν έχει συντηρηθεί καταλλήλως και η παρουσία υγρασίας και άρα διάβρωσης των ξύλων είναι έντονη, προτείνεται η αντικατάσταση της ξύλινης στέγης, που μάλιστα έχει καταρρεύσει σε ορισμένες θέσεις, με συγκολλητή ξυλεία, η οποία ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις των σύγχρονων κατασκευών. Ακόμη, προτείνεται η αντικατάσταση των ξύλινων υποστυλωμάτων και των κύριων δοκών του ξύλινου δαπέδου που δεν επαρκούν, οι διαδοκίδες που επαρκούν και είναι σε καλή κατάσταση προτείνεται να διατηρηθούν.

## 5. ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ-[ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ]

### 5.1 ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΥΛΙΚΟΥ

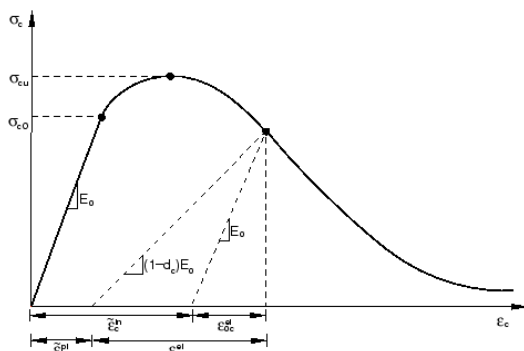
Όπως έχει περιγραφεί και στο δεύτερο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας η τοιχοποιία ως υλικό έχει αρκετά πολύπλοκη συμπεριφορά, είναι ορθότροπο υλικό με πολύ μικρή εφελκυστική αντοχή και διαφορετικές επιφάνειες αστοχίας υπό εφελκυσμό και θλίψη. Ένα από τα μεγαλύτερα εμπόδια στην προσομοίωση της είναι ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εξαρτώνται από τον τρόπο δόμησης των λιθοσωμάτων όπως και τον τύπο και τη γεωμετρία των τελευταίων. Ο ορισμός, λοιπόν, του νόμου του υλικού δεν είναι εύκολη υπόθεση καθώς στην περίπτωση της τοιχοποιίας μεγάλο ρόλο παίζουν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των αρμών του κονιάματος, οι οποίοι αποτελούν σημείο αδυναμίας του υλικού. Υπό τέτοιες προϋποθέσεις είναι σαφές ότι η χρήση πολύπλοκων μοντέλων από εξειδικευμένη βιβλιογραφία, η οποία μπορεί να είναι αποτελεσματική σε συγκεκριμένες περιπτώσεις, δεν είναι εφικτή στην περίπτωση του σχεδιασμού ενός κτιρίου.

Συνεπώς, είναι αποδεκτό να εφαρμόζεται η μέθοδος των κατανεμημένων ρωγμών όπου η φέρουσα τοιχοποιία θεωρείται ένα συνεχές ομογενές υλικό και να υιοθετούνται καταστατικά προσομοιώματα πλαστικότητας ισότροπης συμπεριφοράς όπως στην περίπτωση του σκυροδέματος. Με αυτό τον τρόπο η ορθότροπη συμπεριφορά της τοιχοποιίας δε λαμβάνεται υπόψη, αλλά λαμβάνεται η μέση αντοχή και δυσκαμψία και στις δύο διευθύνσεις του υλικού οπότε η συνολική απόκριση της κατασκευής επηρεάζεται σε μικρό βαθμό από αυτή την ανακρίβεια. Από την άλλη όμως τόσο η βλάβη λόγω εφελκυσμού αλλά και η σύνθλιψη μπορούν να προσομοιωθούν με ένα υλικό που έχει δείξει καλή συμπεριφορά σε μια μεγάλη γκάμα αναλύσεων που περιλαμβάνει και τη σεισμική φόρτιση, η οποία είναι υψίστου ενδιαφέροντος για τις κατασκευές από τοιχοποιία σε σεισμογενείς περιοχές όπως η Ελλάδα. Με ένα τέτοιο μοντέλο είναι δυνατό να αναπαραχθεί η απομείωση της αντοχής και δυσκαμψίας του υλικού της τοιχοποιίας.

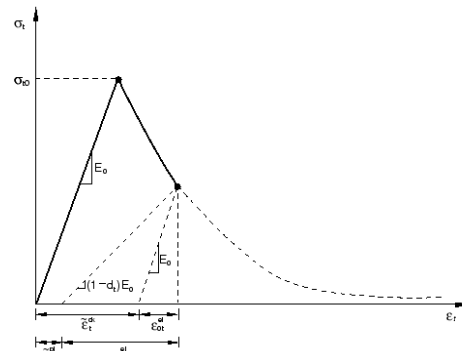
Λαμβάνοντας υπόψη αυτές τις πληροφορίες επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί για την ανελαστική δυναμική ανάλυση το καταστατικό προσομοίωμα πλαστικότητας υλικού με βλάβες. Στο λογισμικό ABAQUS παρέχεται η δυνατότητα προσομοίωσης του υλικού CONCRETE DAMAGED PLASTICITY (CDP), το οποίο είναι ένα συνεχές μοντέλο βλάβης του σκυροδέματος που βασίζεται στην πλαστικότητα (continuum, plasticity-based, damage model for concrete). Το προσομοίωμα αυτό είναι κατάλληλο για εφαρμογές που παρουσιάζεται βλάβη του υλικού υπό συνθήκες φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης όπως η σεισμική φόρτιση. Μέσω του συγκεκριμένου καταστατικού προσομοιώματος είναι εφικτό να περιγραφεί η ασύμμετρη

απόκριση του υλικού υπό θλίψη και εφελκυσμό. Η εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής του υλικού καθορίζεται από δύο μεταβλητές, τις ισοδύναμες πλαστικές παραμορφώσεις λόγω θλίψης και εφελκυσμού, οι οποίες συνδέονται με τους μηχανισμούς αστοχίας λόγω θλίψης και εφελκυσμού αντίστοιχα.

Εισάγεται αρχικά στο πρόγραμμα ο νόμος του υλικού υπό εφελκυσμό και θλίψη ορίζοντας τα διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων υπό μονοαξονική φόρτιση, τα οποία έχουν τη μορφή που φαίνεται παρακάτω. Αρχικά, το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά διατηρώντας το μέτρο ελαστικότητάς του σταθερό μέχρι τη διαρροή, όπου εμφανίζονται οι πρώτες ρωγμές στο υλικό. Μετά τη διαρροή εμφανίζονται πλαστικές-μόνιμες παραμορφώσεις και μειώνεται συνεχώς το μέτρο ελαστικότητας του υλικού, ενώ οι τάσεις μειώνονται (κλάδος αποφόρτισης).



Εικόνα 5.1 Σχηματικό διάγραμμα θλιπτικών τάσεων-παραμορφώσεων, όπως ορίζονται στο καταστατικό προσομοίωμα CDP του ABAQUS.



Εικόνα 5.2 Σχηματικό διάγραμμα εφελκυστικών τάσεων-παραμορφώσεων, όπως ορίζονται στο καταστατικό προσομοίωμα CDP του ABAQUS.

Πιο αναλυτικά, στο πρόγραμμα ορίζονται οι ανελαστικές παραμορφώσεις, τις οποίες στη συνέχεια το λογισμικό μετατρέπει αυτόματα σε μόνιμες πλαστικές παραμορφώσεις. Ακόμη, μπορεί να οριστούν οι βαθμοί βλάβης θλίψης και εφελκυσμού συναρτήσει των ανελαστικών παραμορφώσεων, μέσω των οποίων ορίζεται ο βαθμός απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας. Οι τιμές που μπορούν να πάρουν είναι μεταξύ 0 και 1. Στην περίπτωση που δεν οριστούν οι βαθμοί βλάβης πρόκειται για προσομοίωμα υλικού πλαστικότητας. Ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις για τον εφελκυσμό:

$$\tilde{\varepsilon}_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0}, \text{ η ελαστική παραμόρφωση που αντιστοιχεί σε υλικό χωρίς βλάβες.}$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \tilde{\varepsilon}_{tot} - \tilde{\varepsilon}_{0t}^{el}, \text{ η ανελαστική παραμόρφωση που ορίζεται.}$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t \cdot \sigma_t}{(1-d_t) \cdot E_0}, \text{ η πλαστική παραμόρφωση που υπολογίζεται από το}$$

πρόγραμμα.

$$\text{Αντίστοιχα για τη θλίψη } \tilde{\varepsilon}_c^{in} = \tilde{\varepsilon}_{tot} - \tilde{\varepsilon}_{0c}^{el}$$

$$\tilde{\varepsilon}_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0}, \text{ η ελαστική παραμόρφωση που αντιστοιχεί σε υλικό χωρίς βλάβες.}$$

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \tilde{\varepsilon}_{tot} - \tilde{\varepsilon}_{0c}^{el}, \text{ η ανελαστική παραμόρφωση που ορίζεται.}$$

$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{ck} - \frac{d_c \cdot \sigma_c}{(1-d_c) \cdot E_0}$ , η πλαστική παραμόρφωση που υπολογίζεται από το

πρόγραμμα. Υπολογίζονται οι ενεργές τάσεις, που ορίζουν το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής.

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t) \cdot E_0} = E_0 \cdot (\tilde{\varepsilon}_{tot} - \tilde{\varepsilon}_t^{pl})$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c) \cdot E_0} = E_0 \cdot (\tilde{\varepsilon}_{tot} - \tilde{\varepsilon}_c^{pl})$$

Υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση οι μηχανισμοί αποφόρτισης είναι αρκετά περίπλοκοι, συμπεριλαμβάνοντας το άνοιγμα και το κλείσιμο των σχηματιζόμενων μικρό-ρωγμών, καθώς και την αλληλεπίδρασή τους. Πειραματικά έχει αποδειχθεί για το σκυρόδεμα ότι κατά την εναλλαγή διεύθυνσης της φόρτισης ανακτάται ένα μέρος της ελαστικής δυσκαμψίας του υλικού. Το φαινόμενο αυτό είναι πιο έντονο κατά την εναλλαγή εφελκυστικού φορτίου σε θλιπτικό όπου κλείνει μέρος των εφελκυστικών ρωγμών, με αποτέλεσμα ένα μέρος του μέτρου ελαστικότητας να ανακτάται. Από την άλλη κατά την εναλλαγή θλιπτικού φορτίου σε εφελκυστικό δεν ανακτάται η δυσκαμψία. Το λογισμικό ABAQUS ορίζει τις συναρτήσεις  $s_t$  και  $s_c$  μέσω των οποίων καθορίζονται τα φαινόμενα ανάκτησης του μέτρου ελαστικότητας κατά την εναλλαγή της φόρτισης και ισχύει η παρακάτω σχέση για τη μεταβλητή του βαθμού βλάβης - απομείωσης της δυσκαμψίας  $d$ :

$$(1-d) = (1-s_t d_c) \cdot (1-s_c d_t), \text{ όπου}$$

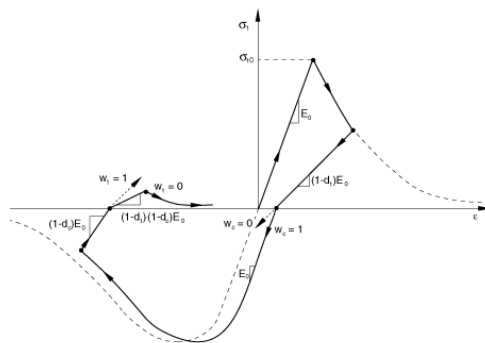
$$s_t = 1 - w_t \cdot r^*(\sigma_{11}), \quad 0 \leq w_t \leq 1$$

$$s_c = 1 - w_c (1 - r^*(\sigma_{11})), \quad 0 \leq w_c \leq 1$$

Όπου

$$r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1, & \sigma_{11} > 0 \\ 0, & \sigma_{11} < 0 \end{cases}$$

Οι παραπάνω σχέσεις ισχύουν για μονοαξονική ανακυκλιζόμενη φόρτιση και ανάγονται σε μορφή πίνακα για πολυαξονική ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Στο πρόγραμμα ως προεπιλογή ορίζεται  $w_t=0$  και  $w_c=1$ , και απεικονίζεται στην παρακάτω εικόνα η διαδρομή των τάσεων κατά τη μονοαξονική ανακυκλιζόμενη φόρτιση.



Εικόνα 5.3 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων, όπου φαίνεται ένας ολόκληρος κύκλος φόρτισης-αποφόρτισης και επαναφόρτισης.

Για τον ορισμό της δυναμικής συνάρτησης πλαστικής ροής και της επιφάνειας διαρροής υπολογίζονται δύο αναλλοίωτες από τον τανυστή των ενεργών τάσεων, η τάση υδροστατικής πίεσης:

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \text{trace}(\bar{\sigma})$$

και η ισοδύναμη ενεργή τάση Mises:

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} (\bar{S} : \bar{S})},$$

$\bar{S} = \bar{\sigma} + \bar{p}I$ , η ενεργή αποκλίνουσα τάση (effective stress deviator).

Το μοντέλο πλαστικότητας υλικού με βλάβες λαμβάνει μη συσχετισμένο δυναμικό πλαστικής ροής. Χρησιμοποιείται η δυναμική ροή  $G$ , η οποία είναι υπερβολική συνάρτηση Drucker-Prager

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{i0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi,$$

Όπου,  $\psi(\theta, f_i)$  είναι η γωνία διαστολικότητας που υπολογίζεται στο p-q επίπεδο υπό μεγάλη πίεση περίσφιγξης. Η γωνία διαστολικότητας επιλέγεται  $10^\circ$  βάσει πειραματικών δεδομένων που υπάρχουν στη βιβλιογραφία.

$\sigma_{i0}(\theta, f_i) = \sigma_i \Big|_{\dot{\epsilon}_i^{pl}=0, \dot{\epsilon}_i^{pl}=0}$  είναι η μονοαξονική εφελκυστική τάση, η οποία έχει οριστεί,

$\epsilon(\theta, f_i)$  είναι παράμετρος που ορίζεται ως εκκεντρότητα και καθορίζει εάν η δυναμική συνάρτηση ροής τείνει στην ασύμπτωτη. Όσο μικρότερη γίνεται η εκκεντρότητα τόσο η δυναμική ροή τείνει να γίνει ευθεία. Η δυναμική ροή, η οποία είναι συνεχής και στρωτή καθορίζει ότι η διεύθυνση της ροής είναι πάντα μονοσήμαντα ορισμένη. Η συνάρτηση προσεγγίζει τη γραμμική Drucker-Prager δυναμική ροή ασυμπτωτικά σε υψηλές τάσεις περίσφιγξης και τέμνει τον άξονα της υδροστατικής πίεσης κάθετα.

Η εκκεντρότητα της δυναμικής ροής ορίζεται ως 0.1 από τις αρχικές παραμέτρους του προγράμματος, το οποίο αντιστοιχεί στο ότι το υλικό έχει σχεδόν την ίδια γωνία διαστολικότητας για ένα μεγάλο εύρος τάσεων πίεσης περίσφιγξης. Αυξάνοντας την εκκεντρότητα δίνεται μεγαλύτερη καμπυλότητα στη δυναμική ροή, ώστε η γωνία διαστολικότητας αυξάνεται γρήγορα όσο η πίεση περίσφιγξης μειώνεται. Τιμές της εκκεντρότητας που είναι αρκετά μικρότερες από 0.1 μπορεί να οδηγήσουν σε προβλήματα σύγκλισης εάν το υλικό υπόκειται σε χαμηλές πιέσεις περίσφιγξης. Για τους παραπάνω λόγους έχει επιλεγεί η τιμή 0.1, όπως ορίζεται από τις αρχικές παραμέτρους του προγράμματος.

Το συγκεκριμένο προσομοίωμα υλικού είχε προταθεί πρώτη φορά από τους Lubliner et al το 1989 και στη συνέχεια τροποποιήθηκε από τους Lee & Fenves

το 1998. Στο λογισμικό ABAQUS λαμβάνεται η συνάρτηση διαρροής που είχε οριστεί από τους παραπάνω για να προσδιορίσει τις περιοχές πλαστικοποίησης. Η εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής εξαρτάται από τις θλιπτικές και εφελκυστικές ανελαστικές παραμορφώσεις. Σε όρους ενεργών τάσεων η συνάρτηση διαρροής παίρνει τη μορφή:

$$F = \frac{1}{1-a} (\bar{q} - 3a\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0$$

$$a = \frac{(\sigma_{b0} / \sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0} / \sigma_{c0}) - 1}; 0 \leq a \leq 0.5,$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1-a) - (1+a),$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c - 1}$$

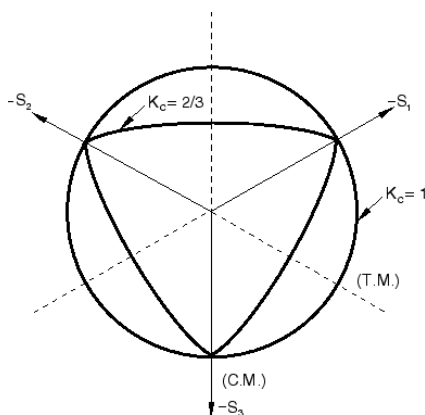
Όπου,

$\hat{\sigma}_{\max}$  είναι η μέγιστη κύρια ενεργή τάση,  
 $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$  είναι ο λόγος της διαξονικής θλιπτικής τάσης διαρροής προς τη μονοαξονική θλιπτική τάση διαρροής, ο οποίος λαμβάνεται 1.16 βάσει πειραματικών δεδομένων.

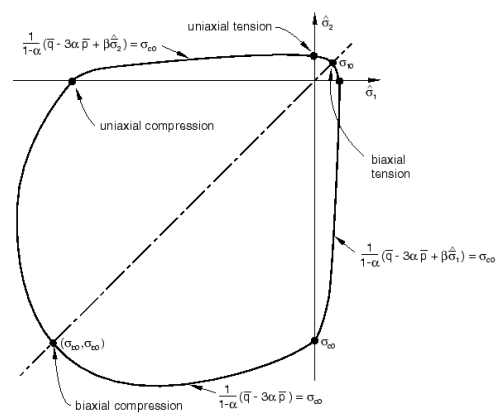
$K_c$  είναι ο λόγος της δεύτερης αναλλοίωτης των τάσεων του εφελκυστικού μεσημβρινού  $q(TM)$  προς την αναλλοίωτη του θλιπτικού μεσημβρινού  $q(CM)$ , στην αρχική διαρροή για οποιαδήποτε δεδομένη τιμή της αναλλοίωτης της πίεσης  $p$  με την οποία η μέγιστη κύρια τάση είναι αρνητική, πρέπει να ικανοποιείται η απαίτηση  $0.5 < K_c \leq 1$ . Η προκαθορισμένη τιμή του προγράμματος είναι  $2/3$  και αυτή επιλέγεται, στην παρούσα μελέτη.

$\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$ , είναι η ενεργός εφελκυστική τάση.

$\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ , είναι η ενεργός θλιπτική τάση.



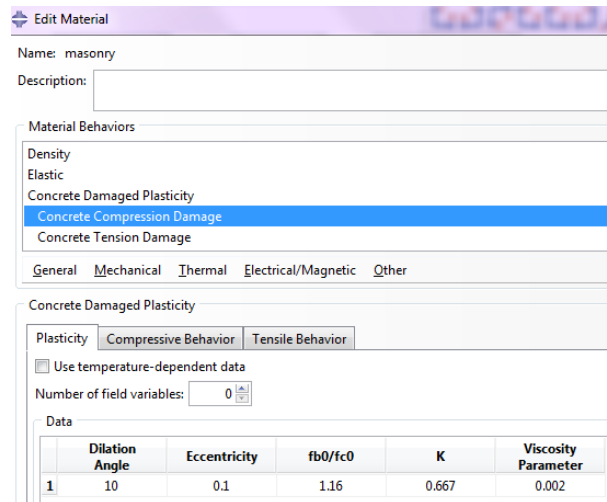
Εικόνα 5.4 Επιφάνεια διαρροής στο αποκλίνον (deviatoric plane) επίπεδο, η οποία αντιστοιχεί σε διαφορετικές τιμές του  $K_c$ .



Εικόνα 5.5 Επιφάνεια διαρροής στο επίπεδο των τάσεων.

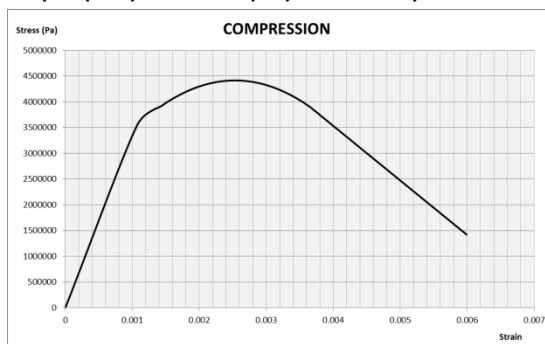
Parameter	Value
Poisson's ratio	0.2
Dilatation angle	10°
Eccentricity	0.1
$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	1.16
K	0.666
Viscosity parameter	0.002

Εικόνα 5.6 Οι τιμές που επιλέχθηκαν για το καταστατικό προσομοίωμα Concrete Damaged Plasticity, βασισμένες στη βιβλιογραφία και σε αντίστοιχες αναλύσεις σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία που έχουν πραγματοποιηθεί από τους M. Valente & G. Milani.

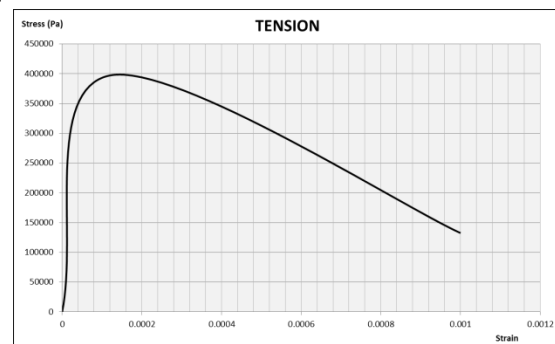


Εικόνα 5.7 Οι παραπάνω τιμές όπως ορίστηκαν στο πρόγραμμα.

Για τη θλίψη λαμβάνεται παραβολικό διάγραμμα τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων, όπως συνιστάται και από τον ΚΑΔΕΤ. Η παραμόρφωση αστοχίας στον ΚΑΔΕΤ για την αργολιθοδομή αναφέρεται ότι παίρνει τιμές μεταξύ 0.002-0.003 για θλιπτική αντοχή  $f_{wc}$  1.0-3.0 MPa. Επιλέχθηκε η τιμή 0.003 για την αστοχία και επιτράπηκε να συνεχίζεται η ανάλυση μέχρι την τιμή ανηγμένης παραμόρφωσης 0.006. Στον ΚΑΔΕΤ επίσης αναφέρεται ότι μπορεί να προσεγγιστεί και με ευθεία το διάγραμμα τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων μετά τη διαρροή για λόγους σύγκλισης της ανάλυσης. Για αυτό το λόγο θεωρείται ότι μπορεί να ληφθεί κατά την ανάλυση το διάγραμμα εφελκυστικών τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων όπως φαίνεται παρακάτω, καθώς υπήρχαν προβλήματα σύγκλισης της ανάλυσης σε περίπτωση περαιτέρω περιορισμού των μέγιστων τιμών των εφελκυστικών τάσεων.



Εικόνα 5.8 Διάγραμμα θλιπτικών τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων, όπως ορίστηκαν κατά την ανάλυση για μονοαξονική θλίψη.



Εικόνα 5.9 Διάγραμμα εφελκυστικών τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων, όπως ορίστηκαν κατά την ανάλυση για μονοαξονικό εφελκυσμό.



Concrete Compression Damage

Tension recovery:

Use temperature-dependent data

Number of field variables:

Data

	Damage Parameter	Inelastic Strain
1	0	0
2	0.02969457	0.00025
3	0.063348416	0.000533333
4	0.100961538	0.00085
5	0.142533937	0.0012
6	0.188065611	0.001583333
7	0.237556561	0.002
8	0.291006787	0.00245
9	0.34841629	0.002933333
10	0.7	0.005893333

Εικόνα 5.10 Τιμές βαθμού βλάβης που επιλέχθηκαν για τη θλίψη.

Concrete Tension Damage

Type:

Compression recovery:

Use temperature-dependent data

Number of field variables:

Data

	Damage Parameter	Cracking Strain
1	0	0
2	0.7	0.00096

Εικόνα 5.11 Τιμές βαθμού βλάβης που επιλέχθηκαν για τον εφελκυσμό.

Ο μέγιστος βαθμός βλάβης επιλέχθηκε 0.7, καθώς στην περίπτωση που ληφθεί ίσος με τη μονάδα, όποτε τα πεπερασμένα στοιχεία που έχουν βαθμό βλάβης  $d=1$  πλέον έχουν μηδενική δυσκαμψία, η ανάλυση δε σύγκλινε. Γίνεται λοιπόν η παραδοχή ότι κατά την οριστική αστοχία ο βαθμός βλάβης είναι  $d=0.7$ , άρα παραμένει ένα μικρό ποσοστό της δυσκαμψίας της τοιχοποιίας. Όταν φτάνει το υλικό βαθμό βλάβης 0.7 αναμένεται να εμφανιστούν μόνιμες πλαστικές παραμορφώσεις στην περίπτωση της θλίψης της τάξεως του 5‰ και στην περίπτωση του εφελκυσμού της τάξεως του 1‰.

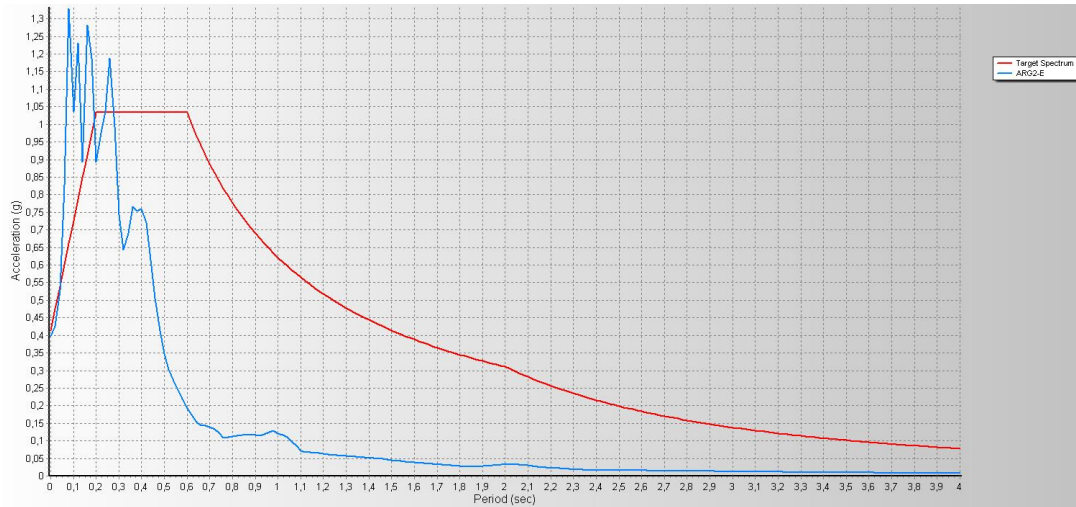
Επισημαίνεται ότι το ιδανικό θα ήταν να πραγματοποιηθούν εργαστηριακά πειράματα, ώστε να καλλιμπραριστούν οι παραπάνω τιμές για τη φέρουσα τοιχοποιία του φορέα που εξετάζεται, αλλά δυστυχώς δεν ήταν δυνατό στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας.

## 5.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

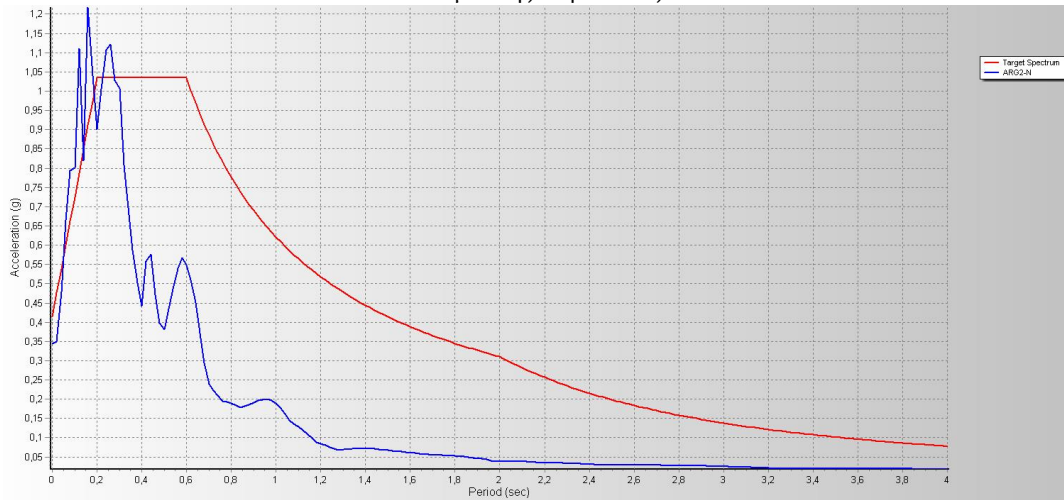
Στο λογισμικό ABAQUS πραγματοποιήθηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, η οποία ορίζεται ως Dynamic Implicit στο πρόγραμμα. Κατά τη συγκεκριμένη μέθοδο ανάλυσης σε κάθε βήμα επιλύεται η εξίσωση κίνησης του φορέα με άμεση αριθμητική ολοκλήρωση και είναι κατάλληλη για την περίπτωση ύπαρξης μη γραμμικών φαινομένων στην κατασκευή.

Στο πρώτο βήμα εισάγονται τα στατικά φορτία  $G+0.3Q$  και στη συνέχεια επιβάλλεται η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και στις δύο διευθύνσεις στη βάση του κτιρίου ως συνθήκη στήριξης συναρτήσει του χρόνου. Το επιταχυνσιογράφημα που επιλέχθηκε είναι ο σεισμός της Κεφαλονιάς που συνέβη τον Ιανουάριο του 2014 και πιθανότατα προκάλεσε πολλές από τις ήδη υπάρχουσες βλάβες. Η κατακόρυφη διεύθυνση του σεισμού δε λήφθηκε υπόψη καθώς από την ιδιομορφική ανάλυση δεν προέκυψε σημαντική συμμετοχή της

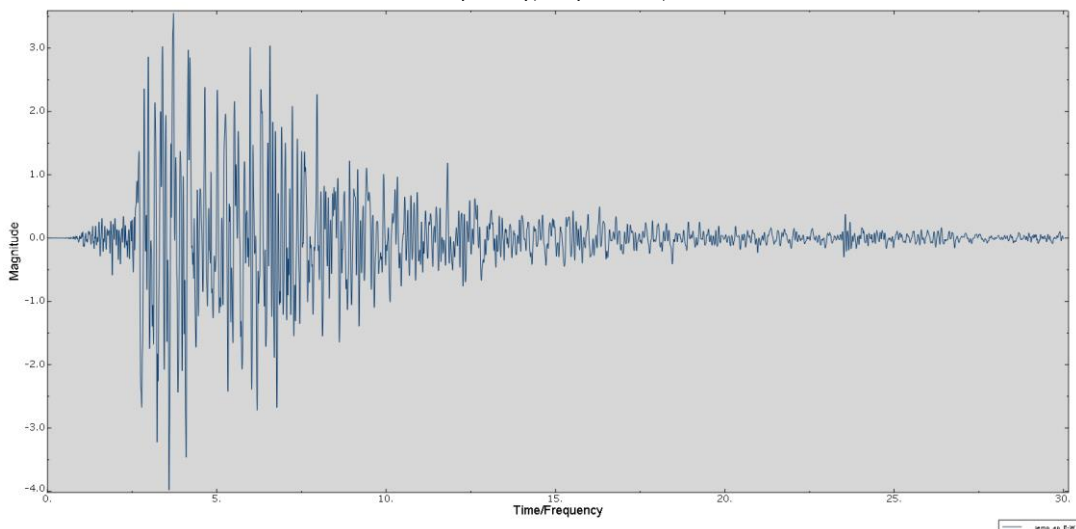
μάζας κατά τη διεύθυνση αυτή. Παρακάτω συγκρίνεται το ελαστικό φάσμα του EC-8 με το φάσμα του σεισμού της Κεφαλονιάς και στις δύο διευθύνσεις.



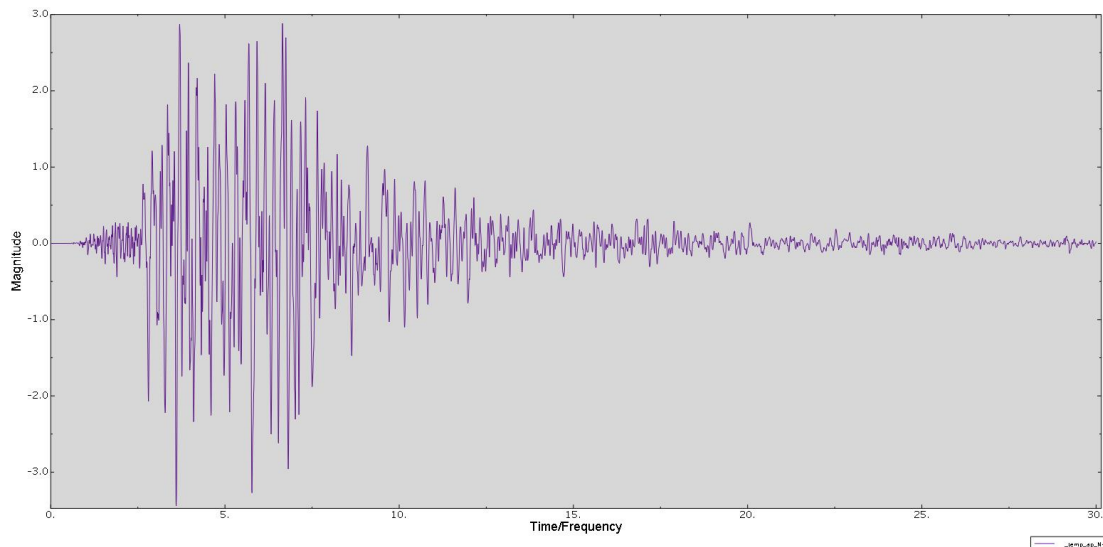
Εικόνα 5.12 Σύγκριση ελαστικού φάσματος EC-8 με την ισχυρή διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης του σεισμού της Κεφαλονιάς.



Εικόνα 5.13 Σύγκριση ελαστικού φάσματος EC-8 με την ασθενή διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης του σεισμού της Κεφαλονιάς.



Εικόνα 5.14 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους συναρτήσει του χρόνου που επιβάλλεται στη βάση της κατασκευής κατά τη μικρή διεύθυνση του κτιρίου.



Εικόνα 5.15 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους συναρτήσει του χρόνου που επιβάλλεται στη βάση της κατασκευής κατά τη διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου.

Παρατηρούμε ότι για τις ιδιοπεριόδους του κτιρίου που εξετάζεται με τιμές κάτω από 0.20s το φάσμα του σεισμού της Κεφαλονιάς υπερκαλύπτει το ελαστικό φάσμα του κανονισμού του EC-8 και άρα είναι ιδιαίτερα δυσμενές για το κτίριο που μελετάται. Συνεπώς, επιλέγεται να μην προσαυξηθεί παρόλο που δεν υπερκαλύπτει το φάσμα του κανονισμού για όλες τις ιδιοπεριόδους όπως ορίζεται στον ΕΑΚ2000.

Όσον αφορά τη μέθοδο αριθμητικής ολοκλήρωσης συναρτήσει του χρόνου το λογισμικό ABAQUS χρησιμοποιεί αυτόματα τη μέθοδο Hilber-Hughes-Taylor εκτός εάν οριστεί από το χρήστη να πραγματοποιηθεί Quasi-Static ανάλυση. Η μέθοδος επίλυσης Hilber-Hughes-Taylor έχει αναπτυχθεί βάσει της μεθόδου-β του Newmark και οι αριθμητικοί παράμετροι της μεθόδου αυτής εξαρτώνται από τη μέθοδο ανάλυσης που επιλέγεται (Moderate Dissipation/Transient Fidelity). Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι τιμές που παίρνουν οι αριθμητικοί παράμετροι  $\alpha$ ,  $\beta$  και  $\gamma$  ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης. Έχουν επιλεγεί οι τιμές της δεύτερης στήλης του πίνακα 5.1 καθώς στην πρώτη περίπτωση είναι πιθανό να υπάρχουν προβλήματα σύγκλισης στην περίπτωση ύπαρξης μη γραμμικών φαινομένων.

Parameter	Application	
	Transient Fidelity	Moderate Dissipation
$\alpha$	-0.05	-0.41421
$\beta$	0.275625	0.5
$\gamma$	0.55	0.91421

Πίνακας 5.1 Τιμές αριθμητικών παραμέτρων μεθόδου Hilber-Hughes-Taylor.

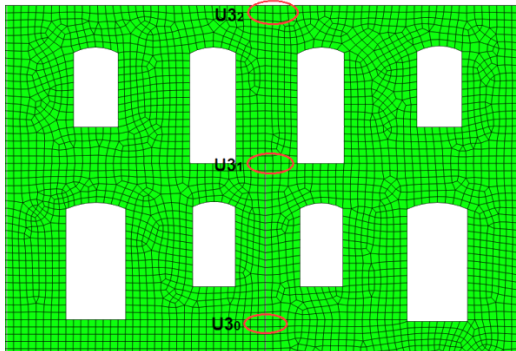
Σε κάθε βήμα της ανάλυσης αυτής χρησιμοποιείται η μέθοδος Newton για την επίλυση του συστήματος των μη γραμμικών δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας μέσω αντιστροφής πινάκων. Κύριο πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ότι δεν υπάρχει μαθηματικό όριο στο μέγεθος του χρονικού βήματος που μπορεί να

χρησιμοποιηθεί για την ολοκλήρωση ενός γραμμικού συστήματος, οπότε η ανάλυση έχει μικρότερο υπολογιστικό κόστος.

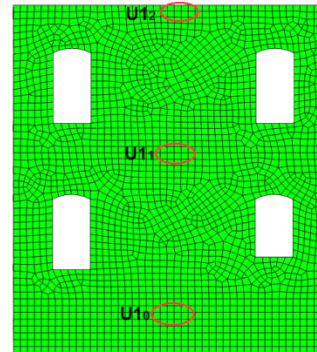
### 5.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

#### 5.3.1 Μετατοπίσεις μεταξύ των ορόφων

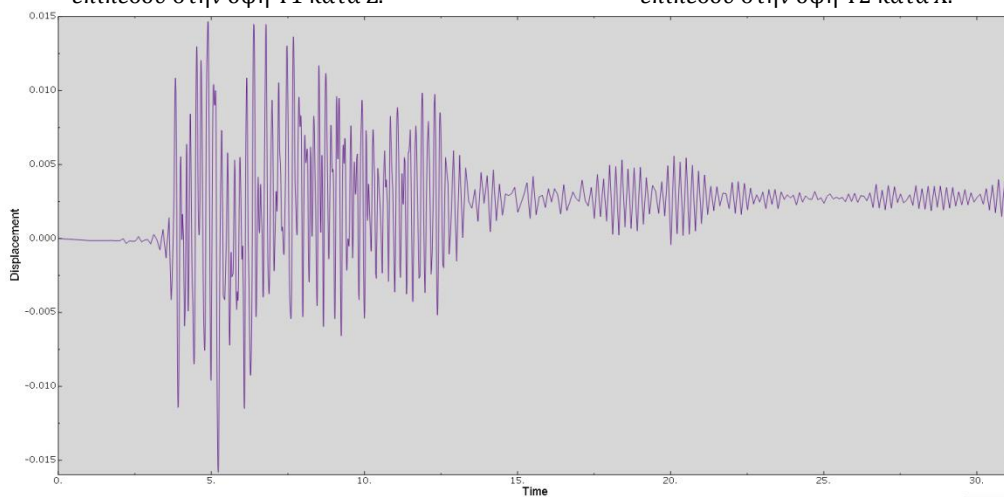
Μέγιστες μετατοπίσεις εκτός του επιπέδου τους εμφανίζουν οι φέρουσες λιθοδομές της όψης T1 κατά Z και της όψης T2 κατά X.



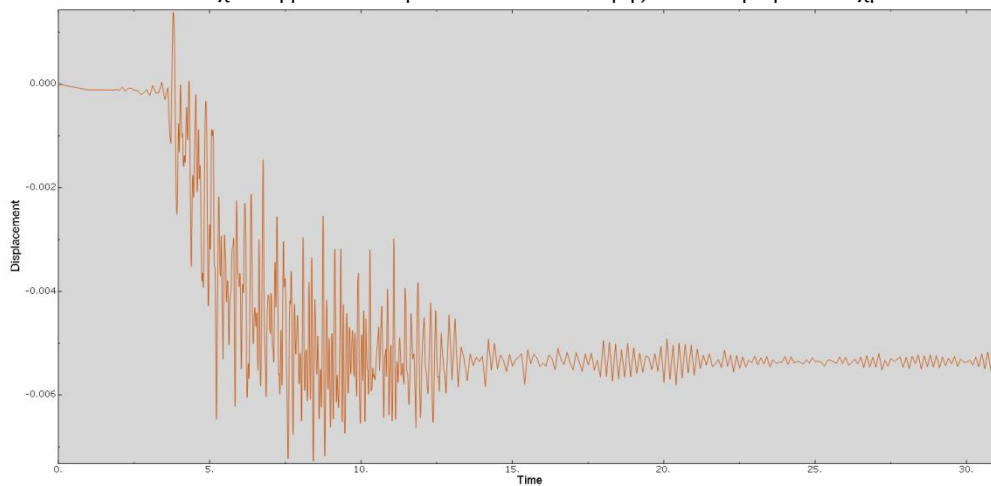
Εικόνα 5.16 Σημεία ελέγχου μετατοπίσεων εκτός επιπέδου στην όψη T1 κατά Z.



Εικόνα 5.17 Σημεία ελέγχου μετατοπίσεων εκτός επιπέδου στην όψη T2 κατά X.

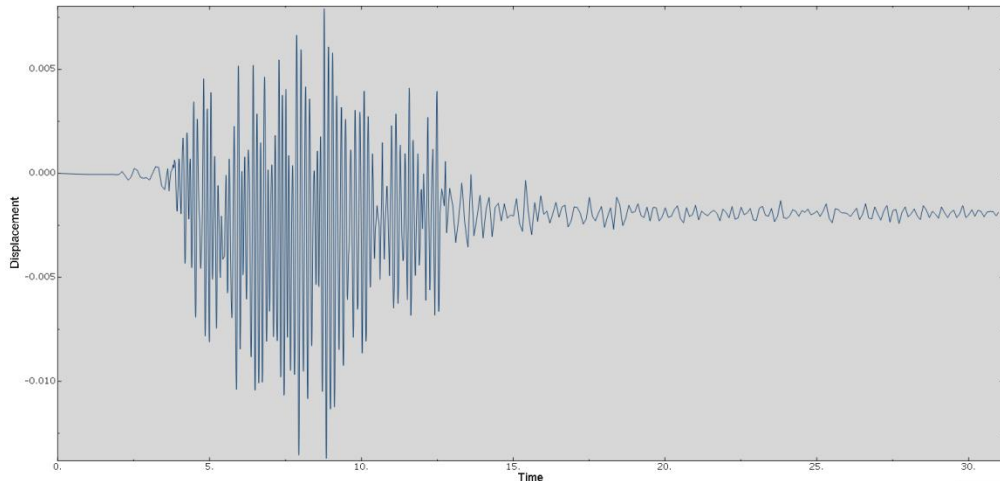


Εικόνα 5.18 Σχετική μετατόπιση κατά Z  $U_{32} - U_{31}$  όψης T1 συναρτήσει του χρόνου.

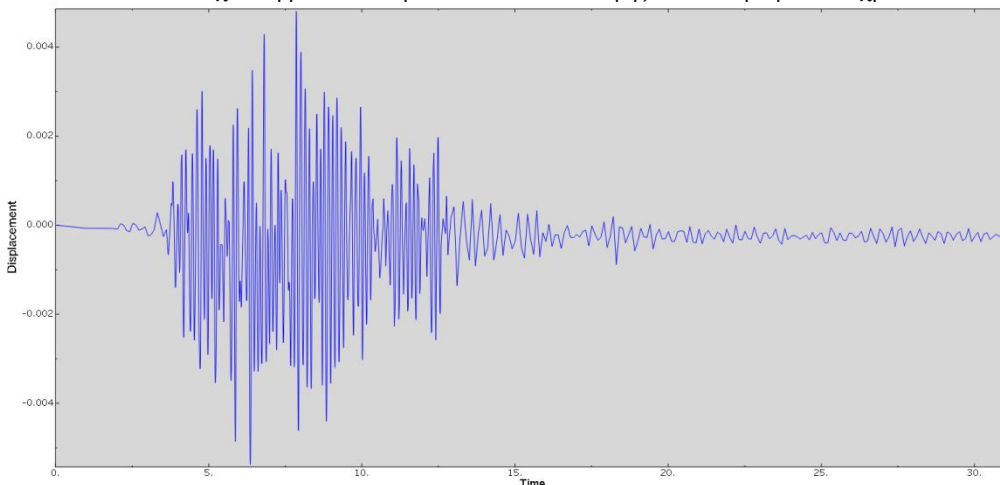


Εικόνα 5.19 Σχετική μετατόπιση κατά Z  $U_{31} - U_{30}$  όψης T1 συναρτήσει του χρόνου.

Στην όψη T1 υπολογίζεται η μέγιστη σχετική μετατόπιση μεταξύ της στέψης του τοίχου και του δαπέδου του Α' ορόφου 1.5cm και παρατηρούμε ότι παραμένουν 3mm. Η μέγιστη σχετική μετατόπιση μεταξύ του δαπέδου του Α' ορόφου και της στάθμης του εδάφους είναι όπως αναμενόταν μικρότερη 7mm, αλλά η παραμένουσα μετατόπιση είναι 5mm. Φαίνεται ότι με το συγκεκριμένο σεισμό παραμορφώνεται έντονα το κτίριο και μάλιστα παρατηρούνται πλαστικές μόνιμες παραμορφώσεις μετά το πέρας του σεισμού.



Εικόνα 5.20 Σχετική μετατόπιση κατά X  $U_{12} - U_{11}$  όψης T2 συναρτήσει του χρόνου.



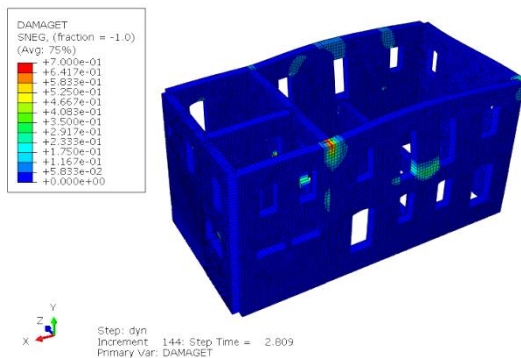
Εικόνα 5.21 Σχετική μετατόπιση κατά X  $U_{11} - U_{10}$  όψης T2 συναρτήσει του χρόνου.

Στην όψη T2 οι σχετικές μετατοπίσεις είναι μικρότερες, το οποίο είναι λογικό εφόσον το μήκος της είναι μικρότερο. Η μέγιστη σχετική μετατόπιση μεταξύ της στέψης του τοίχου και του δαπέδου του Α' ορόφου είναι 1.2cm και παρατηρούμε ότι παραμένουν 2mm. Η μέγιστη σχετική μετατόπιση μεταξύ του δαπέδου του Α' ορόφου και της στάθμης του εδάφους είναι 5mm, και ο τοίχος δείχνει ότι επανέρχεται στην αρχική του θέση. Ο τοίχος αυτός έχει παραμορφωθεί εκτός του επιπέδου του 4cm, συνεπώς είναι κι αυτά τα αποτελέσματα μια απόδειξη ότι το κτίριο έχει δεχθεί σεισμούς με κύρια διεύθυνση παράλληλη στη μεγάλη πλευρά του κτιρίου και για αυτό παρατηρούνται μεγαλύτερες μετατοπίσεις στην μικρή πλευρά του κτιρίου.

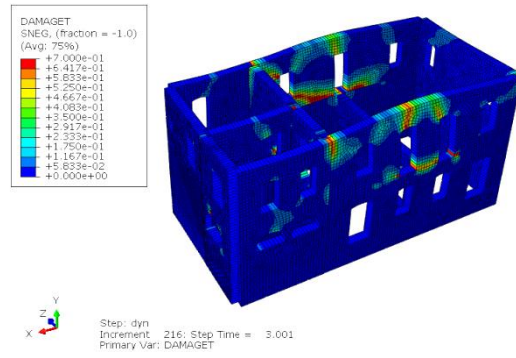
### 5.3.2 Βαθμοί βλάβης

Παρουσιάζονται παρακάτω οι βαθμοί βλάβης, εφελκυστικοί και θλιπτικοί. Μέσω των βαθμών βλάβης μπορεί να γίνει αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της τοιχοποιίας, εφόσον έχουμε εικόνα των πλαστικών - μόνιμων παραμορφώσεων που πραγματοποιούνται κατά τη διάρκεια του σεισμού [ΠΙΘΑΝΕΣ ΘΕΣΕΙΣ ΡΩΓΜΩΝ]. Οι πλαστικές παραμορφώσεις εμφανίζονται όταν υπερβάνεται η αντοχή του υλικού, άρα η φέρουσα ικανότητά του. Στις παρακάτω εικόνες φαίνεται πως εξελίσσονται οι βλάβες που εμφανίζονται κατά τη διάρκεια του σεισμού.

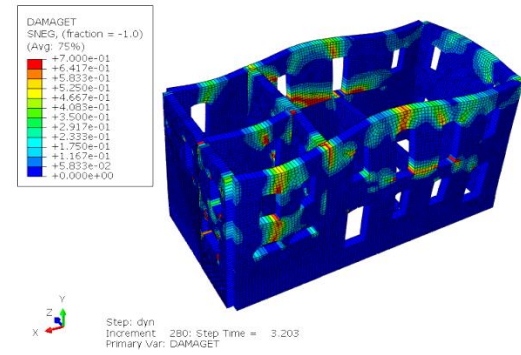
#### Εφελκυστικοί βαθμοί βλάβης



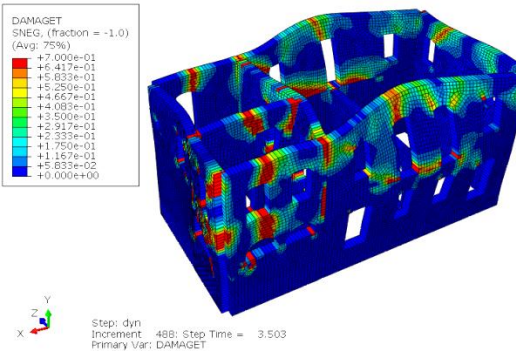
Εικόνα 5.22 Βαθμός βλάβης λόγω εφελκυσμού τη χρονική στιγμή 2.809s.



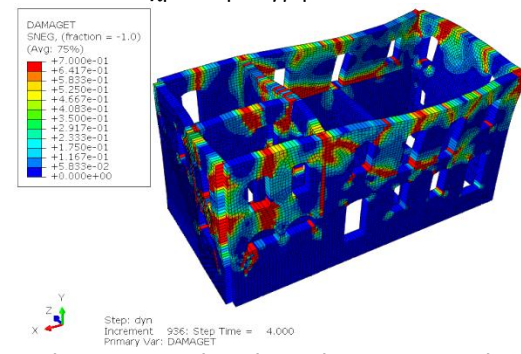
Εικόνα 5.23 Βαθμός βλάβης λόγω εφελκυσμού τη χρονική στιγμή 3.001s.



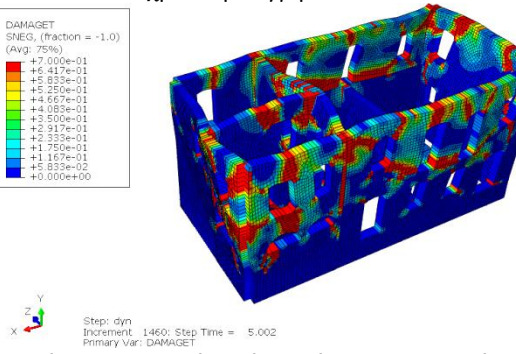
Εικόνα 5.24 Βαθμός βλάβης λόγω εφελκυσμού τη χρονική στιγμή 3.203s.



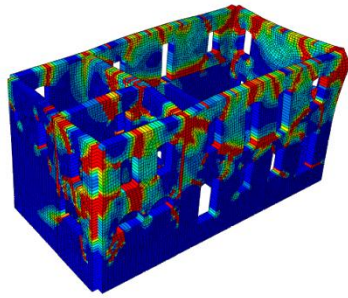
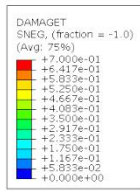
Εικόνα 5.25 Βαθμός βλάβης λόγω εφελκυσμού τη χρονική στιγμή 3.503s.



Εικόνα 5.26 Βαθμός βλάβης λόγω εφελκυσμού τη χρονική στιγμή 4.000s.

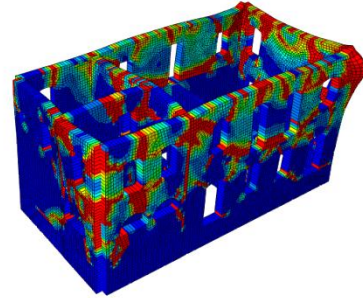
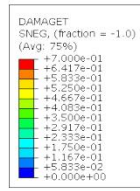


Εικόνα 5.27 Βαθμός βλάβης λόγω εφελκυσμού τη χρονική στιγμή 5.002s.



Step: dyn  
Increment: 2396; Step Time = 6.501  
Primary Var: DAMAGET

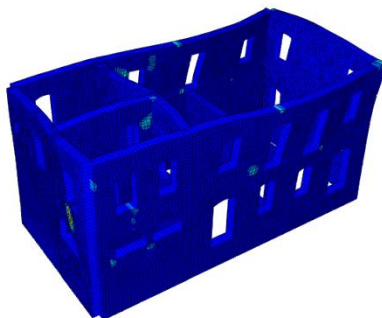
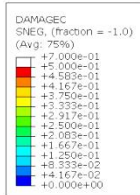
Εικόνα 5.28 Βαθμός βλάβης λόγω εφελκυσμού τη χρονική στιγμή 6.501s.



Step: dyn  
Increment: 4672; Step Time = 13.01  
Primary Var: DAMAGET

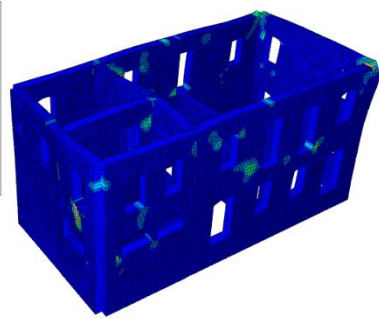
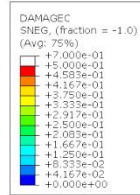
Εικόνα 5.29 Βαθμός βλάβης λόγω εφελκυσμού τη χρονική στιγμή 13.01s.

Θλιπτικοί βαθμοί βλάβης



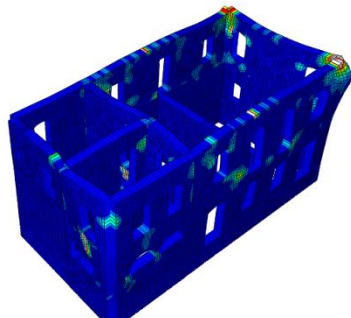
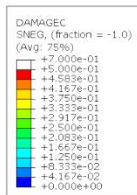
Step: dyn  
Increment: 936; Step Time = 4.000  
Primary Var: DAMAGEC

Εικόνα 5.30 Βαθμός βλάβης λόγω θλίψης τη χρονική στιγμή 4.000s.



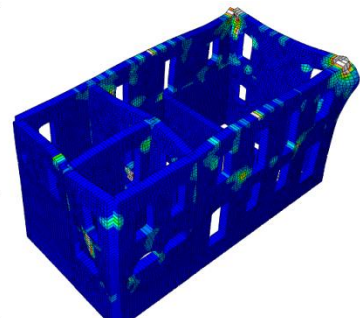
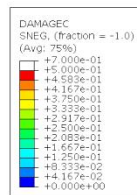
Step: dyn  
Increment: 1840; Step Time = 5.501  
Primary Var: DAMAGEC

Εικόνα 5.31 Βαθμός βλάβης λόγω θλίψης τη χρονική στιγμή 5.501s.



Step: dyn  
Increment: 3588; Step Time = 8.075  
Primary Var: DAMAGEC

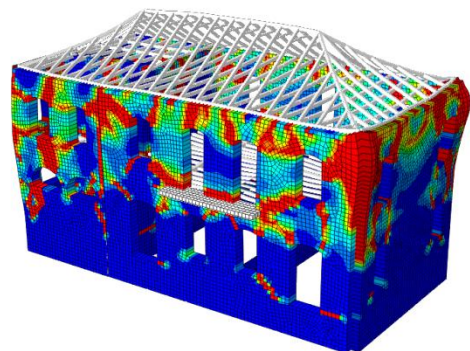
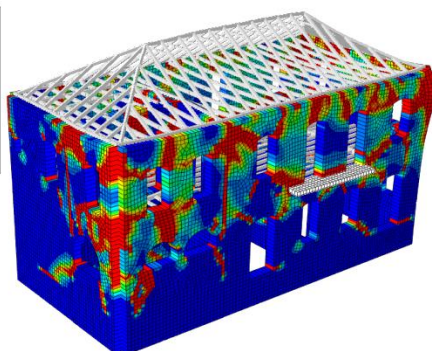
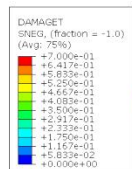
Εικόνα 5.32 Βαθμός βλάβης λόγω θλίψης τη χρονική στιγμή 8.075s.



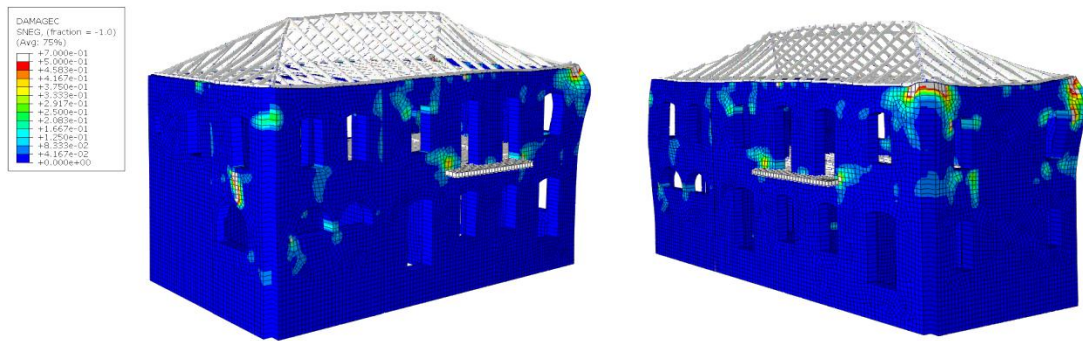
Step: dyn  
Increment: 4672; Step Time = 13.01  
Primary Var: DAMAGEC

Εικόνα 5.33 Βαθμός βλάβης λόγω θλίψης τη χρονική στιγμή 13.01s.

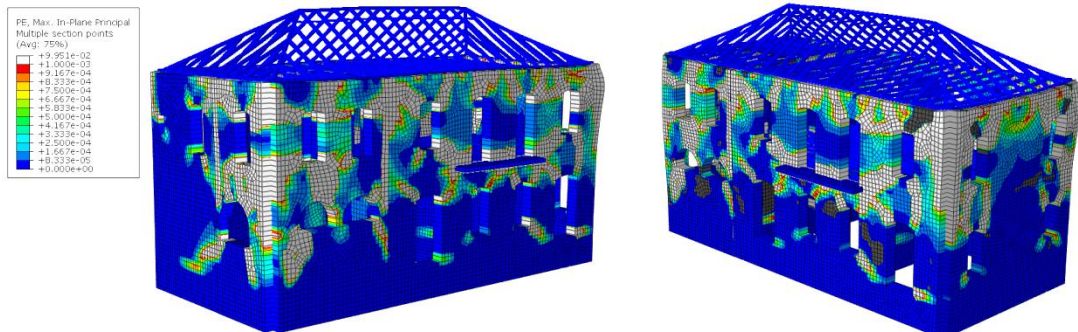
Τελικοί βαθμοί βλάβης στο συνολικό φορέα



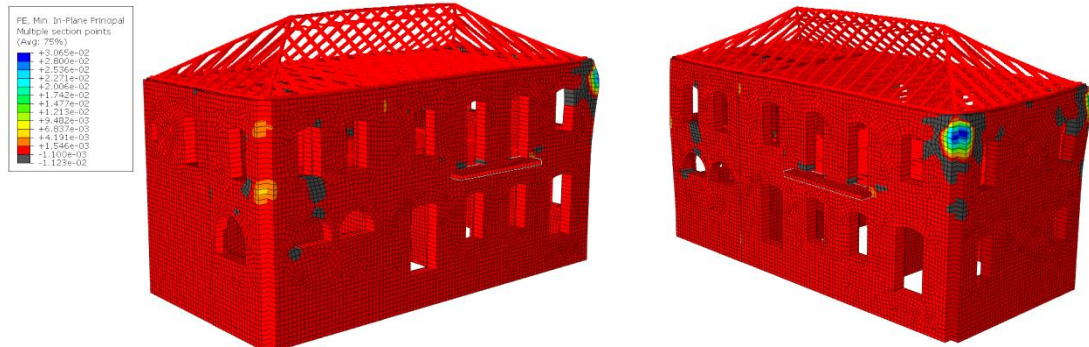
Εικόνα 5.34 Βαθμός βλάβης λόγω εφελκυσμού στο τέλος της ανάλυσης στο συνολικό φορέα.



Εικόνα 5.35 Βαθμός βλάβης λόγω θλίψης στο τέλος της ανάλυσης στο συνολικό φορέα.



Εικόνα 5.36 Ανηγμένες πλαστικές εφελκυστικές παραμορφώσεις στο τέλος της ανάλυσης στο συνολικό φορέα. Στις γκρι περιοχές αναμένεται να ρηγματωθεί λόγω εφελκυσμού.



Εικόνα 5.37 Ανηγμένες πλαστικές θλιπτικές παραμορφώσεις στο τέλος της ανάλυσης στο συνολικό φορέα. Στις μαύρες περιοχές αναμένεται να ρηγματωθεί λόγω θλίψης.

### 5.3.3 Σχολιασμός αποτελεσμάτων αναλύσεων & σύγκριση με παθολογία υφιστάμενου φορέα

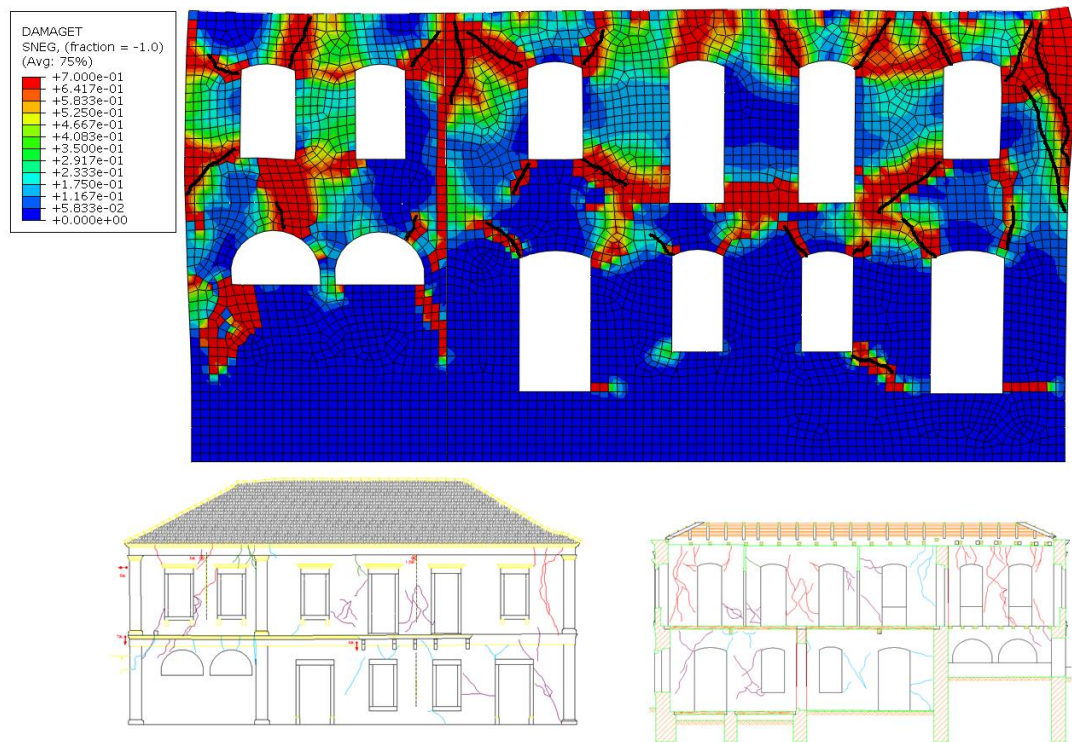
Παρατηρούμε βασιζόμενοι στα αποτελέσματα της ανάλυσης ότι η φέρουσα τοιχοποιία αναμένεται να εμφανίσει έντονες ρηγματώσεις λόγω εφελκυσμού, εφόσον ο βαθμός βλάβης του εφελκυσμού φτάνει το μέγιστο 0.7 που αντιστοιχεί σε ανηγμένη παραμόρφωση μεγαλύτερη από 0.001. Από την άλλη ο βαθμός βλάβης λόγω θλίψης σε γενικές γραμμές είναι μικρός και οι περιοχές που φτάνει τη διαρροή και αρχίζει να ρηγματώνεται λόγω θλίψης είναι λίγες. Πιο καταπονούμενες λόγω θλίψης είναι οι γωνίες της όψης T2.

Στις εικόνες που ακολουθούν γίνεται μια προσπάθεια αποτύπωσης των εφελκυστικών ρωγμών που έχουν εμφανιστεί στις όψεις των λιθοδομών εν συγκρίσει με τους βαθμούς βλάβης λόγω εφελκυσμού που έχουν προκύψει από την ανάλυση. Με μαύρες γραμμές απεικονίζονται οι ρωγμές που ήδη υπάρχουν

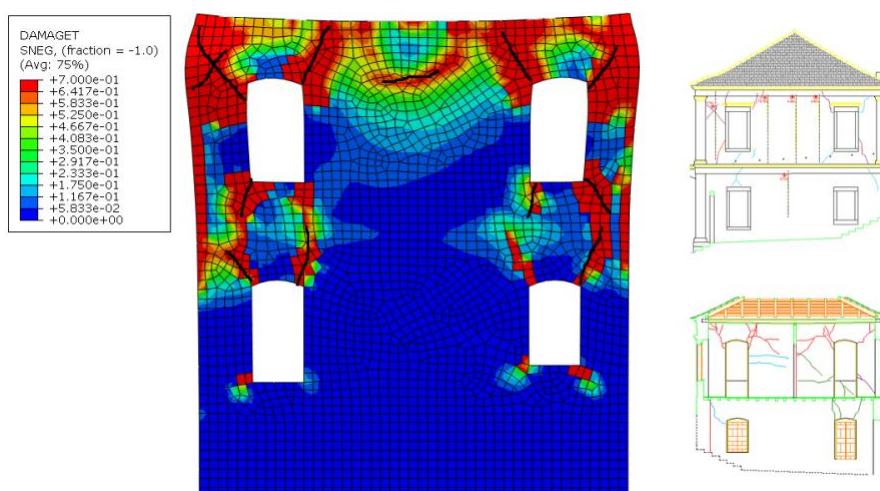


στο υφιστάμενο κτίριο και είναι αντίστοιχες των βαθμών βλάβης λόγω εφελκυσμού. Στόχος είναι να προσδιοριστεί σε ένα βαθμό κατά πόσο τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης που εφαρμόστηκε ανταποκρίνονται στην πραγματική απόκριση του φορέα κατά τη σεισμική καταπόνηση.

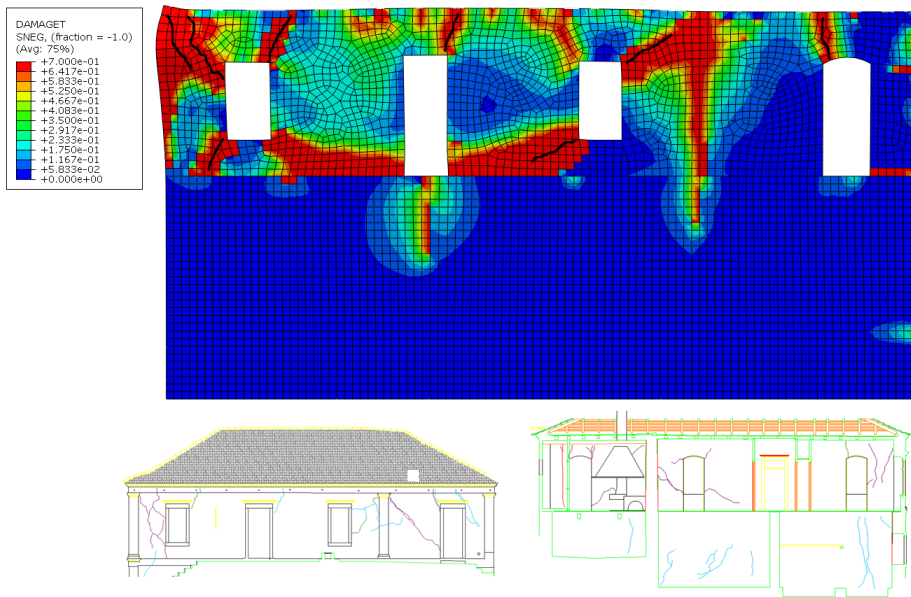
Τονίζεται ότι σε ορισμένα σημεία όπως για παράδειγμα στα σημεία επαφής επιφανειακών στοιχείων με διαφορετικά χαρακτηριστικά ή επαφής κάθετων επιφανειών προκύπτουν από την ανάλυση συγκεντρώσεις τάσεων, οι οποίες οδηγούν σε πλαστικοποιήσεις. Αυτές αγνοούνται καθώς είναι παρασιτικές τάσεις του μοντέλου.



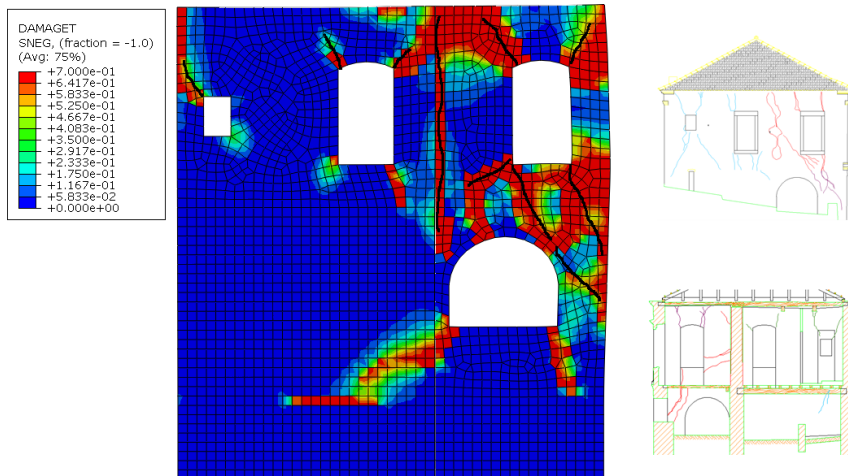
Εικόνα 5.38 Αποτύπωση εφελκυστικών ρωγμών στην όψη T1.



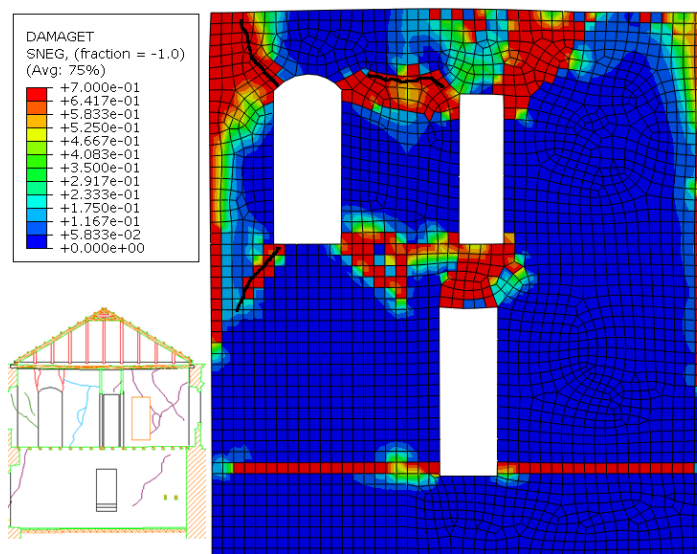
Εικόνα 5.39 Αποτύπωση εφελκυστικών ρωγμών στην όψη T2.



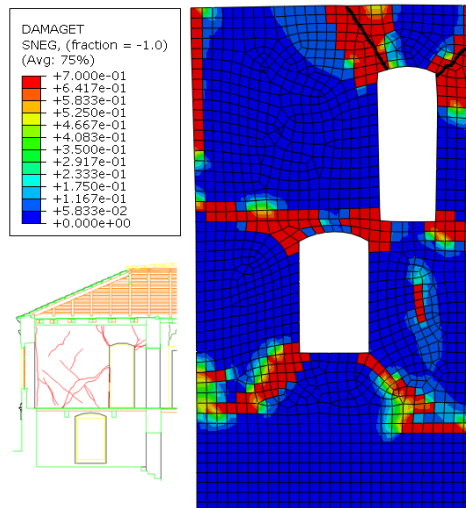
Εικόνα 5.40 Αποτύπωση εφελκυστικών ραγμών στην όψη T3.



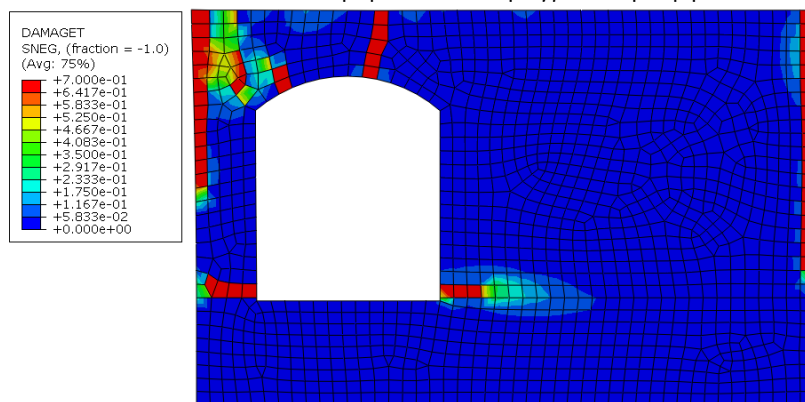
Εικόνα 5.41 Αποτύπωση εφελκυστικών ραγμών στην όψη T4.



Εικόνα 5.42 Αποτύπωση εφελκυστικών ραγμών στην όψη T5.



Εικόνα 5.43 Αποτύπωση εφελκυστικών ρωγμών στην όψη T6.

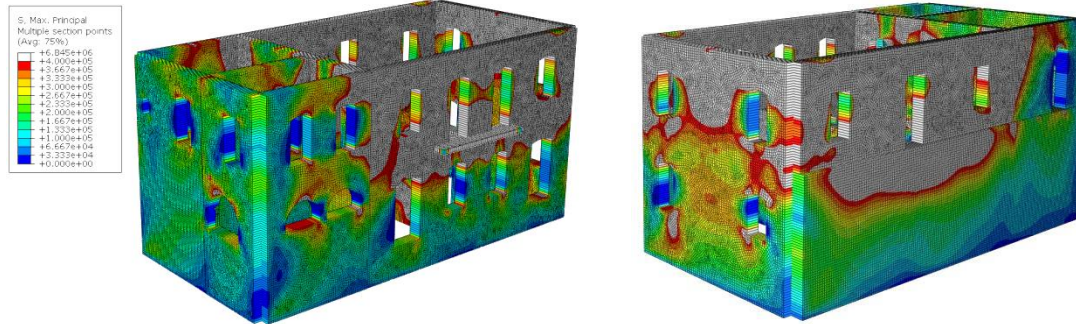


Εικόνα 5.44 Βαθμοί βλάβης στην όψη T7, η οποία δεν έχει εμφανίσει βλάβες.

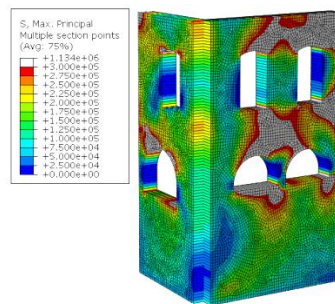
Μέσα από την αποτύπωση των ρωγμών στις υφιστάμενες φέρουσες λιθοδομές φαίνεται ότι αρκετές από τις βλάβες είναι πιθανό να έχουν προκληθεί από το σεισμό της Κεφαλονιάς του 2014. Ειδικά στις εξωτερικές όψεις του κτιρίου πάνω από το 60% των βλαβών της ανάλυσης αντιστοιχεί στις ρωγμές που έχουν ήδη εμφανιστεί στο κτίριο. Όλες οι φέρουσες λιθοδομές με εξαίρεση την όψη T7 εμφανίζουν μεγάλες εφελκυστικές τάσεις και παραμορφώσεις που οδηγούν σε αστοχίες. Συμπεραίνεται, λοιπόν, ότι ο σεισμός της Κεφαλονιάς του 2014 ήταν ιδιαίτερα καταστροφικός για το συγκεκριμένο κτίριο και σίγουρα έπαιξε καθοριστικό, αν όχι πρωταρχικό, ρόλο στις βλάβες που εμφανίζει σήμερα το κτίριο.

Βέβαια, όπως έχει αναφερθεί είναι πολύ σημαντική η γνώση του συνολικού ιστορικού του κτιρίου και από ένα μεμονωμένο γεγονός, όπως ένας σεισμός, δεν είναι δυνατό να δικαιολογηθούν όλες οι υφιστάμενες βλάβες. Για παράδειγμα, η συντήρηση του κτιρίου έναντι των περιβαλλοντικών συνθηκών επηρεάζει τη φέρουσα αντοχή, οι σεισμοί που είχε δεχτεί στο παρελθόν μπορεί να είχαν οδηγήσει σε μια εξασθένηση της φέρουσας ικανότητας ήδη σε ορισμένες θέσεις, ή να υπάρχουν κατασκευαστικές ατέλειες οι οποίες δεν έχουν ληφθεί στην προσομοίωση και πολλά άλλα.

Επιπλέον, είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι μέσα από τη μη γραμμική ανάλυση μπορούμε να κρίνουμε πιο σωστά και είναι πιο εμφανές ποιες είναι οι περιοχές που αναμένεται να ρηγματωθούν λόγω του σεισμού, κάτι που δεν είναι εφικτό αξιολογώντας τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης. Ενδεικτικά, φαίνονται παρακάτω οι περιοχές όπου οι αναπτυσσόμενες μέγιστες κύριες τάσεις υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας στην περίπτωση της δυναμικής φασματικής ανάλυσης.



Εικόνα 5.45 Μέγιστες κύριες τάσεις που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία στην περίπτωση της δυναμικής φασματικής ανάλυσης Z+0.3X, με γκρι χρώμα φαίνονται οι περιοχές όπου ξεπερνιέται η μέση εφελκυστική αντοχή.



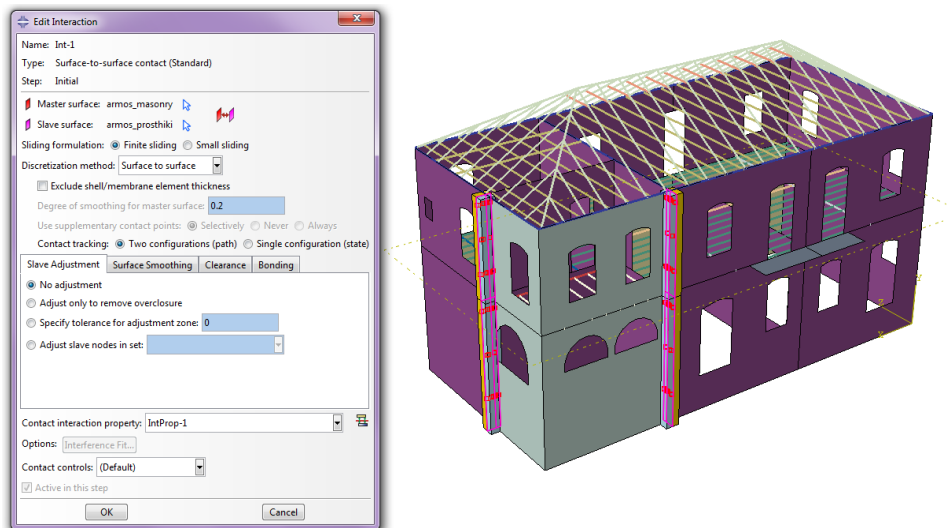
Εικόνα 5.46 Μέγιστες κύριες τάσεις που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία της προσθήκης στην περίπτωση της δυναμικής φασματικής ανάλυσης Z+0.3X, με γκρι χρώμα φαίνονται οι περιοχές όπου ξεπερνιέται η μέση εφελκυστική αντοχή.

Παρατηρείται ότι σχεδόν σε όλο τον Α' όροφο η εφελκυστική αντοχή υπερβαίνεται, άρα εάν ελεγχθεί θα προκύψουν πολύ πιο δυσμενή αποτελέσματα για το φορέα σε σχέση με την περίπτωση της μη γραμμικής ανάλυσης που εντοπίζονται συγκεκριμένες περιοχές αστοχίας. Αυτό συμβαίνει διότι κατά τη μη γραμμική ανάλυση γίνεται συνεχής ανακατανομή των τάσεων και υπολογίζεται η επιφάνεια διαρροής της τοιχοποιίας στο διαξονικό επίπεδο των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων, άρα λαμβάνεται υπόψη η ευεργετική δράση της θλίψης, κάτι το οποίο δε συμβαίνει κατά την ελαστική ανάλυση.

Συνοψίζοντας όλα τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι η μη γραμμική ανάλυση αναπαράγει σε μεγάλο βαθμό την πραγματική απόκριση του κτιρίου κατά τη διάρκεια του σεισμού και μέσω αυτής είναι δυνατό να εντοπιστούν αξιόπιστα οι περιοχές που κινδυνεύουν σε αστοχία. Τέλος, είναι πιο ευμενής τα αποτελέσματά της και πιο εύκολα ελέγξιμα σε σχέση με την περίπτωση της διενέργειας ελαστικών αναλύσεων. Στο επόμενο κεφάλαιο λαμβάνεται υπόψη η ύπαρξη του αρμού μεταξύ του κυρίως κτιρίου και της προσθήκης ώστε να διερευνηθεί κατά πόσο επηρεάζεται η απόκριση του φορέα εξαιτίας αυτού.

## 6. ΕΠΙΡΡΟΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΑΡΜΟΥ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Σκοπός του συγκεκριμένου κεφαλαίου είναι να διερευνηθεί η επιρροή του αρμού μεταξύ της τοιχοποιίας της προσθήκης και της τοιχοποιίας του κυρίως φορέα στην απόκριση του κτιρίου. Πραγματοποιήθηκαν οι ίδιες αναλύσεις στο μοντέλο της υπάρχουσας κατάστασης με τις ίδιες παραδοχές με τη μόνη διαφορά ότι ορίστηκε στη διεπιφάνεια του αρμού η ύπαρξη τριβής. Επειδή στα επιφανειακά στοιχεία (shell elements) δεν είναι δυνατό να οριστούν ιδιότητες διεπιφάνειας τα μέρη της τοιχοποιίας που είναι σε επαφή στη θέση του αρμού προσομοιώθηκαν με solid elements, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα. Η συγκεκριμένη αλλαγή δεν επηρέασε τα αποτελέσματα των αναλύσεων, αφού το πάχος της τοιχοποιίας δεν αλλάζει. Ο συντελεστής τριβής λήφθηκε συντηρητικά 0.4 με βάση τις τιμές που υπάρχουν στη βιβλιογραφία. Για περισσότερες λεπτομέρειες που αφορούν τον ορισμό των περιορισμών τριβής στο λογισμικό ABAQUS μπορεί κάποιος να ανατρέξει στο παράρτημα.

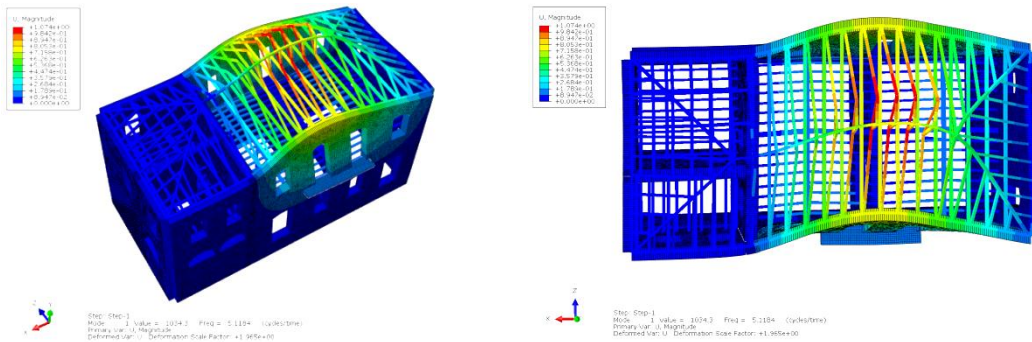


Εικόνα 6.1 Ορισμός αλληλεπίδρασης διεπιφάνειας αρμού.

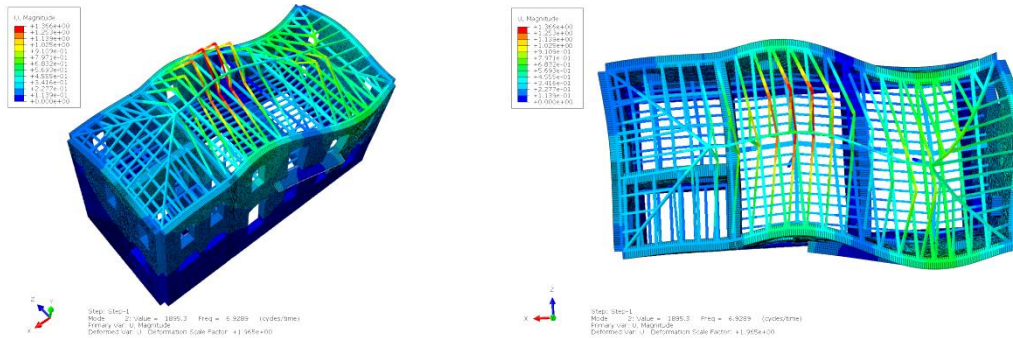
### 6.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

#### 6.1.1 Ιδιομορφική ανάλυση

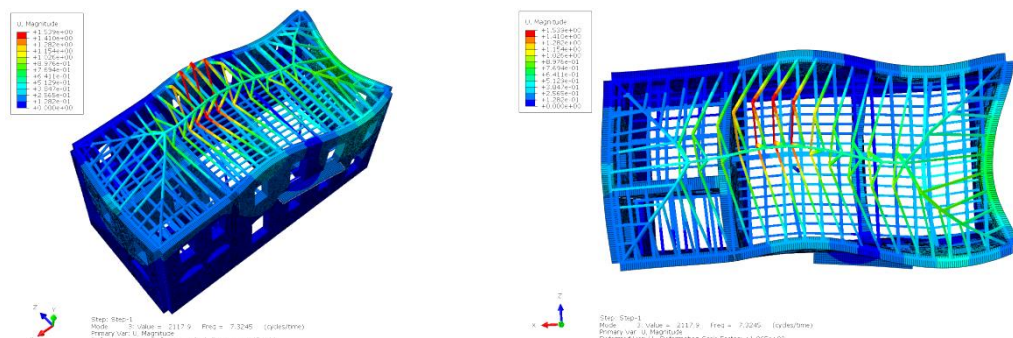
Παρακάτω παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου. Υπολογίζοντας και πάλι τις 100 πρώτες ιδιομορφές λαμβάνεται το απαιτούμενο ποσοστό της μάζας. Γενικά, οι ιδιομορφές του φορέα δεν επηρεάζονται σημαντικά εξαιτίας του αρμού. Σε περίπτωση που δε ληφθεί υπόψη η τριβή στη διεπιφάνεια ωστόσο, παρατηρήθηκαν σημαντικές αλλαγές στις υπολογιζόμενες ιδιομορφές, καθώς στη δεύτερη συμμετέχει ουσιαστικά η μάζα της τοιχοποιίας της προσθήκης. Η παραδοχή αυτή όμως είναι πολύ συντηρητική και για αυτό οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν λαμβάνοντας υπόψη την τριβή στη διεπιφάνεια.



Εικόνα 6.2 1<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.195s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά Z 20%.

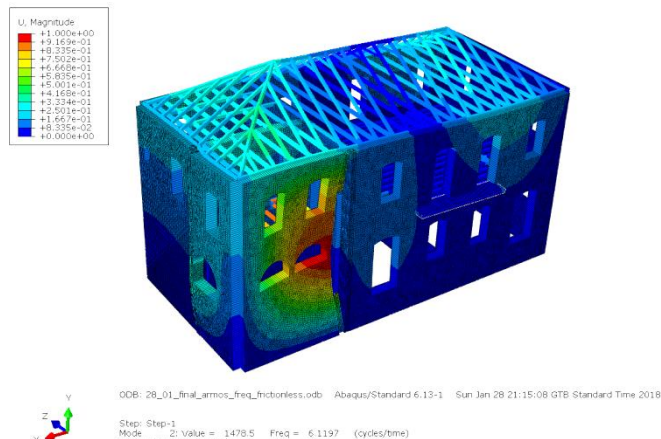


Εικόνα 6.3 2<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.145s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά X 11% και κατά Z 3%.



Εικόνα 6.4 3<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.137s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά X 27%.

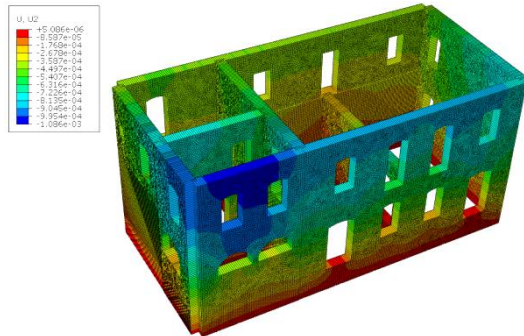
Ενδεικτικά παρουσιάζεται η δεύτερη ιδιομορφή του φορέα στην περίπτωση μη ύπαρξης τριβής στον αρμό.



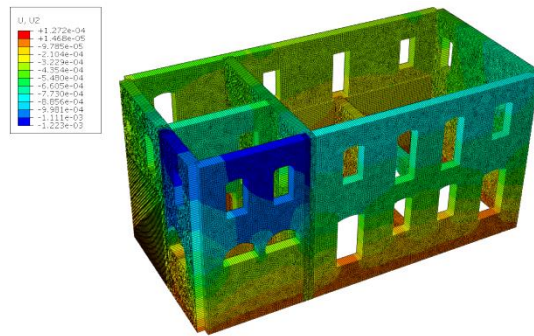
Εικόνα 6.5 2<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.164s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά Z 14%, ουσιαστικά συμμετέχει η μάζα της προσθήκης.

### 6.1.2 Στατική ανάλυση

Η στατική ανάλυση πραγματοποιήθηκε για το συνδυασμό αστοχίας των κατακόρυφων φορτίων.

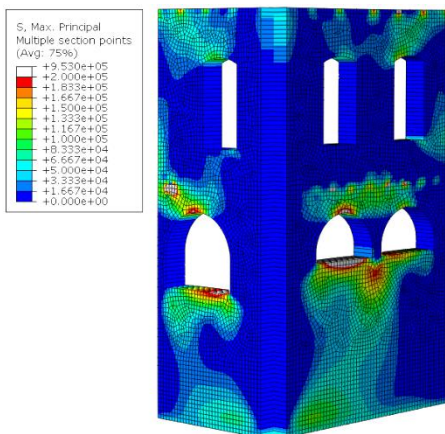


Εικόνα 6.6 Μετατοπίσεις φορέα κατά την κατακόρυφη διεύθυνση όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.

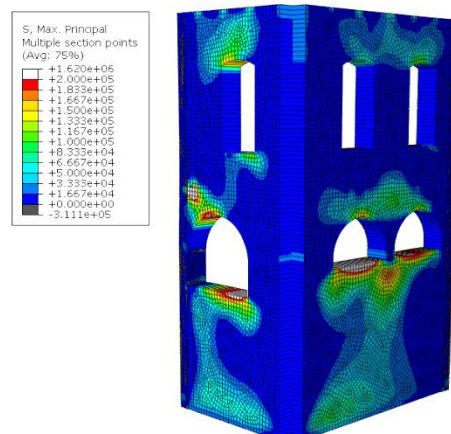


Εικόνα 6.7 Μετατοπίσεις φορέα κατά την κατακόρυφη διεύθυνση όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.

Παρατηρούνται ελαφρώς μεγαλύτερες μετατοπίσεις κατά την κατακόρυφο στην περίπτωση ύπαρξης της τριβής ενώ οι τιμές των τάσεων δεν επηρεάζονται ιδιαίτερα. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι μέγιστες κύριες τάσεις στην τοιχοποιία της προσθήκης που είναι σχεδόν ίδιες και στις δύο περιπτώσεις.



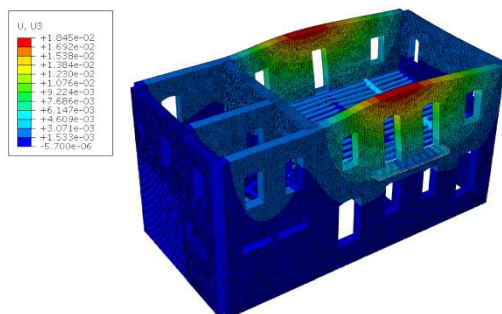
Εικόνα 6.8 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία της προσθήκης όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.



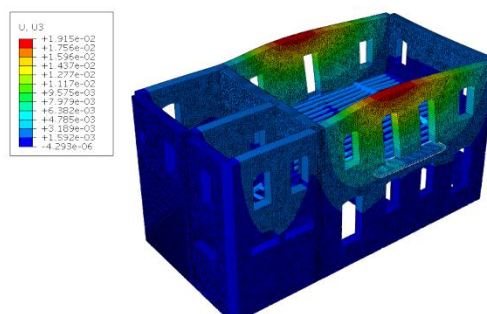
Εικόνα 6.9 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία της προσθήκης όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.

### 6.1.3 Δυναμική φασματική ανάλυση

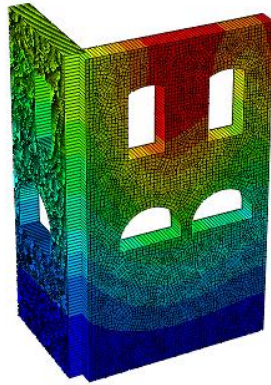
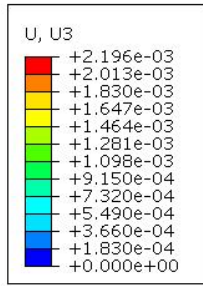
- Επιβολή του σεισμού στην ασθενή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]



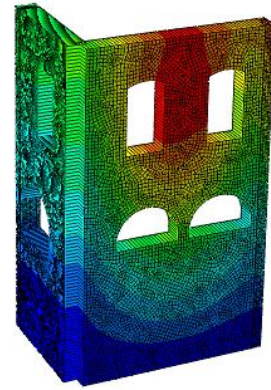
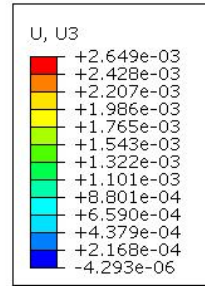
Εικόνα 6.10 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση Z όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.



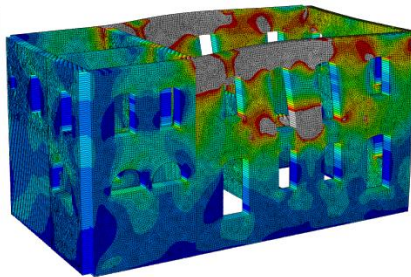
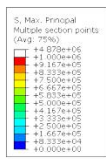
Εικόνα 6.11 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση Z όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.



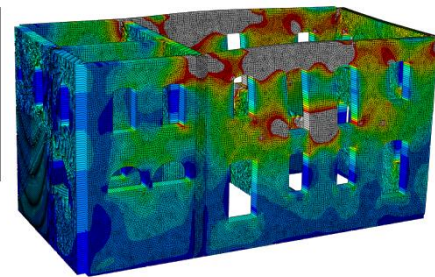
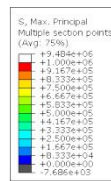
Εικόνα 6.12 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση Z όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη στις όψεις της προσθήκης.



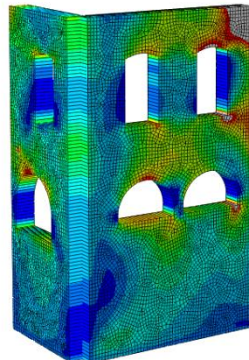
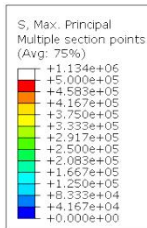
Εικόνα 6.13 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση Z όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού στις όψεις της προσθήκης..



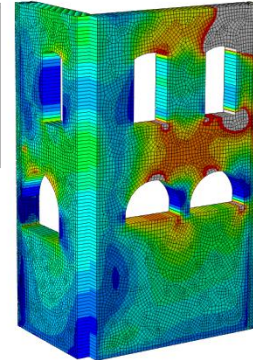
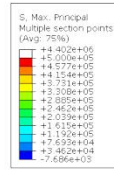
Εικόνα 6.14 Μέγιστες κύριες τάσεις όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.



Εικόνα 6.15 Μέγιστες κύριες τάσεις όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.



Εικόνα 6.16 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία της προσθήκης όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.

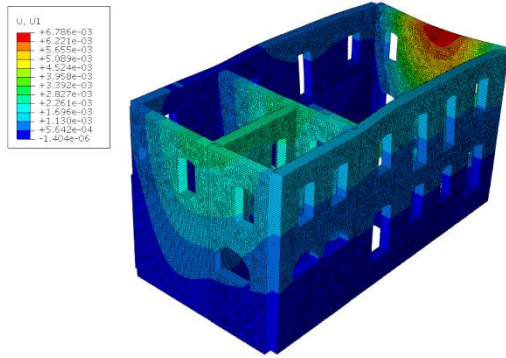


Εικόνα 6.17 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία της προσθήκης όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.

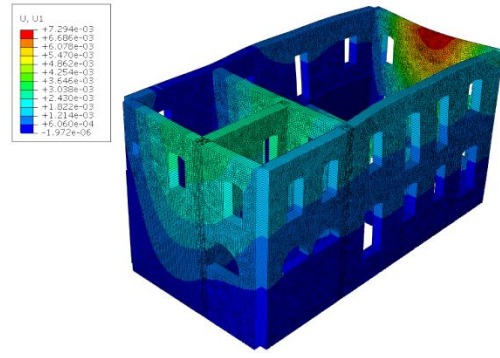
Όπως φαίνεται από τα παραπάνω αποτελέσματα εμφανίζονται ελαφρώς μεγαλύτερες μετατοπίσεις και τάσεις στο συνολικό φορέα στην περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του αρμού ενώ σε γενικές γραμμές η απόκριση του φορέα δεν φαίνεται να επηρεάζεται σημαντικά. Το ίδιο συμβαίνει και στους τοίχους της προσθήκης με λίγο πιο έντονες διαφοροποιήσεις. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρούμε ότι όταν λαμβάνεται υπόψη η τριβή η δυτική όψη της τοιχοποιίας της προσθήκης καταπονείται αρκετά πιο έντονα υπό εφελκυσμό, άρα αναμένονται και περισσότερες βλάβες στην περιοχή αυτή.



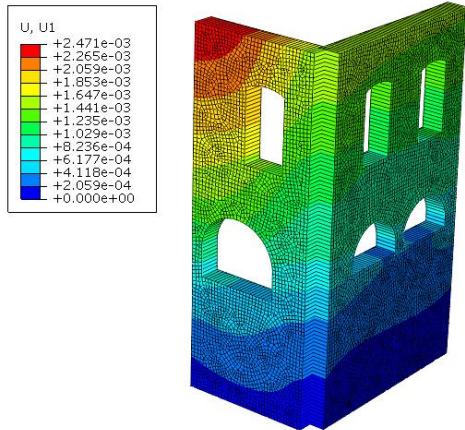
- Επιβολή του σεισμού στην ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου [X+0.3Z]



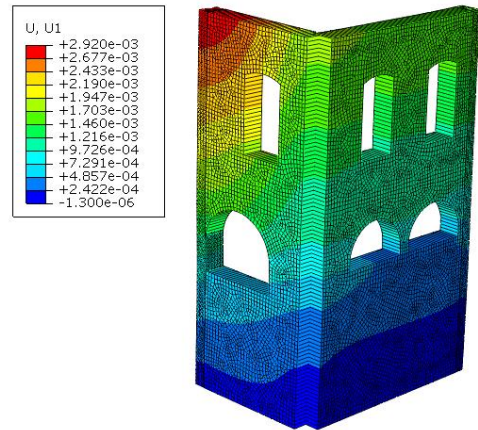
Εικόνα 6.18 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση X όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.



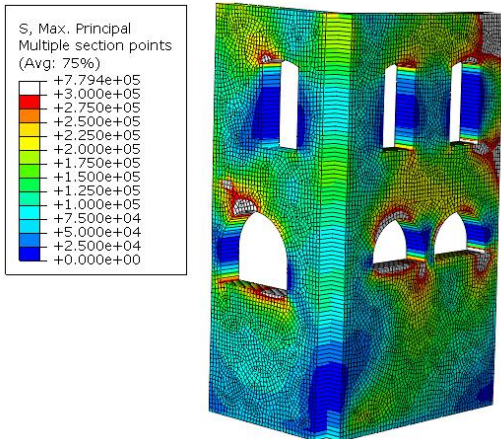
Εικόνα 6.19 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση X όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.



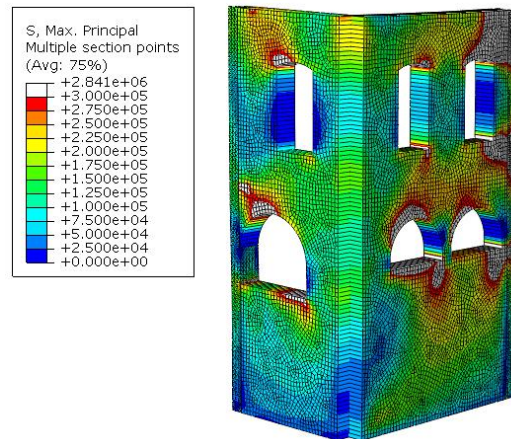
Εικόνα 3.20 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση X όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη στις όψεις της προσθήκης.



Εικόνα 6.21 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση X όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού στις όψεις της προσθήκης.

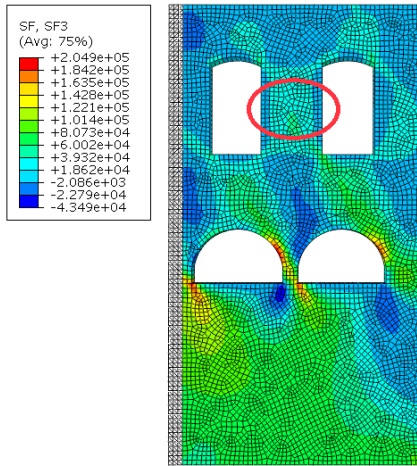


Εικόνα 6.22 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία της προσθήκης όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.

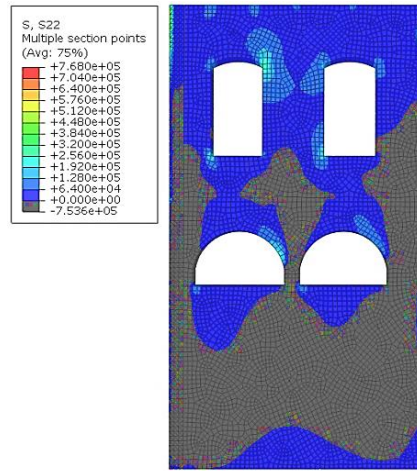


Εικόνα 6.23 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία της προσθήκης όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.

Και πάλι όπως στην περίπτωση του σεισμικού συνδυασμού Z+0.3X οι μετατοπίσεις και οι εφελκυστικές τάσεις είναι αυξημένες στους τοίχους της προσθήκης στην περίπτωση που δεν είναι άκαμπτη η σύνδεση των τοίχων. Παρακάτω φαίνεται η τοιχοποιία της προσθήκης της δυτικής όψης που επηρεάζεται περισσότερο από την ύπαρξη του αρμού η οποία αστοχεί σε διάτμηση κατά το σεισμικό συνδυασμό X+0.3Z καθώς όλη η περιοχή που εξετάζεται εφελκύεται.

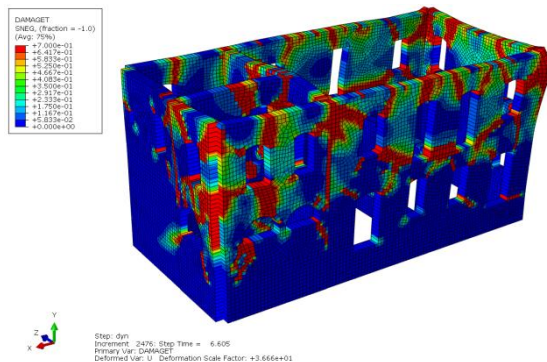


Εικόνα 6.24 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T5. Με κόκκινο χρώμα κυκλώνεται η περιοχή που αστοχεί.

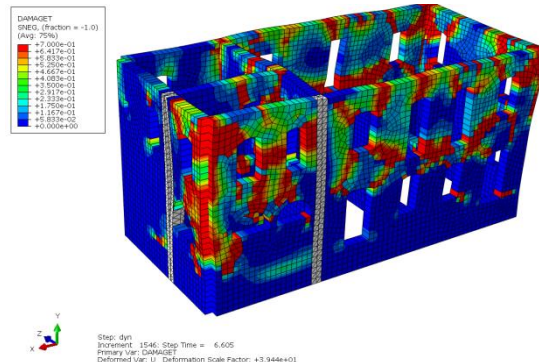


Εικόνα 6.25 Κατανομή ορθών τάσεων στην όψη T5.

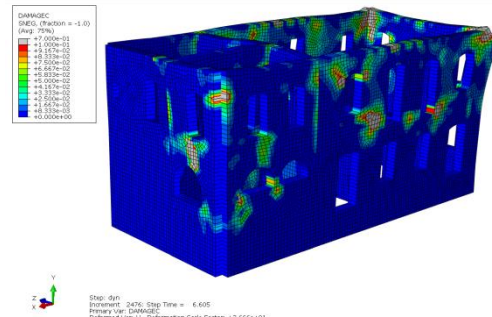
### 6.1.4 Μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονιοιστορίας



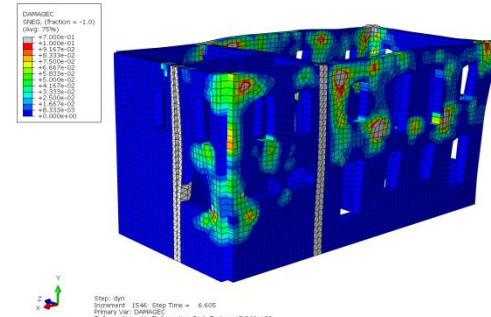
Εικόνα 6.26 Βαθμοί βλάβης λόγω εφελκυσμού στο δυσμενέστερο βήμα της ανάλυσης όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.



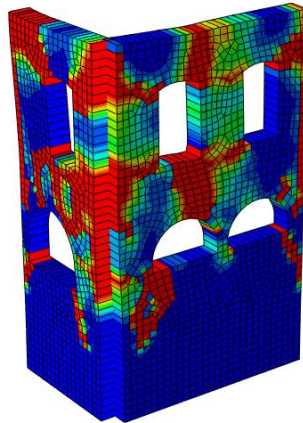
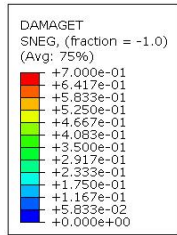
Εικόνα 6.27 Βαθμοί βλάβης λόγω εφελκυσμού στο δυσμενέστερο βήμα της ανάλυσης όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.



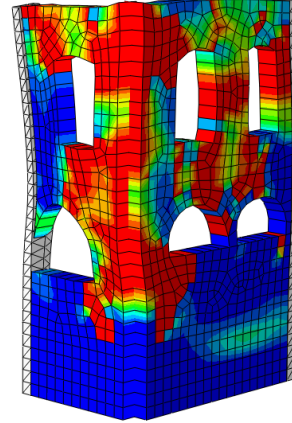
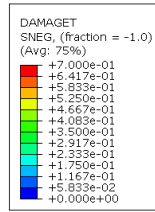
Εικόνα 6.28 Βαθμοί βλάβης λόγω θλίψης στο δυσμενέστερο βήμα της ανάλυσης όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.



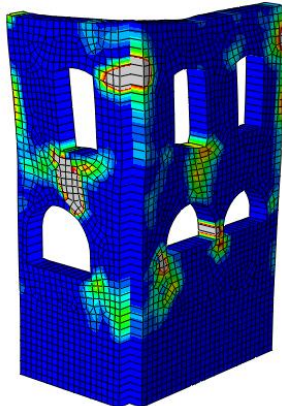
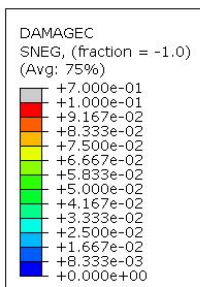
Εικόνα 6.29 Βαθμοί βλάβης λόγω θλίψης στο δυσμενέστερο βήμα της ανάλυσης όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.



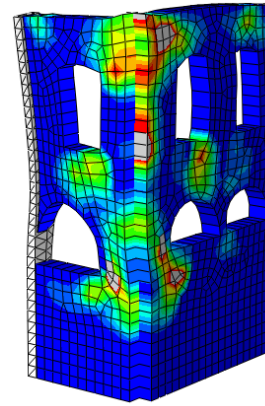
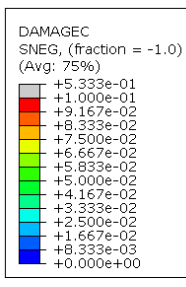
Εικόνα 6.30 Βαθμοί βλάβης λόγω εφελκυσμού στο τέλος της ανάλυσης στην τοιχοποιία της προσθήκης όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.



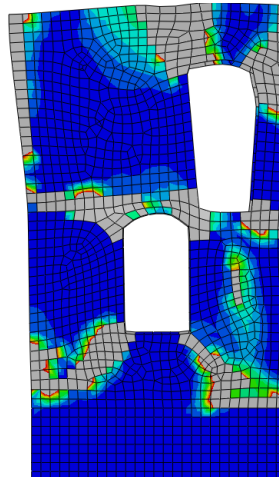
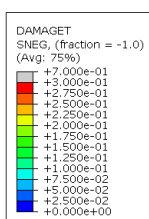
Εικόνα 6.31 Βαθμοί βλάβης λόγω εφελκυσμού στο τέλος της ανάλυσης στην τοιχοποιία της προσθήκης όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.



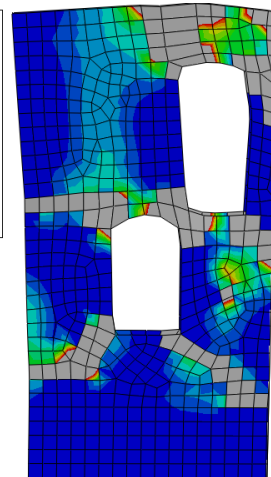
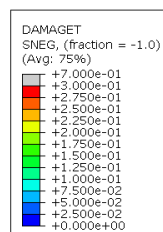
Εικόνα 6.32 Βαθμοί βλάβης λόγω θλίψης στο τέλος της ανάλυσης στην τοιχοποιία της προσθήκης όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.



Εικόνα 6.33 Βαθμοί βλάβης λόγω θλίψης στο τέλος της ανάλυσης στην τοιχοποιία της προσθήκης όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.



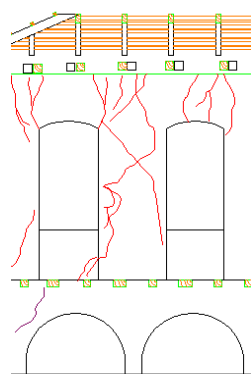
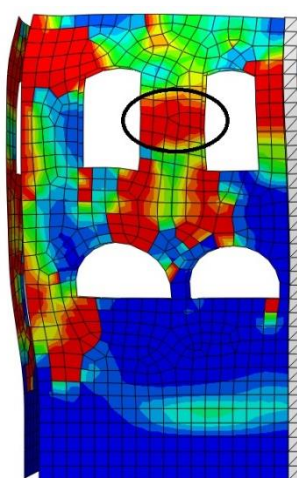
Εικόνα 6.34 Βαθμοί βλάβης λόγω εφελκυσμού στην όψη T6 όταν είναι άκαμπτα συνδεδεμένη η προσθήκη.



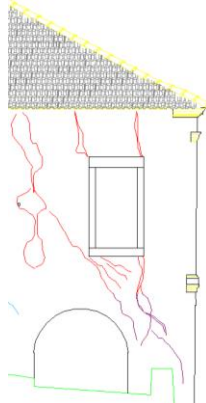
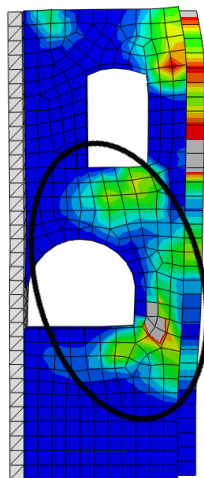
Εικόνα 6.35 Βαθμοί βλάβης λόγω εφελκυσμού στην όψη T6 όταν υπάρχει τριβή μεταξύ της διεπιφάνειας αρμού.

Παρατηρείται ότι οι πλαστικοποιήσεις από θλίψη και εφελκυσμό στην τοιχοποιία της προσθήκης όπως και στην όψη T6 είναι περισσότερες και πιο έντονες στην περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη η τριβή στη διεπιφάνεια του αρμού. Επίσης, τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής είναι πιο συμβατά με τις ρωγμές που έχουν ήδη αναπτυχθεί στο φορέα. Η τοιχοποιία της προσθήκης στην

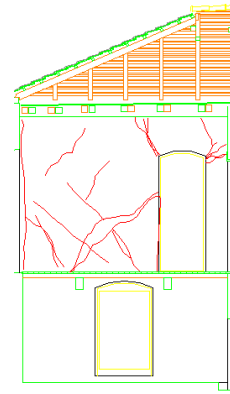
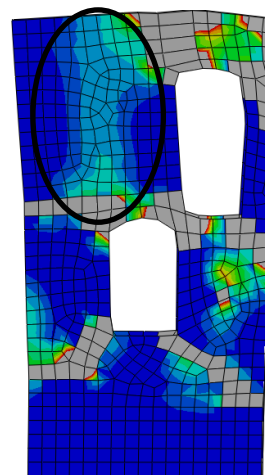
όψη T1 αστοχεί σε διάτμηση, στην όψη T4 έχουν σχηματιστεί έντονες διαγώνιες ρωγμές προς τη γωνία του κτιρίου και στην όψη T6 έχουν αναπτυχθεί έντονες λοξές ρηγματώσεις λόγω διάτμησης στις κυκλωμένες περιοχές που φαίνονται παρακάτω.



Εικόνα 6.36 Περιοχή όψης T1 προσθήκης που αστοχεί υπό διάτμηση.



Εικόνα 6.37 Όψη T4 προσθήκης που αστοχεί σε συνδυασμό με έντονη θλιπτική καταπόνηση.



Εικόνα 6.38 Περιοχή όψης T6 που αστοχεί υπό διάτμηση.

Συμπεραίνουμε ότι λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του αρμού στην προσομοίωση τα αποτελέσματα της ανάλυσης είναι πιο αξιόπιστα και πιο συμβατά με την πραγματική απόκριση του φορέα ειδικά στην περιοχή της προσθήκης, εφόσον προκύπτουν νέες μορφές αστοχίας που δεν είχαν εντοπιστεί μέσω της αρχικής ανάλυσης. Οι διαφοροποιήσεις είναι πιο σημαντικές στην περίπτωση της μη γραμμικής ανάλυσης. Σε γενικές γραμμές ωστόσο, η συνολική απόκριση του υπόλοιπου φορέα δεν επηρεάζεται σημαντικά.

## 7. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΣ & ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Θα γίνουν κάποιες διαφορετικές προτάσεις ενίσχυσης και θα συγκριθούν τα αποτελέσματά τους με στόχο να βρεθεί η καταλληλότερη. Η διαφοροποίηση των προτάσεων αφορά τη λήψη διαφράγματος στην ανάλυση στις δύο στάθμες του κτιρίου. Παρακάτω περιγράφονται οι επεμβάσεις που θα πραγματοποιηθούν. Στόχος των επεμβάσεων αυτών είναι να αυξηθεί όσο το δυνατόν λιγότερο η μάζα του φορέα και να αυξηθεί η δυσκαμψία του ώστε η ιδιοπερίοδος του κτιρίου να μειωθεί και να μην είναι πια στο πλατό των οριζόντιων επιταχύνσεων.

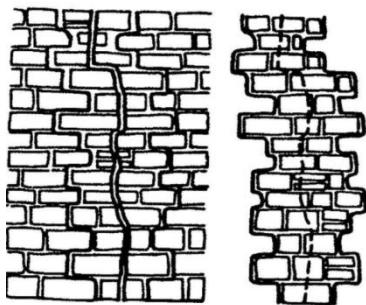
### 7.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ & ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα περιγραφεί η πορεία των ενισχύσεων στις υπάρχουσες φέρουσες λιθοδομές, ώστε να αποκατασταθεί η συνέχειά τους και να αυξηθούν τα μηχανικά της χαρακτηριστικά της φέρουσας τοιχοποιίας. Αρχικά, θα αφαιρεθούν όλα τα υπάρχοντα επιχρίσματα εσωτερικά και εξωτερικά. Στη συνέχεια η τοιχοποιία θα καθαριστεί, θα γίνει εκβάθυνση των αρμών μεταξύ των λιθοσωμάτων βάθους 5cm, ώστε να αρμολογηθεί η τοιχοποιία και να μην υπάρχουν διαρροές κατά την εφαρμογή των ενεμάτων. Επόμενη εργασία είναι η συρραφή των ρωγμών μεγάλου εύρους και η ανακατασκευή της τοιχοποιίας όπου απαιτείται. Τέλος, εφαρμόζονται τα ενέματα ομογενοποίησης μάζας. Παρακάτω περιγράφεται αναλυτικά η εφαρμογή των εργασιών αυτών.

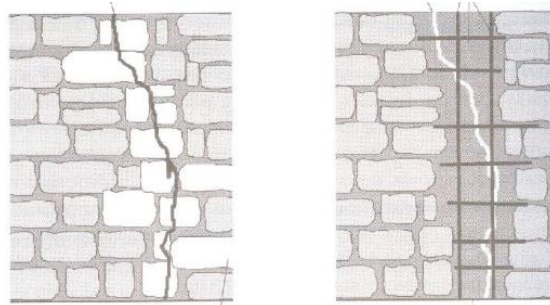
#### 7.1.1 Συρραφή μεγάλων ρωγμών

Στο συγκεκριμένο κτίριο υπάρχουν πολλές ρωγμές μεγάλου εύρους μεγαλύτερες των 10mm, οι οποίες έχουν απεικονιστεί με κόκκινο χρώμα στις όψεις των φερουσών λιθοδομών.

Στην περίπτωση κατακόρυφων ρωγμών αφαιρούνται οι λίθοι σε πλάτος 15-20cm γύρω από τη ρωγμή και ανακατασκευάζεται ο τοίχος. Είτε χρησιμοποιούνται λίθοι συρραφής είτε το κενό πληρώνεται από σκυρόδεμα με ελαφρύ οπλισμό. Για αρχιτεκτονικούς λόγους η πρώτη λύση είναι καλύτερη, αλλά πιο δύσκολη κατασκευαστικά.

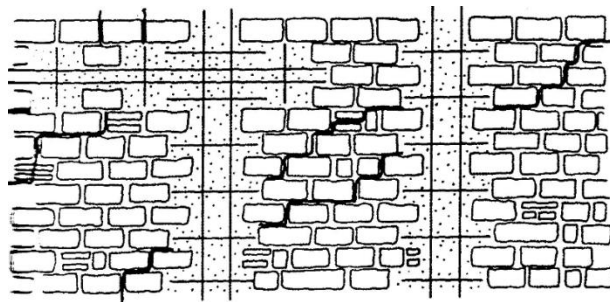


Εικόνα 7.1 Ανακατασκευή στη θέση της ρωγμής με χρήση λίθων συρραφής.

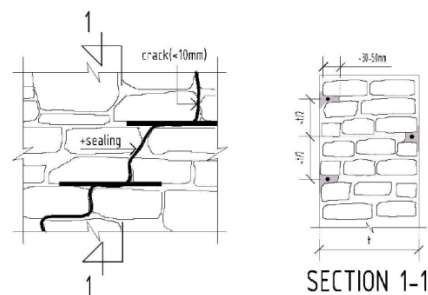


Εικόνα 7.2 Πλήρωση με οπλισμένο σκυρόδεμα στη θέση της ρωγμής.

Στην περίπτωση που οι ρωγμές είναι λοξές (διατμητικές), που είναι και οι περισσότερες στο παρόν κτίριο και μάλιστα σχηματίζεται δίκτυο των ρωγμών αυτών όπως στην περιοχή της προσθήκης στις όψεις T1, T4 και T6 το ιδανικό είναι να αντικατασταθεί η τοιχοποιία με ενισχυμένες ζώνες οπλισμένου σκυροδέματος. Αφαιρούνται λίθοι ανά αποστάσεις σε πλάτος 15-20cm και σε βάθος 10-15cm ώστε να κατασκευαστούν λεπτές ζώνες ραφής οπλισμένου σκυροδέματος. Αν αυτό δεν είναι εφικτό λόγω της ιστορικής αξίας του κτιρίου απαιτείται ανακατασκευή μέρους του τοίχου, ειδικά στην περίπτωση της τοιχοποιίας της προσθήκης στον πρώτο όροφο όπου έχει δημιουργηθεί πλήθος ρωγμών.

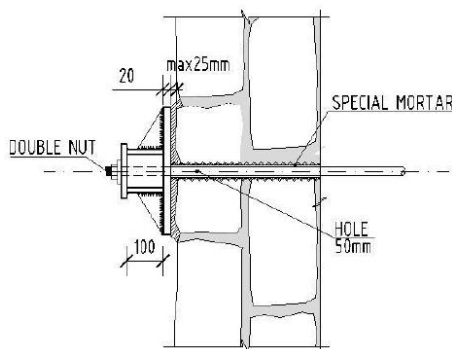


Εικόνα 7.3 Ανακατασκευή λοξών ρωγμών μέσω ενισχυμένων ζωνών.

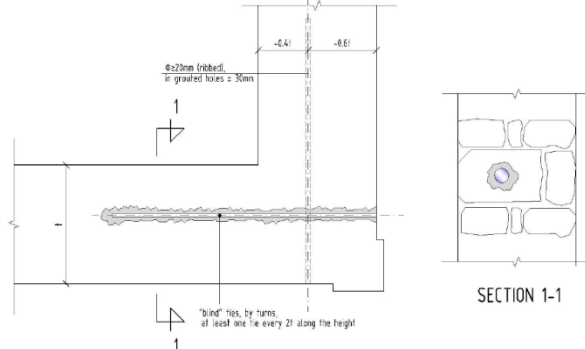


Εικόνα 7.4 Στην περίπτωση ρωγμών < 1 cm εφαρμόζεται η μέθοδος που απεικονίζεται.

Ακόμη, στις περιοχές επαφής κάθετων τοίχων και στο σημείο ύπαρξης του αρμού μέριμνα πρέπει να ληφθεί για την επαρκή σύνδεση των τοίχων. Στις θέσεις επαφής κάθετων τοίχων διατάσσονται καθ' ύψος ελκυστήρες, οι οποίοι προεντείνονται για ελεγχόμενη ανόρθωση των τοίχων και σύσφιξη της γωνίας. Οι ελκυστήρες αγκυρώνονται μέσω κατάλληλα διαστασιολογημένων πλακών αγκυρώσεως και στις συγκεκριμένες θέσεις απαιτείται έλεγχος έναντι τοπικής θλίψεως της τοιχοποιίας. Ακόμη, απαιτείται αντιδιαβρωτική προστασία των ελκυστήρων και ειδικά λόγω της παραθαλάσσιας θέσης του κτιρίου είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθεί ανοξειδωτος χάλυβας. Οι ελκυστήρες πρέπει να ελέγχονται τακτικά ώστε να μην χαλαρώνουν λόγω ερπυσμού, αλλά έχουν το θετικό ότι ως μέθοδος ενίσχυσης είναι πλήρως αναστρέψιμη. Οι θέσεις αγκύρωσης των ελκυστήρων μπορούν να καλυφθούν με επίχρισμα ώστε να μην είναι ορατές στις όψεις του κτιρίου. Εάν αυτό δεν είναι επιτρεπτό λόγω της ιστορικής αξίας του κτιρίου θα τοποθετηθούν αγκύρια, τα οποία δεν είναι προεντεταμένα, άρα δεν επαναφέρουν τις λιθοδομές στις αρχικές τους θέσεις.



Εικόνα 7.5 Τομή τοιχοποιίας με προεντεταμένο ελκυστήρα.



Εικόνα 7.6 Κάτοψη γωνίας κτιρίου με αγκύρια σύσφιξης που δεν προεντείνονται.

Τέλος, στη θέση του αρμού της κυρίως τοιχοποιίας και της προσθήκης μέρος της τοιχοποιίας πρέπει να ανακατασκευαστεί ώστε να υπάρχει επαρκής αλληλεμπλοκή των λίθων, ώστε κατά το σεισμό να λειτουργούν ως άκαμπτα συνδεδεμένα τα δύο τμήματα του κτιρίου, καθώς όπως φάνηκε από τις αναλύσεις η ύπαρξη του κατακόρυφου αρμού επιφέρει αρνητικά αποτελέσματα στις όψεις της τοιχοποιίας της προσθήκης.

### 7.1.2 Ενέματα ομογενοποίησης μάζας

Σκοπός της εφαρμογής ενεμάτων ομογενοποίησης μάζας στην τοιχοποιία είναι η πλήρωση όλων των κενών στο εσωτερικό της και όχι μόνο των ρωγμών που υπάρχουν. Ειδικά στην προκειμένη περίπτωση που η φέρουσα τοιχοποιία είναι αργολιθοδομή με αρκετά μεγάλο ποσοστό κονιάματος χαμηλής ποιότητας η μέθοδος των ενεμάτων είναι ιδιαίτερα αποδοτική. Μέσα από την εφαρμογή των ενεμάτων επιτυγχάνεται σημαντική αύξηση της φέρουσας ικανότητας της τοιχοποιίας και ένα μεγάλο πλεονέκτημα που έχει η εφαρμογή τους είναι ότι δεν αλλοιώνει την εξωτερική εικόνα της τοιχοποιίας. Εκτός της αύξησης της αντοχής συγκολλούνται τα χαλαρά τμήματα της τοιχοποιίας εξασφαλίζοντας έτσι την ανάληψη δυνάμεων μέσω τριβής.

Αφότου έχουν γεφυρωθεί οι ασυνέχειες των ρωγμών δημιουργούνται οπές στην τοιχοποιία σε επαρκές βάθος διατεταγμένες σε κάρναβο εσωτερικά και εξωτερικά σε αποστάσεις 0,3-0,6 m, στις οποίες τοποθετούνται πλαστικοί ελαστικοί σωληνίσκοι εισπίεσης του ενέματος. Οι σωληνίσκοι αυτοί είναι φαλτσοκομμένοι ώστε η παροχή του ενέματος να είναι μεγαλύτερη. Οι οπές πρέπει να τοποθετούνται σε μικρές αποστάσεις ώστε να παρακολουθείται διαρκώς η ροή του ενέματος – σε ποιο σημείο έχουμε έξοδο υλικού ώστε να μη χάνεται υλικό κατά την εφαρμογή, αν το ιξώδες του ενέματος είναι επαρκές κτλ. Τα ενέματα πρέπει να εφαρμοστούν και στην θεμελίωση των λιθοδομών.

Το ένεμα συνήθως εισάγεται υπό πίεση, η εισαγωγή του ενέματος γίνεται από κάτω προς τα πάνω και ανά ημέρα το μέγιστο ύψος της τοιχοποιίας που ενισχύεται είναι 1m, λόγω κίνδυνου υδροστατικής πίεσης. Η διαδικασία ξεκινάει με τον εμποτισμό της τοιχοποιίας με ένεμα του οποίου η πίεση διατηρείται αρχικά σταθερή στα 0,30MPa. Από τη στιγμή που το ένεμα απορροφηθεί από τον τοίχο, η πίεση αυτή αυξάνεται μέχρι τα 0,40MPa και διατηρείται σταθερή για τα επόμενα 5 με 10 λεπτά. Η αύξηση της πίεσης έχει στόχο την σταθεροποίηση του μίγματος στα κενά του τοίχου καθώς και την στράγγιση του επιπλέον νερού. Προσοχή πρέπει να δοθεί στο γεγονός ότι υψηλή πίεση, πάνω από ένα επιτρεπτό όριο, μπορεί να προκαλέσει προβλήματα σε τοιχοποιίες μικρής αντοχής. Άρα πρέπει πάντα να λαμβάνεται υπόψη η υπάρχουσα αντοχή του τοίχου προκειμένου να εκτιμηθεί η πίεση με την οποία θα εισαχθεί το ένεμα. Μετά το πέρας της εφαρμογής των ενεμάτων κόβονται οι σωληνίσκοι και πραγματοποιείται το τελικό αρμολόγημα.

Γενικά η εφαρμογή ενεμάτων είναι ακριβή καθώς απαιτείται ειδικός εξοπλισμός και εξειδικευμένο προσωπικό που γνωρίζει καλά τη διαδικασία. Ο εξοπλισμός που απαιτείται είναι:

- Αναμικτήρας υψηλού στροβιλώδους
- Αντλία εμβολοφόρος (χειροκίνητη)
- Τρυπάνι (για τη διάνοιξη των οπών)
- Πλαστικοί σωλήνες

Επιπλέον, υπάρχουν πολλές απαιτήσεις που καθιστούν αναγκαία την επιλογή της κατάλληλης σύνθεσης των ενεμάτων από εξειδικευμένο επαγγελματία που έχει γνώση επιστήμης υλικών. Μάλιστα, κατά τη διάρκεια του έργου πρέπει να γίνονται επί τόπου εργαστηριακές δοκιμές ώστε να υπάρχει έλεγχος των χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας που προκύπτουν έπειτα από την ενίσχυσή της με το ένεμα. Το ένεμα πρέπει να είναι συμβατό από άποψη φυσικών, χημικών και μηχανικών ιδιοτήτων και να έχει κατάλληλες ρεολογικές ιδιότητες, καθώς πρέπει να διεισδύει μέχρι και σε πάχος 0.2mm με σταθερό ρυθμό.



Εικόνα 7.7 Εφαρμογή ενεμάτων κατά τη διάρκεια πειράματος στο εργαστήριο σκυροδέματος του ΕΜΠ. Μετά από εκτενή έρευνα μέσω εργαστηριακών δοκιμών αλλά και κρίνοντας ενισχύσεις μέσω ενεμάτων που έχουν ήδη υλοποιηθεί οι επιστήμονες έχουν καταλήξει στο συμπέρασμα ότι καταλληλότερο και πιο αποδοτικό είναι το τριμερές ένεμα λευκού τσιμεντού χωρίς περιεκτικότητα θεικών, υδραυλικής ασβέστου και ποζολάνης. Τα τσιμεντενέματα αν και έχουν μεγάλη αντοχή δεν οδηγούν σε καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά από τα ασβεστοτσιμεντενέματα και επίσης πολλοί συστήνουν να αποφεύγονται σε ιστορικά κτίρια, διότι έχουν παρατηρηθεί εξανθήσεις στην επιφάνεια της τοιχοποιίας λόγω χημικών αντιδράσεων. Τα τσιμεντενέματα παρουσία γύψου αντιδρούν σχηματίζοντας άλατα που έχουν μεγαλύτερο όγκο λόγω συγκράτησης μεγάλης ποσότητας ύδατος από τους κρυστάλλους τους. Αυτή η αύξηση του όγκου εγκυμονεί κινδύνους εσωτερικών διαρρήξεων με συνέπεια τη διάβρωση του κονιάματος. Μειονέκτημα των ασβεστοτσιμεντενεμάτων είναι το υψηλότερο κόστος που έχουν, αλλά στην περίπτωση ιστορικών κτιρίων όπου δεν είναι δυνατό να γίνουν εκτεταμένες επεμβάσεις στο φορέα είναι ουσιαστικά η μοναδική λύση για να αποκτηθεί η απαιτούμενη αντοχή της φέρουσας τοιχοποιίας.

Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της ενισχυμένης αργολιθοδομής μπορεί να χρησιμοποιείται η ακόλουθη εμπειρική σχέση, η οποία έχει προκύψει



μετά από αξιολόγηση των πειραματικών αποτελεσμάτων των Tomazevic, Sheppard, Arh και Bettio et al.

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} \left[ 1 + 0.013 \left( 100 G_{gr} / G_0 \right)^3 \right]$$

όπου  $G_{gr}$  είναι ο όγκος του ενέματος που εισάγεται σε τοιχοποιία όγκου  $G_0$ .

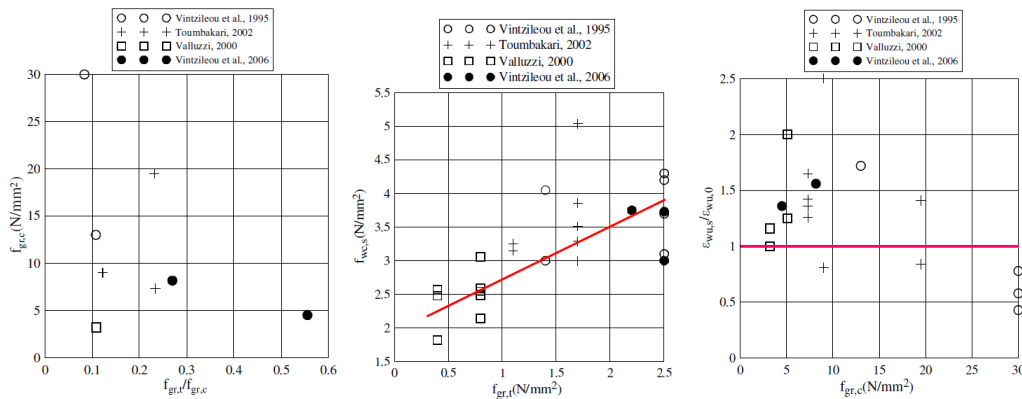
Θα θεωρηθεί ότι η τοιχοποιία της προσθήκης και του κυρίως κτιρίου θα έχουν την ίδια αντοχή ύστερα από την ενίσχυσή της. Αν ληφθεί ο όγκος του ενέματος 5% του συνολικού όγκου της τοιχοποιίας που είναι μία λογική παραδοχή λαμβάνεται η αντοχή της τοιχοποιίας 2.5 φορές μεγαλύτερη. Παρακάτω παρουσιάζονται αποτελέσματα από πειράματα που έχουν πραγματοποιηθεί σε τοιχοποιία ενισχυμένη με ενέματα ομογενοποίησης μάζας.

Author	Code	Dimensions [cm]	Width of leaves (ext/int/ext) [cm]	$f_{bc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{mc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{mt,c}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{gr}/f_{gr,t}$	$f_{wc,0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{wc,s}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{wc,0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{wc,s}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Tomazevič and Sheppard [1982]	CAT I	100x60x265	-	-	0 <sup>1</sup>	-	32.5/1.9	0.46	-	220	-
		100x60x265	-	-	0 <sup>1</sup>	-	32.5/1.9	0.54	0.95	190	840
	CAT II	100x50x247	-	-	0.5-1.0	-	32.5/1.9	0.31	2.00	-	2020
		102x50x260	-	-	0.5-1.0	-	32.5/1.9	0.37	2.00	310	2780
		100x51x254	-	-	0.5-1.0	-	32.5/1.9	0.37	2.02	480	3040
	CAT III	105x57x255	-	-	1.0	-	32.5/1.9	0.82	2.77	3550	3280
		105x55x250	-	-	1.0	-	32.5/1.9	0.71	1.90	2870	2610
	CAT IV	125x55x182	-	-	0.5-0.7	-	32.5/1.9	-	3.69	-	8070
		125x55x182	-	-	0.5-0.7	-	32.5/1.9	-	4.33	-	9230
		125x55x182	-	-	0.5-0.7	-	32.5/1.9	-	3.86	-	5670
		125x55x182	-	-	0.5-0.7	-	32.5/1.9	-	3.72	-	7860

Εικόνα 7.8 Αποτελέσματα πειραμάτων έναντι θλίψης Tomazevic & Sheppard (1982) τα οποία πραγματοποιήθηκαν σε δίστρωτη τοιχοποιία. Παρατηρούμε ότι σε κάθε περίπτωση το μέτρο ελαστικότητας της ενισχυμένης τοιχοποιίας είναι μεγαλύτερο από 1000f.

Author	Code	Dimensions [cm <sup>3</sup> ]	Width of leaves (ext/int/ext) [cm]	$f_{gr}/f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{wt,0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{wt,s}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Tomazevic and Sheppard [1982]	CAT I	100x60x265	-	32.5/1.9	0.02	0.12
	CAT II	150x100x50	-	32.5/1.9	0.04	-
		150x100x50	-	32.5/1.9	0.04	-
	CAT III	150x100x55	-	32.5/1.9	0.11	0.22
		150x100x55	-	32.5/1.9	0.12	0.22
		150x100x55	-	32.5/1.9	0.08	0.25
		150x105x55	-	32.5/1.9	0.08	0.29
		150x105x55	-	32.5/1.9	0.08	0.23
	150x105x55	-	32.5/1.9	0.12	0.27	

Εικόνα 7.9 Αποτελέσματα πειραμάτων έναντι τέμνουσας Tomazevic & Sheppard (1982) τα οποία πραγματοποιήθηκαν σε δίστρωτη τοιχοποιία. Παρατηρούμε ότι σε κάθε περίπτωση η τελική εφελκυστική αντοχή είναι τουλάχιστον διπλάσια της αρχικής.



Εικόνα 7.10 Αποτελέσματα πειραμάτων τα οποία πραγματοποιήθηκαν σε τρίστρωτη τοιχοποιία μετά την εφαρμογή ενεμάτων. Στο πρώτο διάγραμμα φαίνεται πως η εφελκυστική αντοχή τα ενισχυμένης τοιχοποιίας είναι σε κάθε περίπτωση μεγαλύτερη από το 10% της θλιπτικής αντοχής. Οι ευθείες στα άλλα δύο διαγράμματα απεικονίζουν τους μέσους όρους των αποτελεσμάτων, δηλαδή  $f_{gr,t} = \sqrt{f_c}$  και  $\epsilon_{wu,s} = \epsilon_{wu,0}$ .

Επιπλέον, αναφέρουν οι Tassios και Chronopoulos (1986), Vintzileou και Tassios (1995) και οι Tomazencic και Anicic (1989), τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εμποτισμένης τοιχοποιίας, που κατωτέρω έχουν το δείκτη “ε” σε σχέση με αυτά της αρχικής που έχουν το δείκτη “α” είναι τα εξής:

- Θλιπτική αντοχή  $f_{wc,\epsilon} = (3 \div 5)f_{wc,\alpha}$
- Μέτρο ελαστικότητας  $E_{w,\epsilon} = 2000f_{wc,\epsilon} (\pm 50\%)$
- Διατμητική αντοχή  $f_{wv,\epsilon} = (3 \div 5)f_{wv,\alpha}$

Συνοψίζοντας όλα τα παραπάνω θα γίνει η παραδοχή ότι η θλιπτική αντοχή είναι 2.5 φορές μεγαλύτερη της αρχικής όπως προέκυψε από τον τύπο των Tomazencic, Sheppard, Arpih και Bettio et al., το μέτρο ελαστικότητας  $E=1000f_{wc,\epsilon}$  και η εφελκυστική αντοχή  $f_{wt,\epsilon}=3 \cdot f_{wt,\alpha}$ . Λαμβάνεται όμως συντελεστής ασφαλείας προσομοιώματος 1.50, καθώς η εκτίμηση του όγκου του ενέματος και των μηχανικών χαρακτηριστικών του μόνο κατά την εφαρμογή είναι δυνατό να προσδιοριστούν με ακρίβεια.

Άρα τα μηχανικά χαρακτηριστικά της ενισχυμένης τοιχοποιίας:

- Θλιπτική αντοχή  $f_{wc,\epsilon} = 7.00 \text{ MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας  $E_{w,\epsilon} = 7000 \text{ MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή  $f_{wt,\epsilon} = 0.80 \text{ MPa}$
- Διατμητική αντοχή  $f_{wv,\epsilon} = 0.30 \text{ MPa}$

Οι παραδοχές αυτές είναι δυσμενείς και συντηρητικές σε σχέση με τα πειραματικά αποτελέσματα που έχουν βρεθεί στη βιβλιογραφία.

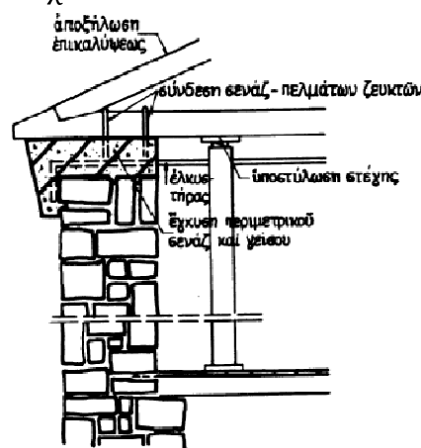
Στον ΚΑΔΕΤ ακόμη αναφέρεται ότι η εφαρμογή των ενεμάτων οδηγεί εν γένει σε αύξηση της παραμόρφωσης αστοχίας της τρίστρωτης τοιχοποιίας. Το ποσοστό αυτής της αύξησης δεν είναι εύκολο να προσδιοριστεί ακριβώς και για αυτό στις μη γραμμικές αναλύσεις έχει γίνει η συντηρητική παραδοχή ότι οι παραμορφώσεις αστοχίας είναι ίδιες με αυτές της μη ενισχυμένης τοιχοποιίας.

Ακόμη, αναφέρεται ότι η διατμητική αντοχή της τρίστρωτης τοιχοποιίας αυξάνεται 200% σε σχέση με της αρχικής.

### 7.1.3 Διαζώμα οπλ. σκυρ/τος στη στέψη των τοίχων

Όπως έχει διαπιστωθεί η πιο σοβαρή αδυναμία του υφιστάμενου κτιρίου είναι η έντονη παραμόρφωση των τοίχων της στάθμης του Α' ορόφου εκτός του επιπέδου τους. Με σκοπό τον περιορισμό αυτών των παραμορφώσεων προτείνεται να τοποθετηθεί διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη των τοίχων. Μέσω του διαζώματος εξασφαλίζεται η λειτουργία κιβωτίου του κτιρίου και κατανέμονται καλύτερα τα κατακόρυφα φορτία της στέγης και οι σεισμικές δράσεις στους τοίχους. Εν ολίγοις βελτιώνεται η διαφραγματική λειτουργία στη στάθμη της στέγης. Η συγκεκριμένη ενίσχυση έχει μικρότερο κόστος σε σχέση με άλλες ενώ ταυτόχρονα είναι πολύ αποτελεσματική.

Τα διαζώματα συνήθως έχουν ύψος 20-30cm και πλάτος όσο το πλάτος του τοίχου. Στην προκειμένη περίπτωση που πρόκειται για υφιστάμενο κτίριο και μάλιστα διατηρητέο το διάζωμα δεν επιτρέπεται να επηρεάζει την όψη του κτιρίου συνεπώς στους περιμετρικούς τοίχους θα έχει πλάτος 35cm, άρα το ύψος του θα είναι μεγαλύτερο και επιλέγεται ίσο με 35cm. Θα τοποθετηθεί διάζωμα και στη στέψη των εσωτερικών τοίχων με πλάτος ίσο με το πλάτος του τοίχου και ύψος 20cm. Το διάζωμα διαστασιολογείται ως δοκός με κύρια ένταση την πλευρική του σεισμού. Συνήθως επαρκεί ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός, άρα τοποθετούνται 4Φ14 άνω και κάτω και συνδετήρες επιλέγονται Φ10/20, ο οποίος θα ελεγχθεί στη συνέχεια.



Εικόνα 7.11 Μέθοδος κατασκευής διαζώματος στη στέψη των φερουσών λιθοδομών σε περίπτωση υποστύλωσης της στέγης.

Για να πραγματοποιηθεί η κατασκευή του διαζώματος απαιτείται υποστύλωση της στέγης. Η ξύλινη στέγη όμως θα αντικατασταθεί με συγκολλητή ξυλεία όπως αναφέρεται παρακάτω. Συνεπώς, πριν την κατασκευή της στέγης θα γίνει η σκυροδέτηση του διαζώματος των λιθοδομών. Η μέθοδος κατασκευής είναι η εξής: πρώτη εργασία είναι η αφαίρεση λίθων από το πάνω μέρος των τοίχων σε ύψος ίσο με το ύψος του διαζώματος, ώστε να μην επηρεαστούν τα αρχικά υψόμετρα της κατασκευής. Στη συνέχεια πραγματοποιείται διάνοιξη οπών στο πάνω μέρος του τοίχου και βλήτρωση των οπλισμών ώστε να υπάρχει επαρκής

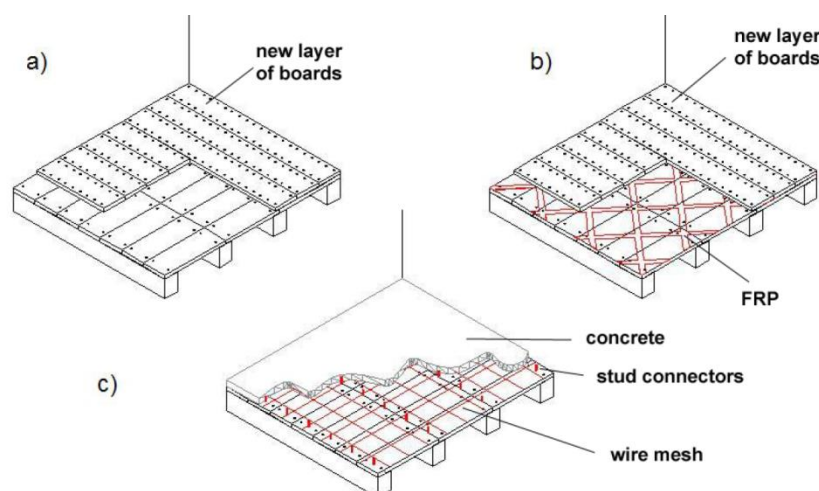
σύνδεση και συνάφεια μεταξύ διαζώματος και τοίχου. Έπειτα καλουπώνονται τα πλαινά, τοποθετείται ο οπλισμός του σενάζ και πραγματοποιείται η σκυροδέτηση. Μέριμνα λαμβάνεται μέσω βλήτρων ώστε το κάτω πέλμα των ζευκτών της στέγης να συνδεθεί με το διάζωμα Ω/Σ. Ενδεικτικά απεικονίζεται παρακάτω η περίπτωση κατασκευής διαζώματος σε περίπτωση υποστύλωσης της στέγης.

#### 7.1.4 Διαφραγματική λειτουργία

Άλλη μία αποτελεσματική επέμβαση που προτείνεται είναι η κατασκευή διαφράγματος στο δάπεδο του Α' ορόφου όπως και στη στάθμη της στέγης. Τα πλεονεκτήματα της ύπαρξης διαφράγματος είναι τα εξής:

- Μειώνονται οι σεισμικές παραμορφώσεις μέσω της λειτουργίας κουτιού
- Έχουν ίσες μετατοπίσεις όλα τα κατακόρυφα στοιχεία, οπότε οι τοπικές αστοχίες αποφεύγονται
- Μειώνονται τα εκτός επιπέδου εντατικά μεγέθη μέσω της μεταβολής των συνθηκών στήριξης των τοίχων
- Αυξάνεται η δυσκαμψία του φορέα χωρίς να μεταβάλλεται σε μεγάλο βαθμό η μάζα του
- Μπορεί να κατασκευαστεί με τη σύγχρονη τεχνολογία
- Σε ένα βαθμό είναι αντιστρέψιμο

Προϋποθέσεις για να είναι αποτελεσματική η λειτουργία του διαφράγματος είναι η επαρκής σύνδεση του με την τοιχοποιία, αλλά και η ενίσχυση της τοιχοποιίας στην οποία εδράζεται. Η δημιουργία διαφράγματος με την ενίσχυση του δαπέδου του ορόφου μπορεί να πραγματοποιηθεί με διάφορους τρόπους.



Εικόνα 7.12 Μέθοδοι αύξησης δυσκαμψίας του ξύλινου δαπέδου:

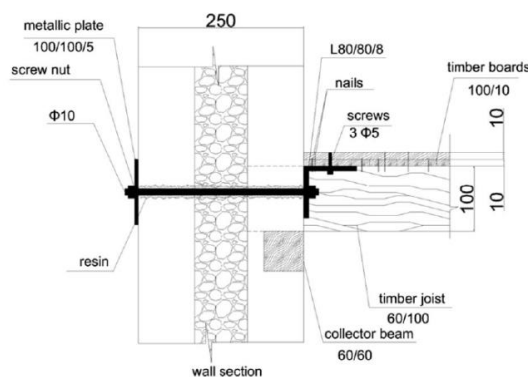
a) Προσθήκη δεύτερης στρώσεως σανιδώματος, b) Προσθήκη ανθρακοελασμάτων και δεύτερης στρώσεως σανιδώματος, c) Κατασκευή πλάκας σκυροδέματος με χρήση του δαπέδου ως ξυλότυπο.

Στην παραπάνω εικόνα φαίνονται διάφοροι μέθοδοι αύξησης της δυσκαμψίας του ξύλινου δαπέδου. Η εφαρμογή των παραπάνω μεμονωμένα δεν μπορεί να

θεωρηθεί ότι συνεισφέρει στη δημιουργία διαφράγματος αν δε συνδεθεί το ξύλινο δάπεδο με την τοιχοποιία. Παρακάτω περιγράφονται κάποιες κατασκευαστικές μέθοδοι που μπορεί να θεωρηθεί ότι οδηγούν σε διαφραγματική λειτουργία τοίχων και δαπέδου, οπού δηλαδή επιτυγχάνεται λειτουργία κιβωτίου και δεν πραγματοποιούνται γωνιακές παραμορφώσεις στην κάτοψη του κτιρίου.

- Ενίσχυση ξύλινου δαπέδου με πέτσωμα και αγκύρωση ξύλινων δοκών στην εξωτερική παρειά της τοιχοποιίας - [ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ]

Τοποθετείται δεύτερη στρώση σανίδωματος (πέτσωμα), το οποίο μπορεί να είναι από ξυλόπλακες διαφόρων τύπων (κόντρα πλακέ θαλάσσης, LVL τύπου Kerto Q, κλπ) πάχους 2cm και συνδέεται με ήλους σε πυκνή διάταξη με το υπάρχον ξύλινο δάπεδο. Το νέο πέτσωμα τοποθετείται υπό γωνία 45° στο υπάρχον δάπεδο. Προϋπόθεση για να συνδεθεί το ξύλινο δάπεδο με την τοιχοποιία και να επιτευχθεί η διαφραγματική λειτουργία είναι να τοποθετηθούν πυκνά βλήτρα αγκυρωμένα μέσα στην τοιχοποιία. Είναι καλύτερο να χρησιμοποιηθούν πυκνότερα βλήτρα μικρότερης διαμέτρου, τα οποία δε διαπερνούν την τοιχοποιία. Σε περίπτωση ενός τοίχου μικρού πάχους τα βλήτρα διαπερνούν την τοιχοποιία και αγκυρώνονται μέσω μεταλλικής πλάκα εδράσεως στην εξωτερική όψη. Τα βλήτρα τέλος συνδέονται μέσω γωνιακών με το υπάρχον δάπεδο.

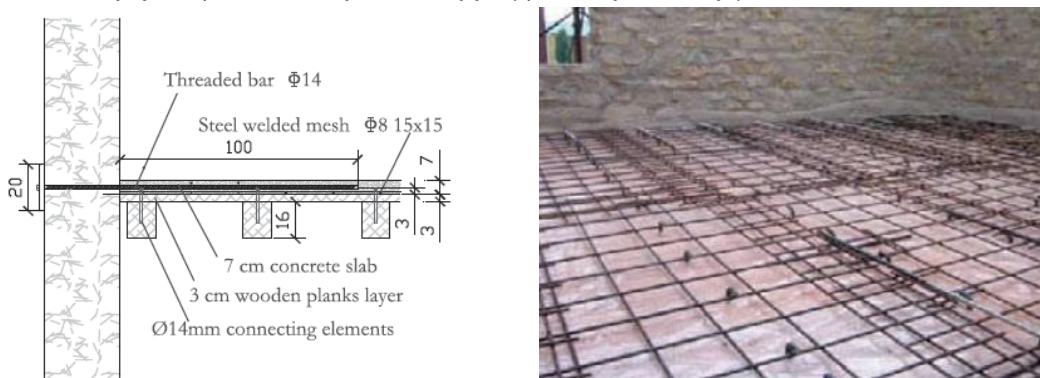


Εικόνα 7.13 Ενδεικτική μέθοδος δημιουργίας διαφράγματος με διατήρηση του ξύλινου δαπέδου και προσθήκη δεύτερης στρώσης κόντρα πλακέ θαλάσσης. Στην εικόνα απεικονίζεται ένας τοίχος πάχους 25cm, στην περίπτωση μας που οι τοίχοι έχουν πάχος 60cm δεν είναι ανάγκη να διαπερνούν τα βλήτρα την τοιχοποιία και να τοποθετηθούν μεταλλικές πλάκες αγκύρωσης.

- Ενίσχυση ξύλινου δαπέδου με πλάκα σκυροδέματος - [ΕΥΚΑΜΠΤΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ]

Άλλος ένας τρόπος αύξησης της δυσκαμψίας του ξύλινου δαπέδου εντός του επιπέδου του είναι η κατασκευή πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο μπορεί να είναι και ελαφροσκυρόδεμα για μείωση του βάρους, συνδεδεμένου με ήλους με τα ξύλινα στοιχεία. Τα ξύλινα στοιχεία χρησιμοποιούνται ως ξυλότυπος. Η νέα πλάκα πρέπει να είναι κατάλληλα συνδεδεμένη με την τοιχοποιία, για αυτό τοποθετούνται αγκύρια - αναμονές εντός της τοιχοποιίας και της νέας πλάκας Ω/Σ, τα οποία αγκυρώνονται μέσα στην τοιχοποιία χωρίς να τη διαπερνούν ή

αγκυρώνονται μέσω μεταλλικής πλάκα εδράσεως στην εξωτερική όψη των τοίχων όπως και στην προηγούμενη περίπτωση. Μέσω της νέας πλάκας αυξάνεται η δυσκαμψία του ξύλινου δαπέδου και το σπουδαιότερο γίνεται εφικτή η σύνδεση του ξύλινου δαπέδου με τη φέρουσα τοιχοποιία, που είναι και ο στόχος ώστε να μπορούμε να θεωρήσουμε ότι υπάρχει διαφραγματική λειτουργία.



Εικόνα 7.14 Ενδεικτική μέθοδος δημιουργίας διαφράγματος με διατήρηση του ξύλινου δαπέδου και προσθήκη πλάκας σκυροδέματος. Όπως παραπάνω στη συγκεκριμένη πειραματική εφαρμογή ο τοίχος είναι μικρού πάχους 32cm.

- Αντικατάσταση ξύλινου δαπέδου με πλάκα σκυροδέματος - [ΔΥΣΚΑΜΠΤΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ]

Ο πιο συνήθης και σίγουρος τρόπος για να έχουμε ικανοποιητικό διάφραγμα είναι η καθαίρεση του ξύλινου δαπέδου και η αντικατάστασή του με πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Ναι μεν οι παραπάνω τρόποι εφαρμόζονται και έχει αποδειχθεί πειραματικά ότι έχουν αποτέλεσμα, αλλά ο βαθμός διαφραγματικής λειτουργίας δεν είναι ο ίδιος σε σύγκριση με τη συμπαγή πλάκα σκυροδέματος, η οποία βέβαια πρέπει να είναι συνδεδεμένη κατάλληλα με τη φέρουσα τοιχοποιία.

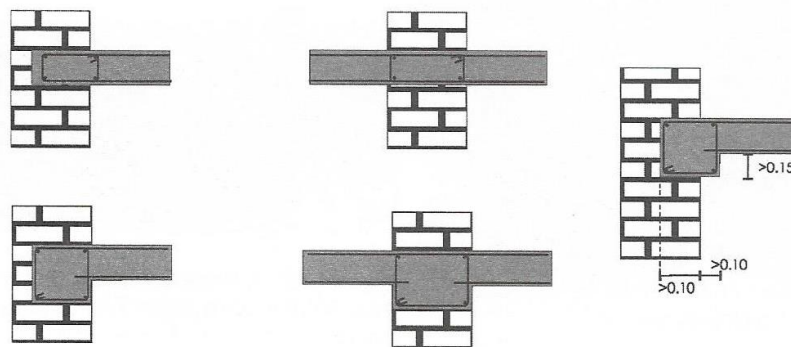
Η πλάκα σκυροδέματος πρέπει να εδράζεται και στην εσωτερική και στην εξωτερική παρειά της τοιχοποιίας, αλλιώς η πλάκα κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορεί να προσκρούεται στην εξωτερική παρειά της τοιχοποιίας και να προκληθούν σοβαρές βλάβες, όπως έχει παρατηρηθεί στο σεισμό της L' Aquila της Ιταλίας. Ένας τρόπος έδρασης της πλάκας είναι η κατασκευή κρυφοδοκού (φωλιάς) εντός της τοιχοποιίας, ο οποίος κατασκευαστικά είναι δύσκολος στη στάθμη αυτή. Άλλη λύση είναι η έδραση της νέας πλάκας σε συνεχή μεταλλικά γωνιακά, τα οποία συνδέονται με ντίζες με τη φέρουσα τοιχοποιία. Αρνητικό της μεθόδου αυτής είναι ότι σε παραδοσιακά και διατηρητέα κτίρια δεν είναι εφικτό να εφαρμοστεί για αρχιτεκτονικούς λόγους και επίσης είναι δύσκολη κατασκευαστικά η επαρκής σύνδεσή της πλάκας με τους τοίχους, η οποία αν δεν πραγματοποιηθεί σωστά μπορεί να επέλθουν αστοχίες κατά τη σεισμική δράση, ειδικά στην περίπτωση τοιχοποιιών χαμηλής αντοχής. Όπως φαίνεται και στις παρακάτω φωτογραφίες η συνύπαρξη πλακών

από οπλισμένο σκυρόδεμα, που τοποθετούνται ως ενισχυτικό μέτρο και λιθοδομών ιδιαίτερα χαμηλής ποιότητας δημιουργεί προβλήματα.



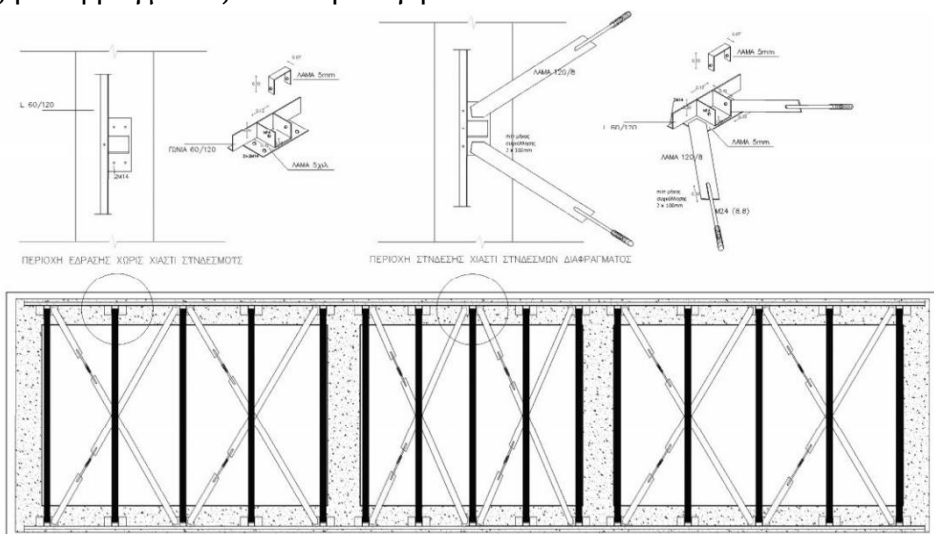
Εικόνα 7.15 Κατασκευές ενισχυμένες μέσω δημιουργίας διαφράγματος πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος, όπου οι τοιχοποιίες κατέρρευσαν κατά τη σεισμική καταπόνηση.

Στην περίπτωση μας που πρόκειται για διατηρητέο κτίριο δεν επιτρέπεται η εφαρμογή αυτής της μεθόδου, παρόλα αυτά θα προσομοιωθεί για καθαρά ερευνητικούς λόγους.



Εικόνα 7.16 Τρόποι έδρασης πλάκας Ω/Σ σε φέροντες τοίχους.

Στη στάθμη της στέγης μπορούμε να θεωρήσουμε ότι έχουμε διάφραγμα στην περίπτωση που τοποθετείται δεύτερη στρώση σανιδώματος επί του κάτω πέλματος του ζευκτού. Για να συνδεθούν όμως οι τοίχοι και στις δύο έννοιες πρέπει να τοποθετηθούν δευτερεύουσες δοκοί κάθετες στα κάτω πέλματα του ζευκτού. Αλλιώς μπορούν να τοποθετηθούν διαγώνια μεταλλικά στοιχεία τα οποία παραλαμβάνουν και θλίψη και εφελκυσμό. Με τους παραπάνω τρόπους μειώνονται οι παραμορφώσεις και είναι δυνατό να ληφθεί στην ανάλυση η ύπαρξη διαφράγματος και στη στέγη.



Εικόνα 7.17 Τρόπος δημιουργίας διαφράγματος στη στάθμη της στέγης με χιαστί λάμες.

Η διαφοροποίηση στις προτάσεις ενίσχυσης αφορά τη διαφραγματική λειτουργία, θα γίνει έλεγχος του κτιρίου χωρίς την ύπαρξη διαφράγματος, με την ύπαρξη διαφράγματος μέσω της ενίσχυσης του ξύλινου δαπέδου με δεύτερη στρώση σανιδώματος και σύνδεσής του με τις φέρουσες λιθοδομές, με την ύπαρξη διαφράγματος μέσω της κατασκευής πλάκας σκυροδέματος και τέλος με την ύπαρξη διαφράγματος στη στάθμη του δαπέδου και της στέγης. Στόχος είναι να προσδιοριστεί ποια είναι η πιο κατάλληλη ενίσχυση για το κτίριο και να διερευνηθεί πως επηρεάζει κάθε ενίσχυση το συνολικό φορέα.

### 7.1.5 Αποκατάσταση ξύλινων στοιχείων

Η ξύλινη στέγη που βρίσκεται σε κακή κατάσταση θα αντικατασταθεί με συγκολλητή ξυλεία που πληροί τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών. Η στέγη θα κατασκευαστεί με τη μορφή που έχει λόγω υψομετρικών περιορισμών (χρήση σοφίτας) με τη διαφορά ότι οι ελκυστήρες της στέγης θα βρίσκονται στην ίδια θέση με τα ζευκτά σχηματίζοντας ένα Δ χωρίς να εδράζονται σε στρωτήρα. Πλέον θα συνδέονται με το διάζωμα της στέψης. Οι ελκυστήρες έχουν διατομή 20/20 έναντι 16/16 που είχαν πριν, τα ζευκτά 16/20 και ο κορφιάς 20/20. Επίσης, τοποθετείται πρόσθετη στρώση κόντρα πλακέ θαλάσσης για διαφραγματοποίηση των κεκλιμένων τμημάτων της στέγης, το οποίο όμως δε λαμβάνεται στην ανάλυση. Στο υφιστάμενο κτίριο η στέγη δεν επιτράπηκε να αντικατασταθεί και οι δοκοί ενισχύθηκαν με μεταλλικά μέλη. Στα πλαίσια της εργασίας αυτής ωστόσο δίνεται έμφαση στην αποκατάσταση της τοιχοποιίας και όχι των ξύλινων στοιχείων για αυτό δόθηκε η συμβατική λύση αντικατάστασης της στέγης.

Το δάπεδο του Α' ορόφου επανασχεδιάστηκε μόνο στην περιοχή της προσθήκης, διότι στηριζόταν σε μία κύρια δοκό με διαδοκίδες. Τα υπόλοιπα ξύλινα στοιχεία που επαρκούν και είναι σε καλή κατάσταση θα παραμείνουν όπως είναι, με εξαίρεση τις κύριες δοκούς 20/24 και τα ξύλινα υποστυλώματα που αστοχούν τα οποία θα αντικατασταθούν με συγκολλητή ξυλεία. Τα νέα ξύλινα υποστυλώματα θα έχουν διατομή 20/20 και οι νέοι δοκοί 20/30.

## 7.2 ΥΛΙΚΑ-ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

- Υλικά
  - Ενισχυμένη φέρουσα τοιχοποιία:
 

Θλιπτική αντοχή	:	7.00MPa
Εφελκυστική αντοχή	:	0.80MPa
Μέτρο ελαστικότητας	:	7000 MPa
Συντελεστής Poisson	:	0.20
  - Υπάρχουσα δομική ξυλεία:
 

Θλιπτική αντοχή	:	18 MPa
Εφελκυστική αντοχή	:	11 MPa
Μέτρο ελαστικότητας	:	9000 MPa
Συντελεστής Poisson	:	0.30



– Νέα δομική ξυλεία GL28:	Θλιπτική αντοχή	: 28 MPa
	Εφελκυστική αντοχή	: 21 MPa
	Μέτρο ελαστικότητας	: 12000 MPa
	Συντελεστής Poisson	: 0.30
– Οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25 με χάλυβα οπλισμού B500C:	Θλιπτική αντοχή	: 20 MPa
	Εφελκυστική αντοχή	: 2.20 MPa
	Μέτρο ελαστικότητας	: 30000 MPa
	Συντελεστής Poisson	: 0.20
– Μάρμαρο εξώστη:	Μέτρο ελαστικότητας	: 31000 MPa
	Συντελεστής Poisson	: 0.2

• Φορτία σχεδιασμού

a. Μόνιμα φορτία

– Ίδιο βάρος τοιχοποιίας	:	27 KN/m <sup>3</sup>
– Ίδιο βάρος δομικής ξυλείας	:	5.0 KN/m <sup>3</sup>
– Επικαλύψεις δαπέδων	:	1.5 KN/m <sup>2</sup>
– Επικαλύψεις στέγης	:	0.5 KN/m <sup>2</sup>
– Ίδιο βάρος γαιών	:	20 KN/m <sup>3</sup>
– Γωνία τριβής εδάφους	:	30°, Ko=0.5

b. Ωφέλιμα κινητά φορτία

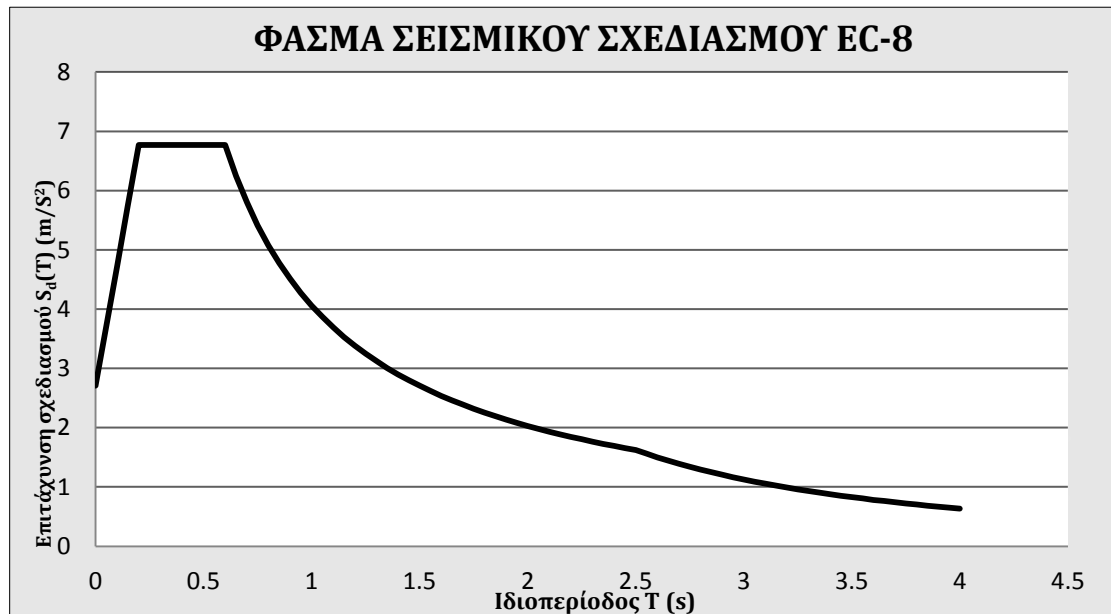
– Ωφέλιμο Φορτίο δαπέδων	:	2.0 KN/m <sup>2</sup> κατά EC-1-1
– Ωφέλιμο Φορτίο εξώστη	:	5.0 KN/m <sup>2</sup> κατά EC-1-1
– Φορτίο χιονιού	:	0.3 KN/m <sup>2</sup> κατά EC-1-3
– Πίεση ανέμου	:	2.0 KN/m <sup>2</sup> κατά EC-1-4
– Συντ. συνδ. φορτίου χιονιού	:	ψ <sub>0</sub> = 0.50
– Συντ. συνδ. δράσεων αν/σης	:	ψ <sub>0</sub> = 0.60

c. Σεισμικότητα

– Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	:	Z 3 κατά EC-8
– Σπουδαιότητα Κτιρίου Σ2	:	γ <sub>I</sub> =1
– Κατηγορία Εδάφους	:	C, [T <sub>B</sub> = 0.20s, T <sub>C</sub> = 0.60s, S=1.15]
– Συντ. Σεισμ. Συμπεριφοράς	:	q=1.50

- Απόσβεση :  $\zeta=5\%$
- Συντ. σεισμικού συνδυασμού :  $\psi_2 = 0.30$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς επιλέγεται 1.50 για στάθμη επιτελεστικότητας Β, καθώς σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ (Κεφ. 4.6.3) σε περιπτώσεις «ήπιων» αλλά εκτεταμένων επεμβάσεων, π.χ. απλών αλλά πλήρων επισκευών των ουσιωδών βλαβών στα πρωτεύοντα (έναντι σεισμού) αλλά και σε όλα τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία (όπως στην περίπτωση μας), μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ανασχεδιασμό τιμές  $q$  ίσες με αυτές για στοιχεία χωρίς βλάβες.

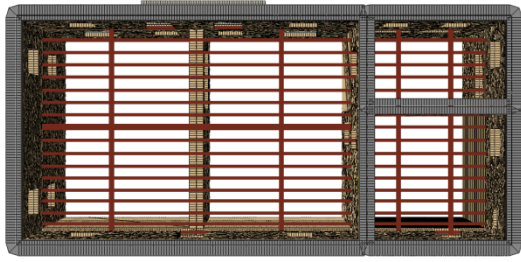


Εικόνα 7.18 Φάσμα Σεισμικού Σχεδιασμού κατά EC-8 για  $q=1.50$ .

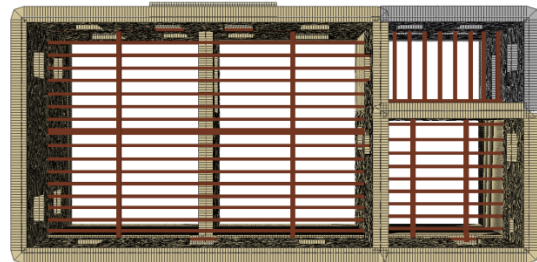
### 7.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Δημιουργήθηκαν τέσσερα προσομοιώματα : στο πρώτο δεν θα ληφθεί υπόψη η διαφραγματική λειτουργία, στο δεύτερο θα ληφθεί υπόψη η διαφραγματική λειτουργία στη στάθμη του δαπέδου μέσω της σύνδεσης του ξύλινου δαπέδου με την τοιχοποιία, στο τρίτο μέσω της πλάκας σκυροδέματος και στο τέταρτο θα ληφθεί η διαφραγματική λειτουργία και στις δύο στάθμες. Σε όλα τα νέα προσομοιώματα που δημιουργήθηκαν στο πρόγραμμα ABAQUS η τοιχοποιία έχει θεωρηθεί ως ένα ενιαίο μέρος με τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά. Το σενάζ προσομοιώνεται ως επιφανειακό στοιχείο που έχει τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος πάχους όσο το πάχος του τοίχου και ύψος 20cm. Η ξύλινη στέγη και το δάπεδο της περιοχής της προσθήκης επανασχεδιάστηκαν.

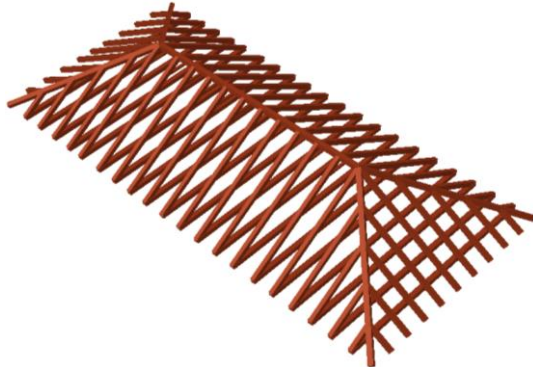
Εικόνες από πρώτο προσομοίωμα χωρίς διάφραγμα



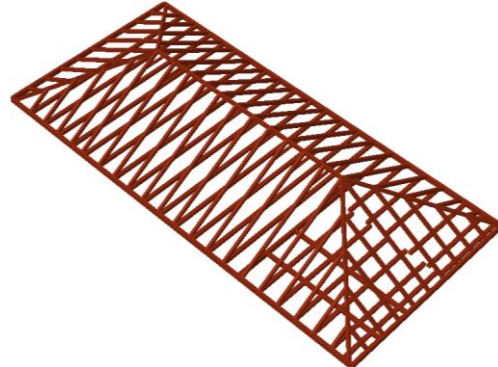
Εικόνα 7.19 Δάπεδο Α' ορόφου ενισχυμένου φορέα.



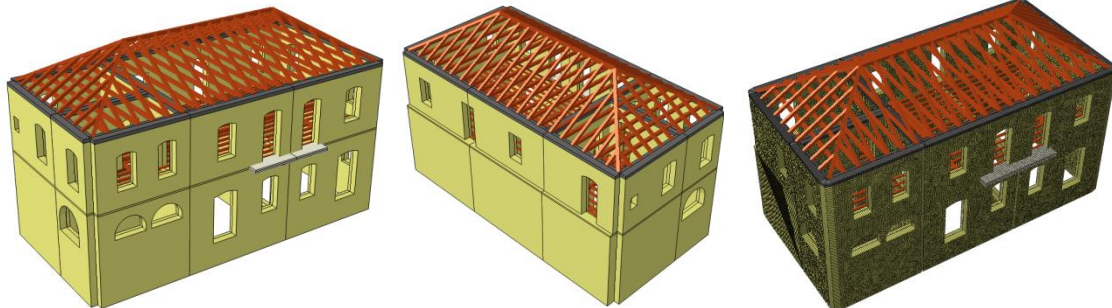
Εικόνα 7.20 Δάπεδο Α' ορόφου υφιστάμενου φορέα.



Εικόνα 7.21 Στέγη ενισχυμένου φορέα.



Εικόνα 7.22 Στέγη υφιστάμενου φορέα.

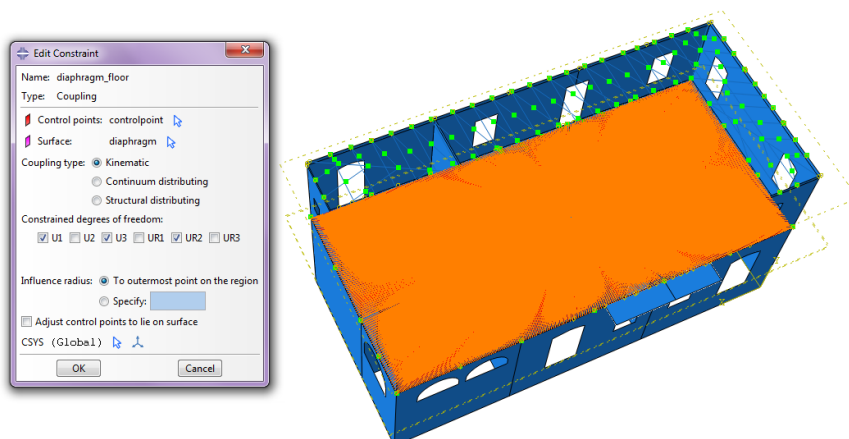


Εικόνα 7.23 Προσομοίωμα ενισχυμένου φορέα με ξύλινο δάπεδο.

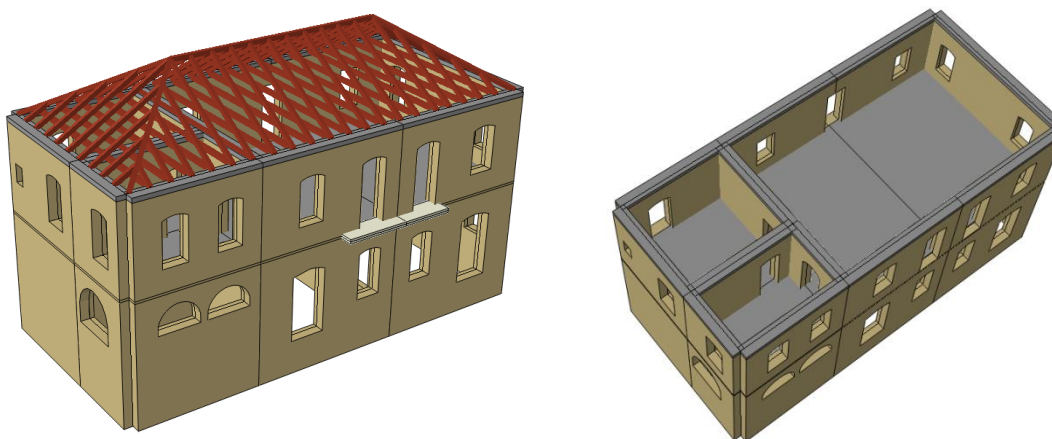
Στις περιπτώσεις όπου λαμβάνεται διαφραγματική λειτουργία το δάπεδο και η στέγη προσομοιώνονται από επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Για το ξύλινο δάπεδο και τη στέγη ορίστηκε ισοδύναμη πλάκα με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του ξύλου και πάχος 6cm έπειτα από υπολογισμούς ώστε να λαμβάνεται σωστά η μάζα των ξύλινων στοιχείων. Επιλέχθηκε η αντικατάσταση των ξύλινων γραμμικών στοιχείων με επιφανειακά πεπερασμένα πρώτον για λόγους απλοποίησης και σύγκλισης των μη γραμμικών αναλύσεων και δεύτερον γιατί θεωρείται ότι έτσι είναι πιο σωστή η προσομοίωση του διαφράγματος. Το μοντέλο με το ξύλινο δάπεδο από επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία ελέγχθηκε με το αντίστοιχο μοντέλο που αποτελούνταν από ξύλινα στοιχεία, και στα δύο μοντέλα λήφθηκε ο περιορισμός του διαφράγματος, και είχαν αντίστοιχα αποτελέσματα. Επομένως θεωρήθηκε ότι είναι εύλογη αυτή η παραδοχή για την προσομοίωση του διαφράγματος. Στο διάφραγμα από σκυρόδεμα ορίστηκε απλά η διατομή των επιφανειακών στοιχείων ίση με το πάχος της πλάκας.

Για να ληφθεί υπόψη το διάφραγμα στο ABAQUS ορίστηκε ο περιορισμός Coupling Kinematic Constraint και δεσμεύτηκαν οι κόμβοι του ξύλινου δαπέδου και οι περιμετρικοί της τοιχοποιίας ώστε να έχουν κοινή παραμόρφωση κατά X

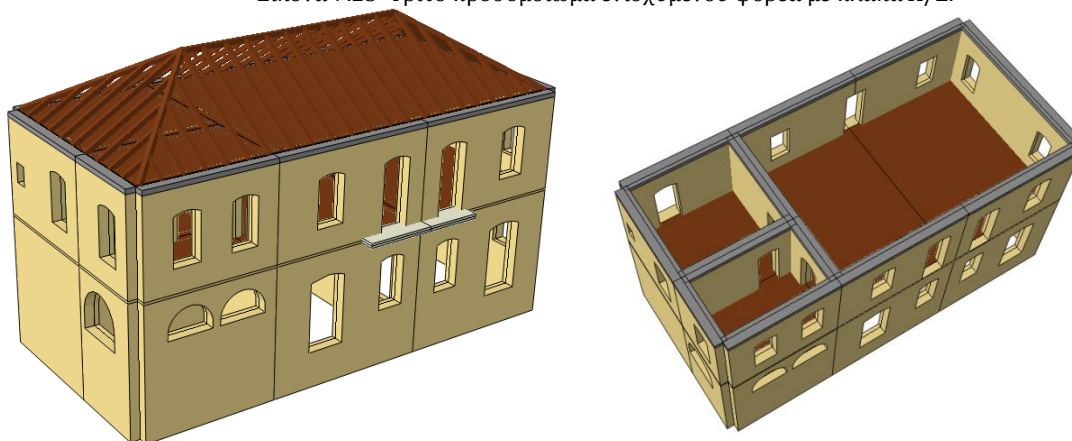
και Z και στρεπτική περί τον κατακόρυφο άξονα Y, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 7.24 Ορισμός διαφράγματος στο δάπεδο του Α' ορόφου.



Εικόνα 7.25 Τρίτο προσομοίωμα ενισχυμένου φορέα με πλάκα Ω/Σ.



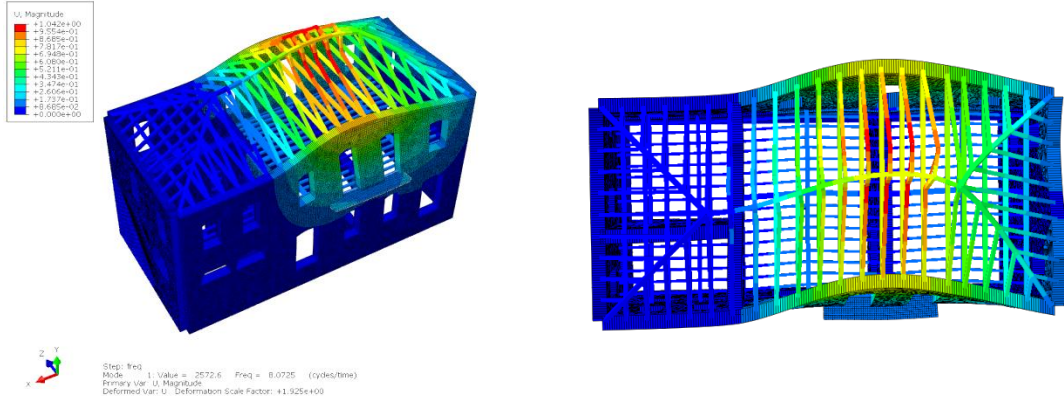
Εικόνα 7.26 Τέταρτο προσομοίωμα ενισχυμένου φορέα με διάφραγμα στη στέγη και στο δάπεδο.

Με σκοπό τον προσδιορισμό της πιο κατάλληλης ενίσχυσης και της επιρροής του διαφράγματος πραγματοποιήθηκαν σε κάθε μοντέλο τρεις αναλύσεις – ιδιομορφική, δυναμική φασματική και μη γραμμική. Τα αποτελέσματα αυτών παρουσιάζονται στα επόμενα κεφάλαια.

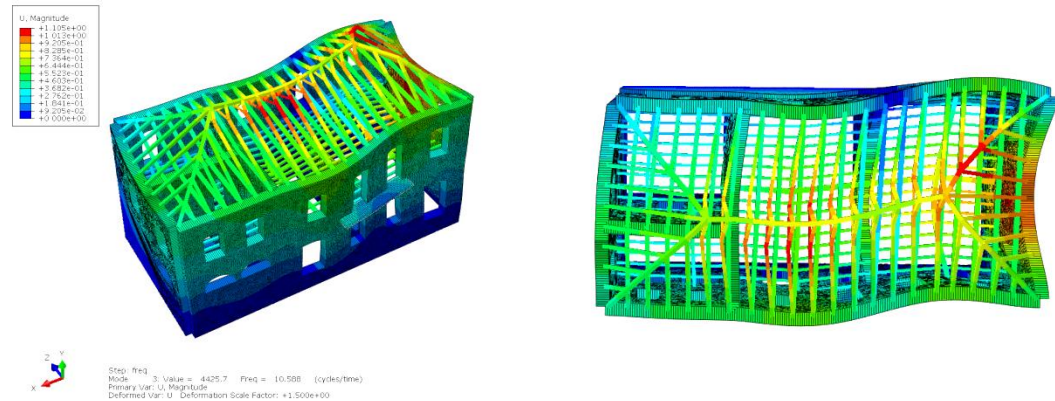
### 7.4 1<sup>η</sup> ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - [ΓΕΝΕΜΑΤΑ & ΔΙΑΖΩΜΑ ΣΤΗ ΣΤΕΨΗ]

Στόχος μέσω των αποτελεσμάτων που παρουσιάζονται παρακάτω είναι ο προσδιορισμός της επιρροής της εφαρμογής των ενεμάτων σε συνδυασμό με την ύπαρξη του διαζώματος στη στέψη στην απόκριση του συνολικού φορέα.

- Ιδιομορφική ανάλυση



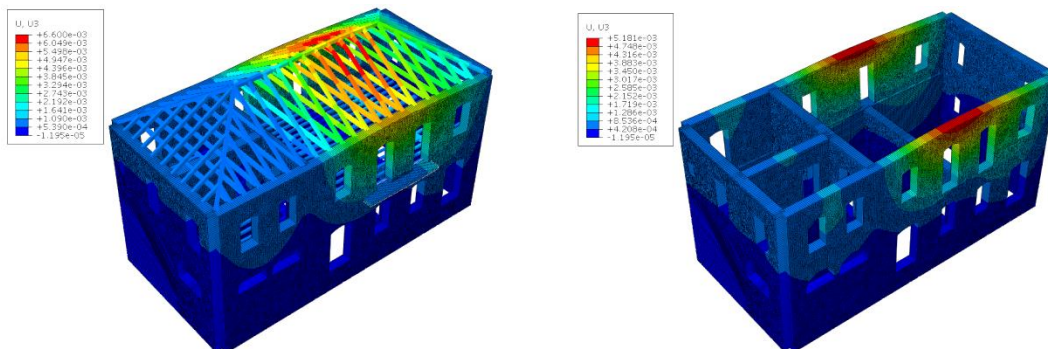
Εικόνα 7.27 1<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.124s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά Z 23%. [Ιδιοπερίοδος μειωμένη κατά 35% της αρχικής - εικ. 4.24.]



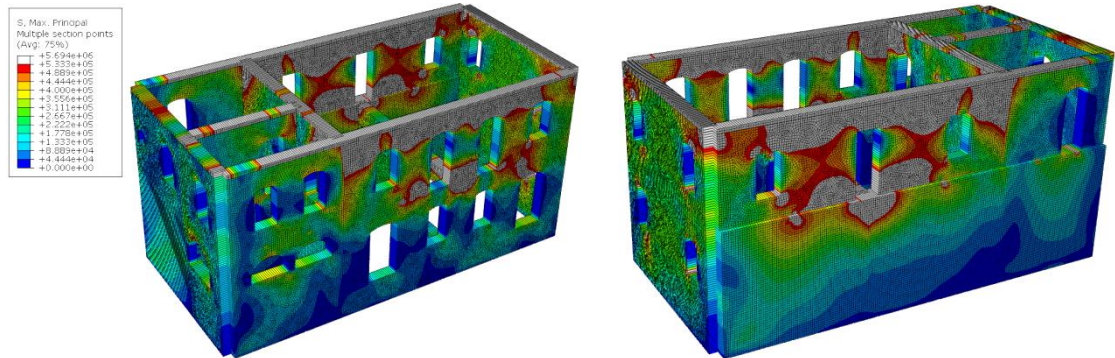
Εικόνα 7.28 3<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.094s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά X 26%. [Ιδιοπερίοδος μειωμένη κατά 35% της αρχικής - εικ. 4.24.]

Οι ιδιοπερίοδοι του φορέα είναι μειωμένες κατά 35% και επίσης, παρατηρείται ότι συμμετέχει μεγαλύτερη μάζα της τοιχοποιίας στις πρώτες ιδιομορφές. [εικ. 4.24~4.26 υφιστάμενου φορέα].

- Δυναμική φασματική ανάλυση
  - Επιβολή του σεισμού στην ασθενή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]

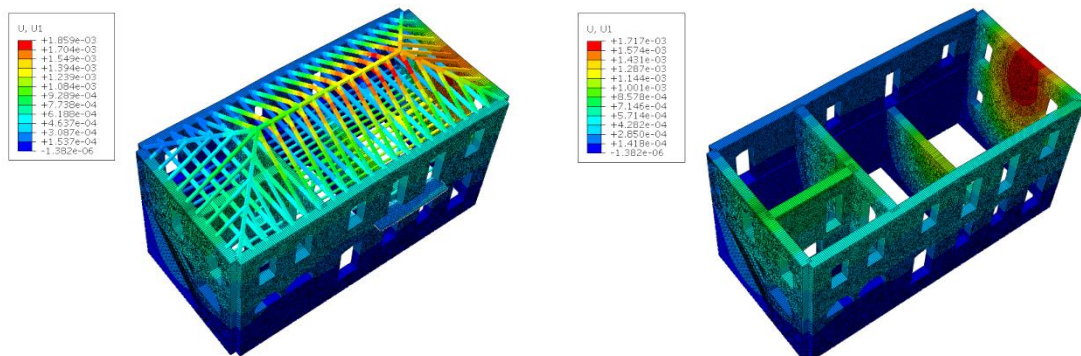


Εικόνα 7.29 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση Z. Μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στη στέψη των όψεων T1 και T3 λίγο μεγαλύτερη από 5mm έναντι 15mm που παρατηρούνταν στον υφιστάμενο φορέα [εικ. 4.42]. Μείωση των παραμορφώσεων κατά 2/3.

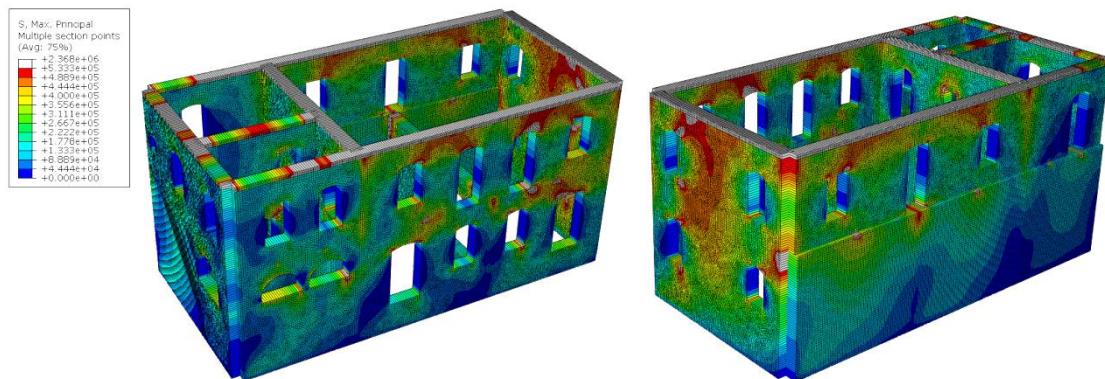


Εικόνα 7.30 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία. Παρατηρούμε υπερβάσεις της εφελκυστικής αντοχής στις όψεις T1, T2, T3 και T7. Ειδικά στη στάθμη του Α' ορόφου οι όψεις T1 και T3 συνεχίζουν να εφελκύνονται έντονα λόγω εκτός επιπέδου. Στον υφιστάμενο φορέα παρατηρήθηκαν οι διπλάσιες εφελκυστικές τάσεις [εικ. 4.44].

– Επιβολή του σεισμού στην ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου [X+0.3Z]

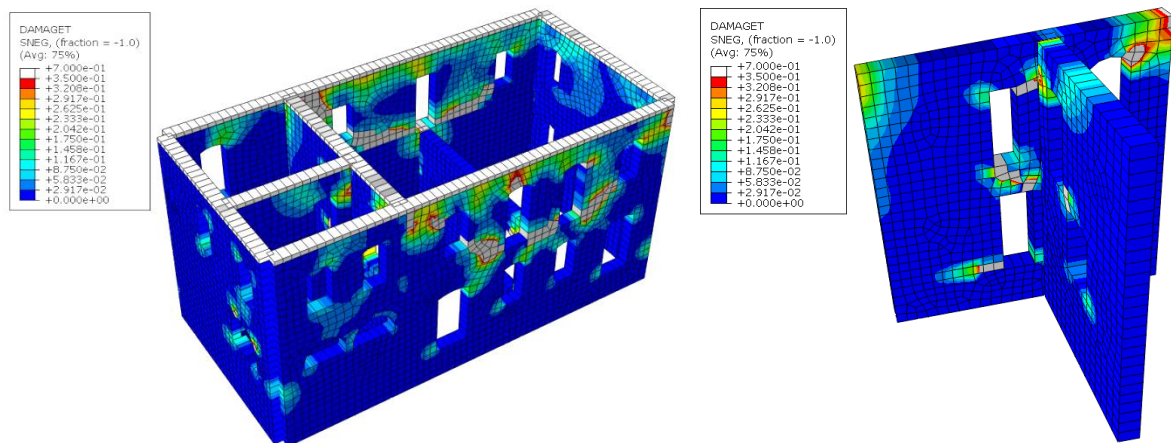


Εικόνα 7.31 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση X. Μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στη στέψη της όψης T2 1.7mm έναντι 8mm που παρατηρούνταν στον υφιστάμενο φορέα [εικ. 4.47]. Μείωση των παραμορφώσεων κατά 75%.

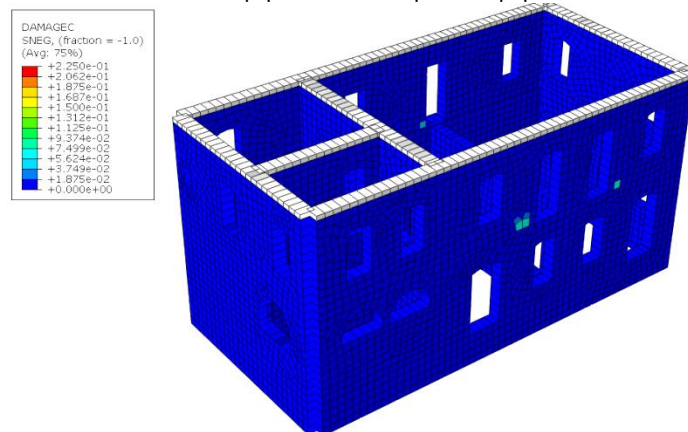


Εικόνα 7.32 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία. Παρατηρούμε υπερβάσεις μεμονωμένες στις όψεις T1 και T2. Στον υφιστάμενο φορέα παρατηρήθηκαν οι διπλάσιες εφελκυστικές τάσεις [εικ. 4.49].

• Μη γραμμική ανάλυση



Εικόνα 7.33 Βαθμός εφελκυστικής βλάβης με όριο το 0.35 (αντίστοιχο πλαστικής παραμόρφωσης 0.4‰), εμφανίζονται βλάβες στις όψεις T1, T2 και T3. Λίγες βλάβες εμφανίζονται και στους εσωτερικούς φέροντες τοίχους που είναι σε επαφή με την προσθήκη. Στον υφιστάμενο φορέα βλάβες παρατηρούνταν σε όλες τις όψεις και πολύ μεγαλύτερες πλαστικές παραμορφώσεις [εικ. 5.28]. Σαφώς αυξημένη η φέρουσα ικανότητα του φορέα.



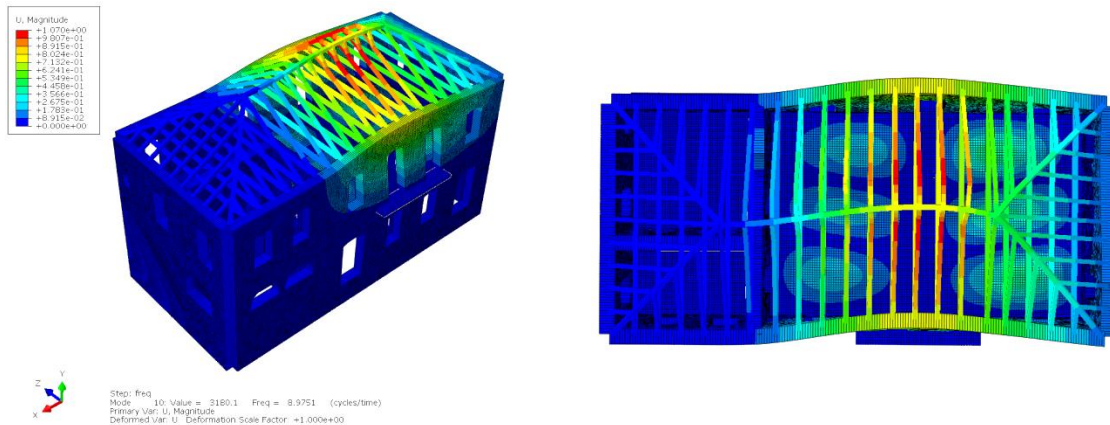
Εικόνα 7.34 Βαθμός θλιπτικής βλάβης. Παρατηρούνται μόνο πολύ τοπικές βλάβες έναντι της αρχικής κατάστασης που ήταν περισσότερες και οι πλαστικές παραμορφώσεις μεγαλύτερες. [εικ. 5.29]

Από τα παραπάνω αποτελέσματα φαίνεται ότι η εφαρμογή των ενεμάτων σε συνδυασμό με την ύπαρξη του διαζώματος στη στέψη των τοίχων βελτίωσαν σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα του κτιρίου. Οι μετατοπίσεις και οι υπερβάσεις των εφελκυστικών τάσεων είναι πολύ μικρότερες από την υφιστάμενη κατάσταση, όπως και οι βλάβες που εμφανίζονται. Η ύπαρξη του διαζώματος στη στέψη έχει συμβάλει στη βελτίωση της απόκρισης της τοιχοποιίας εκτός επιπέδου και βέβαια η αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας με την εφαρμογή των ενεμάτων οδηγεί σε ευμενέστερα αποτελέσματα για το φορέα, αλλά όχι τόσο ευμενή όσο απαιτείται για να μην κινδυνεύει το κτίριο σε αστοχία από σεισμική καταπόνηση. Συνεπώς, η δημιουργία του διαζώματος και η ενίσχυση της τοιχοποιίας μέσω των ενεμάτων δεν αρκούν ως πρόταση ενίσχυσης.

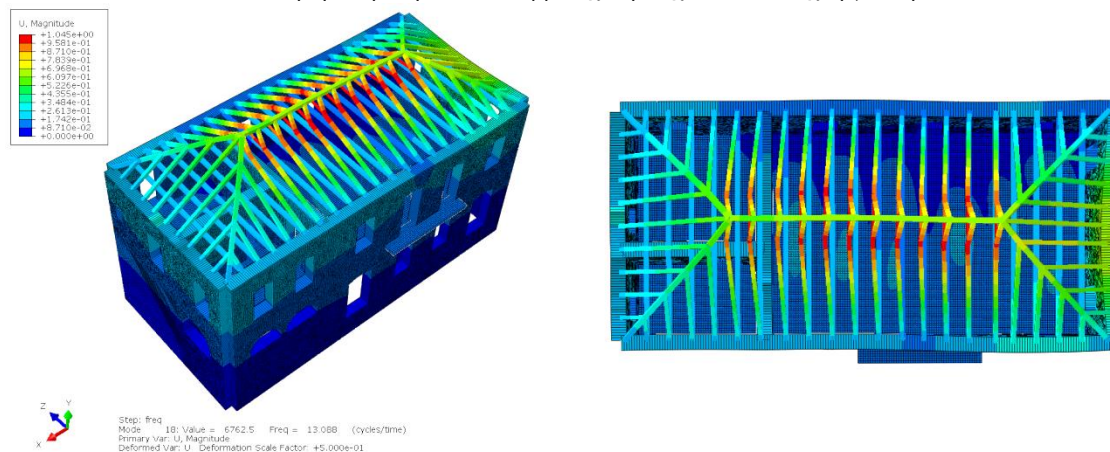
## 7.5 2<sup>η</sup> ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - [ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΤΟ ΔΑΠΕΔΟ ΜΕ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΞΥΛΙΝΟΥ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ]

Στόχος μέσω των αποτελεσμάτων που παρουσιάζονται παρακάτω είναι ο προσδιορισμός της επιρροής του διαφράγματος στη στάθμη του δαπέδου στην απόκριση του συνολικού φορέα.

- Ιδιομορφική ανάλυση



Εικόνα 7.35 10<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.111s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά Z 20%. Είναι η πρώτη στην οποία συμμετέχει η τοιχοποιία και όχι η ξύλινη πλάκα.

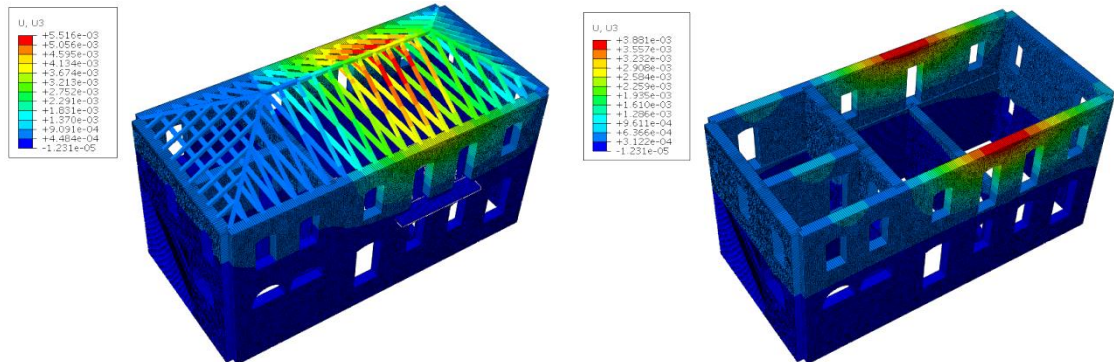


Εικόνα 7.36 18<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.076s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά X 21%. Είναι η δεύτερη στην οποία συμμετέχει η τοιχοποιία.

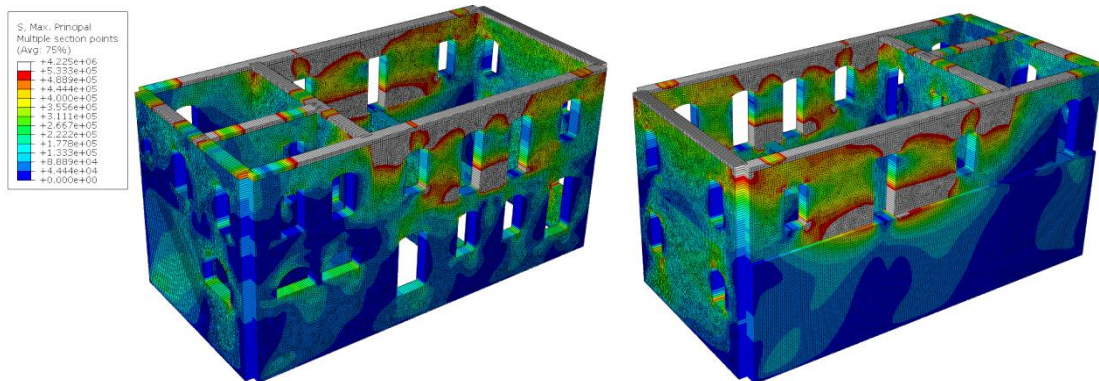
Στην προκειμένη περίπτωση επειδή η πλάκα είναι εύκαμπτη κατά τον κατακόρυφο προκύπτουν πολλές ιδιομορφές στις οποίες συμμετέχει η μάζα της ισοδύναμης ξύλινης πλάκας όπως και των γραμμικών ξύλινων στοιχείων. Οι ιδιομορφές αυτές δεν παρουσιάζονται, καθώς αυτές που μας ενδιαφέρουν είναι αυτές στις οποίες συμμετέχει η μάζα της τοιχοποιίας. Οι ιδιοπερίοδοι που υπολογίζονται είναι λίγο μικρότερες σε σχέση με του προηγούμενου μοντέλου.



- Δυναμική φασματική ανάλυση
- Επιβολή του σεισμού στην ασθενή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]

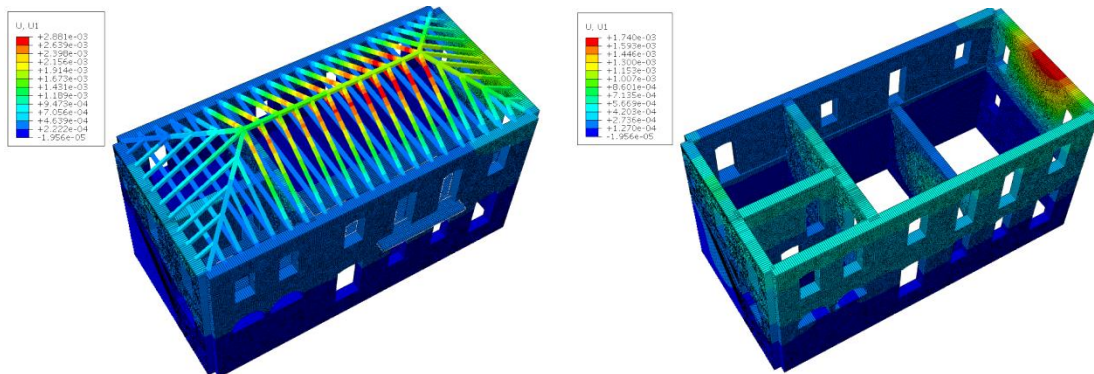


Εικόνα 7.37 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση Z. Μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στη στέψη των όψεων T1 και T3 σχεδόν 4mm, μειωμένες κατά 25% σε σχέση με την περίπτωση που δεν υπάρχει διάφραγμα και πιο περιορισμένες προς τη στέψη του κτιρίου.

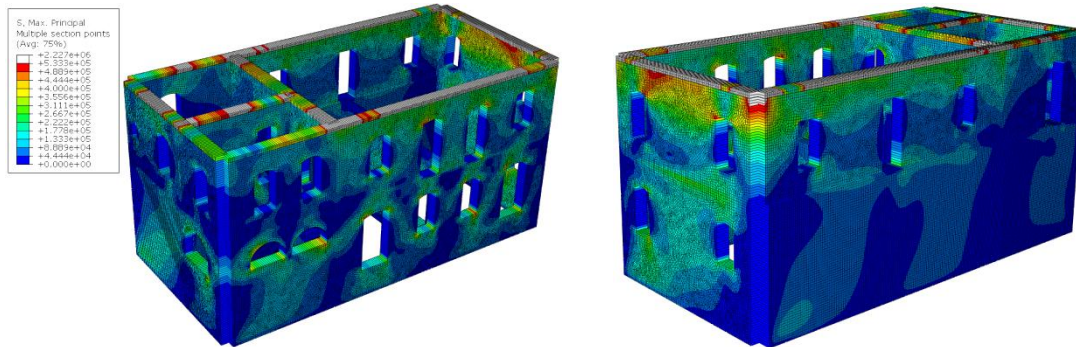


Εικόνα 7.38 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία. Παρατηρούμε υπερβάσεις της εφελκυστικής αντοχής στις όψεις T1 και T3 ενώ στην περίπτωση που δεν υπάρχει διάφραγμα παρατηρούνται υπερβάσεις και στις όψεις T4 και T7. Εκτός αυτού υπερβάσεις παρατηρούμε κυρίως προς τη στέψη των τοιχοποιιών.

- Επιβολή του σεισμού στην ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου [X+0.3Z]

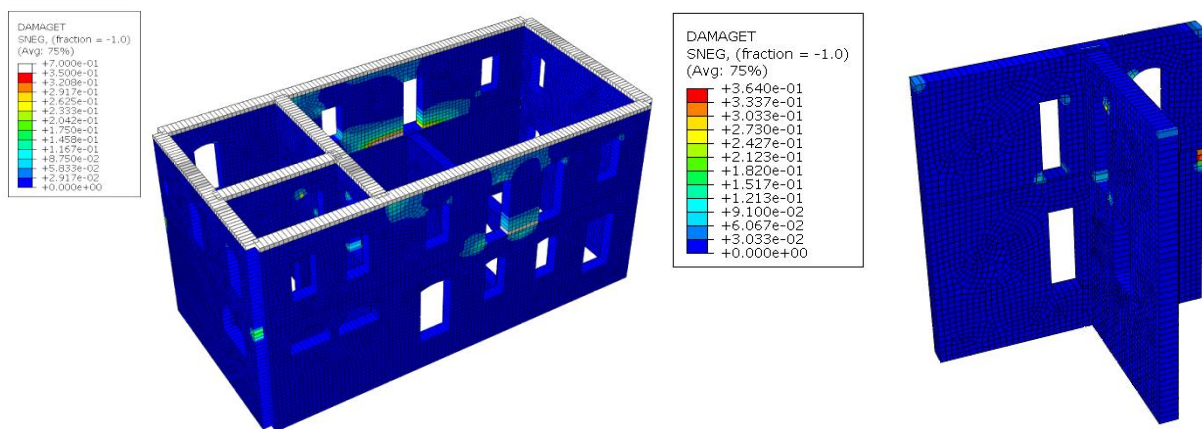


Εικόνα 7.39 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση X. Μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στη στέψη της όψης T2 1.74mm. Δεν παρατηρείται μείωση των μετατοπίσεων σε σχέση με την περίπτωση που δεν υπάρχει διάφραγμα αλλά περιορίζονται στη στέψη του τοίχου οι υψηλές παραμορφώσεις.

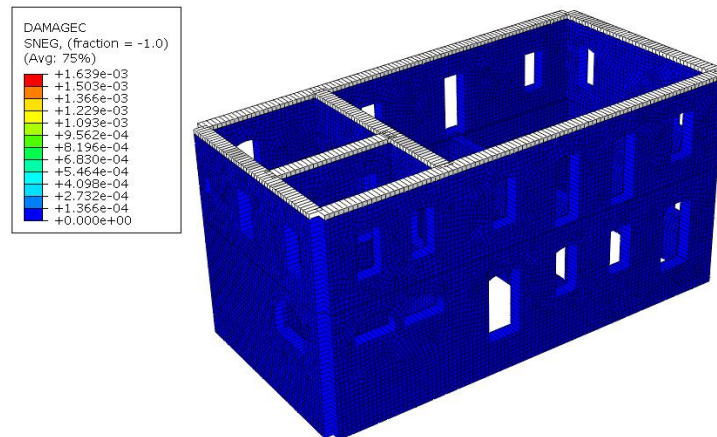


Εικόνα 7.40 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία – υπερβαίνεται μόνο στην όψη T2 η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας. Στην περίπτωση που δεν υπήρχε διάφραγμα υπερβάσεις παρατηρούνταν σε πιο μεγάλη περιοχή της όψης T2 αλλά και στις όψεις T1 και T3.

- Μη γραμμική ανάλυση



Εικόνα 7.41 Βαθμός εφελκυστικής βλάβης με όριο το 0.35, εμφανίζονται μεμονωμένες βλάβες στις όψεις T1 και T3. Στους εσωτερικούς φέροντες τοίχους οι εφελκυστικές βλάβες είναι πρακτικώς μηδενικές. Στην περίπτωση που δεν υπάρχει διάφραγμα εμφανίζονται περισσότερες βλάβες και παρατηρούνται και στην όψη T2 και στους εσωτερικούς φέροντες τοίχους.



Εικόνα 7.42 Βαθμός θλιπτικής βλάβης. Μηδενικός σε όλο το φορέα.

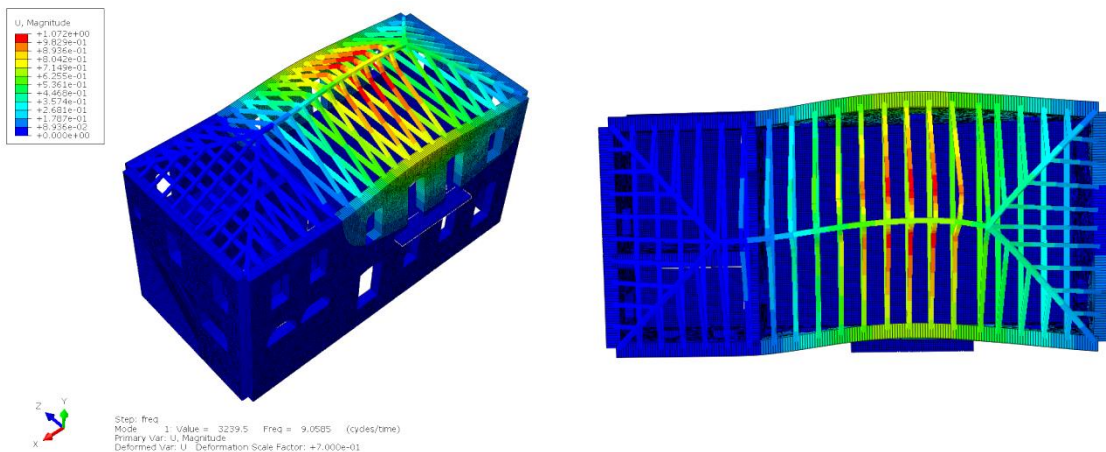
Παρατηρούμε από τα αποτελέσματα των αναλύσεων ότι η απόκριση του φορέα βελτιώνεται αρκετά εάν το ξύλινο δάπεδο συνδεθεί με την τοιχοποιία και θεωρηθεί ως διάφραγμα. Οι μετατοπίσεις του φορέα μειώνονται όπως και οι εφελκυστικές τάσεις και τέλος οι βλάβες που εμφανίζονται είναι πολύ λιγότερες. Συνεπώς, η επέμβαση αυτή που δεν είναι και ιδιαίτερα ακριβή και δεν έρχεται και σε αντίθεση με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις του κτιρίου προτείνεται να εφαρμοστεί, όμως φαίνεται ότι οι λιθοδομές της στάθμης του Α' ορόφου

συνεχίζουν να κινδυνεύουν σε αστοχία λόγω εκτός επιπέδου κάμψης. Το διάφραγμα μόνο στη στάθμη του δαπέδου του Α' ορόφου μειώνει τις σχετικές μετατοπίσεις των λιθοδομών του ισογείου, αλλά δε μειώνει τις σχετικές μετατοπίσεις μεταξύ της στέψης και του δαπέδου του Α' ορόφου, που είναι και η πιο σοβαρή και έντονη καταπόνηση του φορέα. Επομένως, απαιτείται η κατασκευή διαφράγματος και στη στάθμη της στέγης.

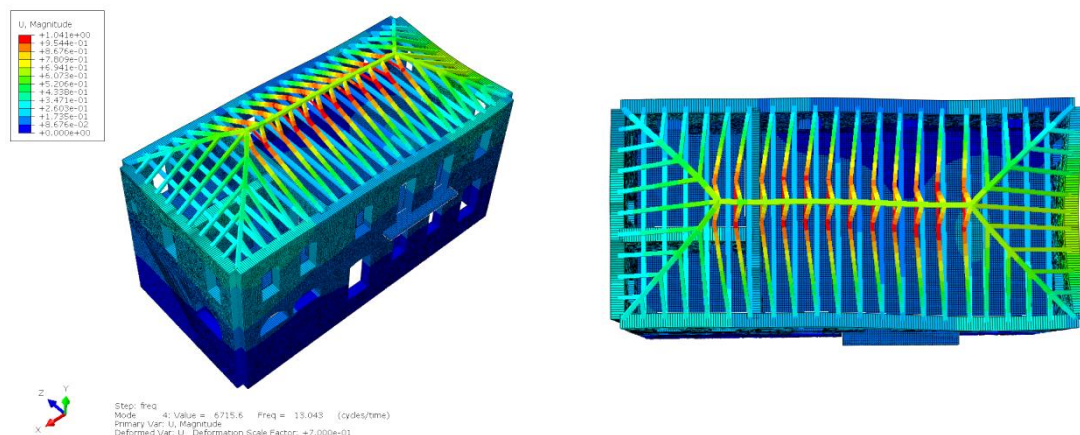
### 7.6 3<sup>η</sup> ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - [ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΤΟ ΔΑΠΕΔΟ ΜΕ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΠΛΑΚΑΣ Ω/Σ]

Οι αναλύσεις αυτές πραγματοποιήθηκαν ώστε να προσδιοριστεί αν η δημιουργία του διαφράγματος με πλάκα σκυροδέματος έχει πιο ευμενή αποτελέσματα στο φορέα σε σύγκριση με το διάφραγμα από ξύλινα στοιχεία.

- Ιδιομορφική ανάλυση



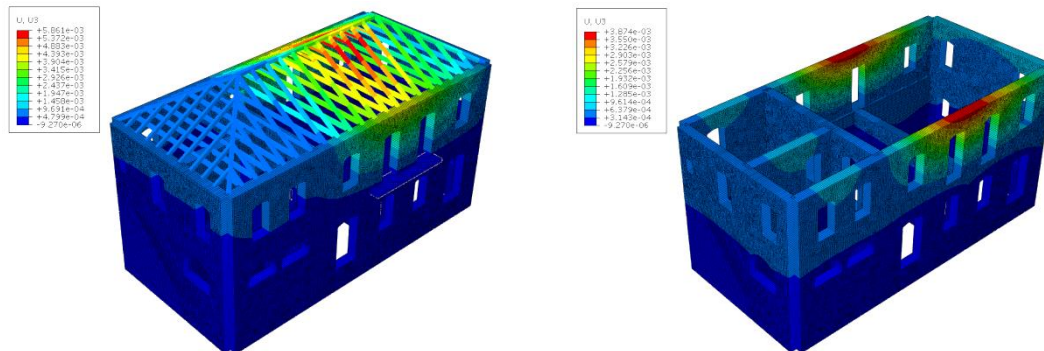
Εικόνα 7.43 1<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.110s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά Z 19%.



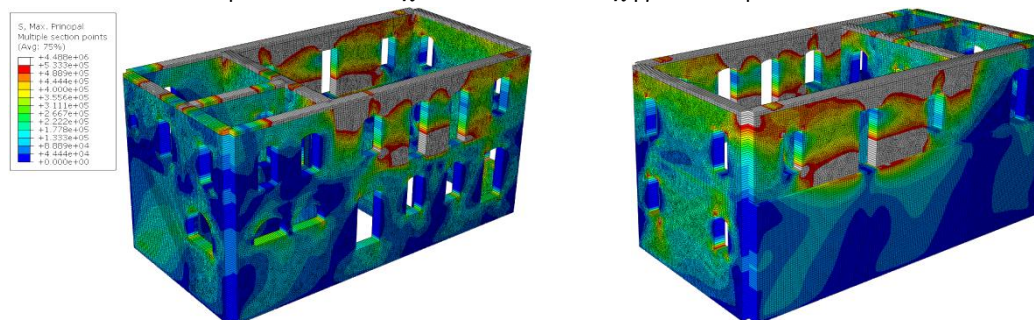
Εικόνα 7.44 4<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.077s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά X 15%.

Οι ιδιοπερίοδοι στις οποίες συμμετέχει η τοιχοποιία είναι αντίστοιχες με της προηγούμενης πρότασης ενίσχυσης. Στο συγκεκριμένο μοντέλο επειδή ταλαντώνεται η μάζα της πλάκας του σκυροδέματος κατακόρυφα υπολογίζεται μεγαλύτερη μάζα κατά τον Y που είναι λογικό καθώς η μάζα της πλάκας του σκυροδέματος είναι μεγαλύτερη.

- Δυναμική φασματική ανάλυση
- Επιβολή του σεισμού στην ασθενή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]

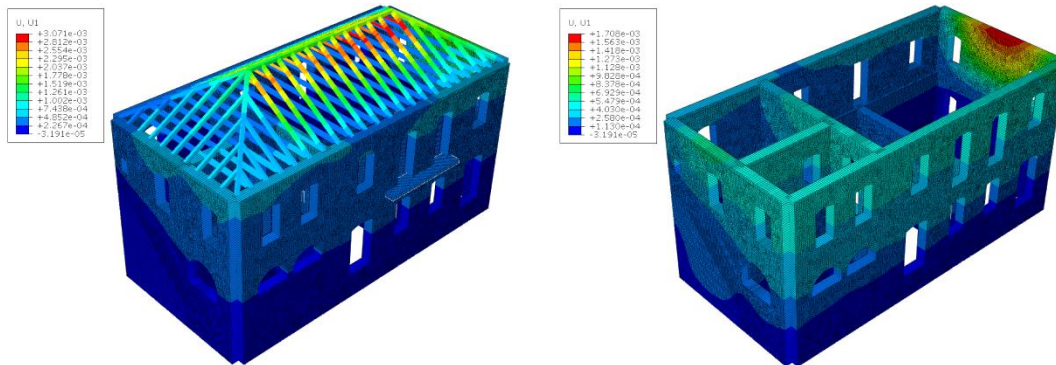


Εικόνα 7.45 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση Z. Μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στη στέψη των όψεων T1 και T3 σχεδόν 4mm αντίστοιχη με του κεφαλαίου 7.5.

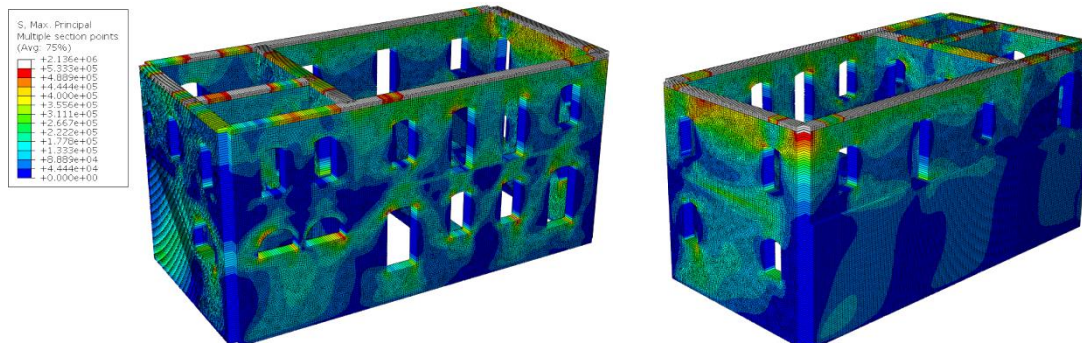


Εικόνα 7.46 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία. Παρατηρούμε υπερβάσεις της εφελκυστικής αντοχής στις όψεις T1 και T3 αντίστοιχες με της εικόνας 7.38 του κεφαλαίου 7.5.

- Επιβολή του σεισμού στην ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]

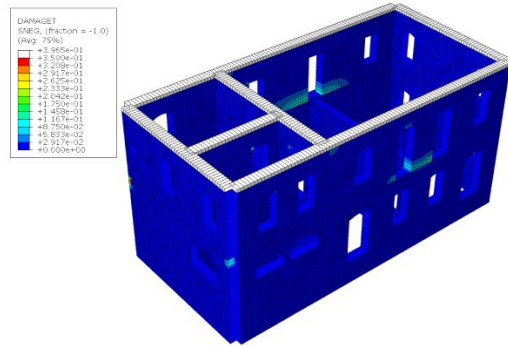


Εικόνα 7.47 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση X. Μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στη στέψη της όψης T2 1.7mm, αντίστοιχη με του κεφαλαίου 7.5.



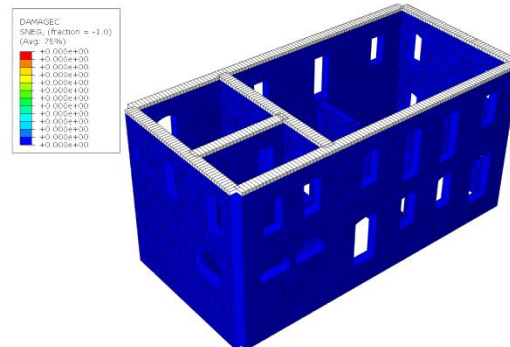
Εικόνα 7.48 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία - δεν υπερβαίνεται σε καμία θέση η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας. Οι τάσεις είναι πολύ ελαφρώς μειωμένες σε σχέση με την εικόνα 7.40 της προηγούμενης πρότασης.

- Μη γραμμική ανάλυση



Εικόνα 7.49 Βαθμός εφελκυστικής βλάβης με όριο το 0.35. Παρατηρούμε πολύ μεμονωμένες βλάβες.

Ελαφρώς μειωμένες από της εικόνας 7.41.



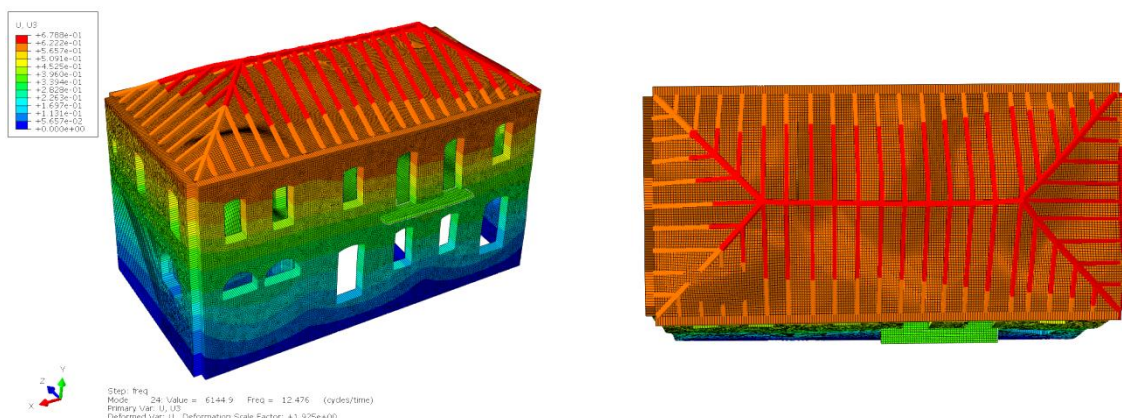
Εικόνα 7.50 Βαθμός θλιπτικής βλάβης. Μηδενικός σε όλο το φορέα.

Σε γενικές γραμμές η απόκριση του φορέα είναι ίδια με την περίπτωση του κεφαλαίου 7.5. Οι τάσεις και οι βλάβες είναι μειωμένες κατά ένα πολύ μικρό ποσοστό. Επομένως, το ξύλινο διάφραγμα έχει τα αντίστοιχα αποτελέσματα με το διάφραγμα οπλισμένου σκυροδέματος και μας ικανοποιεί ως λύση ενίσχυσης ειδικά σε κτίρια που έχουν ιστορική αξία και δεν είναι δυνατή η αντικατάσταση του ξύλινου πατώματος.

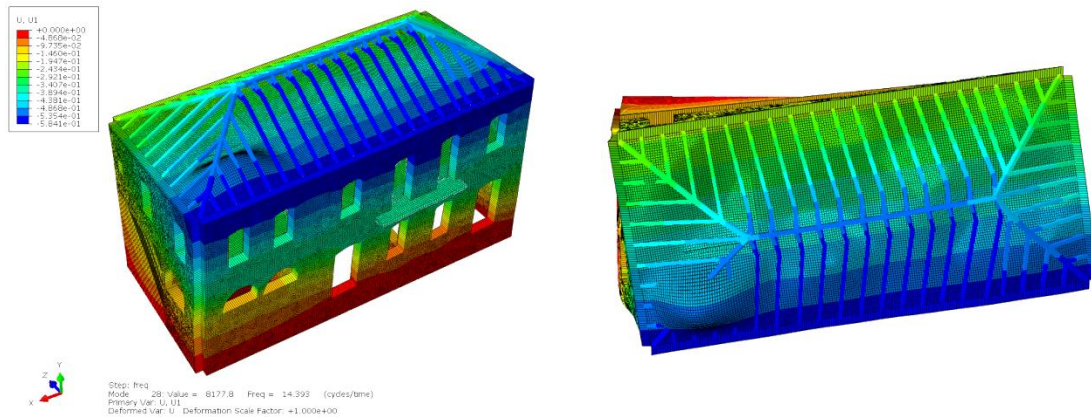
### 7.7 4<sup>η</sup> ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ - [ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΤΟ ΔΑΠΕΔΟ ΚΑΙ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ]

Μέσω της συγκεκριμένης πρότασης διερευνάται πως επηρεάζει το φορέα η διαφραγματική λειτουργία στη στάθμη της στέγης.

- Ιδιομορφική ανάλυση



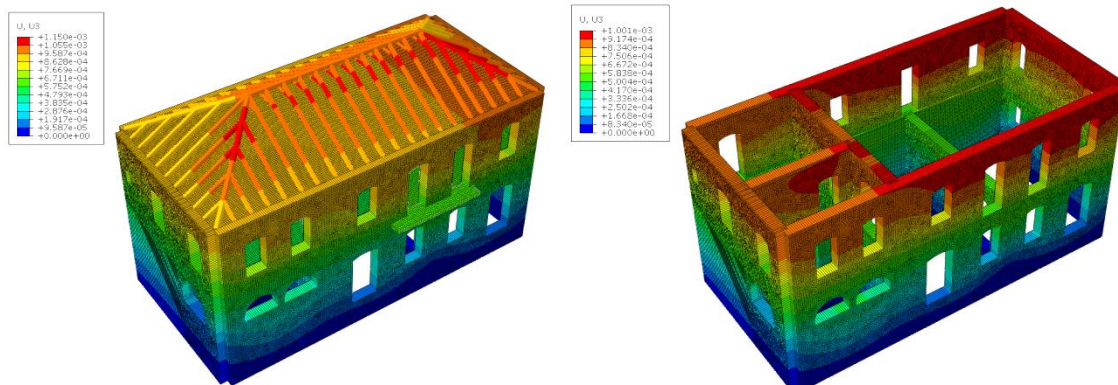
Εικόνα 7.51 24<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.080s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά Z 70%. Είναι η πρώτη στην οποία συμμετέχει η τοιχοποιία και όχι η μάζα των ξύλινων στοιχείων.



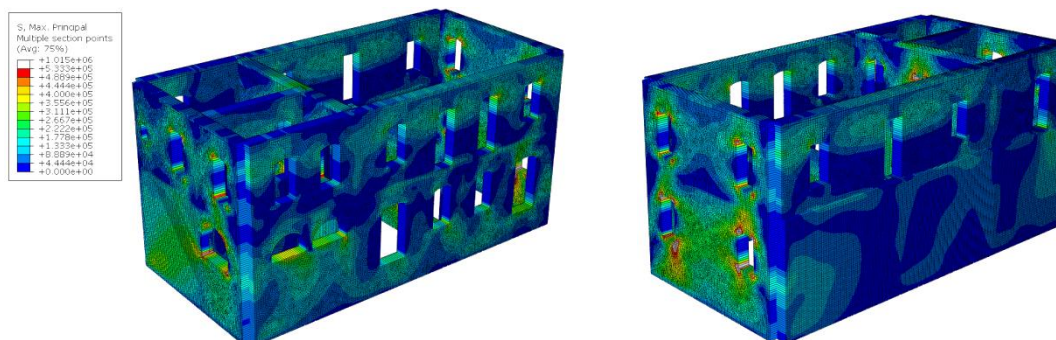
Εικόνα 7.52 28<sup>η</sup> ιδιομορφή φορέα με ιδιοπερίοδο 0.069s και ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά Χ 45% και στρεπτική περί τον Υ. Είναι η πρώτη ιδιομορφή μεταφορική κατά Χ.

Εκτός του ότι οι ιδιοπερίοδοι μειώνονται περαιτέρω παρατηρούμε απευθείας από την ιδιομορφική ανάλυση ότι η τοιχοποιία λειτουργεί ως ενιαίο σώμα πλέον και δεν ταλαντώνονται οι λιθοδομές ανεξάρτητα με αποτέλεσμα να λαμβάνονται και μεγάλα ποσοστά της μάζας της τοιχοποιίας.

- Δυναμική φασματική ανάλυση
  - Επιβολή του σεισμού στην ασθενή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]

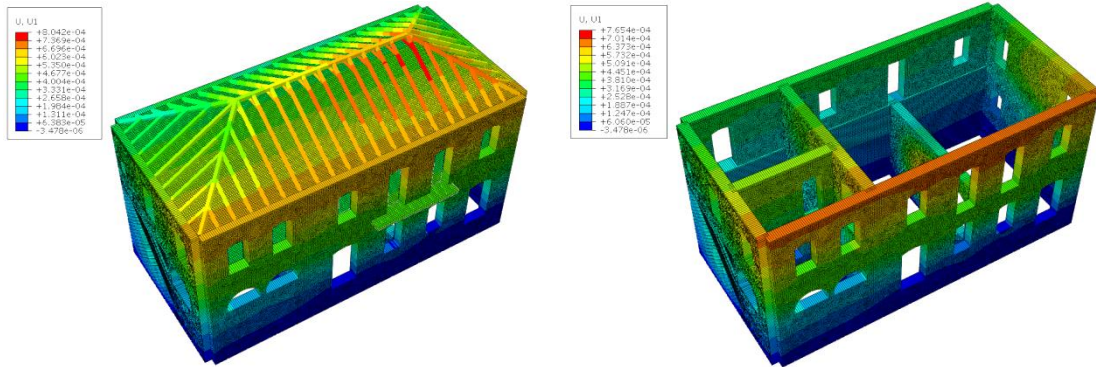


Εικόνα 7.53 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση Z. Μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στη στέψη των όψεων T1 και T3 σχεδόν 1mm μειωμένη κατά 75% σε σχέση με την πρόταση του κεφαλαίου 7.5.

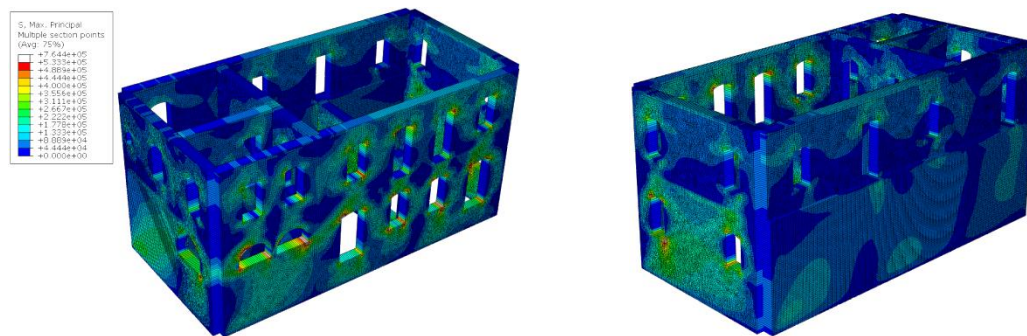


Εικόνα 7.54 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία. Παρατηρούμε τοπικές υπερβάσεις, ουσιαστικά ο φορέας δείχνει να επαρκεί σε αστοχία από εφελκυσμό σε αντίθεση με το κεφάλαιο 7.5 που είχαμε υπερβάσεις σε μεγάλες περιοχές.

– Επιβολή του σεισμού στην ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου [X+0.3Z]

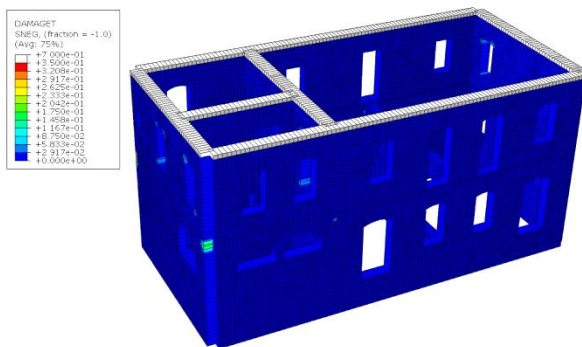


Εικόνα 7.55 Μετατοπίσεις φορέα κατά τη διεύθυνση X. Μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται στη στέψη της όψης T1 σχεδόν 0.7mm. Πλέον η όψη T2 δείχνει ότι δεν καταπονείται εκτός επιπέδου.

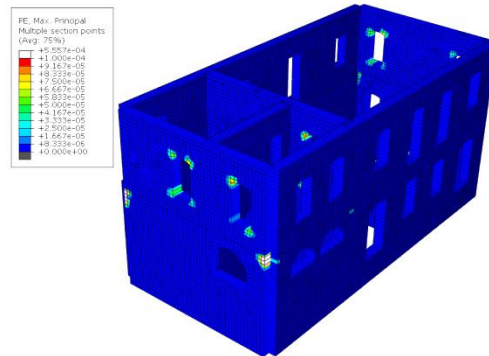


Εικόνα 7.56 Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία – δεν υπερβαίνεται σε καμία θέση η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας.

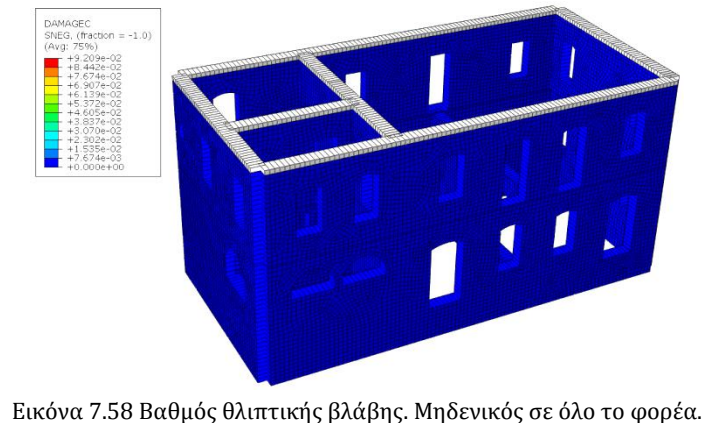
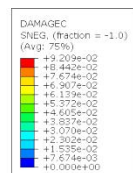
• Μη γραμμική ανάλυση



Εικόνα 7.57 Βαθμός εφελκυστικής βλάβης με όριο το 0.35. Πρακτικώς μηδενικός σε όλο το φορέα.



Εικόνα 7.58 Μέγιστες πλαστικές παραμορφώσεις με όριο 0.1%. Παρατηρούνται σε πολύ μεμονωμένες θέσεις.



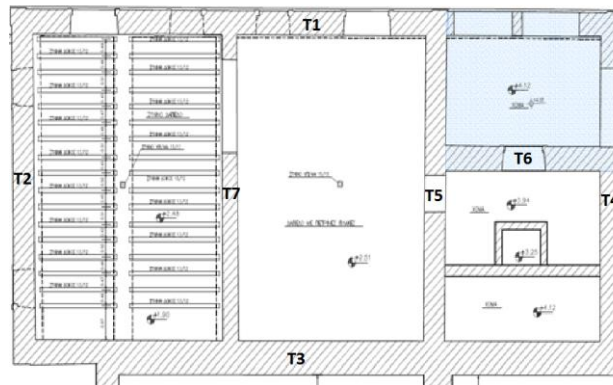
Εικόνα 7.58 Βαθμός θλιπτικής βλάβης. Μηδενικός σε όλο το φορέα.





## 8. ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΛΙΚΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

Ακολουθείται η ίδια διαδικασία που εφαρμόστηκε στο κεφάλαιο 4.6 για τον έλεγχο της υπάρχουσας κατάστασης.



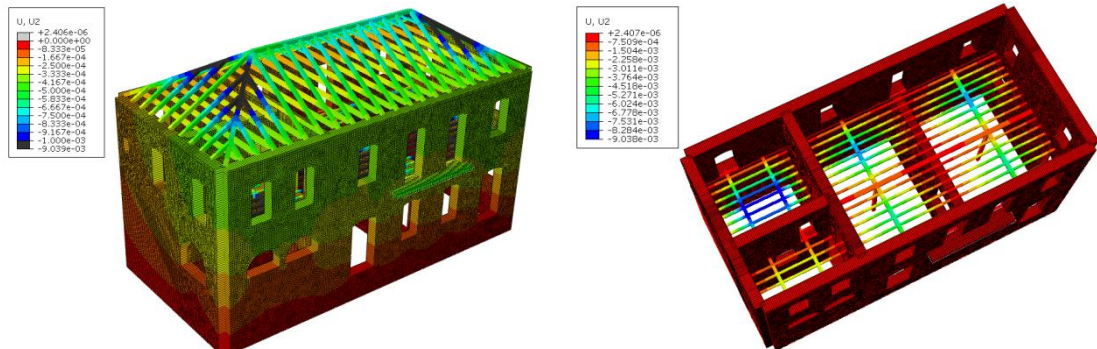
Εικόνα 8.1 Κάτοψη με τις ονομασίες των φερουσών λιθοδομών.

### 8.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

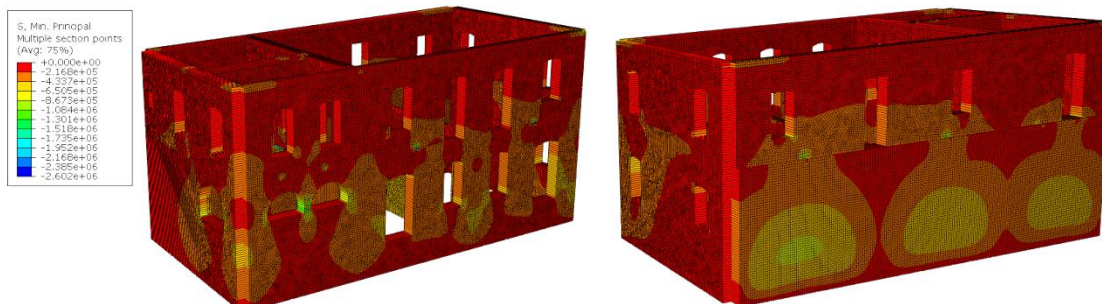
#### Στατική ανάλυση

Παρουσιάζονται για λόγους πληρότητας τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης στο συνολικό φορέα για το συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων.

- Συνδυασμός αστοχίας 1.35 x G+1.50 x Q+0.75S



Εικόνα 8.2 Μετατοπίσεις φορέα κατά την κατακόρυφη διεύθυνση.

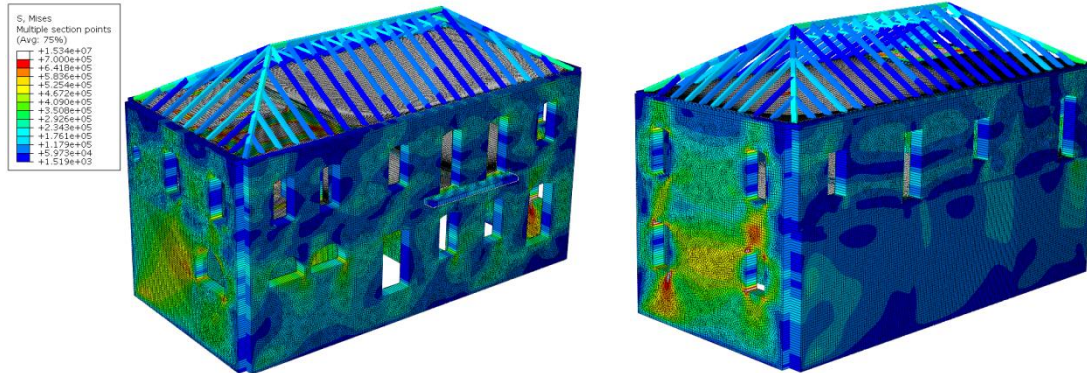


Εικόνα 8.3 Κατανομή ελάχιστων κύριων τάσεων στην τοιχοποιία.

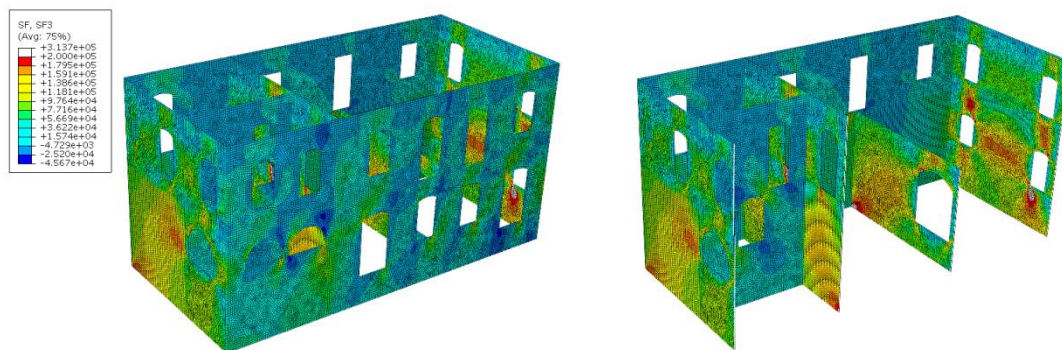
Δεν υπερβαίνεται σε καμία θέση η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας όπως και στην υπάρχουσα κατάσταση.

## Δυναμική φασματική ανάλυση

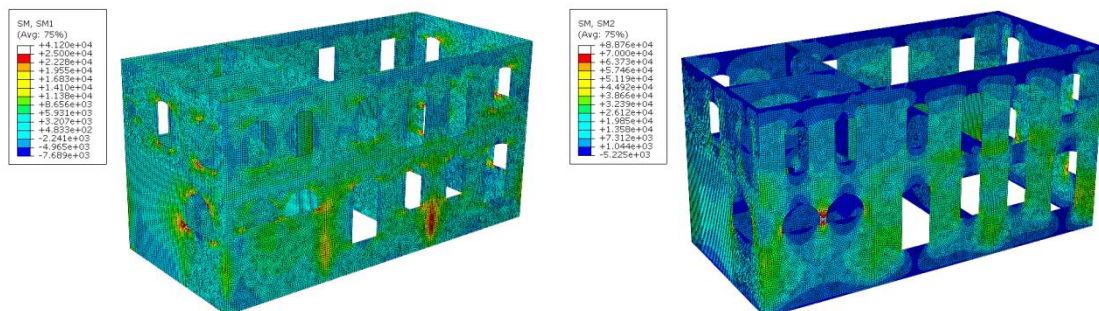
- Επιβολή του σεισμού στην ασθενή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]



Εικόνα 8.4 Κατανομή τάσεων Von Mises.

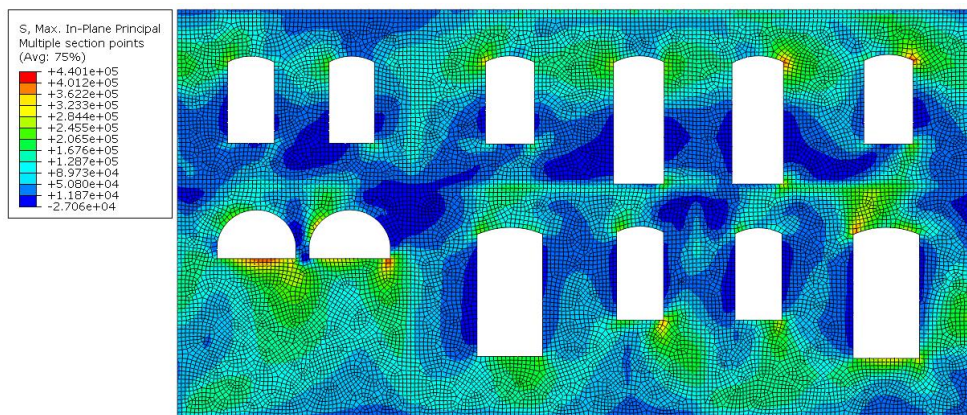


Εικόνα 8.5 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην τοιχοποιία.

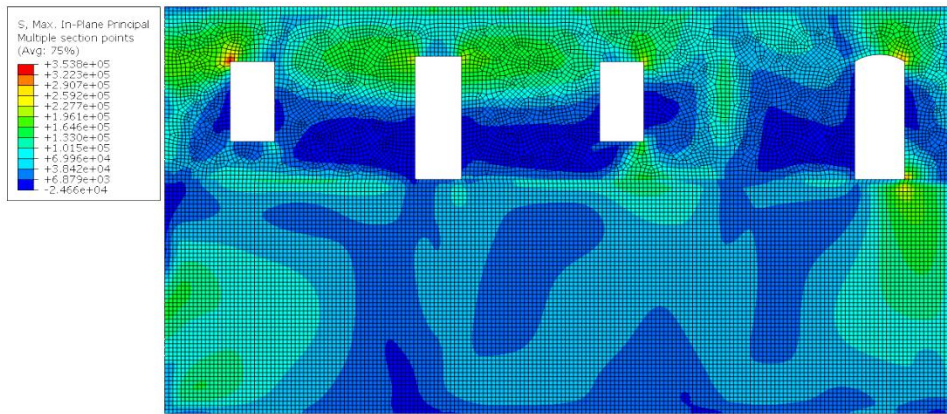


Εικόνα 8.6 Κατανομή ροπών στην τοιχοποιία περί τον κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα αντίστοιχα.

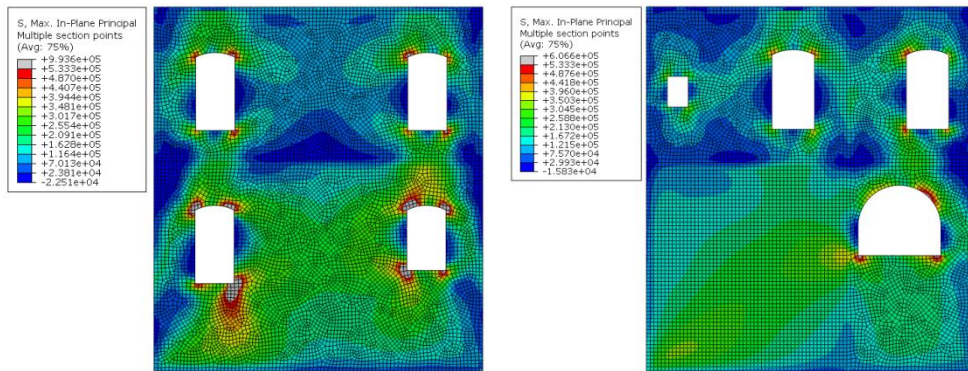
Παρατηρούμε ότι οι τιμές των τάσεων και των δυνάμεων είναι πολύ πιο μειωμένες σε σχέση με τον αρχικό φορέα - [Κεφ. 4.5].



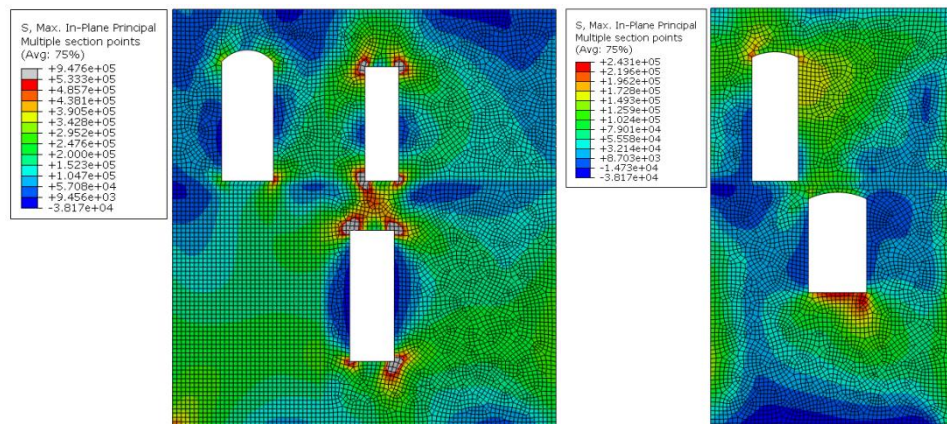
Εικόνα 8.7 Κατανομή εφελκυστικών τάσεων στην όψη T1.



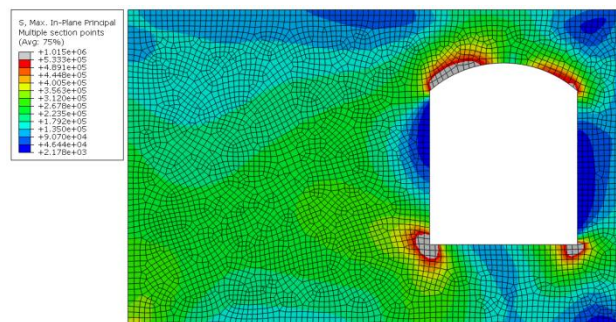
Εικόνα 8.8 Κατανομή εφελκυστικών τάσεων στην όψη T3.



Εικόνα 8.9 Κατανομή εφελκυστικών τάσεων στις όψεις T2 και T4 αντίστοιχα.



Εικόνα 8.10 Κατανομή εφελκυστικών τάσεων στις όψεις T5 και T6 αντίστοιχα.

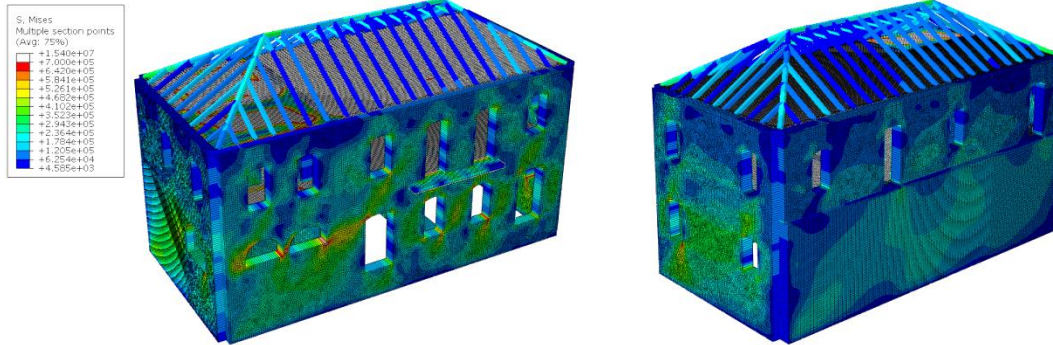


Εικόνα 8.11 Κατανομή εφελκυστικών τάσεων στην όψη T7.

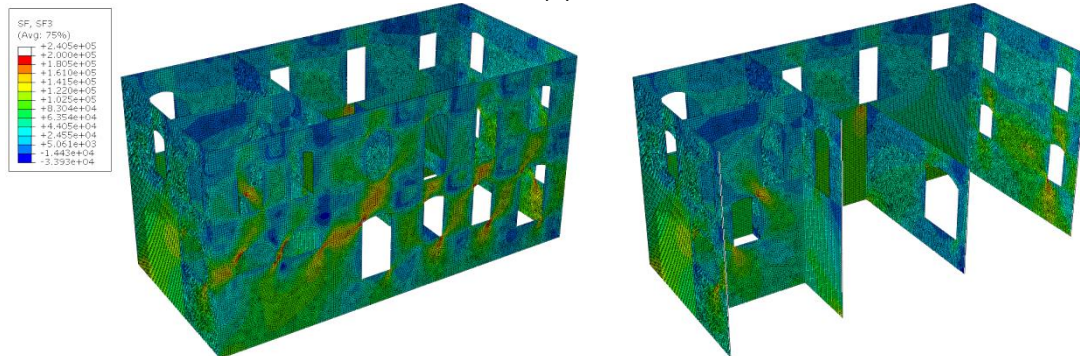
Από τις κατανομές των εφελκυστικών τάσεων ανά όψη φαίνεται ότι οι φέρουσες λιθοδομές επαρκούν έναντι εφελκυσμού καθώς οι τάσεις

υπερβαίνουν σε λίγες μεμονωμένες θέσεις. Αυτές οι τοπικές υπερβάσεις δεν αξιολογούνται ως αστοχία στη φέρουσα λιθοδομή. Εφόσον, δεν υπερβαίνουν οι εφελκυστικές τάσεις, οι λιθοδομές επαρκούν και υπό εντός επιπέδου κάμψη. Στην υφιστάμενη κατάσταση οι εφελκυστικές τάσεις στην τοιχοποιία ξεπερνούσαν το 1MPa – [εικ. 4.44].

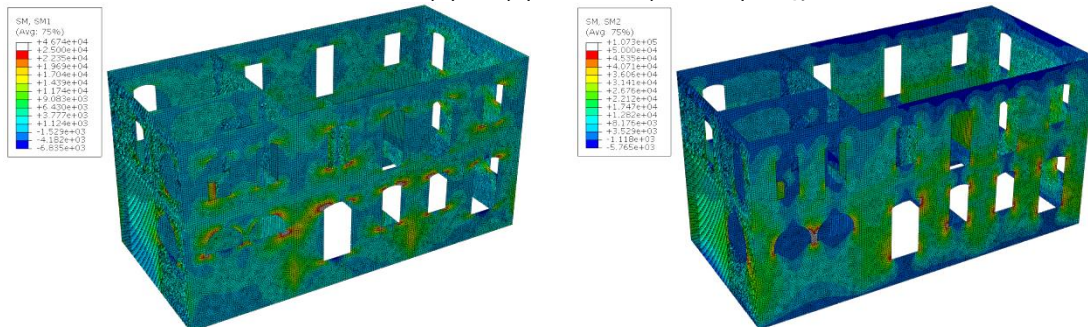
- Επιβολή του σεισμού στην ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου [X+0.3Z]



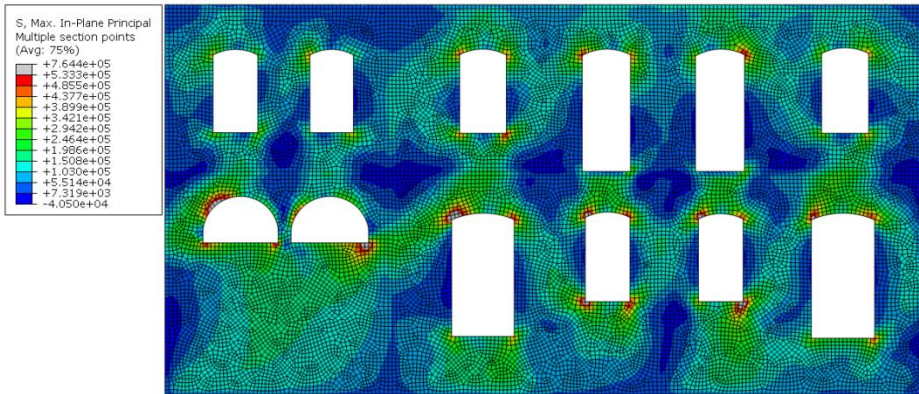
Εικόνα 8.12 Κατανομή τάσεων Von Mises.



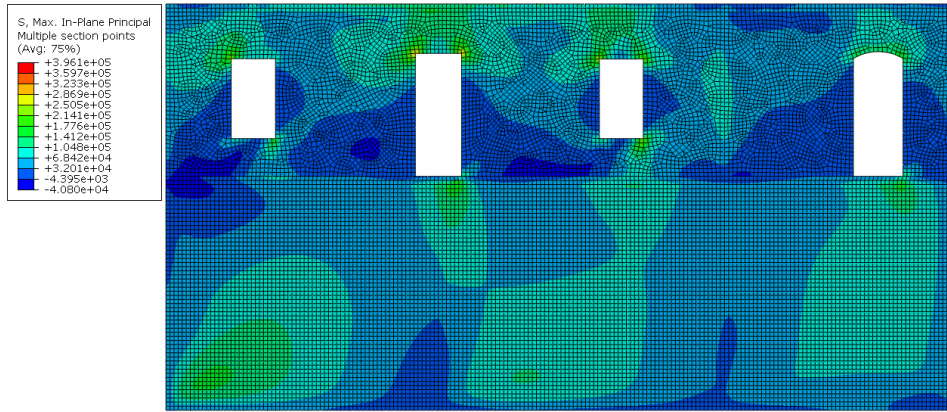
Εικόνα 8.13 Κατανομή διαμητικών δυνάμεων στην τοιχοποιία.



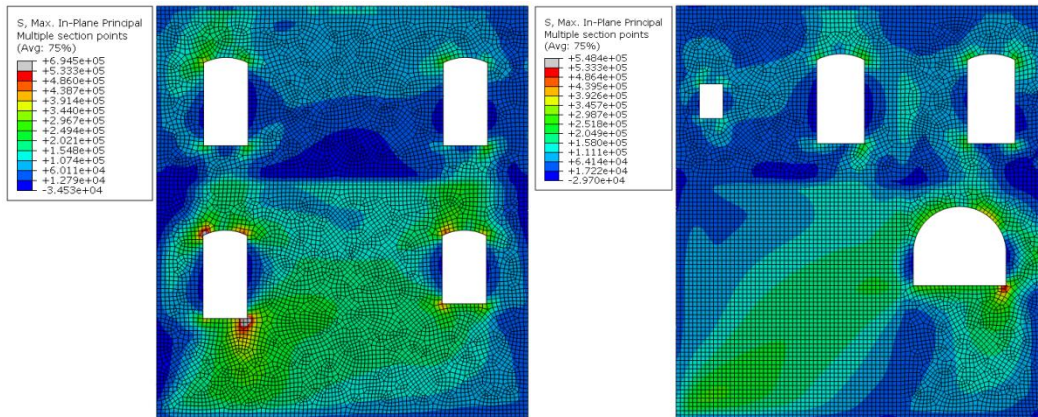
Εικόνα 8.14 Κατανομή ροπών στην τοιχοποιία περί τον κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα αντίστοιχα.



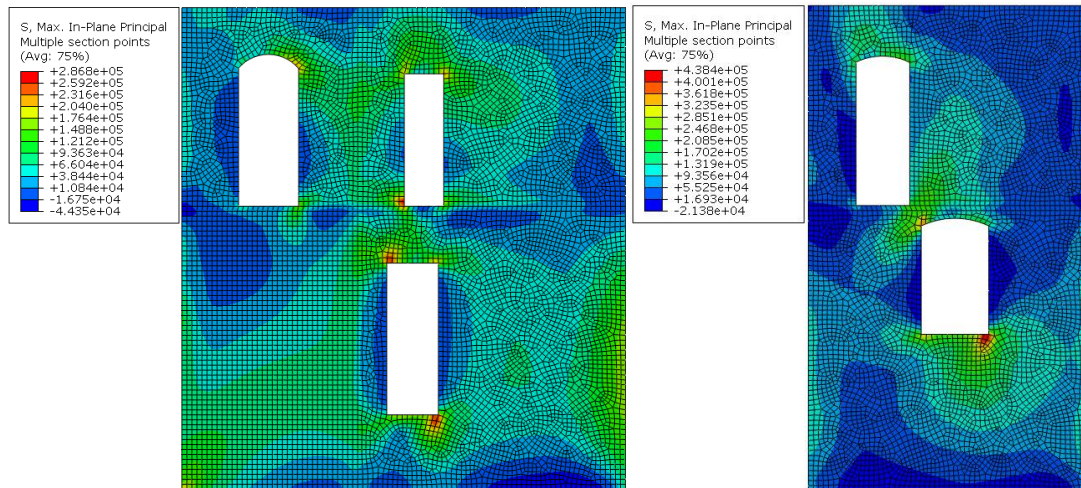
Εικόνα 8.15 Κατανομή εφελκυστικών τάσεων στην όψη T1.



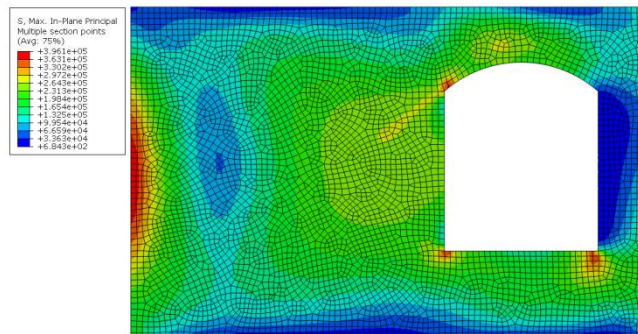
Εικόνα 8.16 Κατανομή εφελκυστικών τάσεων στην όψη T3.



Εικόνα 8.17 Κατανομή εφελκυστικών τάσεων στις όψεις T2 και T4 αντίστοιχα.



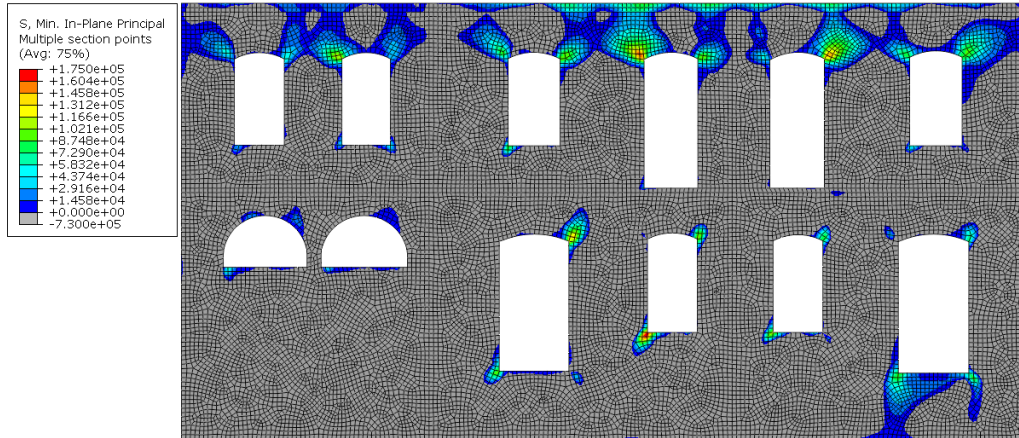
Εικόνα 8.18 Κατανομή εφελκυστικών τάσεων στις όψεις T5 και T6 αντίστοιχα.



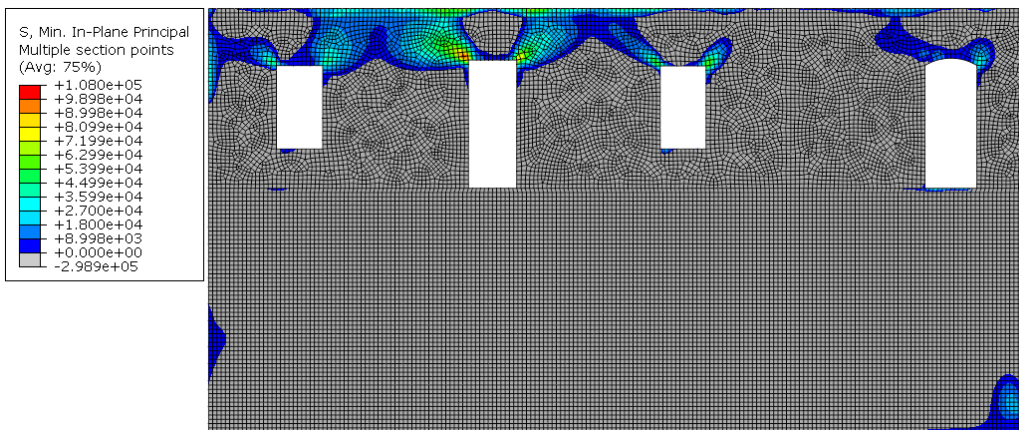
Εικόνα 8.19 Κατανομή εφελκυστικών τάσεων στην όψη T7.

Ομοίως με την άλλη διεύθυνση – Z+0.3X οι δυνάμεις και οι τάσεις είναι εμφανώς μειωμένες σε σχέση με την υφιστάμενη κατάσταση. Και στην περίπτωση αυτή οι εφελκυστικές τάσεις δεν υπερβαίνονται, άρα επαρκούν οι λιθοδομές και υπό καταπόνηση εντός επιπέδου κάμψης.

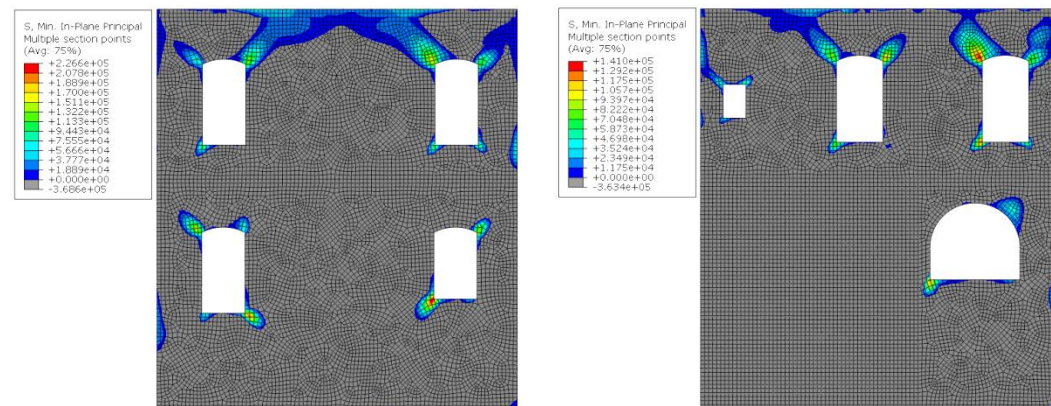
Πιθανές περιοχές εμφάνισης εφελκυστικών ρωγμών



Εικόνα 8.20 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T1.

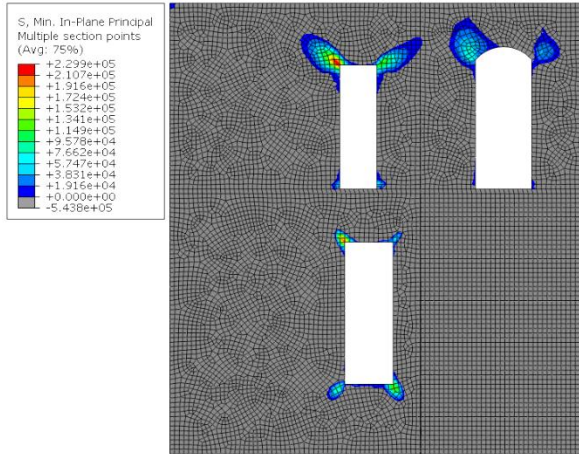


Εικόνα 8.21 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T3.

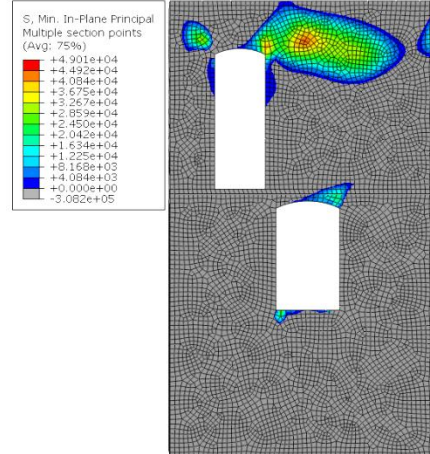


Εικόνα 8.22 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T2.

Εικόνα 8.23 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T4.



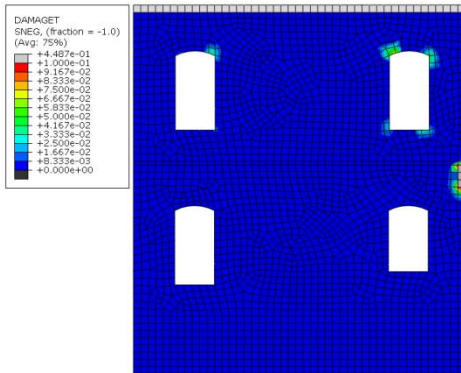
Εικόνα 8.24 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T5.



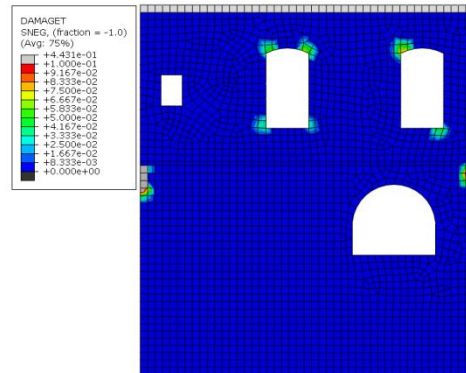
Εικόνα 8.25 Περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική καταπόνηση στην όψη T6.

Παρατηρούμε ότι οι περιοχές που βρίσκονται υπό τριαξονική εφελκυστική καταπόνηση είναι πολύ πιο μεμονωμένες σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα και περιορίζονται στις θέσεις των ανοιγμάτων και κυρίως προς τη στέψη των τοίχων. Εκτός αυτού, οι ελάχιστες κύριες εφελκυστικές τάσεις εμφανίζουν πολύ μικρότερες τιμές - [σύγκριση με Κεφ. 4.6.1]. Πριν τις ενισχύσεις οι γωνίες του κτιρίου καταπονούνταν σημαντικά υπό εφελκυσμό ενώ τώρα λόγω του διαζώματος και του διαφράγματος στη στέψη δεν φαίνονται να κινδυνεύουν σε αστοχία.

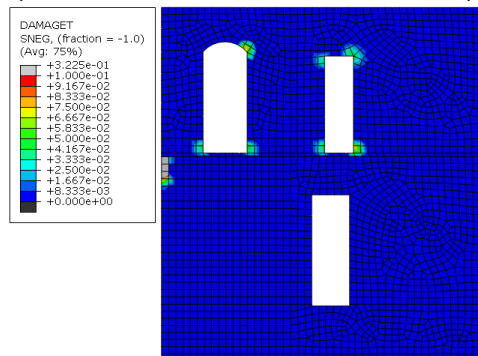
Μη γραμμική ανάλυση



Εικόνα 8.26 Βαθμός βλάβης στην όψη T2 με μέγιστη τιμή 0.10, αντίστοιχη πλαστική παραμόρφωση 0.15‰.



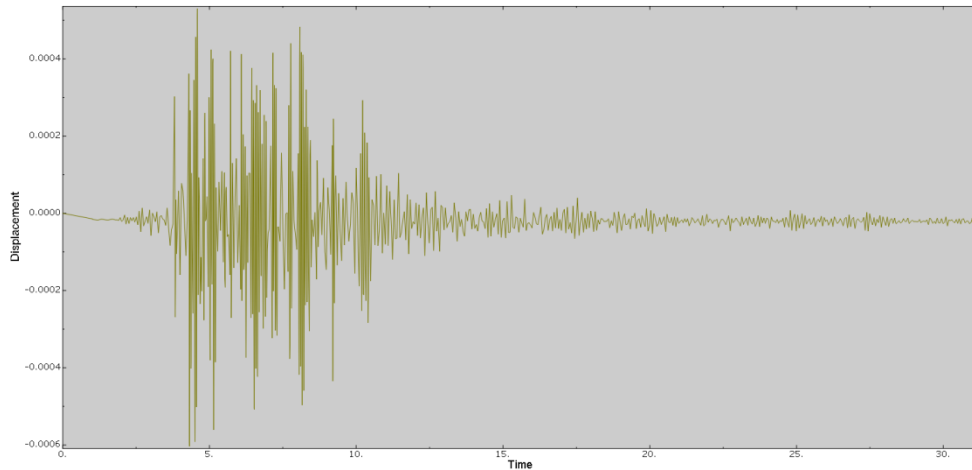
Εικόνα 8.27 Βαθμός βλάβης στην όψη T4 με μέγιστη τιμή 0.10, αντίστοιχη πλαστική παραμόρφωση 0.15‰.



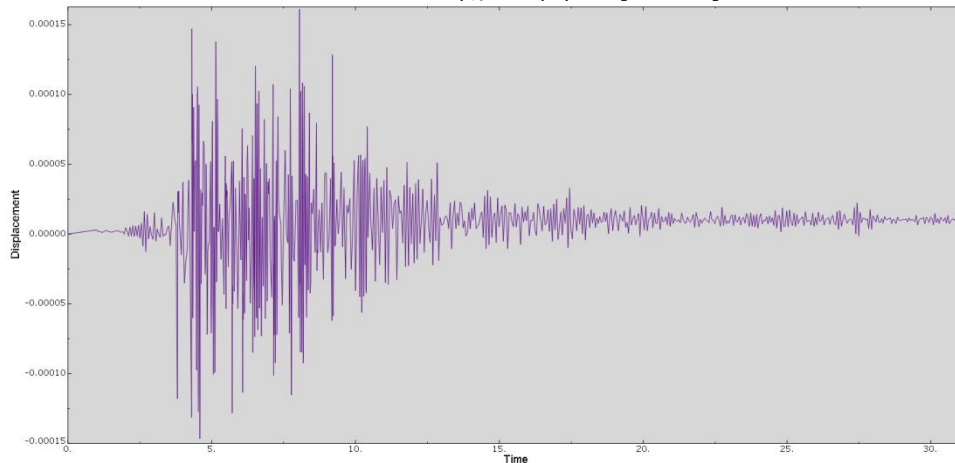
Εικόνα 8.28 Βαθμός βλάβης στην όψη T5 με μέγιστη τιμή 0.10, αντίστοιχη πλαστική παραμόρφωση 0.15‰.

Βαθμοί βλάβης παρατηρούνται μόνο στις παραπάνω όψεις με τιμές που αντιστοιχούν σε μικρές πλαστικές παραμορφώσεις, άρα δεν θεωρείται ότι προκαλούν αστοχία, αλλά μόνο μικρορηγματώσεις.

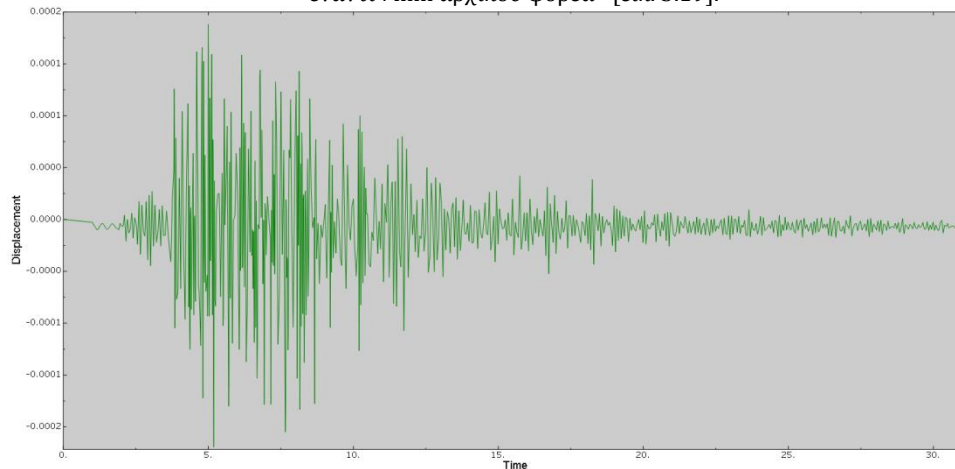
Ελέγχονται οι μετατοπίσεις στις θέσεις των εικόνων 5.16 και 5.17 του κεφαλαίου της υπάρχουσας κατάστασης ώστε να συγκριθούν τα αποτελέσματα.



Εικόνα 8.29 Σχετική μετατόπιση κατά Z  $U_{32} - U_{31}$  όψης T1 συναρτήσει του χρόνου, μέγιστη 0.6mm έναντι 15mm αρχικού φορέα- [εικ. 5.18].

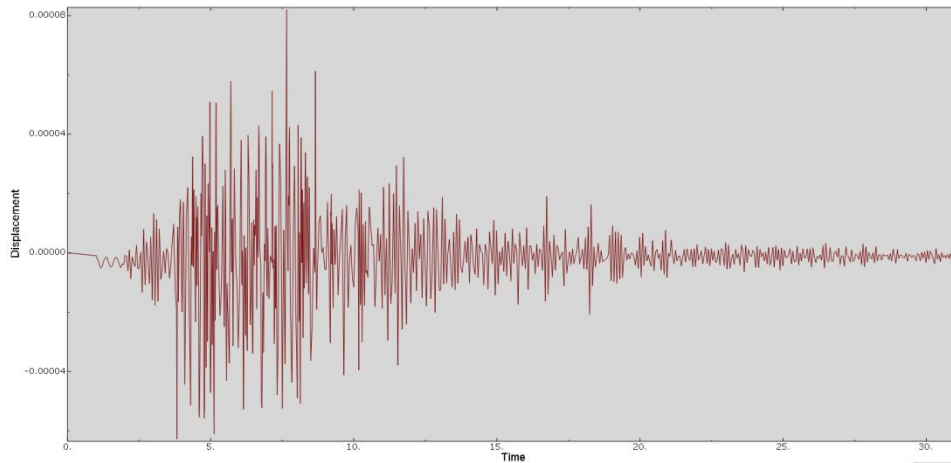


Εικόνα 8.30 Σχετική μετατόπιση κατά Z  $U_{31} - U_{30}$  όψης T1 συναρτήσει του χρόνου, μέγιστη 0.15mm έναντι 7mm αρχικού φορέα- [εικ. 5.19].



Εικόνα 8.31 Σχετική μετατόπιση κατά X  $U_{12} - U_{11}$  όψης T2 συναρτήσει του χρόνου, μέγιστη 0.2mm έναντι 12mm αρχικού φορέα- [εικ. 5.20].





Εικόνα 8.32 Σχετική μετατόπιση κατά X  $U_{11} - U_{10}$  όψης T2 συναρτήσει του χρόνου, μέγιστη 0.1mm έναντι 4mm αρχικού φορέα- [εικ. 5.21].

Η μείωση των σχετικών μετατοπίσεων μεταξύ των ορόφων με την επιβολή των διαφραγμάτων είναι θεαματική, καθώς φτάνει ποσοστό 95%. Αυτό συμβαίνει γιατί πλέον οι τοίχοι δεν ταλαντώνονται ανεξάρτητα εκτός του επιπέδου τους, αλλά ακολουθούν την κίνηση του διαφράγματος και το κτίριο έχει λειτουργία κουτιού.

## 8.2 ΈΛΕΓΧΟΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

### 8.2.1 Έλεγχος έναντι διάτμησης

#### Διατμητική αντοχή

Η αντοχής της τοιχοποιίας έναντι αστοχίας λόγω διάτμησης υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση.

$$V_{Rd} = f_{vRd} \cdot t \cdot l_c / \gamma_M$$

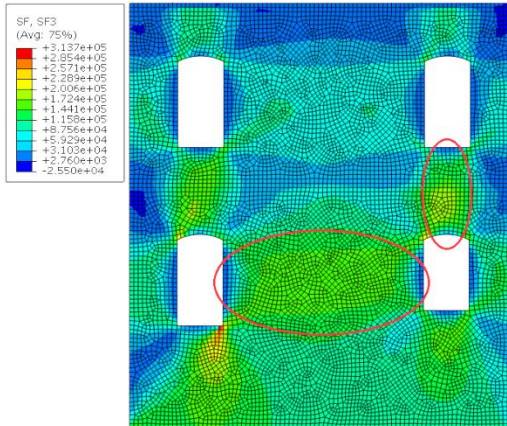
$l_c$  το τμήμα του μήκους του τοίχου που βρίσκεται υπό θλίψη,

$$f_{vRd} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma$$

- $f_{vk0} = 300 \text{ KPa}$
- $\mu = 0.4$
- $\sigma$  η μέση ορθή θλιπτική τάση που προκύπτει για τα κατακόρυφα φορτία  $G+0.3Q$ .

Ελέγχονται σε κάθε περίπτωση οι τοίχοι που είναι παράλληλοι στη διεύθυνση του σεισμού. Αρχικά προσδιορίζεται ο μέσος όρος της διατμητικής δύναμης στις κρίσιμες περιοχές και στη συνέχεια υπολογίζεται η μέση θλιπτική δύναμη κατά τη στατική φόρτιση  $G+0.3Q$  στην περιοχή που εξετάζεται, καθώς και το μέρος του μήκους του τοίχου που βρίσκεται υπό θλίψη κατά τη σεισμική φόρτιση.

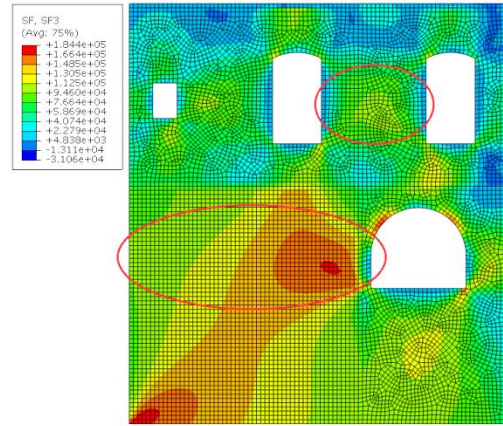
- Επιβολή του σεισμού στην ασθενή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]



Εικόνα 8.33 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T2. Με κόκκινο χρώμα κυκλώνονται οι περιοχές που ελέγχονται.

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T2		
	Πεσσός	Ανώφλι
$V_{sd}$ (KN)	132.14	137.51
$f_{vrd}$ (KPa)	360.00	324.00
$\sigma$ (KPa)	150.00	60.00
$l_c$ (m)	4	1.15
$V_{Rd}$ (KN)	576	149.04
	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.23</math></b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.92</math></b>

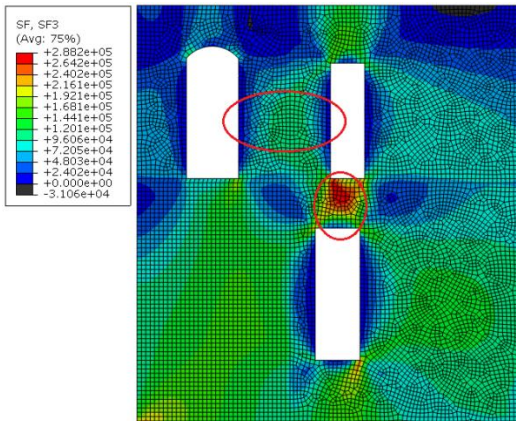
Πίνακας 8.1 Έλεγχος έναντι διάτμησης όψης T2.



Εικόνα 8.34 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T4. Με κόκκινο χρώμα κυκλώνονται οι περιοχές που ελέγχονται.

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T4		
	Πεσσός κάτω	Πεσσός άνω
$V_{sd}$ (KN)	144.40	67.26
$f_{vrd}$ (KPa)	368.00	328.00
$\sigma$ (KPa)	170.00	70.00
$l_c$ (m)	1.7	2.30
$V_{Rd}$ (KN)	250.24	301.76
	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.58</math></b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.22</math></b>

Πίνακας 8.2 Έλεγχος έναντι διάτμησης όψης T4.



Εικόνα 8.35 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T5. Με κόκκινο χρώμα κυκλώνονται οι περιοχές που ελέγχονται.

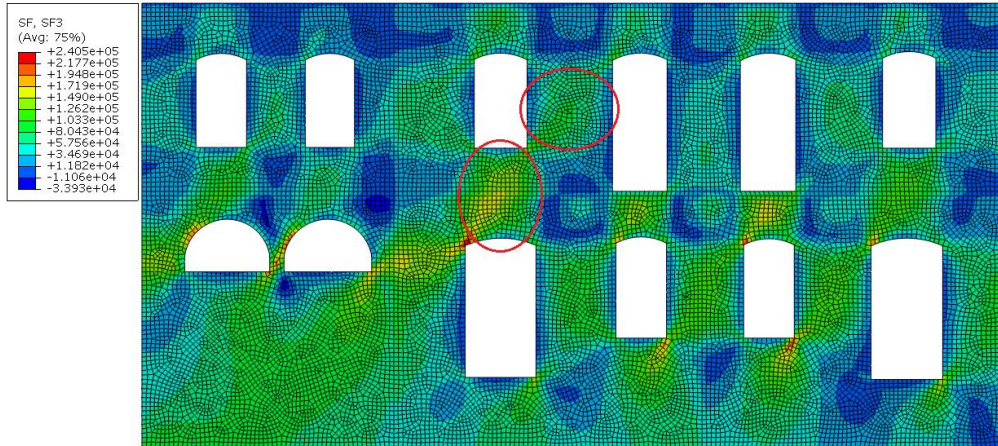
Έλεγχος διάτμησης τοίχου T5		
	Πεσσός	Ανώφλι
$V_{sd}$ (KN)	76.49	200.05
$f_{vrd}$ (KPa)	332.00	360.00
$\sigma$ (KPa)	80.00	150.00
$l_c$ (m)	1.25	0.90
$V_{Rd}$ (KN)	166	129.60
	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.46</math></b>	<b>ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=1.54</math></b>

Πίνακας 8.3 Έλεγχος έναντι διάτμησης όψης T5.

Στην όψη T2 στον πεσσό ο δείκτης ανεπάρκειας είναι 0.51 έναντι 0.23 και το ανώφλι ήταν όλο υπό εφελκυσμό – [πιν. 4.3]. Στην όψη T4 οι δείκτες ανεπάρκειας ήταν 0.33 και 0.76 έναντι 0.58 και 0.22 αντίστοιχα – [πιν. 4.4]. Στην όψη T5 το ανώφλι αστοχούσε καθώς ήταν όλο υπό εφελκυσμό και στον πεσσό ο δείκτης ανεπάρκειας ήταν 0.67 έναντι 0.46 – [πιν 4.5]. Οι λιθοδομές γενικά επαρκούν έναντι διάτμησης και παρατηρούμε ότι λειτουργούν ικανοποιητικά

έναντι εντός επιπέδου διάτμησης με εξαίρεση το ανώφλι της όψης T5 που συνεχίζει να αστοχεί με λόγο 1.54.

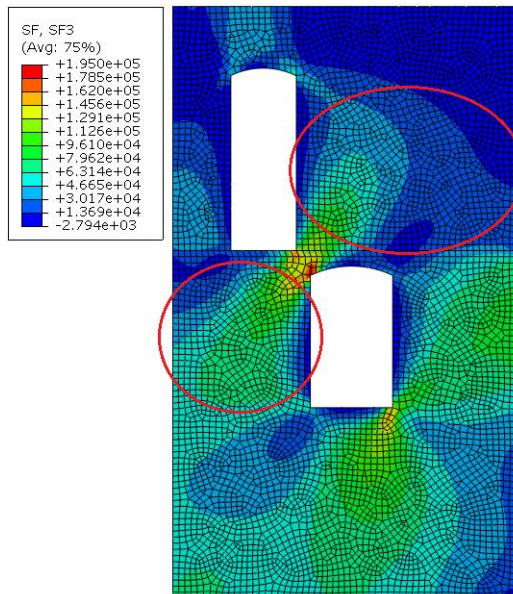
- Επιβολή του σεισμού στην ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου [X+0.3Z]



Εικόνα 8.36 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T1. Με κόκκινο χρώμα κυκλώνονται οι περιοχές που ελέγχονται.

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T1		
	Πεσσός	Ανώφλι
$V_{sd}$ (KN)	57.36	114.40
$f_{vrd}$ (KPa)	328.00	346.00
$\sigma$ (KPa)	70.00	115.00
$l_c$ (m)	1.9	0.90
$V_{Rd}$ (KN)	249.28	124.56
	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.23</math></b>	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.92</math></b>

Πίνακας 8.4 Έλεγχος έναντι διάτμησης όψης T1.



Εικόνα 8.37 Κατανομή διατμητικών δυνάμεων στην όψη T6, ελέγχονται οι περιοχές που κυκλώνονται.

Έλεγχος διάτμησης πεσσού άνω τοίχου T6	
$V_{sd}$ (KN)	39.76
$f_{vrd}$ (KPa)	320.00
$\sigma$ (KPa)	50.00
$l_c$ (m)	1.4
$V_{Rd}$ (KN)	179.2
	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.22</math></b>

Έλεγχος διάτμησης πεσσού κάτω τοίχου T6	
$V_{sd}$ (KN)	59.39
$f_{vrd}$ (KPa)	380.00
$\sigma$ (KPa)	200.00
$l_c$ (m)	2
$V_{Rd}$ (KN)	304
	<b>ΕΠΑΡΚΕΙ <math>\lambda=0.19</math></b>

Πίνακας 8.5 Έλεγχος διάτμησης άνω και κάτω αντίστοιχα στην όψη T6.

Στην όψη T1 δεν επαρκούσε ούτε ο πεσσός ούτε το ανώφλι - [πιν. 4.6 & 4.7] όπως και στην όψη T6 - [πιν. 4.8 & 4.9]. Στην ενισχυμένη κατάσταση οι λιθοδομές επαρκούν έναντι διάτμησης.

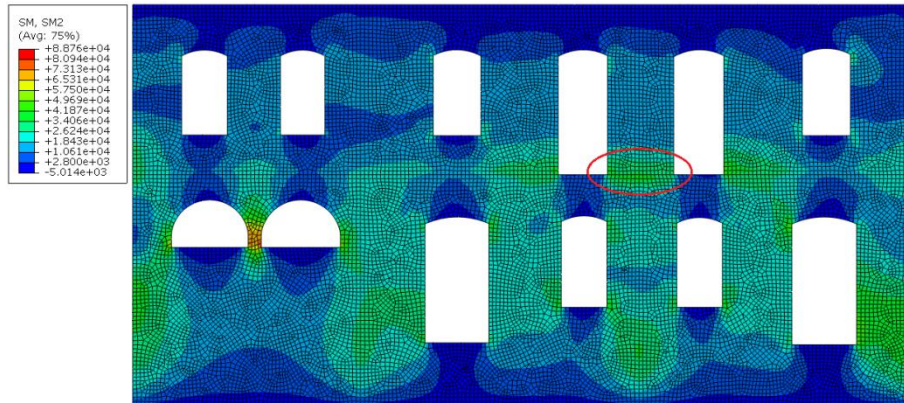
## 8.2.2 Έλεγχος έναντι κάμψης εκτός επιπέδου

### Καμπτική αντοχή για επίπεδο παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς

Η αντοχή της τοιχοποιίας έναντι αστοχίας λόγω εκτός επιπέδου κάμψης για επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση.

$$M_{Rd} = \frac{1}{2} l \cdot t^2 \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0 \cdot \gamma_M}{f_c}\right)$$

- Επιβολή του σεισμού στην ασθενή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]

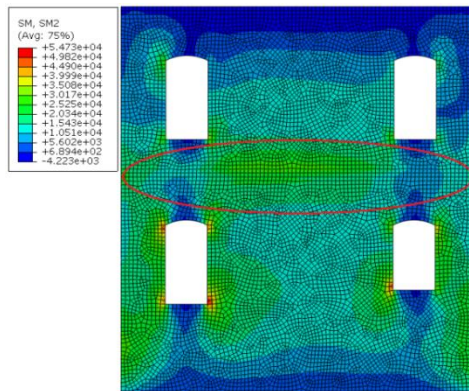


Εικόνα 8.38 Κατανομή καμπτικών ροπών περί τον οριζόντιο άξονα στην όψη T1.

Έλεγχος κάμψης τοίχου T1	
$M_{sd}$ (KNm)	33.94
$\sigma$ (KPa)	200.00
$I$ (m)	1.5
$M_{Rd}$ (KNm)	51.68588
ΕΠΑΡΚΕΙ $\lambda=0.66$	

Πίνακας 8.6 Έλεγχος κάμψης για επίπεδο παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς στην όψη T1. Η περιοχή αυτή της όψης T1 δεν επαρκούσε με λόγο ανεπάρκειας 2.89 – [εικ. 4.65 & 4.66].

- Επιβολή του σεισμού στην ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου [X+0.3Z]



Εικόνα 8.39 Κατανομή καμπτικών ροπών περί τον οριζόντιο άξονα στην όψη T2, ελέγχεται η περιοχή που κυκλώνεται.

Έλεγχος κάμψης τοίχου T2	
$M_{sd}$ (KNm)	20.79
$\sigma$ (KPa)	150.00
$I$ (m)	4.5
$M_{Rd}$ (KNm)	115.425
ΕΠΑΡΚΕΙ $\lambda=0.18$	

Πίνακας 8.7 Έλεγχος κάμψης για επίπεδο παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς στην όψη T2.

Η όψη T2 εμφάνιζε υψηλές τιμές καμπτικών ροπών μεταξύ των ανοιγμάτων άνω, ενώ τώρα φαίνεται ότι στη στέψη στηρίζεται επαρκώς μέσω του

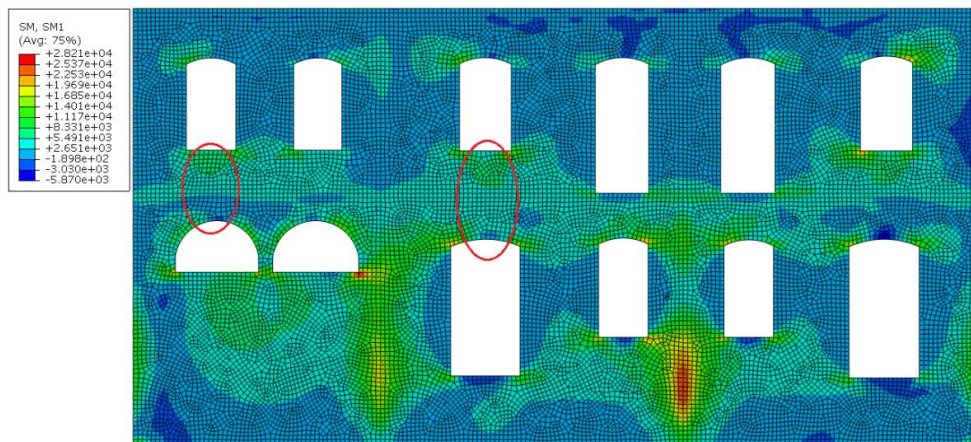
διαφράγματος στη στάθμη της στέγης και για αυτό ελέγχεται η περιοχή περί το μέσον του τοίχου, η οποία δεν κινδυνεύει σε αστοχία λόγω εκτός επιπέδου κάμψης.

Καμπτική αντοχή για επίπεδο παράλληλο στους κατακόρυφους αρμούς

$$\sigma_{wt} = \frac{6M_{sd}}{lt_w^2} < f_{wt}$$

Η εφελκυστική αντοχή  $f_{wt}$  για επίπεδο παράλληλο στους κατακόρυφους αρμούς λαμβάνεται 0.4MPa. Αναμένεται ότι η αντοχή του κονιάματος θα έχει αντοχή μεγαλύτερη από 5MPa, εξαιτίας του τριμερούς ενέματος. Άρα  $f_{wt}=0.266$  MPa, λαμβάνοντας υπόψη και το συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_M$ .

- Επιβολή του σεισμού στην ασθενή διεύθυνση του κτιρίου [Z+0.3X]

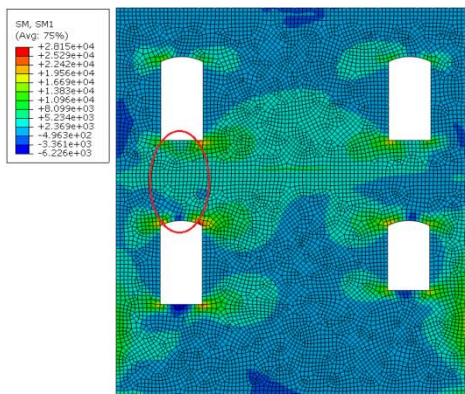


Εικόνα 8.40 Κατανομή καμπτικών ροπών περί τον κατακόρυφο άξονα στην όψη T1, κυκλώνονται οι πιθανές περιοχές αστοχίας.

Έλεγχος κάμψης τοίχου T1	
$M_{sd}$ (KNm)	0.52
$I$ (m)	1
$\sigma_{wt}$ (KPa)	8.633423
ΕΠΑΡΚΕΙ $\lambda=0.03$	

Πίνακας 8.8 Έλεγχος κάμψης τοίχου T1, για επίπεδο παράλληλο με τους κατακόρυφους αρμούς.

- Επιβολή του σεισμού στην ισχυρή διεύθυνση του κτιρίου [X+0.3Z]



Εικόνα 8.41 Κατανομή καμπτικών ροπών περί τον κατακόρυφο άξονα στην όψη T2, ελέγχεται η περιοχή που κυκλώνεται.

Έλεγχος κάμψης τοίχου T2	
$M_{sd}$ (KNm)	5.95
$I$ (m)	2
$\sigma_{wt}$ (KPa)	49.58252
ΕΠΑΡΚΕΙ $\lambda=0.19$	

Πίνακας 8.9 Έλεγχος κάμψης τοίχου T2 για επίπεδο παράλληλο στους κατακόρυφους αρμούς.

Οι φέρουσες λιθοδομές γενικά επαρκούν έναντι διάτμησης, κάμψης και εφελκυσμού οπότε δεν κινδυνεύουν πλέον σε αστοχία. Η μόνη περιοχή όπου έχουμε υπέρβαση της αντοχής είναι το ανώφλι της όψης T5, το οποίο δεν επαρκεί σε διάτμηση. Στη συγκεκριμένη περιοχή που είναι και μικρή στη μη γραμμική ανάλυση δεν έχουν αναπτυχθεί βλάβες αλλά υπέρ της ασφαλείας θα ληφθεί μέριμνα κατά την εφαρμογή για την ενίσχυση του συγκεκριμένου ανωφλιού και της καμάρας που το στηρίζει.

### 8.2.3 Έλεγχος ξύλινων στοιχείων

Πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι που αναφέρονται στο κεφάλαιο 4.6.4. για την κύρια δοκό και το υποστύλωμα της στάθμης του δαπέδου που δεν επαρκούσαν. Κρίσιμη και πάλι ήταν η οριακή κατάσταση αστοχίας για τα κατακόρυφα φορτία.

ΜΕΛΟΣ	b(m)	h(m)	w(m <sup>3</sup> )	f <sub>m,d</sub> (Mpa)	f <sub>v,d</sub> (Mpa)	M(KNm)	V(KN)	σ <sub>m,v,d</sub> (Mpa)	τ <sub>d</sub> (Mpa)	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ	
Κύρια δοκός δαπέδου	Δ 20/30	0.2	0.3	0.003	12.92308	1.384615	18	55	6	1.384615	0.46429	1	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 8.10 Έλεγχος κύριας δοκού δαπέδου Α' ορόφου.

ΜΕΛΟΣ	b(m)	h(m)	w(m <sup>3</sup> )	f <sub>m,d</sub> (Mpa)	N(KN)	σ <sub>c,o,d</sub> (Mpa)	i (m)	λ	λrel	k	kc	ΘΛΙΨΗ	ΛΥΠΙΣΜΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ	
Υποστύλωμα-ΟΚΑ	Υ 20/20	0.2	0.2	0.00133	12.923077	122	3.05	0.0577	60.62	1.05691	1.1342	0.647	0.236012	0.3648285	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 8.11 Έλεγχος ξύλινου υποστυλώματος.

Τα στοιχεία της στέγης δεν έχουν ελεγχθεί εκ νέου στην ενισχυμένη κατάσταση.

## 9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

### Γενικά συμπεράσματα για το υφιστάμενο κτίριο

Το υφιστάμενο κτίριο που μελετήθηκε αν και είναι αρκετά δύσκαμπτο έχει αναπτύξει έντονες ρηγματώσεις και είναι εμφανές από την παθολογία του ότι δεν επαρκεί στατικά. Από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτει ότι οι πρώτοι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου πέφτουν στο πλατό των οριζόντιων επιταχύνσεων του φάσματος του Ευρωκώδικα. Αυτό σε συνδυασμό με το ότι το φάσμα του σεισμού που έλαβε χώρα τον Ιανουάριο του 2014 στην Κεφαλονιά υπερβαίνει σε μεγάλο βαθμό το φάσμα του κανονισμού για μικρές ιδιοπεριόδους υποδεικνύει απευθείας ότι ο φορέας είναι επιρρεπής στην ανάπτυξη βλαβών λόγω σεισμού και ειδικά για τον εν λόγω σεισμό που επιλέγεται και να επιβληθεί στο φορέα.

Επιπλέον, από όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για την αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα είναι κατανοητό ότι απαιτούνται επεμβάσεις με σκοπό να βελτιωθεί η φέρουσα ικανότητά του. Επίσης, είναι σαφές από τις αρχικές ελαστικές αναλύσεις που διενεργήθηκαν ότι βασικό πρόβλημα του κτιρίου είναι η έλλειψη διαφραγματικής λειτουργίας στη στάθμη της στέγης, η οποία οδηγεί σε μεγάλες εκτός επιπέδου παραμορφώσεις στις τοιχοποιίες του Α' ορόφου που καταπονούνται έντονα λόγω εκτός επιπέδου κάμψης. Το άλλο τρωτό σημείο του υφιστάμενου κτιρίου, που εμφανίζει τις περισσότερες βλάβες, είναι οι τοιχοποιίες του μέρους της προσθήκης, το οποίο έχει κατασκευαστεί πρόχειρα και αποτελείται από χαμηλότερης ποιότητα τοιχοποιία.

### Συμπεράσματα από τον έλεγχο επάρκειας με τον κανονισμό του ΚΑΔΕΤ

Οι έλεγχοι των φερουσών λιθοδομών πραγματοποιήθηκαν με τον Κανονισμό Αποτίμησης Δομητικών Επεμβάσεων Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ), ο οποίος ακόμη δεν έχει εγκριθεί από τους αρμόδιους φορείς οπότε δεν εφαρμόζεται στην πράξη. Οι διατάξεις που περιλαμβάνει για τον υπολογισμό των αντοχών της τοιχοποιίας καλύπτουν τις υφιστάμενες φέρουσες τοιχοποιίες σε αντίθεση με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 6 που αφορούν μόνο νέες τοιχοποιίες. Ακόμη, οι έλεγχοί του οδηγούν σε ευμενέστερα αποτελέσματα. Αυτό συμβαίνει διότι οι συντελεστές ασφαλείας είναι μικρότεροι και επίσης δίνεται η δυνατότητα προσαύξησης του συντελεστή συμπεριφοράς στην περίπτωση επιλογής από τον ιδιοκτήτη στάθμης επιτελεστικότητας αποφυγής κατάρρευσης. Αυτό δεν είναι δυνατό κατά την αποτίμηση με την εφαρμογή του κανονισμού του Ευρωκώδικα 8 παρά μόνο στην περίπτωση ύπαρξης διαφραγματικής λειτουργίας στα δάπεδα και στη στέψη που ισχύει στη μειονότητα των υφιστάμενων κτιρίων τοιχοποιίας.

### Συμπεράσματα για τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Μέσω της διενέργειας της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας συμπεραίνεται ότι ο σεισμός της Κεφαλονιάς του 2014 ήταν ιδιαίτερα καταστροφικός για το συγκεκριμένο κτίριο και σίγουρα έπαιξε καθοριστικό, αν όχι πρωταρχικό, ρόλο στις βλάβες που εμφανίζει σήμερα. Επιπλέον, οι

αναμενόμενες αστοχίες από τη μη γραμμική ανάλυση προσεγγίζουν σε μεγάλο βαθμό αυτές που ήδη έχει εμφανίσει το κτίριο. Επομένως, συμπεραίνεται ότι η μη γραμμική ανάλυση αναπαράγει σε μεγάλο βαθμό την πραγματική απόκριση του κτιρίου κατά τη διάρκεια του σεισμού και μέσω αυτής είναι δυνατό να εντοπιστούν αξιόπιστα οι περιοχές που κινδυνεύουν σε αστοχία. Αυτό είναι και το βασικό συμπέρασμα της παρούσας εργασίας. Τέλος, είναι πιο ευμενής τα αποτελέσματά της ανάλυσης αυτής και πιο εύκολα ελέγξιμα σε σχέση με την περίπτωση της διενέργειας ελαστικών αναλύσεων, καθώς υποδεικνύονται αμέσως ποιες είναι οι περιοχές που θα εμφανίσουν τις βλάβες, άρα και τις ρηγματώσεις. Μειονέκτημα, ωστόσο, της συγκεκριμένης ανάλυσης είναι το υπολογιστικό κόστος της.

Ενδεικτικά αναφέρεται ότι είναι πολύ σημαντική για την απόκριση του φορέα η γνώση του συνολικού ιστορικού του κτιρίου. Για παράδειγμα παίζουν ρόλο η συντήρηση του κτιρίου έναντι των περιβαλλοντικών συνθηκών, η γνώση των σεισμών που είχε δεχτεί στο παρελθόν, οι οποίοι μπορεί να είχαν οδηγήσει σε μια εξασθένηση της φέρουσας ικανότητας ήδη σε ορισμένες θέσεις, η ύπαρξη κατασκευαστικών ατελειών και πολλά άλλα. Είναι λογικό συνεπώς να υπάρχουν αποκλίσεις στα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης και των υφιστάμενων βλαβών που παρατηρούνται.

#### Συμπεράσματα για την επιρροή της ύπαρξης του αρμού στο συνολικό φορέα

Λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του αρμού στην προσομοίωση τα αποτελέσματα της ανάλυσης είναι πιο αξιόπιστα και πιο συμβατά με την πραγματική απόκριση του φορέα, ειδικά στην περιοχή της προσθήκης, εφόσον προκύπτουν νέες μορφές αστοχίας που δεν είχαν εντοπιστεί μέσω της αρχικής ανάλυσης. Σε γενικές γραμμές, όμως, η συνολική απόκριση του φορέα δεν επηρεάζεται σημαντικά.

#### Συμπεράσματα για τις εναλλακτικές προτάσεις επέμβασης

Από την πρώτη πρόταση ενίσχυσης φαίνεται ότι η εφαρμογή των ενεμάτων σε συνδυασμό με την κατασκευή του διαζώματος βελτίωσε σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα του κτιρίου, αλλά όχι επαρκώς ώστε σε περίπτωση σεισμού να μην κινδυνεύει σε αστοχία. Η ύπαρξη του διαζώματος στη στέψη έχει συμβάλλει στη βελτίωση της απόκρισης της τοιχοποιίας εκτός επιπέδου και βέβαια η αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας με την εφαρμογή των ενεμάτων οδηγεί σε ευμενέστερα αποτελέσματα για το φορέα. Όμως, συνεχίζουν να υπάρχουν περιοχές που αστοχούν, ειδικά στη άνω στάθμη του κτιρίου.

Από τη δεύτερη πρόταση ενίσχυσης παρατηρούμε ότι η απόκριση του φορέα βελτιώνεται ακόμη περισσότερο όταν το ξύλινο δάπεδο συνδεθεί με την τοιχοποιία και θεωρηθεί ως διάφραγμα. Το διάφραγμα, ωστόσο, μόνο στη στάθμη του δαπέδου του Α' ορόφου μειώνει τις σχετικές μετατοπίσεις μεταξύ Α'



στάθμης και δαπέδου των λιθοδομών του ισογείου, αλλά δε μειώνει τις σχετικές μετατοπίσεις μεταξύ της στέψης και του δαπέδου του Α' ορόφου, που είναι μάλιστα η πιο σοβαρή και έντονη καταπόνηση του φορέα. Επομένως, οδηγούμαστε στο συμπέρασμα ότι απαιτείται η κατασκευή διαφράγματος και στη στάθμη της στέγης.

Από την τρίτη πρόταση ενίσχυσης παρατηρείται ότι το ξύλινο διάφραγμα έχει αντίστοιχα αποτελέσματα με το διάφραγμα οπλισμένου σκυροδέματος, οπότε είναι η καταλληλότερη μέθοδος ενίσχυσης ειδικά σε κτίρια που έχουν ιστορική αξία και δεν είναι δυνατή η αντικατάσταση του ξύλινου δαπέδου.

Τέλος, από την τέταρτη πρόταση ενίσχυσης είναι εμφανές ότι με την κατασκευή του διαφράγματος στη στάθμη της στέγης το κτίριο έχει την επιθυμητή λειτουργία κιβωτίου και έχει θεαματικά αυξημένη φέρουσα ικανότητα με μειωμένες εκτός επιπέδου παραμορφώσεις και εφελκυστικές τάσεις. Ο συνδυασμός της εφαρμογής των ενεμάτων, της κατασκευής του διαζώματος και των διαφραγμάτων στις δύο στάθμες οδηγεί στη στατική επάρκεια του κτιρίου.

#### Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση

Ιδανικό θα ήταν να δημιουργηθεί ένα καταστατικό προσομοίωμα υλικού μέσω του οποίου θα είναι εφικτός ο ορισμός και της ορθότροπης συμπεριφοράς της τοιχοποιίας. Με αυτόν τον τρόπο θα λαμβάναμε ακόμη πιο ακριβή και αξιόπιστα αποτελέσματα από τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση.

Έμφαση δόθηκε στην παρούσα εργασία στην ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας και όχι των ξύλινων στοιχείων του φορέα και για αυτό δεν έχει ελεγχθεί η επάρκεια των ξύλινων στοιχείων στην περίπτωση του σεισμού και άρα το ξύλινο διάφραγμα. Είναι πολύ σημαντική η ορθή κατασκευή του διαφράγματος, ώστε να λειτουργήσει σωστά κατά το σεισμό δεσμεύοντας τις φέρουσες λιθοδομές και απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση, ειδικά κατά την εφαρμογή της μελέτης.



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βιντζηλαίου Ε., Σημειώσεις μαθήματος Μηχανικής της Τοιχοποιίας, Σεπτέμβριος 2005.
2. Βιντζηλαίου Ε., Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Προχωρημένης Μηχανικής της Τοιχοποιίας, 2017.
3. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1 (EN-1991) «Δράσεις στις φέρουσες κατασκευές» & Εθνικά Προσαρτήματα.
4. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 5 (EN-1995) «Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών» & Εθνικά Προσαρτήματα.
5. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 6 (EN-1996) «Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία» & Εθνικά Προσαρτήματα.
6. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ2000.
7. Ιωαννίδου-Κατή Α., Στατική και δυναμική – ελαστική και ανελαστική ανάλυση κτιρίου σιδηροδρομικού σταθμού Λεονταρίου Αρκαδίας, Αθήνα 2015.
8. Κανονισμός Αποτίμησης Δομητικών Επεμβάσεων Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ), Προσχέδιο.
9. Καραντώνη Φ., Κατασκευές από τοιχοποιία , Εκδόσεις Παπασωτηρίου 2004.
10. Καραπίττα Λ., Ανάπτυξη και πειραματική βαθμονόμηση καταστατικού προσομοιώματος άοπλης τοιχοποιίας υπό σεισμική καταπόνηση, Αθήνα 2011.
11. Κατσικαδέλης Ι. (2012). Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές, Εκδόσεις Συμμετρία, Ζωγράφου, Αθήνα.
12. Κυνηγός Ν., Επιρροή των συνθηκών στήριξης στην ανάλυση τρωτότητας πολυώροφου κτιρίου, Αθήνα 2017.
13. Μαρνέρης Γ. & Συνεργάτες Σύμβουλοι Δομοστατικοί ΕΠΕ, Αποκατάσταση διατηρητέων κτηρίων, πρώην κληρονόμων Γεράσιμου Μακρή Μπαρμπέτα ύστερα από το σεισμό στις 26 Ιανουαρίου 2014 και μετατροπή και διαμόρφωση κτιρίων σε ξενοδοχείο πέντε αστέρων, Στατική Μελέτη.
14. Μαυρωνάς Π. & Ροδίτης Ε., Αποτίμηση συμπεριφοράς και ενίσχυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία, Αθήνα 2011.
15. Μιλτιάδου Α., Επεμβάσεις βελτίωσης της συμπεριφοράς κτηρίων από τοιχοποιία, Ημερίδα ΤΕΕ “Αποτίμηση και επεμβάσεις σε κτήρια από σπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιίες”, Τρίπολη 2016
16. Παπαδόπουλος Κ., Ναός Επικούριου Απόλλωνα Βασσών Μελέτη επέμβασης στις μακρές πλευρές και αναστήλωσης λίθων στο βόρειο επιστύλιο, Αθήνα 2015.
17. Παπουτσέλης Σ., Δομική αποκατάσταση και στατική στερέωση του ιερού ναού του Αγίου Νικολάου Πειραιώς, Αθήνα 2012.

18. Φραγκιαδάκης Δ., Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από τοιχοποιία, Αθήνα 2014.
19. ABAQUS 6.13 Documentation.
20. Archard J. F., Surface Topography and Tribology, October 1974.
21. Asteris P.G., Chronopoulos M.P., Chrysostomou C.Z., Varum H., Plevris V., Kyriakides N. & Silva V., Seismic vulnerability assessment of historical masonry structural systems, 2014.
22. Bruno Luis Quelhas da Silva, Diagnosis and strengthening of historical masonry structures: numerical and experimental analyses, PhD April 2012.
23. Chopra A., Dynamics of structures, 1995.
24. Chronopoulos P., Zigouris N., Asteris P, Investigation/Documentation and Aspects of Seismic Assessment and Redesign of Traditional Masonry Buildings in Greece, Italy 2012.
25. Como M., Statics of Historic Masonry Constructions, Second edition.
26. Elyamani A. and Roca P., A review on the study of historical structures using integrated investigation activities for seismic safety assessment. part I: Dynamic investigation, Scientific cultureE, Vol. 4, No 1, 2018.
27. Holmberg K., Matthews A., Coatings Tribology : a concept, critical aspects and future directions, 1994.
28. Lubniner J. et al., A plastic-damage model for concrete, 1988.
29. Magenes G. , Penna A., Senaldi I. E., Rota M. & Galasco A., Shaking Table Test of a Strengthened Full-Scale Stone Masonry Building with Flexible Diaphragms, November 2013.
30. Marco Resta M., Alessandra Fiore and Pietro Monaco, Non-Linear Finite Element Analysis of Masonry Towers by Adopting the Damage Plasticity Constitutive Model, 2013.
31. Milani G., Lourenço P., 3D non-linear behavior of masonry arch bridges, November 2017.
32. Mistler M., Butenweg C. & Meskouris K., Modelling methods of historic masonry buildings under seismic excitation, 2006.
33. Onate E., Hanganu A., Barbat A., Oller S., Vitaliani R., Saetta A. and Scotta R., Structural analysis and durability assessment of historical constructions using a finite element damage model, Barcelona 1996.
34. Paganoni S., D'Ayala D., Testing and design procedure for corner connections of masonry heritage buildings strengthened by metallic grouted anchors, March 2014.
35. Pelà L., Continuum damage model for nonlinear analysis of masonry structures, Ferrara, 2009.
36. Pietrzak G., Curnier A., Large deformation frictional contact mechanics : continuum formulation and augmented Lagrangian treatment, June 1998.
37. Roca P., Cervera M., Gariup G., Pela L. Structural Analysis of Masonry Historical Constructions Classical and Advanced Approaches, Spain 2010.

38. Szczecina M. and Winnicki A., Calibration of the CDP model parameters in Abaqus, Korea 2015.
39. Tassios Th., Chronopoulos, Aseismic dimensioning of interventions on lowstrength masonry buildings, Middle East and Mediterranean Regional Conference on low-strength masonry in seismic areas, Middle East Univ., Ankara 1986.
40. Valente M. & Milani G., Non-linear dynamic and static analyses on eight historical masonry towers in the North-East of Italy, Milan 2016.
41. Valente M. & Milani G., Failure analysis of seven masonry churches severely damaged during the 2012 Emilia-Romagna (Italy) earthquake: Non-linear dynamic analyses vs conventional static approaches, Milan 2015.
42. Vintzileou E., Mouzakis Ch., Adami Ch., Karapitta L. Seismic behavior of three-leaf stone masonry buildings before and after interventions: Shaking table tests on a two-storey masonry mode, March 2015.
43. Wenya Li, Shanxiang Shi, Feifan Wang, Zhihan Zhang, Tiejun Ma and Jinglong Li, Numerical Simulation of Friction Welding Processes Based on ABAQUS Environment, 2012.
44. Yi Tianyi, Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with flexible diaphragms, February 2004.



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

### Υπολογισμός φορτίου χιονιού βάσει Ευρωκώδικα 1-3

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεκριμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Το φορτίο χιονιού  $s$  που ασκείται επί της στέγης, θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης, προσδιορίζεται δε από τις σχέσεις για τις καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Σύμφωνα με την εξίσωση 5.1 από το κεφάλαιο 5.2 διατάξεις φορτίων.

**Πίνακας 5.2: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού**

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	0,8 (60- $\alpha$ )/30	0,0
$\mu_2$	0,8+0,8 $\alpha$ /30	1,6	--

Για κεκλιμένες στέγες οι συντελεστές σχήματος  $\mu_i$  υπολογίζονται από τον παραπάνω πίνακα. Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα 5.2 ισχύουν όταν η ολίσθηση του χιονιού από τη στέγη δεν αποτρέπεται με κάποιο τρόπο. Όπου υπάρχουν φράκτες χιονιού ή άλλα εμπόδια, ή όπου η στέγη απολήγει σε παραπέτασμα, τότε ο συντελεστής σχήματος φορτίων χιονιού δεν θα πρέπει να μειώνεται κάτω από την τιμή 0,8. Στην περίπτωση του κτιρίου που εξετάζεται η γωνία κλίσης της στέγης είναι  $32^\circ$ , άρα ο συντελεστής  $\mu_1=0.75$ .

- $C_e=1$  συντελεστής έκθεσης για κανονικές συνθήκες
- $C_t=1$  θερμικός συντελεστής για κανονικές θερμικής μόνωσης
- $s_k$  η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει της ζώνης και το αντίστοιχου υψομέτρου  $A$  από τη θάλασσα η οποία δίνεται από τη σχέση:  $s_k = s_{k,0} \cdot (1 + (\frac{A}{917})^2)$ , με  $s_{k,0}$  την χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας. Η κατασκευή εδράζεται σε περιοχή ζώνης I, αφού πρόκειται για νησί με  $s_{k,0} = 0,4 \text{ kN} / \text{m}^2$  και θεωρείται εφόσον είναι δίπλα στη θάλασσα ότι  $s_k = 0,4 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

Άρα, το φορτίο χιονιού  $s=0,30 \text{ kN/m}^2$ .

## Υπολογισμός φορτίου ανέμου βάσει Ευρωκώδικα 1-4.

- Υπολογισμός ταχύτητας ανέμου

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} \text{ , κεφ. 4.3.1 εξ. 4.3.}$$

Οι τιμές που προτείνονται από το Εθνικό Προσάρτημα είναι  $c_{dir}=1$ ,  $c_{season}=1$  και  $V_{b,0}=33\text{m/s}$  για τα νησιά. Επομένως,  $V_b=33\text{m/s}$ .

- Υπολογισμός πίεσης ανέμου

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$\rho = 1.25 \text{kg} / \text{m}^3$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 33^2 \frac{\text{kg}}{\text{ms}^2} = 680 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Κατηγορία εδάφους 0, καθώς είναι το κτίριο παραθαλάσσιο. Άρα  $z_0=0,003\text{m}$  και  $z_{\min}=1\text{m}$ .

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,2}}\right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.003}{0.05}\right)^{0.07} = 0.156 \text{ , κεφ. 4.3.2 εξ. 4.5.}$$

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) && \text{for } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) && \text{for } z \leq z_{\min} \end{aligned} \quad (4.4)$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.156 \cdot \ln\left(\frac{9}{0.003}\right) = 1.25 \text{ , για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$c_0(z)=1$  για επίπεδο έδαφος.

$$v_m(z) = c_0(z) \cdot c_r(z) \cdot v_b = 41.25 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ , κεφ. 4.4.}$$

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(9/0.003)} = 0.125 \text{ , για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = 2000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \text{ , κεφ. 4.5 εξ. 4.8.}$$

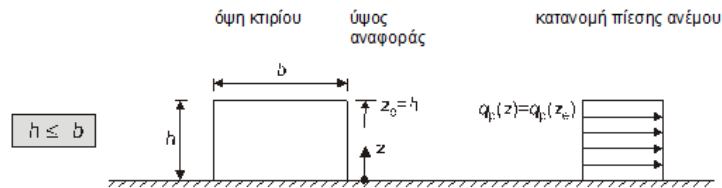
$$\frac{h}{d} = 9/10 = 0.90$$



Οι συντελεστές  $c_{pe,10}=0.8$  και  $c_{pe,10}=-0.5$  για φορτίο ανέμου στην πλευρά D και στην πλευρά E αντίστοιχα. Στην κάθετη πλευρά B λαμβάνεται συντελεστής  $c_{pe,10}=0.8$ .

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

Συνεπώς, προέκυψε η πίεση του ανέμου  $W_e = q_p(z) \cdot c_{pe} = 1,60 \text{KN/m}^2$  στην πλευρά D, στην πλευρά B  $W_e = 1,60 \text{KN/m}^2$  και στην πλευρά E  $W_e = 1,00 \text{KN/m}^2$ .



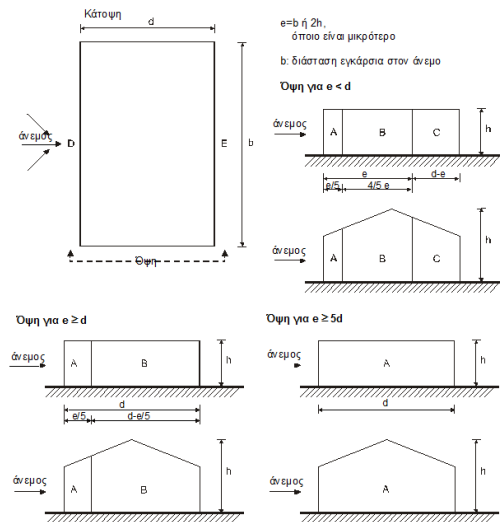
Πίνακας 7.1 — Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3	-0,3

Πίνακας 4.1 — Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Οι κατηγορίες εδάφους εικονογραφούνται στο Παράρτημα Α.1.



Σχήμα 7.5 — Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

Στη στέγη η πίεση του ανέμου λαμβάνεται απλοποιητικά στην προσηνέμη πλευρά με συντελεστή  $c_{pe,10}=-0.8$  και στην υπήνεμη πλευρά με συντελεστή  $c_{pe,10}=-0.5$ .

ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΕΜΟΥ				
D ( $\text{N/m}^2$ )	B ( $\text{N/m}^2$ )	E ( $\text{N/m}^2$ )	ΣΤΕΓΗ_Πρ ( $\text{N/m}$ )	ΣΤΕΓΗ_Υπ ( $\text{N/m}$ )
2400	2400	1500	2160	1350
1440	1440	900	1296	810

Φορτίο ανέμου όπως εισήχθηκε στο πρόγραμμα ABAQUS στις πλευρές του κτιρίου και στις ξύλινες δοκούς της στέγης, στην πρώτη περίπτωση είναι το κύριο κινητό φορτίο ενώ στη δεύτερη κύριο είναι το χιόνι.

## Μάζες και ιδιομορφές μοντέλων

TOTAL MASS OF MODEL  
1233367.

LOCATION OF THE CENTER OF MASS OF THE MODEL  
10.33046                      4.703602                      4.915680

MOMENTS OF INERTIA ABOUT THE ORIGIN  
I(XX)                      I(YY)                      I(ZZ)  
8.3595899E+07              2.2915262E+08              2.2102670E+08

PRODUCTS OF INERTIA ABOUT THE ORIGIN  
I(XY)                      I(XZ)                      I(YZ)  
-6.0301660E+07              -6.1730953E+07              -2.7725758E+07

MOMENTS OF INERTIA ABOUT THE CENTER OF MASS  
I(XX)                      I(YY)                      I(ZZ)  
2.6506081E+07              6.7726782E+07              6.2116987E+07

PRODUCTS OF INERTIA ABOUT THE CENTER OF MASS  
I(XY)                      I(XZ)                      I(YZ)  
-371923.4                      900925.3                      791413.7

Εικόνα 1. Μάζα και ροπές αδρανείας αρχικού μοντέλου.

MODE NO	EIGENVALUE	E I G E N V A L U E    O U T P U T		GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING
		FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)		
1	1069.2	32.698	5.2041	23310.	0.0000
2	1938.2	44.025	7.0068	42000.	0.0000
3	2132.5	46.179	7.3496	35782.	0.0000
4	2421.7	49.211	7.8321	4840.4	0.0000
5	2520.5	50.205	7.9903	3791.9	0.0000
6	2541.9	50.417	8.0241	611.32	0.0000
7	2628.2	51.266	8.1593	2471.1	0.0000
8	2658.3	51.559	8.2058	3877.6	0.0000
9	2732.3	52.271	8.3193	2275.0	0.0000
10	2804.7	52.960	8.4288	3237.7	0.0000
11	2812.7	53.035	8.4408	4044.3	0.0000
12	2866.0	53.535	8.5203	4899.0	0.0000
13	2912.7	53.970	8.5896	9426.4	0.0000
14	2929.0	54.120	8.6135	4515.6	0.0000
15	2989.7	54.678	8.7023	5099.5	0.0000
16	3001.5	54.786	8.7195	4742.0	0.0000
17	3087.2	55.563	8.8431	4750.8	0.0000
18	3132.6	55.969	8.9078	7861.9	0.0000
19	3147.7	56.104	8.9293	7412.5	0.0000
20	3191.7	56.495	8.9915	9063.1	0.0000
21	3241.3	56.933	9.0611	4583.3	0.0000
22	3298.3	57.431	9.1404	2856.3	0.0000
23	3328.8	57.695	9.1825	5501.5	0.0000
24	3347.0	57.853	9.2077	6309.1	0.0000
25	3386.5	58.193	9.2618	4511.5	0.0000
26	3411.4	58.407	9.2958	4187.0	0.0000
27	3423.6	58.511	9.3123	3750.4	0.0000
28	3465.8	58.871	9.3697	3352.0	0.0000
29	3572.6	59.771	9.5128	3586.4	0.0000
30	3616.7	60.139	9.5714	2638.0	0.0000
31	3639.2	60.326	9.6012	3198.6	0.0000
32	3652.8	60.439	9.6191	3364.1	0.0000
33	3662.9	60.522	9.6324	3201.9	0.0000
34	3674.7	60.620	9.6479	3594.6	0.0000
35	3700.6	60.832	9.6817	3337.2	0.0000
36	3713.9	60.942	9.6991	2895.4	0.0000
37	3725.6	61.038	9.7145	4109.7	0.0000
38	3751.0	61.245	9.7475	3523.3	0.0000
39	3787.9	61.546	9.7953	4446.6	0.0000
40	3824.5	61.842	9.8425	3514.2	0.0000
41	3849.2	62.042	9.8743	3429.8	0.0000
42	3854.0	62.080	9.8804	1225.5	0.0000
43	3870.9	62.216	9.9021	4070.8	0.0000
44	3889.3	62.365	9.9256	3398.2	0.0000
45	4068.9	63.788	10.152	2639.3	0.0000
46	4158.6	64.487	10.263	4221.9	0.0000
47	4240.1	65.116	10.363	7371.2	0.0000
48	4277.7	65.404	10.409	2802.0	0.0000
49	4618.9	67.962	10.817	53244.	0.0000
50	5080.9	71.281	11.345	50988.	0.0000

Εικόνα 2. Πρώτες 50 ιδιομορφές που υπολογίστηκαν στο αρχικό μοντέλο.

E F F E C T I V E M A S S						
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	12.259	23.600	2.37113E+05	1.38232E+07	1.25643E+07	78.207
2	1.31125E+05	28.371	33678.	1.57239E+06	3.87612E+07	7.54338E+06
3	3.25778E+05	1.6124	3844.4	1.60957E+05	2.09489E+06	1.63739E+07
4	14946.	135.73	2.13226E+05	9.23679E+06	2.66030E+07	5.23002E+05
5	2243.5	27.206	2294.0	91494.	2.68092E+06	53592.
6	55.826	2444.3	36.799	24516.	22166.	5.78385E+05
7	220.49	159.83	5820.3	5.75143E+05	1.38704E+06	51945.
8	51.586	10.034	2046.7	81523.	17740.	56.865
9	151.77	369.19	30.605	57937.	43062.	100.28
10	26.587	4.2644	12509.	5.42976E+05	7.66732E+05	578.00
11	6.49172E-02	3.83006E-02	24.034	1197.4	8440.2	0.25006
12	7.1607	2.34836E-02	2.7602	279.74	2951.9	211.47
13	49.482	136.27	1.27985E+05	5.89094E+06	2.13031E+07	479.89
14	7.2968	21.413	18584.	8.59183E+05	3.15918E+06	38.318
15	142.82	16.978	22108.	9.13095E+05	2.49311E+06	5218.9
16	9.3800	0.26324	400.85	16528.	52211.	314.72
17	32.320	4.58864E-03	0.20527	1.1847	1202.2	457.33
18	43213.	96.544	20927.	9.34795E+05	1.11154E+06	6.46400E+05
19	4.1717	1.51478E-03	186.82	4930.1	1949.0	21.171
20	0.22060	0.18891	690.33	21811.	23839.	1.4080
21	7.1001	3.16156E-03	50.801	1265.9	2855.3	183.44
22	4.0785	0.30484	172.11	6164.4	61126.	89.734
23	1.8854	1.5729	2154.1	62284.	64705.	2.9058
24	6.4983	0.36526	253.29	7906.8	6766.1	111.14
25	0.77476	6.90769E-03	21.312	735.82	23.876	40.865
26	4.8929	2.9262	1976.6	79534.	1.23360E+06	294.65
27	3.9170	5.95785E-02	11.356	475.04	16163.	9.8693
28	2.0209	1.92053E-02	291.71	4905.2	1197.0	17.948
29	7.1033	0.88669	1000.4	20002.	8321.3	519.95
30	4.9252	0.38616	24.377	1185.6	11652.	39.934
31	3.5930	3.04333E-02	0.24919	23.517	0.34670	146.57
32	653.22	8.6470	67.244	2360.4	62.373	17719.
33	118.93	26.217	16.440	19.284	256.55	897.21
34	43.169	0.85294	1.6281	83.043	203.52	1355.7
35	2106.3	26.885	263.36	8387.4	4910.6	57612.
36	1537.6	1.1699	3.3184	1373.2	5432.1	58502.
37	23982.	77.091	4015.7	1.45095E+05	58584.	7.99244E+05
38	8.7726	1.1722	2.2580	38.809	19.815	683.32
39	19040.	41.908	2893.3	1.13427E+05	41834.	7.22385E+05
40	7355.0	21.708	1031.7	40081.	10922.	3.04249E+05
41	988.29	0.45335	3.1641	490.07	7575.5	32552.
42	213.64	23.328	3893.0	1.01880E+05	5.31247E+05	2715.4
43	3453.7	15.062	700.69	23744.	18190.	1.33677E+05
44	19510.	132.58	4199.0	1.33791E+05	95431.	6.38125E+05
45	53.562	1744.2	291.90	14809.	1022.8	4.77665E+05
46	2123.8	11152.	34095.	1.53448E+05	2.63917E+06	5.33047E+05
47	1027.3	4648.9	54473.	2.12531E+06	5.80841E+06	5.78612E+05
48	17.840	7104.0	2230.1	5.34426E+05	1.82399E+05	1.84142E+06
49	8037.3	389.22	31539.	2.61463E+05	1.95151E+06	5.14741E+05
50	517.38	438.59	60.561	850.59	7107.4	1.71219E+06
51	18096.	13.025	9716.3	0.13075	1.63074E+06	4.90462E+05
52	34.096	3.24518E-02	3025.9	98073.	1.47922E+06	64759.
53	16240.	53.901	12734.	1.10311E+06	5008.8	9.42756E+05
54	8626.7	6.3793	460.03	1.20371E+05	1.01917E+06	4.70856E+05
55	1124.0	71.299	6602.0	1.76576E+05	7.56392E+05	3.99606E+05
56	10181.	3314.1	137.01	62373.	8.66346E+05	1.09980E+06
57	18301.	1484.4	1836.7	1.30873E+05	4.13924E+06	3.23389E+05
58	635.74	702.36	2625.9	78882.	5.94663E+05	4.84790E+05
59	54867.	501.41	50.604	7684.2	4.98555E+06	3.04293E+06
60	6111.9	199.17	6.4916	8676.2	70013.	4.70624E+05
61	42192.	45.680	424.47	80858.	3.65866E+06	2.59818E+06
62	65.159	17.317	17.084	83.121	18241.	243.40
63	4323.4	2640.7	2865.4	1.10667E+05	4.17060E+05	1.86728E+06
64	92.368	1.9600	65.085	13610.	30.628	1.96368E+05
65	15600.	121.54	9387.2	24823.	3.74467E+05	5.74314E+05
66	533.90	232.54	14.467	1439.1	23.944	16277.
67	928.90	56.791	421.02	3970.1	88.003	1.12241E+05
68	9115.4	654.23	19167.	61630.	1.28972E+07	3.43162E+05
69	4218.5	1209.2	10769.	74446.	6.63626E+06	6.10781E+05
70	4.2335	388.24	18.159	3958.7	5515.4	656.40
71	574.58	53.066	548.94	13094.	76178.	9318.7
72	939.05	1823.6	735.60	21146.	96983.	90163.
73	121.04	112.89	3287.0	65.555	1.42833E+05	16529.
74	2450.9	45.442	757.78	5102.1	1.12870E+05	2.12653E+05
75	1119.2	3822.4	10164.	1.41807E+05	18905.	1.32971E+06
76	2579.1	1.80756E-02	691.97	73655.	3.47686E+05	2.93347E+05
77	0.37271	2036.2	2243.3	7719.0	3.06342E+05	7.56105E+05
78	253.51	6.5400	6.5962	9.0372	28121.	10940.
79	3384.8	706.21	124.19	17439.	3.23113E+05	1.33294E+05
80	166.31	4.3902	11.714	4412.8	28203.	27034.
81	22.202	2922.0	1455.4	17099.	6.40468E+05	1.04926E+06
82	15416.	121.38	498.61	1173.4	9.35277E+05	5.57932E+05
83	35934.	77.720	1777.8	50599.	2.82766E+06	1.94798E+06
84	1921.6	200.99	6553.9	1.76565E+05	2.78044E+06	3.71657E+05
85	5434.1	65.546	2290.8	64662.	1014.5	1.35424E+05
86	77.546	22.125	5025.2	3.22564E+05	9.31315E+05	1.84364E+05
87	10979.	109.02	86.959	2381.7	6.23644E+05	1.23897E+05
88	257.66	161.85	2552.5	13301.	6.38384E+05	2.23406E+05
89	1671.9	1399.4	15.380	29369.	6.11849E+05	1.90496E+06
90	1058.3	13773.	460.13	2.20750E+05	4.12435E+05	2.30927E+06
91	1609.5	231.55	6.7685	1720.8	1.26025E+05	92891.
92	52.008	246.30	482.63	52624.	1.36552E+05	30273.
93	1.1988	134.44	339.04	68312.	13134.	1208.4
94	27.781	177.82	287.48	25797.	47923.	1.00583E+05
95	53.193	177.52	0.77048	1.14200E+05	59040.	15353.
96	242.35	2443.4	1275.5	6.21546E+05	1.34332E+05	82507.
97	1459.9	1088.7	1922.6	2.76571E+05	1.20031E+05	4.15422E+05
98	231.67	29635.	4.8142	3.55854E+05	4.02358E+05	5.15886E+06
99	2602.2	15099.	6902.9	33211.	2879.7	3.04024E+06
100	135.79	440.53	0.82116	10817.	28250.	2.05863E+05
ITAL	9.10982E+05	1.18188E+05	9.78099E+05	4.35610E+07	1.78377E+08	6.91469E+07

Εικόνα 3. Δρώσεις ιδιομορφικές μάζες στις 100 ιδιομορφές που υπολογίστηκαν στο αρχικό μοντέλο.

90	396.76	3886.1	2185.2	8.58486E+05	8.61094E+05	3.77197E+05
91	453.89	4951.3	1011.2	3.28300E+05	10978.	1.94868E+05
92	901.84	488.50	1522.2	48699.	887.00	23356.
93	59.235	17095.	7783.9	7.4166	3.36296E+05	2.73635E+06
94	1373.9	18286.	3667.4	2.25185E+05	16418.	1.04230E+06
95	429.87	12146.	200.81	82234.	1.95334E+05	3.16184E+06
96	141.56	182.14	431.03	1809.7	1.0291	22731.
97	9.5963	18123.	3132.2	1.28623E+05	5.97516E+05	4.95696E+06
98	0.27752	225.48	223.12	17869.	11554.	5966.7
99	0.92544	753.40	196.32	144.57	16224.	94604.
100	803.66	97497.	2744.4	1.22463E+06	3.73712E+05	8.91035E+06
TOTAL	9.18982E+05	2.27777E+05	9.96683E+05	4.52479E+07	1.81079E+08	7.67601E+07

Εικόνα 4. Ποσοστά συμμετοχής μάζας που επιτυγχάνονται με τον υπολογισμό 100 ιδιομορφών 74.4% κατά X 80.6% κατά Z στον ενισχυμένο φορέα της παρ. 7.4.

90	4886.7	3760.9	24.276	45781.	4.10080E+05	2730.6
91	396.37	2670.4	479.13	1.42631E+05	7.31280E+05	49405.
92	545.99	605.01	10359.	1.12642E+05	3.63848E+06	3.02588E+05
93	76.478	690.55	5501.9	44181.	2.11630E+06	2.28344E+05
94	3603.3	2.0696	7578.1	14885.	6.90130E+05	83699.
95	62.234	0.96778	1.58977E-02	1494.2	10817.	2733.2
96	4.8950	0.77394	6.7065	134.55	1905.5	464.45
97	267.99	71.564	195.99	8873.7	1625.0	34199.
98	473.50	82.620	572.96	1645.6	3.45071E+05	4806.9
99	37325.	554.70	14149.	724.49	1.42794E+07	2.24329E+06
100	106.55	8.3926	325.69	17.338	1.30427E+05	32651.
TOTAL	8.75079E+05	46540.	9.58662E+05	4.25165E+07	1.73082E+08	5.10105E+07

Εικόνα 5. Ποσοστά συμμετοχής μάζας που επιτυγχάνονται με τον υπολογισμό 100 ιδιομορφών 71.1% κατά X 78.0% κατά Z στον ενισχυμένο φορέα της παρ. 7.5.

90	3409.5	26690.	172.93	29359.	17107.	2.28171E+05
91	1020.0	3457.7	36.034	20460.	10999.	61861.
92	123.34	9769.3	2903.2	52776.	1.32551E+05	1.23550E+06
93	824.10	2440.7	979.06	197.59	1.16042E+05	3.01745E+05
94	32.518	441.94	423.73	53284.	3.43661E+05	2.26169E+06
95	2026.1	5199.4	1822.0	12571.	2.17954E+05	19604.
96	846.90	2028.4	14.925	15956.	38687.	5.70998E+05
97	16.952	33.788	8.20843E-03	22746.	19682.	1.24013E+05
98	66.772	217.35	12.063	4486.3	2311.1	3243.5
99	90.650	3374.3	116.43	469.50	7163.5	1.43978E+06
100	1955.5	11083.	444.59	1.56024E+06	1.22307E+05	6.99252E+06
TOTAL	1.02472E+06	5.27240E+05	1.09307E+06	5.21118E+07	1.99496E+08	1.30440E+08

Εικόνα 6. Ποσοστά συμμετοχής μάζας που επιτυγχάνονται με τον υπολογισμό 100 ιδιομορφών 81.3% κατά X 88.6% κατά Z στον ενισχυμένο φορέα της παρ. 7.6.

90	3.6660	18.368	5.3016	647.73	12087.	1182.1
91	1626.9	5111.7	1151.5	1.19493E+05	59540.	8.98827E+05
92	290.37	210.62	289.63	3967.6	6866.2	7105.1
93	19607.	5594.5	18221.	48830.	7.80759E+05	3.84975E+05
94	0.64962	11.424	4.44344E-05	266.12	3131.7	5207.5
95	1997.8	7670.0	7245.5	1.01994E+05	6.88834E+05	3.92731E+05
96	461.33	27160.	17090.	4.44865E+05	3.25223E+05	2.57891E+06
97	21.214	297.20	125.67	4240.6	2260.2	13843.
98	177.55	509.08	6.6186	61821.	1.20728E+05	17672.
99	369.31	3061.3	1.6254	19435.	1.77432E+05	1.04924E+06
100	9.2380	1.8274	29.504	2448.6	26532.	3586.0
TOTAL	9.12213E+05	1.24174E+05	1.03664E+06	4.44500E+07	1.81607E+08	6.19921E+07

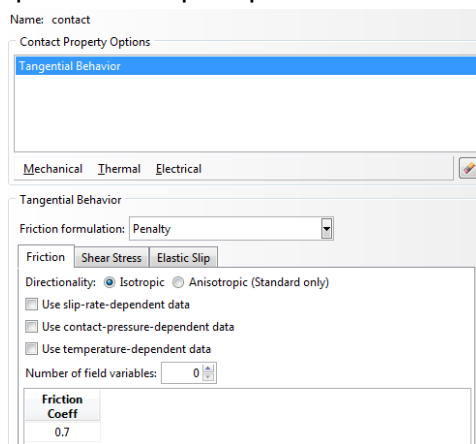
Εικόνα 7. Ποσοστά συμμετοχής μάζας που επιτυγχάνονται με τον υπολογισμό 100 ιδιομορφών 74.0% κατά X 81% κατά Z στον ενισχυμένο φορέα της παρ. 7.7.

## Διερεύνηση για τον ορισμό των ιδιοτήτων της διεπιφάνειας του αρμού στο λογισμικό ABAQUS.

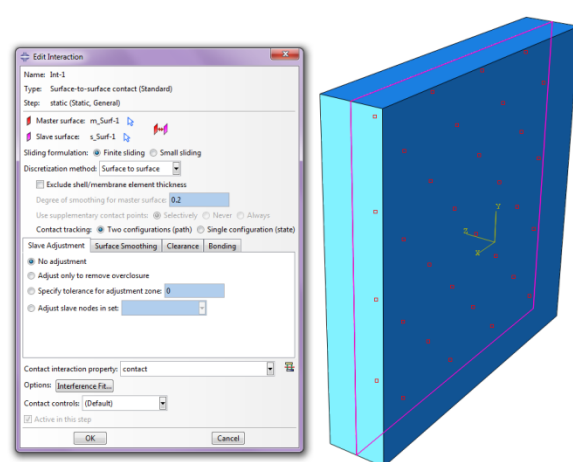
Στο λογισμικό ABAQUS παρέχονται πολλές δυνατότητες για τον ορισμό της επαφής μεταξύ δύο επιφανειών και για αυτό παρουσιάζονται κάποιες από αυτές ώστε να μπορεί όποιος χρήστης επιθυμεί να τις εφαρμόσει. Δημιουργήθηκε ένα απλό μοντέλο με δύο solid parts που αποτελούνται από διαφορετικά υλικά με ιδιότητες αντίστοιχες των τοιχοποιιών του κτιρίου, τα οποία στηρίζονται στη μία τους πλευρά και είναι σε επαφή. Αρχικά, ορίζονται οι μηχανικές ιδιότητες επαφής που θα οριστούν στις επιφάνειες (interaction/contact property) και στη συνέχεια ορίζονται οι επιφάνειες που αλληλεπιδρούν.

- Ύπαρξη τριβής [Tangential behavior, Penalty]

Όταν δύο επιφάνειες είναι σε επαφή συνήθως μεταφέρουν διατμητικές δυνάμεις στη διεπιφάνεια τους εκτός από ορθές δυνάμεις. Ως γνωστόν, υπάρχει μία σχέση που συνδέει τις δύο δυνάμεις και χωρίς την ύπαρξη της κάθετης δύναμης προς την επιφάνεια η τριβή δεν είναι δυνατό να αναπτυχθεί. Ένας τρόπος ορισμού της στο ABAQUS είναι με τη μέθοδο της ακαμψίας να επιβάλλονται περιορισμοί τριβής. Ορίζεται έτσι και ο επιθυμητός συντελεστής τριβής στο λογισμικό, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



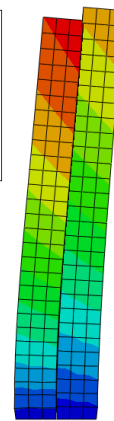
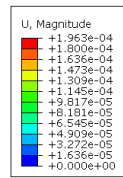
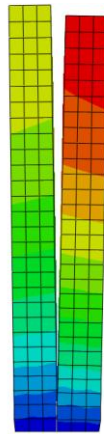
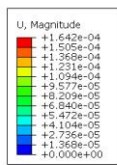
Εικόνα 8. Ορισμός τριβής διεπιφάνειας.



Εικόνα 9. Ορισμός επιφανειών που βρίσκονται σε επαφή.

Η μέθοδος αυτή επιτρέπει μία σχετική μετακίνηση (“elastic slip”) των επιφανειών όταν είναι σε επαφή, η οποία παίρνει μια μέγιστη τιμή. Όσο οι επιφάνειες είναι σε επαφή το λογισμικό υπολογίζει συνεχώς τις διατμητικές δυνάμεις ώστε η μέγιστη τιμή της σχετικής μετακίνησης να μην ξεπεραστεί.

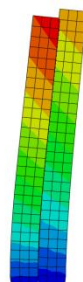
Πραγματοποιήθηκε στατική ανάλυση μόνο με το ίδιο βάρος των στοιχείων και όπως αναμενόταν οι επιφάνειες αποχωρίζονται, καθώς δεν υπάρχει κάθετη δύναμη στη διεπιφάνεια. Στη συνέχεια επιβλήθηκε πλευρική πίεση ώστε να αναπτύσσεται η τριβή. Τελικώς, για να προσδιοριστεί ποια προσέγγιση είναι καλύτερη για το μοντέλο του κτιρίου επιβλήθηκε ένα πλευρικό φορτίο εναλλασσόμενο όπως αυτό του σεισμού και συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα που προκύπτουν.



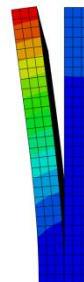
Εικόνα 10. Μετακινήσεις κατά τη στατική ανάλυση μόνο με τα ίδια βάρη.

Εικόνα 11. Μετακινήσεις κατά τη στατική ανάλυση με πλευρική πίεση.

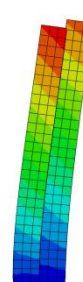
Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης με εναλλασσόμενο πλευρικό φορτίο όπου φαίνεται ότι είναι δυνατό να είναι σε επαφή οι επιφάνειες και να αναπτύσσονται διατμητικές δυνάμεις όπως είναι δυνατό και να αποχωρίζονται οι επιφάνειες.



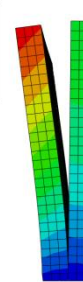
Εικόνα 12. Μετακινήσεις κατά το βήμα 2.1s.



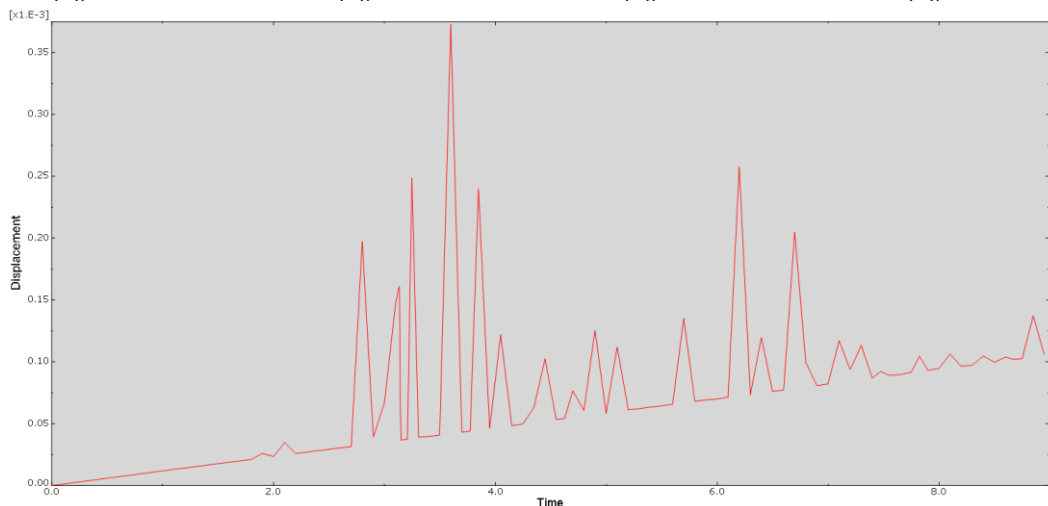
Εικόνα 13. Μετακινήσεις κατά το βήμα 3.5s.



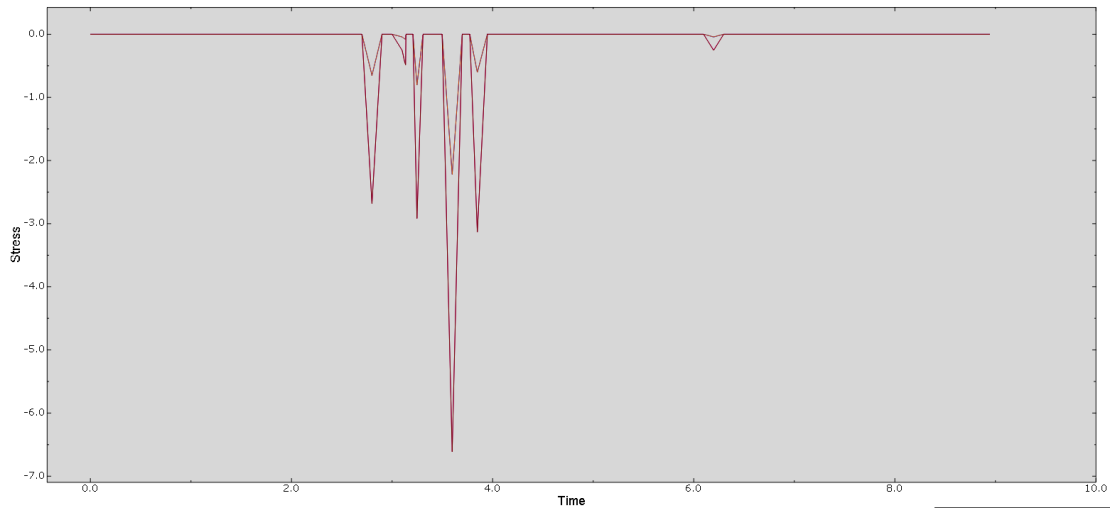
Εικόνα 14. Μετακινήσεις κατά το βήμα 5.0s.



Εικόνα 15. Μετακινήσεις κατά το βήμα 7.0s.



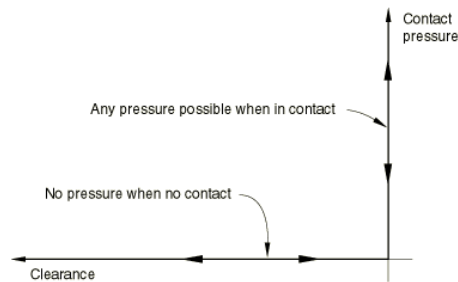
Εικόνα 16. Μετακινήσεις κόμβου στη στέψη ενός από τα δύο μέλη.



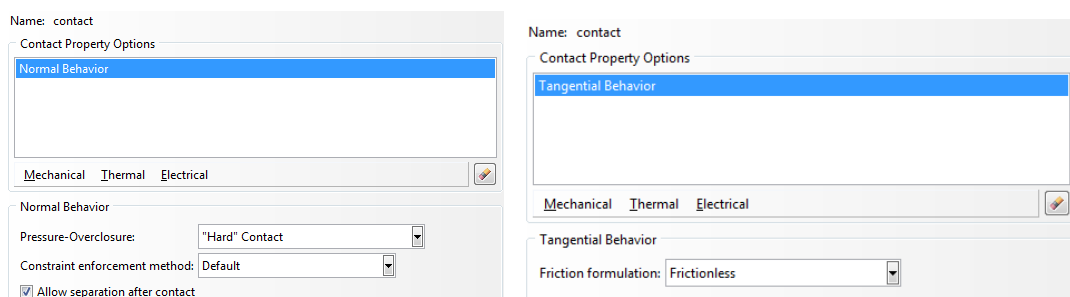
Εικόνα 4. Διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται σε ένα στοιχείο ενός από τα δύο μέλη.

- Μη ύπαρξη τριβής [Normal behavior, Hard contact] ή [Tangential behavior, Frictionless]

Σε περίπτωση που υπάρχουν δύο επιφάνειες που είναι σε επαφή και δεν είναι επιθυμητό να εισέρχεται η μία μέσα στην άλλη κατά την ανάλυση είναι δυνατό να οριστεί ο περιορισμός Hard contact. Με τη συγκεκριμένη εντολή δεν επιτρέπεται η μεταφορά εφελκυστικών τάσεων μέσω της διεπιφάνειας. Όταν οι επιφάνειες είναι σε επαφή οποιαδήποτε πίεση επαφής μεταφέρεται, ενώ όταν αποχωρίζονται οι πιέσεις μηδενίζονται.

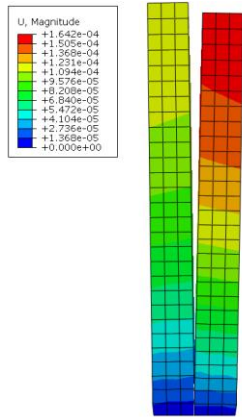


Αντίστοιχα αποτελέσματα προκύπτουν στις αναλύσεις αν οριστεί Tangential behavior~ Frictionless.

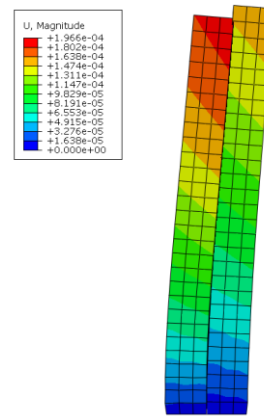


Εικόνα 18. Ορισμός στο λογισμικό ABAQUS των contact properties για την περίπτωση που δεν υπάρχει τριβή.

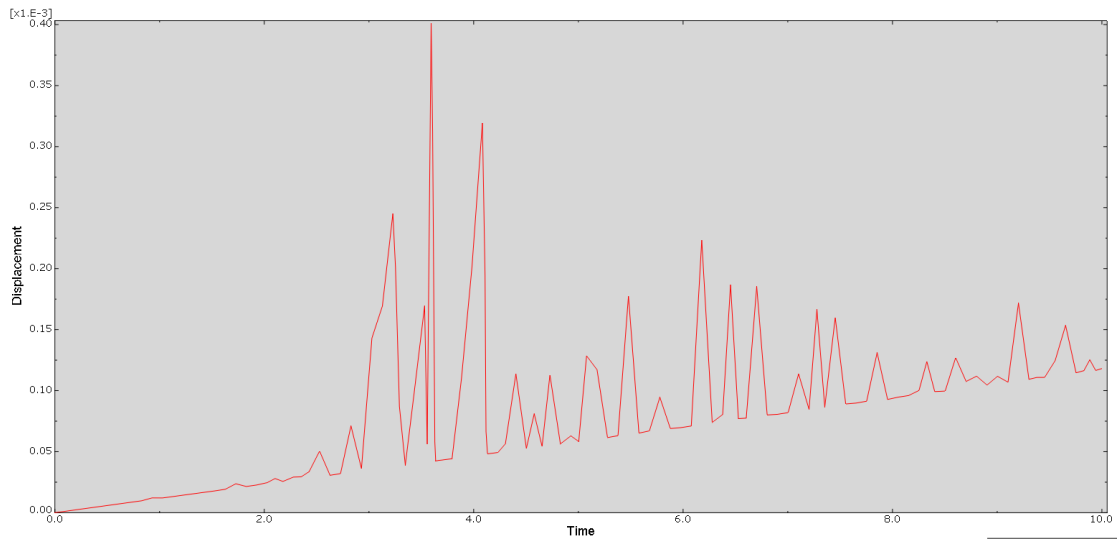
Πραγματοποιήθηκαν και πάλι οι ίδιες αναλύσεις, όπως στην περίπτωση της ύπαρξης τριβής. Στις περιπτώσεις αυτές δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στη διεπιφάνεια και παρατηρείται ότι οι μετακινήσεις στην περίπτωση του εναλλασσόμενου πλευρικού φορτίου είναι ελαφρώς μεγαλύτερες, όπως αναμενόταν.



Εικόνα 19. Μετακινήσεις κατά τη στατική ανάλυση μόνο με τα ίδια βάρη.



Εικόνα 21. Μετακινήσεις κατά τη στατική ανάλυση με πλευρική πίεση.



Εικόνα 5. Μετακινήσεις κόμβου στη στέψη ενός από τα δύο μέλη όταν δεν υπάρχει τριβή.

Εντέλει επιλέχθηκε να υπάρχει τριβή στη διεπιφάνεια του αρμού της τοιχοποιίας της προσθήκης και του κυρίως κτιρίου.



## Υπολογισμός διατμητικών και καμπτικών δυνάμεων όψεων στην υπάρχουσα κατάσταση

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T2		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	62275	9582.16
MASONRY-1	63828	28472.4
MASONRY-1	63829	46816
MASONRY-1	63931	65163.4
MASONRY-1	64140	80520.1
MASONRY-1	62231	91707.1
MASONRY-1	64709	101915
MASONRY-1	66496	104832
MASONRY-1	65097	113666
MASONRY-1	62189	121848
MASONRY-1	65203	126181
MASONRY-1	65594	129761
MASONRY-1	65424	131989
MASONRY-1	65327	133953
MASONRY-1	65839	135460
MASONRY-1	62122	135512
MASONRY-1	66014	135155
MASONRY-1	66428	135746
MASONRY-1	62100	136913
MASONRY-1	66649	136152
MASONRY-1	66335	135916
MASONRY-1	66398	135946
MASONRY-1	66371	136132
MASONRY-1	61218	135898
MASONRY-1	62034	135776
MASONRY-1	66394	135609
MASONRY-1	62014	135409
MASONRY-1	66391	134185
MASONRY-1	66333	135327
MASONRY-1	63139	135305
MASONRY-1	66205	135403
MASONRY-1	63140	135620
MASONRY-1	66130	135733
MASONRY-1	66139	135332
MASONRY-1	66144	134275
MASONRY-1	65844	135332
MASONRY-1	61794	135115
MASONRY-1	65748	133682
MASONRY-1	66032	131747
MASONRY-1	65630	132653
MASONRY-1	65374	131237
MASONRY-1	65274	131688
MASONRY-1	65185	126208
MASONRY-1	65107	122796
MASONRY-1	64972	114507
MASONRY-1	63144	107949
MASONRY-1	64755	91782.5
MASONRY-1	64562	53409.5
MASONRY-1	62594	33989.9
MASONRY-1	63146	10497.5

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T2 [πίν.4.3].

Έλεγχος πεσσού άνω τοίχου T4		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	51357	6796.69
MASONRY-1	51969	19051.2
MASONRY-1	51817	29706.8
MASONRY-1	52226	38740.2
MASONRY-1	52359	46196.8
MASONRY-1	51816	51904
MASONRY-1	52191	55847.6
MASONRY-1	51364	57887.5
MASONRY-1	58702	58383.4
MASONRY-1	58706	57327.2
MASONRY-1	59631	55020.5
MASONRY-1	60133	51434.8
MASONRY-1	60110	45619.6
MASONRY-1	59215	38137.2
MASONRY-1	59923	28872
MASONRY-1	58689	18397.3
MASONRY-1	58690	6576.34

Έλεγχος πεσσού κάτω τοίχου T4		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY_PROSTHIKI-1	2983	9233.55
MASONRY_PROSTHIKI-1	2782	25608.1
MASONRY_PROSTHIKI-1	2717	39337.1
MASONRY-1	1027	80900.4
MASONRY-1	1028	89294.7
MASONRY-1	1029	93812.3
MASONRY-1	1030	98035.9
MASONRY-1	1031	99881.2
MASONRY-1	1032	101573
MASONRY-1	1033	102058
MASONRY-1	1034	102440
MASONRY-1	1035	102240
MASONRY-1	1037	101371
MASONRY-1	1038	100708
MASONRY-1	1039	99872.6
MASONRY-1	1040	98963
MASONRY-1	1041	97939.2
MASONRY-1	1042	96847.3
MASONRY-1	1043	95674
MASONRY-1	1044	94442.6
MASONRY-1	1045	93153.4
MASONRY-1	1046	91820
MASONRY-1	1047	90449.6
MASONRY-1	1048	89051.1
MASONRY-1	1049	87634.6

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T4 [πίν.4.4].

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T7		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	54607	118166
MASONRY-1	55459	122876
MASONRY-1	55885	126095
MASONRY-1	53669	129453
MASONRY-1	56182	132970
MASONRY-1	56181	133732
MASONRY-1	53707	137665
MASONRY-1	56598	140389
MASONRY-1	58464	144813
MASONRY-1	56749	147544
MASONRY-1	57253	150786
MASONRY-1	57185	153819
MASONRY-1	53763	158860
MASONRY-1	55168	162624
MASONRY-1	57510	167790
MASONRY-1	53818	171429
MASONRY-1	53819	175361
MASONRY-1	57684	177119
MASONRY-1	55194	180219
MASONRY-1	53843	184187
MASONRY-1	53871	187374
MASONRY-1	57994	189992
MASONRY-1	58330	192960
MASONRY-1	53896	193809
MASONRY-1	58006	195906
MASONRY-1	58179	199317
MASONRY-1	53924	197904
MASONRY-1	58214	201370
MASONRY-1	53953	202784
MASONRY-1	58304	204012
MASONRY-1	55174	205123
MASONRY-1	53978	205823
MASONRY-1	58306	206972
MASONRY-1	58284	208063
MASONRY-1	58284	208063
MASONRY-1	54004	208957
MASONRY-1	58307	209619
MASONRY-1	58263	210078
MASONRY-1	58222	210264
MASONRY-1	58217	210281
MASONRY-1	58218	210051
MASONRY-1	58219	209813
MASONRY-1	58105	208888
MASONRY-1	58087	208336
MASONRY-1	54105	207481
MASONRY-1	57963	205690
MASONRY-1	58005	203393
MASONRY-1	58004	200338
MASONRY-1	58134	196789
MASONRY-1	57686	195395
MASONRY-1	58135	190088
MASONRY-1	55204	183983
MASONRY-1	57208	175459
MASONRY-1	55205	165727
MASONRY-1	57041	157202
MASONRY-1	54240	148350
MASONRY-1	56903	140534
MASONRY-1	56728	131469
MASONRY-1	58411	121030
MASONRY-1	56469	111779
MASONRY-1	56301	98634.9
MASONRY-1	56228	93796.1
MASONRY-1	56018	74631
MASONRY-1	54292	53651.1
MASONRY-1	55186	31956.9

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T7.

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T5		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	41478	8725.52
MASONRY-1	42030	25046.8
MASONRY-1	41804	40219.1
MASONRY-1	41808	65598.3
MASONRY-1	42447	75965.1
MASONRY-1	42447	75965.1
MASONRY-1	42316	86592.8
MASONRY-1	41807	95817.6
MASONRY-1	42189	104794
MASONRY-1	41504	109705
MASONRY-1	42064	113001
MASONRY-1	41949	112585
MASONRY-1	19631	110260
MASONRY-1	20178	108596
MASONRY-1	21092	103053
MASONRY-1	21024	97955.1
MASONRY-1	20982	89327.7
MASONRY-1	20196	80185.1
MASONRY-1	20970	68929.4
MASONRY-1	20741	53504.3
MASONRY-1	19676	34964.1
MASONRY-1	19686	11830.9

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T5 [πίν.4.5].

Έλεγχος διάτμησης πεσσού τοίχου T1		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	26634	117685
MASONRY-1	25323	94678
MASONRY-1	25324	108524
MASONRY-1	25325	121378
MASONRY-1	26635	132465
MASONRY-1	25688	141320
MASONRY-1	26640	148755
MASONRY-1	25693	152014
MASONRY-1	26641	154041
MASONRY-1	25697	152044
MASONRY-1	26642	147476
MASONRY-1	26546	139444
MASONRY-1	25306	129844
MASONRY-1	26634	117685
MASONRY-1	26545	103988
MASONRY-1	25300	92064

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T1 [πίν.4.7].

Έλεγχος διάτμησης πεσσού κάτω τοίχου T6		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	17464	127316
MASONRY-1	18042	136691
MASONRY-1	16938	142840
MASONRY-1	16745	149604
MASONRY-1	17902	154926
MASONRY-1	16945	160170
MASONRY-1	16937	161436
MASONRY-1	19484	167029
MASONRY-1	18315	167877
MASONRY-1	18435	175280
MASONRY-1	18434	183030
MASONRY-1	16943	189773
MASONRY-1	16935	190699
MASONRY-1	16792	194406
MASONRY-1	19004	195991
MASONRY-1	19076	199484
MASONRY-1	18946	200898
MASONRY-1	18757	201314
MASONRY-1	16941	201304
MASONRY-1	16821	198914
MASONRY-1	18513	193537
MASONRY-1	16940	189991
MASONRY-1	16902	180482
MASONRY-1	16927	167444
MASONRY-1	17987	147099
MASONRY-1	16926	129773
MASONRY-1	17806	110240
MASONRY-1	17725	79624.2
MASONRY-1	17369	49257.9
MASONRY-1	17518	16626.8

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T6 [πίν.4.8 & 4.9].

Έλεγχος διάτμησης πεσσού άνω τοίχου T6		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	43689	13797.7
MASONRY-1	42978	39141.2
MASONRY-1	43957	62257.5
MASONRY-1	43282	81602
MASONRY-1	44105	94526.3
MASONRY-1	44119	105319
MASONRY-1	44225	118461
MASONRY-1	44266	117117
MASONRY-1	44442	122690
MASONRY-1	44425	125124
MASONRY-1	43015	128242
MASONRY-1	43305	123672
MASONRY-1	43306	119425
MASONRY-1	43245	119947
MASONRY-1	44619	113333
MASONRY-1	43177	104413
MASONRY-1	45189	96790.5
MASONRY-1	45188	90221.9
MASONRY-1	43288	82592.2
MASONRY-1	43179	76937.3
MASONRY-1	44654	70953.9
MASONRY-1	44698	64978.4
MASONRY-1	43307	59379
MASONRY-1	43290	54477.6
MASONRY-1	45023	51023.8
MASONRY-1	45197	43327.6
MASONRY-1	45197	43327.6
MASONRY-1	44963	39856.8
MASONRY-1	45179	39411.5
MASONRY-1	43292	36625.4

Έλεγχος κάμψης περί τον οριζόντιο τοίχου T2		
Part	Element	SM2 (Nm)
MASONRY-1	62344	26476.3
MASONRY-1	63181	26787.4
MASONRY-1	63650	26679.5
MASONRY-1	64148	25430.3
MASONRY-1	64349	25203.5
MASONRY-1	63180	24206.1
MASONRY-1	64859	23915.8
MASONRY-1	64992	23110.9
MASONRY-1	65168	22568.3
MASONRY-1	63151	22022.3
MASONRY-1	62167	21574.7
MASONRY-1	65476	21296.8
MASONRY-1	65786	20783.1
MASONRY-1	65923	20568.8
MASONRY-1	66038	20317.3
MASONRY-1	66096	19951.2
MASONRY-1	66229	19719.1
MASONRY-1	66285	19455.1
MASONRY-1	63175	19273.3
MASONRY-1	62078	19063
MASONRY-1	66336	18859
MASONRY-1	66331	18687.1
MASONRY-1	66347	18541.6
MASONRY-1	66412	18410.1
MASONRY-1	62015	18275.2
MASONRY-1	66665	18185.6
MASONRY-1	61993	18113.6
MASONRY-1	66258	18044.8
MASONRY-1	61971	17998
MASONRY-1	66135	17966.2
MASONRY-1	61948	17990.8
MASONRY-1	65896	18072.5
MASONRY-1	66440	18209.7
MASONRY-1	62523	18395.6
MASONRY-1	65548	18628
MASONRY-1	65381	18933.3
MASONRY-1	62515	19284.6
MASONRY-1	65164	19654.1
MASONRY-1	65006	20019.3
MASONRY-1	66571	20761.5
MASONRY-1	64843	21264
MASONRY-1	64757	21784.1
MASONRY-1	64636	23128.6
MASONRY-1	66552	23952.9
MASONRY-1	62613	23760.9
MASONRY-1	64032	25875
MASONRY-1	63640	26449.6
MASONRY-1	62361	26673.3

Έλεγχος κάμψης περί τον κατακόρυφο τοίχου T2		
Part	Element	SM1 (Nm)
MASONRY-1	31857	71541
MASONRY-1	33208	69901.7
MASONRY-1	32585	66879.4
MASONRY-1	33701	66873.2
MASONRY-1	33854	64512.7
MASONRY-1	34043	62649
MASONRY-1	34306	59672.4
MASONRY-1	34507	58199.8
MASONRY-1	34736	50853.4
MASONRY-1	34616	42261.5
MASONRY-1	34694	37748.2
MASONRY-1	34566	33634.4
MASONRY-1	34828	30598.6
MASONRY-1	34893	27382.3
MASONRY-1	34702	24981.4
MASONRY-1	34561	24675.3
MASONRY-1	34312	24379.7
MASONRY-1	34518	24140.3
MASONRY-1	32772	28859.5
MASONRY-1	32321	26926
MASONRY-1	32772	28859.5
MASONRY-1	34652	30349.9

Υπολογισμός  $M_{sd}$  όψης T2 περί τον κατακόρυφο και τον οριζόντιο [πίν.4.10 & 4.13].

Έλεγχος κάμψης τοίχου T1		
Part	Element	SM1 (Nm)
MASONRY-1	51285	91260.8
MASONRY-1	52099	90301.6
MASONRY-1	52099	90301.6
MASONRY-1	52321	89641.2
MASONRY-1	51286	89672.2
MASONRY-1	52570	89700.8
MASONRY-1	52751	90173
MASONRY-1	52810	90540.1
MASONRY-1	52310	92488.3
MASONRY-1	52762	93818
MASONRY-1	52244	99019.5
MASONRY-1	51973	108735

Έλεγχος κάμψης τοίχου T1		
Part	Element	SM1 (Nm)
MASONRY-1	58772	72687.1
MASONRY-1	59527	71955.7
MASONRY-1	58768	72946.6
MASONRY-1	59528	71043.2
MASONRY-1	59638	69382.2
MASONRY-1	58764	67039.5
MASONRY-1	58758	64534.3
MASONRY-1	58763	61597.1
MASONRY-1	59529	58421
MASONRY-1	58751	54440.5
MASONRY-1	59530	49972.3
MASONRY-1	58744	45032.1
MASONRY-1	59657	40249.1
MASONRY-1	58736	35121.1
MASONRY-1	59531	30371.1
MASONRY-1	58727	25479.3
MASONRY-1	58735	21021.9
MASONRY-1	58722	17078.2
MASONRY-1	59532	13714
MASONRY-1	59635	11115.1

Υπολογισμός  $M_{sd}$  όψης T1 περί τον κατακόρυφο [πίν.4.11 & 4.12].

Υπολογισμός διατμητικών και καμπτικών δυνάμεων όψεων στην ενισχυμένη κατάσταση

Έλεγχος διάτμησης πεσσού του τοίχου T5		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	68926	9608.03
MASONRY-1	69247	26574.2
MASONRY-1	69434	39455.5
MASONRY-1	69101	52099.8
MASONRY-1	68932	66775.3
MASONRY-1	69554	73205.2
MASONRY-1	68693	81805.8
MASONRY-1	69099	87586.7
MASONRY-1	69465	98465.3
MASONRY-1	69497	104737
MASONRY-1	68953	106924
MASONRY-1	69102	111033
MASONRY-1	69174	110374
MASONRY-1	18951	114739
MASONRY-1	19513	113941
MASONRY-1	19464	115058
MASONRY-1	19586	110944
MASONRY-1	19585	100787
MASONRY-1	19258	85288.7
MASONRY-1	19258	85288.7
MASONRY-1	19541	68488.5
MASONRY-1	19257	31363.2
MASONRY-1	18536	30468.5
MASONRY-1	19263	10769.8

Έλεγχος διάτμησης στο ανώφλι του τοίχου T5		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	69955	182752
MASONRY-1	66677	221782
MASONRY-1	67596	251441
MASONRY-1	67579	273357
MASONRY-1	66197	260938
MASONRY-1	67278	249069
MASONRY-1	67089	226450
MASONRY-1	66218	173083
MASONRY-1	66992	122675
MASONRY-1	66759	38977.7

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T5 [πίν.8.3].

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T1		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	24054	9993.08
MASONRY-1	24082	29603.4
MASONRY-1	23644	46564.2
MASONRY-1	23580	59621.8
MASONRY-1	23565	70617.2
MASONRY-1	25304	79367.8
MASONRY-1	25313	84034.7
MASONRY-1	23534	84706.4
MASONRY-1	25175	84072.5
MASONRY-1	25042	81486.2
MASONRY-1	24951	76830.5
MASONRY-1	23503	71853.6
MASONRY-1	24825	66118.9
MASONRY-1	24608	57192.4
MASONRY-1	23488	48137.4
MASONRY-1	23801	36516.9
MASONRY-1	24276	23820.6
MASONRY-1	23274	22006

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T1		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	24048	23643.9
MASONRY-1	24295	63276.2
MASONRY-1	24584	74291.6
MASONRY-1	24492	102001
MASONRY-1	23880	124856
MASONRY-1	23895	137863
MASONRY-1	24122	142153
MASONRY-1	24121	145313
MASONRY-1	23611	145869
MASONRY-1	7963	154846
MASONRY-1	55694	154636
MASONRY-1	54420	153177
MASONRY-1	55026	151255
MASONRY-1	56107	145020
MASONRY-1	55052	136019
MASONRY-1	54416	116666
MASONRY-1	56450	99298.7
MASONRY-1	56426	71239.9
MASONRY-1	54418	32103.7

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T1 [πίν.8.4].

Έλεγχος διάτμησης στο ανώφλι του τοίχου T2			Έλεγχος διάτμησης στον πεσσού του τοίχου T2		
Part	Element	SF3 (N)	Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	28223	16985.9	MASONRY-1	32599	12001.9
MASONRY-1	29389	54532	MASONRY-1	34188	62973.5
MASONRY-1	29284	78197.3	MASONRY-1	34188	62973.5
MASONRY-1	28206	113213	MASONRY-1	34468	90994.4
MASONRY-1	27853	109123	MASONRY-1	36762	108162
MASONRY-1	28203	135388	MASONRY-1	36786	124617
MASONRY-1	30257	141938	MASONRY-1	36798	132619
MASONRY-1	28202	144940	MASONRY-1	35250	139175
MASONRY-1	29575	147494	MASONRY-1	35546	144050
MASONRY-1	3913	153778	MASONRY-1	33515	151246
MASONRY-1	33887	188980	MASONRY-1	35967	153618
MASONRY-1	33607	190101	MASONRY-1	35761	155343
MASONRY-1	32609	191291	MASONRY-1	33514	157917
MASONRY-1	34954	190488	MASONRY-1	32912	159765
MASONRY-1	35092	191015	MASONRY-1	36121	159642
MASONRY-1	32648	189599	MASONRY-1	36324	160557
MASONRY-1	32682	187254	MASONRY-1	36416	160532
MASONRY-1	32112	174120	MASONRY-1	33529	161217
MASONRY-1	34061	141809	MASONRY-1	36505	159728
MASONRY-1	33948	107425	MASONRY-1	36553	160439
MASONRY-1	32106	40048.9	MASONRY-1	36558	160547
			MASONRY-1	36573	160667
			MASONRY-1	36519	161420
			MASONRY-1	36572	161443
			MASONRY-1	32822	161911
			MASONRY-1	36508	163373
			MASONRY-1	36478	163756
			MASONRY-1	36462	164039
			MASONRY-1	36257	164367
			MASONRY-1	32769	163595
			MASONRY-1	35979	161225
			MASONRY-1	36004	155635
			MASONRY-1	35969	147789
			MASONRY-1	35464	139096
			MASONRY-1	35528	125181
			MASONRY-1	34346	110362
			MASONRY-1	31902	87281.5
			MASONRY-1	34048	65488.7
			MASONRY-1	33519	37688.2
			MASONRY-1	33971	13293.5

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T2 [πίν.8.1].

Έλεγχος διάτμησης τοίχου T4			Έλεγχος διάτμησης τοίχου T4		
Part	Element	SF3 (N)	Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	73162	13879.8	MASONRY-1	71035	167778
MASONRY-1	73836	40012.6	MASONRY-1	71037	167798
MASONRY-1	71030	134908	MASONRY-1	71038	166915
MASONRY-1	71031	150727	MASONRY-1	71039	166131
MASONRY-1	71032	156824	MASONRY-1	71040	164870
MASONRY-1	71033	163891	MASONRY-1	71041	163614
MASONRY-1	71034	165526	MASONRY-1	71042	162108
MASONRY-1	71035	167778	MASONRY-1	71043	160558
MASONRY-1	71037	167798	MASONRY-1	71044	158853
MASONRY-1	71038	166915	MASONRY-1	71045	157086
MASONRY-1	71039	166131	MASONRY-2	71046	155209
MASONRY-1	71040	164870	MASONRY-1	71047	153271
MASONRY-1	71041	163614	MASONRY-1	71048	151257
MASONRY-1	71042	162108	MASONRY-1	71049	149196
MASONRY-1	71043	160558	MASONRY-1	71050	147090
MASONRY-1	71044	158853	MASONRY-1	71051	144959
MASONRY-1	71045	157086	MASONRY-1	71052	142813
MASONRY-2	71046	155209	MASONRY-1	71053	140669
MASONRY-3	71047	153271	MASONRY-1	71054	138536
MASONRY-4	71048	151257	MASONRY-1	71055	136430
MASONRY-5	71049	149196	MASONRY-1	71056	134358
MASONRY-6	71050	147090	MASONRY-1	71057	132330
MASONRY-7	71051	144959	MASONRY-2	71056	134358
MASONRY-8	71052	142813	MASONRY-3	71057	132330
MASONRY-9	71053	140669	MASONRY-1	13915	7532.04
MASONRY-10	71054	138536	MASONRY-1	12934	22279.2
MASONRY-11	71055	136430	MASONRY-1	14004	36597.4
MASONRY-12	71056	134358	MASONRY-1	12914	49908.7
MASONRY-13	71057	132330	MASONRY-1	14197	61865.3
			MASONRY-1	14067	72406.6
			MASONRY-1	12887	80959.6
			MASONRY-1	13851	92188.8
			MASONRY-1	15606	92271.3
			MASONRY-1	15542	95639.9
			MASONRY-1	15819	98658.3
			MASONRY-1	15878	99167.3
			MASONRY-1	15059	98566.9
			MASONRY-1	16011	96897
			MASONRY-1	16195	90154.5
			MASONRY-1	16330	82640.2
			MASONRY-1	15477	52830.2
			MASONRY-2	15731	38825.6
			MASONRY-3	15166	8549.37

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T4 πίν.8.2].

Έλεγχος διάτμησης πεσσού κάτω τοίχου T6		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	62416	36008
MASONRY-1	63423	169404
MASONRY-1	63651	147005
MASONRY-1	63675	139058
MASONRY-1	62366	136221
MASONRY-1	63721	123017
MASONRY-1	63294	114163
MASONRY-1	63763	101253
MASONRY-1	63293	87654.8
MASONRY-1	63965	72419.3
MASONRY-1	63687	50714.2
MASONRY-1	63687	50714.2
MASONRY-1	62258	47072.3
MASONRY-1	63903	44176.1
MASONRY-1	64043	32712.6
MASONRY-1	64070	29294.2
MASONRY-1	62860	23020.6
MASONRY-1	63803	22507.1
MASONRY-1	63744	16336.4
MASONRY-1	63935	16166.7
MASONRY-1	64041	15535.7
MASONRY-1	63944	14107.6
MASONRY-1	64009	12928.1
MASONRY-1	62128	13969.1
MASONRY-1	63527	14673
MASONRY-1	63379	14045.5

Υπολογισμός  $V_{sd}$  όψης T6 [πίν.8.5].

Έλεγχος διάτμησης πεσσού άνω τοίχου T6		
Part	Element	SF3 (N)
MASONRY-1	58088	32567
MASONRY-1	58089	73570
MASONRY-1	58761	121387
MASONRY-1	58441	114184
MASONRY-1	58835	116870
MASONRY-1	58610	107255
MASONRY-1	58197	99116.8
MASONRY-1	58612	85655.2
MASONRY-1	57848	75577.3
MASONRY-1	58196	58146.4
MASONRY-1	58614	40382.8
MASONRY-1	58614	40382.8
MASONRY-1	57844	33069.1
MASONRY-1	58604	26184.3
MASONRY-1	58002	20470.1
MASONRY-1	58778	10530.8
MASONRY-1	58779	10164.3
MASONRY-1	58449	11144.7
MASONRY-1	58031	12252.4
MASONRY-1	59349	13226.5
MASONRY-1	59348	14907.3
MASONRY-1	59336	16626.2
MASONRY-1	59426	18045.1
MASONRY-1	59100	18348.8
MASONRY-1	58048	19507.5
MASONRY-1	58817	20412.2
MASONRY-1	59213	20980.8
MASONRY-1	59872	20937.2
MASONRY-1	59068	21941
MASONRY-1	59004	22365.5
MASONRY-1	58907	22641.9
MASONRY-1	59855	23044.8
MASONRY-1	58994	24648.6
MASONRY-1	58069	24917.4

Έλεγχος κάμψης τοίχου T1		
Part	Element	SM2 (Nm)
MASONRY-1	23991	48061.7
MASONRY-1	23992	33076.1
MASONRY-1	23461	34378.3
MASONRY-1	23466	32564
MASONRY-1	23469	33152.4
MASONRY-1	24069	32778.5
MASONRY-1	23994	33372.4
MASONRY-1	23470	33240
MASONRY-1	25623	33336.8
MASONRY-1	26465	33036
MASONRY-1	26453	32623.5
MASONRY-1	25643	32035.3
MASONRY-1	26467	31722.1
MASONRY-1	26455	30790.7
MASONRY-1	25662	31637.2
MASONRY-1	26456	30223.3
MASONRY-1	26452	40971.4

Έλεγχος κάμψης τοίχου T1		
Part	Element	SM1 (Nm)
MASONRY-1	16582	6809.4
MASONRY-1	17466	6810.15
MASONRY-1	16490	6734.07
MASONRY-1	17026	6244.16
MASONRY-1	17867	6058.72
MASONRY-1	17559	5439.78
MASONRY-1	17046	5233.26
MASONRY-1	17403	4377.02
MASONRY-1	16494	3820.06
MASONRY-1	52559	2936.16
MASONRY-1	52681	4410.67
MASONRY-1	51083	7684.59

Υπολογισμός  $M_{sd}$  όψης T1 περί τον κατακόρυφο και τον οριζόντιο [πίν.8.6 & 8.8].

Έλεγχος κάμψης τοίχου T2		
Part	Element	SM2 (Nm)
MASONRY-1	29383	19944.9
MASONRY-1	28044	20926.7
MASONRY-1	28042	19149.4
MASONRY-1	29530	18375.6
MASONRY-1	29340	17547.4
MASONRY-1	28050	17064.9
MASONRY-1	29341	16610.5
MASONRY-1	28693	16256.7
MASONRY-1	29534	15956.4
MASONRY-1	28059	15635.7
MASONRY-1	28057	14720.4
MASONRY-1	28057	14720.4
MASONRY-1	28067	14274.2
MASONRY-1	29557	13927.7
MASONRY-1	28072	13778.8
MASONRY-1	28066	13885.5
MASONRY-1	29565	14210.4
MASONRY-1	28071	14860.1
MASONRY-1	28076	15740.6
MASONRY-1	29343	16904.2
MASONRY-1	28689	18239.9
MASONRY-1	29551	19748.6
MASONRY-1	28685	21251.8
MASONRY-1	29528	23981.6
MASONRY-1	28025	25124.3
MASONRY-1	28023	26125.2
MASONRY-1	29561	26991
MASONRY-1	29346	28249.5
MASONRY-1	28388	28664.4
MASONRY-1	29347	28997
MASONRY-1	28406	29254.3
MASONRY-1	29546	29474.3
MASONRY-1	29538	29655.3
MASONRY-1	28125	29793.6
MASONRY-1	28123	29886.9
MASONRY-1	29350	29977.8
MASONRY-1	28181	30030.7
MASONRY-1	29521	30016
MASONRY-1	29351	29945.7
MASONRY-1	28684	29787.3
MASONRY-1	29352	29721.2
MASONRY-1	28664	29652.6

MASONRY-1	28664	29652.6
MASONRY-1	28207	29539.3
MASONRY-1	28663	29512.1
MASONRY-1	29353	29426.7
MASONRY-1	28209	29098.4
MASONRY-1	28661	28870.9
MASONRY-1	29354	28622.2
MASONRY-1	28660	28346.4
MASONRY-1	28211	28038.7
MASONRY-1	28659	27708.1
MASONRY-1	29355	27349.6
MASONRY-1	29508	26964.1
MASONRY-1	28658	26537.3
MASONRY-1	28657	26065.5
MASONRY-1	29356	25539.3
MASONRY-1	29507	24959.1
MASONRY-1	28656	24323.8
MASONRY-1	28655	23611.2
MASONRY-1	29610	22859.9
MASONRY-1	29609	22047.1
MASONRY-1	28654	21119.4
MASONRY-1	28217	19068.7
MASONRY-1	28653	18892.2
MASONRY-1	29577	17720.9
MASONRY-1	29360	15703.5
MASONRY-1	29620	12577.9
MASONRY-1	29607	12216.9
MASONRY-1	29361	9637.36
MASONRY-1	28202	8965.98
MASONRY-1	28201	9939.13
MASONRY-1	29363	9763.5
MASONRY-1	28631	9988.57
MASONRY-1	29364	10307
MASONRY-1	28637	10712.7
MASONRY-1	29622	10735.7
MASONRY-1	28642	11440.6
MASONRY-1	29366	11718.5
MASONRY-1	28646	12077.7
MASONRY-1	29367	12503.9
MASONRY-1	28649	13117.1
MASONRY-1	29606	13777.4
MASONRY-1	28650	14967.8

Έλεγχος κάμψης τοίχου T2		
Part	Element	SM1 (Nm)
MASONRY-1	29391	9982.68
MASONRY-1	28078	10042.6
MASONRY-1	31356	11973.2
MASONRY-1	29893	6981.96
MASONRY-1	28081	7173.31
MASONRY-1	28080	5445.92
MASONRY-1	29700	4741.74
MASONRY-1	29537	4507.33
MASONRY-1	29343	4355.66
MASONRY-1	3967	2646.67
MASONRY-1	33856	2720.29
MASONRY-1	31869	2768.17
MASONRY-1	32635	2669.34
MASONRY-1	34122	2685.4
MASONRY-1	32670	2575.79
MASONRY-1	34530	2813.33
MASONRY-1	34631	2753.06
MASONRY-1	34305	4642.13
MASONRY-1	34012	6372.19
MASONRY-1	31867	9031.08
MASONRY-1	31844	18066.1

Υπολογισμός  $M_{sd}$  όψης T2 περί τον κατακόρυφο και τον οριζόντιο [πίν.8.7 & 8.9].