



ΑΝΟΙΚΤΑ
ΑΚΑΔΗΜΑΙΚΑ
ΜΑΘΗΜΑΤΑ



ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΣΕ ΗΥ

Διδάσκων: Κίρτας Εμμανουήλ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



Άδειες Χρήσης

- Το παρόν εκπαιδευτικό υλικό υπόκειται σε άδειες χρήσης Creative Commons.
- Για εκπαιδευτικό υλικό, όπως εικόνες, που υπόκειται σε άλλου τύπου άδειας χρήσης, η άδεια χρήσης αναφέρεται ρητώς.

Χρηματοδότηση

- Το παρόν εκπαιδευτικό υλικό έχει αναπτυχθεί στα πλαίσια του εκπαιδευτικού έργου του διδάσκοντα.
- Το έργο «Ανοικτά Ακαδημαϊκά Μαθήματα στο ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας» έχει χρηματοδοτήσει μόνο τη αναδιαμόρφωση του εκπαιδευτικού υλικού.
- Το έργο υλοποιείται στο πλαίσιο του Επιχειρησιακού Προγράμματος «Εκπαίδευση και Δια Βίου Μάθηση» και συγχρηματοδοτείται από την Ευρωπαϊκή Ένωση (Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο) και από εθνικούς πόρους.



ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το παρόν τεύχος σημειώσεων γράφηκε για τις ανάγκες της θεωρίας του μαθήματος «Ειδικά Κεφάλαια Στατικής» του 7ου εξαμήνου του τμήματος Πολιτικών Δομικών Έργων στο Τ.Ε.Ι. Σερρών. Ο στόχος του μαθήματος είναι η εισαγωγή σε θέματα προσομοίωσης κατασκευών σε προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων. Το μάθημα προσεγγίζει την στατική και δυναμική επίλυση των κατασκευών υπό το πρίσμα της συνολικής τους αντιμετώπισης, μέσω προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων, δίνοντας έμφαση στην κατανόηση των επιμέρους παραδοχών που γίνονται κατά τη διαδικασία της προσομοίωσης προκειμένου να αποδοθεί ορθολογικά η συμπεριφορά του φέροντος οργανισμού.

Οι δυνατότητες και επιλογές που προσφέρονται κατά την προσομοίωση μιας κατασκευής είναι συνήθως πολλές και ποικίλουν ανάλογα με τον τύπο του φορέα, το είδος της φόρτισης, τα διαθέσιμα υπολογιστικά εργαλεία, την επιδιωκόμενη ακρίβεια της ανάλυσης κτλ. Ο στόχος του τεύχους αυτού δεν είναι να καλύψει πλήρως τις επιλογές προσομοίωσης που μπορεί να έχει ένας μελετητής, αλλά να προσφέρει με σύντομο και κατανοητό τρόπο τις απαραίτητες γνώσεις που απαιτούνται για την πρώτη επαφή ενός φοιτητή ή μηχανικού με θέματα προσομοίωσης κατασκευών σε προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων.

Οι σημειώσεις του μαθήματος περιλαμβάνουν μια σειρά από θέματα που σχετίζονται με την σωστή μορφολογία του φέροντος οργανισμού των κατασκευών, την ορθή προσομοίωσή τους σε έναν κώδικα υπολογιστή, ενώ αναφέρονται συνοπτικά και λεπτομέρειες προσομοίωσης των διαφόρων μεμονωμένων δομικών στοιχείων. Παράλληλα, και καθώς η μόρφωση και η ανάλυση μιας κατασκευής είναι πλέον απόλυτα συνυφασμένη με την σεισμική της συμπεριφορά, γίνονται οι απαραίτητες αναφορές σε θέματα αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών βάση του ΕΑΚ 2000.

Τέλος, ένα εγχείρημα των συγγραφέων στο παρόν τεύχος είναι η χρήση απλών παραδειγμάτων ανάλυσης για την κατανόηση βασικών θεμάτων μορφολογίας και προσομοίωσης μιας κατασκευής, τα οποία προέρχονται από πτυχιακές που εκπονήθηκαν στο τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων του Τ.Ε.Ι. Σερρών. Με τον τρόπο αυτό, πέρα από την ορθότερη κατανόηση θεωρητικών στοιχείων του μαθήματος, γίνεται αντιληπτή από τον φοιτητή η συμμετοχή που μπορεί να έχει στην διερεύνηση των διαφόρων παραμέτρων προσομοίωσης που διδάσκονται στο μάθημα.

Στο τέλος των σημειώσεων περιλαμβάνονται σε εκτυπωμένη μορφή και οι παρουσιάσεις των διαλέξεων για τη θεωρία του μαθήματος, όπως και ενδεικτικά θέματα εξετάσεων με τις απαντήσεις.

Κατά σειρά οι εκδόσεις των συγκεκριμένων σημειώσεων αναφέρονται παρακάτω:

Σημειώσεις Θεωρίας: Ειδικά Κεφάλαια Στατικής (2008)

Σημειώσεις Θεωρίας: Ειδικά Κεφάλαια Στατικής (2013): Προσθήκες και διορθώσεις στο αρχικό τεύχος σημειώσεων

Εκ των συγγραφέων,

Κίρτας Εμμανουήλ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

| | |
|---|-----------|
| Περιεχομενα..... | 6 |
| Κεφάλαιο 1 | 1 |
| Προσομοίωση φορέα με χρήση πεπερασμένων στοιχείων..... | 1 |
| 1.1. Προσομοίωση φορέα με χρήση πεπερασμένων στοιχείων | 1 |
| 1.2. Προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων | 5 |
| 1.2.1. Τύποι πεπερασμένων στοιχείων..... | 8 |
| 1.3. Βασικές έννοιες στατικής κατά την μόρφωση και επίλυση φορέα..... | 11 |
| 1.3.1. Βασικές έννοιες | 11 |
| 1.3.2. Ιδιότητες υλικού | 12 |
| 1.3.3. Αναπτυσσόμενα μεγέθη και ιδιότητες διατομής γραμμικού στοιχείου | 14 |
| 1.4. Εφαρμογές προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων | 17 |
| Κεφάλαιο 2 | 19 |
| Μορφολογία φέροντος οργανισμού κτιρίων | 19 |
| 2.1. Εισαγωγή..... | 19 |
| 2.2. Στοιχεία σεισμικής απόκρισης των κατασκευών | 20 |
| 2.2.1. Επιταχυνσιογράφημα σεισμού | 20 |
| 2.3. Φέρων οργανισμός της κατασκευής | 22 |
| 2.3.1. Δομικά στοιχεία φέροντος οργανισμού της κατασκευής | 22 |
| 2.3.2. Υποφορείς κτιριακών κατασκευών | 23 |
| 2.4. Μορφολογία κτιρίου | 26 |
| 2.4.1. Μορφολογία κτιρίου σε κάτοψη..... | 26 |
| 2.4.2. Μορφολογία κτιρίου καθ' ύψος | 33 |
| 2.4.3. Μορφή θεμελίωσης | 48 |
| 2.5. Παραδείγματα επιρροής της μορφολογίας στην συμπεριφορά φορέα | 51 |
| 2.5.1. Διερεύνηση θέσης τοιχωμάτων σε κάτοψη..... | 51 |
| 2.5.2. Επιρροή ύπαρξης μαλακού ορόφου και τοιχοπληρώσεων | 55 |
| Κεφάλαιο 3 | 59 |
| Λεπτομέρειες προσομοίωσης δομικών στοιχείων | 59 |
| 3.1. Εισαγωγή..... | 59 |
| 3.2. Προσομοίωση φορέα σε πρόγραμμα Η/Υ..... | 59 |
| 3.2.1. Παραδοχές και απλοποιήσεις κατά την προσομοίωση | 59 |
| 3.2.2. Δεδομένα σε πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων για επίλυση κτιριακών έργων..... | 61 |

| | | |
|---------------------------|--|-----------|
| 3.3 | Προσομοίωση δομικών στοιχείων φέροντος οργανισμού | 62 |
| 3.3.1 | Γενικά στοιχεία προσομοίωσης | 62 |
| 3.3.2 | Πλάκες | 64 |
| 3.3.3 | Δοκοί | 65 |
| 3.3.4 | Υποστυλώματα | 67 |
| 3.3.5 | Τοιχώματα | 68 |
| 3.3.6 | Σύνθετα τοιχώματα - Πυρήνες | 74 |
| 3.3.7 | Κόμβοι | 77 |
| 3.3.8 | Θεμελίωση – Ενδοσιμότητα εδάφους | 77 |
| 3.3.9 | Προσομοίωση τοιχοποιιών πλήρωσης | 83 |
| 3.4 | Ειδικά θέματα προσομοίωσης | 86 |
| 3.4.1 | Αδρανειακό προσομοίωμα φορέα | 86 |
| 3.5 | Παραδείγματα επιρροής της προσομοίωσης δομικών στοιχείων | 89 |
| 3.5.1 | Παράδειγμα επιρροής της προσομοίωσης της ενδοσιμότητας του εδάφους | 89 |
| 3.5.2 | Παράδειγμα επιρροής της προσομοίωσης των τοιχοποιιών πλήρωσης | 92 |
| 3.5.3 | Παράδειγμα επιρροής της μεθόδου προσομοίωσης τοιχωμάτων και των αδρανειακών χαρακτηριστικών κτιρίου | 95 |
| Βιβλιογραφία | | 99 |

Προσομοίωση φορέα με χρήση πεπερασμένων στοιχείων

1.1. Προσομοίωση φορέα με χρήση πεπερασμένων στοιχείων

Ως προσομοίωση ενός φορέα νοείται η αναπαραγωγή της συμπεριφοράς του υπό κάποια φόρτιση, που μπορεί να δώσει σημαντικές πληροφορίες για τις απαιτήσεις σχεδιασμού και κατασκευής του. Για την αναπαραγωγή της μορφολογίας και της συμπεριφοράς μιας κατασκευής είναι ιδιαίτερα συνήθης και αποτελεσματική η χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Η σύλληψη της μεθόδου αποδίδεται στο μεγάλο Έλληνα μηχανικό-ερευνητή Τζον Αργύρη (1918-2004), στην προσπάθειά του να επιλύσει το πρόβλημα του σχεδιασμού των πρώτων αεριωθούμενων μαχητικών αεροσκαφών με κεκλιμένες προς τα πίσω πτέρυγες στο Royal Aeronautical Society της Βρετανίας περί το τέλος του Β' Παγκοσμίου Πολέμου.

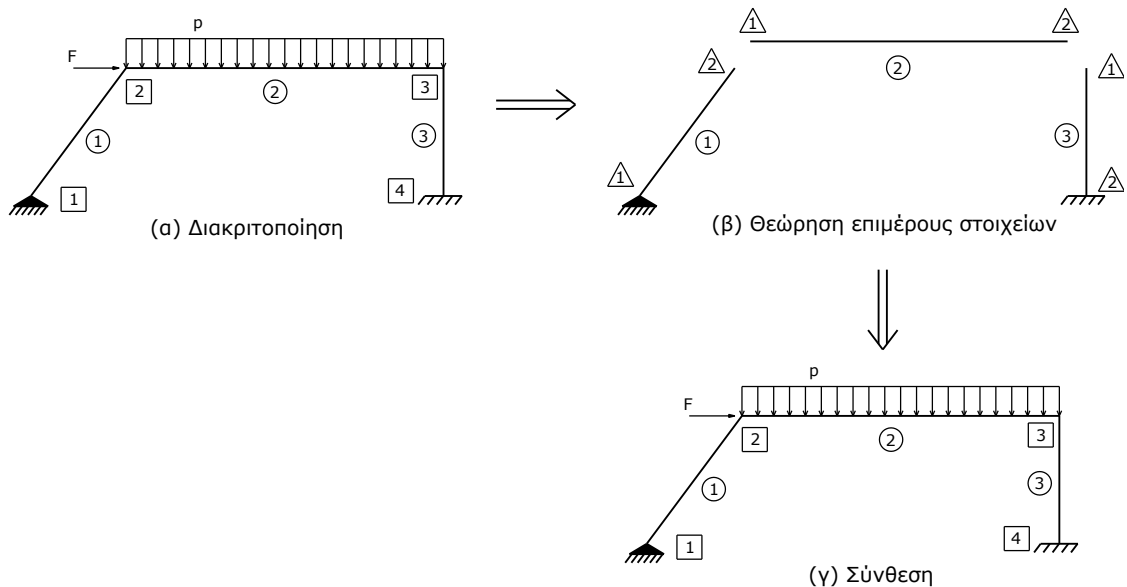
Η συγκεκριμένη μέθοδος συνίσταται στη χρήση διακριτών στοιχείων στα οποία υποδιαιρείται ο φορέας (διακριτοποίηση) και στην μελέτη της μηχανικής συμπεριφοράς του κάθε στοιχείου χωριστά. Ακολουθεί η σύνθεση του συνολικού φορέα από τα επιμέρους πεπερασμένα στοιχεία και η εύρεση της συνολικής του συμπεριφοράς. Ο υπολογισμός συνεπώς του φορέα μπορεί να συνοψιστεί σε τρία στάδια όπως ενδεικτικά φαίνεται στο Σχήμα 1.1 (Αβραμίδης, 2001):

- Διακριτοποίηση
- Θεώρηση των επιμέρους στοιχείων
- Σύνθεση

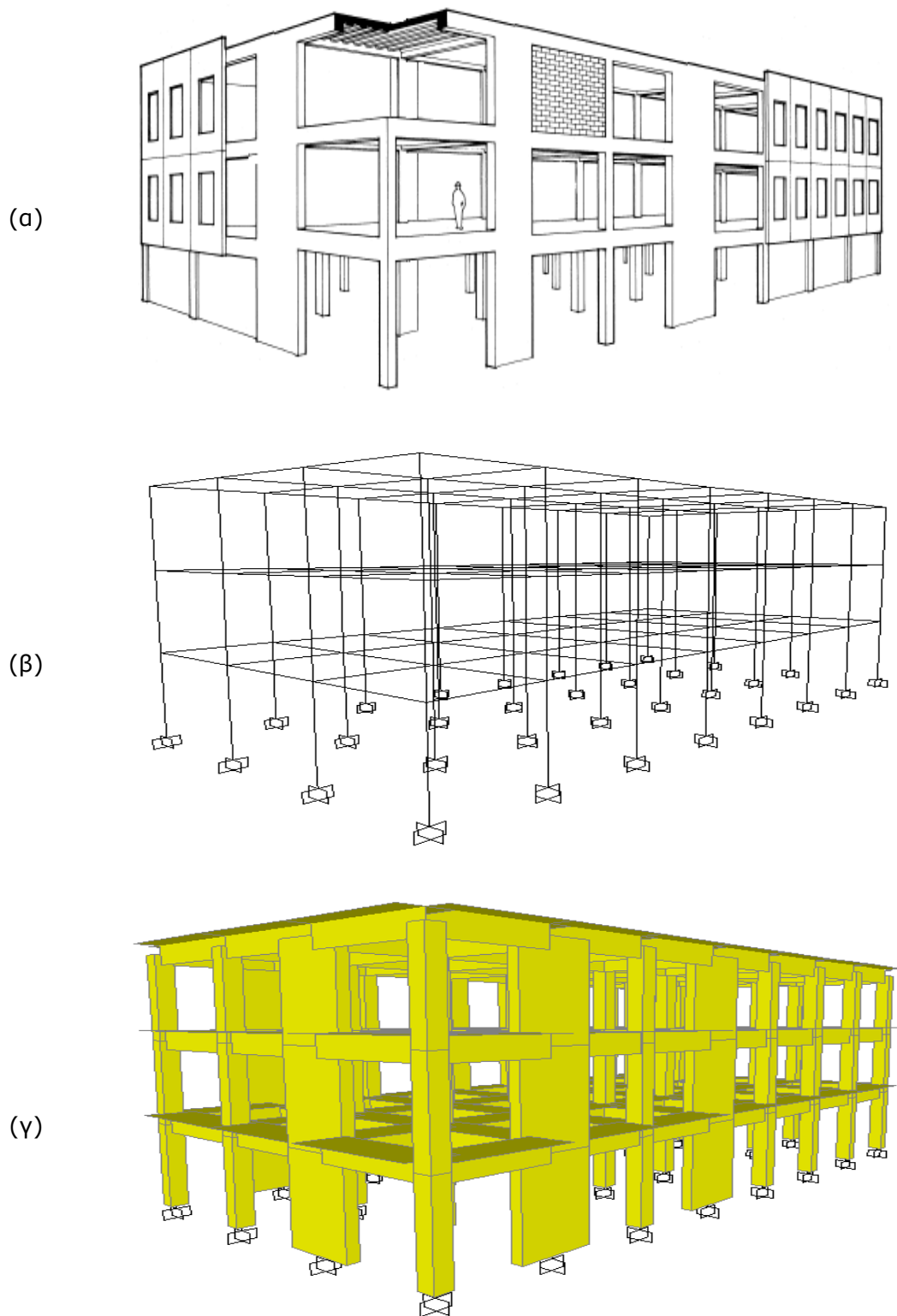
Ένα φυσικό πρόβλημα, όπως η συμπεριφορά ενός φορέα υπό δεδομένη φόρτιση, αποτελεί στην πραγματικότητα ένα πρόβλημα με άπειρο αριθμό αγνώστων καθώς άπειρος είναι ο αριθμός των σημείων που ο φορέας μπορεί να διαχωριστεί. Με βάση τα παραπάνω, αυτό που επιδιώκεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων είναι η περιγραφή ενός άπειρου προβλήματος με ένα πεπερασμένο αριθμό αγνώστων, διαχωρίζοντας το φυσικό πρόβλημα σε υποπεριοχές και θεωρώντας προσεγγιστικές εκφράσεις που να περιγράφουν τη συμπεριφορά τους.

Η διαδικασία επίλυσης που ακολουθείται κατά την χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιεί μητρώα που περιγράφουν τις ιδιότητες και τη φόρτιση του φορέα και μορφώνεται ένα σύνολο σύνθετων μαθηματικών εξισώσεων. Είναι συνεπώς αυτονόητο πως η χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή μπορεί σε μεγάλο βαθμό να μειώσει το υπολογιστικό κόστος και να επιταχύνει την διαδικασία επίλυσης σε αντίστοιχα προβλήματα. Η συνεχής εξέλιξη των δυνατοτήτων των ηλεκτρονικών υπολογιστών τις τελευταίες δεκαετίες έχει συμβάλλει σημαντικά στην πρόοδο των μεθόδων προσομοίωσης καθώς δίνει την δυνατότητα εκτέλεσης ιδιαίτερα σύνθετων υπολογισμών. Με την σημερινή ταχύτητα ακόμη και των προσωπικών ηλεκτρονικών υπολογιστών καθίσταται δυνατή η προσομοίωση ενός μεγάλου αριθμού φυσικών προβλημάτων. Η χρήση ενός προγράμματος (κώδικα) υπολογιστή για την προσομοίωση μιας κατασκευής ονομάζεται αριθμητική προσομοίωση και μπορεί να γίνει με χρήση κάποιων υποθέσεων σχετικά με τον τρόπο λειτουργίας της και την υιοθέτηση μιας σειράς νόμων που διέπουν το πρόβλημα που εξετάζεται.

Με βάση τα παραπάνω, η προσομοίωση π.χ. ενός κτιριακού έργου σε ένα πρόγραμμα υπολογιστή μπορεί να δώσει τις απαιτούμενες για το συγκεκριμένο έργο διαστάσεις των διατομών των τοιχωμάτων, στύλων και δοκών όπως και την όπλιση που πρέπει να τοποθετηθεί (παράδειγμα προσομοίωσης κτιρίου στο Σχήμα 1.2). Παράλληλα λαμβάνονται και άλλες πληροφορίες, όπως ο τρόπος παραμόρφωσης και οι μέγιστες μετακινήσεις μιας κατασκευής υπό σεισμικές δυνάμεις, που μπορούν να βοηθήσουν στον υπολογισμό π.χ. των αντισεισμικών αρμών.



Σχήμα 1.1. Στάδια υπολογισμού φορέα.



Σχήμα 1.2. Παράδειγμα προσομοίωσης φέροντος κτιρίου. (α) φορέας , (β) προσομοίωμα με γραμμικά στοιχεία , (γ) όψη του προσομοιώματος β με τρισδιάστατη απεικόνιση των διατομών των γραμμικών στοιχείων

Οι λόγοι για τους οποίους η αριθμητική προσομοίωση είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική για την μελέτη ενός προβλήματος μπορούν να συνοψιστούν στα εξής (Κίρτας, 2007):

- Τα περισσότερα φυσικά προβλήματα περιλαμβάνουν πλήθος παραμέτρων με διάφορα χαρακτηριστικά γεωμετρίας και συμπεριφοράς, φορτιστικές καταστάσεις, μη-γραμμικότητες κ.τ.λ., που κάνουν ιδιαίτερα δύσκολη ή και αδύνατη την μελέτη του φαινομένου με αναλυτικές σχέσεις.
- Με την αριθμητική προσομοίωση είναι δυνατή η διερεύνηση της επιρροής διαφόρων παραμέτρων που επηρεάζουν το πρόβλημα με μικρό αριθμό επιπλέον αναλύσεων προκειμένου να καλυφθούν κάποιες αμφιβολίες σχετικά με τα χαρακτηριστικά του προβλήματος (παραμετρικές αναλύσεις).
- Παρόλο που πρόκειται για προσέγγιση της πραγματικής λύσης, η αριθμητική προσομοίωση με κατάλληλες επιλογές των τιμών των φυσικών παραμέτρων που εμπλέκονται είναι δυνατό να δώσει σε σχετικά μικρό χρόνο απαντήσεις ικανοποιητικής ακρίβειας για προβλήματα μηχανικού.

Ασφαλώς η χρήση μιας αριθμητικής μεθόδου για την μελέτη ενός φαινομένου εμπεριέχει και κάποια μειονεκτήματα, σχετιζόμενα τόσο με τον χρήστη όσο και με τους περιορισμούς που απορρέουν από την μέθοδο που έχει επιλεγεί, τα σημαντικότερα εκ των οποίων διατυπώνονται ως εξής:

- Υπάρχει περίπτωση αριθμητικών ασταθειών κατά την επίλυση που μπορεί να οφείλονται είτε στον αλγόριθμο επίλυσης, είτε στην διακριτοποίηση κ.τ.λ. Το σημαντικότερο πρόβλημα παρουσιάζεται όταν αυτά δεν είναι εμφανή (π.χ. διακοπή της ανάλυσης και αδυναμία εξαγωγής αποτελεσμάτων) αλλά ενσωματώνονται στα αποτελέσματα. Συχνά είναι απαραίτητη η εκπόνηση κάποιων αναλύσεων ευαισθησίας προκειμένου να διαπιστωθεί ότι η επιρροή της μικρής μεταβολής των παραμέτρων του προβλήματος δεν προκαλεί σημαντική διαφοροποίηση στην λύση που προκύπτει, όπως άλλωστε θα αναμενόταν.
- Η προσέγγιση της λύσης που προσφέρει η μέθοδος εξαρτάται από πολλές παραμέτρους που σχετίζονται με την διακριτοποίηση του προσομοιώματος που επιλέγεται, τον τρόπο επιβολής των φορτίων, την μέθοδο και τις παραμέτρους της αριθμητικής επίλυσης, κ.ά. Απαιτείται συνεπώς η σχετική εμπειρία από την πλευρά του χρήστη προκειμένου να επιτευχθεί μια ικανοποιητική προσομοίωση.
- Η δυνατότητα που προσφέρεται, της προσομοίωσης και της παραμικρής λεπτομέρειας του φυσικού προβλήματος, μπορεί να οδηγήσει στην υπερβολή. Έτσι αρκετές φορές, εν γνώσει του χρήστη, προσομοιώνονται

στοιχεία του προβλήματος που μπορούσαν να παραληφθούν και τα οποία μικρό πρακτικά ρόλο έχουν στην τελική απόκριση. Το γεγονός αυτό μπορεί να αποβεί αρνητικό για την ακρίβεια της επίλυσης στο κυρίως φαινόμενο που εξετάζεται. Κατά συνέπεια είναι σημαντικό ο χρήστης να έχει σχηματίσει επαρκή εικόνα των φυσικών νόμων που διέπουν το πρόβλημα που προσομοιώνει όπως και εκτίμηση των αποτελεσμάτων που αναμένει, ώστε να μπορούν να αποφευχθούν λανθασμένες επιλογές κατά την χρήση του κάθε προγράμματος.

- Είναι αρκετά συνηθισμένο κατά την χρήση προγραμμάτων αριθμητικής προσομοίωσης να αντιμετωπίζονται ως «μαύρο κουτί» (black box) δίχως ενδελεχή έλεγχο των αποτελεσμάτων και των διαφορών σταδίων της επίλυσης, καθώς υπάρχει υπέρ του δέοντος εμπιστοσύνη στις δυνατότητες του υπολογιστή και της μεθόδου επίλυσης. Έχει επανειλημμένως σημειωθεί ότι εφόσον οι επιλογές που γίνονται κατά την εισαγωγή των δεδομένων δεν είναι οι ορθές, τα αποτελέσματα της ανάλυσης θα εμπεριέχουν σημαντικά σφάλματα. Αυτό αποδίδεται με την ορολογία garbage in – garbage out που μεταφράζεται ως σκουπίδια δεδομένα - σκουπίδια αποτελέσματα.

Υπάρχουν αρκετές αριθμητικές μέθοδοι που έχουν αναπτυχθεί για τον μετασχηματισμό των διαφορικών εξισώσεων που διέπουν το συνεχές πρόβλημα σε ένα σύνολο αλγεβρικών εξισώσεων του διακριτοποιημένου μοντέλου. Η πιο διαδεδομένη μέθοδος προσομοίωσης σε ηλεκτρονικό υπολογιστή για την μελέτη τεχνικών έργων είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων.

1.2. Προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων

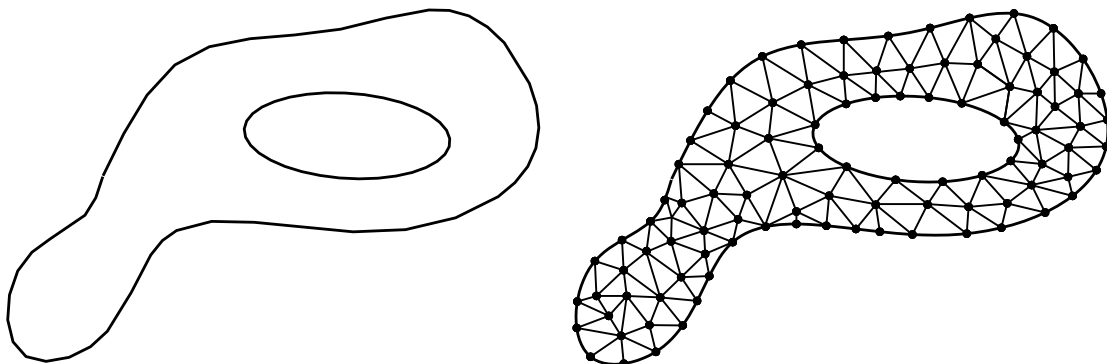
Η χρήση πεπερασμένων στοιχείων για στατικές και δυναμικές αναλύσεις προβλημάτων μηχανικού είναι ευρύτατα διαδεδομένη και αποτελεί μια από τις πρώτες εφαρμογές υπολογιστών στην επιστήμη του μηχανικού.

Ενδεικτικά η λειτουργία της μεθόδου μπορεί να περιγραφεί με τα παρακάτω βήματα (Huebner et al, 2001):

- Μια δεδομένη περιοχή δίνεται ως ένα σύνολο υποπεριοχών (πεπερασμένων στοιχείων). Το σχήμα και το μέγεθος των στοιχείων μπορεί να ποικίλει.
- Σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο καθορίζονται οι κόμβοι και ο τρόπος παραμόρφωσης του στοιχείου.
- Μορφώνεται στο κάθε στοιχείο η μαθηματική εξίσωση που διέπει το πρόβλημα (**governing equation**).

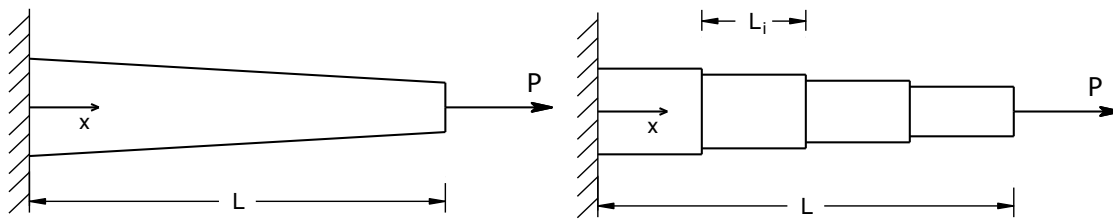
- Γίνεται η συνένωση των εξισώσεων όλων των στοιχείων (σε μητρική μορφή) προκειμένου να ληφθούν οι εξισώσεις του συνολικού συστήματος.
- Γίνεται επιβολή των συνοριακών συνθηκών του προβλήματος.
- Ακολουθεί η επίλυση των εξισώσεων του συστήματος ώστε να προκύψουν οι άγνωστες επικόμβιες τιμές. Στη συνέχεια ακολουθούν και ενδεχόμενοι πρόσθετοι υπολογισμοί μεγεθών (π.χ. μετά τον υπολογισμό των μετατοπίσεων σε κάθε κόμβο, ακολουθεί ο υπολογισμός των παραμορφώσεων και των τάσεων του κάθε στοιχείου).

Λόγω της διακριτοποίησης του προβλήματος σε υποπεριοχές είναι δυνατή με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων η προσομοίωση ιδιαίτερα σύνθετων και πολύπλοκων γεωμετριών. Ένα ενδεικτικό παράδειγμα διακριτοποίησης πολύπλοκης γεωμετρίας παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.3. Η ορθότητα όμως των αποτελεσμάτων δεν σημαίνει πως ακολουθεί την πιστότητα προσομοίωσης της γεωμετρίας του προβλήματος, καθώς η ίδια η προσομοίωση της γεωμετρίας ενδέχεται να εμπεριέχει λανθασμένη επιλογή μορφολογίας των στοιχείων οδηγώντας σε σημαντικές αποκλίσεις από την πραγματική συμπεριφορά.



Σχήμα 1.3. Παράδειγμα διακριτοποίησης σύνθετης γεωμετρίας με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων

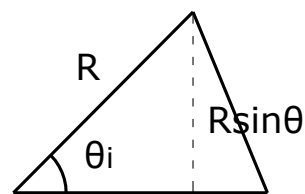
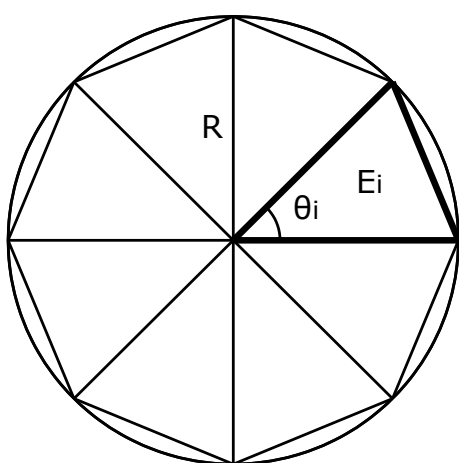
Είναι γενικότερα γνωστό πως η προσπάθεια προσομοίωσης ενός φυσικού φαινομένου δεν μπορεί να είναι 100% ακριβής καθώς γίνονται μια σειρά από παραδοχές και απλοποιήσεις κατά τη διαδικασία. Έτσι, εμπλέκονται πολλοί παράγοντες στην μόρφωση του προβλήματος αλλά και την διαδικασία επίλυσης που εισάγουν μια σειρά σφαλμάτων. Προσέγγιση υφίσταται σε διάφορα σημεία της μεθόδου, από τον γεωμετρικό διαχωρισμό της συνολικής περιοχής σε πεπερασμένα στοιχεία που ενδέχεται να μην είναι ακριβής (Σχήμα 1.4), την επιλογή των μαθηματικών συναρτήσεων που περιγράφουν την συμπεριφορά του στοιχείου, έως την κατάρτιση των εξισώσεων σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο αλλά και την επίλυσή τους στο συνολικό πλέον σύστημα. Η σημασία των σφαλμάτων αυτών μπορεί με κατάλληλες επιλογές κατά την προσομοίωση και την ανάλυση να ελαχιστοποιηθεί σε βαθμό τέτοιο ώστε τα αποτελέσματα να θεωρούνται ικανοποιητικά ακριβή για τους σκοπούς προβλημάτων που σχετίζονται με την επιστήμη του μηχανικού.



Σχήμα 1.4. Παράδειγμα χρήσης μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων. Δίνεται το φυσικό πρόβλημα (αριστερά) και η απλοποίηση στην επιλογή του σχήματος του κάθε πεπερασμένου στοιχείου (δεξιά) (Cook et al, 1989)

Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα, που αναφέρεται περισσότερο στην διακριτοποίηση μιας περιοχής, αποτελεί ο υπολογισμός του εμβαδού ενός κύκλου με το διαχωρισμό του σε έναν πεπερασμένο αριθμό N ίσων τριγώνων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.5. Το ακριβές εμβαδόν του κύκλου όπως είναι γνωστό ισούται με $E = \pi R^2$.

Είναι δεδομένο πως για να προσεγγιστεί με ικανοποιητική ακρίβεια το εμβαδόν του κύκλου θα πρέπει να διαχωριστεί σε έναν σημαντικό αριθμό τριγώνων. Έτσι αν γίνει διαχωρισμός σε 8 τμήματα, όπως φαίνεται στο σχήμα, προκύπτει εμβαδόν $2.83R^2$. Στον Πίνακα 1.1 φαίνεται η απόκλιση από το πραγματικό εμβαδόν κύκλου ανάλογα με τον αριθμό των τριγώνων που χρησιμοποιούνται. Όταν πλέον το ποσοστό απόκλισης από την πραγματική λύση είναι σχετικά μικρό, π.χ. <5% ανάλογα και με τις ιδιαίτερες απαιτήσεις της εφαρμογής, μπορεί να θεωρηθεί ότι η μέθοδος προσφέρει με ικανοποιητική ακρίβεια το εμβαδόν του κύκλου. Κάτι αντίστοιχο συμβαίνει και κατά τις αριθμητικές προσομοιώσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, όπου η προσεγγιστική λύση που προσφέρουν κρίνεται από ένα επίπεδο και μετά ικανοποιητική για τους σκοπούς του μηχανικού.



Εμβαδόν τριγώνου:

$$E_i = \frac{1}{2} \cdot R \cdot R \sin \theta = \frac{1}{2} \cdot R^2 \sin \left(\frac{2\pi}{N} \right)$$

Εμβαδόν κύκλου:

$$E = N \cdot E_i = N \cdot \frac{1}{2} \cdot R^2 \sin \left(\frac{2\pi}{N} \right)$$

Σχήμα 1.5. Υπολογισμός εμβαδού κύκλου με διαχωρισμό σε N τρίγωνα

Πίνακας 1.1. Εμβαδόν κύκλου με βάση το διαχωρισμό σε ίσα τρίγωνα

| Εμβαδόν κύκλου | Αριθμός τριγώνων N | Εμβαδόν από τρίγωνα | Ποσοστιαία απόκλιση |
|-----------------------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|
| $3.14 \cdot R^2$ | 8 | $2.828 \cdot R^2$ | 9.97% |
| $3.14 \cdot R^2$ | 10 | $2.939 \cdot R^2$ | 6.45% |
| $3.14 \cdot R^2$ | 16 | $3.061 \cdot R^2$ | 2.55% |
| $3.14 \cdot R^2$ | 20 | $3.090 \cdot R^2$ | 1.64% |

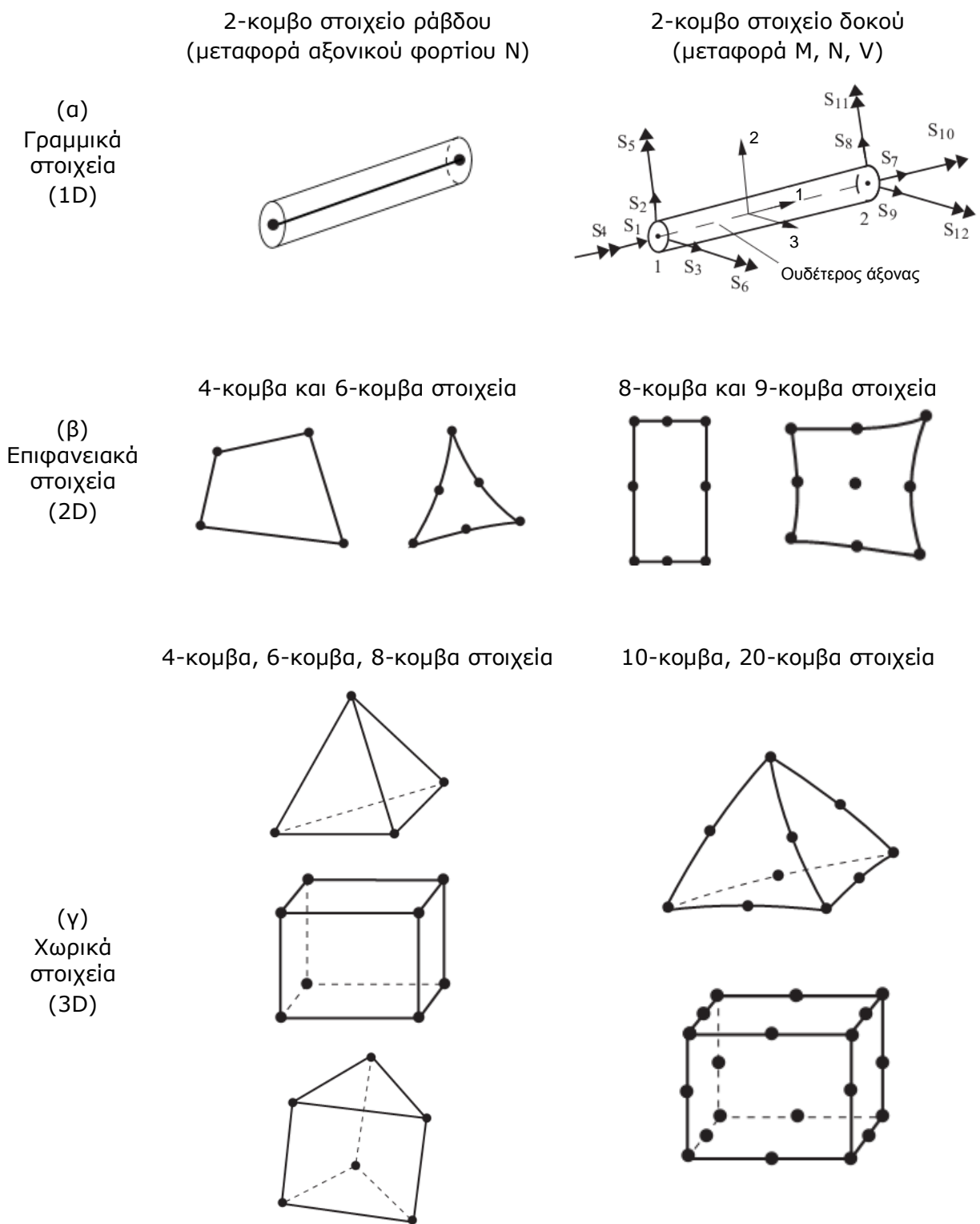
Πρέπει να σημειωθεί ότι στο συγκεκριμένο πρόβλημα την ακρίβεια του αποτελέσματος επηρεάζει μόνο ο αριθμός των πεπερασμένων στοιχείων (τριγώνων) στα οποία έγινε η διακριτοποίηση καθώς η ακρίβεια της λύσης βελτιώνεται μονοσήμαντα με την αύξηση των τριγώνων. Όπως όμως ήδη αναφέρθηκε, κατά τη γενικότερη χρήση της μεθόδου στην ανάλυση φορέων υπεισέρχονται και αρκετές άλλες παράμετροι που καθορίζουν την ορθότητα των αποτελεσμάτων κάθε φορά.

1.2.1. Τύποι πεπερασμένων στοιχείων

Κατά τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων υπάρχει δυνατότητα επιλογής από έναν σημαντικό αριθμό διαφορετικών τύπων πεπερασμένων στοιχείων. Κάποια από τα κύρια χαρακτηριστικά των διαφόρων τύπων πεπερασμένων στοιχείων είναι σε γενικές γραμμές τα ακόλουθα:

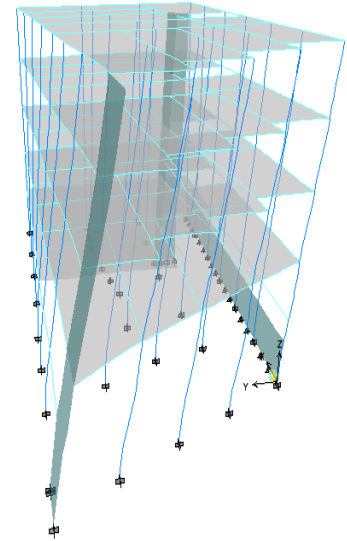
- Διαστάσεις στοιχείου (γραμμικά 1D - Σχήμα 1.7α, επιφανειακά 2D - Σχήμα 1.7β, χωρικά 3D - Σχήμα 1.7γ)
- Αριθμός κόμβων στοιχείου και θέση τους στο στοιχείο
- Γεωμετρία στοιχείου
- Αριθμός των βαθμών ελευθερίας σε κάθε κόμβο
- Μαθηματική εξίσωση που περιγράφει τη συμπεριφορά του στοιχείου

Κάποιοι ενδεικτικοί τύποι πεπερασμένων στοιχείων δίνονται στο Σχήμα 1.6. Δεν υπάρχει κάποιος συγκεκριμένος τύπος πεπερασμένου στοιχείου ο οποίος πάντοτε δίνει καλύτερα αποτελέσματα από τους υπόλοιπους. Η καταλληλότητα ενός στοιχείου εξαρτάται τόσο από το είδος του προβλήματος όσο και από την ειδικότερη γεωμετρία που έχει υιοθετηθεί (Σχήμα 1.7), το είδος και την εφαρμογή των φορτίων, τις συνοριακές συνθήκες, το είδος της συμπεριφοράς του υλικού (γραμμική, ανελαστική κτλ), το είδος της ανάλυσης που έχει επιλεγεί, τον αναμενόμενο τρόπο παραμόρφωσης στο συγκεκριμένο πρόβλημα κ.ά.

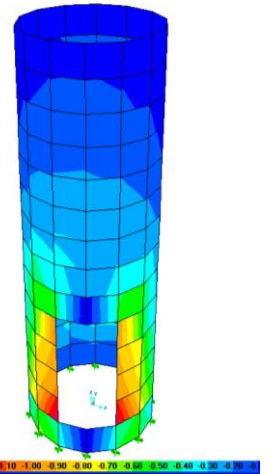
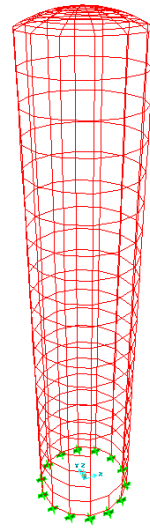


Σχήμα 1.6. Ενδεικτικοί τύποι πεπερασμένων στοιχείων ανάλογα με τις διαστάσεις και τον αριθμό των κόμβων τους

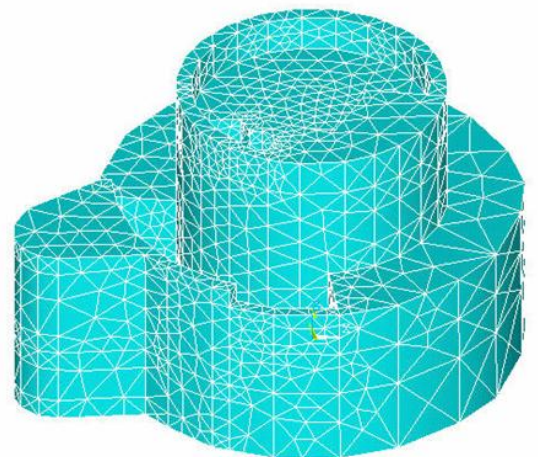
(a)



(β)



(γ)



Σχήμα 1.7. Προσομοίωση φορέα με (α) γραμμικά-1D πεπερασμένα στοιχεία (Sextos et al. 2005), (β) επιφανειακά-2D πεπερασμένα στοιχεία (Πιτιλάκης και Κίρτας, 2006) και (γ) χωρικά-3D πεπερασμένα στοιχεία (Πιτιλάκης και Κίρτας, 2006)

1.3. Βασικές έννοιες στατικής κατά την μόρφωση και επίλυση φορέα

1.3.1. Βασικές έννοιες

Κατά την προσπάθεια αναπαραγωγής της συμπεριφοράς ενός κτιριακού φορέα, στο στάδιο της μόρφωσης του προσομοιώματος και κατά τη διαδικασία της επίλυσης, είναι απαραίτητη η χρήση κάποιων βασικών όρων στατικής που συνδέονται με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά και της ιδιότητες των μελών του φορέα. Οι κυριότερες από τις βασικές έννοιες αναφέρονται στη συνέχεια:

Πεπερασμένα στοιχεία

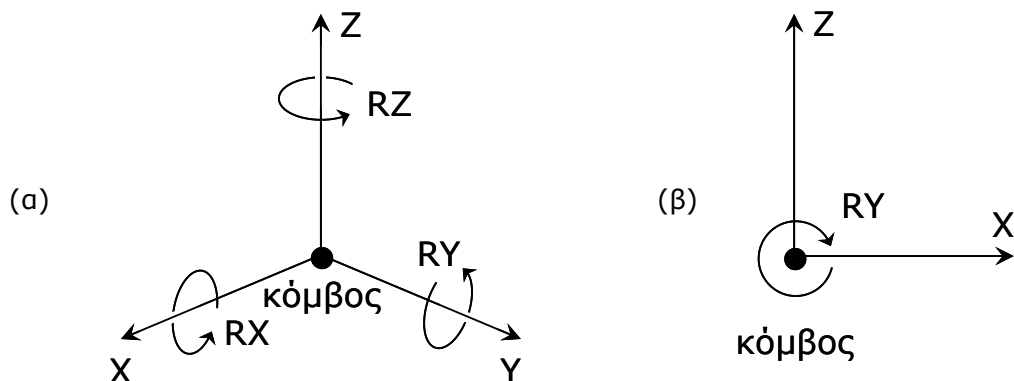
Ο όρος αναφέρεται γενικά στα στοιχεία που χρησιμοποιούνται για την αναπαραγωγή της μορφολογίας αλλά και της συμπεριφοράς ενός φορέα. (Σχήμα 1.6)

Διακριτοποίηση

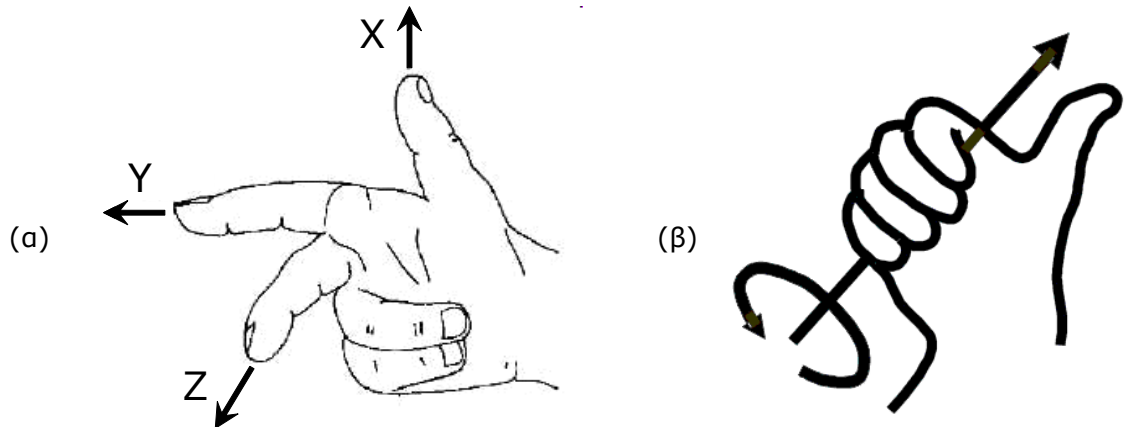
Η διακριτοποίηση αναφέρεται στην πυκνότητα και τη μορφολογία των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιούνται προκειμένου να αναπαραχθεί η γεωμετρία του φορέα που προσομοιώνεται (π.χ. δεξί τμήμα σχημάτων 1.3, 1.4).

Βαθμοί ελευθερίας κόμβου

Η έννοια του βαθμού ελευθερίας αναφέρεται στις δυνατότητες μετακίνησης που δίνονται σε έναν κόμβο στο χώρο και οι οποίες είναι 6. Τρεις μεταφορικές κατά τους άξονες X, Y, Z και τρεις στροφικές γύρω από τους άξονες X, Y, Z (Σχήμα 1.8α). Μελέτη προβλημάτων στο επίπεδο έχει ως αποτέλεσμα την μείωση των βαθμών ελευθερίας στους κόμβους σε τρεις (2 μεταφορικούς στους άξονες του επιπέδου και έναν στροφικό γύρω από τον εκτός επιπέδου άξονα - Σχήμα 1.8β). Σημειώνεται πως στο κάθε καρτεσιανό σύστημα συντεταγμένων η σωστή φορά των αξόνων ορίζεται με τον κανόνα του δεξιού χεριού (ο αντίχειρας δείχνει τον άξονα X, ο δείκτης τον Y και ο μέσος τον Z σε σύστημα XYZ όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.9α). Αντίστοιχα ορίζονται συστήματα όπως π.χ. το σύστημα συντεταγμένων 123 στο Σχήμα 1.6α με άξονες τους 1, 2 και 3 ή το σύστημα rst με άξονες τους r,s και t κτλ).



Σχήμα 1.8. Βαθμοί ελευθερίας κόμβου (α) στον χώρο και (β) στο επίπεδο



Σχήμα 1.9. Ορισμός θετικής φοράς σε καρτεσιανό σύστημα συντεταγμένων (α) για τις μετακινήσεις και (β) για τις στροφές (θετική στροφή όταν ο αντίχειρας του δεξιού χεριού δείχνει την θετική φορά του άξονα)

1.3.2. Ιδιότητες υλικού

Οι ιδιότητες των υλικών από τα οποία είναι κατασκευασμένος ένας φορέας παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στην συμπεριφορά του. Παράλληλα ρυθμίζουν σε μεγάλο βαθμό και την συμπεριφορά των επιμέρους δομικών στοιχείων. Τα κύρια ελαστικά μηχανικά χαρακτηριστικά ενός υλικού (με τις μονάδες που συνήθως χρησιμοποιούνται κατά την διαδικασία της προσομοίωσης) είναι τα εξής:

Μέτρο ελαστικότητας υλικού, E (KN/m²)

Το μέτρο ελαστικότητας του υλικού συνδέει τις ορθές τάσεις με τις αναπτυσσόμενες εσωτερικές αξονικές παραμορφώσεις σύμφωνα με την σχέση:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1.1)$$

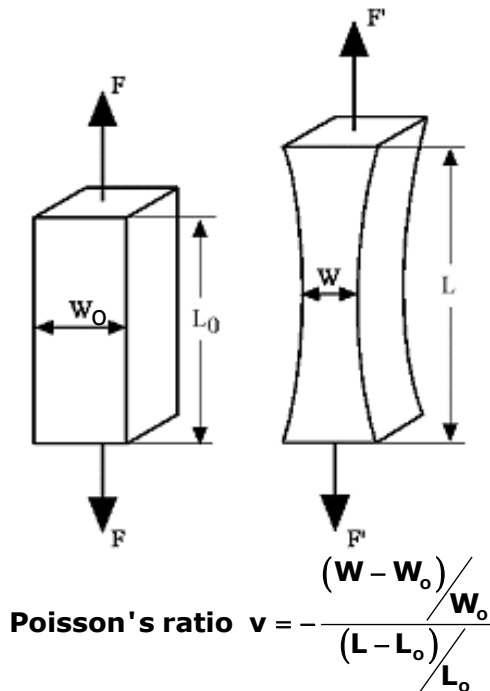
όπου

σ : οι ορθές τάσεις (KN/m²)

ε : οι εσωτερικές αξονικές παραμορφώσεις

Λόγος Poisson ν

Όταν ένα υλικό εφελκύεται σε μια διεύθυνση τείνει να μειώνει το πάχος του στις άλλες διευθύνσεις. Ο συντελεστής Poisson ορίζεται ως ο λόγος της παραμόρφωσης συμπίεσης σε διεύθυνση κάθετη στη δύναμη προς την παραμόρφωση επιμήκυνσης στη διεύθυνση της δύναμης (Σχήμα 1.10).



Σχήμα 1.10. Ορισμός του λόγου Poisson

Μέτρο διάτμησης, G (KN/m^2)

Η τιμή του μέτρου διάτμησης προκύπτει από το μέτρο ελαστικότητας και συνδέει τις διατμητικές τάσεις με τις διατμητικές παραμορφώσεις στο υλικό σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1.2)$$

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (1.3)$$

όπου

τ : οι διατμητικές τάσεις (KN/m^2)

γ : οι διατμητικές παραμορφώσεις

Πυκνότητα ρ (t/m^3) και ειδικό βάρος γ (KN/m^3)

Η πυκνότητα ρ ορίζεται ως η μάζα του υλικού στην μονάδα όγκου ενώ το ειδικό βάρος γ ως το βάρος του υλικού στη μονάδα του όγκου σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$\rho = \frac{m}{V}, \quad \gamma = \frac{B}{V}, \quad \gamma = \rho \cdot g \quad (1.4)$$

Η πραγματική συμπεριφορά ενός υλικού είναι μη-γραμμική και ανελαστική καθώς πέρα από ένα επίπεδο έντασης το δομικό στοιχείο δεν μπορεί να επανέλθει στην αρχική συμπεριφορά του αλλά παρουσιάζει παραμένουσες παραμορφώσεις. Η βασική παραδοχή όμως που γίνεται για το υλικό στην μεγάλη πλειοψηφία των μεθόδων ανάλυσης, με βάση και τους ισχύοντες Κανονισμούς (ΕΑΚ 2000), είναι πως συμπεριφέρεται γραμμικώς ελαστικά (νόμος του Hooke). Η πραγματική μη-γραμμική ανελαστική συμπεριφορά του

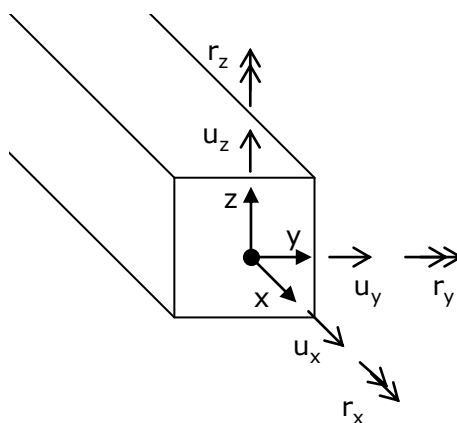
λαμβάνεται υπόψη εμμέσως σε επίπεδο δομήματος με τον συντελεστή συμπεριφοράς q , που εισάγει μια τεχνητή μείωση στην σεισμική δράση δεχόμενος ότι το πλεόνασμα της σεισμικής ενέργειας θα απορροφηθεί μέσω ανελαστικής απόκρισης του φορέα. Ενώ δηλαδή το πραγματικό σεισμικό φορτίο για ελαστική συμπεριφορά είναι R_d ο φορέας διαστασιολογείται ελαστικά για μειωμένο φορτίο R_d/q . Το υπόλοιπο σεισμικό φορτίο θα παραληφθεί από την ανελαστική συμπεριφορά του φορέα, η οποία εξασφαλίζεται με κατάλληλη διαστασιολόγηση (επιλογή στατικού συστήματος, οπλισμοί, συνδετήρες κτλ).

1.3.3. Αναπτυσσόμενα μεγέθη και ιδιότητες διατομής γραμμικού στοιχείου

Κατά την προσομοίωση και διακριτοποίηση ενός φορέα γίνονται μια σειρά από παραδοχές που σχετίζονται με τις ιδιότητες της διατομής και την δυνατότητα παραμόρφωσης (υπό τα αναπτυσσόμενα μεγέθη έντασης) που έχει το κάθε γραμμικό δομικό στοιχείο. Στην συνέχεια δίνονται εν συντομία οι βασικότερες από τις ιδιότητες αυτές.

Μεγέθη μετακίνησης διατομής δομικού στοιχείου

Τα μεγέθη μετακίνησης σε κάθε σημείο ενός δομικού στοιχείου είναι αντίστοιχα με τους βαθμούς ελευθερίας των κόμβων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Σχηματικά, στην γενική περίπτωση ενός φορέα στο χώρο, τα μεγέθη μετακίνησης σε επίπεδο διατομής απεικονίζονται στο Σχήμα 1.11. Η φορά της κάθε στροφής (r_x, r_y, r_z) δίνεται από τον κανόνα του δεξιού χεριού (Σχήμα 1.9β), όπου όταν ο αντίχειρας δείχνει τη φορά του διπλού βέλους τότε τα λυγισμένα δάχτυλα δείχνουν την φορά της στροφής (αριστερόστροφη γύρω από τον κάθε άξονα όπως και στην περίπτωση των κόμβων στο Σχήμα 1.8). Σημειώνεται πως από εγχειρίδιο σε εγχειρίδιο και από πρόγραμμα σε πρόγραμμα συχνά διαφέρει η φορά των θετικών προσήμων ανάλογα με τις παραδοχές που γίνονται σε κάθε περίπτωση.

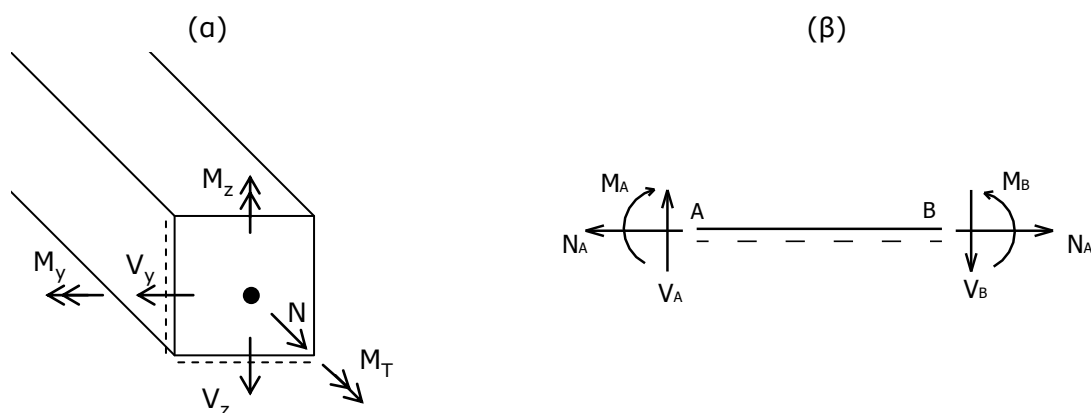


Σχήμα 1.11. Μετακινήσεις σε διατομή δομικού στοιχείου στον χώρο

Μεγέθη έντασης διατομής δομικού στοιχείου

Τα μεγέθη έντασης που αναπτύσσονται σε επίπεδο διατομής σε ένα δομικό στοιχείο είναι η αξονική δύναμη, η τέμνουσα και η ροπή. Στην γενική περίπτωση ενός φορέα στο χώρο τα μεγέθη έντασης της διατομής δίνονται στο Σχήμα 1.12α όπου τα θετικά πρόσημα ορίζονται με βάση την ίνα αναφοράς (το σχήμα αναφέρεται σε δεξιά τομή δομικού στοιχείου). Τα

Θετικά πρόσημα με βάση την ίνα αναφοράς σε τμήμα δομικού στοιχείου επίπεδου φορέα φαίνονται στο Σχήμα 1.12β.

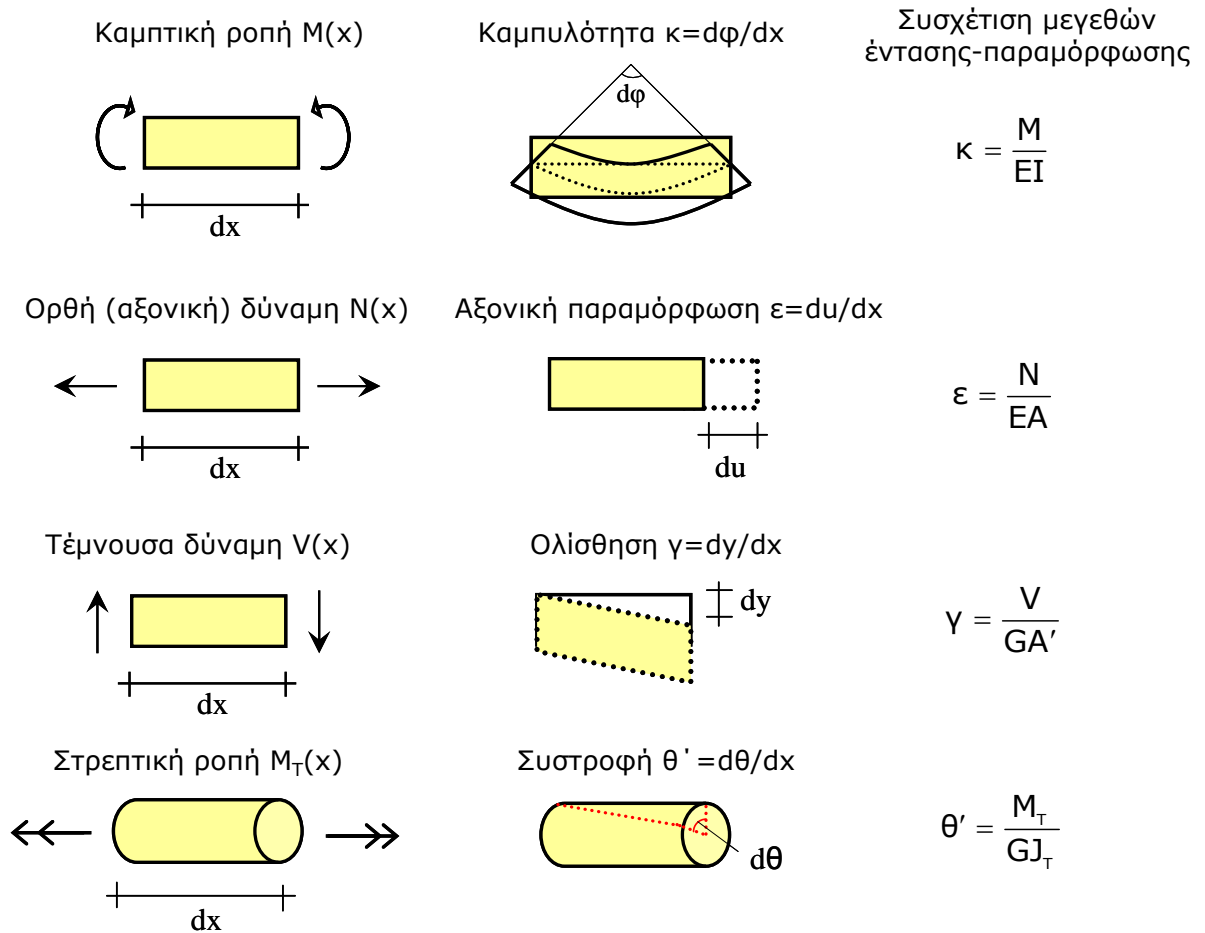


Σχήμα 1.12. Εντατικά μεγέθη (α) σε διατομή δομικού στοιχείου στον χώρο και (β) σε τμήμα δοκού στο επίπεδο (θετικά πρόσημα εδώ με βάση την ίνα αναφοράς)

Εσωτερικές παραμορφώσεις δομικού στοιχείου

Οι εντατικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο δομικό στοιχείο έχουν ως αποτέλεσμα κάποιες εσωτερικές παραμορφώσεις σε αυτό. Η αντίστοιχη εσωτερική παραμόρφωση για το κάθε εντατικό μέγεθος καθώς και η συσχέτιση τους δίνεται στο Σχήμα 1.13. Οι σχέσεις μεταξύ έντασης-παραμόρφωσης βασίζονται στην παραδοχή γραμμικώς ελαστικού υλικού (νόμος του Hooke).

Η ανάπτυξη εσωτερικής παραμόρφωσης για το κάθε εντατικό μέγεθος έχει ως αποτέλεσμα την παραγωγή έργου εσωτερικά της διατομής. Η αρχή διατήρησης της ενέργειας εσωτερικά και εξωτερικά παραγόμενου έργου, χρησιμοποιείται για την μόρφωση εξισώσεων σύμφωνα με την αρχή των δυνατών έργων κατά την επίλυση υπερστατικών φορέων όπου δεν αρκούν οι εξισώσεις ισορροπίας του συστήματος. Καθώς τα έργα των αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων λαμβάνουν πολύ μικρή τιμή στην περίπτωση ενός συνεχούς φορέα (δοκός, πλαίσιο) σε σχέση με τα έργα των ροπών (βλ. Σχήμα 1.13), γίνεται συχνά κατά την επίλυση η παραδοχή αμελητέας τιμής τους. Εξαιρέση αποτελεί η περίπτωση ραβδωτής κατασκευής (δικτύωμα) ή τμήματος της που συνδέεται με συνεχή φορέα, οπότε το μοναδικό εντατικό μέγεθος που αναπτύσσεται στο συγκεκριμένο στοιχείο είναι η αξονική δύναμη το έργο της οποίας πρέπει να συνυπολογιστεί.



E: το μέτρο ελαστικότητας του υλικού

G: το μέτρο διάτμησης του υλικού όπου $E=2G(1+\nu)$, ν : συντελεστής Poisson

A: εμβαδόν διατομής

A' : τεκμαρτό εμβαδόν ολίσθησης διατομής (για ορθογωνική διατομή $A' = 5/6 A$) – διαφορετικό από το συνολικό εμβαδόν της διατομής για να ληφθεί υπόψη η μη γραμμική κατανομή των διατμητικών τάσεων-ολισθήσεων στη διατομή

I: ροπή αδρανείας της διατομής σε κάμψη

J_T : ροπή αδρανείας της διατομής σε στρέψη

Σχήμα 1.13. Εσωτερικές παραμορφώσεις λόγω εντατικών μεγεθών σε διατομή δομικού στοιχείου

Ιδιότητες αντίστασης διατομής

Όπως φαίνεται από τις σχέσεις στο Σχήμα 1.13, σε κάθε αναπτυσσόμενη εσωτερική παραμόρφωση του φορέα υπάρχει μια αντίσταση από το δομικό στοιχείο η οποία εκφράζεται με τον παρονομαστή του κάθε κλάσματος. Αυτός αποτελείται από ένα γινόμενο δυο παραμέτρων: μιας που αφορά το υλικό (E, G) και μιας που αφορά την γεωμετρία της διατομής (A, A' , I, J_T). Αναλυτικά, για κάθε εντατικό μέγεθος, αναφέρονται οι παρακάτω ιδιότητες:

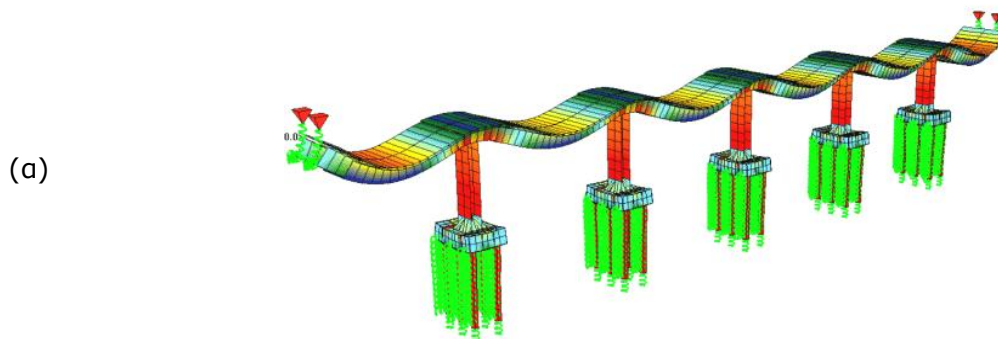
- Δυσκαμψία (EI): αναφέρεται στην αντίσταση της διατομής σε κάμψη.

- Δυστένεια (EA): αναφέρεται στην αντίσταση της διατομής σε αξονική καταπόνηση (δηλαδή σε μεταβολή του μήκους του δομικού στοιχείου)
 - Δυστημσία (GA'): αναφέρεται στην αντίσταση της διατομής σε διάτμηση (ολίσθηση)
 - Δυστρεψία (GJ_T): αναφέρεται στην αντίσταση της διατομής σε στρέψη
- Συχνά αντί των παραπάνω όρων χρησιμοποιούνται λανθασμένα αντίστοιχοι όροι με το στερητικό $-α-$, π.χ. ο όρος ακαμψία για να περιγραφεί το πόσο δύσκαμπτη είναι η κατασκευή, ο όρος ατένεια για να περιγραφεί η αντίσταση στη μεταβολή του μήκους κτλ. Η σωστή χρήση των όρων ακαμψία, ατένεια, ατημσία και αστρεψία αφορά μόνο περιπτώσεις όπου η αντίστοιχη αντίσταση του δομικού στοιχείου είναι τόσο μεγάλη (πρακτικά άπειρη) που έχει ως αποτέλεσμα την μηδενική εσωτερική παραμόρφωσή του από το αναπτυσσόμενο εντατικό μέγεθος.

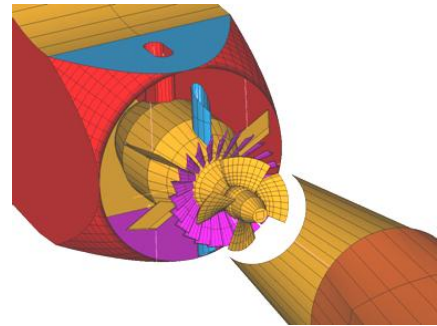
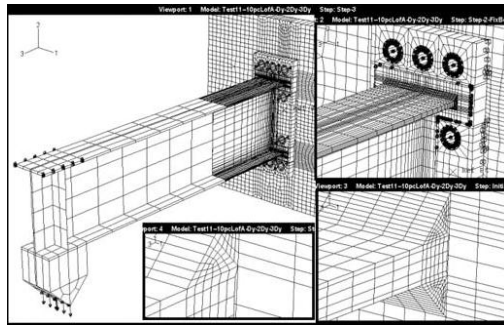
1.4. Εφαρμογές προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων

Η χρήση των προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων εντοπίζεται σε πλήθος εφαρμογών που δεν περιορίζονται στο στενό κύκλο της ανάλυσης τεχνικών έργων. Οποιοδήποτε σχεδόν φυσικό πρόβλημα είναι δυνατό να προσομοιωθεί σε ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων όταν η αναμενόμενη συμπεριφορά του μπορεί να περιγραφεί με μια σειρά από κανόνες. Μια σειρά από γνωστικά αντικείμενα μεταξύ άλλων που εκμεταλλεύονται την χρήση των πεπερασμένων στοιχείων για έρευνα και εξαγωγή συμπερασμάτων είναι (ενδεικτικά προσομοιώματα στο Σχήμα 1.14):

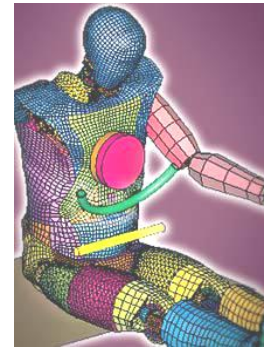
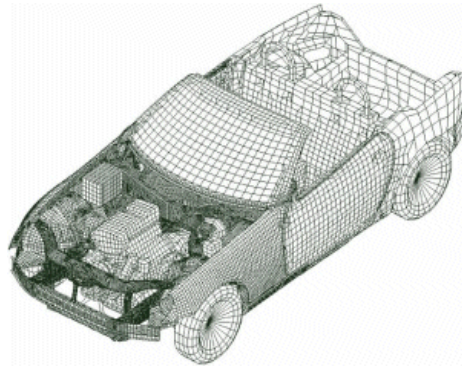
- Τεχνικά έργα μηχανικού (κτιριακές κατασκευές, γεφυροποιία, φράγματα κτλ)
- Μηχανολογικές εφαρμογές (συμπεριφορά εξαρτημάτων, μηχανές κτλ)
- Αυτοκινητοβιομηχανία (προσομοίωση οχήματος, crash test κτλ)
- Αεροναυπηγική
- Εφαρμογές ιατρικής (προσομοίωση σκελετικής δομής, συμπεριφοράς μυϊκών ιστών, κυκλοφορίας του αίματος κτλ)



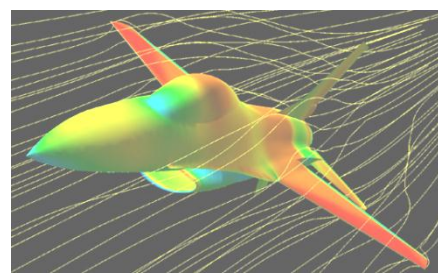
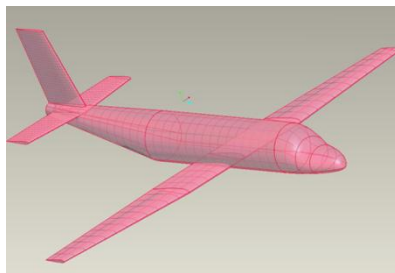
(β)



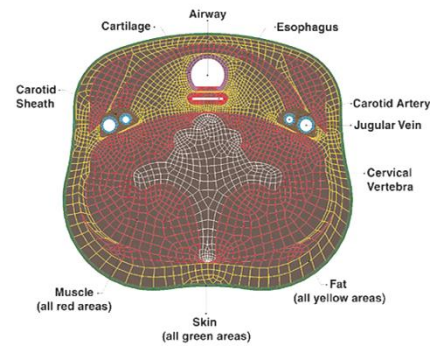
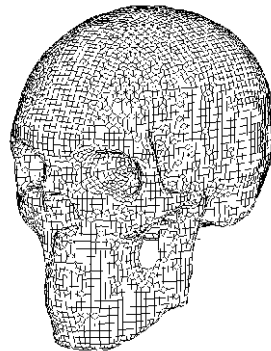
(γ)



(δ)



(ε)



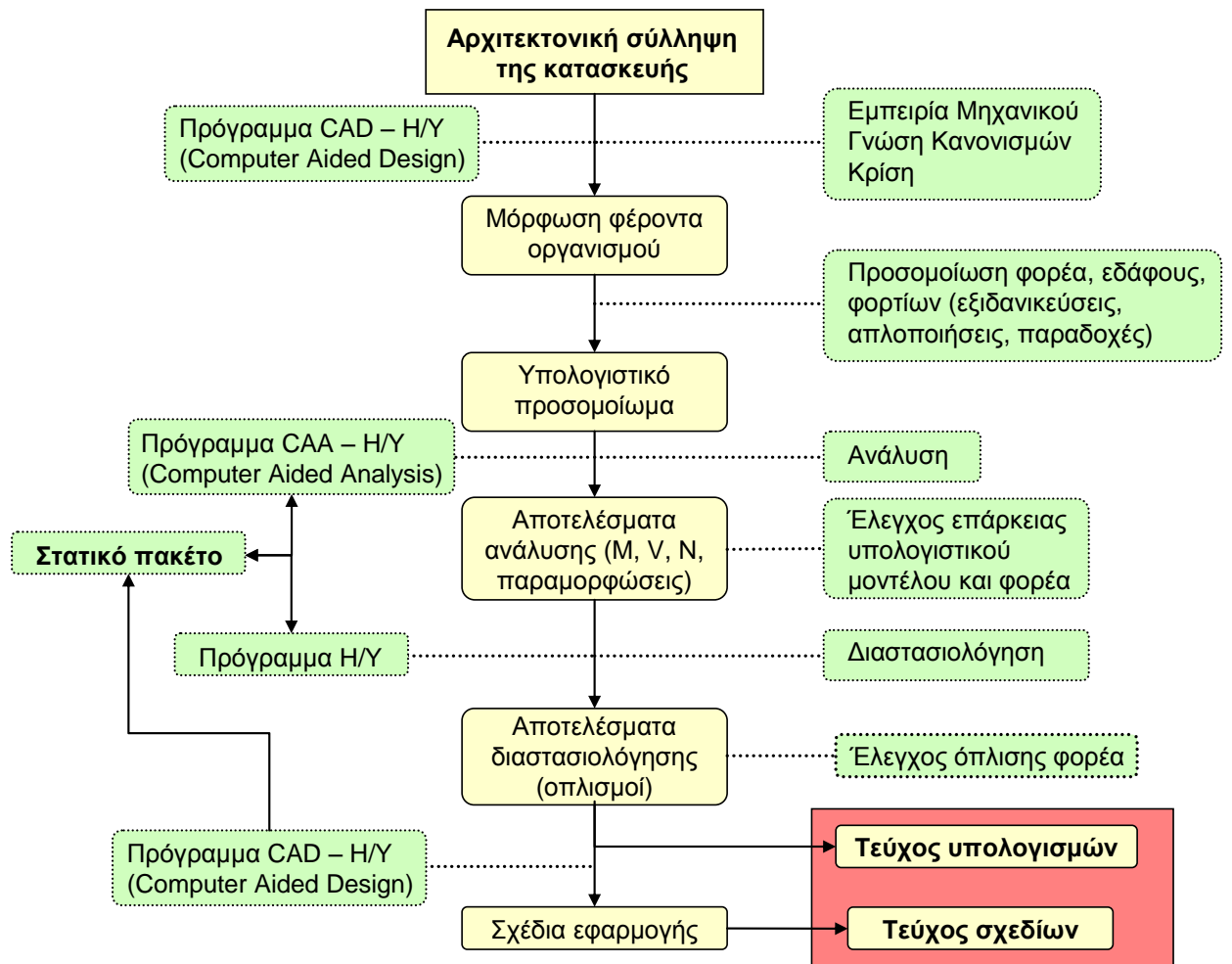
Σχήμα 1.14. Ενδεικτικά προσομοιώματα από εφαρμογές πεπερασμένων στοιχείων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Μορφολογία φέροντος οργανισμού κτιρίων

2.1 Εισαγωγή

Μια δομοστατική μελέτη περιλαμβάνει μια σειρά από διαδικασίες και στάδια που ξεκινούν με την αρχιτεκτονική σύλληψη της κατασκευής και καταλήγουν σε κάποια τεύχη υπολογισμών και κατασκευαστικών σχεδίων για την υλοποίησή της. Ενδεικτικά τα στάδια μιας μελέτης φαίνονται στο Σχήμα 2.1.



Σχήμα 2.15. Ενδεικτικά στάδια δομοστατικής μελέτης

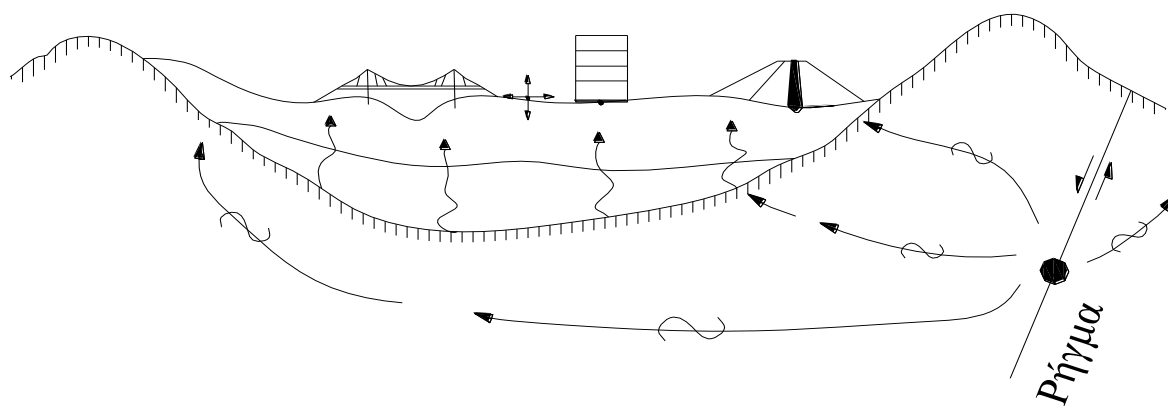
Μετά την αρχιτεκτονική σύλληψη της μορφής της κατασκευής, ο ρόλος του μηχανικού έγκειται στην μόρφωση του στατικού συστήματος (φέροντος οργανισμού) που θα διασφαλίσει την μεταφορά των κατακόρυφων και οριζόντιων (σεισμικών) φορτίων από την ανωδομή στο έδαφος. Ο υπολογισμός του φέροντος οργανισμού γίνεται στη συνέχεια μετά από κατάλληλη εισαγωγή του φορέα (προσομοίωση) σε ένα πρόγραμμα ανάλυσης.

2.2 Στοιχεία σεισμικής απόκρισης των κατασκευών

Το σημαντικότερο ίσως θέμα που αντιμετωπίζεται με την αριθμητική προσομοίωση των τεχνικών έργων σε προγράμματα Η/Υ είναι η συμπεριφορά τους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Κρίνεται συνεπώς σκόπιμο στις επόμενες παραγράφους να γίνει μια σύντομη αναφορά στο σεισμικό φαινόμενο και την συσχέτισή του με την απόκριση των κατασκευών.

2.2.1 Επιταχυνσιογράφημα σεισμού

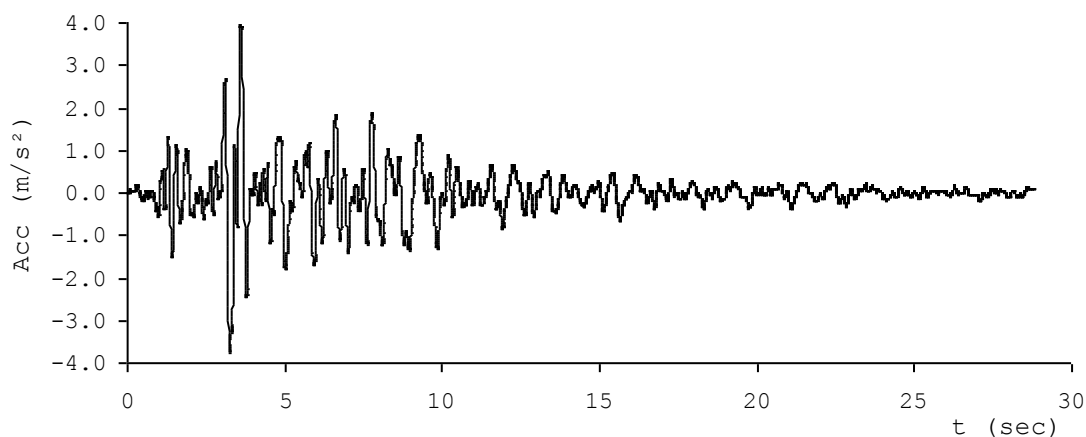
Ο σεισμός προκαλείται από την διαφορική μετακίνηση και σύγκρουση στα όρια των λιθοσφαιρικών πλακών και διαδίδεται ως κυματισμός εντός του φλοιού της γης μέχρι την επιφάνεια των εδαφικών στρωμάτων (Σχήμα 2.2). Στην επιφάνεια του εδάφους γίνεται αντιληπτός ως μια κίνηση η οποία εφαρμόζεται στη στάθμη θεμελίωσης των κατασκευών και των λοιπών τεχνικών έργων. Η ταλάντωση των κατασκευών κατά τη διάρκεια του σεισμού είναι αποτέλεσμα της αδράνειας της ανωδομής, η οποία αντιστέκεται στην κίνηση που εφαρμόζεται στη βάση της.



Σχήμα 2.16. Σχηματική διάδοση του σεισμού με την μορφή σεισμικών ελαστικών κυμάτων από την πηγή (ρήγμα) έως την υπό μελέτη κατασκευή (Πιτιλάκης, 2006)

Σημαντική ερευνητική προσπάθεια των τελευταίων δεκαετιών αφορά την ποσοτικοποίηση των σεισμικών φορτίων που εφαρμόζονται σε μια κατασκευή. Καθώς η μάζα της ανωδομής πολλαπλασιαζόμενη με όρους επιτάχυνσης μπορεί να δώσει την σεισμική δύναμη που εφαρμόζεται στον φορέα, έχει επικρατήσει στην επιστήμη του μηχανικού η χρήση των επιταχυνσιογραφημάτων (ή χρονοϊστοριών επιτάχυνσης) για την περιγραφή της σεισμικής

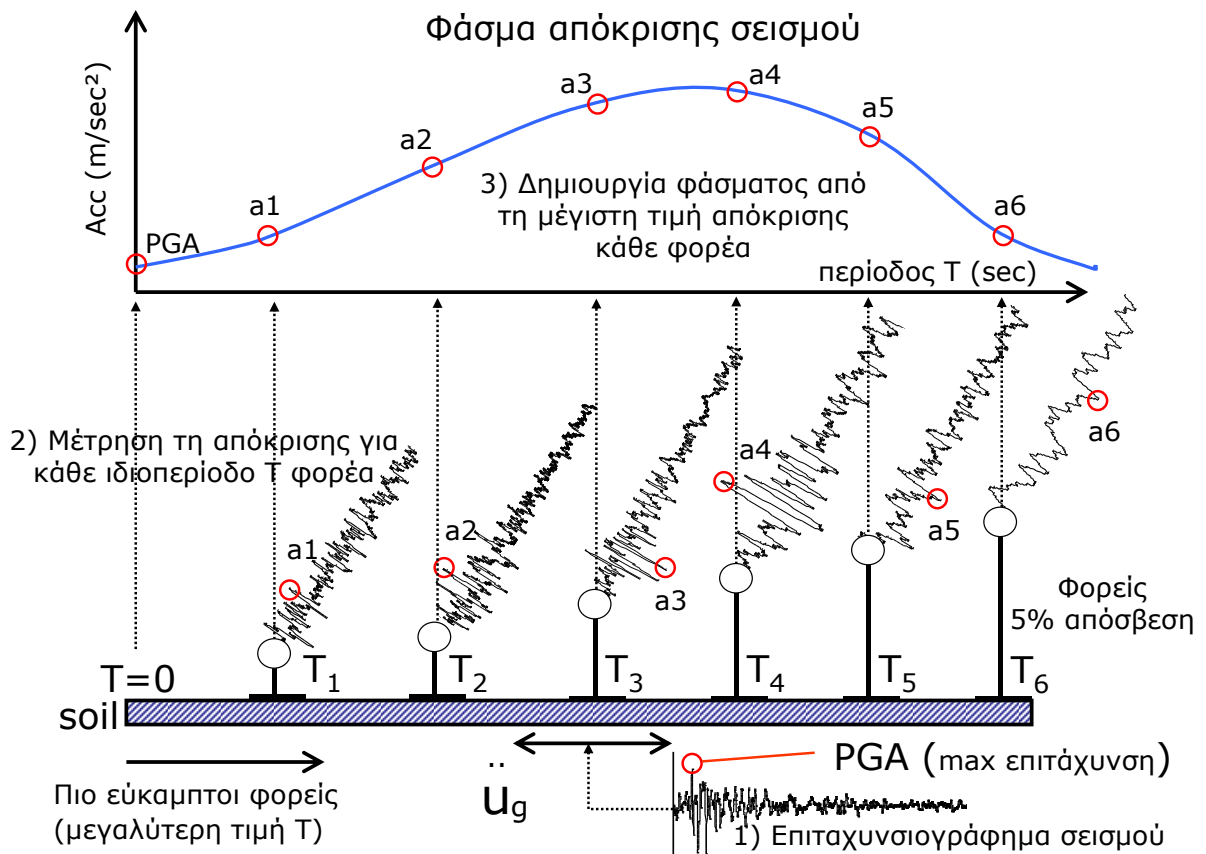
κίνησης. Ένα επιταχυνσιογράφημα δίνει την μεταβολή της επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους με το χρόνο κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου (Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.17. Τυπικό επιταχυνσιογράφημα σεισμού

Ένα ιδιαίτερα χρήσιμο εργαλείο κατά την προσπάθεια ποσοτικοποίησης των σεισμικών φορτίων που δέχεται η κάθε κατασκευή αποτελεί το φάσμα απόκρισης ενός σεισμού. Το φάσμα απόκρισης του σεισμού, όπως παραστατικά φαίνεται στο Σχήμα 2.4, αποτελεί την καταγραφή σε ένα διάγραμμα της μέγιστης απόκρισης φορέων (ταλαντωτών) διαφορετικών ιδιοπεριόδων. Προφανώς κάθε σεισμός έχει και διαφορετικό φάσμα απόκρισης καθώς επηρεάζει διαφορετικά τις κατασκευές. Αυτό οφείλεται τόσο στο διαφορετικό πλάτος (μέγιστη τιμή) όσο και στο διαφορετικό συχνοτικό περιεχόμενο (ένταση σε κάθε τιμή συχνότητας-περιόδου) της κάθε καταγραφής. Η χρησιμότητα του φάσματος απόκρισης έγκειται στον εύκολο προσδιορισμό της αναμενόμενης φόρτισης (σε όρους επιτάχυνσης) μιας κατασκευής από συγκεκριμένο σεισμό, εφόσον είναι γνωστή η τιμή της ιδιοπεριόδου της κατασκευής και το φάσμα του σεισμού αυτού.

Καθώς η μορφή ενός φάσματος διαφέρει από σεισμό σε σεισμό αλλά και από περιοχή σε περιοχή (εξάρτηση από τον τύπο του εδάφους), είναι απαραίτητη η χρήση μεγάλου αριθμού φασμάτων (άρα και σεισμών) προκειμένου να αποδώσουν την ενδεχόμενη σεισμική φόρτιση. Από την στατιστική επεξεργασία μεγάλου αριθμού φασμάτων σεισμών μπορεί να προκύψει ένα μέσο φάσμα το οποίο να θεωρηθεί ως η βάση για τον προσδιορισμό του σεισμικού φορτίου της κατασκευής. Ένα τέτοιο φάσμα περιγράφεται στον Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000) και διαφέρει σε πλάτος ανάλογα με την σεισμική ζώνη και σε συχνοτικό περιεχόμενο ανάλογα με τον τύπο εδάφους της υπόψη περιοχής.



Σχήμα 2.18. Φάσμα επιταχύνσεων σεισμού και διαδικασία υπολογισμού του

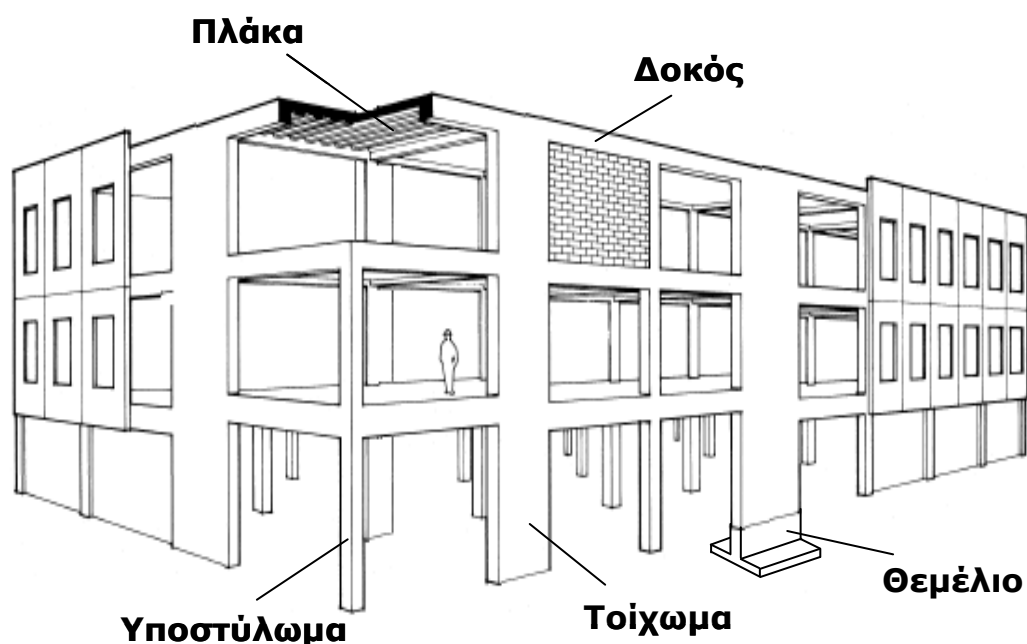
2.3 Φέρων οργανισμός της κατασκευής

2.3.1 Δομικά στοιχεία φέροντος οργανισμού της κατασκευής

Ο φέρων οργανισμός ενός κτιρίου έχει ως στόχο την ασφαλή μεταφορά των φορτίων της ανωδομής στο έδαφος. Τα κύρια δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού μιας κατασκευής είναι τα εξής (Σχήμα 2.5):

- Πλάκες: το πρώτο δομικό στοιχείο παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων (φορτία από τοιχοποιίες, επικαλύψεις, ίδιο βάρος πλακών, κινητά φορτία). Η κάθε πλάκα διανέμει τα κατακόρυφα φορτία περιμετρικά στις στηρίζουσες δοκούς.
- Δοκοί: οριζόντια στοιχεία τα οποία παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία (υποστυλώματα και τοιχώματα). Σε συνδυασμό με τις πλάκες παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία στα επίπεδα των ορόφων (στάθμες που θεωρείται συγκεντρωμένη η μάζα) και τα κατανέμουν βάση δυσκαμψίας στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία.

- Υποστυλώματα: κατακόρυφα δομικά στοιχεία που συνδέονται μεταξύ τους με δοκούς σχηματίζοντας επίπεδα πλαίσια σε μια ή δυο διευθύνσεις. Μεταφέρουν τα φορτία στο έδαφος.
- Τοιχώματα: κατακόρυφα δομικά στοιχεία, συνδέονται μεταξύ τους ή με τα υποστυλώματα με δοκούς. Παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος των οριζόντιων σεισμικών φορτίων.
- Στοιχεία θεμελίωσης: πρόκειται για τα θεμέλια (μεμονωμένα με συνδετήριες δοκούς, πεδιλοδοκοί ή κοιτοστρώσεις) που μεταφέρουν τα φορτία από τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία στο έδαφος θεμελίωσης.



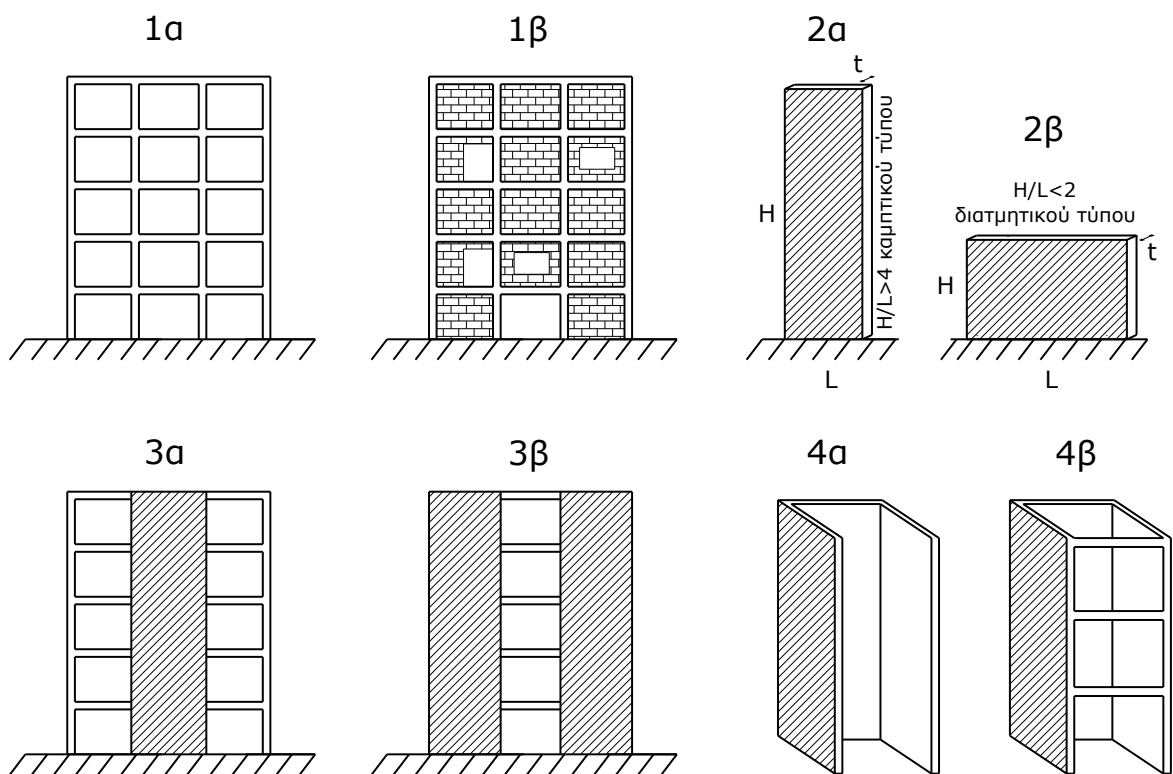
Σχήμα 2.19. Δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού μιας κατασκευής Ο/Σ

2.3.2 Υποφορείς κτιριακών κατασκευών

Τα επιμέρους φέροντα δομικά στοιχεία που αναλύθηκαν προηγουμένως αποτελούν κατά ομάδες τους υποφορείς του φέροντος οργανισμού μιας κατασκευής. Η κυριότερη λειτουργία των υποφορέων είναι η ασφαλής μεταφορά των κατακόρυφων και οριζόντιων δράσεων στο έδαφος θεμελίωσης. Οι κυριότεροι υποφορείς, όπως φαίνονται και στο Σχήμα 2.6, είναι:

1. Αμιγή πλαίσια δίχως τοιχοπληρώσεις (1α) ή με τοιχοπληρώσεις (1β) (συνήθως δίχως τοιχοπληρώσεις είναι τα εσωτερικά πλαίσια της κατασκευής)

2. Απλά επίπεδα τοιχώματα καμπτικού (2α) ή διατμητικού τύπου (2β) (διατμητικό χαρακτηρίζεται το τοίχωμα με λόγο ύψους προς πλάτος μικρότερο του 2)
3. Μικτά πλαίσια (σύζευξη αμιγών πλαισίων με τοιχώματα (3α) ή σύζευξη τοιχωμάτων μεταξύ τους με δοκούς σύζευξης (3β)) με ή δίχως τοιχοπληρώσεις
4. Σύνθετα τοιχώματα στο χώρο και πυρήνες ανοικτοί (4α) ή ημιανοικτοί (4β)



Σχήμα 2.20. Υποφορείς φέροντος οργανισμού μιας κατασκευής Ο/Σ (Αβραμιδής, 2001)

Από τους παραπάνω υποφορείς στις περισσότερες σύγχρονες κατασκευές συνδυάζονται τα μικτά και τα αμιγή πλαίσια μαζί με κάποιον πυρήνα σκυροδέματος συνήθως στη θέση του κλιμακοστασίου. Τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά των αμιγών και των μικτών πλαισιακών συστημάτων συνοψίζονται ως εξής (Αβραμιδής, 2001):

Αμιγώς πλαισιακά συστήματα:

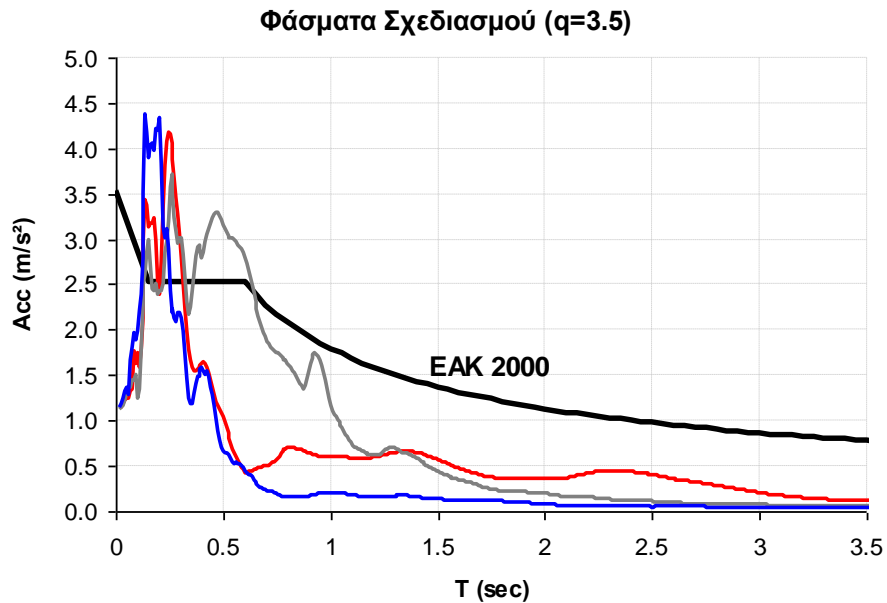
- Εύκαμπτα συστήματα → σημαντικές οριζόντιες μετακινήσεις κατά το σεισμό → μεγαλύτερη πιθανότητα βλαβών σε μη φέροντα στοιχεία (τοιχοπληρώσεις) ακόμη και σε χαμηλά επίπεδα διέγερσης → απαίτηση επισκευών μετά από σεισμό

- Εύκαμπτα συστήματα → μεγάλη ιδιοπερίοδος ταλάντωσης → μειωμένα σεισμικά φορτία (μεγάλες τιμές T στο Σχήμα 2.7)
- Πλεονεκτούν σε εδάφη με αναμενόμενη μικρή ιδιοπερίοδο σεισμικής διέγερσης (αποφεύγονται φαινόμενα συντονισμού)
- Παρουσιάζουν μεγάλη δυνατότητα ανελαστικής συμπεριφοράς (πλαστιμότητα)
- Προσφέρουν αξιόπιστη υπολογιστική προσομοίωση

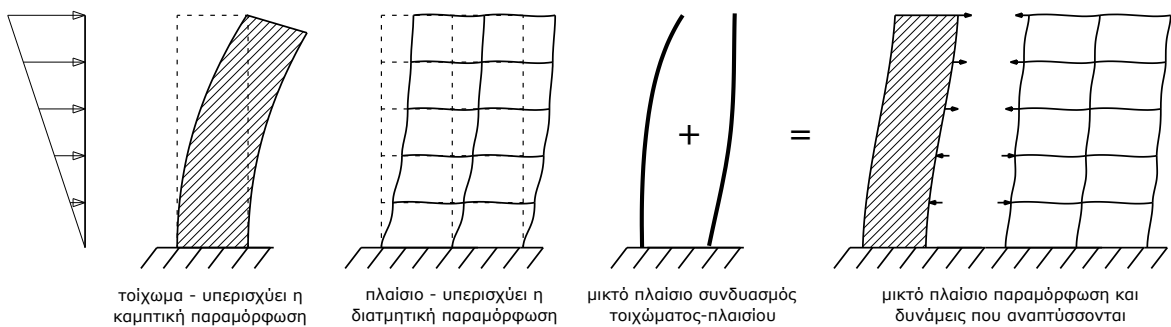
Μικτά πλαίσια:

- Δύσκαμπτα συστήματα → μικρές οριζόντιες μετακινήσεις κατά το σεισμό → περιορισμός των βλαβών σε μη φέροντα στοιχεία (τοιχοπληρώσεις) κατά τη σεισμική διέγερση → γρηγορότερα το κτίριο λειτουργικό μετά το σεισμό
- Δύσκαμπτα συστήματα → μικρή ιδιοπερίοδος ταλάντωσης → αυξημένα σεισμικά φορτία (μικρές τιμές T στο Σχήμα 2.7)
- Πλεονεκτούν σε εδάφη με αναμενόμενη μεγάλη ιδιοπερίοδο σεισμικής διέγερσης (αποφεύγονται φαινόμενα συντονισμού)
- Παρουσιάζουν σημαντική δυνατότητα ανελαστικής συμπεριφοράς (πλαστιμότητα)
- Η υπολογιστική προσομοίωση τους είναι πιο απαιτητική των καθαρών πλαισίων αλλά σε περίπτωση επάρκειας τοιχωμάτων αποφεύγεται ο ικανοτικός έλεγχος των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων

Σημειώνεται πως στα τοιχώματα υπερισχύει ο καμπτικός τύπος παραμόρφωσης υπό οριζόντια φόρτιση ενώ στα καθαρά πλαίσια ο διατμητικός τύπος. Οι τύποι αυτοί παραμορφώσεων όπως και ο συνδυασμός τους στα μικτά συστήματα πλαισίων-τοιχωμάτων φαίνεται στο Σχήμα 2.8.



Σχήμα 2.21. Φάσματα σεισμών σε σύγκριση με το φάσμα του EAK 2000 (Ζώνη III, 0.36g)



Σχήμα 2.22. Συμπεριφορά τοιχωμάτων και αμιγών πλαισίων υπό οριζόντια φόρτιση – συνδυασμός τοιχωμάτων-πλαισίων σε μικτά πλαίσια (Αβραμιδής, 2001)

2.4 Μορφολογία κτιρίου

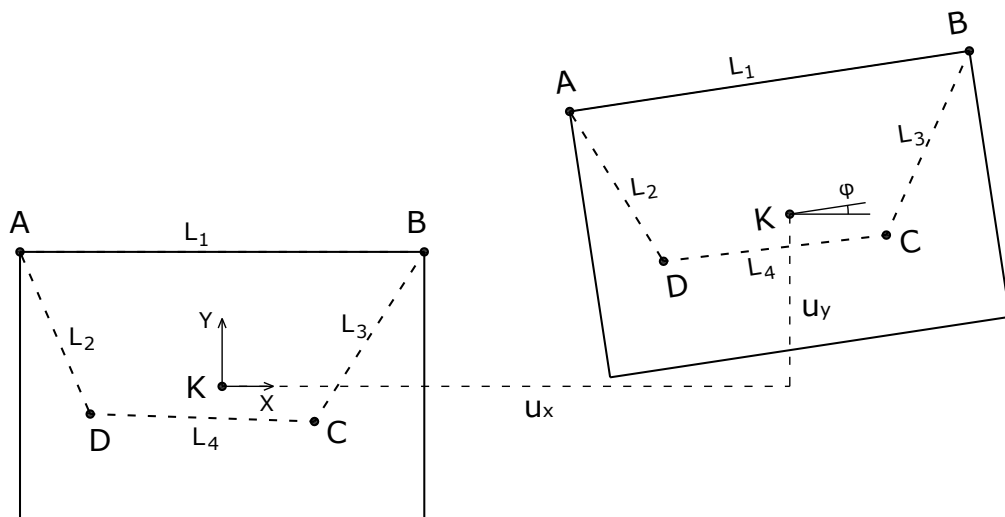
Η μορφολογία του κτιρίου και του φέροντος οργανισμού παίζει ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στην συμπεριφορά μιας κατασκευής τόσο υπό τα κατακόρυφα φορτία αλλά κυρίως κατά τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης. Υπάρχουν κάποιοι γενικοί κανόνες που αναφέρονται στο σχήμα της κάτοψης αλλά και στη διάταξη των δομικών στοιχείων σε κάτοψη και καθ' ύψος με βάση τους οποίους γίνεται ο καθορισμός της μορφολογίας του κτιρίου προκειμένου να έχει ευνοϊκή συμπεριφορά και να παραλαμβάνει με ασφάλεια τις διάφορες φορτίσεις. Ένα σύνολο από τέτοιους κανόνες καθορίζει και το κατά πόσον ένα κτίριο μπορεί να χαρακτηρίζεται κανονικό με βάση τον EAK 2000 και εάν μπορεί να εφαρμοστεί η απλοποιημένη φασματική μέθοδος υπολογισμού σε σεισμικά φορτία (§3.5.1 [3] και [4] του EAK 2000). Αντίστοιχοι κανόνες περιγράφονται κατά τη διαμόρφωση του στατικού

συστήματος για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων της σεισμικής του συμπεριφοράς (§4.1.7 του ΕΑΚ 2000).

2.4.1 Μορφολογία κτιρίου σε κάτοψη

2.4.1.1. Μορφή (σχήμα) κάτοψης κτιρίου

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 (§3.5.1[4]α) ένα κτίριο για να χαρακτηρίζεται κανονικό θα πρέπει, πέραν των άλλων προϋποθέσεων, τα πατώματα των ορόφων να λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους. Πρακτικά δηλαδή η πλάκα του ορόφου μπορεί να μετακινείται ή να στρέφεται, λόγω του σημαντικού εμβαδού της εντός επιπέδου όμως οι σχετικές αποστάσεις των σημείων της πλάκας μεταξύ τους δεν μεταβάλλονται (Σχήμα 2.9). Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας (λειτουργία άκαμπτου δίσκου) ελαχιστοποιεί τις αβεβαιότητες στην κατανομή των οριζόντιων (σεισμικών) φορτίων από την πλάκα στα κατακόρυφα στοιχεία. Πράγματι, καθώς το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας ενός κτιρίου είναι συγκεντρωμένο στα επίπεδα των ορόφων (ίδιο βάρος σκυροδέματος και επικαλύψεων, κινητά φορτία, βάρος τοιχοποιίας που παραλαμβάνεται στα επίπεδα των πλακών κτλ), εκεί εφαρμόζονται κατά κύριο λόγο οι σεισμικές δυνάμεις κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Στη συνέχεια, εφόσον είναι εξασφαλισμένη η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας, η κατανομή των σεισμικών φορτίων στα κατακόρυφα δομικά συστήματα παραλαβής οριζόντιων δυνάμεων (συστήματα πλαισίων από υποστυλώματα και τοιχώματα) δεν παρουσιάζει σημαντικές αβεβαιότητες και γίνεται βάση της δυσκαμψίας των επιμέρους συστημάτων.

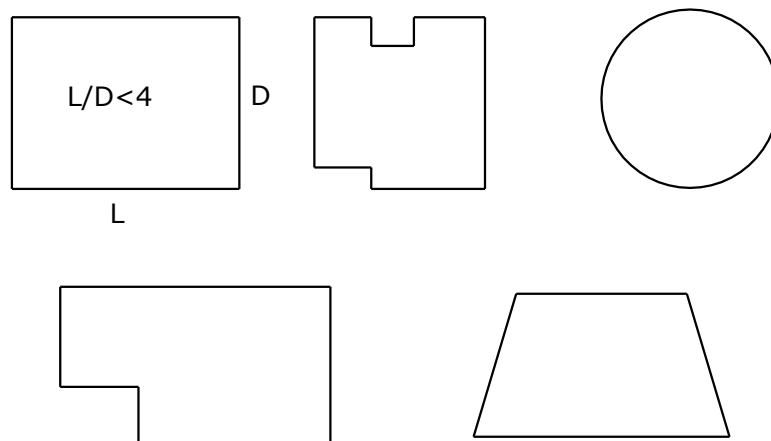


Σχήμα 2.23. Διαφραγματική λειτουργία πλάκας ορόφου (απαρμόρφωτη εντός επιπέδου)

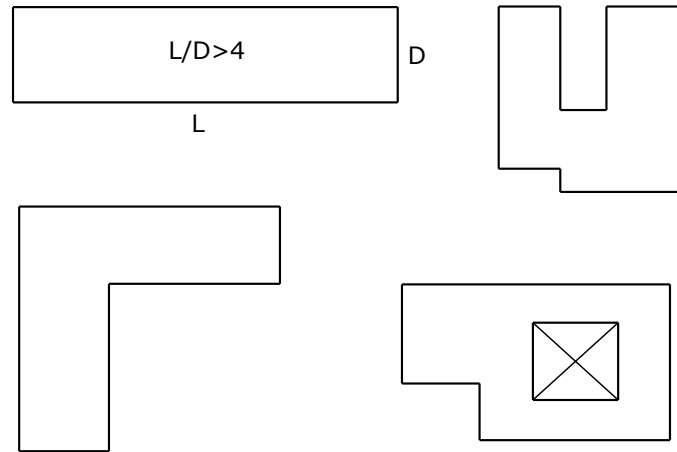
Η διαφραγματική λειτουργία, σε περίπτωση που δεν γίνεται λεπτομερέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, όπως επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του κτιρίου (§3.5.1[4]α του ΕΑΚ 2000). Ακόμη, στην §4.1.7.1α[3]

επισημαίνεται πως κατόψεις που προέρχονται από συνδυασμό επιμήκων στοιχείων (μορφής L, Π κτλ) θα πρέπει να αποφεύγονται ή να λαμβάνεται υπόψη η παραμόρφωση του δίσκου εντός επιπέδου (έλλειψη διαφραγματικής λειτουργίας) και οι όποιες συνέπειές της στην κατανομή των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία. Πρέπει παράλληλα να αποφεύγονται μεγάλες εσοχές ή κενά όπως και ανισοσταθμίες μεταξύ πλακών, που δημιουργούν ασθενείς περιοχές στο διάφραγμα. Στο Σχήμα 2.10 δίνονται ενδεικτικά κάποιες μορφές κάτοψης που εξασφαλίζουν την διαφραγματική λειτουργία στα επίπεδα των ορόφων.

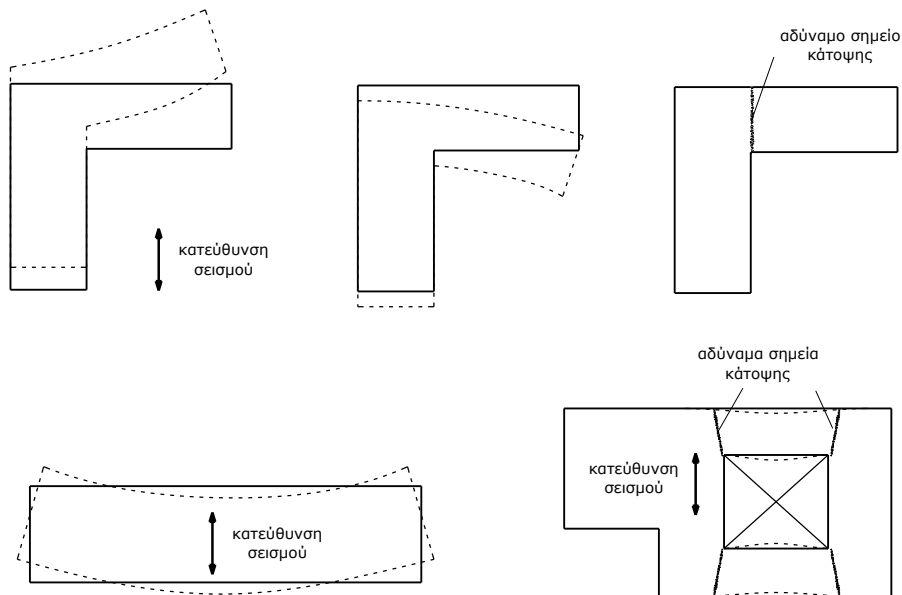
Αντίστοιχα, στο Σχήμα 2.11, παρουσιάζονται κάποιες κατόψεις οι οποίες είτε λόγω μεγάλου μήκους της μιας προς την άλλη διεύθυνση, είτε λόγω σχηματισμού πτερυγίων ή κενών στην κάτοψη, δεν εξασφαλίζουν τη διαφραγματική λειτουργία της πλάκας στα επίπεδα των ορόφων. Κάποια από τα αδύναμα σημεία που εμφανίζονται σε τέτοιου είδους κατόψεις επισημαίνονται ενδεικτικά (για εφαρμογή μιας σεισμικής συνιστώσας) στο Σχήμα 2.12. Βασικό πρόβλημα αποτελεί ο προσδιορισμός των οριζόντιων φορτίων που μεταφέρονται από την πλάκα στα κατακόρυφα στοιχεία, καθώς δεν είναι εξασφαλισμένη η ατένεια της πλάκας εντός του επιπέδου της, με αποτέλεσμα η κατανομή να μην γίνεται απόλυτα βάση της δυσκαμψίας των κατακόρυφων πλαισιακών συστημάτων. Παράλληλα, εμφανίζονται και θέσεις στην κάτοψη που αναμένεται να δεχθούν έντονη καταπόνηση λόγω της παραμόρφωσης του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος και ενδεχομένως να σημειωθούν ρηγματώσεις και αποκολλήσεις.



Σχήμα 2.24. Μορφολογίες κανονικών κτιρίων όσον αφορά το σχήμα της κάτοψης (εξασφαλισμένη διαφραγματική λειτουργία)



Σχήμα 2.25. Μορφολογίες μη κανονικών κτιρίων ή κτιρίων που δεν εξασφαλίζουν τη διαφραγματική λειτουργία (αναφορικά με το σχήμα της κάτοψης)

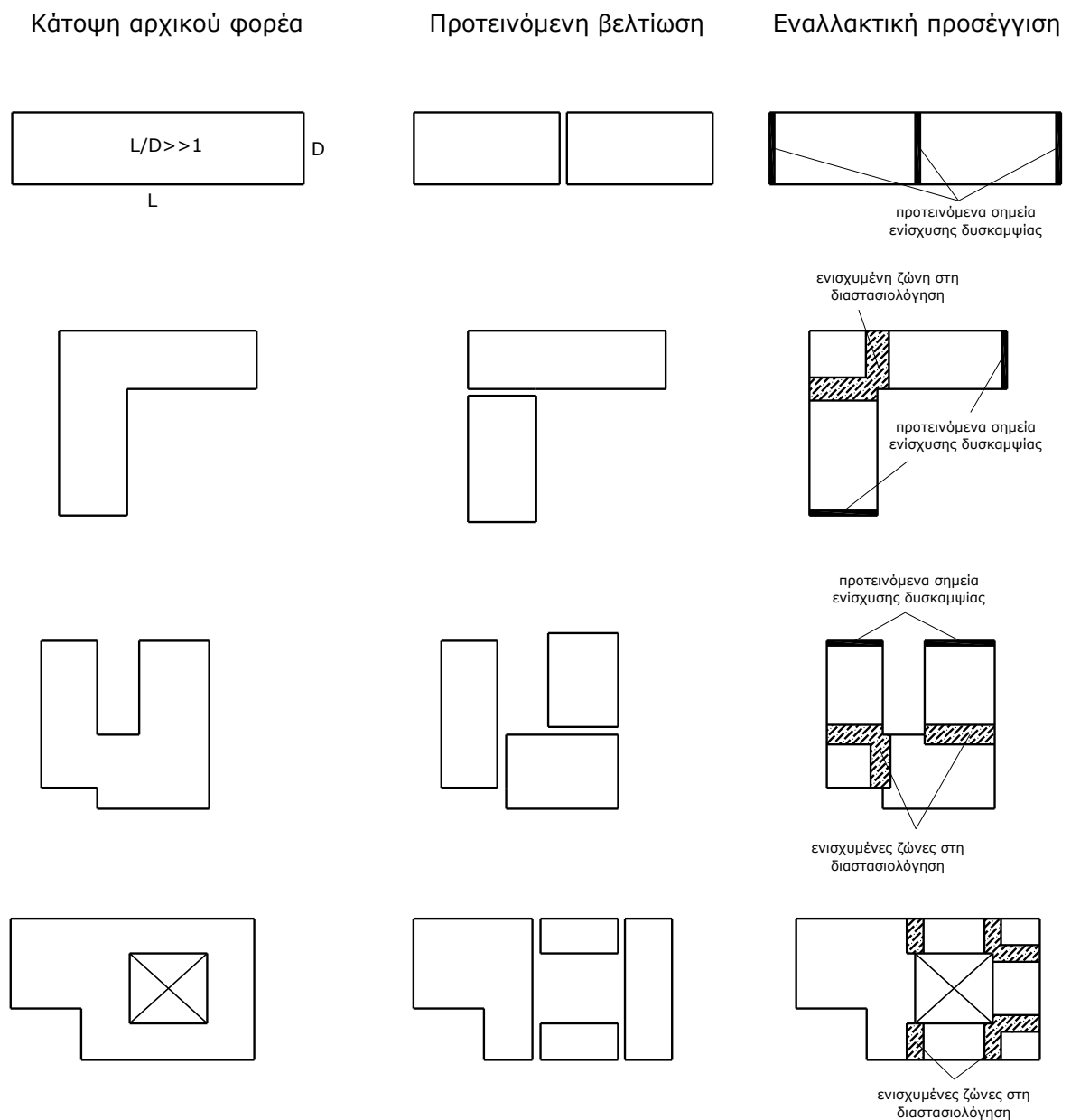


Σχήμα 2.26. Προβλήματα μορφολογίας μη κανονικών κτιρίων κατά τη σεισμική φόρτιση (ενδεικτικά τα αδύναμα σημεία που οφείλονται στην μια σεισμική συνιστώσα)

Για την αποφυγή τέτοιων προβλημάτων συστήνεται η απλοποίηση της κάτοψης του κτιρίου σε κανονικά σχήματα με χρήση σεισμικών αρμών (Σχήμα 2.13 κεντρική στήλη). Ο διαχωρισμός σύνθετων ή προβληματικών κατόψεων σε στατικώς ανεξάρτητα κτίρια έχει το πλεονέκτημα της ελεγχόμενης σεισμικής συμπεριφοράς του καθενός από τους επιμέρους φορείς και την αποφυγή αδύναμων σημείων στην κάτοψη. Σε αυτές τις περιπτώσεις θα πρέπει ασφαλώς να υπάρχει κατάλληλος υπολογισμός του αντισεισμικού αρμού προκειμένου να καλύπτονται οι αναμενόμενες μετακινήσεις των κτιρίων κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος δίχως το ενδεχόμενο μεταξύ τους κρούσης.

Μόνο εφόσον μια τέτοια λύση δεν είναι δυνατή επιλέγονται κατάλληλες κατασκευαστικές παρεμβάσεις ενίσχυσης συγκεκριμένων θέσεων στην κάτοψη (π.χ. με χρήση δύσκαμπτων

τοιχωμάτων ή ενισχυμένου οπλισμού) ώστε να αμβλύνονται οι αρνητικές επιπτώσεις της μορφολογίας στην σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής (Σχήμα 2.13 δεξιά στήλη). Έτσι στο κτίριο μορφής Γ αναμένεται η μετακίνηση των πτερυγίων να είναι πολύ μεγαλύτερη στα άκρα τους από την περιοχή της συνένωσης με αποτέλεσμα την σημαντική καταπόνηση στις θέσεις της ένωσης με το κεντρικό τμήμα του κτιρίου (Σχήμα 2.12). Αν δεν είναι δυνατός ο διαχωρισμός σε δυο απλούστερα σχήματα ένας εναλλακτικός τρόπος για την αντιμετώπιση του προβλήματος θα ήταν η ενίσχυση της δυσκαμψίας στα άκρα ώστε να μειωθεί η διαφορική εγκάρσια μετακίνηση τους ανακουφίζοντας τις θέσεις σύνδεσης (Σχήμα 2.13). Παράλληλα ή εναλλακτικά, οι θέσεις σύνδεσης θα πρέπει να διαστασιολογηθούν και να οπλιστούν-διαμορφωθούν κατάλληλα ώστε να παρουσιάζουν επάρκεια στην αυξημένη ένταση κατά τη διάρκεια σεισμικής καταπόνησης.



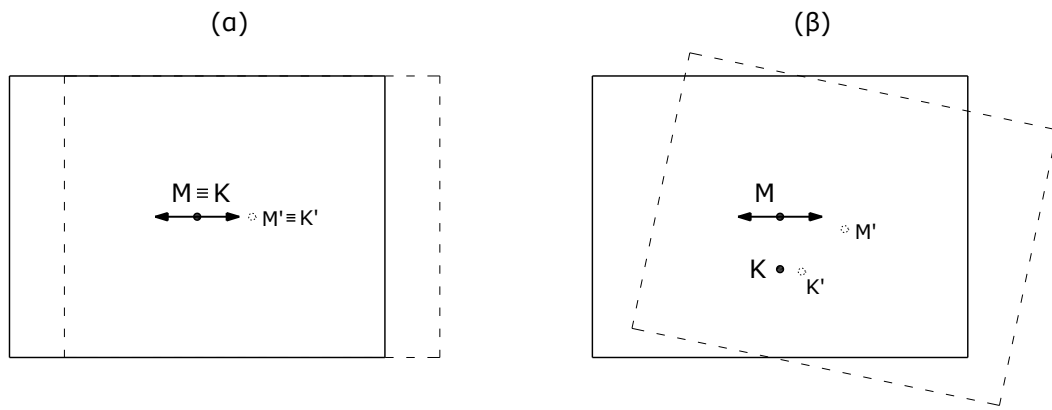
Σχήμα 2.27. Προτεινόμενη βελτίωση με απλοποίηση της κάτοψης προβληματικών κτιρίων ή εναλλακτική προσέγγιση με κατάλληλα στοιχεία και ζώνες ενίσχυσης

2.4.1.2. Κατανομή μάζας και δυσκαμψίας κτιρίου σε κάτοψη

Ήδη από την προηγούμενη παράγραφο, πέρα από τη σημασία του σχήματος της κάτοψης ενός κτιρίου, έγιναν κάποιες νύξεις για τον σημαντικό ρόλο των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας (συνήθως τοιχώματα), η σωστή τοποθέτηση των οποίων μπορεί να βελτιώσει σημαντικά την συμπεριφορά μιας προβληματικής κάτοψης. Πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή όμως στην επιλογή της θέσης τους καθώς μια εντελώς λανθασμένη τοποθέτηση των τοιχωμάτων ενδέχεται έως και να προκαλέσει προβλήματα σε μια κατά τα άλλα απλή και ευνοϊκή μορφή κάτοψης.

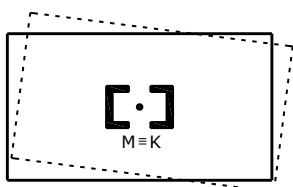
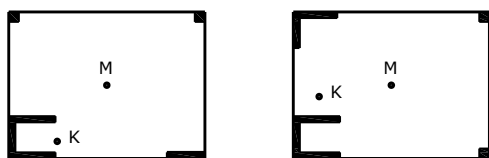
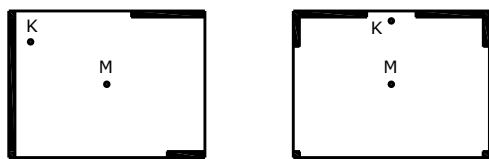
Η βασικότερη ίσως παράμετρος που λαμβάνεται υπόψη κατά την τοποθέτηση των τοιχωμάτων σε κάτοψη είναι η αποφυγή σημαντικών στρεπτικών επιπονήσεων οι οποίες ευνοούνται όταν το κέντρο ελαστικής στροφής (συχνά αναφέρεται και ως κέντρο δυσκαμψίας) είναι απομακρυσμένο από το κέντρο μάζας. Λαμβάνοντας υπόψη ότι στατιστικά η κατανομή των τοιχοποιιών και γενικότερα των κατακόρυφων φορτίων σε μια πλάκα είναι ομοιόμορφα κατανεμημένη, το κέντρο μάζας σε μια κάτοψη συνήθως ταυτίζεται με το γεωμετρικό κέντρο του σχήματος της κάτοψης. Αν απλοποιητικά θεωρηθεί πως το σύνολο των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων δρουν στο κέντρο μάζας του ορόφου όπως και ότι το κέντρο ελαστικής στροφής αποτελεί τη θέση της κάτοψης με την μικρότερη ίσως δυνατότητα μετατόπισης, γίνεται εύκολα αντιληπτό πως όσο μεγαλύτερη είναι η μεταξύ τους απόσταση τόσο πιο εύστρεπτο γίνεται το κτίριο (Σχήμα 2.14). Ενδεικτικά διάφορες διατάξεις τοιχωμάτων-πυρήνων σε κάτοψη με ευνοϊκή ή δυσμενή επίδραση στην σεισμική τους συμπεριφορά φαίνονται στο Σχήμα 2.15.

Γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι ακόμη και στην περίπτωση μιας κανονικού σχήματος ορθογωνικής κάτοψης, η λανθασμένη τοποθέτηση των τοιχωμάτων ενδέχεται να επηρεάσει αρνητικά την συμπεριφορά τους. Παράλληλα, πέρα από την θέση του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας, υπάρχουν και άλλα θέματα που δρουν ευμενώς ή δυσμενώς στην σεισμική απόκριση όπως η επάρκεια των τοιχωμάτων σε δυο διευθύνσεις, η αποφυγή ασταθών διατάξεων τοποθέτησης των τοιχωμάτων κτλ. Γενικότερος κανόνας είναι η τοποθέτηση των τοιχωμάτων στην περίμετρο της κάτοψης ή σε τρεις τουλάχιστον πλευρές της περιμέτρου (ΕΑΚ 2000 §4.1.7.1α[1]) καθώς έτσι αυξάνεται τόσο η δυνατότητα παραλαβής φορτίων (σεισμικής τέμνουσας και ροπής) όσο και η δυστρεψία γενικότερα που προσδίδουν στην κατασκευή. Το μοναδικό μειονέκτημα της τοποθέτησης τοιχωμάτων τύπου Γ ή πυρήνων σε απέναντι γωνίες της κάτοψης, αφορά την παραλαβή των συστολοδιαστολών της πλάκας του σκυροδέματος λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών και συστολής ξηράνσεως. Αυτό αποτελεί όμως δευτερεύον ζήτημα που σχετίζεται με κατόψεις μεγάλου εμβαδού και μπορεί να αντιμετωπιστεί με μικρές τροποποιήσεις στη μορφή και θέση των τοιχείων ή στο στατικό σύστημα.

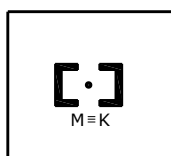


Σχήμα 2.28. Ενδεικτική συμπεριφορά κάτοψης (α) σε κτίριο όπου κέντρο μάζας και δυσκαμψίας ταυτίζονται και (β) σε κτίριο όπου κέντρο μάζας και δυσκαμψίας απέχουν

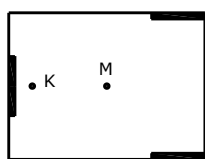
Δυσμενής μορφολογία



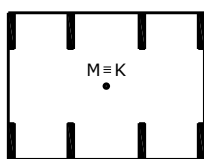
αποδεκτό μόνο για τετραγωνική κάτοψη και ισχυρό πυρήνα



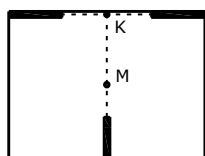
αποδεκτό μόνο για ισχυρό πυρήνα και ομοιόμορφη κατανομή της μάζας



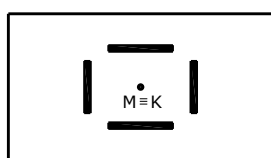
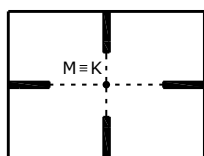
εύστρεπτο



τοιχώματα μόνο κατά Y-Y

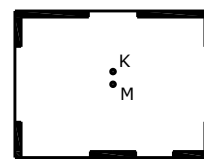
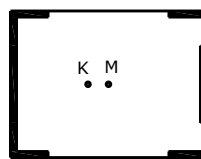


ασταθείς διατάξεις τοιχωμάτων

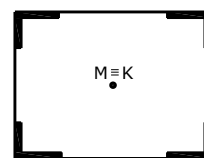
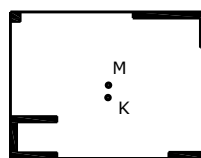


εύστρεπτο κτίριο - μειωμένη παραλαβή σεισμικών δυνάμεων

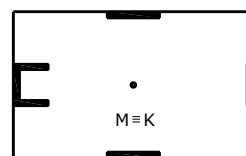
Ευνοϊκή μορφολογία



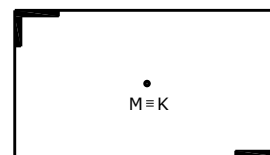
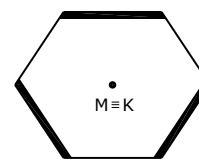
η διάταξη τοιχωμάτων τύπου Γ σε όλες τις γωνίες προκαλεί κάποια ανησυχία αναφορικά με τις συστολοδιαστολές της κάτοψης λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών και συστολής ξηράσεως



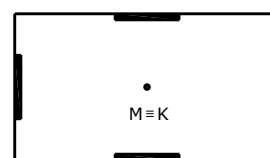
ερωτηματικό η συμπεριφορά κατά X-X σε θερμοκρασιακές μεταβολές



βελτιωμένη διάταξη



ερωτηματικό η συμπεριφορά κατά σε θερμοκρασιακές μεταβολές

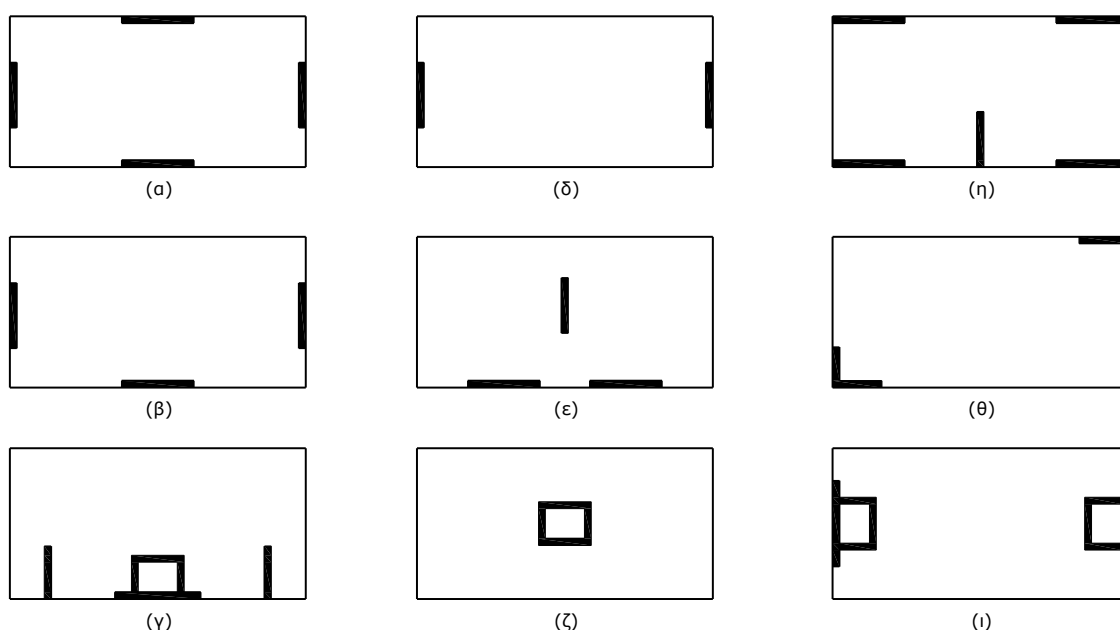


βέλτιστη διάταξη τοιχωμάτων

Σχήμα 2.29. Ενδεικτικές διατάξεις τοιχωμάτων σε κάτοψη με ευνοϊκή και δυσμενή μορφολογία αναφορικά με την αναμενόμενη σεισμική συμπεριφορά τους (κάποια από τα παραπάνω σκαριφήματα έχουν ληφθεί από [Αβραμίδη, 2001](#) και [Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg, 2008](#))

Σύμφωνα και με τα σκαριφήματα και σχόλια που προηγήθηκαν, οι κατόψεις (α),(β),(γ) του Σχήματος Σχήμα 2.16 χαρακτηρίζονται από τον ΕΑΚ 2000 (§Σ4.1.7.1α) ως κατάλληλες από

σεισμική και γενικότερη άποψη, οι διατάξεις (δ),(ε),(ζ) σεισμικώς ανεπαρκείς και επομένως ακατάλληλες, ενώ οι διατάξεις (η),(θ) και (ι) παρέχουν σημαντική δυστρεψία και είναι σεισμικά επαρκείς αλλά σε περίπτωση επιμήκων κτιρίων απαιτείται έλεγχος της έντασης καταναγκασμού λόγω έμμεσων δράσεων (θερμοκρασιακών μεταβολών και συστολοδιαστολών). Επισημαίνεται ότι από τις ευνοϊκές κατόψεις του σχήματος η (γ) θα μπορούσε σαφώς να βελτιωθεί με ένα επιπλέον κατά Χ-Χ τοίχωμα στην άνω παρειά της, σε κάθε περίπτωση όμως δεν είναι δυσμενής καθώς η εκκεντρότητα του κέντρου δυσκαμψίας από το κέντρο μάζας έχει χαμηλή τιμή εφόσον παρατηρείται κατά την μικρή διεύθυνση της πλάκας.



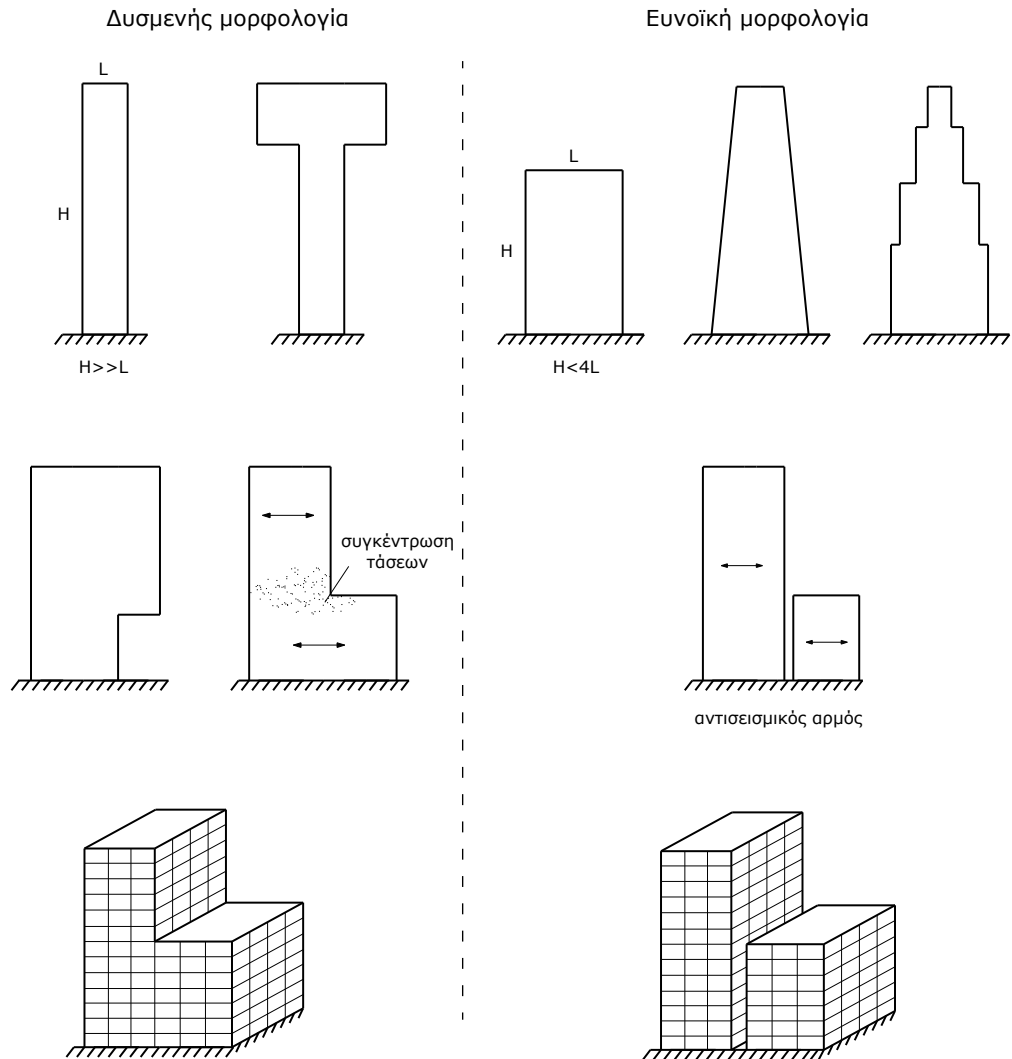
Σχήμα 2.30. Παραδείγματα εύστοχων-άστοχων διατάξεων τοιχωμάτων σε κάτοψη βάση του ΕΑΚ 2000 (§Σ4.1.7.1α)

2.4.2 Μορφολογία κτιρίου καθ' ύψος

2.4.2.1. Μορφή (σχήμα) κτιρίου καθ' ύψος

Για την εξασφάλιση της ομαλής ροής των σεισμικών φορτίων από την ανωδομή στο έδαφος και την ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής συστήνεται ένα κανονικό, αρθρογωνικό σχήμα του κτιρίου καθ' ύψος. Σε κάθε περίπτωση η όποια απόκλιση από την πλήρη ορθογωνικότητα θα πρέπει να έχει ως αποτέλεσμα μετάβαση από μεγαλύτερο όγκο κτιρίου χαμηλά σε μικρότερο όγκο κτιρίου σε ψηλότερους ορόφους και όχι το αντίθετο (Σχήμα 2.17). Ακόμη και σε αυτές τις περιπτώσεις, και προκειμένου να αποφευχθούν ευαίσθητα σημεία συγκέντρωσης τάσεων στα επίπεδα απότομης μεταβολής του σχήματος του κτιρίου, συνίσταται η χρήση σεισμικών αρμών ώστε να επιτυγχάνεται ο στατικός διαχωρισμός των δυο πλέον ξεχωριστών φορέων.

Τα προβλήματα που αναφέρονται στην μορφολογία καθ' ύψος του κτιρίου σχετίζονται περισσότερο με την κατανομή καθ' ύψος της μάζας και της δυσκαμψίας του και λιγότερο με το γεωμετρικό σχήμα της κατασκευής.



Σχήμα 2.31. Ενδεικτικά σχήματα κτιρίων με ευνοϊκή και δυσμενή μορφολογία καθ' ύψος αναφορικά με την αναμενόμενη σεισμική συμπεριφορά τους (πηγή: [Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg, 2008](#))

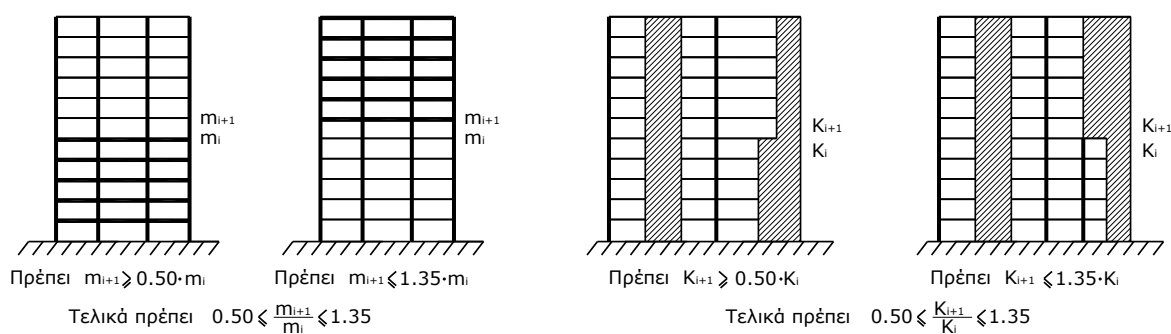
2.4.2.2. Κατανομή μάζας και δυσκαμψίας κτιρίου καθ' ύψος

Με βάση την §3.5.1[4]β και §3.5.1[4]γ του ΕΑΚ 2000 για να θεωρηθεί ένα κτίριο κανονικό η αύξηση της μάζας και της σχετικής δυσκαμψίας ενός ορόφου δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 35% της μάζας ή δυσκαμψίας αντίστοιχα του προηγούμενου ορόφου. Η τυχόν μείωση μάζας ή δυσκαμψίας δεν θα πρέπει επίσης να υπερβαίνει το 50% της μάζας ή δυσκαμψίας του προηγούμενου ορόφου (Σχήμα 2.18). Η απαίτηση για συνεχή και κανονική κατανομή της μάζας και δυσκαμψίας καθ' ύψος επισημαίνεται και στην §4.1.7.1α[1] του ΕΑΚ 2000 για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Από τις παραπάνω απαιτήσεις και μόνο για την μεταβολή της μάζας εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

Ως εφαρμογή των παραπάνω περιορισμών, μια σειρά από κανονικά και μη κανονικά καθ' ύψος κτίρια παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.19. Πέρα από την κατά γράμμα εφαρμογή των κανόνων που αναφέρθηκαν υπάρχουν και μια σειρά από άλλες παραμέτρους που πρέπει

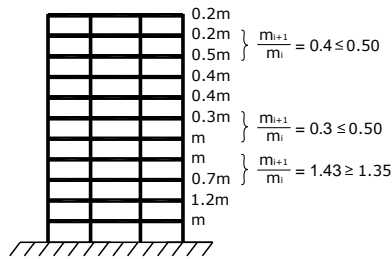
να πληρούνται προκειμένου να προσδίδουν μια βεβαιότητα στην περιγραφή της σεισμικής συμπεριφοράς ενός φορέα. Πολύ απότομες μεταβολές της μάζας ή/και της δυσκαμψίας μπορεί να προκαλέσουν προβλήματα τοπικής φύσεως όπως σημαντική συγκέντρωση τάσεων σε κάποιο επίπεδο κατά τη σεισμική απόκριση. Τα τυχόν ανοίγματα σε κάποια τοιχώματα θα πρέπει να είναι μικρά σε μέγεθος και ομοιόμορφα τοποθετημένα καθ' ύψος ώστε να μην απομειώνουν σημαντικά την δυνατότητα παραλαβής φορτίων του τοιχώματος. Η συνέχεια των κατακορύφων στοιχείων καθ' ύψος είναι ουσιαστικός παράγοντας ορθής μεταφοράς των φορτίων προς τη θεμελίωση όπως και η αποφυγή κοντών υποστυλωμάτων. Τέλος προβλήματα όπως η ύπαρξη μαλακού ορόφου και τα κοντά υποστυλώματα απασχολούν μεγάλο αριθμό υφισταμένων κτιρίων και παρουσιάζονται αναλυτικότερα σε επόμενες παραγράφους.

Μια σπανιότερη μορφή κατασκευής καθ' ύψος παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.20. Πρόκειται για διάδρομο σύνδεσης (γεφύρωσης) μεταξύ κατασκευών που επιτρέπει την διέλευση από το ένα κτίριο στο άλλο. Ο τρόπος σύνδεσης, ιδιαίτερα στην περίπτωση δύσκαμπτου διαδρόμου σύνδεσης, πρέπει να είναι αυτός που δίνεται στην ευμενή περίπτωση του σχήματος. Με μια τέτοια σύνδεση είναι δυνατή η παραλαβή διαφορικών μετακινήσεων λόγω των διαφορετικών ταλαντώσεων των δυο φορέων, ενώ δεν υπάρχει κίνδυνος, στην περίπτωση δύσκαμπτης σύνδεσης (π.χ. από σπλισμένο σκυρόδεμα) να προκληθεί αστοχία λόγω αλληλεπίδρασης των δυο φορέων μέσω του διαδρόμου κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Στην φωτογραφία του σχήματος φαίνεται η αστοχία ενός εύκαμπτου διαδρόμου που κατέρρευσε κατά τη διάρκεια του σεισμού του Kobe στις 17/1/1995 (Ιαπωνία).

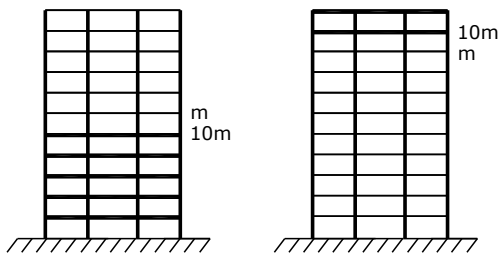


Σχήμα 2.32. Περιορισμοί στην καθ' ύψος μορφολογία για κανονικά κτίρια βάση ΕΑΚ 2000

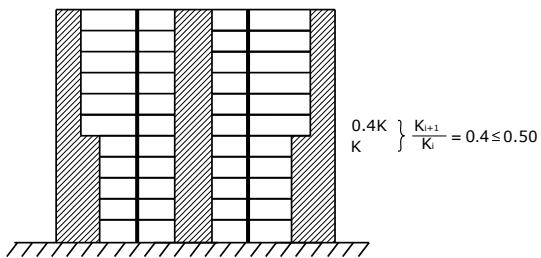
Μη κανονικά κτίρια



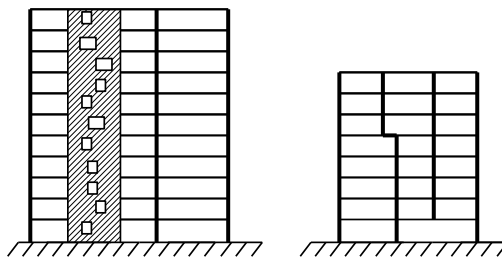
δεν ισχύουν τα όρια κανονικότητας -
υπάρχει και γενικότερη ανομοιομορφία
μαζών των ορόφων



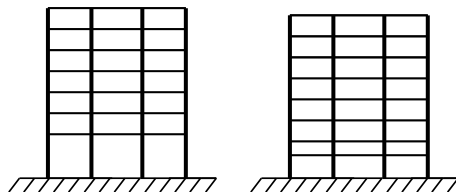
απότομη μεταβολή μάζας σε μια στάθμη
σημαντική συγκέντρωση έντασης πέραν των
θεμάτων κανονικότητας



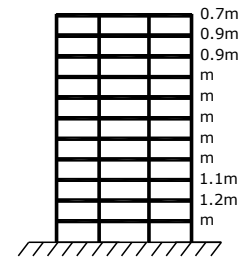
απότομη μεταβολή της
δυσκαμψίας σε μια στάθμη



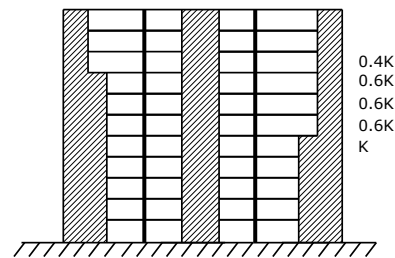
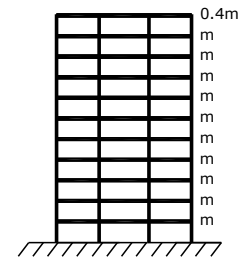
ακανόνιστα ανοίγματα
στο τοίχωμα



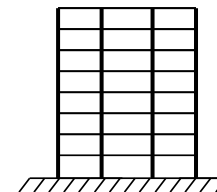
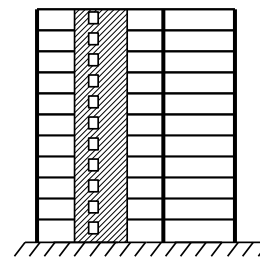
Κανονικά κτίρια



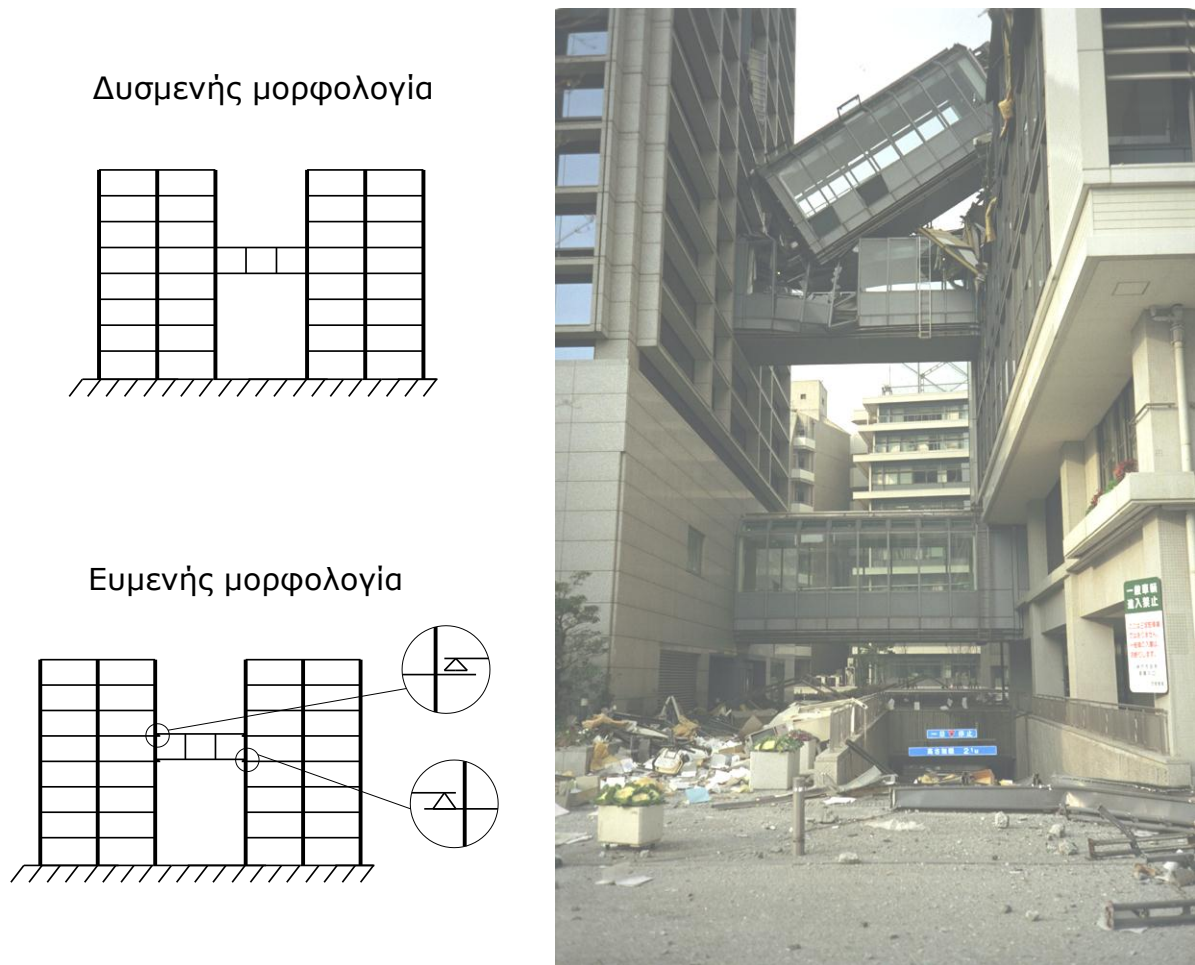
ισχύουν τα όρια κανονικότητας και οι
μεταβολές των μαζών δεν είναι σημαντικές
μεταξύ των ορόφων



σταδιακή μεταβολή της δυσκαμψίας



Σχήμα 2.33. Ενδεικτικές τομές κανονικών και μη κανονικών κτιρίων καθ' ύψος



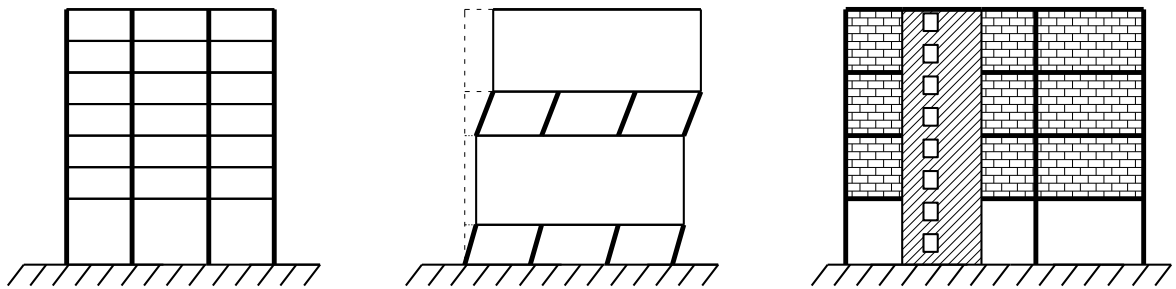
Σχήμα 2.34. Δυσμενής και ευμενής μορφολογία διαδρόμου σύνδεσης κτιρίων (σκαριφήματα: [Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg, 2008](#))

φωτογραφία: : Dr. Roger Hutchison, σεισμός Kobe M=7.2, 17/01/1995)

2.4.2.3. Μαλακός όροφος

Σε έναν μεγάλο αριθμό κτιρίων παρατηρείται η έλλειψη τοιχοποιίας στο ισόγειο κυρίως λόγω της ύπαρξης πυλωτής ή καταστημάτων και της κάλυψης των ανοιγμάτων με εκτεταμένους υαλοπίνακες. Σπανιότερα σημειώνεται και η ύπαρξη ορόφων με μεγαλύτερο ύψος ή γενικότερα με σημαντικά μειωμένη δυσκαμψία σε σχέση με τους υπόλοιπους ορόφους (Σχήμα 2.21 και Σχήμα 2.22). Και στις δυο περιπτώσεις διαπιστώνεται δυσμενής επίδραση στην σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής λόγω της ύπαρξης «μαλακού ορόφου» όπως έχει επικρατήσει να αναφέρεται το συγκεκριμένο πρόβλημα. Εντονότερο είναι το πρόβλημα όταν η ύπαρξη μαλακού ορόφου τύπου πυλωτής συνοδεύεται από την έλλειψη τοιχωμάτων στα «γυμνά πλαίσια» που σχηματίζονται. Πράγματι το ποσό της δυσκαμψίας που προσφέρει μια τοιχοποιία πλήρωσης είναι σημαντικότερο ποσοστιαία σε μια κατασκευή αμιγώς πλαίσιακή από μια κατασκευή με μικτά πλαίσια που έχει εξαρχής

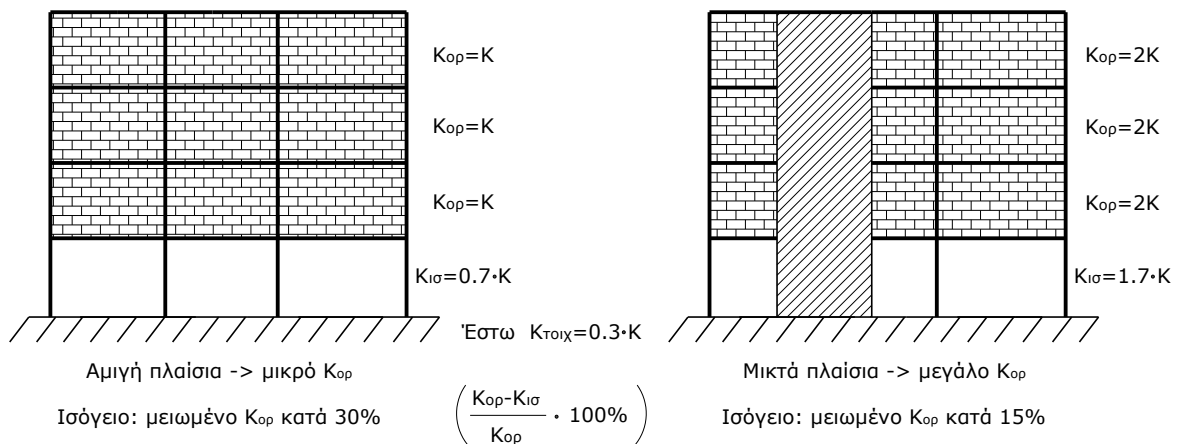
μεγαλύτερη δυσκαμψία, όπως ενδεικτικά φαίνεται στο απλουστευτικό παράδειγμα στο Σχήμα 2.23.



Σχήμα 2.35. Διάφορες περιπτώσεις μαλακού ορόφου σε κατασκευές



Σχήμα 2.36. Φωτογραφίες κτιρίων με μαλακό όροφο τύπου πυλωτής



Σχήμα 2.37. Η έλλειψη τοιχοποιίας πλήρωσης επιδρά δυσμενέστερα σε αμιγή πλαίσια

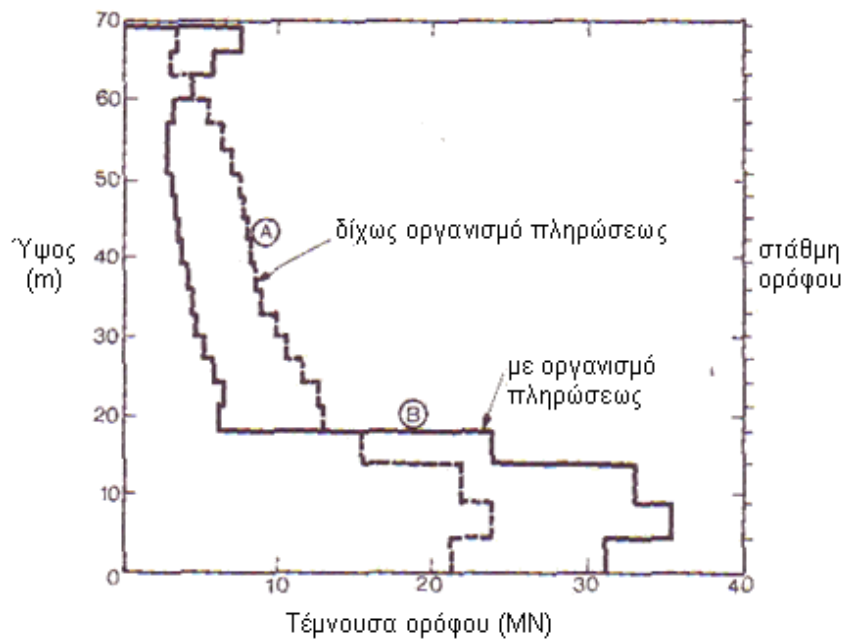
Η συχνή ύπαρξη μαλακού ορόφου στα κτίρια επιβεβαιώθηκε και κατά την καταγραφή του κτιριακού αποθέματος στην πόλη των Σερρών, που έλαβε χώρα από ομάδες φοιτητών του τμήματος Δομικών Έργων του Τ.Ε.Ι. Σερρών στα πλαίσια πτυχιακών εργασιών. Στην εργασία

της **Καραποστόλη (2006)** όπου συγκεντρώνονται τα αποτελέσματα της καταγραφής, αναφέρεται πως από τα 495 κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος που καταγράφηκαν στα 72 διαπιστώθηκε ύπαρξη μαλακού ορόφου (ποσοστό 15%). Όταν όμως εξετάζονται τα κτίρια Ο/Σ που κατασκευάστηκαν μετά το 1990 το ποσοστό ύπαρξης μαλακού ορόφου αυξάνεται στο 35% καθώς κατά την συγκεκριμένη χρονική περίοδο διαδόθηκε η χρήση του ισόγειου χώρου ως πυλωτή.

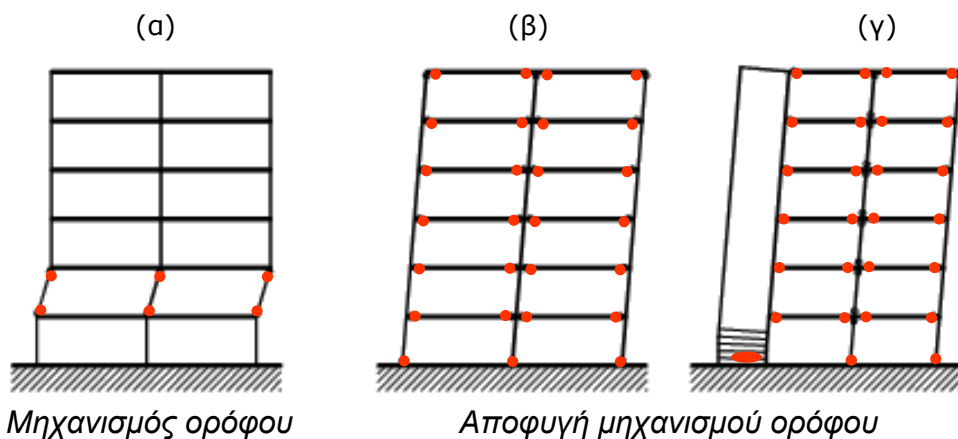
Ο φέρων οργανισμός ενός κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιάζεται και διαστασιολογείται λαμβάνοντας υπόψη μόνο τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και όχι τα μη φέροντα στοιχεία όπως είναι οι τοιχοποιίες πλήρωσης (οπτοπλινθοδομές επί το πλείστον). Αυτό επιβάλλεται και από τον παρόντα Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000 §4.1.7.1.α[4]) καθώς η ψαθυρότητα αλλά και η αβέβαιη σεισμική συμπεριφορά των τοιχοποιιών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση καθιστούν επικίνδυνη οποιαδήποτε υπόθεση για την συμβολή τους στην ανάληψη σεισμικών δυνάμεων. Στην πραγματικότητα όμως, κατά τη διάρκεια της σεισμικής καταπόνησης οι υφιστάμενες τοιχοποιίες προσθέτουν δυσκαμψία στο φέρον σύστημα, ενώ συμμετέχουν έως κάποιο βαθμό και στην ανακατανομή της έντασης εσωτερικά του φορέα. Γίνεται συνεπώς κατανοητό πως με την ύπαρξη τοιχοποιιών οι σεισμικές μετακινήσεις του φορέα θα είναι μικρότερες αυτών που υπολογίστηκαν κατά την ανάλυση, καθώς εκεί λήφθηκε υπόψη μόνο ο φέρον οργανισμός. Παράλληλα λόγω της αύξησης της δυσκαμψίας αναμένεται και μια μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής η οποία σχετίζεται άμεσα με την σεισμική της απόκριση.

Το κύριο πρόβλημα που εντοπίζεται από την ύπαρξη του μαλακού ορόφου είναι η πολύ σημαντική παραμόρφωση του σε σχέση με τους γειτονικούς ορόφους, που έχει ως αποτέλεσμα την μεγάλη καταπόνηση των κατακόρυφων δομικών στοιχείων και την εμφάνιση αστοχιών κυρίως καμπτικού τύπου. Είναι χαρακτηριστική η κατανομή της αναπτυσσόμενης τέμνουσας στον πυρήνα κλιμακοστασίου ενός 20ώροφου κτιρίου στο οποίο δεν υπάρχουν τοιχοπληρώσεις στους τέσσερις κατώτερους ορόφους (Σχήμα 2.24). Πράγματι, όταν κατά την ανάλυση λαμβάνονται υπόψη και οι τοιχοπληρώσεις που υπάρχουν στους ανώτερους ορόφους, προκύπτει μια σημαντικά αυξημένη τέμνουσα στους «γυμνούς» από τοιχοπληρώσεις τέσσερις κατώτερους ορόφους.

Είναι επίσης γνωστό πως κατά την διάρκεια της σεισμικής καταπόνησης επιδιώκεται η ιεραρχημένη αστοχία των δομικών μελών του φορέα, σχεδιάζοντας με τρόπο ώστε πρώτα να αστοχήσουν σε κάμψη οι δοκοί, και στη συνέχεια οι βάσεις των υποστυλωμάτων. Η συγκέντρωση λοιπόν των αστοχιών στα κατακόρυφα στοιχεία ενός ορόφου μπορεί να προκαλέσει πρόωρη κατάρρευση της κατασκευής καθώς οι απαιτούμενες πλαστικές στροφές στα άκρα των υποστυλωμάτων είναι πολύ μεγάλες προκειμένου να επιτευχθεί η ίδια μέση ολική παραμόρφωση του κτιρίου (βάση του ΕΑΚ 2000 §Σ.4.1.4 όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.25α). Η κατάρρευση στην περίπτωση αυτή λαμβάνει χώρα δίχως να εξαντληθεί η δυνατότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας που διαθέτει η κατασκευή. Αντίθετα εφόσον οι πλαστικές αρθρώσεις αναπτυχθούν στα άκρα των δοκών τότε ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που μπορούν να σχηματισθούν είναι πολύ μεγαλύτερος και γίνεται σημαντική απορρόφηση σεισμικής ενέργειας δίχως άμεσο κίνδυνο κατάρρευσης της κατασκευής (Σχήμα 2.25β και γ).



Σχήμα 2.38. Διάγραμμα τεμνουσών σε πυρήνα κλιμακοστασίου 20ωρόφου κτιρίου ενδεικτικό της επιρροής των τοιχοποιιών που υπάρχουν άνω του 4ου ορόφου (Dowrick, 1978)

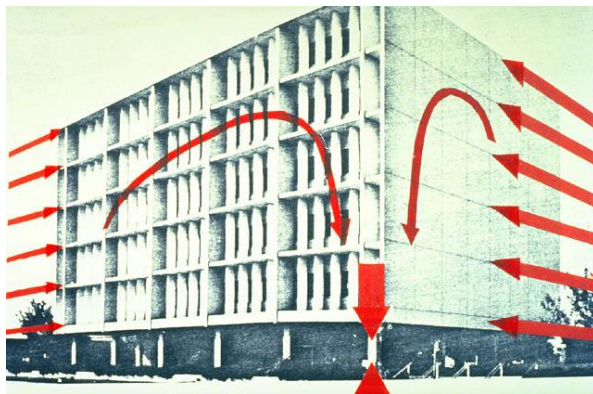


Σχήμα 2.39. Σχηματισμός μηχανισμού ορόφου στην περίπτωση μαλακού ορόφου (ΕΑΚ 2000 §Σ.4.1.4)

Κλασικές μορφές αστοχίας μαλακού ορόφου στο ισόγειο κατά τη διάρκεια σεισμών φαίνονται στα Σχήματα 2.26, 2.27, 2.28. Συχνά η αστοχία του ισόγειου έρχεται σε αντίθεση με την απαραμόρφωτη εικόνα του κτιρίου στους ανώτερους ορόφους καθώς έχει αναπτυχθεί ο μηχανισμός αστοχίας ορόφου που αναλύθηκε προηγουμένως. Σε κάποιες περιπτώσεις υπάρχει εμφάνιση μαλακού ορόφου σε ανώτερους ορόφους οπότε εμφανίζεται και η αντίστοιχη μορφή αστοχία όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.29.



Σχήμα 2.40. Αστοχία μαλακού ορόφου



Σχήμα 2.41. Αστοχία μαλακού ορόφου (Σεισμός Imperial Valley M=7.0, California, 15/10/1979, φωτογραφία από Bertero, Vitelmo V. - Earthquake Image Information System, NISEE, University of California, Berkeley)



Σχήμα 2.42. Αστοχία μαλακού ορόφου σε ισόγειο (Σεισμός Kobe M=7.2, Japan 17/01/1995)

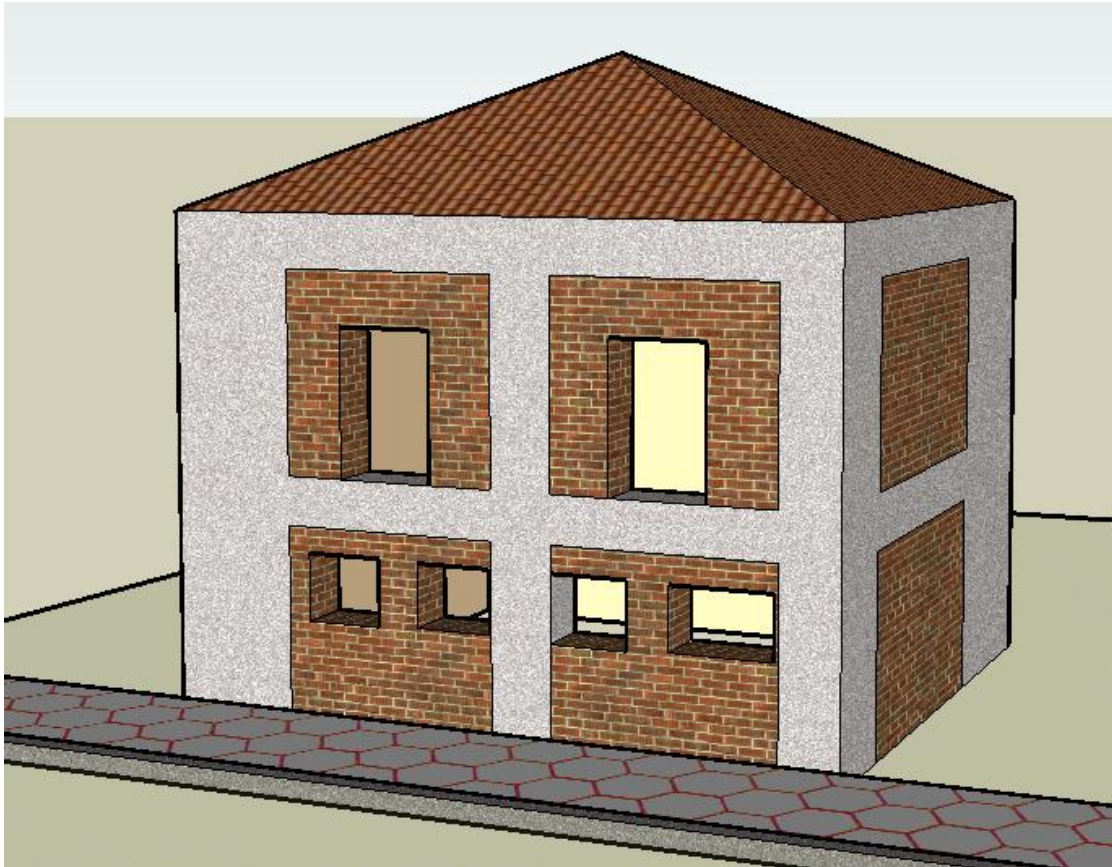
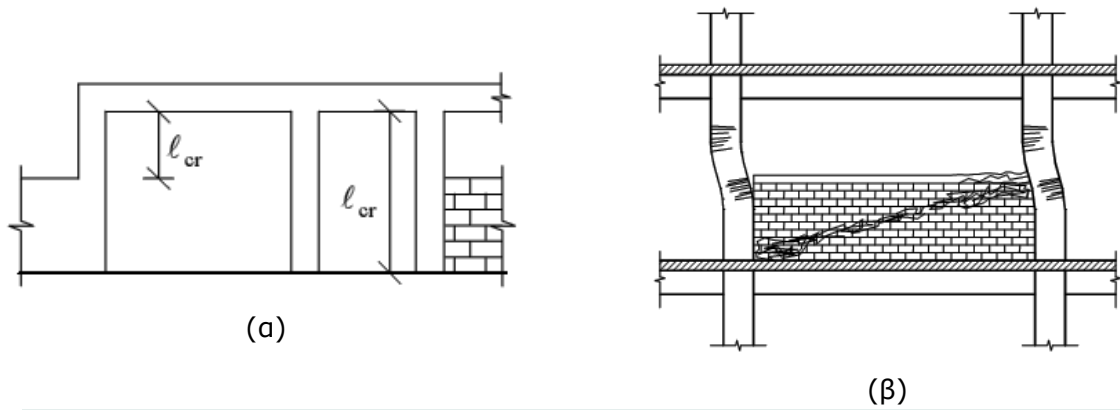


Σχήμα 2.43. Αστοχία 2ου ορόφου (μαλακός όροφος) (Σεισμός Kocaeli M=7.4, Turkey 17/08/1999, φωτογραφία από Earthquake Image Information System, NISEE, University of California, Berkeley)

2.4.2.4. Κοντά υποστυλώματα

Ένα ακόμη φαινόμενο που σχετίζεται με τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία είναι ο σχηματισμός κοντών υποστυλωμάτων. Κοντά υποστυλώματα σχηματίζονται τόσο όταν δυο στάθμες ορόφου βρίσκονται πολύ κοντά μεταξύ τους όσο και όταν υπάρχει τεχνητή μείωση του ελεύθερου μήκους του υποστυλώματος λόγω γεινίασης με τοιχοποιία, τμήμα σκυροδέματος, διάνοιξη παραθύρων κτλ. Από τα σκαριφήματα που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.30 φαίνονται κάποιες περιπτώσεις μόρφωσης κοντών υποστυλωμάτων. Σημειώνεται πως στο κτίριο που φαίνεται στο Σχήμα 2.30γ πρόβλημα αντιμετωπίζουν τόσο το κεντρικό υποστυλώμα όσο και το γωνιακό (μόρφωση κοντού υποστυλώματος στη μια διεύθυνση), όχι όμως και η τοιχοποιία στα σημεία που παίρνει μορφή υποστυλώματος καθώς δεν αποτελεί τμήμα του φέροντος οργανισμού της κατασκευής. Κατά την καταγραφή του κτιριακού αποθέματος της πόλης των Σερρών (συγκεντρωτικά στοιχεία στην εργασία της [Καραποστόλη, 2006](#)) διαπιστώθηκε πως σε έναν αριθμό 495 κτιρίων σπλισμένου σκυροδέματος τα 77 κτίρια (ποσοστό 16%) είχαν κοντά υποστυλώματα η παρουσία των οποίων στα 31 κτίρια ήταν μάλιστα εκτεταμένη.

Στα συνηθισμένα υποστυλώματα η λυγηρότητα είναι τέτοια ώστε λόγος διατμήσεως $\alpha=M/Vh$ να λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες του 2.5. Όταν $\alpha=M/Vh \leq 2.5$ τα υποστυλώματα χαρακτηρίζονται κοντά (ΦΕΚ 447/Β' /5.3.2004 προσθήκη παραγράφου §18.4.9 στον ΕΑΚ 2000) και παρουσιάζουν μια ουσιαστικά διαφορετική συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη τέμνουσα με εμφάνιση αστοχιών ψαθυρού τύπου ([Πενέλης και Κάππος, 1992](#)).

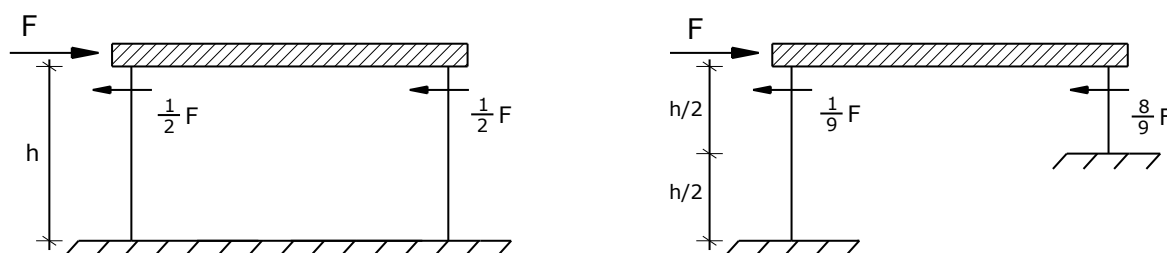


(γ)

Σχήμα 2.44. Διατάξεις τοιχοποιίας που ευνοούν τον σχηματισμό κοντών υποστυλωμάτων (Σχήματα (α) από ΕΚΩΣ 2000 §Σ.18.4.5 και (β) από ΕΑΚ 2000 §Σ.4.1.7.1.α[4]γ)

Οι λόγοι για τους οποίους η μόρφωση κοντών υποστυλωμάτων είναι ιδιαίτερα δυσμενής στην συμπεριφορά της κατασκευής μπορούν να συνοψιστούν σε τρεις παραμέτρους. Αρχικά, η ταυτόχρονη ύπαρξη κοντών και κανονικών υποστυλωμάτων σε έναν όροφο έχει ως αποτέλεσμα την παραλαβή μεγαλύτερης τέμνουσας από τα κοντά υποστυλώματα λόγω της αυξημένης δυσκαμψίας τους όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.31 (δυσκαμψία αντιστρόφως ανάλογη του κύβου του ύψους τους h^3). Ο δεύτερος και πολύ βασικός λόγος είναι πως η αστοχία σε τέμνουσα δύναμη είναι ψαθυρής μορφής και όχι πλαστική που είναι το επιθυμητό (αστοχίες καμπτικού τύπου), με αποτέλεσμα τόσο την ελάχιστη απορρόφηση σεισμικής ενέργειας όσο και την ξαφνική αστοχία δομικού μέλους που μπορεί

να οδηγήσει σε κατάρρευση τμήματος ή του συνόλου του φέροντος οργανισμού. Μάλιστα η αστοχία των κοντών υποστυλωμάτων συχνά χαρακτηρίζεται και ως εκρηκτικού τύπου αστοχία. Τέλος, η μόρφωση των κοντών υποστυλωμάτων γίνεται συχνά στο τελικό στάδιο της κατασκευής, δίχως να έχει προβλεφθεί κατά την διαστασιολόγηση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την έλλειψη κατάλληλου οπλισμού (διαμήκους και διάτμησης) στις διατομές του υποστυλώματος που πλέον αντιμετωπίζουν πρόβλημα (π.χ. στο μέσον του υποστυλώματος στο Σχήμα 2.30β).

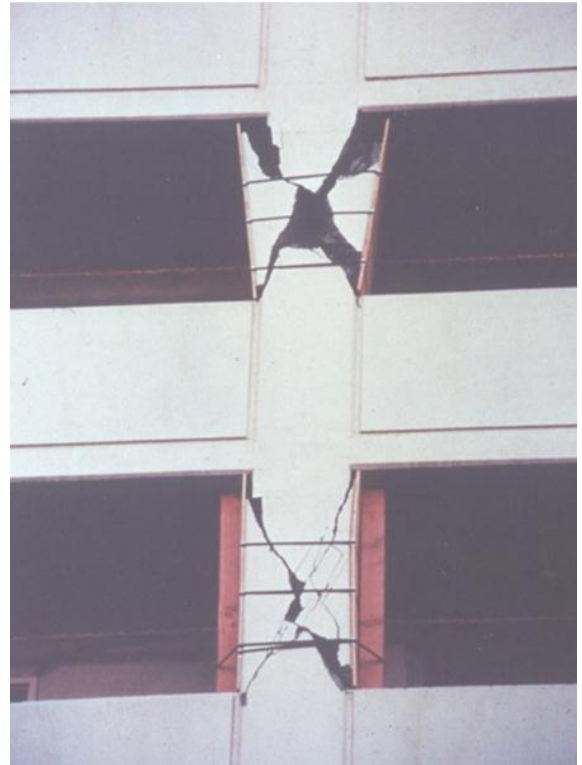


Σχήμα 2.45. Παραλαβή μεγαλύτερης τέμνουσας από τα κοντά υποστυλώματα (πηγή: Πενέλης και Κάππος, 1992)

Στις εκτεταμένες αστοχίες κοντών υποστυλωμάτων που φαίνονται στο Σχήμα 2.32 παρατηρείται πως η μόρφωση των κοντών υποστυλωμάτων έγινε από τα μη-φέροντα παραπέτα στις βεράντες του κτιρίου. Λόγω αυξημένης δυσκαμψίας (μικρότερο ύψος στύλων) τα κοντά υποστυλώματα της περιμέτρου του κτιρίου παρέλαβαν μεγαλύτερη τέμνουσα από τα υποστυλώματα των εσωτερικών πλαισίων της κατασκευής, κάτι που πιθανότατα δεν είχε προβλεφθεί κατά το σχεδιασμό. Παράλληλα το μικρό ύψος των υποστυλωμάτων προκάλεσε την αλλαγή του μηχανισμού αστοχίας από καμπτικό (πλάστιμου τύπου) σε διατμητικό (ψαθυρό και μάλιστα εκρηκτικού τύπου με χαρακτηριστικό τις χιαστί ρωγμές κατά την αστοχία του δομικού στοιχείου).

Ενδεικτική είναι και η αστοχία κοντών υποστυλωμάτων σε κτίριο κατά το σεισμό της Λευκάδας το 2003 (Σχήμα 2.34). Το κτίριο έχει υποστεί πλήθος βλαβών τόσο στα υποστυλώματα της εισόδου (αστοχίες καμπτικού τύπου στη βάση - Σχήμα 2.34γ-δ) όσο και στα κοντά υποστυλώματα που σχηματίζονται από την διακοπτόμενη τοιχοποιία στην δεξιά πλευρά του κτιρίου (διατμητικές βλάβες εκρηκτικού τύπου με τις χαρακτηριστικές χιαστί ρωγμές - Σχήμα 2.34ε-στ).

Στο Σχήμα 2.35 διακρίνονται επεμβάσεις βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου, που αποσκοπούν κυρίως στην αποτροπή εμφάνισης συμπεριφορών μαλακού ορόφου στην πρόσοψη και κοντών υποστυλωμάτων στην πλάγια όψη του κτιρίου (λεπτομέρειες αποκατάστασης στους Παπαθανασίου και Παπαθεοδώρου, 2006).



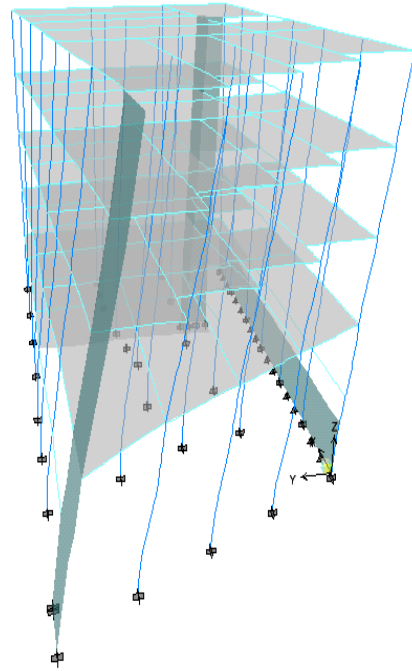
Σχήμα 2.46. Αστοχία κοντών υποστυλωμάτων – διακρίνεται η μόρφωση του κοντού υποστυλώματος λόγω του μη φέροντος τοιχείου χαμηλού ύψους στα μπαλκόνια (Σεισμός Northridge M=6.7, California, 17/01/1994, φωτογραφία από «Northridge Earthquake Reconnaissance Report, Earthquake Spectra: The Professional Journal of EERI, Earthquake Engineering Research Institute (USA) 1996 2»)



Σχήμα 2.47. Αστοχία κοντού υποστυλώματος λόγω του μη φέροντος τοιχείου (Σεισμός Gualan M=7.5, Guatemala, 04/02/1976, φωτογραφία του K.V. Steinbrugge,



(α)



(β)



(γ)



(δ)



(ε)



(στ)

Σχήμα 2.48. Κτίριο με σημαντικές βλάβες κατά τον σεισμό της Λευκάδας $M=6.4$ στις 13/08/2003 (α) φωτογραφία του κτιρίου, (β) αριθμητικό προσομοίωμα, (γ)-(δ) αστοχία καμπητικού τύπου στη βάση των υποστυλωμάτων, (ε)-(στ) διαμητική αστοχία εκρηκτικού τύπου σε κοντά υποστυλώματα (πηγή: [Sextos et al, 2005](#))



(α)



(β)

Σχήμα 2.49. Επεμβάσεις βελτίωσης σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου του Σχήματος 2.34. Διακρίνονται (α) πρόσοψη του κτιρίου με επεμβάσεις αποτροπής φαινομένου μαλακού ορόφου, (β) πλάγια όψη με επεμβάσεις αφαίρεσης κοντών υποστυλωμάτων

2.4.3 Μορφή θεμελίωσης

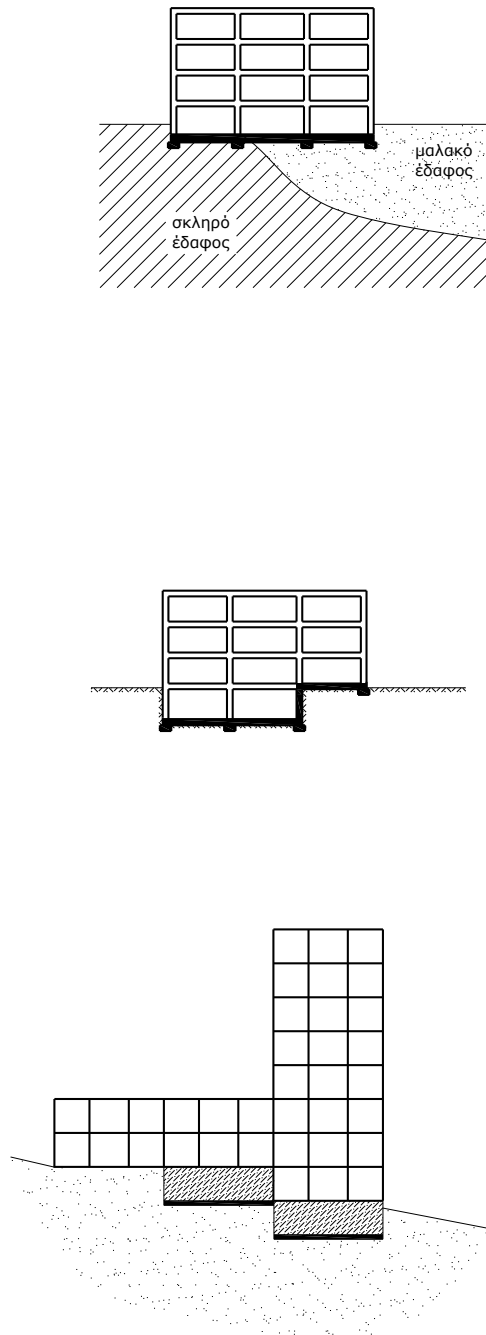
Γενικά η μόρφωση της θεμελίωσης πρέπει να γίνεται έτσι ώστε να εξασφαλίζει την ταλάντωση του κτιρίου υπό ενιαία διέγερση στη βάση του, αποτρέποντας δηλαδή φαινόμενα διαφορετικής κίνησης σε διαφορετικά σημεία της βάσης του. Για να γίνει αυτό πρέπει να χαρακτηρίζεται από μια επαρκή δυσκαμψία (μονολιθικότητα θεμελίωσης) που μπορεί να επιτευχθεί είτε με συνδετήριες δοκούς ανάμεσα σε μεμονωμένα θεμέλια, είτε με πεδιλοδοκούς ή ακόμη με λύσεις τύπου κοιτόστρωσης σε κάποιες περιπτώσεις, ενώ συχνά συνοδεύονται με περιμετρικά τοιχώματα ιδιαίτερα στην περίπτωση ύπαρξης υπογείου. Πρέπει να σημειωθεί ότι η ύπαρξη υπογείου γενικά προσδίδει σημαντική δυσκαμψία στην θεμελίωση, καθώς λόγω και των περιμετρικών τοιχωμάτων λειτουργεί ως ένα δύσκαμπτο κιβώτιο, ευνοώντας την ενιαία κίνηση της βάσης.

Με βάση τα παραπάνω πρέπει να αποφεύγεται η έδραση του κτιρίου σε εδάφη διαφορετικής ενδοσιμότητας (σκληρότητας κατά μια έννοια), καθώς μια τέτοια κατάσταση ευνοεί την ανάπτυξη διαφορικών μετατοπίσεων τόσο υπό στατικές όσο και υπό δυναμικές φορτίσεις. Πράγματι, το μαλακό έδαφος έχει την τάση να υποχωρήσει περισσότερο από το σκληρό έδαφος τόσο υπό το βάρος του (στατικό φορτίο) όσο και από την ταλάντωση (σεισμικό φορτίο) της κατασκευής. Επιπλέον όμως το μαλακό έδαφος ταλαντώνεται με

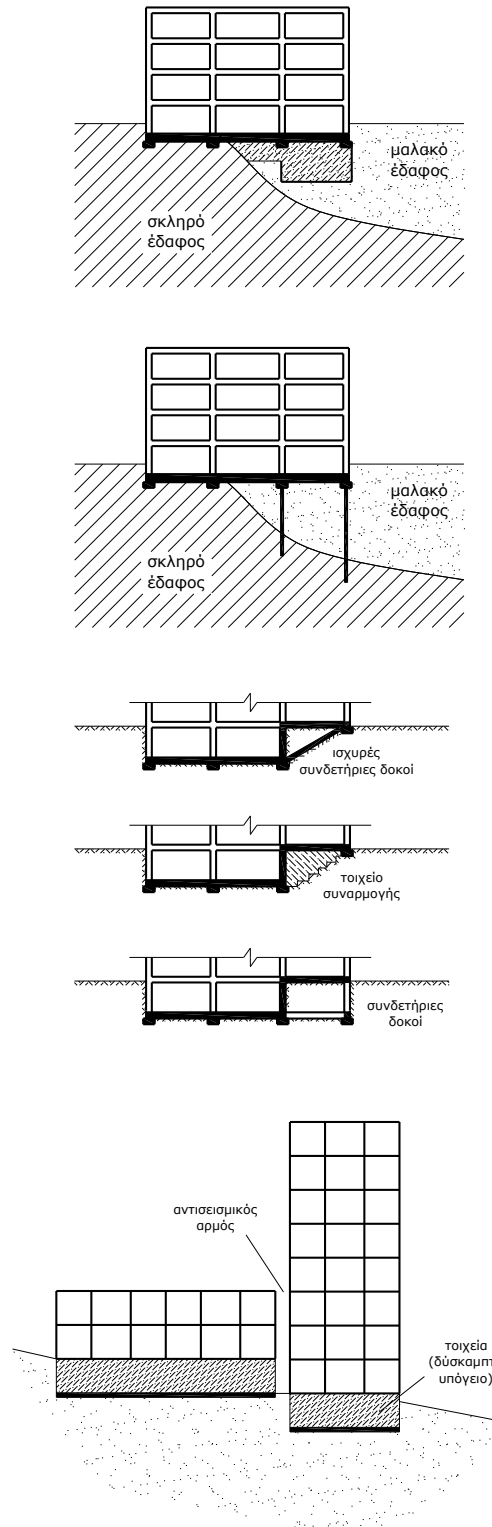
διαφορετικό τρόπο από το σκληρό κατά την διέλευση των σεισμικών κυμάτων, με αποτέλεσμα να υπάρχει πρόσθετη διαφορική μετατόπιση μεταξύ των δυο εδαφών στη βάση της κατασκευής. Θα πρέπει σε αυτές τις περιπτώσεις να επιδιώκεται μια τέτοια μορφή θεμελίωσης ώστε να δοθεί πρόσθετη δυσκαμψία στο τμήμα που θεμελιώνεται στο μαλακό έδαφος (Σχήμα 2.36). Παράλληλα οποιεσδήποτε ανισοσταθμίες στη θεμελίωση θα πρέπει να αποφεύγονται καθώς και αυτές ευνοούν τις διαφορικές μετατοπίσεις ενώ δεν επιτρέπουν την ταλάντωση της θεμελίωσης ως ένα σώμα.

Σε κάτοψη στο Σχήμα 2.37 φαίνεται η απαίτηση για σύνδεση των θεμελίων με συνδετήριες δοκούς οι οποίες στην περίπτωση ύπαρξης τοιχωμάτων ή πυρήνων θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ισχυρές για να παραλαμβάνουν τις πολύ σημαντικές ροπές που αναπτύσσονται στη βάση των συγκεκριμένων κατακόρυφων στοιχείων. Η σύνδεση των συνδετήριων δοκών πρέπει να γίνεται πάντα στο σώμα της θεμελίωσης, καθώς σύνδεση στο ελεύθερο ύψος του υποστύλωματος ενδέχεται να προκαλέσει εμβολισμό του στύλου. Αναφορικά με την αναγκαιότητα της απαίτησης για συνέχιση του σεισμικού αρμού έως και το σώμα της θεμελίωσης υπάρχει κάποια διχογνωμία στην επιστημονική κοινότητα.

Δυσμενής μορφολογία

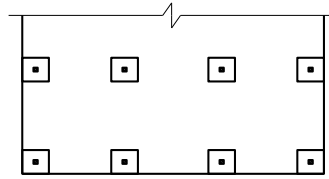


Ευνοϊκή μορφολογία

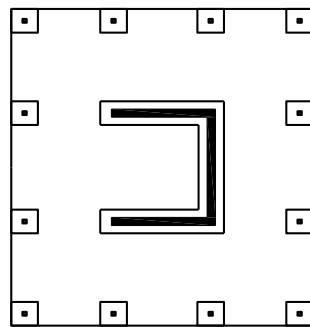


Σχήμα 2.50. Δυσμενείς και ευμενείς μορφολογίες της στάθμης θεμελίωσης (πηγή: Αβραμιδής 2001, Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg, 2008)

Δυσμενής μορφολογία

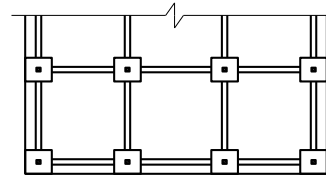


ασύνδετα θεμέλια

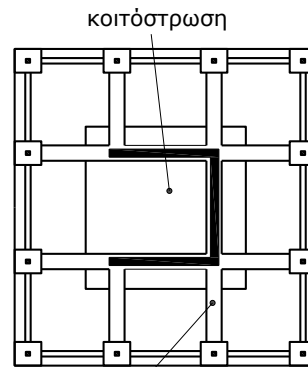


ασύνδετα θεμέλια

Ευνοϊκή μορφολογία

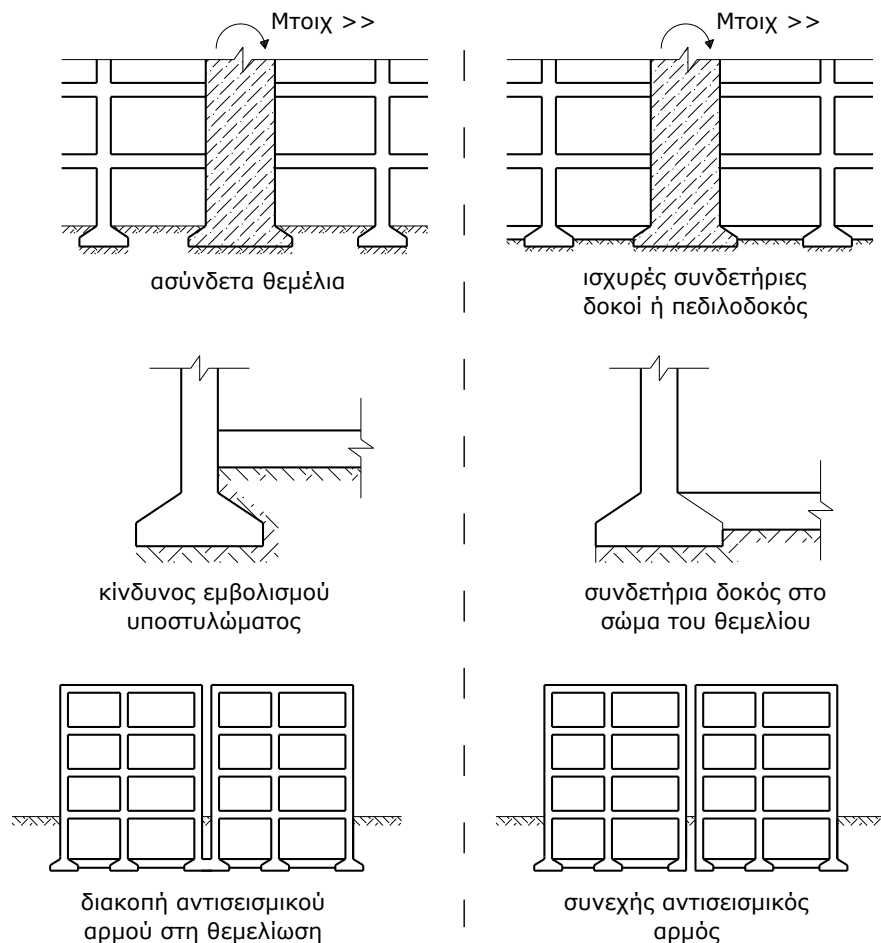


συνδετήριες δοκοί



κοιτόστρωση

ισχυρές συνδετήριες
δοκοί



Σχήμα 2.51. Δυσμενείς και ευμενείς μορφολογίες θεμελίωσης (η απαίτηση για αρμό και στη θεμελίωση είναι υπό συζήτηση) (πηγή κάποιων σκαριφημάτων: **Αβραμίδης 2001**)

2.5 Παραδείγματα επιρροής της μορφολογίας στην συμπεριφορά φορέα

2.5.1 Διερεύνηση θέσης τοιχωμάτων σε κάτοψη

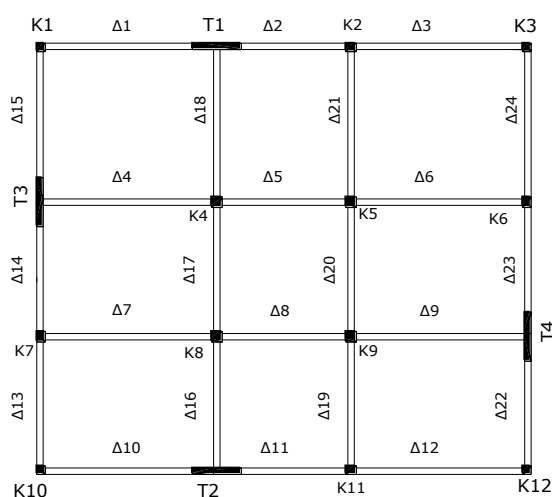
Η επιρροή της θέσης των τοιχωμάτων σε κάτοψη στην σεισμική συμπεριφορά ενός τετραώροφου κτιρίου με χρήση της δυναμικής φασματικής μεθόδου ανάλυσης εξετάστηκε στο πλαίσιο της πτυχιακής της **Χριστοπούλου (2005)**. Μελετήθηκαν αρχικά τέσσερις φορείς οπλισμένου σκυροδέματος με διατάξεις κατακόρυφων στοιχείων σε κάτοψη σύμφωνα με το Σχήμα 2.38. Στο προσομοίωμα Π1 τα τοιχώματα είναι περιμετρικά τοποθετημένα, στην ευνοϊκότερη ίσως δυνατή διάταξη από τις τέσσερις σύμφωνα και με τις προηγούμενες παραγράφους. Στο προσομοίωμα Π2 τα τοιχώματα είναι συγκεντρωμένα σε μια γωνία στο $\frac{1}{4}$ της κάτοψης του φορέα, στο Π3 τοποθετούνται συνεχόμενα σε 2 διαδοχικά πλαίσια ενώ στο Π4 συγκεντρωμένα στο κέντρο του κτιρίου. Πρέπει να σημειωθεί πως σε κάθε προσομοίωμα υπάρχουν δυο τοιχώματα κατά τη διεύθυνση Χ και δυο κατά τη διεύθυνση Υ.

Τα συγκεκριμένα τέσσερα προσομοιώματα εξετάστηκαν με θεώρηση της μάζας του ορόφου συγκεντρωμένη σε ένα μόνο σημείο στο γεωμετρικό κέντρο της κάτοψης. Συνεπώς σε

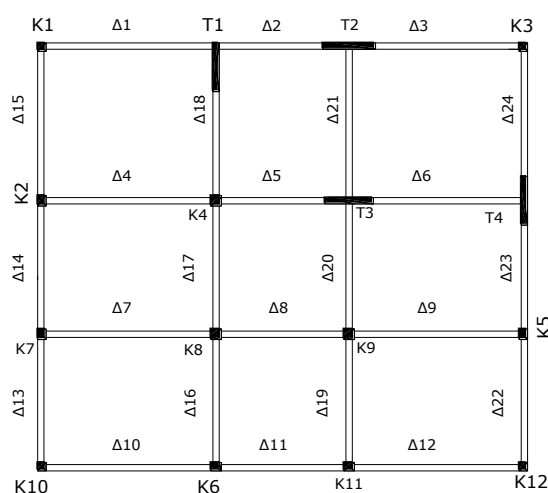
πρώτη φάση εφαρμόστηκε η δυναμική φασματική μέθοδος επίλυσης του ΕΑΚ 2000 δίχως όμως τη μετατόπιση των μαζών κατά την τυχηματική εκκεντρότητα. Ο λόγος ήταν για να μην υπάρξει σύγχυση στο στάδιο αυτό από πολλαπλές αναλύσεις και αποτελέσματα, καθώς η ανάλυση έστω με θεώρηση μιας θέσης της μάζας ορόφου μπορεί να αποδώσει τις αδυναμίες των κατόψεων με προβληματική μορφολογία. Οι αναλύσεις έγιναν στο πρόγραμμα SAP 2000.

Από την παρατήρηση των αποτελεσμάτων των ροπών που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα Σχήμα 2.39 προκύπτει πως τα προσομοιώματα Π1 και Π4 παρουσιάζουν ομοιόμορφες μέγιστες τιμές ροπής και στις δυο διευθύνσεις. Αντίθετα, στα άλλα δυο προσομοιώματα οι τιμές της ροπής των τοιχωμάτων διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους ή είναι εν γένει χαμηλότερες από τα Π1 και Π4, με τελικό αποτέλεσμα την επιβάρυνση των υποστυλωμάτων καθώς τα τοιχώματα δεν παραλαμβάνουν όση ένταση θα μπορούσαν. Πράγματι στο Σχήμα 2.40 φαίνεται πως σε κάποια από τα υποστυλώματα των προσομοιωμάτων Π2 και Π3 αναπτύσσονται ιδιαίτερα σημαντικές ροπές κάμψης, αποτέλεσμα της μη ορθής λειτουργίας των τοιχωμάτων λόγω δυσμενούς διάταξής τους σε κάτοψη.

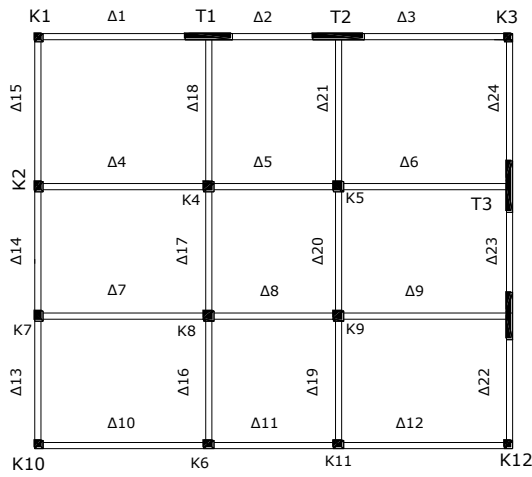
Από τα αποτελέσματα των Σχημάτων 2.39 και 2.40 προκύπτει πως τα προσομοιώματα Π1 και Π4 επιδεικνύουν παρόμοια συμπεριφορά σε σεισμικές δράσεις. Θα αναμενόταν όμως πως η περιμετρική τοποθέτηση των τοιχωμάτων του Π1 θα έδινε ευνοϊκότερα αποτελέσματα σε σχέση με την συγκέντρωση τους στο κέντρο της κάτοψης στο Π4, κάτι που δεν φαίνεται στις συγκεκριμένες αναλύσεις. Τίθεται συνεπώς το ερώτημα γιατί να προτιμηθεί μια περιμετρική διάταξη τοιχωμάτων σε σχέση με την κεντρική τους τοποθέτηση.



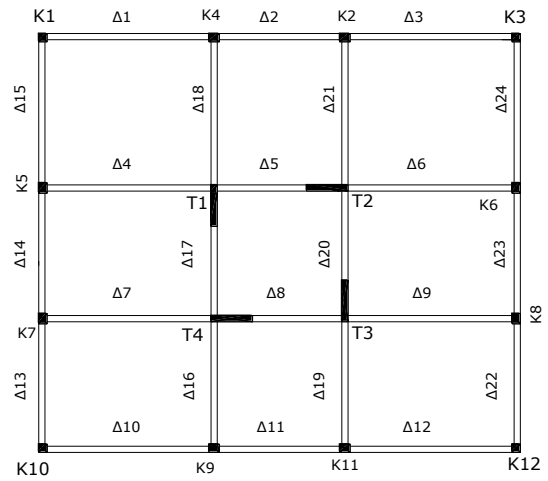
Π1(α): 4 περιμετρικά τοιχώματα



Π2(α): τοιχώματα συγκεντρωμένα σε γωνία του κτιρίου

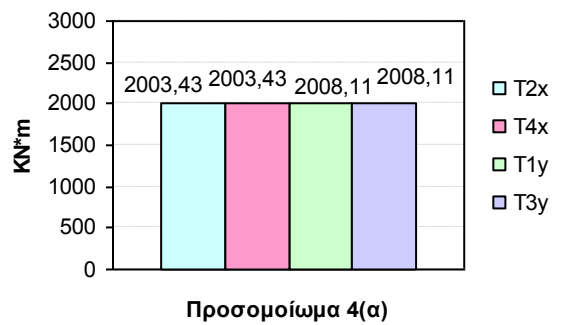
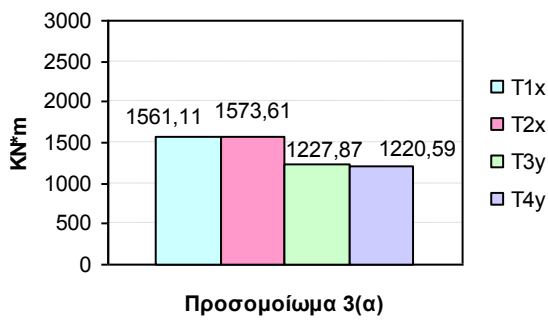
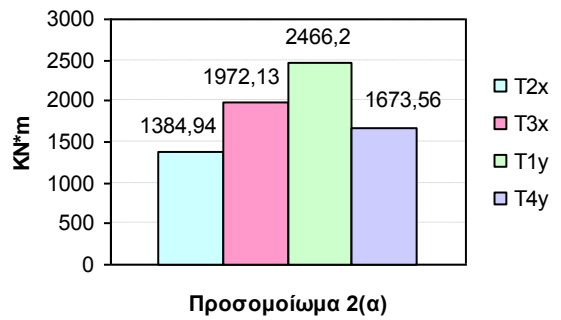
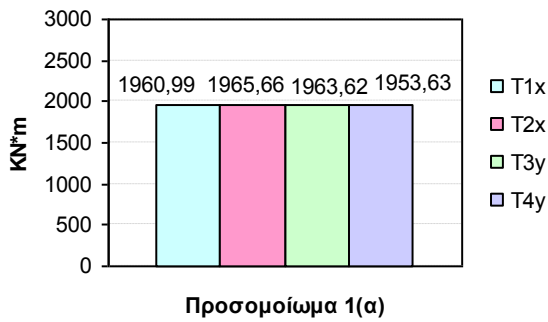


Π3(α): 4 τοιχώματα σε συνεχόμενες θέσεις γύρω από ένα υποστυλώμα

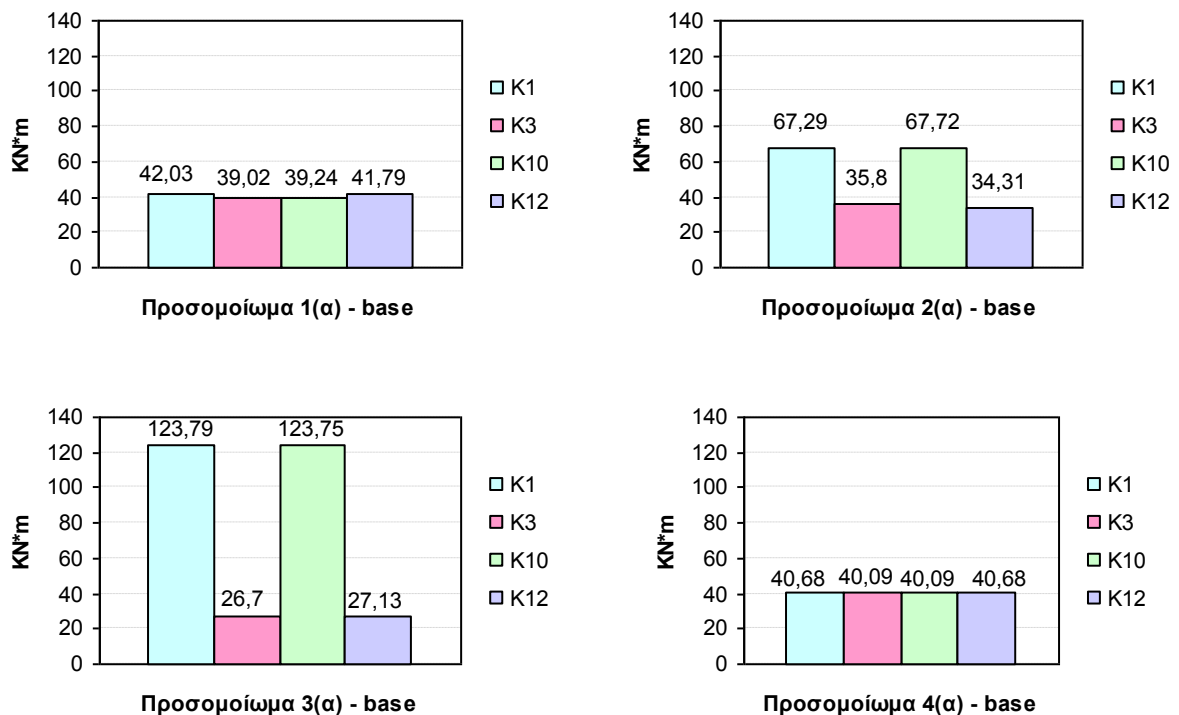


Π4(α): τοιχώματα συγκεντρωμένα στο κέντρο του ορόφου

Σχήμα 2.52. Διατάξεις φορέων που μελετήθηκαν (Χριστοπούλου, 2005)



Σχήμα 2.53. Αποτελέσματα ροπών στα τοιχώματα (Χριστοπούλου, 2005)

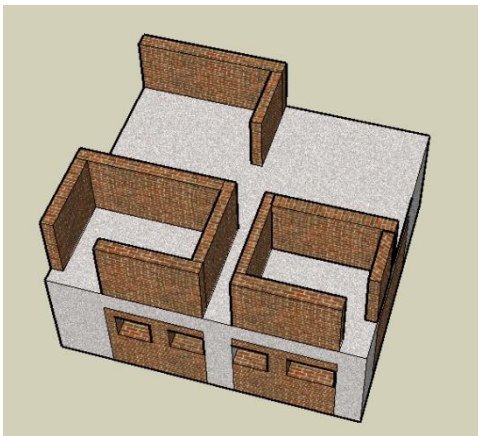


Σχήμα 2.54. Αποτελέσματα ροπών στα υποστυλώματα (Χριστοπούλου, 2005)

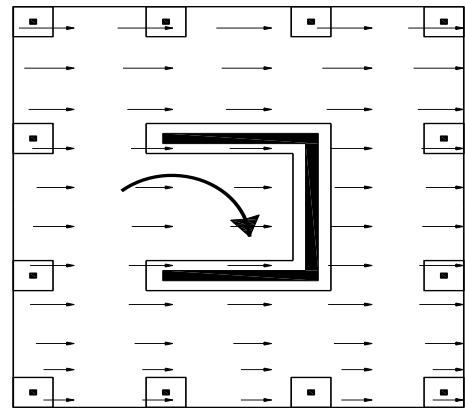
Για την απάντηση του ερωτήματος που τέθηκε θα πρέπει να ληφθούν υπόψη όλοι οι παράμετροι που επηρεάζουν την σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής. Έτσι, για τον πλήρη προσδιορισμό της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής έστω και στη γραμμική ελαστικότητα, θα πρέπει να εφαρμοστεί κατά την μελέτη η πλήρης περιγραφή της δυναμικής φασματικής μεθόδου του ΕΑΚ 2000. Εκεί ως γνωστόν προβλέπεται και μετακίνηση της μάζας κατά την τυχηματική εκκεντρότητα και στις δυο διευθύνσεις οπότε τελικά προκύπτουν 4 διαφορετικές αναλύσεις. Ο σκοπός αυτής της διάταξης είναι η αντιμετώπιση των στρεπτικών επιπονήσεων ενός κτιρίου οι οποίες οφείλονται σε παράγοντες που δεν μπορούν να προσομοιωθούν. Τέτοιοι παράγοντες είναι:

- Οι αποκλίσεις ανάμεσα στην πραγματική (την ώρα του σεισμού) και την υπολογιστική κατανομή μαζών, δυσκαμψιών και αντοχών. Πράγματι η κατανομή π.χ. των τοιχοποιιών και των διαφόρων άλλων κατακορύφων φορτίων σε κάτοψη δεν είναι ομοιόμορφη (ενδεικτικά Σχήμα 2.41α), με αποτέλεσμα το κέντρο μάζας να μην βρίσκεται ακριβώς στο γεωμετρικό κέντρο της κάτοψης του ορόφου.
- Οι οριζόντιες συνιστώσες των διαφορικών κινήσεων των σημείων του εδάφους που έχουν ως αθροιστικό αποτέλεσμα την στρεπτική διέγερση της βάσης των κτιρίων (ΕΑΚ 2000, §3.3.2 και §Σ3.3.1). Πράγματι, καθώς η εδαφική κίνηση κάτω από τη θεμελίωση δεν είναι ποτέ πλήρως ενιαία (Σχήμα 2.41β), οι έστω και μικρές διαφορικές εδαφικές μετακινήσεις μπορεί

να εισάγουν στρέψη της κατασκευής. Για να ληφθεί εμμέσως υπόψη η στρέψη αυτή δίνεται τυχηματική εκκεντρότητα στην μάζα των ορόφων. Όταν λοιπόν εφαρμοστεί πλήρως η δυναμική φασματική μέθοδος (Σχήμα 2.42) τότε η εικόνα των αποτελεσμάτων προκύπτει κάπως διαφορετική μεταξύ των δυο προσομοιωμάτων. Όπως ενδεικτικά φαίνεται για τη βάση του γωνιακού υποστυλώματος Κ12, το προσομοίωμα Π4 με τα τοιχώματα συγκεντρωμένα στο μέσο της κάτοψης δίνει σημαντικά μεγαλύτερη ένταση (έως και 30%) από το Π1, όπου η περιμετρική τοποθέτηση των τοιχωμάτων έχει βοηθήσει στην ομοιόμορφη παραλαβή της έντασης από τα τοιχώματα και στην ανακούφιση των λοιπών δομικών στοιχείων (Σχήμα 2.43). Προκύπτει συνεπώς πως όντως η περιμετρική τοποθέτηση των τοιχωμάτων είναι σαφώς ευμενέστερη από την κεντρική τους διάταξη σε κάτοψη.

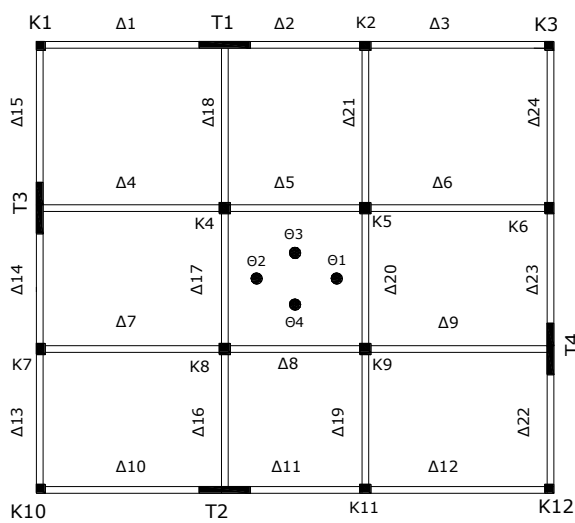


(α)

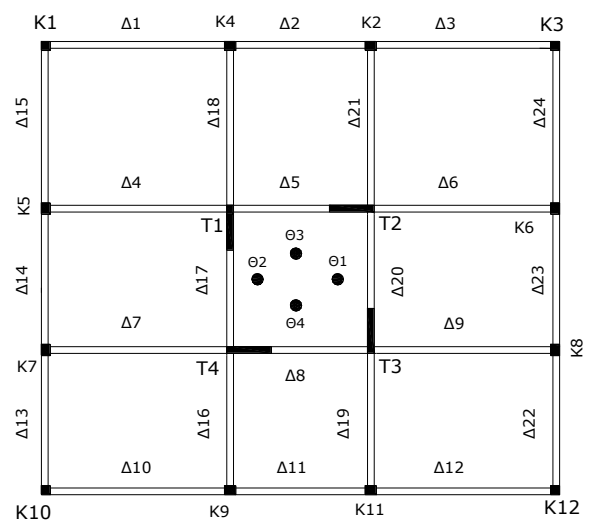


(β)

Σχήμα 2.55. Σχηματικά παραδείγματα: (α) ανομοιόμορφη κατανομή μαζών σε κάτοψη, (β) στρέψη της θεμελίωσης λόγω διαφορετικής κίνησης του εδάφους κατά το σεισμό



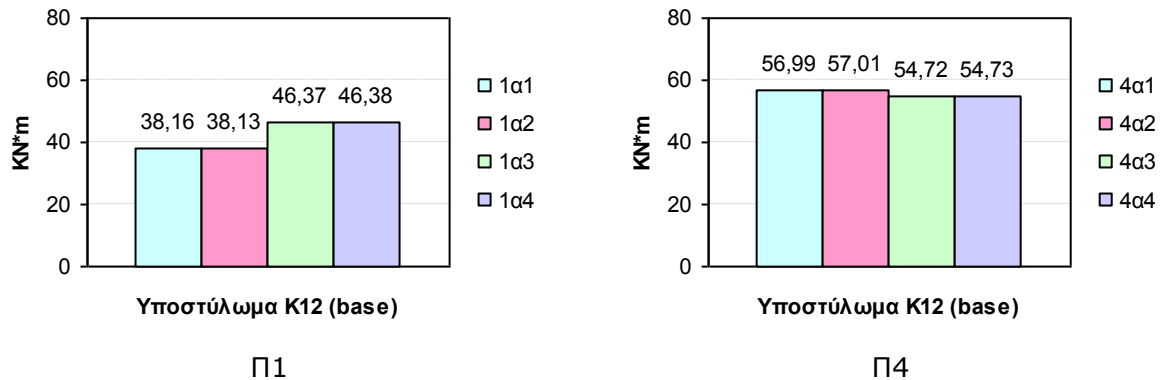
Π1



Π4

Σχήμα 2.56. Προσομοιώματα Π1 και Π4 με τυχηματική εκκεντρότητα στη μάζα (τέσσερις

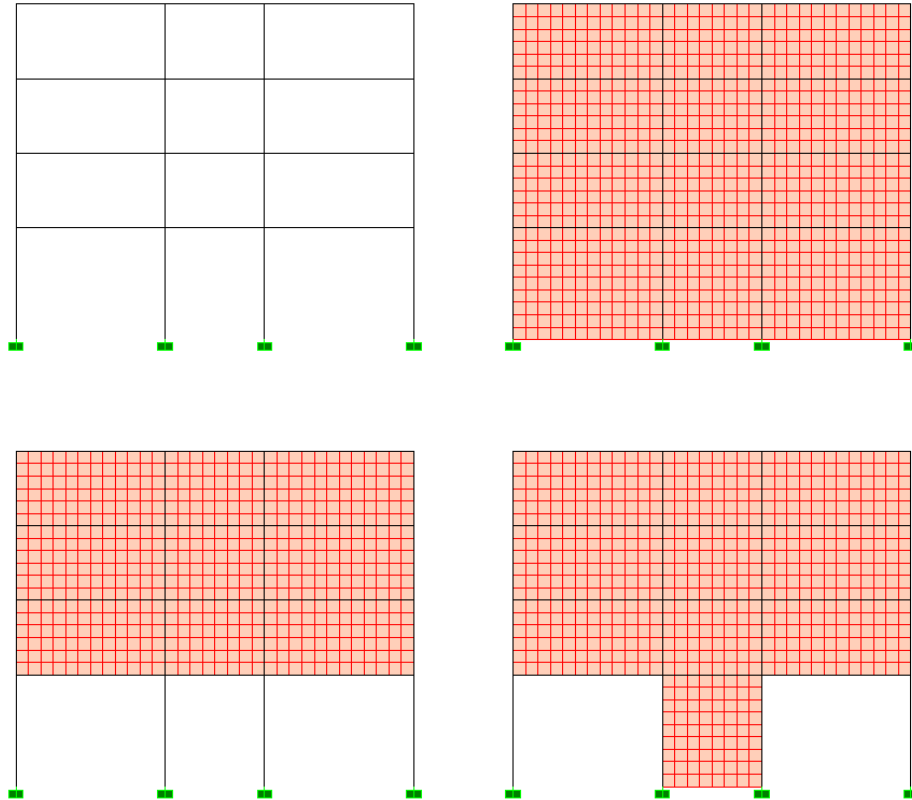
διαφορετικές αναλύσεις για τέσσερις θέσεις της μάζας) (Χριστοπούλου, 2005)



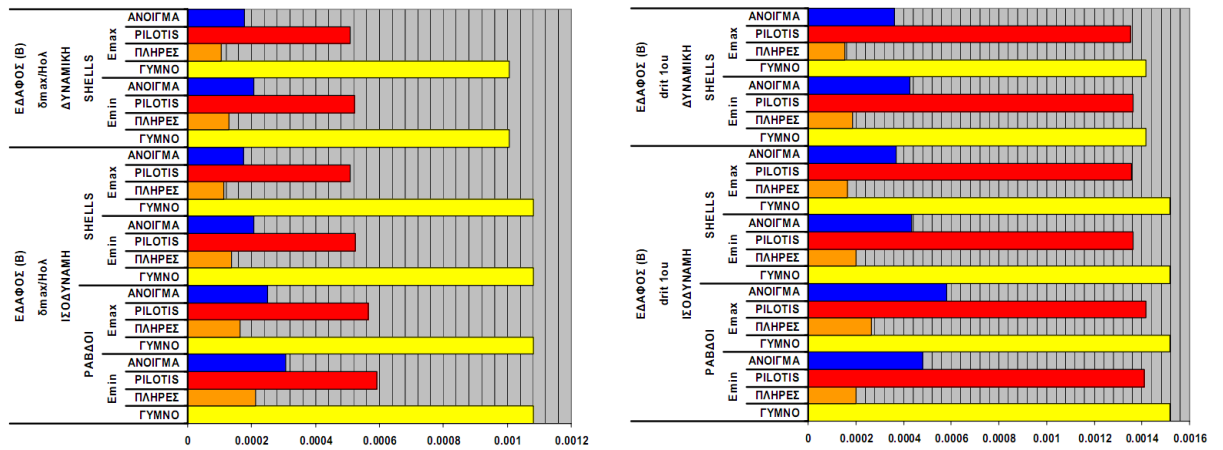
Σχήμα 2.57. Αποτελέσματα στη βάση του στύλου K12 για τα προσομοιώματα Π1 και Π4 (εξετάζονται τέσσερις διαφορετικές θέσεις της μάζας στο κάθε προσομοίωμα) (Χριστοπούλου, 2005)

2.5.2 Επιρροή ύπαρξης μαλακού ορόφου και τοιχοπληρώσεων

Η επιρροή της ύπαρξης μαλακού ορόφου αλλά και των τοιχοπληρώσεων στην σεισμική συμπεριφορά φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα μελετήθηκε στην πτυχιακή εργασία του **Αλεξόπουλου (2005)**. Μεταξύ άλλων μελετήθηκε η απόκριση στην γραμμική ελαστικότητα του τετραώροφου φορέα που φαίνεται στο Σχήμα 2.44. Από τα ενδεικτικά αποτελέσματα του Σχήματος 2.45α προκύπτει πως οι τοιχοπληρώσεις προσφέρουν σημαντική δυσκαμψία στο κτίριο, τουλάχιστο στη γραμμική ελαστικότητα, καθώς η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων συνοδεύεται από σημαντική μείωση των συνολικών μετακινήσεων στην κορυφή του φορέα. Φαίνεται όμως από το Σχήμα 2.45β πως το όποιο πλεονέκτημα από την ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων εκμηδενίζεται πρακτικά στην περίπτωση ύπαρξης πυλωτής καθώς οι σχετικές μετακινήσεις του 1ου ορόφου (μαλακός όροφος) προσεγγίζουν τις αντίστοιχες του γυμνού πλαισίου, περιορίζοντας όμως παράλληλα τη δυνατότητα στροφής του κόμβου σε σχέση με το γυμνό πλαίσιο και επιβαρύνοντας ιδιαίτερα το υποστώλωμα του ισογείου. Ενδεικτικά σκαριφήματα αντίστοιχων αυτών που εξετάστηκαν στην πτυχιακή εργασία φαίνονται στο Σχήμα 2.46 όπου διακρίνεται η σημαντική μετατόπιση στον 1ο όροφο στην περίπτωση της πυλωτής.

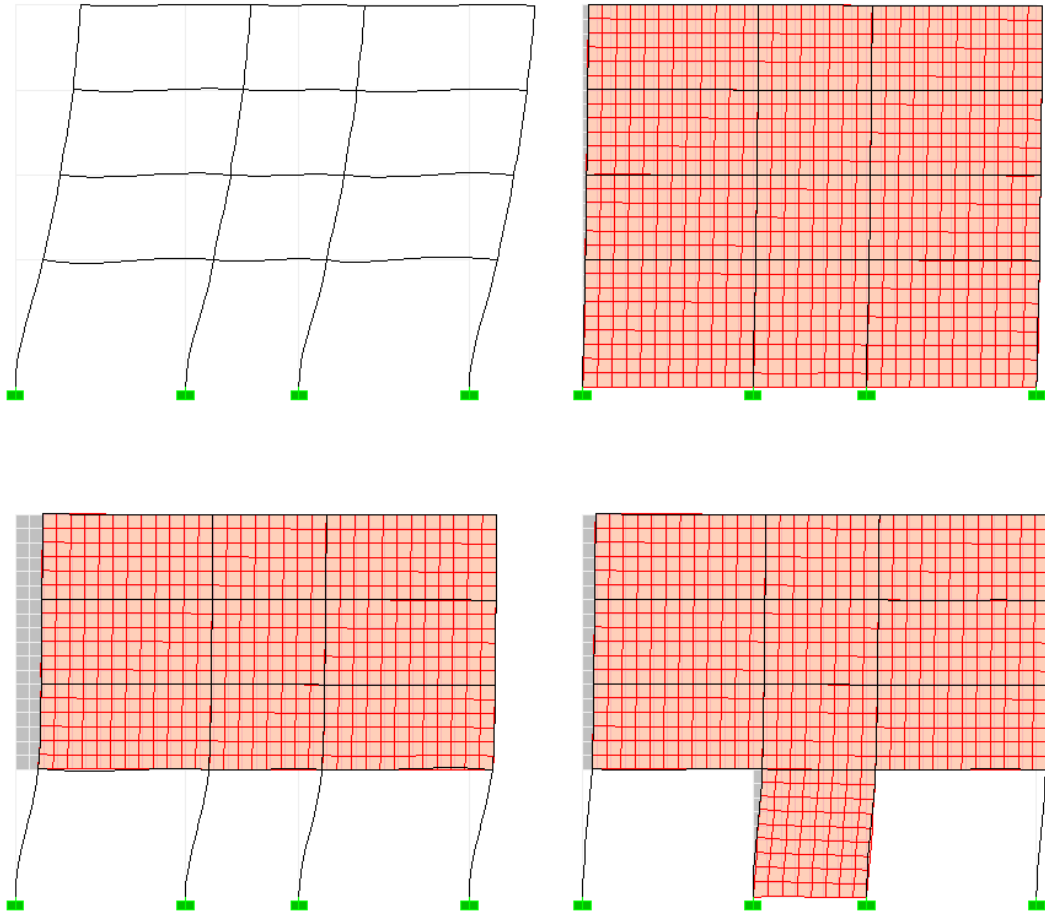


Σχήμα 2.58. Ενδεικτικά σκαριφήματα πλαισίου με διάφορες περιπτώσεις τοιχοπλήρωσης που εξετάστηκαν



(α) Σχετικές μετακινήσεις κορυφής δ_{0L}/H_{0L} (β) Σχετικές μετακινήσεις 1ου ορόφου δ_1/H_1

Σχήμα 2.59. Αποτελέσματα ανηγμένων μετατοπίσεων κορυφής κτιρίου και 1ου ορόφου (Αλεξόπουλος, 2004)



Σχήμα 2.60. Ενδεικτικά σκαριφήματα με τις μετακινήσεις στους φορείς που εξετάστηκαν

Λεπτομέρειες προσομοίωσης δομικών στοιχείων

3.1 Εισαγωγή

Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, μετά την μόρφωση του φορέα σε κάτοψη και καθ' ύψος ακολουθεί το στάδιο της προσομοίωσης και της ανάλυσης (στατική και δυναμική επίλυση) της κατασκευής σε ένα πρόγραμμα Η/Υ. Το στάδιο αυτό είναι από τα βασικότερα κατά την εκπόνηση μιας δομοστατικής μελέτης καθώς κρίνει την επιλογή των διατομών και του οπλισμού που απαιτείται (διαστασιολόγηση) για την ασφαλή λειτουργία της κατασκευής.

3.2 Προσομοίωση φορέα σε πρόγραμμα Η/Υ

3.2.1 Παραδοχές και απλοποιήσεις κατά την προσομοίωση

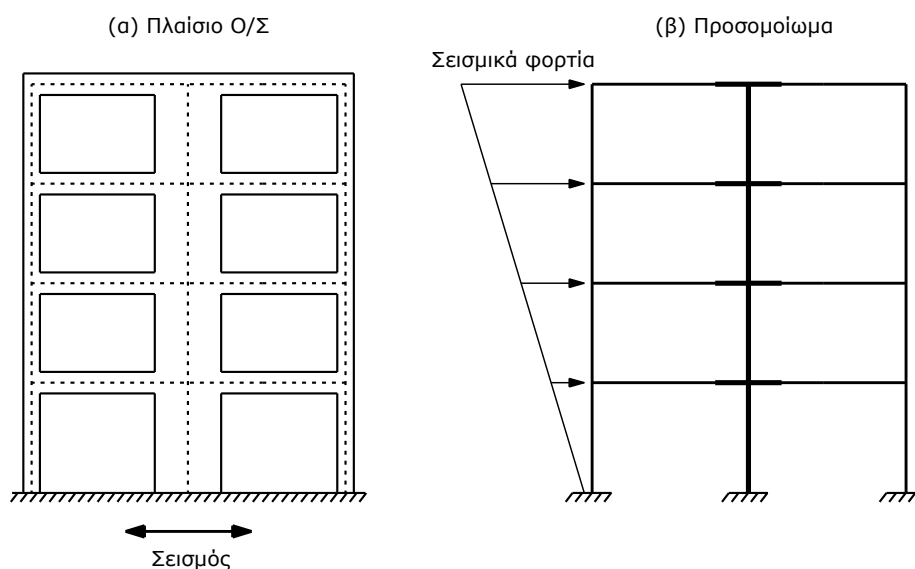
Κατά την μόρφωση του υπολογιστικού προσομοιώματος απαιτείται η κατάλληλη αναπαραγωγή της συμπεριφοράς των διαφόρων δομικών στοιχείων του φορέα, των φορτίων που αναμένεται να δεχθεί η κατασκευή όπως και των συνθηκών στήριξης στο έδαφος. Στο στάδιο αυτό γίνονται κάποιες εξιδανικεύσεις της συμπεριφοράς του φορέα και της εφαρμογής των φορτίων ώστε να είναι δυνατή η αναπαραγωγή τους στο αριθμητικό προσομοίωμα. Παράλληλα μια σειρά από απλοποιήσεις και παραδοχές έχουν ως στόχο την αποφυγή πολύπλοκων υπολογιστικών προσομοιωμάτων με απαλοιφή κάποιων στοιχείων της κατασκευής που δεν αναμένεται να παίξουν σημαντικό ρόλο στην απόκρισή της.

Ενδεικτικά κάποιες παραδοχές-απλοποιήσεις που μπορούν να γίνουν στο στάδιο της μόρφωσης του στατικού συστήματος φαίνονται στην προσομοίωση ενός πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος στο Σχήμα 3.1. Η πρώτη απλοποίηση έγκειται στην θεώρηση γραμμικών στοιχείων για τις δοκούς και τα υποστυλώματα, καθώς η μια διάστασή τους είναι πολύ μεγαλύτερη από τις άλλες δυο. Το στατικό σύστημα μπορεί να θεωρηθεί στον κεντροβαρικό άξονα των δομικών στοιχείων όπως φαίνεται ενδεικτικά στο σχήμα. Σε δεύτερο βαθμό το τοίχωμα μπορεί επίσης να προσομοιωθεί με χρήση γραμμικών στοιχείων κατάλληλων ιδιοτήτων. Πρόκειται για συνδυασμό κατακόρυφου γραμμικού στοιχείου, με διαστάσεις διατομής τις διαστάσεις του τοιχώματος, και άκαμπτων δοκών στα επίπεδα των

ορόφων. Περισσότερες λεπτομέρειες για την προσομοίωση του συγκεκριμένου δομικού στοιχείου και διάφορες εναλλακτικές προτάσεις δίνονται σε επόμενη παράγραφο.

Ακόμη, το σεισμικό φορτίο στην κατασκευή στην πραγματικότητα αναφέρεται σε κίνηση της βάσης της κατασκευής, που προκαλεί επιβάρυνση όλου του δομήματος λόγω αδρανείας (η μάζα του κτιρίου λόγω αδρανείας παρουσιάζει κάποια αντίσταση-καθυστέρηση στην παρακολούθηση της κίνησης του εδάφους, προκαλώντας έτσι την παραμόρφωση της κατασκευής και την ανάπτυξη εντατικών δυνάμεων στο εσωτερικό της). Η απλοποίηση αφορά την μετατροπή της πραγματικής σεισμικής κίνησης της βάσης σε φόρτιση της ανωδομής, είτε με τη μορφή απλοποιημένων ισοδύναμων στατικών δυνάμεων στις στάθμες των ορόφων της κατασκευής (Σχήμα 3.1 δεξιά) είτε με την θεώρηση συγκεντρωμένων μαζών στους ορόφους και τη χρήση δυναμικής φασματικής ανάλυσης.

Προκύπτει λοιπόν πως μια σειρά από απλοποιήσεις και παραδοχές γίνονται σε όλα σχεδόν τα στάδια της προσομοίωσης και ανάλυσης ενός φορέα. Στην συνέχεια του Κεφαλαίου και παράλληλα με την αναλυτική παρουσίαση των λεπτομερειών παρουσίασης διαφόρων δομικών στοιχείων, θα παρουσιάζονται παράλληλα και όσα στοιχεία αφορούν απλοποιητικές θεωρήσεις κατά την μελέτη ενός έργου σε ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 3.61. Καθορισμός του προσομοιώματος πλαισίου Ο/Σ με παραδοχές για τις ιδιότητες των διαφόρων δομικών στοιχείων και την φόρτιση

3.2.2 Δεδομένα σε πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων για επίλυση κτιριακών έργων

Τα δεδομένα που πρέπει να εισαχθούν σε ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να γίνει η ανάλυση ενός φορέα μπορούν να ομαδοποιηθούν σε κάποιες κατηγορίες ως εξής:

Γεωμετρία του φορέα

- Διαστάσεις των στοιχείων (μήκη στοιχείων, ύψη ορόφων κτλ)
- Θέσεις των κόμβων στο προσομοίωμα
- Είδος στηρίξεων (πακτώσεις, αρθρώσεις κ.τ.λ.)
- Εσωτερικές αρθρώσεις (εφόσον υπάρχουν)
- Διάρθρωση στοιχείων σε τμήματα (λεπτομερέστερη διακριτοποίηση όταν απαιτείται πύκνωση της πληροφορίας)

Ιδιότητες υλικού

- Μέτρο ελαστικότητας E (KN/m²)
- Πυκνότητα (t/m³)
- Ειδικό βάρος (KN/m³)
- Λόγος Poisson ν

Γεωμετρία διατομών

- Σχήμα και διαστάσεις διατομών (ορθογωνική, πλακοδοκός κ.τ.λ.)
- Επιλογή υλικού για την κάθε διατομή
- Συντελεστές ιδιοτήτων διατομής (modification factors)

Φορτία

- Φορτιστικές καταστάσεις (στατικές, φασματικές, δυναμικές)
- Ορισμός φορτίων σε κάθε φορτιστική κατάσταση
- Συνδυασμοί φορτιστικών καταστάσεων
- Μάζες (σε ιδιομορφική, φασματική ή δυναμική ανάλυση)

Πρόσθετα στοιχεία

- Ορισμός διαφραγμάτων στα επίπεδα των ορόφων
- Βαθμοί ελευθερίας προσομοιώματος

3.3 Προσομοίωση δομικών στοιχείων φέροντος οργανισμού

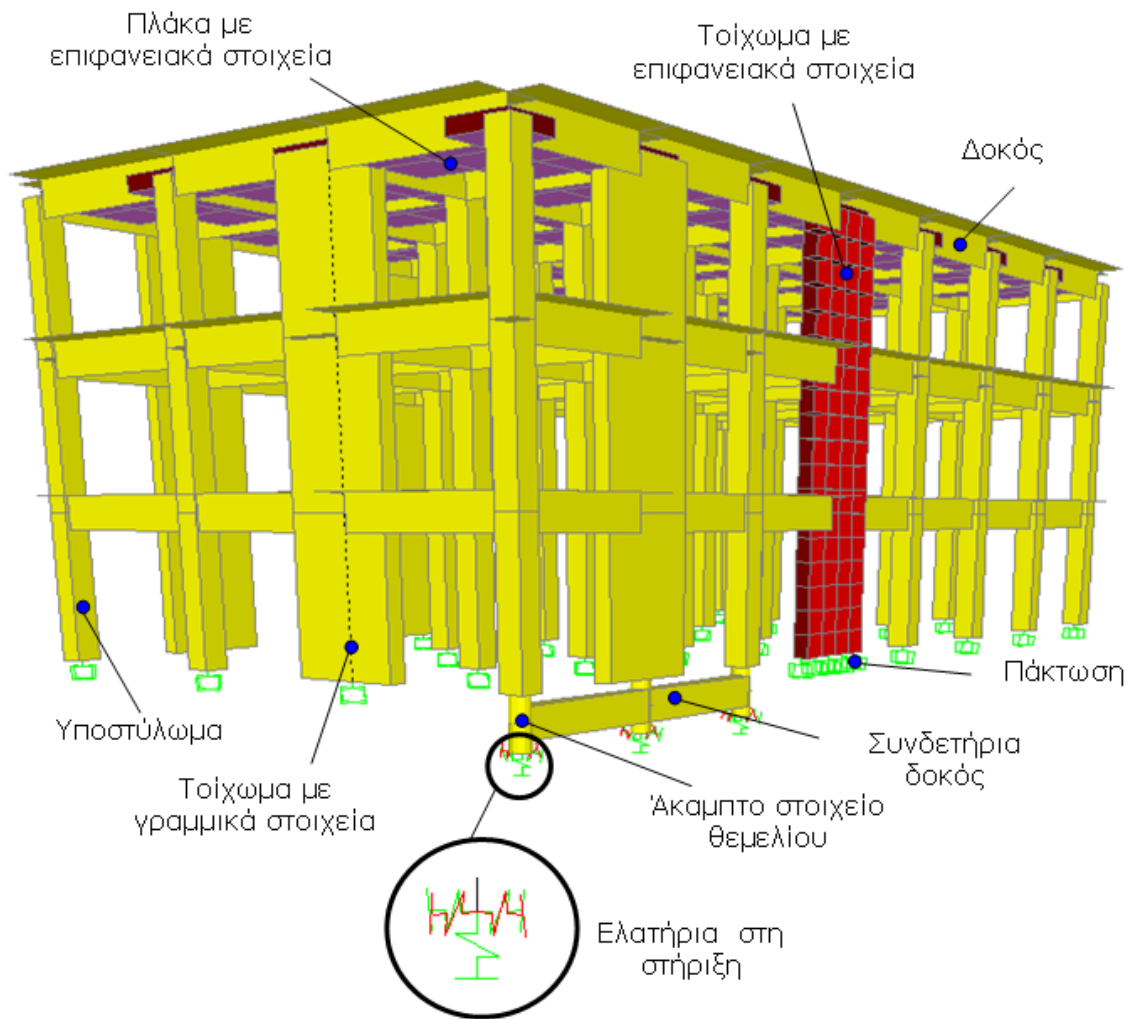
3.3.1 Γενικά στοιχεία προσομοίωσης

Στο προηγούμενο κεφάλαιο περιγράφηκαν τα κύρια δομικά στοιχεία μιας κατασκευής. Ο τρόπος με τον οποίο το κάθε ένα από αυτά προσομοιώνεται, δίνεται συνοπτικά στη συνέχεια (Σχήμα 3.2):

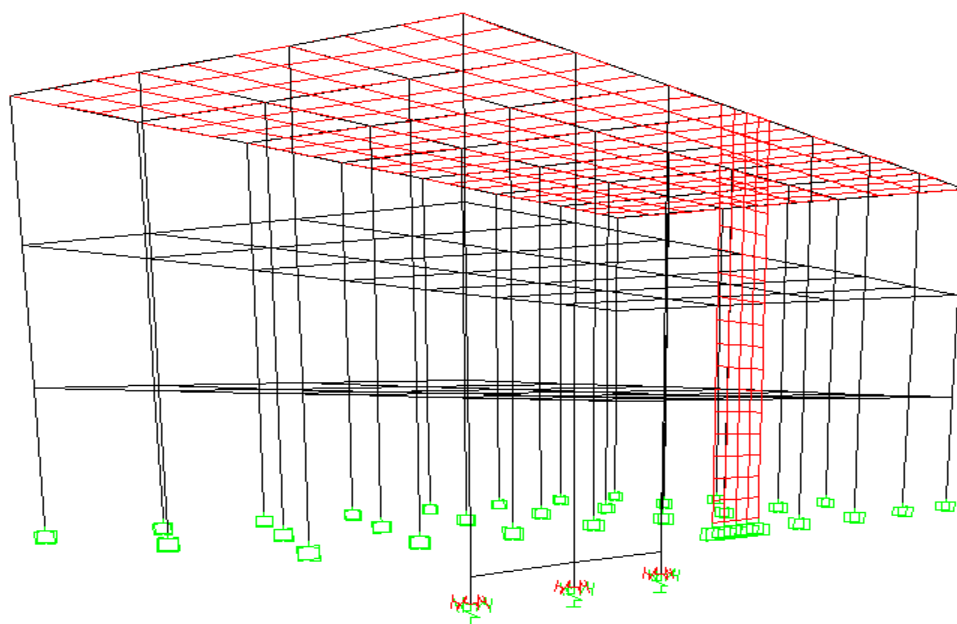
- Πλάκες: Η προσομοίωση τους είναι δυνατή με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία αλλά συνήθως παραλείπεται και θεωρείται διάφραγμα στα επίπεδα των ορόφων.
- Δοκοί: Η προσομοίωση τους γίνεται με χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων.
- Υποστυλώματα: Η προσομοίωση τους γίνεται με χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων.
- Τοιχώματα: Προσομοιώνονται συνήθως με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία κατάλληλων ιδιοτήτων ενώ σπανιότερα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία τύπου κελύφους.
- Στοιχεία θεμελίωσης: Συχνά δεν προσομοιώνονται καθώς θεωρούνται συνθήκες πάκτωσης στη βάση των κατακορύφων στοιχείων, ή προσομοιώνονται με συστήματα γραμμικών στοιχείων, άκαμπτων τμημάτων και ελατηρίων που αναπαριστούν την ενδοσιμότητα του εδάφους.

Στις επόμενες παραγράφους δίνονται με περισσότερες λεπτομέρειες τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της προσομοίωσης του κάθε δομικού στοιχείου, με βάση και τις απαιτήσεις σύγχρονων κανονισμών και κυρίως του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000).

Πρέπει να σημειωθεί πως το πραγματικό προσομοίωμα αποτελείται από ένα σύνολο γραμμικών και επιφανειακών στοιχείων με τις στηρίξεις τους και δεν είναι αυτό που φαίνεται σε μια παραστατική και συχνά εντυπωσιακή απεικόνιση που τα περισσότερα προγράμματα Η/Υ σήμερα προσφέρουν. Έτσι, για το αρκετά παραστατικό προσομοίωμα του Σχήματος 3.2 στην πραγματικότητα το πρόγραμμα επίλυσης λαμβάνει υπόψη ως στατικό μοντέλο το σύνολο γραμμικών και επιφανειακών στοιχείων του Σχήματος 3.3. Στο πραγματικό στατικό προσομοίωμα φαίνεται ξεκάθαρα το τοίχωμα που προσομοιώνεται με γραμμικό στοιχείο, απλώς οι διαστάσεις διατομής του είναι τέτοιες που δίνουν την πιο παραστατική εικόνα του Σχήματος 3.2. Κάτι αντίστοιχο συμβαίνει και με τα υπόλοιπα επιφανειακά και γραμμικά στοιχεία που στο πρώτο σχήμα παρουσιάζονται με απεικόνιση και των διαστάσεων διατομής τους. Αυτό όμως που σε κάθε περίπτωση θα κληθεί να επιλύσει το στατικό πρόγραμμα είναι το πιο «φτωχό» σε εικόνα μοντέλο του Σχήματος 3.3 το οποίο περιέχει όλες τις απαραίτητες για την ανάλυση πληροφορίες.



Σχήμα 3.62. Προσομοίωση δομικών στοιχείων φέροντος οργανισμού από Ο/Σ



Σχήμα 3.63. Πραγματική εικόνα προσομοιώματος αποτελούμενου από επιφανειακά και

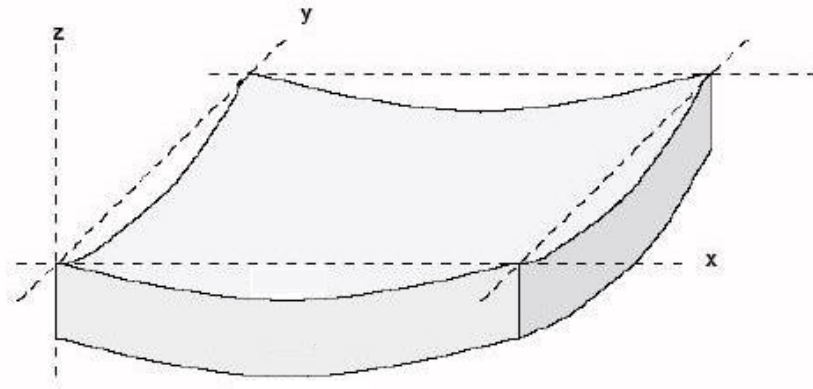
3.3.2 Πλάκες

Η σημασία της ύπαρξης των πλακών σε ένα κτιριακό έργο είναι μεγάλη καθώς οι πλάκες κατανέμουν τα φορτία στις γύρω δοκούς ενώ παράλληλα εξασφαλίζουν τη διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο του ορόφου όπως αναλύθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Συχνά όμως η προσομοίωσή τους στην πράξη παραλείπεται.

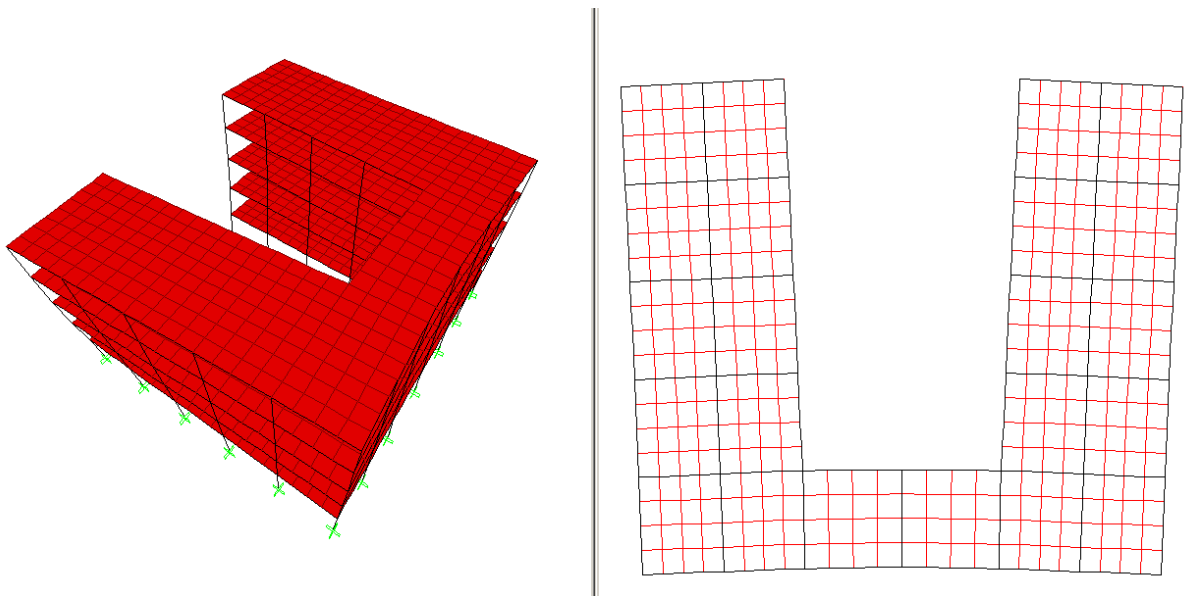
Η καταπόνηση των πλακών είναι σε κάμψη εκτός του επιπέδου τους (Σχήμα 3.4), ενώ λειτουργούν και εντός του επιπέδου τους ως διάφραγμα δίχως όμως να καταπονούνται πρακτικά σε θλίψη ή εφελκυσμό λόγω της πολύ μεγάλης επιφάνειάς τους. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση των πλακών σε κάμψη μπορεί να γίνει αυτόνομα, δίχως να εμπλέκονται στο συνολικό στατικό προσομοίωμα, γνωρίζοντας απλώς τις διαστάσεις και τα φορτία της πλάκας όπως και τις συνθήκες στήριξης (πάκτωση ή άρθρωση ανάλογα με το αν συνορεύει με άλλες πλάκες ή όχι περιμετρικά).

Συχνά σε διάφορα εμπορικά πακέτα ανάλυσης η πλάκα τίθεται σχηματικά ως στοιχείο της κάτοψης και εμφανίζεται γραφικά στο προσομοίωμα. Στην πράξη όμως δεν υλοποιείται με πεπερασμένα στοιχεία τα οποία θα συμμετέχουν στην ανάλυση αλλά επιλύεται ανεξάρτητα του υπόλοιπου προσομοιώματος με βάση κάποιες γνωστές μεθοδολογίες επίλυσης (π.χ. Czerny, Markus, Pieper-Martens κτλ). Η σχηματική τοποθέτησή της στο μοντέλο που απεικονίζεται στα συγκεκριμένα προγράμματα, χρησιμεύει μόνο για τον αυτόματο προσδιορισμό των συνθηκών στήριξης (το πρόγραμμα «καταλαβαίνει» εφόσον η πλάκα γειτνιάζει με άλλες ή είναι ακραία πλάκα), όπως και για την αυτόματη κατανομή των φορτίων της πλάκας στις γύρω δοκούς για την επίλυση στη συνέχεια του φέροντος οργανισμού του κτιρίου.

Η διαφραγματική λειτουργία αντίστοιχα μπορεί να προσομοιωθεί σε ένα πρόγραμμα ανάλυσης δίχως την φυσική παρουσία πεπερασμένων στοιχείων που αντιπροσωπεύουν την πλάκα αλλά με κατάλληλη εντολή διαφράγματος (diaphragm). Με βάση αυτή την εντολή ο χρήστης επιβάλλει στους κόμβους του κάθε ορόφου να μετακινηθούν σαν διάφραγμα, δίχως καμία δηλαδή παραμόρφωση εντός επιπέδου. Το μειονέκτημα σε αυτή την περίπτωση είναι πως δεν εξετάζεται αυτόματα από το πρόγραμμα εφόσον τυχόν αδυναμίες της κάτοψης (π.χ. περίεργο σχήμα κάτοψης, πτερύγια, οπές κτλ) περιορίζουν τη διαφραγματική της λειτουργία. Για παράδειγμα, στην περίπτωση του κτιρίου του Σχήματος 3.5, η προσομοίωση των πλακών με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία αποκαλύπτει πως υπάρχουν τμήματα της κάτοψης τα οποία κινούνται όχι σε απόλυτη συμφωνία μεταξύ τους, κάτι το οποίο θα αγνοούνταν εφόσον είχε χρησιμοποιηθεί η αυτόματη διαφραγματική λειτουργία του προγράμματος.



Σχήμα 3.64. Κάμψη της πλάκας εκτός επιπέδου λόγω των κατακόρυφων φορτίων



Σχήμα 3.65. Κτίριο με δυσμενή κάτοψη. Διακρίνεται η έλλειψη διαφραγματικής λειτουργίας σε ανώτερες ιδιομορφές που ενδέχεται να επηρεάσει σημαντικά την απόκριση

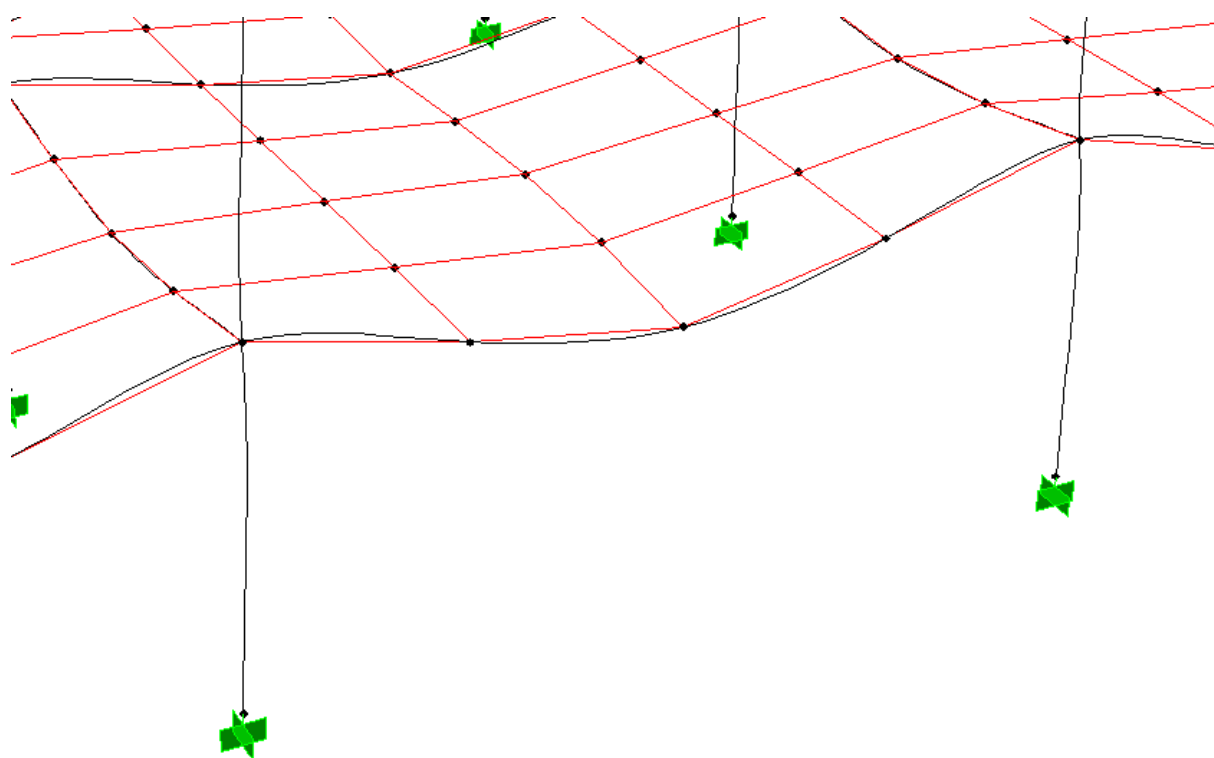
3.3.3 Δοκοί

Σε ένα κτιριακό έργο οπλισμένου σκυροδέματος οι δοκοί μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία από τις πλάκες στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία ενώ παράλληλα συμμετέχουν μαζί με υποστυλώματα και τοιχώματα στα πλαίσια τα οποία παραλαμβάνουν τα οριζόντια σεισμικά φορτία. Σε κάθε περίπτωση καταπονούνται σε κάμψη προς τα κάτω (βλ. δοκούς στο Σχήμα 3.6) ενώ σε πολύ σπάνιες περιπτώσεις δέχονται και κάποια θλίψη ή εφελκυσμό.

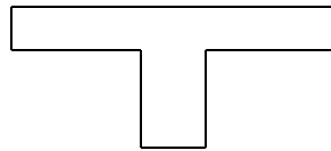
Είναι γνωστό πως κατά την κάμψη των δοκών ένα τμήμα της πλάκας συνεργάζεται με την δοκό (συνεργαζόμενο μήκος, ΕΚΩΣ §8.4) αυξάνοντας πρακτικά την δυσκαμψία της. Σε περίπτωση που η πλάκα προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, η συνεργασία αυτή λαμβάνεται αυτόματα υπόψη, όπως φαίνεται από την κάμψη της δοκού και την παραμόρφωση των επιφανειακών στοιχείων πλάκας στο Σχήμα 3.6. Όταν όμως η πλάκα δεν συμμετέχει στο προσομοίωμα, όπως συνηθίζεται, τότε θα πρέπει η διατομή της

δοκού να δίνεται έτσι ώστε να συμπεριλαμβάνει την αύξηση της δυσκαμψίας της λόγω της πλάκας (Σχήμα 3.7).

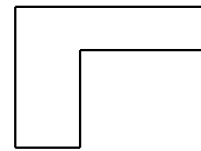
Η παραλαβή των εφελκυστικών δυνάμεων στην εφελκυσόμενη ίνα της δοκού γίνεται από τις ράβδους του οπλισμού καθώς το σκυρόδεμα έχει χαμηλή αντοχή σε εφελκυσμό. Για την παραλαβή των εφελκυστικών τάσεων από τον οπλισμό έχουν δημιουργηθεί στο στάδιο αυτό μικρορηγματώσεις στη δοκό (στάδιο II), σύμφωνα με το Σχήμα 3.8. Παράλληλα, η εισαγωγή της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή κατά το σεισμό σχεδιασμού, οδηγεί σε περαιτέρω ρηγματώση των δομικών στοιχείων. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την απομείωση της πραγματικής διατομής της δοκού με συνέπεια μειωμένη ροπή αδρανείας σε κάμψη και στρέψη. Κατά σύμβαση, σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 (§3.2.3[2]), η ροπή αδρανείας σε κάμψη λαμβάνεται για τις δοκούς ίση με το 1/2 της τιμής της στην αρχική διατομή ενώ η στρεπτική ροπή αδρανείας στο 1/10 της αρχικής της τιμής. Σημειώνεται πως στον Ευρωκώδικα 8 (§4.3.1(7)), η αντίστοιχη απομείωση των χαρακτηριστικών αφορά το 1/2 της τιμής της αρχικής δυσκαμψίας αλλά και της αρχικής δυσστησίας της διατομής, ενώ δεν προβλέπεται μείωση για τη δυστρεψία αν και προτείνεται (Αβραμίδης και συνεργάτες, 2011) να διατηρηθεί η πρόβλεψη του ΕΑΚ 2000. Αναλυτική παρουσίαση της συμπεριφοράς των δοκών οπλισμένου σκυροδέματος σε κάμψη και περιγραφή των διαφόρων σταδίων γίνεται από τους [Παναγόπουλος και Κίρτας \(2005\)](#).



Σχήμα 3.66. Στην κάμψη των δοκών συμμετέχουν και τα επιφανειακά στοιχεία της πλάκας όταν αυτά προσομοιώνονται (τετράκομβο στοιχεία στο σχήμα)

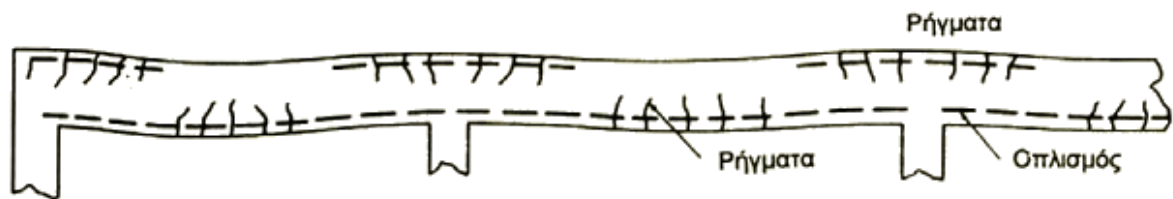


αμφίπλευρη
πλακοδοκός



μονόπλευρη
πλακοδοκός

Σχήμα 3.67. Χρήση διατομής πλακοδοκού για την προσομοίωση των δοκών (όταν δεν προσομοιώνεται η πλάκα με επιφανειακά στοιχεία)



Σχήμα 3.68. Μικρορηγματώσεις στη δοκό κατά τη λειτουργία της (Ζαράρης, 2002)

3.3.4 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα σε ένα κτιριακό έργο παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο καθώς παραλαμβάνουν μαζί με τα τοιχώματα τα κατακόρυφα φορτία από τις δοκούς και τα μεταφέρουν στο έδαφος. Παράλληλα, συμμετέχουν σε πλαίσια (αμιγή ή μικτά) που παραλαμβάνουν τα οριζόντια σεισμικά φορτία. Η προσομοίωση τους γίνεται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (ενδεικτικά τα υποστυλώματα στο Σχήμα 3.6).

Βασικό χαρακτηριστικό των υποστυλωμάτων είναι η διαξονική κάμψη που υφίστανται. Πράγματι, όταν συμμετέχουν σε πλαίσια και προς τις δυο διευθύνσεις, καταπονούνται σε κάμψη γύρω από δυο άξονες, οπότε πρέπει και να διαστασιολογηθούν κατάλληλα (Παναγόπουλος και Κίρτας, 2005).

Κατά τη φάση λειτουργίας των υποστυλωμάτων αναπτύσσονται επίσης ρηγματώσεις στις εφελκόμενες παρειές (στάδιο II). Λόγω όμως της παραλαβής ισχυρών κατακόρυφων θλιπτικών φορτίων βαρύτητας, θεωρείται από τον ΕΑΚ 2000 πως οι ρηγματώσεις αυτές πρακτικά κλείνουν και δεν επηρεάζουν την καμπτική δυσκαμψία των υποστυλωμάτων οπότε επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με την δυσκαμψία του σταδίου I όταν δεν υπάρχει αναλυτικός υπολογισμός (βεβαίως τα σχόλια του ΕΑΚ 2000 §Σ.3.2.3[2] αλλά και ο Ευρωκώδικας 8 §4.3.1[7] δίνουν και εναλλακτικές προτάσεις, με τον Ευρωκώδικα να εμμένει στην απομείωση στο 1/2 τόσο της δυσκαμψίας όσο και της δυσμησίας της πλήρους διατομής, όπως ακριβώς προτείνει και για τις δοκούς). Αντίθετα η στρεπτική δυσκαμψία λαμβάνεται στο 1/10 της αρχικής της τιμής (ΕΑΚ 2000 §3.2.3[2]).

3.3.5 Τοιχώματα

Τα τοιχώματα σε μια κατασκευή συμβάλλουν στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων ενώ παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος των οριζόντιων σεισμικών φορτίων, είτε μόνα

τους είτε συνήθως συμμετέχοντας σε μικτά πλαίσια. Οι διαστάσεις ενός κατακόρυφου δομικού στοιχείου είναι αυτές που το κατατάσσουν σε κατηγορία τοιχώματος ή υποστυλώματος. Σύμφωνα με τις τροποποιήσεις του ΕΑΚ 2000 (ΦΕΚ 781/18-06-2003), για να χαρακτηριστεί ένα κατακόρυφο στοιχείο ως τοίχωμα θα πρέπει να έχει μήκος πάνω από 1.5m για κτίρια με έως 4 υπέργειους ορόφους και πάνω από 2.0m για ψηλότερα κτίρια. Τότε μόνο τα συγκεκριμένα στοιχεία συμπεριλαμβάνονται στον έλεγχο του ποσοστού της σεισμικής τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνεται από τα τοιχώματα. Κατά τα γνωστά, όταν το ποσοστό αυτό είναι πάνω από 60% ($n_v > 0.60$), δηλαδή τα τοιχώματα παραλαμβάνουν πάνω από το 60% της τέμνουσας βάσης, τότε υπάρχει απαλλαγή από τον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων (ΕΑΚ 2000 §4.1.4.2β[2]). Αντίστοιχα, σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ 2000 (§18.5.1) ένα κατακόρυφο δομικό στοιχείο διαμορφώνεται και σπλίζεται ως τοίχωμα όταν $L/b \geq 4$. Υπάρχει συνεπώς περίπτωση ένα κατακόρυφο δομικό στοιχείο να θεωρείται τοίχωμα κατά τον ΕΑΚ και όχι κατά τον ΕΚΩΣ ή και αντίστροφα. Έτσι ένα στοιχείο 120/30 θεωρείται τοίχωμα από τον ΕΚΩΣ ($120/30=4$) αλλά όχι από τον ΕΑΚ (μήκος $< 1.5m$), ενώ ένα στοιχείο 150/40 για 4όροφο κτίριο θεωρείται τοίχωμα για τον ΕΑΚ (1.50m μήκος) αλλά όχι για τον ΕΚΩΣ ($150/40=3.75 < 4$) άρα σπλίζεται ως υποστυλώμα.

Η προσομοίωση των τοιχωμάτων μπορεί να γίνει τόσο με γραμμικά όσο και με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (Σχήμα 3.2). Σε συνήθη οικοδομικά έργα χρησιμοποιούνται συνήθως τα γραμμικά στοιχεία και η προσομοίωση γίνεται με χρήση ισοδύναμων πλαισίων. Όταν όμως το πλάτος ενός τοιχώματος αρχίζει να γίνεται μεγάλο σε σχέση με το ύψος του, η προσομοίωση με χρήση ισοδύναμου γραμμικού στοιχείου δεν είναι ικανοποιητική.

3.3.5.1. Προσομοίωση τοιχωμάτων με γραμμικά στοιχεία (ισοδύναμο πλαίσιο)

Η λογική που ακολουθείται στην συγκεκριμένη προσομοίωση συνίσταται στην αντικατάσταση επιφανειακών τμημάτων του τοιχώματος με γραμμικά στοιχεία αντίστοιχων ιδιοτήτων όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.9. Ο ισοδύναμος στύλος που εικονίζεται στο σχήμα έχει τις διαστάσεις διατομής του τοιχώματος το οποίο πρακτικά σημαίνει όμοια τιμή δυσκαμψίας, δυστρεψίας, δυστένειας και δυστημσίας. Η ισοδύναμη δοκός αντίστοιχα που τοποθετείται σε κάθε στάθμη ορόφου αρκεί στις συνηθισμένες περιπτώσεις να έχει χαρακτηριστικά στερεού βραχίονα (απολύτως άκαμπτη – περίπτωση τοιχώματος Β στο Σχήμα 3.10). Στην πραγματικότητα η δοκός αυτή έχει ως στόχο την προσομοίωση σε οριζόντια διεύθυνση του τμήματος του τοιχώματος μεταξύ των εκατέρωθεν ορόφων. Η προσομοίωση του βραχίονα θα πρέπει να διαφοροποιείται όταν υπάρχουν εγκάρσιες δοκοί στο τοίχωμα σε θέσεις εκτός του κέντρου του (εκτός δηλαδή της θέσης του ισοδύναμου υποστυλώματος – περίπτωση τοιχώματος Α στο Σχήμα 3.10). Πράγματι, για να είναι δυνατή η αναπαραγωγή μιας παραμόρφωσης του φορέα όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.11(α) (πιθανόν λόγω σημαντικής στρέψης της κάτοψης) θα πρέπει ο βραχίονας να έχει πεπερασμένη δυστρεψία για να επιτρέψει την αντίθετη κάμψη των εγκάρσιων δοκών μεταξύ τους. Αν ο βραχίονας στην στέψη του τοιχώματος είναι εντελώς στερεός (άρα και άστρεπτος), τότε η συγκεκριμένη παραμόρφωση δεν θα εμφανιστεί ενώ ως αποτέλεσμα θα ληφθεί η λανθασμένη εικόνα που φαίνεται στο Σχήμα 3.11(β). Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει η δυστρεψία του βραχίονα να λαμβάνει τιμή σύμφωνα με την σχέση (Αβραμιδης και συνεργάτες, 2005):

$$J = at^3h, \quad a = \frac{1}{3} \left[1 - \left(\frac{192 \cdot t}{\pi^5 \cdot h} \right) \cdot \tanh \left(\frac{\pi \cdot h}{2 \cdot t} \right) \right] \quad (3.5)$$

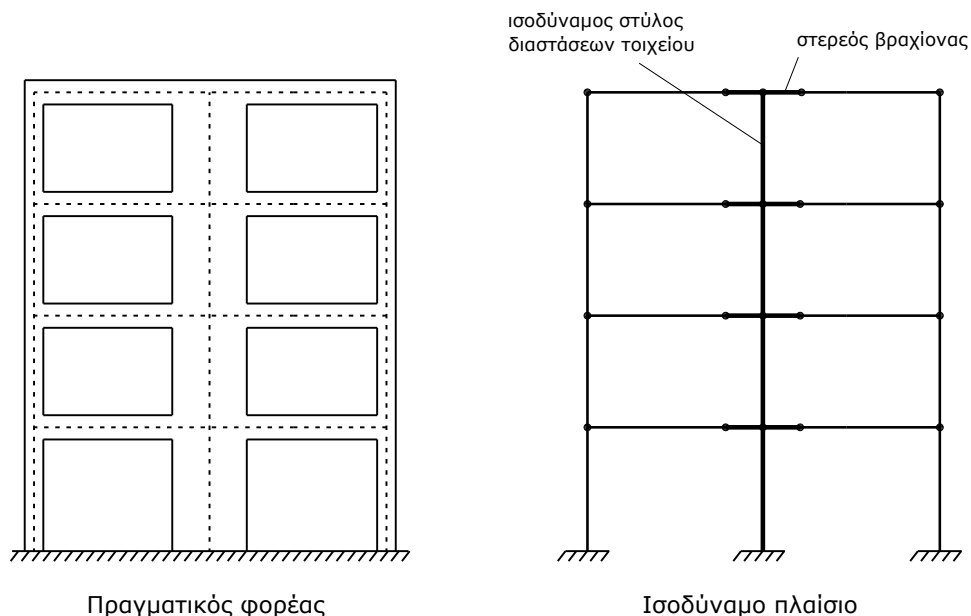
όπου:

h : το ύψος από το μέσον του προηγούμενου έως το μέσον του επόμενου ορόφου

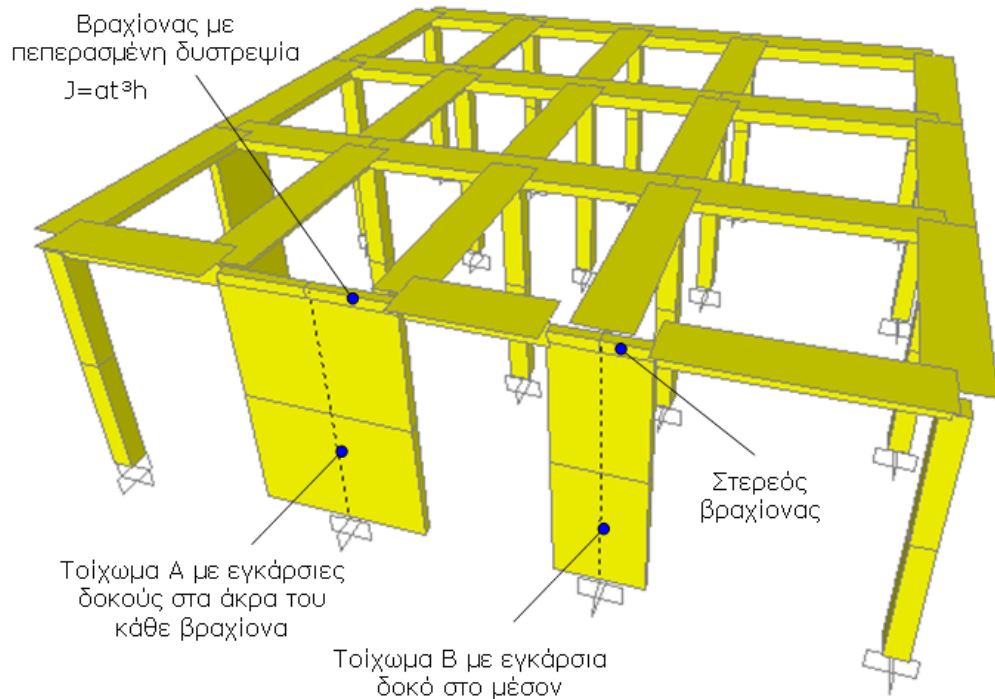
t : το πάχος του τοιχώματος

Για τις υπόλοιπες ιδιότητες του βραχίονα, για τις οποίες απαιτείται πλήρης ακαμψία, ατμησία και ατένεια, αρκεί ένας συντελεστής που θα πολλαπλασιάζει τις αρχικές ιδιότητες του βραχίονα επί 1000 ώστε να λαμβάνουν πολύ μεγάλη τιμή (πρακτικά άπειρη) σε σχέση με τις ιδιότητες των γειτονικών στοιχείων. Οι τιμές των ιδιοτήτων τόσο για την βοηθητική δοκό-βραχίονα όσο και για τον ισοδύναμο στύλο δίνονται συγκεντρωτικά στο Σχήμα 3.12.

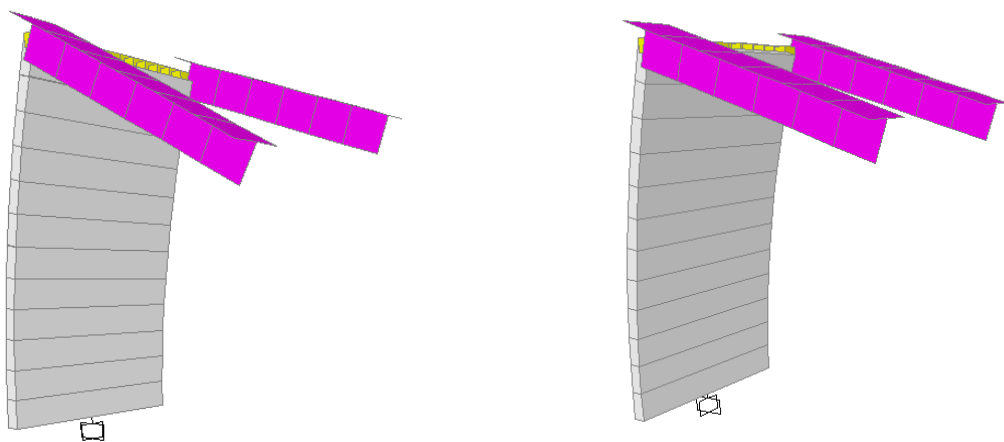
Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 (§3.2.3[2]), η ροπή αδρανείας σε κάμψη στο στάδιο II λαμβάνεται για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 της τιμής της στην αρηγμάτωση διατομή (στάδιο I) ενώ η στρεπτική ροπή αδρανείας στο 1/10 της αρχικής της τιμής. Οι παραπάνω απομειώσεις αναφέρονται κατά βάση στον ισοδύναμο στύλο που προσομοιώνει το τοίχωμα καθώς η βοηθητική δοκός-βραχίονας στο επίπεδο του ορόφου είναι πρακτικά άκαμπτη. Σημειώνεται πως στον Ευρωκώδικα 8 (§4.3.1(7)), η αντίστοιχη απομείωση των χαρακτηριστικών αφορά το 1/2 της τιμής της αρχικής δυσκαμψίας αλλά και της αρχικής δυσστησίας της διατομής.



Σχήμα 3.69. Προσομοίωση τοιχώματος με γραμμικά στοιχεία



Σχήμα 3.70. Απαιτηση πεπερασμένης δυστροπίας σε βραχίονα προσομοίωσης τοιχώματος



(α) Σωστή εικόνα παραμόρφωσης

(β) Λανθασμένη εικόνα παραμόρφωσης

Σχήμα 3.71. Παραμόρφωση τοιχώματος με εγκάρσιους δοκούς στα άκρα του τοιχείου για προσομοίωση (α) με πεπερασμένη δυστροπία βραχίονα (β) με εντελώς στερεό βραχίονα

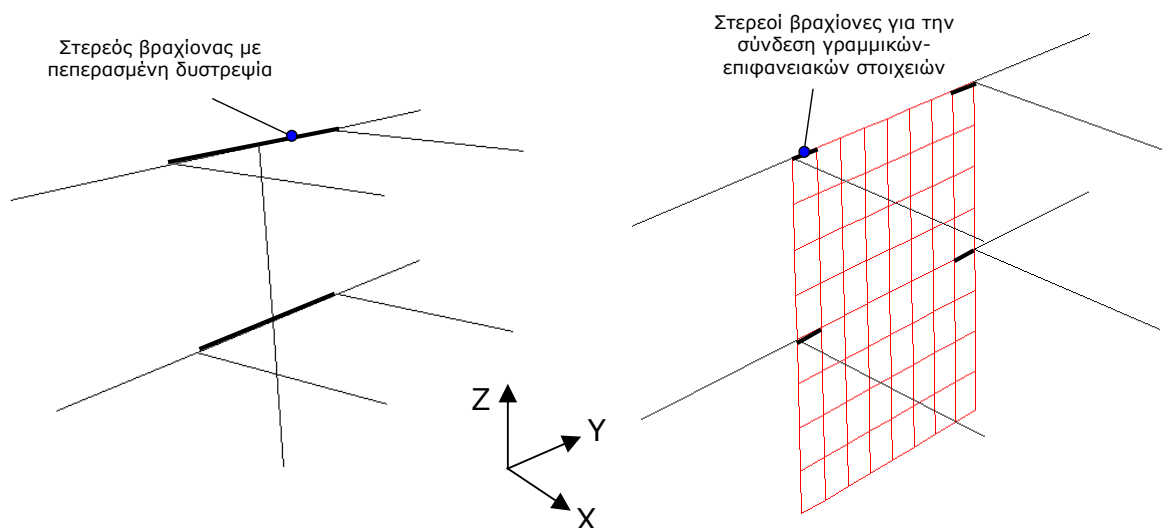
3.3.5.2. Προσομοίωση τοιχωμάτων με επιφανειακά στοιχεία

Ακριβέστερη θεωρείται η προσομοίωση των τοιχωμάτων με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. Στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιούνται στοιχεία κελύφους με πάχος διατομής ίσο με το πάχος του τοιχώματος. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στο σημείο συναρμογής των δοκών με το τοίχωμα. Όταν η σύνδεση ενός γραμμικού στοιχείου με ένα επιφανειακό γίνεται σε έναν κόμβο υλοποιείται ως άρθρωση, το οποίο είναι

σημαντικό λάθος προσομοίωσης στην συγκεκριμένη περίπτωση. Για να εξασφαλιστεί η «πάκτωση» των δοκών στο τοίχωμα απαιτείται ένα τμήμα άκαμπτης βοηθητικής δοκού (απολύτως στερεού βραχίονα) το οποίο να συνδέει μεταξύ τους 2 διαδοχικούς κόμβους των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων για την υλοποίηση της πάκτωσης (Αβραμίδης και συνεργάτες, 2005). Οι δοκοί που συντρέχουν στα άκρα του τοιχώματος αρκεί να ενώνονται στον ένα από τους κόμβους της βοηθητικής αυτής δοκού (Σχήμα 3.12). Εξακολουθεί να ισχύει και στην συγκεκριμένη περίπτωση η απαίτηση του ΕΑΚ 2000 (§3.2.3[2]) για την ροπή αδρανείας σε κάμψη σε στάδιο II που λαμβάνεται για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 της τιμής της στην αρηγμάτωση διατομή (στάδιο I) όπως και για την στρεπτική ροπή αδρανείας στο 1/10 της αρχικής της τιμής.

Πέρα από την προαναφερθείσα χρήση της βοηθητικής δοκού προτείνονται στη διεθνή βιβλιογραφία και εναλλακτικοί τρόποι προσομοίωσης, όπως αναφέρεται π.χ. στους Ξενίδη και συνεργάτες (2000).

Ενδεικτικά η προσομοίωση κάποιων περιπτώσεων τοιχωμάτων στο επίπεδο με γραμμικά και με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία φαίνεται στο Σχήμα 3.13.



Προσομοίωση με γραμμικά στοιχεία

Προσομοίωση με επιφανειακά στοιχεία

Βοηθητικές δοκοί:

Δυστένεια: $A \rightarrow \infty$

Δυσκαμψία: $I_x \rightarrow \infty, I_z \rightarrow \infty$

Δυστρεψία: $J_y = at^3h^*$

ή αρκεί $J_y \rightarrow \infty$ όταν δεν υπάρχουν έκκεντρες εγκάρσιες δοκοί

Δυστημψία: $A'_x \rightarrow \infty, A'_z \rightarrow \infty$

Βοηθητικές δοκοί (στερεοί βραχίονες):

Δυστένεια: $A \rightarrow \infty$ λόγω διαφράγματος

Δυσκαμψία: $I_x \rightarrow \infty$

$I_z \rightarrow \infty$ λόγω διαφράγματος

Δυστρεψία: $J_y \rightarrow \infty$

Δυστημψία: $A'_x \rightarrow \infty$ λόγω διαφράγματος

$A'_z \rightarrow \infty$

Επιφανειακά στοιχεία:

Ισοδύναμος στύλος:

Τετράκομβρα επιφανειακά στοιχεία κελύφους με πάχος ίσο με το πάχος του τοιχώματος*

Δυστένεια: $A = b \cdot t$

Δυσκαμψία: $I_x = \frac{b^3 t}{12} *$, $I_y = \frac{b t^3}{12} *$

Δυστρεψία: $J_y = a t^3 h *$

Δυσμησία: $A'_x = \frac{5}{6} \cdot A$, $A'_y = \frac{5}{6} \cdot A$

Στις παραπάνω σχέσεις:

$$a = \frac{1}{3} \left[1 - \left(\frac{192 \cdot t}{\pi^5 \cdot h} \right) \cdot \tanh \left(\frac{\pi \cdot h}{2 \cdot t} \right) \right]$$

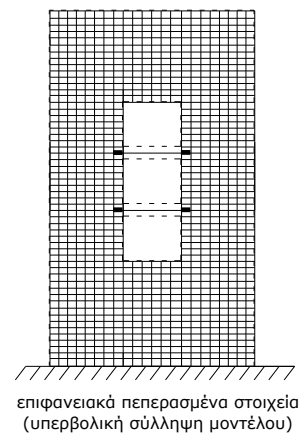
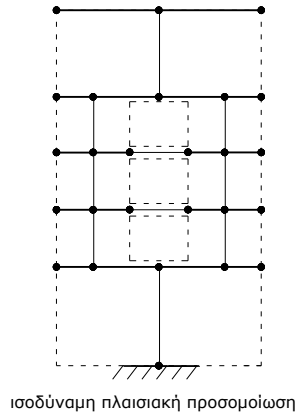
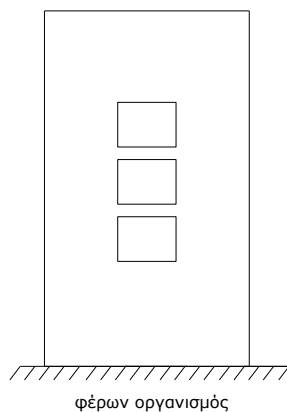
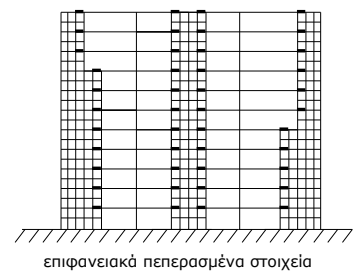
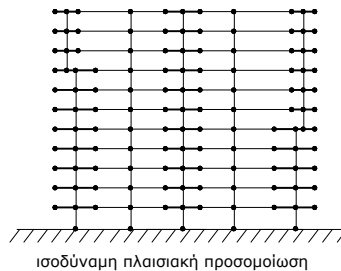
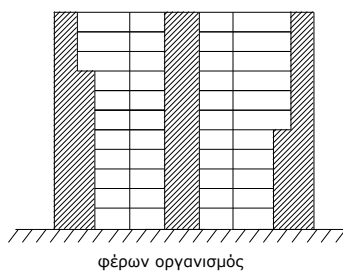
h: ύψος μεταξύ μέσων διαδοχικών ορόφων

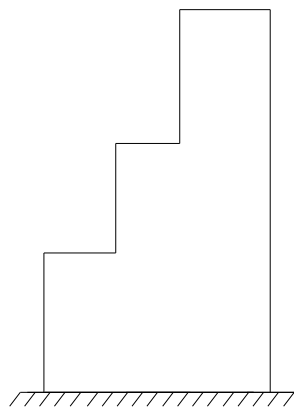
b: πλάτος τοιχώματος

t: πάχος τοιχώματος

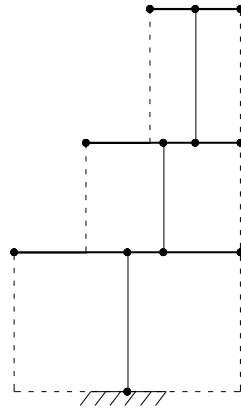
* Θα πρέπει επιπλέον να ληφθούν και οι συντελεστές του ΕΑΚ για στάδιο ΙΙ

Σχήμα 3.72. Τιμές των ιδιοτήτων της βοηθητικής δοκού και ισοδύναμου στύλου για προσομοίωση με γραμμικά και με επιφανειακά στοιχεία

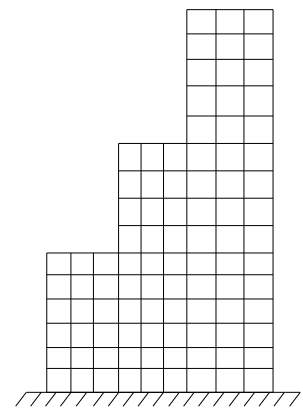




τοιχώμα



ισοδύναμη πλαίσιακή προσομοίωση



επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία
(όμοια ή διαφόρων μεγεθών)

Σχήμα 3.73. Ενδεικτική προσομοίωση τοιχωμάτων με γραμμικά ή επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

3.3.6 Σύνθετα τοιχώματα - Πυρήνες

Σε πολλές περιπτώσεις τα τοιχώματα δεν είναι μεμονωμένα αλλά συνδεδεμένα μεταξύ τους παρουσιάζοντας κάποιο σύνθετο σχήμα. Έτσι υπάρχουν γωνιακά τοιχώματα μορφής Γ ή και τοιχώματα που σχηματίζουν πυρήνες ανοικτούς (μορφής Π) ή ακόμη και κλειστούς. Η προσομοίωση των σύνθετων τοιχωμάτων μπορεί να γίνει τόσο με γραμμικά όσο και με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

3.3.6.1. Προσομοίωση σύνθετων τοιχωμάτων με γραμμικά στοιχεία (ισοδύναμο πλαίσιο)

Η προσομοίωση των σύνθετων τοιχωμάτων με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία ακολουθεί τη λογική που αναπτύχθηκε και στα απλά τοιχώματα στις προηγούμενες παραγράφους. Στο κέντρο βάρους (γεωμετρικό κέντρο) του κάθε τοιχώματος τοποθετείται ισοδύναμος στύλος με διαστάσεις διατομής του τοιχώματος, δηλαδή όμοια τιμή δυσκαμψίας, δυστρεψίας, δυστένειας και δυσσημίας (Σχήμα 3.14). Στις στάθμες των ορόφων τοποθετούνται βοηθητικές δοκοί με χαρακτηριστικά στερεού βραχίονα εκτός της δυστρεψίας, ώστε να μπορούν να ληφθούν μορφές παραμόρφωσης όμοιες με αυτή που εικονίζεται στο Σχήμα 3.15. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει η δυστρεψία του βραχίονα να λαμβάνει τιμή σύμφωνα με την σχέση (Αβραμίδης και συνεργάτες, 2005):

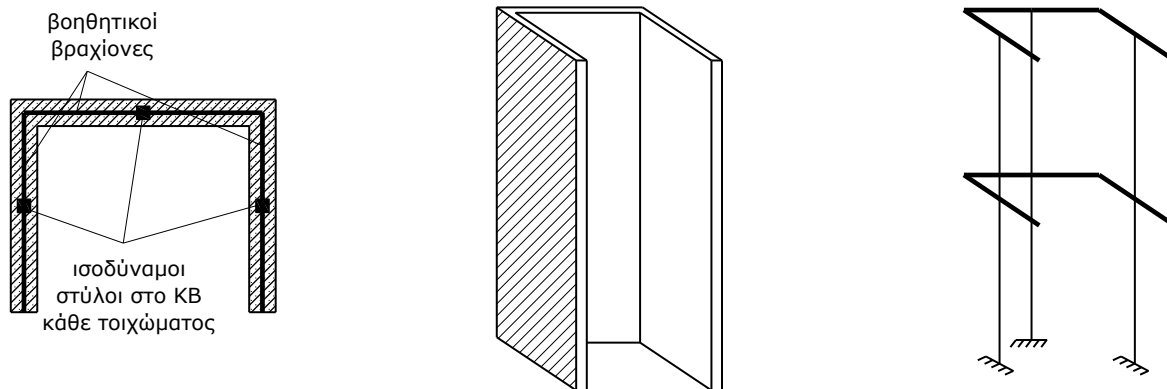
$$J = at^3h, \quad a = \frac{1}{3} \left[1 - \left(\frac{192 \cdot t}{n^5 \cdot h} \right) \cdot \tanh \left(\frac{\pi \cdot h}{2 \cdot t} \right) \right] \quad (3.6)$$

όπου:

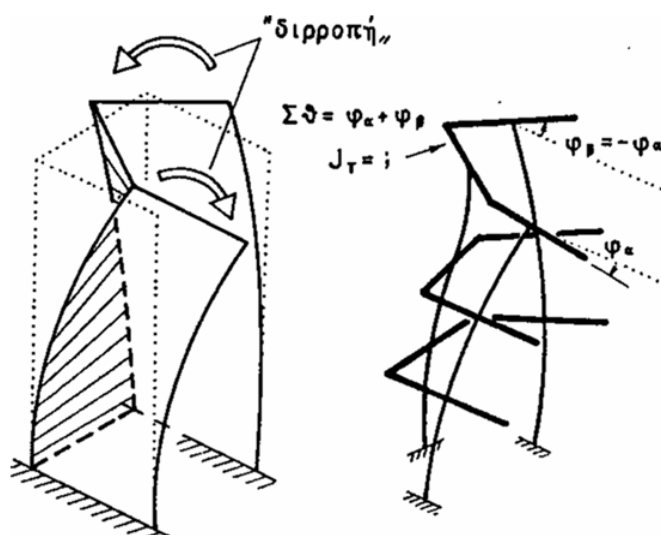
h : το ύψος από το μέσον του προηγούμενου έως το μέσον του επόμενου ορόφου

t : το πάχος του τοιχώματος

Για τις υπόλοιπες ιδιότητες του βραχίονα, για τις οποίες απαιτείται πλήρης ακαμψία, ατμησία και ατένεια, αρκεί όπως ήδη έχει αναφερθεί ένας συντελεστής που θα πολλαπλασιάζει τις αρχικές ιδιότητες του βραχίονα επί 1000 ώστε να λαμβάνουν πολύ μεγάλη τιμή (πρακτικά άπειρη) σε σχέση με τις ιδιότητες των γειτονικών στοιχείων. Κατά τα λοιπά ισχύουν οι τιμές των ιδιοτήτων τόσο για την βοηθητική δοκό-βραχίονα όσο και για τον ισοδύναμο στύλο που δόθηκαν και στην περίπτωση των απλών τοιχωμάτων όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.16. Παράλληλα λαμβάνεται ροπή αδρανείας σε κάμψη στο στάδιο II ίση με τα 2/3 της τιμής της στην αρηγμάτωση διατομή (στάδιο I) ενώ η στρεπτική ροπή αδρανείας στο 1/10 της αρχικής της τιμής (ΕΑΚ 2000, §3.2.3[2]). Οι παραπάνω απομειώσεις αναφέρονται στον ισοδύναμο στύλο που προσομοιώνει το τοίχωμα. Αναφέρεται στη βιβλιογραφία η χρήση συντελεστή απομείωσης για την δυστρεψία της βοηθητικής δοκού-βραχίονα στο επίπεδο των ορόφων (ενδεικτικά Παράδειγμα 13 από Αβραμίδης και συνεργάτες, 2005) αν και δεν κρίνεται πάντα δόκιμη.



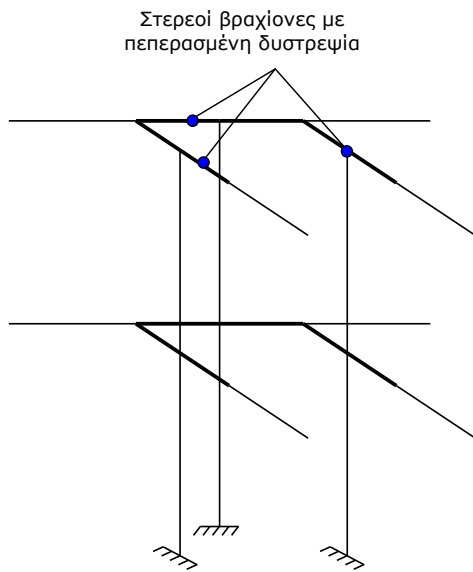
Σχήμα 3.74. Ενδεικτική προσομοίωση πυρήνα με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (βοηθητικοί βραχίονες πεπερασμένης δυστρεψίας στο ύψος των ορόφων)



Σχήμα 3.75. Ενδεικτική μορφή παραμόρφωσης πυρήνα που απαιτεί πεπερασμένη δυστρεψία του βοηθητικού βραχίονα (Αβραμίδης, 2001)

3.3.6.2. Προσομοίωση σύνθετων τοιχωμάτων με επιφανειακά στοιχεία

Ακολουθείται η ίδια λογική που περιγράφηκε στην παράγραφο για την προσομοίωση με επιφανειακά στοιχεία των απλών τοιχωμάτων. Σημειώνεται πως και εδώ στα σημεία συναρμογής των επιφανειακών στοιχείων του τοιχώματος με συντρέχουσες δοκούς χρησιμοποιείται άκαμπτος στερεός βραχίονας κατά μήκος ενός επιφανειακού στοιχείου για την ορθή «πάκτωση» των δοκών στο τοίχωμα (Σχήμα 3.16).



Προσομοίωση με γραμμικά στοιχεία

b, t οι διαστάσεις του κάθε τοιχώματος

Βοηθητικές δοκοί-βραχίονες:

Δυστένεια: $A \rightarrow \infty$

Δυσκαμψία: $I \rightarrow \infty$

Δυστρεψία: $J = at^3h *$

Δυσμησία: $A' \rightarrow \infty$

Ισοδύναμος στύλος:

Δυστένεια: $A = b \cdot t$

Δυσκαμψία: $I = \frac{b^3t}{12} *$ ή $I = \frac{bt^3}{12} *$

ανάλογα με την θεωρούμενη διεύθυνση

Δυστρεψία: $J = at^3h *$

Δυσμησία: $A' = \frac{5}{6} \cdot A$

Στις παραπάνω σχέσεις:

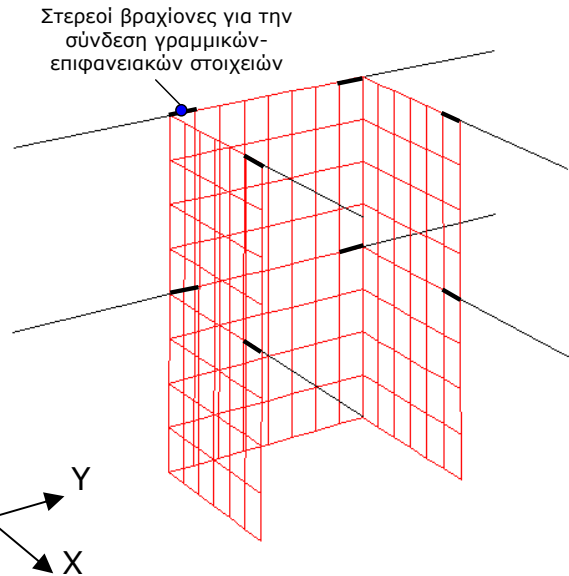
$$a = \frac{1}{3} \left[1 - \left(\frac{192 \cdot t}{\pi^5 \cdot h} \right) \cdot \tanh \left(\frac{\pi \cdot h}{2 \cdot t} \right) \right]$$

h : ύψος μεταξύ μέσων διαδοχικών ορόφων

b : πλάτος τοιχώματος

t : πάχος τοιχώματος

* Θα πρέπει επιπλέον να ληφθούν και οι συντελεστές του ΕΑΚ για στάδιο II



Προσομοίωση με επιφανειακά στοιχεία

Βοηθητικές δοκοί (στερεοί βραχίονες):

Δυστένεια: $A \rightarrow \infty$ λόγω διαφράγματος

Δυσκαμψία: $I \rightarrow \infty$

Δυστρεψία: $J \rightarrow \infty$

Δυσμησία: $A' \rightarrow \infty$

Επιφανειακά στοιχεία:

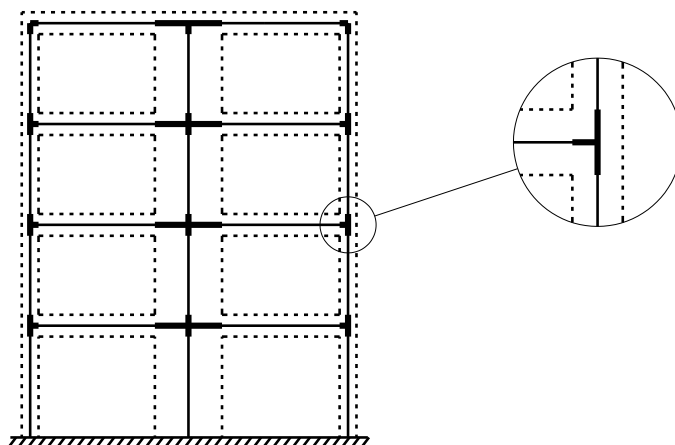
Τετράκομβρα επιφανειακά στοιχεία κελύφους με πάχος ίσο με το πάχος του τοιχώματος*

Σχήμα 3.76. Τιμές των ιδιοτήτων της βοηθητικής δοκού και ισοδύναμων στύλων για

3.3.7 Κόμβοι

Οι κόμβοι μεταξύ των διάφορων δομικών στοιχείων αποτελούν τμήματα του φέροντος οργανισμού με μεγάλη δυσκαμψία. Σε πολλά προγράμματα η πρόσθετη αυτή δυσκαμψία μεταξύ του κέντρου και της παρειάς του κάθε κόμβου προσομοιώνεται με στερεούς βραχίονες όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.17. Αυτό κατά κανόνα γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα Η/Υ το οποίο και «διαβάζει» τις διαστάσεις του κάθε στοιχείου, οπότε καθορίζει το μήκος για το οποίο το εγκάρσιο σε αυτό δομικό μέλος θα πρέπει να παρουσιάζει άκαμπτο τμήμα. Πολύ σημαντική είναι η χρήση αυτής της ιδιότητας στα άκρα των δοκών που συντρέχουν σε τοιχώματα εκτός βεβαίως και αν χρησιμοποιείται η τεχνική προσομοίωσης με τις βοηθητικές δοκούς μεγάλης δυσκαμψίας που περιγράφηκε σε προηγούμενη παράγραφο.

Η ορθή προσομοίωση της μεγάλης δυσκαμψίας εκατέρωθεν των κόμβων συνήθως δεν είναι ιδιαίτερα ουσιαστική για την ακρίβεια των τελικών αποτελεσμάτων. Σε ορισμένους όμως φορείς μπορεί να επηρεάζει σημαντικά την απόκριση λόγω της ιδιαίτερης μορφολογίας τους.



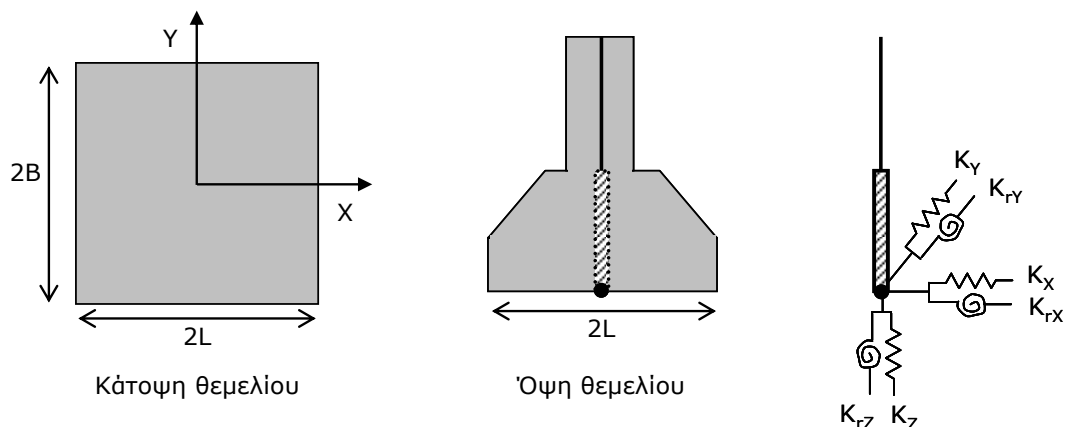
Σχήμα 3.77. Προσομοίωση στερεών τμημάτων φορέα στους κόμβους

3.3.8 Θεμελίωση – Ενδοσιμότητα εδάφους

Είναι πλέον γνωστό πως η στήριξη των κατακόρυφων στοιχείων μέσω διαφόρων τύπων θεμελίωσης στο έδαφος δεν μπορεί να θεωρηθεί ως πάκτωση εκτός από λίγες περιπτώσεις πρακτικά άκαμπτου βραχώδους υπεδάφους. Η πλειοψηφία όμως των εδαφών είναι ενδόσιμα με αποτέλεσμα η παραλαβή των φορτίων του φορέα μέσω της θεμελίωσης να οδηγεί σε παραμόρφωση του εδάφους τόσο υπό στατική φόρτιση όσο και κατά τη διάρκεια της σεισμικής καταπόνησης. Θα πρέπει συνεπώς να γίνεται κατάλληλη προσομοίωση του εδάφους θεμελίωσης με χρήση ελατηριακών σταθερών, με πλέον ενδιαφέρουσα την περίπτωση της ελαστικής έδρασης των τοιχωμάτων όπου αναπτύσσονται σημαντικές τιμές εντατικών μεγεθών (ΕΑΚ §3.2.3[4] και σχόλια).

Η θεώρηση της ενδοσιμότητας του εδάφους γίνεται συνήθως με χρήση του μοντέλου Winkler σύμφωνα με το οποίο η τάση του θεμελίου ισούται με την παραμόρφωση του εδάφους επί μια σταθερά που χαρακτηρίζεται ως δείκτης εμπέδησης (ή δείκτης δυσκαμψίας) του εδάφους. Αν θεωρηθεί σημειακή η στήριξη του κάθε θεμελίου στο έδαφος, τότε μπορούν να καθορισθούν έξι ελατηριακές σταθερές στο χώρο, μια για κάθε βαθμό ελευθερίας του θεμελίου (τρία μεταφορικά και τρία στροφικά ελατήρια όπως φαίνονται στο Σχήμα 3.18).

Μεγάλος αριθμός ερευνητών έχει εργαστεί επί δεκαετίες στο θέμα το προσδιορισμού των ελατηριακών σταθερών που μπορούν να προσομοιώσουν την ενδόσιμη στήριξη των θεμελίων στο έδαφος. Η τιμή των δεικτών εμπέδησης εξαρτάται τόσο από το σχήμα του θεμελίου όσο και από τη μορφή και διαστρωμάτωση του εδαφικού προφίλ. Παράλληλα οι ελατηριακές σταθερές λαμβάνουν διαφορετική τιμή υπό στατική και υπό δυναμική φόρτιση καθώς και το έδαφος συμπεριφέρεται διαφορετικά σε κάθε περίπτωση (στατικό και δυναμικό μέτρο ελαστικότητας E και μέτρο διάτμησης G του εδάφους). Μια εκτενής αναφορά σε διάφορες προτεινόμενες σχέσεις μπορεί να βρεθεί στους [Mylonakis et al \(2006\)](#) και [Kirtas et al \(2007\)](#). Πρέπει να σημειωθεί πως εκτός των βασικών τιμών δυσκαμψίας υπάρχει και εξάρτηση από την συχνότητα της κίνησης κατά τη δυναμική ταλάντωση που λαμβάνεται υπόψη με πρόσθετους συντελεστές. Ενδεικτικά για τετραγωνικά ή τυχούσας διατομής θεμέλια που εδράζονται σε ομοιογενές έδαφος έχουν προταθεί οι τιμές των δεικτών εμπέδησης που δίνονται στους Πίνακες 3.1 και 3.2. Από τις έξι δυνατότητες παραμόρφωσης του εδάφους συνήθως λαμβάνονται υπόψη οι τρεις σημαντικότερες που αναφέρονται στην κατακόρυφη μετακίνηση (κατακόρυφο ελατήριο K_z) και στις στροφές γύρω από τους δυο οριζόντιους άξονες (στροφικά ελατήρια K_{rx} και K_{ry}). Οι άλλες τρεις δυνατότητες παραμόρφωσης είναι αμελητέες και θεωρείται πλήρης στήριξη κατά την έννοια τους.



Σχήμα 3.78. Δείκτες εμπέδησης (ελατηριακές σταθερές) θεμελίου σε ενδόσιμο έδαφος
Πίνακας 3.2. Προτεινόμενες τιμές δεικτών εμπέδησης για τετραγωνικό θεμέλιο
 ([Gazetas 1991](#) και [Gazetas 1997](#))

| Μορφή απόκρισης | Δυσκαμψία K | Δυναμικός συντελεστής δυσκαμψίας με τη συχνότητα |
|-----------------|---------------|--|
|-----------------|---------------|--|

| | | |
|---|------------------------------------|--|
| Κατακόρυφη, z | $K_z = \frac{4.54GB}{1 - \nu}$ | $k_z = k_z\left(\frac{L}{B}, \nu, a_0\right)$, (διαγραμμα) |
| Οριζόντια, y (εγκάρσια διεύθυνση) | $K_y = \frac{9GB}{2 - \nu}$ | $k_y = k_y\left(\frac{L}{B}, a_0\right)$, (διαγραμμα) |
| Οριζόντια, x (επιμήκης διεύθυνση) | $K_x = K_y$ | $k_x \cong 1$ |
| Λικνιστική, rx (γύρω από επιμήκη x άξονα) | $K_{rx} = \frac{3.6GB^3}{1 - \nu}$ | $k_{rx} \cong 1 - 0.20a_0$ |
| Λικνιστική, ry (γύρω από εγκάρσιο y άξονα) | $K_{ry} = K_{rx}$ | $\nu < 0.45 : k_{ry} \cong 1 - 0.30a_0$ $\nu \cong 0.50 : k_{ry} \cong 1 - 0.25a_0 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.30}$ |
| Στρεπτική | $K_t = 8.3GB^3$ | $k_t \cong 1 - 0.14a_0$ |

όπου: $a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$, $L=B$: ήμισυ πλάτους θεμελίου, G : μέτρο διάτμησης εδάφους

Πίνακας 3.3. Προτεινόμενες τιμές δεικτών εμπέδησης για θεμέλιο τυχούσας διατομής

(Dobry and Gazetas 1986, Gazetas 1991 και Gazetas 1997)

| Μορφή απόκρισης | Δυσκαμψία K | Δυναμικός συντελεστής δυσκαμψίας με τη συχνότητα |
|---|---|--|
| Κατακόρυφη, z | $K_z = \frac{2GL}{1 - \nu} (0.73 + 1.54 \cdot \chi^{0.75})$ | $k_z = k_z\left(\frac{L}{B}, \nu, a_0\right)$, (διαγραμμα) |
| Οριζόντια, y (εγκάρσια διεύθυνση) | $K_y = \frac{2GL}{2 - \nu} (2 + 2.5 \cdot \chi^{0.85})$ | $k_y = k_y\left(\frac{L}{B}, a_0\right)$, (διαγραμμα) |
| Οριζόντια, x (επιμήκης διεύθυνση) | $K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75 - \nu} GL \left(1 - \frac{B}{L}\right)$ | $k_x \cong 1$ |
| Λικνιστική, rx (γύρω από επιμήκη x άξονα) | $K_{rx} = \frac{G}{1 - \nu} I_{bx}^{0.75} \left(\frac{L}{B}\right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5 \frac{B}{L}\right)$ | $k_{rx} \cong 1 - 0.20a_0$ |
| Λικνιστική, ry (γύρω από εγκάρσιο y άξονα) | $K_{ry} = \frac{3G}{1 - \nu} I_{by}^{0.75} \left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}$ | $\nu < 0.45 : k_{ry} \cong 1 - 0.30a_0$ $\nu \cong 0.50 : k_{ry} \cong 1 - 0.25a_0 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.30}$ |

| | | |
|-----------|---|-------------------------|
| | | |
| Στρεπτική | $K_t = GJ_b^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$ | $k_t \cong 1 - 0.14a_0$ |

όπου: $a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$, $\chi = \frac{A_b}{4L^2}$, $A_b = 2B \cdot 2L$, I_{bx}, I_{by} ροπές αδρανείας του θεμελίου,
 $J_b = I_{bx} + I_{by}$

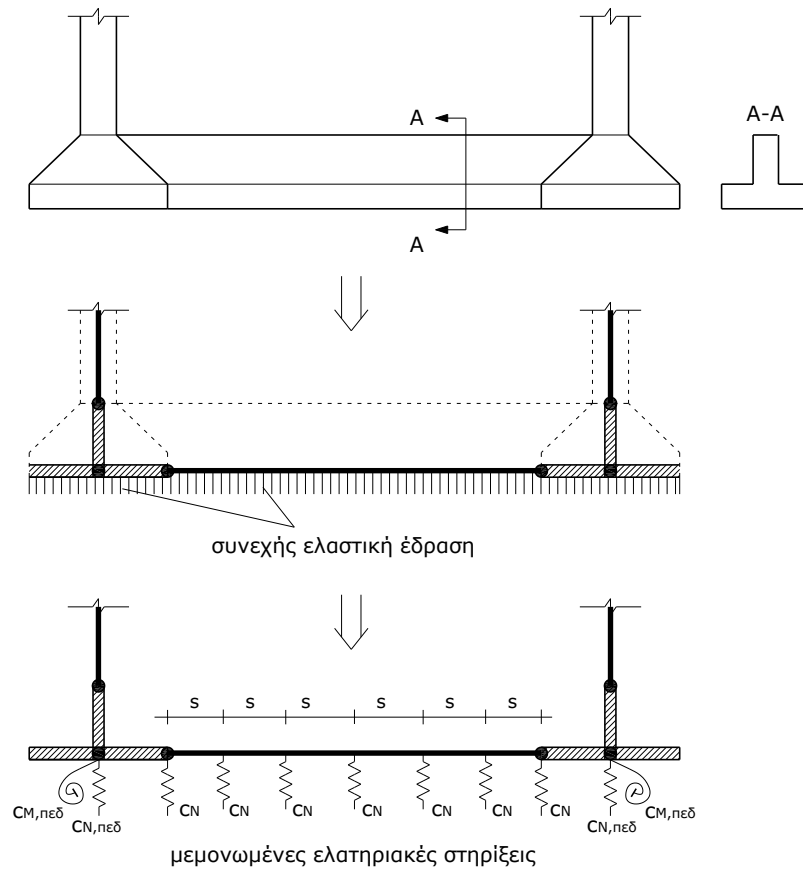
Σημειώνεται πως το μέτρο διάτμησης G του εδάφους που παρουσιάζεται στις σχέσεις υπολογισμού των δεικτών εμπέδησης, προσδιορίζεται στην περίπτωση σεισμικής καταπόνησης από την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων μέσα στο εδαφικό υλικό με βάση την εξίσωση:

$$G = \rho \cdot V_s^2, \text{ ενώ } G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.7)$$

V_s : η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στο εδαφικό μέσο

ρ : η πυκνότητα του εδαφικού υλικού

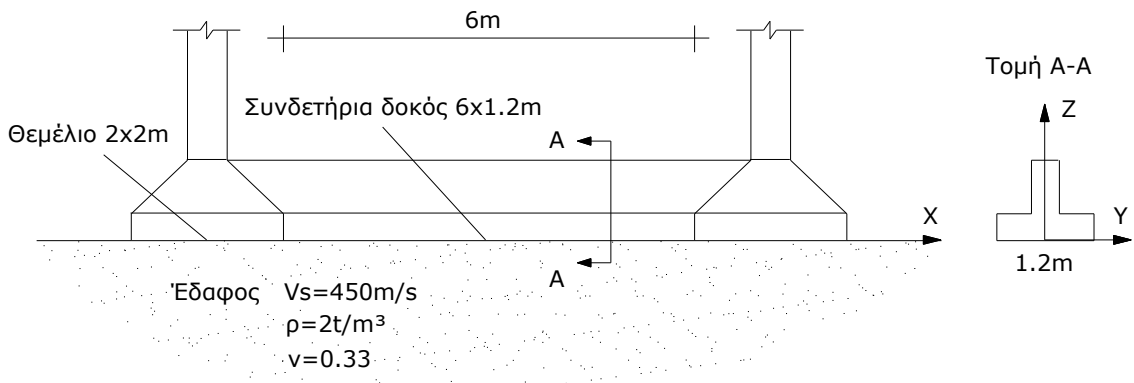
Η συνήθης περίπτωση ελαστικής έδρασης συστήματος θεμελίωσης που αποτελείται από μεμονωμένα θεμέλια που συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήρια δοκού μορφής ανεστραμμένου T ή με πεδιλοδοκό, προσομοιώνεται σύμφωνα με το Σχήμα 3.19. Η συνεχής ελαστική έδραση του συστήματος μπορεί με μικρό σφάλμα να απλοποιηθεί σε στήριξη με 3 μεμονωμένα ελατήρια K_z, K_{rx}, K_{ry} στις θέσεις των θεμελίων (που φέρουν φορτία από την ανωδομή μέσω των στύλων) και σε κατακόρυφα ελατήρια τύπου K_z κατανεμημένα κατά μήκος για τη συνδετήρια δοκό. Αν η συνδετήρια δοκός είναι ορθογωνική η επιφάνεια έδρασης στο έδαφος είναι μικρή και η αντίδραση του εδάφους θεωρείται αμελητέα και δεν προσομοιώνεται με ελατήρια.



Σχήμα 3.79. Προσομοίωση ελαστικής έδρασης συστήματος θεμελίωσης με μεμονωμένες ελατηριακές στηρίξεις

3.3.8.1. Παράδειγμα υπολογισμού δεικτών εμπέδησης θεμελίωσης

Ενδεικτικά υπολογίζονται οι τιμές των ελατηριακών σταθερών για τα θεμέλια και την συνδετήρια δοκό διατομής ανεστραμμένου T του Σχήματος 3.20. Τα ελατήρια στην συνδετήρια δοκό να τοποθετηθούν ανά 1m.



Σχήμα 3.80. Παράδειγμα υπολογισμού δεικτών εμπέδησης

Εδαφικά χαρακτηριστικά:

Είναι $G = \rho \cdot V_s^2 = 2 \frac{t}{m^3} \cdot 450^2 \left(\frac{m}{s} \right)^2 = 405000 \text{ KPa}$ ενώ οι μονάδες στην σχέση

προκύπτουν:

$$\begin{aligned} \frac{t}{m^3} \left(\frac{m}{s} \right)^2 &= t \cdot \frac{1}{m \cdot s^2} = 1000 \text{ kgr} \cdot \left(\frac{m}{s^2} \cdot \frac{s^2}{m} \right) \frac{1}{m \cdot s^2} = 1000 \cdot \left(\text{kg} \cdot \frac{m}{s^2} \right) \cdot \left(\frac{s^2}{m} \cdot \frac{1}{m \cdot s^2} \right) = \\ &= 1000 \cdot \text{N} \cdot \frac{1}{m^2} = 1000 \text{ Pa} = 1 \text{ KPa} \end{aligned}$$

Θεμέλιο (L=B=1m):

Θα χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις του Πίνακα 3.1 για τον προσδιορισμό των τριών σημαντικών δεικτών εμπέδησης.

Μεταφορικό ελατήριο κατά Z: $C_{N,νεδ} = K_z = \frac{4.54GB}{1-\nu} = 2744328 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

Στροφικό ελατήριο γύρω από X: $C_{M,x} = K_{rx} = \frac{3.6GB^3}{1-\nu} = 2176119 \cdot \text{KNm}$

Στροφικό ελατήριο γύρω από Y: $C_{M,y} = K_{ry} = K_{rx} = 2176119 \cdot \text{KNm}$

Συνδετήρια δοκός:

Αρχικά αντιμετωπίζεται ως ένα επιμήκες θεμέλιο με L=3m και B=0.6m. Για τον υπολογισμό του κατακόρυφου ελατηρίου θα χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις του Πίνακα 3.2.

Μεταφορικό ελατήριο κατά Z: $K_z = \frac{2GL}{1-\nu} (0.73 + 1.54 \cdot \chi^{0.75})$

Αλλά $\chi = \frac{A_b}{4L^2} = \frac{2L \cdot 2B}{4L^2} = \frac{B}{L} = 0.2$ άρα $K_z = 4318028 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$.

Επτά ελατήρια εν παραλλήλω άρα $7 \cdot C_N = K_z \Leftrightarrow C_N = 616861 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ για το κάθε ελατήριο.

3.3.8.2. Εναλλακτική μέθοδος υπολογισμού δεικτών εμπέδησης θεμελίωσης

Σε πολλά από τα στατικά πακέτα λογισμικού του εμπορίου χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των ελατηριακών σταθερών στη θεμελίωση η έννοια του δείκτη εδάφους K_s . Ο δείκτης εδάφους είναι ίσος με το λόγο της δύναμης που εφαρμόζεται σε ένα συγκεκριμένο σημείο της επιφάνειας του εδάφους προς την αντίστοιχη κατακόρυφη μετακίνηση στο σημείο αυτό, και έχει διαστάσεις δύναμης (π.χ. kN) ανά μονάδα όγκου (π.χ. m^3). Οι τιμές του δείκτη εδάφους εξαρτώνται όχι μόνον από τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, αλλά και από τις διαστάσεις και τη γεωμετρική μορφή της φορτιζόμενης επιφάνειας, και το επίπεδο της επιβαλλόμενης φόρτισης. Επομένως, ο δείκτης εδάφους δεν μπορεί να θεωρηθεί ως μία καθαρά εδαφική ιδιότητα (ΤΟΛ – Εγχειρίδιο Χρήσης ΡΑΦ, 2011). Παρακάτω δίνεται μια ενδεικτική μέθοδος υπολογισμού ελατηριακών σταθερών με χρήση τιμών του δείκτη εδάφους K_s που έχουν προκύψει από δοκιμαστική φόρτιση πλάκας (πλευρά πλάκας 0.305m ή 1.0ft).

Ενδεικτικές τιμές του δείκτη εδάφους K_s (μονάδες kN/m^3 ή $kN/m^2/m$ πλάτους φορτιζόμενης επιφάνειας) για διάφορους τύπους εδαφών δίνονται στον Terzaghi (1955) όπως παρατίθενται στον Πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.4. Προτεινόμενες τιμές K_s (Terzaghi 1955, αναδημοσίευση ΡΑΦ, 2011)

| Τύπος εδάφους | | Όρια K_s | Μέση τιμή K_s |
|------------------|---|---------------------------------|---------------------------|
| Άμμος* | Χαλαρή ($N_{SPT} < 10$) | 6.4-19.2 (MN/m ³) | 12.9 (MN/m ³) |
| | Μέση ($10 < N_{SPT} < 30$) | 19.2-96.2 (MN/m ³) | 41.7 (MN/m ³) |
| | Πυκνή ($30 < N_{SPT}$) | 96.2-321.0 (MN/m ³) | 161 (MN/m ³) |
| Άργιλος** | Στιφρή ($100kPa < c_u < 200kPa$) | 16.2-32.1 (MN/m ³) | 24.1 (MN/m ³) |
| | Πολύ Στιφρή ($200kPa < c_u < 400kPa$) | 32.1-64.2 (MN/m ³) | 48.2 (MN/m ³) |
| | Σκληρή ($400kPa < c_u$) | >96 (MN/m ³) | 96.4 (MN/m ³) |

* Για ξηρή άμμο οι παραπάνω τιμές πολλαπλασιάζονται επί 1.5 ενώ για βυθισμένη επί 0.6

** c_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του αργιλικού εδάφους

Για να χρησιμοποιηθεί η τιμή του δείκτη εδάφους, καθώς αυτή εξαρτάται και από τις διαστάσεις και το σχήμα του θεμελίου, θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω τροποποιητικοί συντελεστές (ΤΟΛ – Εγχειρίδιο Χρήσης ΡΑΦ, 2011):

Συντελεστής διαστάσεων θεμελίου: $n_\delta = \left(\frac{B_\theta + B_{n\lambda}}{2B_\theta} \right)^2$ για αμμώδη εδάφη

$n_\delta = \left(\frac{B_{n\lambda}}{B_\theta} \right)$ για αργιλικά εδάφη

Συντελεστής σχήματος θεμελίου: $n_\sigma = \frac{2}{3} \left(1 + \frac{B_\theta}{2L_\theta} \right)$ για όλα τα εδάφη

Συντελεστής βάθους θεμελίου: $n_\beta = 1 + 2 \left(\frac{D}{B_\theta} \right)$ για αμμώδη εδάφη

(αργιλικά $n_\beta = 1$)

Στις παραπάνω σχέσεις B_θ και L_θ είναι το πλάτος και μήκος του θεμελίου, D το βάθος θεμελίωσης από την ελεύθερη επιφάνεια, ενώ $B_{πλ}$ οι διαστάσεις της πρότυπης πλάκας που προέκυψε το K_s που είναι 0.305m (1ft).

Η τελική τιμή του K_s υπολογίζεται ως: $K_{s,TEΛ} = n_\delta \cdot n_\sigma \cdot n_\beta \cdot K_s$

Ο υπολογισμός των ελατηριακών σταθερών γίνεται από τις σχέσεις (Αβραμίδης, 2001):

Κατακόρυφο ελατήριο: $K_z = K_s \cdot L \cdot B$

Στροφικό ελατήριο γύρω από X: $K_{rx} = K_s \cdot \frac{L_x \cdot L_y^3}{12}$

Στροφικό ελατήριο γύρω από Y: $K_{ry} = K_s \cdot \frac{L_x^3 \cdot L_y}{12}$.

3.3.9 Προσομοίωση τοιχοποιιών πλήρωσης

Είναι γνωστό πως οι τοιχοποιίες πλήρωσης σε έναν φορέα σπλισμένου σκυροδέματος δεν αποτελούν δομικό στοιχείο του φέροντος οργανισμού και κατά συνέπεια δεν συμμετέχουν στην προσομοίωση και τον υπολογισμό της παραλαβής των φορτίων μιας κατασκευής. Οι πλινθοδομές των τοίχων πλήρωσης στον ελληνικό χώρο κατασκευάζονται σε επαφή με το πλαίσιο του φέροντα οργανισμού. Έχει διαπιστωθεί πως λόγω της σημαντικής αντοχής και δυσκαμψίας που αυτή η μορφή τοιχοπλήρωσης διαθέτει, μπορεί και επηρεάζει την απόκριση του φέροντος οργανισμού παρεμποδίζοντας την παραμόρφωσή του (Πενέλης και Κάππος, 1992). Είναι σαφές πως μεγαλύτερη επιρροή των τοιχοποιιών πλήρωσης αναμένεται σε εύκαμπτες κατασκευές με μικρό αριθμό τοιχωμάτων.

Η σημαντικότερη επιρροή εντοπίζεται σε σεισμική φόρτιση της κατασκευής όπου οι τοιχοποιίες πλήρωσης:

- Αυξάνουν τη δυσκαμψία της κατασκευής, μειώνουν την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και οδηγούν σε διαφορετική τιμή παραλαμβανόμενου σεισμικού φορτίου (συνήθως προκύπτει αύξηση του σεισμικού φορτίου για αρχικά εύκαμπτες κατασκευές όπως προκύπτει από το φάσμα ενός σεισμού)
- Αποτελούν μια πρώτη γραμμή άμυνας της κατασκευής παραλαμβάνοντας μέρος της σεισμικής δράσης και ανακουφίζοντας εν μέρει το φέροντα οργανισμό ενώ παράλληλα ανακατανέμουν τη σεισμική δράση στο κτίριο
- Ενδέχεται όμως να προκαλέσουν τοπικές συγκεντρώσεις τάσεων σε περίπτωση αστοχίας τμημάτων της τοιχοποιίας πλήρωσης (η τοιχοποιία είναι το πρώτο στοιχείο που θα αστοχήσει στο σεισμό είτε με αποκόλληση από το γύρω πλαίσιο είτε με έντονη χιαστί ρηγματώσή της) καθώς γίνεται απότομη μεταφορά φορτίων στο περιβάλλον φέρων πλαίσιο

- Αυξάνουν γενικά την ικανότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας στο κτίριο (με την προϋπόθεση ότι δεν μεταβάλλουν το μηχανισμό ιεραρχημένης αστοχίας του φέροντος οργανισμού)

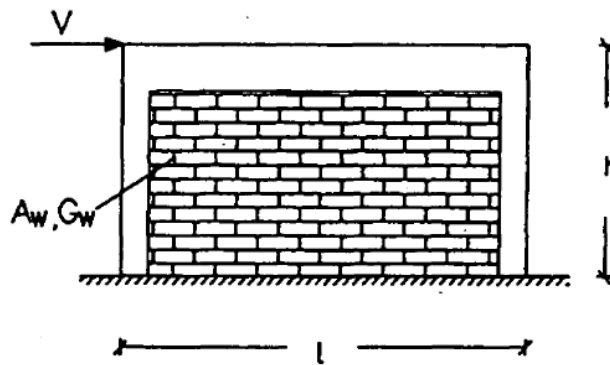
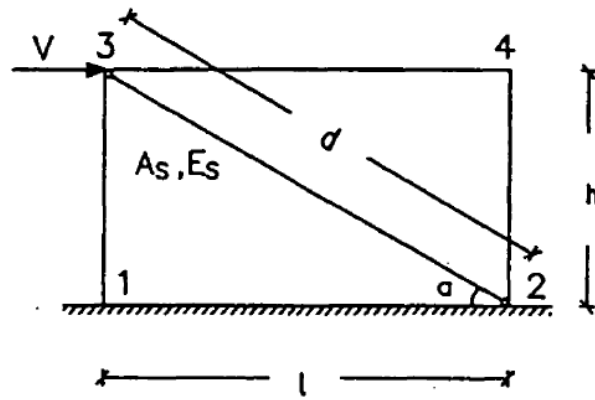
Η προσομοίωση των τοιχοποιιών πλήρωσης μπορεί να γίνει με το μοντέλο της θλιβόμενης διαγωνίου, όπου οι ιδιότητες της τοιχοποιίας συνεκτιμώνται μέσω μιας διαγωνίας ράβδου σε κάθε άνοιγμα του φέροντος οργανισμού. Οι ιδιότητες της ισοδύναμης ράβδου όπως αυτή παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.21, υπολογίζονται για θεώρηση ίσης οριζόντιας μετακίνησης για τα δυο μοντέλα σύμφωνα με τη σχέση:

$$E_s \cdot A_s = \frac{G_w \cdot A_w}{\cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha} \quad (3.8)$$

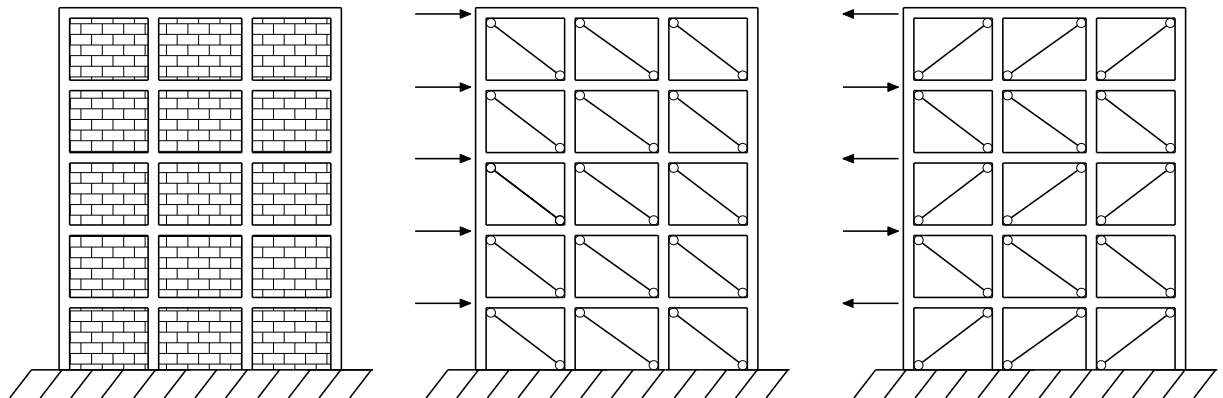
Η διαγώνια ράβδος που προσομοιώνει την τοιχοπολήρωση κανονικά δουλεύει μόνο σε θλίψη. Καθώς όμως ο προσανατολισμός της ράβδου ενδέχεται να μεταβάλλεται ανάλογα με την διεύθυνση της φόρτισης, απαιτείται μια αναλυτική διαδικασία προσομοίωσης με διαφορετικό στατικό μοντέλο για κάθε διαφορετική φόρτιση (ενδεικτικά στο Σχήμα 3.22). Παράλληλα είναι εξαιρετικά αμφίβολη η διατήρηση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας για επίπεδα φόρτισης κοντά στο σεισμό σχεδιασμού, καθώς αναμένονται ήδη οι πρώτες αστοχίες που δεν μπορούν να ληφθούν υπόψη σε ένα γραμμικό ελαστικό προσομοίωμα. Συνεπώς η προσομοίωση με τον τρόπο αυτό είναι ιδιαίτερα δυσχερής.

Ένας διαφορετικός τρόπος προσομοίωσης είναι με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων με ιδιότητες τοιχοποιίας (κυριαρχεί η διατμητική παραμόρφωση του επιφανειακού στοιχείου σύμφωνα και με τους [Kappos et al, 1998](#)). Πέραν όμως της πρόωρης αστοχίας της τοιχοποιίας που δεν μπορεί εύκολα να ληφθεί υπόψη στο υπολογιστικό προσομοίωμα υπάρχει και το θέμα της επιλογής των σημείων επαφής των επιφανειακών στοιχείων (δηλαδή της τοιχοποιίας) με το γύρω φέρων πλαίσιο (δηλαδή τον οργανισμό σπλισμένου σκυροδέματος). Εσφαλμένη επιλογή των θέσεων επαφής των δυο υλικών μπορεί να οδηγήσει σε λανθασμένα συμπεράσματα αναφορικά με την καταπόνηση του φέροντος οργανισμού σε βαθμό που να μην ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα ([Haddad, 1991](#)).

Γενικότερα η συμπεριφορά των τοιχοποιιών πλήρωσης δεν μπορεί να εκτιμηθεί αξιόπιστα τόσο λόγω της αβέβαιης δυσκαμψίας και αντοχής του σύνθετου υλικού (πλίνθοι με τσιμεντοκονία) όσο και λόγω του τρόπου κατασκευής τους (βαθμός σφίνωσης στο πλαίσιο, τεχνική κατασκευής κτλ). Παράλληλα, σε αντίθεση με τα φέροντα δομικά στοιχεία από σπλισμένο σκυρόδεμα, οι τοιχοπληρώσεις σε ένα κτίριο συχνά αλλάζουν θέση ή αφαιρούνται ανάλογα με τις λειτουργικές ανάγκες των κατοίκων. Συνεπώς, και προς την μεριά της ασφάλειας του έργου, δεν συνηθίζεται η προσομοίωση τους μαζί με το φέροντα οργανισμό σπλισμένου σκυροδέματος ([Kappos et al., 1998](#)).



Σχήμα 3.81. Ιδιότητες ισοδύναμης ράβδου για την προσομοίωση τοιχοπλήρωσης



Σχήμα 3.82. Αλλαγή του προσανατολισμού των ισοδύναμων ράβδων για την προσομοίωση τοιχοποιίας ανάλογα με τη φόρτιση (παραλαβή φορτίων μόνο σε θλίψη - ο προσανατολισμός των ράβδων στο σχήμα είναι ενδεικτικός)

3.4 Ειδικά θέματα προσομοίωσης

3.4.1 Αδρανειακό προσομοίωμα φορέα

Κατά την προσομοίωση ενός φορέα και προκειμένου να γίνει ανάλυση με τη δυναμική φασματική μέθοδο ή να γίνει απλώς ο υπολογισμός των ιδιομορφών θα πρέπει να προστεθούν οι ιδιότητες μάζας στα κατάλληλα στοιχεία-σημεία της κατασκευής. Το τελικό προσομοίωμα που προκύπτει αποτελεί το αδρανειακό προσομοίωμα του φορέα.

Όλα τα στοιχεία που αποτελούν ένα κτίριο (φέροντα και μη) αλλά και τα υπόλοιπα φορτία του φορέα (μόνιμα και μεταβλητά), έχουν κάποιο βάρος συνεπώς πρέπει να τους αποδωθούν κάποιες ιδιότητες μάζας. Έτσι τόσο η επίστρωση του δαπέδου που συγκαταλέγεται στα μόνιμα φορτία όσο και το βάρος ενός επίπλου που συγκαταλέγεται στα μεταβλητά, προσδίδουν την ώρα του σεισμού ένα φορτίο στην πλάκα με αποτέλεσμα να αυξάνουν στην μάζα της. Η θεώρηση των μαζών σε ένα προσομοίωμα οικοδομικού έργου Ο/Σ γίνεται ακολουθώντας κάποιες παραδοχές με βάση και τους Κανονισμούς. Η βάση των παραδοχών αυτών είναι η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας κάθε ορόφου σε οριζόντιο επίπεδο, που επιτρέπει να ληφθεί η κίνησή της ως κίνηση στερεού σώματος. Οι κυριότερες παραδοχές που γίνονται στην περίπτωση ανάλυσης μιας κατασκευής στο χώρο συνοψίζονται ως εξής:

- Θεωρείται πως η μάζα του κτιρίου είναι συγκεντρωμένη στα επίπεδα των ορόφων. Η θεώρηση αυτή είναι λογική καθώς το βάρος των τοιχοποιιών ούτως ή άλλως παραλαμβάνεται από την κάτω πλάκα ενώ η μάζα των κατακόρυφων δομικών στοιχείων (στυλοί-τοιχώματα) είναι αρκετά μικρή ώστε να διαμοιράζεται στις διαδοχικές πλάκες και να μην θεωρείται αυτόνομα ενδιάμεσα των ορόφων.
- Η μάζα του κάθε ορόφου, όταν αυτός έχει εξασφαλισμένη διαφραγματική λειτουργία, μπορεί να θεωρηθεί συγκεντρωμένη στο κέντρο βάρους του ορόφου (ΕΑΚ 2000 §3.2.2[2]). Αυτό συμπίπτει με το γεωμετρικό κέντρο της πλάκας με τη θεώρηση της ομοιόμορφης κατανομής των φορτίων της πλάκας κατά τη διάρκεια του σεισμού. Καθώς είναι σχεδόν σίγουρο πως την ώρα του σεισμού θα υπάρχουν αποκλίσεις από την θεώρηση αυτή (μη ομοιόμορφη κατανομή τοιχοπληρώσεων και λοιπών μόνιμων και μεταβλητών φορτίων), ο ΕΑΚ 2000 (§3.3.1) προβλέπει την μεταφορά της μάζας σε 4 σημεία κατά την δυναμική φασματική ανάλυση (τυχηματική εκκεντρότητα).
- Πέραν της συνολικής μεταφορικής μάζας του ορόφου, η συγκεντρωμένη μάζα στο κέντρο βάρους θα πρέπει να εφοδιαστεί και με την ροπή αδράνειας μάζας της κάτοψης στην οποία αντιστοιχεί και η οποία σχετίζεται με τις στρωφικές ελευθερίες κίνησης (ΕΑΚ 2000 §3.2.2[1] και §Σ.3.2.2[1]).

Η ροπή αδράνειας μάζας (ή στρεπτική ροπή αδράνειας) μιας κάτοψης ορθογωνικού τμήματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$J_m = \mu \cdot (I_x + I_y) \quad (3.9)$$

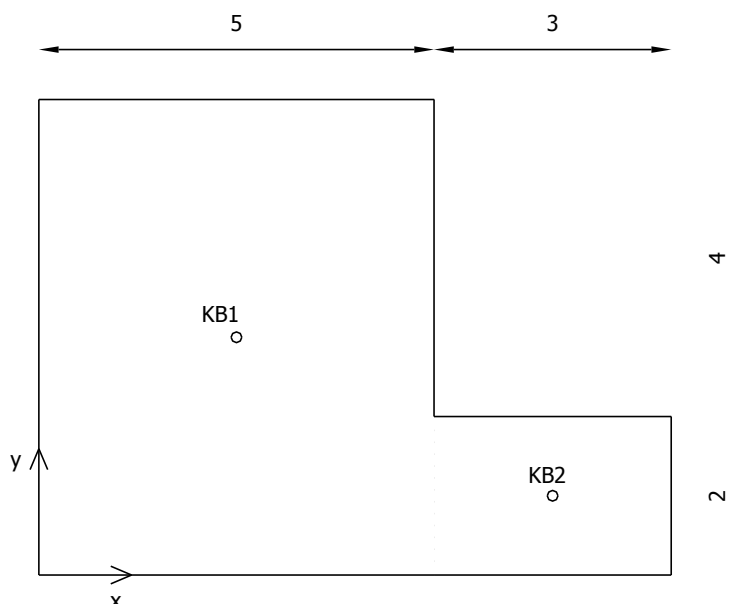
όπου:

μ (t/m^2): η κατανομημένη μάζα του ορόφου στην επιφάνεια της κάτοψης

I_x, I_y : οι ροπές αδρανείας της ορθογωνικής κάτοψης γύρω από άξονες X και Y

Παράδειγμα υπολογισμού ροπής αδράνειας μάζας σε κάτοψη

Να υπολογιστεί η θέση της συγκεντρωμένης μάζας (κέντρο βάρους) και η ροπή αδράνειας μάζας για την κάτοψη του σχήματος (Σχήμα 3.23) (θεωρείται ότι το κέντρο βάρους ταυτίζεται με το γεωμετρικό κέντρο της κάτοψης). Το κατακόρυφο φορτίο που εφαρμόζεται στην πλάκα για τον σεισμικό συνδυασμό είναι $G+0.3Q=7.78kN/m^2$.



Σχήμα 3.83. Σχήμα κάτοψης για υπολογισμό ροπής αδράνειας μάζας

Υπολογισμός κέντρου βάρους κάτοψης

Η κάτοψη χωρίζεται νοητά σε δυο απλά ορθογωνικά σχήματα. Τα κέντρα βάρους του καθενός από τα τμήματα της κάτοψης φαίνονται στο Σχήμα 3.23 με βάση τους άξονες που έχουν οριστεί:

Τμήμα 1: Διαστάσεις 5x6m, Εμβαδόν $A_1=5 \cdot 6=30m^2$, με κέντρο βάρους KB1 (2.5,3.0)

Τμήμα 2: Διαστάσεις 3x2m, Εμβαδόν $A_2=3 \cdot 2=6m^2$, με κέντρο βάρους KB2 (6.5,1.0)

Οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους της σύνθετης διατομής υπολογίζονται ως:

$$x = \frac{x_1 \cdot A_1 + x_2 \cdot A_2}{A_1 + A_2} = \frac{2.5m \cdot 30m^2 + 6.5m \cdot 6m^2}{30m^2 + 6m^2} = 3.17m \quad (3.10)$$

$$y = \frac{y_1 \cdot A_1 + y_2 \cdot A_2}{A_1 + A_2} = \frac{3m \cdot 30m^2 + 1m \cdot 6m^2}{30m^2 + 6m^2} = 2.67m \quad (3.11)$$

Υπολογισμός ροπής αδράνειας μάζας της κάτοψης

- Υπολογίζεται αρχικά το συνολικό βάρος B και η συνολική μάζα m του ορόφου:

$$B = 7.78 \frac{KN}{m^2} \cdot 36m^2 = 280 KN, \quad m = \frac{B}{g} = \frac{280}{9.81} = 28.54 t \quad (3.12)$$

- Σημειώνεται ότι η επιμέρους μάζα του κάθε τμήματος της κάτοψης είναι:

$$m_1 = m \cdot \frac{A_1}{A} = 28.54 t \cdot \frac{30 m^2}{36 m^2} = 23.78 t, \quad m_2 = m \cdot \frac{A_2}{A} = 28.54 t \cdot \frac{6 m^2}{36 m^2} = 4.76 t \quad (3.13)$$

- Υπολογίζεται η κατανεμημένη μάζα στον όροφο (ανά m² του ορόφου):

$$\mu = \frac{m}{A} = \frac{28.54 t}{36 m^2} = 0.793 \frac{t}{m^2} \quad (3.14)$$

- Υπολογίζονται οι ροπές αδράνειας του κάθε τμήματος:

$$I_{x1} = \frac{5m \cdot 6^3 m^3}{12} = 90m^4, \quad I_{y1} = \frac{6m \cdot 5^3 m^3}{12} = 62.5m^4 \quad (3.15)$$

$$I_{x2} = \frac{3m \cdot 2^3 m^3}{12} = 2m^4, \quad I_{y2} = \frac{2m \cdot 3^3 m^3}{12} = 4.5m^4 \quad (3.16)$$

- Υπολογίζονται οι ροπές αδράνειας μάζας του κάθε τμήματος:

$$J_{m1} = \mu \cdot (I_{x1} + I_{y1}) = 0.793 t/m^2 \cdot (90 + 62.5)m^4 = 120.93 tm^2 \quad (3.17)$$

$$J_{m2} = \mu \cdot (I_{x2} + I_{y2}) = 0.793 t/m^2 \cdot (2 + 4.5)m^4 = 5.15 tm^2 \quad (3.18)$$

- Υπολογίζονται οι αποστάσεις του κέντρου βάρους του κάθε τμήματος από το κέντρο βάρους της συνολικής διατομής:

$$r_1^2 = (x - x_1)^2 + (y - y_1)^2 = (3.17 - 2.5)^2 + (2.67 - 3)^2 = 0.4489 + 0.1089 = 0.5578m^2 \quad (3.19)$$

$$r_2^2 = (x - x_2)^2 + (y - y_2)^2 = (3.17 - 6.5)^2 + (2.67 - 1)^2 = 11.0889 + 2.7889 = 13.8778m^2 \quad (3.20)$$

- Γίνεται μεταφορά των ροπών αδράνειας μάζας στο κέντρο βάρους της συνολικής διατομής με βάση τη σχέση $J_m = J_{mA} + m_A \cdot r_A^2$ οπότε:

$$J_m = (J_{m1} + m_1 \cdot r_1^2) + (J_{m2} + m_2 \cdot r_2^2) = (120.93tm^2 + 23.78t \cdot 0.5578m^2) + (5.15tm^2 + 4.76t \cdot 13.8778m^2) = 205.40tm^2 \quad (3.21)$$

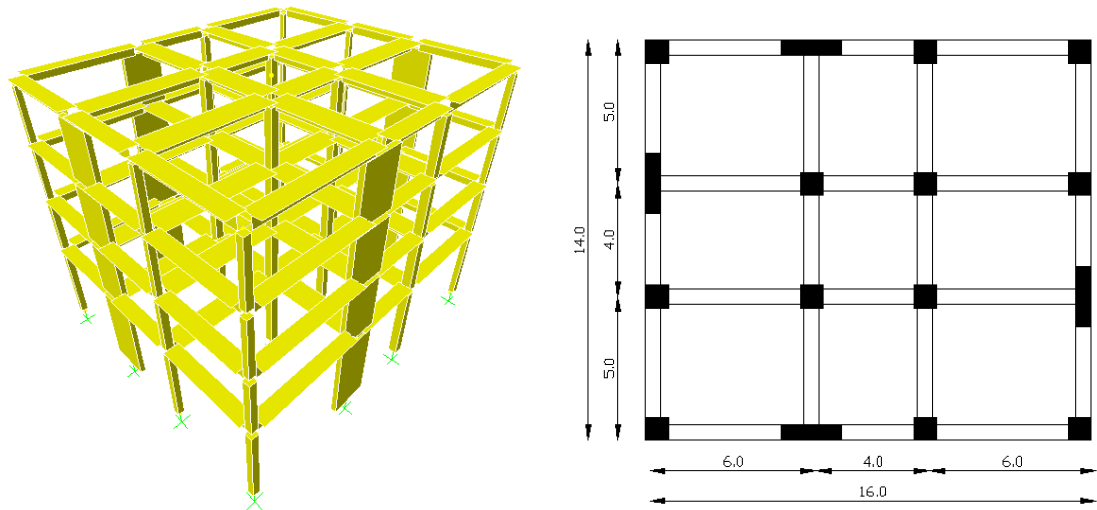
Σημείωση: Ο παραπάνω τρόπος υπολογισμού της ροπής αδράνειας μάζας θεωρεί το σύνολο της μάζας ως ομοιόμορφα κατανεμημένη στον όροφο. Στην πραγματικότητα, σημαντικό τμήμα της μάζας από τις τοιχοποιίες πλήρωσης και τα κατακόρυφα στοιχεία δεν είναι ομοιόμορφα κατανεμημένο στην κάτοψη, αντίθετα εμφανίζει μια τάση να συγκεντρώνεται προς την περίμετρο του ορόφου, οδηγώντας σε μεγαλύτερες τιμές J_m . Το γεγονός αυτό μπορεί να μεταβάλλει σημαντικά τα αποτελέσματα σε απλούς φορείς (Κίρτας και Νέλιος, 2012), αναμένεται όμως να επηρεάζει λιγότερο φορείς με σύνθετη κάτοψη και διάσπαρτες τοιχοποιίες στον όροφο.

3.5 Παραδείγματα επιρροής της προσομοίωσης δομικών στοιχείων

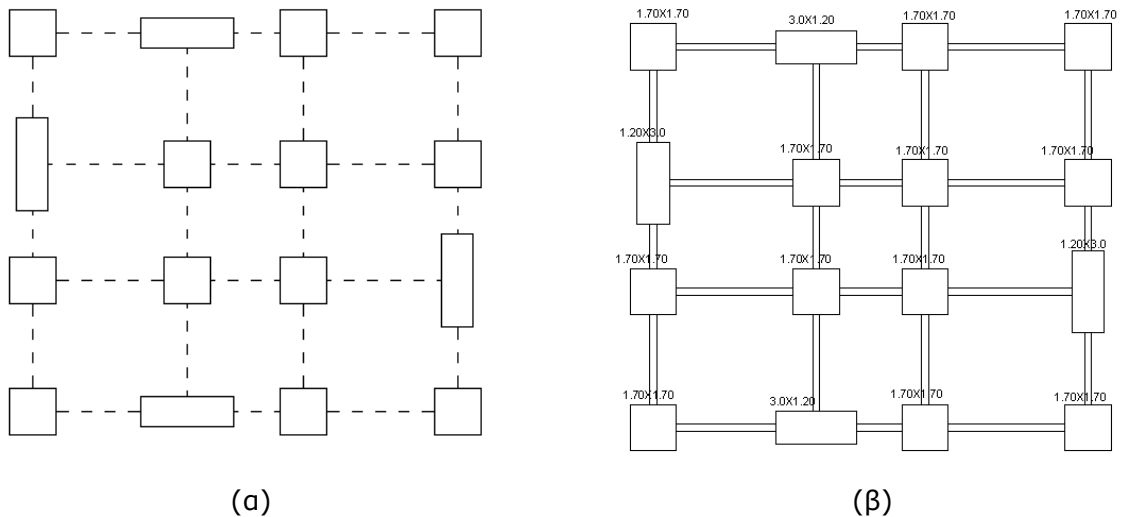
3.5.1 Παράδειγμα επιρροής της προσομοίωσης της ενδοσιμότητας του εδάφους

Η επιρροή της προσομοίωσης της ενδοσιμότητας ενός ιδιαίτερα μαλακού εδάφους θεμελίωσης μελετήθηκε στην περίπτωση μιας τετραώροφης οικοδομής στην πτυχιακή εργασία της **Ποτουρίδου (2005)**. Ο φορέας που εξετάστηκε φαίνεται στο Σχήμα 3.24. Έγιναν συνολικά τρεις αναλύσεις για τις παρακάτω περιπτώσεις:

- Θεώρηση πάκτωσης στη βάση των κατακόρυφων στοιχείων (καθόλου ενδοσιμότητα εδάφους – Προσομοίωμα Α)
- Θεώρηση ελατηριακών σταθερών για την προσομοίωση της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης – επίλυση με μεμονωμένα πλαίσια (Προσομοίωμα Β)
- Θεώρηση ελατηριακών σταθερών για την προσομοίωση της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης με ταυτόχρονη ύπαρξη συνδετήριων δοκών και ελαστική τους έδραση στο έδαφος (Προσομοίωμα Γ)



Σχήμα 3.84. Φορέας που εξετάστηκε σε προοπτική όψη και κάτοψη (Ποτουρίδου, 2005)



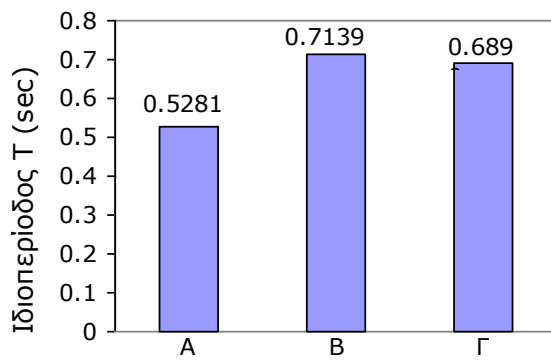
Σχήμα 3.85. Περιπτώσεις μελέτης φορέα με (α) μεμονωμένα θεμέλια με ελατήρια (β) θεμέλια και συνδετήριες δοκοί με ελατήρια (Ποτουρίδου, 2005)

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτει πως η θεώρηση της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης έχει καταστήσει πιο εύκαμπτο το φορέα, όπως φαίνεται και από την μεταβολή της ιδιοπεριόδου του φορέα (Σχήμα 3.26α). Αυτό βέβαια έχει ως αποτέλεσμα και την αύξηση των μετακινήσεων στην κορυφή (Σχήμα 3.26β).

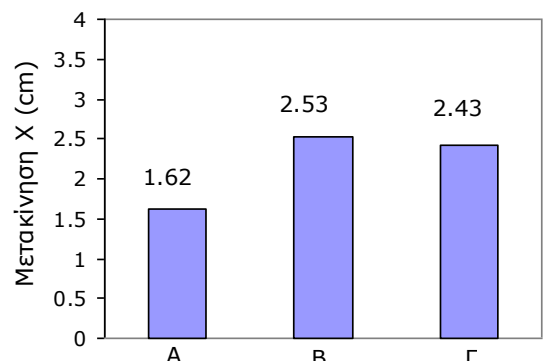
Το πιο εντυπωσιακό αποτέλεσμα όμως φαίνεται στο Σχήμα 3.27. Δίχως σημαντική μεταβολή στις ροπές των δοκών και υποστυλωμάτων (ενδεικτικά Σχήμα 3.27α) παρατηρείται πολύ σημαντική μείωση στις ροπές στη βάση των τοιχωμάτων (Σχήμα 3.27β). Παράλληλα συμβαίνει και μια ανακατανομή στις ροπές των τοιχωμάτων καθ' ύψος. Ενώ λοιπόν αν λαμβανόταν πάκτωση στη βάση του τοιχώματος που παρουσιάζεται στο σχήμα θα έπρεπε να διαστασιολογηθεί με ροπή 2320 KNm, στην περίπτωση της ενδόσιμης στήριξης διαστασιολογείται για το 1/3 της τιμής αυτής. Έχει άλλωστε γίνει ήδη αναφορά

στις προηγούμενες παραγράφους πως η πλέον ενδιαφέρουσα περίπτωση είναι αυτή της ελαστικής έδρασης των τοιχωμάτων όπου αναπτύσσονται σημαντικές τιμές εντατικών μεγεθών (ΕΑΚ §3.2.3[4] και σχόλια).

Η σημαντική αυτή διαφοροποίηση οφείλεται στον τρόπο που παραλαμβάνονται τα οριζόντια φορτία στις διάφορες προσομοιώσεις. Έτσι, στην περίπτωση πάκτωσης το τοίχωμα τείνει να συμπεριφερθεί σαν πρόβολος ενώ το σύνολο του φορτίου θα παραληφθεί με την ανάπτυξη καμπτικών ροπών στη βάση του τοιχώματος. Στην περίπτωση όμως ελαστικής στήριξης η παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται κατά ένα μέρος με ανάπτυξη καμπτικών ροπών στο τοίχωμα και κατά ένα μέρος από την ανάπτυξη παραμορφώσεων στη βάση λόγω της ενδόσιμης θεμελίωσης. Οι πραγματικές διαφορές μπορεί να μην είναι πάντα τόσο εντυπωσιακές όπως στο συγκεκριμένο παράδειγμα που μελετήθηκε αλλά σε γενικές γραμμές είναι αρκετά σημαντικές.

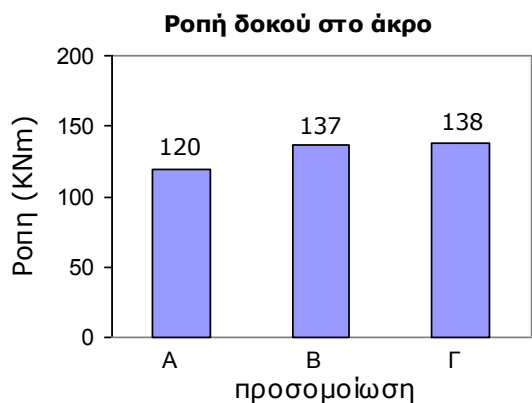


(α) Ιδιοπερίοδος

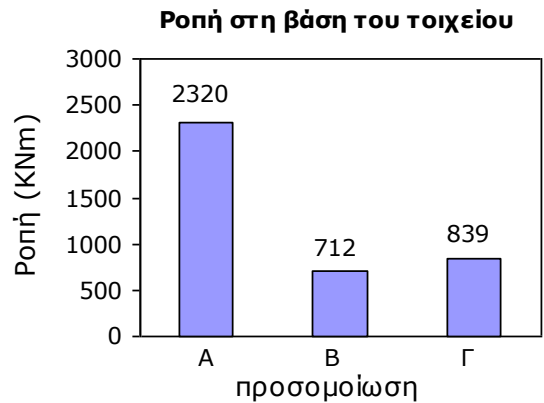


(β) Μετακίνηση κορυφής

Σχήμα 3.86. Ιδιοπερίοδος και μετακίνηση κορυφής φορέα για τις 3 περιπτώσεις μελέτης (Ποτουρίδου, 2005)

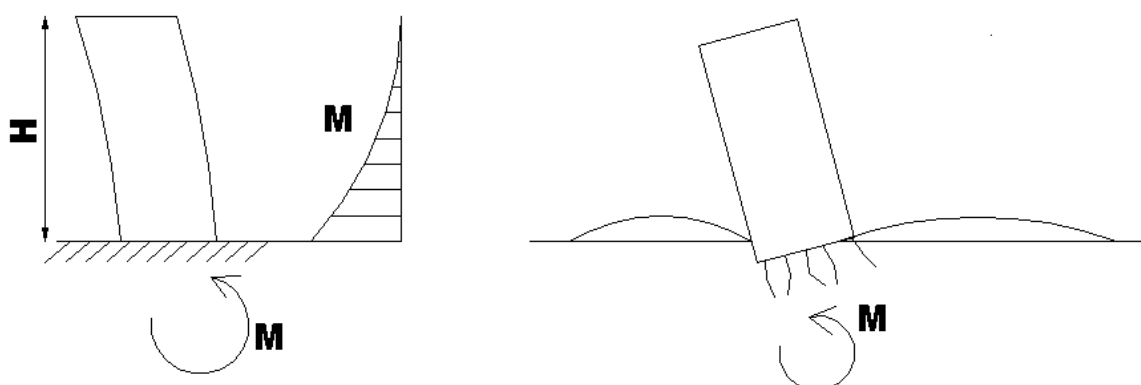


(α)



(β)

Σχήμα 3.87. Ροπή στο άκρο δοκού και στη βάση τοιχώματος για τις 3 περιπτώσεις



Σχήμα 3.88. Σχηματική επεξήγηση της μείωσης των εντατικών μεγεθών στο τοίχωμα όταν θεωρείται ενδόσιμη θεμελίωση (Ποτουρίδου, 2005)

3.5.2 Παράδειγμα επιρροής της προσομοίωσης των τοιχοποιιών πλήρωσης

Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην συμπεριφορά μικτών πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος μελετήθηκε στις εργασίες του Γκίνου (2005) και του Αλεξόπουλου (2004). Εξετάστηκαν μικτά συστήματα πλαισίων χαμηλού (2ώροφο), μέσου (4ώροφο) και μεγάλου ύψους (9ώροφο) για διάφορους συνδυασμούς τοιχοπλήρωσης (Σχήμα 3.29):

(α) πλήρως τοιχοπληρωμένα

(β) με ανοίγματα στις τοιχοπληρώσεις του ισόγειου και πλήρως τοιχοπληρωμένα στους υπόλοιπους ορόφους

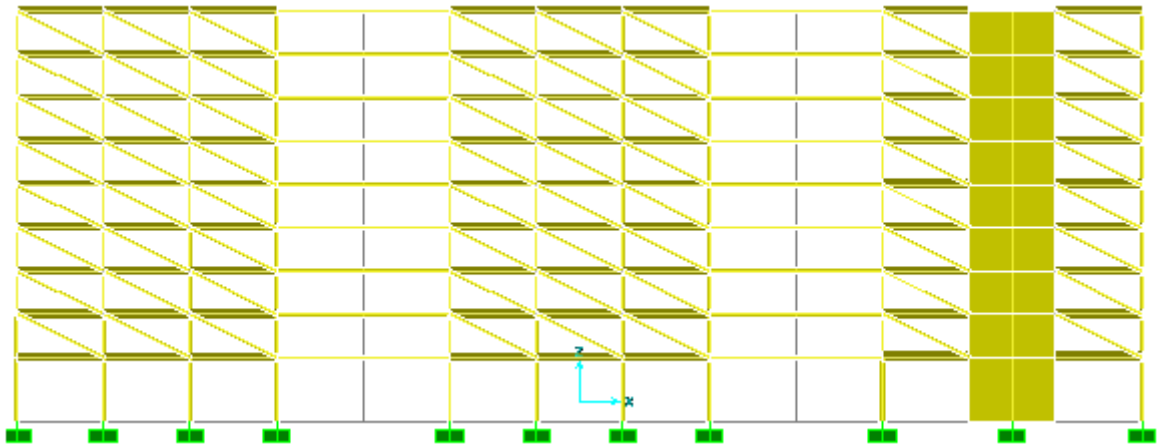
(γ) δίχως καθόλου τοιχοπλήρωση στο ισόγειο (πυλωτή) και πλήρως τοιχοπληρωμένα στους υπόλοιπους ορόφους

(δ) δίχως καθόλου τοιχοπλήρωση (γυμνά πλαίσια)

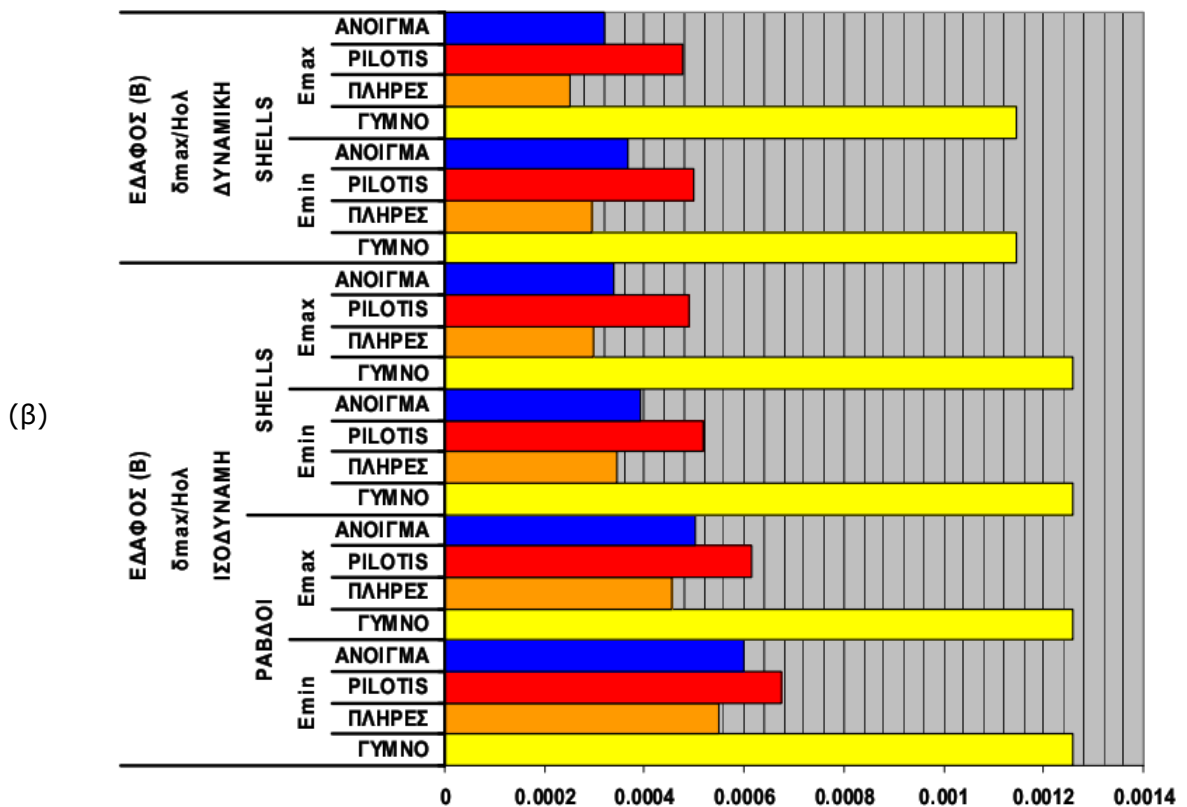
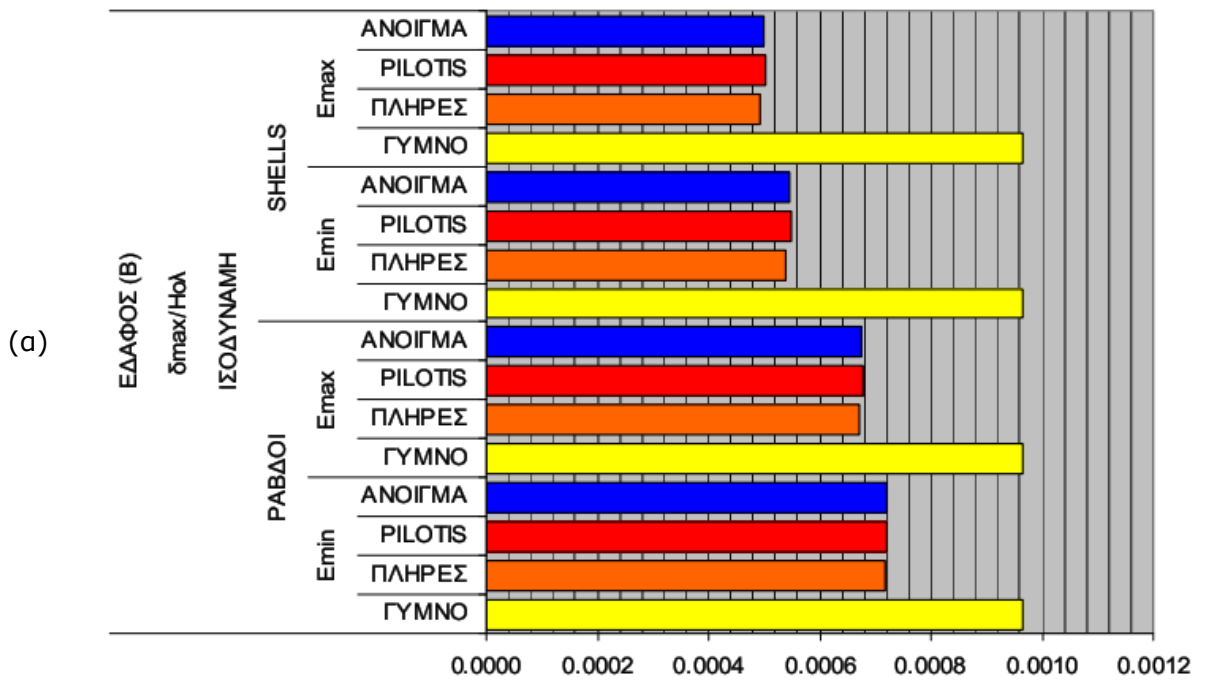
Η ανάλυση έγινε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο ενώ κατά την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων χρησιμοποιήθηκαν δύο τρόποι: (α) η χρήση ισοδύναμης ράβδου και (β) η χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. Στην κάθε περίπτωση μελετήθηκε η ύπαρξη τόσο ισχυρής (E_{max}) όσο και ασθενούς τοιχοποιίας (E_{min}).

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προέκυψε πως οι μετακινήσεις (απόλυτες και σχετικές $-\delta_{max}/H_{ολ}$) όταν λαμβάνεται υπόψη η τοιχοπλήρωση μπορεί να είναι έως και χαμηλότερες του 50% των μετακινήσεων του γυμνού κτιρίου, ιδίως στην περίπτωση πλήρως τοιχοπληρωμένων πλαισίων (Σχήμα 3.30). Η πρόσθετη δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων είναι σημαντική προκαλώντας μείωση της τιμής των ιδιοπεριόδων ιδιαίτερα στην περίπτωση αμιγών πλαισίων, ενώ είναι μικρότερη η επιρροή στα μικτά πλαίσια (Σχήμα

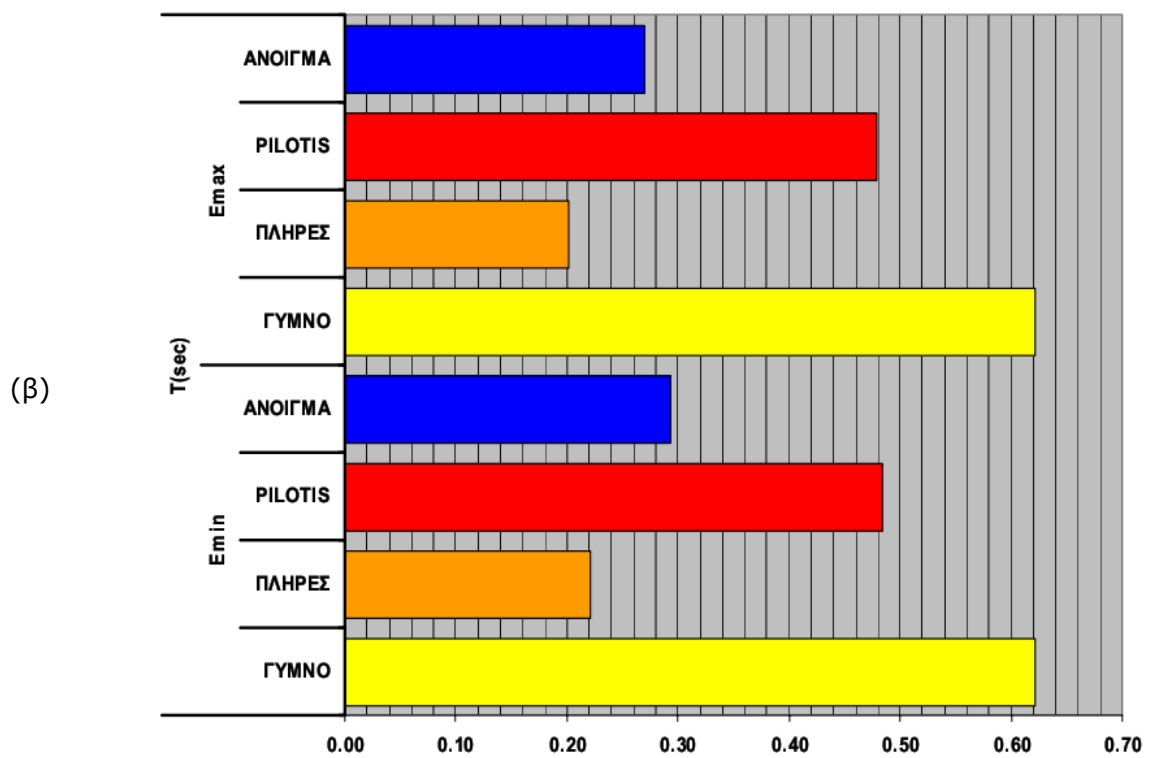
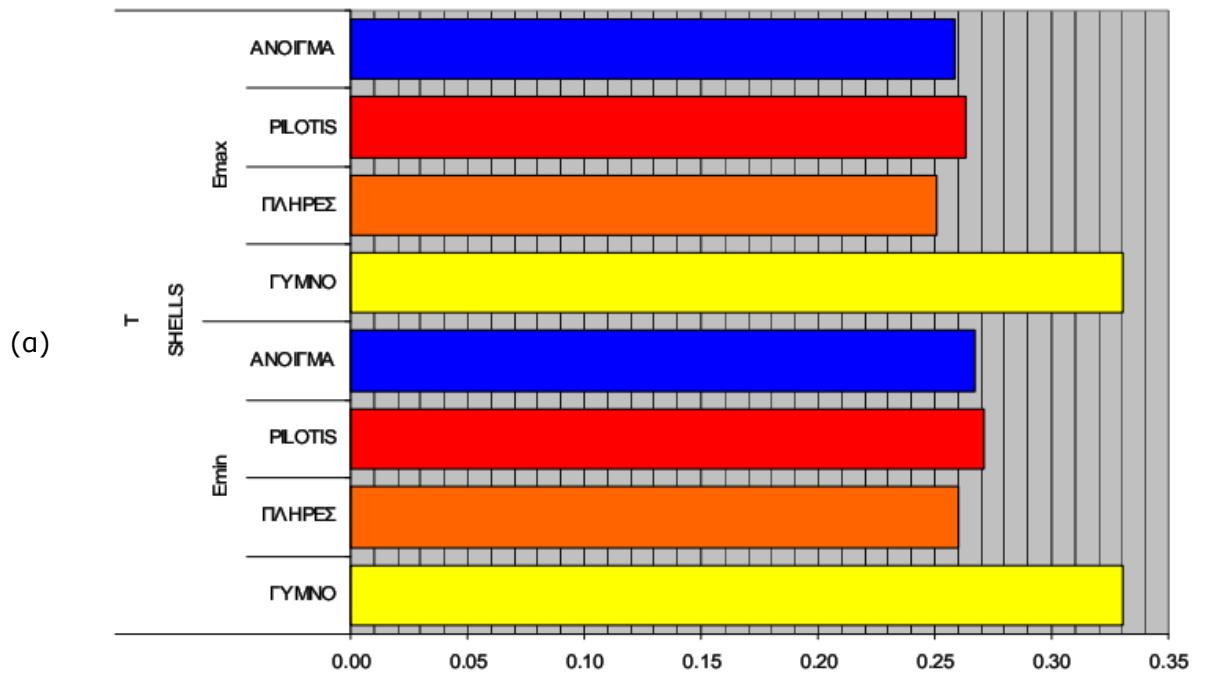
3.31). Η επιλογή ασθενούς ή ισχυρής τοιχοποιίας όπου εξετάστηκε δεν φάνηκε να επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα κατά την γραμμική ελαστική ανάλυση.



Σχήμα 3.89. Ενδεικτικό προσομοίωμα 9ώροφου μικτού κτιρίου με τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους εκτός του ισογείου (Γκίνος, 2005)



Σχήμα 3.90. Ανηγμένες μετακινήσεις κορυφής θωρόφου κτιρίου σε διάφορα προσομοιώματα για (α) μικτά πλαίσια (Γκίνος, 2005) και (β) αμιγή πλαίσια (Αλεξόπουλος, 2004)



Σχήμα 3.91. Ιδιοπερίοδοι 4ωρόφου κτιρίου σε διάφορα προσομοιώματα για (α) μικτά πλαίσια (Γκίνος, 2005) και (β) αμιγή πλαίσια (Αλεξόπουλος, 2004)

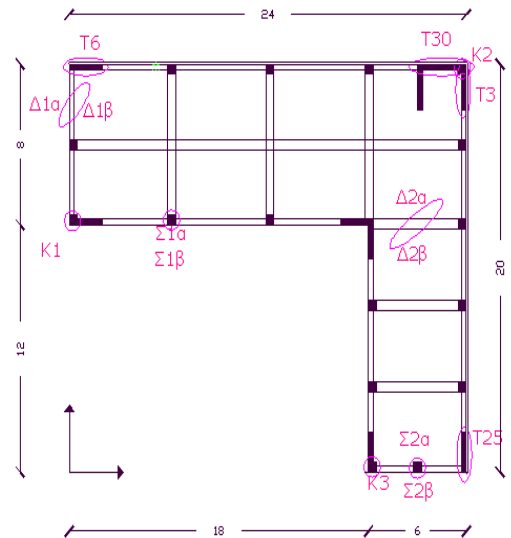
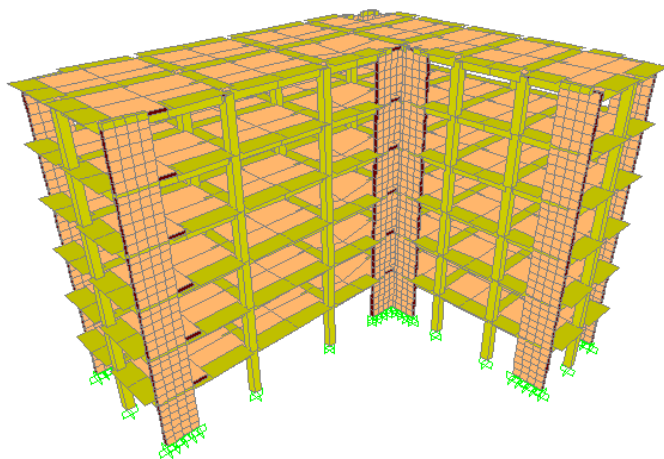
3.5.3 Παράδειγμα επιρροής της μεθόδου προσομοίωσης τοιχωμάτων και των αδρανειακών χαρακτηριστικών κτιρίου

Η επιρροή διαφόρων επιλογών προσομοίωσης σε πολυώροφα κτίρια σπλισμένου σκυροδέματος εξετάστηκε από την [Παπαδοπούλου \(2008\)](#). Πιο συγκεκριμένα μελετήθηκε, στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000, μια πολυώροφη κατασκευή 6 ορόφων, με κάτοψη της οποίας η μορφολογία βρίσκεται στα όρια της κανονικότητας καθώς είναι σχήματος Γ με πτερύγια σημαντικού μήκους (Σχήμα 3.32). Ο λόγος που επιλέχθηκε μια κατασκευή ιδιαίτερης μορφολογίας είναι για να μεγιστοποιηθεί η όποια επιρροή των διαφόρων επιλογών προσομοίωσης στα αποτελέσματα της ανάλυσης. Τα τέσσερα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν είχαν τις παρακάτω διαφοροποιήσεις στις παραδοχές:

- Στο προσομοίωμα Α χρησιμοποιήθηκε το σύνολο των απλοποιητικών παραδοχών του ΕΑΚ 2000 συμπεριλαμβανομένων της διαφραγματικής λειτουργίας στα επίπεδα των ορόφων (αυτοματοποιημένη επιλογή του προγράμματος), της συγκέντρωσης της μάζας στο κέντρο βάρους της κάτοψης και της χρήσης γραμμικών στοιχείων για την προσομοίωση των τοιχωμάτων και του πυρήνα.
- Στο προσομοίωμα Β η προσομοίωση των τοιχωμάτων γίνεται με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων τύπου κελύφους.
- Στο προσομοίωμα Γ γίνεται αναλυτική προσομοίωση της πλάκας με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία αντί αυτοματοποιημένου διαφράγματος όπως και κατανομή της μάζας στους κόμβους των επιφανειακών στοιχείων αντί της συγκέντρωσής της στο κέντρο βάρους της κάτοψης.
- Τέλος στο προσομοίωμα Δ συγκεντρώνονται όλες οι διαφοροποιήσεις που αναφέρθηκαν στα προσομοιώματα Β και Γ.

Η διαφοροποίηση στην προσομοίωση των τοιχωμάτων έχει ως στόχο να εξετάσει την αποτελεσματικότητα της χρήσης γραμμικών στοιχείων σε ένα δομικό στοιχείο δυο διαστάσεων. Η προσομοίωση αυτή έχει επικρατήσει στα περισσότερα εμπορικά πακέτα στατικών αναλύσεων και η ακρίβειά της έχει εν γένει επιβεβαιωθεί στο παρελθόν.

Η αντικατάσταση της αυτοματοποιημένης διαφραγματικής λειτουργίας στο επίπεδο του ορόφου με επιφανειακά στοιχεία, διερευνά κατά πόσον σε μια ακραία μορφή κάτοψης, λόγω της ύπαρξης των πτερυγίων, ενδέχεται να υπάρχει σχετική μετακίνηση των διαφόρων περιοχών της πλάκας. Κάτι τέτοιο θα σήμαινε και διαφοροποίηση στην σεισμική απόκριση του φορέα, στην κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα διάφορα κατακόρυφα στοιχεία και τελικά στα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη.

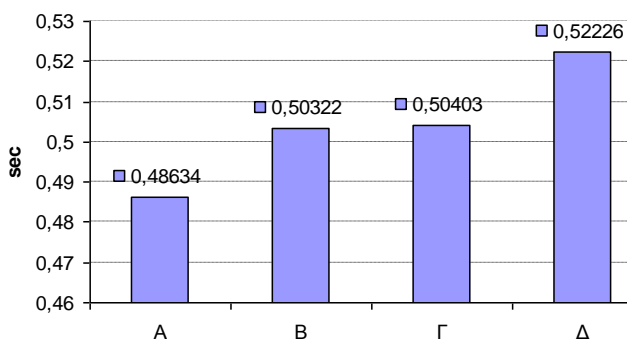


Σχήμα 3.92. Πολυώροφο κτίριο που μελετήθηκε για διάφορες παραδοχές προσομοίωσης (Παπαδοπούλου, 2008)

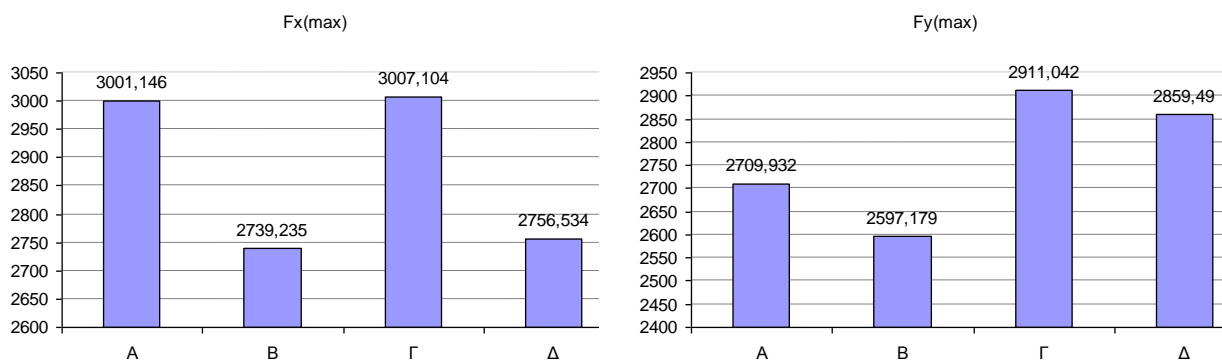
Η μεταβολή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής, ανάλογα με την προσομοίωση που επιλέγεται, φαίνονται στα διαγράμματα του Σχήματος 3.33. Παρατηρείται, ανάλογα με το προσομοίωμα, μια μεταβολή της ιδιοπεριόδου μεταξύ των τιμών 0.486s και 0.522s που αντιστοιχεί σε μια συνολική διαφοροποίηση της τάξης του 7%. Αυτό σημαίνει πως η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής βρίσκεται πάντα στο πλατώ του φάσματος του ΕΑΚ 2000 για την κατηγορία εδάφους Β που εξετάζεται (όρια μεταξύ 0.15s και 0.6s). Συνεπώς οι όποιες μεταβολές παρατηρηθούν στα υπόλοιπα μεγέθη που σχετίζονται με την σεισμική απόκριση της κατασκευής δεν θα οφείλονται σε σημαντική διαφοροποίηση του παραλαμβανόμενου σεισμικού φορτίου κατά την δυναμική φασματική ανάλυση. Παρατηρείται πως όσο η προσομοίωση γίνεται αναλυτικότερη (κατανεμημένες μάζες στον όροφο, τοιχώματα και πλάκες με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία), τόσο η τιμή της ιδιοπεριόδου έχει αυξητικές τάσεις. Συμπεραίνεται συνεπώς πως οι αρχικές απλοποιητικές παραδοχές που γίνονται με βάση τον ΕΑΚ 2000 οδηγούν σε κάπως πιο δύσκαμπτο φέροντα οργανισμό, δίχως όμως σημαντικές διαφοροποιήσεις.

Στο Σχήμα 3.34 φαίνεται η μεταβολή της παραλαμβανόμενης σεισμικής τέμνουσας βάσης ανά διεύθυνση σε κάθε προσομοίωμα. Η μέγιστη μεταβολή της παραλαμβανόμενης τέμνουσας βάσης μεταξύ των προσομοιωμάτων αγγίζει το 10% περίπου. Η διαφοροποίηση της παραλαμβανόμενης σεισμικής δύναμης κατά το ποσοστό αυτό θα πρέπει να ληφθεί υπόψη κατά την αξιολόγηση της μεταβολής των υπόλοιπων μεγεθών απόκρισης.

ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ



Σχήμα 3.93. Μεταβολή της ιδιοπεριόδου μεταξύ των προσομοιωμάτων (Παπαδοπούλου, 2008)



Σχήμα 3.94. Μεταβολή της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ των προσομοιωμάτων (Παπαδοπούλου, 2008)

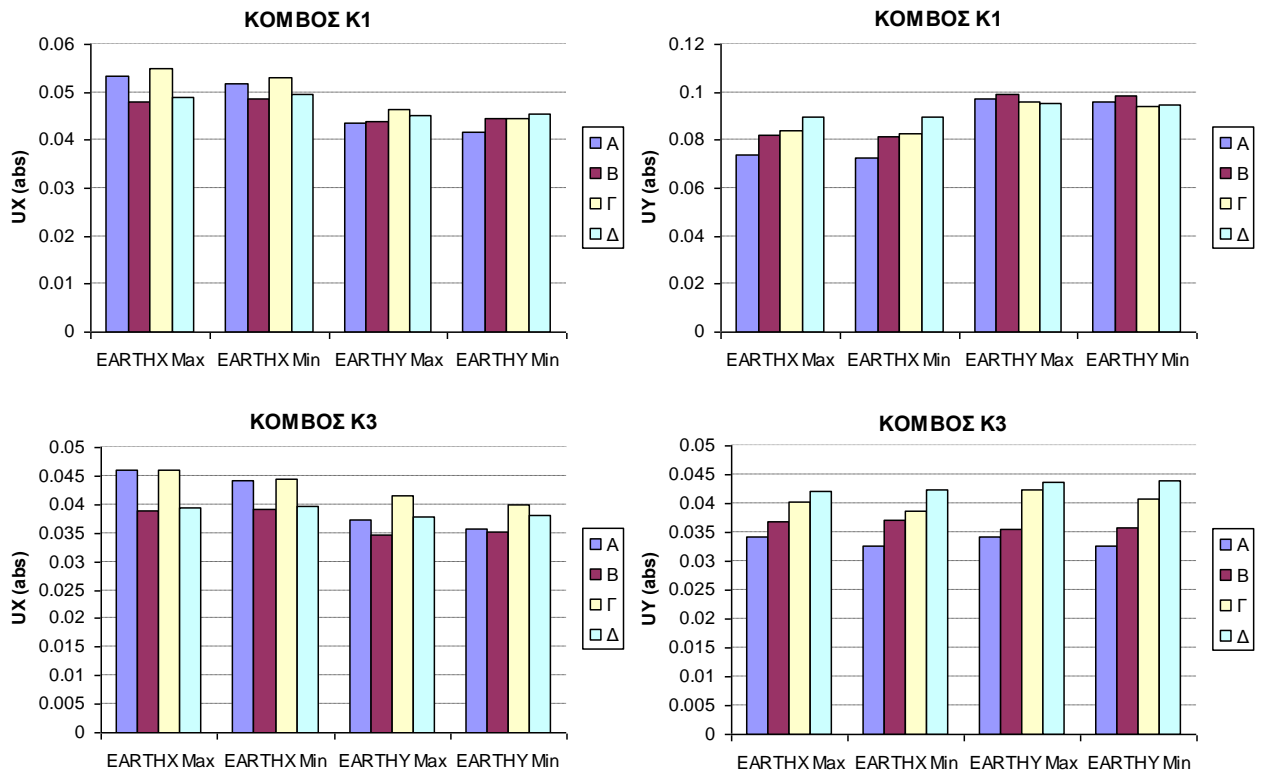
Οι μετακινήσεις σε 2 κόμβους στην κορυφή του κτιρίου για τα διάφορα προσομοιώματα φαίνονται στο Σχήμα 3.35. Οι συνδυασμοί φορτίων που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- EARTHXmax: $G+0.3Q+EX+0.3EY$
- EARTHXmin: $G+0.3Q-EX-0.3EY$
- EARTHYmax: $G+0.3Q+0.3EX+EY$
- EARTHYmin: $G+0.3Q-0.3EX-EY$

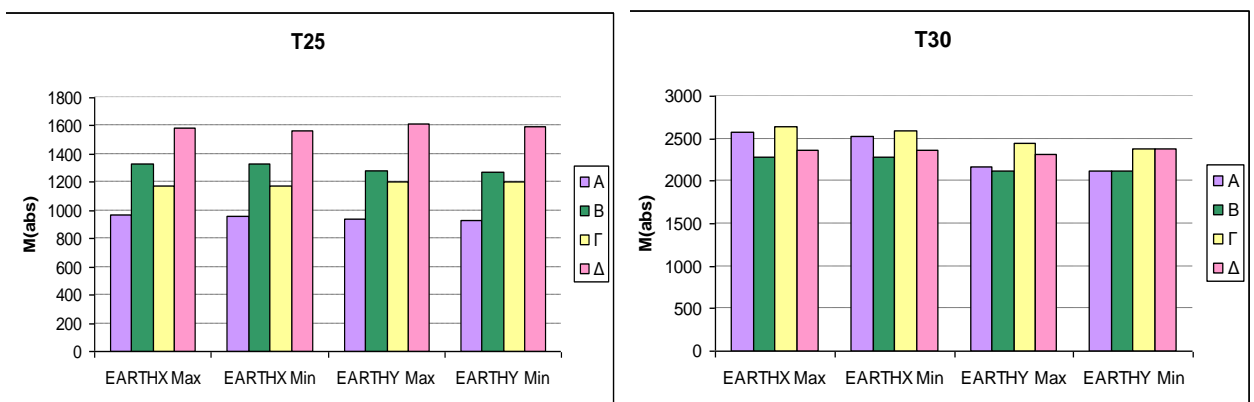
Διαπιστώνεται μια γενικότερη αυξητική τάση των σεισμικών μετακινήσεων πηγαινόντας προς αναλυτικότερη προσομοίωση. Η αύξηση των μετακινήσεων δεν συμπίπτει με τα προσομοιώματα όπου είναι αυξημένη η τέμνουσα βάσης, κάτι που σημαίνει πως οφείλεται κυρίως στην αλλαγή των επιλογών της προσομοίωσης και όχι στη μεταβολή του εισαγόμενου σεισμικού φορτίου. Καθώς η αύξηση σε κάποιες περιπτώσεις αγγίζει το 15%, θα πρέπει να δίνεται κάποια προσοχή στον προσδιορισμό τους κατά την ανάλυση κτιρίων με ακραίες μορφές κάτοψης για να αποφευχθούν φαινόμενα κρούσης με γειτονικά κτίρια.

Στο Σχήμα 3.36 φαίνεται η μεταβολή της καμπτικής ροπής σε ένα μεμονωμένο τοίχωμα (T25) και στο τοίχωμα της πλάτης του πυρήνα (T30). Ενώ η ροπή του τοιχώματος πυρήνα

δεν μεταβάλλεται σημαντικά, η ροπή του μεμονωμένου τοιχώματος παρουσιάζει μια πολύ σημαντική μεταβολή (αύξηση έως και 65% στη δυσμενέστερη περίπτωση), τόσο κατά την προσομοίωση του με επιφανειακά στοιχεία (B), όσο και κατά την προσομοίωση του με γραμμικά στοιχεία όταν όμως η κατανομή της μάζας και η πλάκα προσομοιώνονται αναλυτικά (Γ). Το σημείο αυτό στα μεμονωμένα τοιχώματα θα πρέπει να προσεχθεί ιδιαίτερα κατά τις διάφορες προσομοιώσεις καθώς σημαίνει εντελώς διαφορετική διαστασιολόγηση του τοιχώματος. Σημειώνεται βέβαια πως η μορφή της κάτοψης του φορέα ήταν ιδιαίτερα δυσμενής και σε ενδεχόμενη διαφορετική γεωμετρία φορέα η αύξηση της καμπτικής ροπής να μην είναι τόσο σημαντική.



Σχήμα 3.95. Μετακινήσεις κόμβων στα διάφορα προσομοιώματα (Παπαδοπούλου, 2008)



Σχήμα 3.96. Καμπτικές ροπές στη βάση των τοιχωμάτων στα διάφορα προσομοιώματα (Παπαδοπούλου, 2008)

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- CEN, European Committee for Standardization (2003), "prEN 1998-1: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", Brussels
- Cook R.D., Malkus D.S., Plesha M.E. (1989), "Concepts and applications of finite element analysis", Third edition, John Wiley & Sons Inc., New York
- Dobry R., Gazetas G. (1986), "Dynamic Response of Arbitrary Shaped Foundations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 112, no. 2, pp. 109-135
- Dowrick J. (1978), "Earthquake Resistant Design", John Wiley & Sons, New York
- Gazetas G. (1991), "Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 117, no. 9, pp. 1363-1381
- Gazetas G. (1997), "Dynamic Soil-Structure Interaction During Earthquakes", Proceedings of the Advanced Study Course on Seismic Risk (SERINA), ITSAK, Thessaloniki, Greece
- Haddad EL M.H. (1991), "Finite Element Analysis of Infilled Frames Considering Cracking and Separation Phenomena", Computers and Structures, vol. 41, no. 3, pp. 439-447
- Huebner K.H., Dewhirst D.L., Smit D.E., Byrom T.G. (2001), "The finite element method for engineers", Fourth edition, John Wiley & Sons, New York
- Kappos A., Stylianidis K.C., Michailidis C.N. (1998), "Analytical Models for Brick Masonry Infilled R/C Frames under Lateral Loading", Journal of Earthquake Engineering, vol. 2, no. 1, pp. 59-87
- Mylonakis G., Nikolaou S., Gazetas G. (2006), "Footings under Seismic Loading: Analysis and Design Issues with Emphasis on Bridge Foundations", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 26, no. 9, pp. 824-853
- Sextos A., Pitilakis K., Kirtas E., Fotaki V. (2005), "A Refined Computational Framework for the Assessment of the Inelastic Response of an Irregular Building that was Damaged During the Lefkada Earthquake", Proceedings of the 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, Thessaloniki, Greece
- Terzaghi K. (1955), "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", Geotechnique, vol. 5, no. 4, pp. 297-326

- Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg (2008), "Erdbebensicher Bauen", Stuttgart
- Αβραμίδης Ι.Ε. (2001), "Αριθμητικές Μέθοδοι Ανάλυσης Κατασκευών. Εισαγωγή στη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων και στις Μεθόδους Προσομοίωσης Κατασκευών", Πανεπιστημιακές Σημειώσεις, Εκδόσεις ΑΪΒΑΖΗ, Θεσσαλονίκη
- Αβραμίδης Ι.Ε., Αθανατοπούλου Α., Αναστασιάδης Κ., Μορφίδης Κ. (2005), "Πρότυπα Αριθμητικά Παραδείγματα Ανάλυσης Κατασκευών", Εκδόσεις ΑΪΒΑΖΗ, Θεσσαλονίκη
- Αβραμίδης Ι.Ε., Αθανατοπούλου Α., Μορφίδης Κ., Σέξτος Α. (2011), "Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων Ο/Σ και Αριθμητικά Παραδείγματα Ανάλυσης & Διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες", Θεσσαλονίκη
- Αλεξόπουλος Θ. (2004), "Σεισμική απόκριση κατασκευών με ύπαρξη μαλακού ορόφου στο ισόγειο", Πτυχιακή Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τ.Ε.Ι. Σερρών
- Γκίνος Δ. (2005), "Διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική απόκριση κατασκευών Ο/Σ με μικτό σύστημα", Πτυχιακή Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τ.Ε.Ι. Σερρών
- Ζαράρης Π. (2002), "Μέθοδοι Υπολογισμού Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος", Αφοι Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη
- Καραποστόλη Κ. (2006), "Σεισμική Αποτίμηση Κτιριακού Αποθέματος της πόλης των Σερρών", Πτυχιακή Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τ.Ε.Ι. Σερρών
- Κίρτας Ε. (2007), "Αριθμητική Διερεύνηση Βελτίωσης της Σεισμικής Συμπεριφοράς Κατασκευών με Επεμβάσεις στο Υπέδαφος Θεμελίωσης", Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης
- Κίρτας Ε., Νέλιος Γ. (2012), "Τεχνική Έκθεση Νο.3: Προσομοίωση ροπής αδράνειας μάζας ορόφου σε φορέα οπλισμένου σκυροδέματος", Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τ.Ε.Ι. Σερρών
- Ξενίδης Χ., Μορφίδης Κ., Αβραμίδης Ι.Ε. (2000), "Διερεύνηση Προσομοιώσεων για Δικυψελικούς Πυρήνες Κτιρίων Ο/Σ", Τεχνικά Χρονικά, Επιστημονική Έκδοση του ΤΕΕ, vol. 1, no. 1, pp. 41-57
- Παναγόπουλος Γ., Κίρτας Ε. (2005), "Κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος Ι", Τμήμα ΠΔΕ, Τ.Ε.Ι. Σερρών, Σέρρες
- Παπαδοπούλου Κ. (2008), "Διερεύνηση Παραδοχών Προσομοίωσης και Ανάλυσης Κατασκευών με βάση τον ΕΑΚ 2000", Πτυχιακή Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τ.Ε.Ι. Σερρών

- Παπαθανασίου, Α, Παπαθεοδώρου, Ι. (2006), "Αποκατάσταση κτηρίου στην Λευκάδα με βλάβες από τον σεισμό της 14.08.03", 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου
- Πενέλης Γ., Κάππος Α. (1992), "Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα", Εκδόσεις ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη
- Πιπιλάκης Κ., Κίρτας Ε. (2006), "Μελέτη Επανατοποθέτησης του Πέτρινου Πυργίσκου του Φάρου στην Κορυφή του Πύργου Zacosta στο Φρούριο του Αγ. Νικολάου στη Ρόδο", 1ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αναστηλώσεων, Εταιρεία Έρευνας και Προώθησης της Επιστημονικής Αναστήλωσης Μνημείων (ΕΤΕΠΑΜ), Θεσσαλονίκη
- Πιπιλάκης Κ. (2006), "Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική: Τόμος Ι. Τεχνική Σεισμολογία και Εδαφοδυναμική", Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Θεσσαλονίκη
- Ποτουρίδου Χ. (2005), "Η επιρροή της προσομοίωσης της θεμελίωσης στον σχεδιασμό των κατασκευών με βάση τη δυναμική φασματική ανάλυση", Πτυχιακή Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τ.Ε.Ι. Σερρών
- Τεχνικός Οίκος Λογισμικού (ΤΟΛ) (2009), "ΡΑΦ - Στατική και Αντισεισμική Ανάλυση Κτιρίων: Εγχειρίδιο θεωρητικής τεκμηρίωσης", Ηράκλειο, Ελλάδα
- Υπουργείο Δημοσίων Έργων (2000), "Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ2000", Αθήνα (τροποποιήσεις 2003)
- Υπουργείο Δημοσίων Έργων (2000), "Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος, ΕΚΩΣ 2000", Αθήνα
- Χριστοπούλου Μ. (2005), "Μελέτη της επιρροής της διάταξης τοιχωμάτων σε κάτοψη, στην σεισμική συμπεριφορά τετραώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση δυναμικής φασματικής ανάλυσης", Πτυχιακή Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τ.Ε.Ι. Σερρών

Τέλος

