ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

TECHNICAL UNIVERSITY OF CRETE
SCHOOL OF ARCHITECTURE ENGINEERING

**ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ**

***«ΧΩΡΟΣ, ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΔΟΜΗΜΕΝΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ»***

***ΕΙΔΙΚΕΥΣΗ: «ΟΛΟΚΛΗΡΩΜΕΝΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΔΟΜΗΜΕΝΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΜΕ ΠΡΟΗΓΜΕΝΕΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ ΚΑΙ ΥΛΙΚΑ»***

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ

# ΕΠΙΛΟΓΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΙΘΟΚΤΙΣΤΟΥ ΚΤΙΣΜΑΤΟΣ

**ΑΝΤΩΝΙΟΣ Χ. ΑΝΟΥΣΑΚΗΣ**

Επιβλέπουσα : Επίκουρη Καθηγήτρια Σταυρουλάκη Μαρία

ΧΑΝΙΑ, 2019

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

**ΠΡΟΛΟΓΟΣ** …….....I

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ**…….....III

**ABSTRACT**…….....V

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο: ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΙ ΔΟΜΗΣΗΣ**.....1

**1.1 Γενικά**.....1

**1.2 Υλικά και δόμηση του κατακόρυφου και οριζόντιου φέροντα οργανισμού**.....2

1.2.1 Κατακόρυφος φέρων οργανισμός…….. 2

1.2.2 Οριζόντιος φέρων οργανισμός…….. 5

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2ο: ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ** .....8

**2.1 Γενικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας**.....8

**2.2 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας** .....8

2.2.1 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας κατά τον Ευρωκώδικα 6 (EC6 ).....8

2.2.2 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας με χρήση εναλλακτικών εξισώσεων .....10

**2.3 Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας** .....12

**2.4 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας**.....13

**2.5 Μέτρο ελαστικότητας (E), Μέτρο διάτμησης (G), και Λόγος Poisson (ν)** .....15

**2.6 Όρια Μετακινήσεων του EC8, ΜΕΡΟΣ 3,2005-ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ C** .....16

2.6.1 Στοιχεία υπό Θλίψη και υπό Κάμψη.....16

2.6.2 Στοιχεία υπό Διάτμηση .....17

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3ο : ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ, ΑΙΤΙΕΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΒΛΑΒΩΝ & ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ** .....18

**3.1 Βασικές αιτίες βλαβών σε κατασκευές από τοιχοποιία**.....18

**3.2 Βασικές αρχές σχεδιασμού κτηρίων από τοιχοποιία** .....24

3.2.1 Συμμετρία και απλότητα της κάτοψης .....24

3.2.2 Μόρφωση κτηρίου, διάταξη τοίχων και ακαμψία δαπέδων .....25

**3.3 Είδη βλαβών που απαντώνται συχνά σε κατασκευές από τοιχοποιία**.....32

3.3.1 Διαγώνιες και Δισδιαγώνιες ρωγμές ..... **35**

3.3.2 Καμπτικές ρωγμές ..... **37**

3.3.3 Κατακόρυφες ρωγμές ..... **39**

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4ο: ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ 43**

**4.1 Βασικές έννοιες** ..... **43**

**4.2 Κριτήρια και αρχές επεμβάσεων** ..... **45**

4.2.1 Διαδικασία εφαρμογής και στόχοι των επεμβάσεων ..... **46**

**4.3 Τεχνικές επισκευών και ενίσχυσης** ..... **48**

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5ο: ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ - ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ** ..... **65**

**5.1 Σεισμική συμπεριφορά κτηρίων από τοιχοποιία** ..... **65**

**5.2 Μέθοδοι ανάλυσης** ..... **69**

**5.3 Μέθοδοι προσομοίωσης** ..... **71**

**5.4 Στρατηγική Προσομοίωσης Τοιχοποιίας** ..... **75**

5.4.1 Η Μέθοδος των Πεπερασμένων στοιχείων ..... **77**

5.4.2 Η Μέθοδος των Διακριτών στοιχείων ..... **79**

5.4.3 Η Μέθοδος της Οριακής Ανάλυσης – Μηχανισμός Κατάρρευσης ..... **82**

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6ο : ΚΤΗΡΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ – ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΣΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ** ..... **83**

**6.1 Αποτύπωση και παθολογία κτηρίου** ..... **83**

**6.2 Δημιουργία και επίλυση μοντέλων σε πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων** ..... **90**

6.2.1 Μοντελοποίηση του φορέα ..... **90**

6.2.2 Μοντελοποίηση των Υλικών ..... **95**

6.2.3 Συνθήκες έδρασης και φορτίσεων ..... **95**

6.2.4 Επιμέρους συνθήκες ανάλυσης ..... **97**

**6.3 Αποτελέσματα αναλύσεων – Συγκρίσεις** ..... **98**

6.3.1 Στατική Φόρτιση Μοντέλου Μ1 ..... **98**

6.3.2 Ιδιομορφική Ανάλυση Μοντέλων ..... **100**

6.3.3 Δυναμική Φόρτιση – Ανάλυση του μοντέλου Μ1 και σύγκριση αποτελεσμάτων για διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις ..... **104**
6.3.4 Δυναμική Φόρτιση – Ανάλυση των επιμέρους μοντέλων και σύγκριση αποτελεσμάτων ..... **107**

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7$^{Ο}$: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ** ..... **113**

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ** : ..... **116**

# ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα διατριβή εκπονήθηκε στο πλαίσιο του Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του Πολυτεχνείου Κρήτης «Χώρος, Σχεδιασμός και Δομημένο Περιβάλλον», με ειδίκευση «Ολοκληρωμένη Προστασία Ιστορικού Δομημένου Περιβάλλοντος με Προηγμένες Τεχνολογίες και Υλικά» υπό την επίβλεψη της Επίκουρης Καθηγήτριας κα. Σταυρουλάκης Μαρίας.

Κατά την ανάλυση κατασκευών από λιθοδομή, με σκοπό την εκτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς και την επιλογή μεθόδων επέμβασης που θα είναι αποτελεσματικές τίθενται ζητήματα όπως η προσομοίωση της λιθοδομής και του εν γένη δομικού φορέα, ο τρόπος προσομοίωσης των επεμβάσεων και τα κριτήρια για την επιλογή των επεμβάσεων που τελικά προτείνονται. Η προσομοίωση των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία μπορεί να γίνει με διάφορες μεθόδους οι οποίες υπάρχουν στην διεθνή βιβλιογραφία. Στην παρούσα διατριβή γίνεται χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.
Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι ένα πολύτιμο εργαλείο στην διάθεση του εκάστοτε μελετητή το οποίο παρακολουθεί την εξέλιξη της τεχνολογίας και τις δυνατότητες της σύγχρονης υπολογιστικής μηχανικής. Παρότι η χρήση αυτής της μεθόδου απαιτεί μεγάλο υπολογιστικό όγκο, ιδιαίτερη έμφαση στην μοντελοποίηση, στον τρόπο επίλυσης και διακριτοποίησης του φορέα, είναι ικανή να αντιμετωπίσει τις πιο πολύπλοκες και απαιτητικές κατασκευές.
Στην παρούσα εργασία επιχειρείται μια διερεύνηση του τρόπου προσομοίωσης κτιρίων από φέρουσα λιθοδομή και των μεθόδων ενίσχυσής τους με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, λαμβάνοντας υπόψην τα τεχνικά στοιχεία υλοποίησης των μεθόδων αυτών (όπως παραδείγματος χάρην τη θεώρηση άκαμπτων ή ελαστικών στηρίξεων των οριζόντιων διαφραγμάτων με την τοιχοποιία).
Παράλληλα γίνεται εκτίμηση της αποτελεσματικότητας διαφόρων μεθόδων επέμβασης και ενίσχυσης που χρησιμοποιούνται, μέσω της εφαρμογής τους σε ένα κτίριο από φέρουσα λιθοδομή το οποίο έχει υποστεί βλάβες με σκοπό την αποκατάσταση και ενίσχυσή του, μέσα από μια παραμετρική ανάλυση του φορέα η οποία ενσωματώνει σε αρχικό στάδιο τις υφιστάμενες παθολογίες (πχ ύπαρξη ρωγμών, περιοχές μειωμένης αντοχής κτλ). Τέλος με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης εντοπίζονται τα σημεία ενδιαφέροντος και εξετάζεται η σχέση μεταξύ της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων και της εφαρμοσιμότητάς τους, η οποία θα αποτελέσει γνώμονα για την τελική επιλογή των επεμβάσεων που θα μπορούσαν να προταθούν.
Στο σημείο αυτό, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα άτομα εκείνα, με την συμβολή των οποίων υλοποιήθηκε η παρούσα διπλωματική εργασία. Πρωτίστως, την επιβλέπουσα Επίκουρη Καθηγήτρια, κα. Σταυρουλάκη Μαρία για την επιστημονική της προσφορά και τη γενικότερη επίβλεψη της εργασίας. Εκτός από τις εξειδικευμένες γνώσεις που μοιράστηκε μαζί μου, την ευχαριστώ και για τον τρόπο σκέψης και οργάνωσης που μου μετέδωσε.

Ευχαριστίες θα ήθελα επίσης να απευθύνω στα μέλη της εξεταστικής επιτροπής τον Καθηγητή κ. Προβιδάκη Κωνσταντίνο και τον Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Τσομπανάκη Ιωάννη για την συμβολή τους καθώς και σε όλα τα μέλη ΔΕΠ του ΜΠΣ για την ευκαιρία που μου δόθηκε να παρακολουθήσω αυτό το πρόγραμμα και τις γνώσεις που αποκόμησα καθ΄όλη την διάρκειά του, στους συμφοιτητές μου για την άριστη συνεργασία που είχαμε έως τώρα καθώς και σε όλους όσους συντέλεσαν στην ολοκλήρωση αυτού του κύκλου σπουδών, μη εξαιρουμένης και της Γραμματείας της Σχολής.

Ανουσάκης Αντώνης

# ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται το θέμα μελέτης της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς και ικανότητας κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία και της αποτελεσματικότητας των μεθόδων ενίσχυσής τους με την χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Συγκεκριμένα γίνεται σεισμική αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτηρίου μελέτης που βρίσκεται στην περιοχή της Δυτικής Κρήτης το οποίο έχει υποστεί φθορές, με σκοπό την ενίσχυσή του μέσω της εφαρμογής διαφόρων τεχνικών οι οποίες συναντιόνται στην πράξη.

Το κείμενο της διατριβής αποτελείται από 120 σελίδες οι οποίες αναπτύσσονται σε 7 κεφάλαια και περιλαμβάνουν:

Στο Κεφάλαιο 1 περιγράφονται τα υλικά, ο τρόπος και οι διάφοροι τύποι δόμησης υφιστάμενων κατασκευών από τοιχοποιία με παράλληλη μια συνοπτική αναφορά στα στοιχεία που συνθέτουν τον οριζόντιο φέρων οργανισμό των κατασκευών αυτών. Στο κεφάλαιο 2 παρουσιάζονται βασικές έννοιες που σχετίζονται με την μηχανική της τοιχοποιίας και τους τρόπους προσδιορισμού των μηχανικών ιδιοτήτων της με αναφορά σε σχέσεις που έχουν προταθεί από τον καθηγητή κ. Τάσιο και από τον Ευρωπαϊκό Κανονισμό (EC6). Το κεφάλαιο αυτό ολοκληρώνεται με μια συνοπτική παράθεση στοιχείων του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφορικά με το τι ισχύει για την αξιολόγηση των υφιστάμενων κατασκευών για τις στάθμες επιτελεστικότητας (SD) ή (NC) σε όρους παραμορφώσεων για ελαστική ανάλυση.

Οι βασικές αρχές σχεδιασμού κτηρίων από τοιχοποιία, τα κυριότερα αίτια της παθολογίας αλλά και τα είδη των βλαβών που απαντώνται πιο συχνά σε παραδοσιακές κατασκευές, όπως διαγώνιες ρωγμές και κατακόρυφες ρωγμές περί το μέσον του τοίχου ή στην θέση ένωσης εγκαρσίων τοίχων, παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 3 ενώ στο Κεφάλαιο 4 γίνεται αναφορά σε ορισμένες βασικές έννοιες, κριτήρια και αρχές επεμβάσεων καθώς επίσης και σε τεχνικές επισκευών και ενίσχυσης όπως το βαθύ αρμολόγημα, η τεχνική των ενεμάτων, η αντικατάσταση ή τροποποίηση εύκαμπτων πατωμάτων, η χρήση πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα κ.α..

Ακολούθως στο Κεφάλαιο 5 γίνεται μια παρουσίαση της συμπεριφοράς των κτηρίων υπό σεισμική καταπόνηση και γίνεται αναφορά στις μεθόδους ανάλυσης αλλά και προσομοίωσης των κατασκευών, οι οποίες προτείνονται και γίνονται αποδεκτές από τους σύγχρονους κανονισμούς και από τον υπό ανάπτυξη Κανονισμό για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ). Περαιτέρω παρουσιάζονται θέματα σχετικά με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων στην μελέτη στατικής επάρκειας, δυναμικής συμπεριφοράς και ενίσχυσης κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

Το Κεφάλαιο 6 πραγματεύεται την ανάλυση ενός υπάρχοντος κτηρίου από λιθοδομή το οποίο έχει υποστεί φθορές με σκοπό την επισκευή και ενίσχυσή του έναντι σεισμικών φορτίσεων. Αρχικά έγινε η αποτύπωση του χώρου και η καταγραφή των εντοπισμένων αστοχιών και περιοχών παθολογίας. Εν συνεχεία μορφώθηκε ο φορέας στο πρόγραμμα

πεπερασμένων στοιχείων Marc- Mentat το οποίο χρησιμοποιήθηκε όπου και δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στην μοντελοποίηση και διακριτοποίηση των στοιχείων της φέρουσας λιθοδομής. Μέσα από αρχικές διακριτοποιήσεις και αναλύσεις οι οποίες έγιναν σε διάφορα προπαρασκευαστικά μοντέλα, επιλέχθηκε το τελικό μοντέλο προς περαιτέρω εξέταση. Όσο αφορά τις δυναμικές φορτίσεις που επιβλήθηκαν στον φορέα, χρησιμοποιήθηκαν επιταχυνσιογραφήματα πραγματικών σεισμών οι οποίοι έχουν καταγραφεί και εισήχθησαν στο πρόγραμμα με την μορφή πίνακα. Κατόπιν μορφώθηκαν τα μοντέλα των επεμβάσεων όπου και αναλύθηκαν για τις διάφορες διεγέρσεις και προβήκαμε στην σύγκριση των αποτελεσμάτων της εκάστοτε επιλεγμένης λύσης. Μετά το πέρας των αναλύσεων, έγινε σχολιασμός των αποτελεσμάτων, της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων που επιβλήθηκαν, λαμβάνοντας υπόψην και τις τεχνικές δυσκολίες που εμπεριέχουν, ενώ διατυπώνονται εναλλακτικά σενάρια επέμβασης και προτάσεις μελλοντικής έρευνας. Τα παραπάνω παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 7 και εν συνεχεία κλείνουμε την παρούσα εργασία με την αναφορά στην βιβλιογραφία που μελετήθηκε.

## ABSTRACT

The present work refers to the study of the evaluation of seismic behavior and capacity of load-bearing masonry buildings and the effectiveness of their reinforcement methods using the finite element method. In particular, as case study an existing building located in the area of Western Crete which has been damaged was used for the seismic assessment, with the aim of enhancing it through the application of various techniques encountered in practice.

An attempt is made to investigate how to simulate load-bearing buildings and their reinforcement methods by using the finite element method by taking into account the technical aspects of implementing these methods (such as the consideration of rigid or resilient sidewall supports). At the same time, the effectiveness of the various intervention and reinforcement methods is presented through a parametric analysis integrating the existing pathologies at an early stage. (eg cracks, areas of reduced strength, etc.). Finally, from the analysis results the points of interest are identified and the relationship between the effectiveness of the interventions and their applicability, which are used as criteria in order to propose the final selection of interventions where could be implemented.

Beginning this paper some information are given about the materials and the types of existing masonry structures while the basic concepts and equations for determining the mechanical properties of masonry according the European Regulation EC6 with reference to relationships proposed by researchers are presented.

The basic principles of masonry building design, the main causes of pathology and the types of damage most commonly encountered in traditional construction are described in the following chapters. At the same time, reference is made to basic criteria and principles relating to the procedure of interventions and in addition the most commonly used techniques are presented, such as the use of metal tie rods, the creation of rigid concrete slabs, the procedure followed in order to increase stiffness of existing flexible floors, the creation of concrete tie beams etc.

Furthermore, the behavior of buildings under seismic excitations is studied, with reference to the methods of analysis and simulation of structures proposed by modern regulations. Further issues related to the use of the finite element method to the evaluation of static adequacy, dynamic behavior and reinforcement of load-bearing masonry buildings are presented.

The last chapters are concerning the analysis of an existing masonry building that has been damaged due to earthquakes and reinforcement is needed to be applied. The methodology to form the finite element models is presented, as well as the results of the analyses for several seismic excitations. Subsequently the comparison of the results related to the different reinforcement techniques which are applied to the models is given. Commenting on the results alternative intervention scenarios that could be implemented are formulated, and finally suggestions for future research on this topic are proposed.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΙ ΔΟΜΗΣΗΣ

## 1.1 Γενικά

Η τοιχοποιία είναι από τα αρχαιότερα δομικά υλικά. Η πλειοψηφία των μνημειακών κατασκευών τόσο στην Ελλάδα όσο και διεθνώς είναι κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία.
Παρόλα αυτά , οι γνώσεις μας για τη μηχανική της συμπεριφορά και την απόκριση των κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι σχετικά περιορισμένες.
Η ανάπτυξη της έρευνας γύρω από την τοιχοποιία ήταν σημαντική, κατά την τελευταία εικοσαετία, κυρίως στις Η.Π.Α., με αποτέλεσμα τη σύνταξη Σύγχρονων Κανονισμών και Κωδίκων. Στην Ευρώπη παρατηρείται ανάλογη δραστηριότητα, που το 1989 κατέληξε στο πρώτο ευρέως αποδεκτό νομοθετικό πλαίσιο, τον Ευρωκώδικα 6 (EC6), ο οποίος παρέχει τις αρχές υπολογισμού των τοιχοποιιών ως δομικών στοιχείων, αλλά και του φέροντα οργανισμού των κτιρίων.
Οι περισσότερες κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία στην χώρα μας, έχουν κατασκευαστεί σύμφωνα με εμπειρικές μεθόδους, οι οποίες καθιερώθηκαν στο πέρασμα των αιώνων μέσα από επαναληπτικές διαδικασίες .
Με το πέρασμα του χρόνου, στις κατασκευές αυτές, μειώνεται η ικανότητα αντίστασης σε καταπονήσεις, με αποτέλεσμα στις μέρες μας να έχουν απολέσει σημαντικό ποσοστό από την φέρουσα ικανότητά τους. Τα κυριότερα αίτια για αυτή την εξασθένιση της αντοχής τους είναι η απουσία συντήρησης (εγκατάλειψη), οι ανεπιτυχείς επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό και η γήρανση των υλικών.
Τέτοια κτίρια είναι πολύ πιθανό να πρέπει να αποκατασταθούν και να ενισχυθούν στατικά, προκειμένου να επαναχρησιμοποιηθούν.

Ωστόσο, οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 6 και 8 καθώς και ΝΕΑΚ, για τον έλεγχο και τη διαστασιολόγηση των προτεινόμενων επεμβάσεων και του φέροντα οργανισμού, γίνονται ολοένα και πιο αυστηρές. Ιδιαίτερη σημασία έχει και η ανάπτυξη ενός κειμένου ΄΄Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας΄΄ (ΚΑΔΕΤ) το οποίο πραγματεύεται αποκλειστικά τα θέματα της φέρουσας τοιχοποιίας.
Η ασυμβατότητα αυτή μεταξύ της μειούμενης αντοχής των παλαιών κτιρίων και των ολοένα αυστηρότερων διατάξεων των ισχυόντων κανονισμών οδηγεί στην υιοθέτηση λύσεων στατικής αποκατάστασης, οι οποίες αρκετές φορές αλλοιώνουν σημαντικά το αρχικό φέρον σύστημα των υφισταμένων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.
Το αρχικό φέρον σύστημα αυτών των κτιρίων είναι ένα στοιχείο το οποίο πρέπει να διατηρείται, να συντηρείται και να αναδεικνύεται σε μια μελέτη αποκατάστασης και επανάχρησης. Εξάλλου, σε κτίρια τα οποία έχουν χρόνο ζωής αιώνων, έχει αποδειχθεί η ικανότητά τους να ανθίστανται σε δυσμενείς φορτίσεις .
Οπότε στις περιπτώσεις κατά τις οποίες δεν μεταβάλλονται τα φορτία λειτουργίας των κτιρίων αυτών, μια πιθανή μέθοδος αντιμετώπισης είναι η προσαρμογή των μεθόδων υπολογισμού και ανάλυσης, έτσι ώστε να μη μεταβάλλεται η αντοχή (σε κατακόρυφα και οριζόντια φορτία) που επέδειξε το κτίριο στο πέρασμα των αιώνων.

Στην Ελλάδα αλλά και διεθνώς μπορούμε να συναντήσουμε μια ποικιλία κτιρίων από τοιχοποιία, η οποία εξαρτάται από τα διαθέσιμα υλικά, τις κλιματολογικές και λειτουργικές απαιτήσεις, την τεχνική γνώση και τις ιδιαίτερες παραδοσιακές πρακτικές στις διάφορες περιοχές.

## 1.2 Υλικά και δόμηση του κατακόρυφου και οριζόντιου φέροντα οργανισμού

### 1.2.1 Κατακόρυφος φέρων οργανισμός

Μια κατάταξη των τύπων της τοιχοποιίας μπορεί αρχικώς να γίνει ανάλογα με τα υλικά της κατασκευής (λίθοι, ωμόπλινθοι, οπτόπλινθοι, τσιμεντόλιθοι), τον τρόπο δόμησης και το δομικό σύστημα (απλή, περισφιγμένη, οπλισμένη τοιχοποιία) κ.α.

Α) Ανάλογα με το υλικό δόμησης διακρίνονται σε Λιθοδομές- Πλινθοδομές- Τσιμεντολιθοδομές και Μικτές. Η παρούσα εργασία πραγματεύεται με την πρώτη κατηγορία (λιθοδομή) οπότε παρακάτω θα δώσουμε συνοπτικά τα κύρια στοιχεία της.

Λιθοδομές είναι οι κατασκευές που απαρτίζονται από φυσικούς λίθους με τον πιο σύνηθες λίθο να αποτελεί τον ασβεστόλιθο. Ανάλογα με την επεξεργασία του λίθου χωρίζονται σε κατηγορίες:

- Ξηρολιθοδομές, που αποτελούνται από ακατέργαστους φυσικούς λίθους, χωρίς τη χρήση συνδετικού κονιάματος. Αποτελεί την παλαιότερη μέθοδο λιθοδομής.
- Αργολιθοδομές, που αποτελούνται από ακατέργαστους λίθους, με τη χρήση συνδετικού κονιάματος.
- Ημιλαξευμένες λιθοδομές, οι οποίες κατασκευάζονται με λίθους που έχουν υποστεί επεξεργασία στις έδρες τους με σκοπό την καλύτερη επαφή μεταξύ των λίθων και την ομαλή ροή των φορτίων.
- Λαξευτές ή Λαξεμένες λιθοδομές, οι οποίες κατασκευάζονται από πλήρως κατεργασμένους λίθους από όλες τις έδρες. Με τον τρόπο αυτό τα λιθοσώματα αποκτούν τέλεια επαφή και η κατασκευή συμπεριφέρεται κατακόρυφα ως ολόσωμη. Η οριζόντια σύνδεση επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων εγκοπών όπου τοποθετούνται μεταλλικοί σύνδεσμοι είτε μέσω κατάλληλου σχήματος που δίνουν οι τεχνίτες στις έδρες που εφάπτονται μεταξύ τους οριζόντια.

Β) ανάλογα με τον τρόπο πλήρωσης του σώματος της τοιχοποιίας διακρίνονται σε

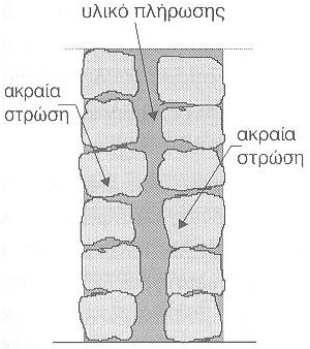
- Συμπαγείς

Λέγονται οι τοιχοποιίες στις οποίες δεν διακρίνονται κατακόρυφες στρώσεις τοίχων σε απόσταση μεταξύ τους. Τις συναντάμε ως:

1) Μπατικές, οι οποίες έχουν πάχος περίπου 20-25cm.
2) Υπερμπατικές, οι οποίες έχουν πάχος μεγαλύτερο από 25cm.
3) Δίστρωτες: αποτελούμενες από δύο κατακόρυφες στρώσεις συνδεδεμένες μεταξύ τους με αρμό και εσωτερικό πυρήνα μικρού πλάτους είτε με διάτονες λίθους.

- Κοίλες ή με πυρήνα:

Λέγονται οι τοιχοποιίες οι οποίες αποτελούνται από δύο εξωτερικές στρώσεις τοίχου (πάχους τουλάχιστον 10cm ο καθένας), σχηματίζοντας κενό (πυρήνα) μεταξύ τους (πάχους 2.5-10cm) όπου είτε τοποθετούνται συνδετήριοι λίθοι ή μεταλλικοί σύνδεσμοι κατά την οριζόντια έννοια για τη συγκράτηση των δύο απέναντι στρώσεων είτε πληρώνεται το κενό (τρίστρωτες) με υλικά όπως κροκαλόδεμα, μικρές πέτρες και κονίαμα από σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονίαμα (σχ.1.1).




*Σχ. 1.1 : Παράδειγμα τρίστρωτης τοιχοποιίας*

- Ισόδομες:

Λέγονται οι τοιχοποιίες των οποίων οι λίθοι έχουν ισομεγέθη ορθογώνια παραλληλεπίπεδα σχήματα.

- Ανισόδομες:

Λέγονται οι τοιχοποιίες στις οποίες δεν υπάρχουν συνεχείς στρώσεις τοιχοσωμάτων σε όλη την έκτασή τους και η ορατή επιφάνεια των λίθων (πρόσωπο) δεν έχει ορθογωνικό σχήμα.

- Μικτές:

Λέγονται οι τοιχοποιίες οι οποίες αποτελούνται από στρώσεις διαφορετικού υλικού είτε κατά μήκος, είτε κατά πλάτος είτε καθ'ύψος.

Γ) ανάλογα με τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας σε επίπεδο κατασκευής διακρίνονται σε :

- Άοπλες:

Λέγονται οι τοιχοποιίες που κατασκευάζονται από τοιχοσώματα συνδεδεμένα μεταξύ τους με ή χωρίς κονίαμα, χωρίς προσθήκη οπλισμού ή άλλων ενισχυτικών μεθόδων για την αύξηση της αντοχής

- Διαζωματικές:

Η διαζωματική τοιχοποιία είναι ένα δομικό σύστημα στο οποίο η τοιχοποιία περικλείεται από οριζόντια και κατακόρυφα δομικά στοιχεία είτε από ξύλο παλαιότερα (σχ. 1.2), είτε από μέταλλο είτε από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος με τα οποία σχηματίζει ένα είδος πλαισιακής κατασκευής.

Τα οριζόντια διαζώματα τοποθετούνται κυρίως στις στάθμες των δαπέδων και ορόφων κατά μήκος του τοίχου με πιθανή επανάληψή τους σε διάφορα ύψη, στην θέση έδρασης της στέγης, στην στέψη της θεμελίωσης. Τα κατακόρυφα διαζώματα τοποθετούνται σε κατασκευές υψηλών απαιτήσεων.

Ο κύριος ρόλος των συνεχών οριζόντιων διαζωμάτων είναι να ενισχύσουν την εκτός επιπέδου καμπτική λειτουργία των τοιχοποιιών, αναλαμβάνοντας τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις κάθετα στο επίπεδο του τοίχου και μεταφέροντάς τες στους εγκάρσιους τοίχους. Για το λόγο αυτό, σε παχείς τοίχους οι ξυλοδεσιές, ή τα μεταλλικά διαζώματα, διαμορφώνονται, ως δικτυώματα σε οριζόντιο επίπεδο. Αντίστοιχα, τα διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα καταλαμβάνουν ολόκληρο το πλάτος της τοιχοποιίας, ενώ έχουν σχετικά χαμηλό ύψος, καθώς καλούνται να λειτουργήσουν ως δοκοί καμπτόμενες σε οριζόντιο επίπεδο.

*Σχ. 1.2 : Απεικόνιση ξύλινου οδοντωτού διαζώματος (πρ. αρχείο)*

Όσο αφορά τις κατασκευαστικές απαιτήσεις, ελάχιστες απαιτήσεις σε οπλισμό, επικάλυψη των οπλισμών αλλά και τις αποστάσεις μεταξύ των διαζωμάτων, οι κανονισμοί που υφίστανται παρέχουν περισσότερες πληροφορίες.
Πρέπει να σημειωθεί ότι, ο νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός αναγνωρίζει τη βασική συμβολή των διαζωμάτων στην αύξηση της χαμηλής πλαστιμότητας των άοπλων τοιχοποιιών και διαφοροποιεί αντίστοιχα τις τιμές των συντελεστών συμπεριφοράς της κατασκευής:

- Τοιχοποιία με οριζόντια διαζώματα: q = 1.5.
- Τοιχοποιία με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα: q = 2.0.
- Τοιχοποιία οπλισμένη (κατακορύφως και οριζοντίως): q = 2.5.

Σημειώνεται ότι για την περίπτωση άοπλης τοιχοποιίας χωρίς διαζώματα δεν ορίζεται τιμή για τον συντελεστή συμπεριφοράς.

- Οπλισμένες:

Λέγονται οι τοιχοποιίες που ενισχύονται με ράβδους οπλισμού, αυξάνοντας την αντοχή τους σε ανακυκλιζόμενη ένταση (για δράσεις μέσα και έξω από το επίπεδό τους) βοηθώντας στη μείωση της μάζας τους.
Διακρίνονται σε τοιχοποιίες με οπλισμό μέσα στον πυρήνα τους (οριζόντιοι και κατακόρυφοι χαλύβδινοι ράβδοι/συνδετήρες και γέμισμα του κενού με τσιμεντοκονίαμα) , σε τοιχοποιίες με διάσπαρτο οπλισμό εντός των λιθοσωμάτων (οριζόντιοι ράβδοι στα σημεία των αρμών και κατακόρυφοι ράβδοι στις ανοιγόμενες οπές των λιθοσωμάτων) και σε περισφιγμένες.
Η περισφιγμένη τοιχοποιία είναι ένας συνδυασμός που αποτελείται από κατακόρυφες ζώνες οπλισμένου σκυροδέματος που συνοδεύεται με προσθήκη οριζόντιου οπλισμού στους αρμούς, ο οποίος αγκυρώνεται περιβάλλοντας τον κατακόρυφο.

- Προεντεταμένες:

Προεντεταμένη είναι η τοιχοποιία στην οποία έχουν εισαχθεί θλιπτικές τάσεις ώστε να είναι σε θέση να αντέξει φορτίσεις που προκαλούν μεγάλες εφελκυστικές τάσεις.

## 1.2.2 Οριζόντιος φέρων οργανισμός

Ο οριζόντιος φέρων οργανισμός ο οποίος ορίζεται ως η ύπαρξη πατωμάτων, δωμάτων και στεγών στις κατασκευές, εμφανίζει μεγάλη ποικιλία και πολυτυπία ακολουθώντας την δομική τεχνική ανά εποχή. Τα βασικά μηχανικά χαρακτηριστικά των πατωμάτων ή δωμάτων που επηρεάζουν καθοριστικά τη συμπεριφορά των κτιρίων υπό κατακόρυφα αλλά κυρίως υπό οριζόντια σεισμικά φορτία είναι τα ακόλουθα:

α. Ο βαθμός της διαφραγματικής λειτουργίας.
β. Ο ισότροπος ή μη χαρακτήρας της απόκρισής τους.
γ. Το βάρος του πατώματος.
δ. Η εμφάνιση ή μη οριζόντιων ωθήσεων υπό κατακόρυφα φορτία

Οι συνηθέστεροι τύποι που συνήθως απαντώνται σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία είναι οι εξής (ΟΑΣΠ 2001):

- Πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος

Οι πλάκες από Ο.Σ. εμφανίζουν πολύ μεγάλη δυσκαμψία μέσα στο επίπεδό τους και κατά συνέπεια εξασφαλίζουν πλήρη διαφραγματική λειτουργία. Με την προϋπόθεση καλήςσύνδεσης με τις υποκείμενες τοιχοποιίες είναι ικανές να μεταφέρουν τα κατακόρυφα και να διανύμουν τις σεισμικές εντάσεις στις υποκείμενες τοιχοποιίες ακολουθώντας την ισότροπη διαφραγματική λειτουργία.
Δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό κατακόρυφα φορτία επί των τοιχοποιιών στις οποίες στηρίζονται.
Εάν θα μπορούσαμε να προσδώσουμε κάτι αρνητικό σε αυτόν τον τύπο πατώματος, αυτό θα ήταν οτι το βάρος των πλάκων από Ο.Σ. συγκρινόμενο με αυτό των άλλων τύπων πατωμάτων είναι μέσο έως μεγάλο ανάλογα με το μέγεθος του ανοίγματος που καλούνται να γεφυρώσουν.

- Πατώματα επί σιδηροδοκών με πλινθοπλήρωση:

Αποτελούνται από φέρουσες σιδηροδοκούς (διπλά ταυ) ανά αποστάσεις 0.60m περίπου και διακρίνονται σε δύο τύπους ανάλογα με το είδος της πλινθοπλήρωσης.
1. Ελαφρού τύπου με επίπεδες διάτρητες πλίνθους που γεφυρώνουν το κενό με απλή παράθεσή τους μεταξύ των σιδηροδοκών (τύπος βΙ), και
2. βαρέως τύπου με καμαρωτή πλινθοδόμηση από μικρές συνήθεις διάτρητες πλίνθους (τύπος βΙΙ).

Εξασφαλίζουν μικρή έως μέση δυσκαμψία στο επίπεδό τους με αντίστοιχη διαφοροποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας του πατώματος.
Εμφανίζουν σημαντική διαφοροποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας κατά κατεύθυνση εξαιτίας της έδρασης των μεταλλικών δοκών επί των φερουσών τοιχοποιιών σε μία μόνο από τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Ιδιαίτερα τα πατώματα ελαφρού τύπου εμφανίζουν έντονη ανισοτροπία δυσκαμψίας εντός του επιπέδου τους λόγω μικροολισθήσεων μεταξύ επίπεδων πλίνθων και σιδηροδοκών.
Το βάρος τους κυμαίνεται από σχετικά μικρό έως μέσο για τα ελαφρού τύπου πατώματα επίπεδης πλινθοπλήρωσης και από μέσο έως μεγάλο για τα βαρέως τύπου πατώματα με καμαρωτή πλινθοδόμηση.
Δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία επί των φερουσών τοιχοποιιών. Οι σχετικά ασθενείς ωθήσεις των καμάρων στα πατώματα βαρέως τύπου, αλληλοαναιρούνται στις μεσαίες σιδηροδοκούς, ενώ στις ακραίες σιδηροδοκούς αναλαμβάνονται από αυτές με υποβοήθησή τους μέσω εγκάρσιων μεταλλικών ράβδων – ελκυστήρων, που συνδέουν τις σιδηροδοκούς μεταξύ τους.

- Ξύλινα πατώματα (σανίδωμα επί ισχυρών ξύλινων δοκών)

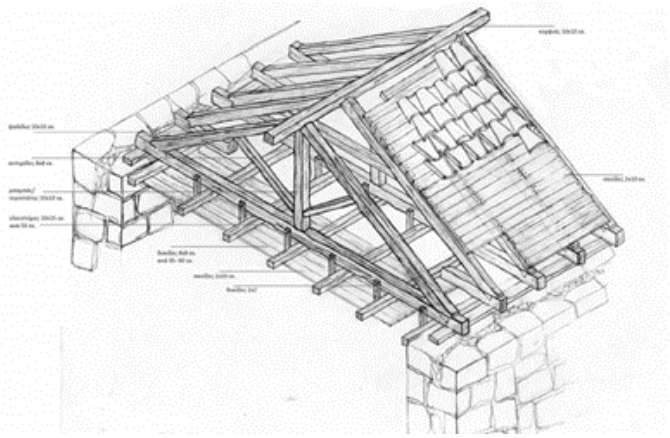
Τα ξύλινα πατώματα συνήθως έχουν ορθογωνική κάτοψη, αποτελούνται από σύστημα παράλληλων δοκών σε απόσταση περίπου 0,60m, αμφιέρειστα εδρασμένων ως κυλίσεις (δηλαδή με δυνατότητα οριζόντιας μετατόπισης), με καρφωμένο σανίδωμα το οποίο δημιουργεί αμφιέρειστες πλάκες.
Πολλές φορές συναντάται ελαφρό ταβάνωμα (λεπτό μη φέρον σανίδωμα) καρφωμένο επί των κάτω πελμάτων των ξύλινων δοκών. Σπανιότερα συναντάται διπλό σανίδωμα, το οποίο αποτελείται από δύο επάλληλες στρώσεις διασταυρούμενων σανίδων.
Το βάρος τους είναι σχετικά μικρό και δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία στις φέρουσες τοιχοποιίες. Εξασφαλίζουν μικρή και σε περίπτωση διπλού σανιδώματος μέση δυσκαμψία στο επίπεδό τους με αντίστοιχη διαφοροποίηση της διαφραγματικής λειτουργίας του πατώματος.

- Κτιστά πατώματα μονής ή διπλής καμπυλότητας

Αποτελούνται από πλινθόκτιστες ή λιθόκτιστες καμάρες (απλή καμπυλότητα), διασταυρούμενες καμάρες (σταυροθόλια) ή θόλους (διπλή καμπυλότητα). Η επιπέδωση εξασφαλίζεται με μπάζωμα. Ο τύπος αυτός πατωμάτων εξασφαλίζει μεγάλη δυσκαμψία και ισχυρή διαφραγματική λειτουργία, όντας ωστόσο ασαφής η στάθμη του διαφραγματικού επιπέδου.
Η δομητική εμπλοκή του πατώματος με τους φέροντες τοίχους της περιμέτρου έχει αντίκτυπο στην ισότροπη ή μη απόκρισή του ενώ μειονεκτούν στο ότι έχουν πολύ μεγάλο βάρος και ασκούν σημαντικές ωθήσεις επί των τοιχοποιιών με αποτέλεσμα να απαιτείται αυξημένο πάχος λιθοδομής.

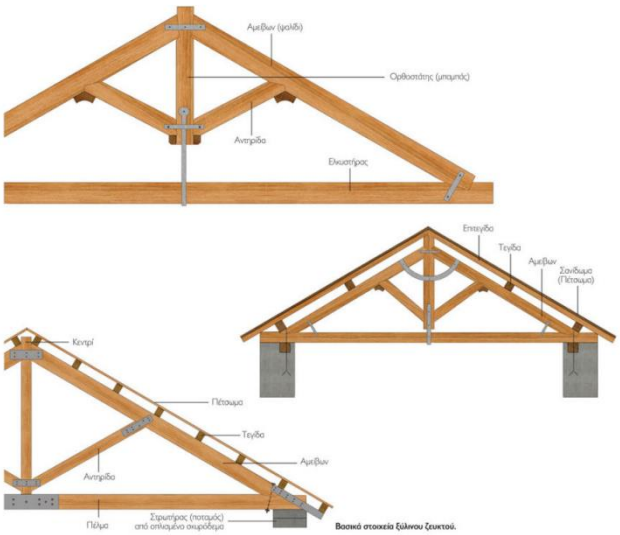
➢ Στέγες

Οι στέγες κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία κατά κανόνα απαρτίζονται από ξύλινα ζευκτά ανά αποστάσεις περίπου 0.8 έως 2.0m με τεγίδες, σανίδωμα και επικάλυψη (σχ. 1.3).



*Σχ.1.3 : Παραδοσιακή στέγη με ανηρτημένη οροφή(πηγή: Διαλέξεις ΕΜΠ)*

Τα ζευκτά (σχ. 1.4) εδράζονται στο κορυφαίο διάζωμα των φερουσών τοιχοποιιών ή σε ξύλινες δοκούς (ποταμοί) ενσωματωμένες κατά μήκος της στέψης των τοίχων .
Η εγκάρσια σύνδεση των ζευκτών εξασφαλίζεται μέσω εγκάρσιων συνδέσμων σε κατακόρυφα επίπεδα, καθώς και μέσω των ξύλινων τεγίδων ή και του σανιδώματος.
Βασική προϋπόθεση για την θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας η οποία να μπορεί να θεωρηθεί οτι συνεισφέρει στην λειτουργία του κτιρίου είναι η άρτια δικτύωση των ζευκτών, η εξασφάλιση της συνέχειας στις ματίσεις των επιμήκων δοκών κάτω πέλματος, οι συνδέσεις στους κόμβους, η επαρκής σύνδεση των ζευκτών στις θέσεις έδρασής τους (είτε με ξύλινους ποταμούς ή προτιμότερο με ισχυρό κορυφαίο διάζωμα) και η ύπαρξη ισχυρών εγκάρσιων συνδέσμων ή ισχυρού πλήρους σανιδώματος.
Η ανεπαρκής δικτύωση των ζευκτών προκαλεί την έντονη καμπτική καταπόνηση των στοιχείων με αποτέλεσμα συχνά να παρατηρούνται βυθίσεις που επηρρεάζουν την ασφάλεια της κατασκευής. Επίσης σε περίπτωση ανεπαρκούς δικτύωσης και συνδέσεων στους κόμβους των ζευκτών εμφανίζεται το λεγόμενο ΄΄άνοιγμα και κάθισμα΄΄ της στέγης το οποίο συντελεί στην ανάπτυξη ωθήσεων οριζόντιας διελυθυνσης επί των περιμετρικών τοιχοποιιών έδρασης.




*Σχ. 1.4 : Τυπικό ξύλινο ζευκτό (πηγή: Εκδόσεις ΚΤΙΡΙΟ)*

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.
# ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

## 2.1 Γενικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

Όπως γίνεται αντιληπτό και από το προηγούμενο κεφάλαιο, η εν γένει ανομοιογένεια και ανισοτροπία του υλικού καθώς και η αδυναμία ελέγχου της ποιότητας της τοιχοποιίας από λιθοδομή, καθιστά τον προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων της αρκετά δυσχερής.

Είναι κοινώς αποδεκτό ότι η θλιπτική αλλά και διατμητική, εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά των τοιχοσωμάτων, τα χαρακτηριστικά του κονιάματος και τις συνθήκες που επικρατούν στην τοιχοποιία. Επιπρόσθετοι παράγοντες που έχουν επίδραση στην συμπεριφορά της είναι το υλικό και το πάχος των αρμών, το ύψος των τοιχοσωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν αλλά και η διαπλοκή και σύνδεσή τους, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες ο τύπος του τοίχου και η διεύθυνση φόρτισης, καθώς και επιπρόσθετοι παράγοντες όπως η λανθασμένη αναλογία μείγματος κονιάματος, ο μη κατάλληλος ρυθμός απορρόφησης υγρασίας του κονιάματος, η κακή αρμολόγηση, η απόκλιση από την κατακόρυφο, η κατασκευή υπό ακραίες κλιματολογικά συνθήκες (Καραντώνη, 2004).
Συνεπώς οι μηχανικές ιδιότητές της εξαρτώνται από μεγάλο αριθμό παραγόντων και ο προσδιορισμός τους συγκεντρώνει ερευνητικό ενδιαφέρον με στόχο τη σύγκριση πειραματικών δεδομένων με θεωρητικές σχέσεις. Σημειώνεται ότι κατά την πραγματοποίηση πρότυπων δοκιμών για τον πειραματικό προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας δεν μπορούν να προσομοιωθούν ικανοποιητικά οι πραγματικές συνθήκες λειτουργίας στο εργαστήριο, συνεπώς είναι αμφίβολη η αντιστοιχία μετρημένης και πραγματικής τιμής της ιδιότητας του σύνθετου υλικού.

Ωστόσο, επειδή οι τοιχοποιίες υποβάλλονται μονίμως σε θλίψη, ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής τους έχει ιδιαίτερο ενδιαφέρον. Η θλιπτική αντοχή της τοιχοιποιίας εξαρτάται από την θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος και του κονιάματος , τον τύπο και το ύψος των λιθοσωμάτων , καθώς και από το πάχος των αρμών (Τάσιος ,1992-Βέρρας κ.ά. ,2004 - ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 6,2005).

## 2.2 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

### 2.2.1 Θλιπτική αντοχή τοιχιποιίας κατά τον Ευρωκώδικα 6 (EC 6)

Ο ευρωπαϊκός κανονισμός επιτρέπει την χρήση των παρακάτω εξισώσεων

$f_{wc,k} = K\, f_b^{\alpha}\, f_m^{\beta}$ (N/mm$^2$) για κονίαμα γενικής χρήσης
$f_{wc,k} = K\, f_b^{\alpha}$ για κονίαμα λεπτής στρώσης
όπου:
$f_{wc,k}$ :η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας
$f_b$: η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων
$f_m$: η θλιπτική αντοχή του κονιάματος
α: σταθερά με τιμές 0,70 για κονίαμα γενικής χρήσης και 0,85 για κονίαμα λεπτής στρώσης
β: σταθερά με τιμή 0,30

K: σταθερά που εξαρτάται από τον τύπο του λιθοσώματος και του κονιάματος. Οι τιμές του K δίνονται στον πίνακα 2.1 με τις συνήθεις τιμές να κυμαίνονται από 0,40 έως 0,60

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού δίνεται από την εξίσωση: $f_{wd} = f_{wck}/\gamma_m$ όπου, $\gamma_m$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για την τοιχοποιία, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την επίδραση της ποιότητας κατασκευής της τοιχοποιίας στην αντοχή της. Στον EN 1996 ορίζονται 5 κατηγορίες ελέγχου της δόμησης της τοιχοποιίας (classes) και δύο κατηγορίες ελέγχου της παραγωγής τοιχοσωμάτων (categories) και στη συνέχεια ο συντελεστής ασφάλειας καθορίζεται με την επιλογή του κατάλληλου συνδυασμού τους από τον Πίνακα 2.2.

*Πίνακας 2.1: Οι τιμές του K για κονιάματα γενικής χρήσης,λεπτής στρώσης και ελαφροβαρή (Eurocode 6, 2005)*

| Τοιχόσωμα | | Κονίαμα γενικής χρήσης | Κονίαμα λεπτής στρώσης ($\geq 0.5mm$ και $\leq 3mm$) | Ελαφροβαρές κονίαμα πυκνότητας | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $600 < \rho \leq 800$ $kg/m^3$ | $800 < \rho \leq 1500$ $kg/m^3$ |
| Αργιλικό | Ομάδα 1 | 0.55 | 0.75 | 0.30 | 0.40 |
| | Ομάδα 2 | 0.45 | 0.70 | 0.25 | 0.30 |
| | Ομάδα 3 | 0.35 | 0.50 | 0.20 | 0.25 |
| | Ομάδα 4 | 0.35 | 0.35 | 0.20 | 0.25 |
| Πυριτικού ασβεστίου | Ομάδα 1 | 0.55 | 0.80 | Δεν χρησ/ται | Δεν χρησ/ται |
| | Ομάδα 2 | 0.45 | 0.65 | Δεν χρησ/ται | Δεν χρησ/ται |
| Τσιμεντόλιθος | Ομάδα 1 | 0.55 | 0.80 | 0.45 | 0.45 |
| | Ομάδα 2 | 0.45 | 0.65 | 0.45 | 0.45 |
| | Ομάδα 3 | 0.40 | 0.50 | Δεν χρησ/ται | Δεν χρησ/ται |
| | Ομάδα 4 | 0.35 | Δεν χρησ/ται | Δεν χρησ/ται | Δεν χρησ/ται |
| Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα | Ομάδα 1 | 0.55 | 0.80 | 0.45 | 0.45 |
| Βιομηχανική πέτρα | Ομάδα 1 | 0.45 | 0.75 | Δεν χρησ/ται | Δεν χρησ/ται |
| Λαξεμένη φυσική πέτρα | Ομάδα 1 | 0.45 | Δεν χρησ/ται | Δεν χρησ/ται | Δεν χρησ/ται |

*Πίνακας 2.2: Επιμέρους συντελεστής ασφάλειας υλικών (Eurocode 6, 2005)*

| Υλικό | | $\gamma_M$ Κατηγορία | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| | Τοιχοποιία από: | | | | | |
| A | Λιθοσώματα Κατηγορίας I, κονίαμα με μελέτη σύνθεσης | 1.5 | 1.7 | 2.0 | 2.2 | 2.5 |
| B | Λιθοσώματα Κατηγορίας I, προδιαγεγραμμένο κονίαμα | 1.7 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.7 |
| C | Λιθοσώματα Κατηγορίας II, οποιοδήποτε κονίαμα | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.7 | 3.0 |
| D | Συνάφεια του χάλυβα οπλισμού | 1.7 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.7 |
| E | Χάλυβας οπλισμού και χάλυβας προέντασης | 1.15 | | | | |
| F | Δευτερεύοντα στοιχεία | 1.7 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.7 |
| G | Υπέρθυρα σύμφωνα με EN 845-2 | 1.5 έως 2.5 | | | | |

Όσον αφορά στις κατηγορίες ελέγχου δόμησης, ο EK6 δεν ορίζει σαφώς τα όριά τους, αλλά περιγράφει τους παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψη από τα κράτη-μέλη κατά τον καθορισμό τους. Στο Εθνικό Προσάρτημα του 1998-1, αρκετά προγενέστερο του EK6

(EN 1996, 2005), ορίζονται 3 κατηγορίες ελέγχου, ενώ στο πιο πρόσφατο δεν γίνεται κάποια σχετική αναφορά.

*Πίνακας 2.3 : Επί μέρους συντελεστής ασφάλειας υλικών κατά EC6 (EN1996, 2005), βάσει του Εθνικού Προσαρτήματος, για τρεις Στάθμες ποιοτικού ελέγχου κατασκευής*

| Υλικό | | $\gamma_M$ Κατηγορία 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|---|---|
| | Τοιχοποιία από: | | | |
| Α | Λιθοσώματα Κατηγορίας I, κονίαμα με μελέτη σύνθεσης | 1.7 | 2.0 | 2.2 |
| Β | Λιθοσώματα Κατηγορίας I, προδιαγεγραμμένο κονίαμα | 2.0 | 2.2 | 2.5 |
| Γ | Λιθοσώματα Κατηγορίας II, οποιοδήποτε κονίαμα | 2.2 | 2.5 | 2.7 |
| Δ | Συνάφεια του χάλυβα οπλισμού | 2.0 | 2.2 | 2.5 |
| Ε | Χάλυβας οπλισμού και χάλυβας προέντασης | 1.15 | 1.15 | 1.15 |
| ΣΤ | Δευτερεύοντα στοιχεία | 2.0 | 2.2 | 2.5 |
| Ζ | Υπέρθυρα σύμφωνα με EN 845-2 | 1.7 | 2.0 | 2.2 |

### 2.2.2 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας με χρήση εναλλακτικών εξισώσεων

Εκτός από τη σχέση που προτείνεται από τον ευρωπαϊκό κανονισμό, έχουν διατυπωθεί πλήθος άλλων ανάλογα με τον τύπο, την δομή και τα δομικά υλικά της τοιχοποιίας.
Η εξίσωση για τον υπολογισμό της μέσης θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας που προτείνεται από τον Τάσιο είναι

1) $$f_{wc} = \xi * \left( \left( \frac{2}{3}\sqrt{fbc} - \alpha \right) + \beta * f_{mc} \right) \text{ (MPa)}$$

όπου:
$f_{bc}$ : η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος
$f_{mc}$: η θλιπτική αντοχή του κονιάματος
α: συντελεστής που εκφράζει την επιρροή της μορφής του λιθοσώματος και του τρόπου δόμησης και λαμβάνει τιμές
α= 0,00 για τεχνητούς ή λαξεμένους φυσικούς λίθους,
α = 0,50-1,50 για ημιλαξευτούς φυσικούς λίθους (μέτρια ακανονικότητα)
α = 1,50- 2,50 για αργούς φυσικούς λίθους, κροκάλες (μεγάλη ακανονικότητα)
β: συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος – κονιάματος και λαμβάνει τιμές
β = 0,5 για λιθοδομή με τραχειά λιθοσώματα,
β = 0,1 για οπτοπλινθοδομή ή πολύ λείους λίθους
ξ: συντελεστής που εκφράζει την επιρροή του πάχους των αρμών και του όγκου του κονιάματος και λαμβάνει τιμή σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση

$$\xi = [\,1 - 0{,}8(\kappa - \kappa_o)^{\frac{1}{3}}\,] \quad \text{ή} \quad \xi = \frac{1}{[1 + 3{,}5(\kappa - \kappa_0)]}$$

Όπου, κ = όγκος κονιάματος / όγκος τοιχοποιίας και αν κ < 0,30 τότε το ξ = 1,00
$\kappa_o$ : συντελεστής που λαμβάνει τιμές
0,10 για ημιλαξευτούς λίθους
0,20 για λαξευτούς λίθους
0,30 για αργούς λίθους
0,25 για πλινθοδομές

0,30 για πλινθοδομές με συμπαγείς οπτόπλινθους
0,20 για πλινθοδομές με διάτρητους οπτόπλινθους

Η παραπάνω σχέση χρησιμοποιείται συνηθέστερα για τον υπολογισμό της αντοχής σε θλίψη μονόστρωτων ή δίστρωτων λιθοδομών με ύπαρξη διάτονων λιθοσωμάτων. Στην περίπτωση όπου έχουμε δίστρωτη τοιχοποιία χωρίς την ύπαρξη διάτονων λίθων, είναι πιο ορθό να υπολογίζεται η αντοχή κάθε παρειάς ξεχωριστά και να λαμβάνεται η μικρότερη από τις τιμές που θα προκύψουν.

Η θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας με όμοιες εξωτερικές παρειές μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέσεις ανάλογα με τον αν αποτελείται από όμοιες ή ανόμοιες εξωτερικές παρειές.

Στην περίπτωση <u>όμοιων παρειών</u> ισχύει η ακόλουθη σχέση:

2) $f = \frac{1}{\gamma_{Rd}}(2\,\lambda_e * \delta * f_{ce} + \lambda_\iota * f_{ci})/(1 + 2\delta)$

Όπου

δ : ο λόγος του πάχους της παρειάς προς το πάχος του υλικού πλήρωσης

$f_{ce}$ , $f_{ci}$ : η θλιπτική αντοχή των παρειών και του πυρήνα αντίστοιχα

$\lambda_e$ $\lambda_\iota$ : συντελεστές οι οποίοι αφορούν την αλληλεπίδραση των παρειών και του πυρήνα με τιμές 0,80 και 1,20 αντίστοιχα

$\gamma_{Rd}$: συντελεστής με σύνηθες τιμή 1,50

Ενώ στην περίπτωση όπου έχουμε <u>ανόμειες παρειές</u> γίνεται χρήση της εξίσωσης:

3) $f = \frac{1}{\gamma_{Rd}}(\lambda_e * (\delta_{e1} * f_{ce1} + \delta_{e2} * f_{ce2}) + \lambda_\iota * f_{ci})/(1 + \delta_{e1} + \delta_{e2})$

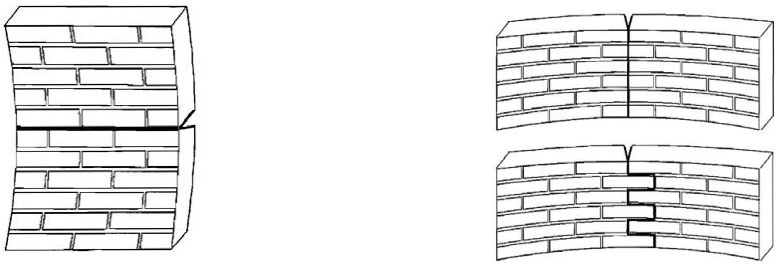
Όπου

$\delta_{e1}$ , $\delta_{e2}$ : οι λόγοι της κάθε παρειάς προς το πάχους του υλικού πλήρωσης

$f_{ce1}$ , $f_{ce2}$ , $f_{ci}$ : η θλιπτική αντοχή των παρειών και του πυρήνα αντίστοιχα

## 2.3 Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας

Γενικά, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τη συνεργασία του κονιάματος και των τοιχοσωμάτων και συγκεκριμένα από παράγοντες όπως η σύνθεση του κονιάματος και το είδος του τοιχοσώματος, καθώς επίσης από τη ροή ύδατος, τη συστολή των υλικών, το βαθμό και τη μεταβολή της ενυδάτωσης, το πορώδες, τη χημική συνεργασία και την εργασιμότητα. Λόγω ανισοτροπίας του υλικού, η εκτός επιπέδου κάμψη μπορεί να εμφανιστεί είτε παράλληλα (αντοχή $f$xk1) είτε κάθετα (αντοχή $f$xk2) στους αρμούς (Σχήμα 2.1). Σύμφωνα με τον ΕΚ6, τόσο η καθαρά εφελκυστική αντοχή όσο και η καμπτική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας πρέπει να προσδιορίζονται πειραματικά.



*α)* *β)*

*Σχήμα 2.1 Επίπεδα αστοχίας τοιχοποιίας σε κάμψη. (α) παράλληλα ($f$xk 1) , και (β) κάθετα ($f$xk 2) στις οριζόντιες στρώσεις κονιάματος.*

Για τον λόγο ότι η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι κατά πολύ μικρότερη από την θλιπτική, οι κανονισμοί δεν την λαμβάνουν υπόψην στον σχεδιασμό, στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό των δομημάτων, εκτός απ'την περίπτωση στάθμης επιτελεστικότητας «Α».. Ωστόσο, προδιαγράφεται μια καμπτική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας για φόρτιση κάθετα στο επίπεδό της και οι αντοχές της επιτρέπεται να λαμβάνονται από βάσεις δεδομένων. Επί πλέον, σε ορισμένες περιπτώσεις η υιοθέτηση μιας τιμής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας είναι απαραίτητη για τον έλεγχο επάρκειας των στοιχείων.

*Πίνακας 2.4 : Τιμές καμπτικής αντοχής παράλληλα στους αρμούς, $f$xk1. (EN1996, 2005).*

| Τοιχοσώματα | $f_{xk1}$ $(N/mm^2)$ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Κονίαμα γενικής χρήσης | | Κονίαμα λεπτής στρώσης | Ελαφροβαρές κονίαμα |
| | $f_m < 5\ N/mm^2$ | $f_m \geq 5\ N/mm^2$ | | |
| Αργιλικό | 0.10 | 0.10 | 0.15 | 0.10 |
| Ασβεστοπυριτικό | 0.05 | 0.10 | 0.20 | Δεν χρησ/ται |
| Τσιμεντόλιθος | 0.05 | 0.10 | 0.20 | Δεν χρησ/ται |
| Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα | 0.05 | 0.10 | 0.15 | 0.10 |
| Βιομηχανική πέτρα | 0.05 | 0.10 | Δεν χρησ/ται | Δεν χρησ/ται |
| Λαξεμένη φυσική πέτρα | 0.05 | 0.10 | 0.15 | Δεν χρησ/ται |

*Πίνακας 2.5.:Τιμές καμπτικής αντοχής κάθετα στους αρμούς, ƒxk2. (EN1996, 2005).*

| Τοιχοσώματα | | $f_{xk2}$ $(N/mm^2)$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Κονίαμα γενικής χρήσης | | Κονίαμα λεπτής στρώσης | Ελαφροβαρές κονίαμα |
| | | $f_m < 5\ N/mm^2$ | $f_m \geq 5\ N/mm^2$ | | |
| Αργιλικό | | 0.20 | 0.40 | 0.15 | 0.10 |
| Ασβεστοπυριτικό | | 0.20 | 0.40 | 0.30 | Δεν χρησ/ται |
| Τσιμεντόλιθος | | 0.20 | 0.40 | 0.30 | Δεν χρησ/ται |
| Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα | $\rho < 400\ kg/m^3$ | 0.20 | 0.40 | 0.20 | 0.15 |
| | $\rho \geq 400\ kg/m^3$ | 0.20 | 0.40 | 0.30 | 0.15 |
| Βιομηχανική πέτρα | | 0.20 | 0.40 | Δεν χρησ/ται | Δεν χρησ/ται |
| Λαξεμένη φυσική πέτρα | | 0.20 | 0.40 | 0.15 | Δεν χρησ/ται |

Ένας επιπρόσθετος τύπος που χρησιμοποιείται για να εκφράσει την τιμή της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποίας είναι ο ακόλουθος, όπου η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας κυμαίνεται σε ένα εύρος τιμών εξαρτώμενων από την χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της : $0{,}03\ f_{ck} < f_{tk} < 0.09\ f_{ck}$

Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας υπό εκτός επιπέδου κάμψη μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0,20 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος δομήσεως δεν υπερβαίνει τα 5,0 MPa και ίση με 0,40 MPa, όταν η θλιπτική αντοχή του κονιάματος είναι μεγαλύτερη από 5,0 MPa ( ΚΑΔΕΤ 2014)

## 2.4 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται κυρίως από την διατμητική αντοχή που αναπτύσσεται ανάμεσα στα λιθοσώματα και στο κονίαμα fvko καθώς και από την επιβαλλόμενη θλιπτική τάση σχεδιασμού που επιβάλλεται σd (Βέρρας κ.ά., 2004 – Τάσιος ,1992 – Eurocode 6, 2005).

Σύμφωνα με τον EC6 για τις τοιχοποιίες με κονίαμα στρώσης και για πλήρως γεμισμένους αρμούς η χαρακτηριστική διαμτητική αντοχή της τοιχοποιίας δίνεται από την εξίσωση :
$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma d \leq 0{,}065 * f_b$
Όπου:
$f_{vk0}$ : διατμητική αντοχή για μηδενική θλιπτική τάση
$f_b$ : ανηγμένη θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κατακόρυφα στους αρμούς
σd : κατακόρυφη θλιπτική τάση σχεδιασμού
Ελλείψει δεδομένων μπορεί να λαμβάνεται: $f_{vk0} = 0.1$ MPa

Για τοιχοποιία με μη πλήρεις κατακόρυφους αρμούς αλλά με γειτονικά λιθοσώματα σε επαφή εφαρμόζεται η σχέση: $f_{vk} = \min(0.50 f_{vk0} + 0.4\sigma d$ ή $0.045 f_b)$ και $f_{vk} \nless \min(f_{vk0}$ ή $0.7 f_{vklim})$

*Πίνακας 2.6 : Τιμές του $f_{vk0}$ και οριακές τιμές της $f_{vk}$ για κονιάματα γενικής εφαρμογής*

| Λιθόσωμα | Κονίαμα | $f_{vk0}$(N/mm$^2$) | Οριακή τιμή της $f_{vk}$(N/mm$^2$) | |
|---|---|---|---|---|
| Οπτόπλινθοι Ομάδας 1 | M10 ως M20<br>M2.5 ως M9<br>M1 ως M2 | 0.30<br>0.20<br>0.10 | 1.70<br>1.50<br>1.20 | |
| Λιθοσώματα Ομάδας 1 εκτός οπτοπλίνθων και φυσικών λίθων | M10 ως M20<br>M2.5 ως M9<br>M1 ως M2 | 0.20<br>0.15<br>0.10 | 1.70<br>1.50<br>1.20 | |
| Φυσικοί λίθοι Ομάδας 1 | M2.5 ως M9<br>M1 ως M2 | 0.15<br>0.10 | 1.00<br>1.00 | |
| Οπτόπλινθοι Ομάδας 2 α | M10 ως M20<br>M2.5 ως M9<br>M1 ως M2 | 0.30<br>0.20<br>0.10 | Η μικρότερη από τις παράπλευρες τιμές ή η θλιπτική αντοχή κατά τη διαμήκη διεύθυνση (βλέπε σημείωση) | 1.40<br>1.20<br>1.00 |
| Ομάδες 2α και 2β εκτός οπτοπλίνθων και οπτόπλινθοι 2β | M10 ως M20<br>M2.5 ως M9<br>M1 ως M2 | 0.20<br>0.15<br>0.10 | | 1.40<br>1.20<br>1.00 |
| Οπτόπλινθοι Ομάδας 3 | M10 ως M20<br>M2.5 ως M9<br>M1 ως M2 | 0.30<br>0.20<br>0.10 | Δεν δίνονται όρια πέραν εκείνων της εξισώσεως (3.4) | |
| Σημείωση: Για τα λιθοσώματα των Ομάδων 2α και 2β, η διαμήκης θλιπτική αντοχή λαμβάνεται ίση με τη μετρηθείσα, για δ όχι μεγαλύτερο από1.0.<br>Όταν η διαμήκης θλιπτική αντοχή αναμένεται να είναι μεγαλύτερη από 0.15$f_b$, λαμβανομένης υπ' όψη της διατάξεως των κενών, δεν είναι αναγκαία η διεξαγωγή δοκιμών. | | | | |

Τέλος, όσον αφορά τη διατμητική αντοχή στη σύνδεση δύο τοίχων, μπορεί να λαμβάνεται είτε από κατάλληλα πειράματα για το συγκεκριμένο κάθε φορά έργο είτε από βάση πειραματικών δεδομένων. Απουσία τέτοιων δεδομένων, η χαρακτηριστική κατακόρυφη διατμητική αντοχή μπορεί να βασίζεται στην $f_{vk\,0}$, δεδομένου ότι η σύνδεση μεταξύ των εγκάρσιων τοίχων είναι κατάλληλα κατασκευασμένη να φέρει τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία (EN1996, 2005). Από τα παραπάνω γίνεται φανερό ότι η διατμητική αντοχή ενός τοίχου αυξάνεται με την αύξηση της θλιπτικής τάσης και αυτό ισχύει μέχρι οι θλιπτικές τάσεις να φτάσουν στο 40% της θλιπτικής αντοχής (Καραντώνη, 2004).

## 2.5 Μέτρο ελαστικότητας (E), Μέτρο διάτμησης (G), Λόγος Poisson (ν)

Με βάση την θλιπτική αντοχή που υπολογίζεται από τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας και ο λόγος Poisson, μεγέθη τα οποία δηλώνουν την παραμόρφωση που μπορεί να υποστεί ένα υλικό. Η τοιχοποιία ως ψαθυρό υλικό δεν μπορεί να υποστεί μεγάλες παραμορφώσεις και έτσι το μέτρο ελαστικότητάς της έχει χαμηλές τιμές και προκύπτει με βάση την παρακάτω εξίσωση (Τάσιος ,1992 – CIB, 1958) :

$E = \alpha * f_{wc}$

όπου:

α : συντελεστής που παίρνει τιμές από 600 έως 1000.

Επιτρέπεται κατά την ανάλυση να ληφθεί 1000.

Ένω ο λόγος Poisson δίνεται από την εμπειρική σχέση (Tassios and Chronopoulos, 1986):

$$\nu=0.5-0.1*\sqrt[4]{fwc}$$

και από τον Ευρωκώδικα 6, όπως προκύπτει από Βιβλιογραφία,: $\nu < 0,25$.

Το μέτρο διάτμησης της τοιχοποιίας είναι συνάρτηση των δύο παραπάνω μεγεθών και δίνεται από τη σχέση (Τάσιος ,1992 – CIB, 1958) :

$G = E / 2(1+\nu)$

Όταν δεν διατίθεται ακριβέστερη τιμή, το μέτρο διατμήσεως, G, μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το 40% του μέτρου ελαστικότητας, E.

## 2.6 Όρια Μετακινήσεων του EC8, ΜΕΡΟΣ 3,2005-ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ C

Σ' αυτό το υποκεφάλαιο παραθέτουμε το απόσπασμα του ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8,Μέρος 3,2005 του Παραρτήματος C, αναφορικά με ό,τι ισχύει για τα όρια των μετακινήσεων που θέτει στις στάθμες επιτελεστικότητας.

### 2.6.1 Στοιχεία υπό Θλίψη και υπό Κάμψη

#### 2.6.1.1 Όρια μετακινήσεων για «Οριακή κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)»

Ο έλεγχος της οριακής διατμητικής ικανότητας που αντιστοιχεί σε καμπτική αστοχία υπό φορτίο N είναι :

$$V_f = \frac{D*N}{2*H_0} * (1 - 1.15 * \nu_d) \geq V_f = f_{vd} * D' * t$$

Όπου :

D: το μήκος του τοίχου

$H_0$ : απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία επιτυγχάνεται η καμπτική ικανότητα και του σημείου μηδενισμού των ροπών

$v_d = N/(D*t*f_d)$

$f_d = f_m/CFm$, όπου:

$f_m$ : μέση θλιπτική αντοχή από επί τόπου δοκιμές και από πρόσθετες πηγές πληροφόρησης,

CFm : συντελεστής εμπιστοσύνης για την τοιχοποιία ο οποίος εξαρτάται από το κατάλληλο επίπεδο γνώσης (3 επίπεδα : περιορισμένη, κανονική και πλήρης γνώση)

t : είναι το πάχος του τοίχου

$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\ N / D' * t \leq 0,065 * f_m$,

$f_{vmo}$: η μέση διατμητική αντοχή με απουσία κατακόρυφου φορτίου

D': θλιβόμενο μήκος του τοίχου

Εάν ισχύει η παραπάνω ανίσωση, τότε η ικανότητα ελέγχεται από την κάμψη και λαμβάνεται ίση με :

- $0,008 \cdot H_0/D$ για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους
- $0,012 \cdot H_0/D$ για τους δευτερεύοντες σεισμικούς τοίχους

#### 2.6.1.2 Όρια μετακινήσεων για «Οριακή κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης(NC)»

(1) Εφαρμόζονται τα παραπάνω της παραγράφου 2.6.1.1 ως προς τον έλεγχο της οριακής διατμητικής ικανότητας που αντιστοιχεί σε καμπτική αστοχία υπό φορτίο N.

(2) Εφόσον ισχύει η παραπάνω ανίσωση, τότε η συμπεριφορά της άοπλης τοιχοποιίας, που επηρεάζεται κυρίως από την κάμψη, μπορεί να εκφρασθεί σε όρους μετακίνησης και να ληφθεί ίση με τα 4/3 των τιμών.

- $0{,}008 \cdot H_0/D$ για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους , και
- $0{,}012 \cdot H_0/D$ για τους δευτερεύοντες

## 2.6.2 Στοιχεία υπό Διάτμηση

### 2.6.2.1 Όρια μετακινήσεων για «Οριακή κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)»

Έλεγχος ικανότητας από τέμνουσα, αν ισχύει η ανίσωση :

$$V_f = \frac{D*N}{2*H_0} * (1 - 1.15 * \nu_d) \leq V_f = f_{vd} * D' * t$$

Η οριακή ικανότητα με όρους διαφοράς μετακίνησης (drift) είναι 0.004 για πρωτεύοντες τοίχους και 0.006 για δευτερεύοντες.

### 2.6.2.2 Όρια μετακινήσεων για «Οριακή κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης(NC)»

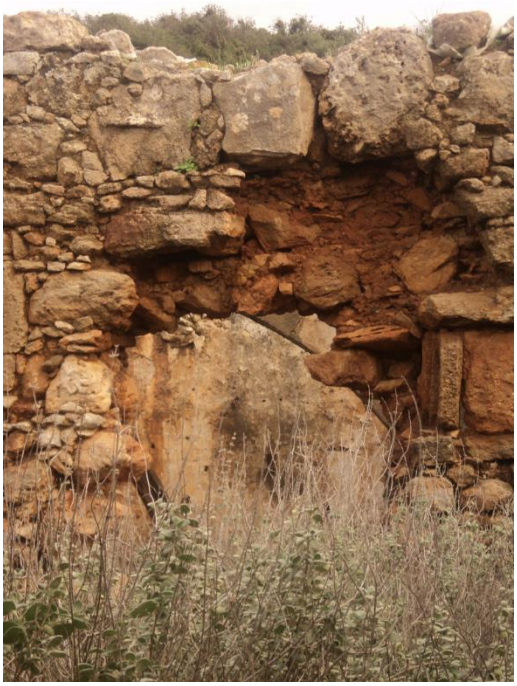
Ισχύουν τα παραπάνω της 2.6.2.1, αλλά η ικανότητα ορίζεται για μετακίνηση 4/3 της ανωτέρω.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3
# ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ,ΑΙΤΙΕΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΒΛΑΒΩΝ & ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

## 3.1 Βασικές αιτίες βλαβών σε κατασκευές από τοιχοποιία

Κάνοντας λόγο για επισκευή κατασκευών από φέρουσα λιθοδομή, απαιτείται αρχικά να γνωρίζουμε τη σπουδαιότητα και το μέγεθος των βλαβών, τις απομένουσες αντοχές των δομικών στοιχείων όπως και τους λόγους για τους οποίους παρουσιάστηκαν. Οι βλάβες μίας τοιχοποιίας στο σύνολό της, αλλά και στα μεμονωμένα στοιχεία που την συνθέτουν, είναι συνδυασμός πολλών παραγόντων και άλλοτε είναι εμφανείς (εκδήλωση βλάβης στο εξωτερικό της) ενώ σε αρκετές περιπτώσεις όχι (εκδήλωση βλάβης στο εσωτερικό της) . Ο πιο άμεσος τρόπος ερμηνείας των αιτιών των εκάστοτε φθορών αποτελεί η ανάπτυξη ρωγμών που τις συνοδεύουν.Η αποτύπωση επομένως της παθολογίας ρωγμών σε κατασκευές από τοιχοποιία αποτελεί ένα σημαντικό τμήμα της πορείας προς την λήψη αποφάσεων και την επιλογή των κατάλληλων μεθόδων για την αποκατάστασή τους.
Οι αιτίες που προκαλούν βλάβες στην τοιχοποιία μπορούν να καταταγούν σε τρεις μεγάλες κατηγορίες όπως αναφέρονται στην βιβλιογραφία *(ΟΑΣΠ, Καραντώνη 2004 κ.α)*:

1**. Ενδογενείς** και σχετίζονται με:
- *Την κακή ποιότητα και ασυμβατότητα των υλικών της*.
- *Την κακή μορφολογία της κατασκευής* (ασυμμετρία σε κάτοψη και καθ ύψος).
- *Τη λανθασμένη ή και ανύπαρκτη μελέτη σχεδιασμού της*.
- *Την κακή ποιότητα δόμησης* των υλικών της (σχ. 3.1).
- *Τις κακές μεταγενέστερες παρεμβάσεις* οι οποίες μπορούν να αποβούν από αναποτελεσματικές μέχρι και επιβλαβείς (σχ. 3.2).



Η αντιμετώπιση των αιτιών που οφείλονται κυρίως στην μορφολογία της κατασκευής είναι ιδιαίτερα δυσχερής. Η αντιμετώπισή τους προϋποθέτει την άρση των παραγόντων που αυξάνουν την τρωτότητά της όπως πχ δημιουργία συμμετρικών σε κάτοψη τμημάτων μέσω της δημιουργίας αρμών, τη δημιουργία οριζόντιων διαφραγμάτων ή την ενίσχυση των υπαρχόντων κ.α. Αυξημένη δυσκολία υπάρχει επίσης στο να αναστραφούν μεταγενέστερες επεμβάσεις οι οποίες έγιναν είτε δίχως μελέτη είτε μη τηρώντας ορισμένους όπως θα μπορούσαμε να πούμε κατασκευαστικούς ΄΄ κανόνες ΄΄.

*Σχήμα 3.1:Κατάρρευση τμήματος τοιχοποιίας λόγω πτωχής ποιότητας δόμησης, προσωπικό αρχείο*

Ωστόσο όπως θα δούμε σε επόμενο κεφάλαιο, αν ακολουθήσουμε ορισμένες βασικές αρχές σχεδιασμού μπορούμε να αποφύγουμε πολλές από τις ανωτέρω ενδογενείς αιτίες βλαβών.

Επιπρόσθετες αιτίες που μπορεί να επιφέρουν βλάβη στην κατασκευή είναι οι μεταβολές όγκου λόγω θερμοκρ ασιακών μεταβολών και συνίζησης. Ιδιαίτερα, προβλήματα λόγω συνίζησης δημιουργούνται όταν η κατασκευή αποτελείται από μικτή κατά πάχος ή μήκος τοιχοποιία αλλά ακόμα και όταν τμήματα ενός τοίχου έχουν κατασκευαστεί σε διαφορετικές χρονικές περιόδους (*Καραντώνη 2004*).

*Σχήμα 3.2:Αστοχία λόγω μεταγενέστερης επέμβασης,πλάκα και διαζώματα στο ισόγειο,μόνο διαζώματα στην στέγη και μη επισκευασμένη λιθοδομή, πηγή Ε. Βιντζηλαίου*

Ρωγμές λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών παρατηρούνται συνήθως σε τοίχους που στηρίζουν πλάκες Ο.Σ. οι οποίες διαστέλλονται σε σημαντικό βαθμό. Η διεύθυνση μετακίνησης της πλάκας έχει σημαντικό ρόλο στην δημιουργία και το σχήμα των ρωγμών. Για παράδειγμα σε τοίχους κάθετους στην διεύθυνση της μετακίνησης η εκδήλωση γίνεται με μικρές ολισθήσεις σε αρμούς, ενώ αντίθετα αν ο τοίχος συνδέεται με κάποιον εγκάρσιο, ο τελευταίος θα αποκολληθεί από τον πρώτο.

Σε παράλληλους στην διεύθυνση μετακίνησης, στην διεπιφάνεια πλάκας – τοίχου αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις με το ανώτερο τμήμα της λιθοδομής να ακολουθεί την προς τα έξω μετακίνηση της πλάκας κι έτσι οι ρωγμές θα έχουν την γνώριμη μορφή της διατμητικής αστοχίας. Τέλος κάποιο ρόλο παίζει και η εποχή με τις επικρατούσες θερμοκρασίες κατά τις οποίες γίνεται η σκυροδέτηση της πλάκας.

2. **Εξωγενείς**, οι οποίες οφείλονται σε εξωτερικούς παράγοντες (δράσεις ποικίλων μορφών), όπως:

➢ *Περιβαλλοντικές δράσεις*

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

α) Κύκλοι υγράνσεως και ξηράνσεως της τοιχοποιίας όπου η δράση του ύδατος μπορεί να είναι φυσική (αποδιοργάνωση των κονιαμάτων λόγω αύξησης του όγκου του ύδατος μετά την πήξη του), μηχανική (διάβρωση των λιθοσωμάτων και κυρίως του κονιάματος των αρμών), χημική (περιεκτικότητα χημικών οξέων).
β) Κρυστάλλωση αλάτων όπου αν γίνεται στη μάζα των υλικών (κυρίως των κονιαμάτων των αρμών) οδηγεί σε επικίνδυνες διαρρήξεις της.
γ) Υγροποίηση υδρατμών στο εσωτερικό της τοιχοποιίας (με συνέπεια φυσικοχημική δράση).
δ) Συγκράτηση υγρασίας στα σημεία έδρασης των στεγών, των υδρορροών, επαφής όμορων κτισμάτων όπου προκαλείται διάβρωση του συνδετικού κονιάματος.
ε) Παγετός.
στ) Ρίζες φυτών στο σώμα της λιθοδομής όπου δημιουργούνται τάσεις και αποσάθρωση του συνδετικού κονιάματος (σχ.3.3).
ζ) Γήρανση της κατασκευής (φυσική φθορά).

Όσο αφορά την ύπαρξη υγρασίας, τόσο από επιτόπου παρατηρήσεις και μετρήσεις όσο και μέσα από πειραματικές διερευνήσεις διαπιστώθηκε ότι η επίδραση της υγρασίας στα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας ακολουθεί συνήθως τα παρακάτω στάδια:

1. Συγκέντρωση μεγάλου ποσοστού υγρασίας στη διεπιφάνεια κονιάματος και λιθοσώματος και χαλάρωση του δεσμού συνάφειας με αποτέλεσμα την μείωση της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας.
2. Συγκέντρωση και εγκλωβισμός μεγάλου ποσοστού υγρασίας εντός της μάζας του κονιάματος με συνεπακόλουθο τη μείωση της θλιπτικής του αντοχής.

*Σχήμα 3.3:Φωτογραφική απεικόνιση ανάπτυξης ριζικού συστήματος εντός του σώματος της τοιχοποιίας, προσωπικό αρχείο από Μεταπτυχιακή εργασία στο Μετόχι Χανίων*

3. Στην περίπτωση που στην εξωτερική επιφάνεια του αρμού έχει γίνει αρμολόγημα από τσιμεντοκονίαμα, τότε, λόγω πολύ χαμηλής διαπερατότητας αυτού του τύπου του κονιάματος, δημιουργείται φραγμός για την εξαγωγή της υγρασίας μέσω του αρμού προς το περιβάλλον. Προοδευτικά εγκλωβίζεται μεγάλο ποσοστό υγρασίας πίσω από τον αρμό η οποία βρίσκει διέξοδο μέσω της διεπιφάνειας τσιμεντοκονιάματος και λιθοσώματος με συνεπακόλουθο πολλές φορές την πλήρη αποδιοργάνωση του δεσμού συνάφειας.

Ενίοτε δε, και όταν το λιθόσωμα διαθέτει υψηλό πορώδες (π.χ. πλίνθοι ή διάφοροι τύποι πορώλιθων), η υγρασία μπορεί να διαδοθεί προς το εξωτερικό της τοιχοποιίας ακόμα και μέσα από αυτούς. Κάτι τέτοιο προοδευτικά δημιουργεί αποφλοίωση της εξωτερικής επιφάνειας του λιθοσώματος, και εκτός από τις συνέπειες αισθητικού χαρακτήρα

συμβάλει και στη μείωση της αντοχής τους και κατά συνέπεια στη μείωση της αντοχής της τοιχοποιίας.

➢ *Τυχηματικές δράσεις:*

α) Σεισμός.
β) Φωτιά.
γ) Τοπικές κρούσεις κ.ά.

Ειδικότερα σε οτι αφορά τις βλάβες οι οποίες οφείλονται σε δυναμικές καταπονήσεις λόγω σεισμικής διέγερσης, μπορούν να εντοπιστούν βασικοί τύποι φθορών οι οποίοι αφορούν αστοχίες λόγω φτωχής ποιότητας υλικού, λόγω τοπικών αστοχιών με κυριότερη την εκτός επιπέδου καταπόνηση της τοιχοποιίας και τέλος αστοχίες που αφορούν την συμπεριφορά της κατασκευής ως ΄΄σύνολο΄΄ (*Κων/νος Σπυράκος, 2019*).

3. **Βλάβες οφείλόμενες στο έδαφος** (διαφορικές καθιζήσεις, ολισθήσεις):

α) <u>Κακή ποιότητα εδάφους</u>.

β) <u>Διαφορικές καθιζήσεις</u>

Πολλές φορές οι βλάβες λόγω διαφορικών καθιζήσεων συγχέονται με αυτές λόγω σεισμού καθότι η εκδήλωση γίνεται με λοξές ρωγμές και η διερεύνηση των αιτιών που οδήγησαν σε διαφορική καθίζηση είναι ιδιαίτερα δυσχερής καθώς το αίτιο δεν είναι ορατό και συνήθως απαιτείται εκσκαφή για τον προσδιορισμό του. Θα πρέπει πάντως να έχουμε εις γνώση οτι εν γένει τα θεμέλια των παλαιότερων κτιρίων συνηθίζονταν να είναι απλώς η επέκταση του τοίχου μέσα στο έδαφος για περίπου 2-3 στρώσεις (σχ. 3.4) .

Στην περίπτωση που η θεμελίωση είναι δύσκαμπτη τότε είναι πιθανόν το κτίριο να συμπεριφερθεί και να μετακινηθεί ως στερεό σώμα χωρίς να εκδηλωθούν βλάβες ( ολική καθίζηση). Παρόλα αυτά η θεώρηση δύσκαμπτης θεμελίωσης μάλλον σπάνια θα λέγαμε οτι επιβεβαιώνεται πρακτικά στις πλείστες των περιπτώσεων, με τις περισσότερες φορές να έχουμε καθιζήσεις, οι οποίες εμφανίζονται πιθανότατα λόγω των κάτωθι αιτιών (Καραντώνη 2004, ΟΑΣΠ 2001) :

*Σχήμα 3.4: Αποκάλυψη βάθους θεμελίωσης λιθόκτιστου ναού,προσωπικό αρχείο*

1. *Αστοχία θεμελίωσης λόγω υπερφόρτωσης.*

Αφορά την περίπτωση εφαρμογής λανθασμένης μελέτης ,όπου όμως οι βλάβες θα εμφανιστούν σε σύντομο χρονικό διάστημα από την ολοκλήρωση του έργου, ή συνηθέστερα αφοροά νεότερες επεμβάσεις.

Η πιο συνηθισμένη αιτία είναι η δημιουργία μεγάλων ανοιγμάτων στο ισόγειο για λόγους αλλαγής χρήσης των χώρων ( πχ δημιουργία καταστήματος) . Οι απομειωμένοι σε επιφάνεια εναπομείναντες πεσσοί καλούνται να μεταφέρουν τις μεγάλες δυνάμεις στο έδαφος. Ως εκ τούτου, έχουμε την επιβολή στο έδαφος τάσεων που έχουν ως αποτέλεσμα μεγαλύτερες καθιζήσεις στα σημεία εκείνα και επιφέρουν την ρηγμάτωση των οριζοντίων στοιχείων που συντρέχουν στους εν λόγο πεσσούς.

2. *Θεμελιώνονται κτίρια σε διαφορετικές στάθμες*
3. *Τα θεμέλια μεταξύ τους κατασκευάζονται από διαφορετικά υλικά.*
4. *Οι διατομές μεταξύ των θεμελίων διαφέρουν.*
5. *Γίνεται προσθήκη κατ' επέκταση υπάρχοντος κτιρίου* σε έδαφος που έχει μελετηθεί για λιγότερα ή διαφορετικά φορτία, όπου όταν οι εγκάρσιοι τοίχοι δε συνδέονται μεταξύ τους με κοινά λιθοσώματα δημιουργούνται κατακόρυφες ρωγμές στην ένωση των δύο τμημάτων, ενώ όταν οι εγκάρσιοι τοίχοι συνδέονται μεταξύ τους με κοινά λιθοσώματα δημιουργούνται ρωγμές στα πιο ευαίσθητα σημεία της κατασκευής (ανώφλια, κατώφλια κ.ά.).

6. *Γίνεται προσθήκη κατ' επέκταση υπάρχοντος κτιρίου* και το νέο κτίσμα είναι μικρό σε σχέση με το παλαιό, Στην περίπτωση αυτή έχουμε υπερφόρτωση του εδάφους κάτω από το υπάρχον με συνέπεια την αποκόλλησή του από το παλαιό, καθιστώντας τα σημεία ένωσή τους ευπαθή σε παράγοντες όπως την υγρασία κ.ά.

7. *Γίνεται προσθήκη κατ' επέκταση υπάρχοντος κτιρίου* όπου πλέον η νέα κατασκευή είναι μεγαλύτερη από την παλαιά. Πλέον αναπτύσσονται τάσεις αυξημένου μεγέθους στο κοινό σημείο εδάφους και το υπάρχον κτίσμα τείνει να γείρει προς το νέο με συνέπεια τη δημιουργία ρωγμών στα σημεία ένωσής τους.

8. *Δύο βαριά κτίσματα απέχουν μικρή απόσταση μεταξύ τους*, όπου μπορεί να συγκλίνουν λόγω των αυξημένων τάσεων που αναπτύσσονται στη μεταξύ τους περιοχή με αποτέλεσμα την ρηγμάτωσή τους.

9. *Κατασκευάζονται επιμήκη κτίσματα ή πιο σύνηθες στην περίπτωση συνεχούς δόμησης (σύνολα κτηρίων – δομικές ενότητες ),* όπου με πιθανή διαφοροποίηση των συνθηκών του εδάφους προκαλούνται ρηγματώσεις.

γ) <u>Υποσκαφή θεμελίων</u> γεγονός που συμβαίνει πιθανότατα όταν υπάρχει ροή υπόγειων υδάτωνχεία της θεμελίωσης.

δ) <u>Πραγματοποιούνται εκσκαφές</u> όμορων οικοπέδων, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε εκτόνωση του εδάφους κάτω από τα θεμέλια και υποχώρηση αυτού.

ε) Συμπύκνωση του εδάφους της θεμελίωσης γεγονός που συμβαίνει πιθανότατα όταν οι κατασκευές πραγματοποιούνται πάνω σε σαθρό έδαφος το οποίο δεν έχει ήδη συμπυκνωθεί.

στ) Κίνηση του εδάφους θεμελίωσης γεγονός που συμβαίνει πιθανότατα όταν:

1. *Το έδαφος όπου εδράζεται είναι αργιλικό* και με την ύγρανση και ξήρανσή του διογκώνεται ή συρρικνώνεται αντίστοιχα, προκαλώντας ρηγματώσεις στην κατασκευή. Παρόμοιο φαινόμενο παρατηρείται και σε περίπτωση παγετού, όπου το έδαφος διογκώνεται προκαλώντας τις ίδιες συνέπειες.

2. *Σε μικρή απόσταση από την θεμελίωση βρίσκονται δένδρα* των οποίων το ριζικό σύστημα μπορεί να επιφέρει μετακινήσεις.

3. *Το κτίσμα εδράζεται σε πρανές πέραν του οποίου έχει γίνει επιχωμάτωση (σχ. 3.5 & 3.6)*

*Σχήματα 3.5 & 3.6 :Ρηγμάτωση αύλειου χώρου λόγω καθίζησης μπαζωμένου τμήματος (δεξιά) και μετακίνηση τοιχοποιίας με ταυτόχρονη απόκλιση από την κατακόρυφο (αριστερά) λόγω συνδυασμένων δράσεων καθίζησης εδάφους και οριζόντιων δυνάμεων,προσωπικό αρχείο*

## 3.2 Βασικές αρχές σχεδιασμού κτηρίων από τοιχοποιία

Όπως αναφέραμε σε προηγούμενο εδάφιο, πολλές από τις βλάβες που απαντώνται σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία αφορούν την ακατάλληλη μόρφωση του φέροντος οργανισμού. Πολύπλοκα σχήματα με μεγάλες εσοχές και εξοχές, μη συμμετρικά και μεγάλα ανοίγματα με αποτέλεσμα ανάπτυξη φαινομένων στρέψεως κτλ, ασυνέχειες πεσσών και υπερθύρων καθώς και υλικά χαμηλής ποιότητας αποτελούν μερικούς απ τους παράγοντες που πρέπει να αντιμετωπισθούν.

Οι βασικές αρχές που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη πάντοτε κατά τον σχεδιασμό μιας αντισεισμικής κατασκευής από τοιχοποιία είναι:

1. Δομική απλότητα και κανονικότητα, δηλαδή ομοιομορφία και συμμετρία.
2. Στιβαρότητα.
3. Διαφραγματική λειτουργία των δαπέδων.
4. Επαρκής θεμελίωση.

Παρότι τα κάτωθι αφορούν βασικές αρχές οι οποίες πρέπει να τηρούνται σε νέες κατασκευές, ωστόσο η γνώση τους είναι απαραίτητη καθώς έχει αρκετές φορές εφαρμογή και σε υπάρχοντα κτίσματα στα οποία καλούμαστε να επέμβουμε.

### 3.2.1 Συμμετρία και απλότητα της κάτοψης

Στην συμπεριφορά των κατασκευών υπό σεισμική ένταση, παράγοντας υψηλής σημασίας έχει αποδειχθεί να είναι η συμμετρία και η κανονικότητα της κάτοψης. Σε ασύμμετρα κτίρια έχει παρατηρηθεί συγκέντρωση βλαβών στις περιοχές της ασυμμετρίας( πχ τοίχοι και γωνίες εσοχών, όροφος εσώτερος των άλλων, ακόμα και σε τοίχωμα πολύ μεγαλύτερο από τα υπόλοιπα). Επίσης η ασυμμετρία φερόντων τοίχων μπορεί να προκαλέσει ανεπιθύμητες στροφές με αναπάντεχη συνέπεια την αστοχία των πιο τρωτών περιοχών *(Καραντώνη 2004).*

Η τηρούμενη συμμετρία επεκτείνεται πέραν από σχήμα της κάτοψης και στην διάταξη των φερόντων τοίχων κατά τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις. Στις λεγόμενες απλές και κανονικές κατασκευές, τα φορτία μεταφέρονται με έναν θα λέγαμε αρκετά σαφή τρόπο από στοιχείο σε στοιχείο, με αποτέλεσμα η αποδιδόμενη ενέργεια στην κατασκευή λόγω σεισμού να αναλαμβάνεται από τα στοιχεία τα οποία έχουν σχεδιαστεί να την παραλάβουν ομαλά, δίχως να συγκεντρώνονται στις ανομοιομορφίες της κατασκευής κατί το οποίο θα επέφερε αυξημένες τοπικές καταπονήσεις ίσως σε ακραίες περιπτώσεις και την τμηματική ή ολική κατάρρευση της κατασκευής.
Ένα ακόμη προτέρημα των κτηρίων τα οποία ακολουθούν αυτό το μοτίβο αποτελεί το οτι είναι δυνατή η δημιουργία μίας ρεαλιστικής προσομοίωσης και ανάλυσης του φορέα της κατασκευής. Ακόμα και οι πιο απλές μέθοδοι προσομοίωσης και επίλυσης είναι ικανές να προσομοιάσουν με μεγάλη ακρίβεια τον νέο ή τον υφιστάμενο προς ενίσχυση φορέα και τα εξαγώμενα αποτελέσματα της ανάλυσης να επιτυγχάνουν ικανοποιητικό βαθμό σύγκλισης με τα παρατηρηθέντα στο πεδίο.
Ειδικότερα έχει παρατηρηθεί οτι κτήρια με σχήμα κάτοψης τετραγωνικό ή απλό ορθογωνικό έχουν επιδείξει καλύτερη συμπεριφορά σε σεισμικές καταπονήσεις ανά περιόδους, για αυτόν τον λόγο επειδιώκεται ο σχεδιασμός να μην ξεφεύγει τουλάχιστον κατά πολύ από τα πλαίσια αυτά. Ορισμένες κατασκευαστικές αρχές οι οποίες καλό είναι να τηρούνται είναι οτι στις ορθογωνικές κατόψεις ο λόγος της μεγάλης προς τη μικρή

διάσταση να μην υπερβαίνει το 3,5 και αν αυτό δεν είναι εφικτό, τότε τα επιμήκη τμήματα των κτηρίων να διακόπτονται με την χρήση αρμών, ώστε να προκύπτουν μικτότερα ΄΄ανεξάρτητα κτήρια΄΄ τα οποία θα τηρούν των ανωτέρω κανόνα.
Παρόλα αυτά , παράγοντες όπως ενδεικτικά σε νέες κατασκευές το σχήμα του οικοπέδου, αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και ανάγκες χρήσης των ιδιοκτητών, όπως επίσης και σε αποκαταστάσεις ή αναστηλώσεις υπαρχόντων ο σεβασμός στο πρωτότυπο, καθιστούν αδύνατη την ύπαρξη μιας συμμετρικής και απλής κάτοψης.
Σε αυτές τις περιπτώσεις επιθυμητό θα ήταν εσοχές που αναγκαστικά προκύπτουν λόγω σχήματος να μην υπερβαίνουν το 25% της άλλης διάστασης ενώ οι συνθήκες συμμετρίας μπορούν να εφαρμοσθούν με την δημιουργία αρμού ελαχίστου πάχους σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EN1998-1. Η αποκοπή βεβαίως των τμημάτων της κατασκευής με την δημιουργία νέων αρμών προϋποθέτει και την κατασκευή νέων τοίχων για την σύνδεση των αποκομμένων τμημάτων.

## 3.2.2 Μόρφωση κτηρίου, διάταξη τοίχων και ακαμψία δαπέδων.

Ο τρόπος με τον οποίο είναι κατανεμημένη στο κτήριο η φέρουσα τοιχοποιία, αποτελεί έναν ακόμη σημαντικό παράγοντα ο οποίος επηρρεάζει την δομική ακεραιότητα της κατασκευής. Η ύπαρξη συμμετρικής κατανομής φερόντων τοίχων και στις δυο διευθύνσεις του κτηρίου βοηθά στην καλύτερη συμπεριφορά της κατασκευής σε σεισμικές δράσεις ενώ για να είναι δυνατό να θεωρηθεί οτι η τοιχοποιία είναι ικανή να παραλάβει τα σεισμικά μεγέθη θα πρέπει η συνολική επιφάνεια της λιθοδομής να μην είναι μικρότερη από ένα ποσόστο ίσο με το 4% της επιφάνειας κάτοψης σε κάθε διεύθυνση.
Σε περιπτώσεις όπου καλούμαστε να επέμβουμε σε υφιστάμενο κτήριο με την προσθήκη νέων στοιχείων, κρίνεται απαραίτητο να προηγηθούν προδιαστασιολογήσεις ώστε να βρεθεί η πιο ορθή λύση. Παραδείγματος χάρην σε επιμήκη κτήρια, η προσθήκη νέων τοιχωμάτων εφόσον τοποθετηθούν στις ενδεδειγμένες θέσεις, είναι δυνατόν να επιφέρουν μείωση της απόστασης μεταξύ του Κέντρου Βάρους της κατασκευής και του Κέντρου Ελαστικής Στροφής, με άμεσο αποτέλεσμα τη μείωση των στρεπτικών δυνάμεων που ασκούνται στον φορέα.

Στην αντίθετη περίπτωση όπου τυχόν απαιτήσεις κυρίως αρχιτεκτονικού χαρακτήρα επιβάλλουν την δημιουργία ασυμμετριών είτε με την δημιουργία νέων στοιχείων είτε με την καθαίρεση υφισταμένων, θα πρέπει να προηγείται σωστός σχεδιασμός και ανάλυση όπως επίσης να εξετάζονται τα περιθώρια αποφυγής της προώθησης μιας τέτοιας λύσης όπου θα είχε ως αποτέλεσμα την εμφάνιση στρεπτικών δυνάμεων που προηγουμένως δεν υφίσταντω.

*Σχήμα 3.7:Καθαίρεση ενδιάμεσου τοίχου και δημιουργία επιμήκους μορφής κάτοψης,προσωπικό αρχείο*

Παραδείγματος χάρην σε επιμήκη κτήρια συχνά παρατηρείται ανά αποστάσεις η ύπαρξη εγκάρσιας τοιχοποιίας η οποία λειτουργεί ως ΄΄νεύρο΄΄ μεταξύ των περιμετρικών τοιχοποιών και η συνολική διάταξη παραπέμπει σε ένα σχήμα κλειστών ΄΄κυψέλων΄΄ όπως αποκαλούνται στη βιβλιογραφία, κάτι το οποίο έχει αποδειχθεί οτι εξασφαλίζει καλύτερη απόκριση σε σεισμικές καταπονήσεις. Η καθαίρεση επομένως των εν λόγω τοίχων (σχ.3.7) δύναται να επιφέρει εκτός την αύξηση της απόστασης του ΚΕΣ σε σχέση με το ΚΒ, την εμφάνιση βλαβών λόγω εκτός επιπέδου κάμψη στην πλευρά με μεγάλο μήκος ανοίγματος.

Ειδικότερα σε σεισμογενείς περιοχές η κατανομή της δυσκαμψίας θα πρέπει να είναι συμμετρική τόσο σε κάτοψη αλλά και ομοιόμορφη καθ ύψος. Έντονες παρεμβάσεις καλό είναι να αποφεύγονται ( πχ δημιουργία μεγάλων βεραντών, επικάλυψη με ξύλινη στέγη με αποτέλεσμα στον τελευταίο όροφο να υπάρχει έλειψη εσωτερικών φερόντων τοίχων κ.α.) καθότι καθιστούν τα κτίρια ιδιαίτερα ευάλωτα σε σεισμικές καταπονήσεις, με τις αστοχίες να επικεντρώνονται κυρίως στις περιοχές ύπαρξης της μειωμένης δυσκαμψίας.

Κατά τον σχεδιασμό, τα πάχη των φερόντων τοίχων προκύπτουν σαφώς από την μελέτη που συντάσσεται και από ελέγχους που πραγματοποιούνται για θλίψη ή διάτμηση.

Οι κανονισμοί ωστόσο σε σεισμογενείς περιοχές δίνουν κάποιες ελάχιστες επιτρεπόμενες τιμές, ανάλογα το υλικό και το είδος της τοιχοποιίας οι οποίες θα πρέπει να τηρούνται.

Ενδεικτικά να αναφέρουμε οτι το ελάχιστο αποδεκτό πάχος των τοίχων από οπτόπλινθους είναι 24 εκ και αφορά οπλισμένες ή διαζωματικές τοιχοποιίες, ενώ σε περίπτωση άοπλης ανέρχεται στα 30εκ. Περαιτέρω συνθήκη η οποία αφορά την λυγηρότητα του τοίχου ανάλογα την περίπτωση όπου έχουμε δόμηση με τεχνητά λιθοσώματα είτε δόμηση με φυσικούς λίθους, είναι η τήρηση της σχέσης $h\,ef\,/\,t \leq 15$ ή $h\,ef\,/\,t \leq 9$ αντίστοιχα όπου $h\,ef$ το ενεργό ύψος και $t$ το πάχος του τοίχου.

Επιπρόσθετα, οι μέγιστες αποστάσεις μεταξύ των πρωτευόντων τοίχων εξαρτώνται άμεσα από το είδος της τοιχοποιίας ( άοπλη , διαζωματική, οπλισμένη) και την σεισμικότητα της περιοχής . Συνοπτικά δίνονται στον πίνακα 3.1 που ακολουθεί. Τιμές μικρότερες από τις αναγραφόμενες στον πίνακα γίνονται δεκτές εφόσον έχουν προκύψει από αναλύσεις που αφορούν κυρίως την σεισμική δράση εκτός επιπέδου.

Ωστόσο, κατά την μόρφωση νέων κτιρίων με πατώματα και οροφή από Ο.Σ. , η ΄΄προτίμηση΄΄ για λόγους καλύτερης συμπεριφοράς οι πλάκες να είναι τετραέριστες, συνήθως απαιτούν αποστάσεις μικρότερες από τις αναγραφόμενες στον πίνακα *(Καραντώνη 2004)*.

Όσο αφορά τα ανοίγματα του κτηρίου και στην περίπτωση τόσο του σχεδιασμού νέας κατασκευής όσο και στην περίπτωση επεμβάσεων οι οποίες προβλέπουν την διάνοιξη νέων ανοιγμάτων ή τροποποίηση των υφισταμένων, θα πρέπει εκτός των λειτουργικών αναγκών και των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων να λαμβάνονται υπόψην μερικά στοιχεία όπως:

α) Τα ανοίγματα πρέπει να δημιουργούνται στους λιγότερο φορτισμένους τοίχους και στα λιγότερο φορτισμένα τμήματά τους.

β) Τα ανοίγματα πρέπει να τοποθετούνται έξω από περιοχές που επηρεάζονται άμεσα από συγκεντρωμένα φορτία ( σημεία έδρασης ζευκτών, στις στηρίξεις δοκών πατωμάτων κά.)

γ) Σε κάθε όροφο τα ανοίγματα πρέπει να τοποθετούνται κατά μήκος της ίδιας κατακορύφου ώστε η μεταφορά στους πεσσούς να γίνεται ομαλά

δ) Για να επιτευχθεί ομοιόμορφη κατανομή αντοχής και δυσκαμψίας στις δύο κάθετες διευθύνσεις, τα ανοίγματα πρέπει να τοποθετούνται συμμετρικά στην κάτοψη του κτηρίου.

ε) Τα ανώφλια των ανοιγμάτων κάθε ορόφου πρέπει να βρίσκονται στο ίδιο οριζόντιο επίπεδο.

στ) Τα ανοίγματα δεν πρέπει να διακόπτουν διαζώματα οπλισμένου σκυροδέματος στις στέψεις των φερόντων τοίχων.

ζ) Το συνολικό μήκος των ανοιγμάτων δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 50% του μήκους του τοίχου.

η) Ανάλογα την περιοχή σεισμικότητας ο ακραίος πεσσός θα πρέπει να έχει ελάχιστο μήκος το μέγιστο εκ των 1) το ήμισυ του ύψους του και 2) του 1500mm ή 1000mm για περιοχές μεγάλης ή μέσης και χαμηλής σεισμικότητας.

θ) Μεταξύ δυο ανοιγμάτων ο πεσσός θα πρέπει να έχει ελάχιστο μήκος το μισό του ύψους του μικρότερου (σε ύψος) συντρέχοντος ανοίγματος και πάντως μεγαλύτερο από το 1 m.

Η εφαρμογή των ανωτέρων βασικών αρχών περί κανονικότητας και απλότητας των κατασκευών δεν εξασφαλίζει από μόνη της την επιθυμούμενη σεισμική αντίσταση των κτηρίων.

Καθώς η ολική συμπεριφορά των κτηρίων εξαρτάται από αρκετούς παράγοντες οι οποίοι δρουν συνδυαστικά, τίθενται επιπρόσθετα ζητήματα και απαιτήσεις για την επαρκή οριζόντια διαφραγματική λειτουργία και την καλή σύνδεση των τοίχων.

Η ορθή σύνδεση των τοίχων μεταξύ τους στις στάθμες των δαπέδων είναι απαραίτητη διότι η εκτός επιπέδου ταλάντωση σε μη επαρκώς συνδεδεμένα στοιχεία συχνά προκαλλεί την αποκόλλησή τους κατά μήκος των κρίσιμων περιοχών στις γωνίες και στις συμβολές τους.

Στις νεώτερες κατασκευές η ύπαρξη οριζόντιου διαφράγματος εξασφαλίζεται κυρίως με δάπεδα από οπλισμένο σκυρόδεμα τα οποία διακόπτουν την συνεχόμενη δόμηση της τοιχοποιίας καθ ύψος. Λόγω της αυξημένης δυσκαμψίας των πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα και της διαφραγματικής λειτουργίας που προσδίδουν στην κατασκευή; η κατανομή των δυνάμεων στους τοίχους γίνεται ανάλογα με την δυσκαμψία τους και με τρόπο ευνοϊκό για το σύνολο του φορέα. Σύνηθης ορθή κατασκευαστική πρακτική που ακολουθείται είναι η διαπλάτυνση της έδρασής τους στην τοιχοποιία το οποίο ευνοεί την καλύτερη σύνδεση μεταξύ των στοιχείων και των εγκάρσιων τοίχων μεταξύ τους.

Η αυξημένη προσδιδόμενη κατακόρυφη θλιπτική τάση στην τοιχοποιίας λόγω των διαφραγμάτων έχει ως συνέπεια την αύξηση της διατμητική τους αντοχής ενώ τέλος η μείωση του ελεύθερου ύψους των τοίχων βοηθά στην μείωση της λυγηρότητάς τους, την ικανότητα ανάληψης αυξημένων κατακόρυφων φορτίων και περιορίζει τις εκτός επιπέδου αστοχίες στα επίπεδα μεταξύ των ορόφων.

Η εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας των δαπέδων, έχει απαραίτητη προϋπόθεση την εφαρμογή στοιχείων όπως ενδεικτικά α) τα δάπεδα να κυμαίνονται στην ίδια στάθμη και απότομες ανισοσταθμίες να αποφεύγονται, β) ασυνέχειες όπως πχ η ύπαρξη κλιμακοστασίου, δεν θα πρέπει να αναιρούν την δύσκαμπτη συμπεριφορά του οριζοντίου διαφράγματος ενώ μεγάλα ανοίγματα θα πρέπει να ενισχύονται με ειδικό οπλισμό ή οριζόντια διαζώματα. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, για την δημιουργία διαφράγματος οπλισμένου σκυροδέματος, προτιμούνται οι τετραέρειστες

πλάκες σε σχέση με τις αμφιέρειστες, καθότι η κατανομή των φορτίων βαρύτητας γίνεται πιο ομοιόμορφα στην τοιχοποιία.
Όσο αφορά τα ξύλινα δάπεδα και στέγες, αναγείρεται το ερώτημα αν μπορούν να θεωρηθούν οτι προσφέρουν επαρκή διαφραγματική λειτουργία. Η διαφραγματική λειτουργία σύμφωνα με τις απαιτήσεις που θέτει ο EN1998-1-3 εξασφαλίζεται όταν *΄΄τα πατώματα έχουν επαρκή δυσκαμψία στο επίπεδό τους και είναι ασφαλώς συνδεδεμένα με τους περιμετρικούς τοίχους ώστε να υποτίθεται ομοιόμορφη κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία΄΄* . Με γνώμονα επομένως τον σύνηθες τρόπο που κατασκευάζονταν τα ξύλινα πατώματα, θα έπρεπε να πούμε οτι μάλλον δεν συνεισφέρουν στην διαφραγματική λειτουργία σε βαθμό που να μπορεί να ληφθεί υπόψην κατά την ανάλυση και την προσομοίωση των κατασκευών.
Έτσι στις περισσότερες νέες κατασκευές τείνουν να αποφεύγονται τα ξύλινα δάπεδα και η ξύλινη στέγη. Στην περίπτωση που είναι επιθυμητή η δημιουργία νέων ή επιβεβλημένη η διατήρηση των παλαιών, τότε θα πρέπει να γίνονται ενέργειες για την αύξηση της δυσκαμψίας τους λαμβάνοντας υπόψη ορισμένα επιπρόσθετα κατασκευαστικά μέτρα.

Τα δομικά συστήματα τα οποία συνδυάζουν την ύπαρξη φερόντων τοίχων και πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος (αναφερόμενα στην βιβλιογραφία ως ΄΄μικτά δομικά συστήματα΄΄ ) έχουν επιδείξει κακή συμπεριφορά σε σεισιμικές φορτίσεις, επομένως στις νέες κατασκευές η τεχνική αυτή δεν ενδείκνυται. Μερικές φορές ωστόσο εγείρεται η ανάγκη συνδυασμού υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα και διατμητικών τοίχων από τοιχοποιία. Σε τέτοιες περιπτώσεις, κατά την διάρκεια της ανάλυσης οι σεισμικές φορτίσεις θεωρείται οτι αναλαμβάνονται μόνο από το σώμα της τοιχοποιίας. Συνιστάται η νέα τοιχοποία να κατασκευάζεται οπλισμένη με κατακόρυφους και οριζόντιους οπλισμούς για την βελτίωση της πλαστιμότητάς της, ενώ για την εξασφάλιση της ομοιόμορφης κατανομής των τάσεων στους τοίχους απαιτείται η κατασκευή οριζόντιου διαζώματος σκυροδέματος στις περιοχές έδρασης των δοκών.
Σε κτήρια τα οποία έχουν υποστεί προγενέστερες επεμβάσεις, η πρακτική της δημιουργίας μικτών φορέων (σχ. 3.8) είναι ένα φαινόμενο το οποίο παλαιότερα παρουσιαζόταν αρκετά συχνά με το αποτέλεσμα να είναι αμφισβητούμενο. Στις πλείστες των περιπτώσεων βασικοί κανόνες και αρχές δεν έχουν τηρηθεί ενώ τα προβλήματα κακοτεχνιών και κατασκευαστικών σφαλμάτων έχουν άμεσο αντίκτυπο στην λιθοδομή κατά την διάρκεια της μεταφοράς των σεισμικών δυνάμεων από το ένα σύστημα στο άλλο.

*Σχήμα 3.8:Αστοχία λόγω μεταγενέστερης επέμβασης με φορέα οπλ. σκυροδέματος, Εντοπίζεται η έδραση της δοκού πλαισίου στο στοιχείο της καμάρας, και η αντικατάσταση των λίθων στην περιοχή έδρασης του τόξου με οπτόπλινθους, προσωπικό αρχείο*

Η επαναφορά της μορφής του φορέα σε μια αποδεκτή κατάσταση είναι κάτι το οποίο έγγυται αυξημένης δυσκολίας κι αυτό διότι θα πρέπει να αποτυπωθούν με πλήρη σχολαστικότητα οι επικρατούσες συνθήκες, τα τρωτά σημεία του φέροντος οργανισμού, οι ευπαθείς περιοχές όπου θα πρέπει να ενισχυθούν και να εξεταστεί η εύρεση λύσης για την επιδρθώση των κατασκευαστικών σφαλμάτων της προγενέστερης ενισχυτικής παρέμβασης με παράλληλο το ενδεχόμενο κατάργησης ή έστω τροποποίησης του μικτού συστήματος

Τέλος, οι επεμβάσεις που καλούμαστε να κάνουμε, είναι πιθανό να συνοδεύονται και από περαιτέρω στοιχεία που αφορούν για παράδειγμα αλλαγή χρήσης του υφισταμένου κτηρίου με σκοπό να εξυπηρετήσει ανάγκες διαφορετικές από αυτές που κάλυπτε ως τώρα κ.α. Για την κάλυψη αυτών των αναγκών είναι πιθανό ορισμένες φορές να αναδειχθεί η ανάγκη προσθήκης καθ'ύψος στην υπάρχουσα κατασκευή για την δημιουργία νέων χώρων είτε λειτουργικά εξαρτημένων με τους υποκείμενους είτε και όχι.

Αν και αναφορικά με το ύψος και τον αριθμό των ορόφων στις νέες κατασκευές, στον ευρωκώδικα δεν προβλέπεται κάποιος σχετικός περιορισμός, πρέπει να ειπωθεί ότι το μέγεθος και ο αριθμός των ορόφων για περισφιγμένες και οπλισμένες τοιχοποιίες οι οποίες πληρούν τις βασικές απαιτήσεις του κανονισμού (ποιότητα υλικών, δομική μορφολογία κ.τλ) εξαρτάται από την φέρουσα ικανότητα των υλικών της με απαραίτητο να ικανοποιούνται οι έλεγχοι σε όρους λειτουργικότητας και οριακής κατάστασης αστοχίας. Σε σεισμικές περιοχές με $a_g \geq 0{,}24$ g , εξαίρεση αποτελούν κτήρια από άοπλη τοιχοποιία τα οποία δεν επιτρέπεται να ξεπερνούν τους περισσότερους από δύο ορόφους. Ειδικότερα έχει παρατηρηθεί οτι σε ζώνες υψηλής σεισμικότητας, τα μονώροφα κτίρια έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά.

Για να προβούμε λοιπόν σε εργασίες ανέγερσης καθ'ύψος θα πρέπει να έχουμε εις γνώση τα παραπάνω και να ληφθεί ο σωστός σχεδιασμός ώστε να μην δημιουργηθούν προβλήματα ανομοιομορφίας στην κατασκευή όπως επίσης και να διερευνηθεί η ανάγκη πρώτερης ενίσχυσης του υποκείμενου ορόφου ώστε να μπορεί να παραλάβει τα επιπρόσθετα φορτία. Το σύνολο του φορέα που θα δημιουργηθεί θα πρέπει να ακολουθεί ένα ομοιόμοφο μοτίβο και να εξασφαλιστούν οι συνδέσεις μεταξύ των ορόφων ώστε ο φορέας να διαθέτει μία ενιαία συμπεριφορά.

Συνήθης πρακτική η οποία ακολουθείται στις προσθήκες καθ'ύψος (τα λεγόμενα ΄΄απανωσηκώματα΄΄), είναι η δημιουργία ενός εσωτερικού ή εξωτερικού φορέα υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος στη στάθμη του ισογείου, εις τον οποίο εδράζεται ο νεοσκυροδετούμενος όροφος. Βεβαίως λανθασμένες πρακτικές έχουν εφαρμοστεί στις προηγούμενες δεκαετίες όπως π.χ η άμεση έδραση του νέου φορέα οπλισμένου σκυρ. στην τοιχοποιία (σχ. 3.9), οι οποίες αφενώς ενέχουν ιδιαίτερα αυξημένες δυσκολίες επιδιόρθωσης και αφετέρου θα πρέπει να εγκαταληφθούν ως πρακτικές οι οποίες θα εξακολουθούν να εφαρμόζονται.

*Σχήμα 3.9 :Προσθήκη καθ'υψος σε υπάρχον κτίσμα από φέρουσα τοιχοποιία με άμεση έδραση των υποστυλωμάτων επί της τοιχοποιίας,προσωπικό αρχείο*

Στον πίνακα 3.2 φαίνονται τα συνιστώμενα ύψη και αριθμός των ορόφων ανάλογα με τον τύπο της τοιχοποιίας και την σεισμική ζώνη .
Συνοψίζοντας το κεφάλαιο αυτό, αναφερόμαστε σε ορισμένους τύπους κτιρίων από τοιχοποιία τα οποία κατά την διάρκεια της ζωής τους έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά και μειωμένη τρωτότητα σε σχέση με άλλα από το ίδιο υλικό. Τα κτίρια αυτά στην βιβλιογραφία αναφέρονται και ως ‘’Απλά Κτίρια’’ . Στα κτήρια αυτά ο EC8 δίδει την δυνατότητα απαλλαγής από ελέγχους ασφαλείας εφόσον πληρούνται ορισμένες προϋποθέσεις εκ των οποίων μια αποτελεί το κτήριο να είναι κατηγορίας σπουδαιότητας I ή II.
Τα κτίρια αυτά πρέπει να εκπληρούν τις διατάξεις που αναφέρθηκαν προηγουμένως και επιπρόσθετα τις εξής (Καραντώνη 2004):

Τα απλά κτήρια ορίζονται ως κανονικά κτήρια με σχήμα κάτοψης σχεδόν ορθογωνική, όπου ο λόγος της μεγάλης προς τη μικρή πλευρά δεν υπερβαίνει την τιμή 4 και οι προεξοχές ή εσοχές που υφίστανται δεν είναι μεγαλύτερες από το 15% του μήκους της παράλληλης στη διεύθυνση της προεξοχής πλευράς.
Οι φέροντες τοίχοι τοποθετούνται σχεδόν συμμετρικά σε κάτοψη στις δύο κάθετες διευθύνσεις. Στην κάθετη διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν τουλάχιστον δύο παράλληλοι τοίχοι το μήκος των οποίων πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το 30% του μήκους του κτηρίου στην ίδια διεύθυνση ενώ η μεταξύ τους απόσταση δεν είναι μεγαλύτερη από το 75% του μήκους του κτηρίου στην άλλη διεύθυνση. Επίσης το 75% των κατακόρυφων φορτίων οφείλει να παραλαμβάνεται από τους φέροντες διατμητικούς τοίχους και η μεταβολή στη μάζα μεταξύ δύο γειτονικών ορόφων δεν δύναται να υπερβαίνει το 20% και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Τέλος στην περίπτωση άοπλης τοιχοποιίας, οι τοίχοι πρέπει να συνδέονται με εγκάρσιους το πολύ ανά 7,0m.
Για τα απλά κτήρια ο αριθμός των ορόφων και το ελάχιστο ποσοστό των φερόντων τοίχων εξαρτάται εκτός των αναφερομένων σε προηγούμενη παράγραφο (σεισμική ζώνη) και από έναν συντελεστή k ο οποίος είναι συνάρτηση του μήκους των πεσσών. Ειδικότερα, αν σε ένα κτήριο το 70% των πεσσών έχουν μήκος μεγαλύτερο από 2,00 μ., τότε ο συντελεστής k ορίζεται ως εξής: $k = 1 + (L_{αν} -2)/4 \leq 2$ όπου Lαν είναι το μέσο μήκος σε μέτρα διαφορετικά ο συντελεστής λαμβάνει τιμή ίση με την μονάδα Συγκεντρωτικά ένα κτήριο θα χαρακτηρίζεται απλό εφόσον πληρεί τις προαναφερθείσες συνθήκες και το ποσοστό των φερόντων τοίχων του ως ποσοστό της συνολικής επιφάνειας ορόφου σε συνάρτηση με τον αριθμό αυτών, κυμαίνεται εντός των τιμών του Πίνακα 3.3 *(Καραντώνη 2012)*.

*Πίνακας 3.1: Μέγιστες αποστάσεις Φερόντων Τοίχων (m) (Unido, 1986)*

| Δομικό σύστημα | Ζώνη Σεισμικότητας | | |
|---|---|---|---|
| | χαμηλή | μέτρια | υψηλή |
| Ωμοπλινθοδομή | 4,5 | 4,5 | 4,5 |
| Λιθοδομή | 4,5 | 4,5 | 4,5 |
| Άοπλη οπτοπλινθοδομή | 10 | 8 | 6 |
| Διαζωματική/ Οπλισμένη | 15 | 12 | 8 |

*Πίνακας 3.2: Μέγιστο ύψος ( m ) και αριθμός ορόφων (Unido, 1986)*

| Δομικό σύστημα | Σεισμική ζώνη | | | |
|---|---|---|---|---|
| | | χαμηλή | μέτρια | υψηλή |
| Ωμοπλινθοδομή | ύψος | 3 | 3 | 3 |
| | όροφοι | 1 | 1 | 1 |
| Λιθοδομή | ύψος | 6 | 6 | 3 |
| | όροφοι | 2 | 2 | 1 |
| Άοπλη τοιχοποιία | ύψος | 9 | 6 | 3 |
| | όροφοι | 3 | 2 | 1 |
| Διαζωματική/ Οπλισμένη | ύψος | 18 | 14 | 11 |
| | όροφοι | 5 | 4 | 3 |

*Πίνακας 3.3: Μέγιστος αριθμός ορόφων και ελάχιστο ποσοστό φερόντων τοίχων για τα ''απλά κτήρια'' (Καραντώνη 2012)*

| Τοπική επιτάχυνση ag.S | | ≤0.07 k.g | ≤0.10 k.g | ≤0.15 k.g | ≤0.20 k.g |
|---|---|---|---|---|---|
| Τύπος τοιχοποιίας | Αριθμός ορόφων (n) | Ελάχιστη συνολική διατομή οριζόντιων τοίχων ανά διεύθυνση,ως ποσοστό της συνολικής επιφάνειας ανά όροφο ($P_A$,min) | | | |
| Άοπλη τοιχοποιία | 1 | 2,00% | 2,00% | 3,50% | ΔΕ |
| | 2 | 2,00% | 2,50% | 5,00% | ΔΕ |
| | 3 | 3,00% | 5,00% | ΔΕ | ΔΕ |
| | 4 | 5,00% | ΔΕ | ΔΕ | ΔΕ |
| Διαζωματική τοιχοποιία | 2 | 2,00% | 2,50% | 3,00% | 3,50% |
| | 3 | 2,00% | 3,00% | 4,00% | ΔΕ |
| | 4 | 4,00% | 5,00% | ΔΕ | ΔΕ |
| | 5 | 6,00% | ΔΕ | ΔΕ | ΔΕ |
| Οπλισμένη τοιχοποιία | 2 | 2,00% | 2,00% | 2,00% | 3,50% |
| | 3 | 2,00% | 2,00% | 3,00% | 5,00% |
| | 4 | 3,00% | 4,00% | 5,00% | ΔΕ |
| | 5 | 4,00% | 5,00% | ΔΕ | ΔΕ |
| ΔΕ: Δεν εφαρμόζεται | | | | | |

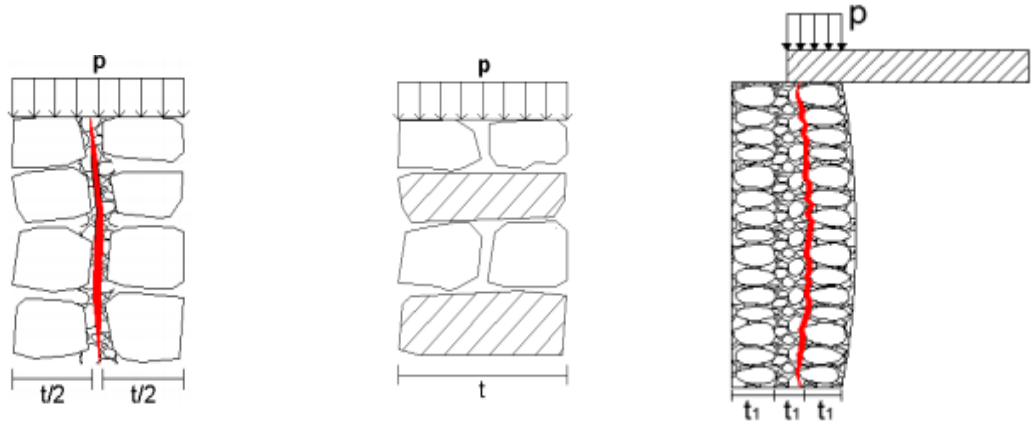
## 3.3 Είδη βλαβών που απαντώνται συχνά σε κατασκευές από τοιχοποιία

Οι βλάβες οι οποίες οφείλονται σε περιβαλλοντικούς παράγοντες καθώς επίσης και στην επίδραση του εδάφους περιγράφηκαν συνοπτικά στην προηγούμενη παράγραφο.

Σε αυτήν την παράγραφο ερχόμαστε να περιγράψουμε τις πιο σύνηθες μορφές αστοχιών που οφείλονται σε φορτίσεις της κατασκευής είτε λόγω στατικών φορτίων είτε λόγω σεισμικής καταπόνησης. Ανάλογα με το πόσο καλά ή όχι είναι δομημένο το κτίριο αλλά και σε σχέση με τους παράγοντες που περιγράφηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, οι αστοχίες αναμένονται σε μεγαλύτερο ή μικρότερο βαθμό.

Οι βλάβες οι οποίες οφείλονται στα κατακόρυφα φορτία είναι συνήθως των ακολούθων τύπων:

α) Όταν υπάρχει τοπική υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής είτε από κακό σχεδιασμό είτε από συγκέντρωση φορτίου, εμφανίζονται είτε σχεδόν κατακόρυφες ρηγματώσεις που οφείλονται στις εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται σε μονοαξονικά θλιβόμενη τοιχοποιία, είτε, ιδιαίτερα σε περίπτωση τρίστρωτης λιθοδομής, εμφανίζεται κατακόρυφο επίπεδο ρηγμάτωσης – διαχωρισμού κατά το πάχος του τοίχου που εκδηλώνεται με μονόπλευρο είτε αμφίπλευρο φούσκωμα της τοιχοποιίας. Σε περίπτωση ύπαρξης πατώματος ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην περίπτωση που τα πατώματα εδράζονται σε τμήμα τοίχου ασκώντας κατακόρυφα φορτία όχι σε όλο τον τοίχο, αλλά σε ένα μέρος του (σχ.3.10).




*Σχήμα 3.10:Τυπική ανάπτυξη ρωγμών λόγω ισχυρών κατακόρυφων φορτίων σε δίστρωτη τοιχοποιία με πυρήνα μικρού πλάτους υλικών χαμηλής ποιότητας (αριστερά), με διάτονες λίθους (μεσαία) και φαινόμενο λυγισμού σε τρίστρωτη τοιχοποιία με έκκεντρη φόρτιση στην εσωτερική στρώση λόγω πατώματος (δεξιά), (Κων/νος Σπυράκος, Κατασκευές από Τοιχοποιία- Αποτίμηση & Επεμβάσεις για σεισμικά φορτία, 2019)*

β) Σε περίπτωση διαφορικής βράχυνσης υπό τα κατακόρυφα φορτία σε μεσαίους συνήθως τοίχους, λοξές ρηγματώσεις μιας διεύθυνσης αναμένεται να εμφανιστούν στους εγκάρσιους τοίχους, με τις βλάβες να εμφανίζονται σε αυξημένο βαθμό στους ανώτερους ορόφους. Η διαφορά με την κατάσταση όπου συντελείται διαφορική καθίζηση, έγγυται

στο οτι οι αναμενόμενες λοξές ρηγματώσεις θα εμφανιστούν κατά την έννοια της θλιβόμενες διαγωνίου στους πεσσούς ή τους δίσκους τοιχοποιίας κατά μήκος του πόδα όπου συντελείται η καθίζηση, με τις αστοχίες να είναι εντονότερες στα χαμηλότερα επίπεδα*(ΟΑΣΠ 2001).*

Ενώ η φόρτιση υπό τα κατακόρυφα φορτία ορίζεται με σχετική σαφήνεια, κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει με τη σεισμική φόρτιση. Ακόμη και μετά τις σημαντικότατες απλοποιήσεις της μετάβασης από τη φυσική διέγερση στο φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού του κανονισμού και τη θεώρηση της δράσης του σεισμού κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, είναι γνωστό ότι τόσο το μέγεθος όσο και η κατανομή της σεισμικής τέμνουσας καθ' ύψος (αλλά και μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων κάθε ορόφου) εξαρτάται από τα γεωμετρικά και τα δυναμικά μηχανικά χαρακτηριστικά του φέροντα οργανισμού.

Ένα ακόμη στοιχείο αποτελεί όπως έχει αναφερθεί το αν το κτήριο έχει ή όχι επαρκής διαφραγματική λειτουργία. Αν θα μπορούσαμε να διακρίνουμε δύο ακραίες περιπτώσεις, τότε στην πρώτη περίπτωση θα είχαμε ένα κτίριο το οποίο παρουσιάζει υψηλή διαφραγματική λειτουργία (π.χ. πλάκες Ο/Σ) με παράλληλη την ύπαρξη τοιχοποιίας υψηλών αντοχών και οριζόντιων και κατακόρυφων διαζωμάτων. Η περίπτωση αυτή κτηριακής δομής εμφανίζει γενικά ικανοποιητική συμπεριφορά υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση.

Στην δεύτερη περίπτωση θα συναντούσαμε κτήρια αποτελούμενα από πατώματα και δώματα χαμηλής διαφραγματικής δυσκαμψίας (π.χ. ξύλινα πατώματα και στέγη) και τοίχους χαμηλής αντοχής χωρίς την παρουσία διαζωμάτων ή στοιχείων εκλυστήρων τα οποία γενικά εμφανίζουν ανεπαρκής συμπεριφορά υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση.

Οι βασικές διαφοροποιήσεις των δύο τύπων κτιρίων είναι μεταξύ άλλων οι εξής:

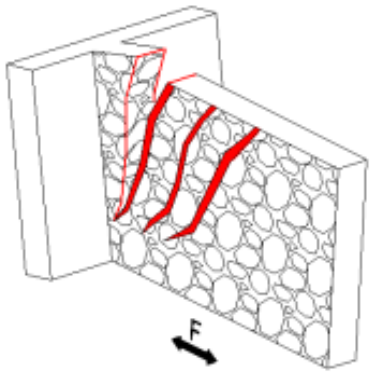
Στην πρώτη περίπτωση η συγκεντρωμένη σεισμική τέμνουσα κάθε ορόφου κατανέμεται από το διάφραγμα του δαπέδου στα κατακόρυφα στοιχεία του ορόφου ομαλά και ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, με αποτέλεσμα να συγκεντρώνεται κυρίως στους τοίχους που διήκουν κατά τη διεύθυνση του σεισμού.

Η ύπαρξη διαζωμάτων και ελκυστήρων αποτρέπει την αποκόλληση των τοίχων καθ' ύψος κατακόρυφων ακμών σε γωνίες τύπου **Γ** ή **Τ** ενώ παράλληλα τα διαζώματα περιορίζουν την καταπόνηση των τοίχων που διήκουν κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού, με αποτέλεσμα να προκύπτει συνήθως κρίσιμη η καταπόνηση των εγκάρσιων τοίχων για σεισμό μέσα στο επίπεδό τους Αυτό προϋποθέτει και την ύπαρξη τοιχοποιίας ικανοποιητικού έως υψηλού βαθμού δόμησης( λειτουργία δίσκου - σχετικά υψηλή αντοχή τοιχοποιίας).

Στην δεύτερη περίπτωση η κατανομή των δυνάμεων δεν γίνεται με τον ίδιο τρόπο. Προκύπτει κρίσιμη η σεισμική διέγερση κάθετα στο επίπεδο της τοιχοποιίας ( κάμψη εκτός επιπέδου). Πιο αναλυτικά, η τοιχοποιία για την εκτός επιπέδου συμπεριφορά της μπορεί να παρομοιαστεί ως μια τριέριστη πλάκα με ανοίγματα, η οποία μεταφέρει τα εγκάρσια σε αυτήν αδρανειακά φορτία στους εγκάρσιους τοίχους και στο έδαφος. Το γεγονός αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη σημαντικού μεγέθους εφελκυστικών τάσεων στην στέψη του τοίχου οι οποίες ακολουθούν περίπου οριζόντια διεύθυνση. Στις τάσεις αυτές οφείλονται κατά κύριο λόγο και οι κατακόρυφες ρηγματώσεις που

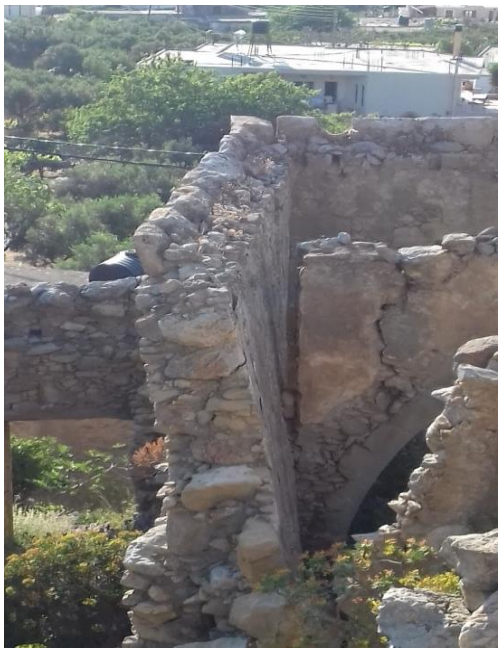
παρατηρούνται στα ανώφλια των ανωτέρων ορόφων, όπως επίσης και οι ανατροπές των ανώτερων τμημάτων της κατασκευής. Προφανώς, με την αντιστροφή της φοράς της σεισμικής έντασης εμφανίζεται εφελκυσμός και στις δύο παρειές του τοίχου.

Επίσης η απουσία διαφραγμάτων και ελκυστήρων σε συνδυασμό με την πλημελλή σύνδεση των τμημάτων της τοιχοποιίας, επιφέρει αποκόλληση των διασταυρούμενων τοίχων και ανεξάρτητη απόκρισή τους ως ελευθέρων προβόλων. Στο σχήμα 3.11 απεικονίζεται η συμπεριφορά τοίχου με χαμηλής ποιότητας δόμηση σε σεισμική φόρτιση εντός και εκτός επιπέδου.ενώ στο σχήμα 3.12 παρουσιάζονται οι τυπικές μορφές απόκρισης μονώροφου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση .




(α)

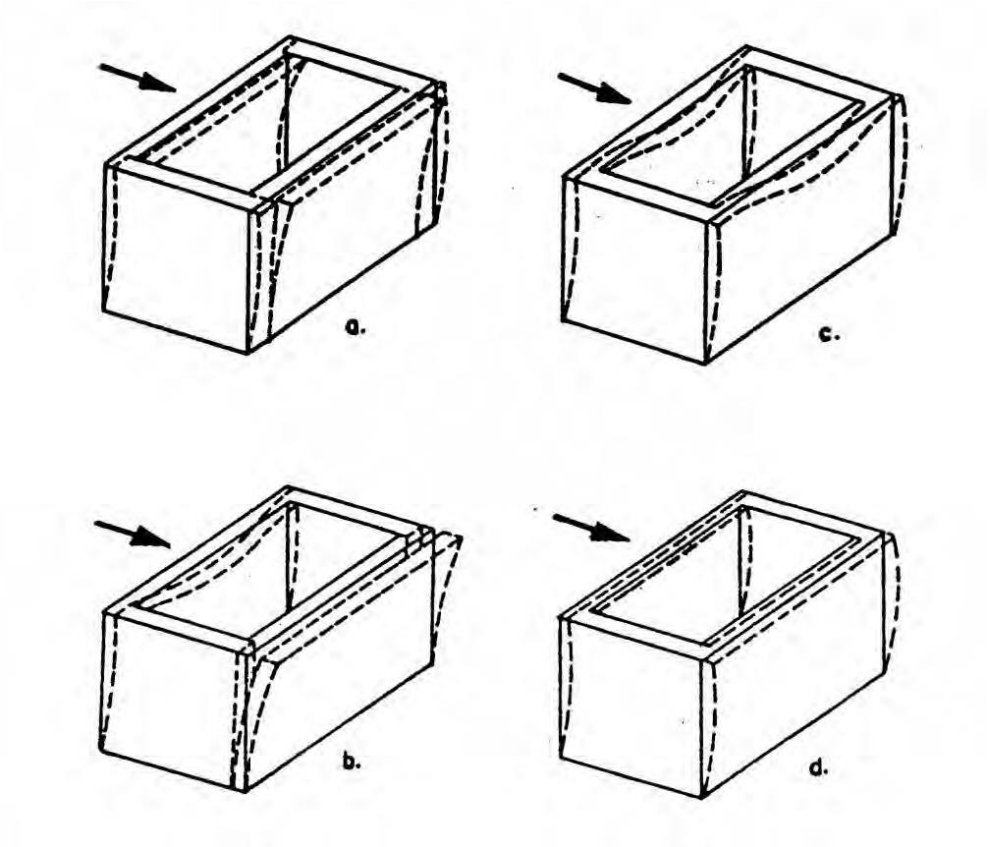
(γ)



(β)

(δ)

*Σχήμα 3.11: Ανάπτυξη ρωγμών σε τοίχο με φτωχή δόμηση σε σεισμικά φορτία: (α) εντός επιπέδου (σεισμική δράση F παράλληλα στον τοίχο),(β) αποκόλληση εγκάρσιου τοίχου (γ),(δ)) Αποκόλληση εξωτερικής παρειάς λιθοδομής σε σεισμική δράση κάθετη στο επίπεδό της στο ύψος του ανωφλίου ορόφου και ολική κατάρρευση εγκάρσιου τοίχου λόγω μη επαρκής σύνδεσης και φτωχής ποιότητας δόμησης, πηγές: α) Κων/νος Σπυράκος, Κατασκευές από Τοιχοποιία- Αποτίμηση & Επεμβάσεις για σεισμικά φορτία, 2019 , β, γ, δ) προσωπικό αρχείο*




*Σχ . 3.12 Ταλάντωση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική φόρτιση α. b. κτίρια με ασύνδετους τοίχους(απουσία διαφράγματος ή διαζώματος). c. κτίριο με σενάζ d. κτίριο με διάφραγμα στο επίπεδο της στέψης του (ΟΑΣΠ 2001)*

Στην πλειονότητά τους οι κατασκευές που συναντάμε ανήκουν σε μία ενδιάμεση κατάσταση με αποτέλεσμα να είναι δύσκολη η προσομοίωση και ανάλυσή τους, όσο και η σαφής πρόγνωση της απόκρισής τους υπό οριζόντια σεισμική φόρτιση.
Στις επόμενες παραγράφους επιχειρείται μια απογραφή των συνηθέστερων εικόνων που συναντάμε ανάλογα με την κατηγορία των ρωγμών, την μορφολογία και τα αίτια πρόκλησής τους ενώ στο τέλος του κεφαλαίου θα παρουσιαστούν συνοπτικά με την μορφή πίνακα ( πίνακας 3.4)

## 3.3.1 Διαγώνιες και Δισδιαγώνιες ρωγμές

### 3.3.1.1 Σε συμπαγείς τοίχους και τοίχους με ανοίγματα

Οι διαγώνιες λοξές ρωγμές είναι από τους πιο χαρακτηριστικούς τύπους ρωγμών που συναντώνται σε κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία . Εμφανίζονται κυρίως κατά μήκος της διαγωνίου του τοίχου και μπορεί να εκτείνονται είτε σε όλο το μήκος της, είτε σε ένα μόνο τμήμα της. Λόγω της εναλλαγής της φοράς σεισμικής έντασης οι ρωγμές μπορεί να είναι δισδιαγώνιες, (δηλαδή να εμφανίζονται κατά μήκος και των δύο διαγωνίων ενός τοίχου) σχηματίζοντας το γνωστό ‘’χ’’ στο σώμα της τοιχοποιίας. Σε περιπτώσεις που η τοιχοποιία διακρίνεται από μικρό πάχος ή αποτελείται από υλικά χαμηλής αντοχής, αλλά και στην

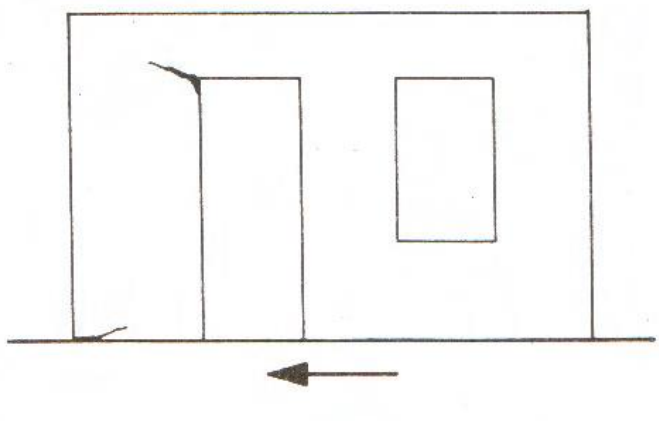
περίπτωση αυξημένης καταπόνησης, οι ρωγμές αυτές μπορεί να είναι διαμπερείς και να αποδιοργανώσουν πλήρως τη δομή του τοίχου.
Αν θέλαμε να περιγράψουμε εν συντομία την γενεσιουργό διαδικασία ανάπτυξής τους αυτή θα είχε ως ακολούθως: Κατά την διάρκεια ενός σεισμού με διεύθυνση παράλληλη στον διαμήκη άξονα του τοίχου, αναπτύσσεται μια οριζόντια τέμνουσα δύναμη ΄΄V΄΄ η οποία επιβάλλει μια μετακίνηση στην βάση του τοίχου. Για λόγους ισορροπίας αναπτύσσεται στην στέψη μια ίση και αντίθετη. Ο συνδυασμός των τεμνουσών τείνει να παραμορφώσει τον τοίχο και να προκαλέσει εναλλασόμενο εφελκυσμό και θλίψη κατά την έννοια των διαγωνίων. Όταν η εφελκυστική παραμόρφωση ξεπεράσει την τιμή αντοχής τότε παρατηρείται η ρηγμάτωση. Κατά την εναλλαγή της φοράς της σεισμικής δράσης αναπτύσσεται κατά την άλλη διεύθυνση με τον ίδιο τρόπο λοξή ρηγμάτωση οπότε και προκύπτει η δισδιαγώνια ρωγμή. Οι λοξές αυτές ρωγμές εμφανίζονται κυρίως στο μέσον του τοίχου και στην συνέχεια επεκτείνονται προς τα άκρα της διαγωνίου.
Στην περίπτωση όπου στην τοιχοποιία υπάρχουν ανοίγματα, για τους ίδιους λόγους αναπτύσσονται διαγώνιες ρωγμές οι οποίες εντοπίζονται συνηθέστερα στις γωνίες των θυρών και των παραθύρων οι οποίες συνθέτουν και τις πιο ασθενείς περιοχές του τοίχου.
Η διαδρομή που θα ακολουθήσει η παθολογία της ρωγμής είναι σε άμεση εξάρτηση από την σχέση των αντοχών των υλικών που συνθέτουν την τοιχοποιία (σχ. 3.13).
Έτσι , όταν δεν υπάρχει κονίαμα σύνδεσης μεταξύ των υλικών ή το κονίαμα που υπάρχει έχει αντοχή μικρότερη από αυτήν των λιθοσωμάτων, οι ρωγμές θα διασχίσουν τους αρμούς παρουσιάζοντας συνήθως μια βαθμιδωτή μορφή αφήνοντας τα λιθοσώματα άθικτα. Αντίστοιχα, στην περίπτωση όπου τα λιθοσώματα έχουν μικρότερη αντοχή σε σχέση με το κονίαμα, η διαδρομή της ρωγμής θα τα διαπερνά και θα θυμίζει περισσότερο μια ευθεία γραμμή.
Τέλος στην περίπτωση όπου κονίαμα και λιθόσωμα έχουν περίπου ίση αντοχή, οι ρωγμές ακολουθούν μια διαδρομή η οποία διαπερνά και τον αρμό και τα λιθοσώματα.

*Σχ . 3.13 Ανάπτυξη διατμητικών διαγωνίων ρωγμών κατά μήκος των οπτόπλινθων λόγω έλειψης συνδετικού κονιάματος, προσωπικό αρχείο*

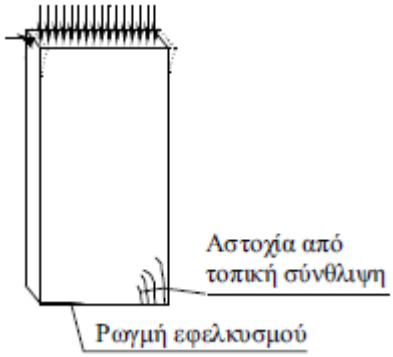
## 3.3.2 Καμπτικές ρωγμές

### 3.3.2.1 Στα άκρα των πεσσών και άκρα υπερθύρων

Σε μεμονωμένους τοίχους, οι ρωγμές λόγω κάμψεως εμφανίζονται κυρίως στα άκρα των πεσσών ή στα άκρα των ανοιγμάτων. Όταν ο πεσσός χαρακτηρίζεται ως εύκαμπτος (μικρό μήκος σε σχέση με το ύψος του), τότε στην στην βάση ή την κορυφή του ρωγμές περίπου οριζόντιας διεύθυσης λόγω της κάμψεως που αναπτύσσεται (σχ. 3.14).
Όταν ο πεσσός βρίσκεται μεταξύ δυο ανοιγμάτων τα οποία έχουν ίδιο ύψος, στις ακραίες ίνες των διατομών του κατά την έννοια του ύψους του ( κορυφή ή βάση) , αναπτύσσονται ροπές κάμψεως αυξημένης έντασης σε σχέση με τις διατμητικές τάσεις οι οποίες λαμβάνουν πρακτικώς μηδενικές τιμές, οπότε και παρουσιάζονται οι καμπτικές ρωγμές τύπου f, όπως αναφέρονται και στην βιβλιογραφία.
Στην περίπτωση που το αξονικό φορτίο που ασκείται στον πεσσό είναι μεγάλο και η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μικρή, ή ακόμα κι όταν οι ροπές που αναπτύσσονται στα άκρα των καμπτόμενων στοιχείων είναι αυξημένου μεγέθους, εμφανίζονται κατόπιν των οριζοντίων, κατακόρυφες ρηγματώσεις στην θλιβόμενη γωνία της βάσεως του πεσσού λόγω τοπικής σύνθλιψης των ινών (σχ. 3.15).



*Σχ .3.14: Οριζόντια καμπτική ρωγμή (Τάσιος,1992)*




*Σχ .3.15: Καμπτική αστοχία από συντριβή θλιβόμενης ίνας (ΟΑΣΠ, 2001)*

Αντίστοιχα, εφελκυστικές ρωγμές παρατηρούνται στα υπέρθυρα των ανοιγμάτων του τοίχου λόγω μειωμένης δυσκαμψίας με τις ρωγμές να ακολουθούν περίπου κατακόρυφη φορά.

Συνοπτικά για τις καμπτικές ρωγμές ανεξάρτητα από την θέση εμφάνισής τους μπορούν να γίνουν οι κάτωθι παρατηρήσεις:

1. Οι καμπτικές ρωγμές στους πεσσούς και στα υπέρθυρα εμφανίζονται πριν την ανάπτυξη των διαγωνίων διατμητικών ρωγμών. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί διότι όσο αφορά την τοιχοποιία, η εφελκυστική της αντοχή αντιστοιχεί σε κυρίως κατακόρυφο εφελκυσμό όπου η υπέρβαση της τιμής αντοχής οδηγεί στην εμφάνιση καμπτικών ρωγμών, ενώ οι διαγώνιες ρηγματώσεις οφείλονται στην υπέρβαση τιμής του οριζόντιου εφελκυσμού η οποία συναντάται αυξημένη σε σχέση με προηγουμένως.

2. Σε γωνιακούς πεσσούς καταπονούμενους από κάμψη, οι οριζόντιες καμπτικές ρηγματώσεις στην περιοχή της στέψης των τοίχων και στα ύψη των ανοιγμάτων δεν εμφανίζονται συχνά. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί διότι όταν η σύνδεση μεταξύ των εγκαρσίων τοίχων είναι επαρκής, ο πεσσός θεωρείται ότι δεν είναι ορθογωνικής διατομής αλλά μορφής L. Έτσι οι αναπτυσσόμενες τάσεις λόγω εφελκυσμού στις ακραίες ίνες των τοίχων στην περιοχή της ένωσης είναι μικρότερες σε σχέση με εκείνες που αναπτύσσονται στην περιοχή του ανοίγματος.
Επομένως ,η εμφάνιση καμπτικής ρωγμής είναι δυσχερέστερη σε περίπτωση φοράς ροπής που εφελκύει το πέλμα.
Επιπροσθέτως , η εντατική κατάσταση που επικρατεί διαφέρει όταν η διεύθυνση της σεισμικής έντασης έχει φορά κατά την οποία να εφελκύει το πέλμα του πεσσού , απ' ότι για διεύθυνση κατά την οποία εφελκύεται ο κορμός. Η αιτία για το αναφερθέν εντοπίζεται στο διαφορετικό ενεργό ύψος που αντιστοιχεί στους πεσσούς. Στην περίπτωση εφελκυσμού του κορμού, το ενεργό ύψος ισούται με αυτό των ανοιγμάτων ενώ για εφελκυσμό του πέλματος ο πεσσός αναπτύσει μεγαλύτερο ενεργό ύψος με επακόλουθο την ανάπτυξη μικρότερων σε μέγεθος ροπών και μειωμένη πιθανότητα εμφάνισης ρηγματώσεων.
Κάτι αντίστοιχο παρατηρείται και σε πεσσούς που βρίσκονται ανάμεσα σε ανοίγματα με διαφορετικά ύψη όπου η εμφάνιση καμπτικών ρωγμών στις ακραίες ίνες είναι μειωμένη από τη μεριά του υψηλότερου ανοίγματος.

3. Τέλος , να τονιστεί το γεγονός ότι οι τοιχοποιίες συνήθως δεν αστοχούν λόγω των αναπτυσσόμενων οριζόντιων καμπτικών ρωγμών. Αντιθέτως σοβαρές βλάβες προκύπτουν όταν λαμβάνει χώρα η αποδιοργάνωση τμημάτων της τοιχοποιίας λόγω θλίψης, με επακόλουθο την μείωση της φέρουσας ικανότητας των στοιχείων.

## 3.3.3 Κατακόρυφες ρωγμές

### 3.3.3.1 Περί το μέσον του μήκους τοιχοποιίας και στην θέση ένωσης εγκάρσιων τοίχων

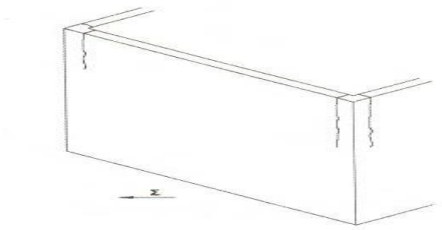
Κατακόρυφες ρωγμές κατά μήκος των αρμών ή και διαπερνώντας τα λιθοσώματα (ανάλογα την αντοχή των στοιχείων της τοιχοποίας όπως έχει ήδη αναφερθεί) παρατηρούνται συνήθως περί το μέσον του μήκους ενός τοίχου ξεκινώντας από τη στέψη επεκτεινόμενες προς τα κάτω (σχ.3.16) Ακόμα , οι ρωγμές αυτές μπορεί να επεκτείνονται καθ όλο το πάχος του τοίχου, δηλαδή να είναι διαμπερείς, ή μπορεί απλά να εμφανίζονται μόνο στην εξωτερική παρειά του τοίχου.
Αιτία εμφάνισης αυτών των ρηγματώσεων είναι η καμπτική λειτουργία του τοίχου, σε σεισμική καταπόνηση κάθετη προς το επίπεδό του.
Στην συγκεκριμένη περίπτωση και δή όταν η σύνδεση με τα υπερκείμενα επίπεδα είναι πλημελλής ή όταν δεν υπάρχει στέγη επαρκούς δυσκαμψίας, ο τοίχος μπορεί να θεωρηθεί οτι συμπεριφέρεται ως μία τριέρειστη κατακόρυφη πλάκα στην οποία εφαρμόζεται ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο. Οι μέγιστες εντάσεις λόγω ροπών κατανέμονται περί το μέσον μήκος της τοιχοποιίας και προς την στέψη του, ενώ οι τιμές αυτές μειώνονται καθώς απομακρυνόμαστε κατά την έννοια της κατακορύφου. Αποτέλεσμα είναι να παρατηρούνται ρωγμές με αυξανόμενο άνοιγμα στα υψηλότερα στρώματα της τοιχοποιίας. Όταν υπάρχουν ανοίγματα, οι ρωγμές αυτές αναμένεται να εντοπιστούν και στις περιοχές των ανοιγμάτων καθότι αυτές συνθέτουν τις ΄΄ασθενείς΄΄ περιοχές του τοίχου ενώ ανάλογα με το πόσο επιμελημένες είναι οι συνδέσεις στις γωνίες των τοίχων, και πόσο καλή είναι η σύνδεση των πατωμάτων ή της στέγης με την τοιχοποιία οι ρηγματώσεις μπορούν να εκδηλωθούν σε διάφορες θέσεις κατά μήκος και καθ'ύψος.

*Σχ .3.16: Ρωγμή περί το μέσον του τοίχου, λόγω κάμψης εκτός επιπέδου του ,*
*πηγή Διαδίκτυο Ε. Βιντζηλαίου*

Για παράδειγμα σε περίπτωση διόροφου κτηρίου με υπάρξη στέγης όπου στην στάθμη μεταξύ ισογείου - ορόφου υπάρχουν στοιχεία τα οποία μπορούν να αναλάβουν εφελκυστικές εντάσεις με την ταυτόχρονη απουσία τους στην στάθμη οροφής του ορόφου, τότε αναμένεται ο μηχανισμός κάμψεως εκτός επιπέδου να επηρρεάσει τον ανώτερο όροφο με αυξημένες πιθανότητες τοπικών ή ολικών αστοχιών (κατάρρευση τμήματος).

Επομένως, η συμπεριφορά λόγω κάμψης των τοίχων εκτός του επιπέδου τους λόγω της (εναλλασσόμενης) δράσης του σεισμού, μπορεί εκτός από κατακόρυφες ρηγματώσεις όπως αναφέρθηκαν προηγουμένως , να οδηγήσει σε περαιτέρω εμφάνιση βλαβών όπως η αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας στην περιοχή της ρωγμής με μερική κατάρρευσή της, τοπικό «φούσκωμα» του τοίχου στο μέσον του ή όταν αναφερόμαστε σε λιθοδομές αποτελούμενες από περισσότερες της μίας στρώσης ( δίστρωτες, τρίστρωτες ) ακόμη και κατάρρευση της εξωτερικής ( ή εσωτερικής ) παρειάς.

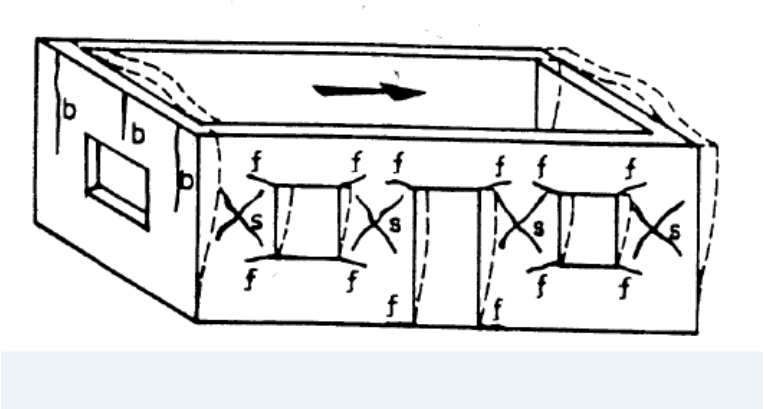
Όσο αφορά στις περιοχές συνάντησης εγκάρσιων τοίχων, ακολουθώντας το ίδιο σκεπτικό όπως προηγουμένως, η εμφάνιση ρωγμών παρουσιάζεται με διεύθυνση σχεδόν κατακόρυφη και μπορεί να εκδηλωθεί είτε ταυτόχρονα σε εγκάρσιους και διαμήκεις τοίχους, είτε μεμονωμένα στην περιοχή της γωνίας ( σχ. 3.17).



*Σχ . 3.17 : Κατακόρυφες ρωγμές στη συνάντηση δύο τοίχων (Βέρρας κ.α 2004)*

Ανάλογα με το αν η περιοχή ένωσης είναι καλοδομημένη η όχι καθώς και την παρουσία ή απουσία απαραμόρφωτων διαφραγμάτων, διαζωμάτων και ελκυστήρων εντοπίζονται ορισμένες διαφοροποιήσεις. Στην περίπτωση επαρκούς σύνδεσης των τοίχων μεταξύ τους, οι ρηγματώσεις εντοπίζονται στην περιοχή αμέσως μετά την γωνία καθότι είναι δύσκολο να διασπαστεί λόγω του επιμελημένου τρόπου δόμησής της ενώ όταν η σύνδεση είναι πλημελλής η κατακόρυφη ρωγμή δύναται να διαπερνά το θεωρητικό ΄΄σημείο επαφής΄΄ των τοίχων. Η διάδοση αυτού του τύπου ρωγμών σε τοιχοποιίες χαμηλής αντοχής αλλά και σε συνδυασμό με την απουσία στοιχείων που μπορούν να αναλάβουν εφελκυστικές τάσεις, μπορεί να επιφέρει αποκόλληση των εγκάρσιων τοίχων, κατάρρευση ολόκληρης της περιοχής γωνίας μέχρι και ολική κατάρρευση της τοιχοποιίας κατά την έννοια του μήκους της (βλ. σχ. 3.11 & 3.18). Οι τοπικοί μηχανισμοί που μπορεί να αναπτυχθούν σε μια κατασκευή ανάλογα τον συνδυασμό των δράσεων που ασκούνται σε αυτήν μπορούν να βρεθούν στην βιβλιογραφία. Στο σχήμα 3.19 παρατίθενται οι τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε ένα μονόροφο κτίσμα ενώ στο σχ. 3.20 απεικονίζονται οι βλάβες σε πραγματικό κτήριο όπως καταγράφηκαν και όπου οι συμβολισμοί (Β,Δ,Ε) αφορούν καμπτικές και διατμητικές αστοχίες σε πεσσούς ενώ οι (Α,Γ,ΣΤ,Ζ) σε υπέρθυρα. Η (Θ) αφορά σε τοπική αστοχία με απώλεια μέρους τοιχοποιίας ενώ τέλος η (Η) σε αστοχία σύνδεσης εγκάρσιων τοίχων.

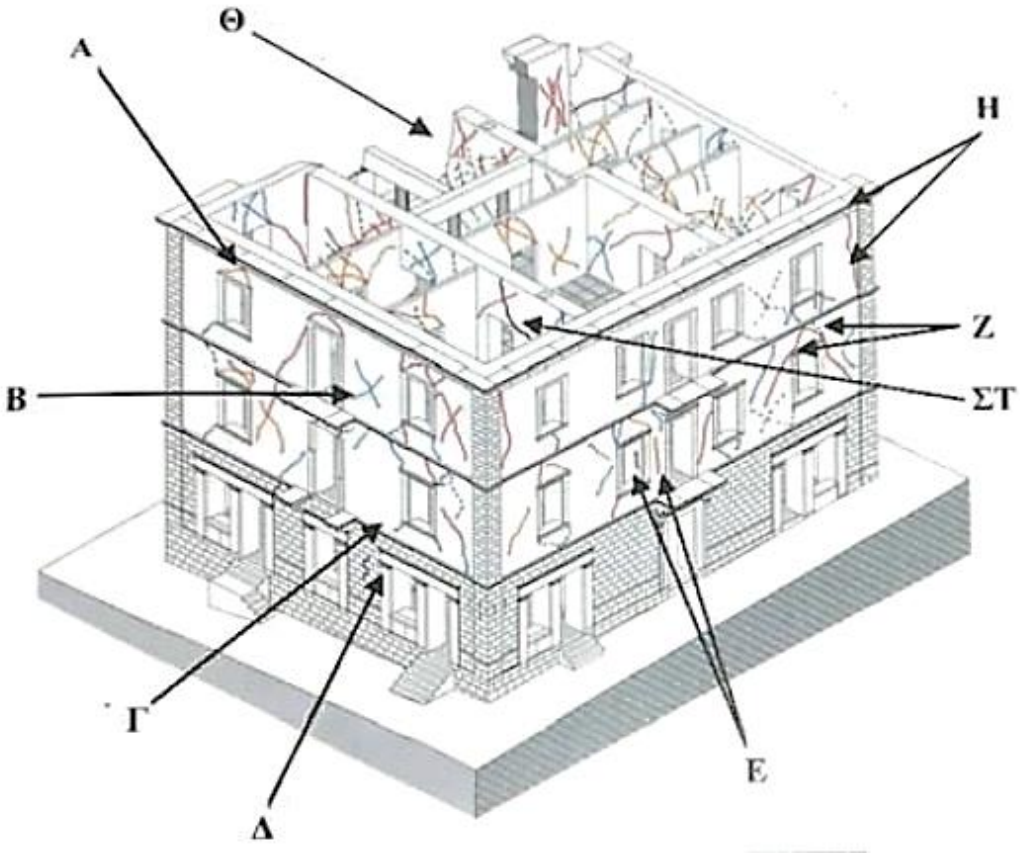
*Σχ. 3.18:Διάδοση ρηγμάτωσης μετά την περιοχή της γωνίας και ολική κατάρρευση εγκάρσιων τοίχων λόγω καταπόνησης σε εκτός επιπέδου δράσεις, προσωπικό αρχείο*




*b: εκτός επιπέδου καμπτικές ρωγμές*
*f: εφελκυστικές ρωγμές*

*s: ρωγμές λοξού εφελκυσμού (διατμητικές)*

*Σχ. 3.19: Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε τυπικό όροφο από Φ.Τ ( Ο.Α.Σ.Π, 2001)*




*Σχ. 3.20: Ανάπυξη ρωγμών και αστοχιών λόγω σεισμικής δράσης ( Σπυράκος Κ,Τουλιάτος Π, Πατσιλίβας Δ, Πελέκης Γ, Χαμπέσης Α,Μανιατάκη Χ , Ανάλυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιΐα για σεισμό εγγύς-πεδίου και προτάσεις επεμβάσεων. Τεχνικά χρονικά, Επιστημονική Έκδοση ΤΕΕ , 2006)*

*Πίνακας 3.4: Συγκεντρωτικός πίνακας με κατηγορίες ρωγμών, μορφολογία αυτών και αιτίες πρόκλησής τους (Αλεξάνδρα Χατζηκωνσταντίνου, Διπλωματική ΜΔΕ 2014)*

| **ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΡΩΓΜΩΝ** | | **ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ** | **ΑΙΤΙΑ ΠΡΟΚΛΗΣΗΣ** |
|---|---|---|---|
| ΔΙΑΓΩΝΙΕΣ Η ΔΙΣΔΙΑΓΩΝΙΕΣ | Συμπαγείς τοίχοι | Εμφανίζονται κατά τη διαγώνιο του τοίχου, είτε σε όλο το μήκος, είτε σε ένα τμήμα της | Προκαλούνται λόγω δράσης σεισμού παράλληλη στον διαμήκη άξονα του τοίχου. Μέσω αυτής της δράσης εφελκύεται η διαγώνιος του τοίχου, η οποία ρηγματώνεται όταν η εφελκυστική παραμόρφωσή της ξεπεράσει την εφελκυστική αντοχή του τοίχου. |
| | Τοίχοι με Ανοίγματα | Εμφανίζονται στις γωνίες θυρών ή παραθύρων και είναι παράλληλες προς τη μία ή και τις δύο διαγωνίους του τοίχου | |
| ΚΑΜΠΤΙΚΕΣ | Στα άκρα των πεσσών | Είναι οριζόντιες ρωγμές που εμφανίζονται στην κορυφή ή/και στη βάση των πεσσών. | Οφείλονται σε ροπές κάμψης που αναπτύσσονται στα άκρα των εύκαμπτων στοιχείων, αφού οι πεσσοί και τα υπέρθυρα στα οποία εκδηλώνονται τέτοιου είδους ρωγμές έχουν μικρό μήκος σε σχέση με το ύψος τους. |
| | Στα άκρα των υπερθύρων | Είναι κατακόρυφες ρωγμές που εμφανίζονται στα άκρα των ανοιγμάτων και συγκεκριμένα στα υπέρθυρα. | |
| ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ | Περί το μέσον του τοίχου | Εμφανίζονται σε τοίχους περί το μέσον του μήκους τους και ξεκινούν από τη στέψη του τοίχου με επέκτασή τους προς τα κάτω. | Οφείλονται σε καμπτική λειτουργία του τοίχου εκτός του επιπέδου του. Δηλαδή η διεύθυνση του σεισμού είναι κάθετη στο επίπεδο του τοίχου και ο τοίχος συμπεριφέρεται σαν μια τριέρειστη πλάκα, στην οποία εφαρμόζεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο. |
| | Στη θέση συνάντησης δυο τοίχων | Εμφανίζονται στη θέση συνάντησης δυο τοίχων αμέσως μετά τη γωνία. Ξεκινούν από τη στέψη του τοίχου και επεκτείνονται προς τα κάτω. | |

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

# ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

## 4.1 Βασικές έννοιες

Οι επεμβάσεις σε υφιστάμενα κτίρια και μνημεία αφορούν μια υπόθεση με μακρά ιστορία. Η κάθε εποχή χαρακτηριζόταν και από ένα ιδιαίτερο τρόπο αντιμετώπισης των θεμάτων που έχρηζαν αντιμετώπισης. Μόλις τον προηγούμενο αιώνα υπήρξε μια προσπάθεια από διάφορους ειδικούς που αφορούσε την διατύπωση ενός κανονιστικού πλαισίου, την καταγραφή των μεθόδων επέμβασης αλλά και τους στόχους που πρέπει να έχουν.
Η προσπάθεια αυτή αποτέλεσε την βάση πάνω στην οποία στηρίχθηκε η διεθνής κοινότητα για την σύνταξη και την υπογραφή των επονομαζόμενων «χαρτών» στους οποίους διατυπώνονται βασικές αρχές περί προστασίας και επεμβάσεων σε μνημεία. Έτσι, το 1935 εσυντάχθει ο «Χάρτης της Αθήνας» ενώ το έτος 1964, μετά από παρεμβάσεις οργανισμών διεθνούς απήχησης όπως η UNESCO, η ICOMOS, το Συμβούλιο της Ευρώπης κ.α. θα συνταχθεί και υπογραφεί ο «Χάρτης της Βενετίας» τον οποίο έχει υπογράψει και η Ελλάδα.
Οι διατάξεις που ορίζονται στους πιο πάνω χάρτες παρουσιάζουν ένα γενικό χαρακτήρα, ο οποίος κατά καιρούς έχει υποστεί περαιτέρω επεξεγασία και ανάλυση ανάλογα με την πρόοδο της τεχνολογίας και τις νέες ανάγκες που προέκυπταν.
Η ταξινόμηση των μεθόδων επέμβασης με παράλληλο τον προσδιορισμό κατά το δυνατόν του αντικειμένου που θα υπηρετούσαν, αποτέλεσε μια εκ των προσπαθειών βάση της οποίας μπορεί να γίνει πλέον μια διάκριση περισσότερο εννοιολογική η οποία και παρουσιάζεται παρακάτω. Ο γενικός όρος επέμβαση (intervention) συμπεριλαμβάνει όλες από τις ακόλουθες έννοιες *(Μίλτων Δημοσθένους, ΤΕΕ 2009)*.

**Επισκευή (repairing)** ορίζεται η διαδικασία για την επαναφορά των στοιχείων ή ολόκληρου του φορέα ο οποίος έχει υποστεί βλάβες στην αρχική του κατάσταση. Είναι φανερό λοιπόν οτι μιλώντας για επισκευή δεν ενισχύεται ο φορέας έναντι των αιτιών οι οποίες οδήγησαν στην κατάσταση βλάβης του. Απεναντίας η επανάληψη του ίδιου αιτίου αναμένεται να προκαλέσει την ίδια ή ανάλογη βλάβη. Σε περιπτώσεις εκτεταμένων βλαβών είθισται η επέμβαση να έχει και ενισχυτικό χαρακτήρα πέραν του επισκευαστικού.

**Ενίσχυση (strengthening)** ορίζεται η διαδικασία αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών (αντοχή, δυσκαμψία) των δομικών στοιχείων ή του φορέα μέχρι ενός επιθυμητού επιπέδου, το οποίο συνήθως επιβάλλεται από τους ισχύοντες κανονισμούς.
Οι ενισχυτικές παρεμβάσεις υπερπηδούν τις ενέργειες επισκευής των φθορών ενώ μπορεί να συντελεστούν και πριν την σημείωση βλαβών ως ένα είδος πρόληψης.

**Ανακατασκευή (reconstruction)** ορίζεται όπως φανερώνει και το όνομά της η κατασκευή νέων στοιχείων τα οποία θα επιλεγούν μέσα από παράγοντες πχ ιστορικούς κ.ά με σκοπό την αντικατάσταση των υπαρχόντων. Τα στοιχεία μπορεί να είναι αντίγραφα των προϋπάρχοντων ή και όχι ανάλογα με τις απαιτήσεις που πρέπει να ικανοποιηθούν.

Ως **αναστήλωση (restoration)** ορίζεται η επαναφορά της κατασκευής στην αρχική της μορφή. Είθισται ο όρος αυτός να χρησιμοποιείται συνήθως για παρεμβατικές ενέργειες που αφορούν κτίσματα αυξημένης σπουδαιότητας (πχ μνημεία) καθότι ως όρος εμπεριέχει μια αυστηρότητα και την απαίτηση για τον σεβασμό και διατήρηση της φυσιογνωμίας της κατασκευής.

Κάνοντας χρήση του όρου **επανάχρηση (rehabilitation)** αναφερόμαστε συνήθως σε παρεμβατικές ενέργειες αρχιτεκτονικού χαρακτήρα που αφορούν την διαρρύθμιση και μετατροπή ενός κτιρίου με σκοπό να εξυπηρετήσει νέες χρήσεις.

Ως **διατήρηση (preservation)** ορίζεται η προσπάθεια που αφορά την διαφύλαξη μιας υπάρχουσας κατάστασης με λαμβανόμενα μέτρα αποτροπής περαιτέρω αστοχιών. Επεμβαίνοντας σε κτήρια με στόχο την διατήρησή τους, συνήθως οι παρεμβάσεις που θα συντελεστούν συνοδεύονται από τουλάχιστον επισκευαστικές ενέργειες.

Ένας γενικότερος όρος με ευρεία χρήση είναι η **συντήρηση (conservation)**. Συνήθως γίνεται αναφορά όταν μιλάμε για περιορισμένης χρονικής ισχυός μέτρα που λαμβάνονται ( όχι όμως και πρόχειρα) σε μία κατασκευή, εις την οποία πιθανώς πρόκεται να επέμβουμε στην πορεία του χρόνου. Η έννοια του όρου θα μπορούσε ενδεχομένως να χαρακτηριστεί ως το σύνολο των προπαρασκευαστικών ενεργειων που λαμβάνουν χώρα πριν την τελική επέμβαση.
Χαρακτηριστικό είναι το γεγονός ότι το τελικό ΄΄σχήμα επέμβασης΄΄ , είτε αφορά παραδοσιακό κτήριο είτε μνημείο, συνήθως εμπεριέχει τον συνδυασμό των διαφόρων διαφόρων μεθόδων επέμβασης, όπως π.χ.:

- Επανάχρηση, επισκευή και ενίσχυση
- Αναστήλωση και ενίσχυση
- Διατήρηση, συντήρηση και επισκευή κ.λ.π.

Οι ορισμοί οι οποίοι έχουν δωθεί ανωτέρω, λαμβάνοντας υπόψην ότι σε πραγματικές συνθήκες η πορεία επέμβασης που θα ακολουθηθεί απαιτεί συνδοιασμό των επιμέρους εργασιών, γίνεται κατανοητό ότι αναφέρονται ως επί των πλείστων σε παρεμβατικές ενέργειες δομοστατικού χαρακτήρα (άρση παθολογιών, βελτίωση ικανότητας παραλαβής φορτίων κ.λπ) *( Μίλτων Δημοσθένους, ΤΕΕ 2009).*

Στις επόμενες παραγράφους θα παρουσιαστούν ορισμένες αρχές και κριτήρια τα οποία θα πρέπει να ικανοποιούνται όταν αναφερόμαστε σε επεμβάσεις κατασκευών από Φέρουσα Τοιχοποιία. Επίσης θα περιγραφεί η διαδικασία εφαρμογής τους και τέλος θα γίνει αναφορά στις τεχνικές οι οποίες απαντώνται συνηθέστερα στην πράξη.

## 4.2 Κριτήρια και αρχές επεμβάσεων

Ορισμένα κριτήρια και αρχές επεμβάσεων με ιδιαίτερη σημασία και αξία για κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία οφείλουν να λαμβάνονται υπόψην όταν γίνεται λόγος για επεμβάσεις. Οι αρχές αυτές συχνά καθορίζουν και την επιλογή των τεχνικών που θα χρησιμοποιηθούν όπως επίσης και την έκταση της επέμβασης (επισκευή, ενίσχυση κ.ά). Βασικά κριτήρια επομένως είναι *(Μίλτων Δημοσθένους ΤΕΕ 2009, ΟΑΣΠ 2001)*:

➢ Η διάκριση του κτιρίου σε «μνημείο», «διατηρητέο» ή απλή κατασκευή και εφαρμογή του οποιοδήποτε νομικού πλαισίου και αρχών που διέπει το συγκεκριμένο κτίριο. Στην περίπτωση όπου πρόκειται για κατασκευή μνημειακού χαρακτήρα, οι διατάξεις τις οποίες έχουν θέσεις οι διεθνείς χάρτες περί προστασίας των μνημείων θα πρέπει αυστηρώς να συνεκτιμούνται. Τα σημαντικότερα στοιχεία που θα πρέπει να εξασφαλίζονται είναι τα κάτωθι (*Μίλτων Δημοσθένους, ΤΕΕ 2009*):

- Ο σεβασμός στο πρωτότυπο κατά την έννοια του να μην αλλοιώνεται η αρχική του (αρχιτεκτονική) φυσιογνωμία.

- Η ιστορική, αρχαιολογική, δομοστατική κ.λπ τεκμηρίωση του μνημείου ώστε να παρέχονται όσο το δυνατόν περισσότερες πληροφορίες στον μελετητή αλλά και να καθίστανται σαφή όρια επεμβατικών ενεργειών.

- Ιδιαίτερα σημαντικός παράγοντας είναι η απαιτούμενη αναστρεψιμότητα των προτεινομένων επεμβάσεων καθώς επίσης και η ανθεκτικότητά τους στον χρόνο. Αυτό συμβάλει στην ελαχιστοποίηση των βλαβών που πιθανώς να προκύψουν αν προκύψει η ανάγκη αντικατάστασης των πραγματοποιημένων επεμβάσεων.

- Τα νέα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν οφείλουν να είναι συμβατά με τα υφιστάμενα

➢ Το οικονομικό κόστος επέμβασης και μελλοντικής συντήρησης ως προς την εγκατεστημένη αξία.

➢ Ο χρόνος εκτέλεσης των εργασιών.

➢ Το κοινωνικό και ψυχολογικό κόστος των ενοίκων αλλά και του κοινωνικού συνόλου.

➢ Η δυνατότητα επαρκούς και ευσταθούς υποστύλωσης κατά τη διάρκεια των εργασιών επισκευής ή ενίσχυσης.

### 4.2.1 Διαδικασία εφαρμογής και στόχοι των επεμβάσεων

Ερχόμενοι να επέμβουμε σε μια κατασκευή με σκοπό την ανακούφισή της από παράγοντες που επιφέρουν φθορές αλλά και την ενίσχυσή της ώστε να μεταφέρει τα φορτία ανάλογα με την χρήση της, καλούμαστε να ‘’ακολουθήσουμε΄΄ ορισμένες αρχές. Οι βασικότερες αρχές επεμβάσεων που θα πρέπει να έχει ο εκάστοτε μελετητής κατά νου στην προσπάθεια επέμβασης σε υφιστάμενο κτίριο από φέρουσα λιθοδομή είναι οι ακόλουθες (*ΟΑΣΠ 2001*) :

- Είναι σκόπιμη η μείωση του βάρους της κατασκευής (εφόσον αυτό δεν αντίκειται σε περιορισμούς) με ενέργειες όπως αφαίρεση δομικών ή διακοσμητικών στοιχείων μεγάλου βάρους ή και αντικατάστασή τους με πιο ελαφρά.

- Σε περίπτωση ύπαρξης εξωστών οι οποίοι είναι πακτωμένοι στην τοιχοποιία κι όταν πρόκειται να γίνουν επεμβάσεις σε υπερκείμενο τοίχο, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή για την εξασφάλιση της ευστάθειας τους. ( ο υπερκείμενος τοίχος δρα ως αντίβαρο για την θεώρηση πάκτωσης του εξώστη).

- Είναι σκόπιμο το κλείσιμο τυχόν ανοιγμάτων κοντά στις γωνίες του κτιρίου διότι εξασθενούν τη σύνδεση των διασταυρούμενων τοίχων.

- Εφόσον αυτό μπορεί να πραγματοποιηθεί, καλό είναι να γίνοται ενέργειες που αφορούν την διόρθωση της μη κανονικότητας και ασυμμετρίας που μπορεί να εντοπίζεται είτε με την προσθήκη νέων στοιχείων ( λιθοδομής, οπλισμένου σκυροδέματος κ.λπ) είτε με την δημιουργία κατασκευαστικών αρμών οι οποίοι θα διακόπτουν τα συνεχόμενα στοιχεία.

- Παράγοντας ο οποίος θα πρέπει να εκτιμάται για την επιλογή των μεθόδων και τεχνικών επεμβάσεων που προτείνονται θα πρέπει να αποτελεί (πέραν της οικονομίας) η κατασκευαστική δυσκολία της κάθε μεθόδου, η επιρροή της στο κτήριο καθώς και παράγοντες όπως η ύπαρξη κατάλληλου συνεργείου το οποίο θα μπορεί να αποδόση στο ακέραιο τα προσδοκώμενα αποτελέσματα. Άλλωστε δεν αρκεί μονάχα μια σωστή μελέτη, αλλά και η σωστή εφαρμογή της.

- Η βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας του φορέα μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας και της αντοχής των πατωμάτων αποτελεί βασική προϋπόθεση για την ορθή συμπεριφορά του κτηρίου σε σεισμικές καταπονήσεις. Επιπρόσθετα, στην περίπτωση που δεν είχε προβλεφθεί η ύπαρξη διαζωμάτων στο επίπεδο των πατωμάτων ή της στέγης, η προσθήκη νέων τις περισσότερες φορές, βοηθάει στην μείωση των τοπικών ενισχύσεων.

Έχοντας υπόψην τα προαναφερθέντα, καλούμαστε να προχωρήσουμε σταδιακά στην δομική πλέον αποκατάσταση των κατασκευών. Παρόλο που η αναφορά που γίνεται στη συνέχεια καλύπτει κυρίως μνημειακές κατασκευές, η εφαρμογή των όσων ακολουθούν και κυρίως τα τμήματα που αφορούν στην πορεία των εργασιών, την διαδικασία εύρεσης των χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας ( αντοχή κ.λπ) και την πορεία ανάλυσης του φορέα

βρίσκει χώρο εφαρμογής και σε άλλες κατηγορίες κτηρίων (πχ. παραδοσιακά) ανάλογα την σπουδαιότητά τους, τις τεχνικοοικονομικές δυνατότητες και από την κρίση του μηχανικού.

**Προσωρινή υποστύλωση**

Η προσωρινή υποστήλωση αποτελεί ένα ξεχωριστό βήμα στη διαδικασία αποκατάστασης και πολλές φορές κρίνεται απαραίτητη μετά από βλάβες που έχουν προκύψει λόγω (συνηθέστερα) ισχυρών σεισμικών καταπονήσεων, όπου αν δεν επέμβουμε γρήγορα η κατασκευή κινδυνεύει με μερική είτε και ολική κατάρρευση.

**Επί τόπου έρευνες**

Αναφερόμενοι στις επί τόπου έρευνες, συνήθως εννοούνται εργασίες απαραίτητες για τον σωστό σχεδιασμό του φορέα, την αποτύπωση της παθολογίας και εκτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης, την εκτίμηση των μηχανικών ιδιοτήτων των δομικών υλικών κ.ά. Οι τεχνικές που χρησιμοποιούνται για την εύρεση των ιδιοτήτων και χαρακτηριστικών τιμών των δομικών υλικών της τοιχοποιίας αναφέρονται εκτεταμμένα στην βιβλιογραφία επί του θέματος από όπου μπορούν να αντληθούν περισσότερες πληροφορίες. Ακόμα, αρκετές φορές είναι κρίσιμη η παρακολούθηση της μεταβολής σε σχέση με την πάροδο του χρόνου εντοπισμένων παθολογιών ( όπως ρηγματώσεις), οι οποίες βοηθούν στην καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής αλλά και την προώθηση της βέλτιστης λύσης.

**Εργαστηριακές έρευνες**

Συνήθως οι εργαστηριακές έρευνες γίνονται για έργα αυξημένης σπουδαιότητας ή όταν απαιτείται μια πλήρης εικόνα των υλικών που απαρτίζουν την κατασκευή μας. Αφορούν κυρίως των χημικών,ορυκτολογικώνκαι μηχανικών ιδιοτήτων των αρχικών υλικών,τη σύνθεση ενεμάτων κ.λπ. Ορισμένες φορές ίσως απαιτηθούν να γίνουν και έλεγχοι επί μοντέλων τα οποία θα έχουν δημιουργηθεί υπό κλίμακα και τα οποία θα δοκιμαστούν σε σεισμικές τράπεζες, όπου μπορεί να υπάρξει και μια εκτίμηση της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων που πρόκεται να υλοποιηθούν.

**Ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου στην υφιστάμενη κατάσταση**

Εφόσον έχουν εντοπιστεί οι παθολογίες, έχουν καθοριστεί οι μηχανικές ιδιότητες των κατασκευών όπως επίσης και ορισμένα δυναμικά χαρακτηριστικά τους (π.χ η θεμελιώδης περίοδος Τ του φορέα) ακολουθεί η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του υφιστάμενου φορέα. Η ανάλυση γίνεται σύμφωνα με τα ισχύοντα νομικά πλαίσια και με βάση τα όσα προβλέπονται στους σύγχρονους κανονισμούς.

**Εκτίμηση της απομένουσας φέρουσας ικανότητας**

Επόμενο βήμα λαμβάνοντας υπόψην τα προαναφερθέντα, είναι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής στην κατάσταση που βρίσκεται. Η εκτίμηση αυτή είναι κομβικής σημασίας για τη λήψη απόφασης σχετικά με τον τύπο και το βαθμό του σχήματος επέμβασης που θα πραγματοποιηθεί.

**Σχήμα επεμβάσεων**

Ο σωστός καθορισμός του σχήματος των επεμβάσεων αποτελεί τον στόχο προς επίτευξη διαμέσου όλης της προηγούμενης διαδικασίας. Ενσωματώνει το αποτέλεσμα όλων των προσεγγίσεων που έχουν δωθεί λαμβάνοντας υπόψην όλες τις παραμέτρους (δομητικές, αρχιτεκτονικές, αρχαιολογικές κ.λπ). Διαμέσου συζήτησης με όλους τους παράγοντες του έργου και εξετάζοντας εναλλακτικές προτάσεις, διαμορφώνεται και προκρίνεται η τελική λύση.

**Εκ νέου ανάλυση και επαναδιαστασιολόγηση**

Πριν εφαρμοστούν στην πράξη οι επιλεγείσες λύσεις, το δομικό σύστημα το οποίο θα προκύψει πρέπει να αναλυθεί και να διαστασιολογηθεί ξανά ώστε να εξεταστούν τα εξαγώμενα αποτελέσματα, να γίνουν οι απαραίτητες συγκρίσεις και να προχωρήσουμε στην εφαρμογή του. Τέλος, η παραδοθείσα μελέτη συμπληρώνεται με τα απαραίτητα γενικά σχέδια αλλά και σχέδια λεπτομερειών όπου απαιτούνται καθώς επίσης και με τις τεχνικές περιγραφές και προδιαγραφές.

## 4.3 Τεχνικές επεμβάσεων και ενίσχυσης

Ερχόμενοι στις τεχνικές επεμβάσεων θα μπορούσαμε να τις κατατάξουμε σε υποκατηγορίες ανάλογα με το ΄΄ εύρος επιρροής΄΄ τους. Έτσι διακρίνονται σε ολικές και τοπικές επεμβάσεις. Οι ολικές επεμβάσεις μεταβάλλουν την συμπεριφορά της κατασκευής σαν σύνολο, ενισχύουν την συνεργασία των διαφόρων τμημάτων της κατασκευής και σε εξεζητημένες περιστάσεις μπορούν ακόμα και να τροποποιήσουν το υπάρχον δομικό σύστημα.
Οι τοπικές επεμβάσεις δρουν κατασταλτικά και σε τοπικό επίπεδο καλύπτουν αποτελεσματικά υπερβάσεις τάσεων και αστοχίες. Ανάλογα με την υπάρχουσα κατάσταση της τοιχοποιίας και την ανάγκη ενίσχυσης, μπορεί κάποιος να διακρίνει μικρές επεμβάσεις, μέτριες και δραστικές.

Οι πιο ευρεία διαδεδομένες τεχνικές επισκευής και ενίσχυσης είναι οι ακόλουθες.

- ΒΑΘΥ ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ

Πρόκειται για μία μέθοδο η οποία να εφαρμόζεται και στις δύο όψεις της τοιχοποιίας σε πάχος που μπορεί συνολικά να φτάσει τα 40 cm, αναλογικά πάντα με το πάχος της τοιχοποιίας που θα αρμολογηθεί.
Η τελική αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας εξαρτάται από το βαθμό αντικατάστασης του υπάρχοντος κονιάματος χαμηλής αντοχής από νέο κονίαμα υψηλότερης αντοχής. Ο βαθμός της επαύξησης της αντοχής είναι κάτι που προσδιορίζεται δύσκολα ενώ τοπική βελτίωση της αντοχής των παρειών αναμένεται να υπάρξει όταν συνδυάζεται με προσθήκη κλειδιών συρραφής, αντικαταστάσεις λιθοσωμάτων και τοπική χρήση

ενεμάτων στις ρωγμές. Η μέθοδος από μόνη της αναμένεται να βελτιώσει την αντοχής σε τοιχοποιίες μικρού σχετικά πάχους (μέχρι 40 cm) *(Βιντζηλαίου 2001)* και συνίσταται η εφαρμογή της σε λιθοδομές μικρού πάχους (t<300- 400mm) ή πλινθοδομές, που παρουσιάζουν ρωγμές μέχρι 10mm.
Ιδιαίτερη ροσοχή πρέπει να δίνεται στο βάθος του αρμολογήματος καθότι ένα πολύ βαθύ αρμολόγημα πιθανόν να οδηγήσει σε χαλάρωση της συνοχής και σε απόσπαση λίθων.
Η τεχνική αυτή περιλαμβάνει τα εξής στάδια (σχ. 4.1) :

1) Αφαίρεση του υφιστάμενου επιχρίσματος σε ικανό πλάτος γύρω από τις ρωγμές (περί των 60 cm) ενώ σε περίπτωση εκτεταμμένων ρηγμωατώσεων προτιμάται η καθολική αφαίρεση του επιχρίσματος.

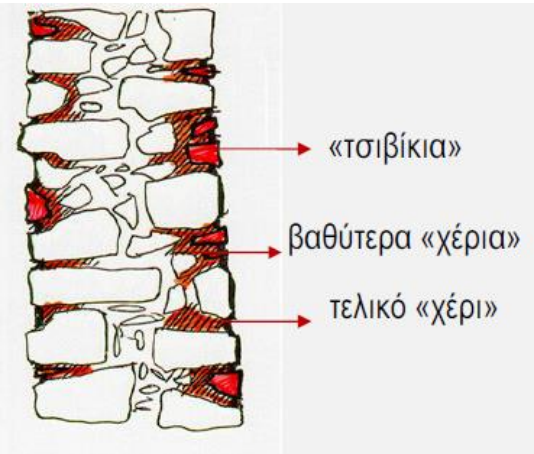
2) Διεύρυνση των ρωγμών με τοπικό ξύσιμο των λιθοσωμάτων, όπου αυτό κριθεί αναγκαίο

3) Βαθύ ξύσιμο των ρωγμών σε βάθος τουλάχιστον ίσο με το πάχος τους ώστε να απομακρυνθούν τα σαθρά τμήματά τους και πλήρης καθαίρεση του κονιάματος των αρμών σε ικανό βάθος

4) Διαβροχή της τοιχοποιίας μέχρι κορεσμού χωρίς παρακράτηση ή επικάθιση νερού.

5) Εισαγωγή νέου κονιάματος με μυστρί βαθιά στις ρωγμές.

6) Διαμόρφωση εξωτερικής επιφάνειας με αρμολόγημα και τελικό επίχρισμα , αν είναι επιθυμητό ή απαραίτητο. Σε ορισμένες περιπτώσεις πριν το τελικό επίχρισμα γίνεται χρήση πλέγματος(κοτετσόσυρμα) το οποίο στερεώνεται με φουρκέτες στο κονίαμα των αρμών.



*Σχ. 4.1. Η μέθοδος του αρμολογήματος, αριστερά τομή τμήματος τοιχοποιίας, δεξιά ενδεικτική όψη (Ανδρονίκη Μιλτιάδου, ΤΕΕ 2016)*

Όσο αφορά τα υλικά κονιαμάτων που χρησιμοποιούνται, αυτά πρέπει εν γένει να είναι υψηλής αντοχής αλλά όχι ισχυρότερα των στοιχείων της τοιχοποιίας. Έρευνες έχουν αποδείξει την ακαταλληλότητα των τσιμεντοκονιαμάτων ενώ κατά βάση προτιμάται η χρήση κονιαμάτων με βάση την υδραυλική άσβεστο, υδρασβέστου και ποζολανικά υλικά. Στην περίπτωση που γίνει χρήση τσιμέντου στο κονίαμα, αυτό θα πρέπει να είναι σε χαμηλό ποσοστό.

Γενικοί κανόνες αναδιαστασιολόγησης είναι δύσκολο να δωθούν. Ωστόσο για περιπτώσεις όπου είναι δυνατό το σφράγισμα των ρωγμών σε μεγάλο βάθος προτείνονται οι κάτωθι σχέσεις προσδιορισμού των αντοχών της τοιχοποιίας μετά την επέμβαση (*Ο.Α.Σ.Π. 2001*).

Θλιπτική Αντοχή:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \zeta f_{wc,0}$$

όπου

$1 / \gamma_{Rd} \approx 0.80$

$f_{wc,0}$ η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$$\zeta = 1 + \omega \frac{\text{ΟΓΚΟΣ ΝΕΟΥ ΚΟΝΙΑΜΑΤΟΣ}}{\text{ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΚΟΝΙΑΜΑΤΟΣ}} \quad \text{(εμπειρικός συντελεστής)}$$

$\omega =$ 4-8 για λιθοδομή
1-2 για οπτοπλινθοδομή

Οι χαμηλότερες τιμές εφαρμόζονται για τοιχοποιίες με καλό παλιό κονίαμα και πλήρεις αρμούς.

Εφελκυστική Αντοχή:

Οριζόντια $f_{wc,h} \approx \lambda f_{mt}$

Κατακόρυφη $f_{wc,v} \approx 2 \lambda f_{mt}$ όπου το λ λαμβάνεται ίσο με 0,50 και το $f_{mt}$ είναι η μέση εφελκυστική αντοχή του κονιάματος.

Διατμητική Αντοχή:

$$f_{wv} \approx f_{mt} + 0.40*0.75\sigma_o$$

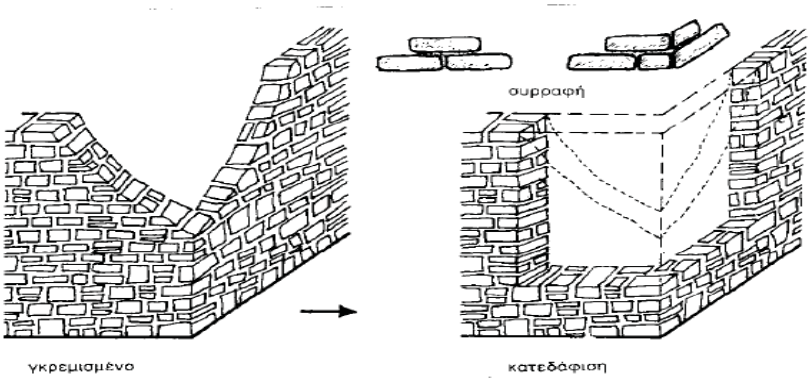
- ΚΑΘΑΙΡΕΣΗ ΚΑΙ ΤΟΠΙΚΗ ΑΝΑΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

Όταν η τοιχοποιία παρουσιάζει σοβαρές βλάβες όπως τοπικό “ καμπούριασμα” είτε στη μια παρεία είτε και στις δύο, αποκλίσεις από την κατακόρυφο ή και τμηματικές καταρρεύσεις ( πχ κατάρρευση γωνιών), μια λύση είναι να επέμβουμε πραγματοποιώντας καθαιρέσεις των περιοχών και ανακατασκευή τους. Η πορεία της επέμβασης ακολουθεί ορισμένα στάδια:

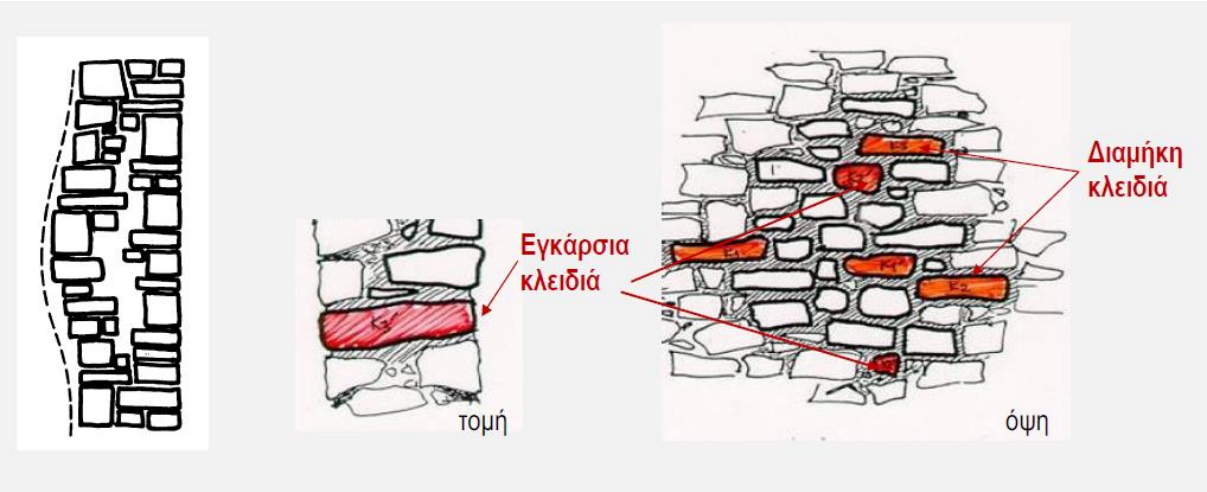
Αρχικά πραγματοποιείται η υποστύλωση του υπερκειμένου ορόφου ή της στέγης στην περιοχή όπου θα γίνουν οι καθαιρέσεις των λίθων. Σε δεύτερο στάδιο ακολουθεί η καθαίρεση της τοιχοποιίας επεκτείνωντας την μέχρι και τη γειτονική υγιή περιοχή.

Ακολουθεί το πλύσιμο και η επεξεργασία των επιφανειών ώστε σε τελικό βήμα να προβούμε στην ανακατασκευή της τοιχοποιίας (σχ. 4.2). Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επιλογή των υλικών και στην αποκατάσταση της συνεργασίας του παλαιού και νέου τμήματος καθώς και της σύνδεση των παρειών της τοιχοποιίας μεταξύ τους μέσω της χρήσης υλικού πληρώσεως (συνήθως χυτό τσιμεντοκονίαμα) και παράλληλη χρήση νέων λιθοσωμάτων κατάλληλης αντοχής, τα επονομαζόμενα ΄΄κλειδιά΄΄ διατεταγμένα σε εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση στην τοιχοποιία (σχ. 4.3). Στην περίπτωση όπου έχει

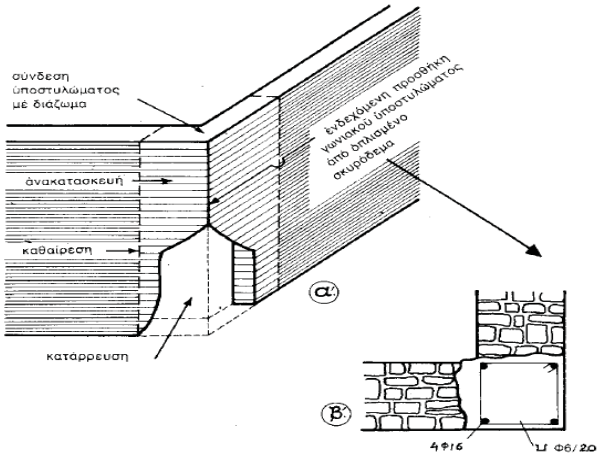
συντελεστεί κατάρρευση του κάτω μέρους γωνίας, είναι προτιμώτερο να σκυροδετηθεί νέο υποστύλωμα στη γωνία και να συνδεθεί στο πάνω μέρος με διάζωμα. Όσο αφορά στην όπλιση του υποστυλώματος, μια ενδεικτική όπλιση είναι η προσθήκη οπλισμών 4Φ16 καθώς και συνδετήρων ή τζινετιών για την καλύτερη συνεργασία σκυροδέματος-τοιχοποιίας (σχ. 4.4). Επιπλέον πρέπει να εξασφαλίζεται τραχεία αλλά καθαρή από σαθρά υλικά διεπιφάνεια.




*Σχ.4.2. Κατάρευση και συρραφή άνω τμήματος γωνίας (ΟΑΣΠ 2001)*




*Σχ.4.3. Αποκατάσταση συνεργασίας μέσω χρήσης κλειδιών από λιθοσώματα (Ανδρονίκη Μιλτιάδου, ΤΕΕ 2016)*




*Σχ. 4.4: Κατάρρευση κάτω μέρους γωνίας και ενδεικτική όπλιση (ΟΑΣΠ 2001)*

Με την τεχνική της τοπικής καθαίρεσης και ανακατασκευής, ο φορέας μας ενισχύεται τοπικά αφού διορθώνονται τόσο οι αστοχίες που οδήγησαν στην κατάρρευσή του, καθώς επίσης αναιρούνται οι κατασκευαστικές ατέλειες που αφορούν κυρίως στον τρόπο δόμησής του. Μειονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι το γεγονός οτι απαιτείται σχολαστική εργασία στη φάση υποστύλωσης της κατασκευής προς αποφυγή περαιτέρω πρόκλησης βλαβών όταν θα πραγματοποιηθεί η καθαίρεση των τμημάτων της τοιχοποιίας.

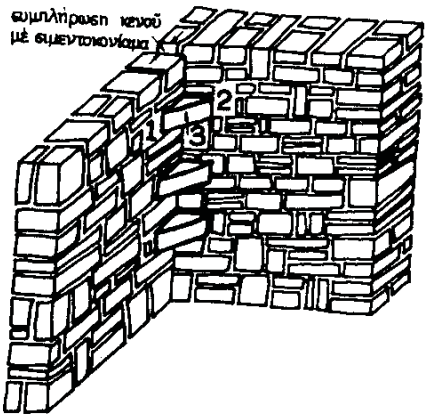
- ΣΥΡΡΑΦΗ ΜΕΓΑΛΩΝ ΡΩΓΜΩΝ

Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται στις περιπτώσεις ύπαρξης μεγάλων ρωγμών. Ως τέτοιες μπορούν να θεωρηθούν διαμπερείς ρωγμές που διακόπτουν τη συνέχεια της τοιχοποιίας, όπως επίσης ρωγμές μεγάλου εύρους (>10mm) ή ρωγμές μεγάλου μήκους όπως και ρωγμές μικρού εύρους αλλά πυκνής διάταξης..
Για τη συρραφή των ρωγμών πραγματοποιείται αρχικά η αφαίρεση των ραγισμένων λιθοσωμάτων. Για την αντικατάστασή τους μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε νέα επιμήκη λιθοσώματα είτε να γίνει χρήση ισχυρού τσιμεντοκονιάματος το οποίο μέσω μεταλλικών στοιχείων θα συνδεθεί με την τοιχοποιία. Ακόμη μπορεί να γίνει έκχυση σκυροδέματος υψηλής αντοχής τοπικά σε ειδικούς αύλακες που ανοίγονται γι' αυτό το σκοπό.
Με την τεχνική αυτή επιτυγχάνεται αύξηση της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας. Ιδιαίτερη φροντίδα απαιτείται για την στήριξη των τοίχων στη φάση που διανοίγονται οι αύλακες. Μειωνέκτημα της μεθόδου αποτελεί η αλλοίωση που θα προκύψει στις όψεις της τοιχοποιίας. Τέλος, μια επιμέρους σημείωση είναι οτι σε περίπτωση που έχουν παρουσιαστεί βλάβες σε πρέκια ή στις γωνίες σύνδεσης των τοίχων, θα πρέπει να προηγείται η αποκατάσταση αυτών των τμημάτων πριν από οποιαδήποτε εργασία συρραφής ρωγμών στους τοίχους, διότι υπάρχει ο κίνδυνος περαιτέρω αστοχιών λόγω της έκτασης των εργασιών συρραφής των ρωγμών.

- ΣΥΡΡΑΦΗ ΑΠΟΚΟΛΛΗΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

Όπως έχει ηδη αναφερθεί σε προηγούμενες παραγράφους, η εαρκής σύνδεση μεταξύ των εγκαρσίων τοίχων είναι μια από τις βασικές προϋποθέσεις για την ορθή λειτουργία του κτηρίου και την αποφυγή τοπικών μηχανισμών κατάρρευσης. Στην περίπτωση που που έχουν δημιουργηθεί ρωγμές αποκόλλησης ή έχει συντελεστεί (μερική) κατάρρευση στη θέση ένωσης εξωτερικών γωνιακών ή εσωτερικών τοίχων κάθετων μεταξύ τους τοίχων,χρησιμοποιείται η τεχνική της λεγόμενης ΄΄συρραφής΄΄. Ανάλογα με τον βαθμό της βλάβης ίσως απαιτηθεί και προσωρινή υποστύλωση ή στήριξη της τοιχοποιίας. Διακρίνονται οι κάτωθι περιπτώσεις αποκατάστασης των αποκολλημένων τοίχων :

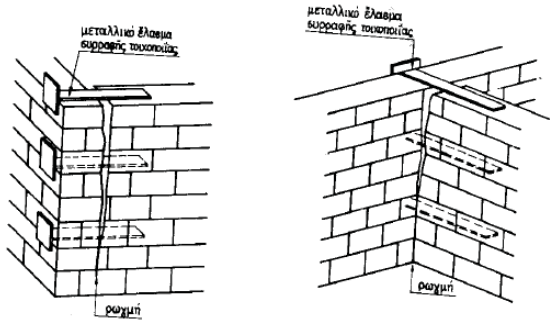
- Η προσθήκη λιθοσωμάτων συρραφής (σχ. 4.5), όπου τα στοιχεία που έχουν αστοχήσει αντικαθίστανται με νέα με παράλληλη πλήρωση των κενών με συμβατό κονίαμα σταθερού όγκου. Η όλη διαδικασία επαναλαμβάνεται ανά 0,50 - 1,00μ και στις δυο παρειές του τοίχου.




*Σχ. 4.5 Λιθοσυρραφή στη γωνία τοίχου(ΟΑΣΠ 2001)*

- Η εφαρμογή μεταλλικών στοιχείων (σχ. 4.6) όπως στοιχεία ελασμάτων ή τζινέτια τα οποία εφαρμόζονται μεταξύ των διαδοχικών στρώσεων των λίθων. Σε περίπτωση όπου στην τοιχοποιία δεν είναι δυνατόν να εντοπιστούν διακριτοί οριζόντιοι αρμοί, δύναται να γίνει χρήση μεταλλικών ράβδων μικρής διατομής. Επιπροσθέτως, η σύνδεση μεταξύ αποκολλημένων τοίχων μπορεί να επέλθει και με χρήση μεταλλικών γωνιών οι οποίες αγκυρώνονται κατάλληλα στους εγκάρσιους τοίχους.

- Μια ακόμη περίπτωση είναι η χύτευση υποστυλώματος οπλισμένου σκυροδέματος η οποία όμως εφαρμόζεται στις περιπτώσεις καθαίρεσης και ανακατασκευής. Το υποστύλωμα οπλίζεται με τουλάχιστον τον ελάχιστο διαμήκη οπλισμό 4Φ14 και συνδετήρες Φ8/20 ενώ η συνεργασία του με το σώμα της τοιχοποιίας επιτυγχάνεται με τη χρήση βλήτρων



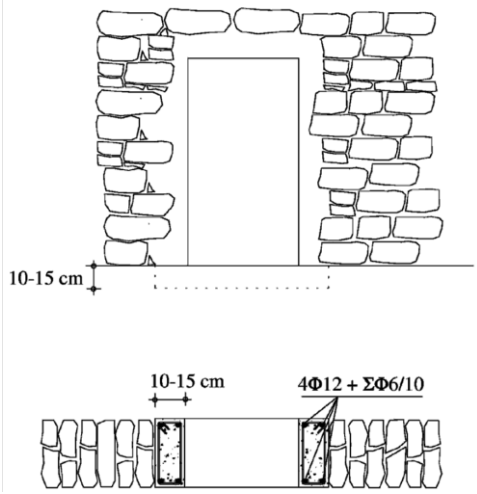

*Σχ 4.6 .Σύνδεση γωνίας με μεταλλικές λάμες (ΟΑΣΠ 2001)*

- Η προσθήκη ελκυστήρων και η επιβολή ελαφράς προέντασης. Η μέθοδος των ελκυστήρων θα εξεταστεί σε επόμενη παράγραφο ωστόσο εδώ θα αναφερθεί οτι προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου αποτελεί η επαρκής αντοχή της τοιχοποιίας στη θέση προσαρμογής των ελκυστήρων και η εξασφάλιση της κατάλληλης διανομής των υψηλών τάσεων που αναπτύσσονται σε επαρκή επιφάνεια επί του τοίχου.

- ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ Ή ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΥΠΕΡΘΥΡΩΝ

Τα πρέκια στις κατασκευές καλούνται κατά κύριο λόγο να αναλάβουν ένα διπλό ρόλο. Αφενός οφείλουν να είναι σε θέση να αναλάβουν τις κατακόρυφες φορτίσεις της τοιχοποιίας πάνω από τα ανοίγματα κι αφετέρου να εξασφαλίσουν στα υπέρθυρα τη δυνατότητα να παραλάβουν εφελκυστικές δυνάμεις.
Επομένως είναι σκόπιμο κατά την διάρκεια των επεμβάσεων αποκατάστασης ενός κτηρίου να κατασκευάζονται νέα ( συνήθη υλικά αποτελούν το οπλισμένο σκυρόδεμα , στοιχεία χάλυβα, ξυλεία ή οπλισμένη τοιχοποιία) ή να επισκευάζονται τα υφιστάμενα (σχ. 4.7).

*Σχ. 4.7:.Αστοχία υπέρθυρου, προσωπικό αρχείο*




Σε αρκετές περιπτώσεις επιβάλλεται για λόγους δομικής ακεραιότητας η κατασκευή ενισχυτικού πλαισίου του ανοίγματος, συνήθως από σκυρόδεμα ή με χρήση μεταλλικών προφίλ (σχ. 4.8). Σε κάθε περίπτωση πρέπει να λαμβάνεται μέριμνα για την επαρκής σύνδεση με την τοιχοποιία ώστε τα στοιχεία αυτά να συμβάλλουν στην ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων και να μην παρατηρούνται φαινόμενα κρούσης και αποκόλλησης των στοιχείων μεταξύ τους.

*Σχ. 4.8:.Πλαίσιο ενίσχυσης ανοίγματος από οπλισμένο σκυρόδεμα (ΟΑΣΠ 2001)*

- ΕΝΕΣΕΙΣ ΣΕ ΡΩΓΜΕΣ

Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται σε περιπτώσεις που το άνοιγμα των ρωγμών της τοιχοποιίας δεν υπερβαίνει τα 10mm ενώ βρίσκει εφαρμογή σε τοιχοποιίες μεγαλύτερου πάχους. Δεν αυξάνει σημαντικά την αντοχή της τοιχοποιίας αλλά περισσότερο οδηγεί στην αποκατάσταση της αρχικής της αντοχής, εκτός εάν το ένεμα εισχωρήσει και πληρώσει τα κενά της τοιχοποιίας οπότε λαμβάνει χώρα ομογενοποίηση μάζας..
Με την τεχνική της ομογενοποίησης (σχ. 4.9) εισάγεται ένεμα στη μάζα της τοιχοποιίας με στόχο την βελτίωση των μηχανικών της χαρακτηριστικών και όχι μόνο για την πλήρωση ενδεχόμενων ρωγμών. Ο σκοπός την επέμβασης είναι να μειωθεί κατά το δυνατόν περισσότερο ο όγκος των κενών και να ενισχυθεί η σύνδεση των δομικών στοιχείων, οπότε συνηθίζεται να εφαρμόζεται σε τοιχοποιίες με μεγάλο ποσοστό κενών και πυκνών ρηγματώσεων. Καθίσταται ιδιαίτερα αποδοτική για περιπτώσεις τρίστρωτων τοιχοποιιών ενώ είναι δυνατόν να εφαρμόζεται σε επιλεγμένες περιοχές, κρίσιμες για τη συμπεριφορά της κατασκευής (π.χ. στις περιοχές με μεγάλες βλάβες, στις γωνίες των κτιρίων κ.λ.π.).

*Σχ. 4.9:.Εκτέλεση ενέσων,πηγή Διαδίκτυο*

Γενικά για την εφαρμογή της τεχνικής αυτής θα πρέπει να χρησιμοποιούνται ενέματα σταθερού όγκου ώστε να μην υπάρξει τροποποίηση της εντατικής κατάστασης της τοιχοποιίας, να αποφεύγεται η απόμιξη, τα ενέματα να διακρίνονται από επαρκή ρευστότητα ώστε να εισχωρούν και στις λεπτότερες ρωγμές και εν γένει να μη παρουσιάζεται σημαντική συστολή ξήρανσης διότι ενδέχεται να ανοίξουν οι ρωγμές πριν από οποιαδήποτε επιβολή φορτίου. Η ομογενοποίηση δεν τροποποιεί την μορφολογία της

κατασκευής αλλά στην περίπτωση που στην επιφάνεια της τοιχοποιίας υπάρχουν έργα ιδιαίτερη σημασίας ( πχ αγιογραφίες) πρέπει να λαμβάνεται μέριμνα για την προστασία τους.
Παρά το υψηλό κόστος, πρόκειται για μια τεχνική ιδιαίτερα αποδοτική αν τηρηθούν οι προβλεπόμενες διαδικασίες προετοιμασίας των υποβάθρων και η σωστή διαδικασία εκτέλεσής της. Περισσότερα στοιχεία για την επιλογή των ενεμάτων, του απαραίτητου εξοπλισμού και της διαδικασίας εφαρμογής, μπορούν να αντληθούν ανατρέχοντας στην βιβλιογραφία.

- ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΡΙΖΟΠΛΙΣΜΩΝ

Πρόκειται για μια μέθοδο σταθεροποίησης της τοιχοποιίας με την είσοδο χαλύβδινων ράβδων οπλισμού ή αγκυρίων σύμφωνα με καθορισμένο τρόπο στο σώμα της τοιχοποιίας. Βασική επιδίωξη είναι μέσω της δημιουργίας στην μάζα της λιθοδομής ενός πλέγματος οπλισμών, να επιτευχθεί η μεταφορά δυνάμεων μέσω των συνάφειας που αναπτύσσεται. Εφαρμόζεται συνήθως σε παλιές λιθοδομές μεγάλου πάχους (0,5-2,00 m ) ως τοπική ενίσχυση ή και καθολική ενίσχυση ώστε να βελτιωθεί η αντίστασή τους έναντι θλιπτικών (μικρή αύξηση), διατμητικών (σημαντική αύξηση ανάλογα με την πυκνότητα τοποθέτησης και διάμετρο ριζοπλισμών) και εφελκυστικών δυνάμεων αλλά και για την σύνδεση χαλαρών τμημάτων μεταξύ τους.
Ωστόσο πρόκειται για μια μέθοδο η οποία αλλοιώνει την δομή της τοιχοποιίας κατά τρόπο μη αντιστρέψιμο, ενώ έχει αποδειχθεί να είναι μια τεχνική με αμφίβολο αποτέλεσμα. Σε περίπτωση διάβρωσης του οπλισμού είναι πολύ δύσκολη η αντικατάστασή τους και μπορεί να προκληθούν βλάβες έως και πλήρη διάλυση της τοιχοποιίας από την διόγκωση των οπλισμών. Για τους λόγους αυτούς οι σύγχρονοι κανονισμοί ( πχ Νέος Ιταλικός Κανονισμός) προτείνουν να περιορισθεί η χρήση της προσθήκης ριζοπλισμών στις περιπτώσεις που δεν υπάρχει άλλη λύση ( *Ανδρονίκη Μιλτιάδου, ΤΕΕ 2016*).

- ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ Ή ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΕΠΙΧΡΙΣΜΑ

Η τεχνική αυτή μπορεί να εφαρμοστεί σε συνδυασμό με τις τεχνικές επισκευής με την προϋπόθεση οτι δεν απαιτείται η διατήρηση της όψης της λιθοδομής και με στόχο την αύξηση των αντοχών της τοιχοποιίας (σχ.4.10). Θεωρείται αποτελεσματική όταν εφαρμόζεται και στις δυο παρειές της τοιχοποιίας (μπορεί να εφαρμοστεί και μονόπλευρα) ενώ όταν πρόκειται να εφαρμοστεί σε λιθοδομή ορθό είναι να εξετάζεται προηγουμένως η ανάγκη ομογενοποίησής της. Η εφαρμογή επιτυγχάνεται κάνοντας χρήση είτε μεταλλικών πλεγμάτων είτε με τη χρήση σύνθετων υλικών ( Ινοπλισμένα πλέγματα υδραυλικής ασβέστου , με τσιμεντοειδή μήτρα, ανθρακονήματα κτλ) τα οποία αγκυρώνονται στον τοίχο με βλήτρα ή καρφιά.

α) β) γ)

*Σχ. 4.10:.Ενίσχυση τοιχοποιίας με εφαρμογή οπλισμένου επιχρίσματος, α) τοποθέτηση πλέγματος με χρήση καρφιών, β) εφαρμογή επιχρίσματος, γ) τελική εικόνα μετά το τελικό επίχρισμα, προσωπικό αρχείο.*

Πλεονεκτήματα της μεθόδου εκτός από την βελτίωση των χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας αποτελούν η ευκολία εφαρμογής και η χρήση υλικών που είναι άμεσα διαθέσιμα. Ωστόσο βασικά μειονεκτήματα αποτελούν η οξείδωση των μεταλλικών στοιχείων οπλισμού δίχως την κατάλληλη προστασία, η αύξηση της αδράνειας της κατασκευής ιδιαίτερα σε μονόστρωτες ή δίστρωτες τοιχοποιίες, η μείωση της δυνατότητας αναπνοής του τοίχου και η πιθανότητα συγκέντρωσης και εγκλωβισμού υγρασίας στη διεπιφάνεια μεταξύ τοίχου και επιχρίσματος με αποτέλεσμα τη σταδιακή αποδιοργάνωση του υφιστάμενου κονιάματος και την επακόλουθη μείωση της αντοχής του τοίχου. Γι αυτό θα πρέπει να καταβάλλεται ιδιαίτερη μέριμνα για την αποφυγή τέτοιων φαινομένων.

Περισσότερες πληροφορίες ως προς την διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου και της εφαρμογής της σε κατασκευές μπορούν να αντληθούν από σχετικές έρευνες και την βιβλιογραφία επί του θέματος.

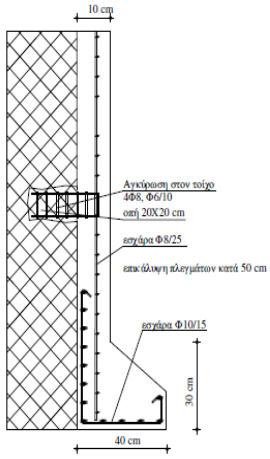
- ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΑΝΔΥΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται στην περίπτωση εκτεταμένων ζημιών στους τοίχους, όπου κρίνεται απαραίτητη η καθολική επέμβαση επισκευής - ενίσχυσής τους *(ΟΑΣΠ 2001)*.
Η επέμβαση με χρήση μανδυών σκυροδέματος ήταν και εξακολουθεί να είναι μια πρακτική η οποία χρησιμοποιείται για την ενίσχυση των κατασκευών τοιχοποιίας (σχ. 4.11). Το σύνηθες πάχος των μανδυών σκυροδέματος κυμαίνεται περί τα 10 cm ενώ μπορούν να κατασκευαστούν είτε από εκτοξευμένο είτε από χυτό σκυρόδεμα.

Πλεονέκτημα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι μεταξύ άλλων η πιο εύκολη εφαρμογή, η μη απαίτηση δημιουργίας ξυλοτύπου και η δυνατότητα μείωσης του απαιτούμενο πάχους ενίσχυσης. Όταν γίνεται χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος και η δημιουργία μανδύα πάχους μεγαλύτερου των 5 cm, ορθό είναι να κατασκευάζονται με διακοπτόμενες εκτοξεύσεις όπου η κάθε στρώση οπλίζεται χωριστά.

*Σχ.4.11:Ενίσχυση τοιχοποιίας με εφαρμογή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, πηγή: εταιρεία BCS*

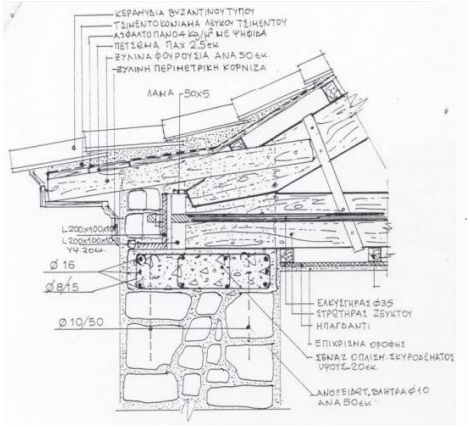
Οι μανδύες διακρίνονται σε μονόπλευρους και αμφίπλευρους μανδύες και σε ισχυρά και και ελαφρά οπλισμένους. Η σύνδεσή τους με το σώμα του τοίχου επιτυγχάνεται είτε μέσω αγκυρίων είτε με την διάνοιξη οπών στην τοιχοποιία κατάλληλα οπλισμένων. Προτιμάται όπου είναι εφικτό η δημιουργία αμφίπλευρου μανδύα καθώς κρίνεται πιο πιο αποτελεσματικός. Η εφαρμογή μόνο στην μια παρειά μπορεί να καταστήσει αναποτελεσματική την τεχνική και θα πρέπει να εξετάζεται ως επιμέρους στοιχείο εσωτερικού σκελετού σε συνδυασμό με επεμβάσεις στην στάθμη θεμελίωσης *(Κων/νος Σπυράκος 201*9). Συνήθως μονόπλευροι μανδύες (σχ. 4.12) πραγματοποιούνται όταν υπάρχουν περιορισμοί ή πρακτικές δυσκολίες, όπως π.χ. έλλειψη δυνατότητας εκτέλεσης εργασιών στους εσωτερικούς χώρους ή τοιχοποιία εφαπτόμενη σε όμορη ιδιοκτησία κ.λπ.




*Σχ. 4.12: Μονόπλευρος μανδύας σκυροδέματος, ΟΑΣΠ 2001*

- ΕΠΙΣΚΕΥΗ Ή ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΑΖΩΜΑΤΩΝ - ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Όπως έχουμε αναφερθεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο, η ύπαρξη διαζωμάτων και διαφραγμάτων επαρκούς δυστένειας είναι κάτι το οποίο βελτιώνει αισθητά τη συμπεριφορά των κατασκευών έναντι σεισμικών δράσεων. Επομένως στις περιπτώσεις όπου επιδιώκεται μια καθολική αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτηρίου έναντι σεισμού, βελτίωση της όποιας ήδη υπάρχουσας διαφραγματικής λειτουργίας καθώς και η εξασφάλιση της ομοιόμορφης κατανομής των φορτίων στους πεσσούς με παράλληλη την βελτίωση ενδογενών προβλημάτων που μπορεί να εντοπίζονται ( πχ , προβλήματα σύνδεσης τοίχων, πατωμάτων κ.ά.), η επιλογή της επισκευής ή εκ νέου κατασκευής διαζωμάτων και διαφραγμάτων θα λέγαμε οτι αποτελεί μονόδρομο.Τα διαζώματα στις παλαιότερες κατασκευές συνήθως κατασκευάζονταν από ξυλεία (βλ. σχ. 1.2) ενώ στις νεότερες μπορούν να αποτελούνται από σκυρόδεμα ή χάλυβα.
Η επιλογή του υλικού καθορίζεται από ορισμένες παραμέτρους όπως ο χαρακτήρας του κτιρίου, τα υλικά και η αντοχή της τοιχοποιίας, τα υλικά των υπερκείμενων πατωμάτων κ.λπ
Διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα είθισται να κατασκευάζονται στην στέψη της κατασκευής τα οποία καταλαμβάνουν το πλήρες πάχος της τοιχοποιίας ώστε να βελτιώσουν την σύνδεση της στέγης με την τοιχοποιία. Για την σύνδεση των στοιχείων ξυλείας που συνήθως αποτελούν τον φέρων οργανισμό της στέγης, μπορεί, εκτός της απευθείας έδρασής τους στο διάζωμα (με την κατάλληλη αγκύρωσή της), να ενσωματώνονται εντός του σκυροδέματος ειδικές θέσεις έδρασης (φωλιές) από μεταλλικά στοιχεία ενώ ακόμα να ενισχύονται αν κριθεί απαραίτητο με επιπρόσθετα στοιχεία ικανά να παραλάβουν εφελκυστικές τάσεις (σχ. 4.13).




*Σχ. 4.13: Οριζόντιο διάζωμα στην στέψη τοίχου . (αριστερά) Διακρίνονται οι θέσεις έδρασης των δοκών που θα αποτελέσουν το φέρων οργανισμό της στέγης , (δεξιά) σχέδιο λεπτομέρειας,πηγή Ανδρονίκη Μιλτιάδου, ΤΕΕ 2016*

Τέλος, τα διαζώματα σκυροδέματος δεν θα πρέπει να κατασκευάζονται ιδιαίτερα ογκώδη καθώς προβλήματα ανάπτυξης υψηλών διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια διαζώματος και τοίχου μπορεί να αναπτυχθούν τα οποία σε περίπτωση μη επαρκούς σύνδεσης των στοιχείων θα επιφέρουν βλάβες στην τοιχοποιία ( ολίσθηση με ταυτόχρονη αποδόμηση του τοίχου).

Διαζώματα οπλισμένου σκυροδέματος συνηθίζονταν να κατασκευάζονταν και σε ενδιάμεσες στάθμες τοιχοποιίας και στις θέσεις έδρασης των πατωμάτων( σχ. 4.14). Αυτή η τακτική εφαρμόζεται συνήθως σε τοιχοποιίες αυξημένου πάχους καθότι απαιτείται τοπική εκσκαφή για την ενσωμάτωση του διαζώματος. Ωστόσο, αστοχίες που έχουν συντελεστεί τεκμηριώνουν την ακαταλληλότητα μιας τέτοιας τεχνικής η οποία θα πρέπει να αποφεύγεται. Αντί αυτού του τύπου διαζώματος μπορεί να γίνει η χρήση μεταλλικών στοιχείων (συνήθως 2 προφίλ UPN εκατέρωθεν του τοίχου) τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με χαλύβδινες ράβδους, ή εναλλακτικά στοιχείων ξυλείας.

*Σχ. 4.14: Κατασκευή διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος σε ενδιάμεση στάθμη υφιστάμενης τοιχοποιίας, πηγή: σημειώσεις διαλέξων μεταπτυχιακού προγράμματος Πολ.Κρήτης*

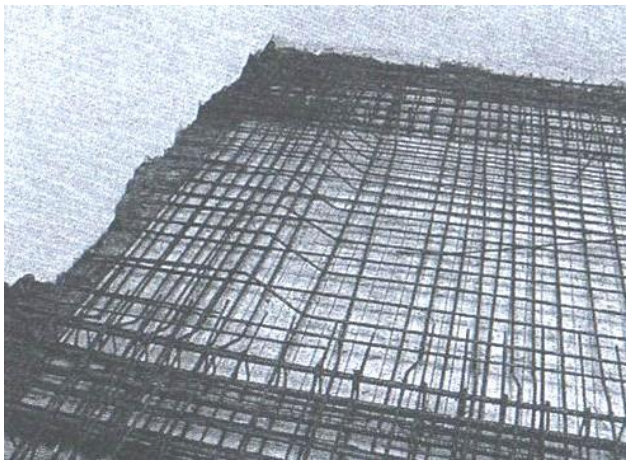
Όσο αφορά στα διαφράγματα, η λογική είναι παρόμοια. Διαφράγματα οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται όταν επιδιώκεται η σύνδεση των επιμέρους κατακόρυφων στοιχείων μεταξύ τους και παράλληλα επιδιώκεται αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος καθότι εξασφαλίζουν καλύτερη διαφραγματική λειτουργία. Η κατασκευή τους προϋποθέτει την ύπαρξη εσωτερικών φερόντων τοίχων σε κατάλληλη διάταξη και με αρκετή εναπομένουσα αντοχή. Συνήθως κατασκευάζονται στις υψηλότερες στάθμες με αντικατάσταση των στοιχείων της στέγης οπότε και επιφέρεται αλλοίωση της αρχιτεκτονικής του υφισταμένου κτίσματος. Για την ορθή τους λειτουργία απαιτείται η ύπαρξη διαζώματος το οποίο τις περισσότερες φορές κατασκευάζεται εκ νέου.

Σε παλαιότερες επεμβάσεις ωστόσο, έχει παρατηρηθεί η σκυροδέτηση πλακών σκυροδέματος δίχως την πρότερη ενίσχυση της λιθοδομής (στην περίπτωση όπου αυτή ήταν χαμηλής αντοχής) και επιπροσθέτως δίχως τη λήψη μέτρων για την σωστή σύνδεση με την τοιχοποιία. Σε αρκετές από αυτές τις περιπτώσεις, το αποτέλεσμα της επέμβασης ήταν διαφορετικό από το αναμενόμενο με την εμφάνιση περαιτέρω βλαβών στην τοιχοποιία μέχρι και κατάρρευση τμημάτων αυτής (σχ. 4.15 – 4.16).

*Σχ. 4.15: Αστοχία ανώτερης στρώσης τοιχοποιίας λόγω ολίσθησης πλάκας σκυροδέματος,διακρίνεται η διαφορετική σκυροδέτηση δυο πλακών, προσωπικό αρχείο*

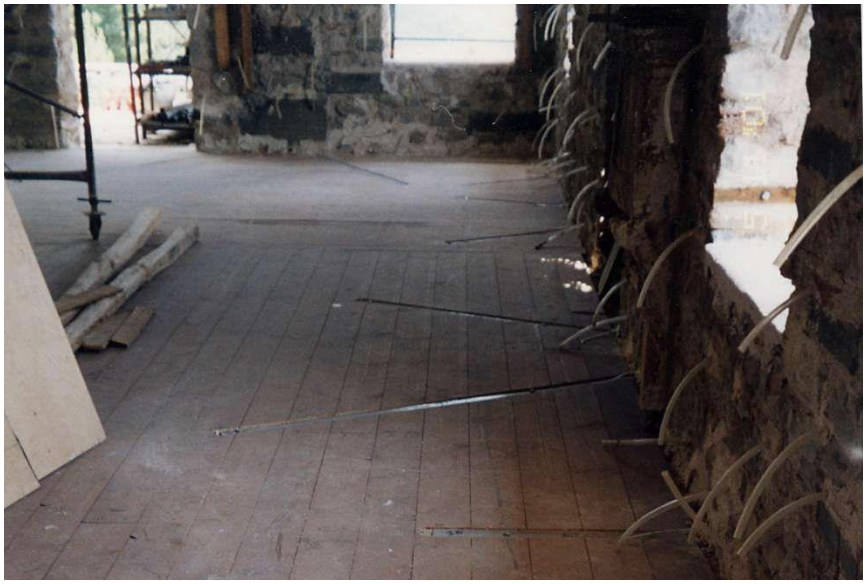
*Σχ. 4.16: Κατάρρευση τοιχοποιίας λόγω αντικατάστασης εύκαμπτων πατωμάτων με πλάκες σκυροδέματος, πηγή:, Binda L., Gambarotta L. & Lagomarsino S., Modena C., (1999), ΄΄A multilevel approach to the damage assessment and the seismic improvement of masonry buildings in Italy ΄΄*

Η κατασκευή των διαφραγμάτων οπλισμένου σκυροδέματος (όπως και προηγουμένως με τα διαζώματα) βρίσκει χώρο και σε ενδιάμεσες στάθμες για την ενίσχυση των υφισταμένων ξύλινων δαπέδων με (σκυροδέτηση μικρού πάχους πλάκα και ενσωμάτωσή της στο σώμα του τοίχου) αλλά και στην περίπτωση πλήρους αντικατάστασής των (σχ. 4.17) με ανάλογα προβλήματα όμως όπως της χρήσης διαζωμάτων και ενδεικτικά μετατροπή του προηγουμένως εύκαμπτου πατώματος σε ιδιαίτερα δύσκαμπτο το οποίο επιφέρει την αυξημένη σεισμική επιβάρυνσή του, εκτόξευση παρειάς τοιχοποιίας λόγω απομειωμένης αντοχής και λόγω φαινομένω κρούσης κ.λπ.



*Σχ.4.17: Σκυροδέτηση πλάκας σε ενδιάμεση στάθμη τοιχοποιίας, πηγή : σημειώσεις διαλέξων μεταπτυχιακού προγράμματος Πολ.Κρήτης*

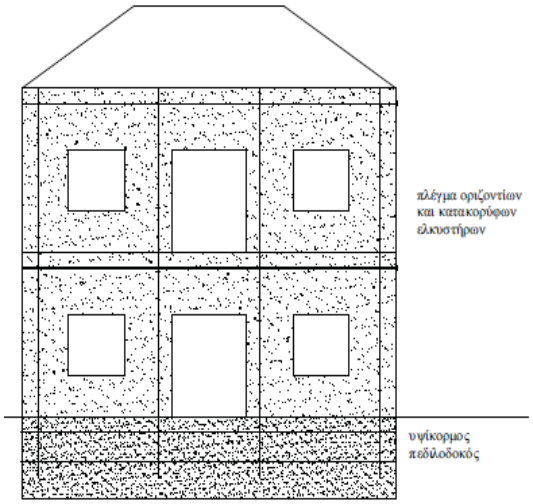
Πιο ορθό στις περιπτώσεις που μπορεί να αποφευχθεί η επιλογή των διαφραγμάτων σκυροδέματος σε ενδιάμεσες στάθμες, είναι η ενίσχυση των ήδη υπαρχόντων με διάφορες τεχνικές όπως η προσθήκη πρόσθετης στρώσης σανιδώματος και η προσθήκη μεταλλικών ελασμάτων ή ινοπλισμένων πολυμερών (σχ. 4.18).



*Σχ.4.18: Μεταλλικά ελάσματα σύνδεσης διαφράγματος με την τοιχοποιία,πηγή: Ανδρονίκη Μιλτιάδου, ΤΕΕ 2016*

- ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΕΛΚΥΣΤΗΡΩΝ Ή ΤΕΝΟΝΤΩΝ

Η προσθήκη ελκυστήρων αποτελεί έναν δημοφιλή τρόπο ενίσχυσης των κατασκευών που χρησιμοποιούνταν ανά τις χρονικές περιόδους. Παλαιότερα ξύλινα στοιχεία καλούνταν να ενισχύσουν την κατασκευή και να αναλάβουν τις εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονταν σε αυτήν (πχ στην γένεση των τόξων θολωτών κατασκευών) ενώ πλέον χρησιμοποιούνται μεταλλικά στοιχεία επί τω πλήστων.
Η χρήση ελκυστήρων βοηθά στην αποφυγή ανάπτυξης τοπικών μηχανισμών αστοχίας, στην βελτίωση της σύνδεσης μεταξύ τοίχων με πλημελλή σύνδεση, δρα ευνοϊκά σε περίπτωση αποκολλημένων τοίχων και αποδιοργανωμένων γωνιών τοιχοποιίας, συμβάλλει στην ανάληψη των ωθήσεων που προκαλούνται από τα τοξωτά στοιχεία (θόλοι, αψίδες) ενώ τέλος μπορεί να θεωρηθεί οτι αυξάνει σε έναν βαθμό την εντός κι εκτός επιπέδου αντοχή της τοιχοποιίας. Για την χρήση αυτής της τεχνικής πρέπει η τοιχοποιία να έχει ένα ικανοποιητικό πάχος ( > 45 cm ) , παράγοντας ο οποίος καθορίζει και τον αριθμό των τενόντων που θα διαταχθούν στο ίδιο ύψος τοιχοποιίας.
Η χρήση ελκυστήρων ως μέτρο επέμβασης μπορεί να καταταχθεί και στα άμεσα μέτρα υποστήριξης κτηρίων που έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες διότι πέραν της ευκολίας τοποθέτησης παρουσιάζουν την δυνατότητα εύκολης αφαίρεσης για την εφαρμογή μόνιμων μέτρων που πιθανώς θα προκύψουν από μεταγενέστερη μελέτη.
Συνήθως αποτελεί μια επί μέρους λύση σε μια σειρά τεχνικών ενίσχυσης που λαμβάνουν μέρος στην αποκατάσταση της δομικής ακεραιότητας του κτίσματος. Στην πιο συνήθη περίπτωση οι ελκυστήρες τοποθετούνται οριζόντιοι κάτω απ τις στάθμες εδράσεων της στέγης ή των δαπέδων με αγκύρωση στις γωνίες των τοίχων και σπανιότερα κατακόρυφοι στις γωνίες κτηριών ή καθ΄ύψος των πεσσών.
Αν στους ελκυστήρες εφαρμοστεί εκ των προτέρων εφελκυσμός (προένταση) τότε ονομάζονται τένοντες και κατασκευάζονται συνήθως από χάλυβα προένταση.
Η τεχνική αυτή χρησιμοποιείται όπως είπαμε για την περιμετρική περίσφιξη τοιχοποιιών, την περίσφυξη τυμπάνων τρούλων (δακτυλιοειδείς) ενώ ελκυστήρες μπορούν να εφαρμοστούν και για ενίσχυση της θεμελίωσης (δημιουργία υψίκορμων πελιδοδοκών) (σχ. 4.19). Όταν κρίνεται αναγακαία η κατακόρυφη προένταση των πεσσών, απαιτείται προηγουμένως ενίσχυση του θεμελίου με την κατασκευή περιμετρικής ζώνης οπλισμένου σκυροδέματος στην οποία αφήνονται οπές που καταλήγουν στην εξωτερική κατακόρυφη παρειά ώστε να διέλθουν οι τένοντες και να αγκυρωθούν στο σκυρόδεμα. Η ύπαρξη ενός συστήματος οριζόντιων και κατακορύφων στοιχείων επιτυγχάνει βελτίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας έναντι σεισμικών φορτίσεων αυξάνωντας την αντοχή της τοιχοποιίας σε θλίψη και σε διάτμηση χάρην της περίσφυξης που επιβάλλεται από την χρήση τους.




*Σχ.4.19: Διάταξη οριζόνιων και κατακόρυφων ελκυστήρων (ΟΑΣΠ 2001)*

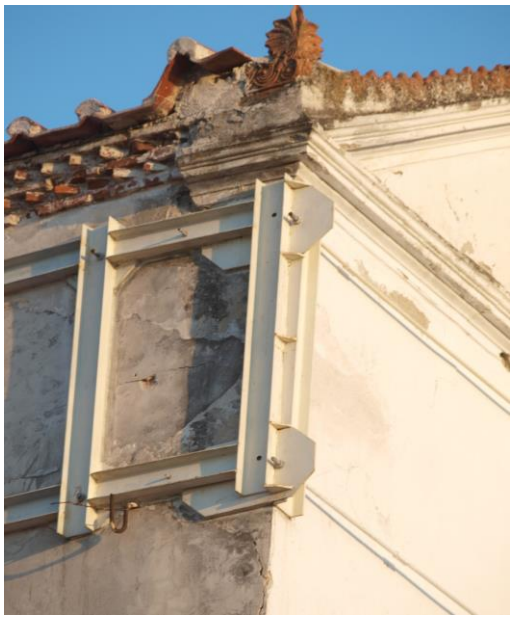
Σε μια προσπάθεια να ορίσουμε τα επιμέρους στοιχεία που συνθέτουν την τελική μορφή του ελκυστήρα, θα λέγαμε οτι τα κύρια μέρη του απαρτίζονται από α) το χαλύβδινο επιμήκες τμήμα (ράβδος), β) τις πλάκες αγκύρωσης οι οποίες είναι απαραίτητες για την ομαλή μεταφορά των συγκεντρωμένων αναπτυσσόμενων τάσεων στην τοιχοποιία και τέλος γ) από τις συνδέσεις μεταξύ των ράβδων.
Η χαλύβδινη ράβδος συνήθως είναι κυκλικής διατομής. Εναλλακτικά και αντί για χρήση ελκυστήρων κυκλικής διατομής, στην περίπτωση ενίσχυσης του φορέα της στέγης, μπορούν να χρησιμοποιηθούν μεταλλικές λάμες διατεταγμένες χιαστί ανά καθορισμένες αποστάσεις μεταξύ των ζευκτών (πχ ανά τρία φατνώματα ζευκτών σε επιμήκης στέγες) (σχ. 4.20).

*Σχ.4.20: Ενίσχυση στέγης με χιαστί λάμες, ΒΑ πτέρυγα κελλιών Ι. Μονής Οσίου Λουκά, πηγή: Διαδίκτυο*

Μια ακόμη τεχνική είναι να χρησιμοποιούνται μεταλλικές δοκοί τετραγωνικής ή ορθογωνικής διατομές (σχ.4.21). Ωστόσο έχει παρατηρηθεί έπειτα από έντονες σεισμικές καταπονήσεις οτι η χρήση κοίλων μεταλλικών διατομών έχουν επιφέρει τοπικές αστοχίες στις θέσεις ενσωμάτωσής τους στον τοίχο λόγω ανάπτυξης φαινομένων κρούσης - αποκόλλησης.

*Σχ.4.21: Ενίσχυση μέσω μεταλλικών κοίλων διατομών, πηγή: Διαδίκτυο Ε Δεληνικόλα*

Όσο αφορά τις πλάκες αγκύρωσης μπορούν να διακριθούν πολλές μορφές όπως ενδεικτικά κυκλικές, ορθογωνικές ή τετραγωνικές, ενισχυμένες με την ύπαρξη νευρώσεων, λεπίδας, γωνιακοί κ.ά.(σχ. 4.22) ενώ για τις συνδέσεις μεταξύ των ράβδων όταν υπολείπονται του απαιτούμενου μήκους (ή απαιτείται η προέντασής τους) μπορούν να εντοπιστούν συνήθεις τύποι συνδέσεων όπως η διχάλα, μπουλόνια εφελκυσμού κ.α.



*Σχ.4.22: Πλάκα αγκύρωσης, Εναλλακτική μορφή εξωτερικής τοποθέτησης ,Ναός Αγίας Παρασκευής Χαλκίδα, πηγή: σημειώσεις διαλέξων μεταπτυχιακού προγράμματος Πολ.Κρήτης*

Για την διαστασιολόγηση των ελκυστήρων γίνεται η παραδοχή οτι οι χαλύβδινες ράβδοι καλούνται να παραλάβουν πλήρως την σεισμική ένταση ενώ ταυτόχρονα πρέπει να εμποδίζουν και τις αντίστοιχες παραμορφώσεις. Παράγοντες που επηρρεάζουν επομένως την τελική επιλογή των χαρακτηριστικών του ελκυστήρα είναι η γεωμετρία και η αντοχή της ράβδου, η αντοχή της τοιχοποιίας και η αντοχή της πλάκας αγκύρωσης. Η τελική αντοχή του ελκυστήρα σε εφελκυσμό προκύπτει από την ελάχιστη τιμή των επιμέρους αντοχών. Ως αντοχή της τοιχοποιίας εδώ νοείται η ικανότητα να μπορεί να αναλάβει τις μεταφερόμενες τάσεις από τις πλάκες αγκυρώσεων δίχως να παρουσιαστούν προβλήματα όπως για παράδειγμα αποκόλληση της επιφάνειας του τοίχου.
Μειονέκτημα της μεθόδου αποτελεί το γεγονός οτι ελκυστήρες και οι τένοντες υπόκεινται σε χαλάρωση με την πάροδο του χρόνου λόγω ερπυσμού, γι' αυτό και επιβάλλεται συστηματικός έλεγχος, καθώς επίσης και το γεγονός οτι οι χάλυβες που χρησιμοποιούνται παρουσιάζουν προβλήματα διάβρωσης τα οποία πρέπει να υπερπηδηθούν

Εκτός των αναφερθέντων τεχνικών μπορεί κάποιος να προσθέσει και την λύση της περίσφυξης με μεταλλικά στοιχεία είτε με σύνθετα υλικά όπως τα ινοπλισμένα πολυμέρη, την ενίσχυση του εδάφους και των θεμελιώσεων, την χρήση σεισμικών αποσβεστήρων κ.α.
Όπως είδαμε μέχρι τώρα, για την επιτυχή αποκατάσταση μιας κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία, σε αρκετές περιπτώσεις, επιβάλλεται η ταυτόχρονη εφαρμογή διαφόρων τεχνικών επισκευής και ενίσχυσης κατάλληλα συνδυασμένων μεταξύ τους. Το τελικό σχήμα επέμβασης θα πρέπει να συνάδει με τα υφιστάμενα προβλήματα (παθολογία και βλάβες) του φέροντα οργανισμού του κτηρίου και όταν είναι δυνατή η εξέταση εναλλακτικών σεναρίων τότε αυτά θα πρέπει να αξιολογούνται με τεχνικοοικονομικά και αισθητικά κριτήρια. Είναι κατανοήτο οτι η έκταση και η δυσκολία εφαρμογής της κάθε επέμβασης καθορίζει σε μεγάλο βαθμό και το κόστος της. Επομένως το τελικό κόστος μιας επέμβασης θα πρέπει να είναι σε ισορροπία με την προστιθέμενη αξία που θα προσδώσει στην κατασκευή.

Στον πίνακα 4.1 επιχειρείται μια συνοπτική ταξινόμηση των τεχνικών επισκευής και ενίσχυσης σύμφωνα με το βαθμό αλλοίωσης των όψεων του κτηρίου και του βαθμού αναστρεψιμότητάς τους.

*Πίνακας 4.1 (Μίλτων Δημοσθένους, ΤΕΕ 2009)*

| Τεχνικές Επισκευής και Ενίσχυσης | Αλλοίωση Αρχιτεκτονικών Όψεων | | | Βαθμός Αναστρεψιμότητας | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Σημαντικά | Μερικώς (Διακριτές) | Καθόλου | Πλήρως | Μερικώς | Καθόλου |
| Βαθύ αρμολόγημα | | X | | | X | |
| Ενέσεις σε ρωγμές | | | X | | | X |
| Συρραφή μεγάλων ρωγμ. | | X | | | X | |
| Τοπική ανακατασκευή | | X | | | X | |
| Συρραφή αποκολ. Τοίχων | | X | | | X | |
| Οπλισμένο επίχρισμα | X | | | | X | |
| Μανδύες | X | | | | | X |
| Διαζώματα | | X | | | X | |
| Ομογενοποίηση μάζας | | | X | | | X |
| Ελκυστήρες – Τένοντες | | X | | X | | |
| Ριζοπλισμοί | | | X | | | X |
| Αβαθής υποθεμελιώσεις | | | X | | | X |
| Βαθειές θεμελιώσεις | | | X | | | X |
| Ενίσχυση εδάφους | | | X | | | X |

Επίσης μια τεχνική η οποία τείνει να εφαρμόζεται εκτός των άλλων σήμερα είναι η εσωτερική κατασκευή φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα ή από μεταλλικούς φορείς για την ανάληψη δράσεων σεισμικής έντασης με σκοπό την αναστολή της τρωτότητας του κτιρίου. Όταν επιχειρείται μια τέτοια λογική ενίσχυσης θα πρέπει να μελετάται εκτός των άλλων η σύνδεση του νέου φορέα με τον υφιστάμενο καθώς και να εξετάζεται η πιθανότητα επιβολής περαιτέρω βλαβών που ενδέχεται να επιφέρει η ‘’αυτόνομη’’ συμπεριφορά του νέου φορέα υπό σεισμική καταπόνηση στο υφιστάμενο κέλυφος. Ενδεικτική είναι η εργασία της κα. Καραντώνη με τίτλο *‘’Παραδείγματα της επίδρασης « ήπιων επεμβάσεων » σε παραδοσιακές και ιστορικές κατασκευές ‘’.*

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

# ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ - ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

## 5.1 Σεισμική συμπεριφορά κτηρίων από τοιχοποιία

Η συμπεριφορά ενός κτιρίου από τοιχοποιία το οποίο βρίσκεται υπό σεισμική καταπόνηση, εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ύπαρξη ή μη οριζοντίου διαφράγματος. Μια σημαντική διαφορά που διαχωρίζει τις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία από τις πλαισιακές είναι η κατανομή της μάζας. Στις πλαισιακές κατασκευές σχεδόν το σύνολο της μάζας ( και επομένως και των αδρανειακών δυνάμεων) είναι συγκεντρωμένο στις στάθμες των δαπέδων. Μέσω των δαπέδων, τα οποία θεωρούμε οτι παρουσιάζουν μεγάλη δυσκαμψία μέσα στο επίπεδό τους, οι αδρανειακές δυνάμεις κατανέμονται στα στοιχεία πλευρικής δυσκαμψίας ( πλαίσια, πιθανά τοιχώματα) ανάλογα με την δυσκαμψία που αυτά παρουσιάζουν και μεταφέρονται στο έδαφος.

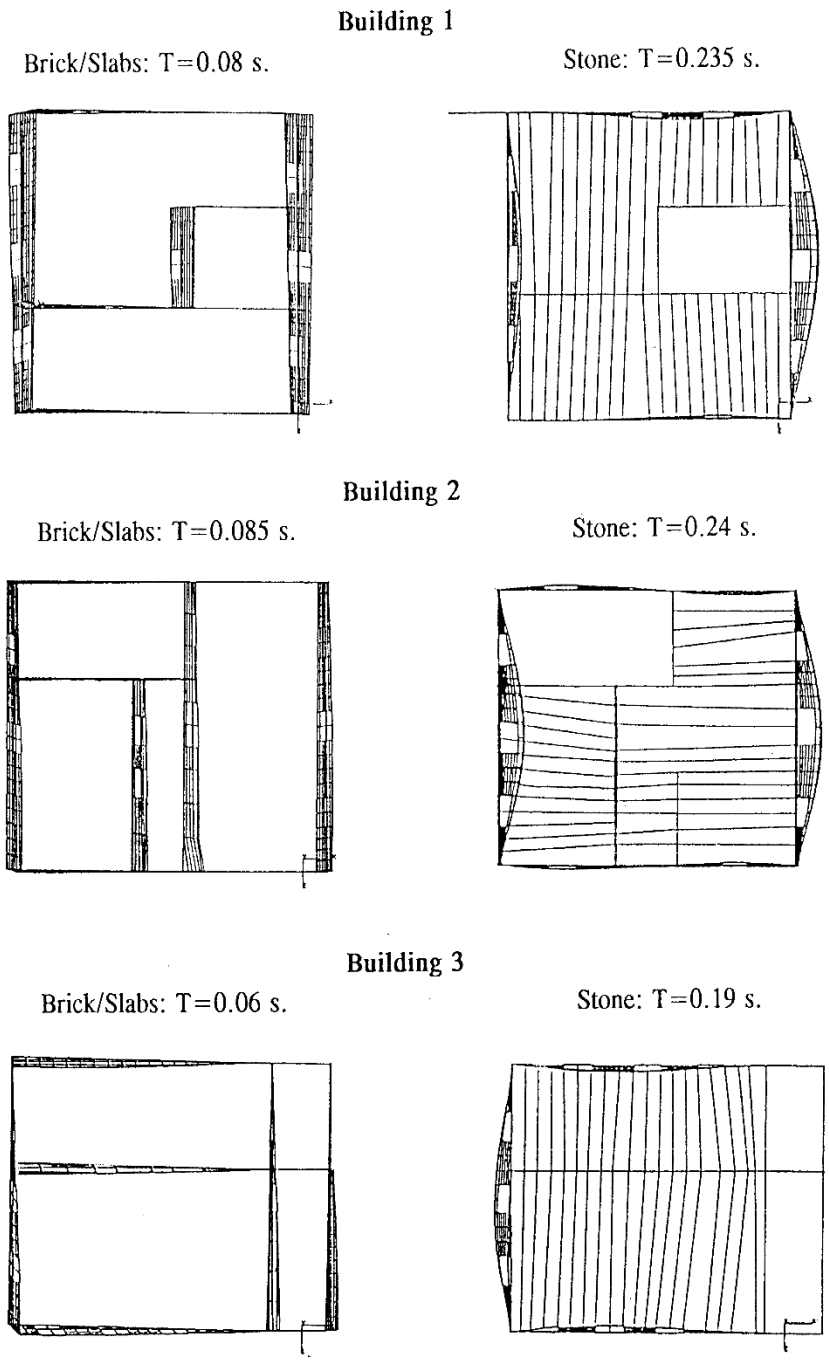
Στα κτίρια με φέροντα οργανισμό τοιχοποιία, σχεδόν όλη η μάζα είναι κατανεμημένη στους τοίχους. Επομένως η ανάλυση εν προκειμένω πρέπει να γίνει για αδρανειακές δυνάμεις κατανεμημένες καθ'ύψος των τοίχων και οχι για συγκεντρωμένες στις στάθμες των ορόφων. Επιπλέον χρήζει προσοχής το γεγονός ότι οι λόγω ιδίας μάζας αδρανειακές δυνάμεις ενός τοίχου μεταφέρονται στο έδαφος μέσω κάμψης. Αν τα διαφράγματα ( δάπεδα) είναι δύσκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους, τότε τμήμα των κάθετων στον τοίχο δυνάμεων μεταφέρεται στους εγκαρσίους τοίχους μέσω των διαφραγμάτων αντί μόνο μέσω των κατακόρυφων ακμών σύνδεσής τους και το δε κατακόρυφο άνοιγμα της εγκάρσιας καμπτικής παραμόρφωσης μειώνεται σημαντικά. Στην περίπτωση όπου δεν υπάρχει πρόνοια για την σύνδεση των τοίχων ή τα διαφράγματα δεν μπορούν να θεωρηθούν ώς δύσκαμπτα, η παραμόρφωση κάθε τοίχου είναι ανεξάρτητη από των υπολοίπων και είναι καμπτική για τους τοίχους που η δύναμη δρα ως εκτός επιπέδου, καμπτοδιατμητική για τους εντός επιπέδου καταπονούμενους. Η εκτός επιπέδου δράση των τοίχων που διάκεινται κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση του σεισμού οφείλεται στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσεται λόγω της κατανεμημένης μάζας των εν λόγω τοίχων. Σε περίπτωση πλημμελών διαφραγμάτων, αυτή η δύναμη μεταφέρεται στους τοίχους που διάκεινται παράλληλα προς τον σεισμό με την μορφή οριζόντιας αξονικής δύναμης (Σχήμα 5.1). Ταυτόχρονα αναπτύσσονται ροπές κατά μήκος των κατακορύφων ακμών σύνδεσης των εγκάρσιων με τους διαμήκεις τοίχους. Αν οι ροπές τείνουν να ανοίξουν την γωνία, τότε η αξονική δύναμη που μεταφέρεται εφελκύει την γωνία και πρέπει να ληφθεί υπόψη στους ελέγχους με δεδομένη την χαμηλή αντοχή της τοιχοποιίας σε ορθό εφελκυσμό. Σε προηγούμενο κεφάλαιο έχει παρουσιαστεί ο τρόπος με τον οποίο αναμένονται οι κυριότερες αστοχίες λόγω έλλειψης ή μη οριζοντίου (κυρίως) διαφράγματος.

*Σχ. 5.1:Μεταφορά εφελκυστικού φορτίου από τους τοίχους κάθετα στην διεύθυνση του σεισμού, στους παράλληλους. Οι δυνάμεις αυτές συχνά προκαλούν αποκόλληση των τοίχων στις γωνίες (ΚΑΔΕΤ 2014.*

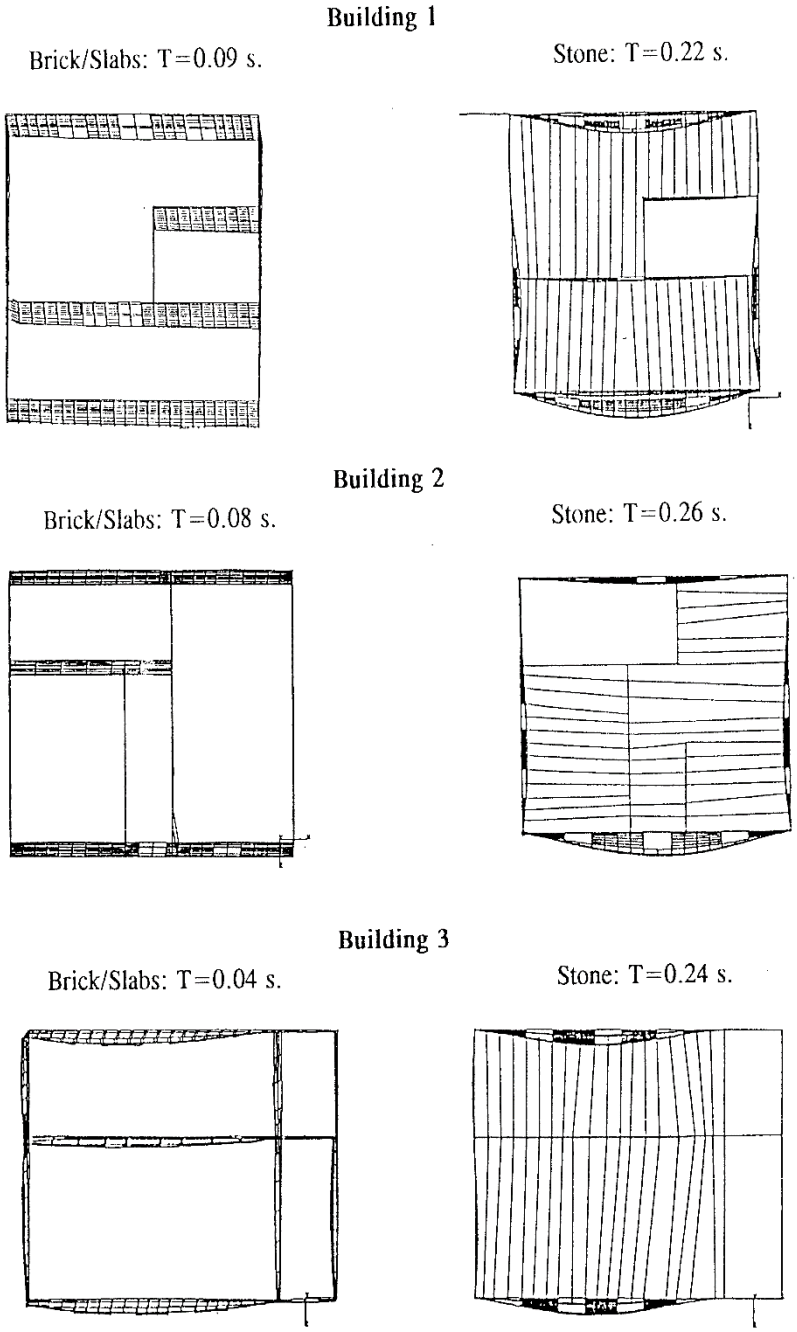
Προκειμένου να διερευνηθεί η συμπεριφορά των κτιρίων με και χωρίς οριζόντια διαφράγματα , έχουν γίνει στο παρελθόν μελέτες απ τις οποίες παρουσιάζεται παρακάτω ένα τμήμα. Συγκεκριμένα μελετήθηκε η συμπεριφορά δύο σύνηθων τύπων κτιρίων με την ίδια κάτοψη. Ο A (stone) τύπος αφορά κτίρια από λιθοδομή με ξύλινα πατώματα και ο B (brick/slabs) απο πλινθοδομή με πλάκες από Ο.Σ. Στα σχήματα 5.2, 5.3 παρουσιάζονται η πρώτη σημαντική ιδιομορφή στην χ και z κατεύθυνση και η τιμή της φυσικής ιδιοπεριόδου *(Καραντώνη 2004).*

Στα κτίρια από λιθοδομή η πρώτη ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση, με ιδιοπερίοδο από 0,19 – 0,26 sec αντιστοιχεί κυρίως σε κάμψη δύο απέναντι τοίχων προς την ίδια κατεύθυνση ενώ οι εγκάρσιοί τους αναπτύσσουν κάποιες καμπτικές παραμορφώσεις οι οποίες συμβαίνουν απλώς για λόγους συμβιβαστού. Οι εντός επιπέδου μετακινήσεις είναι ασήμαντες. Επόμενες ιδιομορφές αντιστοιχούσαν κυρίως σε επίπεδη ένταση και ομόρροπες μεταθέσεις δυο απέναντι τοίχων μέσα στο επίπεδό τους και σε καμπτικές παραμορφώσεις των δύο εγκαρσίων και μάλιστα προς την αντίθετη κατεύθυνση προς τις μετακινήσεις των δυο πρώτων τοίχων.

Στα κτίρια από πλινθοδομή με πλάκα Ο.Σ. οι ιδιομορφές είναι σχεδόν καθαρά μεταφορικές για τα κτίρια 1 και 2 ενώ για το κτίριο 3 έχουν και στροφική συνιστώσα λόγω έκκεντρης διάταξης της δυσκαμψίας σε κάτοψη. Χαρακτηρίζονται από εντός του επιπέδου μετακινήσεις και παραμορφώσεις των τοίχων χωρίς σχεδόν καθόλου κάμψη εκτός επιπέδου. Καθοριστικό ρόλο έχει φυσικά η ύπαρξη άκαμτων διαφραγμάτων τα οποία επιβάλλουν κοινές μεταθέσεις.




*Σχ. 5.2: Πρώτη ιδιοπερίοδος στην Χ διεύθυνση, κάτοψη (Ερευνητικό πρόγραμμα Παν.Πατρών/ΕΜΠ με τίτλο ΄΄ Σεισμική Συμπεριφορά & Σχεδιασμός κτιρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία και Τοιχοπληρωμένων Πλαισίων Οπλισμένου Σκυροδέματος, 1995)*




*Σχ. 5.3: Πρώτη ιδιοπερίοδος στην Z διεύθυνση, κάτοψη (Ερευνητικό πρόγραμμα Παν.Πατρών/ΕΜΠ με τίτλο ΄΄ Σεισμική Συμπεριφορά & Σχεδιασμός κτιρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία και Τοιχοπληρωμένων Πλαισίων Οπλισμένου Σκυροδέματος, 1995)*

Η μεγάλη διαφορά μεταξύ των ιδιομορφών των δύο τύπων κτιρίων οφείλεται όχι μόνο στην κινηματική δέσμευση που επιβάλλεται από τα πατώματα αλλά και στο γεγονός οτι έχουμε την διαφορετική κατανομή της μάζας των κτιρίων (στα 3 κτίρια απο λιθοδομή το 90% περίπου βρίσκεται στους τοίχους έναντι του 58% των αντίστοιχων από οπτοπινθοδομή - η μεγαλύτερη μάζα προφανώς αυξάνει τη σημασία των εκτός επιπέδου ταλαντώσεων).

Ακόμη μια παρατήρηση είναι ότι στα νεώτερα κτίρια τύπου (Β) οι ιδιομορφές παρουσιάζονται να έχουν χαμήλες ιδιοπεριόδους ενώ στα κτίρια (Α) έχουμε υπερδιπλάσια ιδιοπερίοδο. Οι υψηλές ιδιοπερίοδοι των παλαιότερων κτιρίων τα τοποθετει στο πλατώ του φάσματος επιταχύνσεων των ισχυρών κοντινών σεισμών που συνήθως καταγράφονται στον ελλαδικό χώρο κι έτσι εξηγούνται οι σημαντικές βλάβες που παρατηρούνται στα κτίρια του τύπου αυτού έπειτα από ισχυρούς σεισμούς. Σε αντίθεση, οι πολύ χαμηλές βασικές ιδιοπερίοδοι των τύπων (Β) τα ωθούν στο να αναπτύσσουν περιορισμένη δυναμική μεγέθυνση της σεισμικής διέγερσης. Σε συνδυασμό με την μικρότερη μάζα και την απουσία καμπτικής έντασης στους τοίχους, τείνουν να παρουσιάζουν μικρότερη σεισμική καταπόνηση.

Ωστόσο, κάθε κτίριο είναι μοναδικό και σαφώς πέρα από οποιεσδήποτε αναλύσεις μπορούν να γίνουν σε υπολογιστικό επίπεδο, μεγάλο ρόλο παίζουν και παράγοντες όπως η κακή ποιότητα της δόμησης , ο τύπος του κτιρίου, το ύψος , τυχόν επεμβάσεις, προσθήκες κτλ και άλλα ενδογενή αίτια τα οποία συχνά δεν είναι εύκολο να υιοθετηθούν σε μια ανάλυση.

## 5.2 Μέθοδοι ανάλυσης

Αρχικά, για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων του κτιρίου απαιτείται η ανάλυση του για τους συνδυασμούς δράσεων σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς που ισχύουν τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας (βασικοί και τυχηματικοί συνδυασμοί) όσο και για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.

Οι μέθοδοι που μπορούν να εφαρμοσθούν σύμφωνα με το κείμενο του ΚΑΔΕΤ για την ανάλυση είναι:

• Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση

• Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (γνωστή και ως ελαστική δυναμική)

• Μή γραμμική στατική ανάλυση

• Μή γραμμική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Η ελαστική στατική ανάλυση καθώς και η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος μπορεί να εφαρμοσθεί με θεώρηση γραμμικά ελαστικού προσομοιώματος για τον φορέα, προκειμένου να προσδιοριστεί η κατανομή των δυνάμεων στον φέροντα οργανισμό, και οι περιοχές όπου παρουσιάζεται συγκέντρωση τάσεων. Σε περίπτωση εφαρμογής μη

γραμμικής ανάλυσης πρέπει να προηγείται η ελαστική, με στόχο να προσδιοριστούν οι περιοχές όπου αναμένεται να υπάρξει συγκέντρωση παραμορφώσεων και πρέπει να προβλεφθεί η θεώρηση κατάλληλων ανελαστικών ιδιοτήτων στο προσομοίωμα. Επιπρόσθετα, στις περιπτώσεις που έχει αποφασιστεί να γίνει ενίσχυση, μπορεί μόνο για τους σκοπούς της αποτίμησης να γίνει προσεγγιστική αναλυτική εκτίμηση της έντασης σε κρίσιμα στοιχεία του φορέα, χωρίς λεπτομερή ανάλυση προσομοιώματος του συνόλου του κτιρίου, ενώ σε ειδικές περιπτώσεις η αποτίμηση είναι δυνατόν να επιτευχθεί, εκτός από τη χρήση αμιγώς αναλυτικών μεθόδων, με εμπειρικές μεθόδους, υπό τις κατάλληλες προϋποθέσεις.

Η κάθε μέθοδος ανάλυσης που αναφέρθηκε μπορεί να χρησιμοποιηθεί αν πληρούνται ορισμένες προϋποθέσεις εφαρμογής. Συνοπτικά θα αναφερθούν ορισμένα βασικά στοιχεία για την κάθε μια.

Η Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση 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. Μπορούν να θεωρούνται δύο εναλλακτικές κατανομές των οριζόντιων σεισμικών φορτίων καθ ύψος του δομήματος: (α) ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή καθύψος του κτηρίου και (β) ομοιόμορφη κατανομή οριζόντων σεισμικών ωθήσεων στο ύψος του κτιρίου.

Η θεώρηση ομοιόμορφης καθύψος κατανομής των αδρανειακών σεισμικών δυνάμεων είναι πλησιέστερα στην πραγματικότητα σε κατασκευές όπου η μάζα είναι κατανεμημένη σε όλο το ύψος και όχι συγκεντρωμένη στις στάθμες των δαπέδων (όπως συμβαίνει στις πλαισιωτές κατασκευές με πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος). Στην περίπτωση απουσίας απαραμόρφωτων διαφραγμάτων η ομοιόμορφη καθ΄ ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων είναι περισσότερο ρεαλιστική.

Η Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης απαιτεί να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Η απαίτηση θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν μπορεί να αποδειχθεί τουλάχιστον ένα 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 μέθοδος που θα χρησιμοποιείται για τον συνδυασμό των ιδιομορφών διαφοροποιείται αναλόγως του τύπου προσομοίωσης (προσομοίωση με «ισοδύναμα» πλαίσια είτε προσομοίωση με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία).

Στην περίπτωση χρήσης της μεθόδους Μή γραμμικής στατικής ανάλυσης, η σεισμική απαίτηση, προς σύγκριση με την διαθέσιμη ικανότητα, εκτιμάται σε όρους μετακίνησης στη στέψη (δηλ. την κορυφή) των φερόντων τοίχων, η οποία αντιστοιχεί στην μετακίνηση-στόχο για την υπό εξέταση σεισμική δράση. Η μετακίνηση-στόχος ορίζεται

ως η σεισμική απαίτηση σε όρους μετακίνησης που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης για ένα ισοδύναμο σύστημα μίας ελευθερίας κινήσεως. Η μετατροπή του συστήματος σε ισοδύναμο σύστημα μίας ελευθερίας κίνησης μπορεί να γίνει βάσει του EN1998-1 Παράρτημα Β.

Όσο αφορά κτήρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα, ο κόμβος ελέγχου είναι το κέντρο βάρους των πλακών στην ανώτερη στάθμη των τοίχων (π.χ τελευταία πλάκα) . Σε κτήρια 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.

Η χρήση της Μή γραμμικής δυναμικής ανάλυσης (ανάλυση χρονοϊστορίας), δεδομένου οτι σε μη πλαισιωτές κατασκευές παρουσιάζει μεγάλη πολυπλοκότητα, δεν συνιστάται παρά μόνον για εξαιρετικά σημαντικές μνημειακές κατασκευές και εφ΄όσον το επιλέξει ο μελετητής.

Κλείνοντας την παράγραφο αυτή αναφέρεται οτι απλοποιημένες μέθοδοι ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν εφόσον το κτήριο πληρεί τις βασικές προϋποθέσεις γεωμετρίας του ‘’απλού’’ κτηρίου, όπως αυτό περιγράφηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο.

## 5.3 Μέθοδοι προσομοίωσης

Όπως αναφέρθηκε ήδη σε προηγούμενη παράγραφο, η καμπτική ένταση εκτός επιπέδου των τοίχων είναι συχνά η καθοριστική για την αστοχία. Επομένως τόσο η μέθοδος ανάλυσης όσο και ο τρόπος προσομοίωσης χρειάζεται να λαμβάνει υπόψην την καμπτική αυτή συνιστώσα. Για παράδειγμα αν η τοιχοποιία μας προσομοιωθεί από ένα σύστημα συζευγμένων στοιχείων με μεγάλη ενδεχομένως δυσκαμψία στην διεύθυνση παράλληλα στον σεισμό ( παράλληλους στην σεισμική δράση πεσσούς – θεώρηση επίπεδων πλαισίων), είναι φανερό οτι η συνιστώσα αυτή αγνοείται.

Ένα στοιχείο το οποίο πρέπει να λάβουμε υπόψην μας στην προσπάθεια μας να επιλέξουμε μια μέθοδο προσομοίωσης είναι οτι σήμερα, οι περισσότερες νέες κατασκευές είναι είτε από οπλισμένο σκυρόδεμα έιτε από χάλυβα και έχουν φέροντα οργανισμό που αποτελείται από γραμμικά μέλη οπότε και τα υπολογιστικά μέσα είναι προσανατολισμένα σε αυτήν την κατεύθυνση. Δεν είναι λοιπόν περίεργο το ότι και στην τοιχοποιία θα χρησιμοποιούνται μέθοδοι ( προσεγγιστικές ή ακριβείς) οι οποίοι έχουν αναπτυχθεί και ισχύουν για πλαισιωτούς φορείς.

Αν και οι μέθοδοι αυτές χρησιμοποιούνται και για απλές κατασκευές από τοιχοποιία, υπάρχουν ορισμένα βασικά χαρακτηριστικά αυτών των κτιρίων, τα οποία δημιουργούν σημαντικά ερωτηματικά για την εφαρμοσιμότητα των ανωτέρω μεθόδων, αφού ακόμα και σε απλές κατασκευές η γεωμετρία των τοίχων είναι γεωμετρία επιπέδων στοιχείων με ανοίγματα (δίσκων για τη συμπεριφορά μέσα στο επίπεδο του τοίχου, ή πλακών για τη συμπεριφορά κάθετα σε αυτό), και όχι πλαισίων γραμμικών στοιχείων. Βεβαίως, αν η διάταξη των ανοιγμάτων καθ' ύψος και οριζοντίως είναι αρκετά κανονική, μπορεί να αναγνωρίσει κανείς συνεχείς κατακόρυφες λωρίδες τοίχου μεταξύ γειτονικών ανοιγμάτων, τους "πεσσούς", οι οποίοι για τους σκοπούς της ανάλυσης συνήθως εξιδανικεύονται σαν στύλοι, και συνεχείς οριζόντιες λωρίδες μεταξύ των ανοιγμάτων

διαδοχικών ορόφων, τα "ανώφλια", τα οποία εξιδανικεύονται συνήθως σαν δοκοί. Εν τούτοις, το μέγεθος των περιοχών όπου ανώφλια και πεσσοί επικαλύπτονται είναι τέτοιο, που οι κόμβοι μεταξύ των στοιχείων δοκών και υποστυλωμάτων που χρησιμοποιούνται στην προσομοίωση δεν επιτρέπεται να ληφθούν σαν σημειακοί, αλλά πεπερασμένου μεγέθους, άκαμπτοι ή όχι.
Για την προσομοίωση λοιπόν του φορέα της κατασκευής οι μέθοδοι προσομοίωσης που γίνονται δεκτές είναι (ΚΑΔΕΤ 2014):

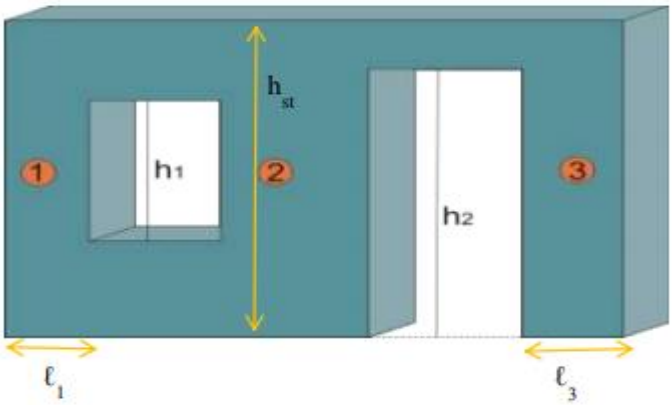
- Η μέθοδος των Μακροστοιχείων
- Η μέθοδος του Ισοδύναμου πλαισίου γραμμικών μελών
- Η προσομοίωση μέσω συστήματος θλιπτήρων και ελκυστήρων
- Η μέθοδος των Πεπερασμένων στοιχείων.

Βεβαίως, ανάλογα την μέθοδο που θα επιλεγεί κάθε φορά, συνοδεύεται και από περιορισμούς καθώς και συνθήκες εφαρμογής της.

Με την μέθοδο των Μακροστοιχείων γίνεται διακριτοποίηση του δομήματος με σύνολο μακροστοιχείων (τα οποία μπορεί να είναι υπέρθυροι δίσκοι, καθώς και οι πεσσοί ή τα τμήματά τους μεταξύ διαδοχικών ανοιγμάτων), καθένα από τα οποία προσομοιώνει ένα τμήμα του. Τα μακροστοιχεία μπορεί να οριστούν είτε με βάση την αρχική γεωμετρία του φορέα (επίπεδα στοιχεία που αντιστοιχούν σε πεσσούς και υπέρθυρους δίσκους), είτε και με βάση μια αρχική κατανομή κυρίων ρωγμών στο φορέα (που έχει προκύψει π.χ. από προκαταρκτική ελαστική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία συνεχούς μέσου, ή και με βάση την παθολογία του δομήματος). Οι γεωμετρικές ιδιότητες των μακροστοιχείων αντιστοιχούν σε αυτές των μελών που προσομοιώνουν. Τα μακροστοιχεία συνδέονται μεταξύ τους στους κόμβους μέσω ελατηρίων επαφής. Αδυναμία αυτής της προσομοίωσης είναι ότι αδυνατεί να λάβει υπόψη την εκτός επιπέδου δράση, και άρα είναι ακατάλληλη για αναλύσεις σε χωρικά προσομοιώματα κτιρίων με εύκαμπτα διαφράγματα.

Με την μέθοδο του Ισοδύναμου Πλαισίου γίνεται διακριτοποίηση του δομήματος με τη λογική του ισοδύναμου πλαισίου (επίπεδου ή χωρικού), το οποίο συντίθεται από κατακόρυφα (πεσσούς) και οριζόντια (υπέρθυρα ή οιονεί-δοκούς) γραμμικά στοιχεία, τα οποία συνδέονται με άκαμπτα μέλη (σχ. 5.5).
Η προσομοίωση αυτή επιτρέπεται να γίνεται μόνο αν συντρέχουν οι παρακάτω παράγοντες ταυτοχρόνως:
i) Να έχει εξασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων και της στέγης
ii) Η διάταξη των ανοιγμάτων είναι τέτοια ώστε κάθε πεσσός να έχει περίπου σταθερό μήκος (οριζόντια διάσταση στο επίπεδο του τοίχου) από τη στάθμη της θεμελίωσης μέχρι τη στέψη του τοίχου.
iii) Ο λόγος του ύψους προς το μήκος του πεσσού να υπεραίνει το 2.0

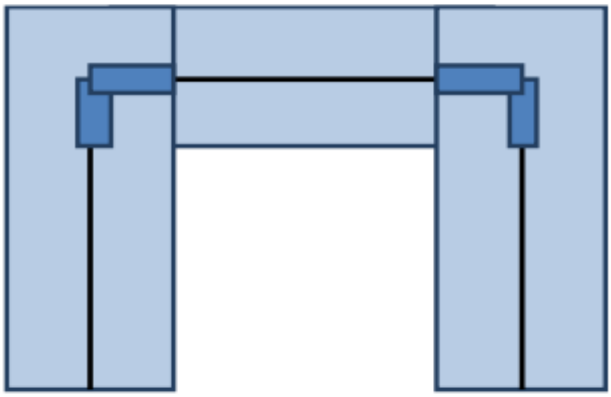
Τα γραμμικά μέλη διέρχονται από τον κεντροβαρικό άξονα του μέλους που προσομοιώνουν και έχουν γεωμετρικές ιδιότητες αυτές του μέλους που προσομοιώνουν.




Η διακριτοποίηση μπορεί να γίνει σε επίπεδα πλαίσια σε ορισμένες περιπτώσεις ( πχ κανονικότητα σε κάτοψη, καθ'ύψος κτλ) αλλά είναι προτιμότερο να χρησιμοποιείται χωρικό πλαίσιο.

*Σχ. 5.4: Διάκριση πεσσών σε τυπική όψη τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ 2014)*

Ύψος πεσσού 1 = $h_1$
Ύψος πεσσού 2 =0.5($h_1$+$h_2$)



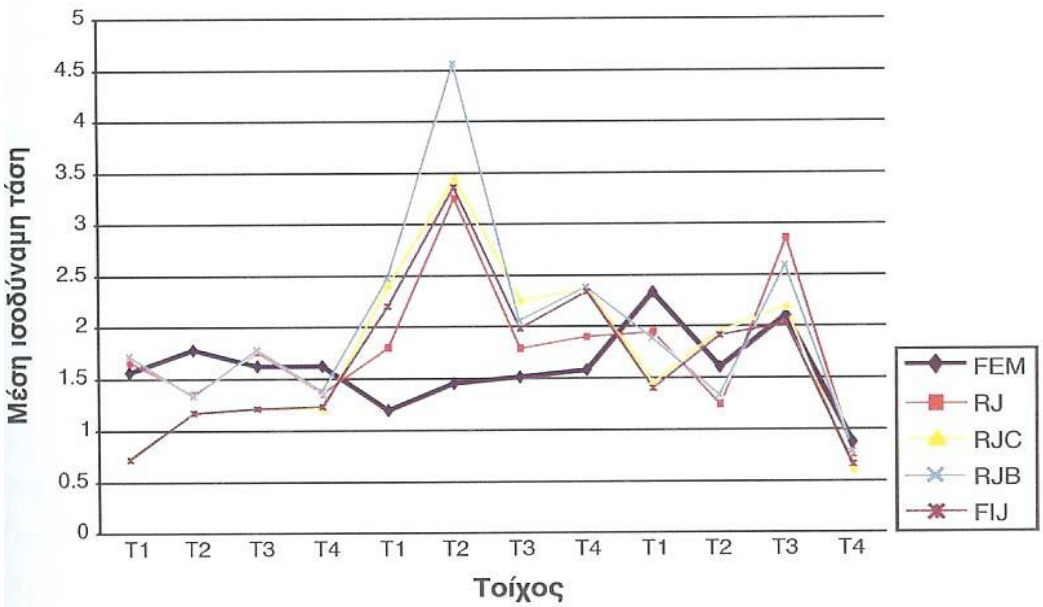
*Σχ. 5.5: Το μήκος των πρισματικών στοιχείων που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση ορίζεται ως η απόσταση μεταξύ των ακραίων κόμβων του κάθε μέλους. Από αυτό, ως καμπτόμενο ορίζεται εκείνο το τμήμα που δεν ανήκει στην κοινή γεωμετρική περιοχή συντρεχόντων στοιχείων. Η τελευταία μπορεί να προσομοιωθεί ως άκαμπτη ζώνη (ΚΑΔΕΤ 2014)*

<u>Με την ανάλυση μέσω συστήματος θλιπτήρων και ελκυστήρων</u> γίνεται προσομοίωση ενός κρίσιμου τμήματος ή υποσυνόλου του δομήματος ως συστήματος (υποκατάστατων) θλιπτήρων και ελκυστήρων, ιδίως στην περίπτωση διαζωματικής ή ξυλοπλισμένης τοιχοποιίας.
Το αδύνατο σημείο αυτής της προσέγγισης είναι ο αξιόπιστος ορισμός της θέσης και κατεύθυνσης δράσης των ελκυστήρων, οι οποίοι προϋποθέτουν την δυνατότητα ανάληψης εφελκυστικών τάσεων από την τοιχοποιία, μέσω συνοχής και τριβής κατά μήκος των διεπιφανειών ανόμοιων υλικών (π.χ. μεταξύ λιθοσωμάτων και ξύλινων ελκυστήρων), εκτός και αν οι ελκυστήρες έχουν αγκυρωθεί με μηχανικά μέσα (π.χ. χαλύβδινοι ελκυστήρες που στηρίζονται με δράσεις σφιγκτήρα – συνήθως στοιχεία αυτού του τύπου αποτελούν μέρος του σχήματος ενίσχυσης). Η προσέγγιση αυτή μπορεί να εφαρμοστεί για την ανάλυση (κρίσιμων) τμημάτων κατασκευών στο επίπεδο, αλλά απαιτεί υψηλό βαθμό εμπειρίας του Μηχανικού.

<u>Κάνοντας χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων</u>, προχωράμε σε μία διακριτοποίηση το δομήματος σε στοιχεία συνεχούς μέσου, δύο ή τριών διαστάσεων.
Το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων τοιχοποιίας πρέπει να είναι τέτοιο ώστε να θεωρείται ότι κάθε στοιχείο περιλαμβάνει τουλάχιστον λιθόσωμα και κονίαμα.
Φυσικά σε ένα μοντέλο που θα προσομοιωθεί με την συγκεκριμένη μέθοδο είναι δυνατόν (και κάποιες φορές απαραίτητο) η προσομοίωση να περιλαμβάνει σωρευτικά στοιχεία γραμμικά, επίπεδης έντασης – παχιάς πλάκας, καθώς και στερεά.

Ενδεικτικά αναφέρεται οτι μπορεί να εφαρμοσθεί διακριτοποίηση ορισμένων πεσσών με ραβδωτά μέλη στην περίπτωση που για παράδειγμα η οριζόντια τους διατομή είναι μικρότερη από 0,30 m2, είτε όταν ο λόγος της μεγαλύτερης προς την μικρότερη διάσταση είναι μικρότερος του 2, είτε τέλος αν ο λόγος ύψους προς μήκος (h/l) > 2. Αυτό είναι αποδεκτό διότι ο πεσσός στην συγκεκριμένη περίπτωση, δρα περισσότερο ως μια τοιχοκωλώνα και η συνεισφορά του στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων είναι περιορισμένη σε σχέση με τους υπολοίπους. Γι αυτό το λόγο η μεν προσομοίωσή του με επίπεδα στοιχεία (στοιχεία κελύφους) δεν ενδείκνυται και η δε προσομοίωση με στερεά δημιουργεί ασυμβατότητες στις ελευθερίες κίνησης στους κόμβους.

Πρωτού προχωρήσουμε στην περαιτέρω ανάλυση της συγκεκριμένης μεθόδου, θα μπορούσαμε να πούμε οτι γενικά καλό είναι όταν υπάρχει η δυνατότητα, να αποφεύγεται η χρήση προγραμμάτων για πλαισιακούς φορείς στην επίλυση των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία ιδίως στις περιπτώσεις πολύπλοκων κατασκευών. Οι βασικότεροι λόγοι έχουν ήδη αναφερθεί, ωστόσο και από διάφορες αναλύσεις μοντέλων που έχουν γίνει στο παρελθόν, έχει φανεί οτι συχνά τα αποτελέσματα των προσομοιώσεων με γραμμική μέλη απέχουν πολύ από την αντίστοιχη με χρήση πεπερασμένων στοιχείων.
Στο σχ. 5.6 παρουσιάζονται οι μέσες τιμές των ισοδύναμων τάσεων από εφαρμογή του ισότροπου κριτηρίου *Ottosen* για την αργολιθοδομή από διαφορετικές αναλύσεις που έγιναν με χρήση πεπερασμένων στοιχείων και τεσσάρων διαφορετικών προσομοιώσεων με τη χρήση γραμμικών μελών (*Καραντώνη 2004).*
Οι τέσσερις εναλλακτικοί τρόποι εφαρμογής της Μεθόδου του Ισοδυνάμου Πλαισίου στο Χώρο (με πλήρως άκαμπτους κόμβους - RJ, ή με άκαμπτους κόμβους μόνο μέσα στα ανώφλια - RJB ή μόνο μέσα στους πεσσούς - RJC, ή με πλήρως εύκαμπτους κόμβους - FIJ), δίνουν γενικά παρόμοια αποτελέσματα μεταξύ τους, αλλά διαφορετικά από αυτά της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων (FEM). Μάλιστα, όπως προκύπτει και από άλλη μελέτη (*Φαρδής*), καμία από τις διάφορες Μεθόδους δεν δίνει συστηματικά μικρότερη ή συστηματικά μεγαλύτερη τιμή από τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων, ή είναι συστηματικά καλύτερη (δίνει δηλ. πλησιέστερα αποτελέσματα προς αυτήν) ή χειρότερη από τις άλλες (*Καραντώνη 2004).*




*Σχ.5.6: Μέση ισοδύναμη τάση στους εκτός επιπέδου τοίχους 2ου ορόφου κτιρίου από λιθοδομή υπό σεισμική καταπόνηση (Καραντώνη 2012).*

Επιπλέον, επειδή οι λόγοι του καθαρού ύψους προς το πλάτος και το πάχος των πεσσών, και του καθαρού ανοίγματος προς το ύψος και το πάχος των ανωφλιών είναι μικροί, δεν ισχύει η υπόθεση της επιπεδότητος των διατομών, ούτε μπορούν να αγνοηθούν οι οριζόντιες ορθές τάσεις στους πεσσούς και οι κατακόρυφες στα ανώφλια. Σε πολύπλοκες κατασκευές δηλαδή σε κατασκευές με τρούλους και αψίδες ή στις σχεδόν ολόσωμες κατασκευές των μεσαιωνικών χρόνων, είναι προφανές ότι δεν μπορούν να εφαρμοσθούν μέθοδοι πλαισιωτών φορέων.

## 5.4 Στρατηγική Προσομοίωσης Τοιχοποιίας.

Η τοιχοποιία είναι ένα σύνθετο υλικό συχνά με διαφορετικές ιδιότητες στην ίδια της την δομή, οι οποίες εξαρτούνται από τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων που την συνθέτουν( λίθοι και κονίαμα) αλλά και από τον τρόπο δόμησής της. Λόγω της χαμηλής αντοχής του κονιάματος σε θλίψη και εφελκυσμό, οι αρμοί της τοιχοποιίας σχηματίζουν οριζόντιες και κάθετες επιφάνειες αστοχίας.
Στη βιβλιογραφία, η έρευνα για τη μοντελοποίηση στοιχείων τοιχοποιίας βασίστηκε στην εξέταση της δομής της τοιχοποιίας ως ετερογενή στοιχείο με ξεχωριστές περιγραφές κάθε συστατικού υλικού. Αργότερα, στη δομική ανάλυση, η μοντελοποίηση είχε ένα φαινομενολογικό χαρακτήρα, που αντιπροσωπεύει σε μακροσκοπικό επίπεδο τη συλλογική συμπεριφορά των στοιχείων τοιχοποιίας ως συστατικά ισοδύναμα. Σε αυτή την θεώρηση η τοιχοποιία στο σύνολο της εξετάζεται ως ένα ισότροπο, ομοιογενές υλικό με ίδιες παραμέτρους στα επιμέρους τμήματά της, τα οποία στην διακριτοποίηση που γίνεται περιλαμβάνουν σώμα λίθου και κονιάματος.
Ανάλογα με το επίπεδο πολυπλοκότητας που αντιστοιχεί στη δομική ανάλυση, αναπτύχθηκαν τρεις βασικές στρατηγικές για τη μοντελοποίηση της τοιχοποιίας:

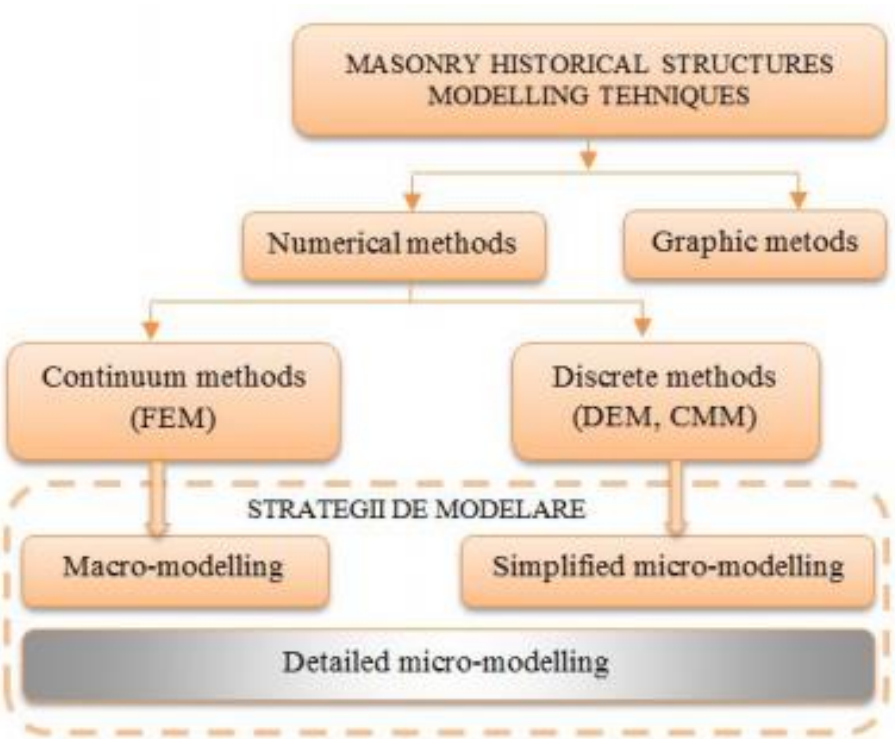
α) Λεπτομερής μικρο-μοντελοποίηση, στην οποία, ξεκινώντας από την περιγραφή κάθε μεμονωμένου υλικού, οι μονάδες και το κονίαμα διαμορφώνονται ως συνεχή υλικά συνδεδεμένα με ασυνεχείς διασυνδέσεις επαφής που αντιπροσωπεύουν πιθανές θέσεις αστοχίας,

β) Απλοποιημένη μικρο-μοντελοποίηση με γεωμετρική επέκταση των δομικών μονάδων, διαχωρισμένα στην διεπιφάνεια από στοιχεία που προσομοιώνουν τη συμπεριφορά των αρμών κονιάματος και της διεπαφής μονάδας-κονιάματος.

γ) Μέθοδος του ‘’μακρομοντέλου’’ ή του ‘’ισοδύναμου υλικού’’. Στην προσομοίωση με μακρομοντέλα παρακάμπτεται η δυσκολία περιγραφής των δομικών μονάδων και των αρμών κονιάματος ξεχωριστά, υποθέτωντας ότι η κατασκευή από τοιχοποιία είναι ομοιογενής και ισότροπη ή ανισότροπη ανάλογα με την δομή της και τα χαρακτηριστικά που την διέπουν, ώστε να είναι δυνατή η διακριτοποίησή της με πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων. Το μοναδικό στοιχείο που ορίζεται πρέπει να ακολουθεί ένα καταστατικό νόμο που να είναι ικανός να αναπαράγει τη μέση συμπεριφορά. Παρόλο που με αυτόν τον τρόπο παρακάμπτονται τα φυσικά χαρακτηριστικά του προβλήματος, η χρήση ισοδύναμων μοντέλων υλικών έχει αποδειχτεί ικανή να αποτυπώσει τα στοιχεία της καθολικής

συμπεριφοράς χωρίς να είναι απαραίτητος ο υπολογισμός μεγάλου αριθμού παραμέτρων όπως συμβαίνει στις αναλύσεις μικρομοντέλου.
Η απόφαση για την επιλογή μιας κατάλληλης στρατηγικής μοντελοποίησης εξαρτάται από την αναμενόμενη ακρίβεια υπολογισμού και το μέγεθος του μοντέλου .
Η χρήση του μικρομοντέλου παρέχει μια πιο ρεαλιστική αναπαράσταση της δομικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας, αλλά ενέχει έναν απαγορευτικό χαρακτήρα λόγω του μεγάλου αριθμού βαθμών ελευθερίας που χρησιμοποιούνται, του αυξημένου όγκου των δεδομένων εισόδου και της πολυπλοκότητας στον καθορισμό του κριτηρίου αστοχίας για την τοιχοποιία.

Έτσι, αυτή η μέθοδος έχει αποδειχθεί κατάλληλη για τη μελέτη της τοπικής συμπεριφοράς των δομών τοιχοποιίας, με χαμηλό επίπεδο πολυπλοκότητας, ειδικά για τη μοντελοποίηση δομικών στοιχείων τοιχοποιίας στα οποία έχουν γίνει και πειραματικές μετρήσεις. Πλεονέκτημα της μεθόδου είναι το γεγονός οτι μπορεί να συλλάβει όλους τους πιθανούς τρόπους αστοχίας της τοιχοποιίας.



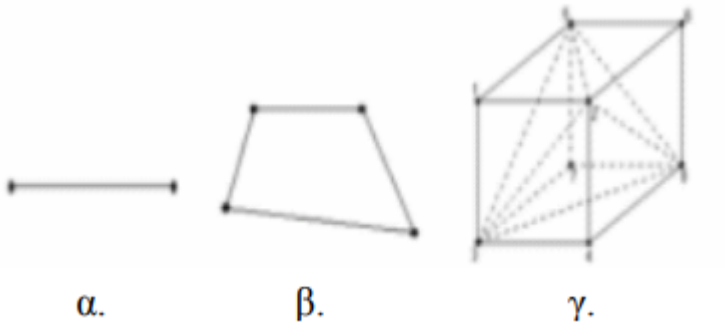

*Σχ . 5.7: Στρατηγική μοντελοποίησης τοιχοποιίας (πηγή : LUCIAN SOVEJA, MIHAI BUDESCU and IONEL GOSAV, ''MODELLING METHODS FOR UNREINFORCED MASONRY STRUCTURES'' )*

Μειονέκτημα της μεθόδου ωστόσο αποτελεί η ανάγκη της εισαγωγής ιδιαίτερα μεγάλου αριθμού στοιχείων κάτι το οποίο αυξάνει το μέγεθος και τη πολυπλοκότητα της κατασκευής.
Το γεγονός αυτό καθιστά μη πρακτική τη χρήση αυτής της μεθόδου για την καθολική ανάλυση ολόκληρων κτιρίων, λαμβάνοντας υπόψη και το γεγονός ότι η πραγματική κατανομή των λίθων και των αρμών μπορεί να είναι αδύνατο να προσδιοριστεί χωρίς την εφαρμογή καταστροφικών διερευνήσεων.
Σε αντίθεση, όπως ανφέρθηκε παραπάνω, η υιοθέτηση της χρήσης του μακρομοντέλου ή ισοδύναμου υλικού, την καθιστά κατάλληλη για τη μελέτη της συμπεριφοράς όλων των κατασκευών τοιχοποιίας επειδή μειώνει τον υπολογιστικό χρόνο και την απαίτηση διαχείρησης μεγάλου όγκου δεδομένων, λόγω απλότητας στην χρήση κ.α. Συνήθως η χρήση της μεθόδου του ισοδύναμου υλικού λαμβάνει υπόψη διαφορετικά κριτήρια αστοχίας σε εφελκυσμό και σε θλίψη (Roca, 2013).

### 5.4.1 Η Μέθοδος των Πεπερασμένων στοιχείων

Η χρήση των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί την επέκταση της μητρωικής ανάλυσης ραβδωτών κατασκευών στην ανάλυση ολόσωμων κατασκευών. Η μέθοδος αυτή έχει θεμελιωθεί μαθηματικά και αποτελεί μια ιδιαίτερα ισχυρή μέθοδο της αριθμητικής ανάλυσης για την επίλυση προβλημάτων κατασκευών μηχανικού.
Προκειμένου για την εκτίμηση και ανάλυση ιστορικών κατασκευών, η γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση βασισμένη σε αυτήν την μέθοδο, προσφέρει σημαντικές πληροφορίες και συμβάλει στην ταξινόμηση των κατασκευών σε τάξεις σεισμικού κινδύνου, ενώ βοηθά στην ανάπτυξη λύσεων παρέμβασης σε περιπτώσεις όπου χρειάζεται να ληφθεί μέριμνα για ενισχύσεις καθότι δίνει στον μελετητή μια ολοκληρωμένη εικόνα του συνολικού δομήματος. Επιρροές όπως η ηλικία της κατασκευής, οι ιδιότητες των υλικών, οι συνδέσεις μεταξύ επιμέρους τμημάτων της κατασκευής κ.α. μπορούν να προσομοιωθούν.
Παρόλο που η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει χρησιμοποιηθεί εκτεταμένα για την ανάλυση πολύπλοκων ιστορικών μνημείων, είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στις αλλαγές στις συνοριακές συνθήκες και στη χρονοϊστορία φόρτισης και γι΄ αυτό είναι συνετό τα αποτελέσματα αναλύσεων να συγκρίνονται με πληροφορίες για την κατασκευή (π.χ., πειραματικά αποτελέσματα, θέση ρηγματώσεων και άλλων βλαβών που έχουν παρατηρηθεί επί τόπου κ.τ.λ). Αρκετές φορές απαιτείται αναπροσαρμογή του μοντέλου ως προς τις συνοριακές συνθήκες ή των ιδιοτήτων που έχουν εισαχθεί.
Βασική αρχή της μεθόδου όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενη παράγραφο, είναι η υποδιαίρεση της κατασκευής σε ένα πεπερασμένο αριθμό στοιχείων, (finite elements) τα οποία εξακολουθούν να ανήκουν στο ίδιο υλικό με την αρχική κατασκευή, η σύνδεση όμως μεταξύ τους γίνεται σ' ένα αριθμό διακριτών σημείων, τους κόμβους (nodes). Σε κάθε κόμβο ενός στοιχείου αντιστοιχούν οι 'κομβικές μετατοπίσεις' που ονομάζονται βαθμοί ελευθερίας (degree of freedom) του κόμβου μέσω των οποίων ορίζεται η δυνατότητα του κόμβου να μετακινηθεί ή περιστραφεί και έχουν άμεση εξάρτηση από τον τύπο του στοιχείου που θα χρησιμοποιήσουμε ( πχ στοιχείο ράβδου με 1 βαθμό ελευθερίας, στοιχείο κελύφους/shell elements με 6 βαθμούς ελευθερίας,στερεό στοιχείο με 3 βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο κ.λπ) . Σε κάθε κόμβο στοιχείου αντιστοιχεί και ένας αριθμός κομβικών παραμέτρων οι οποίες αποτελούν τις γενικευμένες μετατοπίσεις.

Για την δημιουργία του γεωμετρικού μοντέλου της κατασκευής απαιτείται η περιγραφή των χαρακτηριστικών σημείων της κατασκευής, ο ορισμός στη συνέχεια των καμπύλων που καθορίζουν τα όρια της (γραμμικό μοντέλο) και η δημιουργία των επιφανειών του φορέα (επιφανειακό μοντέλο) εκ των οποίων συντίθενται ο όγκος του φορέα (χωρικό μοντέλο).
Όσο αφορά την διακριτοποίηση του φορέα, πρέπει να γίνεται προσεκτικά και με στόχο να περιγράψει όσο πιο πιστά μπορεί την πραγματική κατασκευή και τις ιδιαιτερότητές της,χωρίς αυτό να σημαίνει όμως οτι πρέπει να γίνεται υπερβολή στην προσομοίωση.
Ο αριθμός των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν είναι καθοριστικός της αξιοπιστίας του μοντέλου. Η χρήση μικρού αριθμού στοιχείων μπορεί να οδηγήσει σε προσομοίωση κατασκευής πιο δύσκαμπτης από την πραγματική ενώ ο υπερβολικά μεγάλος αριθμός μπορεί να οδηγήσει σε δύσχρηστο υπολογιστικό μοντέλο. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιούνται διαδοχικές επιλύσεις με διαδοχική πύκνωση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων ελέγχοντας την σύγκλιση ή απόκλιση των αποτελεσμάτων για τον εντοπισμό του τελικού μοντέλου που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση.
Ανάλογα με τις δυνατότητες παραμόρφωσης που προσδίδονται στα στοιχεία και της μορφής τους χωρίζονται σε διάφορες κατηγορίες (Σχ 5.9) όπως στοιχεία ράβδου, δοκού, επίπεδα στοιχεία τριγωνικής ή τετραγωνικής μορφής, στερεά στοιχεία όπως τετραεδρικά κα. Η επιλογή του τύπου στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν βασίζεται στην δυνατότητα τους να περιγράψουν την μηχανική συμπεριφορά της κατασκευής που προσομοιώνεται με ικανοποιητική ακρίβεια και όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο, συχνά είναι ανάγκη να χρησιμοποιούνται σωρρευτικά όλα τα στοιχεία.




*Σχ. 5.9: Πεπερασμένα στοιχεία α. Στοιχείο ράβδου β. Επίπεδο στοιχείο γ. Στερεό στοιχείο*

Η προσομοίωση με γραμμικά στοιχεία διέπεται από την θεωρία ράβδων και δοκών, και θα μπορούσαμε να πούμε οτι φαίνεται να υπερτερεί έναντι των επιφανειακών στοιχείων στο σημείο χειρισμού των αποτελεσμάτων που εξαγάγονται όσο αφορά την κατάσταση αντοχής του φορέα για τις επιβαλλόμενες φορτίσεις. Συγκεκριμένα στην περίπτωση των γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων το εξαγόμενο μέγεθος της ανάλυσης είναι άμεσα συγκρίσιμο με τα εντατικά μεγέθη αντοχής που προδιαγράφουν οι κανονισμοί (δυνάμεις, ροπές), ενώ στην περίπτωση των επιφανειακών και στερεών στοιχείων το εξαγόμενο της ανάλυσης είναι τάση, οπότε χρήζει ολοκλήρωσης τιμών για να είναι εφικτή η σύγκριση σε όρους δυνάμεων. Παρόλα αυτά, η συνθήκη αυτή υπερπηδάται με την χρήση κάποιον κριτηρίων αστοχίας ( πχ ένα κριτήριο που χρησιμοποιείται ευρέως είναι η σύγκριση των εφελκυστικών τάσεων με την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας).
Έτσι, συνηθέστερα στις αναλύσεις κατασκευών χρησιμοποιούνται τα 2σδιάστα στοιχεία/shell elements και τα 3σδιάστατα στερεά στοιχεία καθώς είναι δυνατό να

περιγραφούν ακριβέστερα περισσότερες παράμετροι όπως πχ ανοίγματα, συνδέσεις εγκάρσιων τοίχων κτλ.
Επειδή τα δισδιάστατα στοιχεία ορίζονται από ένα μικρό αριθμό κομβικών συνδέσεων, η χρήση τους στη μοντελοποίηση δομών τοιχοποιίας οδηγεί σε αποτελεσματική και πρακτική ανάλυση. Αντίθετα, στοιχεία στερεού τύπου επιτρέπουν τον έλεγχο της εξέλιξης των εντατικών μεγεθών μέσα στα δομικά στοιχεία, μια απαραίτητη πληροφορία για την ανάλυση δομών τοιχοποιίας με παχιά τοιχώματα.
Είναι δυνατή η μοντελοποίηση σε επίπεδο λίθου και κονιάματος αρμού με πεπερασμένα στοιχεία αλλά το απαιτούμενο πλήθος των στοιχείων είναι τόσο μεγάλο που αυτό είναι ρεαλιστικό μόνο στην περίπτωση προσομοίωσης ενός δομικού στοιχείου της κατασκευής και ειδικότερα στην περίπτωση που η λιθοδομή είναι δομημένη με λίθους σταθερής γεωμετρίας. Στις πλειάζουσες των περιπτώσεων γίνεται χρήση της θεώρησης του μακρομοντέλου όταν προσομοιάζεται ο φορέας ενός δομήματος.

## 5.4.2 Η Μέθοδος των Διακριτών στοιχείων

Η Μέθοδος των Διακριτών Στοιχείων (ΜΔΣ - DEM) (μικρομοντέλο) χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της κίνησης απλών κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία που προσομοιώνονται ως ένα σύνολο διακριτών τμημάτων που αλληλεπιδρούν κατά μήκος των άκρων τους. Η μέθοδος αυτή προτάθηκε αρχικά από τους Cundall (1971) και Cundall and Strack (1979) για την προσομοίωση κοκκωδών ή ασυνεχών υλικών και βασίζεται στην ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης των διακριτών στοιχείων επιτρέποντας τον υπολογισμό των μεγάλων μετατοπίσεων σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Παρόλ' αυτά, η ανάλυση πολύπλοκων κατασκευών όπως είναι τα ιστορικά μνημεία είναι δυσχερής με αυτή τη μέθοδο (Mazziotti, 2016).

Η μέθοδος αυτή χαρακτηρίζεται από τη μοντελοποίηση του υλικού ως ένα πλήθος στοιχείων που αλληλεπιδρούν μεταξύ τους μέσω της επιφάνειας επαφής με τη δυνατότητα διάδοσης ρωγμών, δυνατότητα στροφής των άκαμπτων μπλοκ καθώς και την δυνατότητα ανάπτυξης μεγάλων μετατοπίσεων.

Αυτή η μέθοδος περιγράφει την τοιχοποιία ως άκαμπτο σκελετό, ώστε να αξιολογεί τόσο την συνολική όσο και την τοπική συμπεριφορά. Μπορεί να εφαρμοστεί σε δομές τοιχοποιίας που αποτελούνται από τεχνιτούς λίθους ή πέτρα η οποία έχει ''κανονικοποιημένο σχήμα'' και επιτρέπει την προσομοίωση των μηχανισμών κατάρρευσης δομών τοιχοποιίας ως αποτέλεσμα της ολίσθησης του αρμού ή της περιστροφής διακεκριμένων στοιχείων (Daniele Baraldi, Emanuele Reccia and Antonella Cecchi, 2015).

Σύμφωνα με τους ερευνητές, η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί μόνο αν επιτρέπει τις πεπερασμένες μετατοπίσεις και περιστροφές των μπλοκ, συμπεριλαμβανομένης της πλήρους αποσύνδεσης των στοιχείων και εάν μπορεί να εκτιμήσει, κατά τον υπολογισμό, την αλλαγή των συνθηκών επαφής μεταξύ των διακριτών στοιχείων. Για να αποφευχθεί το πρόβλημα της αλληλοεμπλοκής κατά την περιστροφή των άκαμπτων στοιχείων από τα

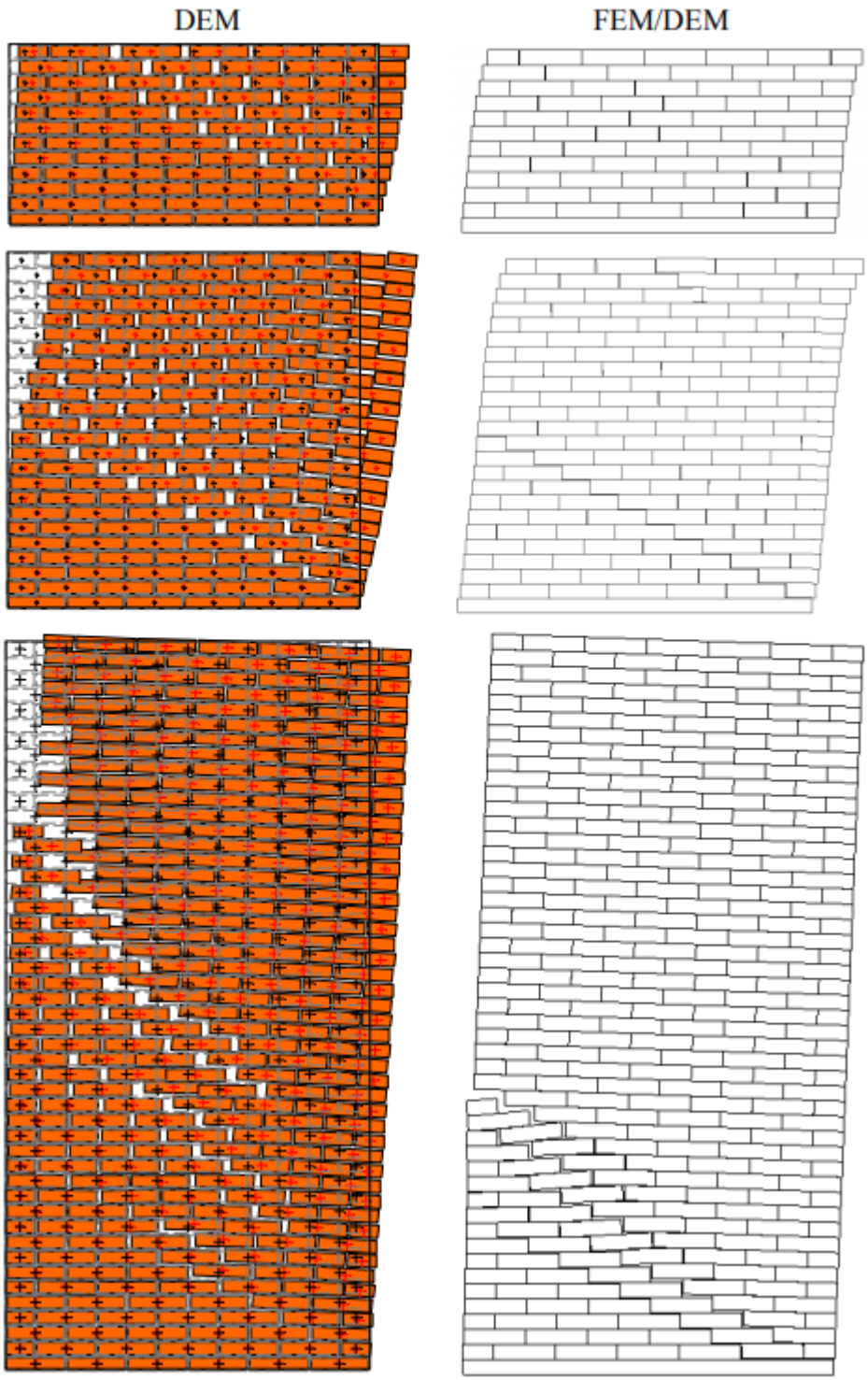
σύγχρονα υπολογιστικά προγράμματα υπάρχει η δυνατότητα ολοκλήρωσης των σημείων επαφής. (Lucian Soveja , Mihai Budescu and Ionel Gosav, 2013).

Στην κατηγορία των διακριτών μεθόδων εμπίπτει και η μέθοδος που συχνά αναφέρεται ως FEM/DEM και αποτελεί το συνδυασμό της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων και αυτής των διακριτών στοιχείων.

Είναι ουσιαστικά μια μέθοδος διακριτών στοιχείων με διακριτά στοιχεία που συνδέονται με πεπερασμένα στοιχεία. Τα πεπερασμένα στοιχεία επιτρέπουν τη μοντελοποίηση ελαστικών παραμορφώσεων (αν υπάρχουν), ενώ αλγόριθμοι διακριτών στοιχείων επιτρέπουν τη μοντελοποίηση αλληλεπιδράσεων, διάδοση ρωγμών και προοδευτικής αποδιοργάνωσης.

Η μέθοδος FEM / DEM παρέχει μια διαδικασία για να μελετηθούν οι δομές της τοιχοποιίας χάρη στη δυνατότητα δημιουργίας μοντέλων κατασκευασμένων από χωριστά μπλοκ. Συγκεκριμένα, αυτά τα μοντέλα μπορούν να αντιπροσωπεύουν σωστά τη συμπεριφορά των ιστορικών κατασκευών τοιχοποιίας, οι οποίες θα μπορούσαν να θεωρηθούν κατασκευασμένες από τεμάχια ξηρού πέτρας που παρουσιάζουν ένα περιοδικό ομοιόμορφο μοτίβο.

Ο συνδυασμός FEM - DEM επιτρέπει την μελέτη γραμμικής και μη γραμμικής συμπεριφορά τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα, τα μπλοκ μπορούν να θεωρηθούν ότι συμπεριφέρονται (διαφορετικά από το DEM που περιγράφηκε παραπάνω, σχ. 5.8 ) ως ελαστικά σώματα ενώ οι αρμοί κονιάματος θα μπορούσαν να εξιδανικευτούν ως ελαστικές ή ελαστοπλαστικές μηδενικού πάχους διεπαφές Mohr-Coulomb. Τα μπλοκ μοντελοποιούνται με όρους πεπερασμένων στοιχείων ενώ οι διεπιφάνειες διαμορφώνονται ως διακριτά στοιχεία. (Daniele Baraldi , Emanuele Reccia and Antonella Cecchi, 2015).
Συνοψίζοντας, στις μεθόδους που κατηγοριοποιούνται ως Μέθοδοι Διακριτών Στοιχείων συμπεριλαμβανομένης και της FEM/DEM, είναι δυνατή η προσομοίωση των τμημάτων τοιχοποιίας ως "παραμορφώσιμα τεμάχια" (χρησιμοποιώντας ένα δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων μέσα στο μπλοκ) ή "άκαμπτα στοιχεία – rigid body ". Ο τύπος των επιφανειών επαφής μπορεί να είναι " επαφή – soft contact " στην οποία οι τάσεις προέρχονται από τη σχετική μετατόπιση μεταξύ των μπλοκ και είναι επιτρεπτές μικρές αλληλοκαλύψεις των μπλοκ σε συνθήκες επιβολής θλίψης , "άκαμπτη επαφή" ή ακόμα να γίνεται και χρήση ελατηρίων στην επιφάνεια των μπλοκ. (Wolfram & Tammam, 2010)




*Σχ. 5.8: Μηχανισμός κατάρρευσης τοίχου (πηγή Daniele Baraldi, Emanuele Reccia, and Antonella Cecchi, συνέδριο COMPDYN 2015 )*

### 5.4.3 Η Μέδοθος της Οριακής Ανάλυσης – Μηχανισμός Κατάρρευσης

Αυτή η μέθοδος, η οποία βρίσκεται στο πεδίο της πλαστικής ανάλυσης ή της οριακής ανάλυσης, βασίζεται σε ένα κινηματικό θεώρημα: εάν μπορεί να βρεθεί ένας κινηματικά αποδεκτός μηχανισμός (με την αυθαίρετη εισαγωγή ενός επαρκούς αριθμού αρθρώσεων) για τον οποίο η εργασία που αναπτύσσεται από τις εξωτερικές δυνάμεις είναι θετική ή μηδενική, τότε η δομή θα φτάσει στην κατάρρευση.

Οι παραδοχές στις οποίες βασίζεται ο υπολογισμός είναι οι εξής:

α) η τοιχοποιία δεν έχει αντοχή σε εφελκυσμό (αν και αυτή η υπόθεση είναι συντηρητική καθώς οι αρμοί κονιάματος και η τοιχοποιία είναι ικανή να παραλάβει έστω μικρές δυνάμεις εφελκυσμού).

β) η τοιχοποιία έχει άπειρη αντοχή στη συμπίεση (στις περισσότερες περιπτώσεις κατάρρευση των δομών τοιχοποιίας οφείλονται στην επίδραση εφελκυστικών δυνάμεων).

γ) η διατμητική συμπεριφορά των αρμών τοιχοποιίας θεωρείται απόλυτα πλαστική.

δ) το όριο φορτίου επιτυγχάνεται σε μικρές μετατοπίσεις

Με την υιοθέτηση αυτών των παραδοχών, η τοιχοποιία αποτελεί ένα σύνολο άκαμπτων τμημάτων (rigid blocks) σε ισορροπία λόγω των θλιπτικών δυνάμεων στην επιφάνεια επαφής, που επιτρέπουν την ανάπτυξη αρθρώσεων στα άκρα τους, χωρίς απορρόφηση ενέργειας, μετατρέποντας την κατασκευή σε μηχανισμό.

Οι μέθοδοι των μηχανισμών κατάρρευσης χρησιμοποιούνται στη δομική ανάλυση των κτιρίων τοιχοποιίας, λαμβάνοντας υπόψη δομή που αποτελείται από άκαμπτα στερεά σώματα (μακρο-στοιχεία) με ασυνέχειες μόνο στα όριά τους.

Η διακριτοποίηση της δομής σε μακρο-στοιχεία μπορεί να βασιστεί σε διάφορες θεωρήσεις, όπως: γεωμετρικά χαρακτηριστικά, βλάβες που παρατηρούνται επί τόπου λόγω πχ προηγούμενων σεισμικών δραστηριοτήτων ή κάνοντας ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων σε ένα τρισδιάστατο μοντέλο που παρουσιάζει την μορφή και την τοποθεσία των ρωγμών.

Με βάση τα προαναφερθέντα, η φέρουσα ικανότητα των δομών τοιχοποιίας εξαρτάται από τα μακροστοιχεία, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους (η περιοχή της σύνδεσης μπορεί να αποτελεί μια ‘’επιφάνεια αστοχίας’’ όπως πχ μια θέση ρωγμής υπάρχουσα ή δυνητική), συμπεριφέρονται ως μια ολότητα και ακολουθούν έναν κινηματικό μηχανισμό. Η κατάρρευση θα συμβεί όχι λόγω υπέρβασης της αντοχής του υλικού αλλά λόγω απώλειας δομικής σταθερότητας (Borri, 2010).

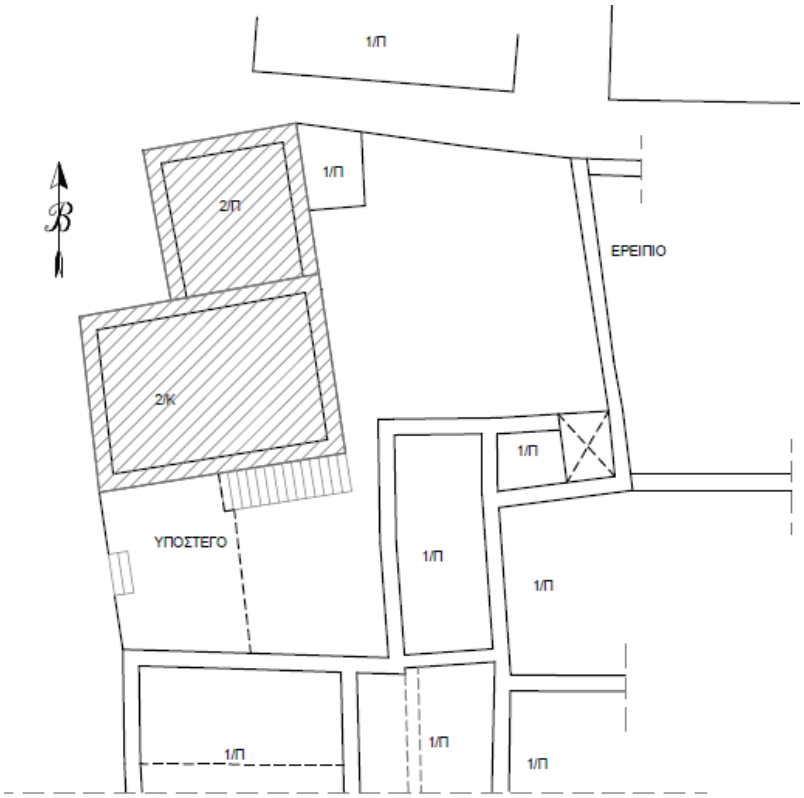
Μειονέκτημα της μεθόδου είναι οτι μπορεί να παράσχει μια ένδειξη μόνο για το επίπεδο ασφάλειας της κατασκευής όσον αφορά σε κάποια οριακή συνθήκη, χωρίς όμως να μπορεί να αποδώσει τη συμπεριφορά της σε μέτρια επίπεδα καταπόνησης (Mazziotti, 2016).

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.

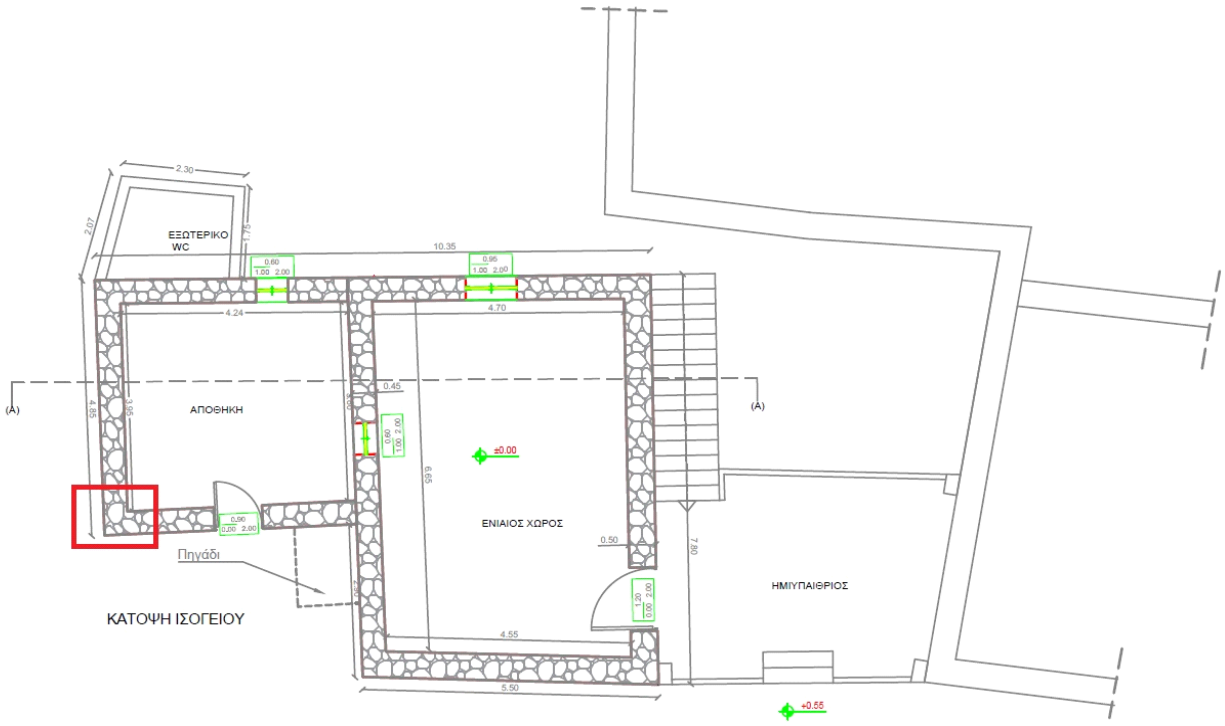
# ΚΤΗΡΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ – ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΣΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

## 6.1 Αποτύπωση και παθολογία κτηρίου

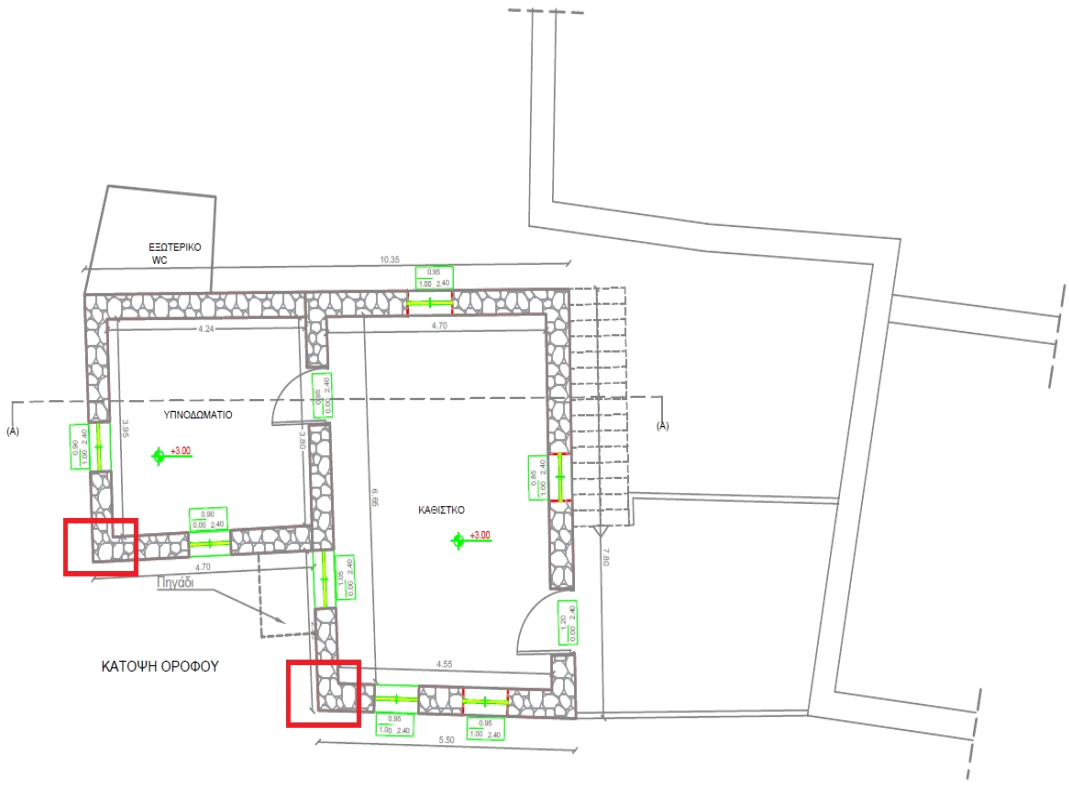
Η περιοχή που εστιάζουμε βρίσκεται στα δυτικά του νομού Χανιών. Εντός οικοπέδου βρίσκεται ένα σύνολο λιθόκτιστων κτηρίων του 1880 περίπου τα οποία έχουν κατασκευασθεί περιμετρικά ενός εσωτερικού αύλειου χώρου. Η κύρια είσοδος του οικοπέδου βρίσκεται στην δυτική πλευρά του κτιριακού συνόλου ενώ τμήματα των κτισμάτων επικοινωνούν μεταξύ τους μέσω ανοιγμάτων στις κοινές τοιχοποιίες μεταξύ τους.
Το κτήριο το οποίο θα μελετηθεί είναι αυτόνομο από τα υπόλοιπα και βρίσκεται βορείως του όλου συγκροτήματος (σχ 6.1 – γραμμοσκιασμένο τμήμα). Είναι κατασκευασμένο από φέρουσα άοπλη λιθοδομή, διώροφο και αποτελείται από δύο κυρίως όγκους σε επαφή μεταξύ τους που επικοινωνούν με ανοίγματα στο εσωτερικό του. Στην υφιστάμενη κατάσταση, η είσοδος στο τμήμα ισογείου πραγματοποιείται διαμέσου του αύλειου χώρου ενώ στο επίπεδο ορόφου γίνεται μέσω εξωτερικού κλιμακοστασίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αύλειο χώρο του ορόφου αποτελεί ένα υπόστεγο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στα σχήματα 6.2 έως 6.5 όπου απεικονίζονται οι κατόψεις του ισογείου, ορόφου και δώματος και μια σχηματική τομή, σημειώνονται οι περιοχές όπου εντοπίστηκαν οι σημαντικότερες φθορές οι οποίες και ελήφθησαν υπόψην κατά την μοντελοποίηση και εισαγωγή του κτηρίου στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων.



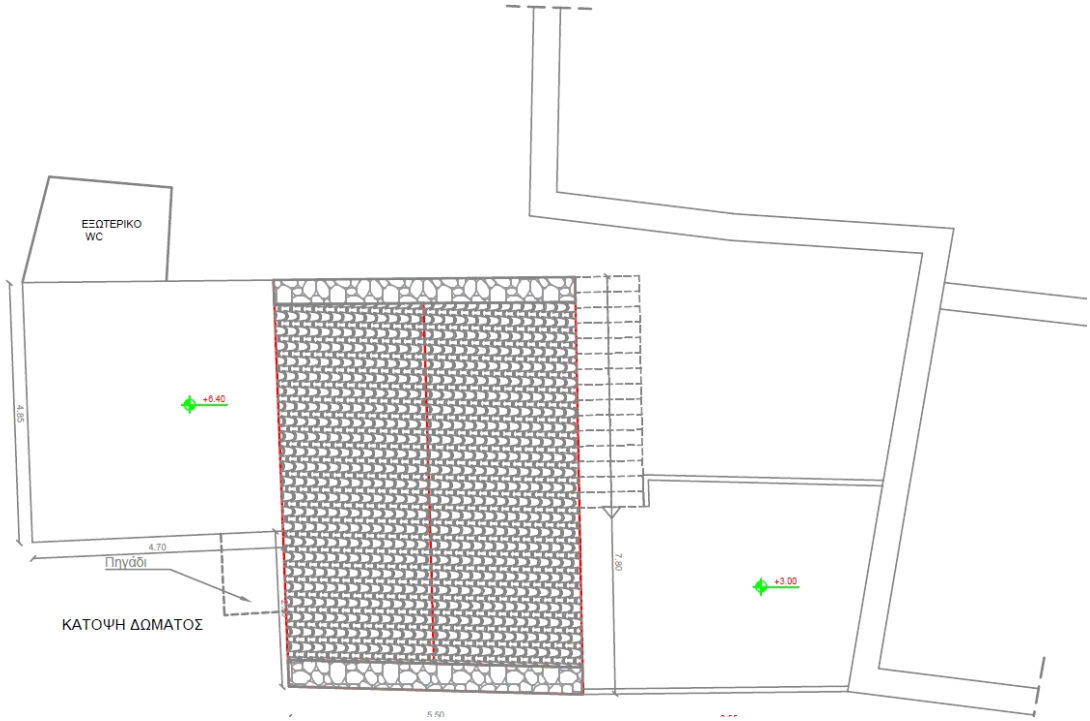

*Σχ. 6.1: Αποτύπωση περιοχής*



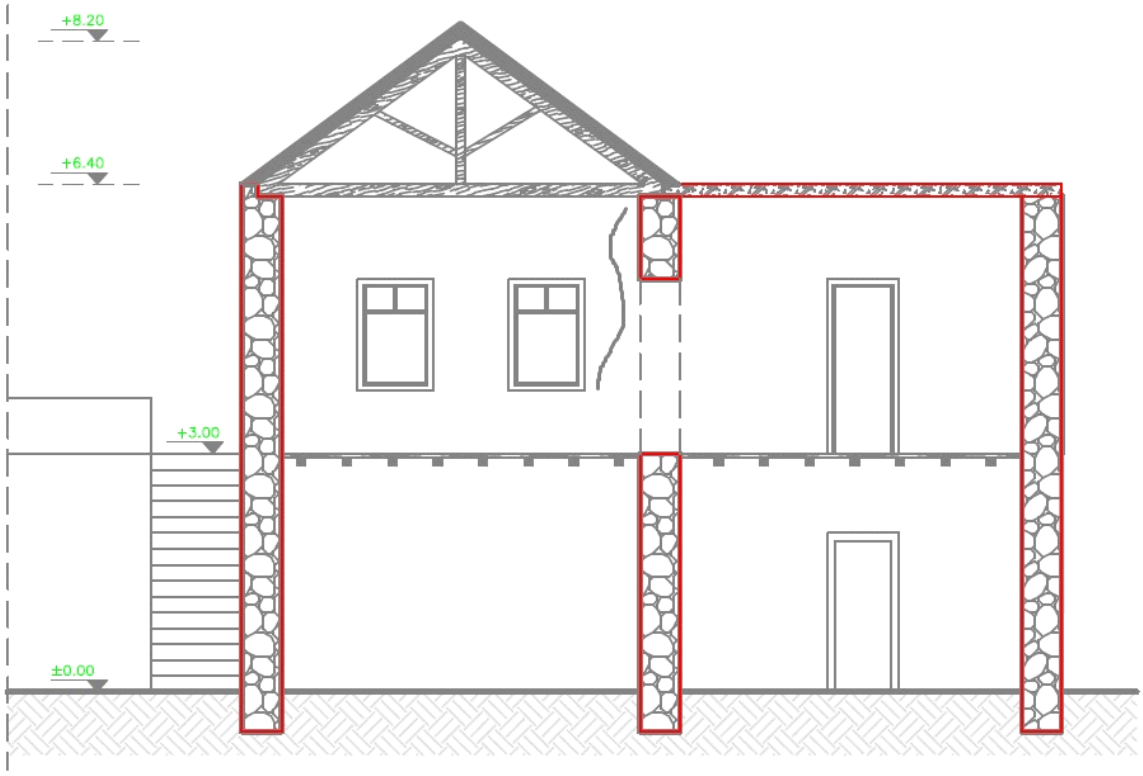

*Σχ. 6.2: Κάτοψη Ισογείου*




*Σχ. 6.3: Κάτοψη Ορόφου*




*Σχ. 6.4: Κάτοψη Δώματος*




*Σχ. 6.5: Σχηματική τομή α-α*

Ο κατακόρυφος φέρων οργανισμός της κατασκευής (βλ.σχ. 6.6 & 6.7) αποτελείται από εξωτερικούς τοίχους οι οποίοι είναι κατασκευασμένοι από φέρουσα λιθοδομή μέσου πάχους 0,50μ ενώ και οι εσωτερικοί ακολουθούν το ίδιο πρότυπο.
Μεταξύ των λίθων παρατηρείται η ύπαρξη συνδετικού υλικού πτωχής ποιότητας καθώς και σε ορισμένα τμήματα της λιθοδομής η σύνδεση εξασφαλίζεται μόνο από τις δυνάμεις επαφής μεταξύ των λίθων.

Τόσο εξωτερικά αλλά και εσωτερικά στο κτίριο υπήρχε επικάλυψη με χοντρό σοβά, ωστόσο στην υφιστάμενη κατάσταση μεγάλο μέρος του έχει αποκολληθεί.

*Σχ. 6.6: Φωτογρ. Απεικόνιση τμήματος διόροφου, Δυτική όψη*

*Σχ. 6.7: Φωτογρ. Απεικόνιση τμήματος διόροφου,Διακρίνονται η εξωτερική κλίμακα εισόδου προς τον όροφο και ο αύλειος χώρος ορόφου, Νότια όψη*

*Σχ. 6.8: Φωτογρ. Απεικόνιση,εσωτερικό τμήμα οροφής ισογείου, Κάτω δεξιά εντοπίζονται τοπικά δείγματα μικροφθορών πατώματος*

Όσο αφορά τον οριζόντιο φέρων οργανισμό, στις στάθμες των πατωμάτων των ορόφων αποτελείται από δομική ξυλεία η οποία συνθέτει ένα εύκαμπτο ή έστω ημιάκαμπτο διάφραγμα (σχ. 6.8 ) ενώ στα ανώτερα επίπεδα έχουμε στον μεν νότιο σε επαφή όγκο την ύπαρξη δίρρυχτης στέγης με κεραμίδια και αναρτημένη οροφή η οποία εδράζεται στην στέψη της τοιχοποιίας (βλ σχ. 6.7), ενώ στον βορεινό συναντάμε πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος.

Ελείψη περιμετρικού σενάζ η σύνδεση του πατώματος με την τοιχοποιία πραγματοποιείται μέσω της μερικής εισχώρησης των δοκών εντός της με την δημιουργία τοπικών κενών στις περιοχές στήριξης (σχ. 6.8 ).
Αν εξαιρέσουμε τις όποιες μικροφθορές λόγω υγρασίας κ.λπ θα λέγαμε οτι διατηρείται μέχρι και σήμερα σε καλή κατάσταση.

Η πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος έχει σκυροδετηθεί σε μεταγενέστερη φάση και εδράζεται απευθείας στην στέψη της λιθοδομής δίχως την δημιουργία του ενδεδειγμένου σενάζ το οποίο συνηθίζεται να κατασκευάζεται για την ορθή σύνδεση των επιμέρους στοιχείων.

Περαιτέρω, θέματα κακοτεχνιών, παλαιότητας της κατασκευής αλλά και πλημμελούς σύνδεσης των επιμέρους στοιχείων με την τοιχοποιία σε συνδυασμό βεβαίως από τις όποιες καταπονήσεις έχει υποστεί ο φορέας, έχουν επιφέρει φθορές δείγματα των οποίων αποτελούν οι απώλειες υλικού και δείγματα εισερχόμενης υγρασίας από τις υψηλότερες στάθμες της λιθοδομής τοπικά στις περιοχές σύνδεσης της στέγης και της πλάκας σκυροδέματος (σχ. 6.9 – 6.10).

*Σχ. 6.9: Φωτογρ. Απεικόνιση, απώλεια υλικού,περιοχή επαφής κτιρίων στο ύψος έδρασης στέγης.*

*Σχ. 6.10: Φωτογρ. Απεικόνιση, εισχώρηση υγρασίας στις περιοχές έδρασης στέγης (αριστερά) και πλάκας σκυροδέματος (δεξιά)*

Όσο αφορά στην παθολογία ρωγμών, απαντώνται σε μεγάλη πυκνότητα κυρίως στις περιοχές των ανωφλίων, στα υπέρθυρα ισογείου και ορόφου, στους πεσσούς αλλά και στα τμήματα ένωσης εγκάρσιων τοίχων όπου η σύνδεσή τους είναι πλημελλής. Πολλές από αυτές περιορίζονται στην επιφάνεια του σοβά και φαίνεται να μην έχουν επηρεάσει τόσο την τοιχοποιία μας. Αν εξαιρέσουμε επομένως τις όποιες μικροφθορές λόγω υγρασίας και κάποιες τοπικές ρωγμές θα λέγαμε οτι η κατασκευή διατηρείται μέχρι και σήμερα σε καλή κατάσταση.
Ωστόσο εμφανής είναι η ύπαρξη διαμπερούς ρωγμής στο βόρειο τμήμα καθ'όλο το ύψος της τοιχοποιίας του (ισόγειο- όροφος) της οποίας το εύρος φανερώνει αποκόλληση τοίχου και μετακίνηση, καθώς επίσης και στο δυτικό τμήμα του ορόφου ( όγκος κτηρίου με στέγη) όπου όμως η ρωγμή φαίνεται να περιορίζεται μεταξύ των στάθμεων ισογείου και ορόφου (βλ. σχέδια κατόψεων και σχ. 6.11 , 6.12 )

*Σχ. 6.11: Φωτογρ. Απεικόνιση παθολογίας ρωγμής βόρειου τμήματος, αριστερά εξωτερική άποψη- δεξιά εσωτερική άποψη στάθμης ορόφου*

*Σχ. 6.12: Φωτογρ. Απεικόνιση, παθολογίας ρωγμής τμήματος στέγης, αριστερά εξωτερική άποψη- δεξιά εσωτερική άποψη στάθμη ορόφου*

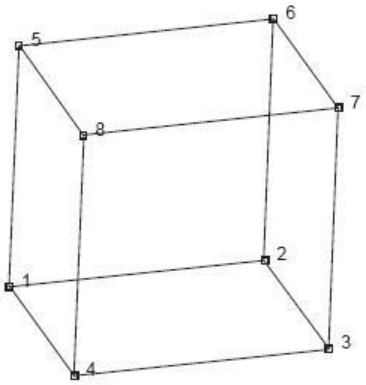
Τέλος, από επί τόπου παρατήρηση προέκυψαν θέματα πλημελλούς σύνδεσης των δυο κυρίων διόροφων όγκων του κτιρίου, τα οποία αποτυπώνονται τοπικά με εμφάνιση επιπρόσθετων ρωγμών που φανερώνουν αποκόλληση των τμημάτων. Βεβαίως η επαλήθευση της θεώρηση αυτής προϋποθέτει την καθαίρεση των σοβάδων για πλήρη αποκάλυψη της τοιχοποιίας. Επομένως πιθανολογείται ότι εξ ολοκλήρου το βόρειο τμήμα του κτηρίου κατασκευάσθηκε σε μεταγενέστερη φάση απ΄το υπόλοιπο κάτι το οποίο και λήφθηκε υπόψην στον σχεδιασμό και την επίλυση του φορέα από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων όπως θα δούμε στην συνέχεια.

## 6.2 Δημιουργία και επίλυση μοντέλων σε πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων

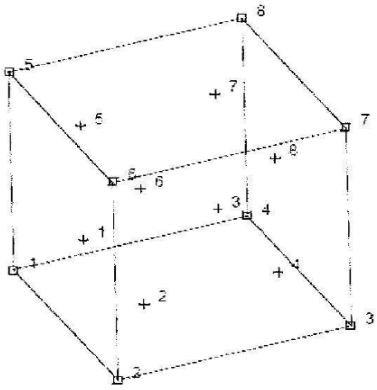
### 6.2.1 Μοντελοποίηση του φορέα

Αρχικά σχεδιάστηκε ο φορέας σε κατάλληλο σχεδιαστικό πρόγραμμα και ακολούθως, μεταφέρθηκε η γεωμετρία στο περιβάλλον του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε (Marc Mentat Student Version 2017). Για την προσομοίωση λάβαμε υπόψην τις αρχιτεκτονικές ιδιαιτερότητες, την υφιστάμενη παθολογία των στοιχείων του φορέα και τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών. Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε η διακριτοποίηση του φορέα κατά την οποία η πυκνότητα του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων καθορίστηκε από τις διαστάσεις του φορέα και τις θέσεις των ανοιγμάτων (πόρτες ,παράθυρα).
Η διακριτοποίηση επιλέχθηκε μετά από διάφορες δοκιμές και αναλύσεις προκαταρκτικών μοντέλων ώστε να επιτευχθεί η όσο το δυνατόν καλύτερη προσομοίωση του φορέα. Πυκνώσεις στην διακριτοποίηση των στοιχείων εντοπίζονται κυρίως στις περιοχές αλλαγής της γεωμετρίας (π.χ. ανοίγματα) και όπου κρίθηκε αναγκαίο για την προσομοίωση των επεμβάσεων τις οποίες εφαρμόσαμε (βλ. παρακάτω) με το όριο πάντως αναλογίας των στοιχείων να παραμένει σε θεμιτά πλαίσια.

Έτσι, για την τοιχοποιία και τα ξύλινα στοιχεία, χρησιμοποιήθηκαν ισοπαραμετρικά στερεά στοιχεία με οκτώ και έξι κόμβους με 3 βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο που ορίσθηκαν με στοιχεία τύπου HEX8 και PENTA6 του προγράμματος. Η ακαμψία των στοιχείων πχ των HEX8, μορφώνεται με 8 σημεία ολοκλήρωσης Gauss. Η αρίθμηση των κόμβων του στοιχείου γίνεται με βάση το παρακάτω σχήμα 6.14 .




*Σχ. 6.13: Εξαεδρικό στοιχείο 8 κόμβων*




*Σχ. 6.14: Οκτώ σημεία ολοκλήρωσης Gauss*

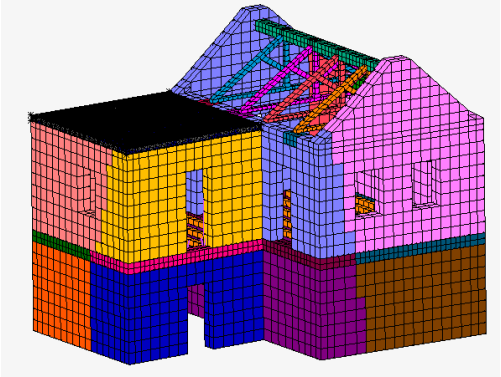
Η εισαγωγή των πλακών από σκυρόδεμα στο πρόγραμμα έγινε ως επιμέρους solid elements όπου και προβήκαμε στην αυτόματη διακριτοποίησή τους ενώ όπου έγινε χρήση ελκυστήρων τα στοιχεία αυτά εισήχθησαν στο πρόγραμμα ως γραμμικά τύπου truss elements.

Λόγω της μορφής αλλά και τις ανάγκες της μοντελοποίησης της παθολογίας του φορέα απαιτήθηκε η χρήση μια τεχνικής για την σύνδεση των επιμέρους τμημάτων του. Έτσι, στην παρούσα εργασία τα μοντέλα διασπάστηκαν σε επιμέρους ξεχωριστά παραμορφώσιμα σώματα (contact bodies) τα οποία δεσμεύτηκαν μεταξύ τους από τις συνθήκες επαφής τις οποίες επιβάλλαμε. Ανάλογη τεχνική έχει εφαρμοστεί και σε άλλες εργασίες κατασκευών από τοιχοποιία όπως η μελέτη του κάστρου στο Φραγκοκάστελλο στην Κρήτη (Stavroulaki,Drosopoulos,Tavlopoulou, Skoutelis,Stavroulakis, 2017), η μελέτη επίδρασης σενάζ (Stavroulaki,Liarakos, 2012) και η μελέτη στο μοναστηριακό μετόχι Αγίας Τριάδας στο Πρινόδασος Χανίων (Stavroulaki, Anousakis, Mesaritaki, 2018). Επιπρόσθετα, για να μπορέσουμε να προσομοιώσουμε την οικοδομική λεπτομέρεια που αποτελεί θα λέγαμε τον κανόνα δόμησης των παραδοσιακών λιθοδομών αλλά και να μπορέσουμε να λάβουμε στα αποτελέσματα των αναλύσων ενδείξεις για την παθολογία της τοιχοποιίας στο εσωτερικό της, οι τοιχοποιίες μας διακριτοποιήθηκαν με 2 σειρές στοιχείων κατά την έννοια του πάχους τους, διαστάσεων 0,25 μ.

Έτσι για τις περιοχές όπου στις επιφάνειες μεταξύ των στοιχείων δεν υφίσταται παθολογία ρωγμής, τα σώματα αυτά τέθηκαν σε συνθήκες πλήρους επαφής μεταξύ τους (glued). Η ρύθμιση αυτή σημαίνει ότι τα διακριτοποιημένα στοιχεία βρίσκονται σε συνεχή επαφή μεταξύ τους και κατ' επέκταση δεν μπορεί να αναπτυχθεί σχετική ταχύτητα ανάμεσά τους. Ομοίως οι περιοχές όπου έχουμε την ύπαρξη ρωγμής προσομοιάστηκαν με επιμέρους σώματα όπου και θεωρήθηκε η μεταξύ τους συνθήκη σύνδεσης ως απλή επαφή (Touching) με συντελεστή τριβής κυμαινόμενο ανάλογα την έκταση της φθοράς από 0,6 - 0,9, ενώ ορίστηκε τάση αποκόλλησης μεταξύ τους σε όρια από 400 kPa έως 500 kPa. Σε επόμενο στάδιο μορφώθηκαν τα μοντέλα των επεμβάσεων τα οποία παρουσιάζονται σε επόμενη παράγραφο και ενδεικτικά αφουρούσαν την ενίσχυση του φορέα μέσω της εφαρμογής μεταλλικών ελκυστήρων, την κατασκευή διαζωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος καθώς και την δημιουργία άκαμπτων διαφραγμάτων σκυροδέματος σε αντικατάσταση των μεσοπατωμάτων και της στέγης. Τα μοντέλα των επεμβάσεων επίσης μελετήθηκαν με κατά περίπτωση διαφορετικές συνθήκες επαφής μεταξύ των στοιχείων τους, ανάλογα και με τις κατασκευαστικές συνθήκες.
Εν προκειμένω, σε μοντέλα όπου ως τεχνική επέμβασης επιλέχθηκε η χρήση περιμετρικού σενάζ από οπλισμένο σκυρόδεμα, στην περίπτωση όπου αυτό κατασκευάσθηκε στην στέψη της τοιχοποιίας καταλαμβάνοντας το πλήρες πλάτος της, η σύνδεση των υλικών σκυροδέματος και υποκείμενης τοιχοποιίας θεωρήθηκε πλήρης (επιβολή συνθήκης glue μεταξύ των παραμορφώσιμων σωμάτων). Στην αντίθετη περίπτωση όπου το σενάζ δημιουργήθηκε με τοπική εκσκαφή της τοιχοποιίας για την τοποθέτησή του (π.χ μεσοπατώματα) μελετήθηκαν δυο περιπτώσεις πλήρης (glue) και μερικής σύνδεσης (επιβολή συνθήκης touch) με τον αντίστοιχο συντελεστή τριβής στην διεπιφάνεια επαφής των σωμάτων. Αναλυτικά οι λεπτομέρειες για τα μοντέλα που δημιουργήθηκαν και αναλύθηκαν παρουσιάζονται στις επόμενες παραγράφους.

- Αρχικά στο μοντέλο M1 (σχ. 6.15) το οποίο αντικατοπτρίζει την υφιστάμενη κατάσταση παθολογίας του φορέα και αποτελείται από 18308 κόμβους και 31876 στοιχεία θεωρήθηκαν ξεχωριστά παραμορφώσιμα σώματα, στα οποία θεωρήθηκαν συνθήκες επαφής glue. Στις θέσεις

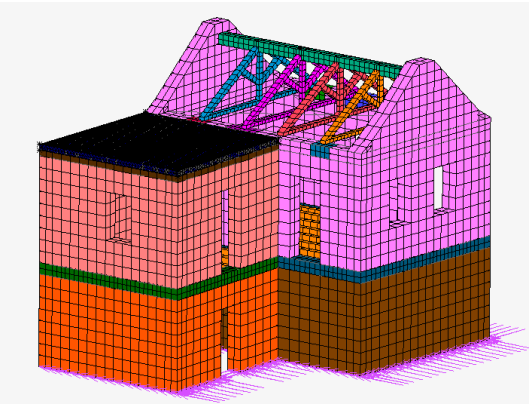
υπάρξεως των δύο κυριότερων ρωγμών που εντοπίστηκαν επεβλήθησαν συνθήκες απλής επαφής (touch). Συγκεκριμένα στην βόρεια ρωγμή λόγω της μεγάλης έκτασης της φθοράς επιβλήθηκε χαμηλός συντελεστής τριβής της τάξεως του 0,40 ενώ στην ρωγμή του τμήματος της στέγης (Δυτικό τμήμα) ορίστηκε συντελεστής 0,80 και παράλληλα η τάση αποκόλλησης ορίστηκε στα 500 kPa. Τέλος η πλάκα ελαφρά οπλισμένου σκυροδέματος που υπάρχει στο ύψος του ορόφου του βόρειου τμήματος του κτιριακού συνόλου, ελλείψη σενάζ συνδέσεώς της με την υποκείμενη τοιχοποιία, θεωρήθηκε επίσης ως σώμα σε επαφή με συντελεστή τριβής 0,80.



*Σχ 6.15: Αξονομετρική απεικόνιση μοντέλου M1, ενδεικτικά contact bodies*

- Το μοντέλο M2 (σχ. 6.16) αποτελείται από 18450 κόμβους και 31923 στοιχεία και είναι το επόμενο που δημιουργήθηκε για τις ανάγκες της παρούσας έρευνας. Αποτελεί την επιλογή όπου επεμβαίνουμε στον φορέα με έναν συνδυασμό ήπιων μορφών τεχνικών επισκευής και ενίσχυσης ώστε να απαλειφθούν μεν οι φθορές που έχουν παρατηρηθεί και να ενισχυθεί η απόκριση του κτηριακού συνόλου στις δυναμικές καταπονήσεις που δέχεται, με σεβασμό ταυτόχρονα στην αρχιτεκτονική και στην μορφολογία που το χαρακτηρίζει.

Έτσι, το μοντέλο M2 αποτελεί την περίπτωση όπου οι περιοχές εμφάνισης των ρωγμών έχουν επιδιορθωθεί (πλέον τα παραμορφώσιμα σώματα θεωρούνται με συνθήκη επαφής glue μεταξύ τους) χωρίς ωστόσο να αυξάνεται η αντοχή της τοιχοποιίας, έχει κατασκευασθεί περιμετρικό σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος στην στέψη του ορόφου του βόρειου τμήματος για την σωστή σύνδεση της πλάκας με την υποκείμενη τοιχοποϊία και έχει επιβληθεί ένα πυκνό δίκτυο μεταλλικών εκλυστήρων διατομής Φ16 και ποιότητας S360 περιμετρικά του κτιριακού συνόλου για την περίδεσή του (σχήμα 6.17). Επιπροσθέτως το τμήμα της στέγης έχει ενισχυθεί με διαγώνιους ελκυστήρες.

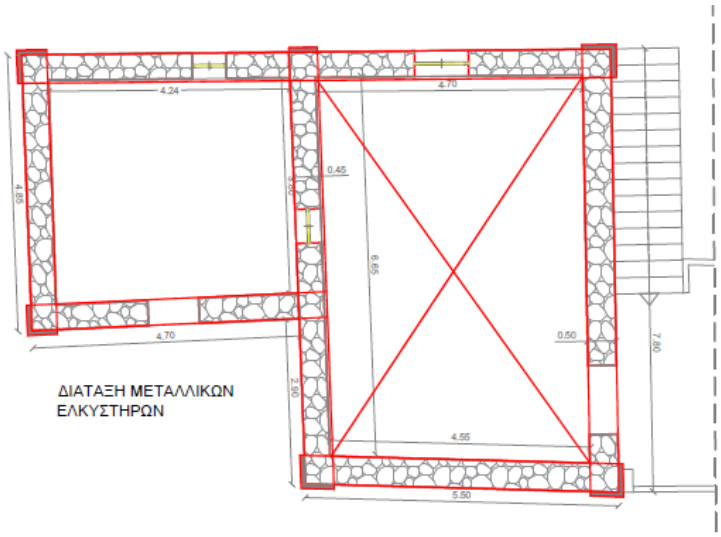


*Σχ 6.16: Αξονομετρική απεικόνιση μοντέλου M2, ενδεικτικά contact bodies*

Πριν δημιουργηθεί το M2 είχε προηγηθεί η διερεύνηση μιας θα λέγαμε θεωρητικής κατάστασης η οποία ακολουθεί το ίδιο μοτίβο με το M1 με τη διαφορά ότι έχουμε έρθει σε πρώιμο στάδιο, πριν την πλήρης εμφάνιση της παθολογίας και έχουμε επιβάλει ήπιας μορφής ενίσχυση του φορέα με χρήση μεταλλικών ελκυστήρων, δίχως να προβούμε σε περαιτέρω εργασίες επιδιόρθωσης των τοπικών αστοχιών της τοιχοποιίας και ενίσχυσης της συνδέσεως της πλάκας ορόφου με την υποκείμενη τοιχοποιία. Σε αυτό ακριβώς το σημείο έγκειται το θεωρητικό του υπόβαθρο καθώς είναι γνωστό ότι η επιβολή ελκυστήρων, πόσο δε μάλλον η επιβολή προέντασης, σε μια τοιχοποιία με τοπικές αστοχίες δίχως την προηγουμένως επισκευή τους, είναι πολύ πιθανόν να επιφέρει περαιτέρω φθορές και βλάβες. Για τον λόγο αυτό και στο κεφάλαιο των αποτελεσμάτων δεν θα επεκταθούμε εκτενέστερα σε αυτήν την περίπτωση.

Στο σημείο αυτό να αναφέρουμε ότι στην περίπτωση επέμβασης με χρήση ελκυστήρων, σημαντικό ρόλο έχει το πώς θα τοποθετηθούν, σε τι πυκνότητα καθώς και ο αριθμός τους.

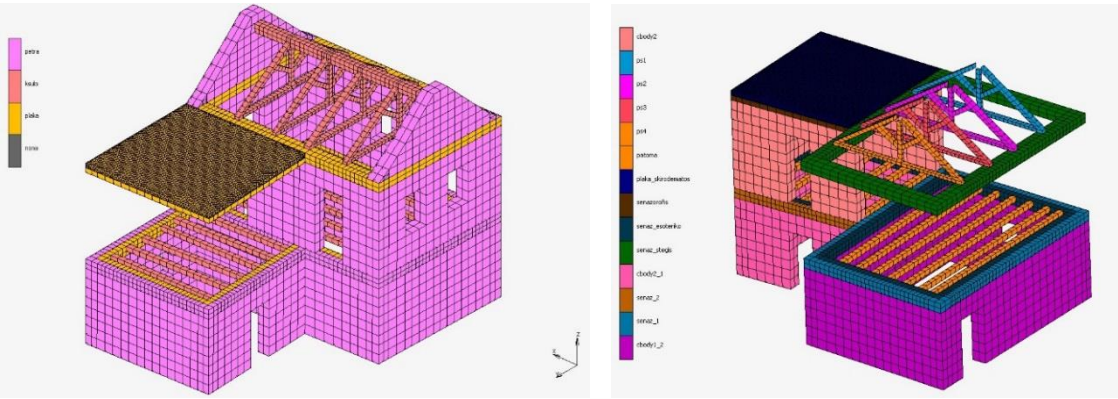
Σε προγενέστερα στάδια της μελέτης είχαν σχεδιαστεί επίσης μοντέλα με διαφορετική κατανομή και αριθμό ελκυστήρων. Από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων που εξήχθησαν από την ανάλυση για δυναμικές καταπονήσεις προέκυψε ο τελικός σχεδιασμός του μοντέλου Μ2 που εξετάστηκε αναλυτικά.
Παραδείγματος χάριν η επιβολή ελκυστήρα στο ύψος του μεσοπάτωματος του βόρειου κτηρίου δεν σημείωσε αξιόλογες αλλαγές στο μοντέλο μας, από την στιγμή μάλιστα που η κύρια ρωγμή που διέρχεται καθ όλο το ύψος του τμήματος αυτού θα επιδιορθωθεί. Οπότε και παραλήφθηκε. Η φιλοσοφία ενός πολύ πυκνού και ισχυρού δικτύου ελκυστήρων που χρησιμοποιήθηκε, προέκυψε από την επιλογή να ‘’προσομοιώσει’’ την συμπεριφορά του σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος, στον βαθμό που αυτό είναι εφικτό, δίχως την κατασκευαστική δυσκολία που θα είχε η επιβολή του στις ήδη υπάρχουσες τοιχοποιίες.




*Σχ 6.17: Διάταξη μεταλλικών ελκυστήρων*

- Το μοντέλο Μ3 (σχ. 6.18) το οποίο αποτελείται από 19808 κόμβους και 31956 στοιχεία εκφράζει την επιλογή ενίσχυσης της τοιχοποιίας με την κατασκευή περιμετρικών σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος και παράλληλα την επιδιόρθωση και σφράγιση των ρωγμών.Στο σενάριο αυτό η χρήση ελκυστήρων έχει παραλειφθεί. Τα σενάζ τα οποία κατασκευάζονται στο ύψος της στέψης της τοιχοποιίας ορόφων για την σωστή σύνδεση της πλάκας σκυροδέματος (η οποία σκυροδετείται εκ νέου) στο βόρειο τμήμα, καθώς και για την ενίσχυση της τοιχοποίας με παράλληλη την ορθότερη σύνδεση της στέγης στο Νότιο τμήμα, καταλαμβάνουν το πλήρες πλάτος της τοιχοποιίας και θεωρείται συνθήκη επαφής glue μεταξύ των παραμορφώσιμων σωμάτων.

Τα σενάζ που θα δημιουργηθούν στο ύψος των μεσοπατωμάτων με τοπική εσωτερική εκσκαφή της τοιχοποιίας θεωρούνται ως ξεχωριστά παραμορφώσιμα σώματα με συνθήκη επαφής touch και συντελεστή τριβής 0,80 με τα γειτονικά τους ενώ η σύνδεση του ξύλινου πάτωματος το οποίο και διατηρείται με το περιμετρικό σενάζ θεωρήθηκε ως πλήρης (glue).

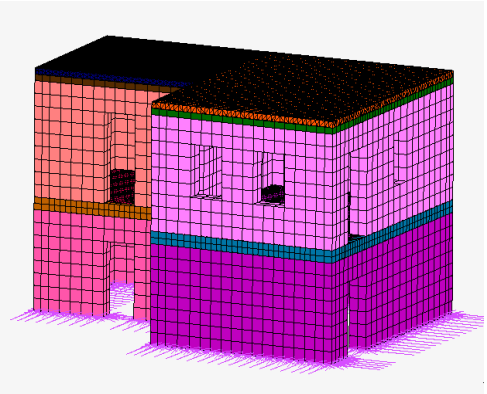


*Σχ 6.18: Αξονομετρική απεικόνιση μοντέλου Μ3, υλικά( αριστερά) – ενδεικτικά contact bodies (δεξιά)*

Η κατασκευή περιμετρικών εσωτερικών σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος στην τοιχοποιία θεωρείται ως μια δραστική επιλογή επέμβασης λόγω των ιδιαιτεροτήτων που εμπεριέχει και συνήθως συνοδεύεται από την σκυροδέτηση νέων πλακών σκυροδέματος σε αντικατάσταση των παλαιών ξύλινων πατωμάτων.

Αυτή η θεώρηση μας οδήγησε στο τελικό μοντέλο προς εξέταση Μ4 (σχ. 6.19)το οποίο συγκροτείται από 25978 κόμβους και 70019 στοιχεία και το οποίο παρουσιάζει την δραστική επιλογή κατασκευής διαφραγμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, αντικατάσταση των υπαρχόντων μεσοπατωμάτων και παράλληλη διαφοροποίηση της αρχιτεκτονικής εικόνας του κτηρίου.

Στην περίπτωση αυτή λοιπόν οι πλάκες των ορόφων που σκυροδετούνται λειτουργούν ως βατά δώματα με κατάργηση της υπάρχουσας ξύλινης στέγης ενώ στο ύψος των μεσοπατωμάτων σκυροδετούνται νέες πλάκες οπλ. σκυροδέματος παράλληλα με την κατασκευή των περιμετρικών σενάζ. Μια εναλλακτική η οποία δεν θα παρουσιαστεί παρόλ' αυτά στο παρόν τεύχος, θα αποτελούσε η δημιουργία δίρρυχτης στέγης από οπλισμένο σκυρόδεμα.



*Σχ 6.19: Αξονομετρική απεικόνιση μοντέλου Μ4, ενδεικτικά contact bodies*

## 6.2.2 Μοντελοποίηση των Υλικών

Στην ανάλυσή μας το υλικό της τοιχοποιίας θεωρήθηκε ως ισότροπο,ομοιογενές ελαστοπλαστικό υλικό. Για την τοιχοποιία χρησιμοποιήθηκε το γενικευμένο μοντέλο Mohr – Coulomb Parabolic το οποίο περιγράφει μια ελαστοπλαστική συμπεριφορά υλικού και το οποίο βρίσκει περισσότερο εφαρμογή σε προβλήματα εδαφομηχανικής με ωστόσο πολύ καλά αποτελέσματα και σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Το κριτήριο περιγράφεται μαθηματικά από την εξίσωση

$$F(I_1,J_2,\beta,\sigma_Y) = \sqrt{3}\beta\sigma_Y I_1 + 3J_2 - \sigma^2_Y = 0$$

όπου, $\sigma_Y = \frac{\sigma_{Yc}}{\sqrt{m}}$ , $\beta = \frac{(m-1)}{\sqrt{3m}}$, $m = \sigma_{Yc}/\sigma_{Yt}$

$\sigma_{Yc}$ η αντοχή του υλικού σε θλίψη και $\sigma_{Yt}$ η αντοχή του υλικού σε εφελκυσμό *( Marc-Mentat manual 2017, Stavroulaki-Liarakos,2008).* Στον πίνακα 6.1 που ακολουθεί φαίνονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των υλικών όλων των μοντέλων όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα.

*Πίνακας 6.1: Χαρακτηριστικά υλικών μοντέλων*

| Υλικό | Λιθοδομή | Σκυρόδεμα | Ξύλινες δοκοί |
|---|---|---|---|
| Μέτρο ελαστικότητας E (MPa) | 7200 | 29000 | 10000 |
| Λόγος Poisson ν | 0,25 | 0,15 | 0,20 |
| Φαινομενική πυκνότητα ρ ($t/m^3$) | 1,80 | 2,40 | 0,50 |
| Αντοχή σε εφελκυσμό $\sigma_{td}$ (MPa) | 0,50 | | |
| Ανοχή σε θλίψη $\sigma_{cd}$ (MPa) | 7,20 | | |
| Διατμητική αντοχή $\sigma_{vd}$ (MPa) | 0,50 | | |

## 6.2.3 Συνθήκες έδρασης και φορτίσεων

Όσο αφορά τις συνθήκες δέσμευσης της βάσεως της κατασκευής θεωρήθηκε πλήρης δέσμευση των κόμβων της βάσης έδρασης σε όλα τα μοντέλα κατά τους 3 άξονες x-y-z. Αυτό επετεύχθη μέσω της αντίστοιχης εντολής προσδιορισμού συνοριακών συνθηκών του προγράμματος όπου και θεωρήθηκε μηδενική μετακίνηση και στροφή στους κόμβους που βρίσκονται στο επίπεδο έδρασης. Η θεώρηση αυτή βασίζεται στο ότι το έδαφος στήριξης δεν παρουσιάζει προβλήματα (πχ καθιζήσεων) ή ακόμα και αν τέτοια προβλήματα παρουσιαστούν, θα αντιμετωπιστούν σε προηγούμενο χρόνο από την εφαρμογή των επεμβάσεων στην κατασκευή.

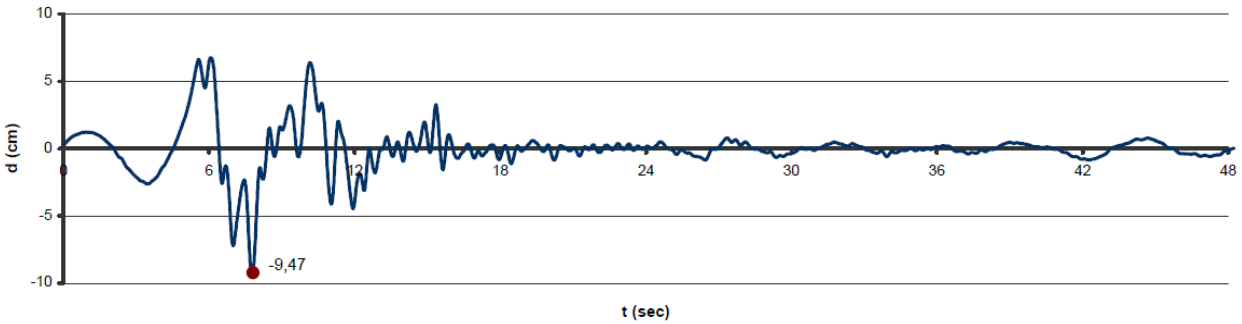
- Το ίδιο βάρος της κατασκευής επιβλήθηκε σε όλα τα πεπερασμένα στοιχεία. Η επιβολή του φορτίου βάρους έγινε δίνοντας τα δεδομένα όπου και εισήχθη η τιμή της βαρύτητας $-9{,}81 m/sec^2$
- Επιβλήθηκαν τα φορτία κατασκευής είτε μέσω σημειακών (συγκεντρωμένων) φορτίων είτε σε μορφή πίεσης σε μονάδες $kN/m^2$.

- Για την αξιολόγηση της δομικής συμπεριφοράς υπό σεισμικές διεγέρσεις επιλέχθηκαν και εφαρμόστηκαν τα διαγράμματα μετατοπίσεων τεσσάρων πραγματικών σεισμικών συμβάντων στα μοντέλα. Εισήχθησαν τα επιταχυνσιογραφήματα στο πρόγραμμα με μορφή πινάκων όπου στην συνέχεια μετατράπηκαν σε διαγράμματα μετατοπίσεων και εφαρμόστηκαν στους κόμβους έδρασης των μοντέλων κατά τις διευθύνσεις X –Y βάσει των συνδυασμών 1,00X + 0,30Y και 0,30X + 1,00Y θεωρώντας την κατακόρυφη συνιστώσα ως μη σημαντική για την κατασκευή. Τα χαρακτηριστικά των σεισμικών διεγέρσεων παρουσιάζονται στον πίνακα 6.2 .

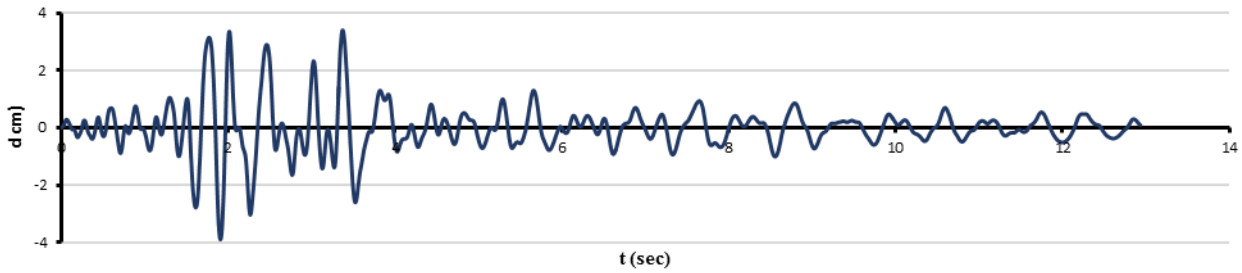
| Α/Α | ΣΕΙΣΜΟΣ | ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ (R) | ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ (g) |
|---|---|---|---|
| 1 | Αίγιο , Ελλάδα,1995 | 6,10 | 0,38 |
| 2 | Irpinia,Ιταλία,1980 | 6,69 | 0,29 |
| 3 | Kobe, Ιαπωνία, 1995 | 6,90 | 0,80 |
| 4 | Petrovac, Μαυροβούνιο, 1979 | 6,90 | 0,46 |

*Πίνακας 6.2: Χαρακτηριστικά σεισμικών δεδομένων*

Για πρακτικούς λόγους ορισμένες σεισμικές διεγέρσεις μελετήθηκαν με χρονική διάρκεια μικρότερη της καταγεγραμμένης.
Για παράδειγμα ο σεισμός του Μαυροβουνίου όπως εισήχθη τελικά στο πρόγραμμα ως χρονοϊστορία μετατόπισης διάρκειας περίπου 48 sec (Διάγραμμα 6.1), μελετήθηκε για μια διάρκεια 8 sec ενώ η σεισμική διέγερση του Αιγίου για μια διάρκεια 6 δευτερολέπτων.




*Διάγραμμα 6.1: Χρονοϊστορία μετατόπισης σεισμού στο Μαυροβούνιο, 15.04.1979, από την καταγραφή στο Petrovac.*




*Διάγραμμα 6.2: Χρονοϊστορία μετατόπισης σεισμού στο Αίγιο, 15-6-1995*

Επιπρόσθετα, χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο αστοχίας μέγιστης τάσης που υπάρχει στην βιβλιοθήκη του προγράμματος (MSC – failure/maximum stress criterion), το οποίο θα μας υποδείξει τις περιοχές υπέρβασης των τιμών αντοχής του υλικού κατά την διάρκεια της ανάλυσης επομένως και τις περιοχές αστοχίας.
Βασίζεται στον υπολογισμό εννέα δεικτών αστοχίας F σε κάθε σημείο ολοκλήρωσης.
Οι εννιά δείκτες αστοχίας δίδονται από :

$$F_i = \left(\frac{S_i}{f_{td}}\right) \quad if \;\; S_i > 0, \;\; i = x, y, z$$

$$F_j = \left(\frac{S_j}{f_{cd}}\right) \quad if \;\; S_j < 0, \;\; j = x, y, z$$

$$F_{ij} = \left(\frac{S_{ij}}{f_{sh}}\right), \;\; i \neq j, \;\; i, j = x, y, z$$

Όπου :

$f_{td}$,$f_{cd}$ είναι οι μέγιστες επιτρεπόμενες τάσεις εφελκυσμού και θλίψης
$S_i$ είναι οι εφελκυστικές τάσεις στους άξονες x,y,z
$S_j$ είναι οι θλιπτικές τάσεις στους άξονες x,y,z,
$S_{ij}$ είναι οι διατμητικές τάσεις στα 3 επίπεδα xy,yz,xz
$f_{sh}$ είναι η μέγιστη επιτρεπόμενη διατμητική τάση

### 6.2.4 Επιμέρους συνθήκες ανάλυσης

Σε αυτό το σημείο της μοντελοποίησης, πραγματοποιείται η συγκέντρωση και καταχώριση όλων των παραμέτρων που έχουν καθοριστεί παραπάνω στις επιμέρους περιπτώσεις ανάλυσης.
Επιλέγεται ο τύπος του προς επίλυση προβλήματος, η διαδικασία επίλυσης καθώς επίσης ορίζονται οι παράμετροι της επαναληπτικής διαδικασίας.

Ο τύπος του σεναρίου που θα επιλυθεί ορίζεται μέσω του αντίστοιχου μενού του προγράμματος όπου καθορίζονται οι συνδυασμοί των φορτίσεων.
Τα σενάρια που δημιουργήθηκαν για την συγκεκριμένη μελέτη είναι αρχικά η ανάλυση για την επιβολή στατικών φορτίων στο μοντέλο M1 (structural static) όπως περιγράφηκαν παραπάνω, εν συνεχεία η ιδιομορφική ανάλυση των μοντέλων (structural dynamic modal) και τέλος η δυναμική ανάλυση με την επιβολή των σεισμικών διεγέρσεων που έχουν επιλεγεί (structural dynamic transient).

Όσο αφορά τις σεισμικές φορτίσεις, η ανάλυση που χρησιμοποιείται είναι η μη γραμμική ανάλυση στο χρόνο. Η διαδικασία στη μη γραμμική επίλυση επιτυγχάνεται με τη βηματική επιβολή φορτίου όπου σε κάθε βήμα πραγματοποιείται ανάλυση για το ποσοστό του φορτίου που έχει επιβληθεί, μέχρι να επιβληθεί και το 100% του φορτίου. Η μέθοδος ολοκλήρωσης που χρησιμοποιείται είναι η μέθοδος Newton Raphson (Full Newton Raphson) κατά την οποία σε κάθε στάδιο η εφαπτομενική ακαμψία αναπροσαρμόζεται ώστε να προσεγγίσει καλύτερα το μέτρο ακαμψίας.

Στα αντίστοιχα loadcases του προγράμματος ορίζονται ο συνολικός χρόνος επιβολής της φόρτισης (διάρκεια σεισμικού γεγονότος) και ο αριθμός των βημάτων ανάλυσης με γνώμονα το κάθε επιμέρους βήμα (constant time step) να είναι συμβατό με το βήμα της σεισμικής έντασης στην κλιμάκωση του χρόνου που έχει καταγραφεί, ώστε να υπάρχει αντιστοιχία μεταξύ τους.

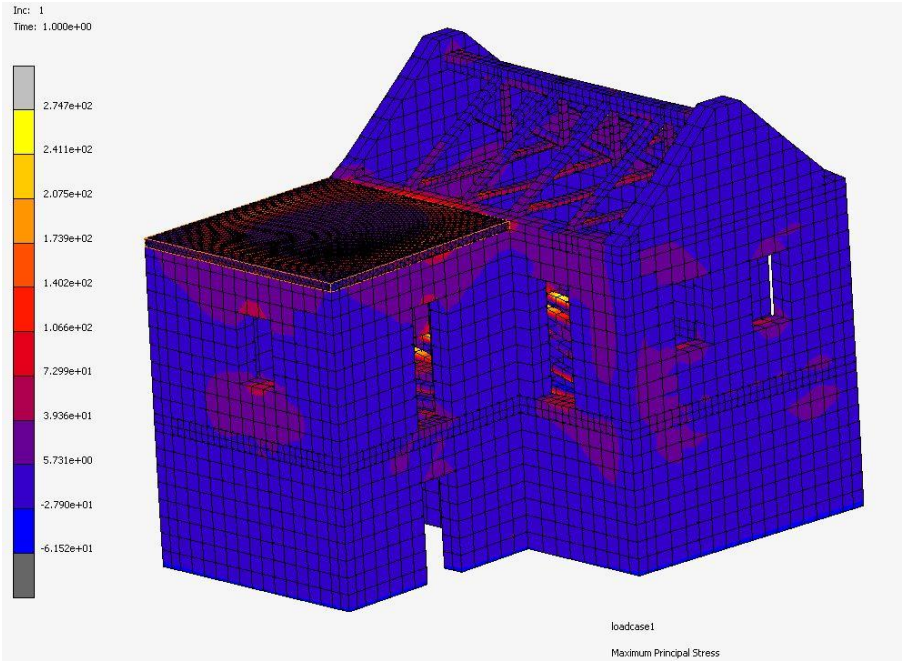
Καθότι οι συνδυασμοί φόρτισης και συγκρίσεων είναι αρκετοί σε αριθμό, στο παρόν τεύχος θα παρουσιαστούν οι ακόλουθοι:

- Στατική ανάλυση μοντέλου M1
- Ιδιομορφική ανάλυση όλων των επιμέρους μοντέλων
- Δυναμική φόρτιση – Ανάλυση του μοντέλου M1 και σύγκριση αποτελεσμάτων για διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις
- Δυναμική φόρτιση – Ανάλυση των επιμέρους μοντέλων και σύγκριση αποτελεσμάτων

## 6.3 Αποτελέσματα αναλύσεων - Συγκρίσεις

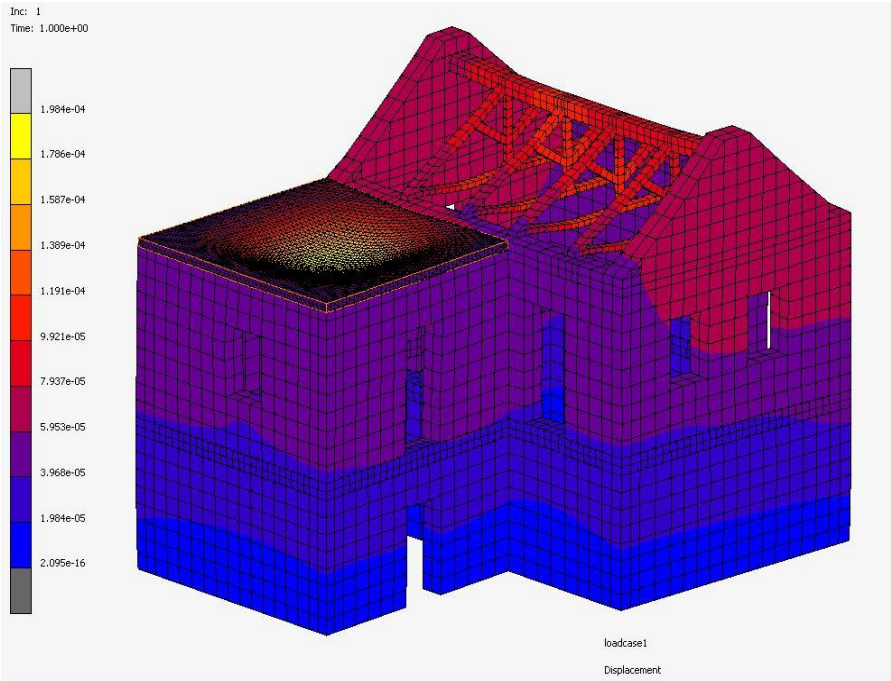
### 6.3.1 Στατική Φόρτιση Μοντέλου M1

Στο μοντέλο επιβλήθηκαν τα φορτία της κατασκευής και το ίδιο βάρος της κατασκευής μέσω των συνδυασμών φόρτισης που επιβάλει ο ευρωπαϊκός κανονισμός. Αρχικά παρουσιάζεται η κατανομή των μέγιστων κυρίων τάσεων σε χρωματική κλίμακα και ακολουθεί η απεικόνιση του διανύσματος των συνολικών μετατοπίσεων ( total displacement). Οι τιμές των τάσεων που προέκυψαν από την ανάλυση κυμαίνονται από – 61,52 kPa θλιπτικές έως 274,70 kPa εφελκυστικές όπως φαίνεται και στο σχήμα 6.20.




*Σχ. 6.20: Κατανομή μέγιστων κύριων τάσεων*

Ακολούθως, στο σχήμα 6.21 παρουσιάζονται οι μέγιστες μετατοπίσεις οι οποίες λαμβάνουν αρκετά χαμήλες τιμές, όπως είναι αναμενόμενο, καθώς τα στατικά φορτία δεν επιφέρουν κάποια δυσμενή καταπόνηση για τον φορέα μας όσο αφορά την λιθοδομή, ενώ η επιρροή τους φαίνεται να εξαντλείται στα δευτερεύοντα στοιχεία του φορέα (ξύλινες δοκοί πατωμάτων). Στην απεικόνιση των αποτελεσμάτων των μετατοπίσεων έχει παραληφθεί η απεικόνιση του πατώματος ώστε να γίνει πιο ευδιάκριτη η κατανομή τους στα στοιχεία της τοιχοποιίας.




*Σχ. 6.21: Συνολικές μετατοπίσεις χωρίς την απεικόνιση του μεσοπατώματος για στατική φόρτιση*

## 6.3.2 Ιδιομορφική Ανάλυση Μοντέλων

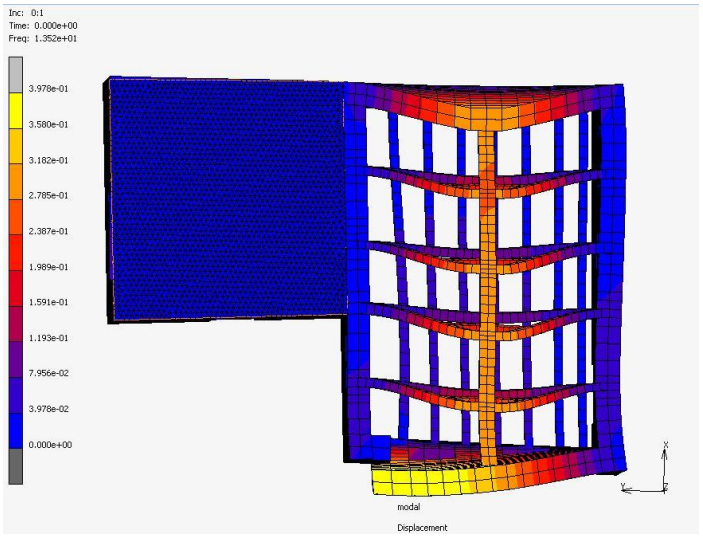
Σε αυτήν την παράγραφο εξετάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων των ιδιομορφών του φορέα όπως αυτός προσομοιάστηκε στην υφιστάμενη κατάστασή του καθώς επίσης και στα μετέπειτα μοντέλα επεμβάσεων που έχουν δημιουργηθεί, και μελετάται η συμπεριφορά του.

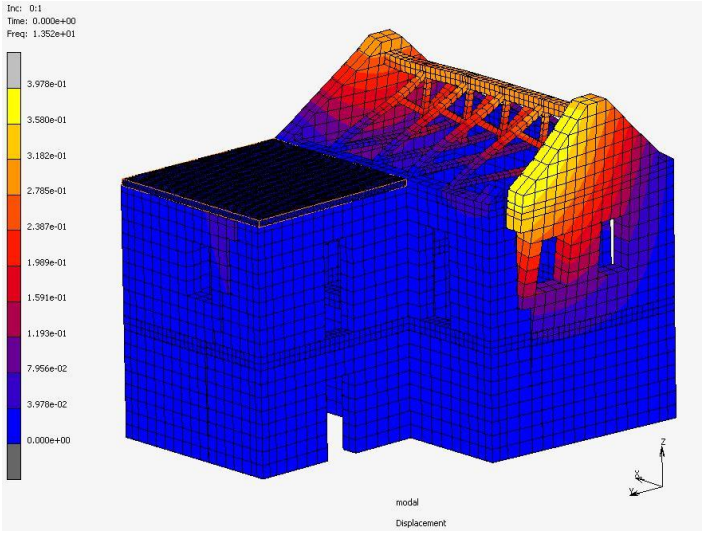
Συγκεκριμένα πραγματοποιήθηκε μια ανάλυση υπολογισμού των 10 πρώτων ιδιομορφών ταλάντωσης για κάθε μοντέλο και προέκυψαν οι συχνότητες των ιδιομορφών του εκάστοτε φορέα οι οποίες παρουσιάζονται στον πίνακα 6.3.

*Πίνακας 6.3: Συχνότητες ιδιομορφικής ανάλυσης κατά την επίλυση με το λογισμικό Marc.*

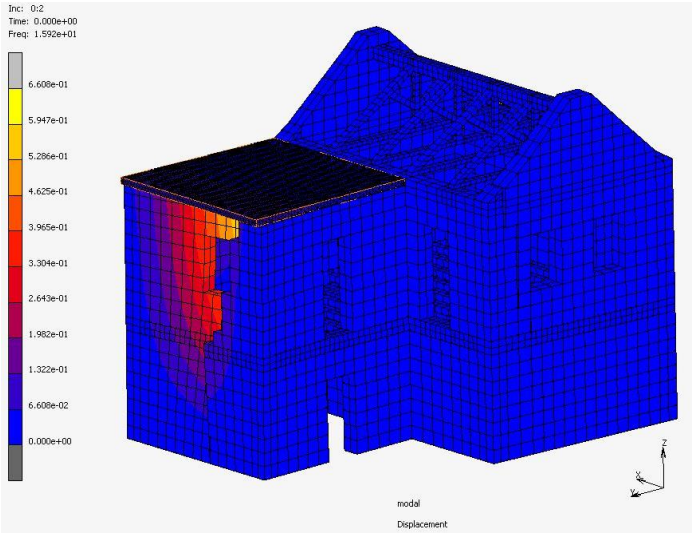
| ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ | ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ Hz (M1) | ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ Hz (M2) | ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ Hz (M3) | ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ Hz (M4) |
| 1 | 13,52 | 17,62 | 18,19 | 23,59 |
| 2 | 15,92 | 21,01 | 20,46 | 25,58 |
| 3 | 19,77 | 22,71 | 22,65 | 31,40 |
| 4 | 22,08 | 22,79 | 22,74 | 33,74 |
| 5 | 22,30 | 22,80 | 22,75 | 46,95 |
| 6 | 22,37 | 22,92 | 22,84 | 49,23 |
| 7 | 22,40 | 22,93 | 22,87 | 51,15 |
| 8 | 22,52 | 22,96 | 22,92 | 53,18 |
| 9 | 22,52 | 23,01 | 23,01 | 59,65 |
| 10 | 22,77 | 23,13 | 23,10 | 61,17 |

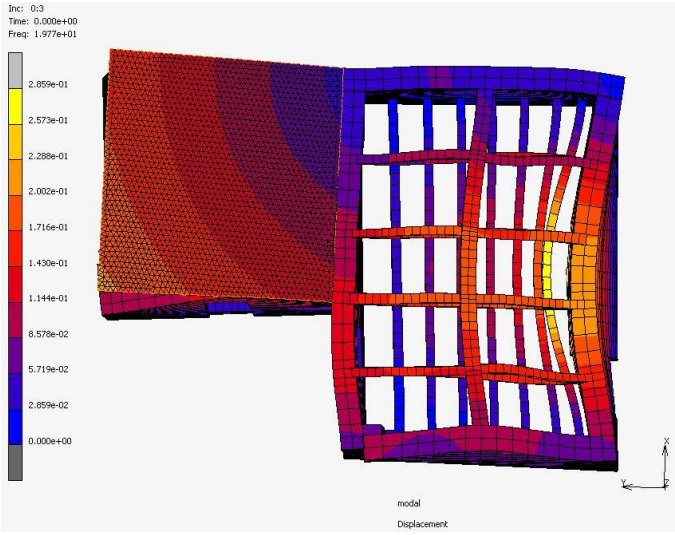
Όπως προέκυψε από την ιδιομορφική ανάλυση, η φέρουσα λιθοδομή για το μοντέλο M1 ταλαντώνεται κύρια στις 3 πρώτες συχνότητες ενώ στις επόμενες παρουσιάζεται μεγαλύτερη ταλάντωση κυρίως στα δευτερεύοντα μέλη της κατασκευής. Οι 2 πρώτες ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές κατά τις διευθύνσεις X & Y με συγκεκριμένα με την πρώτη να διεγείρεται το τμήμα της στέγης κατά την επιμήκη διεύθυνση με αποκόλληση των τμημάτων της τοιχοποιίας στη θέση της ρωγμής (σχήμα 6.22) και με την δεύτερη να διεγείρεται η περιοχή της ρωγμής του βόρειου τμήματος όπου φαίνεται η αποκόλληση των τοίχων (σχήμα 6.23). Στην τρίτη ιδιομορφή ο φορέας υποβάλλεται σε εκτός επιπέδου κάμψη ως προς το τμήμα όπου εδράζεται η στέγη ενώ παρουσιάζεται ως κυρίως στροφική για την υπόλοιπη κατασκευή (σχήμα 6.24). Στην 4$^{η}$ συχνότητα διεγείρονται κυρίως τα δευτερεύοντα στοιχεία, ωστόσο αν αυτά αποκλειστούν στην χρωματική απεικόνιση της παραμόρφωσης ώστε να επικεντρωθούμε στην λιθοδομή, παρατηρούμε ότι ο φορέας μας ταλαντώνεται και εμφανίζονται αποκολλήσεις των τμημάτων όπου εμφανίζονται οι ρωγμές όπως παρουσιάζεται στο σχήμα 6.25 με μειωμένη ωστόσο τιμή.



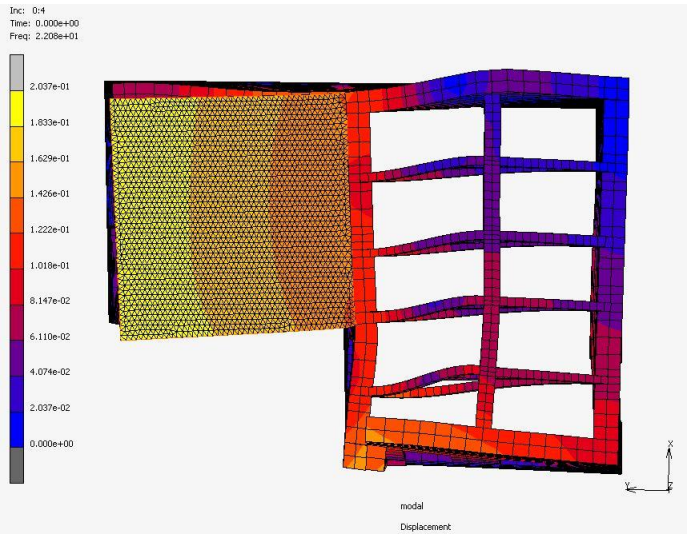



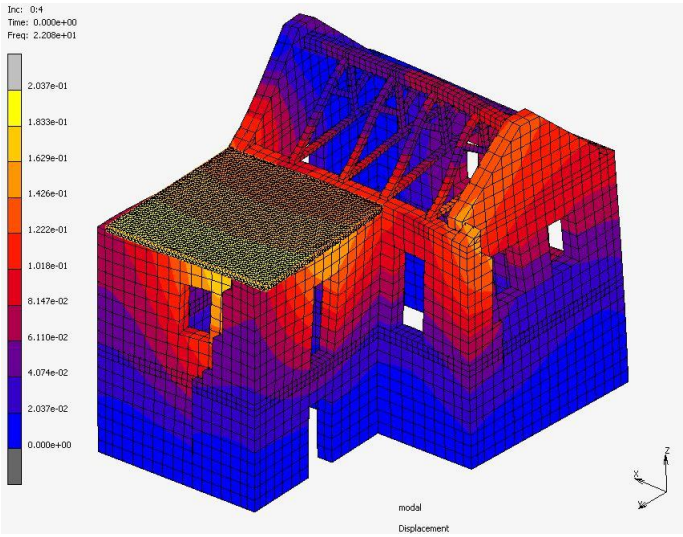

*Σχ. 6.22: Παραμορφωμένη κατάσταση μοντέλου M1 – 1η ιδιομορφή*




*Σχ. 6.23 & 6.24: Παραμορφωμένη κατάσταση μοντέλου M1 – 2η (αριστερά) και 3η (δεξιά) ιδιομορφή*

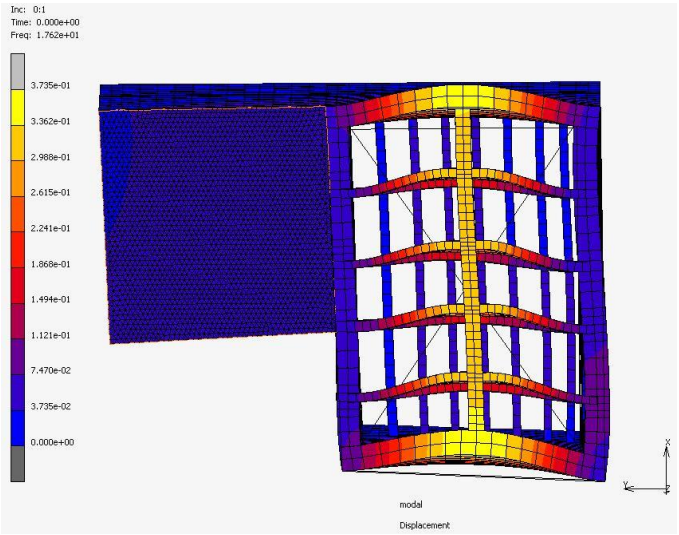


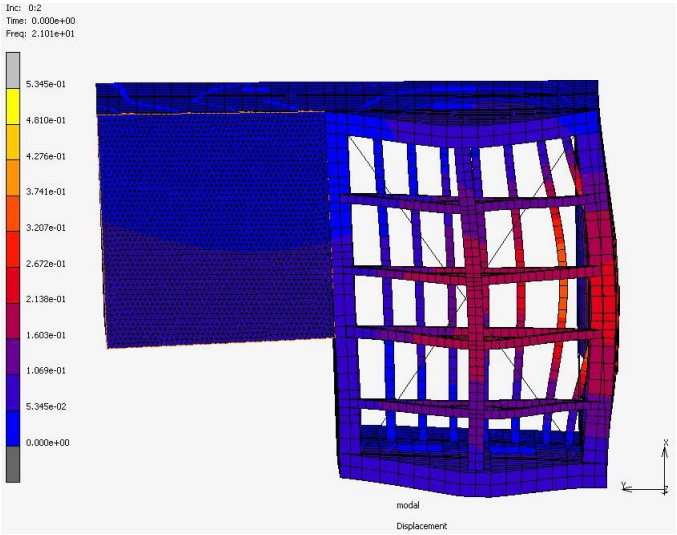




*Σχ. 6.25: Παραμορφωμένη κατάσταση μοντέλου M1 – 4η ιδιομορφή*

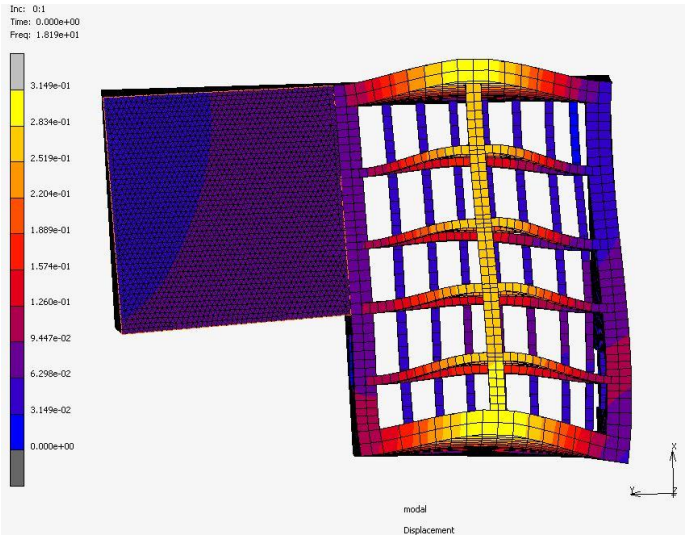
Όπως φαίνεται στα σχήματα 6.26 – 6.27, η ιδιομορφική ανάλυση στο μοντέλο Μ2 όπου έχει προστεθεί ένα πυκνό δίκτυο μεταλλικών ελκυστήρων και έχει κατασκευασθεί περιμετρικό σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος στην στέψη ορόφου της τοιχοποιίας του νότιου τμήματος, με ταυτόχρονη την αποκατάσταση της παθολογίας του κτηρίου, μας έδειξε ότι πλέον, σε σύγκριση με το μοντέλο Μ1, η κατασκευή έχει αποκτήσει πρόσθετη δυσκαμψία (αυξημένες τιμές ιδιοσυχνοτήτων) ενώ μόνο οι 2 πρώτες ιδιομορφές ασκούν επιρροή (καμπτική εντός και εκτός επιπέδου) στο φέρον τμήμα της λιθοδομής με κυριότερη στο τμήμα όπου συναντούμε το στοιχείο της στέγης και οι ακόλουθες περιορίζονται στα τμήματα από δομική ξυλεία που έχει χρησιμοποιηθεί.

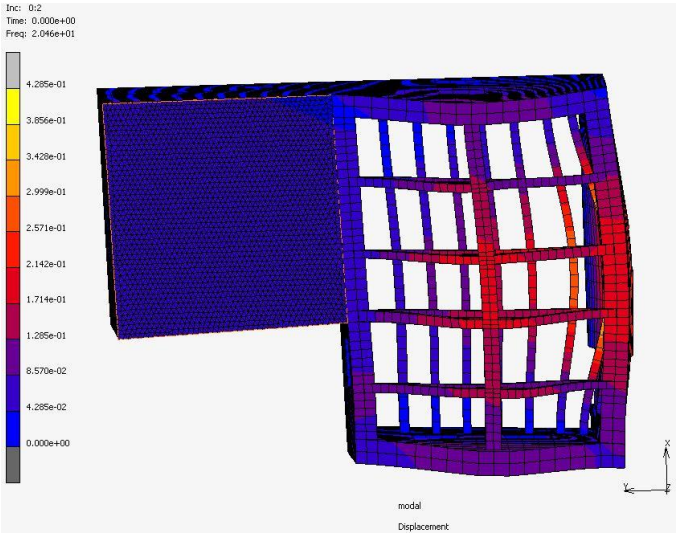
Η διαφοροποίηση δε των τιμών των μοντέλων Μ2 και Μ3 όπου έχουμε την κατασκευή μόνο σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος περιμετρικά της κατασκευής στα ύψη στέψης των αντίστοιχων οροφών, δεν παρουσιάζουν μεγάλη απόκλιση όπως φαίνεται και από τον παραπάνω πίνακα, ενώ οι 2 πρώτες μορφές ταλάντωσης όπως απεικονίζονται στα σχήματα 6.28-6.29, είναι σχεδόν ταυτόσημες.



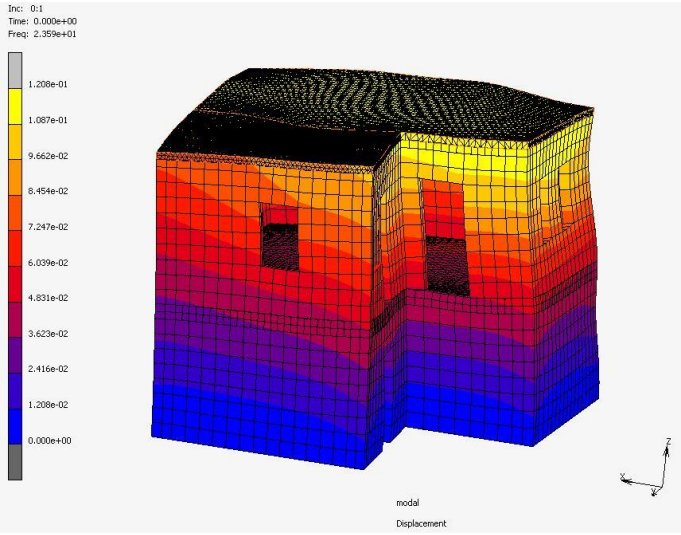

*Σχ. 6.26 & 6.27: Παραμορφωμένη κατάσταση μοντέλου Μ2 – 1η (αριστερά) και 2η (δεξιά) ιδιομορφή*

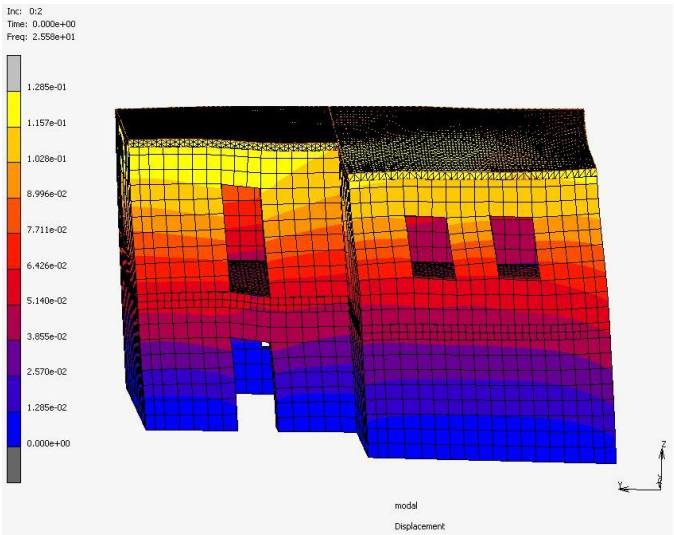


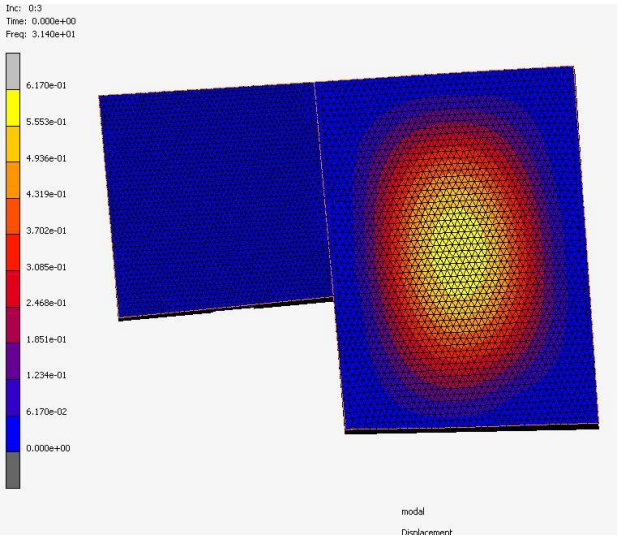

*Σχ. 6.28 & 6.29: Παραμορφωμένη κατάσταση μοντέλου Μ3 – 1η (αριστερά) και 2η (δεξιά) ιδιομορφή*

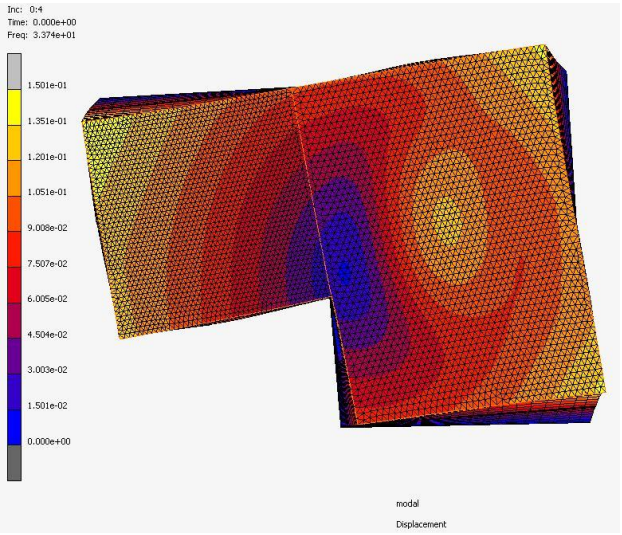
Στην περίπτωση του μοντέλου Μ4 όπου έχουν δημιουργηθεί άκαμπτα διαφράγματα οπλισμένου σκυροδέματος στην θέση των προηγούμενων εύκαμπτων πατωμάτων με παράλληλη την κατάργηση της ξύλινης στέγης, ο φορέας παρουσιάζεται με αυξημένη δυσκαμψία συγκριτικά με όλα τα προηγούμενα μοντέλα. Η πρώτη και δεύτερη ιδιομορφή, παρουσιάζονται μεταφορικού κυρίως χαρακτήρα, ενώ ο φορέας διεγείρεται ομοιόμορφα στο σύνολό του. Η τρίτη συχνότητα διεγείρει την πλάκα σκυροδέματος του ορόφου του νότιου κτηρίου ενώ η 4$^{η}$ έχει έντονα στρεπτικό χαρακτήρα, με ομόρροπη ωστόσο για ολόκληρη την κατασκευή φορά.
Ο φορέας πλέον λειτουργεί με μεγαλύτερη συνοχή των επιμέρους συνδεδεμένων τμημάτων του, με τις ανώτερες συχνότητες να επηρεάζουν τις πλάκες σκυροδέματος. Συγκριτικά με τα προηγούμενα μοντέλα, η αύξηση των τιμών των ιδιοσυχνοτήτων που παρουσιάζονται έχει ως επιπρόσθετο αποτέλεσμα η κατασκευή να διεγείρεται από διαφορετικά σεισμικά φάσματα. Η διέγερση του κτηρίου για τις 4 πρώτες ιδιομορφές παρουσιάζεται στα σχήματα 6.30 – 6.33.




*Σχ. 6.30 & 6.31: Παραμορφωμένη κατάσταση μοντέλου Μ4 – 1$^{η}$ (αριστερά) και 2$^{η}$ (δεξιά) ιδιομορφή*



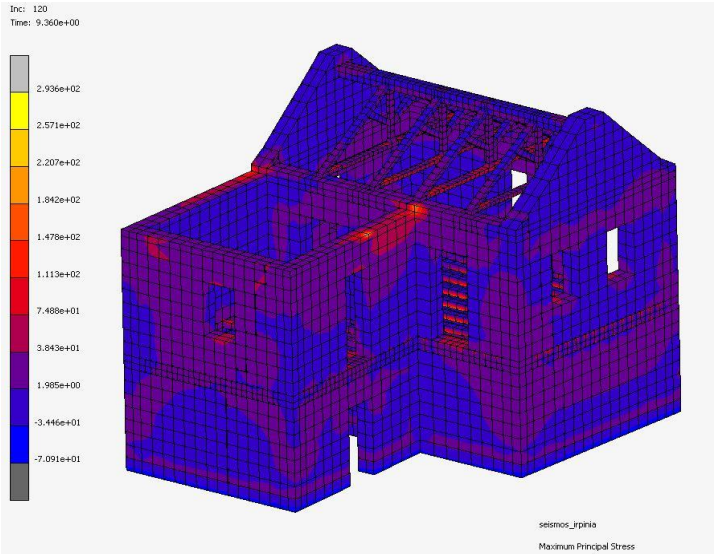




*Σχ. 6.32 & 6.33: Παραμορφωμένη κατάσταση μοντέλου Μ4 – 3$^{η}$ (αριστερά) και 4$^{η}$ (δεξιά) ιδιομορφή*

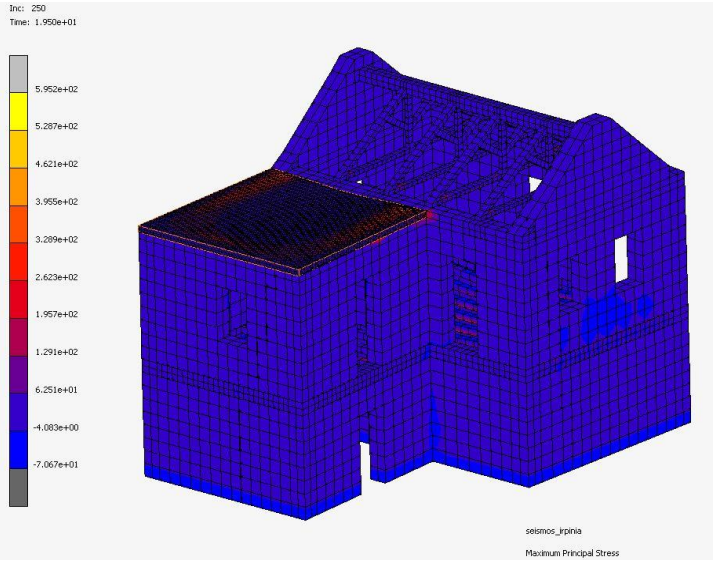
### 6.3.3 Δυναμική Φόρτιση - Ανάλυση του μοντέλου Μ1 και σύγκριση αποτελεσμάτων για διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις

Τα σεισμικά επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση των μοντέλων περιγράφηκαν σε προηγούμενη παράγραφο. Ωστόσο, δεν επηρεάζουν όλες οι διεγέρσεις το ίδιο τον εκάστοτε φορέα. Για να μπορέσουμε να προβούμε σε μια ελαχιστοποίηση του αριθμού των αναλύσεων και να διατηρήσουμε για τις επόμενες συγκρίσεις των μοντέλων, τα σεισμικά γεγονότα που επιδρούν περισσότερο στον φορέα μας, εκτελέσαμε μερικές προκαταρκτικές αναλύσεις του μοντέλου Μ1 για τις διαφορετικές διεγέρσεις.

Κάνοντας χρήση του σεισμού Irpinia που έπληξε την Ιταλία το έτος 1980, έγινε φανερό από τα αποτελέσματα ότι ο φορέας μας επιδέχεται σχεδόν μηδαμινές καταπονήσεις και γι αυτό τον λόγο δεν θα προβούμε σε χρήση του σε επόμενες συγκρίσεις. Ενδεικτικά παρουσιάζονται (σχήματα 6.34 και 6.35) οι μέγιστες κύριες τάσεις που προέκυψαν στους χρόνους ανάλυσης $t_1$= 9.36 sec και $t_2$=19.50sec της ανάλυσης. Το εύρος τους κυμάνθηκε για το μεν $t_1$, όπου και παραλήφθηκε από την απεικόνιση η επιρροή της πλάκας σκυροδέματος, από -70 kPa θλιπτική και 293,60 kPa εφελκυστική. Για τον χρόνο $t_2$ η ανάλυση μας έδωσε τιμές από -70,67 kPa θλιπτικές έως 595,20 kPa εφελκυστικές.

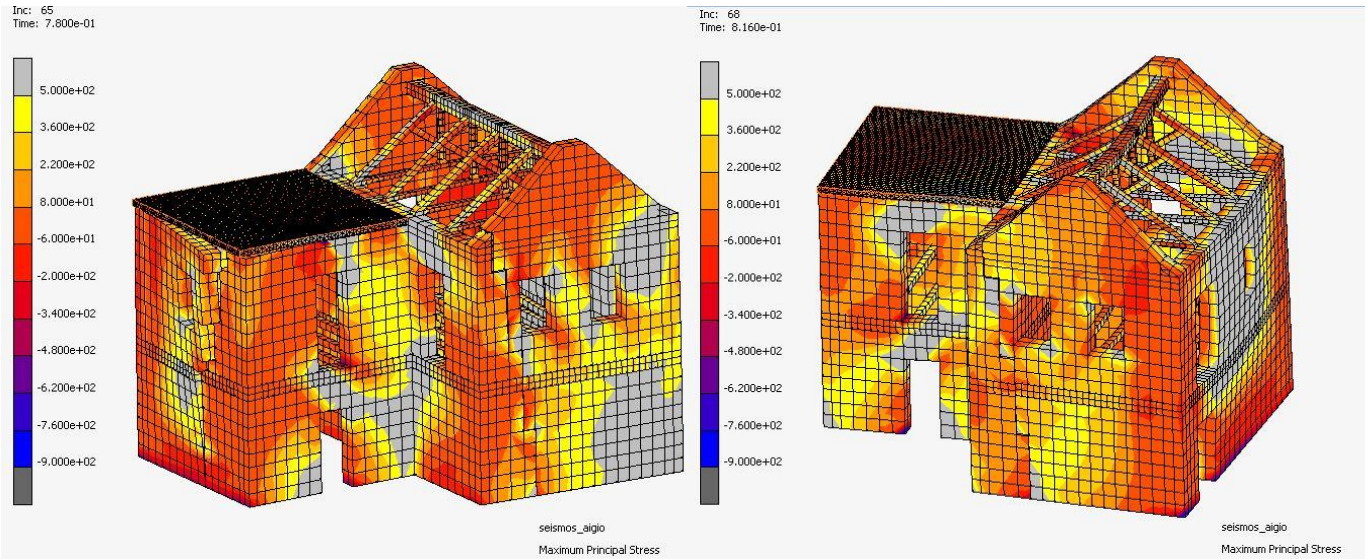



*Σχ. 6.34: Μέγιστες κύριες τάσεις μοντέλου Μ1 χρόνος $t_1$=9.36sec ανάλυσης*

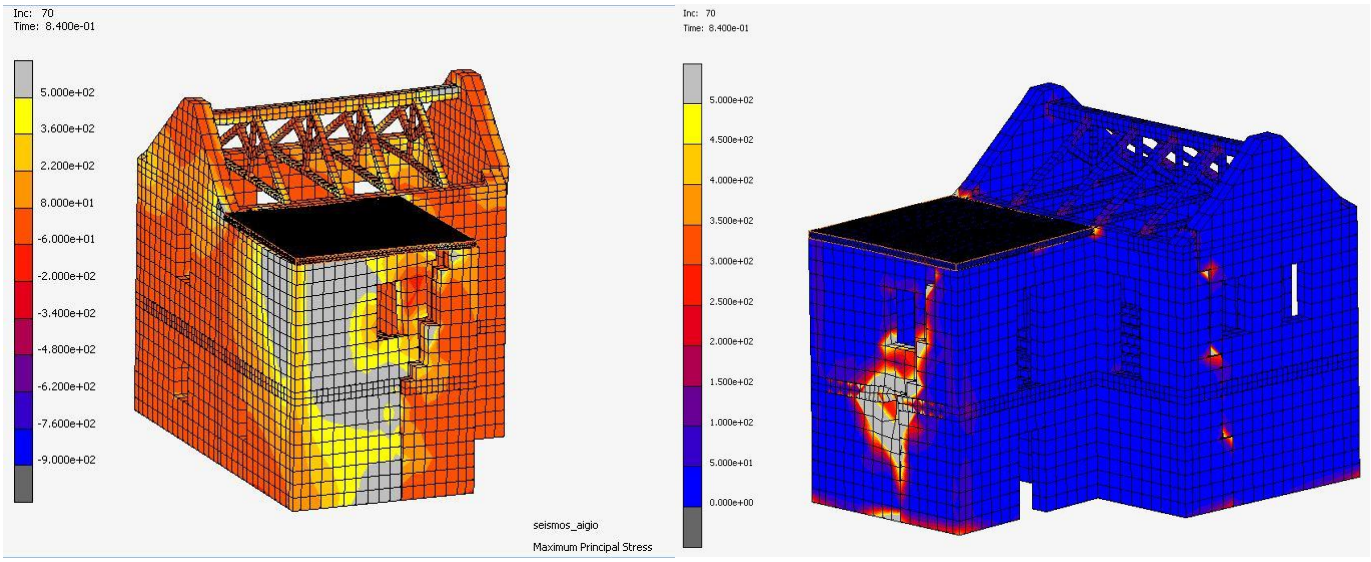



*Σχ. 6.35: Μέγιστες κύριες τάσεις μοντέλου Μ1 χρόνος $t_2$=19.50sec ανάλυσης*

Σε αντίθεση, οι σεισμοί που καταγράφηκαν στο Μαυροβούνιο (Petrovac) και ειδικότερα του Αιγίου διεγείρουν έντονα την κατασκευή . Μάλιστα μόλις στο αρχικά βήματα της ανάλυσης, οι αστοχίες που παρουσιάζονται στον φορέα και δη στο βόρειο τμήμα του κτιρίου, όπου και βρίσκεται η διαμπερής ρωγμή, είναι τόσο έντονες για την σεισμική διέγερση του Αιγίου όπου εμφανίζεται πρόβλημα σύγκλισης τιμών και τερματισμός της ανάλυσης, παρά τις επανηλημμένες προσπάθειες μείωσης του ρυθμού επιβολής της μετακίνησης στην βάση.




*Σχ. 6.36: Μέγιστες τάσεις μοντέλου M1 για διέγερση Αιγίου με κλιμάκωση τιμών έως 500 kPa , χρόνος t=7,80e-1sec ανάλυσης(αριστερά) t=8,16e-1sec (δεξιά)*



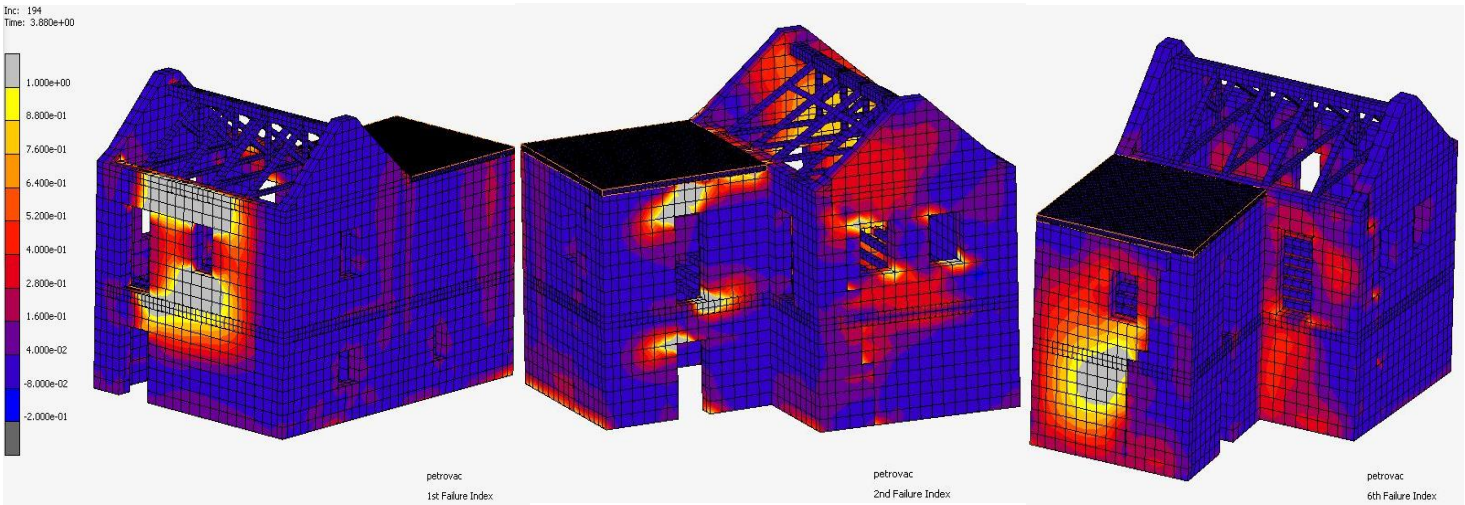

*Σχ. 6.37: Μέγιστες τάσεις μοντέλου M1 για διέγερση Αιγίου με κλιμάκωση τιμών έως 500 kPa ,χρόνος t=8,40e-1sec ανάλυσης(αριστερά), διατμητικές τάσεις t=8,40e-1sec (δεξιά)*

Η τοιχοποιία καταπονείται κυρίως σε εκτός επιπέδου κάμψη στα τμήματα του βόρειο τμήματος και στην περιοχή έδρασης της στέγης, με την ένταση να κλιμακώνεται στο ύψος στέψης των ορόφων. Κατά την επιμήκη διεύθυνση της στέγης παρατηρείται η καταπόνηση της υψηλότερης στάθμης με φαινόμενα ανατροπής του αετώματος της στέγης (σχ.6.39), ενώ παράλληλα σημειώνεται η αρχή επέκτασης της ρωγμής που υφίσταται στο τμήμα ένωσης των εγκάρσιων τοίχων της στέγης.

Στα σχήματα 6.36-6.37 φαίνεται σε χρωματική κλίμακα η κατανομή των τάσεων στο αρχικό μοντέλο μας M1 για την σεισμική διέγερση του Αιγίου όπου και γίνεται φανερή η αστοχία του δομήματος τόσο τοπικά στις περιοχές των ανοιγμάτων και στις γωνίες ένωσης των εγκάρσιων τοίχων όσο και συνολικά με την ιδιαίτερη καταπόνηση σε κάμψη εκτός επιπέδου της νότιας (ελεύθερης) τοιχοποιίας έδρασης της στέγης όπου έχουμε υπέρβαση των εφελκυστικών τάσεων (φαινόμενο αποκόλλησης της εξωτερικής παρειάς της λιθοδομής) και την γενικευμένη αστοχία της βόρειας τοιχοποιίας στην θέση εμφάνισης της ρωγμής η οποία οδηγεί προοδευτικά στην πλήρη αποδιοργάνωση της ρωγμής και την αποκόλληση των τμημάτων της τοιχοποιίας με αποτέλεσμα την κατάρρευσή της.

Κάνοντας επιπρόσθετα χρήση του κριτηρίου αστοχίας (failure) και θέτοντας τα όρια της ασφαλής περιοχής από -1 έως 1, για την καταπόνηση της διέγερσης Petrovac παίρνουμε κάποια ακόμη αποτελέσματα για τις περιοχές όπου υπάρχουν υπερβάσεις των τιμών αντοχής του υλικού της τοιχοποιίας.
Τα failure indexes 1,2,3 αφορούν όπως σημειώθηκε σε προηγούμενη παράγραφο τις θλιπτικές – εφελκυστικές αστοχίες για τις διευθύνσεις x-y-z- ενώ τα failure indexes 4,5,6 αφορούν τις αντίστοιχες διατμητικές αστοχίες στα επίπεδα xy,yz,xz.

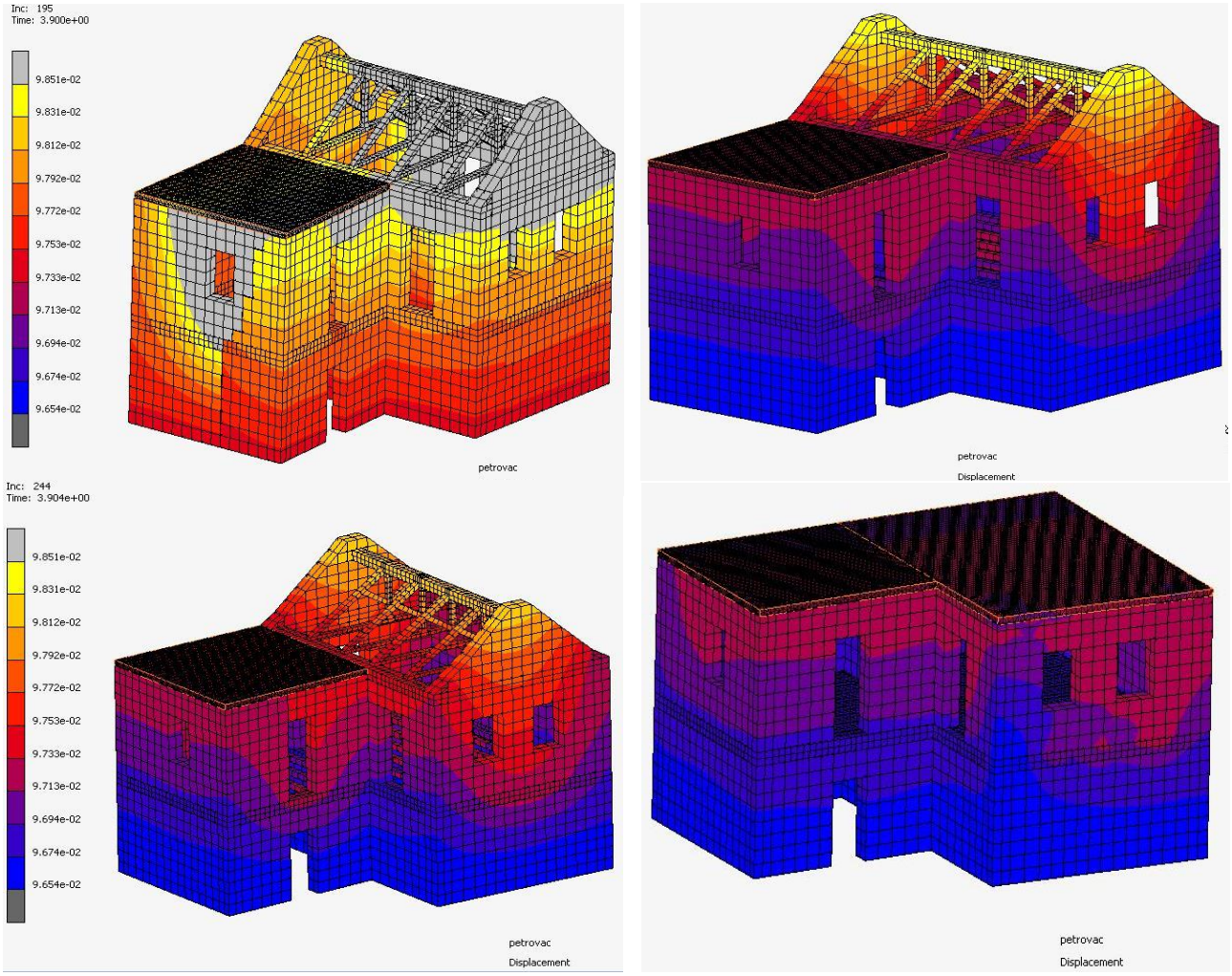
Στο σχήμα 6.38 απεικονίζεται σε χρωματική κλίμακα η κατάσταση του μοντέλου στον χρόνο ανάλυσης t= 3.88 sec της ανάλυσης.



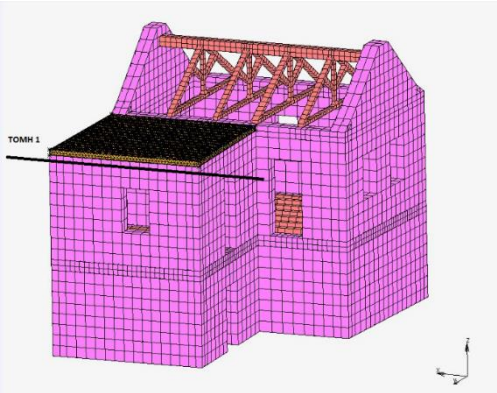

*Σχ. 6.38: Failure indexes 1 (αριστερά) – 2 (κεντρικά) – 6 (δεξιά) μοντέλου M1 για διέγερση Petrovac, χρόνος t= 3.88 sec ανάλυσης*

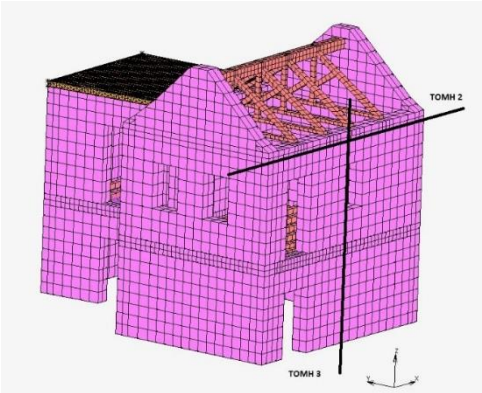
## 6.3.4 Δυναμική Φόρτιση – Ανάλυση των επιμέρους μοντέλων και σύγκριση αποτελεσμάτων

Σε αυτήν την παράγραφο θα παρουσιαστούν αποτελέσματα όπως προέκυψαν από τις επιλύσεις που έγιναν για τις εκάστοτε σεισμικές καταπονήσεις. Η διέγερση στον φορέα εφαρμόστηκε στους κόμβους έδρασης κατά τον συνδυασμό 0,30 X + 1,00 Y για την διέγερση του Αιγίου και 1,00X + 0,30 Y για την διέγερση Petrovac καθώς από τις προκαταρκτικές αναλύσεις που έγιναν, ο συνδυασμός αυτός φάνηκε να επηρεάζει περισσότερο την κατασκευή μας.
Να τονιστεί στο σημείο αυτό ότι η σεισμική καταπόνηση όπως εισήχθη στο πρόγραμμα, δεν επέφερε φθορές στον φορέα μας καθόλα τα βήματα της ανάλυσης, επομένως τα αποτελέσματα που θα παρουσιαστούν θα αφορούν τα βήματα ανάλυσης όπου το εκάστοτε σεισμικό γεγονός επέφερε αύξηση φθορών και υπέρβαση των τιμών αντοχής του υλικού της τοιχοποιίας το οποίο και εξετάζουμε.
Η διαφοροποίηση των τιμών μετακινήσεων ανάλογα με την εκάστοτε επέμβαση παρουσιάζεται ενδεικτικά σε κοινή χρωματική κλίμακα για την διέγερση Petrovac στο σχήμα 6.39 και χρόνο ανάλυσης t= 3.90 sec (όπου το γκρι χρώμα υποδηλώνει υπέρβαση τιμής) όπως επίσης και με τη χρήση διαγραμμάτων σε επιλεγμένες θέσεις τομών καθ' ύψος και κατά μήκος της τοιχοποιίας για την σεισμική ένταση του Αιγίου (σχ. 6.40 – 6.41).

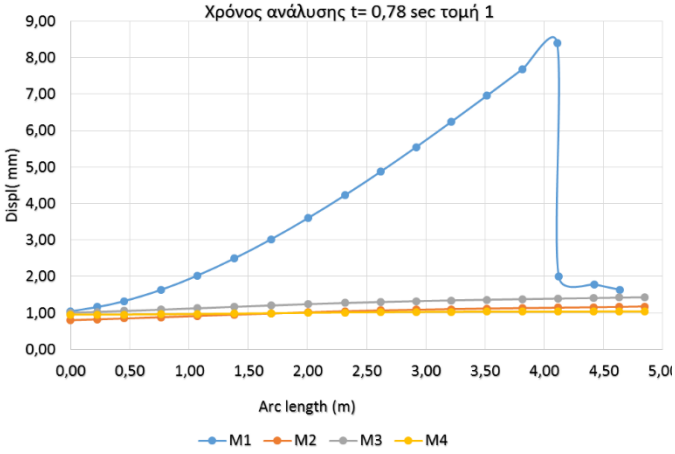


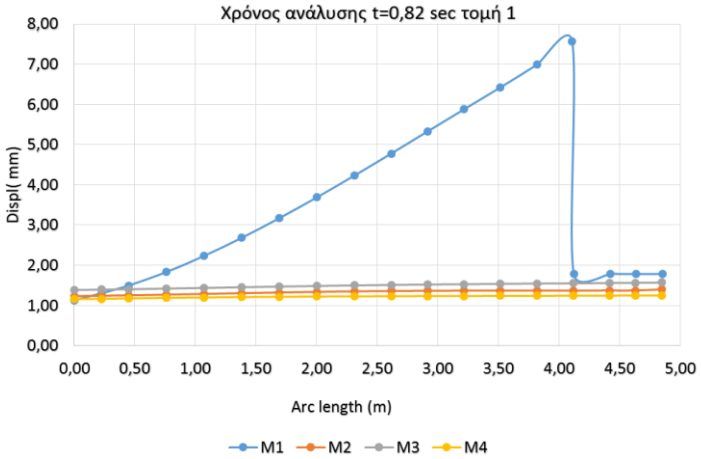

*Σχ. 6.39: Απεικόνιση μετατοπίσεων σε κοινή χρωματική κλίμακα για την διέγερση Petrovac, χρόνος ανάλυσης t=3.90 sec*

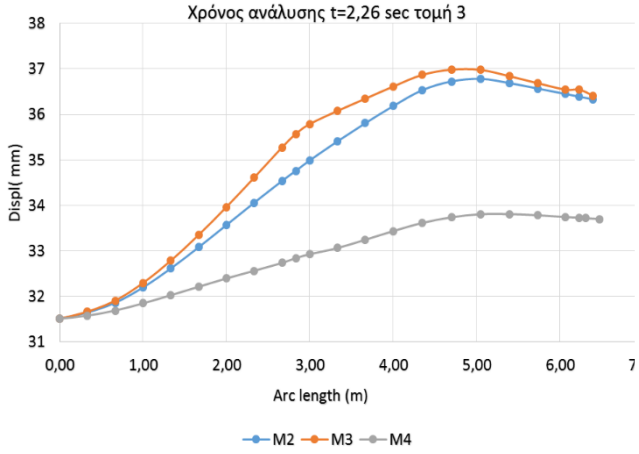


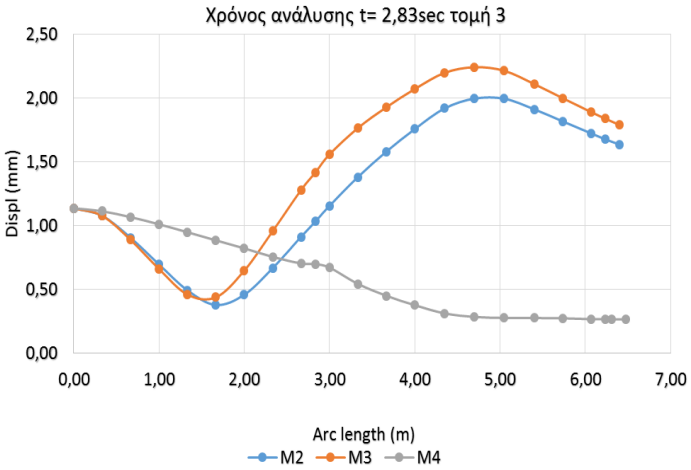



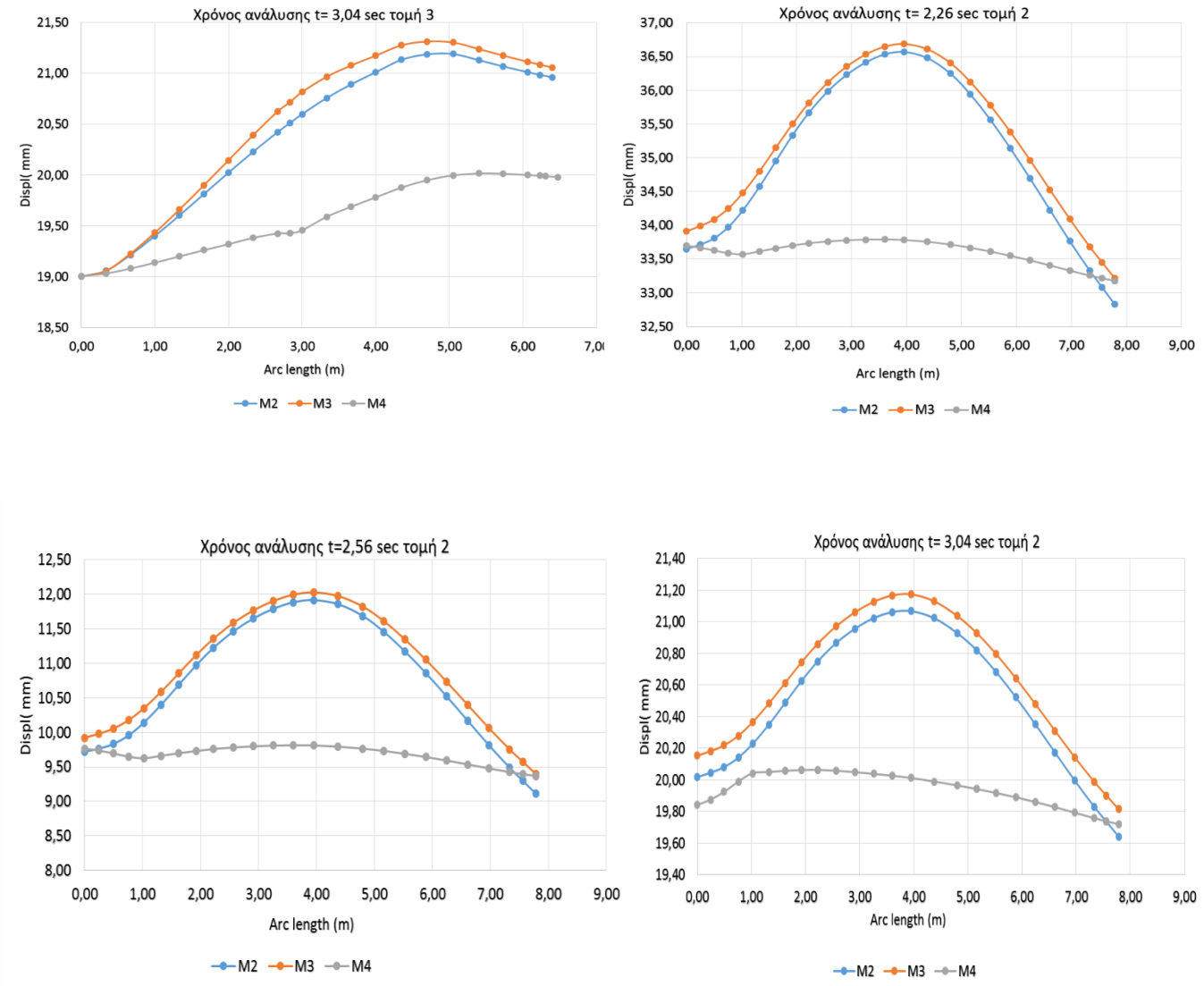

*Σχ. 6.40: Θέσεις τομών για την παρουσίαση των διαγραμμάτων μετατοπίσεων*






*Σχ. 6.41: Διαγράμματα μετατοπίσεων μοντέλων*

Όπως φαίνεται από την χρωματική απεικόνιση αλλά και από τα διαγράμματα, ο αρχικός φορέας αποδεικνύεται ιδιαίτερα ευάλωτος σε παραμορφωσιακές συνθήκες. Χαρακτηριστικό είναι το ΄΄σκαλί΄΄ που παρουσιάζεται σε αρχικούς μόλις χρόνους της ανάλυσης κατά μήκος της βόρειας τοιχοποιίας (τομή 1) όπου και υποδεικνύει αποκόλληση των παρειών και περαιτέρω διάνοιξη της ρωγμής παράλληλα με τον επικείμενο κίνδυνο ανατροπής του αετώματος που παρατηρείται στην περιοχή της στέγης (σχ. 6.39).

Αυτό το οποίο παρατηρήθηκε μετά την επιδιόρθωση της παθολογίας τοπικών αστοχιών και των περιοχών ρωγμών με τεχνικές όπως αυτές που αναφέρθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο (βαθύ αρμολόγημα κτλ) και την επιβολή των επεμβάσεων στον φορέα μας (βλ. παρ. 6.2.1) και όσο αφορά σε όρους παραμορφώσεων, είναι το γεγονός ότι πλέον η κατασκευή παρουσιάζεται με αυξημένη δυσκαμψία σωρευτικά για όλα τα μοντέλα. Τόσο η επιλογή της τοποθέτησης του πυκνού δικτύου ελκυστήρων όσο και της εφαρμογής των διαζωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος φαίνεται οτι βελτιώνει αισθητά την συμπεριφορά του κτηρίου.

Μικρές διαφοροποιήσεις τιμών ανάλογα την λύση που επιλέχθηκε υπάρχουν αλλά αυτό είναι απολύτως κατανοητό και αναμενόμενο καθότι για παράδειγμα η επιβολή άκαμπτων διαφραγμάτων προσδίδει αυξημένη δυσκαμψία στην κατασκευή σε σχέση με την επιβολή ελκυστήρων ή μονάχα εσωτερικού διαζώματος αφού μειώνει το καθ'ύψος άνοιγμα των τοίχων, ενώ ταυτόχρονα άρει την επιρροή φαινομένων κάμψης εκτός επιπέδου. Ο φορέας διεγείρεται έχοντας ωστόσο αυξημένη συνοχή και πλέον η μετακίνηση στην λιθοδομή μεταβάλλεται με τον ίδιο τρόπο στους τοίχους παράλληλα και εγκάρσια στην δράση του σεισμού. Η τοιχοποιία ακολουθεί την κίνηση του διαφράγματος στο επίπεδό της κάτι το οποίο τείνει να μεταφέρει τις αναμενόμενες αστοχίες σε περιοχές λίγο χαμηλότερα από την περιοχή στέψης.

Όσο αφορά την κατανομή και κλιμάκωση των εντατικών μεγεθών, η επιβολή των ενισχύσεων που μελετάμε στο κτήριο, έχει επιφέρει αύξηση της δυσκαμψίας του βορεινού όγκου με αποτέλεσμα οι περισσότερες αστοχίες να εντοπίζονται πλέον στο νότιο τμήμα της κατασκευής όπου έχουμε την ύπαρξη της στέγης και δη στον ελεύθερο τοίχο έδρασής της (βλ. σχ. 6.43).

Κατόπιν της επίλυσης, μεταξύ των μοντέλων M2 και M3 η κλιμάκωση τιμών όσο και η κατανομή των τάσεων πάνω στο σώμα της τοιχοποιίας δεν διαφοροποιείται αισθητά, με τις τάσεις να παρουσιάζουν αυξημένες τιμές στις περιοχές των ανοιγμάτων, στα υπέρθυρα, στην περιοχή ένωσης εγκάρσιων τοίχων και στην περιοχή επαφής των δύο όγκων του κτηρίου καθώς επίσης και στις ευάλωτες θέσεις όπου προηγουμένως υπήρχε η παθολογία ρωγμής με περιορισμένη ωστόσο έκταση σε σχέση με πριν (βλ. σχ. 6.36 & 6.42-6.44).

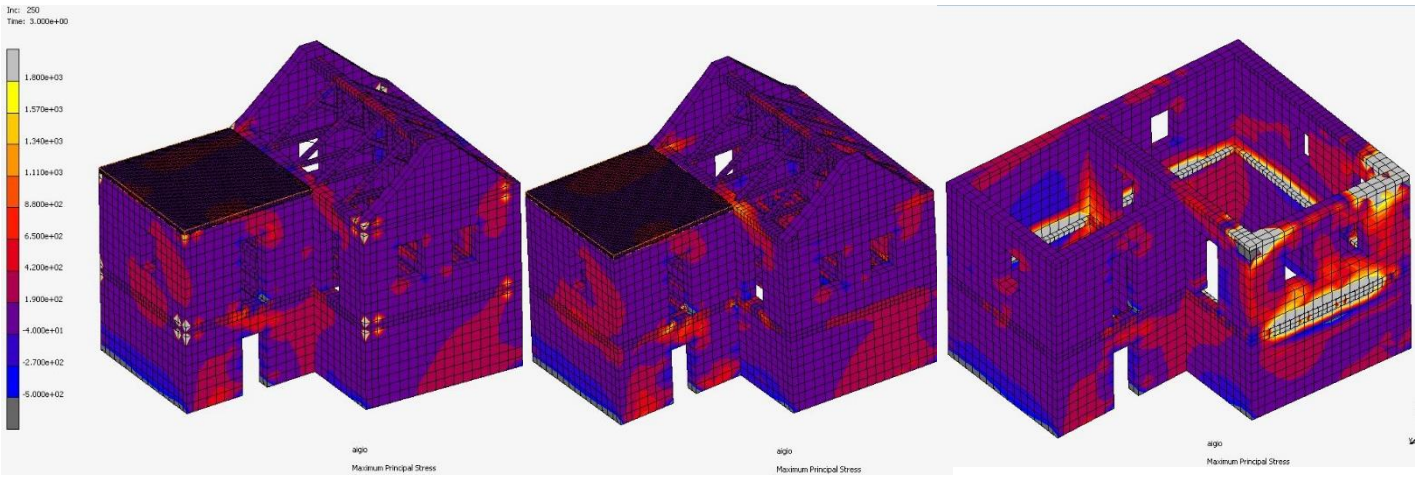
Στα τμήματα εφαρμογής των εσωτερικών σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος υψηλότερες τιμές εμφανίζονται στο ύψος του ισογείου με τοπικές μονάχα υπερβάσεις τιμών αντοχής ενώ οι σημειακές τάσεις οι οποίες σημειώνονται στα σημεία επιβολής των ελκυστήρων, δεν αποτελούν κάποιο ιδιαίτερο πρόβλημα καθότι θα αντιμετωπιστούν στο κατασκευαστικό σκέλος μέσω κατάλληλης αγκύρωσής τους και καταμερισμού της τάσης ( πχ μεταλλικές πλάκες αγκύρωσης).

Η εφαρμογή σενάζ σκυροδέματος στην στέψη της τοιχοποιίας ορόφου καθώς και η επιβολή διαγωνίων ελκυστήρων έχει βελτιώσει την συμπεριφορά των ανωτέρων στρωμάτων τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα η επιβολή του σενάζ έχει μεταβιβάσει την περιοχή αστοχίας της τοιχοποιίας λίγο χαμηλότερα από την περιοχή της στέψης. Παρόλα αυτά, φαινόμενα υπερβάσεως της τιμής εφελκυστικής αντοχής ( 500 Kpa) σε εκτός επιπέδου καταπονήσεις συνεχίζουν να υφίστανται, σε μειωμένη συχνότητα από την αρχική κατάσταση, επηρεάζοντας την εξωτερική παρειά του νότιου τοίχου (ελεύθερη πλευρά).

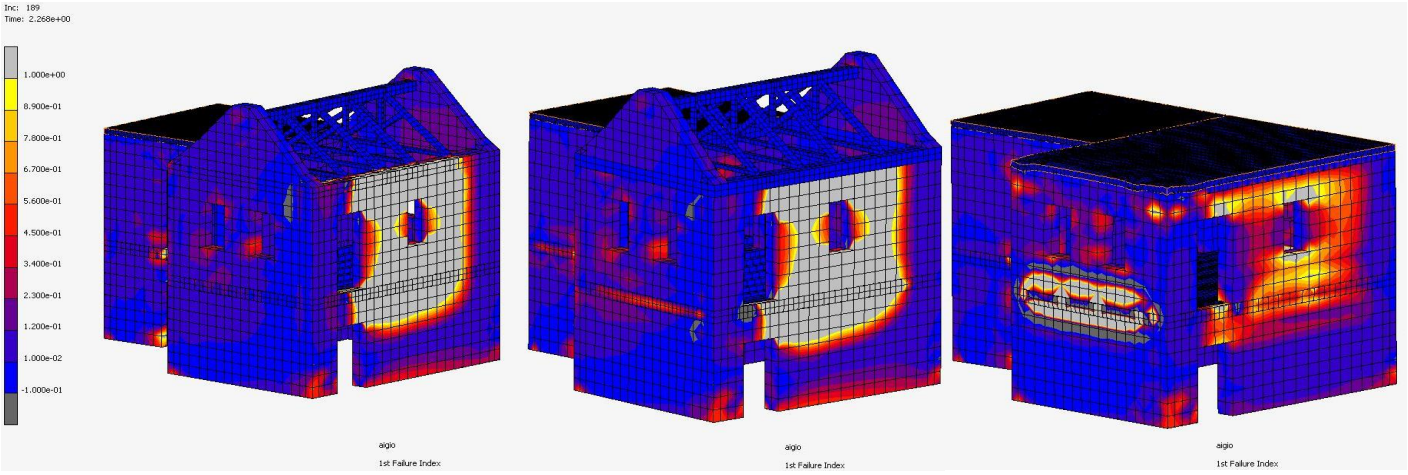
Στην περιοχή του αετώματος της στέγης εξακολουθεί να υφίσταται ο κίνδυνος ανατροπής του καθότι σε ορισμένα βήματα της ανάλυσης παρατηρούνται υπερβάσεις τιμών στις εφελκυόμενες κατά περίπτωση παρειές λόγω της σεισμικής διέγερσης (βλ. σχ. 6.44). Στον κίνδυνο αυτό της ανατροπής συμβάλλει και η επιπρόσθετη καταπόνηση που δέχεται από την δοκό σύζευξης των ζευκτών με την επιβολή τοπικών οριζόντιων δυνάμεων ( πιθανή ανάπτυξη φαινομένου ΄΄κριού΄΄ ) .

Η χρήση διαφραγμάτων οπλισμένου σκυροδέματος με παράλληλη την κατάργηση της στέγης ελαχιστοποιεί τις παραπάνω αναφερόμενες αστοχίες και μεταφέρει τις αστοχίες – πέραν των τοπικών πχ στα υπέρθυρα – σε χαμηλότερες στάθμες στο ύψος του ισογείου και του μεσοπατώματος. . Ωστόσο, η εφαρμογή πλακών οπλισμένου σκυροδέματος οι οποίες ενσωματώνονται στο εσωτερικό της τοιχοποίας στη θέση όπου προηγουμένως υπήρχε το ξύλινο μεσοπάτωμα, δίχως την προηγουμένως ενίσχυση της τοιχοποιίας λαμβανομένου υπόψην και το μικρό σχετικά πάχος της, παρουσιάζει εκτεταμένα προβλήματα και αύξηση των αστοχιών στα σημεία επαφής πλάκας – τοιχοποιίας με επικείμενο τη ρήξη του σώματος του τοίχου (βλ. σχ 6.42-6.46).

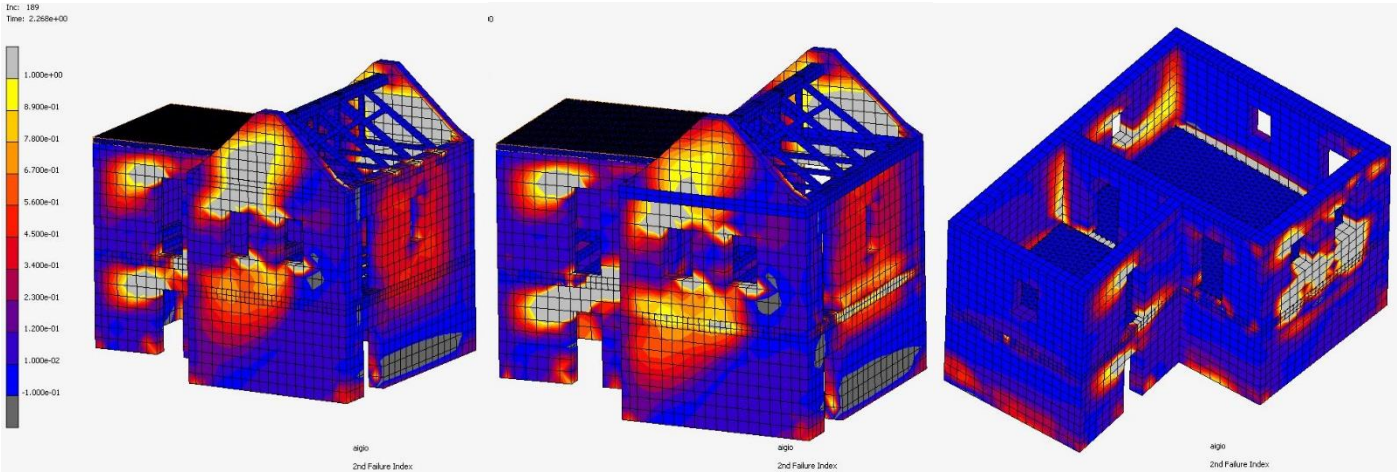
Στο σχήμα 6.42 που ακολουθεί εμφανίζεται η κατανομή των τάσεων στα μοντέλα M2,M3 και M4 σε κοινή χρωματική κλίμακα με τιμές από -500 kPa θλιπτικές έως 1,80 MPa εφελκυστικές στον επιμέρους χρόνο ανάλυσης 3,00sec για τον σεισμό του Αιγίου. Ειδικά στο μοντέλο M4 όπου έγινε χρήση νέων πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα, παραλήφθηκαν από την χρωματική απεικόνιση τα στοιχεία αυτά ώστε να είναι πιο εμφανής η κατανομή των τάσεων στα τμήματα της λιθοδομής.
Τέλος κάνοντας χρήση του κριτηρίου αστοχίας παρουσιάζονται ενδεικτικές εικόνες (σχ. 6.43 – 6.46) για τους χρόνους ανάλυσης t= 1,89.sec, t= 2,26 sec και t= 2,83 sec.



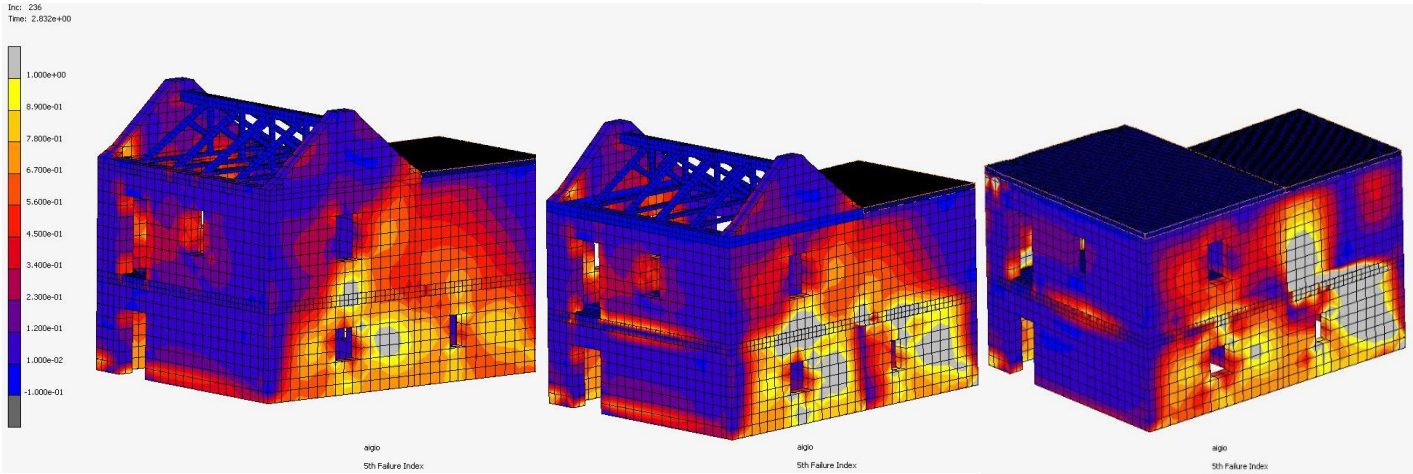

*Σχ. 6.42: Μέγιστες τάσεις μοντέλων M2 (αριστερά) - M3 (κέντρο) - M4 (δεξιά) για χρόνο ανάλυσης t=3.00 sec και κλίμακα τιμών -500 έως 1800 kPa.*



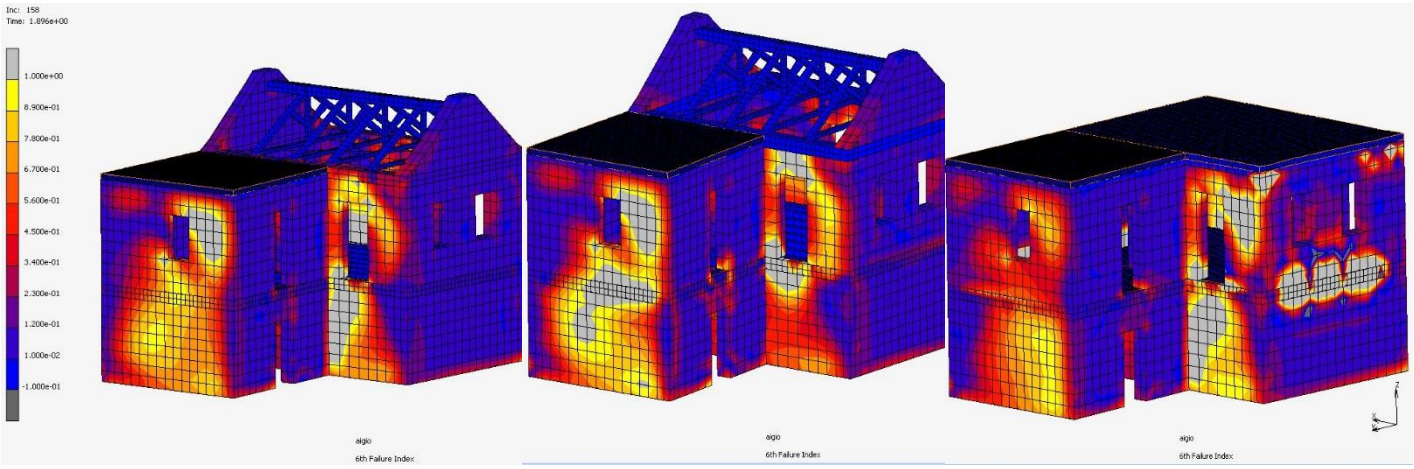

*Σχ. 6.43: Failure index 1 μοντέλων M2 (αριστερά) – M3 (κέντρο) – M4 (δεξιά) για διέγερση Αιγίου για χρόνο ανάλυσης t= 2,26 sec*




*Σχ. 6.44: Failure index 2 μοντέλων M2 (αριστερά) – M3 (κέντρο) – M4 (δεξιά) για διέγερση Αιγίου για χρόνο ανάλυσης t= 2,26 sec*




*Σχ. 6.45: Failure index 5 μοντέλων M2 (αριστερά) – M3 (κέντρο) – M4 (δεξιά) για διέγερση Αιγίου για χρόνο ανάλυσης t= 2,83 sec*




*Σχ. 6.46: Failure index 6 μοντέλων M2 (αριστερά) – M3 (κέντρο) – M4 (δεξιά) για διέγερση Αιγίου για χρόνο ανάλυσης t= 1,89 sec*

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

# ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα εργασία αφορούσε την σεισμική αποτίμηση και επιλογή τεχνικών επεμβάσεων σε υφιστάμενο λιθόκτιστο κτήριο. Σε πρώτο στάδιο αποτυπώθηκε ο υπάρχον φορέας και κατόπιν μοντελοποιήθηκε σε πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων λαμβάνοντας υπόψιν τα εντοπισμένα σημεία παθολογίας του. Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε εν προκειμένω είναι το Marc-Mentat. Έπειτα από αρκετές δοκιμές διακριτοποιήσεων επιλέχθηκε το τελικό μοντέλο προς ανάλυση. Σε επόμενο στάδιο παραμετροποιήθηκαν επιλεγμένες τεχνικές επεμβάσεων οι οποίες αφορούσαν τη χρήση μεταλλικών ελκυστήρων, τη χρήση διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος και την κατασκευή διαφράγματος από οπλισμένο σκυρόδεμα με στόχο την επιβολή τους στον εν λόγω φορέα για την ενίσχυσή του. Έτσι δημιουργήθηκαν τα μοντέλα των επεμβάσεων τα οποία αναλύθηκαν εκ νέου για τις επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις όπως παρουσιάζονται σε προηγούμενο κεφάλαιο και προβήκαμε στην σύγκρισή των-αποτελεσμάτων.

Κλείνοντας το παρόν κεφάλαιο θα αναφερθούμε συγκεντρωτικά σε ορισμένα συμπεράσματα τα οποία εξάγωνται έπειτα από τις αναλύσεις για την συμπεριφορά του κτηρίου το οποίο μελετήθηκε και τις εκάστοτε λύσεις οι οποίες προτείνονται ανάλογα με τον βαθμό της επιθυμητής ενίσχυσής του.

Αρχικά, με την τριδιάστατη προσομοίωση επιτυγχάνεται μια αμεσότερη και πληρέστερη εικόνα της συμπεριφοράς της κατασκευής στο χώρο εφόσον είναι δυνατόν να προσομοιαστούν περιοχές αστοχιών όπως θέσεις ρηγματώσεων με αρκετά μεγάλη ακρίβεια, εφαρμόζοντας κατάλληλες συνθήκες επαφής μεταξύ των συνδεδεμένων σωμάτων ενώ είναι δυνατή η απεικόνιση γραφικά τόσο των περιοχών όπου αναμένονται φθορές οι οποίες αναγνωρίζονται και στην πράξη , όσο και της γενικότερης συμπεριφοράς της κατασκευής. Για την κατάστρωση ωστόσο του τελικού μοντέλου συχνά απαιτείται η μόρφωση προκαταρκτικών μοντέλων και πολλαπλές διακριτοποιήσεις ώστε το τελικό αποτέλεσμα να προσομοιώνει με την επιθυμητή ακρίβεια το πραγματικό.
Αυτό δεν σημαίνει ότι θα προβούμε σε μια διακριτοποίηση που να ακολουθεί τη λογική ‘’πέτρα – πέτρα’’ καθότι αυτό δεν είναι απαραίτητο ότι θα προσέφερε μεγαλύτερη ακρίβεια στο υπολογιστικό μέρος και τα εξαγώμενα αποτελέσματα. Το να προβούμε επιπροσθέτως σε μια πλήρως απαιτητική μέθοδο όπως αυτή των διακριτών στοιχείων όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, εξαρτάται από την σπουδαιότητα αφενός της κατασκευής καθώς και άλλων παραγόντων όπως η ενσωμάτωση στα αριθμητικά προσομοιώματα μια σειράς οικοδομικών λεπτομερειών που συναντώνται στην πράξη, ακριβέστερος προσδιορισμός παραμέτρων αντοχής ( πχ των αρμών), αυξημένο υπολογιστικό κόστος κτλ.

Ωστόσο πιο ορθό θα ήταν να ενσωματωθούν στην διακριτοποίηση ορισμένοι γενικοί παράγοντες (πχ οικοδομικοί) οι οποίοι συναντούνται στην πράξη. Σε αυτή την διαδικασία μελλοντικά προτείνεται η ταυτοποίηση του μοντέλου μέσω της σύγκρισης των δυναμικών χαρακτηριστικών του με αυτών της υπάρχουσας κατασκευής τα οποία μπορούν να εκτιμηθούν με πειραματικές επιτόπου μετρήσεις [34,35,36].

Στην παρούσα εργασία λοιπόν, για την προσομοίωση του φορέα όπως έχουμε ήδη αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, θεωρήσαμε μια ομοιογενής και ισότροπη συμπεριφορά της λιθοδομής εις την οποία στο στάδιο της διακριτοποίησης τα λιθοσώματα έχουν χωριστεί κατά την έννοια του πάχους τους σε δύο παρειές ώστε να προσομοιωθεί η συνήθης (δίστρωτη κατά το πάχος) πρακτική χτισίματος των λιθοδομών. Το ορθό της απόφασης γίνεται εμφανές στην παράγραφο των αποτελεσμάτων όπου και παρατηρείται σε ορισμένα βήματα η υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής σε μία εκ των δύο παρειών της τοιχοποιίας, κάτι το οποίο συνιστά συχνή βλάβη σε λιθοδομές (βλ. σχ. 6.36 & 6.43). Παρόλα αυτά, στην παρούσα εργασία, οι δυο παρειές της τοιχοποιίας θεωρήθηκαν πλήρως συνδεδεμένες μεταξύ τους. Ένα στοιχείο το οποίο αποτελεί αντικείμενο μελλοντικής μελέτης θα μπορούσε ενδεχομένως να ήταν ο ακριβέστερος προσδιορισμός των συνθηκών αυτών επαφής μεταξύ λίθων και κονιάματος μέσω της εύρεσης ενός κατάλληλου συντελεστή ανάλογα με τον τύπο δόμησης της τοιχοποιίας.

Ερχόμενοι στις επεμβάσεις, σε πρώτο στάδιο η επιλογή επιβολής ενός πυκνού δικτύου ελκυστήρων σε συνδυασμό με την αποκατάσταση της σύνδεσης και σκυροδέτηση νέας πλάκας σκυροδέματος στο ύψος ορόφου του βόρειου τμήματος (για όλα τα μοντέλα) κρίνεται ικανοποιητική καθώς αυξάνει τη δυσκαμψία του φορέα σε όρους παραμορφώσεων, περιορίζει την περαιτέρω διεύρυνση των ρωγμών όπως επίσης περιορίζει τις περιοχές υπέρβασης των τιμών αντοχής που έχουν οριστεί .

Παραπλήσια αποτελέσματα όπως φάνηκε από την ανάλυση έχει και η επιβολή των σενάζ σκυροδέματος στο μοντέλο Μ3. Συγκεκριμένα η χρήση σενάζ σκυροδέματος στο ύψος της στέψης ορόφου όπου και καταλαμβάνει το πλήρες πάχος της τοιχοποιίας, βοηθά στην σύνδεση των στοιχείων της στέγης ενώ περιορίζει σε κάποιο βαθμό τις μετατοπίσεις στην στέψη της τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου καταπονήσεις. Παρόλα αυτά η χρήση τους στο ύψος των μεσοπατωμάτων λαμβάνοντας υπόψην την σχέση της κατασκευαστικής δυσκολίας που εμπεριέχει αυτή η πρακτική, σε εξάρτηση με το αποδιδόμενο όφελος, κρίνεται μάλλον όχι ικανοποιητική.
Η απομείωση του σχετικά ήδη μικρού πάχους της τοιχοποιίας επιφέρει προβλήματα τοπικών αστοχιών στα σημεία επαφής των υλικών. Η λογική του να γίνει περιμετρική εκσκαφή της τοιχοποιίας για την ενσωμάτωση του διαζώματος και κατόπιν σύνδεση επ αυτού του ξύλινου μεσοπατώματος, κατασκευαστικά εμπεριέχει ιδιαιτερότητες και κρίνεται μάλλον λανθασμένη. Καθότι στην μόρφωση του μοντέλου όπου κάναμε χρήση αυτής της πρακτικής, θεωρήθηκε οτι στην περιοχή επαφής των υλικών σκυροδέματος και τοιχοποιίας, τα σώματα συνδέθηκαν με χρήση ενός συντελεστή τριβής, σημείο μελλοντικής έρευνας θα μπορούσε να αποτελέσει η εύρεση ενός κατάλληλου συντελεστή ο οποίος στην καταστατική εξίσωσή του θα εμπεριέχει παράγοντες όπως κατασκευαστικές λεπτομέρειες σύνδεσης, προσθήκη υλικού σύνδεσης κτλ.

Σε συνάρτηση με τα προηγούμενα, η χρήση διαζωμάτων σκυροδέματος τα οποία ενσωματώνονται στο εσωτερικό στρώμα της λιθοδομής συνήθως είναι μια πρακτική η οποία έχει ως ακόλουθο την αντικατάσταση των υπαρχόντων στοιχείων πατωμάτων και την κατασκευή νέων άκαμπτων διαφραγμάτων (πλάκες σκυροδέματος).

Η κατασκευή νέων πλακών σκυροδέματος συνιστά μια δραστική λύση επέμβασης στην κατασκευή αλλοιώνοντας σε μεγάλο βαθμό τον χαρακτήρα που προηγουμένως είχε, τόσο μορφολογικά όσο και στην συμπεριφορά της έναντι σεισμικών καταπονήσεων.
Όπως φάνηκε από την ανάλυση η επιβολή διαφραγμάτων σκυροδέματος με την επακόλουθη αύξηση μάζας και δυσκαμψίας είχε ως αποτέλεσμα την αλλαγή των τιμών ιδιοσυχνοτήτων

διέγερσης του φορέα (βλ. πίνακα 6.3) οι οποίες απέχουν πολύ από την αρχική κατάσταση με επακόλουθο η κατασκευή να επηρεάζεται από διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις.

Τα νέα διαφράγματα κι ενώ σαφέστατα προσδίδουν μεγαλύτερη συνοχή με την αύξηση της αποδιδόμενης δυσκαμψίας στον φορέα σε όρους μετατοπίσεων, εντούτοις στις ενδιάμεσες στάθμες επιδεινώνουν τις προηγουμένως τοπικές αστοχίες στις περιοχές επαφής λιθοδομής – σκυροδέματος οι οποίες πλέον παρατηρούνται σε γενικευμένο βαθμό (βλ. ενδεικτικά σχ.6.42 & 6.44). Κατά την διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις οι οποίες εμβολίζουν την ήδη απομειωμένη κατά την έννοια του πάχους τοιχοποιία με αποτέλεσμα την ρήξη της. Το γεγονός αυτό καθιστά την χρήση τους απαγορευτική.

Συμπερασματικά, η ύπαρξη αστοχιών μετά τις εκάστοτε επεμβάσεις μας υποδεικνύουν τα νέα σημεία όπου θα πρέπει να επικεντρωθούμε και μας οδηγούν σε επιπρόσθετες ενισχύσεις. Όπως προέκυψε απ' την ανάλυση, περισσότερο ευάλωτο καθίσταται το νότιο τμήμα της κατασκευής όπου σε ορισμένα βήματα της ανάλυσης προκύπτουν υπερβάσεις τιμών αντοχής με κυριότερη την καταπόνηση σε εκτός επιπέδου κάμψη του ελεύθερου τοίχου έδρασης της στέγης.

Εργασίες ενίσχυσης της διαφραγματικής λειτουργίας στα ενδιάμεσα ύψη των πατωμάτων θα απαιτηθούν με επεμβάσεις που στοχεύουν στην βελτίωση της εντός επιπέδου δυστένειάς τους όπως ενδεικτικά η επιβολή πρόσθετης διαγώνιας στρώσης σανιδώματος και η προσθήκη μεταλλικών ελασμάτων, σε συνδυασμό με την εφαρμογή διαζωμάτων από χάλυβα. Η επιλογή αυτή αποτελεί εναλλακτική λύση σε σχέση με τα διαζώματα οπλισμένου σκυροδέματος (τα οποία όπως αναφέρθηκε προηγουμένως εμφάνισαν τοπικές αστοχίες), με σημαντικά πλεονεκτήματα εφόσον είναι πιο ελαφριά, παρουσιάζουν δυσκαμψία πλησιέστερη σε αυτή της τοιχοποιίας, αναπτύσσουν μικρότερη ολίσθηση με την τοιχοποιία και τροποποιούν σε μικρότερο βαθμό την κατανομή των τάσεων σε αυτήν *( Κων/νος Σπυράκος, 2019 )*. Στις υψηλότερες στάθμες θα απαιτηθεί ενίσχυση των ζευκτών της στέγης με την τοποθέτηση εγκαρσίων ελκυστήρων ή περαιτέρω διαγώνιων χιαστοί για την παραλαβή των πρόσθετων εφελκυστικών δυνάμεων (βλ. Κεφ. 4$^{ο}$ και ενδεικτ. σχ. 4.18 & 4.20).

Ένα συνδυαστικό σενάριο επέμβασης θα μπορούσε να μελετηθεί, το οποίο στα κατώτερα στρώματα θα ακολουθούσε τη λογική που αναφέραμε, ενώ στα υψηλότερα θα προέβλεπε την κατασκευή περιμετρικού διαζώματος στην στέψη της τοιχοποιίας (όπως στο Μ3) με την ενσωμάτωση των σημείων έδρασης των ζευκτών της στέγης εντός του και την ανακατασκευή του αετώματος με μικρότερο ύψος με στόχο την μείωση του αναπτυσσόμενου μοχλοβραχίωνα και την ελαχιστοποίηση του κινδύνου ανατροπής του (βλ. Κεφ. 4$^{ο}$ και ενδεικτ. σχ. 4.13).

Τέλος, για την αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας θα πρέπει να εξεταστούν επιπρόσθετες λύσεις δραστικού χαρακτήρα όπως η χρήση οπλισμένων επιχρισμάτων ή ενεμάτων για το μεγαλύτερο μέρος της νότιας τοιχοποιίας του φορέα όπως επίσης και τοπικά στις περιοχές όπου παρατηρήθηκαν υπερβάσεις τιμών αντοχής και αφορούν ενδεικτικά τις περιοχές όπου προηγουμένως υπήρχε παθολογία ρωγμής, τις περιοχές των ανοιγμάτων και την περιοχή επαφής των δύο κυρίων τμημάτων της κατασκευής.

# ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ


1) Αλεξανδρής Αργύρης,Αβραμίδης Κυριάκος ,Πρωτόπαπα Ελένη , Ψυχάρης Ιωάννης (2008) *΄΄ Μηχανισμοί Κατάρρευσης Παραδοσιακών Λιθόκτιστων Κτιρίων – Παραδείγματα από την Κύπρο ΄΄,* 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Σκυροδέματος, Πάφος , Κύπρος

2) Αμανατίδου Χ.Σ. (2008), *΄΄ Διαφραγματική λειτουργία πατωμάτων σε κτίρια από Φέρουσα Λιθοδομή΄΄*, Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά

3) Βιντζηλαίου Ε. (2005), *΄΄Σημειώσεις για το μάθημα Μηχανική της τοιχοποιίας΄΄* Πανεπιστημιακές εκδόσεις Ε.Μ.Π.

4) Βιντζηλαίου, Ε., Καραντώνη, Φ., Στυλιανίδης, Κ. (2009). *΄΄Ευρωκώδικας 6 - Σχεδιασμός Κατασκευών Από Τοιχοποιία΄΄* Σεμινάριο Ευρωκωδίκων, ΤΕΕ, Αθήνα.

5) Δημοσθένους Μίλτων Α.,(2009*) ΄΄Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία΄΄* , Εκδόσεις ΤΕΕ

6) Ευαγγέλου Χρυσούλα, (2015) *΄΄Αποτύπωση, αποτίμηση και πρόταση αποκατάστασης ιστορικού λιθόδμητου κτιρίου στις Πινακάτες Πηλίου΄΄* , Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ Αθήνα

7) Ευρωκώδικας 6, (1995). *΄΄* Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία΄΄, μετάφραση του ENV 1996-1-1, Έκδοση Τ.Ε.Ε.

8) *΄΄Η Μηχανική της Τοιχοποιίας ΄΄* , Σημειώσεις 9ου εξαμήνου Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστημιακές εκδόσεις Ε.Μ.Π.

9) Ιγνατάκης Χ.,. Στυλιανίδης Κ (2004), *΄΄Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία- Κανονισμός - Βλάβες - Αποκατάσταση ΄΄ , Σεμινάριο μικρής διάρκειας,* ΤΕΕ Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας

10) Καραντώνη Φυλλίτσα Β. (2004) *΄΄Κατασκευές από Τοιχοποιία, Σχεδιασμός και Επισκευές΄΄*, Εκδόσεις Παπασωτηρίου

11) Καραντώνη Φυλλίτσα Β. (2012) ‘*’Κατασκευές από Τοιχοποιία, Σχεδιασμός και Επισκευές 2η Έκδοση*’’, Εκδόσεις Παπασωτηρίου

12) Καστάνης Γεώργιος Σ., (2016), *΄΄ Στατική και σεισμική ανάλυση νεοκλασικού κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία. Διερερεύνηση παραμέτρων προσομοίωσης με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ΄΄,* Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης Χανιά

13) Λάγιου Μαρία Ι., (2009*), ΄΄ Προσομοίωση Δυναμικής Συμπεριφοράς Τοιχοποιίας με Τρισδιάστατα Πεπερασμένα Στοιχεία στο πρόγραμμα MARC΄΄ (περίπτωση ενίσχυσης με οριζόντια σενάζ άνω των ανοιγμάτων) ΄΄*, Μεταπτυχιακή εργασία Πολυτεχνείου Κρήτης, Χανιά

14) Λάγιου Μαρία Ι., (2018), *΄΄ Διερεύνηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Φορέων από Άοπλη Τοιχοποιία μέσω προσομοίωσης με Μακροστοιχεία ΄΄,* Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά

15) Λιαράκος Β. Ευάγγελος, (2008), *΄΄Αριθμητική διερεύνηση κριτηρίων αστοχίας και μεθόδων ενίσχυσης κατασκευών από τοιχοποιία΄΄* , Μεταπτυχιακή Διατριβή ,Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά

16) Μιλτιάδου – Fezans Ανδρονίκη, (2016), *΄΄Επεμβάσεις βελτίωσης της συμπεριφοράς κτηρίων από τοιχοποιία΄΄ ,* ΤΕΕ Περιφερειακό Τμήμα Πελοποννήσου , Τρίπολη

17) Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, ΟΑΣΠ (2014), *΄΄ Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας ΄΄ (Κ.Α.Δ.Ε.Τ),(υπό σύνταξη)*

18) Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, ΟΑΣΠ (2001), *΄΄Συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια΄΄,* Συλλογική εργασία υπό των: Βιντζηλαίου Ε., Δημοσθένους Μ., Δρίτσος Σ., Θεοδωράκης Σ., Κρεμέζης Π., Λεκίδης Β., Σπανός Χ., Στυλιανίδης Κ., Χρονόπουλος Μ. (2001), , Έκδοση ΟΑΣΠ, Αθήνα

19) Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, ΟΑΣΠ (1995), *΄΄ Σεισμική Συμπεριφορά & Σχεδιασμός κτιρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία και Τοιχοπληρωμένων Πλαισίων Οπλισμένου Σκυροδέματος΄΄, Ερευνητικό πρόγραμμα Παν.Πατρών/ΕΜΠ*

20) Ορφανίδης Κυριάκος (2013*),΄΄Μελέτη Σεισμικής Συμπεριφοράς σε Κτήρια από Λιθοδομή ΄΄,* Μεταπτυχιακή εργασία Πολυτεχνείου Κρήτης, Χανιά

21) Παπαϊωάννου Κυριάκος (1998), *΄΄ Η Τεχνολογία της Τοιχοποιίας΄΄,* Εκδόσεις University Studio Press, Θεσσαλονίκη

22) Σταυρουλάκη Μ., *΄΄ Υπολογιστική Μηχανική και Μνημειακές Κατασκευές – Δομική Μηχανική των Μνημειακών Κατασκευών ΄΄*, Παρουσιάσεις μεταπτυχιακού μαθήματος, Πολυτεχνείο Κρήτης 2017

23) Σπυράκος Κων/νος (2004)*, ΄΄Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία΄΄,* Επιστημονική Έκδοση ΤΕΕ

24) Σπυράκος Κ,Τουλιάτος Π, Πατσιλίβας Δ, Πελέκης Γ, Χαμπέσης Α,Μανιατάκη Χ , (2006), *΄΄Ανάλυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιΐα για σεισμό εγγύς-πεδίου και προτάσεις επεμβάσεων΄΄.* Τεχνικά χρονικά, Επιστημονική Έκδοση ΤΕΕ

25) Σπυράκος Κων/νος (2019), *΄΄Κατασκευές από Τοιχοποιία - Αποτίμηση & Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία΄΄*, Εκδόσεις ΕΡΓΟΝΟΜΟΣ ΙΚΕ

26) Τάσιος Θ.Π. (1992), *΄΄ Η Μηχανική της Τοιχοποιίας΄΄,* Εκδόσεις Συμμετρία Ε.Μ.Π., Αθήνα

27) Ταστάνη Σουζάνα, Πανταζοπούλου Σταυρούλα, Βαβάτση Στέλλα,(2007), *΄΄Σεισμική Αποτίμηση Παραδοσιακών Κτιρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία΄΄,* 1$^{ο}$ Εθνικό Διεπιστημονικό Συνέδριο Ιστορία των Δομικών Κατασκευών, Ξάνθη

28) Χατζηκωνσταντίνου Αλεξάνδρα, (2014), *΄΄ Σύγκριση Μεθόδων Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας Κτιρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία ΄΄,* Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών

29) Baraldi Daniele , Bullo Sandra , Cecchi Antonella (2016), *´´Continuous and discrete strategies for the modal analysis of regular masonry´´* , International Journal of Solids and Structures, Elsevier Vol 84, pp 82-98

30) Baraldi Daniele, Reccia Emanuele and Cecchi Antonella (2015), *´´DEM & FEM/DEM Models for Laterally Loaded Masonry Walls ´´*, 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering

31) Binda L., Gambarotta L. & Lagomarsino S., Modena C., (1999), *´´ A multilevel approach to the damage assessment and the seismic improvement of masonry buildings in Italy ´´*, article link: https://www.researchgate.net/publication/236694525

32) Binda L., Pina-Henriques J., Anzani A., Fontana A., Lourenco P.B., (2005), *´´ A contribution for the understanding of load-transfer mechanisms in multi-leaf masonry walls: Testing and modelling ´´*, Elsevier Vol. 28, pp 1132-1148

33) C L Brookes and R J R Swift, Gifford and Partners, (2001), *´´ Numerical Modelling of Masonry to Explore the Performance of Anchor Based Repair Systems and the Repair of Monuments in Cairo´´* , UK, article link: https://www.semanticscholar.org/

34) Clementi, F., Pierdicca, A., Formisano, A., Catinari, F., Lenci, S. (2017), *´´ Numerical model upgrading of a historical masonry building damaged during the 2016 Italian earthquakes: the case study of the Podesta` palace in Montelupone (Italy)´´*, Journal of Civil Structural Health Monitoring. 7, pp 703-717.

35) Diaferio, M., Foti, D., Giannoccaro, N.I. (2015), *´´Identification of the modal properties of a squat histroric tower for the tuning of a FE model´´*, 6th International Operational Modal Analysis Conference. May12-14 Gijon - Spain.

36) Ercan, E., Hokelekli, E., Demir, A. and Nohutcu, H. (2017), *´´ Finite element model updating of historical minaret via operational modal analysis´´*, 7th International Operational Modal Analysis Conference. May10-12 Ingolstadt - Germany.

37) Giamundo V. , Sarhosis V., Lignola G.P., Sheng Y., Manfredi G., (2014), *´´Evaluation of different computational modelling strategies for the analysis of low strength masonry structure´´*, Elsevier Vol. 73, pp. 160-169

38) Giordano A., Mele E. , A. De Luca, (2002), *´´ Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study´´*, Elsevier Vol 24, pp 1057-1069

39) Leftheris, B.P., Stavroulaki, M.E., Sapounaki, A.K., Stavroulakis, G.E. (2006), *´´Computational mechanics for heritage structures´´*. WIT Press, Southampton (UK).

40) Lourenço P.B., (1998), *´´ Experimental and Numerical Issues in the Modelling of the Mechanical behaviour of Masonry ´´*, CIMNE, Barcelona

41) Lourenco, P.B. (2002),*´´ Computations on historic masonry structures´´*, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 4, pp. 301-319.

42) Perelmuter Anatoly V. , Fialko Sergiy , Sergiy Yu., (2003), *´´ Problems of computational mechanics related to finite-element analysis of structural constructions ´´* , International Journal for Computational Civil and Structural Engineering

43) Reccia Emanuele, Cazzani Antonio and Cecchi, Antonella (2012), *´´ FEM-DEM Modeling for Out-of-plane Loaded Masonry Panels: A Limit Analysis Approach´´,* The Open Civil Engineering Journal, Vol 6, pp 231-238

44) Soveja Lucian, Budescu Mihai, Gosav Ionel, (2013), *´´ Modelling Methods for Unreinforced Masonry Structures ´´* , Bulletin of Polytechnic institute of Jassy

45) Stavroulaki Maria E., Anousakis Antonis and Mesaritaki Aikaterini (2018), *´´ Finite Element Analysis of Aggregated Elongated Vaulted Structures ´´,* 9th GRACM International Congress on Computational Mechanics, Chania Crete, Greece

46) Stavroulaki Maria E, Drosopoulos Georgios A., Tavlopoulou Efstathia, Skoutelis Nikos, Stavroulakis Georgios E. (2018), *´´ Investigation of the structural behaviour of a masonry castle by considering the actual damage´´,* International Journal of Masonry Research and Innovation, Vol.3 No.1

47) Stavroulaki Maria, Kastanis Georgios, Trachalaki Sofia, Providakis Kostas, (2012*), ´´ Dynamic measurements and finite element model identification ´´*, International Conference on Computational & Experimental Engineering and Sciences, Crete Greece

48) Stavroulaki Maria E., Liarakos Evangelos V. (2008), *´´Parametric Finite Element Analysis of Masonry Structures using different constitutive models ´´*, 6th GRACM International Congress on Computational Mechanics, Thessaliniki, Greece

49) Stavroulaki Maria E,. .Liarakos Evangelos V (2012), *´´Dynamic analysis of a masonry wall with reinforced concrete lintels or tie-beams´´,* Engineering Structures, Vol. 44, , Pages 23-33

50) Stavroulaki Maria , Papalou Angeliki, (2014), *´´ Parametric analysis of old multi-leaf masonry walls´´* , International Journal of Conservation Science, Vol 5, pp 435-446

51) Stavroulaki Maria, Skoutelis Nikos , Maravelaki Noni-Pagona , Drosopoulos Georgios, Stavroulakis Georgios, (2017), *´´ Fragokastello Sfakia: Restoration and Conservation through Compatible Architectural, Structural and Construction Materials´´* , CESARE'17 International Conference "COORDINATING Engineering For Sustainability and Resilience", Dead Sea, Jordan

52) Stavroulaki, M.E., Stavroulakis, G.E. (2002), *´´Unilateral contact applications using FEM software´´,* Intern. Journal of Applied Mathematics and Computer Sciences, Special Issue on 'Mathematical Modeling and Numerical Analysis in Solid Mechanics', Vol. 12(1), pp. 101-111

53) Stavroulaki, M.E., Stavroulakis, G.E. (2002), *´´ Unilateral frictional contact nonlinearities in aseismic design and restoration of heritage structure ´´*, International Conference on Nonsmooth/Nonconvex Mechanics, with Applications in Engineering, Thessaloniki, Greece, pp. 209-216.

54) Spyrakos, Constantine.C. (1995), *´´ Finite Element Modeling in Engineering Practice´´* , Algor Publishing Division, Pittsburgh, PA.

55) Spyrakos Constantine C. (2015), *´´Seismic risk of Historic Structures and Monuments: A need for a unified policy´´*, 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Crete, Greece

56) Tavlopoulou Efstathia, Tziveleka Ifigeneia, Stavroulaki Maria, (2015),*´´ Reuse of stone masonry buildings and the seismic behavior of the composite structures ´´, 8th GRACM International Congress on Computational Mechanics, Volos, Greece*

57) Vintzileou E., Mouzakis Ch., Adami Ch.-E., Karapitta L.(2015), *´´Seismic behavior of three - leaf stone masonry buildings before and after interventions: Shaking table tests on a two-storey masonry model´´*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol 13, pp 3107-3133