

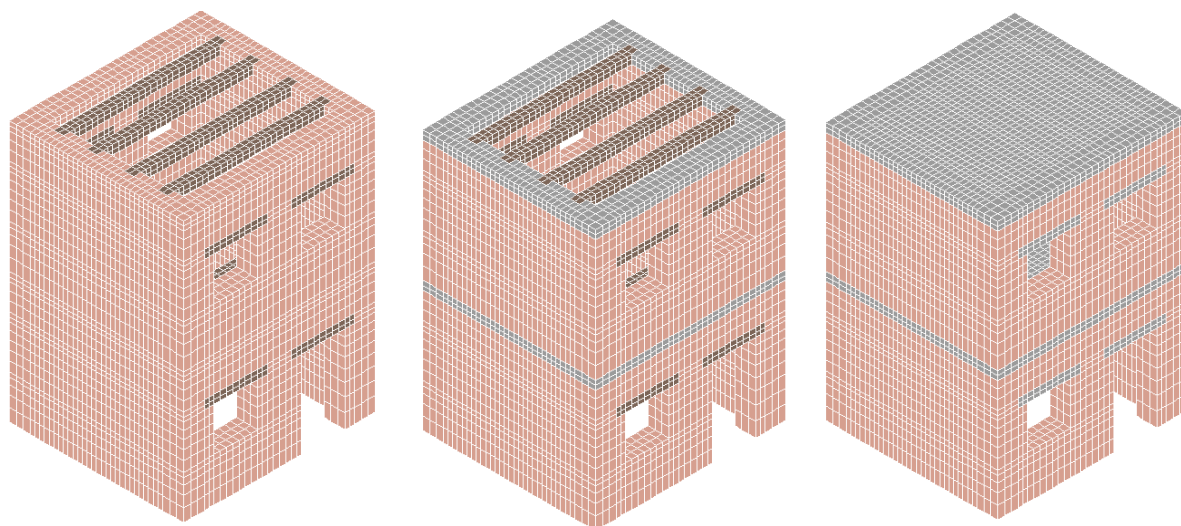


ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ  
ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ

# ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΠΑΤΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΛΙΘΟΔΟΜΗ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

ΧΡΥΣΗ ΣΥΜΕΛΑ Κ. ΑΜΑΝΑΤΙΔΟΥ  
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΜΑΡΙΑ ΕΛ. ΣΤΑΥΡΟΥΛΑΚΗ, ΛΕΚΤΟΡΑΣ ΔΡ. ΠΟΛ/ΚΟΣ ΜΗΧ/ΚΟΣ

ΧΑΝΙΑ 2008

---

ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΠΑΤΩΜΑΤΩΝ ΣΕ  
ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΛΙΘΟΔΟΜΗ

ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ

Σταυρουλάκη Μαρία, Λέκτορας (Επιβλέπων)

Προβιδάκης Κων/νος, Αναπληρωτής Καθηγητής

Τσομπανάκης Ιωάννης, Επίκουρος Καθηγητής

---

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η Μεταπτυχιακή Διατριβή με τίτλο *“Διαφραγματική λειτουργία πατωμάτων σε κτίρια από φέρουσα λιθοδομή”* πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο του διεπιστημονικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών του τομέα Μηχανικής & Τεχνολογίας Υλικών και Κατασκευών του Γενικού τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Η πλειονηφία των μνημειακών κατασκευών τόσο στην Ελλάδα όσο και διεθνώς είναι κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία. Στην κατηγορία των κτιρίων με φέρουσα τοιχοποιία ανήκουν τα περισσότερα από τα κτίρια που έχουν δομηθεί μέχρι και τα μέσα του 20ου αιώνα, πολλά από τα οποία, αν και δεν έχουν κηρυχθεί ως μνημεία, διέπονται από ειδικές διατάξεις περί προστασίας της αρχιτεκτονικής κληρονομιάς. Στο πέρασμα του χρόνου, η γήρανση των υλικών αυτών των κατασκευών οδηγεί προοδευτικά στη μείωση της φέρουσας ικανότητάς τους έναντι στατικών και σεισμικών φορτίων αλλά και καταναγκασμών. Λόγω του μεγάλου χρόνου ζωής τους, πολλές από τις κατασκευές αυτές έχουν συσσωρεύσει αρκετές βλάβες.

---

Η παρούσα διατριβή αποτελεί μία προσπάθεια εντοπισμού της βέλτιστης μορφής ενίσχυσης των πατωμάτων έτσι ώστε να μειωθεί κατά το δυνατό η καταπόνηση και να επιτευχθεί ο μεγαλύτερος συντελεστής ασφάλειας της κατασκευής.

Θα ήθελα στο σημείο αυτό να ευχαριστήσω θερμά,

την κ Μαρία Σταυρουλάκη, λέκτορα του τμήματος Επιστημών του Πολυτεχνείου Κρήτης, για τις επιστημονικές παρατηρήσεις και προτάσεις της, την πολύτιμη καθοδήγηση, συνεχή υποστήριξη και για την ουσιαστική αλλά πάνω από όλα ανθρώπινη συνεργασία καθ' όλη τη διάρκεια της διατριβής,

τα μέλη της εξεταστικής επιτροπής κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη, αναπληρωτή καθηγητή και κ. Ιωάννη Τσομπανάκη, επίκουρο καθηγητή του τμήματος Επιστημών, για τις σημαντικές υποδείξεις και παρατηρήσεις τους,

και τέλος όλους όσους, με όποιον τρόπο, στάθηκαν δίπλα μου κατά την εκπόνηση της παρούσας διατριβής.

Χανιά, Φλεβάρης 2008

---

---

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η τοιχοποιία είναι μία κατασκευή που ιστορικά η ύπαρξη της ξεκινά από την αρχαιότητα. Οι πρώτες τοιχοποιίες αποτέλεσαν αντικείμενο έρευνας αρκετών μελετητών οι οποίοι παρατήρησαν ότι η αλλοίωση των μηχανικών ιδιοτήτων τόσο των παλαιότερων όσο και των νεώτερων κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία προέρχεται κυρίως από την πάροδο του χρόνου και τις αλλαγές των περιβαλλοντικών συνθηκών. Ωστόσο οι ιδιαίτερα αυξανόμενες σεισμικές διεγέρσεις που παρατηρούνται τα τελευταία χρόνια έχουν οδηγήσει τις κατασκευές αυτές σε αστοχία. Στα πλαίσια της προσπάθειας διατήρησης των κατασκευών αυτών, είτε λόγω της σπουδαιότητας τους είτε λόγω της αδυναμίας επανακατασκευής, ερευνούνται οι δυνατότητες τους έτσι ώστε να αυξηθεί η αντοχή τους και να επανέρθουν στην αρχική τους χρήση.

Οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία χαρακτηρίζονται από την παρουσία ψαθυρού υλικού δόμησης με μικρή εφελκυστική αντοχή, την ανομοιογένεια υλικού, την ύπαρξη άγνωστων παραμέτρων, όπως συνδέσεις τοιχίων, δράση πλακών διαφραγμάτων και άλλων δομικών στοιχείων, μεγάλης μάζας και δυσκαμψίας, την έλλειψη της μονολιθικότητας, αλλά και την ύπαρξη της σχετικά μεγάλης σεισμικής απόσβεσης. Όλα αυτά ώθησαν τους μηχανικούς μελετητές να

---

αναπτύξουν αρκετές τεχνικές ενίσχυσης παγκοσμίως. Η επιλογή της βέλτιστης επέμβασης βασίζεται σε τεχνικά και οικονομικά κριτήρια, στις απαιτήσεις ασφάλειας, αισθητικής και στο κριτήριο της ελάχιστης διατάραξης του δομικού φορέα, ώστε να διατηρείται η αρχιτεκτονική και κατασκευαστική ταυτότητα του μνημείου.

Αντικείμενο της παρούσας διατριβής είναι η συγκριτική μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς διώροφων κτιρίων από φέρουσα λιθοδομή με πατώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή από ξύλινα δοκάρια εγκιβωτισμένα ή μη σε περιμετρικό σεναζ. Σκοπός της εργασίας είναι ο εντοπισμός της βέλτιστης μορφής ενίσχυσης των πατωμάτων σε κτίρια από φέρουσα λιθοδομή ώστε να μειωθεί κατά το δυνατό η καταπόνηση και να επιτευχθεί ο μεγαλύτερος συντελεστής ασφάλειας της κατασκευής.

Για τη μόρφωση και επίλυση του προβλήματος (σε τρεις διαστάσεις) εφαρμόζεται η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (FEM). Η κατασκευή εξετάζεται με τη δυναμική μη γραμμική ανάλυση, με τη χρήση κατάλληλων νόμων παραμόρφωσης και ρηγμάτωσης για τα συγκεκριμένα υλικά.

Πιο συγκεκριμένα μελετήθηκαν τρία διώροφα υπό κλίμακα 1:4 μοντέλα με ανοίγματα (πόρτες, παράθυρα). Οι διαστάσεις και τα τεχνικά χαρακτηριστικά των υλικών των μοντέλων και των σεισμικών φορτίσεων προήλθαν από τα μοντέλα που χρησιμοποίησε ο Tomazevic. Από την ανάλυση προκύπτει το γενικότερο συμπέρασμα ότι η αντικατάσταση των ξύλινων, εύκαμπτων, πατωμάτων από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος προσθέτει μάζα και δυσκαμψία στην κατασκευή αλλάζοντας σημαντικά την δυναμική συμπεριφορά. Αντίθετα ο εγκιβωτισμός των ξύλινων δοκαριών σε ένα περιμετρικό σεναζ περιορίζει σημαντικά τις περιοχές πιθανών αστοχιών χωρίς όμως να επιβαρύνει υπέρμετρα τον πρώτο όροφο, όπως συμβαίνει στην περίπτωση της πλάκας σκυροδέματος.

Στο πρώτο κεφάλαιο της εργασίας γίνεται μια συνοπτική ιστορική αναδρομή στις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Στη συνέχεια παρουσιάζεται μια σύντομη αναφορά στις μεθόδους επεμβάσεων ενισχύσεων κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια παρουσίαση της μεθόδου επέμβασης που μελετήθηκε. Γίνεται μια πιο ευρεία αναφορά σε μερικά κατασκευαστικά χαρακτηριστικά των δαπέδων καθώς και στις τυπικές μορφές αστοχίας κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

Το τρίτο κεφάλαιο διαπραγματεύεται τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Παρατίθεται μια μικρή εισαγωγή στα προβλήματα της τρισδιάστατης εντατικής κατάστασης, η βασική μεθοδολογία εφαρμογής των πεπερασμένων στοιχείων και οι δυνατότητες εφαρμογής της. Περιγράφονται οι τρόποι επίλυσης προβλημάτων μη γραμμικής συμπεριφοράς. Τέλος γίνεται αναφορά στη μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε.

Το τέταρτο κεφάλαιο περιγράφει τους διαφόρους τρόπους και τις κατάλληλες μεθόδους προσομοίωσης των κτιρίων από φέρουσα λιθοδομή.

Το κυρίως μέρος της εργασίας παρουσιάζεται στο επόμενο κεφάλαιο. Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται λεπτομερής περιγραφή των δεδομένων της διατριβής και αναφέρονται οι διάφορες μορφές των μοντέλων και των φορτίσεων που εξετάζονται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Το κεφάλαιο κλείνει με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από κάθε επίλυση μαζί με τα αντίστοιχα διαγράμματα.

Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων των διαφόρων προτεινόμενων λύσεων, παρουσιάζονται τα συνολικά συμπεράσματα και οι προτάσεις για μελλοντική έρευνα.

Ακολουθεί η ελληνική και ξένη βιβλιογραφία και στο τέλος παρατίθεται το παράρτημα σε ηλεκτρονική μορφή.

---

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

|           |                                                                     |           |
|-----------|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1.</b> | <b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ</b>                      |           |
|           | <b>ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ.....</b>                                               | <b>13</b> |
| 1.1       | Η κατάσταση στον ελλαδικό χώρο.....                                 | 15        |
| 1.2       | Η διαδικασία της ενίσχυσης.....                                     | 17        |
| 1.2.1     | Η φιλοσοφία.....                                                    | 17        |
| 1.2.2     | Η ανάλυση.....                                                      | 19        |
| 1.2.3     | Τεχνικές επεμβάσεων.....                                            | 21        |
| <b>2.</b> | <b>Ο ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΦΕΡΟΝ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ</b>                    |           |
|           | <b>ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ.....</b>                                               | <b>29</b> |
| 2.1       | Τύποι Δαπέδων.....                                                  | 30        |
| 2.2       | Οριζόντιο διάφραγμα – Δάπεδα.....                                   | 33        |
| 2.3       | Παθολογία φέροντος οργανισμού.....                                  | 37        |
| 2.3.1     | Παθολογία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό κατακόρυφα φορτία...37 |           |
| 2.3.2     | Παθολογία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση.38 |           |
| 2.3.3     | Τυπικές μορφές αστοχίας.....                                        | 41        |

|           |                                                                                                           |           |
|-----------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>3.</b> | <b>Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....</b>                                                          | <b>47</b> |
| 3.1       | Εξίσωση κίνησης.....                                                                                      | 48        |
| 3.2       | Προσδιορισμός των σχέσεων Ανηγμένης Παραμόρφωσης –<br>Μετατόπισης και Τάσης – Ανηγμένης Παραμόρφωσης..... | 50        |
| 3.3       | Βασικά στάδια της μεθοδολογίας.....                                                                       | 52        |
| 3.3.1     | Περιγραφή του προβλήματος.....                                                                            | 53        |
| 3.3.2     | Εισαγωγή γεωμετρίας φορέα.....                                                                            | 53        |
| 3.3.3     | Διακριτοποίηση φορέα.....                                                                                 | 53        |
| 3.3.4     | Ιδιότητες στοιχείων – υλικών.....                                                                         | 56        |
| 3.3.4.1   | Στοιχείο Τριών διαστάσεων (Three-dimensional Arbitrarily<br>Distorted Brick).....                         | 56        |
| 3.4       | Αριθμητική επίλυση.....                                                                                   | 57        |
| 3.4.1     | Μη γραμμική συμπεριφορά.....                                                                              | 59        |
| 3.4.2     | Μέθοδοι επίλυσης μη Γραμμικών προβλημάτων.....                                                            | 60        |
| 3.4.3     | Υπολογισμός μητρώων δυσκαμψίας των στοιχείων.....                                                         | 61        |
| 3.5       | Διαδικασία επίλυσης.....                                                                                  | 62        |
| 3.5.1     | Στάδια Φόρτισης.....                                                                                      | 63        |
| 3.5.2     | Ελαστοπλαστική συμπεριφορά υλικών σε τρεις διαστάσεις.....                                                | 64        |
| 3.5.3     | Συναρτήσεις διαρροής.....                                                                                 | 65        |
| 3.6       | Επεξεργασία αποτελεσμάτων.....                                                                            | 66        |
| 3.7       | Μειονεκτήματα της μεθόδου.....                                                                            | 68        |
| 3.8       | Ακρίβεια της μεθόδου.....                                                                                 | 68        |
| <b>4.</b> | <b>ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΛΙΘΟΔΟΜΗ.....</b>                                                      | <b>69</b> |
| 4.1       | Επιλογή της κατάλληλης μεθόδου προσομοίωσης.....                                                          | 69        |
| 4.2       | Διαφορές μεταξύ γραμμικών και επιφανειακών πεπερασμένων<br>στοιχείων.....                                 | 72        |
| 4.3       | Βασικές αρχές.....                                                                                        | 73        |
| 4.4       | Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (FEM).....                                                             | 74        |
| 4.4.1     | Μέθοδος των στοιχείων σύνδεσης (interface FEMDE).....                                                     | 75        |
| 4.4.2     | Μέθοδος των διακριτών στοιχείων (DEM).....                                                                | 75        |

---

|     |                                                                                            |           |
|-----|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 4.5 | Προσομοίωση του δομήματος.....                                                             | 76        |
| 4.6 | Προσομοίωση πατωμάτων.....                                                                 | 78        |
| 5.  | <b>ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΪΑ &amp;<br/>ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΠΑΤΩΜΑΤΩΝ.....</b> | <b>80</b> |

---

|       |                                     |            |
|-------|-------------------------------------|------------|
| 5.1   | Κτίρια υπό κλίμακα.....             | 81         |
| 5.2   | Μοντελοποίηση της γεωμετρίας.....   | 83         |
| 5.3   | Μοντελοποίηση των υλικών.....       | 89         |
| 5.4   | Φορτίσεις – Μετακινήσεις.....       | 89         |
| 5.4.1 | Σεισμική φόρτιση.....               | 91         |
| 5.5   | Μεθοδολογία ανάλυσης.....           | 92         |
| 5.6   | Αποτελέσματα.....                   | 93         |
| 6.    | <b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ –ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ.....</b> | <b>119</b> |
| 7.    | <b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>            | <b>122</b> |
|       | <b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....</b>               | <b>129</b> |

---

---

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ, ΣΧΗΜΑΤΩΝ & ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

|          |                                                                                         |    |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Εικ. 1.1 | Τυπικά κτίρια στο ιστορικό κέντρο της Κοπεγχάγης.....                                   | 14 |
| Εικ. 2.1 | Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία.....                        | 45 |
| Εικ. 5.1 | Αστοχία των Πειραματικών Μοντέλων Tomazevic α. Μοντέλο 1<br>β. Μοντέλο 3.....           | 97 |
| Σχ. 1.1  | Η πύλη των λεόντων.....                                                                 | 16 |
| Σχ. 1.2  | α. Τοπική ενίσχυση β. Καθολική ενίσχυση.....                                            | 24 |
| Σχ. 1.3  | Ριζοοπλισμοί α. προοπτικό β. Οριζόντιες τομές.....                                      | 24 |
| Σχ. 1.4  | Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος α. μονόπλευρος ελαφρά<br>οπλισμένος β. Αμφίπλευρος..... | 26 |
| Σχ. 1.5  | Τοποθέτηση ελκυστήρων σε κτίριο α. κάτοψη β. εξωτερική<br>περίσφιξη.....                | 27 |
| Σχ. 2.1  | Αύξηση της δυσκαμψίας των ξύλινων δαπέδων.....                                          | 35 |
| Σχ. 2.2  | α. Αύξηση δυσκαμψίας δαπέδου β. αγκύρωση δαπέδου σε φέροντες<br>τοίχους.....            | 36 |
| Σχ. 2.3  | Κατασκευαστικές διατάξεις που περιορίζουν την ταλάντωση.....                            | 36 |

---

|          |                                                                                                                                                        |    |
|----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Σχ. 2.4  | Ταλάντωση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική φόρτιση<br>α. β. κτίρια με ασύνδετους τοίχους. γ. κτίριο με σενάζ δ. κτίριο με<br>διάφραγμα..... | 41 |
| Σχ. 2.5  | Μηχανισμοί αστοχίας μεμονωμένου τοίχου α. σεισμική τέμνουσα<br>εκτός επιπέδου β. γ. δ. σεισμική τέμνουσα εντός επιπέδου.....                           | 43 |
| Σχ. 2.6  | Χαρακτηριστικές μορφές αστοχίας σε κτίρια από φέρουσα<br>τοιχοποιία.....                                                                               | 44 |
| Σχ. 3.1  | Πεπερασμένα Στοιχεία α. στοιχείο ράβδου β. επίπεδο στοιχείο<br>γ. στερεό στοιχείο.....                                                                 | 54 |
| Σχ. 3.2  | Στοιχείο 7 με 8 κόμβους και 8 σημεία ολοκλήρωσης.....                                                                                                  | 57 |
| Σχ. 4.1  | Μέση ισοδύναμη τάση στους εκτός επιπέδου τοίχους 2 <sup>ου</sup> ορόφου<br>κτιρίου από λιθοδομή υπό σεισμική καταπόνηση.....                           | 71 |
| Σχ. 4.2  | Μέθοδοι προσομοίωσης της τοιχοποιίας α. Μικρομοντέλο<br>β. Μεσομοντέλο γ. Μακρομοντέλο.....                                                            | 74 |
| Σχ. 4.3  | Στοιχεία σύνδεσης α. μέθοδος FEMDE β. μέθοδος DEM.....                                                                                                 | 76 |
| Σχ. 5.1  | Οι δύο όψεις των υπό εξέταση μοντέλων του Tomazevic.....                                                                                               | 80 |
| Σχ. 5.2  | Κατόψεις των μοντέλων του Tomazevic α. Μοντέλου 1 και<br>β. Μοντέλου 3.....                                                                            | 81 |
| Σχ. 5.3  | Διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης για πρωτότυπα και για υπό<br>κλίμακα μοντέλα.....                                                                         | 82 |
| Σχ. 5.4  | α. Μοντέλο 1, β. Μοντέλο 2 και γ. Μοντέλο 3.....                                                                                                       | 84 |
| Σχ. 5.5  | Γεωμετρία των υπό εξέταση μοντέλων.....                                                                                                                | 85 |
| Σχ. 5.6  | Διακριτοποίηση Μοντέλου 1, α. και β. τριών διαστάσεων όψεις,<br>γ. όψη XY, δ. όψη XZ, ε. και στ. όψεις ZY.....                                         | 86 |
| Σχ. 5.7  | Διακριτοποίηση Μοντέλου 2, α. και β. τριών διαστάσεων όψεις,<br>γ. όψη XY, δ. όψη XZ, ε. και στ. όψεις ZY.....                                         | 87 |
| Σχ. 5.8  | Διακριτοποίηση Μοντέλου 3, α. και β. τριών διαστάσεων όψεις,<br>γ. όψη XY, δ. όψη XZ, ε. και στ. όψεις ZY.....                                         | 88 |
| Σχ. 5.9  | Η πάκτωση στη βάση των μοντέλων, α. Μοντέλο 1, β. Μοντέλο 2<br>και γ. Μοντέλο 3.....                                                                   | 89 |
| Σχ. 5.10 | Η σεισμική φόρτιση στη βάση των μοντέλων, α. Μοντέλο 1,<br>β. Μοντέλο 2 και γ. Μοντέλο 3.....                                                          | 90 |

|          |                                                                                                                                                     |     |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Σχ. 5.11 | Ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση του Μοντέλου 1 στο τέλος της φόρτισης για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....                               | 94  |
| Σχ. 5.12 | Ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση του Μοντέλου 2 στο τέλος της φόρτισης για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....                               | 95  |
| Σχ. 5.13 | Ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση του Μοντέλου 3 στο τέλος της φόρτισης για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....                               | 96  |
| Σχ. 5.14 | Μετατόπιση $U_z$ του Μοντέλου 1, τη χρονική στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή, για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....               | 98  |
| Σχ. 5.15 | Μετατόπιση $U_z$ του Μοντέλου 2, τη χρονική στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή, για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....               | 99  |
| Σχ. 5.16 | Μετατόπιση $U_z$ του Μοντέλου 3, τη χρονική στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή, για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....               | 100 |
| Σχ. 5.17 | Χρονοϊστορία ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης του κόμβου I για όλα τα μοντέλα και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....                 | 102 |
| Σχ. 5.18 | Χρονοϊστορία ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης του κόμβου II για όλα τα μοντέλα και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....                | 103 |
| Σχ. 5.19 | Χρονοϊστορία μέγιστης μετατόπισης $U_z$ του κόμβου III για όλα τα μοντέλα και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....                      | 105 |
| Σχ. 5.20 | Χρονοϊστορία μέγιστης μετατόπισης $U_z$ του κόμβου IV για όλα τα μοντέλα και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....                       | 106 |
| Σχ. 5.21 | Καθ ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής I για όλα τα μοντέλα στο τέλος της φόρτισης και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....  | 107 |
| Σχ. 5.22 | Καθ ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής II για όλα τα μοντέλα στο τέλος της φόρτισης και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5..... | 108 |
| Σχ. 5.23 | Καθ ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής III για                                                                                           |     |

|                                                                                                                                                                           |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| όλα τα μοντέλα στο τέλος της φόρτισης και για σεισμό έντασης<br>α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....                                                                             | 109 |
| Σχ. 5.24 Καθ ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής I για<br>όλους τους σεισμούς στο τέλος της φόρτισης και για τα μοντέλα<br>α. 1 β. 2 και γ. 3.....              | 110 |
| Σχ. 5.25 Καθ ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής II για<br>όλους τους σεισμούς στο τέλος της φόρτισης και για τα μοντέλα<br>α. 1 β. 2 και γ. 3.....             | 111 |
| Σχ. 5.26 Καθ ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής III για<br>όλους τους σεισμούς στο τέλος της φόρτισης και για τα μοντέλα<br>α. 1 β. 2 και γ. 3.....            | 112 |
| Σχ. 5.27 Καθ ύψος μετατόπιση $U_z$ της τομής II για όλα τα μοντέλα τη<br>στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή και για σεισμό έντασης<br>α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.....  | 114 |
| Σχ. 5.28 Καθ ύψος μετατόπιση $U_z$ της τομής III για όλα τα μοντέλα τη<br>στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή και για σεισμό έντασης<br>α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5..... | 115 |
| Σχ. 5.29 Καθ ύψος μετατόπιση $U_z$ της τομής II για όλους τους σεισμούς τη<br>στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή και για τα μοντέλα α. 1<br>β. 2 και γ. 3.....       | 116 |
| Σχ. 5.30 Καθ ύψος μετατόπιση $U_z$ της τομής III για όλους τους σεισμούς τη<br>στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή και για τα μοντέλα α. 1<br>β. 2 και γ. 3.....      | 117 |
| Σχ. 6.1 Αστοχία των Πειραματικών Μοντέλων Tomazevic α. Μοντέλο 1<br>β. Μοντέλο 3.....                                                                                     | 120 |
| Διάγρ. 5.1 Η συνιστώσα κατά τη διεύθυνση B-N του σεισμού στο<br>Μαυροβούνιο, 15.04.1979, από την καταγραφή στο Petrovac.....                                              | 90  |
| Διάγρ. 5.2 Χρονοϊστορία μετατόπισης σεισμού στο Μαυροβούνιο,<br>15.04.1979, από την καταγραφή στο Petrovac.....                                                           | 91  |
| Διάγρ. 5.3 Χρονοϊστορία μετατόπισης του σεισμού που υποβλήθηκε<br>στα υπό κλίμακα 1:4 μοντέλα.....                                                                        | 92  |

*...Η προστασία της αρχιτεκτονικής κληρονομιάς είναι ευθύνη όλων μας και για την εφαρμογή της θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συνέχεια της υφιστάμενης κοινωνικής και φυσικής πραγματικότητας στις κοινότητες, αγροτικές και αστικές. Το μέλλον δεν μπορεί και δεν πρέπει να κτίζεται σε βάρος του παρελθόντος...*

*(Διακήρυξη του Άμστερνταμ, 1975)*

---

# 1

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Η πλειοψηφία των μνημειακών κατασκευών τόσο στην Ελλάδα όσο και διεθνώς είναι κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία. Με εξαίρεση τα μνημειακά κτίρια, τα οποία μερικές φορές σχεδιάστηκαν με βάση πειράματα και απλή θεωρία κατασκευών, τα κτίρια από τοιχοποιία κτίζονταν με βάση την πείρα και την παράδοση. Οι φέροντες τοίχοι, στις περιπτώσεις που έπρεπε να έχουν μεγάλα ανοίγματα, αντικαθίστανται από αψίδες που μετέφεραν τα κατακόρυφα φορτία των ορόφων [1, 2]. Σπανιότερα, για την αύξηση της αντίστασης σε σεισμό λαμβάνονταν και εμπειρικά μέτρα.

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 χώρες. Τα κτίρια από τοιχοποιία μπορούν να καταταγούν σε κατηγορίες ανάλογα με τα υλικά της κατασκευής (λίθοι, ωμόπλινθοι, οπτόπλινθοι, τσιμεντόλιθοι) και το δομικό σύστημα (απλή, περισφιγμένη, οπλισμένη τοιχοποιία), τον τόπο της κατασκευής (αγροτική, αστική), την περίοδο της

κατασκευής (ιστορική, προ του Α' Παγκοσμίου Πολέμου, μεσοπολεμική, μεταπολεμική, προ αντισεισμικών κανονισμών) και τη χρήση των κτιρίων (ιδιωτικά, δημόσια) [3, 4].

Σε πολλές περιοχές υψηλού σεισμικού κινδύνου στην Ασία και τη Λατινική Αμερική, χρησιμοποιούνται ακόμη ωμόπλινθοι και πέτρα ως κύριο δομικό υλικό για τις ιδιωτικές κατασκευές. Ένα βελτιωμένο δομικό σύστημα αποτελεί ο ξύλινος σκελετός τοιχοπληρωμένος με ωμόπλινθους ή οπτόπλινθους (τούβλα). Τα πατώματα και οι στέγες είναι συνήθως ξύλινα, με ελεύθερα εδραζόμενα ξύλινα δοκάρια. Οι στέγες συχνά καλύπτονται με βαριά λάσπη [1, 5].

Στις χώρες της Ευρώπης, τα κτίρια στα ιστορικά κέντρα των πόλεων (Εικ 1.1) είναι επίσης παραδοσιακά κατασκευασμένα από λιθοδομή ή οπτοπλινθοδομή [6]. Τα κτίρια αυτού του τύπου έχουν 3-4 ορόφους και είναι κτισμένα σε συγκροτήματα. Συνήθως έχουν κανονική κάτοψη, με παχύς τοίχους ισοκατανεμημένους στις δύο διευθύνσεις. Τα πατώματα είναι ξύλινα και απουσιάζουν συνήθως οι σύνδεσμοι στους τοίχους. Τυπικά, οι όροφοι επάνω από το ισόγειο, οι σκάλες και οι διάδρομοι είναι θολωτές κατασκευές από οπτόπλινθους.



*Εικ 1.1 Τυπικά κτίρια στο ιστορικό κέντρο της Κοπεγχάγης.*

Μετά τον Α' Παγκόσμιο Πόλεμο χρησιμοποιήθηκαν διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, μερικές φορές σε συνδυασμό με πλάκες από έγχυτο σκυρόδεμα ή προκατασκευασμένες πλάκες από τοιχοποιία. Ο αριθμός των ορόφων αυξάνεται

και φτάνει τους 6-7 και το ύψος των ορόφων γίνεται 3.5-4m. Συχνά, συναντώνται και μικτά δομικά συστήματα που έχουν εσωτερικά υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ως φέροντα στοιχεία. Σε αυτές τις περιπτώσεις μειώνεται ο αριθμός των ορόφων, αλλά το ύψος τους συχνά υπερβαίνει τα 4.0m [1].

Μετά το Β' Παγκόσμιο Πόλεμο, κατά τη διάρκεια της περιόδου ανοικοδόμησης πόλεων και κωμοπόλεων, σε πολλές σεισμογενείς περιοχές συχνά κτίζονται πολυκατοικίες μέχρι και 6 ορόφους, με φέροντες τοίχους μόνο κατά την εγκάρσια της πρόσοψης διεύθυνση. Οι τοίχοι της πρόσοψης δε θεωρούνται φέροντα στοιχεία, επειδή έχουν εξασθενήσει λόγω των πολλών θυρών και παραθύρων. Επίσης δε δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην ποιότητα των υλικών και της κατασκευής [1].

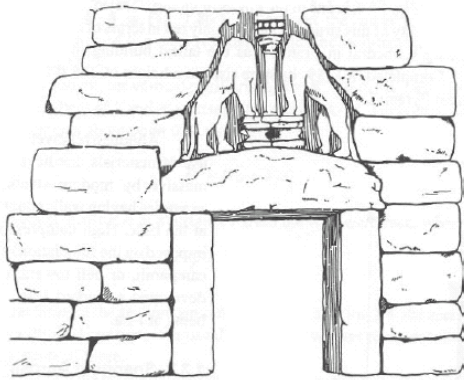
Ακριβώς πριν από την εισαγωγή σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών στη δεκαετία του '60, κατασκευάστηκαν από τσιμεντόλιθους πολλά ιδιωτικά κτίρια με περισσότερους από 10 ορόφους από άοπλη τοιχοποιία. Όμως, τις τελευταίες δεκαετίες έχει μειωθεί δραστικά ο επιτρεπόμενος αριθμός ορόφων στα κτίρια από άοπλη τοιχοποιία και έχουν αναπτυχθεί και απαιτούνται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς βελτιωμένα αντισεισμικά συστήματα όπως είναι η περισφιγμένη και η οπλισμένη τοιχοποιία [1].

### **1.1 Η κατάσταση στον ελλαδικό χώρο**

Οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία στην χώρα μας (Σχ 1.1), έχουν κατασκευαστεί σύμφωνα με εμπειρικές μεθόδους, οι οποίες καθιερώθηκαν στο πέρασμα των αιώνων μέσα από επαναληπτικές διαδικασίες [7]. 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 εξασθένηση 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. Αντίθετα με την εξασθένηση της αντοχής τους, ο Ευρωκώδικας 6 και 8 καθώς και ο ΝΕΑΚ, για τον έλεγχο και τη διαστασιολόγηση των προτεινόμενων επεμβάσεων και του φέροντα οργανισμού, γίνεται ολοένα και πιο αυστηρός. 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 αλλοιώνουν σημαντικά το αρχικό φέρον σύστημα των υφισταμένων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία [7].



Σχ 1.1 Η πύλη των λεόντων.

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 [8]. 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.

## 1.2 Η διαδικασία της ενίσχυσης

### 1.2.1 Η φιλοσοφία

Η επισκευή ή/και ενίσχυση μιας ιστορικής κατασκευής από τοιχοποιία είναι μία δύσκολη διαδικασία, η οποία απαιτεί από τον μηχανικό ειδικές γνώσεις και εμπειρία. Η πολιτιστική αξία μιας τέτοιας κατασκευής και η απαίτηση να διατηρηθεί και στο μέλλον για τις επόμενες ανθρώπινες γενιές απαιτεί έναν υψηλό βαθμό προστασίας απέναντι σε κάθε πιθανή μελλοντική βλάβη ή καταστροφή, που θα μπορούσε να επέλθει από διάφορες δράσεις, στις οποίες βέβαια συμπεριλαμβάνεται και ο σεισμός. Ο βαθμός αυτός προστασίας όμως, δεν μπορεί να επιτευχθεί με παρεμβάσεις οι οποίες να διαταράσσουν ότι έχει διασωθεί [9, 10]. Η προσπάθεια ακριβώς ικανοποίησης της αντίφασης αυτής κάνουν την συμβολή του μηχανικού στο έργο της αποκατάστασης μία πολύ δύσκολη μεν, πλην όμως ιδιαίτερα ελκυστική υπόθεση.

Για την υλοποίηση αυτής της προσπάθειας, είναι απαραίτητη μια επακριβής και εις βάθος γνώση των προβλημάτων που αντιμετωπίζει η κατασκευή, των αιτιών που τα προκάλεσαν, καθώς επίσης και μία βαθιά γνώση της επιρροής που κάθε παρέμβαση θα μπορούσε να έχει στην κατασκευή: έτσι ώστε, η παρέμβαση που σχεδιάζεται να μην αποδειχθεί μελλοντικά η αιτία ζημιών για το υπό εξέταση ιστορικό κτίριο από τοιχοποιία. Κυρίως πρέπει να εκτιμηθεί με την μέγιστη δυνατή ακρίβεια το σημερινό (υποβαθμισμένο) επίπεδο αντίστασης της κατασκευής, εξαιτίας των ζημιών που έχει υποστεί στο παρελθόν, στην διάρκεια της ιστορίας του: είτε αυτές έχουν προκληθεί από φυσικά φαινόμενα (σεισμός), είτε από ανθρώπινη καταστροφική παρέμβαση (πόλεμος), είτε τέλος εξαιτίας καλοπροαίρετων μεν, πλην ανεπιτυχών, ανθρώπινων παρεμβάσεων (έργα αποκατάστασης) [9].

Η αποτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης, και ειδικότερα των χαρακτηριστικών της κατασκευής στον φέροντα οργανισμό ενός ιστορικού κτιρίου από τοιχοποιία (αντοχές, ακαμψίες), η οποία και αποτελεί προαπαιτήση για την επισκευή ή/και την ενίσχυσή του, παρουσιάζει ειδικά προβλήματα, πέραν των όσων κανείς θα μπορούσε να αντιμετωπίσει στην αντίστοιχη περίπτωση μιας

σύγχρονης κατασκευής. Τέτοια προβλήματα έχουν τις "ρίζες" τους στον τρόπο με τον οποίο η κατασκευή έχει οικοδομηθεί, στους τύπους των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν, στις διαδοχικές μεταβολές που επιχειρήθηκαν (ή συνέβησαν) στο παρελθόν, στην βαθμιαία υποβάθμιση της κατασκευής στο χρόνο, καθώς επίσης και στους περιορισμούς τους οποίους η πολιτιστική αξία της κατασκευής, πολλές φορές επιπέδου έργου τέχνης, συχνά "επιβάλλει" [9, 10].

Κάτω από τα παραπάνω δεδομένα, οι δυνατότητες του μηχανικού στη φάση των επιλογών και κυρίως στη φάση της ανάλυσης περιορίζονται σημαντικά: ο μηχανικός καλείται να αποδείξει, μέσα από την διαδικασία της ανάλυσης, ότι οι επιλογές του εξασφαλίζουν για την κατασκευή επαρκή "αντίσταση" έναντι των μελλοντικών δράσεων, με την ελάχιστη δυνατή πιθανότητα εμφάνισης βλαβών στο μέλλον, ταυτόχρονα όμως και ότι έχει σεβαστεί και τους περιορισμούς οι οποίοι επιβάλλονται στις επιλογές, εξαιτίας της σημασίας της κατασκευής, και των πολιτιστικών αξιών τις οποίες αυτή φέρει. Και αυτό κάτω από τους "σκληρούς" περιορισμούς τους οποίους οι κανονισμοί επιβάλλουν (κανονισμοί φορτίσεων, αντισεισμικός, σκυροδέματος), με αντίληψη νομική (υποχρεωτικότητα τυπικής τήρησης), και φιλοσοφία σύγχρονη (επηρεασμένη από τις αντιλήψεις για τις σύγχρονες κατασκευές) [9].

Στις δυσκολίες αυτές, θα πρέπει να προσθέσει κανείς και μία άλλη κατηγορία περιορισμών, αυτούς που έχουν την πηγή τους σε άλλες απαιτήσεις: πολιτιστικές, ιστορικές, καλλιτεχνικές. Τέτοιοι περιορισμοί, ο σχολιασμός των οποίων ξεφεύγει από τα όρια του παρόντος, έχουν διατυπωθεί σε σειρά επίσημων κειμένων (χάρτες, όπως ο χάρτης της Βενετίας του 1964), και δυσκολεύουν τη διαδικασία της ανάλυσης ακόμη περισσότερο [9].

Για μια ιστορική κατασκευή από τοιχοποιία, η συνηθισμένη πολυπλοκότητα του δομικού της συστήματος, η διασπορά των μεγεθών που συνδέονται με χαρακτηριστικά των δομικών υλικών, ο βαθμός της μέχρι στιγμής φυσιολογικής "υποβάθμισης" της κατασκευής λόγω φθοράς στο χρόνο, ο βαθμός και η έκταση των ειδικότερων βλαβών, είναι μερικοί μόνον από τους παράγοντες που καθιστούν την κάθε ιστορική κατασκευή μοναδική περίπτωση δομικής συμπεριφοράς, με απαιτήσεις απαρχής διερεύνησης όλων των παραγόντων. Έτσι

η αντιμετώπιση των προβλημάτων μέσω κανονιστικών διατάξεων γενικής χρήσης αποδεικνύεται στην πράξη ουσιαστικά αδύνατη, και η αντιμετώπιση της κάθε περίπτωσης, μαζί με τις σχετικές αποφάσεις, επαφίονται, σχεδόν αποκλειστικά, στις γνώσεις και την εμπειρία του υπεύθυνου μελετητή μηχανικού [9, 10].

## **Η ανάλυση**

Όπως και για κάθε σύγχρονη κατασκευή, έτσι και για μία ιστορική, ο κύριος στόχος της ανάλυσής της είναι πάντοτε η διακρίβωση της ικανότητας της κατασκευής να αναλάβει τις δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν στο μέλλον επάνω της. Γενικά, η αξιοπιστία της ανάλυσης μιας κατασκευής από τοιχοποιία και ανεξάρτητα από την ακολουθούμενη μέθοδο ανάλυσης, εξαρτάται περισσότερο από την αξιοπιστία των χρησιμοποιούμενων προσομοιωμάτων (προσομοιώματα συμπεριφοράς υλικού, δομικής απόκρισης), και λιγότερο από την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης [9, 11].

Λόγω των πολλών υπεισερχόμενων αβεβαιοτήτων στο στάδιο της ανάλυσης μιας τέτοιας κατασκευής από τοιχοποιία, τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής πρέπει να αντιμετωπίζονται περισσότερο σαν ένας δείκτης μιας πιθανής συμπεριφοράς της κατασκευής υπό τις επιλεγείσες ιδανικές συνθήκες, και λιγότερο σαν η μοναδική λύση του προβλήματος [9].

Η ανάλυση μιας ιστορικής κατασκευής με φέροντα στοιχεία κατακόρυφους τοίχους από τοιχοποιία παρουσιάζει πολλές ομοιότητες, αλλά και πολλές διαφορές, σε σχέση με μία σύγχρονη κατασκευή, πχ με μία κατασκευή με φέροντα στοιχεία τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι ομοιότητες αναφέρονται στις γενικές παραδοχές και στα χρησιμοποιούμενα μαθηματικά προσομοιώματα. Οι διαφορές έχουν σχέση με, τις ιδιότητες των υλικών, τα χαρακτηριστικά του δομικού συστήματος (μονολιθικότητα συνδέσεων) και την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων καθ' ύψος των στοιχείων αντίστασης έναντι οριζοντίων φορτίων [9, 11].

Ως προς το τελευταίο αυτό σημείο, τονίζεται εν προκειμένω ότι το σύστημα συγκεντρωμένων μαζών (lumped mass system) που χρησιμοποιείται επιτυχώς κατά τον αντισεισμικό υπολογισμό (σε κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος) και για το οποίο οι μάζες της κατασκευής θεωρούνται συγκεντρωμένες στις στάθμες των ορόφων, αποδεικνύεται ανεπαρκές για την περίπτωση των τοιχοποιιών, όπου, οι μικρές σχετικά μάζες στις στάθμες των ορόφων (ξύλινο πάτωμα, ξύλινη στέγη, μικρά ωφέλιμα φορτία), σε σχέση με τις σχετικά μεγάλες κατανεμημένες μάζες καθ' ύψος (μάζα κατακόρυφων τοίχων), δημιουργούν την απαίτηση κατανομής των μαζών καθ' όλο το ύψος της κατασκευής (ομοιόμορφη κατανομή), με αντίστοιχη κατανομή και των αδρανειακών (σεισμικών) δυνάμεων [9, 11].

Κλείνοντας την γενική αυτή περιγραφή της διαδικασίας της ανάλυσης, είναι σκόπιμο να γίνει μία σύντομη αναφορά και στην ανάγκη της "δίδυμης" ανάλυσης η οποία συνήθως απαιτείται για τις ιστορικές κατασκευές. Σαν δίδυμη ανάλυση αναφέρεται η διπλή ανάλυση της κατασκευής:

α) η πρώτη ανάλυση, που γίνεται για την αποτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης της κατασκευής: πραγματοποιείται με βάση τα δεδομένα της σημερινής κατάστασης της κατασκευής, και τα αποτελέσματά της, σε συνδυασμό με την μακροσκοπική παθολογική εικόνα της, θα καθοδηγούσαν τον μηχανικό στις αποφάσεις του για την επισκευή ή/και ενίσχυση της κατασκευής μέσω της καταλληλότερης κατά περίπτωση μεθόδου. Η ανάλυση αυτή είναι απαραίτητη, αφού μπορεί να συμπληρώσει ή και να αναιρέσει πλήρως την αρχική εντύπωση την οποία η παθολογική κατάσταση της κατασκευής εκ πρώτης όψεως δημιουργεί. Παράλληλα πάντως με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του σταδίου αυτού, θα πρέπει να ληφθεί πολύ σοβαρά υπόψη και το γεγονός ότι, η μη κατάρρευση μέχρι σήμερα μιας ιστορικής κατασκευής, με έναν μακρό χρόνο ζωής, και με θετική "δοκιμασία" της μέσα στον χρόνο αυτό κάτω από τις ειδικές συνθήκες της περιοχής της (κλιματολογικές, σεισμικές), αποτελεί μία σοβαρή θετική πιθανοτική ένδειξη και για την μελλοντική της συμπεριφορά [9].

β) Η δεύτερη ανάλυση, που γίνεται για την αποτίμηση της κατάστασης της κατασκευής μετά την επισκευή ή/και ενίσχυσή της, και την τελική διαστασιολόγηση των παρεμβάσεων, πραγματοποιείται με βάση τα δεδομένα της

μελλοντικής κατάστασης της κατασκευής, όπως αυτή προβλέπεται να προκύψει μετά τις παρεμβάσεις.

Θεωρητικά, μέσω της δεύτερης ανάλυσης, μπορεί κανείς να σχεδιάσει τις παρεμβάσεις του κατά τρόπο τέτοιο, ώστε να εξασφαλίσει για την κατασκευή του τον επιθυμητό βαθμό ασφάλειας. Μια τέτοια λύση όμως δεν μπορεί να γίνει συνήθως, παρά με εκτεταμένη "αλλοίωση" των αρχικών χαρακτηριστικών της κατασκευής, πράγμα όμως που, όπως ήδη αναφέρθηκε, συνήθως απαγορεύεται. Και η λήψη της απόφασης για το λεπτό αυτό θέμα φεύγει συνήθως από τα χέρια του μηχανικού, και περνάει στη δικαιοδοσία μιας ευρύτερης επιστημονικής ομάδας, στην οποία οι ιστορικοί και οι αρχαιολόγοι έχουν πρώτο λόγο [9].

Όσον αφορά την ίδια την διαδικασία, τα βασικά στάδιά της και για μία ιστορική κατασκευή, είναι τα ίδια γνωστά τέσσερα στάδια της ανάλυσης που συναντάει κανείς και σε οποιαδήποτε ανάλυση μιας σύγχρονης κατασκευής: [9, 10]

- α) η προσομοίωση,
- β) η ανάλυση,
- γ) η επιβεβαίωση των αποτελεσμάτων,
- δ) η διαστασιολόγηση.

### 1.2.3 Τεχνικές επεμβάσεων

Οι μέθοδοι επεμβάσεων για την ενίσχυση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία έχουν ως στόχο την ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας και την αποκατάσταση ή την ενίσχυση της μηχανικής λειτουργίας του δομικού φορέα. Αυτό επιτυγχάνεται με την τροποποίηση της μηχανικής συμπεριφοράς του υλικού της τοιχοποιίας ή της μηχανικής συμπεριφοράς του δομικού συστήματος στο σύνολο του. Για το λόγο αυτό διακρίνονται σε ολικές και τοπικές επεμβάσεις. Οι ολικές επεμβάσεις μεταβάλλουν την συμπεριφορά της κατασκευής σαν σύνολο, ενισχύουν την

συνεργασία των διαφόρων τμημάτων της κατασκευής ή ακόμα και τροποποιούν το δομικό σύστημα. Οι τοπικές επεμβάσεις δρουν κατασταλτικά και σε τοπικό επίπεδο και καλύπτουν αποτελεσματικά τοπικές υπερβάσεις τάσεων, τοπικές αστοχίες [12, 13].

Ανάλογα με την υπάρχουσα κατάσταση της τοιχοποιίας και την ανάγκη ενίσχυσης, μπορεί κάποιος να διακρίνει μικρές επεμβάσεις, μέτριες και δραστικές. Μικρή επέμβαση χαρακτηρίζεται η επέμβαση ενίσχυσης μιας κατασκευής με αξιόλογη εναπομένουσα αντοχή και μικρές ζημιές, καθώς και σε περιπτώσεις μικρών αλλαγών χρήσης. Μέτρια επέμβαση χαρακτηρίζεται η επέμβαση ενίσχυσης μιας κατασκευής με μέτρια εναπομένουσα αντοχή, μέσο επίπεδο αναμενόμενων ζημιών και μέτρια αλλαγή χρήσης. Τέλος δραστική επέμβαση χαρακτηρίζεται η επέμβαση ενίσχυσης μιας κατασκευής της οποίας ο φέρον οργανισμός δεν έχει αξιοσημείωτη εναπομένουσα αντοχή, έχει μεγάλες καταστροφές, είναι ένα αναξιόπιστο δομικό σύστημα ή υλικό κατασκευής και υπάρχουν δραστικές αλλαγές στη χρήση ή/και τα φορτία [12, 13].

#### α) ΤΟΠΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

##### **Ενέσεις σε ρωγμές**

Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται σε περιπτώσεις που το εύρος των ρωγμών της τοιχοποιίας δεν υπερβαίνει τα 10mm. Οδηγεί σε αποκατάσταση της αρχικής αντοχής της τοιχοποιίας και όχι σε σημαντική αύξησή της, εκτός εάν το ένεμα εισχωρήσει και πληρώσει τα κενά της τοιχοποιίας οπότε λαμβάνει χώρα ομογενοποίηση μάζας. Πρόκειται για τεχνική ιδιαίτερα υψηλού κόστους η οποία απαιτεί τη διάθεση σχετικού εξοπλισμού και πολύ σχολαστικής εργασίας [14].

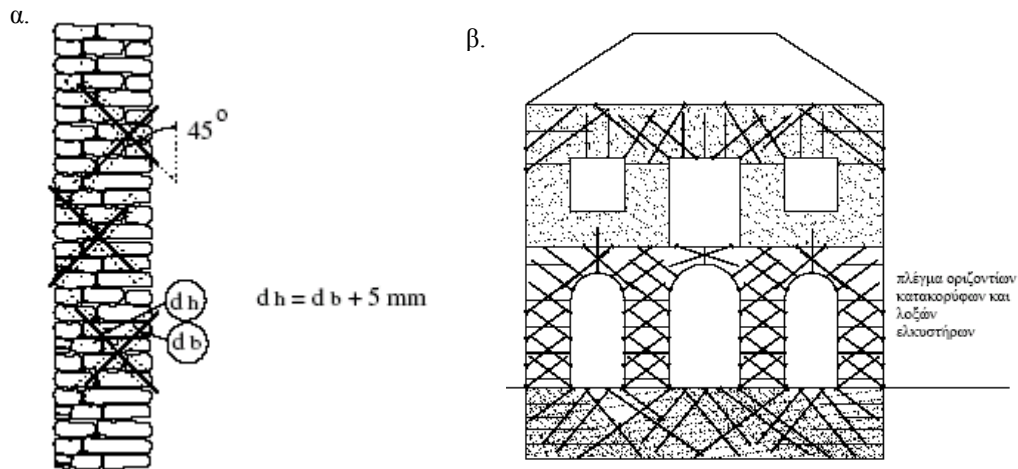
##### **Ομογενοποίηση μάζας**

Με την τεχνική αυτή εισάγεται ένεμα στη μάζα της τοιχοποιίας όχι μόνο για την πλήρωση ενδεχόμενων ρωγμών αλλά και όλων των κενών στο εσωτερικό της.

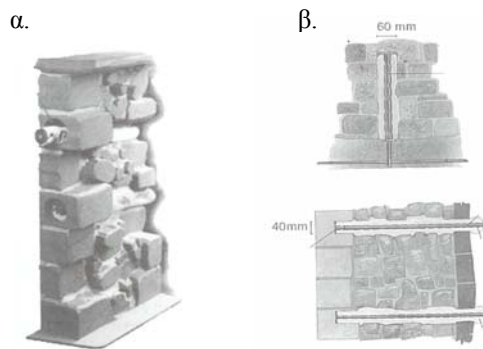
Παρά το υψηλό κόστος, πρόκειται για μια τεχνική ιδιαίτερος αποδοτική στην περίπτωση αργολιθοδομών με μεγάλο ποσοστό κονιάματος χαμηλής ποιότητας, καθώς και στην περίπτωση τρίστρωτων τοιχοποιιών. Είναι πάντως δυνατό να εφαρμόζεται σε επιλεγμένες περιοχές, κρίσιμες για τη συμπεριφορά της κατασκευής (π.χ. στις περιοχές με μεγάλες βλάβες, στις γωνίες των κτιρίων). Απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην περίπτωση που στην επιφάνεια της τοιχοποιίας υπάρχουν έργα τέχνης (νωπογραφίες, εικόνες κ.λ.π.). Σε τέτοιες περιπτώσεις είτε γίνεται προσωρινή αποτοίχιση των τοιχογραφιών είτε περιορίζεται ο εμποτισμός του ενέματος [15].

### **Προσθήκη ριζοπλισμών**

Οι ριζοπλισμοί εφαρμόζονται συνήθως σε παλιές λιθοδομές μεγάλου πάχους για βελτίωση της μάζας, τοπικές ενισχύσεις (Σχ 1.2α) ή και καθολική ενίσχυση (Σχ 1.2β) (βελτίωση της συμπεριφοράς ολόκληρου φατνώματος ή πεσσών, δημιουργία υψίκορμων δοκών). Με την τεχνική αυτή επιτυγχάνεται γενικώς σχετικά μικρή αύξηση της θλιπτικής αντοχής και σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας, ανάλογα με την πυκνότητα τοποθέτησης και τη διάμετρο των ριζοπλισμών (Σχ 1.3). Τα μειονεκτήματα της τεχνικής αυτής, τα οποία συνδέονται κυρίως με τη χρήση της σε μνημεία, είναι η αλλοίωση της δομής της τοιχοποιίας και μάλιστα κατά τρόπο μη αντιστρέψιμο, η εξαιρετικά δυσχερής αντικατάσταση των ριζοπλισμών (απαιτεί διατρήσεις μεγάλης διαμέτρου) σε περίπτωση διάβρωσής τους, ο κίνδυνος να προκληθούν βλάβες στην τοιχοποιία λόγω της διόγκωσης από τη διάβρωση [15, 19].



Σχ 1.2 α. Τοπική ενίσχυση β. Καθολική ενίσχυση.



Σχ 1.3 Ριζοοπλισμοί α. προοπτικό β. Οριζόντιες τομές.

## β) ΟΛΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

### Διαφράγματα ή πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα

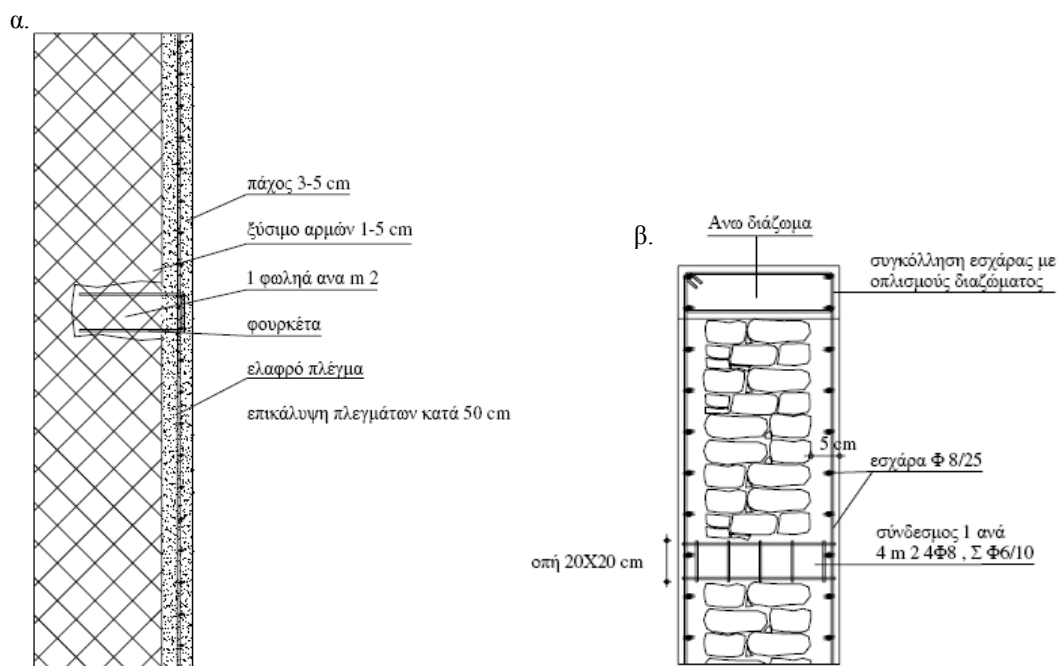
Έχουν ως στόχο τη σύνδεση των επιμέρους κατακόρυφων στοιχείων μεταξύ τους, αυξάνοντας παράλληλα τη δυσκαμψία του συστήματος και επιδρώντας στη διανομή των φορτίων στους τοίχους ανάλογα με τη δυσκαμψία τους. Οι πλάκες θεωρούνται τοπικές επεμβάσεις που περιορίζουν την εκτός επιπέδου λειτουργία των τοίχων και λόγω του βάρους τους αυξάνουν τις κατακόρυφες θλιπτικές τάσεις

των τοίχων. Η κατασκευή τους είναι εύκολη και προτιμάται στην περίπτωση αντικατάστασης ξύλινων πατωμάτων. Αυτή του είδους η επέμβαση αποτελεί το αντικείμενο της παρούσας εργασίας και στα επόμενα κεφάλαια περιγράφεται λεπτομερέστατα.

### **Κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος**

Εφαρμόζεται σε περίπτωση εκτεταμένων ζημιών στους τοίχους όπου κρίνεται απαραίτητη η καθολική επέμβαση επισκευής τους. Διακρίνονται σε μονόπλευρους και αμφίπλευρους μανδύες (Σχ 1.4) και σε ισχυρά και ελαφρά οπλισμένους. Γενικώς, οι αμφίπλευροι κρίνονται ως πλέον αποδοτικοί λόγω της συμμετρικής διατομής που δημιουργούν. Οι μονόπλευροι μανδύες συνήθως εφαρμόζονται όταν υπάρχουν περιορισμοί ή πρακτικές δυσκολίες όπως πχ αδυναμία εκτέλεσης εργασιών στους εσωτερικούς χώρους ή απαίτηση διατήρησης των εξωτερικών όψεων της τοιχοποιίας [15].

Με τους μανδύες αυξάνονται σημαντικά η θλιπτική, εφελκυστική και διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας. Όταν οι μανδύες εκτείνονται σε όλη την κατασκευή, της προσδίδουν μεγάλο βαθμό μονολιθικότητας, γεγονός που βελτιώνει τη σεισμική της συμπεριφορά. Τα μειονεκτήματα αυτής της τεχνικής είναι οι εκτεταμένες εργασίες υψηλού κόστους, η αλλοίωση των όψεων της τοιχοποιίας και η συγκέντρωση υγρασίας πίσω από τους μανδύες [15].



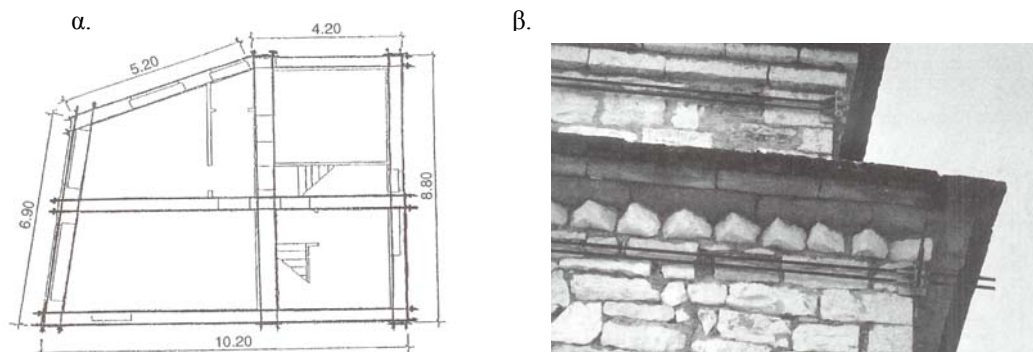
Σχ 1.4 Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος α. μονόπλευρος ελαφρά οπλισμένος β. αμφίπλευρος.

### Κατασκευή διαζωμάτων

Τα διαζώματα διασφαλίζουν και μάλιστα σε σχετικά υψηλό βαθμό τη βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι σεισμού. Επιπλέον επιτυγχάνεται ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων της στέγης με παράλληλη διόρθωση ενδογενών προβλημάτων της κατασκευής, όπως προβλήματα γωνιών και διασταυρώσεων τοίχων, έδρασης και αγκύρωσης δαπέδων και στεγών. Τα διαζώματα μπορεί να είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, μέταλλο ή ξύλο. Η επιλογή του υλικού καθορίζεται από ορισμένες παραμέτρους όπως ο χαρακτήρας του κτιρίου, τα υλικά της τοιχοποιίας, τα υλικά του υπερκείμενου πατώματος ή στέγης. Για την κατασκευή του διαζώματος απαιτείται σχολαστική εργασία υποστήλωσης της στέγης ή του πατώματος και τμήματος του τοίχου προς αποφυγή περαιτέρω βλαβών λόγω της αφαίρεσης λίθων από τους τοίχους [15].

### Προσθήκη ελκυστήρων και τενόντων

Οι ελκυστήρες χρησιμοποιούνται σε περίπτωση αποκόλλησης διασταυρούμενων τοίχων ή αποδιοργάνωσης γωνιών τοίχων (Σχ 1.5). Εφαρμόζονται επίσης για τη βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής συνδέοντας απέναντι τμήματά της, με την εφαρμογή ευνοϊκής χαμηλής προέντασης. Μπορούν ακόμη να εφαρμοστούν και για ενίσχυση της θεμελίωσης. Είναι συνήθως οριζόντιοι και σπανίως κατακόρυφοι. Ευθύγραμμοι τένοντες χρησιμοποιούνται συνήθως για την περιμετρική περίσφιξη τοιχοποιιών και για την αποκατάσταση λειτουργίας ελκυστήρα σε καμπύλους γραμμικούς ή επιφανειακούς φορείς ενώ δακτυλιοειδείς τένοντες χρησιμοποιούνται για την περίσφιξη του τύμπανου τρούλων. Με τους ελκυστήρες και τους τένοντες επιτυγχάνεται βελτίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας έναντι οριζόντιων, συνήθως σεισμικών μετακινήσεων. Οι ελκυστήρες και οι τένοντες υπόκεινται σε χαλάρωση με την πάροδο του χρόνου λόγω ερπυσμού, γι' αυτό και επιβάλλεται συστηματικός έλεγχός τους. Η τεχνική αυτή είναι εύκολα αντιστρέψιμη και συνήθως συνυπάρχει στο τελικό σχήμα επέμβασης με κάποιες από τις άλλες τεχνικές [15, 16, 17].



Σχ 1.5 Τοποθέτηση ελκυστήρων σε κτίριο α. κάτοψη β. εξωτερική περίσφιξη.

Γενικά οι μέθοδοι επέμβασης ενίσχυσης επηρεάζουν τη μάζα, τη δυσκαμψία ή την απόσβεση σε μεγαλύτερο ή μικρότερο βαθμό. Για κάποια κατασκευή και για γνωστό προεπιλεγμένο υλικό επέμβασης πρέπει να καθοριστεί η μέθοδος ή ο συνδυασμός των μεθόδων επέμβασης που μπορούν να εφαρμοστούν. Έτσι για κάθε επέμβαση καθορίζονται οι άγνωστες μεταβλητές που ορίζουν τη μορφή της επέμβασης, όπως είναι οι διαστάσεις των διαζωμάτων, το πάχος των πλακών, το

πάχος και ο οπλισμός του μανδύα, οι ράβδοι περίσφιξης ή προέντασης καθώς και η δύναμη προέντασης.

Το πρόβλημα λοιπόν που συνήθως τίθεται στο μελετητή μηχανικό που εξετάζει μια κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία είναι η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου επέμβασης η οποία να έχει ικανοποιητική επίδραση στη μηχανική συμπεριφορά της κατασκευής και των επιμέρους στοιχείων της, να είναι συμβατή με την μηχανική συμπεριφορά (στατική και δυναμική) του υπάρχοντος δομικού συστήματος έτσι ώστε να περιοριστούν οι αρνητικές αλληλεπιδράσεις και να είναι συμφέρουσα από οικονομικής πλευράς. Σημαντική λοιπόν είναι η κατανόηση της τεχνολογίας των επεμβάσεων και ο τρόπος λειτουργίας τους ώστε να μπορούν να προσομοιωθούν και να αναλυθούν με όσο το δυνατόν περισσότερη ακρίβεια, καθώς και η εύρεση μιας μεθοδολογίας με την οποία θα λαμβάνονται υπόψη όλοι οι παράμετροι επιλογής που προαναφέρθηκαν [15].

# 2

## Ο ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΦΕΡΟΝ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Ο φέρων οργανισμός κτιρίων από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία εμφανίζει πολύ μεγάλη ποικιλία και πολυτυπία ακολουθώντας την εξέλιξη της δομητικής τεχνικής για σειρά αιώνων. Τα βασικά στοιχεία που καθορίζουν τη σύνθεση του φέροντος οργανισμού και την απόκριση των κτιρίων και συγχρόνως αποτελούν τους παράγοντες διάκρισής τους σε κατηγορίες [14], είναι:

- α. Ο τύπος των πατωμάτων και στεγών (οριζόντιος φέρων οργανισμός).
- β. Η παρουσία (ή απουσία) και ο τύπος διαζωμάτων και ελκυστήρων.
- γ. Ο τύπος των φερουσών τοιχοποιιών (κατακόρυφος φέρων οργανισμός).
- δ. Η παρουσία (και σύνδεση) εγκαρσίων τοίχων.

Στα κεφάλαια που ακολουθούν θα ασχοληθούμε εκτενέστερα με τις δύο πρώτες κατηγορίες.

## 2.1 Τύποι δαπέδων

Τα βασικά μηχανικά χαρακτηριστικά των πατωμάτων ή δωματίων που επηρεάζουν καθοριστικά τη συμπεριφορά των κτιρίων υπό κατακόρυφα αλλά κυρίως υπό οριζόντια σεισμικά φορτία είναι τα ακόλουθα [14]:

- 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 βασικοί τύποι πατωμάτων που συνήθως συναντώνται σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία και η αξιολόγησή τους με βάση τα παραπάνω κριτήρια είναι οι ακόλουθοι:

### α. Πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος

Εμφανίζουν πολύ μεγάλη δυσκαμψία μέσα στο επίπεδό τους και κατά συνέπεια εξασφαλίζουν πλήρη διαφραγματική λειτουργία, με την προϋπόθεση καλής σύνδεσης με τις φέρουσες τοιχοποιίες επί των οποίων εδράζονται. Καταλύτης της ισότροπης εμφάνισης της διαφραγματικής τους λειτουργίας είναι η επάρκεια ή μη της σύνδεσής τους με τις υποκείμενες φέρουσες τοιχοποιίες στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου[14].

Το βάρος των πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα σε σύγκριση με αυτό των άλλων τύπων πατωμάτων είναι μεγάλο ανάλογα με το μέγεθος του ανοίγματος που καλούνται να γεφυρώσουν.

Δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό κατακόρυφα φορτία επί των τοιχοποιιών στις οποίες στηρίζονται.

### **β. Ξύλινα πατώματα (σανίδωμα επί ισχυρών ξύλινων δοκών)**

Τα ξύλινα πατώματα συνήθως έχουν ορθογωνική κάτοψη, αποτελούνται από σύστημα παράλληλων δοκών σε απόσταση περίπου 0,65m, αμφιέριστα εδρασμένων ως κυλίσεις (δηλαδή με δυνατότητα οριζόντιας μετατόπισης), με καρφωμένο σανίδωμα πάχους άνω των 24mm, το οποίο δημιουργεί αμφιέριστες πλάκες. Πολλές φορές υπάρχει ελαφρό ταβάνωμα (λεπτό μη φέρον σανίδωμα) καρφωμένο επί των κάτω πελμάτων των ξύλινων δοκών. Πολύ σπάνια το σανίδωμα είναι διπλό, αποτελούμενο από δύο επάλληλες στρώσεις διασταυρούμενων σανίδων [14, 18].

Εξασφαλίζουν μικρή και σε περίπτωση διπλού σανιδώματος 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 ξύλινων φερουσών δοκών επί των φερουσών τοιχοποιιών σε μία μόνο από τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Το βάρος τους είναι σχετικά μικρό και δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία επί των φερουσών τοιχοποιιών.

### **γ. 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. Ελαφρού τύπου με επίπεδες διάτρητες πλίνθους που γεφυρώνουν το κενό με απλή παράθεσή τους μεταξύ των σιδηροδοκών (τύπος βΙ), και βαρέως τύπου με καμαρωτή πλινθοδόμηση από μικρές συνήθεις διάτρητες πλίνθους (τύπος βΙΙ).

Εξασφαλίζουν μικρή (τύπος βΙ) έως μέση (τύπος βΙΙ) 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 [14].

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.

#### **δ. 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.

Εξασφαλίζουν μεγάλη δυσκαμψία και ισχυρή διαφραγματική λειτουργία σε οριζόντια διεύθυνση, είναι όμως σχετικά ασαφής η στάθμη του διαφραγματικού επιπέδου.

Η ισότροπη ή μη απόκρισή τους εξαρτάται από το βαθμό δομητικής εμπλοκής του πατώματος με τους φέροντες τοίχους της περιμέτρου.

Το βάρος τους είναι πολύ μεγάλο, ιδιαίτερα στην περίπτωση επιπέδωσης του δαπέδου με κοινά και όχι ελαφρά υλικά.

Είναι ο μοναδικός τύπος πατωμάτων που ασκούν σημαντικές, έως μεγάλες κατά περίπτωση, ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία επί των τοιχοποιιών στις

οποίες εδράζονται. Εξαιτίας, τόσο των ωθήσεων αλλά και του μεγάλου βάρους του πατώματος απαιτείται μεγάλο πάχος φερουσών τοιχοποιιών [14].

## 2.2 Οριζόντιο διάφραγμα – Δάπεδα

Στην περίπτωση σεισμών τα δάπεδα και οι στέγες λειτουργούν ως οριζόντια διαφράγματα τα οποία μεταφέρουν στους τοίχους τις σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο επίπεδό τους. Επιπλέον, τα δάπεδα και οι στέγες συνδέουν τους φέροντες τοίχους μεταξύ τους και κατανέμουν στους τοίχους, ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, τα οριζόντια σεισμικά φορτία που αναπτύσσονται σε ένα κτίριο από τοιχοποιία. Κατά μήκος κάθε φέροντος τοίχου και στη στάθμη των δαπέδων, κατασκευάζονται οριζόντια διαζώματα ώστε να βοηθήσουν τα δάπεδα στη σύνδεση των φερόντων τοίχων [1].

Σύμφωνα με τους Ευροκώδικα 6 (EC6) και Ευροκώδικα 8 (EC8), μια στέγη ή ένα δάπεδο μπορεί να κατασκευαστεί από πλάκες είτε οπλισμένου σκυροδέματος είτε προκατασκευασμένες, ή από ξύλινα δοκάρια που στηρίζουν το πάτωμα, εξασφαλίζοντας ότι το σύστημα του δαπέδου ή της στέγης μπορεί να αναπτύξει οριζόντια διαφραγματική λειτουργία. Η σύνδεση των δαπέδων και των τοίχων πρέπει να εξασφαλίζεται από μεταλλικούς συνδέσμους ή οριζόντια διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα οριζόντια φορτία σχεδιασμού πρέπει να μεταφέρονται μεταξύ των τοίχων και των συντρεχόντων στοιχείων είτε μέσω αγκυρίων είτε με την τριβή μεταξύ των τοίχων και των δαπέδων ή των στεγών [1].

Σε πλαίσιακές κατασκευές το μεγαλύτερο μέρος της μάζας, και άρα και των οριζοντίων αδρανειακών δυνάμεων, είναι συγκεντρωμένο στις στάθμες των δαπέδων. Λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας των δαπέδων μέσα στο επίπεδό τους, οι αδρανειακές δυνάμεις των ορόφων κατανέμονται στα πλαίσια και στα τυχόν τοιχώματα, ανάλογα με τη δυσκαμψία τους. Έτσι, τις οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις αναλαμβάνουν να μεταφέρουν στο έδαφος τα πλαίσια και τα τοιχώματα που είναι παράλληλα σ' αυτές.

Σε κτίρια όμως, με φέροντα οργανισμό τοιχοποιία, όλη σχεδόν η μάζα (περισσότερη από το 90% εάν τα δάπεδα και η στέγη είναι ξύλινα) ή ένα σημαντικό τμήμα της (περίπου 50%, εάν τα δάπεδα και η στέγη είναι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος) βρίσκεται στους τοίχους. Συνεπώς, η ανάλυση χρειάζεται να γίνει για αδρανειακές δυνάμεις κατανεμημένες καθ' ύψος των τοίχων, και όχι για συγκεντρωμένες στις στάθμες των ορόφων, όπως γίνεται στους πλαισιακούς φορείς. Το σημαντικότερο όμως θέμα είναι ότι οι λόγω ιδίας μάζας αδρανειακές δυνάμεις που είναι κάθετες στο επίπεδο ενός τοίχου μεταφέρονται στο έδαφος μέσω κάμψης. Αν τα δάπεδα είναι δύσκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους, τμήμα των κάθετων στον τοίχο αδρανειακών δυνάμεων μεταφέρεται στους εγκάρσιους τοίχους μέσω αυτών, αντί μέσω των κατακόρυφων ακμών σύνδεσής του με τους τελευταίους, το δε κατακόρυφο άνοιγμα της εγκάρσιας καμπτικής παραμόρφωσης του τοίχου μειώνεται σημαντικά [19].

Η ύπαρξη επομένως δύσκαμπτων δαπέδων εξασφαλίζει την κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων στους τοίχους ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, μειώνει το ύψος των τοίχων για την καμπτική λειτουργία τους και λόγω του βάρους των πλακών αυξάνει τις κατακόρυφες θλιπτικές τάσεις, αυξάνοντας έτσι τη διατμητική αντοχή του τοίχου [19].

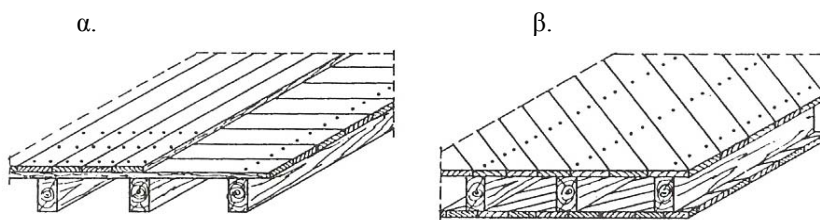
Την καλύτερη διαφραγματική λειτουργία εξασφαλίζουν τα δάπεδα από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος. Οι πλάκες κατασκευάζονται συγχρόνως με τα οριζόντια διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το επαρκές μήκος έδρασης, το οποίο δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 65mm, θα εξασφαλίσει την απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα και τη μεταφορά των διατμητικών δυνάμεων. Η κατασκευή τους σε υπάρχουσες κατασκευές προϋποθέτει την ύπαρξη εσωτερικών φερόντων τοίχων κατάλληλης διάταξης. Σε πολυώροφα κτίρια η κατασκευή πλακών σε ενδιάμεσους ορόφους παρουσιάζει δυσκολίες ανάλογες με αυτές της κατασκευής οριζοντίων διαζωμάτων σε στάθμες εκτός της στέψης των τοίχων [19].

Στις περιπτώσεις που τα δάπεδα είναι από μεγάλα προκατασκευασμένα στοιχεία χωρίς επικάλυψη, πρέπει να τοποθετηθούν μεταλλικοί σύνδεσμοι κατά μήκος των συνδέσεων των δύο στοιχείων ώστε να μεταφέρουν από το ένα στοιχείο στο άλλο τις διατμητικές και εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται

στο οριζόντιο διάφραγμα κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι πρέπει να είναι αρκετά ισχυροί ώστε να εξασφαλίζουν τη λειτουργία του δαπέδου ως δύσκαμπτο μονολιθικού διαφράγματος και στον ισχυρότερο αναμενόμενο σεισμό. Στις στηρίξεις πρέπει να τοποθετούνται επαρκή αγκύρια ώστε να εξασφαλίζεται η καλή σύνδεση των φερόντων τοίχων και η δύσκαμπτη οριζόντια διαφραγματική λειτουργία των δαπέδων αυτού του τύπου [1].

Τα ξύλινα δάπεδα αντιπροσωπεύουν εύκαμπτα οριζόντια διαφράγματα. Κάποιου βαθμού διαφραγματική λειτουργία μπορεί να επιτευχθεί αν τα υπάρχοντα εύκαμπτα δάπεδα γίνουν περισσότερο δύσκαμπτα με τους εξής τρόπους [1, 19]:

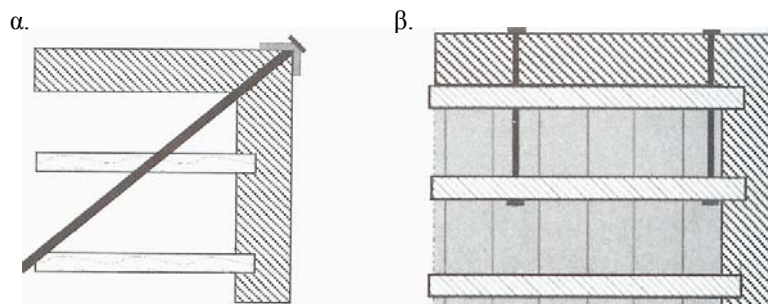
- με την τοποθέτηση δεύτερου πετσώματος, κάθετα στο υπάρχον ξύλινο δάπεδο, παράλληλα στις δοκούς (Σχ 2.1α),
- με κάρφωμα σανιδώματος στο άνω και κάτω μέρος των ξύλινων δοκών,
- με σανίδες ή πέτσωμα σε δύο διαγώνιες διευθύνσεις: στη μία διεύθυνση στην άνω επιφάνεια των δοκών και στην άλλη διεύθυνση στην κάτω (Σχ 2.1β),



Σχ 2.1 Αύξηση της δυσκαμψίας των ξύλινων δαπέδων.

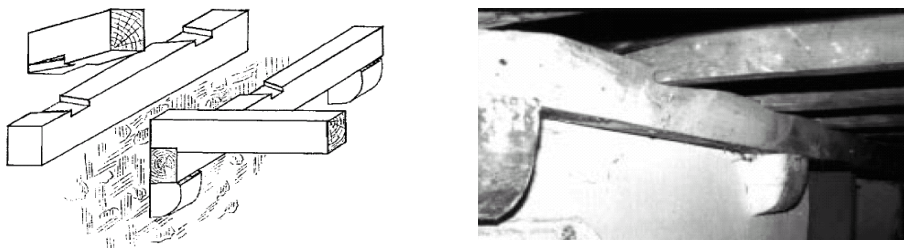
- με την τοποθέτηση διαγώνιων ελκυστήρων που αγκυρώνονται στην εξωτερική επιφάνεια των τοίχων (Σχ 2.2α),
- με την τοποθέτηση διαγώνιων διασταυρούμενων ελκυστήρων.

Όμως σε κάθε περίπτωση, πρέπει να υπάρχουν κατά μήκος των τοίχων οριζόντια διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή μεταλλικοί σύνδεσμοι. Οι ξυλοδοκοί πρέπει να αγκυρώνονται στα διαζώματα ή τους τοίχους με μεταλλικά αγκύρια (Σχ 2.2β).



Σχ 2.2 α. Αύξηση δυσκαμψίας δαπέδου β. αγκύρωση δαπέδου σε φέροντες τοίχους.

Για να αποφευχθεί συντονισμός της κατασκευής, η φυσική συχνότητα του πατώματος πρέπει να διαφέρει από την ταλάντωση, την οποία προκαλούν οι καθημερινές δραστηριότητες (βηματισμός κλπ) αλλά και ο σεισμός. Επομένως, κάθε επέμβαση θα πρέπει να μειώνει τον κίνδυνο συντονισμού. Μια διαφορά 20% μεταξύ φυσικής συχνότητας και συχνότητας διέγερσης θεωρείται ικανοποιητική. Κατασκευαστικές ρυθμίσεις, που μειώνουν τον κίνδυνο ταλάντωσης και συγχρόνως συνεισφέρουν στη διαφραγματική λειτουργία του πατώματος, δίδονται στο Σχ 2.3 [20].



Σχ 2.3 Κατασκευαστικές διατάξεις που περιορίζουν την ταλάντωση.

## 2.3 Παθολογία φέροντος οργανισμού

Είναι φανερό ότι, οι συνδυασμοί υλικών και τύπων πατωμάτων και στεγών, υλικών και τύπου δόμησης φερουσών τοιχοποιιών, υλικών και μορφής διαζωμάτων και ελκυστήρων, (ή και η απουσία τους) παράγουν μια μεγάλη πολυτυπία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία [14].

Στην παρούσα παράγραφο θα επιχειρηθεί η σκιαγράφιση της απόκρισης και παθολογίας των κτιρίων υπό κατακόρυφα και ιδιαίτερα υπό οριζόντια σεισμικά φορτία.

### 2.3.1 Παθολογία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό κατακόρυφα φορτία

Η μεταβίβαση των κινητών κατακόρυφων φορτίων και των ιδίων βαρών των οριζόντιων δομικών στοιχείων (πατώματα, στέγες) στα κατακόρυφα (φέρουσες τοιχοποιίες) και από εκεί, μαζί με τα σημαντικά ίδια βάρη των τοίχων, στη θεμελίωση και το έδαφος, είναι συνήθως σαφής και εξασφαλισμένη σε όλους του τύπους κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

Τα τυχόν προβλήματα είναι συνήθως περιορισμένα. Μπορούν να καταταγούν στις ακόλουθες κατηγορίες [14]:

- α. Προβλήματα τοπικής αστοχίας λόγω κακού σχεδιασμού (τοπική ρηγμάτωση τοιχοποιίας υπό ισχυρά μοναχικά φορτία ή λόγω αναντιστοιχίας ανοιγμάτων καθ' ύψος).
- β. Προβλήματα τοπικής ή γενικής αστοχίας από διαφορικές καθιζήσεις της θεμελίωσης.
- γ. Προβλήματα τοπικής αστοχίας από επεμβάσεις, διαρρυθμίσεις ή προσθήκες κατ' επέκταση.
- δ. Προβλήματα τοπικής ή γενικής αστοχίας από προσθήκες καθ' ύψος.

ε. Προβλήματα τοπικής ή γενικής αστοχίας από αλλαγή χρήσης (αύξηση κινητών φορτίων).

στ. Προβλήματα τοπικής ή γενικής αστοχίας από γήρανση υλικών.

Οι βλάβες από τα κατακόρυφα φορτία είναι συνήθως των ακόλουθων 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 [14].
- β. Σε περίπτωση διαφορικών καθιζήσεων εμφανίζονται λοξές ρηγματώσεις μιας διεύθυνσης κατά μήκος της θλιβόμενης διαγωνίου σε πεσσούς ή δίσκους τοιχοποιίας κατά μήκος του πόδα, των οποίων εκδηλώνεται διαφορική καθίζηση. Οι βλάβες παρουσιάζονται εντονότερες στους χαμηλούς ορόφους.
- γ. Σε περίπτωση διαφορικής βράχυνσης υπό τα κατακόρυφα φορτία σε μεσαίους συνήθως τοίχους, εμφανίζονται λοξές ρηγματώσεις μιας διεύθυνσης στους εγκάρσιους τοίχους, παρόμοιες με αυτές της περίπτωσης (β), με τη διαφορά ότι οι βλάβες εμφανίζονται εντονότερες στους ανώτερους ορόφους.

### **2.3.2 Παθολογία κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση**

Ενώ η φόρτιση υπό τα κατακόρυφα φορτία ορίζεται με σχετική σαφήνεια, κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει με τη σεισμική φόρτιση. Ακόμη και μετά τις σημαντικότερες 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 [14, 21, 22, 23].

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η απόκρισής του φέροντα οργανισμού υπό οριζόντια σεισμικά φορτία στις δύο ακραίες περιπτώσεις πατωμάτων, αφού η πλειοψηφία των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία βρίσκεται συνήθως μεταξύ αυτών των δύο περιπτώσεων.

**α. Πατώματα και δώμα από πλάκες Ο/Σ – Τοιχοποιία υψηλών αντοχών με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα και ελκυστήρες**

- Σαφής διαφραγματική λειτουργία του στατικού προσομοιώματος.
- Εφαρμογή στις στάθμες των πλακών των συγκεντρωμένων σεισμικών τεμνουσών που αντιστοιχούν στα μόνιμα και κινητά φορτία των πατωμάτων.
- Εφαρμογή σε όλους τους κόμβους του προσομοιώματος επί των τοίχων, της αδρανειακής οριζόντιας σεισμικής δύναμης που αντιστοιχεί στη μάζα που είναι συγκεντρωμένη στον κάθε κόμβο.
- Η συγκεντρωμένη σεισμική τέμνουσα κάθε ορόφου κατανέμεται από το διάφραγμα του δαπέδου στα κατακόρυφα στοιχεία του ορόφου 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.
- Η ύπαρξη διαζωμάτων ανακουφίζει την καταπόνηση των τοίχων που διήκουν κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού, με αποτέλεσμα να προκύπτει συνήθως κρίσιμη η καταπόνηση των εγκάρσιων τοίχων και πεσσών για σεισμό μέσα στο επίπεδό τους (λειτουργία δίσκου - σχετικά υψηλή αντοχή τοιχοποιίας).

- Σε περιπτώσεις μεγάλου σχετικά ύψους ορόφων και μεγάλων σχετικά αποστάσεων των εγκάρσιων φερόντων τοίχων, είναι πιθανόν να αποδειχθεί κρίσιμη η καταπόνηση μερικών επιμήκων τοίχων σε κάμψη εκτός του επιπέδου τους [14].

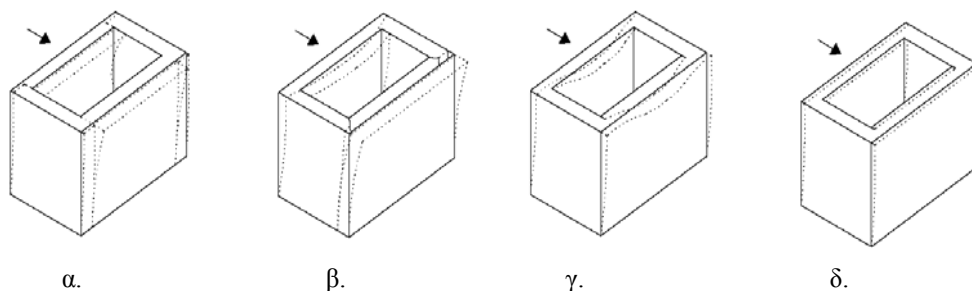
**β. Εύκαμπτα ξύλινα πατώματα και στέγη – Παχείς τοίχοι χαμηλής αντοχής χωρίς διαζώματα και ελκυστήρες**

- Απουσία διαφραγματικής λειτουργίας.
- Συνήθως παραλείπονται τελείως τα πατώματα κατά τη διαμόρφωση του στατικού προσομοιώματος.
- Εφαρμογή σε όλους τους κόμβους των τοιχοποιιών του προσομοιώματος της αδρανειακής οριζόντιας σεισμικής δύναμης που αντιστοιχεί στη μάζα κάθε κόμβου (οι δυνάμεις αυτές αποτελούν πολύ μεγάλο ποσοστό του συνόλου της σεισμικής τέμνουσας βάσης λόγω του μεγάλου βάρους των φερουσών τοιχοποιιών).
- Εφαρμογή στους κόμβους των τοιχοποιιών, που αντιστοιχούν στις στάθμες των πατωμάτων, των αδρανειακών οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που αντιστοιχούν στη δύναμη έδρασης του πατώματος (οι δυνάμεις αυτές είναι συνήθως μικρό ποσοστό της τέμνουσας βάσης).
- Αναμένεται πρόωρη αποκόλληση των διασταυρούμενων τοίχων λόγω απουσίας διαζωμάτων και ελκυστήρων και ανεξάρτητη απόκρισή τους ως ελεύθερων προβόλων.
- Κρίσιμη προκύπτει η καταπόνηση των τοίχων για σεισμό κάθετα στο επίπεδό τους (κάμψη εκτός επιπέδου – πολύ χαμηλή αντοχή τοιχοποιίας) [14].

### 2.3.3 Τυπικές μορφές αστοχίας

Στο Σχ 2.4 φαίνονται οι τυπικές μορφές απόκρισης μονώροφου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική καταπόνηση [14, 22, 24].

- Οι περιπτώσεις (α) και (β) αντιστοιχούν σε πλήρη απουσία διαφράγματος και διαζωμάτων με αποτέλεσμα οι τοίχοι να είναι ασύνδετοι και μετά τον αποχωρισμό τους να λειτουργούν ανεξάρτητα (κρίσιμη η εκτός επίπεδου καμπτική λειτουργία των τοίχων που είναι κάθετοι στη διεύθυνση του σεισμού).
- Στην περίπτωση (γ) υπάρχει περιμετρικό διάζωμα αλλά όχι διάφραγμα στη στέψη των τοιχοποιιών, το οποίο εξασφαλίζει κοινή παραμόρφωση στη στέψη. Υπό σεισμική καταπόνηση συνήθως αποφεύγεται ο αποχωρισμός των τοίχων στις γωνίες, αλλά η σχετικά μικρή εγκάρσια δυσκαμψία του διαζώματος δεν μπορεί να αποτρέψει την τοπικά έντονη εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού (λειτουργία τριέρειστης πλάκας σε κατακόρυφο επίπεδο).
- Στην περίπτωση (δ) υπάρχει πλήρης διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο της στέψης των τοίχων, η οποία εξασφαλίζει τη μεταφορά και ανάληψη του συνόλου σχεδόν της σεισμικής τέμνουσας από τους τοίχους κατά τη διεύθυνση του σεισμού (λειτουργία δίσκου – υψηλή αντοχή τοιχοποιίας).



Σχ 2.4 Ταλάντωση κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική φόρτιση α. β. κτίρια με ασύνδετους τοίχους. γ. κτίριο με σενάζ δ. κτίριο με διάφραγμα.

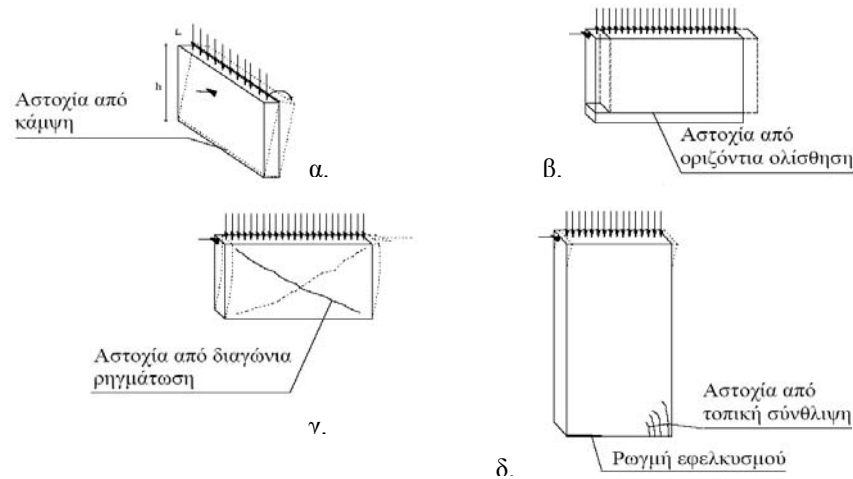
Με βάση την ανάλυση της συμπεριφοράς του τυπικού μονώροφου κτιρίου που προηγήθηκε παρουσιάζονται στο Σχ 2.5 οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας ενός μεμονωμένου τοίχου ή πεσσού.

- Ο τοίχος πρόβολος εμφανίζεται ιδιαίτερα ασθενής έναντι σεισμικής ώθησης κάθετα στο επίπεδό του (Σχ 2.5α). Αντιστέκεται στις αδρανειακές δυνάμεις κυρίως με το βάρος του και την αμελητέα καμπτική αντοχή της διατομής της βάσης του. Έτσι, ο τοίχος ανατρέπεται υπό στατικό σεισμικό συντελεστή που κυμαίνεται από  $\varepsilon = t/2h$  έως  $\varepsilon = t/h$ , εάν η σεισμική τέμνουσα εφαρμόζεται στη στέψη ή το κέντρο βάρους του αντίστοιχα.
- Σε περίπτωση που ο τοίχος-πρόβολος καταπονείται εντός του επιπέδου του, η αντίστασή του είναι πολύ μεγαλύτερη καθώς λειτουργεί ως δίσκος (shear wall). Υπάρχουν διάφορες μορφές αστοχίας ενός τέτοιου τοίχου που εξαρτώνται από τη γεωμετρία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας:
  - i. Ολίσθηση ή καθαρή διατμητική αστοχία κατά μήκος ενός οριζόντιου αρμού (Σχ 2.5β).
  - ii. Διαγώνια ρηγμάτωση από λοξές κύριες εφελκυστικές τάσεις είτε με τεθλασμένη αποκόλληση-ολίσθηση κατακόρυφων και οριζόντιων αρμών είτε και με ρηγμάτωση πλίνθων ή λίθων (Σχ 2.5γ).
  - iii. Καμπτική αστοχία από συντριβή (πυκνά σχεδόν κατακόρυφα ρήγματα και εγκάρσια διάρρηξη) της θλιβόμενης γωνίας της βάσης αμέσως μετά την οριζόντια ρηγμάτωση κατά μήκος της εφελκυσόμενης ζώνης (Σχ 2.5δ).

Η συμπεριφορά και απόκριση ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία είναι πολύ πιο σύνθετη από αυτή ενός μεμονωμένου τοίχου χωρίς ανοίγματα. Στο Σχ 2.6 φαίνονται οι τυπικές μορφές ρηγματώσεων που εμφανίζονται σε ένα τυπικό μονώροφο κτίριο με ικανοποιητικά οριζόντια διαζώματα [14, 25, 26].

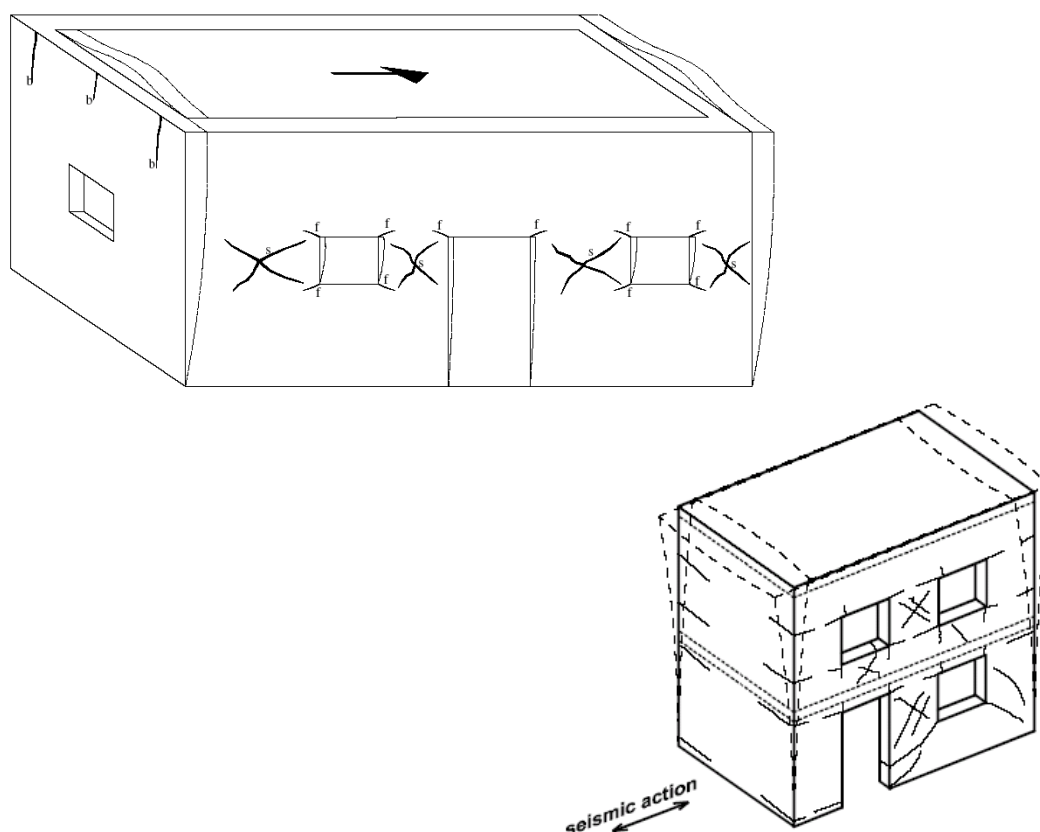
- Σε τοίχους κάθετα στη διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης εμφανίζονται, λόγω ανεπαρκούς διαφραγματικής λειτουργίας, ρωγμές τύπου **b** από κάμψη εκτός επιπέδου (bending). Σε περίπτωση ανεπαρκούς σύνδεσης στις ακμές με

τους εγκάρσιους τοίχους, οι ρωγμές αυτές οδηγούν σε αποκόλληση των τοίχων και αστοχία τους σύμφωνα με την Σχ 2.5α.



Σχ 2.5 Μηχανισμοί αστοχίας μεμονωμένου τοίχου α. σεισμική τέμνουσα εκτός επιπέδου β. γ. δ. σεισμική τέμνουσα εντός επιπέδου.

- Σε τοίχους κατά τη διεύθυνση της σεισμικής καταπόνησης, οι πεσσοί μεταξύ των ανοιγμάτων είναι πιο εύκαμπτοι από τις ζώνες τοιχοποιίας πάνω και κάτω από τα παράθυρα. Έτσι, ουσιαστικά όλες οι παραμορφώσεις εμφανίζονται στους πεσσούς. Στις διατομές πόδα και κεφαλής των πεσσών εμφανίζονται οι ισχυρότερες ορθές (θλιπτικές και εφελκυστικές) τάσεις, ενώ η σταθερή καθ' ύψος του πεσσού τέμνουσα δύναμη προκαλεί τις μέγιστες διατμητικές τάσεις περί το κέντρο του. Η υπέρβαση της χαμηλής καμπτικής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας προκαλεί τις καμπτικές ρωγμές τύπου **f** (flexure), ενώ η υπέρβαση της λοξής εφελκυστικής αντοχής της υπό τις κύριες ορθές τάσεις στο σώμα του πεσσού προκαλεί τις λοξές χιαστί καμπτοδιατμητικές ρωγμές τύπου **s** (shear).
- Τελικά οι πεσσοί, ανάλογα με τη γεωμετρία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, αστοχούν είτε από χιαστί καμπτοδιατμητικά ρήγματα, είτε από υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής στα άκρα της κεφαλής ή της βάσης τους μετά από διαδοχικούς κύκλους επέκτασης των ρηγμάτων τύπου **f**.



b: ρωγμές από κάμψη εκτός επιπέδου

s: ρωγμές από διάτμηση εντός επιπέδου

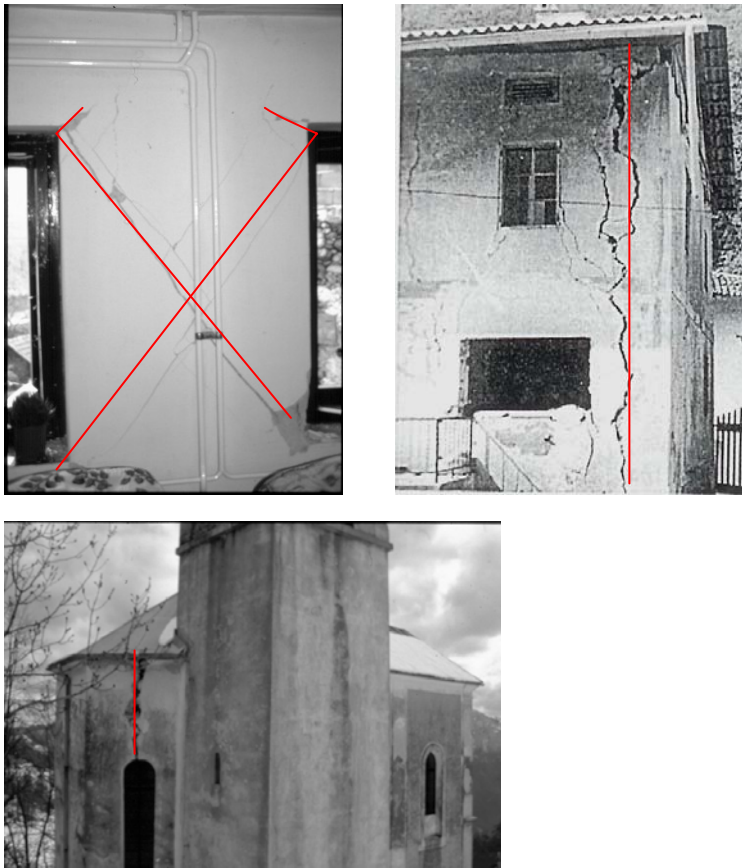
f: ρωγμές από κάμψη εντός επιπέδου

Σχ 2.6 Χαρακτηριστικές μορφές αστοχίας σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία.

Σύμφωνα με δυναμικές αναλύσεις που έγιναν πάνω στους συνηθέστερους τύπους κτιρίων από τοιχοποιία παρατηρήθηκαν τα εξής [19]:

- η καταπόνηση σε κτίρια από οπτοπλινθοδομή με πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα, δηλαδή σε νεότερα κτίρια, για σεισμική δράση παράλληλα στους τοίχους, είναι το ήμισυ εκείνης των κτιρίων από λιθοδομή με ξύλινα πατώματα, δηλαδή των παλαιότερων, ενώ
- για σεισμική δράση εγκάρσια στους τοίχους, είναι το ένα πέμπτο.

Η διαφορά αυτή, οφείλεται αφ' ενός στην ύπαρξη των πλακών και αφ' ετέρου στη διαφορετική κατανομή της μάζας των κτιρίων. Στα νεότερα κτίρια οι δεσπόζουσες ιδιομορφές χαρακτηρίζονται από μετακίνηση στο επίπεδο των τοίχων και έχουν χαμηλές ιδιοπερίόδους. Στα παλαιότερα κτίρια οι ιδιομορφές είναι καμπτική παραμόρφωση εκτός του επιπέδου των τοίχων με υπερδιπλάσια ιδιοπερίοδο. Οι λόγοι για τη διαφορετική αυτή συμπεριφορά είναι η ύπαρξη ή όχι των δύσκαμπτων δαπέδων και η διαφορετική κατανομή της μάζας των κτιρίων. Μία σημαντική διαπίστωση είναι ότι οι υψηλές ιδιοπερίοδοι των παλαιότερων κτιρίων τα τοποθετούν στο πλατό του φάσματος επιταχύνσεων των ισχυρών κοντινών σεισμικών κινήσεων που συνήθως καταγράφονται στους σεισμούς του Ελληνικού χώρου και έτσι εξηγούνται οι αυξημένες βλάβες που σημειώνονται στα κτίρια αυτού του τύπου από τους ισχυρούς σεισμούς [19].



Εικ 2.1 Τυπικές μορφές ρηγματώσεων σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία.

Κλείνοντας θα μπορούσαμε να επισημάνουμε ότι κύριος παράγοντας αστοχίας εξαιτίας σεισμικής δράσης στον ελληνικό χώρο είναι η κακή ποιότητα δόμησης και άλλα ενδογενή αίτια. Το συμπέρασμα αυτό ισχύει και για τις υπόλοιπες χώρες της σεισμογενούς Νότιας Ευρώπης. Ως κακή δόμηση εννοείται εκτός του κακού ή ελλιπούς σχεδιασμού και των κατ' επέκταση προσθηκών, κυρίως η κακή αλληλεμπλοκή των λίθων, η μεγάλη ποσότητα ισχνού συνδετικού κονιάματος και η απουσία οριζοντίου διαζώματος. Πέραν τούτου του συμπεράσματος έγινε σαφές ότι στον ελληνικό χώρο το είδος και ακόμα και η έκταση των βλαβών έχουν άμεση σχέση με την ηλικία του κτιρίου καθώς προσδιορίζει τον τρόπο δόμησης, το βαθμό συντήρησης και την ύπαρξη ή όχι ενδογενών αιτίων [19].

# 3

## Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η χρήση των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί την επέκταση της μητρικής 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.

Βασική αρχή της μεθόδου είναι η υποδιαίρεση της κατασκευής σε ένα πεπερασμένο αριθμό στοιχείων, (finite elements) τα οποία εξακολουθούν να ανήκουν στο ίδιο υλικό με την αρχική κατασκευή, η σύνδεση όμως μεταξύ τους γίνεται σ' ένα αριθμό διακριτών σημείων, τους κόμβους (nodes). Συνεπώς η απαίτηση ικανοποίησης των σχέσεων ισορροπίας και συμβιβαστού των παραμορφώσεων περιορίζεται σ' ένα πεπερασμένο αριθμό σημείων της κατασκευής. Όπως και στην μητρική ανάλυση των κατασκευών (ανάλυση με χρήση πινάκων) έτσι και εδώ έχουμε την δυνατότητα να εκλέξουμε σαν βασικές μεταβλητές του προβλήματος τις κομβικές μετατοπίσεις (μέθοδο μετατοπίσεων) ή και τις κομβικές δυνάμεις (μέθοδος δυνάμεων) [27].

Πρώτος ο Hrenikoff το 1941 παρουσίασε μια πρόδρομη διατύπωση της μεθόδου με την αντικατάσταση ενός επίπεδου ελαστικού μέσου με ένα σύνολο ράβδων και δοκών. Στη συνέχεια ο Courant το 1943, μελετώντας ένα πρόβλημα στρέψεως κατά St. Venant, εισήγαγε την ιδέα της αντικατάστασης μιας συνεχούς συνάρτησης με συναρτήσεις κατά διαστήματα συνεχείς. Τελικά, το 1944 ο Ιωάννης Αργύρης επινόησε την χρήση των τριγωνικών στοιχείων και πραγματοποίησε την πρώτη εφαρμογή στους ηλεκτρονικούς υπολογιστές της εποχής με μέγιστη δυνατότητα χειρισμού αλγεβρικών συστημάτων μέχρι 64 αγνώστους [27].

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων στην τυπική της διατύπωση παρουσιάζεται το 1960 σε μια μονογραφία των Αργύρη και Kelsey και στην εργασία του Clough. Από την εποχή εκείνη και μετά, η ανάπτυξη της μεθόδου και η χρησιμοποίησή της για την επίλυση πρακτικών προβλημάτων του μηχανικού συμβαδίζει με την τεχνολογία των Η/Υ. Η εξέλιξη των υπολογιστών με τις ολοένα και μεγαλύτερες δυνατότητες διαχείρισης μεγάλου όγκου δεδομένων αλλά και με την αύξηση της ταχύτητας εκτελέσεως των αριθμητικών πράξεων κατέστησε εφικτή την επίλυση, με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, σύνθετων προβλημάτων του μηχανικού τα οποία θεωρούνταν απροσπέλαστα πριν μερικά χρόνια [27].

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, αν και επινοήθηκε και εφαρμόστηκε για την στατική ανάλυση φορέων, έχει καθολικότερη εφαρμογή σε μια ευρύτερη κατηγορία προβλημάτων του μηχανικού όπως στη ρευστομηχανική, στη μεταφορά θερμότητας, στην ακουστική, στον ηλεκτρομαγνητισμό και στην εμβιομηχανική.

### 3.1 Εξίσωση κίνησης

Οι δομικές κατασκευές είναι συστήματα με άπειρους βαθμούς ελευθερίας, γιατί παρουσιάζουν συνεχή κατανομή μάζας και ελαστικών χαρακτηριστικών. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων επιτρέπει την ελαστική διακριτοποίηση

θεωρώντας ότι η κίνηση του συστήματος περιγράφεται από ένα αριθμό παραμέτρων κίνησης που αντιστοιχούν στις ελευθερίες κινήσεως των κόμβων, γνωστές και ως γενικευμένες συντεταγμένες Lagrange. Ο αριθμός των παραμέτρων αυτών εξαρτάται από τη δομή του συστήματος (κατανομή μαζών και ελαστικών ιδιοτήτων), από τον τρόπο διέγερσης και από την επιδιωκόμενη ακρίβεια. Η επιλογή των παραμέτρων θα πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να αποδίδεται κατά το δυνατόν πιστότερα η πραγματική κίνηση του συστήματος [27, 28].

Η κίνηση ενός ελαστικού φορέα εξαρτάται άμεσα από τις δύο φυσικές ιδιότητες του, α. την αδράνεια – μάζα και β. την ελαστικότητα – ελαστικές σταθερές. Εξαρτάται ακόμα από τις διάφορες μορφές αντίστασης που αναπτύσσονται κατά την ταλάντωση των κατασκευών με αποτέλεσμα την προοδευτική αφαίρεση μηχανικής ενέργειας και μετατροπή της σε άλλες μορφές οι οποίες εκφράζονται με την απόσβεση. Με τον γενικό όρο διέγερση ορίζονται τα κάθε είδους γνωστά εξωτερικά φορτία ή καταναγκασμοί, στα οποία υποβάλλεται ένας φορέας. Η διέγερση εκφράζεται σε περιοδική και μη [27, 28].

Η εξίσωση κίνησης ενός μηχανικού συστήματος με χρήση μητρώων γράφεται:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = P(t) \quad (3.1)$$

η οποία ορίζει ένα σύστημα  $N$  γραμμικών διαφορικών εξισώσεων δευτέρας τάξεως.

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

όπου:

$M$  Το μητρώο μάζας του συστήματος

$C$  Το μητρώο απόσβεσης του συστήματος

- K Το μητρώο ακαμψίας του συστήματος
- $\ddot{v}$  Το διάνυσμα των κομβικών επιταχύνσεων
- $\dot{v}$  Το διάνυσμα των κομβικών ταχυτήτων
- v Το διάνυσμα των κομβικών μετατοπίσεων
- P Το διάνυσμα των χρονικά μεταβαλλόμενων δυνάμεων που εφαρμόζονται σε κάθε κόμβο.

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

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -M\ddot{u}_g(t) \quad (3.2)$$

όπου:

$\ddot{u}_g$  Το διάνυσμα των εδαφικών επιταχύνσεων.

### 3.2 Προσδιορισμός των σχέσεων Ανηγμένης Παραμόρφωσης – μετατόπισης και Τάσης – Ανηγμένης Παραμόρφωσης

Η διατύπωση των σχέσεων ανηγμένων παραμορφώσεων –μετατοπίσεων συνήθως διατυπώνεται στο Καρτεσιανό σύστημα συντεταγμένων. Οι μητρικές σχέσεις μεταξύ των συνιστωσών της παραμόρφωσης (μεταφορικών  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$ ,  $\epsilon_z$  και στροφικών  $\gamma_{xy}$ ,  $\gamma_{yz}$  και  $\gamma_{zx}$ ) και των συνιστωσών της μετατόπισης u, v, και w γραμμικώς ελαστικών υλικών, στο τρισδιάστατο σύστημα συντεταγμένων (x,y,z), είναι οι ακόλουθες [27]:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 \\ 0 & \partial/\partial y & 0 \\ 0 & 0 & \partial/\partial z \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial z & \partial/\partial y \\ \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial x \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

Οι μητρωικές σχέσεις τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων γραμμικώς ελαστικών υλικών σε ισοθερμική παραμόρφωση γράφονται ως εξής:

$$\{\varepsilon\} = [C] \{\sigma\} \quad (3.4)$$

ή

$$\{\sigma\} = [E] \{\varepsilon\} \quad (3.5)$$

όπου  $[C]$  είναι το συμμετρικό μητρώο το οποίο εκφράζει την παραμόρφωση του υλικού στις ασκούμενες τάσεις και  $[E]$  είναι επίσης ένα συμμετρικό μητρώο που εκφράζει τη στιβαρότητα του υλικού στις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις με  $[E] = [C]^{-1}$ . Στη γενική περίπτωση της ανισοτροπίας, τα μητρώα  $[C]$  και  $[E]$  περιλαμβάνουν 21 ανεξάρτητους όρους. Οι παραπάνω σχέσεις εκφράζουν τον νόμο του Hooke κατά τον οποίο οι τάσεις είναι γραμμικές συναρτήσεις των ανηγμένων παραμορφώσεων και ισχύουν με την παραδοχή των μικρών παραμορφώσεων και για συγκεκριμένα υλικά.

Στην περίπτωση ισότροπων υλικών, οι ιδιότητες των υλικών εκφράζονται με τον συνδυασμό του μέτρου Ελαστικότητας  $E$  και του συντελεστή Poisson  $\nu$ . Σε αυτή την περίπτωση το μητρώο  $[E]$  στην τρισδιάστατη ελαστικότητα έχει τη μορφή [29]:

$$[E] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

$$[C] = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

Στις σχέσεις (3.4) (3.5) θα μπορούσε επίσης να χρησιμοποιηθεί και το μέτρο διατμήσεως  $G=E/2(1+\nu)$  το οποίο συνδέει τις διατμητικές τάσεις με τις ανηγμένες διατμητικές παραμορφώσεις:

$$\tau_{xy}=G \gamma_{xy}, \quad \tau_{yz}=G \gamma_{yz}, \quad \tau_{zx}=G \gamma_{zx}, \quad (3.8)$$

### 3.3 Βασικά στάδια της μεθοδολογίας

Για την προσομοίωση των κατασκευών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων απαιτείται η κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής στη φόρτιση που υποβάλλεται καθώς επίσης και η γνώση των ιδιοτήτων και των δυνατοτήτων – αδυναμιών των πεπερασμένων στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν. Απαιτείται επίσης η γνώση των παραδοχών οι οποίες έχουν οδηγήσει στο μαθηματικό προσομοίωμα καθώς επίσης και τα όρια ισχύος αυτών των παραδοχών.

Μια κατασκευή με πολύπλοκη συμπεριφορά ή ένα αριθμητικό προσομοίωμα με πολλούς βαθμούς ελευθερίας θα πρέπει να προσεγγίζεται προσεχτικά και σταδιακά. Είναι προτιμότερο να αρχίζουμε την ανάλυση με ειδικές περιπτώσεις συνοριακών συνθηκών και φορτίσεις και με αραιά δίκτυα και αφού βεβαιωθούμε για την ορθότητα των επιλογών μας να προχωρήσουμε σε πιο λεπτομερή προσομοιώματα έχοντας λάβει υπόψη την κατανομή των τάσεων ή των εντατικών μεγεθών στα μέλη του φορέα από τις προκαταρκτικές αναλύσεις [30].

Η επιλογή των κατάλληλων στοιχείων εξαρτάται άμεσα από την μορφή και τη δομητική λειτουργία της κατασκευής.

### **3.3.1 Περιγραφή του προβλήματος**

Ο ακριβής ορισμός του προβλήματος που τίθενται αποτελεί το βασικό στοιχείο για την επίλυση ενός προβλήματος. Συνεπώς, πρώτα πρέπει να εντοπιστεί επακριβώς το πρόβλημα, να καθοριστούν οι παράμετροι του, τα σταθερά στοιχεία που αποτελούν τα δεδομένα του προβλήματος καθώς και τα ζητούμενα που αποτελούν τις άγνωστες μεταβλητές [30].

### **3.3.2 Εισαγωγή γεωμετρίας φορέα**

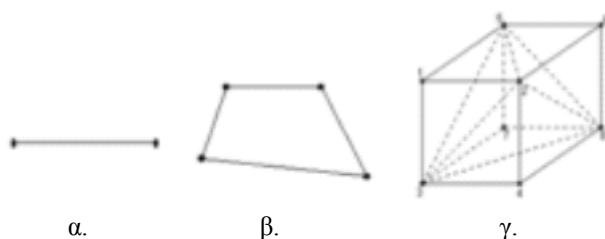
Για την δημιουργία του γεωμετρικού μοντέλου της κατασκευής απαιτείται η περιγραφή των χαρακτηριστικών σημείων της κατασκευής, ο ορισμός στη συνέχεια των καμπύλων που καθορίζουν τα όρια της (γραμμικό μοντέλο) και η δημιουργία των επιφανειών του φορέα (επιφανειακό μοντέλο) εκ των οποίων συντίθενται ο όγκος του φορέα (χωρικό μοντέλο) [30].

### **3.3.3 Διακριτοποίηση φορέα**

Χωρισμός του φορέα σε τμήματα με πεπερασμένο μέγεθος τα οποία ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία (finite elements). Ανάλογα με τις δυνατότητες παραμόρφωσης που προσδίδονται στα στοιχεία και της μορφής τους χωρίζονται σε διάφορες κατηγορίες (Σχ 3.1) όπως στοιχεία ράβδου, δοκού, επίπεδα στοιχεία τριγωνικής ή τετραγωνικής μορφής, στερεά στοιχεία όπως τετραεδρικά κα. Συνεπώς η επιλογή του τύπου στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν βασίζεται στην δυνατότητα τους να περιγράψουν την μηχανική συμπεριφορά της κατασκευής που προσομοιώνεται με ικανοποιητική ακρίβεια [30, 31].

Ο ορισμός των στοιχείων γίνεται με βάση τους κόμβους (nodes) που τοποθετούνται αρχικά. 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. Σε κάθε κόμβο στοιχείου αντιστοιχεί και ένας αριθμός κομβικών παραμέτρων οι οποίες αποτελούν τις γενικευμένες μετατοπίσεις [30, 31].

Η διακριτοποίηση του φορέα της κατασκευής πρέπει να γίνεται προσεκτικά και έχοντας στόχο να περιγράψει, όσο το δυνατόν πιο πιστά, την πραγματική κατασκευή και τις γεωμετρικές ιδιαιτερότητες του φορέα. Ο αριθμός των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν είναι καθοριστικός της αξιοπιστίας του μοντέλου γι' αυτό και απαιτείται πείρα και αρκετές δοκιμές.



Σχ 3.1 Πεπερασμένα Στοιχεία α. στοιχείο ράβδου β. επίπεδο στοιχείο γ. στερεό στοιχείο.

Η χρήση μικρού αριθμού στοιχείων μπορεί να οδηγήσει σε προσομοίωση (modeling) κατασκευής πιο δύσκαμπτης από την πραγματική ενώ ο υπερβολικά μεγάλος αριθμός μπορεί να οδηγήσει σε δύσκληστο υπολογιστικό μοντέλο. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιούνται διαδοχικές επιλύσεις με διαδοχική πύκνωση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων ελέγχοντας την σύγκλιση ή απόκλιση των αποτελεσμάτων για τον εντοπισμό του τελικού μοντέλου που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση. Ιδιαίτερα χρήσιμοι είναι και οι έλεγχοι ιδιαίτερων χαρακτηριστικών του μοντέλου με στοιχειά από μετρήσεις και πειράματα [30, 31].

Στη διακριτοποίηση περιλαμβάνονται η τοποθέτηση γεωμετρικού συστήματος συντεταγμένων καθώς και η ομαδοποίηση των κόμβων στα στοιχεία. Στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων MARC (ver 2004) που χρησιμοποιήθηκε στη παρούσα εργασία, για να γίνει διακριτοποίηση, οι κόμβοι πρέπει να ανήκουν

σε γεωμετρικό σύστημα συντεταγμένων και να συνδέονται με ένα στοιχείο. Τα στοιχεία αυτά περιγράφονται βάζοντας τον αριθμό τους, τον τύπο τους και τον αριθμό των κόμβων που περικλείει κάθε στοιχείο εισάγοντας τις φυσικές συντεταγμένες των κόμβων [32].

Οι πιο πιθανές θέσεις για τους κόμβους ή για τις κομβικές γραμμές και τα κομβικά επίπεδα είναι οι θέσεις που λαμβάνουν χώρα σημαντικές μεταβολές στη γεωμετρία, τη φόρτιση και στις ιδιότητες του υλικού. Κόμβοι πρέπει να προβλέπονται και στις περιοχές εκείνες όπου υπάρχει απότομη μεταβολή του καταναμεμένου φορτίου. Αντίστοιχα η ύπαρξη κομβικών γραμμών στις περιοχές εκείνες που υπάρχουν ασυνέχειες στη γεωμετρία κρίνεται απαραίτητη, έτσι ώστε όλα τα στοιχεία να έχουν σταθερό πάχος. Επίσης κομβικές γραμμές ή κομβικά επίπεδα πρέπει να προβλέπονται στις περιοχές εκείνες που διαχωρίζονται δύο υλικά με διαφορετικές ιδιότητες [30].

Ένας ακόμη παράγοντας που επιδρά σημαντικά στην ακριβέστερη λύση είναι η μορφή των στοιχείων που χρησιμοποιούνται. Μια κατάλληλη παράμετρος για επίπεδα στοιχεία είναι ο λόγος της μεγαλύτερης διάστασης του στοιχείου ως προς τη μικρότερη. Η βέλτιστη τιμή αυτού του λόγου είναι η μονάδα, εάν οι συναρτήσεις των μετατοπίσεων έχουν ομοιόμορφη συμπεριφορά και προς τις δύο κατευθύνσεις. Αυτό σημαίνει ότι μικρότερο σφάλμα εμφανίζουν τα στοιχεία που έχουν κανονικό σχήμα (ισόπλευρα τρίγωνα, κύβοι, κανονικά τετράεδρα) [33].

Η σωστή αρίθμηση ενός κόμβου αποτελεί βασικό παράγοντα σωστής διακριτοποίησης. Τα στοιχεία αριθμούνται αριστερόστροφα, με αρχή τους κόμβους στις γωνίες και στη συνέχεια τους μεσαίους κόμβους [32].

Για τον τύπο των στοιχείων που έχει επιλεγεί πρέπει να καθοριστούν οι ιδιότητες υλικού και μηχανικών χαρακτηριστικών με σκοπό της ακριβή προσομοίωση της μηχανικής συμπεριφοράς του φορέα.

### 3.3.4 Ιδιότητες στοιχείων -υλικών

Η επιλογή του είδους των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν βασίζεται σε διάφορα κριτήρια μεταξύ των οποίων είναι τα ακόλουθα [30, 32]:

- Η διάσταση του προβλήματος: δισδιάστατο, τρισδιάστατο
- Η γεωμετρία της κατασκευής
- Το είδος του υλικού
- Το είδος και ο τρόπος της φόρτισης
- Ο τρόπος επίλυσης
- Το είδος των επιθυμητών αποτελεσμάτων

Οι οικογένειες στοιχείων που βασίζονται στα τριγωνικά, ορθογωνικά και τετραεδρικά στοιχεία δεν μπορούν να παραστήσουν ικανοποιητικά τα όρια ενός σώματος. Οι συντεταγμένες των στοιχείων μπορούν να μετασχηματιστούν σε νέα συστήματα στον καρτεσιανό χώρο.

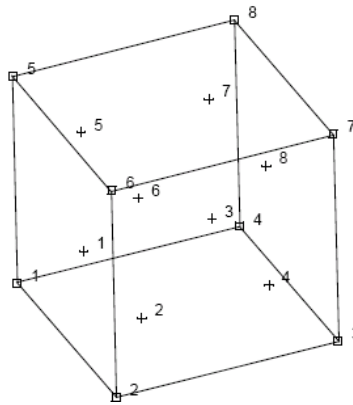
Ισοπαραμετρικά στοιχεία είναι αυτά που ο αριθμός των κόμβων σε κάθε πλευρά του στοιχείου που χρησιμοποιούνται για την περιγραφή των συντεταγμένων συμπίπτει με τον αριθμό των κόμβων που χρησιμοποιούνται για την περιγραφή των μετακινήσεων. Τα ισοπαραμετρικά στοιχεία συχνά μειώνουν την ταχύτητα σύγκλισης.

#### 3.3.4.1 Στοιχείο Τριών διαστάσεων (Three-dimensional Arbitrarily Distorted Brick)

Για την περίπτωση του τρισδιάστατου προβλήματος, της παρούσας εργασίας, το ισοπαραμετρικό στοιχείο που ανταποκρίνεται στα δεδομένα του προβλήματος είναι το στοιχείο τύπου 7 (Σχ 3.2). Είναι ένα στοιχείο από τη βιβλιοθήκη του Marc, με οκτώ κόμβους, πρώτης τάξης, ισοπαραμετρικό και εξαεδρικό. Λόγω του

ότι το στοιχείο χρησιμοποιεί συναρτήσεις τριπλής γραμμικής παρεμβολής, οι παραμορφώσεις τείνουν να είναι σταθερές σε όλο το στοιχείο. Το αποτέλεσμα είναι να εμφανίζει μειωμένη διατμητική συμπεριφορά. Τα διατμητικά χαρακτηριστικά μπορούν να βελτιωθούν χρησιμοποιώντας εναλλακτικές συναρτήσεις γραμμικής παρεμβολής [32].

Η ακαμψία του στοιχείου υπολογίζεται χρησιμοποιώντας ολοκλήρωση οκτώ σημείων κατά Gauss.



Σχ 3.2 Στοιχείο 7 με 8 κόμβους και 8 σημεία ολοκλήρωσης.

### 3.4 Αριθμητική επίλυση

Εφόσον επιλεγεί ο τύπος των στοιχείων πρέπει να καθοριστούν οι ιδιότητες του υλικού και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του με σκοπό την ακριβή προσομοίωση της μηχανικής συμπεριφοράς του φορέα.

Τα περισσότερα προβλήματα μηχανικής, είναι δυνατόν να προσομοιωθούν θεωρώντας γραμμική συμπεριφορά. Στην πραγματικότητα όμως όλα σχεδόν τα προβλήματα που παρουσιάζονται στη φύση εμφανίζουν μη γραμμική συμπεριφορά. Η διαφορά μεταξύ της γραμμικής και της μη γραμμικής λύσης κάποιου προβλήματος, καθορίζει κατά πόσο η επιλογή της γραμμικής συμπεριφοράς, είναι ικανή να δώσει σωστά αποτελέσματα για το πρόβλημα ή όχι. Όταν η απόκλιση μεταξύ γραμμικής – μη γραμμικής λύσης είναι μικρή, τότε είναι δυνατή η γραμμική προσομοίωση του προβλήματος. Αρκετές όμως είναι οι φορές

που το πρόβλημα είναι έντονα μη γραμμικό οπότε δεν είναι εφικτή η επίλυσή του με γραμμικά μοντέλα [30].

Στην ενότητα αυτή περιγράφονται τα είδη μη γραμμικών προβλημάτων που επιλύονται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στα προβλήματα μη γραμμικής συμπεριφοράς υλικού. Το πρώτο στάδιο μιας μη γραμμικής ανάλυσης είναι ο προσδιορισμός της αιτίας της μη γραμμικότητας του προβλήματος και κατ' επέκταση ο προσδιορισμός του είδους της μη γραμμικής συμπεριφοράς. Αυτό (το είδος) οφείλεται στη συμπεριφορά του υλικού, ή σε μη γραμμική συμπεριφορά εφαρμοζόμενων φορτίων ή γεωμετρίας. Αφού εντοπισθούν τα παραπάνω στοιχεία, επιλέγονται τα καταστατικά μοντέλα που θα περιγράψουν τη συμπεριφορά αυτή. Τέλος επιλέγεται ο τρόπος με τον οποίο θα αναλυθεί το πρόβλημα, δηλαδή οι μέθοδοι επίλυσης που θα δώσουν τα ακριβέστερα αποτελέσματα [32].

Στη μηχανική κάποιο πρόβλημα θεωρείται μη γραμμικό εάν το μητρώο ακαμψίας ή το διάνυσμα φόρτισης εξαρτώνται από το διάνυσμα της μετατόπισης. Η μη γραμμικότητα σε στατικά προβλήματα μπορεί να χωριστεί σε τρεις κατηγορίες [32]:

1. Μη γραμμική συμπεριφορά υλικού, όπου η συμπεριφορά του κυμαίνεται μεταξύ διαφορετικών καταστάσεων, όπως είναι η ελαστική και η πλαστική
2. Γεωμετρική μη γραμμική συμπεριφορά, η οποία σχετίζεται με μεγάλη αλλαγή της αρχικής γεωμετρίας όπως, για παράδειγμα παρουσιάζεται σε καμπτόμενους δοκούς.
3. Μη γραμμική συμπεριφορά λόγω συνοριακών συνθηκών. Τέτοιες περιπτώσεις παρουσιάζονται σε προβλήματα επαφής (contact), καθώς επίσης και σε προβλήματα με επακόλουθες δυνάμεις (follower forces).

Γενικά, προβλήματα που δεν εξαρτώνται από το χρόνο, θεωρούνται μη γραμμικά όταν το μητρώο ακαμψίας  $[K]$  και το διάνυσμα  $[R]$  των δυνάμεων αποτελούν συνάρτηση κομβικών μετατοπίσεων  $[u]$ . Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να

δίνεται στο πότε κάποιο πρόβλημα συμπεριφέρεται γραμμικά και πότε μη γραμμικά. Υπάρχουν περιπτώσεις όπου οι δύο καταστάσεις συνυπάρχουν αλλά επικρατεί μία από τις δύο [28].

### 3.4.1 Μη γραμμική συμπεριφορά

Η μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού εμφανίζεται πριν από το όριο διαρροής του. Η μετάπτωση ενός υλικού από την μία κατάσταση στην άλλη είναι σταδιακή και όχι απότομη. Τα περισσότερα υλικά παρουσιάζουν σημαντική μη γραμμική ελαστική συμπεριφορά αρκετά πριν προσεγγίσουν το σημείο διαρροής τους [34].

Δεν υπάρχει σαφές όριο διαχωρισμού μεταξύ των διαφορετικών συμπεριφορών του υλικού. Το όριο διαρροής που ουσιαστικά καθορίζει τη μετάβαση μεταξύ ελαστικής και πλαστικής περιοχής, είναι μία προσεγγιστική ποσότητα η οποία προκύπτει γραφικά, μετατοπίζοντας δεξιά το γραμμικό τμήμα της καμπύλης τάσης – παραμόρφωσης κατά 0.2% και εντοπίζοντας το σημείο όπου η ευθεία γραμμή της κλίσης τέμνει τα πειραματικά δεδομένα αντοχής του υλικού. Αυτή η τιμή τάσης μπορεί να βρίσκεται χαμηλότερα ή ψηλότερα από το θεωρητικό όριο μετάβασης από την ελαστική στην πλαστική συμπεριφορά [30, 34].

Όταν εξετάζεται η εντατική κατάσταση κάποιου σώματος, για να διευκρινισθεί αν θα μεταβεί από γραμμική σε γραμμική συμπεριφορά, πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην έκταση της περιοχής όπου παρουσιάζεται υψηλή εντατική κατάσταση. Είναι αρκετά πιθανό, σε μικρές περιοχές κάποιου σώματος, να παρουσιάζονται τάσεις μεγαλύτερες από το όριο διαρροής. Κάτι τέτοιο δεν σημαίνει απαραίτητα ότι το υλικό έχει μεταβεί στη μη γραμμική συμπεριφορά αλλά είναι δυνατόν να υποστηρίζεται από το γειτονικό υλικό, όποτε η συνολική συμπεριφορά του σώματος παρουσιάζει γραμμική μορφή [30, 36].

Όπως γίνεται κατανοητό από τα παραπάνω, αρχικά εκτελείται ελαστική ανάλυση του προβλήματος ώστε να διευκρινισθεί αν αυτό ξεπερνά την ελαστική περιοχή και εισέρχεται στην πλαστική. Σε αυτή την ανάλυση δεν πρέπει να

ελέγχονται μόνο οι μέγιστες τάσεις που παρουσιάζονται στο σώμα, αλλά και η έκταση της περιοχής στην οποία αυτές παρουσιάζονται.

Ουσιαστικός είναι επίσης και ο εντοπισμός των αιτιών εμφάνισης αυξημένων τάσεων. Όταν, για παράδειγμα, η αύξηση οφείλεται σε σημειακό φορτίο ή σημειακό περιορισμό, η περιοχή εμφάνισής τους θα είναι αρκετά περιορισμένη και θα ανακατανέμονται γρήγορα και στο υπόλοιπο σώμα. Στις περιπτώσεις αυτές το ολικό σώμα συμπεριφέρεται, κατά κύριο λόγο, γραμμικά και όχι μη γραμμικά.

Εκτός από περιπτώσεις όπου εμφανίζονται υψηλές τάσεις, μη γραμμική συμπεριφορά μπορεί να προκύψει και από εμφάνιση μεγάλων τιμών στις μετατοπίσεις. Οι μετατοπίσεις αυτές σε συνδυασμό με τους περιορισμούς που έχουν εφαρμοστεί στο μοντέλο ενδέχεται να μετατρέψουν το πρόβλημα από γραμμικό σε μη γραμμικό [30, 34, 36].

Η σωστή μεθοδολογία επίλυσης προβλημάτων με αμφίβολη συμπεριφορά είναι: η αρχική επίλυση για γραμμική συμπεριφορά και αφού εξεταστούν προσεχτικά τα αποτελέσματα και διαφανεί ότι το πρόβλημα ξεφεύγει από τη γραμμική περιοχή, επανάληψη της επίλυσης, αυτή τη φορά για μη γραμμική συμπεριφορά.

### **3.4.2 Μέθοδοι επίλυσης μη Γραμμικών προβλημάτων**

Η επίλυση γραμμικών προβλημάτων είναι ουσιαστικά η λύση συστήματος εξισώσεων όπου ο αριθμός των αγνώστων μεταβλητών είναι ίσος με τον αριθμό των εξισώσεων. Η επίλυση γραμμικών συστημάτων απαιτεί ένα στάδιο επίλυσης.

Η επίλυση μη γραμμικών συστημάτων απαιτεί περισσότερα στάδια επίλυσης άρα και περισσότερο υπολογιστικό χρόνο. Παρόλα αυτά τα τελευταία χρόνια, η μη γραμμική ανάλυση προβλημάτων, εφαρμόζεται σε μεγάλο βαθμό κυρίως λόγω της ραγδαίας βελτίωσης των δυνατοτήτων των υπολογιστών και της δημιουργίας αντιπροσωπευτικών μοντέλων μη γραμμικής συμπεριφοράς [28, 34].

Η εξίσωση που επιλύει μη γραμμικά προβλήματα είναι της μορφής:

$$\{R\}=[K(R,u)]\{u\} \quad (3.9)$$

όπου  $[K]$ : μητρώο ακαμψίας

$\{u\}$ : διάνυσμα μετατοπίσεων κόμβων

$\{R\}$ : διάνυσμα φορτίων

Με την παραπάνω εξίσωση μπορούμε να υπολογίσουμε το μητρώο ακαμψίας  $[K]$ , για δεδομένο διάνυσμα μετατοπίσεων  $\{u\}$ , όταν το μητρώο  $[K]$  είναι συνάρτηση του  $\{u\}$ , και είναι γνωστό το διάνυσμα των φορτίων  $\{R\}$ .

Ορισμένες συχνά εφαρμοζόμενες μέθοδοι μη γραμμικής επίλυσης είναι η Μέθοδος Newton – Raphson και η Τροποποιημένη Μέθοδος Newton – Raphson. Η μέθοδος Newton – Raphson περιλαμβάνει την επαναλαμβανόμενη λύση της σχέσης:

$$[K_t]_i \{\Delta u\}_{i+1} = \{\Delta R\}_{i+1} \quad (3.10)$$

όπου  $[K_t]$  το εφαπτομενικό μητρώο ακαμψίας και  $\{\Delta R\}$  η αστάθεια του φορτίου, δηλ. η διαφορά μεταξύ του εφαρμοζόμενου φορτίου και του αρχικού [32]. Οι τιμές του μητρώου ακαμψίας και του φορτίου αστάθειας αναπροσαρμόζονται μετά από κάθε κύκλο επίλυσης. Η διαδικασία τερματίζει όταν το φορτίο αστάθειας προσεγγίζει την τιμή του μηδενός.

Στην τροποποιημένη μέθοδο Newton – Raphson η αναπροσαρμογή δεν γίνεται σε κάθε στάδιο αλλά μόνο στο πρώτο.

### 3.4.3 Υπολογισμός μητρώων δυσκαμψίας των στοιχείων

Υπολογίζεται το μητρώο (πίνακας) δυσκαμψίας του στοιχείου λαμβάνοντας υπόψη και κάποιες κομβικές παραμέτρους που σχετίζονται με τη σύνδεση των στοιχείων μεταξύ τους καθώς και με τη συμπεριφορά όλου του φορέα. Τα στοιχεία του μητρώου δυσκαμψίας σχετίζονται με τις μετατοπίσεις των κόμβων του στοιχείου οι οποίες στην συνέχεια υπολογίζονται. Οι μετατοπίσεις ενός

σημείου μέσα στο στοιχείο εκφράζονται με την βοήθεια κατάλληλων συναρτήσεων παρεμβολής με βάση τις γνωστές μετατοπίσεις στους κόμβους [36].

Στην συνέχεια εφαρμόζεται η αρχή των δυνατών έργων για τον προσδιορισμό των κομβικών φορτίων και του μητρώου δυσκαμψίας του στοιχείου. Απομονώνουμε το κάθε στοιχείο του μοντέλου από τον όλο φορέα και θεωρούμε 'έξωτερικά φορτία' τις τάσεις που εφαρμόζονται σε αυτό από τα υπόλοιπα παράπλευρα στοιχεία. Με εφαρμογή της αρχής των δυνατών έργων υπολογίζουμε κάποιες ισοδύναμες κομβικές δυνάμεις, δηλαδή δυνάμεις που εφαρμόζονται στους κόμβους και παράγουν έργο όσο και το κατανεμημένο 'έξωτερικό φορτίο'. Το μητρώο δυσκαμψίας συντίθενται από αυτές τις δυνάμεις [36].

Το μητρώο δυσκαμψίας του τελικού συστήματος προκύπτει από την επαλληλία των επιμέρους μητρώων δυσκαμψίας των στοιχείων, λαμβάνοντας υπόψη τις συνοριακές συνθήκες του φορέα και τις συνθήκες στήριξης των επιμέρους στοιχείων.

### 3.5 Διαδικασία επίλυσης

Όπως αναφέρθηκε και προηγούμενα η λύση μη γραμμικών προβλημάτων περιλαμβάνει μία σειρά από μικρότερα στάδια επίλυσης, όπου η τιμή της άγνωστης μεταβλητής συγκλίνει σταδιακά προς τη σωστή τιμή. Ο αριθμός των σταδίων που απαιτούνται, εξαρτάται από το βαθμό μη γραμμικότητας του προβλήματος και από την επιθυμητή ακρίβεια της ζητούμενης μεταβλητής. Τα στάδια αυτά συνήθως καθορίζονται από τον αριθμό των διαμερισμών που έχει υποστεί το ολικό εφαρμοζόμενο φορτίο και ονομάζονται στάδια φόρτισης (load steps). Σε κάθε στάδιο φόρτισης μια ενδιάμεση λύση υπολογίζεται με βάση το φορτίο εκείνου του σταδίου και όχι του ολικού. Η τελική κατάσταση των φορτίων και των μετατοπίσεων ενός σταδίου αποτελούν τις αρχικές παραμέτρους για το επόμενο στάδιο [30].

Σε κάθε στάδιο επίλυσης πραγματοποιείται υπολογισμός της ακρίβειας των αποτελεσμάτων. Η ακρίβεια αυτή συγκρίνεται με προκαθορισμένες τιμές που ο

χρήστης της μεθόδου έχει επιλέξει για το συγκεκριμένο πρόβλημα. Αν το σφάλμα είναι μεγαλύτερο από τις τιμές αυτές τότε η διαδικασία επίλυσης συνεχίζεται μέχρι το σημείο της επιθυμητής ακρίβειας. Στο σημείο αυτό πρέπει να διευκρινισθεί η διαφορά μεταξύ σταδίου φόρτισης και κύκλου επανάλυσης της λύσης του προβλήματος. Τα στάδια φόρτισης αποτελούν το καθορισμένο εξωτερικό φορτίο ή φορτία που ασκούνται στο μοντέλο και καθορίζονται είτε από το χρήστη, είτε αυτόματα από κάποιο αλγόριθμο. Οι κύκλοι επανάλυσης της επίλυσης του προβλήματος ορίζονται από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί ώστε να προκύψει ο απαιτούμενος βαθμός ακρίβειας για το συγκεκριμένο στάδιο φόρτισης. Από το χρήστη επιλέγεται η επαναληπτική μέθοδος επίλυσης και ο βαθμός ακρίβειας που πρέπει να προσεγγίσει η μέθοδος. Είναι αντιληπτό ότι για να ολοκληρωθεί ένα στάδιο φόρτισης η μέθοδος επίλυσης ενδέχεται να έχει πραγματοποιήσει αρκετούς επαναληπτικούς κύκλους [30].

Στην συνέχεια αναφέρονται διάφορα σημεία στη διαδικασία επιλογής σταδίων φόρτισης ώστε να είναι δυνατή η σύγκλιση του προβλήματος με βέλτιστο αριθμό επαναλήψεων άρα και βέλτιστο υπολογιστικό χρόνο

### 3.5.1 Στάδια Φόρτισης

Ο κύριος μηχανισμός που επιτρέπει την επίλυση μη γραμμικών προβλημάτων στη στατική, με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, είναι η δυνατότητα εφαρμογής του ολικού φορτίου σε περισσότερα από ένα στάδια. Με αυτό τον τρόπο είναι εφικτός ο υπολογισμός των ενδιάμεσων σταδίων με γραμμικό τρόπο, οπότε τελικά ένα μη γραμμικό πρόβλημα επιλύεται με κάποιο αριθμό γραμμικών σταδίων. Ο αριθμός των γραμμικών αυτών σταδίων εξαρτάται από τη φύση του προβλήματος και την επιθυμητή ακρίβεια. Επίσης ο καθορισμός αυτών των σταδίων εξαρτάται από τα στάδια φόρτισης [30, 32].

Τα στάδια φόρτισης ορίζουν το μέγεθος του βαθμού της μη γραμμικότητας για το συγκεκριμένο στάδιο που η επαναλαμβανόμενη μέθοδος επίλυσης πρέπει να προσεγγίσει. Αν τα στάδια φόρτισης είναι αρκετά μεγάλα τότε η μέθοδος

επίλυσης που έχει επιλεγεί μπορεί να μη καταφέρει να τροποποιήσει τη διαδικασία επίλυσης ώστε να προκύψει η επιθυμητή ακρίβεια και η λύση τελικά να συγκλίνει. Αν τα στάδια φόρτισης είναι πολύ μικρά τότε η επίλυση του ολικού προβλήματος ενδέχεται να λάβει αρκετά μεγάλο υπολογιστικό χρόνο. Στην ιδανική περίπτωση τα στάδια φόρτισης πρέπει να είναι ιδανικά μικρά, ώστε η λύση του προβλήματος να συγκλίνει [30, 32].

Αν υπάρχει η δυνατότητα αυτόματου καθορισμού των σταδίων φόρτισης από το λογισμικό που χρησιμοποιείται, μπορεί να εφαρμοστεί για μια πρώτη επίλυση στη μη γραμμική ανάλυση. Από αυτή την επίλυση μπορούν να εξαχθούν αρκετά συμπεράσματα για το είδος και τον αριθμό των σταδίων φόρτισης που πρέπει να εφαρμοστούν.

### 3.5.2 Ελαστοπλαστική συμπεριφορά υλικών σε τρεις διαστάσεις

Για την εφαρμογή των ελαστοπλαστικών καταστατικών μοντέλων σε τρεις διαστάσεις, πρέπει να οριστεί η συμπεριφορά τους σε πολυαξονικό εντατικό πεδίο. Στην τριδιάστατη εντατική κατάσταση για να περιγραφεί η εντατική κατάσταση σε κάποιο σημείο υπάρχουν έξι ανεξάρτητες μεταβλητές τάσεως και έξι παραμορφώσεως. Η διαδικασία προσαρμογής των καταστατικών εξισώσεων συμπεριφοράς των υλικών, σε περισσότερες της μίας διάστασης είναι πολύπλοκη διαδικασία [32, 37].

Υπάρχουν όμως κάποιες παραδοχές που απλουστεύουν τη διαδικασία αυτή. Αν το υλικό θεωρηθεί ισотροπικό, δηλαδή οι ιδιότητες του είναι ανεξάρτητες από τον προσανατολισμό του υλικού και το όριο διαρροής εξαρτάται μονάχα από το μέγεθος των τάσεων, τότε απλουστεύσεις μπορούν να προκύψουν με τη χρήση σταθερών τάσεως (invariants of stress), και παραμορφώσεων. Όπως είναι γνωστό τρεις σταθερές τάσεων απαιτούνται για την περιγραφή του μεγέθους της τάσης. Αυτές μπορούν να λάβουν τις τιμές των κύριων τάσεων ή συνδυασμό αυτών.

Στις περιπτώσεις της πλαστικότητας η συμπεριφορά περιγράφεται με κάποια μορφή σταδίων όπου η τάση υπολογίζεται ως συσσωρευμένη (accumulated stress)

για κάθε στάδιο με βάση τη σταθερή (invariants) παραμόρφωση για το συγκεκριμένο στάδιο. Όταν θεωρείται ελαστοπλαστικό, ισότροπο υλικό, το πρόβλημα απλουστεύεται σημαντικά, αφού οι έξι μεταβλητές τάσεων – παραμορφώσεων μειώνονται σε τρεις. Στην περίπτωση που το υλικό δεν μπορεί να θεωρηθεί ισοτροπικό και πρέπει να μοντελοποιηθεί ως ανισοτροπικό απαιτούνται έξι μεταβλητές τάσεων – παραμορφώσεων [32, 37].

### 3.5.3 Συναρτήσεις διαρροής

Η συνάρτηση διαρροής υλικού, περιγράφει τις εντατικές συνθήκες κάτω από τις οποίες το υλικό θα μεταβεί από την ελαστική στην πλαστική συμπεριφορά. Το όριο διαρροής ή κριτήριο αστοχίας, μπορεί να εκφραστεί βάσει των τάσεων, παραμορφώσεων, της ενέργειας παραμόρφωσης κλπ. Η συνάρτηση που ορίζει το όριο διαρροής, δίνεται από τη σχέση [30, 38]:

$$F(\{\sigma\}, \{J\}) = 0 \quad (3.11)$$

όπου το  $\{\sigma\}$  εκφράζει το εντατικό πεδίο και το  $\{J\}$  την αντοχή του υλικού σε εφελκυσμό ή θλίψη.

Για την ανάπτυξη τα συνάρτησης διαρροής οι μεταβλητές τα τάσης συνδυάζονται σε μία παράμετρο γνωστή με τον όρο ενεργός τάση ( $\sigma_{ef}$ ). Η ενεργός τάση στη συνέχεια συγκρίνεται με το όριο διαρροής ( $J$ ) βάση κάποιας συνάρτησης. Η μορφή τα συνάρτησης εξαρτάται από την κατηγορία στην οποία ανήκει το υλικό.

Μια τέτοια συνάρτηση διαρροής, η οποία χρησιμοποιείται ευρέως στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, είναι το κριτήριο του Tresca. Ο Tresca θεώρησε κρίσιμο μέγεθος για τη διαρροή των μετάλλων τη μέγιστη διατμητική τάση όταν αυτή πάρει την τιμή τα μέγιστης διατμητικής τάσης διαρροής του υλικού σε απλό εφελκυσμό [30, 38].

$$\tau_{\max} = \pm \sigma_{ys} / 2 \quad (3.12)$$

Μια άλλη συνάρτηση διαρροής είναι το κριτήριο ενέργειας διάτμησης ή κριτήριο του Von Mises. Δηλώνει ότι η διαρροή του υλικού εμφανίζεται όταν η πυκνότητα ενεργειακής παραμόρφωσης σε κάποιο σημείο εξισωθεί με την πυκνότητα ενέργειας διάτμησης στο σημείο διαρροής, κατά τη μονοαξονική θλίψη ή εφελκυσμό. Επομένως το κριτήριο αυτό χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις όπου το δομικό σύστημα που εξετάζεται καταπονείται κυρίως από ένα είδος φόρτισης.

Σε περιπτώσεις πιο πολύπλοκης εντατικής κατάστασης καθώς λαμβάνει υπόψη τις διαφορετικές αντοχές των υλικών σε εφελκυσμό και θλίψη χρησιμοποιείται το κριτήριο του Mohr-Coulomb, σύμφωνα με το οποίο [32]:

$$F = \alpha J_1 + \sqrt{J_2} - \frac{\sigma_{yt}}{\sqrt{3}} \quad (3.13)$$

$$\text{όπου } J_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{3(3 + \sin^2 \varphi)}}, \quad \varphi: \text{γωνία εσωτερικής τριβής}$$

$$\sigma_{yt} = c\sqrt{3(1 - 12\alpha^2)}, \quad c: \text{συνοχή του υλικού}$$

Το κριτήριο διαρροής του Mohr-Coulomb χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία.

### 3.6 Επεξεργασία αποτελεσμάτων

Μετά την επιλογή της ανάλυσης και των παραμέτρων επίλυσης γίνεται η επίλυση τον τελικού συστήματος δυσκαμψίας και υπολογίζονται τα τελικά εντατικά μεγέθη (τάσεις, παραμορφώσεις) [32].

Τα αποτελέσματα μπορούν να δοθούν είτε γραφικά μέσα από τα προγράμματα μετεπεξεργασίας είτε με τη μορφή λίστας σε συγκεκριμένο αρχείο ASCII.

Υπάρχουν διάφορα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων τα οποία χρησιμοποιούνται ευρύτατα στην έρευνα όπως το MSC Nastran, MARC, SAP και ABAQUS. Στη συγκεκριμένη εφαρμογή έχει χρησιμοποιηθεί το πρόγραμμα MARC (Ver 2004).

Το πρόγραμμα MARC χρησιμοποιείται από το 1971 για αναλύσεις στην αεροδυναμική, ηλεκτρονική, βιομηχανική κλπ.

Το πρόγραμμα αυτό προτείνεται για τη γραμμική και μη γραμμική ανάλυση στη στατική και δυναμική ανάλυση καθώς και στην ανάλυση μεταφοράς θερμότητας. Η μη γραμμικότητα μιας κατασκευής μπορεί να οφείλεται στη συμπεριφορά των υλικών, στη μεγάλη παραμόρφωση ή στις συνοριακές συνθήκες.

Τα φυσικά προβλήματα στη μία, δύο ή στις τρεις διαστάσεις μπορούν να μοντελοποιηθούν με τη χρήση διαφόρων τύπων στοιχείων. Αυτά τα στοιχεία παρουσιάζονται ως ζευκτά, δοκάρια, κελύφη και συμπαγή τρισδιάστατα στοιχεία ανάλογα την κατασκευή που προσομοιώνουν.

Για την ευκολότερη εισαγωγή των δεδομένων στο MARC χρησιμοποιείται το πρόγραμμα Mentat. Είναι πρόγραμμα προ-επεξεργασίας για τον ευκολότερο ορισμό από το χρήστη των παραμέτρων ανάλυσης, την διακριτοποίηση, την εισαγωγή των χαρακτηριστικών των υλικών, των συνοριακών συνθηκών και γενικότερα τη δημιουργία του προς ανάλυση μοντέλου και μετ-επεξεργασίας, για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Η χρήση του Mentat μπορεί να μειώσει σημαντικά την ανθρώπινη προσπάθεια. Η γραφική παρουσίαση των δεδομένων μειώνει επιπλέον την πιθανότητα λάθους προσφέροντας ένα αποτελεσματικό τρόπο μεγάλης ακρίβειας [32].

Το MARC, στην μετ-επεξεργασία, όπου λαμβάνει χώρα η επεξεργασία των αποτελεσμάτων για να παρασταθούν στο μοντέλο οι τάσεις και οι παραμορφώσεις, παριστά και γραφικά αυτές τις αριθμητικές τιμές σε πολύχρωμες απεικονίσεις ώστε να είναι καλύτερα κατανοητές από τον μελετητή.

### 3.7 Μειονεκτήματα της μεθόδου

Δεν υπάρχει κάποια μεθοδολογία που να επιτρέπει αναλυτική, μελέτη των αποτελεσμάτων αλλάζοντας διάφορες παραμέτρους του προβλήματος. Για την ορθή λύση του προβλήματος η σωστή επιλογή και προπάντων η σωστή χρήση του προγράμματος βοηθά να καταλήξει κανείς σε αξιόπιστα αποτελέσματα. Επίσης η σωστή επιλογή υπολογιστή μεγάλης ταχύτητας και χωρητικότητας είναι απαραίτητη. Απαιτείται εμπειρία και καλή γνώση της μηχανικής για να κατασκευαστεί μία σωστή διακριτοποίηση που θα περιγράφει, με ακρίβεια τη μηχανική συμπεριφορά της κατασκευής [30, 32].

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων προγραμματίζεται σε υπολογιστές μεγάλης ταχύτητας και χωρητικότητας. Η σημασία της μεθόδου θα ήταν πολύ μικρή, εάν δεν υπήρχαν υπολογιστές μεγάλης ικανότητας που θα μπορούσαν να λύσουν τις σύνθετες περιπτώσεις προβλημάτων που αντιμετωπίζονται στην πράξη.

### 3.8 Ακρίβεια της μεθόδου

Η θεωρητική ακρίβεια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων εξαρτάται από τους παρακάτω παράγοντες [30, 32]:

- Τον τύπο του στοιχείου, δηλαδή τον αριθμό των κόμβων και των βαθμών ελευθερίας ανά κόμβο, τον αριθμό των κομβικών παρεμβολών και τον βαθμό του πολυνύμου.
- Τον τύπο του κανάβου, δηλαδή αραιός ή πυκνός.
- Την ύπαρξη ανωμαλιών στο εξεταζόμενο πρόβλημα, πχ ρωγμές.
- Τον τρόπο υπολογισμού των κομβικών φορτίων και γενικά τον τρόπο εισαγωγής των συνοριακών συνθηκών.

# 4

## ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΛΙΘΟΔΟΜΗ

Η λιθοδομή με την οποία είναι δομημένες πολλές ιστορικές κατασκευές στη χώρα μας είναι ένα ετερογενές υλικό με λίθους και συνδετικό κονίαμα. Σε κατασκευές με λιθοδομές μεγάλου πάχους η ετερογένεια δεν αφορά μόνο στα διαφορετικά υλικά των λίθων και του κονιάματος αλλά ακόμη και στον τρόπο δόμησης. Σε πολλά κτίρια από φέρουσα λιθοδομή ο τρόπος δόμησης των παρειών των λιθοδομών διαφέρει από τον τρόπο δόμησης του εσωτερικού τους [22, 39, 40, 41, 42, 43, 44].

Στην συνηθέστερη των περιπτώσεων η προσομοίωση των λιθοδομών για ανάλυση και διαστασιολόγηση γίνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

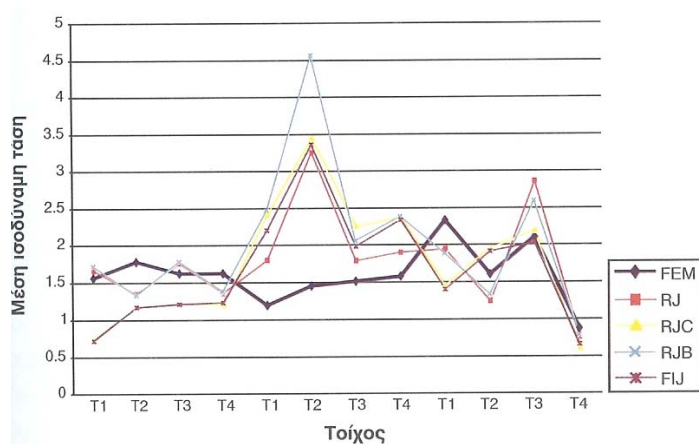
### 4.1 Επιλογή της κατάλληλης μεθόδου προσομοίωσης

Για τις αναλύσεις κατασκευών με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα, στα μέλη των οποίων ισχύουν οι αρχές της Θεωρίας Κάμψης, χρησιμοποιούνται προγράμματα πλαισιωτών φορέων από γραμμικά μέλη. 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 υποστλωμάτων που χρησιμοποιούνται στην προσομοίωση δεν επιτρέπεται να ληφθούν σαν σημειακοί, αλλά πεπερασμένου μεγέθους, άκαμπτοι ή όχι [19].

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 επιπεδότητας 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.

Ένας πρόσθετος λόγος, που θέτει σε αμφισβήτηση την εφαρμοσιμότητα των μεθόδων για πλαισιακούς φορείς σε κατασκευές από τοιχοποιία, αφορά στην κατανομή των λόγω σεισμού οριζοντίων φορτίων, τα οποία δεν είναι συγκεντρωμένα στις στάθμες των δαπέδων, όπως συμβαίνει στους πλαισιακούς φορείς.



Σχ 4.1 Μέση ισοδύναμη τάση στους εκτός επιπέδου τοίχους 2<sup>ου</sup> ορόφου κτιρίου από λιθοδομή υπό σεισμική καταπόνηση.

Συνιστάται η αποφυγή της χρήσης προγραμμάτων για πλαισιακούς φορείς γιατί τα εξαγόμενα αποτελέσματα για τη συμπεριφορά των κατασκευών από τοιχοποιία απέχουν από την πραγματική συμπεριφορά τους ακόμα και αν οι περιοχές των κόμβων προσομοιωθούν με δύσκαμπτα στοιχεία. Στο Σχ 4.1 [19] παρουσιάζονται οι μέσες τιμές των ισοδύναμων τάσεων από εφαρμογή του ισότροπου κριτηρίου για την αργολιθοδομή από διαφορετικές αναλύσεις που έγιναν με χρήση πεπερασμένων στοιχείων και τεσσάρων διαφορετικών προσομοιώσεων με τη χρήση γραμμικών μελών. Όπως φαίνεται τα αποτελέσματα των προσομοιώσεων με γραμμικά μέλη απέχουν πολύ από την προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία. Οι τέσσερις εναλλακτικοί τρόποι εφαρμογής της Μεθόδου του Ισοδύναμου 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, 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 [19].

## 4.2 Διαφορές μεταξύ γραμμικών και επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων

Με τη χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων γίνεται λεπτομερέστερη προσομοίωση και είναι δυνατό να περιγραφούν ακριβέστερα περισσότερες παράμετροι, όπως ανοίγματα, διακοπτόμενες καθ' ύψος τοιχοποιίες, συνδέσεις εγκάρσιων τοίχων κá. Αυτές οι δυνατότητες που παρέχονται, γίνονται αντιληπτές, αν αναλογισθεί κανείς ότι στην περίπτωση προσομοίωσης με επιφανειακά στοιχεία υπάρχει ένα πυκνό δίκτυο στοιχείων [19].

Η προσομοίωση με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία υπερτερεί έναντι της προσομοίωσης με επιφανειακά στοιχεία, στο σημείο ελέγχου της οριακής κατάστασης αντοχής του φορέα για τις φορτίσεις που επιβάλλονται. Ενώ στα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία το εξαγόμενο της ανάλυσης είναι τάση, στα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία το εξαγόμενο είναι εντατικό μέγεθος (δύναμη, ροπή). Έτσι στην περίπτωση των γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων το εξαγόμενο μέγεθος της ανάλυσης είναι άμεσα συγκρίσιμο με τα εντατικά μεγέθη αντοχής που προδιαγράφει ο κανονισμός (τα οποία προκύπτουν με απλούς υπολογισμούς από σχέσεις που προτείνονται από τον κανονισμό). Στα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία από τις τάσεις, που προκύπτουν από την ανάλυση, πρέπει να προσδιοριστούν τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη (ροπή, δύναμη) προς σύγκριση με αυτά που προδιαγράφει ο κανονισμός. Όμως, στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται συνήθως κάποιο κριτήριο αστοχίας. Ένα κριτήριο που συνηθίζεται είναι η σύγκριση των κυρίων εφελκυστικών τάσεων με την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας [19].

Ειδικότερα, για την εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, ένα κτίριο από τοιχοποιία διακριτοποιείται σε πεπερασμένα στοιχεία το μέγεθος των οποίων είναι συνάρτηση του μεγέθους του και της επιθυμητής ακρίβειας των αποτελεσμάτων και μέχρι πρότινος και των διατιθέμενων υπολογιστικών συστημάτων, λαμβανομένου υπόψη του γεγονότος ότι τα αρχεία αποτελεσμάτων έχουν μέγεθος της τάξεως των δεκάδων Mbytes. Είναι μάλλον κατανοητό ότι διακριτοποίηση της τάξεως «πέτρα-πέτρα» για κτίριο από λιθοδομή σε

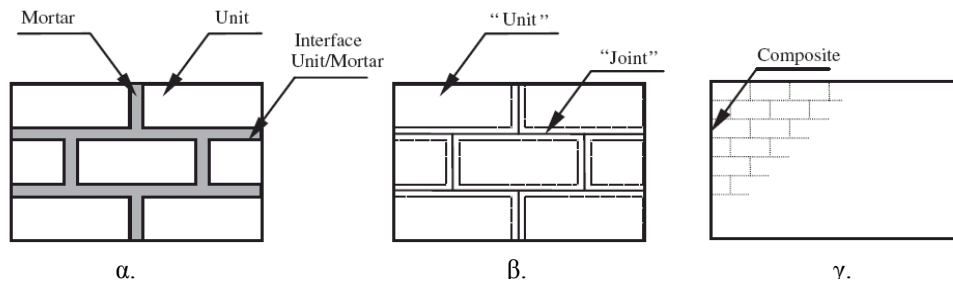
συνδυασμό με βιβλιογραφικές παραδοχές για την αντοχή των υλικών, δεν προσφέρει μεγαλύτερη ακρίβεια από μία διακριτοποίηση με μεγαλύτερα στοιχεία και εργαστηριακό προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών. Αντιθέτως, κρίνεται ότι πρωταρχική σημασία έχει το είδος των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν [19].

Γενικά, επειδή ο όγκος των αποτελεσμάτων από μία ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι τεράστιος, για την καλύτερη αξιοποίηση τους πρέπει να έχει εξασφαλισθεί η συνεργασία με προγράμματα που θα μπορούν να επεξεργάζονται αυτόν τον όγκο και να παρέχουν αποτελέσματα γραφικά, κυρίως υπό μορφή ισοτασικών καμπύλων.

### 4.3 Βασικές αρχές

Θεωρείται ομοιογενές υλικό με σταθερό μέτρο ελαστικότητας, το οποίο προκύπτει από τις πειραματικές μετρήσεις που υπάρχουν διεθνώς και συνήθως προσομοιώνεται με ομοιογενή επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Εκτός από αυτή την τεχνική προσομοίωσης υπάρχουν και οι τεχνικές προσομοίωσης με διακριτά στοιχεία λίθου και αρμού. Σε αυτές τις περιπτώσεις το μέγεθος του προσομοιώματος είναι περιορισμένο λόγω του μεγάλου αριθμού δεδομένων που απαιτείται για την περιγραφή ενός μικρού τμήματος του φορέα. Αποτελεί συνήθης τακτική η ανάλυση με ομοιογενή πεπερασμένα στοιχεία ολόκληρου του φορέα αρχικά, και η λεπτομερέστερη διακριτοποίηση και ανάλυση τμημάτων του φορέα ή δομικών στοιχείων με στοιχεία λίθου και αρμού για τα φορτία διατομής που προέκυψαν από την πρώτη ανάλυση και για τις φορτίσεις που θεωρήθηκαν. Τα τμήματα ή δομικά στοιχεία αυτά καθορίζονται ανάλογα με την γεωμετρική τους πολυπλοκότητα, τις ιδιότητες των επιμέρους υλικών με τα οποία είναι δομημένα και το μέγεθος και είδος της αναπτυσσόμενης έντασης. Το προσομοίωμα ολόκληρου του φορέα ονομάζεται μακρομοντέλο και το τμήμα ή το δομικό στοιχείο που διακριτοποιείται λεπτομερέστερα ονομάζεται μικρομοντέλο (Σχ 4.2). Στην περίπτωση των μικρομοντέλων δύο μέθοδοι προσομοίωσης εμφανίζονται να είναι πιο αποτελεσματικές. Η μέθοδος των στοιχείων σύνδεσης

και η μέθοδος των διακριτών στοιχείων. Οι μέθοδοι αυτές παρουσιάζονται λεπτομερέστερα παρακάτω [7, 45, 46].



Σχ 4.2 Μέθοδοι προσομοίωσης της τοιχοποιίας α. Μικρομοντέλο β. Μεσομοντέλο γ. Μακρομοντέλο.

#### 4.4 Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (FEM)

Η αριθμητική προσομοίωση κατασκευών από λιθοδομή με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία απαιτεί γενικά μεγάλο υπολογιστικό όγκο. Οι κυριότεροι λόγοι για αυτό είναι: η κατασκευαστική διαμόρφωση αυτών των κτιρίων με τους πυκνούς σε τυχαία σχεδόν διάταξη τοίχους από τη μια και οι διαφορετικοί τρόποι με τους οποίους είναι δομημένοι οι τοίχοι αυτοί από την άλλη (τοίχοι λιθόκτιστοι, πλινθόκτιστοι, ξυλόπλεκτοι, τσατμάδες στο ίδιο κτίριο). Για μια πρώτη προσέγγιση της απόκρισης ολόκληρης της κατασκευής, θεωρούμε ότι οι τοιχοποιίες αποτελούνται από συνεχές υλικό (πιθανά διαφορετικό από τοίχο σε τοίχο) [7, 42, 47].

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. Στην περίπτωση αυτή εισάγονται διαφορετικοί νόμοι υλικού για τον λίθο και το συνδετικό κονίαμα. Επίσης η σύνδεση των δύο αυτών υλικών είναι δυνατό να γίνει με ειδικά στοιχεία

προκειμένου να προσομοιωθεί καλύτερα η ακριβής συμπεριφορά. Αντίθετα με την περίπτωση του μικρομοντέλου που αναφέρθηκε παραπάνω στην περίπτωση του μακρομοντέλου υποτίθεται ότι κάθε τοίχος αποτελείται από ομοιογενές υλικό. Κάθε στοιχείο έχει καταστατικό νόμο υλικού που να δίνει την ισοδύναμη συμπεριφορά του σύνθετου υλικού της λιθοδομής. Με τα προσομοιώματα του ισοδύναμου ομοιογενούς υλικού υπολογίζεται η ακριβής συμπεριφορά του συνόλου της κατασκευής [43, 44].

#### **4.4.1 Μέθοδος των στοιχείων σύνδεσης (interface FEMDE)**

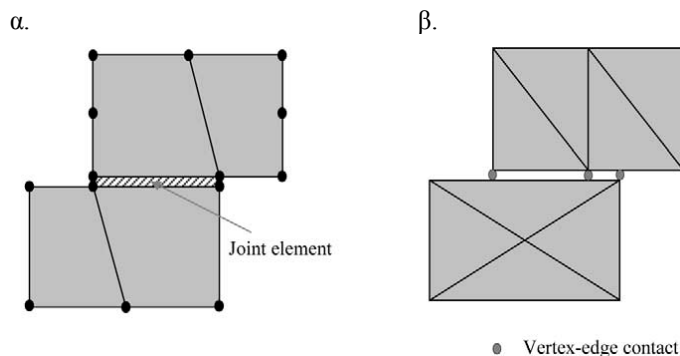
Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο οι λίθοι προσομοιώνονται μέσω συμβατικών συνεχών στοιχείων (γραμμικών ή μη γραμμικών), ενώ το κονίαμα των αρμών προσομοιώνεται με ειδικά στοιχεία σύνδεσης με δύο σειρές κόμβων (Σχ 4.3α). Στον καταστατικό νόμο αυτών των στοιχείων περιέχεται η τριβή που μπορεί να αναπτυχθεί μετά την απώλεια της συνάφειας. Στα προγράμματα που έχουν στον κώδικά τους τέτοια στοιχεία είναι εύκολη η μοντελοποίηση καθώς υπάρχουν ρουτίνες αυτόματης διακριτοποίησης και εύκολης αποτίμησης των αποτελεσμάτων. Στη μέθοδο αυτή οι κόμβοι των στοιχείων του υλικού σύνδεσης πρέπει να βρίσκονται στην ίδια θέση με τους κόμβους των λίθων. Αυτό είναι αρκετά δύσκολο να επιτευχθεί, ιδιαίτερα στην περίπτωση τρισδιάστατων κατασκευών. Στους κόμβους σύνδεσης προσομοιώνεται η επαφή λίθου κονιάματος ικανοποιητικά, μόνο για την περίπτωση των μικρών μετακινήσεων. Όταν μεγάλες μετακινήσεις πρόκειται να κατανεμηθούν, δεν είναι εύκολο να γίνει χωρισμός σε νέα στοιχεία προκειμένου να ενημερωθούν υφιστάμενες συνδέσεις και/ή να δημιουργηθούν νέες [7, 47].

#### **4.4.2 Μέθοδος των διακριτών στοιχείων (DEM)**

Οι προηγούμενοι περιορισμοί ξεπερνιούνται με τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων. Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο η κατασκευή θεωρείται ως ένα σύνολο από διακριτά στοιχεία (blocks). Τα στοιχεία αυτά μπορεί να είναι άκαμπτα ή

παραμορφώσιμα. Συνδέονται με μονοαξονικά ελαστοπλαστικά στοιχεία (Σχ 4.3β) στις ιδιότητες των οποίων υπάρχει κριτήριο αστοχίας τύπου Coulomb για την προσομοίωση των δυνάμεων επαφής. Με αυτή τη μέθοδο μπορούν να προσομοιωθούν οι μηχανισμοί αστοχίας λόγω ολίσθησης, στροφής ή κρούσης. Οι συνδέσεις δεν είναι σταθερές, έτσι είναι δυνατό κατά την διάρκεια της επίλυσης να καταργούνται κάποιες από αυτές (επαφές) και να δημιουργούνται νέες. Η χρονοϊστορία των μετακινήσεων για κάθε στοιχείο προκύπτει από την επίλυση της διαφορικής εξίσωσης της κίνησης. Το κύριο πλεονεκτήματα αυτής της μεθόδου είναι ότι υπάρχει η δυνατότητα παρακολούθησης των μετακινήσεων και καθορισμού του μηχανισμού αστοχίας κατασκευών που αποτελούνται από οποιοδήποτε αριθμό στοιχείων [42, 47].

Στις δύο τελευταίες μεθόδους που παρουσιάστηκαν γίνεται χρήση στοιχείων λίθου και αρμού. Λόγω του ακανόνιστου σχήματος και μεγέθους των λίθων των λιθοδομών δεν είναι εφικτή η ακριβής προσομοίωση λιθοδομών με στοιχεία λίθου και αρμού, Στην περίπτωση αυτή γίνεται χρήση του ισοδύναμου μεγέθους για όλα τα στοιχεία. Οι ιδιότητες των υλικών προκύπτουν από πειραματικά δεδομένα [7].



Σχ 4.3 Στοιχεία σύνδεσης α. μέθοδος FEMDE β. μέθοδος DEM.

#### 4.5 Προσομοίωση του δομήματος

Το σημαντικότερο σημείο αβεβαιότητας κατά την ανάλυση μιας ιστορικής κατασκευής από τοιχοποιία, είναι ο βαθμός προσέγγισης της συμπεριφοράς του

επιλεγόμενου μαθηματικού προσομοιώματος, του οποίου και πραγματοποιούνται οι σχετικές επιλύσεις, με την φυσική συμπεριφορά της πραγματικής κατασκευής.

Ο κίνδυνος προέρχεται από το γεγονός ότι η κατασκευή, υπακούοντας αυτοδίκαια σε φυσικούς νόμους τους οποίους το μαθηματικό προσομοίωμα (ο μελετητής) παρέλειψε ίσως να λάβει υπόψη, μπορεί να διαψεύσει την ελπίδα ότι θα εμφανίσει στην πράξη μία απόκριση παραπλήσια της αναλυτικής "απόκρισης" του μαθηματικού προσομοιώματος [40, 41, 43].

Η ποιοτική δε παράλειψη αυτή δεν μπορεί να διορθωθεί σε καμία περίπτωση από την ποσοτική έκταση, την επιμέλεια και την μαθηματική ακρίβεια των υπολογισμών της ανάλυσης.

Η παράλειψη δεν είναι υποχρεωτικό να προέρχεται από άγνοια. Μπορεί να προέρχεται από ενσυνείδητη προσπάθεια απλοποίησης του μαθηματικού προσομοιώματος.

Η ποιότητα της προσομοίωσης μπορεί να βελτιωθεί σημαντικά, όταν ληφθούν υπόψη, κατά το δυνατόν, οι παρακάτω γενικές αρχές [9]:

α) οι παραδοχές που γίνονται κατά την σύνθεση του μαθηματικού προσομοιώματος, πρέπει να δημιουργούν συνολικά μία "συμμετρικότητα" στην απλοποίηση της πραγματικής συμπεριφοράς της κατασκευής, όπως αυτή επιδιώκεται ή/και επιτυγχάνεται μέσω του προσομοιώματος. Με άλλα λόγια, δεν πρέπει να θεσπίζεται πολύ μεγάλος βαθμός απλοποίησης σε μία κατεύθυνση και δυσανάλογα μικρός βαθμός απλοποίησης (μεγάλος βαθμός πολυπλοκότητας) προς μίαν άλλη κατεύθυνση. Πχ, δεν είναι σκόπιμο σε ένα παραδοσιακό κτίριο με πολύπλοκη δομική διάταξη, πρώτα να αγνοούνται συνολικά τα προβλήματα αλληλεπίδρασης ενός τοίχου με την υπόλοιπη κατασκευή (με αγνόηση πχ όλων των συνδέσεων του τοίχου με τους άλλους τοίχους και τα οριζόντια διαφράγματα), και στη συνέχεια να εξαντλείται κάθε δυνατή σχολαστικότητα, κατά την εφαρμογή πχ της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων για την ανάλυση του απομονωμένου από το περιβάλλον του αυτού τοίχου.

β) Οι παρεμβάσεις σε μια ιστορική κατασκευή πρέπει να σχεδιάζονται

προκαταβολικά κατά τρόπον τέτοιο, ώστε να γίνεται με ακρίβεια στη συνέχεια η προσέγγιση του μαθηματικού προσομοιώματος με την πραγματική κατασκευή. Πχ, αν πρόκειται να χρησιμοποιηθούν μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για την ενίσχυση ενός κτιρίου από τοιχοποιία, με τελείως ασύμμετρη διάταξη σε κάτοψη, και άρα συμπεριφορά με έντονη στροφική παραμόρφωση, είναι σκοπιμότερο εκ των προτέρων να διαταχθούν οι ενισχύσεις κατά τρόπο ώστε να περιορίζονται σημαντικά ή και να εξαφανίζονται τα στροφικά φαινόμενα (προσέγγιση ή σύμπτωση κέντρου μάζας και κέντρου ελαστικής στροφής), παρά να αναζητάται εκ των υστέρων το κατάλληλο μαθηματικό προσομοίωμα το οποίο θα περιγράψει ικανοποιητικά το πολύπλοκο φυσικό φαινόμενο της στροφής του κτιρίου στο οριζόντιο επίπεδο.

Γενικότερα, η σωστή σύλληψη ("σύνθεση") των επεμβάσεων για την ενίσχυση μιας ιστορικής κατασκευής είναι ο σημαντικότερος παράγοντας επιτυχίας της εν συνεχεία μαθηματικής προσομοίωσής της.

#### 4.6 Προσομοίωση πατωμάτων

Οι αλλαγές χρήσης και τροποποιήσεις των εσωτερικών χώρων των ιστορικών κτιρίων καθιστούν επιβεβλημένο τον έλεγχο της ταλάντωσης των πατωμάτων τους. Ιστορικά κτίρια που μετατρέπονται σε κτίρια κοινής ωφέλειας απαιτούν ακριβή προσομοίωση και υπολογισμό, ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις για ασφαλή συμπεριφορά του κτιρίου, αλλά συγχρόνως οι επεμβάσεις πρέπει να είναι οι ελάχιστες δυνατές [20, 48, 49].

Ο ακριβής υπολογισμός της ταλάντωσης των ξύλινων πατωμάτων στα ιστορικά κτίρια προϋποθέτει μια σύνθετη και επίπονη προσομοίωση. Για το λόγο αυτό τα πατώματα συχνά θεωρούνται ως σύστημα μη συνεργαζόμενων παράλληλων αμφιέρειστων δοκών. Όμως, αυτή η προσέγγιση παρέχει ιδιοσυχνότητες μικρότερες από τις πραγματικά εμφανιζόμενες και έτσι υπερτιμά τον κίνδυνο ταλάντωσης λόγω ανθρώπινης δραστηριότητας. Αυτό το αποτέλεσμα μπορεί να οδηγήσει σε άσκοπες ενισχύσεις ή στην αντικατάσταση των ξύλινων

πατωμάτων.

Ωστόσο, η προσομοίωση των ξύλινων πατωμάτων ως ισότροπων πλακών παρέχει αποτελέσματα, τα οποία δίδουν υψηλότερες τιμές ιδιοσυχνοτήτων από την πραγματικότητα. Αυτό συμβαίνει, διότι η εγκάρσια προς τις δοκούς ενίσχυση (σανίδωμα του δαπέδου, εγκάρσια δοκός αντιστήριξης, ενδιάμεσες δοκοί σύσφιγξης, σύνδεσμοι δυσκαμψίας) δημιουργεί κατασκευαστική ανισότροπη συμπεριφορά, η οποία όμως υπολείπεται από τη λειτουργία μιας ενιαίας πλάκας.

Επομένως, η προσομοίωση του εύκαμπτου πατώματος αφ' ενός ως συστήματος δοκών και αφ' ετέρου ως ενιαίας ορθότροπης πλάκας εκφράζει δύο ακραίες περιπτώσεις μεταξύ των οποίων βρίσκεται η πραγματικότητα.

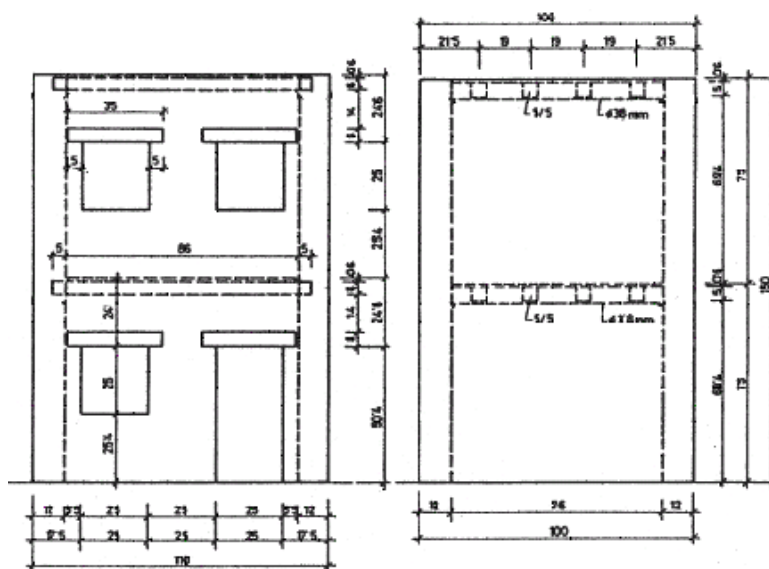
Για την προσομοίωση των πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα αλλά και γενικότερα δύσκαμπτων πατωμάτων, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κινηματικές δεσμεύσεις των κόμβων στη στάθμη των δαπέδων από τις ελευθερίες μετακίνησης της πλάκας, που είναι μετακινήσεις στους δύο οριζόντιους άξονες και στροφή περί τον κατακόρυφο.

Τα οριζόντια διαζώματα μπορούν να προσομοιωθούν είτε με πεπερασμένα στοιχεία ίδιου τύπου με αυτά των τοίχων, αλλά με ελαστικές ιδιότητες αυτές του υλικού των διαζωμάτων, είτε με μέλη αξονικής έντασης, αλλά τότε λειτουργούν μόνο στην περίπτωση συνεπίπεδων οριζοντίων δυνάμεων, ενώ όπως προαναφέρθηκε δρουν κυρίως για την εκτός επιπέδου φόρτιση.

# 5

## ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ & ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΠΑΤΩΜΑΤΩΝ

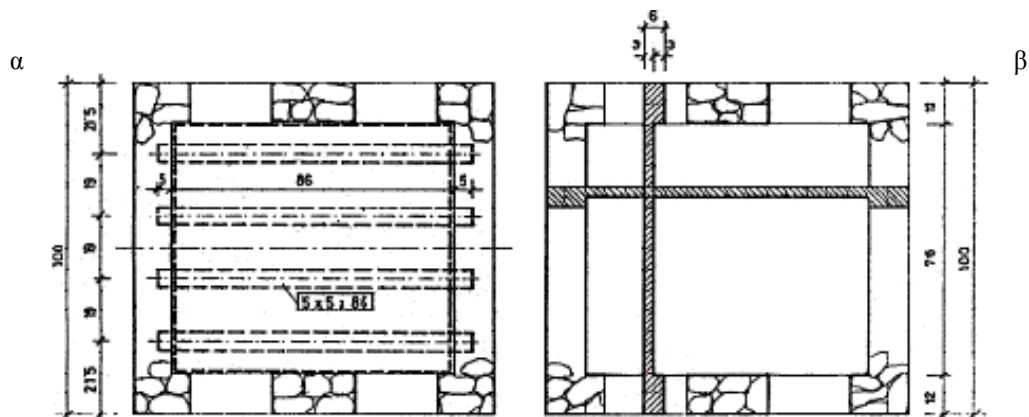
Τα μοντέλα που επιλέχθηκαν να μελετηθούν βασίζονται στην έρευνα του Micha Tomazevic στα υπό κλίμακα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία [9, 50, 51, 52]. Πρόκειται για τρία διώροφα μοντέλα από πέτρα και κονίαμα (τσιμέντο – ασβέστης – άμμο 0,5:4:12) με αναλογία διαστάσεων 1:4 (Σχ 5.1).



Σχ 5.1 Οι δύο όψεις των υπό εξέταση μοντέλων του Tomazevic.

Μοναδική διαφορά των μοντέλων είναι η παρουσία ή όχι διαφράγματος (Σχ 5.2) στα πατώματα και στο δώμα. Στο πρώτο μοντέλο το πάτωμα αποτελείται από ξύλινα δοκάρια. Στο δεύτερο μοντέλο τα ξύλινα δοκάρια είναι εγκιβωτισμένα σε περιμετρικό σενάζ από σκυρόδεμα στη στάθμη του ορόφου και του δώματος. Τέλος στο τρίτο μοντέλο το πάτωμα και η στέγη είναι από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος.

Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται σε τρεις διαστάσεις. Προσδιορίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά πεδία των υλικών που συμμετέχουν υπό την επίδραση σεισμικής έντασης παράλληλης και κάθετης στο επίπεδο των τοιχοποιιών.



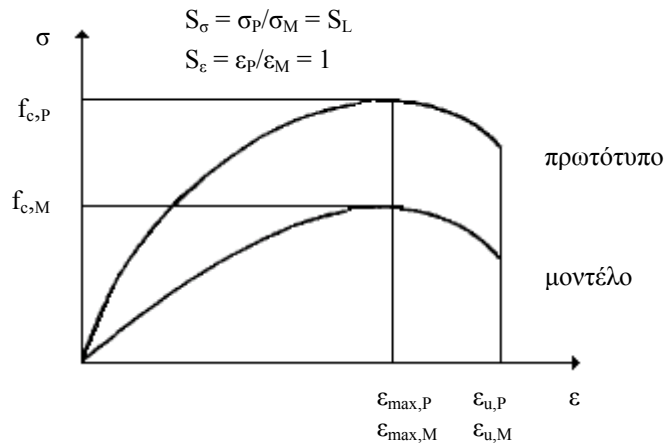
Σχ 5.2 Κατόψεις των μοντέλων του Tomazevic α. Μοντέλου 1 και β. Μοντέλου 3.

### 5.1 Κτίρια υπό κλίμακα

Οι διαστάσεις των μοντέλων είναι υπό κλίμακα 1:4. Τα τεχνικά χαρακτηριστικά λήφθηκαν από τα πειραματικά μοντέλα που χρησιμοποίησε ο Tomazevic σε αρκετές μετρήσεις πάνω απλούς σεισμικούς προσομοιωτές στο εργαστήριο. Συνήθως σε τέτοιου είδους εργαστηριακές μετρήσεις επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν υπό κλίμακα μοντέλα λόγω των χαμηλών δαπανών εγκατάστασης και λειτουργίας των απλών προσομοιωτών σε σχέση με τους προσομοιωτές φυσικών διαστάσεων [50].

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν ακριβώς τα ίδια

μοντέλα των πειραματικών μετρήσεων του Tomazevic για να γίνει συγκριτική μελέτη μεταξύ πειραματικών και υπολογιστικών μετρήσεων.



Σχ 5.3 Διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης για πρωτότυπα και για υπό κλίμακα μοντέλα.

Οι σχέσεις που συνδέουν τα μοντέλα φυσικών διαστάσεων με τα υπό κλίμακα έχουν προσδιοριστεί ακριβώς από το Ερευνητικό Ινστιτούτο στην Σλοβενία (Institute for Testing and Research in Materials and Structures, ZRMK), που ήταν και το πρώτο Ινστιτούτο που εγκατέστησε και σεισμικό προσομοιωτή στην Ευρώπη και βασίζονται στη θεωρία των μοντέλων [50]. Σύμφωνα με τη θεωρία

$$q_P = q_M S_L \quad (5.1)$$

εάν μια ποσότητα  $q_M$  μετρηθεί στο υπό κλίμακα μοντέλο, η ποσότητα  $q_P$ , η οποία αναφέρεται στο πρωτότυπο μοντέλο, ισούται με το γινόμενο της μετρούμενης ποσότητας  $q_M$  με τον συντελεστή  $S_L$  που ορίζει τη κλίμακα μετασχηματισμού (5.1). Υπάρχουν δύο γενικές περιπτώσεις μετασχηματισμού: η πλήρης και η απλή. Στη παρούσα μελέτη έχει χρησιμοποιηθεί η πλήρης.

Σε αυτή την περίπτωση το διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης, για τα υπό κλίμακα μοντέλα, διατηρεί ίδια τιμή για την παραμόρφωση και ανάλογη ως προς τον συντελεστή μετασχηματισμού για την τάση (Σχ 5.3). Επίσης έχουν το ίδιο ειδικό βάρος, λόγω Poisson και απόσβεση ως προς τα αρχικά μοντέλα [50].

Στον πίνακα που ακολουθεί περιγράφονται επακριβώς οι συντελεστές

προσδιορισμού των υπό κλίμακα μοντέλων για τις διάφορες ποσότητες των υλικών. Στην τελευταία στήλη δίνονται οι συντελεστές που χρησιμοποίησε ο Tomazevic για να μοντελοποιήσει τα κτίρια που μελέτησε. Αυτοί οι συντελεστές χρησιμοποιούνται και στην παρούσα εργασία.

| Πίνακας 5.1 Συντελεστές υποδιαίρεσης |                       |                               |                      |
|--------------------------------------|-----------------------|-------------------------------|----------------------|
| Ποσότητα                             | Πρωτότυπο/<br>Μοντέλο | Πρωτότυπο/<br>Μοντέλο για 1:4 | Tomazevic<br>για 1:4 |
| Ειδικό βάρος                         | 1                     | 1                             | 1                    |
| Λόγος Poisson                        | 1                     | 1                             | 1                    |
| Απόσβεση                             | 1                     | 1                             | 1                    |
| Μέτρο<br>Ελαστικότητας               | $S_L$                 | 4                             | 2,2                  |
| Αντοχή σε<br>εφελκυσμό $f_t$         | $S_L$                 | 4                             | 5                    |
| Αντοχή σε θλίψη $f_c$                | $S_L$                 | 4                             | 5                    |
| Χρόνος                               | $\sqrt{S_L}$          | 2                             | 2                    |
| Μετατόπιση                           | $S_L$                 | 4                             | 4                    |
| Ταχύτητα                             | $\sqrt{S_L}$          | 2                             | 2                    |
| Επιτάχυνση                           | 1                     | 1                             | 1                    |

## 5.2 Μοντελοποίηση της γεωμετρίας

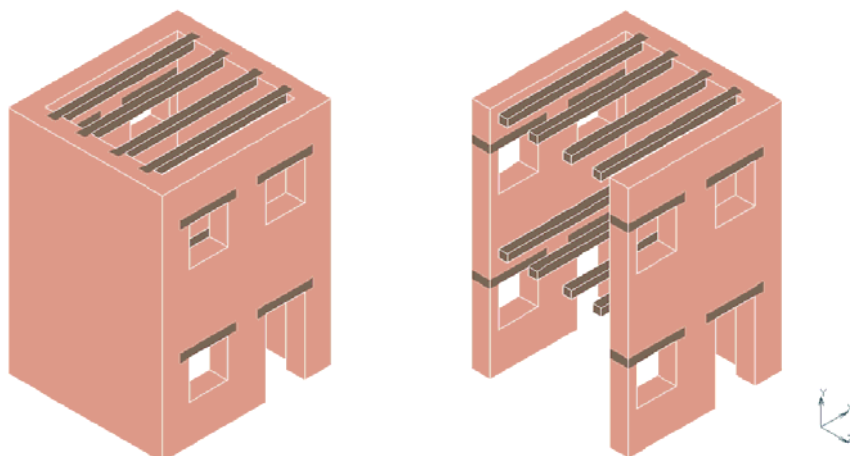
Τα μοντέλα που εξετάζονται είναι διώροφα κτίρια που το καθένα αποτελείται από το δομικό σύστημα που αναλύεται παρακάτω.

Μοντέλο 1: τοιχοποιία από λιθοδομή, πατώματα από ξύλινα δοκάρια (Σχ 5.4α).

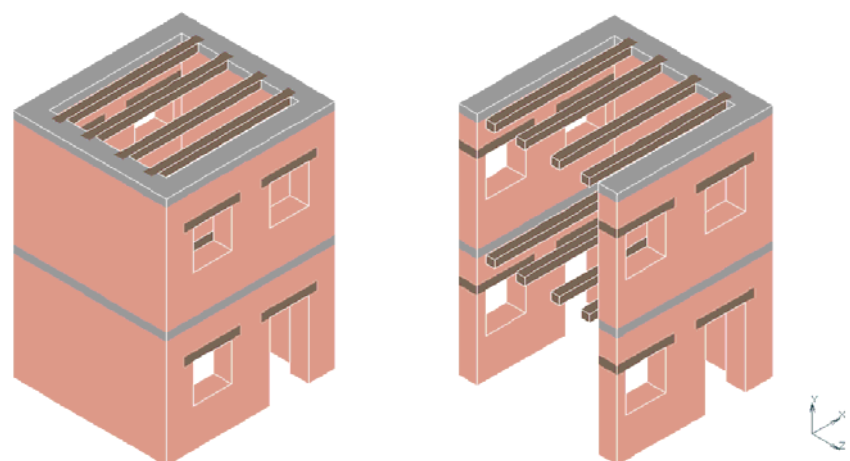
Μοντέλο 2: τοιχοποιία από λιθοδομή και περιμετρικό σενάζ στη στάθμη του ορόφου και του δώματος, πατώματα από ξύλινα δοκάρια (Σχ 5.4β).

Μοντέλο 3: τοιχοποιία από λιθοδομή, πατώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα (Σχ 5.4γ).

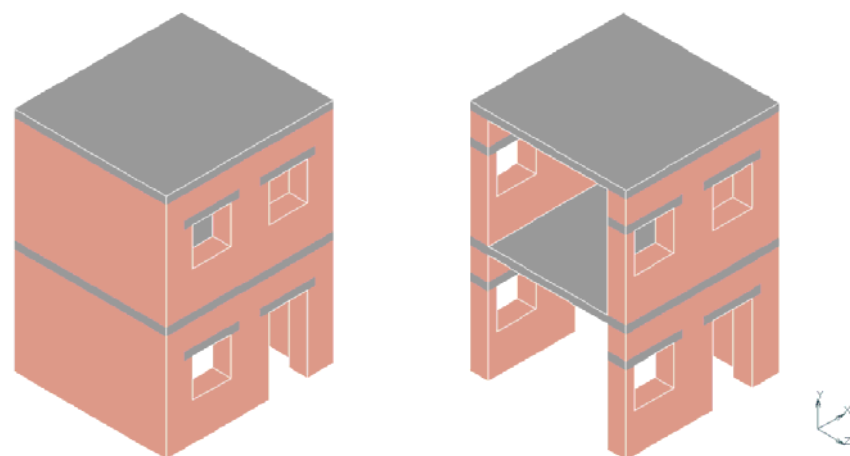
α.



β.

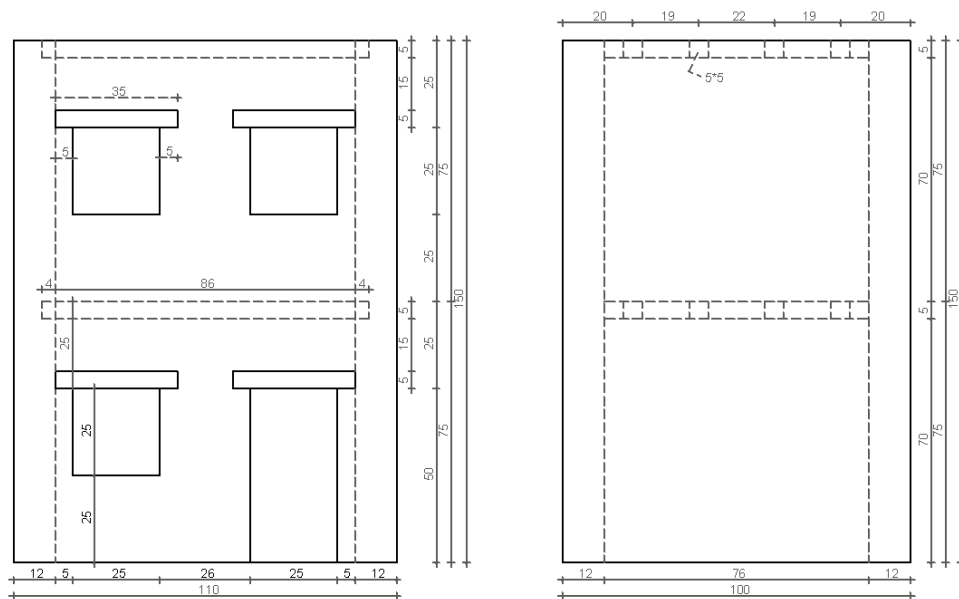


γ.



Σχ 5.4 α. Μοντέλο 1, β. Μοντέλο 2 και γ. Μοντέλο 3.

Οι διαστάσεις των μοντέλων που μελετούνται (Σχ 5.5) είναι 110cmX100cmX150cm (μήκοςXπλάτοςXύψος). Το πάχος του τοίχου είναι 12cm και των πατωμάτων 5cm. Στην επιφάνεια των δύο εκατέρωθεν τοίχων (με μήκος 110cm) υπάρχουν ανοίγματα, 2 παράθυρα στον όροφο 25cmX25cm το καθένα, ενώ στο ισόγειο υπάρχει ένα παράθυρο των ίδιων διαστάσεων με τον όροφο και μία πόρτα 25cmX50cm. Στους άλλους 2 τοίχους (με μήκος 100cm) δεν υπάρχουν καθόλου ανοίγματα.



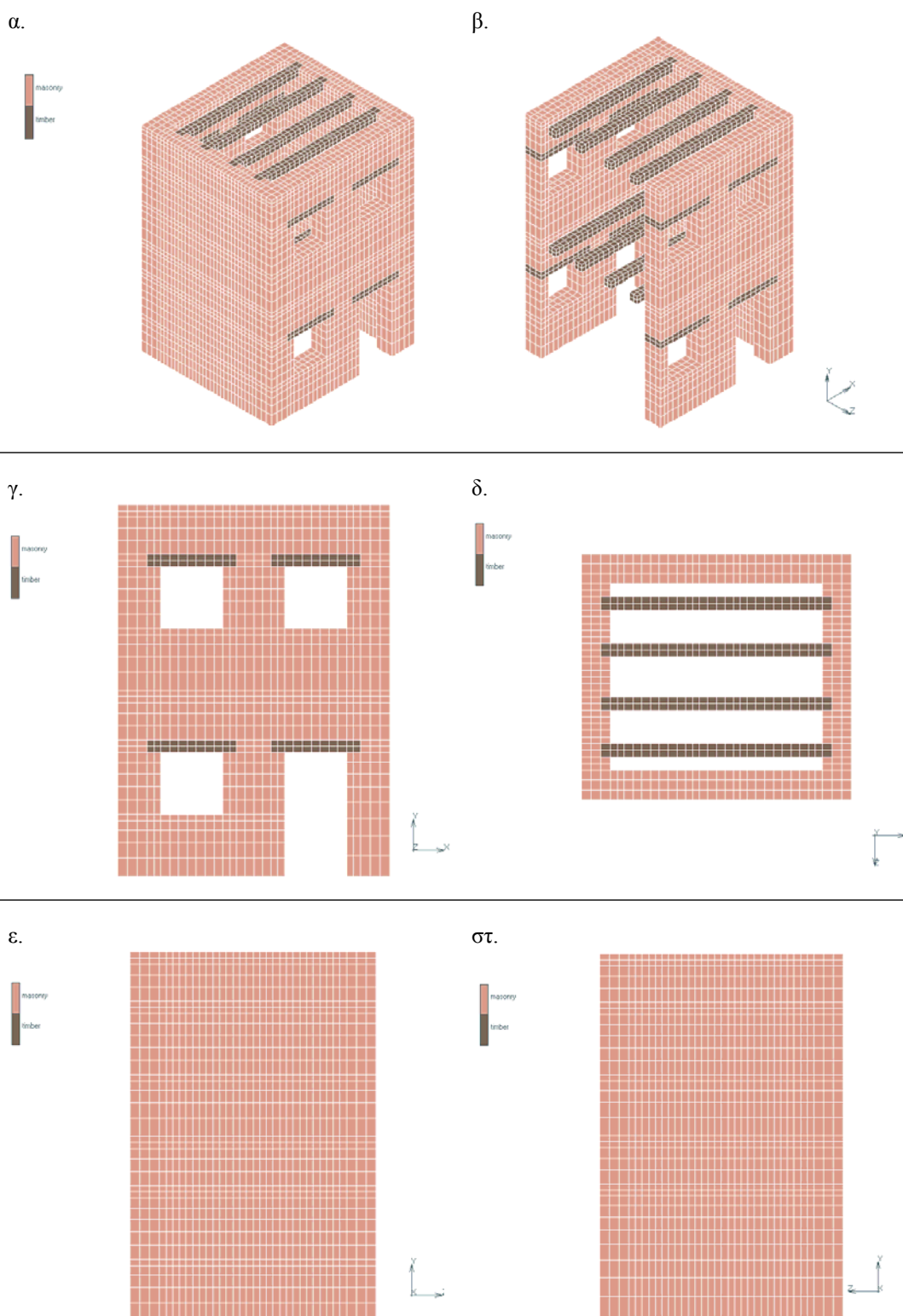
Σχ 5.5 Γεωμετρία των υπό εξέταση μοντέλων.

Για την μοντελοποίηση και την ανάλυση επιλέχθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων. Το στοιχείο που χρησιμοποιήθηκε είναι τριών διαστάσεων, οκτακομβικό, ισοπαραμετρικό, εξαεδρικό, στοιχείο με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο (τύπου 7 της βιβλιοθήκης του Marc, Three-dimensional Arbitrarily Distorted Brick [32]). Αναλυτικότερα για το κάθε μοντέλο έχουμε:

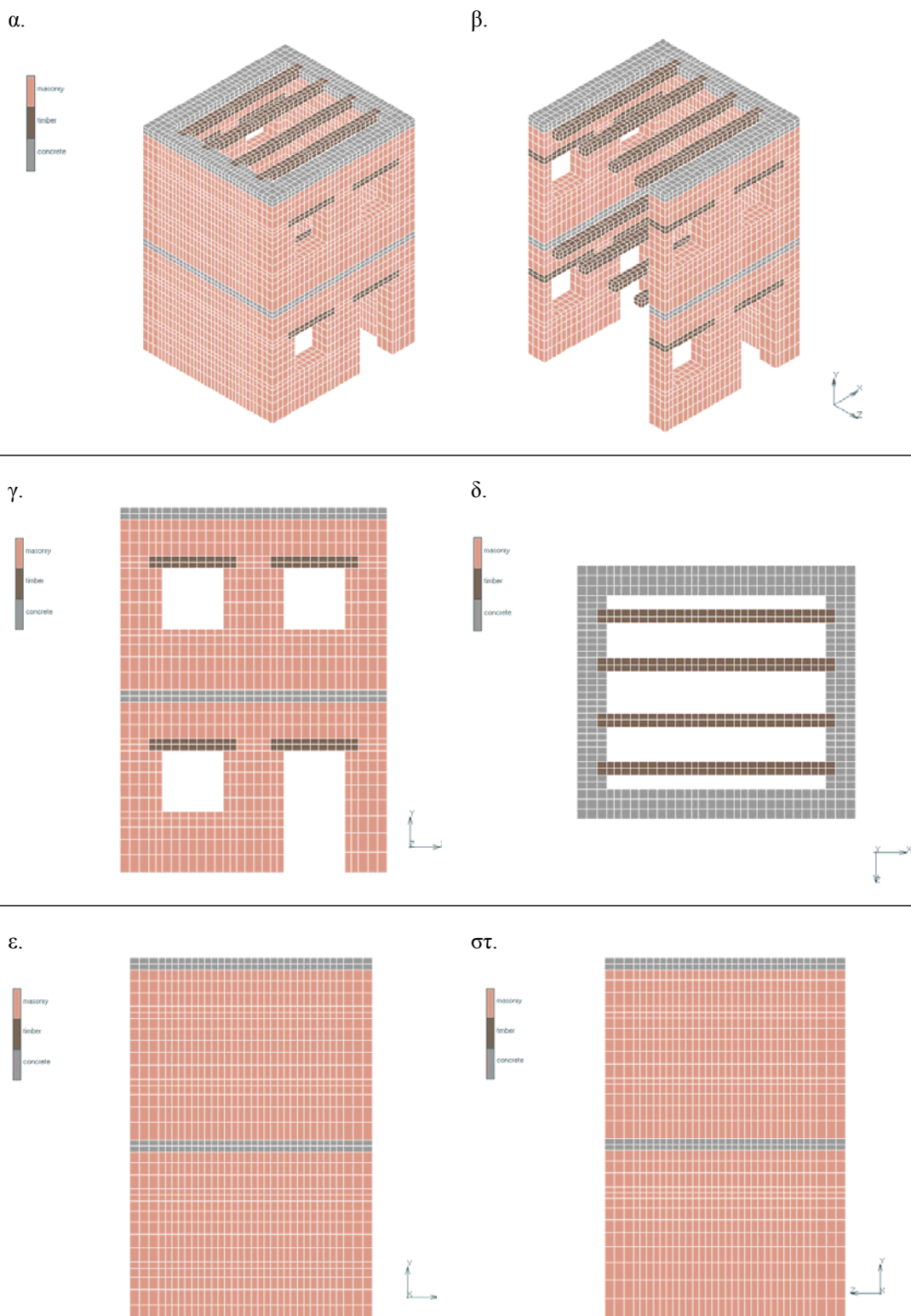
Μοντέλο 1: 17480 κόμβοι, 11854 στοιχεία εκ των οποίων τα 10430 είναι τοιχοποιία και τα 1424 ξύλο (Σχ 5.6).

Μοντέλο 2: 17480 κόμβοι, 11854 στοιχεία εκ των οποίων τα 9054 είναι τοιχοποιία, τα 1424 ξύλο και 1376 σκυρόδεμα (Σχ 5.7).

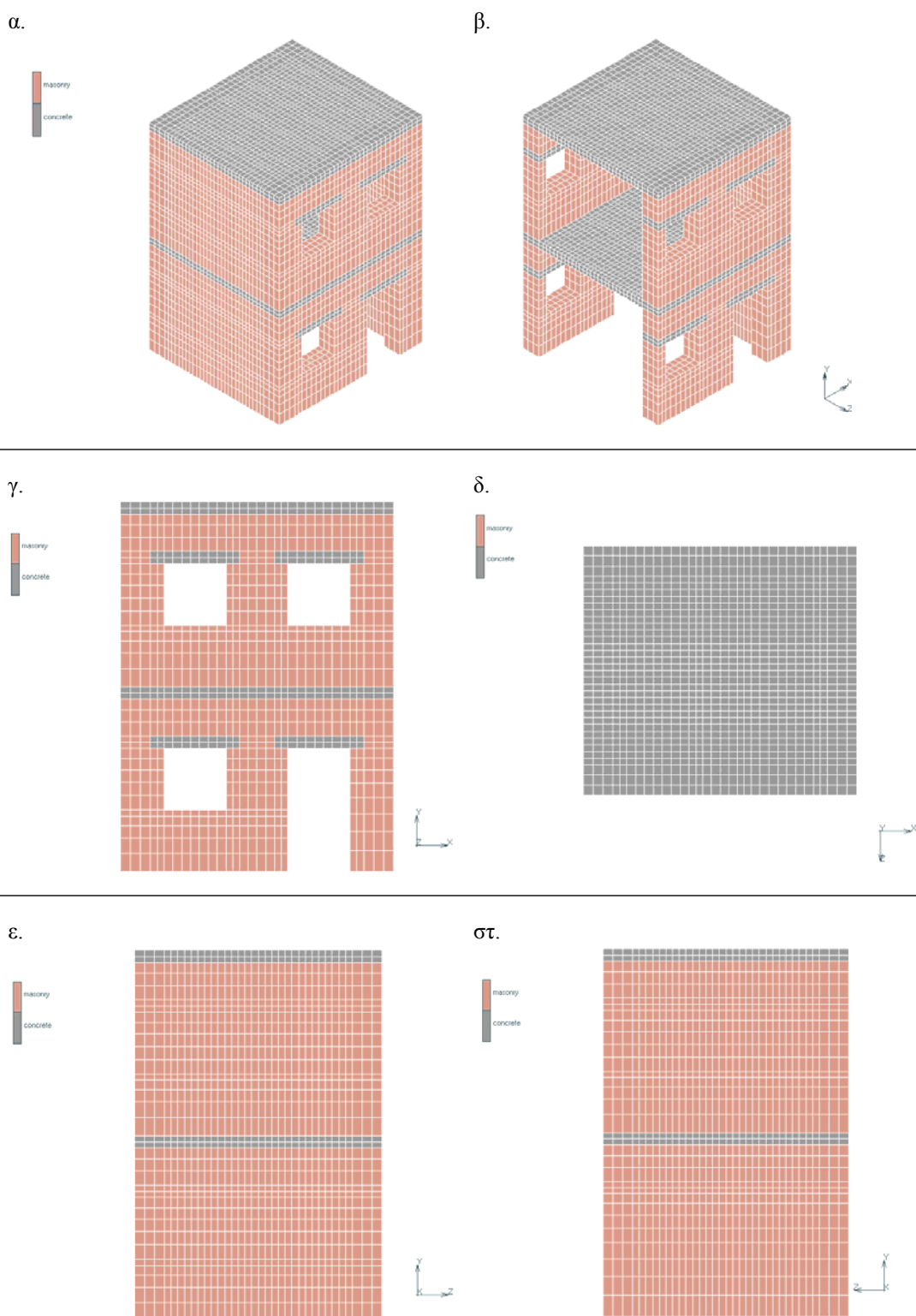
Μοντέλο 3: 19488 κόμβοι, 13874 στοιχεία εκ των οποίων τα 8994 είναι τοιχοποιία, και τα 4880 σκυρόδεμα (Σχ 5.8).



Σχ 5.6 Διακριτοποίηση Μοντέλου 1, α. και β. τριών διαστάσεων όψεις, γ. όψη XY, δ. όψη XZ, ε. και στ. όψεις ZY.



Σχ 5.7 Διακριτοποίηση Μοντέλου 2, α. και β. τριών διαστάσεων όψεις, γ. όψη XY, δ. όψη XZ, ε. και στ. όψεις ZY.



Σχ 5.8 Διακριτοποίηση Μοντέλου 3, α. και β. τριών διαστάσεων όψεις, γ. όψη XY, δ. όψη XZ, ε. και στ. όψεις ZY.

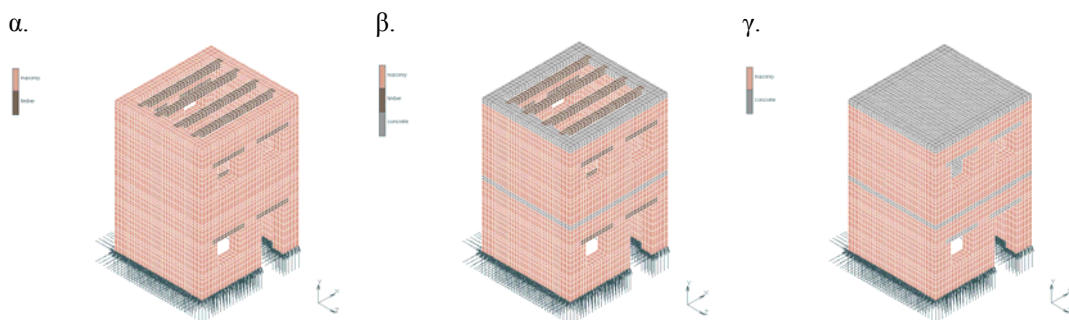
### 5.3 Μοντελοποίηση των υλικών

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται θεωρούνται ομογενή, ιστροπικά και γραμμικής ελαστικότητας και πλαστικότητας στις βασικές τους κατά μέσο όρο ιδιότητες. Το κριτήριο αστοχίας που χρησιμοποιήθηκε για την τοιχοποιία είναι το γραμμικό Mohr-Coulomb [32]. Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των υλικών όλων των μοντέλων.

| Πίνακας 5.2 Χαρακτηριστικά των υλικών των μοντέλων |                                          |               |                                           |                                                |                                            |
|----------------------------------------------------|------------------------------------------|---------------|-------------------------------------------|------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Είδος υλικού                                       | Μέτρο Ελαστικότητας (N/cm <sup>2</sup> ) | Λόγος Poisson | Φαινόμενη Πυκνότητα (Kg/cm <sup>3</sup> ) | Αντοχή σε εφελκυσμό $f_t$ (N/cm <sup>2</sup> ) | Αντοχή σε θλίψη $f_c$ (N/cm <sup>2</sup> ) |
| Τοιχοποιία                                         | 7,8e+04                                  | 0,15          | 0,0021                                    | 3                                              | 18                                         |
| Ξύλο                                               | 5,3e+05                                  | 0,3           | 0,0005                                    |                                                |                                            |
| Σκυρόδεμα                                          | 1,2e+06                                  | 0,25          | 0,0023                                    |                                                |                                            |

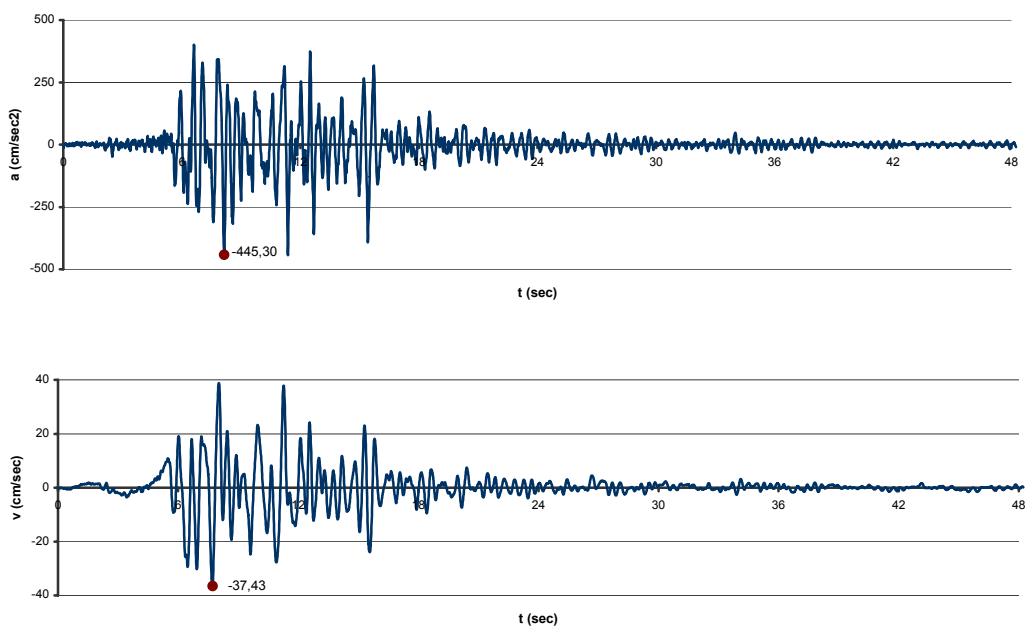
### 5.4 Φορτίσεις – Μετακινήσεις

Τα μοντέλα θεωρείται ότι είναι πακτωμένα στη βάση (Σχ 5.9), όπου και στην πραγματικότητα υπάρχει η θεμελίωση. Υφίστανται επομένως μηδενικές μετακινήσεις κατά τους άξονες X, Y και Z στους κόμβους της βάσης τους.



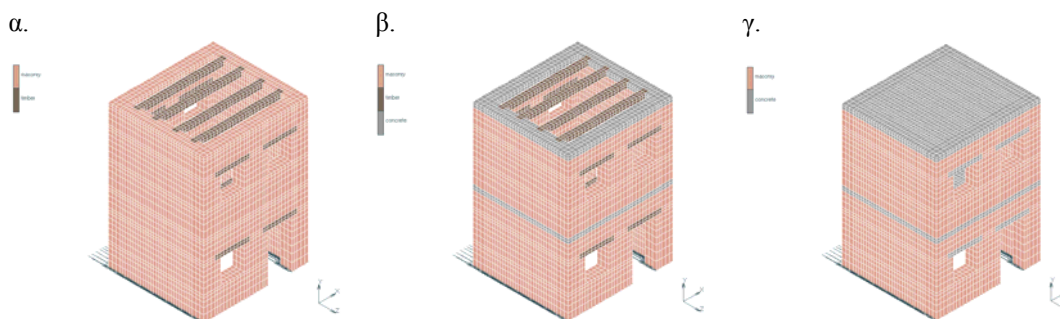
Σχ 5.9 Η πάκτωση στη βάση των μοντέλων, α. Μοντέλο 1, β. Μοντέλο 2 και γ. Μοντέλο 3.

Η σεισμική φόρτιση για την οποία αναλύονται τα μοντέλα είναι η συνιστώσα κατά τη διεύθυνση Βοράς-Νότος του σεισμού στο Μαυροβούνιο, 15.04.1979, από την καταγραφή στο Petrovac και έχει τη μορφή του διαγράμματος 5.1 [50, 51, 53].



Διαγρ 5.1 Η συνιστώσα κατά τη διεύθυνση Β-Ν του σεισμού στο Μαυροβούνιο, 15.04.1979, από την καταγραφή στο Petrovac.

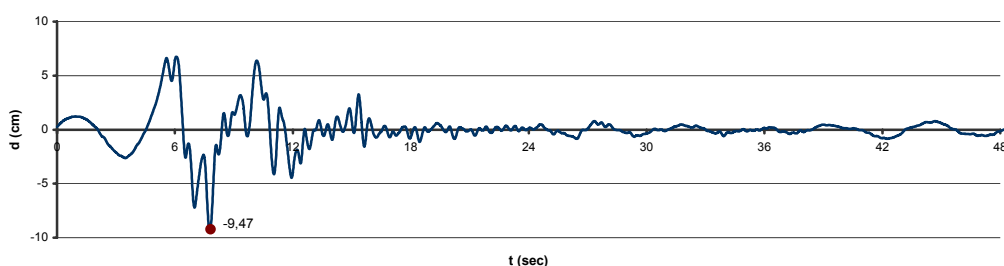
Εφαρμόζεται στη βάση κάθετα στις πλευρές των τοιχοποιιών που παρουσιάζουν ανοίγματα όπως φαίνεται στο Σχ 5.10.



Σχ 5.10 Η σεισμική φόρτιση στη βάση των μοντέλων, α. Μοντέλο 1, β. Μοντέλο 2 και γ. Μοντέλο 3.

### 5.4.1 Σεισμική φόρτιση

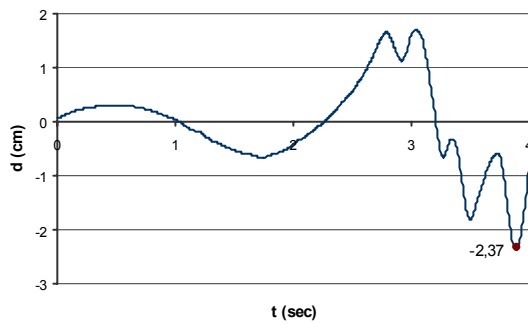
Το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού (Διαγρ 5.1) λήφθηκε από το IESD (Internet-Site for European Strong-Motion Data). Με τη βοήθεια του προγράμματος BAP (Basic Strong-Motion Accelerogram Processing), όπου έγιναν οι κατάλληλες γραμμικές διορθώσεις και χρησιμοποιήθηκαν τα κατάλληλα φίλτρα συχνοτήτων, υπολογίστηκε η Χρονοϊστορία της μετατόπισης δοσμένης της χρονοϊστορίας της επιτάχυνσης (Διαγρ 5.2).



Διαγρ 5.2 Χρονοϊστορία μετατόπισης σεισμού στο Μαυροβούνιο, 15.04.1979, από την καταγραφή στο Petrovac.

Για πρακτικούς λόγους, μελετήθηκαν τα πρώτα 8sec της καταγραφής και αφού υπολογίστηκε η ένταση του σεισμού για τα υπό κλίμακα 1:4 μοντέλα (Πιν 5.3) προέκυψε η Χρονοϊστορία του Διαγράμματος 5.3.

| Πίνακας 5.3 Μέγιστες τιμές των παραμέτρων της σεισμικής φόρτισης |                |                                   |                   |                 |
|------------------------------------------------------------------|----------------|-----------------------------------|-------------------|-----------------|
| Κλίμακα                                                          | Διάρκεια (sec) | Επιτάχυνση (cm/sec <sup>2</sup> ) | Ταχύτητα (cm/sec) | Μετατόπιση (cm) |
| 1:1                                                              | 8              | 445,30                            | 37,43             | 9,47            |
| 1:4                                                              | 4              | 445,30                            | 18,72             | 2,37            |



Διαγρ 5.3 Χρονοϊστορία μετατόπισης του σεισμού που υποβλήθηκε στα υπό κλίμακα 1:4 μοντέλα.

## 5.5 Μεθοδολογία ανάλυσης

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 [32].

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 [32].

Οι περιπτώσεις που εξετάστηκαν παρουσιάζονται αναλυτικότερα παρακάτω:

- α. επιβλήθηκε η σεισμική φόρτιση με μειωμένη κατά 50% ένταση και στα τρία μοντέλα
- β. επιβλήθηκε η σεισμική φόρτιση με το 100% της έντασης της και στα τρία μοντέλα
- γ. επιβλήθηκε η σεισμική φόρτιση με αυξημένη κατά 50% ένταση και στα τρία μοντέλα

Συνολικά επομένως εξετάζονται 9 διαφορετικά μοντέλα τόσο σε σύνθεση υλικών όσο και σε φορτίσεις.

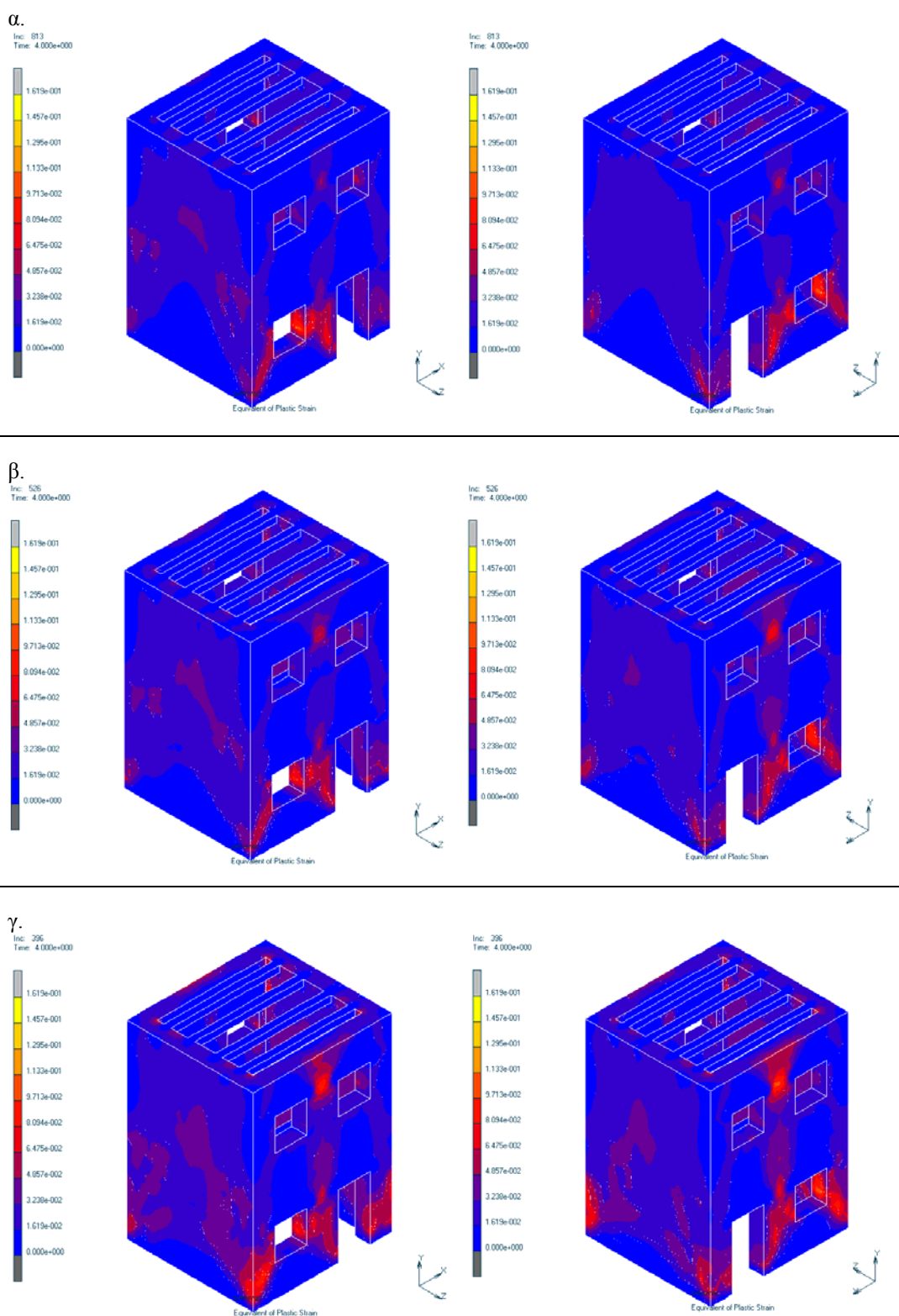
## 5.6 Αποτελέσματα

Για κάθε μία από τις φορτίσεις εξετάζονται οι ισοδύναμες πλαστικές παραμορφώσεις και οι μετατοπίσεις  $U_z$  των μοντέλων. Θέτουμε την ίδια ανώτερη και κατώτερη τιμή σε όλα τα μοντέλα έτσι ώστε να είναι ευδιάκριτες από τις χρωματικές απεικονίσεις οι διαφοροποιήσεις των μοντέλων.

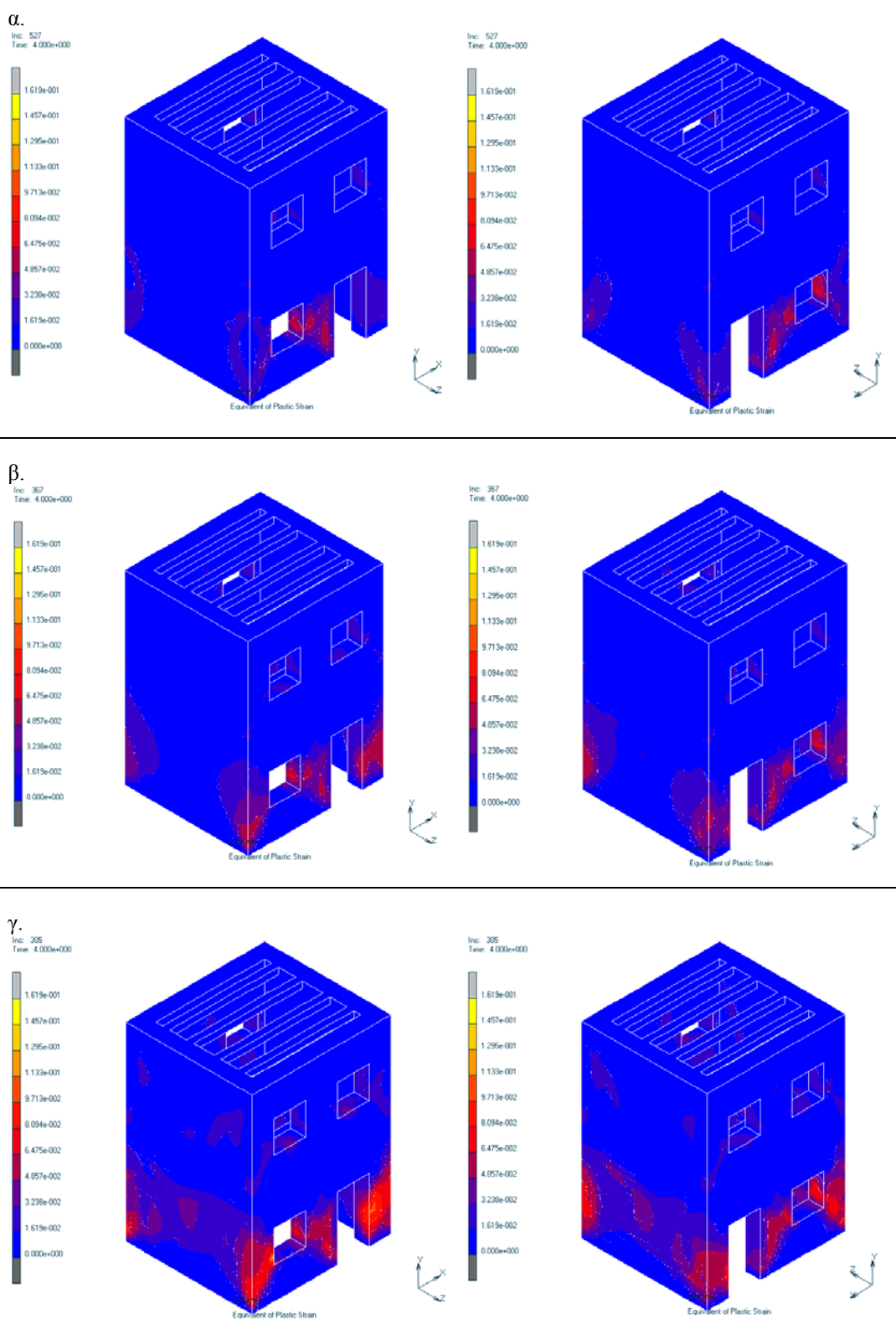
Αρχικά σε όλα τα μοντέλα (Σχ 5.11, 5.12 και 5.13) παρατηρείται ότι με την αύξηση της έντασης του σεισμού αυξάνεται η επιφάνεια αλλά και η τιμή των πλαστικών παραμορφώσεων. Οι περιοχές με τις μέγιστες παραμορφώσεις, όπου δηλώνονται και με τα εντονότερα χρώματα, εντοπίζονται κυρίως στις πλευρές που είναι κάθετες στην διεύθυνση του σεισμού και γύρω από τα ανοίγματα, κάτι το οποίο περιμέναμε. Είναι οι περιοχές που στις περισσότερες κατασκευές παρουσιάζουν αστοχίες μετά από σεισμικές δονήσεις.

Ειδικότερα παρατηρείται η έντονη διαφορά μεταξύ του μοντέλου 1 και των άλλων δύο. Η πρώτη διαπίστωση είναι πως στο Μοντέλο 1 υπάρχουν έντονες παραμορφώσεις και στους δύο ορόφους, ενώ στα Μοντέλα 2 και 3 οι παραμορφώσεις εντοπίζονται μόνο στο ισόγειο. Άλλη διαφοροποίηση είναι ότι στο Μοντέλο 1 υπάρχουν παραμορφώσεις και στις πλευρές που είναι στην ίδια διεύθυνση με την σεισμική φόρτιση. Οι αριθμητικά μέγιστες παραμορφώσεις παρατηρούνται στο Μοντέλο 3. Μια αρχική διαπίστωση επομένως είναι πως το Μοντέλο 2 συμπεριφέρεται συγκριτικά καλύτερα.

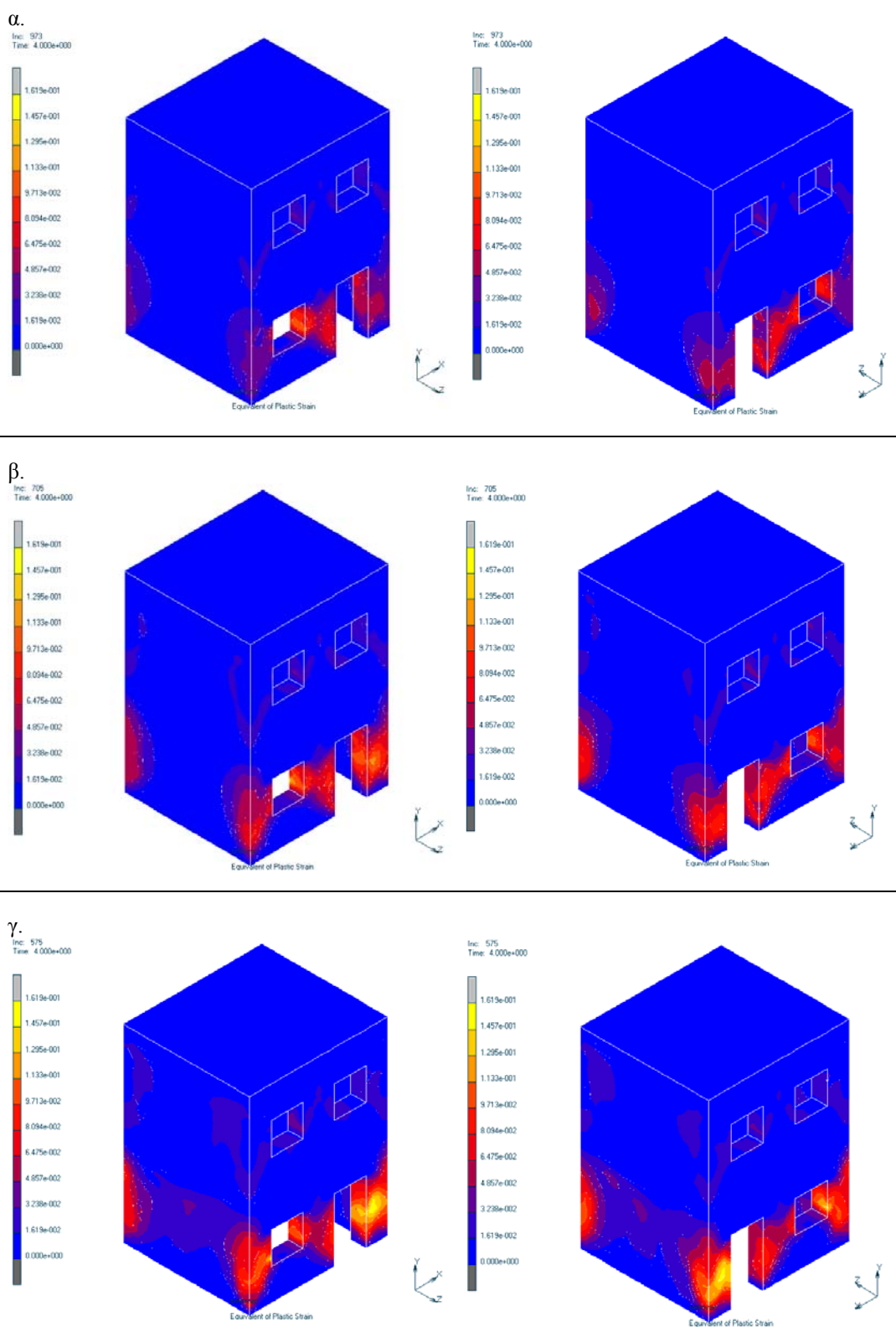
Στα ίδια συμπεράσματα είχε καταλήξει και ο Tomazevic με τις ανάλογες πειραματικές μετρήσεις που πραγματοποίησε στο εργαστήριο [9, 50, 51, 55]. Ο Tomazevic προσομοίωσε σε σεισμική τράπεζα μοντέλα με γεωμετρικά χαρακτηριστικά και υλικά όπως τα Μοντέλα 1 και 3 της παρούσης εργασίας. Τα μοντέλα είχαν υποβληθεί στην ίδια σεισμική φόρτιση, που χρησιμοποιήθηκε και στην εργασία, μέχρι την ολική κατάρρευση τους. Στην Εικ 5.1α φαίνεται η ολική αστοχία του 1<sup>ου</sup> και του 2<sup>ου</sup> ορόφου του Μοντέλου 1 και στην Εικ 5.1β η αστοχία αποκλειστικά του 1<sup>ου</sup> ορόφου μόνο για το Μοντέλο 3.



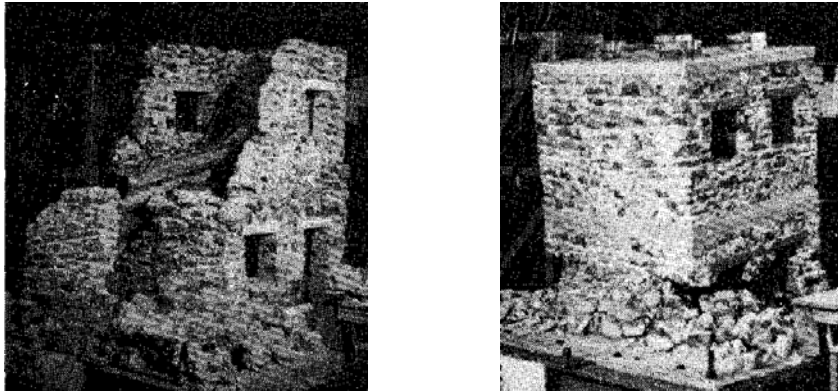
Σχ 5.11 Ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση του Μοντέλου 1 στο τέλος της φόρτισης για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



Σχ 5.12 Ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση του Μοντέλου 2 στο τέλος της φόρτισης για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



Σχ 5.13 Ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση του Μοντέλου 3 στο τέλος της φόρτισης για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



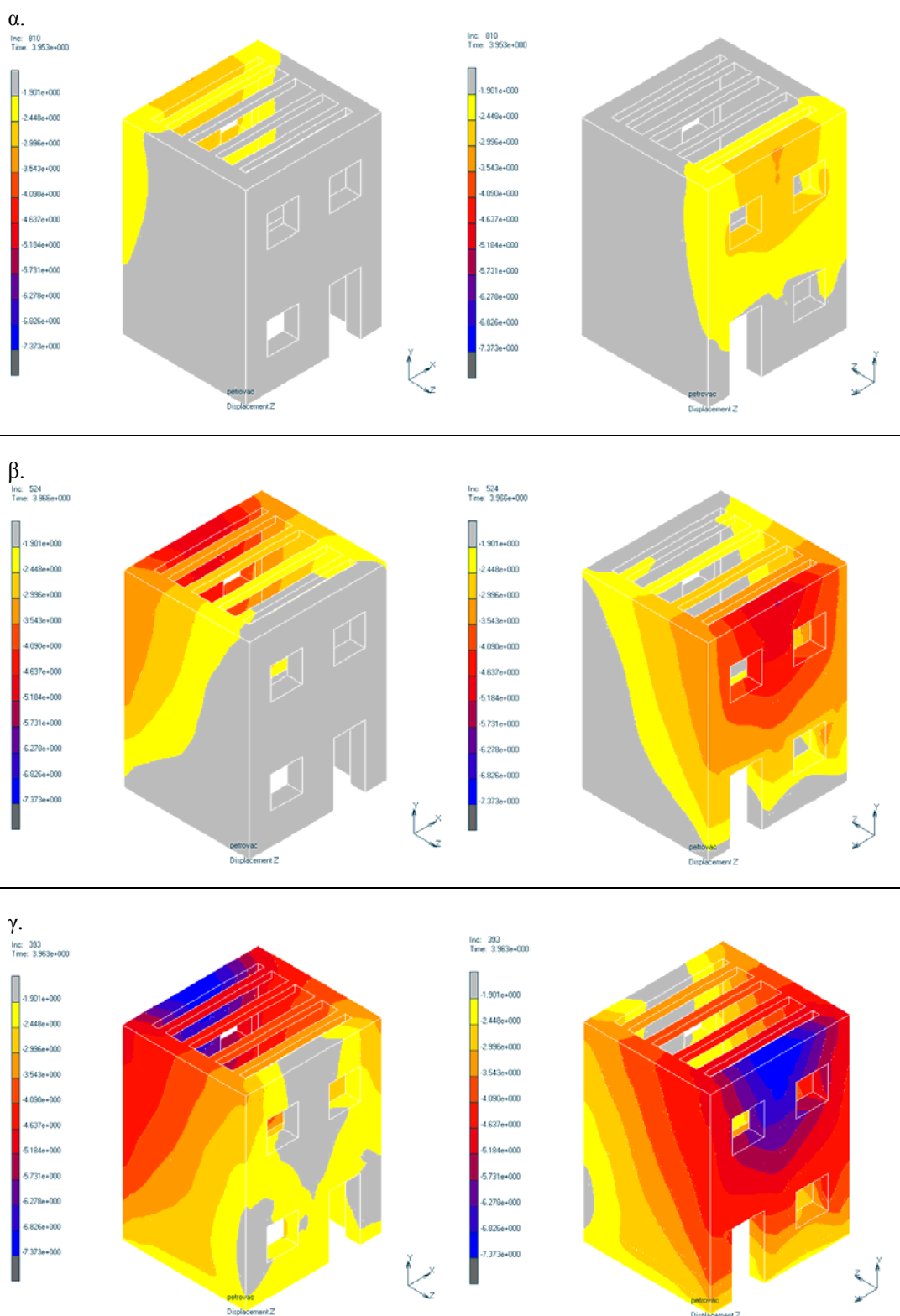
Εικ 5.1 Αστοχία των πειραματικών μοντέλων Tomazevic α. Μοντέλο 1 β. Μοντέλο 3.

Παρατηρώντας τα σχήματα 5.14, 5.15 και 5.16 διαπιστώνουμε τις έντονες μετατοπίσεις του Μοντέλου 1. Υπάρχει διαδοχική αύξηση της μετατόπισης καθώς ανεβαίνουμε από το ισόγειο στη στέγη και καθώς αυξάνεται η ένταση της σεισμικής φόρτισης.

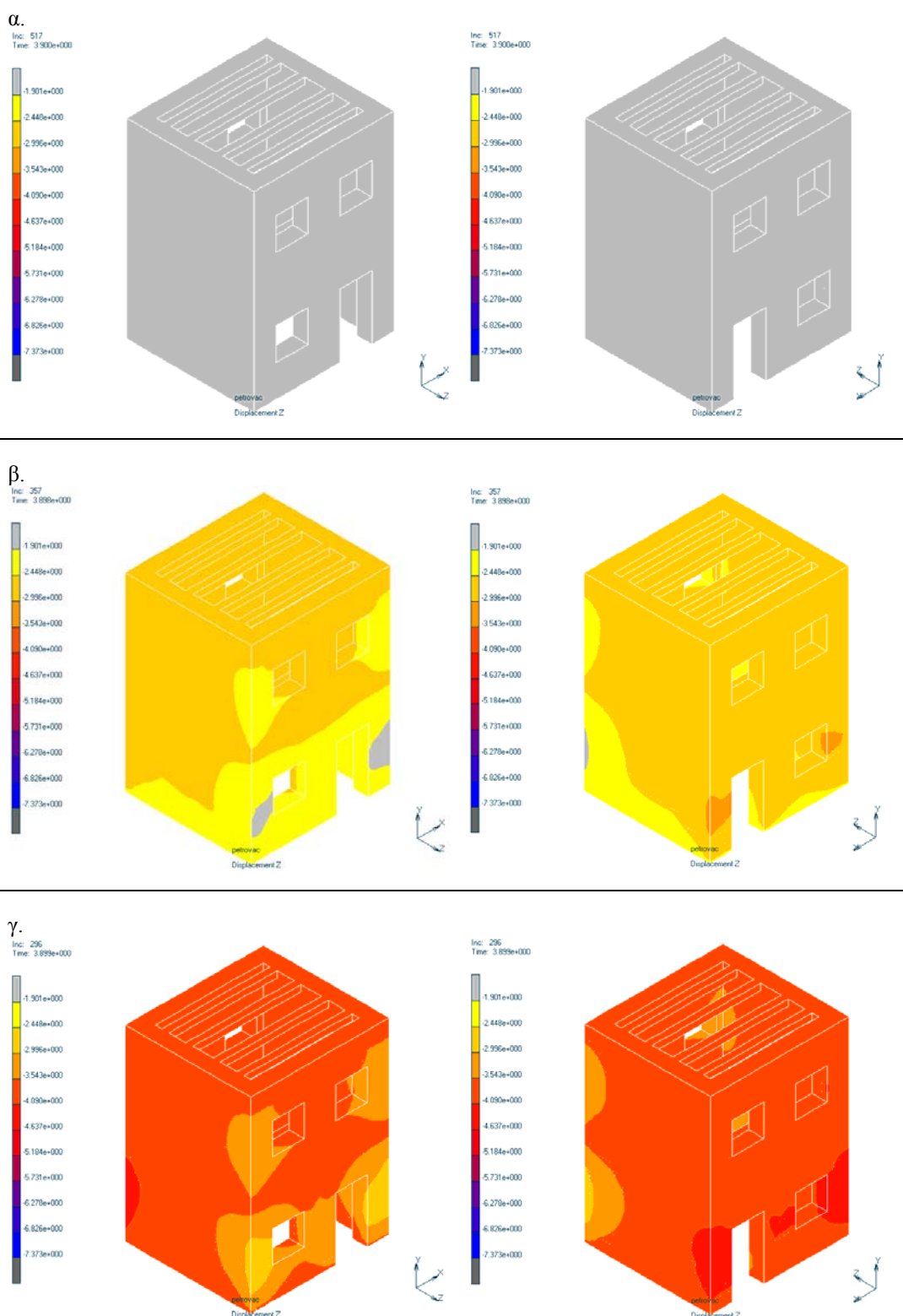
Οι μετατοπίσεις περιορίζονται αρκετά στα άλλα δύο μοντέλα. Παρατηρούμε ότι η ύπαρξη και μόνο περιμετρικού σενάζ κάνει την κατασκευή αρκετά πιο δύσκαμπτη σε σχέση με το Μοντέλο 1.

Μεταξύ Μοντέλου 2 και 3 δεν υπάρχει ουσιαστικά καμία διαφορά όσο αφορά τις μετατοπίσεις.

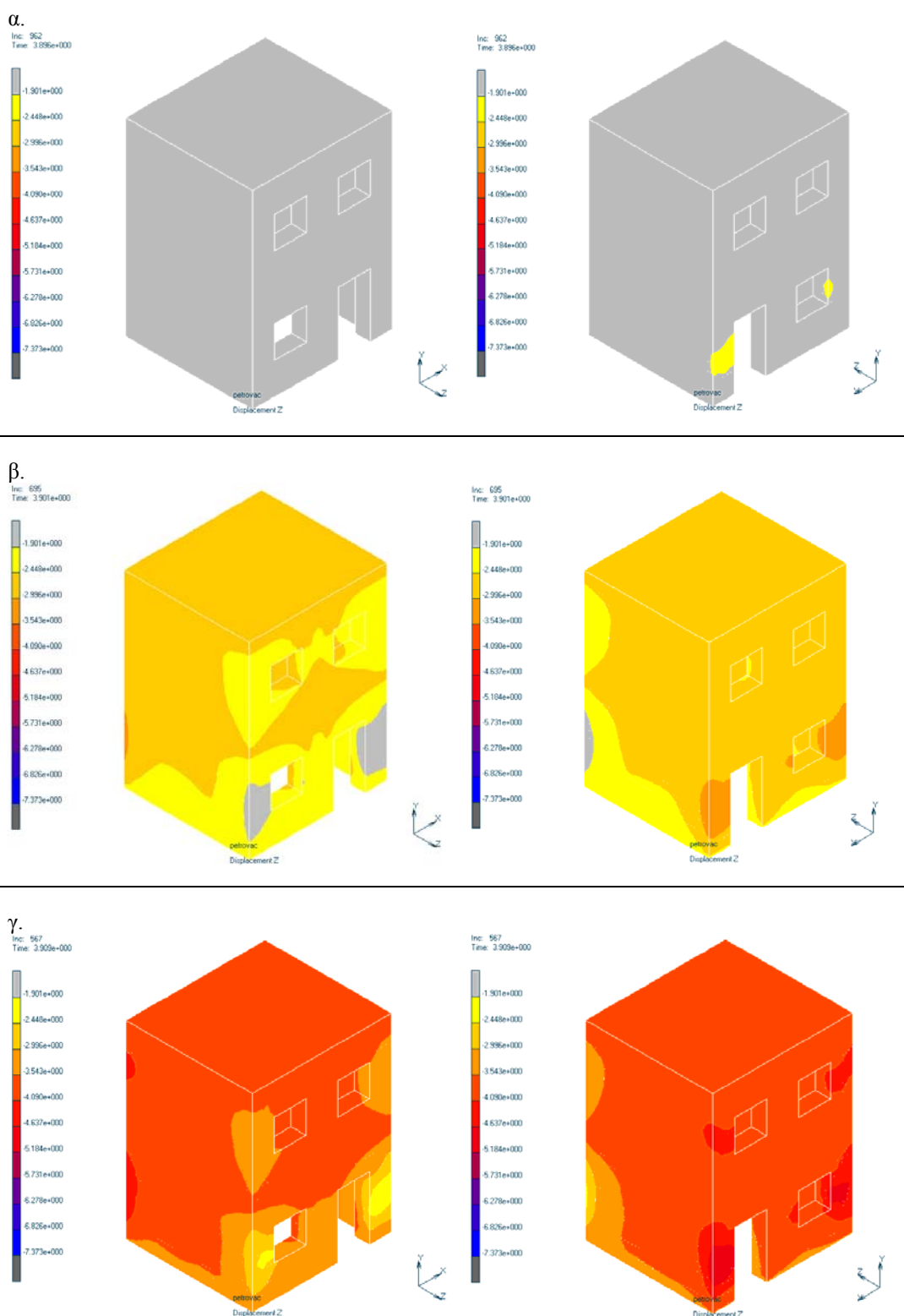
Είναι επομένως φανερό και μόνο από την χρωματική απεικόνιση των μέγιστων μετατοπίσεων και των πλαστικών παραμορφώσεων των μοντέλων η αναγκαιότητα επέμβασης – ενίσχυσης των ξύλινων πατωμάτων. Επίσης μια πρώτη εικόνα που παίρνουμε, είναι πως ακόμα και η πιο απλή για τις μέρες μας επέμβαση, η προσθήκη περιμετρικού σενάζ στη στάθμη των πατωμάτων και της στέγης μας δίνει αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα.



Σχ 5.14 Μετατόπιση  $U_z$  του Μοντέλου 1, τη χρονική στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή, για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



Σχ 5.15 Μετατόπιση  $U_z$  του Μοντέλου 2, τη χρονική στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή, για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



Σχ 5.16 Μετατόπιση  $U_z$  του Μοντέλου 3, τη χρονική στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή, για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.

Στη συνέχεια παρατίθενται συγκριτικά διαγράμματα τόσο μεταξύ των μοντέλων όσο και των διαφορετικών σεισμικών εντάσεων.

Επιλέχθηκαν να μελετηθούν οι παρακάτω κόμβοι στους οποίους και παρουσιάζονται οι μέγιστες πλαστικές παραμορφώσεις:

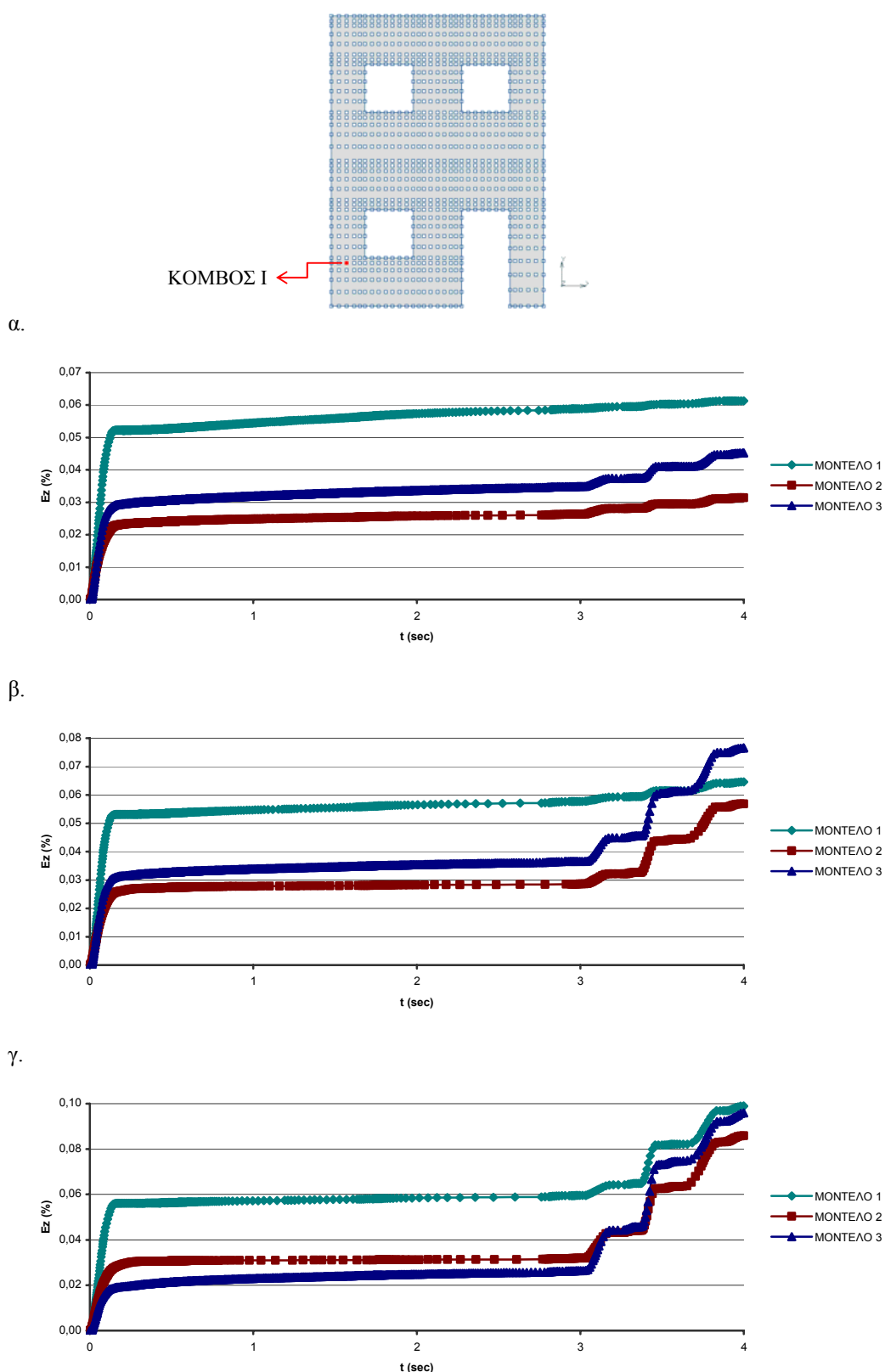
- Κόμβος I: στο ύψος της ποδιάς του παραθύρου του 1<sup>ου</sup> ορόφου και στην άκρη του πεσσού της πλευράς με τα ανοίγματα,
- Κόμβος II: στο ύψος της ποδιάς του παραθύρου του 1<sup>ου</sup> ορόφου και στο μέσο του πεσσού της πλευράς με τα ανοίγματα,
- Κόμβος III: στο ύψος της ποδιάς του παραθύρου του 2<sup>ου</sup> ορόφου και στην άκρη του πεσσού της πλευράς με τα ανοίγματα,
- Κόμβος IV: στη στέψη στο μέσο του πεσσού της πλευράς με τα ανοίγματα,

καθώς και οι παρακάτω καθ' ύψος τομές:

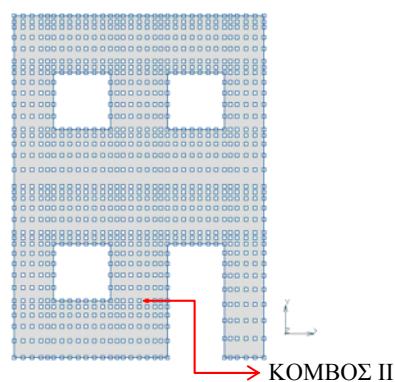
- Τομή I: στη γωνία της πλευράς με τα ανοίγματα
- Τομή II: στο μέσο της πλευράς με τα ανοίγματα
- Τομή III: στο μέσο της πλευράς χωρίς ανοίγματα

Παρατηρώντας το Σχ 5.17 όπου δίνεται η χρονοϊστορία της ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης του κόμβου I διαπιστώνουμε πως στην άκρη του πεσσού το Μοντέλο 1 είναι κατά πολύ το δυσμενέστερο σε σχέση με τα άλλα δύο μοντέλα που παρουσιάζουν μεταξύ τους μικρές διαφορές. Όπως επίσης φαίνεται σε όλες τις περιπτώσεις το Μοντέλο 2 συμπεριφέρεται σαφώς καλύτερα από τα άλλα δύο.

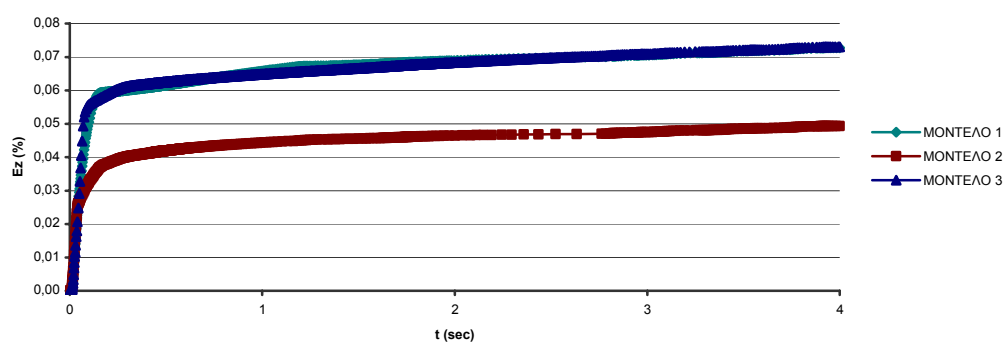
Όσο αφορά το Μοντέλο 2 στο ίδιο συμπέρασμα καταλήγουμε και από το Σχ 5.18, στο μέσο δηλαδή του πεσσού. Εδώ όμως τα πράγματα είναι διαφορετικά για το Μοντέλο 3, που όπως παρατηρούμε παρουσιάζει τη μεγαλύτερη πλαστική παραμόρφωση. Το μοντέλο δηλαδή με την πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα παρουσιάζει μεγαλύτερες παραμορφώσεις στο μέσο του 1<sup>ου</sup> ορόφου από ότι το μοντέλο με τα ξύλινα δοκάρια. Οι διαφορές μεταξύ των μοντέλων τείνουν να ελαχιστοποιηθούν καθώς αυξάνεται η ένταση του σεισμού.



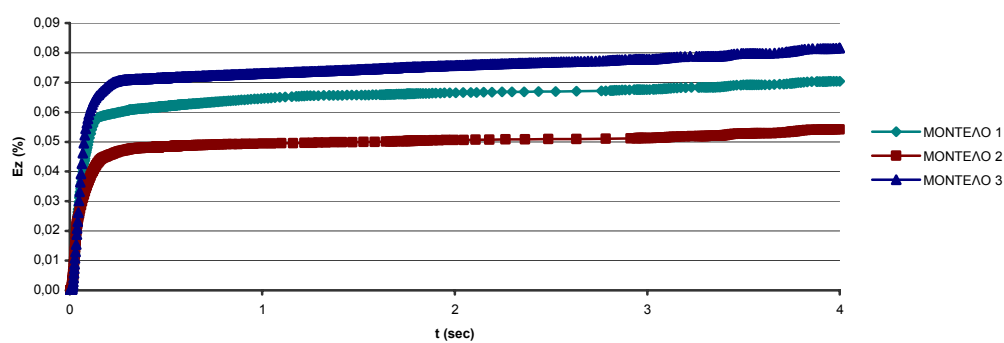
Σχ. 5.17 Χρονοϊστορία ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης του κόμβου Ι για όλα τα μοντέλα και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



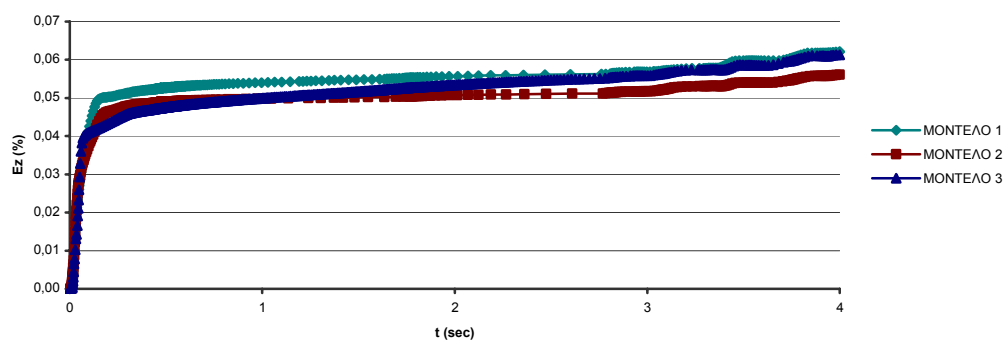
α.



β.



γ.



Σχ. 5.18 Χρονοϊστορία ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης του κόμβου II για όλα τα μοντέλα και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.

Για τους κόμβους II και IV (Σχ 5.19 και 5.20) εξετάζουμε τη μετατόπιση που παρουσιάζουν με την πάροδο της σεισμικής φόρτισης. Το συμπέρασμα είναι κοινό και για τους δύο κόμβους. Τα Μοντέλα 2 και 3 παρουσιάζουν την ίδια μετατόπιση και για σεισμούς χαμηλής έντασης έχουν κατά πολύ μικρότερες μετατοπίσεις σε σχέση με το Μοντέλο 1.

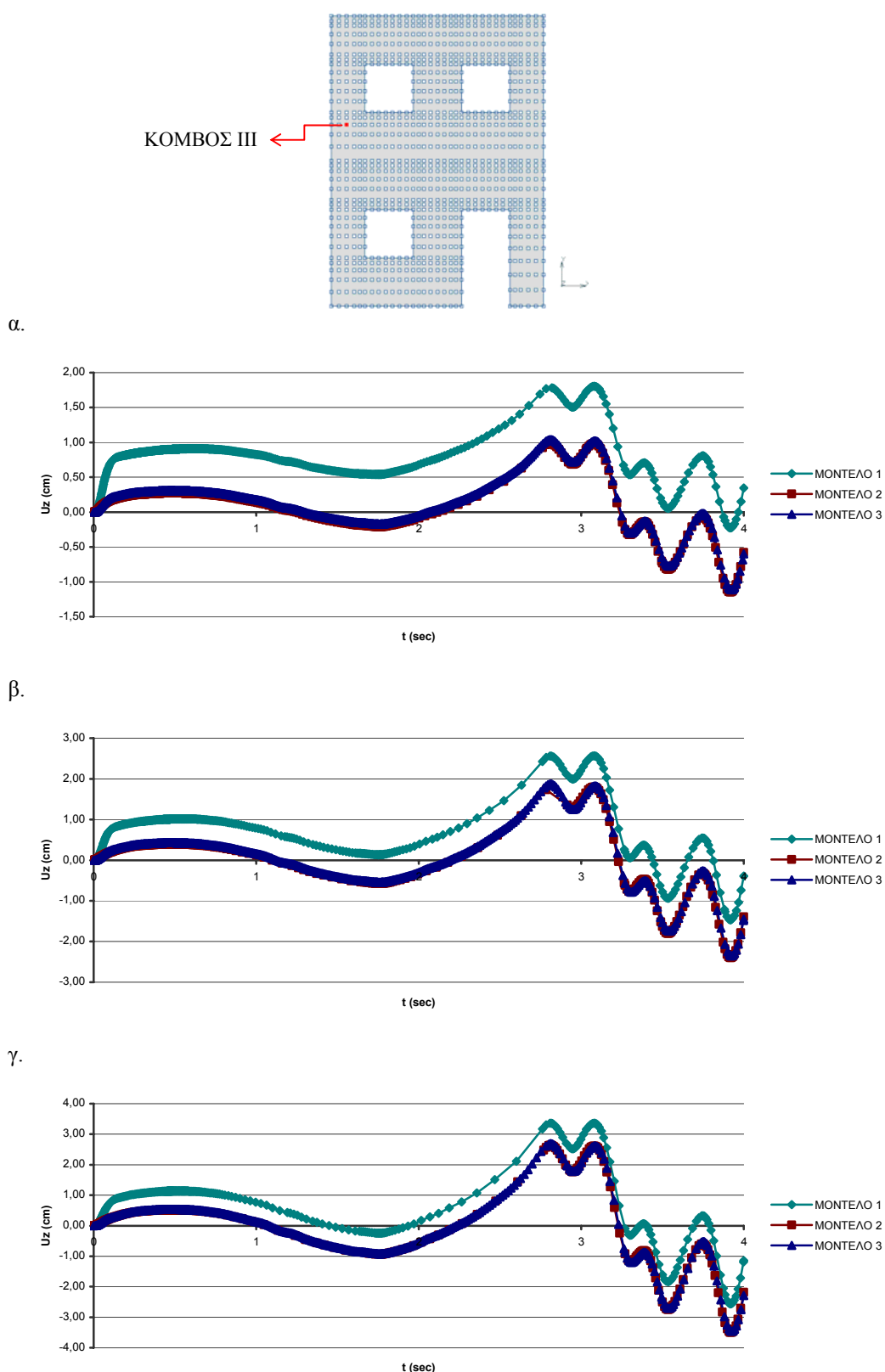
Στα επόμενα Σχήματα παρουσιάζονται οι καθ' ύψος τομές των μοντέλων. Στα Σχ 5.21, 5.22 και 5.23 εξετάζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις στο τέλος της φόρτισης συγκρίνοντας τα μοντέλα μεταξύ τους και στα Σχ 5.24, 5.25 και 5.26 συγκρίνονται οι επιδράσεις των σεισμικών εντάσεων για το κάθε μοντέλο χωριστά.

Πρώτη διαπίστωση που φαίνεται ξεκάθαρα στα Σχ 5.21, 5.22 και 5.23 είναι ο περιορισμός των πλαστικών παραμορφώσεων για τα Μοντέλα 2 και 3 στον 2<sup>ο</sup> όροφο. Επίσης παρατηρούμε ότι σε σεισμούς χαμηλής έντασης τα Μοντέλα 2 και 3 παρουσιάζουν αμελητέες παραμορφώσεις στις πλευρές των κτιρίων που είναι κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού (Σχ 5.23).

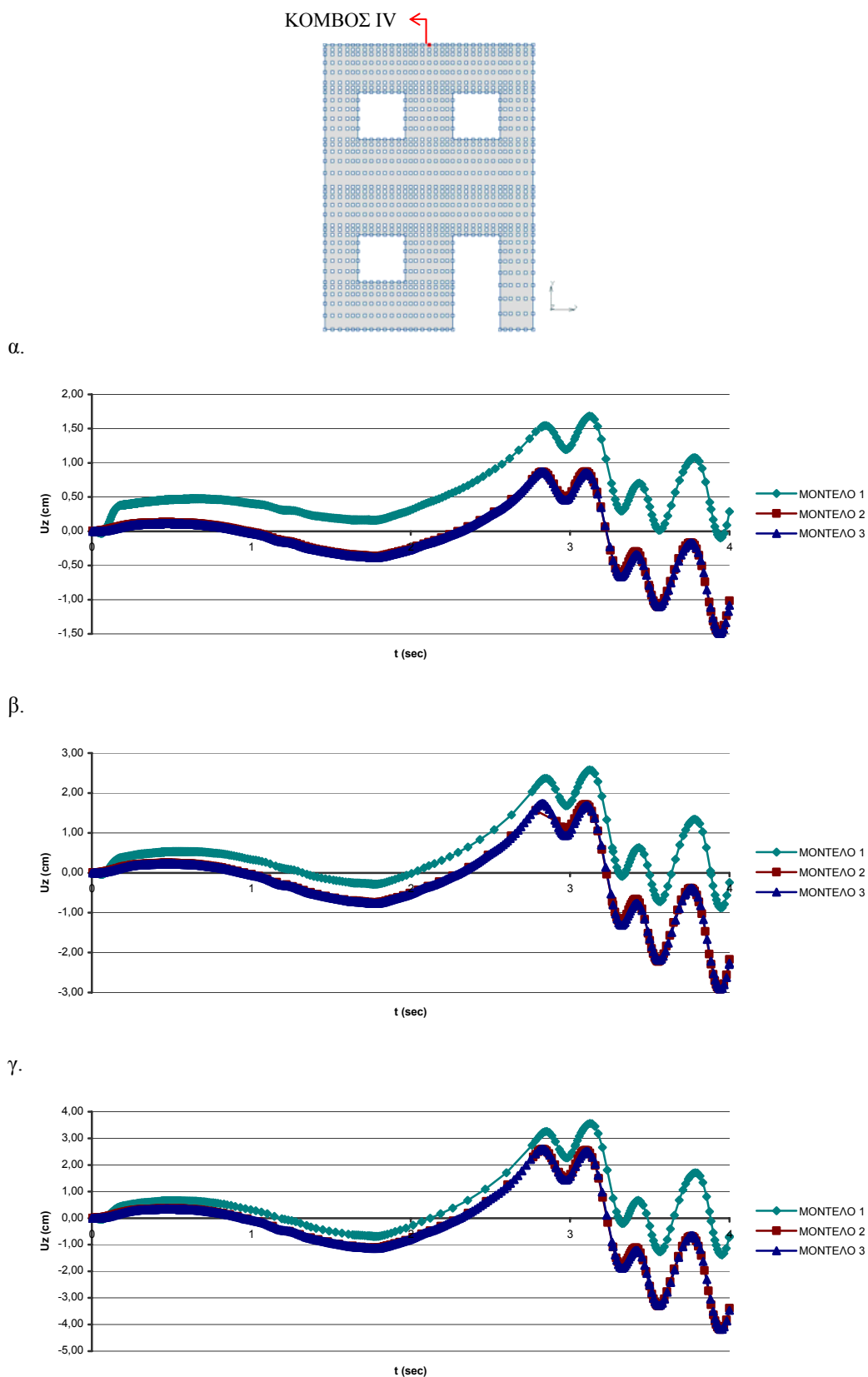
Γενική διαπίστωση είναι επίσης ότι το Μοντέλο 2, μοντέλο με το περιμετρικό σενάζ, παρουσιάζει και σε αυτά τα διαγράμματα τις μικρότερες παραμορφώσεις έναντι των άλλων δύο. Ενώ το Μοντέλο 3, μοντέλο με την πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα, παρουσιάζει στον 1<sup>ο</sup> όροφο και σε σεισμούς μεγάλης έντασης μεγαλύτερες πλαστικές παραμορφώσεις από ότι το Μοντέλο 1 (Σχ 5.21 και 5.22).

Στα Σχ 5.24, 5.25 και 5.26 παρατηρούμε ότι η αύξηση της έντασης του σεισμού επηρεάζει αποκλειστικά τον 1<sup>ο</sup> όροφο. Η διαπίστωση αυτή αφορά όλα τα μοντέλα και όλες τις τομές.

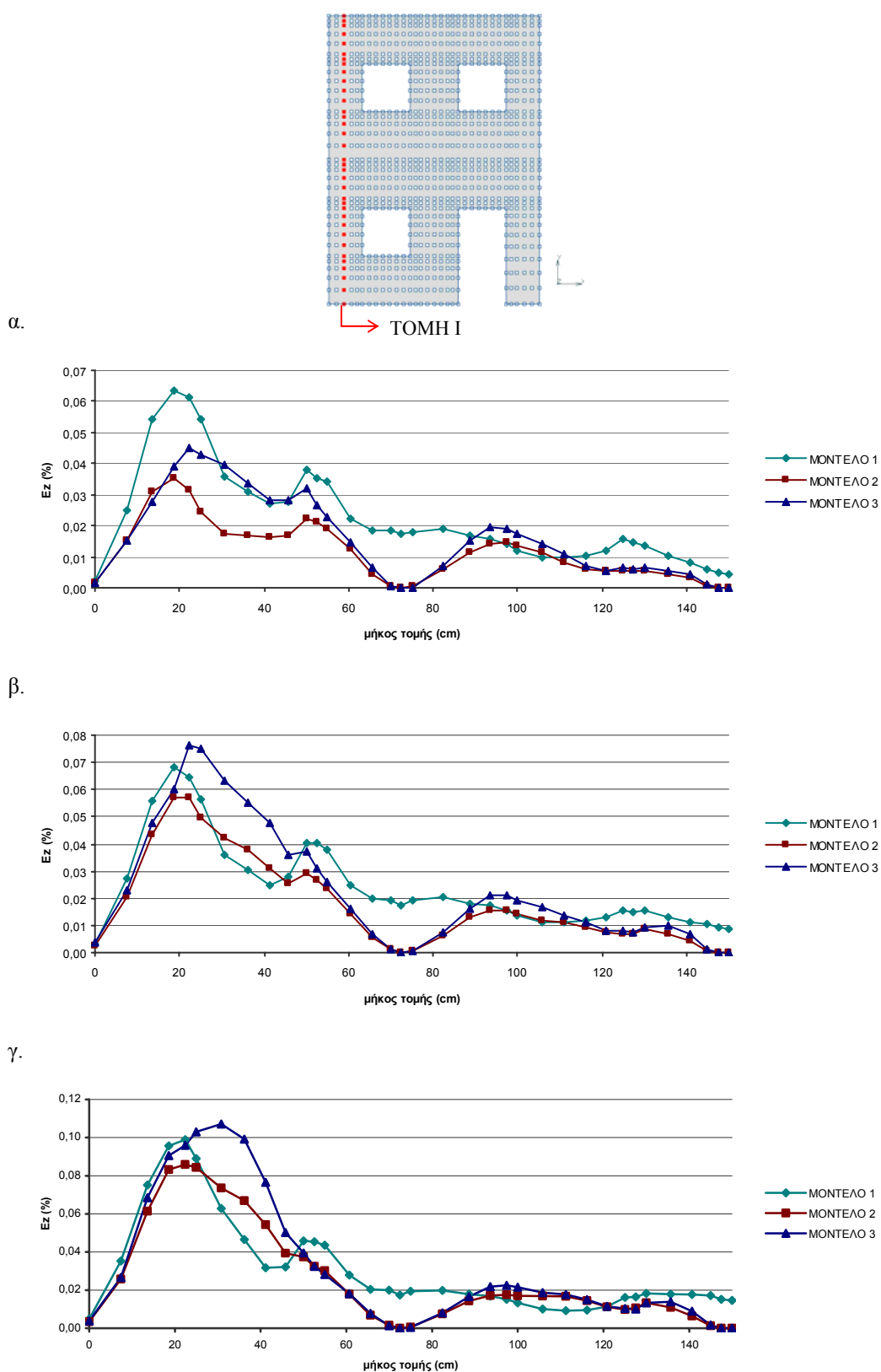
Στην τομή II και III (Σχ 5.25 και 5.26) διαπιστώνουμε ότι το Μοντέλο 1 παρουσιάζει τη μέγιστη παραμόρφωση στο 2<sup>ο</sup> όροφο, ενώ σε όλες τις άλλες περιπτώσεις η μέγιστη παραμόρφωση εντοπίζεται στον 1<sup>ο</sup> όροφο.



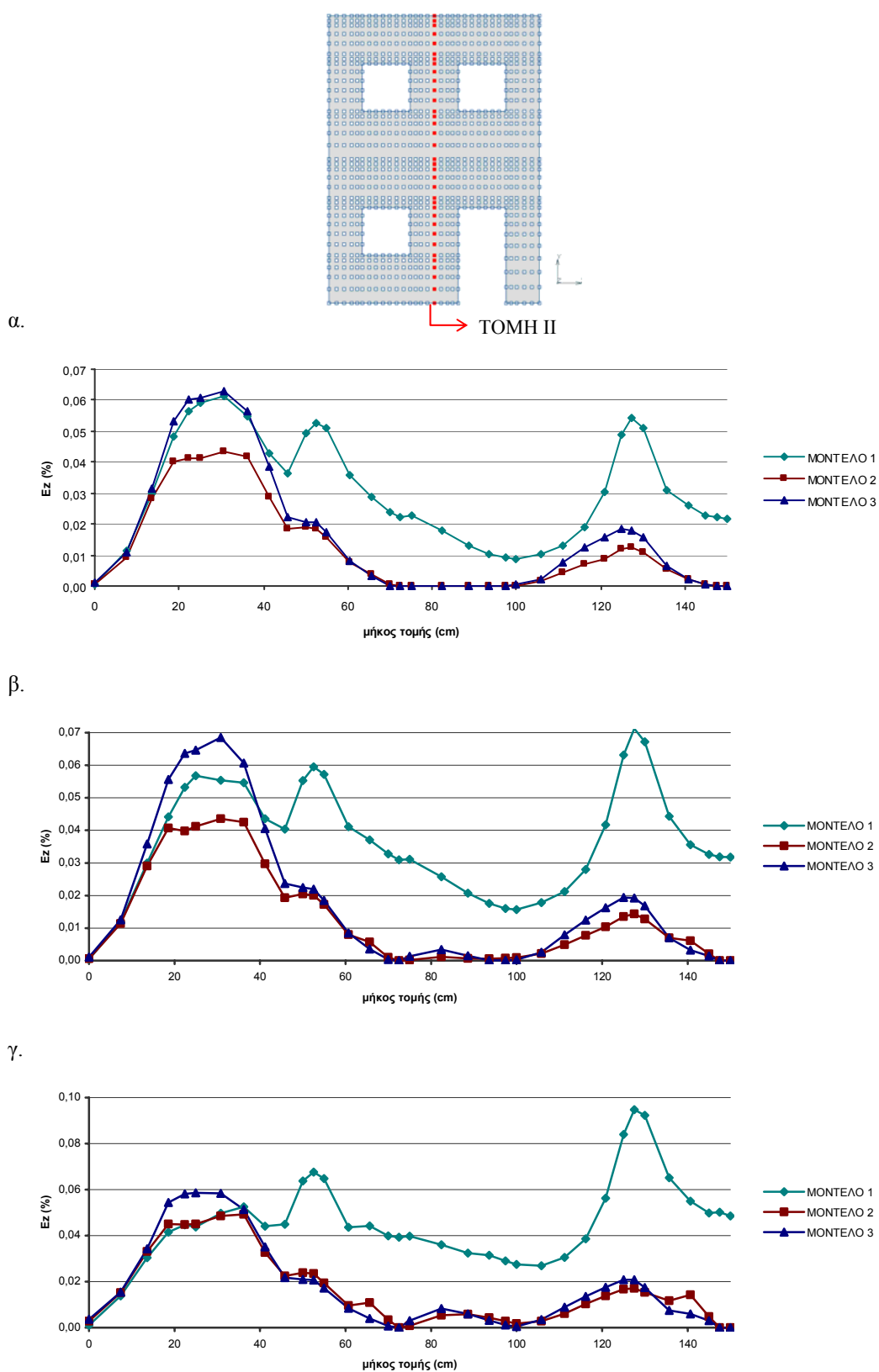
Σχ. 5.19 Χρονοϊστορία μέγιστης μετατόπισης  $U_z$  του κόμβου III για όλα τα μοντέλα και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



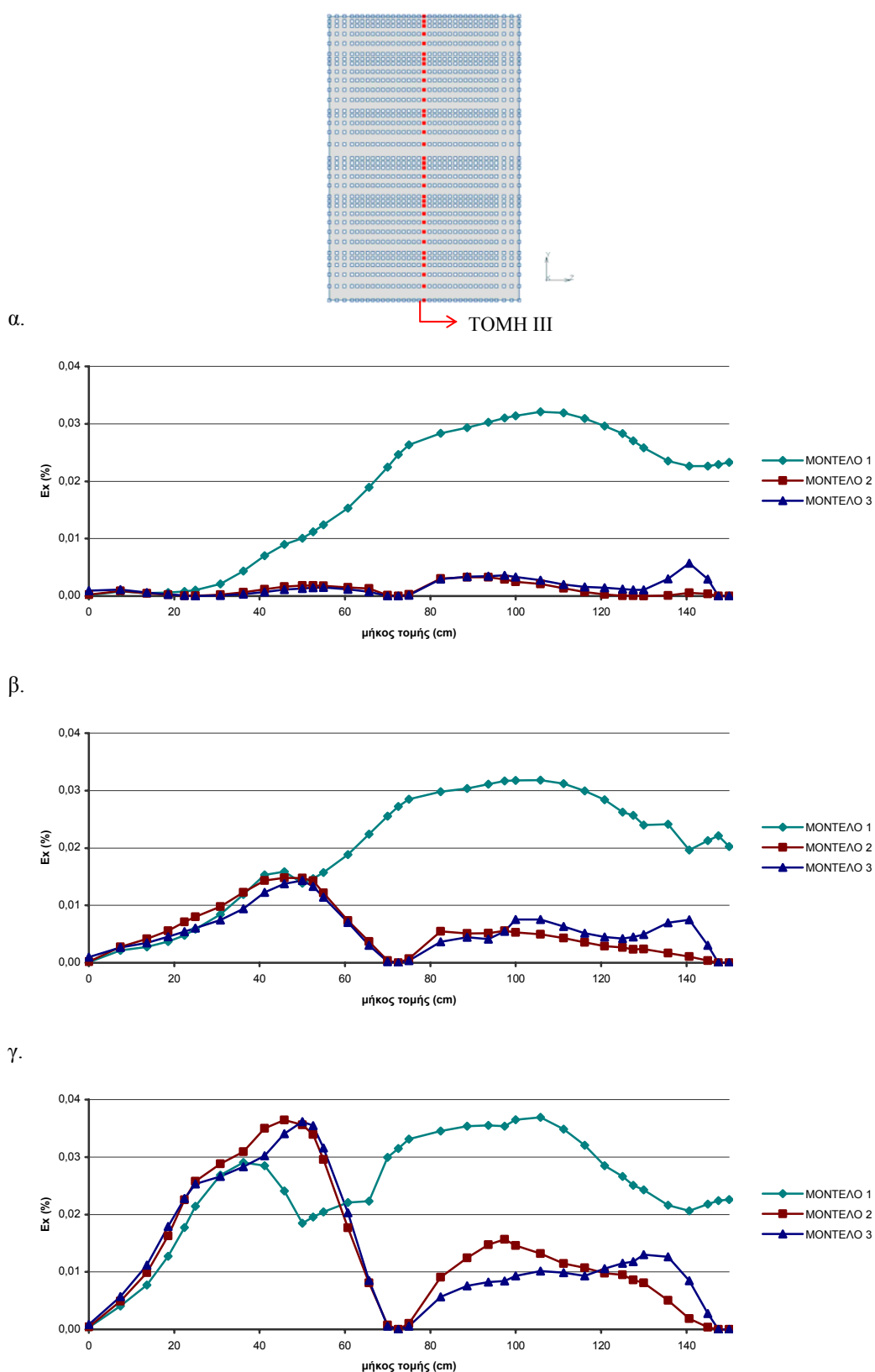
Σχ. 5.20 Χρονοιστορία μέγιστης μετατόπισης  $U_z$  του κόμβου IV για όλα τα μοντέλα και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



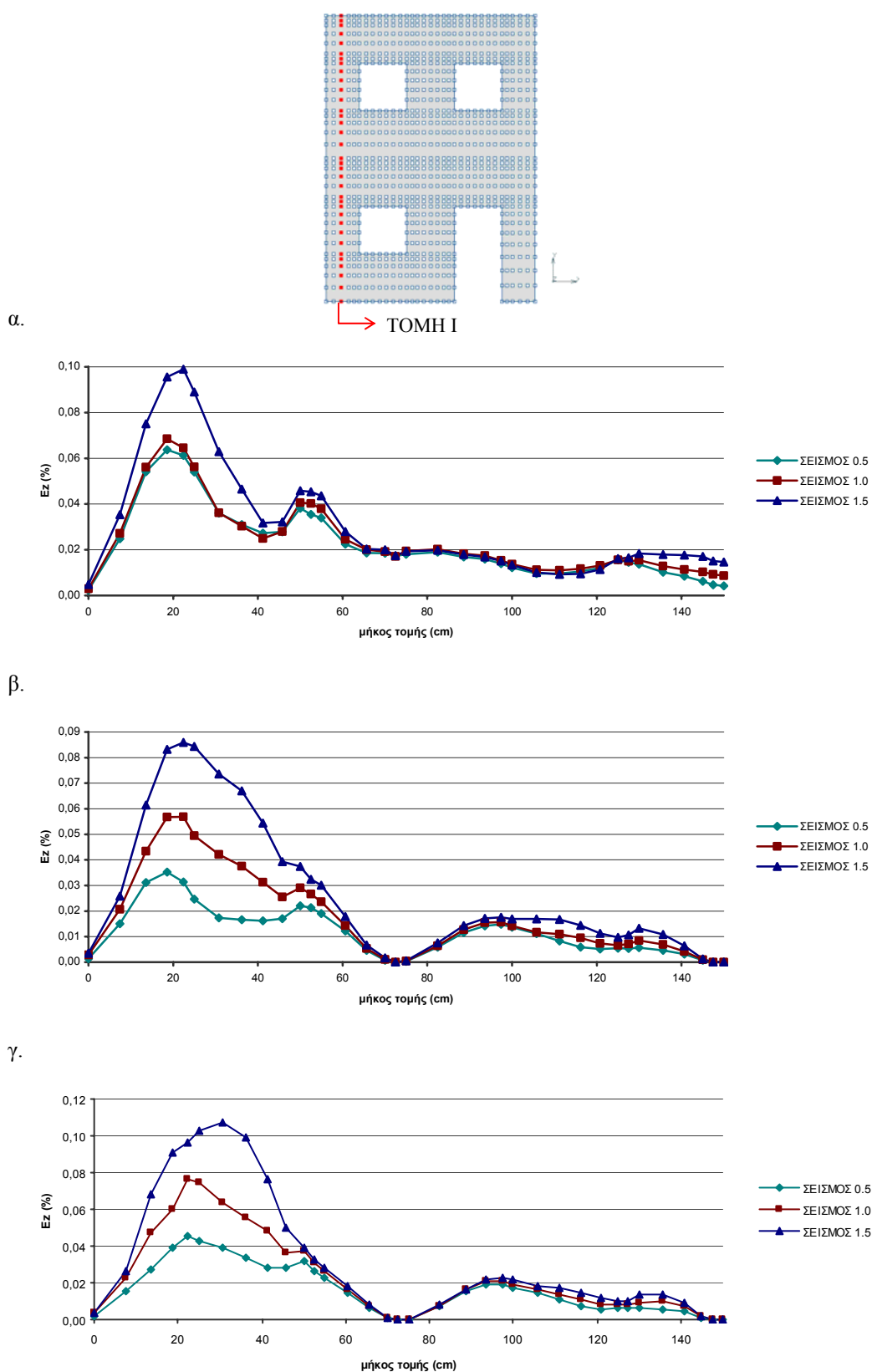
Σχ. 5.21 Καθ ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής Ι για όλα τα μοντέλα στο τέλος της φόρτισης και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



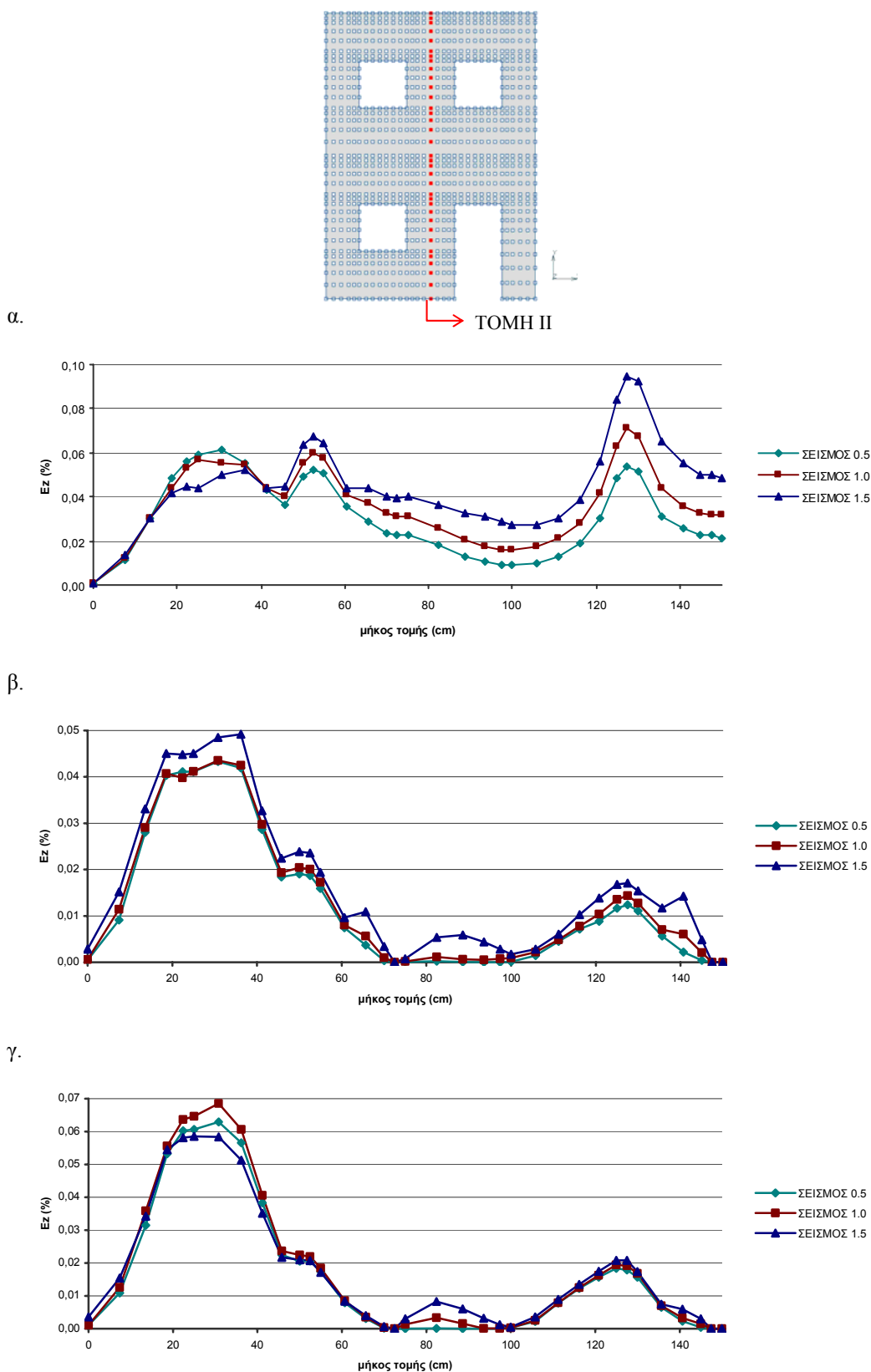
Σχ. 5.22 Καθ ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής II για όλα τα μοντέλα στο τέλος της φόρτισης και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.

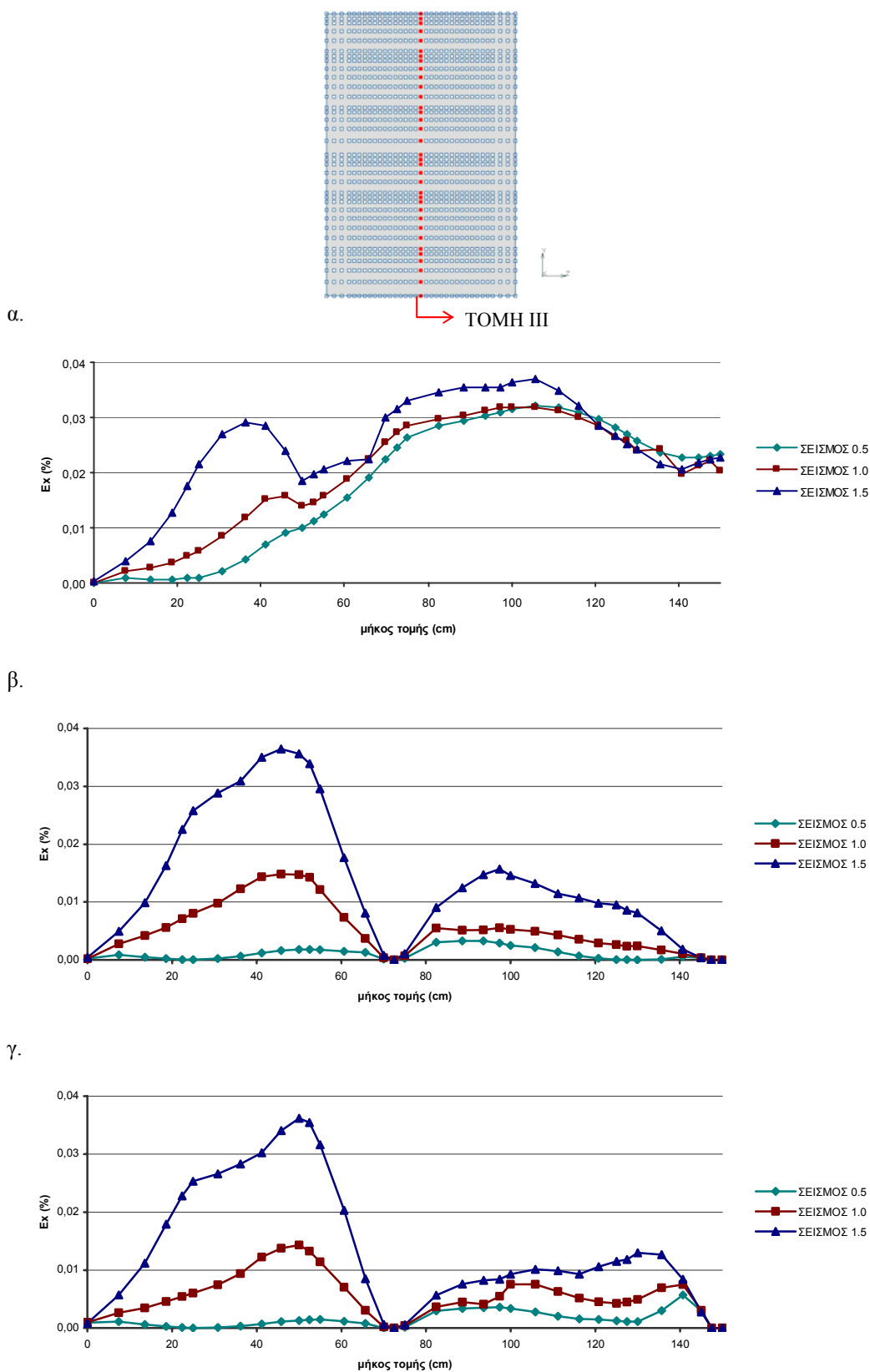


Σχ. 5.23 Καθ ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής III για όλα τα μοντέλα στο τέλος της φόρτισης και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



Σχ. 5.24 Καθ ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής Ι για όλους τους σεισμούς στο τέλος της φόρτισης και για τα μοντέλα α. 1 β. 2 και γ. 3.





Σχ. 5.26 Καθ' ύψος ισοδύναμη πλαστική παραμόρφωση της τομής III για όλους τους σεισμούς στο τέλος της φόρτισης και για τα μοντέλα α. 1 β. 2 και γ. 3.

Στα επόμενα Σχήματα 5.27, 5.28 εξετάζονται καθ' ύψος οι μέγιστες μετατοπίσεις  $U_z$  συγκρίνοντας τα μοντέλα μεταξύ τους και στα Σχ 5.29, 5.30 συγκρίνονται οι επιδράσεις των σεισμικών εντάσεων στο κάθε μοντέλο χωριστά.

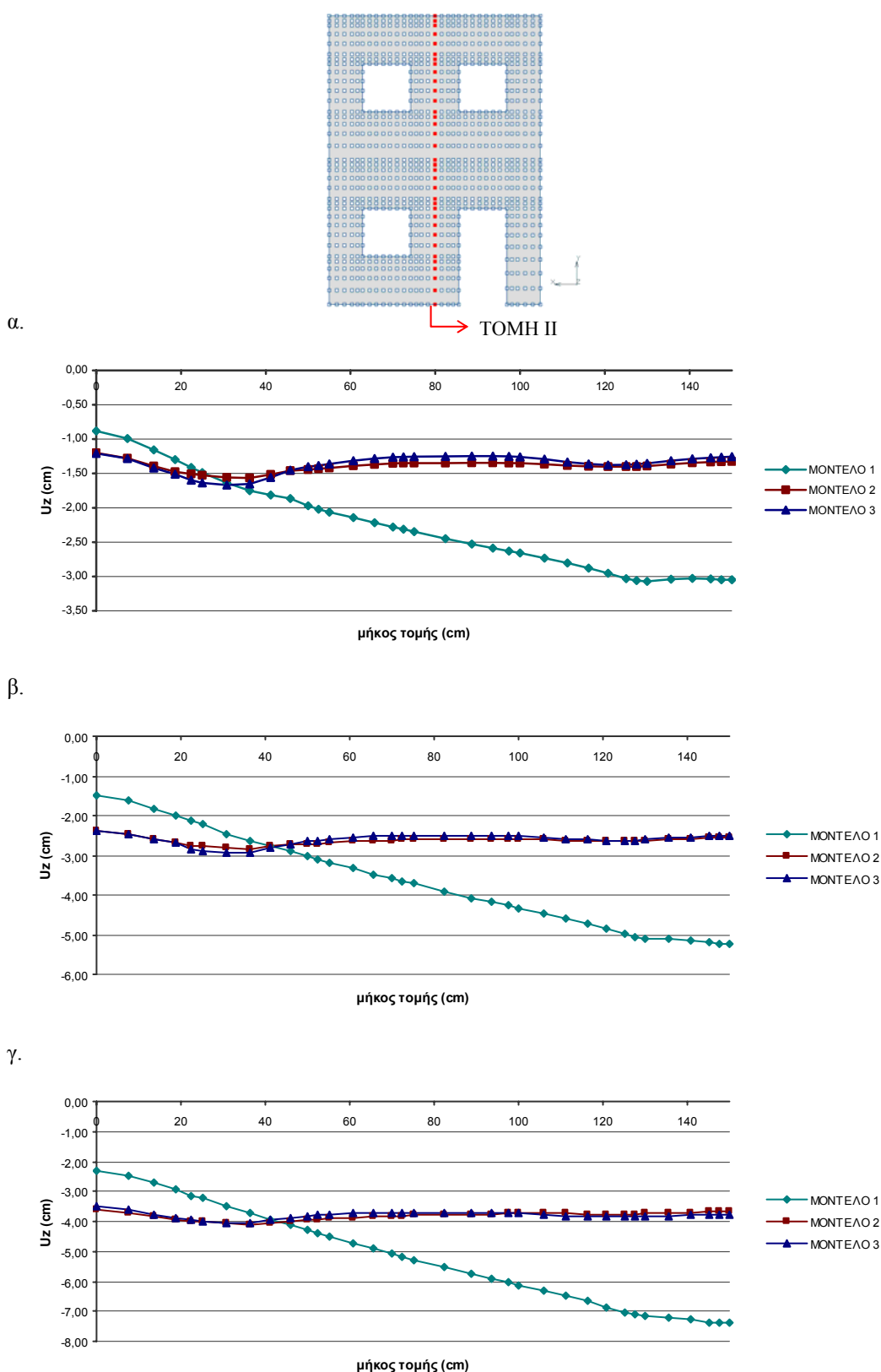
Επιλέγουμε να μελετήσουμε τη χρονική στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή της μετατόπισης. Το κάθε μοντέλο και η κάθε φόρτιση παρουσιάζει το μέγιστο σε διαφορετική στιγμή της χρονοϊστορίας που εισάγουμε λόγω των διαφορετικών υλικών σύνθεσης του κάθε μοντέλου. Για παράδειγμα το μέγιστο της χρονοϊστορίας της σεισμικής φόρτισης είναι για  $t=3,885s$  ενώ για τη φόρτιση 0,5 το Μοντέλο 1 παρουσιάζει τη μέγιστη μετατόπιση τη στιγμή  $t=3,953s$ , το Μοντέλο 2 τη στιγμή  $t=3,900s$  και το Μοντέλο 3 τη στιγμή  $t=3,896s$ . Αυτό όμως που θέλουμε να εξετάσουμε είναι οι διαφοροποιήσεις των μεγίστων τιμών των μετατοπίσεων ανεξαρτήτως του χρόνου που αυτές παρουσιάζονται. Για τους παραπάνω λόγους οι τιμές στη βάση είναι διαφορετικές μεταξύ τους.

Παρατηρούμε την έντονη διαφοροποίηση του Μοντέλου 1 από τα άλλα δύο μοντέλα καθώς και την κοινή συμπεριφορά των μοντέλων αυτών. Στο Μοντέλο 1 παρατηρούμε έντονη τη βαθμιαία αύξηση της μετατόπισης καθώς ανεβαίνουμε από τη βάση στη στέψη. Η παρατήρηση αυτή φαινόταν τόσο ξεκάθαρα και στις χρωματικές απεικονίσεις (Σχ 5.14).

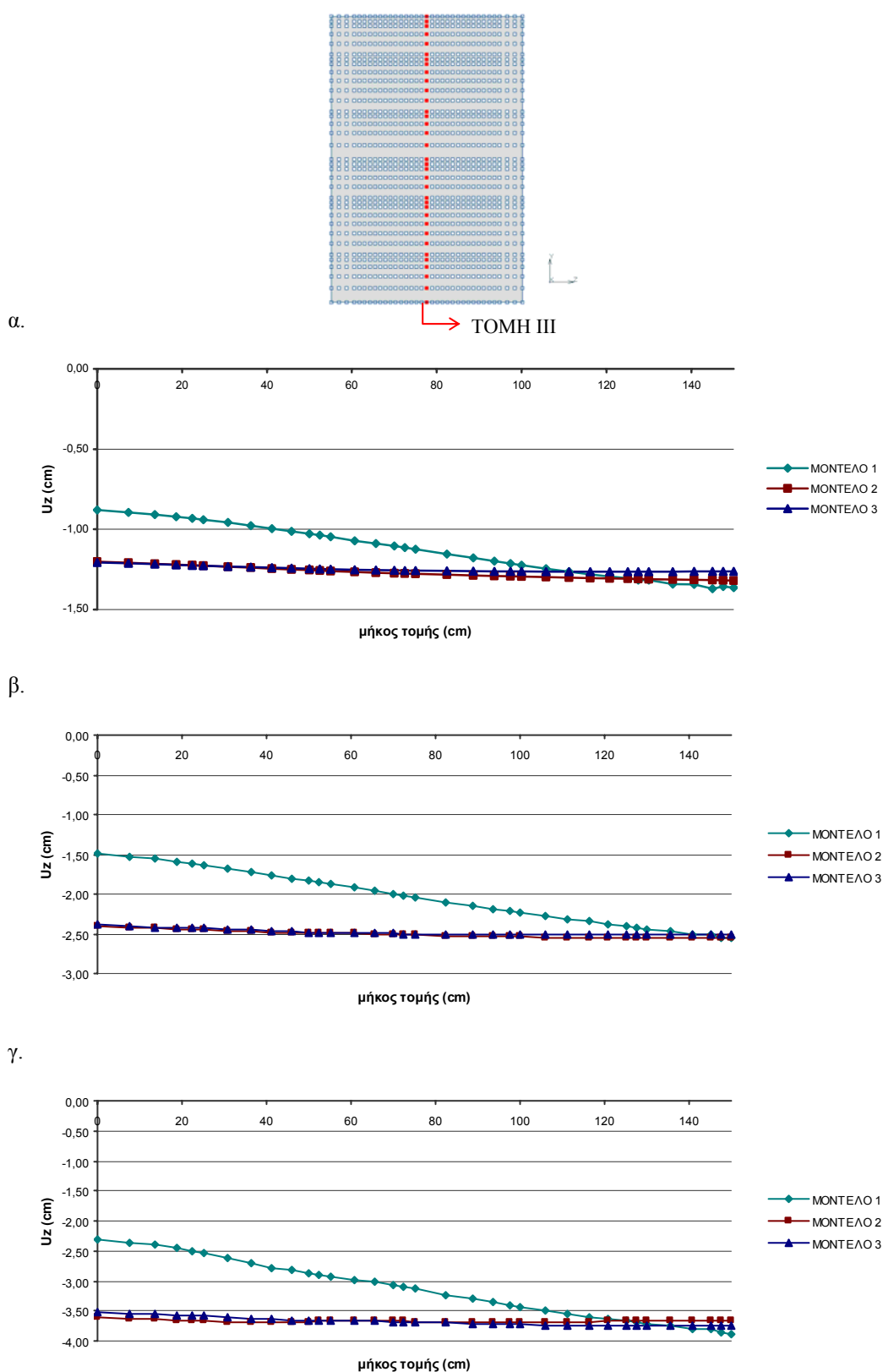
Στην τομή III (Σχ 5.28) φαίνεται πως στη στέψη και τα τρία μοντέλα παρουσιάζουν την ίδια μετατόπιση κάτι το οποίο δεν ισχύει στη τομή II (Σχ 5.27).

Τέλος από τα Σχήματα 5.29 και 5.30 καταλήγουμε στα ίδια συμπεράσματα όπως και προηγουμένως.

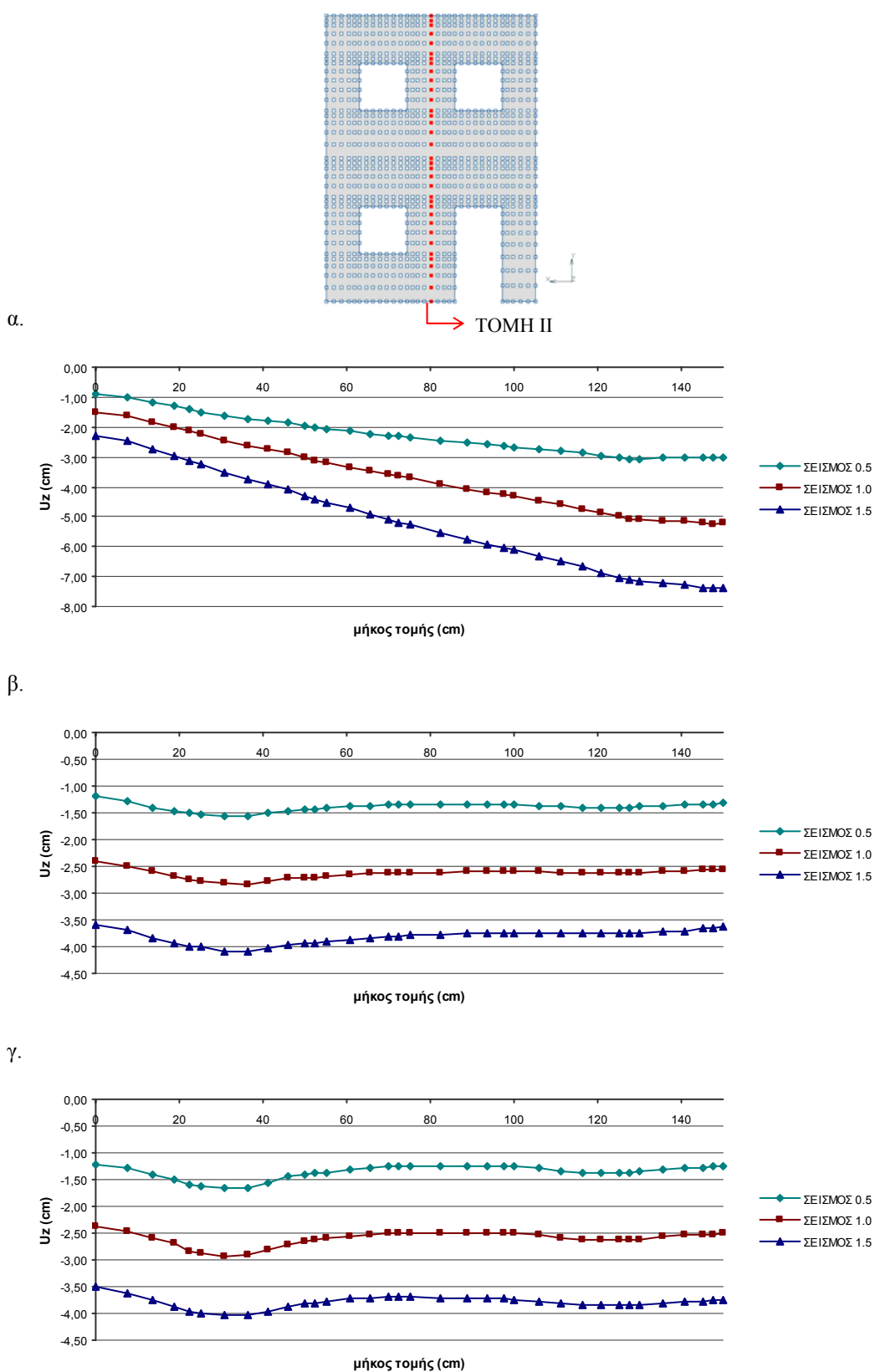
Με τον πίνακα 5.4 που ακολουθεί γίνεται μία σύγκριση της μέγιστης σχετικής μετατόπισης μεταξύ Βάσης – Ορόφου και Ορόφου – Στέψης για όλα τα μοντέλα και όλες τις φορτίσεις. Παρατηρούμε το σαφή περιορισμό των μετατοπίσεων στα Μοντέλα 2 και 3 έναντι του Μοντέλου 1.



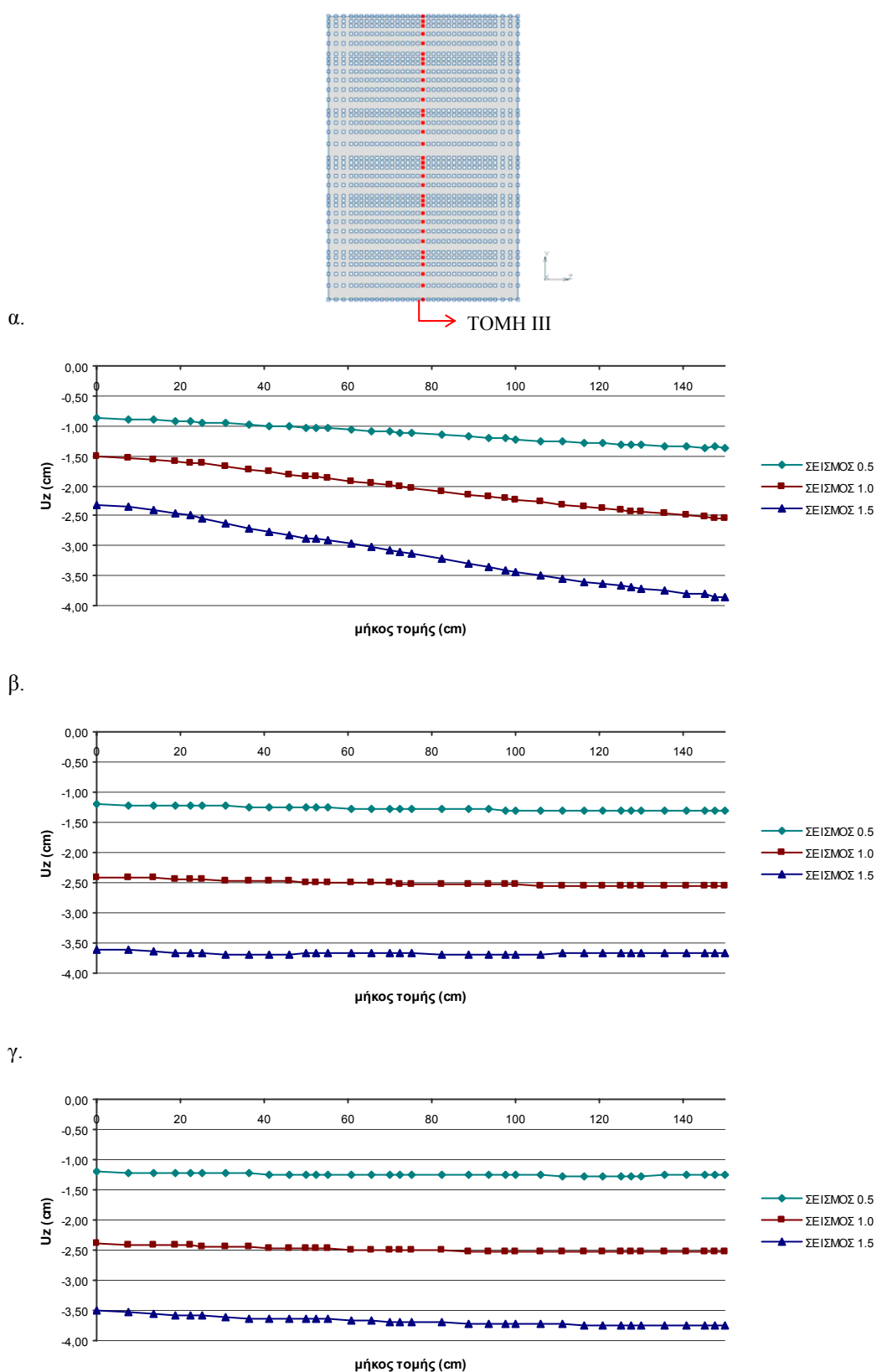
Σχ. 5.27 Καθ ύψος μετατόπιση  $U_z$  της τομής II για όλα τα μοντέλα τη στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



Σχ. 5.28 Καθ ύψος μετατόπιση  $U_z$  της τομής III για όλα τα μοντέλα τη στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή και για σεισμό έντασης α. 0,5 β. 1,0 και γ. 1,5.



Σχ. 5.29 Καθ' ύψος μετατόπιση  $U_z$  της τομής II για όλους τους σεισμούς τη στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή και για τα μοντέλα α. 1 β. 2 και γ. 3.



Σχ. 5.30 Καθ' ύψος μετατόπιση  $U_z$  της τομής ΙΙΙ για όλους τους σεισμούς τη στιγμή που παρουσιάζεται η μέγιστη τιμή και για τα μοντέλα α. 1 β. 2 και γ. 3.

| Πίνακας 5.4 Μέγιστη σχετική μετατόπιση ΔUz |                |           |           |           |
|--------------------------------------------|----------------|-----------|-----------|-----------|
| Ένταση<br>σεισμού                          |                | Μοντέλο 1 | Μοντέλο 2 | Μοντέλο 3 |
| 0,5                                        | Βάση – Όροφος  | 1,469     | 0,149     | 0,049     |
|                                            | Όροφος – Στέψη | 0,699     | -0,024    | -0,001    |
| 1,0                                        | Βάση – Όροφος  | 2,221     | 0,208     | 0,112     |
|                                            | Όροφος – Στέψη | 1,507     | -0,057    | -0,002    |
| 1,5                                        | Βάση – Όροφος  | 2,957     | 0,195     | 0,192     |
|                                            | Όροφος – Στέψη | 2,116     | -0,156    | 0,052     |

# 6

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Γενικότερη διαπίστωση μετά από τη μελέτη και επεξεργασία των αποτελεσμάτων είναι ότι η βέλτιστη μορφή για τον περιορισμό των πλαστικών παραμορφώσεων, δηλ. των πιθανών θέσεων δημιουργίας ρωγμών, είναι η προσθήκη περιμετρικού σενάζ. Η επέμβαση αυτή είναι ευκολότερη στην εφαρμογή, σχετικά οικονομικότερη και επηρεάζει ελάχιστα την αρχιτεκτονική – αισθητική του κτιρίου.

Αναλυτικότερα σε όλα τα μοντέλα παρατηρείται ότι με την αύξηση της έντασης του σεισμού αυξάνεται η επιφάνεια αλλά και η τιμή των πλαστικών παραμορφώσεων. Η αύξηση του σεισμού επηρεάζει κυρίως τον 1<sup>ο</sup> όροφο.

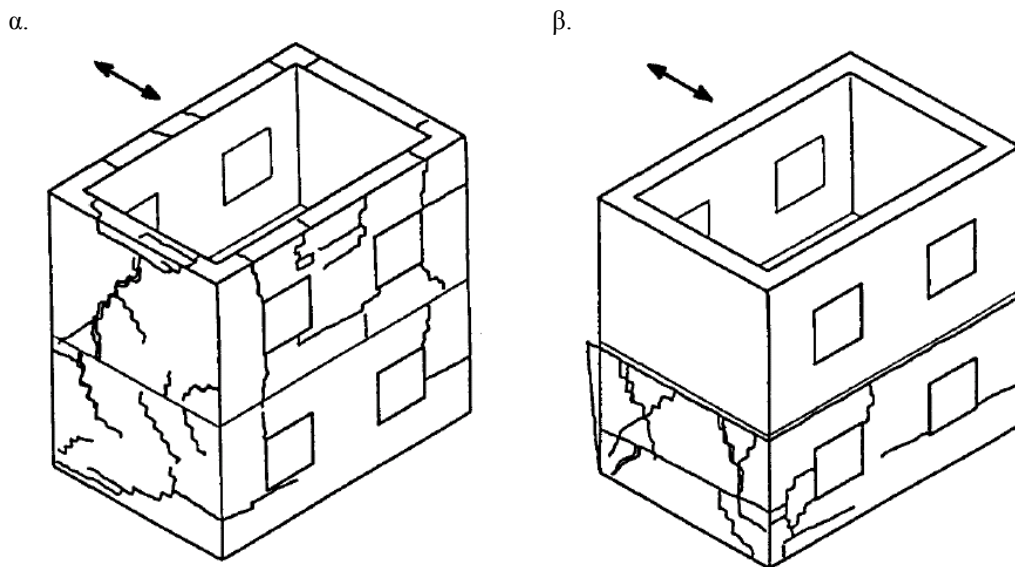
Οι περιοχές με τις μέγιστες παραμορφώσεις εντοπίζονται κυρίως στις πλευρές που είναι κάθετες στην διεύθυνση του σεισμού, γύρω από τα ανοίγματα και στο μέσο του πεσσού.

Ειδικότερα παρατηρείται έντονη διαφορά μεταξύ του Μοντέλου 1 και των άλλων δύο. Στο Μοντέλο 1 υπάρχουν έντονες παραμορφώσεις σε όλες τις πλευρές και στους δύο ορόφους, ενώ στα Μοντέλα 2 και 3 οι παραμορφώσεις εντοπίζονται μόνο στο ισόγειο και στην πλευρά που είναι κάθετα στην διεύθυνση

της σεισμικής φόρτισης. Οι αριθμητικά μέγιστες παραμορφώσεις παρατηρούνται στο Μοντέλο 3.

Στο Μοντέλο 1 διαπιστώνουμε διαδοχική αύξηση της μετατόπισης καθώς ανεβαίνουμε από το ισόγειο στη στέψη και καθώς αυξάνεται η ένταση της σεισμικής φόρτισης. Οι μετατοπίσεις περιορίζονται αρκετά στα άλλα δύο μοντέλα και οι κατασκευές είναι αρκετά πιο δύσκαμπτες.

Στα ίδια συμπεράσματα κατέληξε και ο Tomazevic με τις ανάλογες πειραματικές μετρήσεις που πραγματοποίησε σε Μοντέλα που παρουσιάζουν την ίδια γεωμετρία αλλά διαφορετικό υλικό τοιχοποιίας [51, 55]. Παρατηρούμε πως οι περιοχές των αστοχιών είναι ακριβώς οι ίδιες όπως και στη παρούσα διερεύνηση. Θα μπορούσαμε να συμπεράνουμε πως οι περιοχές των πλαστικών παραμορφώσεων σε μια κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία, ανεξαρτήτως από το είδος της, είναι ίδιες. Στο Σχ 6.1α φαίνεται η ολική αστοχία του 1<sup>ου</sup> και του 2<sup>ου</sup> ορόφου του Μοντέλου 1 και στο Σχ 6.1β η αστοχία αποκλειστικά του 1<sup>ου</sup> ορόφου για το Μοντέλο 3.



Σχ. 6.1 Αστοχία των πειραματικών μοντέλων του Tomazevic α. Μοντέλο 1 β. Μοντέλο 3.

Τέλος το γενικότερο συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι η αντικατάσταση των ξύλινων, εύκαμπτων, πατωμάτων από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος

προσθέτει μάζα και δυσκαμψία στην κατασκευή αλλάζοντας σημαντικά την δυναμική συμπεριφορά. Αντίθετα ο εγκιβωτισμός των ξύλινων δοκαριών σε ένα περιμετρικό σενάζ περιορίζει σημαντικά τις περιοχές πιθανών αστοχιών χωρίς όμως να επιβαρύνει υπέρμετρα τον πρώτο όροφο, όπως συμβαίνει στην περίπτωση της πλάκας σκυροδέματος.

Η μελέτη, η οποία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της μεταπτυχιακής διπλωματικής, είναι μια πρώτη προσπάθεια στη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς των πατωμάτων σε κτίρια από φέρουσα λιθοδομή. Για την περαιτέρω μελέτη πάνω στο ίδιο αντικείμενο θα μπορούσε να είναι ο έλεγχος των μοντέλων μέχρι την τελική κατάρρευση αυτών, καθώς και τοιχοποιία από διαφορετικό υλικό, πχ. από οπτόπλινθους. Επίσης μελέτη με διαφορετική ποιότητα τοιχοποιίας κτιρίων με διαφορετική γεωμετρία μελετώντας την συνδυασμένη επίδραση της διαφραγματικής λειτουργίας των πατωμάτων και της ύπαρξης μεγάλων ή λιγότερο μεγάλων ανοιγμάτων καθώς και την ύπαρξη ανοιγμάτων και στις δύο πλευρές του κτιρίου.

Η εφαρμογή λοιπόν διαφράγματος, ή η ενίσχυση της περιμετρικής στήριξης του ξύλινου πατώματος μπορεί να βελτιώσει σημαντικά την σεισμική συμπεριφορά.

## 7

---

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- [1] Tomazevic M., *Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων από τοιχοποιία*, Ελληνική μετάφραση, Κλειδάριθμος, Αθήνα, 2004.
- [2] Tomazevic M., Seismic design of masonry structures, *Structural Engineering and Materials*, Vol 1, pp. 88-95, 1997.
- [3] Binda L., Modena C., Baronial G. and Abbaneol S., Repair and investigation techniques for stone masonry walls, *Construction and Building Materials*, Vol 11, No 3, pp. 133-142, 1997.
- [4] Leftheris B.P., Stavroulaki M.E., Sapounaki A.C. and Stavroulakis G.E., *Computational Mechanics for Heritage Structures*, WITpress, Boston, 2006.
- [5] De Castro Oliveira D.V., *Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading*, Doctoral Dissertation, University of Minho, Portugal, 2003.

- 
- [6] Ramos L.F. and Lourenco P.B., Modeling and vulnerability of historical city centers in seismic areas: a case study in Lisbon, *Engineering Structures*, Vol 26, pp. 1295-1310, 2004.
- [7] Υπουργείο Πολιτισμού, Εφορεία Νεωτέρων Μνημείων Κεντρικής Μακεδονίας και Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, *Ήπιες επεμβάσεις και προστασία ιστορικών κατασκευών*, πρακτικά 2<sup>ου</sup> εθνικού συνεδρίου 14-16 Οκτωβρίου 2004, 3 τόμοι, Θεσσαλονίκη.
- [8] Stavroulaki M.E., Sapounaki A.C., Leftheris B.P. and Stavroulakis G.E., Materials Modelling and Modal Analysis of the Lighthouse in the Venetian Harbour of Chania, *Technische Mechanik*, 18, pp. 251-259, 1997.
- [9] Περιφέρεια Κρήτης, *Δομητική αναστήλωση Ιστορικών κτιρίων και συνόλων*, Πρακτικά διεθνούς συνάντησης 22-28 Μαΐου 1992, Ηράκλειο, 1994.
- [10] Lourenco P.B., Recommendations for restoration of ancient buildings and the survival of a masonry chimney, *Construction and Building Materials*, Vol 20, pp. 239-251, 2006.
- [11] Binda L., Saisi A. and Tiraboschi C., Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries, *Construction and Building Materials*, Vol 14, pp. 199-233, 2000.
- [12] *Evaluation of Earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: Technical Resources*, Federal Emergency Management Agency FEMA 307, Washington, D.C., 1998.
- [13] Penelis G.G., Structural restoration of historical buildings in seismic areas, *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol 4, pp. 64-73, 2002.
- [14] Υπουργείο Περιβάλλοντος Χωροταξίας & Δημοσίων Έργων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, *Συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια*, Αθήνα, 2001.
-

- 
- [15] Υπουργείο Πολιτισμού, 4<sup>η</sup> Εφορεία Νεωτέρων Μνημείων και Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, *Ήπιες επεμβάσεις και προστασία ιστορικών κατασκευών: διατήρηση και βελτίωση της αρχικής δομής και τυπολογίας*, πρακτικά 1<sup>ου</sup> εθνικού συνεδρίου 23-25 Νοεμβρίου 2000, Θεσσαλονίκη, 2001.
- [16] Binda L., Saisi A. and Tedeschi C., Compatibility of materials used for repair of masonry buildings: research and applications, *Fracture and Failure of Natural Building Stones*, Kourkoulis S.K., pp. 167-182, 2006.
- [17] Τάσιος Θ.Π., *Μηχανική της τοιχοποιίας*, ΕΜΠ, Αθήνα, 1987.
- [18] Costa A. and Arede A., Strengthening of structures damaged by the Azores earthquake of 1998, *Construction and Building Materials*, Vol 20, pp. 252–268, 2006.
- [19] Καραντώνη Φ., *Κατασκευές από τοιχοποιία: σχεδιασμός και επισκευές*, Παπασωτηρίου, Αθήνα, 2004.
- [20] Χατζητρύφων Ν.Κ., Υπολογιστικός έλεγχος της ταλάντωσης ξύλινων πατωμάτων σε ιστορικά κτίρια, *Τεχνικά Χρονικά, ΤΕΕ*, Vol 1, No 1, pp. 125-134, 2000.
- [21] Ju S.H. and Lin M.C., Comparison of building analyses assuming rigid or flexible floors, *Journal of Structural Engineering*, Vol 125, No 1, pp. 25-31, 1999.
- [22] Yi T., *Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with Flexible Diaphragms*, Doctoral Dissertation, Georgia Institute of Technology, February 2004.
- [23] Kanit R. and Atimtay E., Experimental Assessment of the Seismic Behavior of Load-Bearing Masonry Walls Loaded Out-of-Plane, *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences*, Vol 30, pp. 101-113, 2006.
-

- 
- [24] Massart T.J., Peerlings R.H.J. and Geers M.G.D., Structural Damage Analysis of Masonry Walls using Computational Homogenization, *International Journal of Damage Mechanics*, Vol 16, pp. 199-226, April 2007.
- [25] Yi T., Moon F.L., Leon R.T. and Kahn L.F., Analyses of a Two-Story Unreinforced Masonry Building, *Journal of Structural Engineering*, Vol 132, No 5, pp. 653-662, May 2006.
- [26] Magenes G., Masonry building design in seismic areas: recent experiences and prospects from a European standpoint, *1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006.
- [27] Παπαδρακάκης Μ., *Ανάλυση φορέων με τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων*, Παπασωτηρίου, Αθήνα, 2001.
- [28] Σταυρουλάκη Μ., *Βέλτιστος σχεδιασμός επεμβάσεων ενίσχυσης σε δομικούς φορείς: εφαρμογή στην προέκταση*, Διδακτορική διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά, 1996.
- [29] Wu C., Hao H. and Lu Y., Dynamic response and damage analysis of masonry structures and masonry infilled RC frames to blast ground motion, *Engineering Structures*, Vol 27, pp. 323-333, 2005.
- [30] Παπαδάκη Ε., *Ενίσχυση τοιχοποιιών με την χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών: Μελέτη – Βελτιστοποίηση*, Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά, 2001.
- [31] Vatan M. and Arun G., Using photogrammetric data for establishing 3D Finite Element model of a masonry aqueduct, *CIPA 2005 XX International Symposium*, Torino, Italy, September 2005.
- [32] MARC Analysis Research Corporation, *Theory and user information*, 2004.
-

- 
- [33] Pina-Henriques J. and Lourenco P.B., Masonry compression: a numerical investigation at the meso-level, *Engineering Computations*, Vol 23, No 4, pp. 382-407, 2006.
- [34] Lourenco P.B., Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations, *Historical Constructions, Guimarães*, pp. 91-116, 2001.
- [35] Asteris P.G., Nonlinear analysis using Regular Yield Surface, *Proceedings of the 15th ASCE Engineering Mechanics conference*, Columbia University, New York, June 2002.
- [36] Bicanic N., Stirling C. and Pearce C.J., Discontinuous Modelling of Structural Masonry, *5th World Congress on Computational Mechanics*, Vienna, Austria, July 7-12 2002.
- [37] Kappos A.J., Penelis G.G. and Drakopoulos C.G., Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings, *Journal of Structural Engineering*, Vol 128, No 7, pp. 890-897, July 2002.
- [38] Asteris P.G. and Tzamtzis A.D., On the Use of a Regular Yield Surface for the Analysis of Unreinforced Masonry Walls, *Electronic Journal of Structural Engineering*, <http://www.ejse.org>.
- [39] Binda L., Pina-Henriques J., Anzani A., Fontana A. and Lourenco P.B., A contribution for the understanding of load-transfer mechanisms in multi-leaf masonry walls: Testing and modelling, *Engineering Structures*, Vol 28, pp. 1132-1148, 2006.
- [40] Kim S.C., *MDOF response of low-rise buildings*, Final Report, Project ST-5, Georgia Institute of Technology, 2003.
- [41] Kim S.C. and White D.W., Linear static analysis of low-rise buildings with flexible diaphragms using the structural separation method, *Engineering Structures*, Vol 26, pp. 83-93, 2004.
-

- 
- [42] Kim S.C. and White D.W., Nonlinear analysis of a one-story low-rise masonry building with a flexible diaphragm subjected to seismic excitation, *Engineering Structures*, Vol 26, pp. 2053-2067, 2004.
- [43] Cohen G.L., Klingner R.E., Hayes Jr. J.R. and Sweeney S.C., Seismic Evaluation of Low-Rise Reinforced Masonry Buildings with Flexible Diaphragms: III. Synthesis and Application, *Earthquake Spectra*, Vol 22, No 2, pp. 329-347, May 2006.
- [44] Rivera M.A., *Seismic response of structures with flexible floor slabs by a dynamic condensation approach*, Doctoral Dissertation, Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg, Virginia, April 1997.
- [45] Chaimoon K. and Attard M.M., Modeling of unreinforced masonry walls under shear and compression, *Engineering Structures*, Vol 10, pp. 1-13, 2006.
- [46] Lourenco P.B., Computations on historic masonry structures, *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol 4, pp. 301-319, 2002.
- [47] Giordano A., Mele E. and De Luca A., Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study, *Engineering Structures*, Vol 24, pp. 1057-1069, 2002.
- [48] Gupta R., System behaviour of wood truss assemblies, *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol 7, pp. 183-193, 2005.
- [49] Chung H., Fox C., Including the irregularities in the light –weight floor/ceiling model, *Inter-Noise 2006*, Honolulu, Hawaii, USA, 3-6 December 2006.
- [50] Tomazevic M. and Velechovsky T., Some aspects of testing small-scale masonry building models on simple earthquake simulators, *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, Vol 21, pp. 945-963, 1992.
-

- 
- [51] Tomazevic M., Lutman M. and Weiss P., Seismic Upgrading of Old Brick-Masonry Urban Houses: Tying of Walls with Steel Ties, *Earthquake Spectra*, Vol 12, pp. 599-622, 1996.
- [52] Tomazevic M., Dynamic modelling of masonry buildings: storey mechanism model as a simple alternative, *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, Vol 15, pp. 731-749, 1987.
- [53] [http://www.isesd.hi.is/ESD\\_Local/home.htm](http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/home.htm).
- [54] Miodrag Manic, Analysis of Nonstationary Properties of Ground Motion Recorded During the Montenegro Earthquake of 15 April 1979, *Natural Hazards*, Vol 10, pp. 123-138, Skopje, 1994.
- [55] Paquette J. and Bruneau M., Pseudo-dynamic testing of unreinforced masonry building with flexible diaphragm and comparison with existing procedures, *Construction and Building Materials*, Vol 20, pp. 220-228, 2006.

---

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Το παράρτημα παρατίθενται σε ηλεκτρονική μορφή (CD), μέσα στο οποίο υπάρχουν τα δεδομένα της σεισμικής διέγερσης που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία, όπως λήφθηκαν από το ISESD (Internet-Site for European Strong-Motion Data), οι χρωματικές απεικονίσεις των πλαστικών παραμορφώσεων και των μετακινήσεων και τρία βίντεο στα οποία παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης και η ανάπτυξη των πλαστικών παραμορφώσεων για την εποπτική κατανόηση του διαφορετικού τρόπου ταλάντωσης των τριών μοντέλων και συνεπώς την επίδραση του διαφορετικού τύπου πατωμάτων που μελετήθηκαν.