

Νίκος Γρηγορίου Πνευματικός

**Εισαγωγή στη μελέτη αντισεισμικών
κατασκευών**

Εκδόσεις ΛΥΧΝΟΣ

ΑΘΗΝΑ 2018

2^η Έκδοση

Εισαγωγή στη μελέτη αντισεισμικών κατασκευών

Νίκος Γ. Πνευματικός

Δρ. Πολ. Μηχ. Ε.Μ.Π.
Αναπληρωτής Καθηγητής, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών
Σχολή Μηχανικών
pnevma@uniwa.gr

Έκδοση 2^η

ΑΘΗΝΑ 2018

ISBN978-960-6607-58-5

Συμμέτοχή : Κατομερίτη Μαρίκα Μπόρας Βαγγέλης
Δαλιάνη Ευγενία Δαρέμας Φοίβος

Επιμέλεια εξωφύλλου: Πουλοπούλου Εύη

© Copyright 2017 Πνευματικός Νίκος

Το παρόν έργο πνευματικής ιδιοκτησίας προστατεύεται κατά τις διατάξεις του Ελληνικού Νόμου (Ν. 2121/1993 όπως έχει τροποποιηθεί και ισχύει σήμερα) και τις διεθνείς συμβάσεις περί πνευματικής ιδιοκτησίας. Απαγορεύεται απολύτως η κατά οποιονδήποτε τρόπο ή μέσο αντιγραφή, εκμίσθωση ή δανεισμός, μετάφραση, διασκευή, φωτοαντιγραφή, φωτοανατύπωση και εν γένει αναπαραγωγή, ή μετάδοση μέρους ή του συνόλου του έργου σε τρίτους σε οποιαδήποτε μορφή (ηλεκτρονική, μηχανική ή άλλη) καθώς και η ενγένει εκμετάλλευση του συνόλου ή μέρους του έργου χωρίς τη γραπτή άδεια του συγγραφέα.

Εκδότης του παρόντος βιβλίου: ΛΥΧΝΟΣ ΓΡΑΦΙΚΕΣ ΤΕΧΝΕΣ ΕΚΔΟΤΙΚΕΣ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΕΙΣ ΕΠΕ.

Εκτύπωση βιβλιοδεσία: Λύχνος ΕΠΕ- Γραφικές Τέχνες

**Στη Σύλβια, στον Οδυσσέα και στην
Άρτεμις.**

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός έχει αποκτήσει πλέον παγκόσμια σημασία στην μόρφωση των δομικών έργων και των κατασκευών. Μπορεί να μην γνωρίζουμε το πού και το πότε θα συμβεί ένας μελλοντικός σεισμός, γνωρίζουμε όμως πολύ καλά τις συνέπειες που μπορεί να έχει τόσο σε ανθρώπινες ζωές όσο και σε τεράστιες οικονομικές ζημιές στην κοινωνία. Επομένως η προσπάθεια για μείωση των κινδύνων από το σεισμό μέσα από το σωστό αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών είναι μια επιτακτική και επίκαιρη ανάγκη.

Η αντισεισμική προστασία των κατασκευών δεν αποτελεί πλέον ένα ανεξερεύνητο ερευνητικό πεδίο αλλά αποτελεί μια θέμα εκπαίδευσης των μηχανικών για την απόκτηση γνώσεων και μεταφορά τους στην πράξη. Έχουν γίνει αρκετά βήματα τόσο σε θεωρητικό όσο και σε πειραματικό στάδιο και η εμπειρία μετά από κάθε μεγάλο σεισμό ανά την υφήλιο έχει οδηγήσει τους μηχανικούς σε κατασταλαγμένες απόψεις και πρακτικές για τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Βέβαια η έρευνα συνεχίζεται καθώς και η προσπάθεια για να βρεθούν νέοι δρόμοι στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών.

Ακολουθώντας τις βασικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού στη φάση της σύλληψης του φορέα, στην ανάλυση και διαστασιολόγηση και στις κατασκευαστικές απαιτήσεις επιτυγχάνεται ένας υψηλός βαθμός ασφάλειας για τις κατασκευές και μειώνεται ο κίνδυνος ζημιών.

Το βιβλίο αυτό είναι προσαρμοσμένο στην παρουσίαση βασικών και απλών γνώσεων για τις ανάγκες του πολιτικού μηχανικού στην εκπαίδευση και στην επαγγελματική του πρακτική.

Αρχικά παρουσιάζονται γνώσεις τεχνικής σεισμολογίας σχετικά με τη γένεση και τα είδη των σεισμών, τα κύματα, τα γεωμετρικά στοιχεία του ρήγματος, την κλίμακα μεγέθους και έντασης σεισμού και την καταγραφή των στοιχείων του σεισμού, εκείνων που έχουν ενδιαφέρον για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών.

Ακολουθώντας, αναπτύσσεται η σεισμική δράση του σεισμού στις κατασκευές. Δίνεται ο ορισμός του φάσματος απόκρισης και του φάσματος σχεδιασμού και όλοι εκείνοι οι παράγοντες που επηρεάζουν και διαμορφώνουν την τελική επιτάχυνση που θα δεχτεί η κατασκευή. Περιγράφεται η έννοια του ελαστικού και ανελαστικού σχεδιασμού.

Στη συνέχεια ξεδιπλώνονται οι μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών που υπόκεινται σε σεισμική καταπόνηση. Περιγράφεται η μέθοδος της οριζόντιας φόρτισης (ή αλλιώςισοδυναμιστατική ή απλοποιημένη φασματική), η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (ή αλλιώς φασματική δυναμική ανάλυση), η ελαστική και ανελαστική δυναμική ανάλυση με εν χρόνο ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων κίνησης και η ανελαστική στατική ανάλυση (στατική υπερωθητική ανάλυση ή pushover ανάλυση).

Δίνονται πληροφορίες για τις στρεπτικέςεπιδράσεις και για την προσομοίωση των κατασκευών σε επίπεδαή χωρικά προσομοιώματα.

Στο προτελευταίο κεφάλαιο δίνονται βασικές αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού. Αναπτύσσονται οι έννοιες της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας. Σχολιάζεται η κανονικότητα σε κάτοψη και σε τομή, η επίδραση της τοιχοποιίας, και βασικέςαρχέςθεμελίωσης των κατασκευών. Περιγράφονται θέματα περίσφιξης και ικανοτικού σχεδιασμού.

Στο τελευταίοκεφάλαιο του βιβλίουυπάρχουν αντιπροσωπευτικέςζλωμένεςασκήσεις για την καλύτερη κατανόηση των εννοιών που αναπτύχθηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια.

Κλείνοντας θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φοιτητές του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. και Μηχανικών Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής Τ.Ε. της Σχολής Τεχνολογικών Εφαρμογών του Τ.Ε.Ι. Αθήνας,Μαρίκα Κατομερίτη, Ευγενία Δαλιάνη, Βαγγέλη Μπόρα και Φοίβο Δαρέμα για το πολύτιμο έργο τους ώστε να γίνει πραγματικότητα αυτό το βιβλίο.

Θα είμαι ευγνώμων στον αναγνώστη που θα μου υποδείξει λάθη ή παραλείψεις.

Νίκος Πνευματικός

Αθήνα, Οκτώβριος 2018

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ^ο	1
Βασικές αρχές Σεισμολογίας	1
1.1 Εισαγωγή	1
1.2 Βασικές γνώσεις σεισμολογίας	6
1.3 Γεωμετρικά στοιχεία σεισμού.....	7
1.4 Μηχανισμοί γένεσης σεισμών	9
1.5 Διάκριση των σεισμών.....	14
1.6 Σεισμικά κύματα	15
1.7 Σεισμικές κλίμακες	25
1.8 Μέτρηση των σεισμών.....	34
1.9 Αξιολογήσεις σεισμολογικών δεδομένων από πλευράς αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών	40
1.10 Εδαφική κίνηση και φαινόμενα κοντινού πεδίου	42
1.11 Σεισμική Διακινδύνευση – Σεισμικός Κίνδυνος – Τρωτότητα.....	44
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ^ο	47
Σεισμική καταπόνηση στις κατασκευές.....	47
2.1 Σεισμική δράση στις κατασκευές	47
2.2 Κίνηση των κατασκευών λόγω σεισμού.....	47
2.3 Προσομοίωση κατασκευών	50
2.4 Υπολογισμός απόκρισης των κατασκευών.....	58
2.5 Υπολογισμός σεισμικών εντατικών μεγεθών, επαλληλία φορτίσεων, αντισεισμικός σχεδιασμός.....	61
2.6 Φάσματα απόκρισης	65
2.7 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού	73
2.8 Ελαστική – Ανελαστική συμπεριφορά	88
2.9 Φάσμα σχεδιασμού κατά EC8	94
2.10 Βήματα σχεδιασμού για σεισμική καταπόνηση.....	102
2.11 Τριλογαριθμική μορφή φάσματος	106
2.12 Φάσματα επιτάχυνσης - μετακίνησης.....	107

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ^ο	109
Μέθοδοι ανάλυσης σε σεισμική φόρτιση	109
3.1 Προσομοίωση κατασκευών. Μονοβάθμια – Πολυβάθμια συστήματα	109
3.2 Ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας - Ελαστική δυναμική ανάλυση.....	113
3.3 Ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας – Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας – Δυναμική ανελαστική ανάλυση	115
3.4 Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα.....	116
3.5 Καταγραφές ή προσομοιώσεις επιταχυνσιογραφημάτων	116
3.6 Χωρική προσομοίωση της σεισμικής δράσης	117
3.7 Μέθοδος ανάλυσης της οριζόντιας φόρτισης - Απλοποιημένη φασματική μέθοδος - Ισοδύναμη στατική μέθοδος	117
3.8 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης - φασματική δυναμική ανάλυση	124
3.9 Στρεπτικές επιδράσεις.....	133
3.10 Ανελαστική στατική ανάλυση (ή Μη γραμμική στατική ανάλυση ή Push over ανάλυση ή Υπερωθητική ανάλυση).....	135
3.10.1 Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης: Μέθοδος των συντελεστών	140
3.11 Είδη ανάλυσης για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών	144
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ^ο	145
Μονώροφο κτίριο	145
4.1 Περιγραφή – Παραδοχές.....	145
4.2 Ανάλυση του μονώροφου κτιρίου	146
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ^ο	152
Βασικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού	152
5.1 Κανόνες και αρχές για τη σωστή σύλληψη του φορέα.....	152
5.2 Βασικές αρχές μελέτης διαμόρφωσης	154
5.3 Στατική κανονικότητα κτιρίων	157
5.3.1 Κανονικότητα στην κάτοψη	158
5.3.2 Κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη κατά Ευρωκώδικα 8, EC8.....	163
5.3.3 Κανονικότητα σε τομή.....	165
5.3.4 Κριτήρια για κανονικότητα σε τομή κατά EC8	167
5.3.5 Συνδυασμός κανονικότητας σε κάτοψη και σε όψη	169
5.3.6 Κανονικότητα για τοιχοπληρώσεις κατά EC8.....	172

5.3.7 Μη κανονικότητα τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη	173
5.3.8 Μη κανονικότητα τοιχοπληρώσεων σε όψη.....	173
5.4. Περιορισμός βλαβών των τοιχοπληρώσεων	174
5.5 Κόμβοι δοκών –υποστυλωμάτων	175
5.6 Θεμελιώσεις	178
5.7 Πλαστιμότητα	180
5.7.1 Γενική, τοπική και άλλα είδη πλαστιμότητας.....	181
5.7.2 Πλαστιμότητα και περίσφιξη κατά τον EC8	182
5.8 Ικανοτικός σχεδιασμός	191
5.8.1 Ικανοτικός σχεδιασμός δοκού.....	195
5.8.2 Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλώματος.....	196
5.8.3 Κρίσιμες περιοχές	197
5.9 Κοντά υποστυλώματα.....	198
5.10 Ειδικές διατάξεις για πλάστιμα τοιχώματα.....	201
5.11 Ικανοτικός σχεδιασμός σε στοιχεία θεμελίωσης από σκυρόδεμα	203
5.12 Γεωμετρικοί περιορισμοί και διαμορφώσεις διατομών φορέων οπλισμένου σκυροδέματος	205
5.13 Κανόνες πλαστιμότητας σε μεταλλικές κατασκευές	207
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ^ο	209
Λυμένες ασκήσεις.....	209
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	319

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1°

Βασικές αρχές Σεισμολογίας

1.1 Εισαγωγή

Ο σεισμός στην αρχαία Ελλάδα λεγόταν και εγκέλαδος. Στην ελληνική μυθολογία ο Εγκέλαδος ήταν αρχηγός των γιγάντων. Ο πατέρας και η μητέρα του ήταν ο Τάρταρος και η Γη. Σκοτώθηκε κατά τη διάρκεια της γιγαντομαχίας. Για το πως σκοτώθηκε ο Εγκέλαδος υπάρχουν πολλές εκδοχές. Μια εκδοχή είναι ότι σκοτώθηκε από τον Δία. Ο αρχηγός των θεών έριξε έναν κεραυνό πάνω του και τον σκότωσε μετά τον καταπλάκωσε τοποθετώντας πάνω του ένα βουνό την Όσσα κατά άλλους την Όθηρη. Σύμφωνα με μια άλλη εκδοχή σκοτώθηκε από τον Σειλινό. Ο Σειλινός υπηρετούσε τον θεό Διόνυσο. Η πιο επικρατέστερη εκδοχή είναι αυτή που λέει ότι τον σκότωσε η θεά Αθηνά. Σύμφωνα με αυτή την εκδοχή η θεά Αθηνά τον κυνήγησε και όταν έφτασε κοντά στη σημερινή Ιταλία έριξε πάνω του το βουνό Αίτνα και τον πλάκωσε. Μια παραλλαγή αυτή της εκδοχής είναι αυτή που αναφέρεται από τον Πausανία όπου η Αθηνά σκότωσε τον Εγκέλαδο χρησιμοποιώντας το άρμα της. Η εικόνα του θανάτου του Εγκέλαδου από την Αθηνά αποτελούσε συχνή θεματολογία για την τέχνη στην αρχαία Ελλάδα. Η εικόνα του θανάτου του Εγκέλαδου από την Αθηνά αποτυπώνεται στη μετόπη των ναών του Παρθενώνα και του Απόλλωνα στους Δελφούς. Η εκδοχή αυτή του θανάτου είναι ζωγραφισμένη σε πολλά πήλινα αγγεία. Μια τέτοια εικόνα αποτυπώνεται και στο εξώφυλλο αυτού του βιβλίου στην οποία φαίνεται ο θάνατος του Εγκέλαδου από την Αθηνά ως ζωγραφία πάνω σε ένα πήλινο αγγείο. Ακόμη η αναπαράσταση του αγώνα μεταξύ της Αθηνάς και του Εγκέλαδου μπορεί να τη δει κάποιος και πάνω στο πέπλο της Αθηνάς στα Παναθήναια. Οι αρχαίοι πίστευαν ότι κάθε φορά που γινόταν ένας σεισμός ή έκρηξη από ένα ηφαίστειο είναι γιατί ο θαμμένος κάτω από τη γη Εγκέλαδος θυμάται τον άδικο χαμό του και ως γίγαντας που είναι, εκδηλώνει το θυμό του ταρακουνώντας τη γη και βγάζοντας λάβα από τα ηφαίστεια. Η παράδοση λέει ακόμη ότι ο Εγκέλαδος ήταν παντρεμένος με την Έχιδνα, καρπός του γάμου τους ήταν τα παιδιά του Εγκέλαδου, η Σφίγγα, η Λερναία Ύδρα, ο Γηρυόνης και ο Κέρβερος. Στα παιδιά του Εγκέλαδου και της Έχιδνα οι αρχαίοι είχαν αποδώσει και άλλα φυσικά και γεωλογικά φαινόμενα. Η ετυμολογική ανάλυση της λέξης Εγκέλαδος φανερώνει ότι η λέξη αυτή προέρχεται από τη λέξη «έγκειμαι» και τη λέξη «λας» που μεταφράζεται ως τοποθετημένος-εγκατεστημένος κάτω στο στερεό μέρος του φλοιού της Γης. Πέρασαν αρκετά χρόνια όπου πάλι οι αρχαίοι Έλληνες όπως ο Επίκουρος, Πυθαγόρας και Μητρόδωρος απελευθέρωσαν την σκέψη τους και είδαν τους σεισμούς ως φυσικά φαινόμενα με κάποια σχέση αιτίου και αιτιατού.

Οι απώλειες από τους σεισμούς είναι τόσο σε υλικό-οικονομικό επίπεδο, με τις βλάβες και καταρρεύσεις κτιρίων και υποδομών όσο και σε ανθρώπινο επίπεδο με τους τραυματισμούς και θανάτους. Όλες οι φυσικές καταστροφές προκαλούν απώλειες. Ο σεισμός ως μια μορφή φυσικής καταστροφής έχει προκαλέσει αναρίθμητες καταστροφές σε πολλές πόλεις του πλανήτη. Από όλες τις φυσικές καταστροφές ο σεισμός είναι το

λιγότερο προβλέψιμο και κατανοητό γεγονός. Παρόλα αυτά ο σεισμός ενώ προκαλεί ανησυχία οι καταστροφές που επιφέρει είναι αθροιστικά λιγότερες από τις καταστροφές άλλων φυσικών φαινομένων όπως για παράδειγμα οι πλημύρες ή οι πυρκαγιές. Οι απώλειες, από ανεμοστρόβιλους, τυφώνες και των πλημμυρών, είναι μεγαλύτερες από τις απώλειες λόγω σεισμών. Επίσης οι ανθρώπινες απώλειες που προκαλούν οι σεισμοί σε έναν τόπο είναι κατά πολύ μεγάλο ποσοστό μικρότερες από τις ανθρώπινες απώλειες που συμβαίνουν από τροχαία ατυχήματα στον ίδιο τόπο. Η ξαφνική γένεση ενός σεισμού προκαλεί ένα συναίσθημα φόβου και έχει μια μοναδική ψυχολογική επίδραση πάνω στον άνθρωπο.

Οι απώλειες που προκαλούν οι σεισμοί είναι πολλές και σημαντικές. Οι σεισμικές απώλειες είναι τόσο σε ανθρώπινες ζωές, τραυματισμοί και ψυχικά τραύματα όσο και σε υλικές ζημιές όπως καταρρεύσεις και βλάβες κτιρίων, καταστροφή υποδομών και δικτύων. Συνεπώς για τον περιορισμό αυτών των απωλειών απαιτείται λεπτομερής σχεδιασμός έναντι σεισμικών δράσεων και χρήση υψηλής αντισεισμικής τεχνολογίας. Πολύ βάρος έχει δοθεί στην πρόγνωση των σεισμών. Θα πρέπει να τονιστεί ότι ακόμη και εάν μπορέσει υπάρξει μια ακριβής πρόγνωση των σεισμών αυτή δεν θα αποτρέψει τις υλικές απώλειες που θα επιφέρει ο σεισμός. Η ακριβής πρόβλεψη θα μπορούσε να περιορίσει τις ανθρώπινες απώλειες αφού οι κάτοικοι θα μπορούσαν εγκαίρως να απομακρυνθούν από τις εστίες τους, αν και αυτό είναι αμφίβολο με βάση τον πανικό που θα επικρατούσε. Βέβαια αυτό θα επέφερε πρόσθετες συνέπειες που θα επιβάρυναν ακόμη περισσότερο τις υλικές συνέπειες του σεισμού. Οι σεισμικές απώλειες αυτές μπορούν να αντιμετωπιστούν μόνο με τον σωστο σχεδιασμό και την εφαρμογή αντισεισμικών αρχών στην κατασκευή των έργων. Είναι καλό να υπάρχει η δυνατότητα για άμεση ή αν αυτό δεν είναι εφικτό για έμμεση πρόβλεψη σεισμού άλλα αυτό δεν μπορεί να αντικαταστήσει την αναγκαιότητα ενός σύγχρονου κανονισμού για τον αποτελεσματικότερο αντισεισμικό σχεδιασμό. Με την μελέτη και εφαρμογή των σύγχρονων αντισεισμικών διατάξεων και οδηγιών μπορεί ο μηχανικός να οδηγηθεί σε έναν σχεδιασμό όπου δεν θα επέλθει η κατάρρευση των κατασκευών και ως συνέπεια η απώλεια των ανθρωπίνων ζωών. Αυτό το γεγονός μειώνει σημαντικά την αξία της πρόβλεψης των σεισμών και οδηγεί στην ελαχιστοποίηση των απωλειών σε ανθρώπινες ζωές. .

Ένα άλλο ιδιαίτερο πρόβλημα των σεισμών είναι ότι ένας δυνατός σεισμός συνήθως αποτελεί την δυσμενέστερη φόρτιση στην κατασκευή, παρόλο που η πιθανότητα μιας κατασκευής να υποστεί ένα μεγάλο σεισμό είναι πολύ μικρή. Η ποιο συμφέρουσα στρατηγική προσέγγιση αυτού του συνδυασμού συνθηκών, η οποία αποτυπώνεται και στους συγχρόνους κανονισμούς, είναι να σχεδιαστεί η κατασκευή, έτσι ώστε να αποφύγει την κατάρρευση στην περίπτωση του πιο ισχυρού και λιγότερου πιθανού σεισμού, εξασφαλίζοντας έτσι τις ανθρώπινες ζωές αλλά επιτρέποντας ενδεχόμενες ζημιές. Αυτή η στρατηγική στηρίζεται στη λογική ότι είναι λιγότερο δαπανηρή η αποκατάσταση ή αντικατάσταση μικρού αριθμού κατασκευών που θα πληγούν από έναν πολύ μεγάλο σεισμό παρά να χτίζονται όλες οι κατασκευές τόσο ανθεκτικές ώστε να αποφεύγουν τις ζημιές στο μεγάλο σεισμό. Η φιλοσοφία του σύγχρονου σχεδιασμού είναι να καταλήξει σε έναν οικονομικό σχεδιασμό που να είναι αποδέκτες ζημιές στην κατασκευή για τον σεισμό σχεδιασμού που έχει κάποια μικρή πιθανότητα να έλθει στη διάρκεια ζωής της

κατασκευής. Επίσης, να μην επιτρέπεται η κατάρρευση της κατασκευής και η απώλεια ανθρώπινης ζωής όταν συμβεί ένας ισχυρότερος αλλά λιγότερο πιθανότερος σεισμός. Τέλος, η φιλοσοφία του σύγχρονου σχεδιασμού είναι για τους πιο συχνούς και μικρότερους σεισμούς να μην επιτρέπεται να παρατηρηθεί βλάβη στην κατασκευή.

Η δυναμική φύση της σεισμικής διέγερσης παρέχει το κλειδί για τη λύση του προβλήματος του αντισεισμικού σχεδιασμού. Σε αντίθεση με τα άλλα φορτία που θεωρούνται κατά το σχεδιασμό των κατασκευών – άνεμος, κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία η ένταση της σεισμικής φόρτισης εξαρτάται από τις ιδιότητες της κατασκευής. Έτσι η απαραίτητη αντισεισμική προστασία μπορεί να παρασχεθεί είτε με τον παραδοσιακό τρόπο της αύξησης της αντοχής, είτε με την ειδικότερη σεισμική αντίληψη της μεταβολής της δυσκαμψίας και της μάζας που έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση των σεισμικών δυνάμεων που αναλαμβάνονται από την κατασκευή. Ο τρόπος αυτός προσέγγισης του αντισεισμικού προβλήματος απαιτεί μια πληρέστερη κατανόηση της δυναμικής συμπεριφοράς των κατασκευών και της αντισεισμικής μηχανικής σε όλους τους τομείς των έργων του πολιτικού μηχανικού. Ορισμένες μικρές αλλαγές στον φέρων οργανισμό της κατασκευής, όπως προσθαφαίρεση μάζας, ή των κατασκευαστικών λεπτομερειών μπορεί να έχουν μια εντυπωσιακή επίδραση στη σεισμική συμπεριφορά αφού αλλάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και την οδηγούν μακριά από τον συντονισμό με τη σεισμική δράση.

Η φύση δεν σταματά ποτέ την λειτουργία της και έτσι πάντοτε θα συμβαίνουν σεισμοί προκαλώντας την αγωνία και τον τρόμο στους ανθρώπους,. Τα δομικά έργα και οι φέρουσες κατασκευές είναι πιθανό να καταρρεύσουν, πολλές φορές μάλιστα θρηνούμε και πολλούς νεκρούς και τραυματίες. Οι μεγάλες υλικές ζημιές, και στο περιεχόμενο των κτιρίων και στις εγκαταστάσεις υποδομής, καθώς και οι έμμεσες δαπάνες από απώλειες παραγωγής και ενδεχόμενες βλάβες στο περιβάλλον επιβαρύνουν τις ανθρώπινες οικονομίες. Από την άλλη μεριά η τεχνική της ασφαλούς αντισεισμικής δόμησης είναι ένας πολύ ανεπτυγμένος κλάδος της επιστήμης του πολιτικού μηχανικού στο θεωρητικό, στο τεχνολογικό και στο κατασκευαστικό πεδίο. Προσπάθειες δεκαετιών σε έρευνα και πράξη κατέστησαν δυνατή τη σημαντική μείωση των θυμάτων και των ζημιών. Αποφασιστικής σημασίας όμως είναι και η περαιτέρω επεξεργασία των γνώσεων και της εμπειρίας, αλλά και η συστηματική εφαρμογή τους και η μεταφορά όλων των ερευνητικών αντισεισμικών ευρημάτων και στρατηγικών στους νέους κανονισμούς..

Από την μελέτη των απωλειών από τους σεισμούς ανά τον κόσμο δείχνουν ότι οι μεγαλύτερες απώλειες υπάρχουν στις αναπτυσσόμενες χώρες ενώ οι απώλειες ελαχιστοποιούνται στις αναπτυγμένες χώρες. Είναι ο σεισμός ταξικός και καπιταλιστής; και βέβαια όχι απλά στις αναπτυγμένες χώρες η εντατική έρευνα στην αντισεισμική μηχανική και η ποιότητα των υλικών, η κατασκευαστική διαδικασία είναι σε ένα υψηλό επίπεδο. Οι κανονισμοί για τις κατασκευές προσαρμόζονται διαρκώς στις καινούργιες γνώσεις. Δυστυχώς όμως όλα αυτά δεν μπορεί να τα διαπιστώσει κανείς σε αναπτυσσόμενες η φτωχές χώρες όπου οι σύγχρονοι κανόνες και μέθοδοι της ασφαλούς αντισεισμικής δόμησης δεν υπάρχουν και όταν υπάρχουν δεν υπάρχει η πιστή τήρηση και εφαρμογή τους.

Μια ερμηνεία της παγκόσμιας σεισμικότητας δίνεται από τη θεωρία των λιθοσφαιρικών πλακών. Σύμφωνα λοιπόν με αυτήν, το επιφανειακό στρώμα της γης, η λιθόσφαιρα, είναι ένα δύσκαμπτο στρώμα πάχους 80 χλμ. περίπου και αποτελείται από επτά λιθοσφαιρικές πλάκες (την Αφρικανική, της Β. Αμερικής, της Ν. Αμερικής, την Ευρασιατική, την Αυστραλιανή, την Ειρηνική) και άλλες μικρότερες (Αραβική, Νάζκα, Φιλιππίνων), οι οποίες κινούνται με σχετικές μεταξύ τους κινήσεις και με διαφορετικές ταχύτητες, γλιστρώντας πάνω σ' ένα πλαστικοειδές στρώμα πάχους 100-200 χλμ., την ασθενόσφαιρα. Τα αίτια κίνησης των λιθοσφαιρικών πλακών αποτελούν ακόμα θέμα συζήτησης μεταξύ των επιστημόνων. Άλλοι την αποδίδουν σε ρεύματα μεταφοράς στην ασθενόσφαιρα και άλλοι στη διαφορά πυκνότητας μεταξύ ηπειρωτικών και ωκεάνιων πλακών. Τα όρια των πλακών είναι περιοχές έντονης γεωλογικής δράσης, η οποία εκδηλώνεται με την γένεση σεισμών, οροσειρών, ηφαιστείων και ωκεάνιων τάφρων, διακρίνονται δε σε:

- Όρια απόκλισης (divergent / spreading boundaries)
- Όρια σύγκλισης (convergent / subduction boundaries)
- Όρια μετασχηματισμού (transform boundaries)

Οι τρεις παραπάνω κατηγορίες φαίνονται στο σχήμα 1.1.

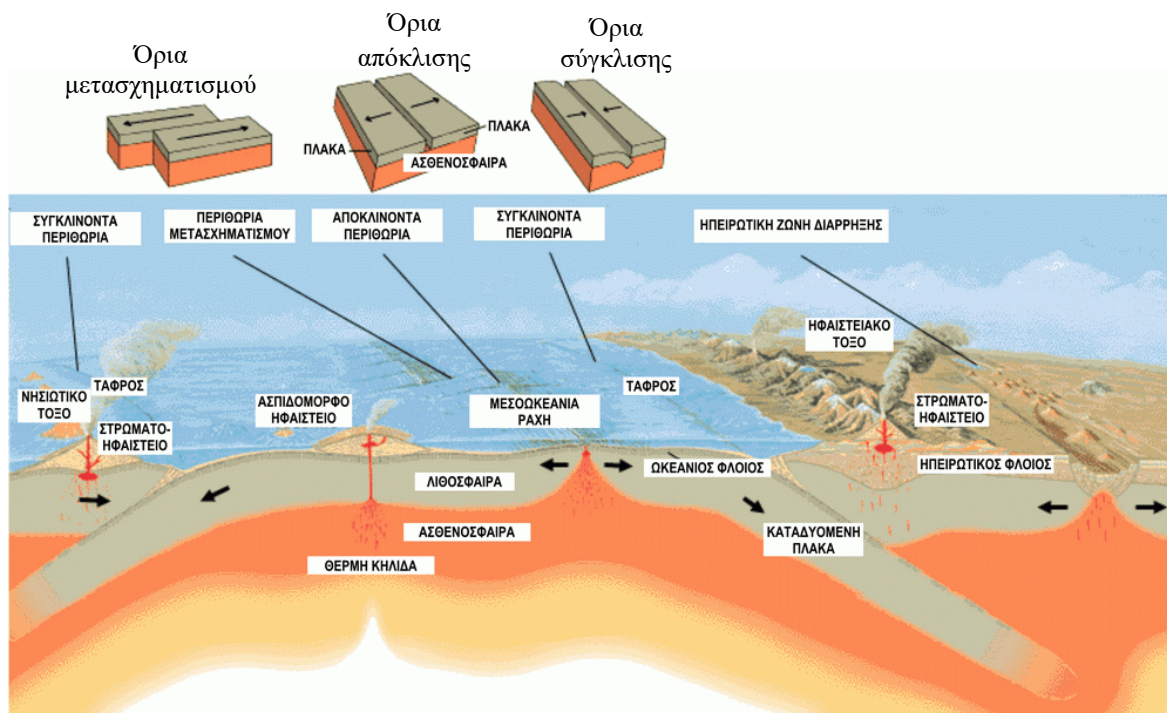
Οι περιοχές με συχνούς σεισμούς μεγάλης έντασης χωρίζονται σε δυο ομάδες. Η πρώτη ομάδα είναι στις ακμές μεγάλων τεκτονικών πλακών. Τέτοιες ακμές ηπειρωτικών πλακών του φλοιού της γης βρίσκονται π.χ. στην κεντρική Μεσόγειο – Βαλκάνια – Τουρκία – Ιράν – βόρεια Ινδία/Ιμαλάια – Ινδονησία – Ωκεανία και στις Φιλιππίνες – Ιαπωνία – Αλάσκα – Καλιφόρνια – Άνδεις Νότιας Αμερικής. Η δεύτερη ομάδα είναι στις ακμές τοπικών τεκτονικών πλακών και περιοχές γειτονικών ρηγμάτων. Σε αυτά περιλαμβάνονται, το ρήγμα της Ανατολίας, τμήματα των Άλπεων, η κοιλάδα του Ρήνου κ.α. Στο σχήμα 1.2 απεικονίζεται ο παγκόσμιος χάρτης με τις τεκτονικές πλάκες, ηφαιστεία και σεισμογενείς ζώνες και τις περιοχές υψηλής σεισμικότητας.

Απώλειες λόγω των σεισμών.

Οι σεισμοί προκαλούν ανθρώπινα θύματα και υλικές ζημιές με δυο κυρίως τρόπους:

1.Άμεσες απώλειες:

Οι άμεσες συνέπειες λόγω της κίνησης του εδάφους στα δομικά έργα καθώς και τις εγκαταστάσεις και τον εξοπλισμό τους, είναι οι ζημιές και ενδεχομένως καταρρεύσεις των κατασκευών όπως καταρρεύσεις κτιρίων, καταστροφές δρόμων, γεφυρών, λιμανιών, σηράγγων, φραγμάτων και κατολισθήσεις πρανών.

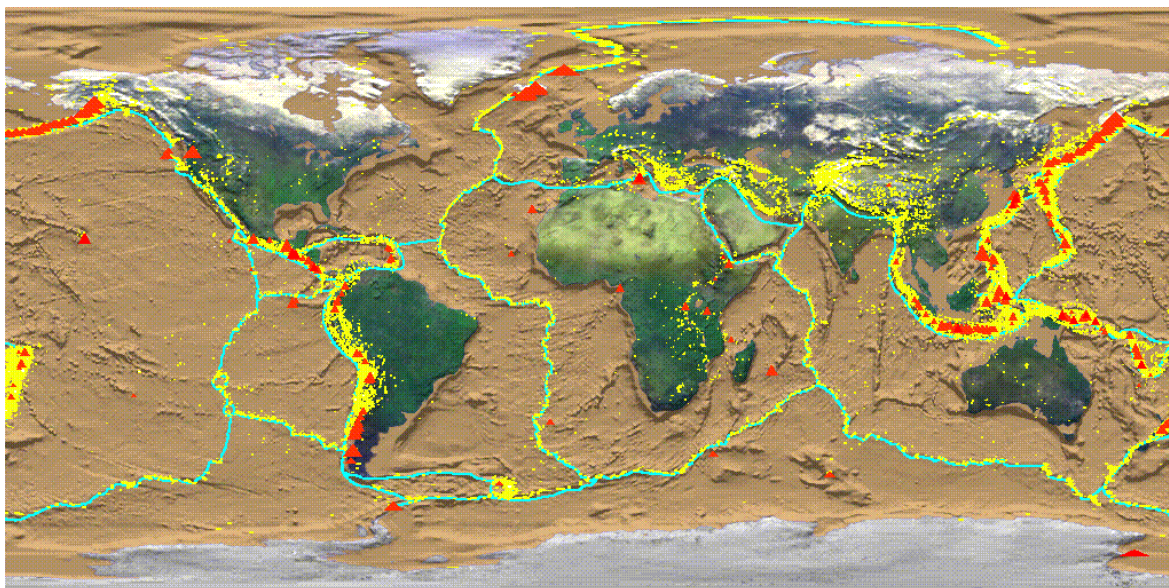


(α)



(β)

Σχήμα 1.1 Τύποι ορίων των λιθосφαιρικών πλακών,(α) και σχηματική θεωρία των τεκτονικών πλακών (β).



Σχήμα 1.2 Παγκόσμιος χάρτης της Γης όπου απεικονίζονται τα όρια των τεκτονικών πλακών, η κατανομή των σεισμών και των ενεργών ηφαιστείων

2. Έμμεσες απώλειες :

Σαν αποτέλεσμα των έμμεσων συνεπειών δημιουργούνται πυρκαγιές, εκρήξεις, πλημμύρες, τσουνάμι, μολύνσεις από αέρια που εκχύνονται, ραδιενέργεια από αστοχία πυρηνικών εργοστασίων, βλάβες στο περιβάλλον, οικονομικές και κοινωνικές συνέπειες. Σε περιπτώσεις ιδίως μεγάλων συγκεντρώσεων πληθυσμού (πόλεις) και περιορισμένης ετοιμότητας για την αντιμετώπιση καταστροφών, οι έμμεσες συνέπειες μπορεί να είναι πιο δυσάρεστες από τις άμεσες συνέπειες.

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι ανθρώπινες απώλειες λόγω σεισμών είναι ένα πολύ μικρό ποσοστό των ανθρώπινων απωλειών λόγω αυτοκινητικών ατυχημάτων. Οι υλικές ζημιές όμως λόγω σεισμών είναι πολύ μεγαλύτερες από τις ζημιές λόγω αυτοκινητικών ατυχημάτων.

1.2 Βασικές γνώσεις σεισμολογίας

Παρακάτω παρουσιάζονται συνοπτικά κάποιες βασικές γνώσεις σεισμολογίας που έχουν σημασία για τον πολιτικό μηχανικό. Σε αυτές ανήκουν τα είδη και τα χαρακτηριστικά των σεισμών, οι σεισμικές κλίμακες μεγέθους και έντασης, η καταγραφή και η αξιολόγηση των σεισμών και τα χαρακτηριστικά των σεισμικών κυμάτων. Τα γεωμετρικά στοιχεία του σεισμού φαίνονται στο σχήμα 1.3.

Επιφάνεια διάρρηξης ή Εστιακή επιφάνεια

Στους τεκτονικούς σεισμούς η διάρρηξη επέρχεται στο φλοιό της γης κατά μήκος μιας επιφάνειας που ονομάζεται επιφάνεια διάρρηξης ή και εστιακή επιφάνεια. Η επιφάνεια της ασυνέχειας που ονομάζουμε ρήγμα, αν και συνήθως μη επίπεδη σε μεγάλη κλίμακα, προσομοιάζεται με ένα επίπεδο, το ονομαζόμενο επίπεδο του ρήγματος. Η επιφάνεια αυτή δεν είναι επίπεδη, θεωρείται όμως συνήθως από τους σεισμολόγους προσεγγιστικά σαν επίπεδη. Η εστιακή επιφάνεια μπορεί να έχει οποιαδήποτε θέση (εν γένει λοξή,

ενδεχομένως και κατακόρυφη ή ακόμη και οριζόντια). Το μήκος της μπορεί να είναι λίγα μέτρα έως μερικές εκατοντάδες χιλιόμετρα.

Εστιακός μηχανισμός

Σαν εστιακός μηχανισμός χαρακτηρίζεται ο τεκτονικός μηχανισμός στην εστία. Είναι δηλαδή ο τρόπος διάρρηξης του πετρώματος, η οποία μπορεί να είναι: οριζόντια μετατόπιση, απομάκρυνση, ώθηση προς τα πάνω, καταβύθιση κλπ.

Ταχύτητα διάρρηξης

Είναι η ταχύτητα με την οποία σπάει το πέτρωμα. Στα σκληρά πετρώματα του γήινου φλοιού η θραύση-διάρρηξη αρχίζει οπουδήποτε και διαδίδεται με μια ταχύτητα περίπου 2-5 km/s.

Ενέργεια διάρρηξης

Είναι η ενέργεια που αποδεσμεύεται μέσω της θραύσης των πετρωμάτων. Αυτή μετασχηματίζεται σε δυο μέρη, ένα μέρος απελευθερώνεται επί τόπου μέσω διαδικασιών καταστροφής, θερμότητα τριβής κλπ. και ένα άλλο μέρος γίνεται ακτινοβολία από την εστιακή επιφάνεια με τη μορφή ελαστικών κυμάτων ή σεισμικών κυμάτων. Αυτά τα κύματα διαδίδονται στο χώρο μέσα στο έδαφος. Κατά την κίνηση τους αλλοιώνονται, π.χ. σε κάθε εδαφική στρώση ανακλώνται, διαθλώνται, και χάνουν ένα μέρος της ενέργειας τους μέχρι να φτάσουν στην επιφάνεια.

Κατάσταση μετά τη θραύση

Μετά τη θραύση, η ζώνη διάρρηξης και η εγγύτερη ή και ευρύτερη περιοχή βρίσκεται σε μια νέα κατάσταση ισορροπίας. Η διαδικασία θραύσης μπορεί να ερμηνευθεί και σαν διαδικασία εκτόνωσης και ισορροπίας. Μετά τη θραύση ακολουθεί συνήθως μια βραδεία ανακατανομή των τάσεων και των αντίστοιχων παραμορφώσεων μέχρις ότου τελικά μετά από χρόνια, δεκαετίες ή ακόμη και εκατονταετίες, στη ζώνη αυτή ή και σε μια γειτονική συμβεί μια νέα θραύση και άρα κι ένας νέος σεισμός.

1.3 Γεωμετρικά στοιχεία σεισμού

Εστία ή Υπόκεντρο

Η εστία, που ονομάζεται και υπόκεντρο, είναι η θέση όπου αρχίζει η θραύση του πετρώματος. Σαν εστία όμως θεωρείται συνήθως το κέντρο της ζώνης διάρρηξης. Χαρακτηρίζεται και σαν σεισμική πηγή.

Επίκεντρο

Το επίκεντρο είναι το σημείο της επιφάνειας της γης πάνω στην εστία. Είναι η οριζόντια προβολή της εστίας στην επιφάνεια της Γης. Το επίκεντρο ορίζεται σαν μικροσεισμικό όταν προκύπτει από τον προσδιορισμό της εστίας μέσω ενόργανων σεισμολογικών μετρήσεων. Όταν προσδιορίζεται από μακροσεισμικές παρατηρήσεις σαν το κέντρο της περιοχής στην οποία παρατηρήθηκαν οι μεγαλύτερες καταστροφές ονομάζεται μακροσεισμικό επίκεντρο.

Εστιακό βάθος

Το εστιακό βάθος είναι η κατακόρυφη απόσταση της εστίας από την επιφάνεια της γης, δηλαδή από το επίκεντρο. Λόγω της τεκτονικής δομής της χώρας μας πολλά μεγάλα ρήγματα βρίσκονται στον υποθαλάσσιο χώρο και άλλα βρίσκονται στη ηπειρωτική χώρα. Οι επιφανειακοί σεισμοί είναι οι πλέον καταστροφικοί με εστιακό βάθος μικρότερο από 35 χιλιόμετρα και τις περισσότερες φορές πολύ μικρότερο (μέχρι 5-10 km).

Υποκεντρική απόσταση

Υποκεντρική απόσταση είναι η απόσταση μεταξύ της εστίας και της θέσης ενός παρατηρητή ή ενός δομικού έργου.

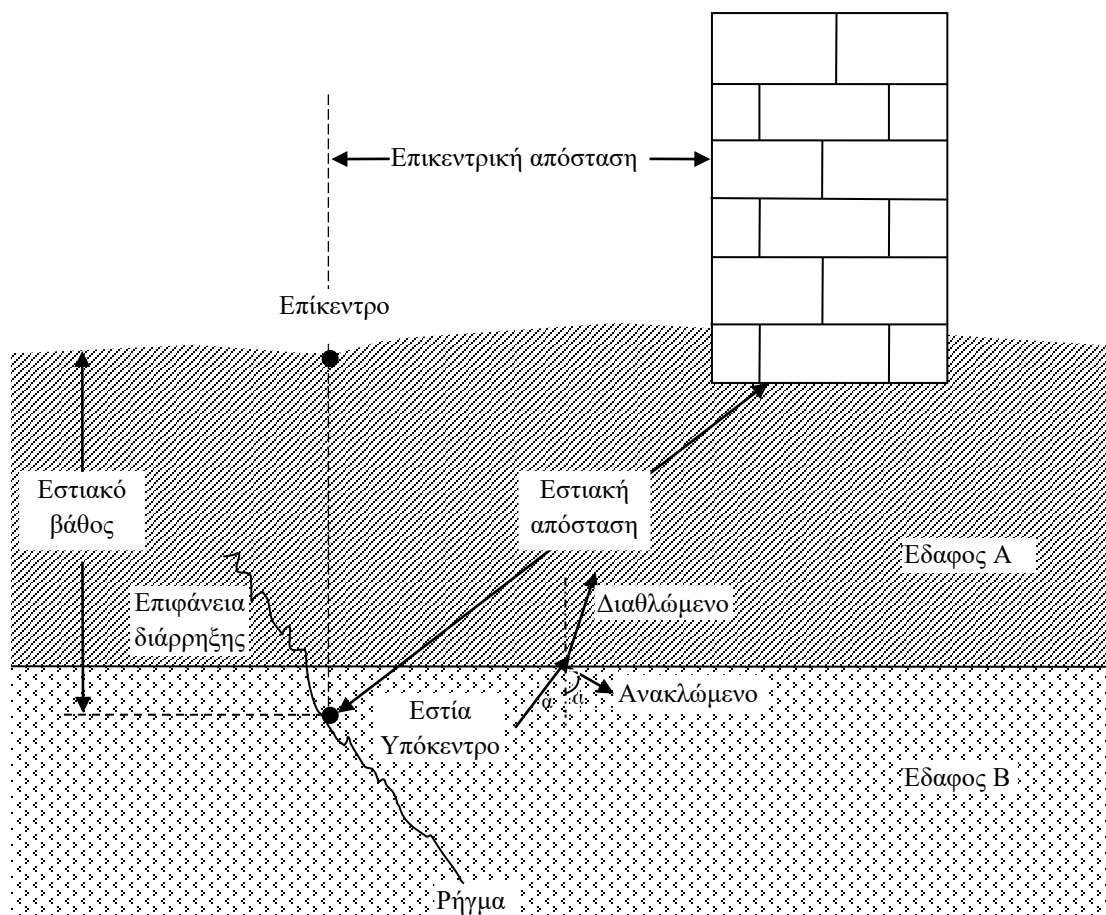
Επικεντρική απόσταση

Επικεντρική απόσταση είναι η απόσταση μεταξύ επίκεντρο και της θέσης ενός παρατηρητή ή ενός δομικού έργου.

Περιοχή δόνησης

Περιοχή δόνησης ή δονούμενη περιοχή είναι η περιοχή στην οποία οι κινήσεις του εδάφους γίνονται αισθητές, αντιληπτές από τους ανθρώπους.

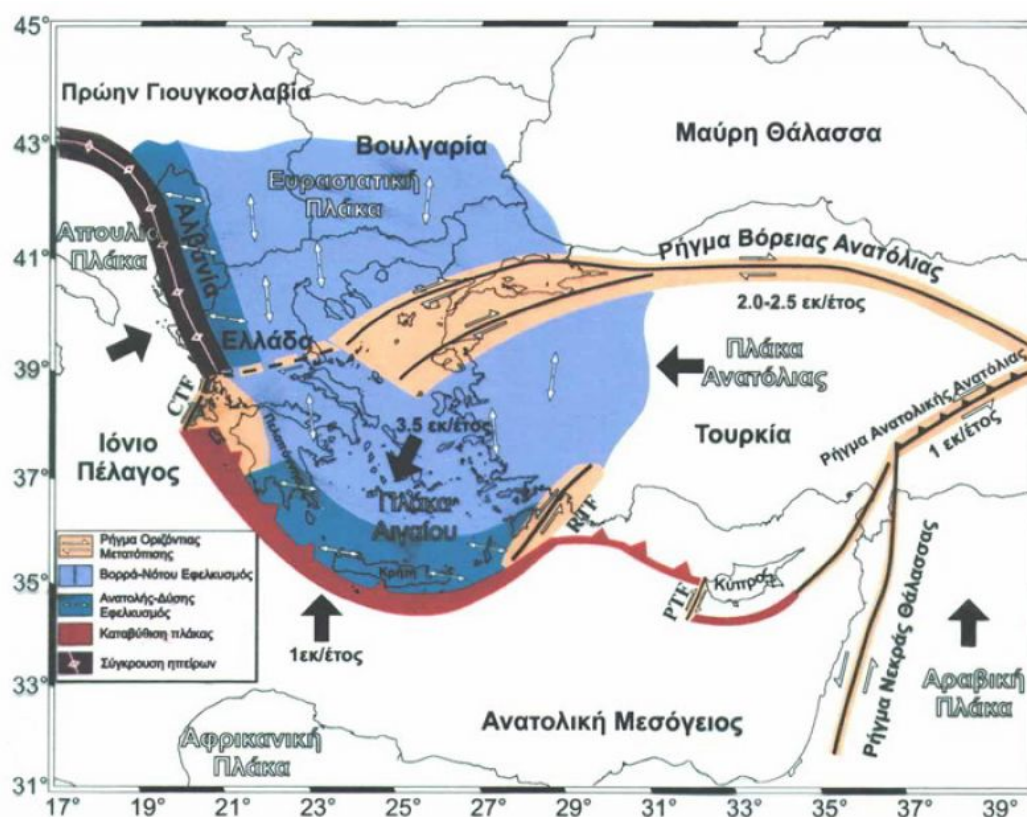
Όλα τα παραπάνω στοιχεία φαίνονται ενδεικτικά στο σχήμα 1.3.



Σχήμα 1.3 Γεωμετρικά στοιχεία σεισμού.

1.4 Μηχανισμοί γένεσης σεισμών

Ο μηχανισμός γένεσης σεισμών στον Ελληνικό χώρο καθορίζεται από την σχετική κίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών της περιοχής. Ο Ελλαδικός χώρος βρίσκεται επάνω σε μία πλάκα η οποία ονομάζεται Αιγιακή πλάκα. Αυτή η πλάκα οροθετείται από την δυτική προέκταση του ρήγματος της Ανατολίας και την Ελληνική τάφρο που σχηματίζει τόξο εκτεινόμενο δυτικά των Ιονίων νήσων και νότια της Κρήτης και της Ρόδου. Οι σχετικές κινήσεις στην περιοχή είναι η δυτική μετακίνηση της πλάκας της Ανατολίας κατά 25 χιλιοστά σε ετήσια βάση και η νοτιοδυτική ετήσια μετακίνηση της Αιγιακής πλάκας στην περιοχή της Ελληνικής τάφρου κατά 50 χιλιοστά (βύθιση της Αφροαραβικής πλάκας κάτω από την Ευρασιατική). Αυτές οι σχετικές μετακινήσεις φαίνονται στο σχήμα 1.4.



Σχήμα 1.4 Σχετικές κινήσεις πλακών στον ελληνικό χώρο.

Οι σεισμοί είναι άμεσα σχετιζόμενοι με τα ρήγματα, δηλαδή ασυνέχειες του φλοιού της Γης και που έχουν προκληθεί από προηγούμενες διαρρήξεις στο απώτερο γεωλογικό παρελθόν. Οι μελλοντικοί σεισμοί αναμένεται να εμφανιστούν σε κάποια τμήματα των ήδη υπαρχόντων ρηγμάτων ή και σε νέα σημεία με τον σχηματισμό νέας θραύσης του πετρώματος.

Πολλές θεωρίες προτάθηκαν για την εξήγηση του μηχανισμού δημιουργίας των σεισμών. Η επικρατέστερη είναι η θεωρία της ελαστικής ανάπλασης. Σύμφωνα με τη θεωρία αυτή κατά την μετακίνηση των τεκτονικών πλακών συσσωρεύεται ελαστική ενέργεια με την αύξηση των τάσεων και παραμορφώσεων στην επιφάνεια ανάμεσα στα δύο τμήματα του ρήγματος. Όταν οι τάσεις υπερβούν την αντοχή του πετρώματος θα προκληθεί διάρρηξη

και σχετική ολίσθηση μεταξύ των τμημάτων του ρήγματος. Με την διάρρηξη εκλύεται μεγάλη ποσότητα ενέργειας η οποία μετατρέπεται σε θερμότητα και κινητική ενέργεια.

Βασικό στοιχείο στην γεωμετρία του ρήγματος είναι το επίπεδο του ρήγματος το οποίο χωρίζει τον φλοιό της περιοχής στο υπερκείμενο του επιπέδου άνω τμήμα του ρήγματος και στο κάτω τμήμα. Η τομή του επιπέδου του ρήγματος με το οριζόντιο λέγεται ίχνος του ρήγματος και η θετική του φορά είναι προς τα δεξιά μας όταν βρισκόμαστε στο άνω μέρος του ρήγματος. Η δεξιόστροφη γωνία που σχηματίζεται ανάμεσα στον γεωγραφικό βορρά και στην θετική φορά του ίχνους του ρήγματος ονομάζεται γωνία διεύθυνσης ϕ . Η γωνία δ ανάμεσα στο οριζόντιο επίπεδο και το επίπεδο του ρήγματος είναι η γωνία βύθισης ή κλίση, πάντα μικρότερη από 90. Η γεωμετρία του επιπέδου της διάρρηξης χαρακτηρίζεται από το μήκος, L και το πλάτος, W , σε χιλιόμετρα.

Η κίνηση του ενός τμήματος του ρήγματος σε σχέση με το άλλο τμήμα του ονομάζεται ολίσθηση του ρήγματος. Το διάνυσμα πάνω στο επίπεδο του ρήγματος που δείχνει την σχετική μετακίνηση του άνω ως προς το κάτω τμήμα του ρήγματος περιγράφει την ολίσθηση του ρήγματος. Η αριστερόστροφη γωνία λ ανάμεσα στην θετική φορά του ίχνους του ρήγματος και στο διάνυσμα ολίσθησης λέγεται γωνία ολίσθησης. Ανάλογα με την κατεύθυνση της ολίσθησης ονομάζεται και αντίστοιχα το ρήγμα. Για παράδειγμα αν η ολίσθηση είναι κυρίως οριζόντια και παράλληλη με το ίχνος του ρήγματος τότε το ρήγμα λέγεται οριζόντιο. Αν η ανάντη πλευρά του ρήγματος κινήθηκε προς τα δεξιά το ρήγμα λέγεται οριζόντιο δεξιόστροφο. Σε αντίθετη περίπτωση οριζόντιο αριστερόστροφο. Αν το άνω μέρος του ρήγματος κινείται προς τα κάτω το ρήγμα λέγεται κανονικό ή βαρύτητας και αντίθετα ανάστροφο.

Ο χαρακτηρισμός του ρήγματος σε σχέση με τη γωνία ολίσθησης, λ , είναι ως εξής:

λ μεταξύ	0 και 90	ρήγμα αριστερόστροφο και ανάστροφο
λ μεταξύ	90 και 180	ρήγμα δεξιόστροφο και ανάστροφο
λ μεταξύ	180 και 270	ρήγμα δεξιόστροφο και κανονικό
λ μεταξύ	270 και 360	ρήγμα αριστερόστροφο και κανονικό

Τα γεωμετρικά στοιχεία του ρήγματος στο χώρο σε κάτοψη και σε όψη καθώς και ο χαρακτηρισμός του ρήγματος φαίνονται στα σχήματα 1.5 έως 1.7.

Κατά την ολίσθηση του ρήγματος παράγεται έργο το οποίο εκφράζει την εκλυόμενη ενέργεια κατά την διάρκεια του σεισμού. Το μέγεθος που αποτελεί μετρό αυτής της ενέργειας ονομάζεται σεισμική ροπή και προκύπτει σαν το γινόμενο του εμβαδού της ρηγματώσεως επί την ολίσθηση του ρήγματος επί το μέτρο διάτμησης του υλικού του φλοιού. Η σχέση 1.1. δίνει το μετρό της σεισμικής ροπής.

$$M_0 = G \cdot A \cdot \delta = G \cdot L \cdot w \cdot \delta \quad (1.1)$$

όπου

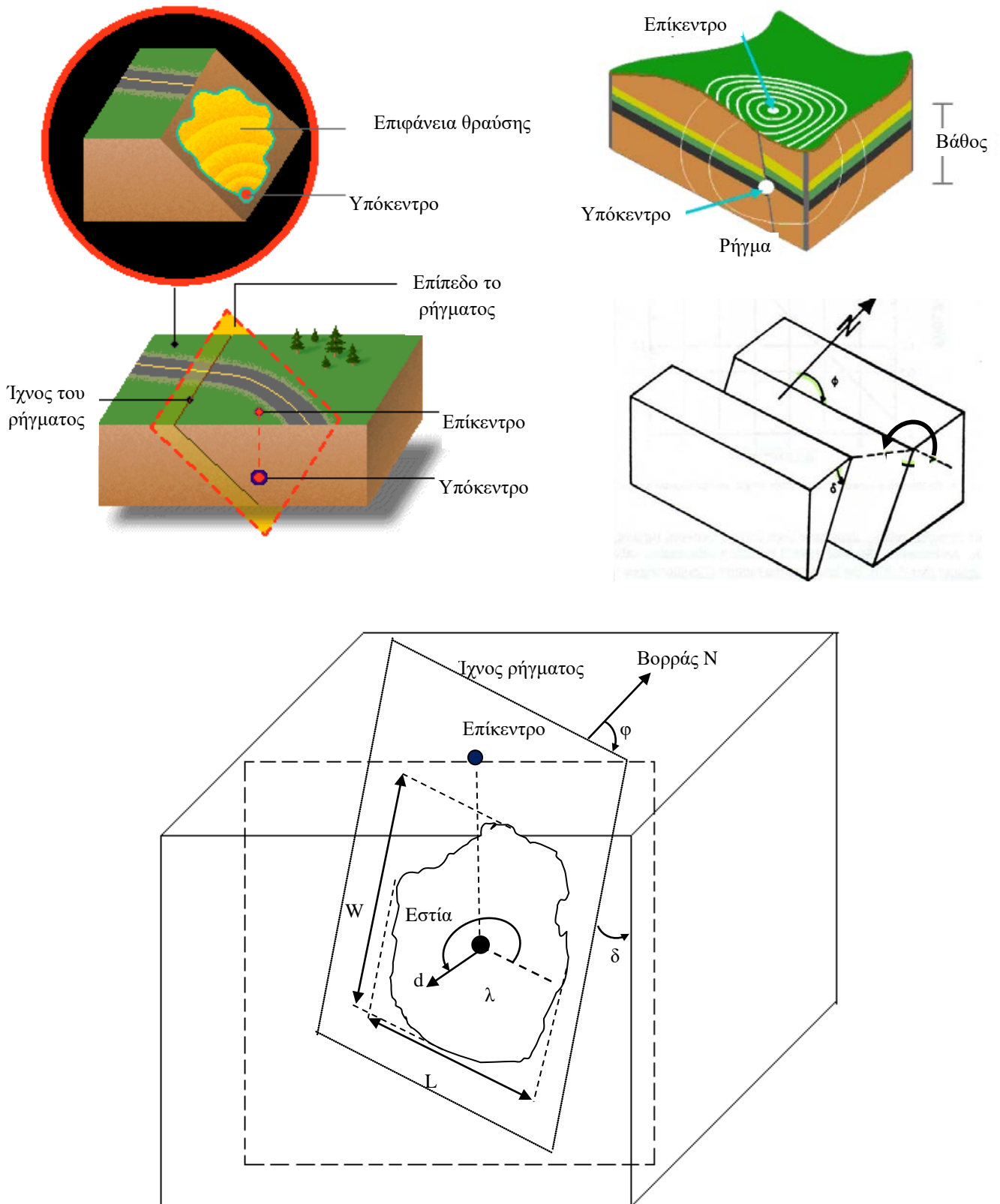
G : μέτρο διατμήσεως του υλικού του φλοιού

L : μήκος ρηγματώσεως

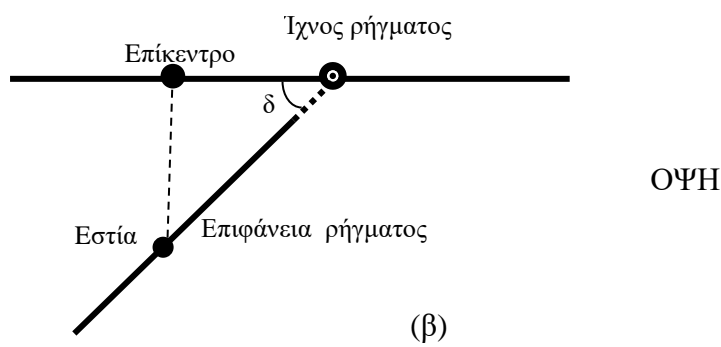
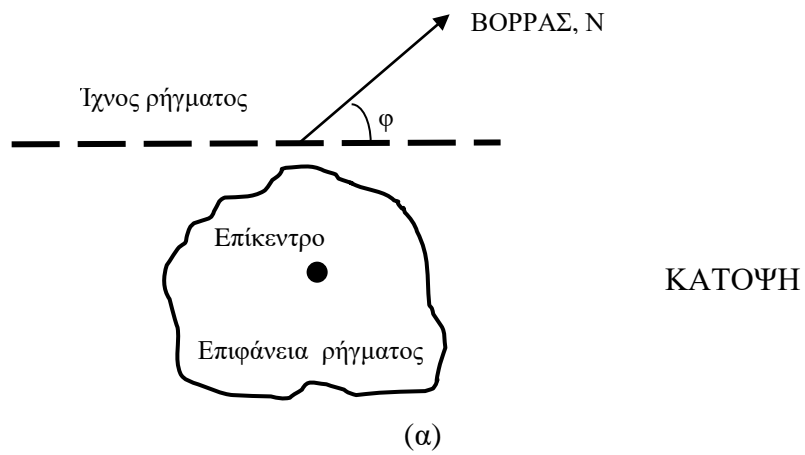
W: πλάτος ρηγμάτωσης

δ : ολίσθηση ρήγματος

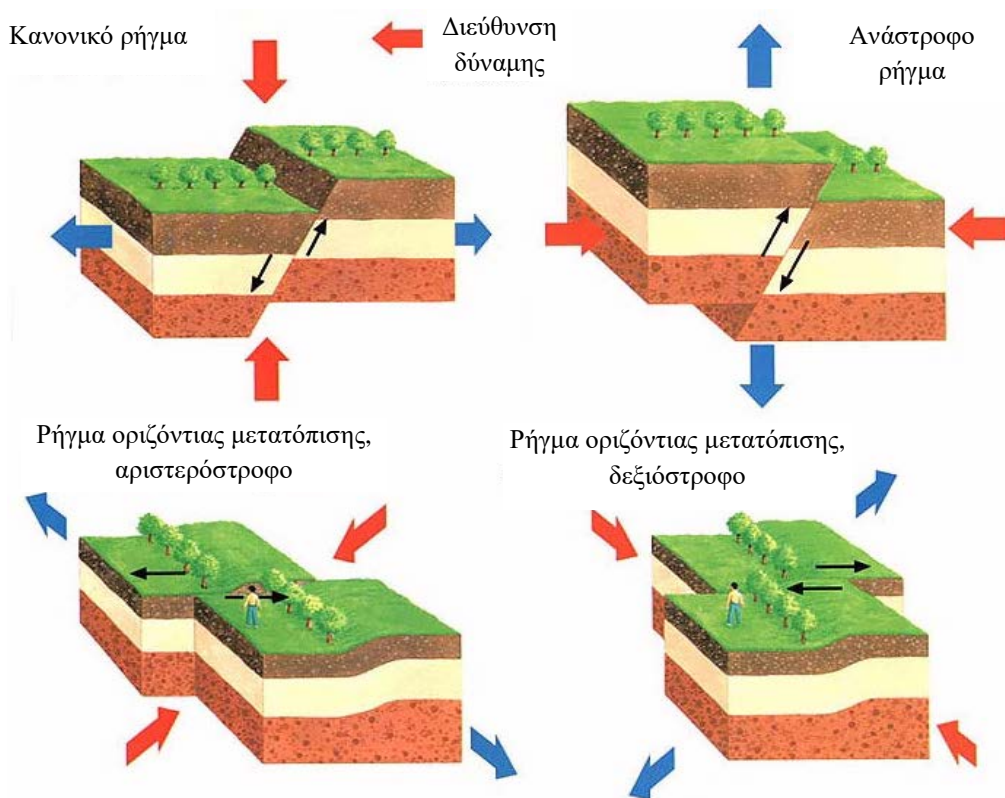
Με ένα νέο σεισμό είτε σπάει ένα τμήμα πάνω στην επιφάνεια ενός υπάρχοντος ρήγματος και το επίπεδο του ρήγματος μεγαλώνει περισσότερο είτε δημιουργείται νέα επιφάνεια και νέο επίπεδο από τη θραύση του πετρώματος.



Σχήμα 1.5 Γεωμετρικά στοιχεία ρήγματος σε προοπτικό σχήμα.



Σχήμα 1.6 Γεωμετρικά στοιχεία ρήγματος, σε κάτοψη, (α) και όψη, (β).



Σχήμα 1.7 Τύποι διάρρηξης ρηγμάτων και μετατόπιση εδαφικών κομματιών

1.5 Διάκριση των σεισμών

Ανάλογα με το βάθος διάρρηξης, h , οι σεισμοί διακρίνονται σε:

Επιφανειακοί σεισμοί	όταν $h < 50$ km
Ενδιάμεσου βάθους	όταν $50 < h < 200$ km
Σεισμοί βάθους (όχι αισθητοί στην επιφάνεια της γης)	όταν 200 km $< h$

Όταν γίνεται μια διάρρηξη πετρώματος αυτή γίνεται σε πολλές φάσεις. Αυτό έχει σα συνέπεια να προκαλεί μια ομάδα σεισμών που πραγματοποιούνται στην περιοχή. Οπότε οι σεισμοί εμφανίζονται με τη μορφή μιας ακολουθίας γεγονότων. Ο μεγαλύτερος από αυτούς λέγεται κύριος σεισμός, οι προηγούμενοι από αυτόν λέγονται προσεισμοί και αυτοί που ακολουθούν μετά τον κύριο σεισμό λέγονται μετασεισμοί.

Ανάλογα με τα αίτια που τους προκαλούν, οι σεισμοί μπορεί να χωριστούν στα εξής είδη :

Τεκτονικοί σεισμοί

Οι τεκτονικοί σεισμοί οφείλονται στη διάρρηξη του φλοιού της γης. Ο φλοιός της γης είναι μια λεπτή επιδερμίδα με πάχος μεταξύ 0-70 km. Ο φλοιός επιπλέει σε κάποια έκταση του στο μαλακό εσωτερικό της γης και βρίσκεται, λόγω γεωθερμικών ρευμάτων και άλλων αιτιών, σε συνεχή κίνηση. Λόγω αυτής της κίνησης προκαλούνται παραμορφώσεις και η εντατική κατάσταση στο φλοιό της γης διαρκώς αλλάζει. Στη περιοχή που θα αρχίσει η θραύση, αυξάνονται οι τάσεις. Όταν οι τάσεις φθάσουν να γίνουν ίσες και λίγο μεγαλύτερες από την αντοχή θραύσης του πετρώματος τότε προκαλείται η θραύση με απότομες μετατοπίσεις. Αυτή είναι η αρχή της δημιουργίας ενός σεισμού. Οι διαρρήξεις συμβαίνουν συχνά και σε μια παλιά υπάρχουσα επιφάνεια θραύση με αποτέλεσμα την αύξηση της επιφάνειας θραύσης και του μήκους του ρήγματος. Μετά τη διάρρηξη η περιοχή εκτονώνεται και οι τάσεις πέφτουν και δημιουργείται μια νέα εντατική κατάσταση με μικρότερες τάσεις. Με το πέρασμα του χρόνου μπορεί στην περιοχή λόγω νέων μετατοπίσεων να ξανασυσσωρευτούν τάσεις και να δημιουργηθεί μια νέα διάρρηξη.

Ηφαιστειογενής σεισμοί

Τέτοιοι σεισμοί προκαλούνται λόγω ηφαιστειακών δράσεων, Εξαιτίας της απότομης κυρίως τοπικής μεταβολής των συνθηκών θερμοκρασίας και πίεσης προκαλούνται ηφαίστεια και αυτά με τη σειρά τους προκαλούν ρήγματα στο φλοιό της.

Σεισμοί εγκατακρημνίσεων

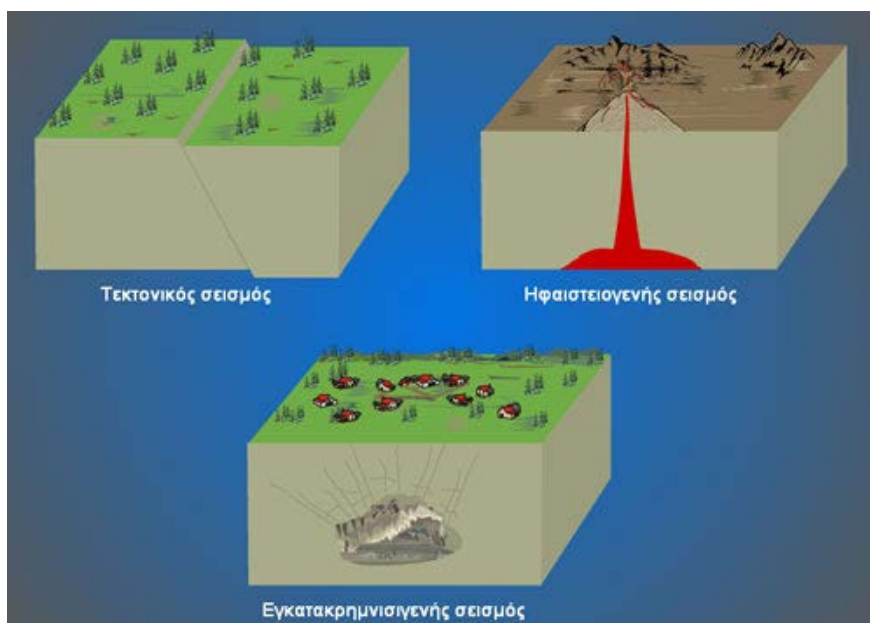
Πολλές φορές από την κατάρρευση της οροφής κενών των πετρωμάτων προκαλούνται σεισμοί. Τα κενά των πετρωμάτων μπορεί να είναι φυσικά κενά (π.χ. σε μια καρστική περιοχή) ή τεχνικά κενά, π.χ. στοές που κατασκευάστηκαν για μεταλλεία .

Σεισμοί προκαλούμενοι από φράγματα

Σεισμοί αυτού του είδους προκαλούνται κατά την πλήρωση μιας τεχνητής λίμνης κάποιου φράγματος. Το φορτίο του νερού μπορεί να προκαλέσει θραύσεις πετρωμάτων και αντίστοιχο σεισμό στην εγγύς περιοχή.

Τεχνητοί σεισμοί

Τεχνητοί σεισμοί συνήθως δημιουργούνται από υπέργειες και υπόγειες εκρήξεις πυρηνικών οπλών. Οι παραπάνω τύποι σεισμών φαίνονται στο σχήμα 1.8.



Σχήμα 1.8 Τύποι σεισμών ανάλογα με τα αίτια που τους προκαλούν. (Πηγή <http://earthquake-now.blogspot.com/>).

1.6 Σεισμικά κύματα

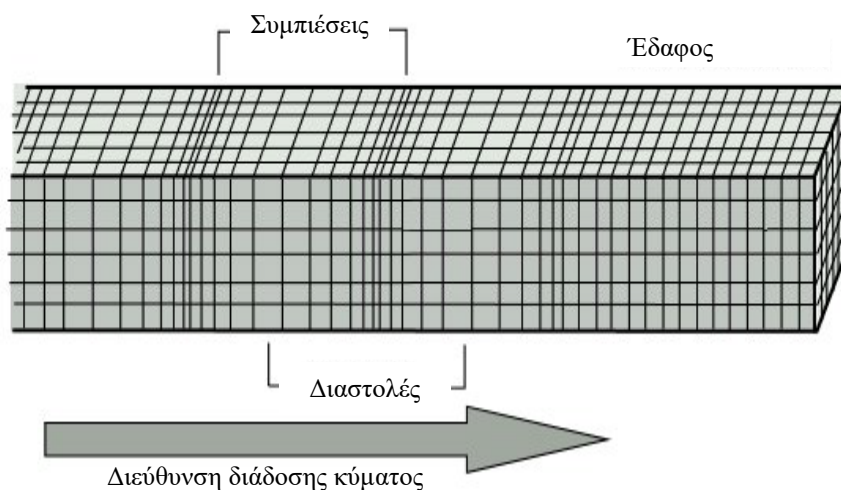
Η ακαριαία διάρρηξη του πτερώματος έχει σαν αποτέλεσμα την ξαφνική μετατροπή της δυναμικής ενέργειας σε κινητική ενέργεια, η οποία διαχέεται στο χώρο μέσω της κίνησης του εδάφους δηλαδή τα σεισμικά κύματα. Τα σεισμικά κύματα ταξιδεύουν αφενός στο εσωτερικό της γης ως διαμήκη και εγκάρσια κύματα χώρου και όταν αυτά φτάνουν στην επιφάνεια της γης μετασχηματίζονται ως επιφανειακά. Τα διαμήκη ονομάζονται κύματα συμπίεσης. Στα διαμήκη κύματα η κίνηση των σωματιδίων του ταλαντούμενου μέσου γίνεται παράλληλα προς τη διεύθυνση διάδοσης των κυμάτων. Τα εγκάρσια ή διατμητικά κύματα είναι κύματα στα οποία η κίνηση των σωματιδίων του ταλαντούμενου μέσου γίνεται κάθετα προς τη διεύθυνση διάδοσης των κυμάτων. Η διάδοση των διαμηκών κυμάτων επιφέρει μεταβολή όγκου, ενώ αυτή των εγκάρσιων επιφέρει μεταβολή σχήματος. Τα διαμήκη και τα εγκάρσια ονομάζονται χωρικά κύματα. Τα χωρικά κύματα όταν φτάσουν στην επιφάνεια της γης μετατρέπονται σε επιφανειακά. Τα επιφανειακά κύματα διακρίνονται στα κύματα Rayleigh, όπου τα σωματίδια κινούνται σε κατακόρυφο επίπεδο και στα κύματα Love, όπου τα σωματίδια ταλαντώνονται οριζόντια. Επομένως, τα κύματα διακρίνονται σε δυο κατηγορίες, τα κύματα του χώρου και τα επιφανειακά κύματα. Τα χωρικά κύματα όπως αναφέρθηκε διακρίνονται στα διαμήκη κύματα ή πρωτογενή κύματα, P, και στα εγκάρσια κύματα ή δευτερογενή κύματα, S.

Τα πρωτογενή κύματα είναι κύματα συστολής-διαστολής (θλίψης-εφελκυσμού), δηλαδή διαμήκη κύματα και φαίνονται στο σχήμα 1.9. Τα σωματίδια κινούνται κατά τη διεύθυνση διάδοσης του κύματος προς τα μπρος και προς τα πίσω, όπως στα ηχητικά κύματα. Αυτό

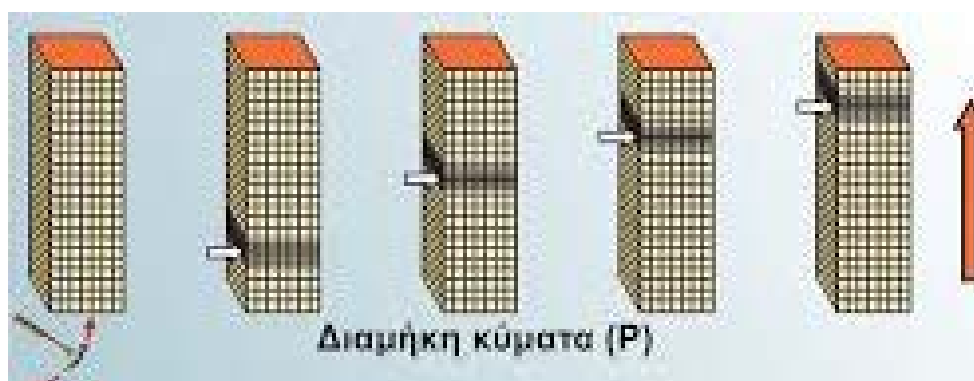
ισχύει για σκληρά πετρώματα και στο έδαφος. Στις διεπιφάνειες των εδαφικών στρωμάτων, τα διαμήκη κύματα μπορεί να ανακλώνται και να διαθλώνται. Τα πρωτογενή κύματα φτάνουν πάντοτε στη θέση ενός παρατηρητή πριν από τα δευτερογενή κύματα επειδή η ταχύτητα διάδοσης τους είναι μεγαλύτερη.

Τα δευτερογενή κύματα, είναι τα διατμητικά κύματα, δηλαδή τα κύματα που μεταδίδονται εγκάρσια στην διεύθυνση διάδοσης τους, και φαίνονται στο σχήμα 1.10. Τα σωματίδια κινούνται κάθετα στη διεύθυνση διάδοσης του κύματος και μάλιστα σε ένα οριζόντιο επίπεδο (κύμα SH) ή σε ένα κατακόρυφο επίπεδο (κύμα SV) ή σε συνδυασμό, δηλαδή και τα δυο συγχρόνως. Αυτό συμβαίνει μόνο στα σκληρά πετρώματα, όχι όμως στο ρευστό μάγμα ή στο νερό, επειδή τότε δεν υπάρχει καμιά διατμητική αντοχή. Τα δευτερογενή κύματα φτάνουν πάντοτε στη θέση ενός παρατηρητή μετά τα πρωτογενή κύματα επειδή η ταχύτητα διάδοσης τους είναι μικρότερη.

Διαμήκη, P κύματα

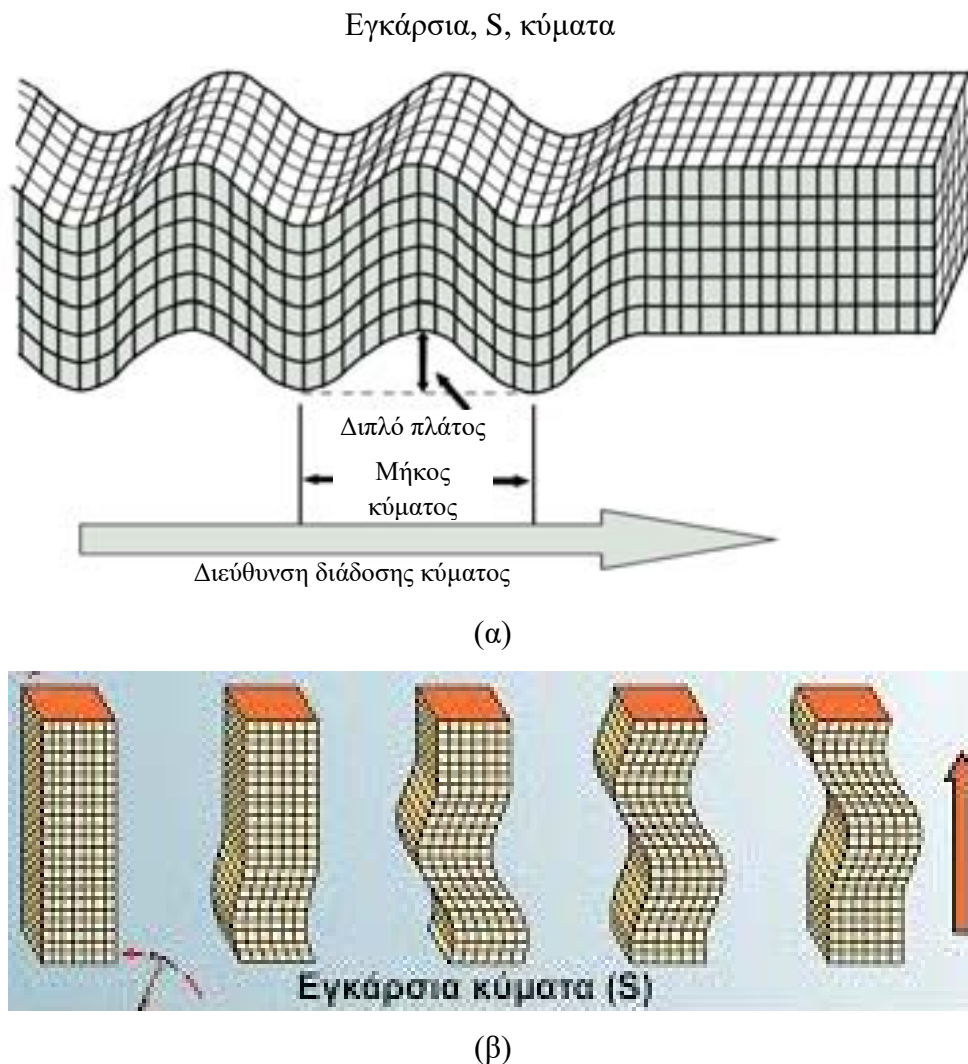


(α)



(β)

Σχήμα 1.9 Μια στατική εικόνα των πρωτογενών κυμάτων, (α), και πως διαδίδονται σε σχέση με τον χώρο και τον χρόνο, (β).



Σχήμα 1.10. Μια στατική εικόνα των δευτερογενών κυμάτων, (α), και πως διαδίδονται σε σχέση με τον χώρο και τον χρόνο, (β).

Τα επιφανειακά κύματα είναι τα κύματα που αναπτύσσονται στην επιφάνεια της γης και η κίνηση των σωματιδίων του εδαφικού υλικού εξασθενεί προς τα κάτω. Το βάθος διείσδυσης αντιστοιχεί περίπου στο μήκος κύματος. Τα επιφανειακά κύματα φτάνουν πάντοτε στη θέση ενός παρατηρητή μετά τα δευτερογενή κύματα επειδή η ταχύτητα διάδοσης τους είναι κάπως μικρότερη. Τα επιφανειακά κύματα ανάλογα με τη τροχιά των σωματιδίων χωρίζονται και αυτά σε δυο κατηγορίες στα κύματα Love, L, και κύματα Rayleigh, R.

Τα κύματα, Love φαίνονται στο σχήμα 1.11 και μπορούν να παρομοιαστούν σαν τα χωρικά διατμητικά κύματα κινούμενα στο οριζόντιο επίπεδο, κύματα, SH. Τα σωματίδια κινούνται οριζοντίως και κάθετα στη διεύθυνση διάδοσης μειώνοντας την κίνηση τους ως προς το βάθος.

Τα κύματα Rayleigh φαίνονται στο σχήμα 1.12 και μπορούν να παρομοιαστούν ως τα κύματα που δημιουργούνται στην επιφάνεια του νερού μετά το πέταγμα μιας πετράς. Τα σωματίδια κινούνται σε μια ελλειπτική τροχιά σε ένα κατακόρυφο επίπεδο, των οποίων η κίνηση μειώνεται με το βάθος.

Στον πίνακα 1.1 φαίνονται συνοπτικά οι κατηγορίες των κυμάτων στο χώρο και στην επιφάνεια του εδάφους.

Πίνακας 1.1 Είδη κυμάτων στο χώρο και στην επιφάνεια του εδάφους.

Κύματα χώρου	Πρωτογενή κύματα (P) Δευτερογενή κύματα (S)
Επιφανειακά κύματα	Κύματα Love (L) Κύματα Rayleigh (R)

Η ταχύτητα του κύματος είναι συνάρτηση ελαστικών παραμέτρων και της πυκνότητας του υλικού, εξαρτάται δηλαδή από τη χημική και την πετρογραφική σύνθεση, από την πίεση και την θερμοκρασία. Οι σχέσεις που δίνουν την ταχύτητα των πρωτογενών και δευτερογενών κυμάτων φαίνονται παρακάτω:

$$V_p = \sqrt{\frac{E \cdot c(v)}{\rho}} \quad (1.2)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.3)$$

$$c(v) = \frac{1-v}{1-v-2v^2} \quad (1.4)$$

V_p : Ταχύτητα των πρωτογενών κυμάτων

V_s : Ταχύτητα των δευτερογενών κυμάτων (διατμητικά κύματα)

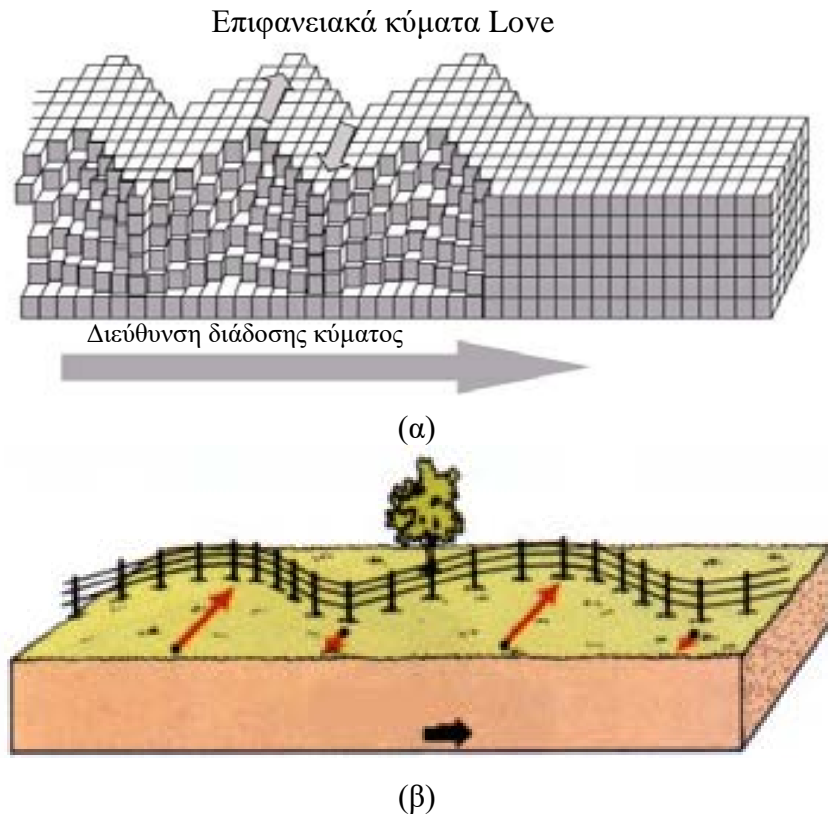
E : Μέτρο ελαστικότητας (kN/m^2)

G : Μέτρο διάτμησης, $G = \frac{E}{2(1+v)}$, (kN/m^2)

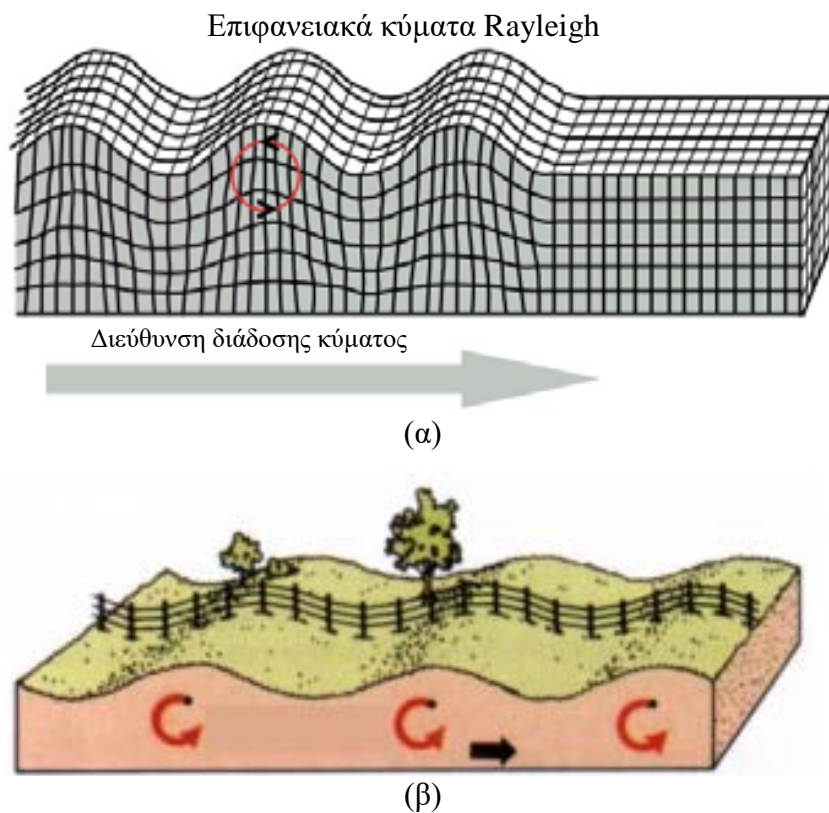
v : Συντελεστής εγκάρσιας μήκυνσης

ρ : Πυκνότητα (t/m^3)

Για $v=1/4$ (συνήθης παραδοχή για το φλοιό της γης) από τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει $\frac{v_p}{v_s} = 0,58$ δηλαδή τα πρωτεύοντα έχουν σχεδόν διπλάσια ταχύτητα από τα δευτερεύοντα.



Σχήμα 1.11. Μια στατική εικόνα των κυμάτων Love, (α), και πως διαδίδονται σε σχέση με τον χώρο και τον χρόνο, (β).

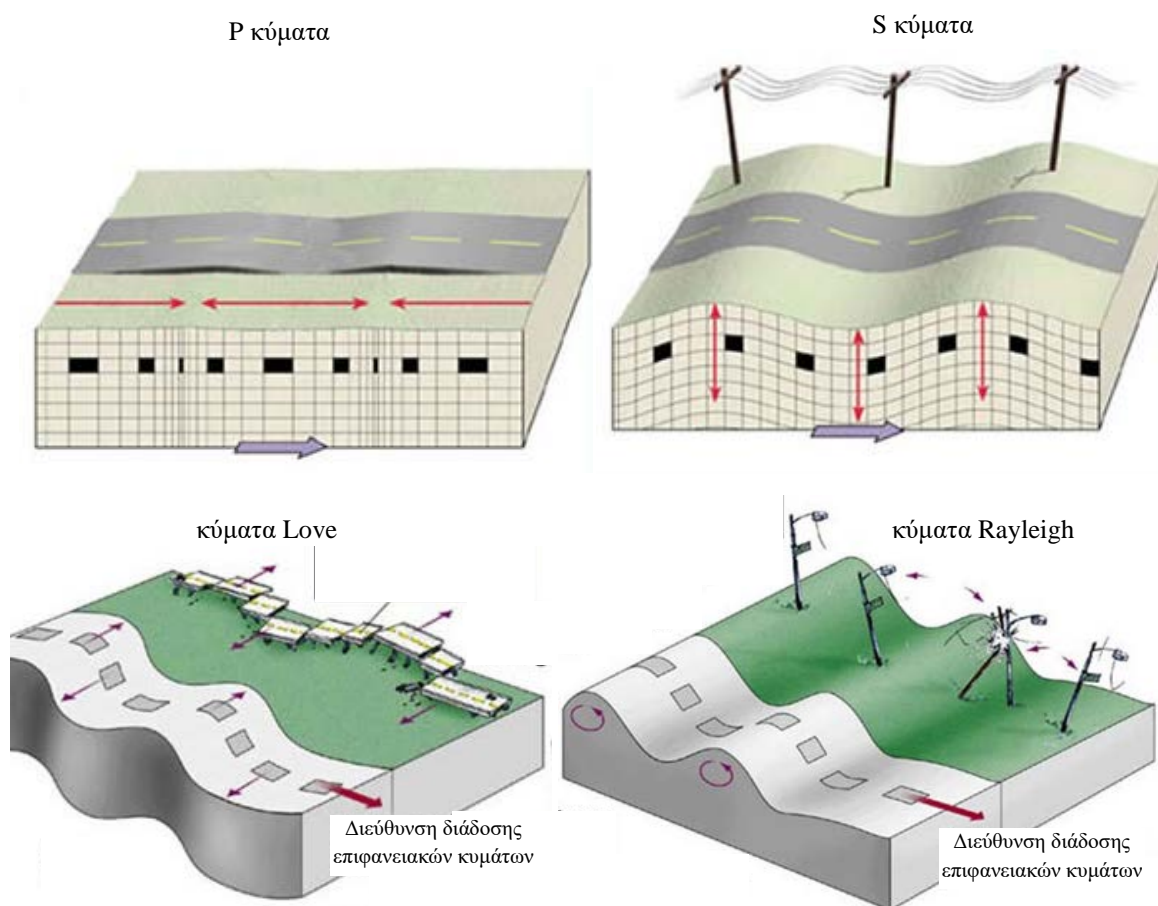


Σχήμα 1.12 Μια στατική εικόνα των κυμάτων Rayleigh, (α), και πως διαδίδονται σε σχέση με τον χώρο και τον χρόνο, (β).

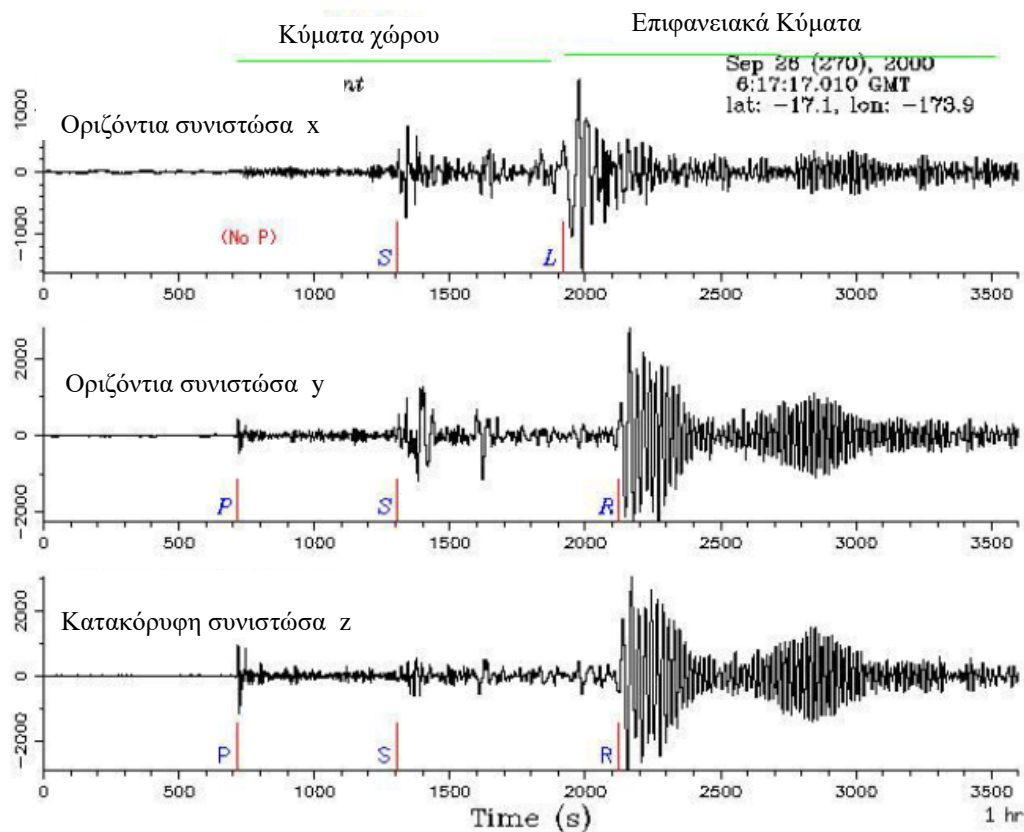
Οι ταχύτητες των πρωτεύοντων κυμάτων κυμαίνονται μεταξύ 5-15 km/s ενώ για τα δευτερεύοντα κύματα οι ταχύτητα κυμαίνεται μεταξύ 3-7 km/s. Η ταχύτητα των επιφανειακών κυμάτων, (κύματα Love και Rayleigh) είναι λίγο μικρότερη από την ταχύτητα των δευτερευόντων κυμάτων (περίπου το 90%).

Οι συνέπειες των χωρικών και επιφανειακών κυμάτων στις κατασκευές φαίνονται στο σχήμα 1.13.

Οι καταγραφές, όλων των παραπάνω κυμάτων, από ένα σταθμό καταγραφής φαίνονται στο σχήμα 1.14.



Σχήμα 1.13 Οι κινήσεις των χωρικών και επιφανειακών κυμάτων και η επίδραση τους στις κατασκευές.



Σχήμα 1.14 Καταγραφή των χωρικών και επιφανειακών κυμάτων από έναν σταθμό.

Με τη διάρρηξη του πετρώματος το έδαφος κινείται με μορφή κυμάτων. Αυτά ταξιδεύουν μέχρι την επιφάνεια και μετατρέπονται σε επιφανειακά. Σ αυτό το ταξίδι τους τα κύματα τροποποιούνται λόγω της ανάκλασης και της διάθλασης που συμβαίνει όταν υπάρχουν διαφορετικά στρώματα εδάφους. Ενισχύονται ή μειώνονται ανάλογα με τις ιδιότητες του εδαφικού μέσου που ταξιδεύουν και τελικά όλα μαζί τα κύματα (χωρικά και επιφανειακά) δημιουργούν μια συνισταμένη κίνηση στη βάση της κατασκευής και αυτή αρχίζει να διεγείρεται. Η κίνηση αυτή αναλύεται σε τρεις συνιστώσες: Δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη. Συνήθως, η οριζόντια έχει μεγαλύτερη τιμή από την κατακόρυφη. Αυτό όμως δεν συμβαίνει με κοντινούς σεισμούς και για σημεία κοντά στο επίκεντρο όπου η κατακόρυφη συνιστώσα είναι μεγαλύτερη από την οριζόντια.

Στο παρακάτω διάγραμμα το σχήματος 1.15 φαίνεται επιγραμματικά η διάδοση των κυμάτων από την πηγή στην επιφάνεια.

Εύρεση επικέντρου και εστιακού βάθους

Για να καθοριστεί η πιθανή θέση του επίκεντρου και το πιθανό εστιακό βάθος, γίνεται χρήση των στοιχείων που καταγράφουν τα όργανα μέτρησης της ταχύτητας σε διάφορους σταθμούς.

Για τον καθορισμό της θέσης του επικέντρου και του εστιακού βάθους απαιτούνται οι χρονικές διαφορές διαδρομής μεταξύ κυμάτων P και S, οι χρόνοι άφιξης των κυμάτων P, οι ταχύτητες των κυμάτων και τα προσομοιώματα του φλοιού και στρωμάτων της γης.

Για τον προσεγγιστικό καθορισμό της υποκεντρικής απόστασης D μεταξύ ενός σταθμού καταγραφής και της εστίας μπορεί να χρησιμοποιείται ο ακόλουθος εμπειρικός τύπος:

$$D \approx 8 * \Delta t_{p-t} \quad (1.5)$$

όπου:

Δt_{p-s} : διαφορά χρόνου σε δευτερόλεπτα, sec., διαδρομής μεταξύ κυμάτων P και S.

Στην παραπάνω σχέση η απόσταση D υπολογίζεται σε χιλιόμετρα, km.

Η παραπάνω σχέση 1.5 προκύπτει ως εξής:

Αν D είναι η απόσταση που διανύουν τα κύματα, τότε οι χρόνοι άφιξης τους είναι :

$$t_p = \frac{D}{v_p} \quad \text{και} \quad t_s = \frac{D}{v_s} \quad (1.6)$$

και η διαφορά άφιξης τους:

$$\Delta t_{p-t} = D \left(\frac{1}{v_s} - \frac{1}{v_p} \right) \quad (1.7)$$

Λύνοντας ως προς την απόσταση D :

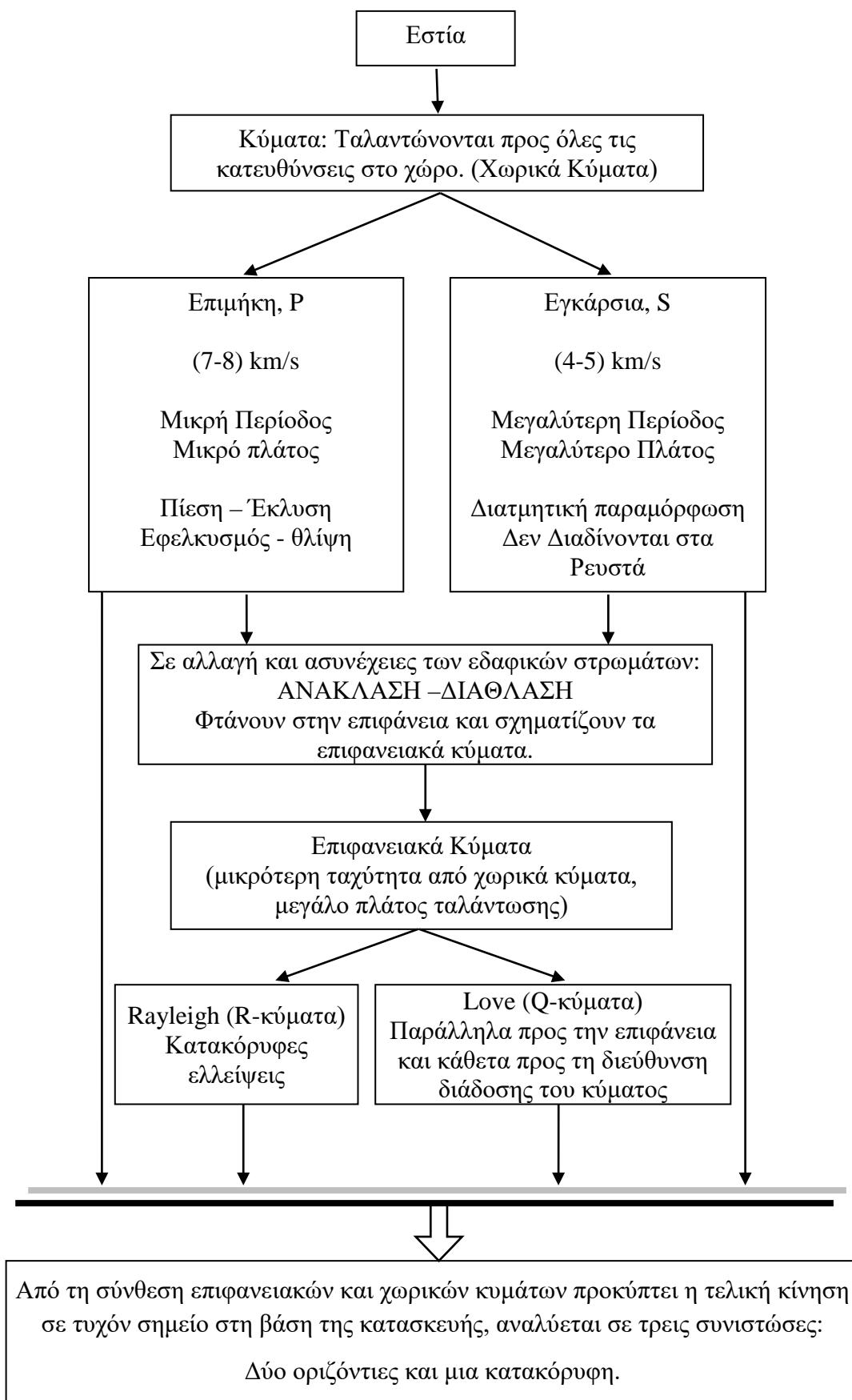
$$D = \Delta t_{p-s} \cdot \frac{v_s}{v_p/v_s - 1} \quad (1.8)$$

Αν γίνει η παραδοχή ότι $v_p/v_s \approx \sqrt{3} = 1,73$ τότε η σχέση (1.8) γίνεται:

$$D = \Delta t_{p-s} * \frac{v_p}{0.73} \quad (1.9)$$

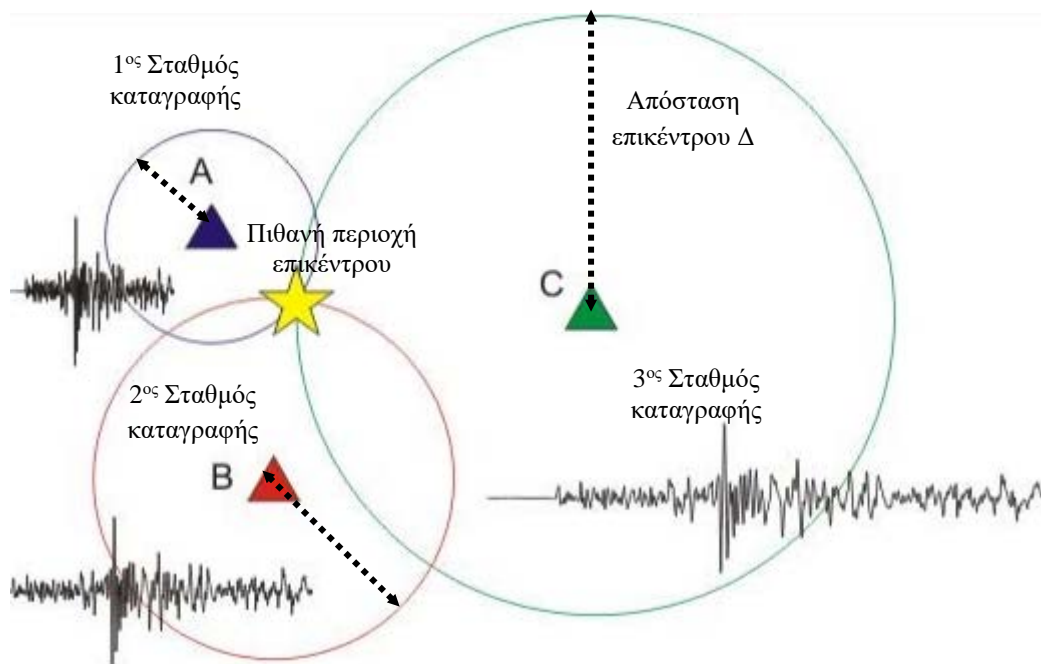
και υιοθετώντας μια τιμή για την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων $v_s \approx 6\text{km/s}$ τότε η απόσταση D γίνεται:

$$D \approx 8 * \Delta t_{p-t} \quad (1.10)$$



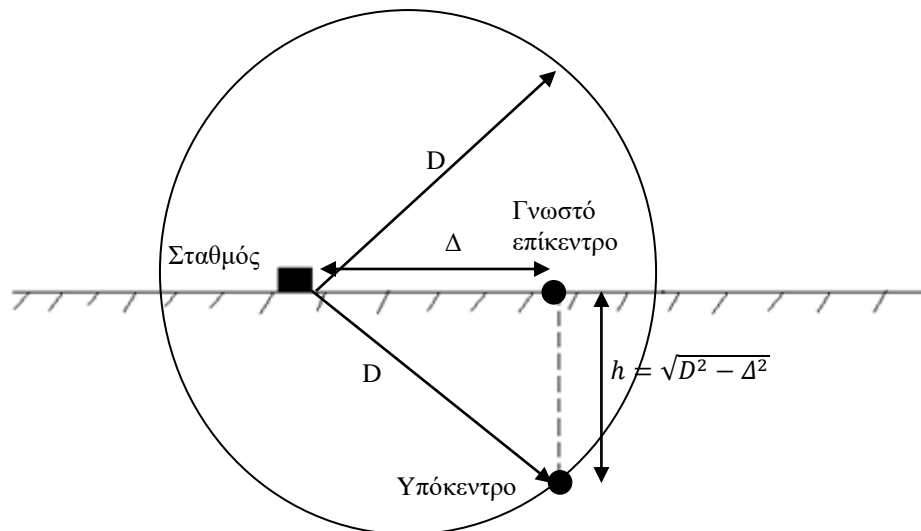
Σχήμα 1.15 Διάγραμμα σύνθεσης της τελικής επιφανειακής εδαφικής κίνησης.

Για να καθοριστεί η απόσταση, Δ , του επίκεντρου ενός σεισμού, απαιτούνται στοιχεία από τρεις τουλάχιστον σταθμούς. Με βάση τη σχέση 1.10 υπολογίζεται η υποκεντρική απόσταση D , και χαράσσεται ένας κύκλος με κέντρο το σταθμό και ακτίνα D . Κύκλοι από κάθε σταθμό τέμνονται ανά δυο και η τομή τους είναι δυο σημεία. Η ευθεία που ενώνει αυτά τα σημεία λέγεται ίχνος. Η τομή των τριών ίχνών δείχνει και τη θέση του επίκεντρου. Η γεωμετρική διαδικασία προσδιορισμού φαίνεται στο σχήμα 1.16. Όταν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία από περισσότερους από τρεις σταθμούς, ο υπολογισμός των συντεταγμένων του επίκεντρου μπορεί να γίνει με στατιστικές μεθόδους.



Σχήμα 1.16 Καθορισμός του επίκεντρου με τη βοήθεια των υποκεντρικών αποστάσεων τουλάχιστον τριών σταθμών.

Για τον καθορισμό του εστιακού βάθους, h , χρησιμοποιείται η υποκεντρική απόσταση του σταθμού που βρίσκεται όσο γίνεται πιο κοντά στην εστία. Με βάση την επικεντρική απόσταση του σταθμού υπολογίζεται το εστιακό βάθος. Η γεωμετρική διαδικασία φαίνεται στο σχήμα 1.17.



Σχήμα 1.17 Καθορισμός του εστιακού βάθους με τη βοήθεια της υποκεντρικής απόστασης και της επικεντρικής απόστασης ενός γειτονικού με την εστία σταθμού.

1.7 Σεισμικές κλίμακες

Ο σεισμός χαρακτηρίζεται και ως προς την ενέργεια που εκλύει και ως προς τις συνέπειες που έχει στο δομημένο περιβάλλον. Για τον χαρακτηρισμό ενός σεισμού χρησιμοποιούνται οι κλίμακες μεγέθους και έντασης. Η κλίμακα μεγέθους δίνει μια εικόνα της εκλυόμενης ενέργειας του σεισμού και μετρείται σε Richter ενώ η κλίμακα της έντασης δείχνει τις συνέπειες που έχει ο σεισμός στο δομημένο περιβάλλον.

1.7.1 Κλίμακα μεγέθους

Η γένεση ενός σεισμού προκαλεί απελευθέρωση ενέργειας μέρος της οποίας μετατρέπεται σε κυματική ενέργεια στην οποία οφείλονται τα σεισμικά κύματα. Επειδή είναι δύσκολο να μετρηθεί με ακρίβεια η ενέργεια που απελευθερώνεται, οι σεισμολόγοι υπολογίζουν μια ποσότητα η οποία αποτελεί μέτρο της ενέργειας του σεισμού. ο υπολογισμός αυτής της ποσότητας βασίζεται σε μετρήσεις πλατών, περιόδων, διάρκειας των σεισμικών κυμάτων και ονομαστικό μέγεθος του σεισμού.

Η κλίμακα μεγέθους ενός σεισμού δείχνει το μέτρο της ενέργειας του σεισμού. Ο υπολογισμός του μεγέθους ενός σεισμού γίνεται με τη μέτρηση διαφόρων σεισμικών παραμέτρων των σεισμικών κυμάτων (πλάτος, διάρκεια, περίοδος) επί των σειсмоγραφημάτων και για αυτό το λόγο αναπτύχθηκαν διάφορες κλίμακες μεγεθών.

Υπάρχουν αρκετοί διαφορετικοί ορισμοί του μεγέθους (κυρίως τρεις):

Τοπικό μέγεθος, M_L . ή κλίμακα Richter

Η παραπάνω κλίμακα μεγέθους, φέρει το όνομα του εμπνευστή της C.F.Richter (1935) και βασίζεται σε μετρήσεις των μέγιστων πλατών σεισμικών κυμάτων τοπικών σεισμών.

Τοπικό μέγεθος, M_L είναι ο δεκαδικός λογάριθμος του μέγιστου πλάτους αναγραφής του σεισμού, σε μm , από πρότυπο βραχείας περιόδου σεισμόμετρο στρέψης, που βρίσκεται σε επικεντρική απόσταση 100 km από το σεισμό.

$$M_L = \log A_o \quad (1.11)$$

όπου A_o είναι το μέγιστο πλάτος (σε μm) από σεισμόμετρο που βρίσκεται σε απόσταση 100 km

Σε άλλες επικεντρικές αποστάσεις για το υπολογισμό του τοπικού μεγέθους χρησιμοποιούμε τη σχέση:

$$M_L = \log A - \log A' \quad (1.12)$$

όπου:

A : ο μέσος όρος των μέγιστων πλατών αναγραφής του σεισμού (σε μm) από δυο οριζόντιους σειсмоγράφους Wood-Anderson ενός σταθμού σε απόσταση Δ από το επίκεντρο.

A' : το αντίστοιχο πλάτος αναγραφής του πρότυπου σεισμού στην ίδια απόσταση Δ , δίνεται από τον πίνακα 1.2.

Πίνακας 1.2. Τιμές της ποσότητας $\log A'$ για διάφορες επικεντρικές αποστάσεις.

Δ (km)	0	50	100	150	200	250	300	350	400
$-\log A'$	1.40	2.47	3.00	3.30	3.50	3.80	4.00	4.30	4.50

Για το υπολογισμό του τοπικού μεγέθους από τις καταγραφές σειсмоγράφων οποιοδήποτε τύπου προτάθηκε η σχέση (Bullen and Bolt, 1985)

$$M_L = \log a + 2.56 \log \Delta - 1.67 \quad (1.13)$$

όπου:

a : η μέγιστη μετάθεση (σε μm).

Δ : η επικεντρική απόσταση σε km.

Επιφανειακό μέγεθος M_s

Η κλίμακα του επιφανειακού μεγέθους βασίζεται σε μετρήσεις του μέγιστου πλάτους αναγραφής των επιφανειακών κυμάτων με περίοδο 18 – 22 sec. Αφορά σε επιφανειακούς σεισμούς με βάθος μικρότερο από 60 km, οι οποίοι αναγράφονται από σειсмоγράφους.

Αρχικά ο Guttenberg και Richter (1942, 1956) για να υπολογίσουν το επιφανειακό μέγεθος χρησιμοποίησαν τη σχέση:

$$M_s = \log a - \log a' + c_1 + d_1 \quad (1.14)$$

όπου

a : το πραγματικό πλάτος της εδαφικής κίνησης (σε μm) σε μετρήσεις των επιφανειακών κυμάτων με περίοδο 18 – 22 sec

a' : το αντίστοιχο πλάτος αναγραφής του πρότυπου σεισμού, δίνεται από σχετικό πίνακα.

c_1, d_1 : σταθερές που εξαρτώνται από το σταθμό και την εστία.

Ο Guttenberg το 1945 πρότεινε την ακόλουθη σχέση για το υπολογισμό του επιφανειακού μεγέθους

$$M_s = \log a + 1.66 \log \Delta + 1.82 \quad (1.15)$$

Το 1964 η IASPEI (International Association of Seismology and Physics of Earth's Interior) υιοθέτησε τον ακόλουθο τύπο που είναι γνωστός και ως τύπος της Πράγας:

$$M_s = \log \frac{a}{T} + 1.66 \log \Delta + 3.3 \quad (1.16)$$

όπου:

T : η περίοδος των κυμάτων ($T > 3\text{sec}$).

Δ : η επικεντρική απόσταση σε μοίρες γωνίας γήινου κύκλου.

Η παραπάνω σχέση 1.16 ισχύει για επιφανειακούς σεισμούς ($h < 60\text{ km}$) και επικεντρικές αποστάσεις μεταξύ 20° έως 160° (μοίρες).

Χωρικό μέγεθος m_b

Χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του μεγέθους σεισμών οποιασδήποτε επικεντρικής απόστασης και οποιουδήποτε βάθους. Ο υπολογισμός του γίνεται με τη μέτρηση πλατών των χωρικών κυμάτων. Ο Guttenberg και Richter (1956) πρότειναν την κλίμακα του χωρικού μεγέθους σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$m_b = \log \frac{u}{T} + Q(\Delta, h) + c_2 + d_2 \quad (1.17)$$

όπου:

u, T : το μέγιστο πλάτος (σε μm) και η αντίστοιχη περίοδος των χωρικών κυμάτων.

$Q(\Delta, h)$: η συνάρτηση της επικεντρικής απόστασης και του εστιακού βάθους.

c_2, d_2 : σταθερές που εξαρτώνται από το σταθμό και την εστία.

Μέγεθος σεισμικής ροπής M_w

Όλα τα προηγούμενα μεγέθη M_L , M_s , m_b αποτελούν μέτρο της ενέργειας που ακτινοβολείται σε συγκεκριμένα παράθυρα περιόδων των κυμάτων του σεισμού. Έτσι π.χ. τα μεγέθη M_L και m_b αποτελούν μέτρα της σεισμικής ενέργειας που ακτινοβολείται σε περιόδους της τάξης 1 sec, ενώ το μέγεθος M_s αποτελεί μέτρο της ενέργειας που ακτινοβολείται σε περιόδους της τάξης 20 sec, επομένως δεν αποτελούν μέτρο της ολικής ενέργειας του σεισμού. Έπρεπε λοιπόν να βρεθεί μια κλίμακα που να μην βασίζεται σε κύματα με περιορισμένο εύρους συχνοτήτων. Η κλίμακα αυτή βασίζεται στην έννοια της σεισμικής ροπής.

Σεισμική ροπή ονομάζεται η ποσότητα που ορίζεται από τη σχέση (1.1) η οποία επαναλαμβάνεται παρακάτω:

$$M_0 = G \cdot A \cdot \delta = G \cdot L \cdot w \cdot \delta \quad (1.18)$$

όπου:

G : μέτρο διατμήσεως του υλικού του φλοιού.

L : μήκος ρηγμάτωσης.

W : πλάτος ρηγμάτωσης.

δ : ολίσθηση ρήγματος (μέση μετάθεση στην επιφάνεια του ρήγματος).

Από την σεισμική ροπή, M_0 , προκύπτει το αντίστοιχο μέγεθος σεισμικής ροπής, M_w , από την σχέση Hanks και Kanamori (1979):

$$M_w = \frac{\log M_0 - 16.1}{1.5} \quad (1.19)$$

όπου:

M_0 η σεισμική ροπή σε dyn*cm, (10^{-4} kNm).

Το μέγεθος σεισμικής ροπής συμφωνεί με το μέγεθος M_s για τιμές $6 < M_s < 8$ και με το M_L για τιμές $M_L < 6$.

Στον Ελλαδικό χώρο το μέγεθος M των επιφανειακών σεισμών ($h < 60$ km) υπολογίζεται σύμφωνα με το τύπο:

$$M = \log a + 1.42 \log \Delta + 0.20 \quad (1.20)$$

όπου:

a : το μέσο εδαφικό πλάτος (σε μm) από αναγραφές των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμομέτρου Mainka ή του σεισμομέτρου Wiechert του σεισμολογικού σταθμού της Αθήνας.

Δ : η επικεντρική απόσταση σε km για $\Delta < 600$ km.

Για σεισμούς ενδιάμεσου βάθους ($60 \text{ km} < h < 180 \text{ km}$) εφαρμόζεται η σχέση:

$$M = \log a + \frac{0.18 \cdot R}{100} + 3.20 \quad (1.21)$$

όπου:

R: η υποκεντρική απόσταση.

Έχει αποδειχτεί (Παπαζάχος 2003) ότι το μέγεθος M είναι ισοδύναμο με το μέγεθος της σεισμικής ροπής M_w

$$M_w = M \quad \text{για } 3.6 < M < 8.0 \quad (1.22)$$

Ο λογάριθμος της εκλυόμενης ενέργειας σχετίζεται με το επιφανειακό μέγεθος ως εξής:

$$\log E = 4.8 + 1.5 M_s \quad (1.23)$$

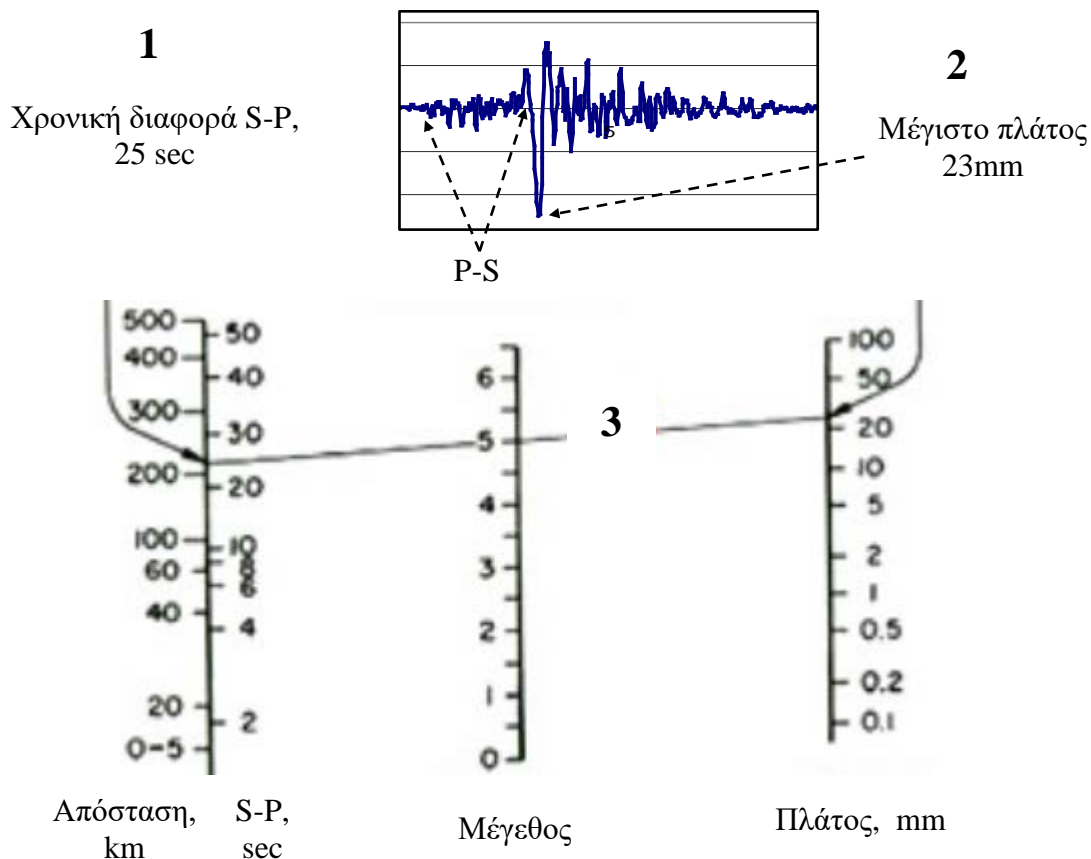
Στην παραπάνω σχέση η ενέργεια μετριέται σε Joules. Η αύξηση κατά μια μονάδα στο μέγεθος του σεισμού, π.χ. από 5 σε 6, σημαίνει μια αύξηση της εστιακής ενέργειας κατά το συντελεστή $10^{1.5} = 30$.

Για παράδειγμα, η εστιακή ενέργεια ενός σεισμού με μέγεθος 5.5 είναι 10^{13} Joule ή 10^{20} erg, ($1 \text{ Joule} = 10^7 \text{ erg}$).

Το μέγεθος ενός σεισμού σχετίζεται με το περιεχόμενο συχνοτήτων και με τη διάρκεια της φάσης που αντιστοιχεί σε ισχυρή διέγερση. Αύξηση του μεγέθους επιφέρει μεταφορά της κύριας διέγερσης σε χαμηλότερες συχνότητες και αύξηση της διάρκειας.

Αυτό που στην πραγματικότητα ποσοτικοποιεί το τοπικό αποτέλεσμα ενός σεισμού (αυτό δηλαδή που γίνεται αντιληπτό χωρίς όργανα μέτρησης) στους ανθρώπους, στη φύση και στις κατασκευές είναι η ένταση I και όχι το μέγεθος. Κάθε σεισμός έχει ένα συγκεκριμένο μέγεθος άλλα άπειρες εντάσεις, ανάλογα με την απόσταση από την εστία. Η μέγιστη ένταση καταγράφεται στο επίκεντρο (επίκεντρη ένταση) και συμβολίζεται ως I_0 .

Ένας απλός γραφικός και πρακτικός τρόπος υπολογισμού του μεγέθους του σεισμού από το μέγιστο πλάτος καταγραφής και την επικεντρική απόσταση, φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 1.18.



Σχήμα 1.18 Γραφικός υπολογισμός του μεγέθους ενός σεισμού σε κλίμακα Richter με βάση το μέγιστο πλάτος καταγραφής και την απόσταση από το επίκεντρο.

1.7.2 Κλίμακα Έντασης

Ένα μέτρο για το πώς γίνεται αντιληπτός ένας σεισμός και ποια είναι η καταστροφική δύναμη του αποτελεί η ένταση, I , του σεισμού. Έχει σχέση με την επίδραση του σεισμού στο περιβάλλον, στους ανθρώπους, στα ζώα, στις τεχνικές κατασκευές. Η κλίμακα εντάσεων ονομάζεται και μακροσεισμική κλίμακα. Τα μακροσεισμικά αποτελέσματα διαφέρουν από τόπο σε τόπο επειδή εξαρτώνται από διάφορους παραμέτρους (όπως οι εδαφικές συνθήκες, ο τρόπος διάδοσης των σεισμικών κυμάτων, η απόσταση από το επίκεντρο) και επομένως, για τον ίδιο σεισμό έχουμε διαφορετικές τιμές έντασης για κάθε περιοχή. Η τοπική καταστροφική δύναμη και επομένως και οι συνέπειες ενός σεισμού εξαρτώνται κυρίως από τις ακόλουθες παραμέτρους:

- Μέγεθος
- Περιεχόμενο συχνοτήτων στην πηγή (εξαρτάται από τον εστιακό μηχανισμό)
- Εστιακό βάθος
- Εστιακή απόσταση από τη θέση του έργου
- Γεωλογία, την τοπογραφία και το ανάγλυφο
- Τοπικές συνθήκες υπεδάφους/έδαφος θεμελίωσης
- Περιεχόμενο συχνοτήτων στην θέση του έργου

- Διάρκεια του σεισμού στη συγκεκριμένη θέση, ο αριθμός των κύκλων φόρτισης της ισχυρής δόνησης
- Εδαφική επιτάχυνση, ταχύτητα και μετακίνηση

Η ένταση, I, προσδιορίζεται μέσω της δυνατότητας του ανθρώπου να αντιληφθεί το φαινόμενο. Επίσης η ένταση, I, προσδιορίζεται μέσω και των τοπικών ζημιών. Χρησιμοποιούνται διάφορες 12-βαθμίες κλίμακες έντασης που όμως δεν υπάρχουν μεγάλες διαφορές μεταξύ τους. Μια από τις κλίμακες αυτές είναι η κλίμακα Mercalli-Sieberg όπου τα κύρια χαρακτηριστικά φαίνονται στον Πίνακα 1.3.

Πίνακας 1.3 Συνοπτική παρουσίαση της κλίμακας έντασης Mercalli-Sieberg.

Βαθμός	Μακροσεισμικά αποτελέσματα			
	Ισχύς	Συνέπειες στα άτομα	Κτίρια	Φύση
I	Απαρατήρητος.	Ανεπαίσθητος		Γράφεται μόνο από τα σεισμικά όργανα.
II	Πολύ ελαφρός.	Αισθητός σε περιορισμένο αριθμό ατόμων.	Αισθητός σε ησυχία στους ψηλότερους ορόφους.	
III	Ελαφρός.	Αισθητός από λίγους, κυρίως από άτομα αναπαυόμενα.		
IV	Μέσης ισχύος.	Μέσα στα σπίτια γενικά αισθητός, αφυπνιστικός.	Τρίζουν τα παράθυρα Κρότος στις πόρτες.	Φυγή λίγων ατόμων στην ύπαιθρο.
V	Σχεδόν ισχυρός.	Αισθητός από όλους στα σπίτια και στο ύπαιθρο.	Ρωγμές σε επιχρίσματα, αιωρούνται τα κρεμασμένα αντικείμενα, μετατοπίζονται τα κάδρα, ανατροπή μερικών μικρών αντικειμένων.	
VI	Ισχυρός.	Τρομακτικός.	Ζημιές σε καμινάδες και επιχρίσματα, πτώση λίγων κεραμιδιών, βλάβες λίγες και ελαφρές.	Μεμονωμένες ρωγμές σε υγρά εδάφη.
VII	Πολύ ισχυρός.	Πολλοί βγαίνουν στο ύπαιθρο.	Μέτριες ζημιές και πολλές, κυρίως σε κακά κτίρια, οι καμινάδες και αρκετά κεραμίδια πέφτουν, μερική καταστροφή λίγων οικοδομών.	Μεμονωμένες κατολισθήσεις σε εδάφη με απότομες κλίσεις.
VIII	Προκαλεί καταστροφές.	Γενικεύεται ο φόβος.	Μερική καταστροφή σε ποσοστό μεγαλύτερο του 25% του ολικού αριθμού των	Μεταβολές σε πηγές, κατολισθήσεις

			κανονικών οικοδομών, Ολική καταστροφή λίγων κτιρίων, σπάζουν οι σωληνώσεις.	επιχωμάτων οδών.
IX	Καταστρεπτικός.	Πανικός.	Μεγάλες ζημιές σε ασθενή κτίρια, ζημιές και σε κακοχτισμένα σπίτια, θραύση υπόγειων αγωγών, μερική καταστροφή σε ποσοστό μεγαλύτερο του 50% του ολικού αριθμού των κανονικών οικοδομών, Ολική καταστροφή σε ποσοστό μεγαλύτερο του 25% του ολικού αριθμού κτιρίων.	Ρήγματα στο έδαφος, καταπτώσεις βράχων, πολλές κατολισθήσεις γαιών.
X	Εξοντωτικός.	Γενικός πανικός.	Μερική καταστροφή όλων των κανονικών οικοδομών, Ολική καταστροφή σε ποσοστό μεγαλύτερο του 50% του ολικού αριθμού κτιρίων.	Στρέβλωση σιδηροδρομικών τροχιών, διαρροή χαλαρών εδαφών σε πλαγιές, δημιουργία νέων λιμνών.
XI	Καταστροφή.		Ολική καταστροφή σε όλα τα κτίρια.	Εκτεταμένες αλλαγές της επιφάνειας του εδάφους, παλιρροιακό κύμα.
XII	Ολική καταστροφή.		Κτίρια και υπόγειες κατασκευές καταστρέφονται ολοσχερώς μέχρι τα θεμέλια.	Σε βάθος μεταμόρφωση της επιφάνειας της γης, παλιρροιακά κύματα.

Σε πολλές περιπτώσεις σεισμών το μέγεθος του σεισμού δεν είναι ανάλογο της έντασης του σεισμού. Επιπλέον το μέγεθος του σεισμού είναι ένα και δεν εξαρτάται από την θέση και την απόσταση από την οποία βρισκόμαστε ενώ η ένταση είναι τοπικό μέγεθος και εξαρτάται από τη θέση και την απόσταση από το επίκεντρο.

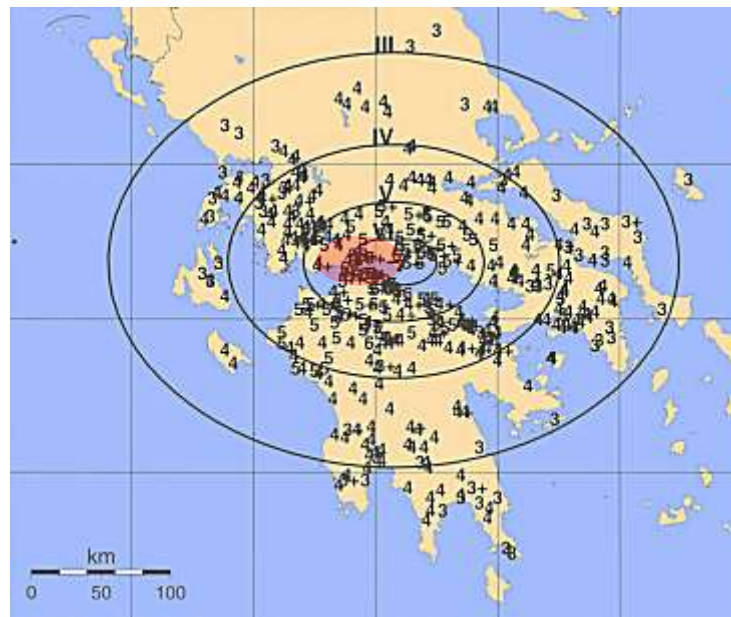
Η ένταση μετριέται σε διάφορες κλίμακες, εκ των οποίων οι σημαντικότερες για την Ευρώπη και την Αμερική δίνονται στον παρακάτω πίνακα. Η πιο σύγχρονη κλίμακα, η οποία έχει ήδη καθιερωθεί στην Ευρώπη, είναι η λεγόμενη Ευρωπαϊκή Μακροσεισμική Κλίμακα (EMS). Η κλίμακα αυτή ισχύει στην Ευρωπαϊκή Ένωση από το 1998.

Πίνακας 1.4 Οι σημαντικότερες κλίμακες έντασης.

Σύντμηση	Έτος	Όνομα	Σημείωση
RF	1883	Rossi-Forrel	Η παλαιότερη, μέχρι το 10
MM	1954	Mercalli	Τροποποιημένη Κλίμακα Mercalli, κυρίως σε ΗΠΑ
MS		Mercalli-Sieberg	Κυρίως σε Γερμανία
MSK	1964	Medvedev-Sponheuer-Karnik	Ευρώπη
EMS	1998	European Macroseismic Scale	Προσφάτως σε Ευρώπη

Όλες οι κλίμακες, πλην της RF, φθάνουν μέχρι το 12 και έχουν υποδιαίρεσεις με μικρές διαφορές. Η κατάταξη της έντασης σε αυτές γίνεται με βάση το βαθμό της διαθέσιμης πληροφορίας σχετικά με την επίδραση του σεισμού στους ανθρώπους, στη φύση και στα κτίρια. Η περιγραφή της κλίμακας EMS για χαμηλές εντάσεις εστιάζεται στην επίδραση του σεισμού στους ανθρώπους, ενώ για υψηλότερες εντάσεις αναφέρεται στα κτίρια. Για σαφέστατη διάκριση γίνεται χρήση έξι κατηγοριών τρωτότητας (A μέχρι F) και πέντε σταθμών βλάβης (από αμελητέες έως εξαιρετικά σοβαρές βλάβες). Βασιζόμενη με μια προσεχτική αποτίμηση των βλαβών, η ταξινόμηση αυτή επιτρέπει έναν αδρομερή προσδιορισμό της έντασης, ανεξαρτήτως της ποιότητας του δομικού συστήματος ενός κτιρίου. Το κύριο ενδιαφέρον των μηχανικών για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών εστιάζεται στις εντάσεις από IV έως X. Μικρότερες εντάσεις έχουν μόνο γεωγραφική σημασία, ενώ μεγαλύτερες είναι ουσιαστικά εκτός ελέγχου, σε ότι αφορά το σχεδιασμό των κατασκευών.

Η γεωγραφική αποτύπωση των μακροσεισμικών αποτελεσμάτων γίνεται με τις ισόσειστες καμπύλες, οι οποίες ενώνουν τόπους της ίδιας έντασης, η δε μορφή τους εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως το εστιακό βάθος, ο μηχανισμός γένεσης του σεισμού, το βάθος θεμελίωσης, ο τρόπος δόμησης των κτιρίων κ.α. Η περιοχή όπου παρατηρείται η μέγιστη τιμή της σεισμικής έντασης ονομάζεται πλειόσειστη περιοχή και το κέντρο της μακροσεισμικό επίκεντρο. Το μακροσεισμικό επίκεντρο δεν συμπίπτει πάντα με το μικροσεισμικό επίκεντρο, το οποίο ορίζεται ως η προβολή της θέσης της εστίας του σεισμού στην επιφάνεια της γης. Ισόσειστες καμπύλες για ένα σεισμό στον Κορινθιακό κόλπο φαίνονται στο σχήμα 1.19.



Σχήμα 1.19 Ισόσειστες καμπύλες και μακροσεισμικό επίκεντρο.

1.8 Μέτρηση των σεισμών

Ορισμένα χαρακτηριστικά από τις καταγραφές των σεισμών όπως, εδαφικές ταχύτητες (μέγιστες τιμές, χρονική εξέλιξη), χρόνοι εμφάνισης και ταχύτητα διάδοσης διαφορετικών ειδών κυμάτων, αποτελούν τη βάση για τον καθορισμό των συντεταγμένων της εστίας (γεωγραφικό μήκος και πλάτος), εστιακού χρόνου, εστιακού βάθους, εστιακής επιφάνειας, εστιακού μηχανισμού, εστιακής ενέργειας νόμων μείωσης-εξασθένησης κ.λπ. Όλα αυτά είναι σεισμολογικού ενδιαφέροντος αποτελέσματα και αποτελούν αντικείμενο των σεισμολόγων.

Στο αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών τα σεισμολογικά χαρακτηριστικά που επηρεάζουν το σχεδιασμό είναι:

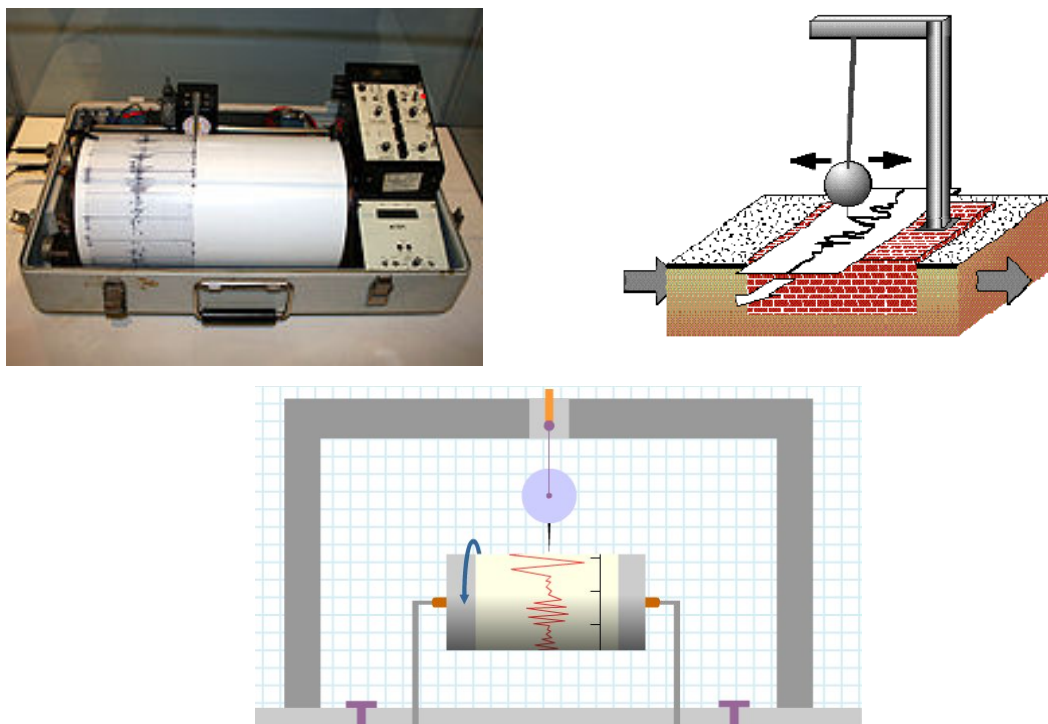
- Εδαφικές επιταχύνσεις, ταχύτητες, μετακινήσεις, (μέγιστες τιμές και χρονική εξέλιξη).
- Περιεχόμενο συχνοτήτων των εδαφικών επιταχύνσεων.
- Διάρκεια τις εδαφικής κίνησης.
- Ο αριθμός των κύκλων φόρτισης της ισχυρής εδαφικής κίνησης.

Τα παραπάνω μεγέθη επηρεάζουν την έκταση και το βαθμό των ζημιών που παρατηρούνται στα τεχνικά έργα. Μια άλλη παράμετρος που επηρεάζει την τελική εδαφική κίνηση στη βάση των κατασκευών είναι το έδαφος θεμελίωσης.

Η γενική κίνηση των δομικών λίθων ενός στερεού σώματος διακρίνεται σε μετάθεση, περιστροφή και παραμόρφωση. Άρα για την πλήρη αναγραφή της σεισμικής κίνησης χρειάζονται τρία είδη οργάνων. Όμως, παρ' όλο που υπάρχουν τα αντίστοιχα όργανα, μεγαλύτερο ενδιαφέρον έχει για η σεισμολογία η μετάθεση και οι παράγωγοί της ως προς το χρόνο (ταχύτητα, επιτάχυνση), γι' αυτό τα όργανα μέτρησης της εδαφικής μετάθεσης

διακρίνονται κατά σειρά ιστορικής εξέλιξης και επιστημονικής αξίας σε Σεισμοσκόπια, Σεισμογράφους και Σεισμόμετρα.

Η καταγραφή των κινήσεων της εδαφικής μετάθεσης και των παραγώγων της κατά τη διάρκεια ενός σεισμού γίνεται από ένα ειδικό όργανο που ονομάζεται σεισμογράφος. Το μέρος του σεισμογράφου που άμεσα αποκρίνεται στην εδαφική κίνηση (εκκρεμές του σεισμογράφου) ονομάζεται σεισμόμετρο. Η αρχή λειτουργίας του σεισμογράφου φαίνεται στα σχήματα 1.20 και 1.21.



Σχήμα 1.20 Συσκευή σεισμογράφου και αρχή λειτουργίας του σεισμόμετρου.

Οι σεισμογράφοι είναι όργανα με τα οποία γίνεται αυτόματη και, κατά το δυνατόν, πιστή αναγραφή της σεισμικής κίνησης. Η αναγραφή αυτή, που λέγεται σεισμόγραμμα, γίνεται:

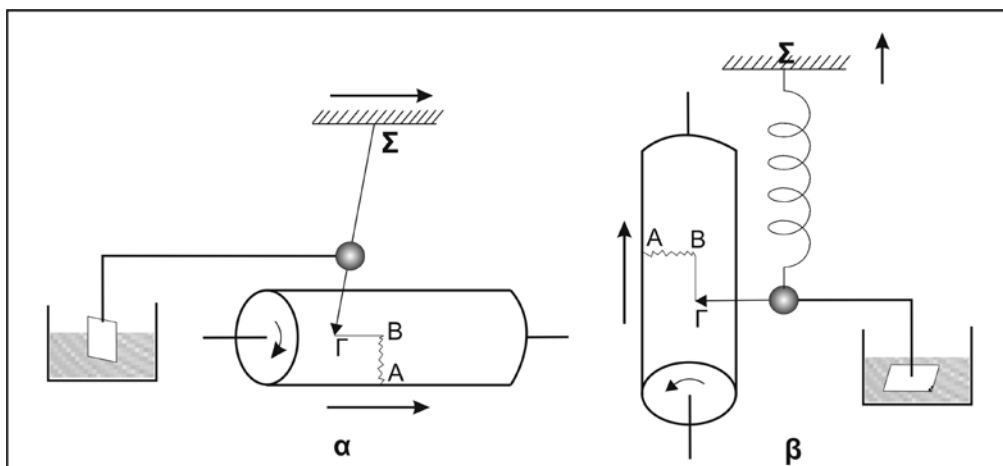
- Σε μαγνητική ταινία.
- Με γραφίδα πάνω σε αιθαλωμένη (καπνισμένη) ταινία ή σε θερμογραφικό χαρτί.
- Με φωτεινή κηλίδα πάνω σε φωτογραφική ταινία.
- Ψηφιακά στη μνήμη Η/Υ ή σε σκληρό δίσκο.

Ένας σεισμογράφος αποτελείται από:

- Το εκκρεμές.
- Το σύστημα ενίσχυσης (ή μεγέθυνσης).
- Το σύστημα αναγραφής.
- Το σύστημα απόσβεσης της ελεύθερης ταλάντωσης του εκκρεμούς.
- Το σύστημα ψηφιοποίησης των σεισμογραμμάτων (οι ψηφιακοί σεισμογράφοι).

Ο οριζόντιος σειсмоγράφος διαθέτει το εκκρεμές, το σύστημα ενίσχυσης ή μεγέθυνσης και το σύστημα αναγραφής. Αποτελείται από μια σφαίρα, εξαρτημένη μέσω ελατηρίου από σταθερό σημείο, στην οποία επάνω της στερεώνεται η ακίδα. Η κίνηση του εκκρεμούς εξαρτάται όχι μόνο από την εδαφική κίνηση αλλά και από το λόγο της περιόδου της εδαφικής κίνησης προς την ιδιοπερίοδο του εκκρεμούς. Η γραφίδα συνδέεται με τη μάζα του εκκρεμούς και με σύστημα μοχλών μεγενθύνεται και αναγράφεται η εδαφική κίνηση. Για να είναι δυνατή η διάκριση των αναγραφών των διαδοχικών σεισμικών κυμάτων, η ταινία αναγραφής τυλίγεται γύρω σε κύλινδρο που περιστρέφεται με σταθερή γωνιακή ταχύτητα και τότε η γραφίδα, που είναι στερεωμένη κατάλληλα πάνω στο εκκρεμές, κάνει την αναγραφή του σεισμού.

Στον κατακόρυφο σειсмоγράφο όταν γίνεται σεισμός, το άκρο της γραφίδας εκτελεί κίνηση κάθετη στη γραμμή ηρεμίας του και γράφει πάνω στη ταινία το σειсмоγράφημα. Η γραφίδα συνδέεται με τον οπλισμό ηλεκτρομαγνήτη, στο κύκλωμα του οποίου παρεμβάλλεται ένα χρονόμετρο επαφής. Το χρονόμετρο κλείνει το κύκλωμα κάθε λεπτό και έτσι προκαλείται χαρακτηριστική εκτροπή της γραφίδας.



Σχήμα 1.21 Αρχή λειτουργίας οριζόντιου, (α) και κατακόρυφου, (β) σειсмоγράφου.

Οι σειсмоγράφοι διακρίνονται στις εξής κατηγορίες ανάλογα με την τεχνολογία που χρησιμοποιούν:

- Μηχανικοί σειсмоγράφοι.
- Ηλεκτρομαγνητικοί σειсмоγράφοι (σειсмоγράφοι κινουμένου πηνίου και σειсмоγράφοι μεταβαλλόμενης μαγνητικής αντίστασης).
- Ηλεκτρονικοί σειсмоγράφοι (ψηφιακοί σειсмоγράφοι και σεισμόμετρα ευρέος φάσματος).

Ανάλογα με τα διαφορετικά μεγέθη που ενδιαφέρουν, υπάρχουν δυο ειδών όργανα μέτρησης, δηλαδή σειсмоγράφοι:

- Όργανα μέτρησης ταχύτητας: αυτά είναι κατάλληλα κυρίως για την καταγραφή ασθενέστερων σεισμών.
- Όργανα μέτρησης επιτάχυνσης: αυτά είναι κατάλληλα κυρίως για την καταγραφή ισχυρότερων σεισμών, για το λόγο αυτό ονομάζονται και όργανα καταγραφής ισχυρών σεισμών.

Κοινό χαρακτηριστικό όμως των οργάνων αυτών είναι ότι είναι εξοπλισμένα για μετρήσεις σε τρεις κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις και ότι συνήθως ρυθμίζονται για μετρήσεις στις κατακόρυφες, οριζόντιες Β-Ν και οριζόντιες Α-Δ διευθύνσεις.

1.8.1 Όργανα καταγραφής ταχύτητας

Τα όργανα καταγραφής της ταχύτητας στηρίζονται στην καταγραφή των σχετικών μετατοπίσεων του εδάφους ως προς ένα μονοβάθμιο ταλαντωτή που συντονίζεται σε χαμηλές συχνότητες σε σχέση με τις συχνότητες της διέγερσης.

Η λειτουργία των οργάνων για την καταγραφή κατακόρυφων κινήσεων του εδάφους είναι η εξής: Ένα δύσκαμπτο πλαίσιο είναι σταθερά συνδεδεμένο με το έδαφος έτσι ώστε να κινείται σε ένα σεισμό κατακόρυφα μαζί με το έδαφος. Στο πλαίσιο εφαρμόζεται ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής με σχετικά μεγάλη μάζα και ένα μαλακό ελατήριο για να του προσδίδει μεγάλη περίοδο. Επίσης υπάρχει και ένα στοιχείο ιξώδους απόσβεσης. Ένας μαγνήτης είναι συνδεδεμένος με τη μάζα του ταλαντωτή και αυτός βρίσκεται μέσα σε ένα πηνίο το οποίο είναι στερεωμένο στο πλαίσιο. Η σχετική κίνηση μεταξύ πηνίου και μαγνήτη δημιουργεί μια τάση που είναι ανάλογη προς τη σχετική ταχύτητα της κίνησης. Σε περίπτωση απότομης κατακόρυφης κίνησης του εδάφους, η μάζα του μαλακού ταλαντωτή, λόγω της αδράνειας της, παραμένει σχεδόν σε κατάσταση ηρεμίας, και κινείται το κατακόρυφο πλαίσιο και μαζί του το πηνίο. Αποτέλεσμα της κίνησης του πηνίου μέσα στο μαγνήτη είναι η δημιουργία τάσης. Από τη μέτρηση της τάσης υπολογίζεται η ταχύτητα της κατακόρυφης σχετικής ταχύτητας. Η μέτρηση της σχετικής ταχύτητας γίνεται είτε αναλογικά σε ένα καταγραφικό με χαρτί ή με φιλμ ή ψηφιακά σε μια κάρτα αποθήκευσης. Το αποτέλεσμα είναι, το σειсмоγράφημα ταχύτητας. Στο αποτέλεσμα αυτό πρέπει να γίνεται περαιτέρω αριθμητική επεξεργασία και να διορθώνεται.

Για την καταγραφή της οριζόντιας κίνησης του εδάφους χρησιμοποιείται ανάλογο σύστημα μονοβαθμίου ταλαντωτή αλλά σε οριζόντια κίνηση. Για τη χρήση όλων αυτών των οργάνων τα οποία μετρούν ταχύτητες πρέπει να γίνεται σωστή βαθμονόμηση και να είναι γνωστοί οι παράμετροι που επηρεάζουν τη μέτρηση.

1.8.2 Όργανα μέτρησης της επιτάχυνσης

Για τη μέτρηση της επιτάχυνσης υπάρχουν σύγχρονα όργανα με μικρό μέγεθος και μεγάλης ακρίβειας. Είναι σχετικά πιο φτηνά από τους συνηθισμένους σειсмоγράφους μέτρησης της ταχύτητας. Περιέχουν ένα όργανο μέτρησης της ταλάντωσης, που μπορεί να καταγράψει μέχρι 2g και χρησιμοποιούνται ως όργανα καταγραφής ισχυρής εδαφικής διέγερσης. Η καταγραφή γίνεται αναλογικά μέσω εγγραφής σε ταινία ή ψηφιακά σε προστιθέμενες ηλεκτρονικές κάρτες αποθήκευσης. Έχουν την ιδιότητα να ενεργοποιούνται πάνω από ένα όριο επιτάχυνσης (triggering) έτσι ώστε να μην καταγράφουν πολύ μικρές επιταχύνσεις οι οποίες είναι εκτός ενδιαφέροντος πολιτικού μηχανικού. Τα ψηφιακά καταγραφικά όργανα κάνουν χωρίς διακοπή εγγραφή ενός χρονικού διαστήματος. Στην περίπτωση ενός συμβάντος μπορεί να μείνουν αποθηκευμένα και τα στοιχεία του

προηγούμενου χρονικού διαστήματος πριν τον σεισμό. Τα όργανα χρειάζονται μια πρίζα ή λειτουργούν με μία μπαταρία. Τα όργανα αυτά πρέπει να συντηρούνται περιοδικά και να ελέγχεται η λειτουργία τους σε περιοδική βάση. Τα όργανα συνοδεύονται από κατάλληλο λογισμικό επεξεργασίας του σήματος καταγραφής και από σύστημα μετάδοσης της πληροφορίας ενσύρματα ή ασύρματα. Το Σχήμα 1.22 φαίνεται μια σύγχρονη ψηφιακή συσκευή καταγραφής της επιτάχυνσης.

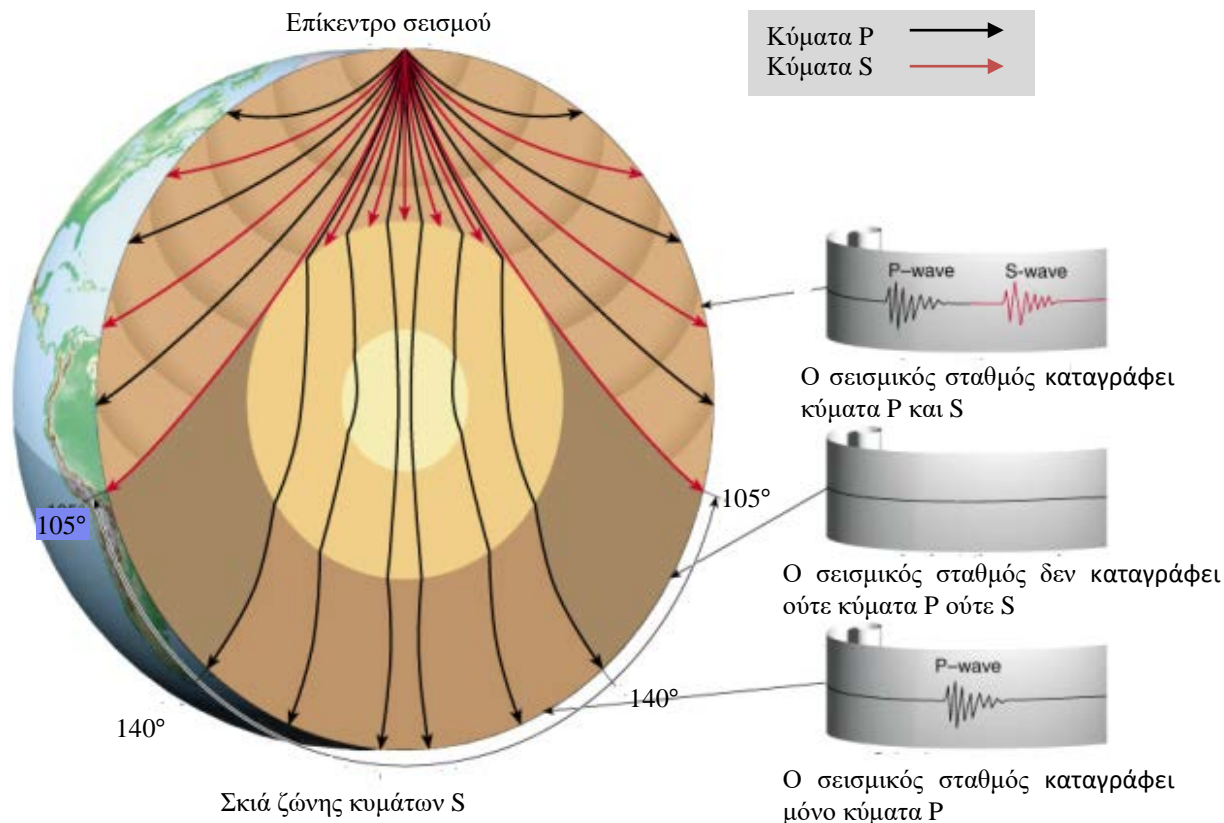


Σχήμα 1.22 Σύγχρονη ψηφιακή συσκευή καταγραφής της επιτάχυνσης (Sinocera Piezotronics, A.E.).

Όταν η ιδιοπερίοδος του εκκρεμούς ενός σεισμόμετρου είναι σημαντικά μικρότερη από την περίοδο της εδαφικής κίνησης τότε η πραγματική μέτρηση του οργάνου είναι ανάλογη προς την επιτάχυνση της εδαφικής κίνησης. Επομένως, τα σειсмоγράμματα δίνουν τη σεισμική επιτάχυνση σε συνάρτηση με το χρόνο. Τα σεισμόμετρα αυτά λέγονται επιταχυνσιόμετρα. Τα επιταχυνσιόμετρα δηλαδή είναι συσκευές που καταγράφουν την επιτάχυνση του εδάφους.

Τα επιταχυνσιόμετρα χρησιμοποιούνται στη τεχνική σεισμολογία. Τοποθετούνται συνήθως στη βάση και πάνω στις κατασκευές για τη μέτρηση της επιτάχυνσης κατά τη διάρκεια του σεισμού. Αυτά δεν βρίσκονται σε συνεχή λειτουργία, αλλά αρχίζουν να λειτουργούν με κατάλληλο σύστημα εκκίνησης κατά την έναρξη της σεισμικής κίνησης. Οι καταγραφές τους ενδιαφέρουν τους δομικούς μηχανικούς για τη σχεδίαση των κτιρίων.

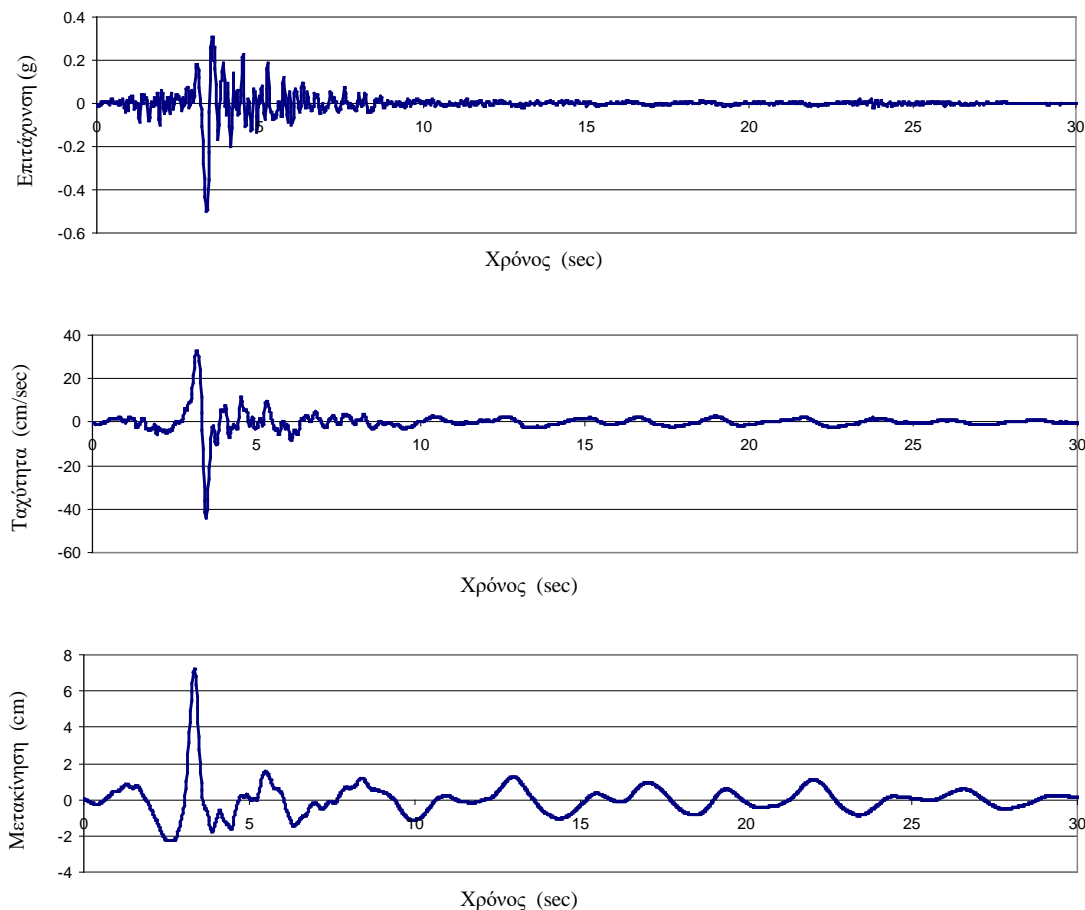
Πολύ συχνά παρατηρείται μετά από κάποιο σεισμικό συμβάν διάφορα σεισμολογικά εργαστήρια της χώρας να δίνουν διαφορετικό μέγεθος σεισμού. Αυτό δεν σημαίνει ότι υπάρχει διχογνωμία. Οι μετρήσεις είναι θέμα μηχανημάτων και κλίμακας μέτρησης. Υπάρχουν πολλοί τύποι εξοπλισμού και πολλά είδη κλίμακας. Το τελικό μέγεθος που καταγράφεται επίσημα για κάποιο σεισμό είναι αυτό που ανακοινώνεται από το Εθνικό Δίκτυο Σεισμογράφων το οποίο αποτελείται από το δίκτυο Αστεροσκοπείου Αθηνών και δίκτυο εργαστηρίου γεωφυσικής ΑΠΘ. Από τις αναγραφές του σεισμού σε ένα μεγάλο αριθμών σεισμογράφων αυτών των δικτύων προκύπτει το τελικό μέγεθος του σεισμού.



Σχήμα 1.23 Απεικόνιση καταγραφής κυμάτων ενός σεισμού από σταθμούς που βρίσκονται σε διαφορετικές θέσεις πάνω στην επιφάνεια της Γης.

1.8.4 Καταγραφές-κινήσεις κατασκευών.

Ενδεικτικές καταγραφές από ένα σεισμικό γεγονός σε διάφορους σταθμούς πάνω στην επιφάνεια της γης φαίνεται στα σχήματα 1.23. Τα αποτελέσματα της καταγραφής της εδαφικής απόκρισης (επιτάχυνση, ταχύτητα και μετακίνηση) από ένα σεισμόμετρο φαίνονται στο σχήμα 1.24. Αντίστοιχα οι κατασκευές εκτελούν τρεις μετακινήσεις (δυο οριζόντιες κατά τους άξονες x και y και μια κατακόρυφη κατά τον άξονα z) και τρεις στροφές γύρω από τους αντίστοιχους άξονες. Στο σχήμα 1.25 φαίνεται η μία οριζόντια κίνηση και μία στροφή κτιρίου κατά τον κατακόρυφο άξονα.



Σχήμα 1.24 Επιτάχυνση, ταχύτητα και μετακίνηση του εδάφους από τον σεισμό του Αγίου το 1995.

1.9 Αξιολογήσεις σεισμολογικών δεδομένων από πλευράς αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών

Το πρόβλημα του σεισμού για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών είναι ο μηχανισμός δράσης των σεισμών πάνω στις κατασκευές και στα τεχνικά έργα. Για τον πολιτικό μηχανικό ο σεισμός είναι μια απότομη και εναλλασσόμενη κίνηση της θεμελίωσης και του εδάφους πάνω στην οποία βρίσκεται η κατασκευή.

Τα σειсмоγραφικά στοιχεία που ενδιαφέρουν το μηχανικό για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας κατασκευής είναι πρώτα από όλα τα φυσικά χαρακτηριστικά μεγέθη όπως εδαφική μετακίνηση, ταχύτητα, και επιτάχυνση όπως επίσης και τα στοιχεία που παράγονται από αυτά όπως είναι τα φάσματα απόκρισης.

Τα σημαντικότερα φυσικά χαρακτηριστικά μεγέθη μιας τοπικής κίνησης του εδάφους φαίνονται στον Πίνακα 1.5. Για τις ζημιές στα δομικά έργα καθοριστικά είναι κυρίως η επιτάχυνση του εδάφους, το περιεχόμενο συχνοτήτων και η διάρκεια του σεισμού.

Πίνακας 1.5 Φυσικά χαρακτηριστικά μεγέθη τοπικών κινήσεων του εδάφους.

Εδαφική κίνηση	Φυσικά χαρακτηριστικά μεγέθη	Καθοριστικά κυρίως για τις ζημιές
Μετατόπιση του εδάφους	$d_g(t)$	x
Ταχύτητα του εδάφους	$v_g(t)$	x
Επιτάχυνση του εδάφους	$a_g(t)$	x
Περιεχόμενο συχνοτήτων της εδαφικής κίνησης		x
Διάρκεια του σεισμού (φάση ισχυρής δόνησης)		x
Αριθμός κύκλων ισχυρής δόνησης		x

Ενδεικτικές τιμές των μεγεθών d_g , v_g , a_g σε έναν μέσης ισχύος σεισμό ($I_o \approx VIII$, $M \approx 6 \div 6.5$) είναι:

$$d_{g,max} \approx 0.1 \div 0.3m$$

$$v_{g,max} \approx 0.1 \div 1 \text{ m/s}$$

$$a_{g,max} \approx 1.5 \div 10.0 \text{ m/s}^2 = 0.15 \div 1 \text{ g}$$

Η κατακόρυφη επιτάχυνση του εδάφους είναι γενικά το 2/3 της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδάφους στην ίδια θέση. Αυτός ο κανόνας περίπου χρησιμοποιείται και στους κανονισμούς.

Οι τιμές για τις συχνότητες της κίνησης του εδάφους κυμαίνονται στην ακόλουθη περιοχή:

$$f = 0.1\text{Hz} \div 30 \text{ Hz}$$

Αυτές αντιστοιχούν σε περιόδους, T , ($T= 1/f$)

$$T = 10 \text{ sec} \div 0.03 \text{ sec}$$

Οι μέγιστες τιμές της εδαφικής περιόδου π.χ. 10 sec αντιστοιχούν σε θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κατά την οριζόντια διεύθυνση, στα πολύ μεγάλα δομικά έργα όπως καλωδιωτές και κρεμαστές γέφυρες, ψηλοί πύργοι, αντένες κτλ. Οι ελάχιστες τιμές της εδαφικής περιόδου της τάξης των 0.03 sec αντιστοιχούν σε μικρά και πολύ δύσκαμπτα δομικά έργα.

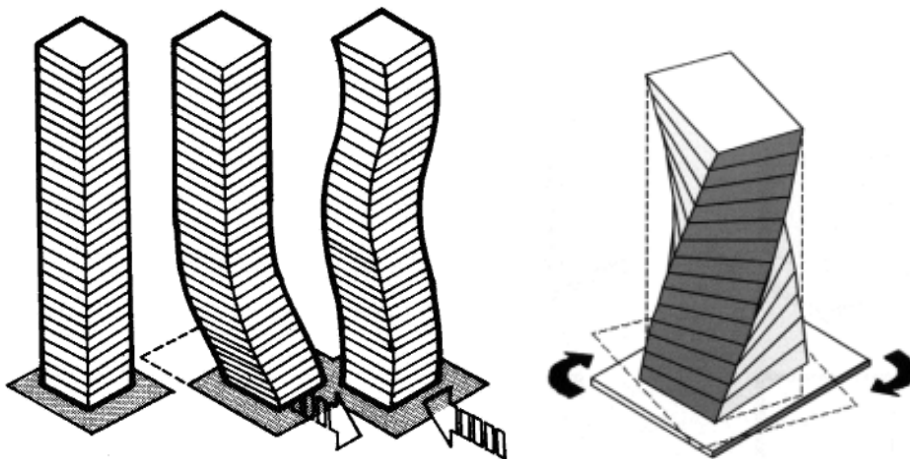
Ανάλογα με τη φύση του εδάφους είναι και το συχνοτικό περιεχόμενο της κίνησης που καταγράφεται στην επιφάνεια. Για την περίπτωση του μαλακού ή χαλαρού εδάφους, οι ταλαντώσεις σε υψηλές συχνότητες, (χαμηλές περιόδους), αποσβένονται ενώ οι ταλαντώσεις σε χαμηλές συχνότητες, (υψηλές περιόδους), ενισχύονται. Σε βραχώδες έδαφος συμβαίνει το αντίθετο δηλαδή ταλαντώσεις σε υψηλές συχνότητες ενισχύονται ενώ ταλαντώσεις με χαμηλές συχνότητες αποσβένονται.

Η διάρκεια της φάσης ισχυρής δόνησης ενός σεισμού εξαρτάται από πολλές παραμέτρους. Αυτές είναι :

- Μέγεθος M
- Απόσταση Δ από το επίκεντρο

- Περίοδος T της κίνησης του εδάφους

Όσο μεγαλύτερες είναι οι τιμές αυτών των παραμέτρων, τόσο περισσότερο διαρκεί ο σεισμός. Γενικά για σεισμούς έξι έως επτά Richter η διάρκεια κυμαίνεται από πέντε έως; τριάντα δευτερόλεπτα. Βέβαια υπάρχουν και διαφοροποιήσεις από τα όρια αυτά όπως π.χ. ο σεισμός του 1980 στη Νότια Ιταλία, μεγέθους 7 Richter διήρκεσε περίπου 70s, επειδή συνέβησαν δυο τρεις κύριες συγκρούσεις και αντίστοιχα δυο τρεις διαδοχικές, η μια αμέσως μετά την άλλη, τεκτονικές διαρρήξεις. Ένα άλλο παράδειγμα είναι ο σεισμός του 1985 στο Μεξικό μεγέθους 8.1 Richter. Στην Πόλη του Μεξικού, με επικεντρική απόσταση 400km, περίπου διήρκεσε 80s. Και ο σεισμός αυτός προκάλεσε, λόγω της παρατεταμένης διάρκειας του, καταστροφικές ζημιές, παρόλο που μετρήθηκαν μέτριες εδαφικές επιταχύνσεις της τάξης των 0.17g. Έγιναν ζημιές κυρίως σε κτίρια από 12 έως 18 ορόφων με ιδιοπεριόδους 1.5 έως 3s. Αυτό εξηγείται διότι συνέβη συντονισμός της θεμελιώδους περιόδου των κτιρίων με την αντίστοιχη δεσπόζουσα περίοδο του σεισμού στο πολύ μαλακό έδαφος που οικοδομείται η πόλη.



Σχήμα 1.25 Απόκριση των κατασκευών λόγω μετακίνησης του εδάφους από σεισμό. Πηγή NSF. AIA:Architects &Earthquakes

1.10 Εδαφική κίνηση και φαινόμενα κοντινού πεδίου

Η διάρρηξη στο επίπεδο του ρήγματος που αποτελεί την αιτία ενός σεισμικού γεγονότος, επέρχεται όταν οι αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις ξεπεράσουν την αντοχή του πετρώματος στην περιοχή της σεισμικής εστίας. Η ρηγμάτωση που προκαλείται απαρτίζεται από μία σειρά μικρότερες διαρρήξεις που μπορούν να θεωρηθούν σαν μία σειρά μικρών σεισμών. Οι εδαφικές κινήσεις κοντά σε ένα ρήγμα μπορεί να είναι σημαντικά διαφορετικές από εκείνες που βρίσκονται μακριά από τη σεισμική πηγή. Η περιοχή στην οποία επικεντρώνονται οι περισσότερες βλάβες κατά την διάρκεια ενός σεισμού είναι συνήθως συγκεντρωμένη γύρω από το ρήγμα και έχει διαστάσεις ανάλογες με την επιφάνεια ρηγμάτωσης. Η περιοχή αυτή ονομάζεται κοντινό πεδίο Η ζώνη κοντινού πεδίου ρηγμάτων θεωρητικά είναι μέσα σε μια απόσταση περίπου 5-60 km από ένα ρήγμα.

Μέσα σε αυτήν την ζώνη κοντινού πεδίου, οι εδαφικές κινήσεις επηρεάζονται σημαντικά από το μηχανισμό διάρρηξης, την κατεύθυνση της διάδοσης της διάρρηξης σε σχέση με την περιοχή, και τις πιθανές μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις ως αποτέλεσμα της ολίσθησης του ρήγματος. Η εδαφική κίνηση χαρακτηρίζεται από το φαινόμενο της κατευθυντικότητας και της παραμένουσας μετακίνησης.

Όταν η ρηγμάτωση κατευθύνεται από το επίκεντρο του σεισμού προς μία δομημένη περιοχή παρουσιάζεται ένα φαινόμενο συμβολής κυμάτων (φαινόμενο Doppler). Επειδή η διάρρηξη γίνεται σταδιακά σε επιμέρους περιοχές του ρήγματος, για κάθε τέτοια διάρρηξη παράγεται ένας κύμα που διαδίδεται με ταχύτητα ανάλογη της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων, S , διάρρηξης. Επειδή η ταχύτητα διάδοσης του κύματος και η ταχύτητα διάδοσης της διάρρηξης είναι παρόμοιες όταν η διάρρηξη πλησιάζει σε μία θέση οι παλμοί ταχύτητας των επιμέρους διαρρήξεων προστίθενται και δημιουργούν έναν παλμό ταχύτητας μεγάλου εύρους και μικρής διάρκειας. το φαινόμενο αυτό ονομάζεται εμπρόσθια κατευθυντικότητα (forward directivity).

Στην αντίθετη κατεύθυνση όπου η διάρρηξη κατευθύνεται από το επίκεντρο και μακριά από την περιοχή ενδιαφέροντος οι παλμοί ακολουθούν ο ένας τον άλλο με αποτέλεσμα να έχουμε μια σειρά παλμών μικρού εύρους και συνολικά μεγάλης διάρκειας. Αυτό το φαινόμενο καλείται οπίσθια κατευθυντικότητα (backward directivity). Η ουδέτερη κατευθυντικότητα (neutral directivity) εμφανίζεται όταν η διάρρηξη δεν είναι ούτε προς την περιοχή που είναι δομημένη ούτε μακριά από αυτή την περιοχή. Παράδειγμα του φαινομένου της κατευθυντικότητας φαίνεται στο σχήμα 1.26.

Οι παλμοί αυτοί παρουσιάζονται κυρίως κάθετα στο ρήγμα. Στην παράλληλη προς το ρήγμα διεύθυνση παρουσιάζεται μία μόνιμη μετακίνηση που οφείλεται στην συνολική ολίσθηση του ρήγματος.

Η παραμένουσα μετακίνηση (fling step) της εδαφικής κίνησης έχει μεγάλη σημασία στην απόκριση των κατασκευών. Οι εδαφικές μεταθέσεις, οι διαφορικές καθιζήσεις και η παραμόρφωση του εδάφους, είναι εικόνες αυτού του φαινομένου.

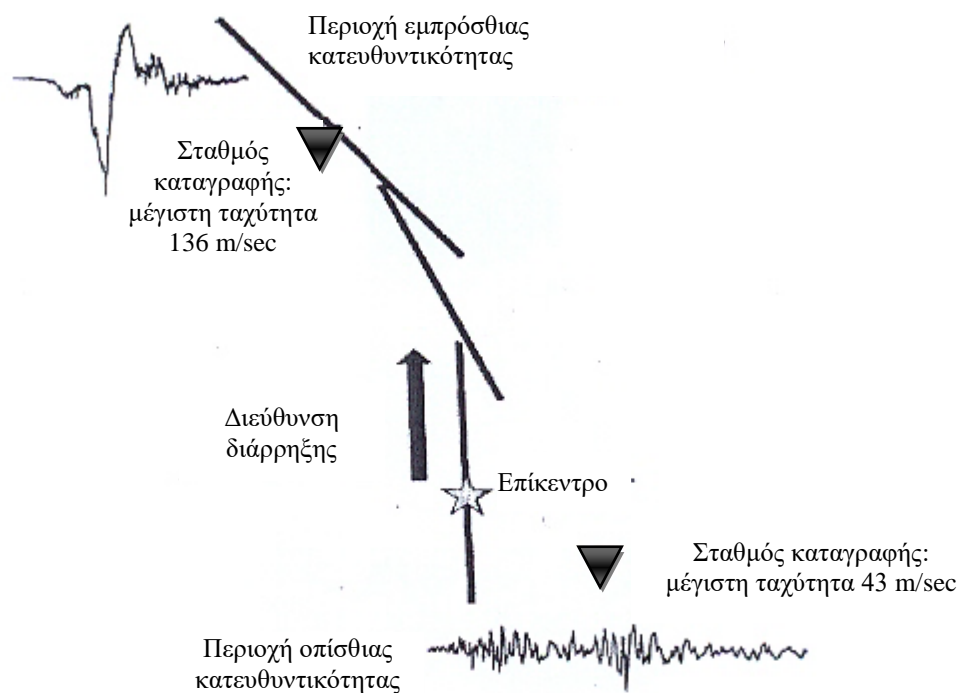
Για όλους τους τύπους ρηγμάτων, η μέγιστη μετατόπιση ρήγματος συνδέεται με το μέγεθος σεισμού, M , σύμφωνα με τη σχέση:

$$\log_{10}(D) = -5.46 + 0.82 M \quad (1.24)$$

όπου:

D : η μέγιστη μετατόπιση ρήγματος σε (m).

Η παραπάνω σχέση ισχύει για εύρος μεγέθους σεισμού από 5 έως 8, και για εύρος, D , από 0.01m έως 14.5m. Η παραμένουσα μετακίνηση επιφάνειας ως αποτέλεσμα της διάρρηξης ρηγμάτων μπορεί να ποικίλει σημαντικά με την απόσταση από το ίχνος του ρήγματος.



Σχήμα 1.26 Παράδειγμα κατευθυντικότητας σε μια περιοχή.

1.11 Σεισμική Διακινδύνευση – Σεισμικός Κίνδυνος – Τρωτότητα

Τα αποτελέσματα ενός σεισμού σε έναν τόπο (βλάβες στις κατασκευές, ανθρώπινες απώλειες, οικονομικές και κοινωνικές συνέπειες, έργα υποδομής), καθορίζονται από τις αναμενόμενες σεισμικές κινήσεις στην περιοχή, από την ποιότητα των κατασκευών οι οποίες πρόκειται να υποστούν το σεισμό και από το ποσό σημαντικές είναι αυτές οι κατασκευές.

Για την περιγραφή των σεισμικών απωλειών πρέπει να καθοριστούν τρεις αντίστοιχοι σεισμικοί οροί, αυτοί είναι η σεισμική διακινδύνευση (seismic risk) ο σεισμικός κίνδυνος ή σεισμική επικινδυνότητα (seismic hazard) και η τρωτότητα (vulnerability).

Σεισμική διακινδύνευση ορίζεται το ενδεχόμενο απωλειών κατά την διάρκεια ενός σεισμού όπου οι απώλειες μπορεί να είναι ανθρώπινες, υλικές ή κοινωνικό-οικονομικές. Είναι ο αναμενόμενος βαθμός σεισμικής βλάβης που επρόκειτο να υποστεί ένα τεχνικό έργο ή γενικότερα η σεισμική διακινδύνευση αποτελεί μια έκφραση του αναμενόμενου βαθμού απωλειών όλων των υπό διακινδύνευση στοιχείων. Η σεισμική διακινδύνευση εξαρτάται από τις αναμενόμενες σεισμικές κινήσεις στα θεμέλια της κατασκευής (Σεισμικός κίνδυνος ή σεισμική επικινδυνότητα), από τον τρόπο απόκρισης των κατασκευών στις αναμενόμενες σεισμικές κινήσεις (τρωτότητα) και από το ποσό σημαντικές είναι η κατασκευές (κτίρια συγκέντρωσης ατόμων, δίκτυα, έργα υποδομής).

Σεισμικός κίνδυνος ή σεισμική επικινδυνότητα σε μια περιοχή ορίζεται το φυσικό γεγονός με μετρούμενα μεγέθη, τα οποία μας ενδιαφέρουν ανάλογα με την περίπτωση π.χ. μέγεθος σεισμού, ένταση σεισμού, επιτάχυνση, ταχύτητα ή μετακίνηση στο βραχώδες

υπόβαθρο. Η αναμενόμενη τιμή του σεισμικού μεγέθους αναφέρεται σε συγκεκριμένο χρόνο (π.χ. χρόνος ζωής των κατασκευών) και με συγκεκριμένη πιθανότητα υπέρβασης.

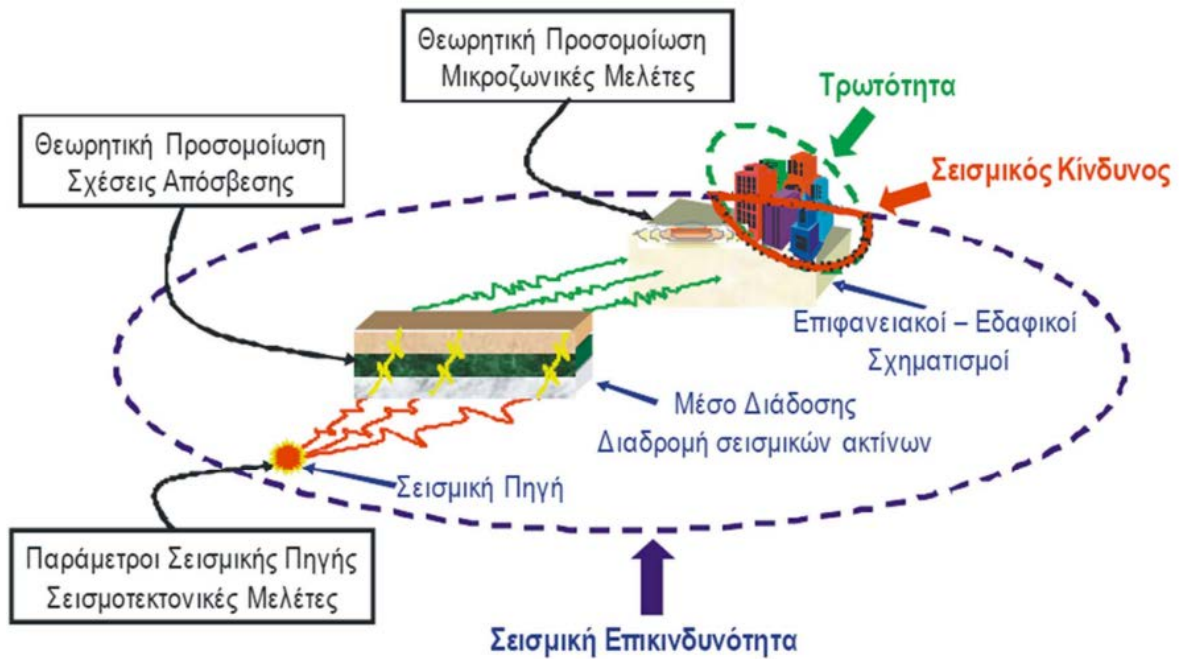
Τρωτότητα ονομάζεται ο τρόπος απόκρισης μια κατασκευής στις σεισμικές κινήσεις. Τρωτότητα ορίζεται η αναμενόμενη επίδραση στα εκτεθειμένα στον σεισμό στοιχεία που βρίσκονται σε μία εξεταζόμενη θέση, πχ. αν ο σεισμικός κίνδυνος σε μία θέση χαρακτηρίζεται από κάποια εδαφική επιτάχυνση, τρωτότητα είναι ο αναμενόμενος βαθμός βλάβης ανάλογα με το επίπεδο της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης και τότε σαν σεισμική διακινδύνευση χαρακτηρίζεται ο αναμενόμενος βαθμός βλάβης για το συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικού κινδύνου εκφρασμένος με διάφορα κριτήρια, όπως πχ. οικονομικό κόστος αποκατάστασης, ζημιά στα άυλα ή πολιτιστικά αγαθά κλπ. Ειδικότερα, το κόστος αποκατάστασης εκτιμάται σαν ποσοστό της δαπάνης επισκευής σε σχέση με την αντικατάσταση του βλαβέντος ακινήτου.

Στην διατύπωση της συνολικής τρωτότητας συμπεριλαμβάνεται ο αριθμός των υπό διακινδύνευση στοιχείων, όπως τα υπάρχοντα κτίρια, ο πληθυσμός, τα δίκτυα ζωής κλπ. Έτσι, παρατηρούμε ότι η τρωτότητα είναι αυξημένη σε χώρες του τρίτου κόσμου όπου εγκαταλείπονται παραδοσιακές τεχνικές δόμησης και κοινωνικές λειτουργίες και αντικαθίστανται με καινούργιες χωρίς να υπάρχουν οι αντίστοιχες υποδομές και κανονισμοί που να εξασφαλίζουν τις προδιαγραφές των νέων εφαρμογών.

Η διάφορα μεταξύ περιοχών υψηλής διακινδύνευσης και υψηλής επικινδυνότητας φαίνεται σε περιοχές της Ελλάδας που ενώ ανήκουν σε ζώνες υψηλής επικινδυνότητας, δεν συγκαταλέγονται κατ' ανάγκην σε περιοχές υψηλής διακινδύνευσης. Για παράδειγμα, τα νησιά του Νοτίου Ιονίου ανήκουν στην ζώνη III (ζώνη μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης $a_g=0.36g$), ενώ συγκαταλέγονται στις περιοχές με την ελάχιστη διακινδύνευση. Αντίθετα, η Αθήνα η οποία ανήκει στη ζώνη II (ζώνη μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης $a_g=0.24g$) έχει μεγαλύτερη τιμή σεισμικής διακινδύνευσης. Το γεγονός αυτό δεν αποτελεί παράδοξο δεδομένου ότι η σεισμική διακινδύνευση αντικατοπτρίζει τις αναμενόμενες σεισμικές απώλειες, εν αντιθέσει προς την σεισμική επικινδυνότητα που περιγράφει την ένταση ενδεχόμενου σεισμικού επεισοδίου ως προς μια παράμετρο της εδαφικής απόκρισης.

Ως μαθηματική έκφραση σαν σεισμική διακινδύνευση ορίζεται το γινόμενο της τρωτότητας επί το πλήθος των στοιχείων που βρίσκονται σε διακινδύνευση επί τον σεισμικό κίνδυνο επί τη σπουδαιότητα (importance) του υπό μελέτη στοιχείου. Η γενική μαθηματική έκφραση της σεισμικής διακινδύνευσης είναι της μορφής:

$$\text{Σεισμική διακινδύνευση} = \text{Σεισμική Επικινδυνότητα} * \text{Τρωτότητα} * \text{Σπουδαιότητα} \quad (1.25)$$



Σχήμα 1.27 Παράγοντες που επηρεάζουν τη σεισμική διακινδύνευση σε μια θέση.

Για τον υπολογισμό της σεισμικής διακινδύνευσης (seismic risk) χρειάζεται να εκτιμηθεί η σεισμική επικινδυνότητα (seismic hazard), η τρωτότητα (vulnerability) και η σπουδαιότητα (importance) του υπό μελέτη στοιχείου. Η σπουδαιότητα συνδέεται με λειτουργικά, κοινωνικά και οικονομικά κριτήρια. Μια περιγραφή της σεισμικής διακινδύνευσης φαίνεται στο σχήμα 1.27.

Στόχος της αντισεισμικής προστασίας είναι η μείωση της διακινδύνευσης μέσω της μείωσης αφενός της τρωτότητας και αφετέρου της ορθής εκτίμησης του σεισμικού κινδύνου. Ειδικότερα με τον σωστό αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών επηρεάζεται (μειώνεται) η τρωτότητα των κατασκευών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

Σεισμική καταπόνηση στις κατασκευές

2.1 Σεισμική δράση στις κατασκευές

Η σεισμική δράση του σεισμού στις κατασκευές είναι μια απότομη και εναλλασσόμενη κίνηση στη βάση των κατασκευών προς όλες τις διευθύνσεις. Από την έναρξη της διάρρηξης του πετρώματος μέχρι τη θεμελίωση μεσολαβούν εδαφικές στρώσεις οι οποίες αποτελούν το μέσο διάδοσης της κίνησης. Ουσιαστικά η σεισμική διέγερση στη θεμελίωση είναι αποτέλεσμα της απόκρισης των εδαφικών στρώσεων. Ακόμα πιο σωστά, η κίνηση στα θεμέλια είναι το αποτέλεσμα της απόκρισης του εδάφους μαζί με την κατασκευή. Το φαινόμενο αυτό λέγεται αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής. Είναι η αλλοίωση της σεισμικής κίνησης λόγω παρουσίας της κατασκευής, άλλοτε δυσμενές και άλλοτε ευμενές για τις κατασκευές. Η αλλοίωση είναι μεγάλη σε περίπτωση μαλακού εδάφους, βαριάς, δύσκαμπτης κατασκευής και θεμελίωσης ενώ αμελητέα όταν πρόκειται για σκληρό έδαφος και εύκαμπτη κατασκευή.

Η δράση του σεισμού στις κατασκευές εξαρτάται από πολλούς παράγοντες. Οι παράγοντες αυτοί που επηρεάζουν την απόκριση της κατασκευής φαίνονται στον παρακάτω πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1 Παράγοντες που επηρεάζουν τη σεισμική δράση στις κατασκευές.

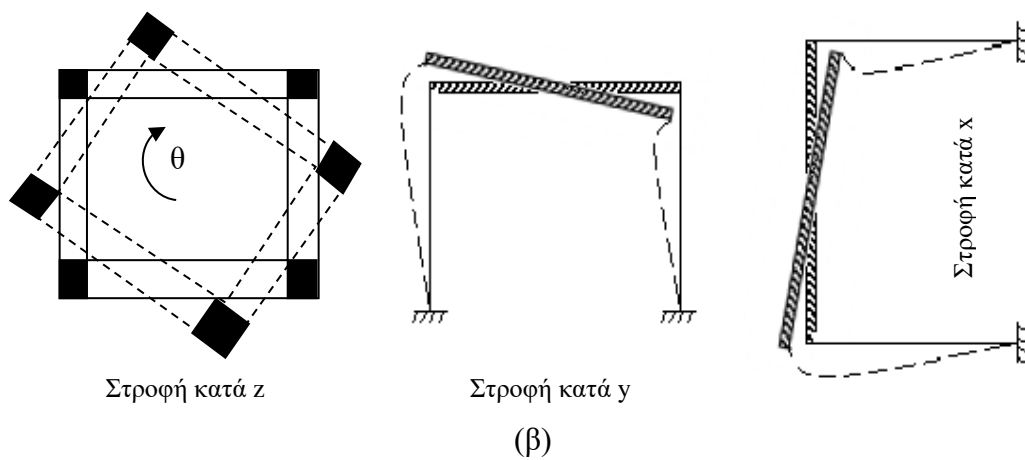
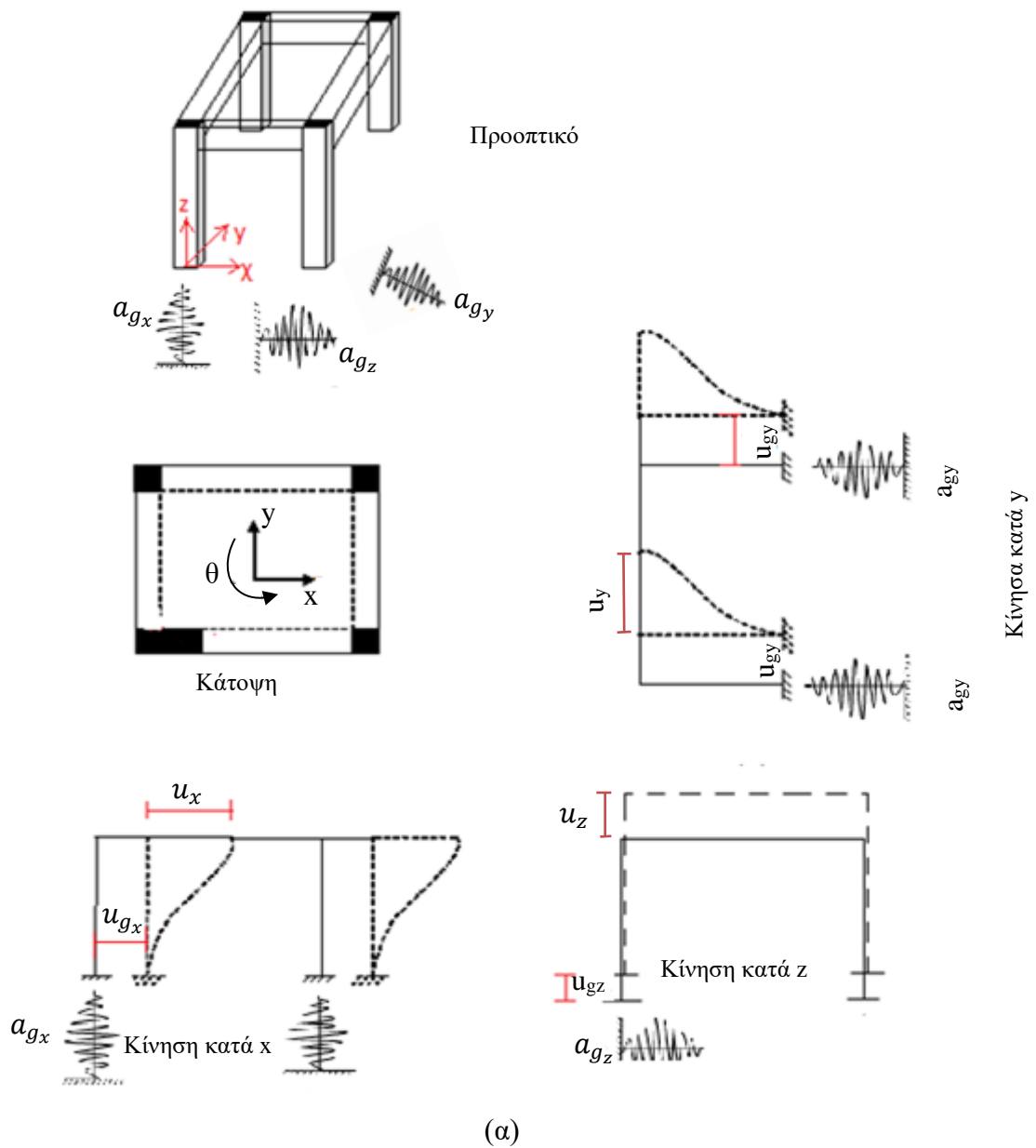
Σεισμολογικά δεδομένα:	Γεωλογικά δεδομένα:	Δομή και υλικά της κατασκευής
Μέγεθος σεισμού, εστία, μηχανισμός διάρρηξης κ.τ.λ.	Γεωτεκτονικά, και μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους.	Μορφή του φέροντος οργανισμού, υλικά.

Τα αποτελέσματα της κίνησης του σεισμού είναι:

- Κατολισθήσεις.
- Ζημιές και καταρρεύσεις κτιρίων.
- Ρευστοποίηση εδάφους: το έδαφος χάνει πλήρως τη διατμητική του αντοχή με αποτέλεσμα την καθίζηση και ανατροπή των κατασκευών, εμφανίζεται σε κορεσμένα αμμώδη εδάφη με ορισμένη κοκκομετρική σύνθεση.
- Συμπύκνωση εδάφους: οι ταλαντώσεις προκαλούν συμπύκνωση στα μη συνεκτικά εδάφη με συνακόλουθες καθιζήσεις.

2.2 Κίνηση των κατασκευών λόγω σεισμού

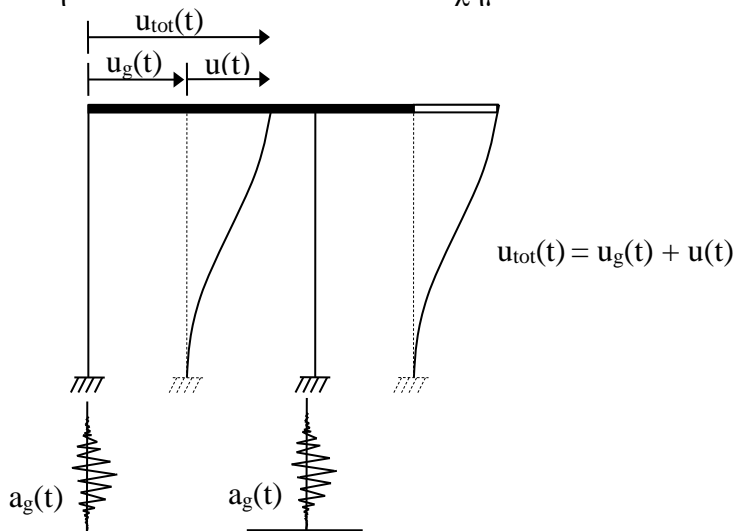
Κατά την έναρξη του σεισμού βάση της κατασκευής διεγείρεται και προκαλείται μεταβολή στην κινητική κατάσταση της ανωδομής. Με την έλευση του σεισμού η στάθμη κάθε ορόφου ενώ βρίσκονταν σε ηρεμία τώρα αρχίζει να κινείται.



Σχήμα 2.1 Μεταφορικές, (α), και στρωφικές, (β), κινήσεις της κατασκευής.

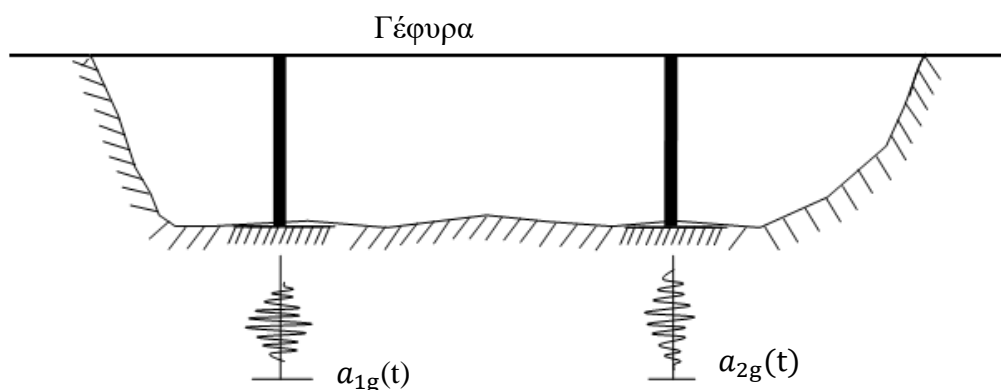
Η συνολική κίνηση είναι μια περίπλοκη κίνηση στο χώρο, που μπορεί να χωριστεί σε τρεις μεταφορικές κινήσεις κατά του άξονα x, y, z και σε τρεις στροφές. Οι μεταφορικές κινήσεις και οι στροφές φαίνονται στο σχήμα 2.1 (α) και (β) αντίστοιχα.

Κατά την έλευση των σεισμικών κυμάτων η κατασκευή μετακινείται ολόκληρη σαν στερεό σώμα με μετακίνηση ίση με τη μετακίνηση στη βάση της $u_g(t)$. Λόγω αδράνειας η ανωδομή εκτελεί επιπλέον κίνηση $u(t)$. Η συνολική κίνηση, $u_{tot}(t)$, της ανωδομής είναι το άθροισμα των δύο αυτών κινήσεων όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.2 Σχετική μετακίνηση της κατασκευής u , μετακίνηση του εδάφους u_g , συνολική μετακίνηση u_{tot} .

Κατά τη διάρκεια του σεισμού γίνεται η παραδοχή ότι στη βάση μιας κατασκευής όλα τα σημεία έδρασης εκτελούν την ίδια κίνηση. Αυτή η παραδοχή δεν είναι αποδεκτή όταν τα σημεία έδρασης μιας κατασκευής απέχουν μεγάλη απόσταση μεταξύ τους, όπως για παράδειγμα τα βάθρα μιας γέφυρας με μεγάλο άνοιγμα. Σε αυτή την περίπτωση θεωρείται ότι αναπτύσσεται διαφορετική διέγερση σε κάθε έδραση έχουμε δηλαδή πολλαπλή διέγερση στη βάση. Μια τέτοια περίπτωση πολλαπλής διέγερσης φαίνεται στο σχήμα 2.3.

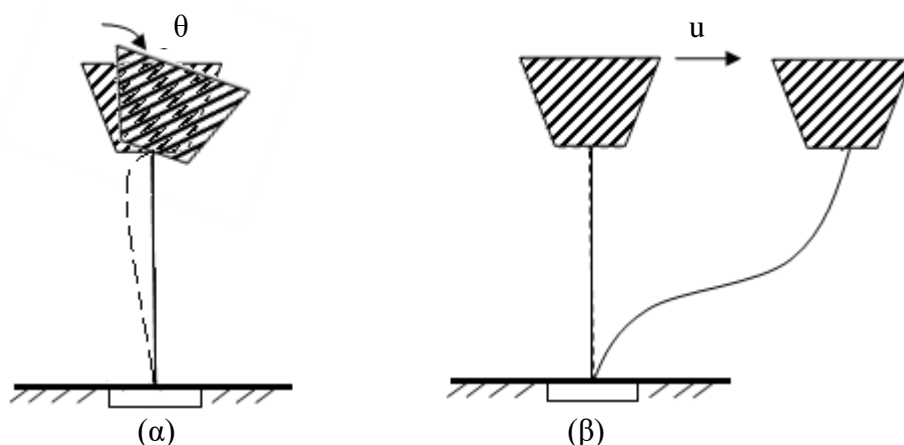


Σχήμα 2.3 Πολλαπλή διέγερση σε βάθρα γέφυρας.

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι μετακινήσεις και οι στροφές οι οποίες ενεργοποιούν κάποιο αδρανειακό μέγεθος σε σημαντικό βαθμό ενώ οι μετακινήσεις

και οι στροφές που δεν ενεργοποιούν αδρανειακό μέγεθος μπορούν να αμεληθούν. Για παράδειγμα η κίνηση της μάζας του πλαισίου ενεργοποιεί μέσω της αδράνειας την αδρανειακή της δύναμη. Η στροφή στους κόμβους του πλαισίου ενεργοποιεί μέσω της στροφικής ροπής αδράνειας την αντίστοιχη αδρανειακή ροπή. Επειδή η στροφική ροπή αδράνειας είναι αμελητέα κατά συνέπεια και η αντίστοιχη αδρανειακή ροπή που δημιουργείται είναι πολύ μικρή. Επομένως, η οριζόντια κίνηση η οποία ενεργοποιεί σημαντικό αδρανειακό μέγεθος (δύναμη αδράνειας) είναι σημαντική και λαμβάνεται υπόψη ενώ η στροφή η οποία ενεργοποιεί αμελητέο αδρανειακό μέγεθος (στροφική ροπή) μπορεί να αγνοηθεί. Άλλο παράδειγμα είναι η περίπτωση της δεξαμενής στο σχήμα 2.4 όπου τόσο η μετακίνηση όσο και η στροφή ενεργοποιούν σημαντικά αδρανειακά μεγέθη μάζας, (δύναμη) και στροφικής ροπής αδράνειας, (ροπή). Έτσι οι δυο αυτές μετατοπίσεις (στροφή και μετακίνηση) λαμβάνονται υπόψη κατά τον αντισεισμικό υπολογισμό.

Όλες οι δυνατές μετατοπίσεις (μετακινήσεις ή στροφές) σε μια κατασκευή ονομάζονται βαθμοί ελευθερίας (στατικοί βαθμοί ελευθερίας). Από αυτές τις μετατοπίσεις οι οποίες ενεργοποιούν ένα σημαντικό αδρανειακό μέγεθος ονομάζονται δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας.

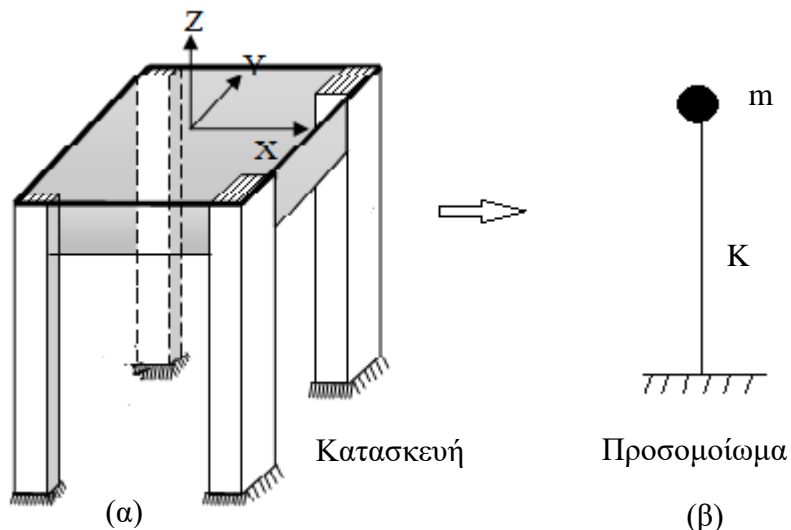


Σχήμα 2.4 Σημαντικές μορφές κίνησης στροφή, (α) και μετακίνηση, (β), μιας δεξαμενής.

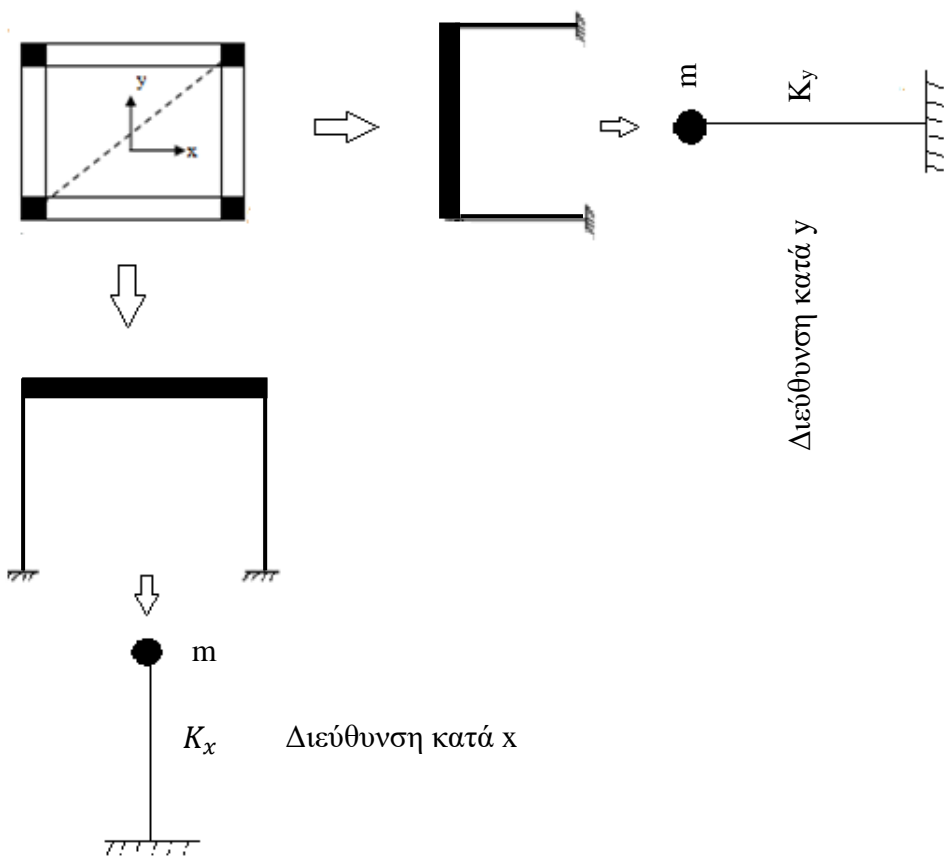
2.3 Προσομοίωση κατασκευών

Για την δυναμική ανάλυση των κατασκευών πρέπει να γίνει αρχικά ένα προσομοίωμα. Το πιο απλό προσομοίωμα είναι αυτό της συγκεντρωμένης μάζας και της συγκεντρωμένης δυσκαμψίας. Στο προσομοίωμα αυτό η μάζα της πλάκας και των μισών υποστυλωμάτων εκατέρωθεν της πλάκας συγκεντρώνεται στο κεντροβαρικό σημείο της πλάκας του κάθε ορόφου. Η δυσκαμψία των υποστυλωμάτων συγκεντρώνεται σε ένα υποστύλωμα με δυσκαμψία ίση με το άθροισμα της δυσκαμψίας όλων των υποστυλωμάτων του ορόφου. Η εικόνα ενός μονώροφου κτιρίου σύμφωνα με το προσομοίωμα της συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας φαίνεται στο σχήμα 2.5.

Ένα κτίριο στο χώρο μπορεί να προσομοιωθεί κατά τις δυο κάθετες διευθύνσεις με δυο επιμέρους προσομοιώματα συγκεντρωμένης μάζας και συγκεντρωμένης δυσκαμψίας όπως φαίνεται στο σχήμα 2.6.



Σχήμα 2.5 Μονώροφο κτίριο (α) και προσομοίωμα συγκεντρωμένης μάζας – δυσκαμψίας (β).



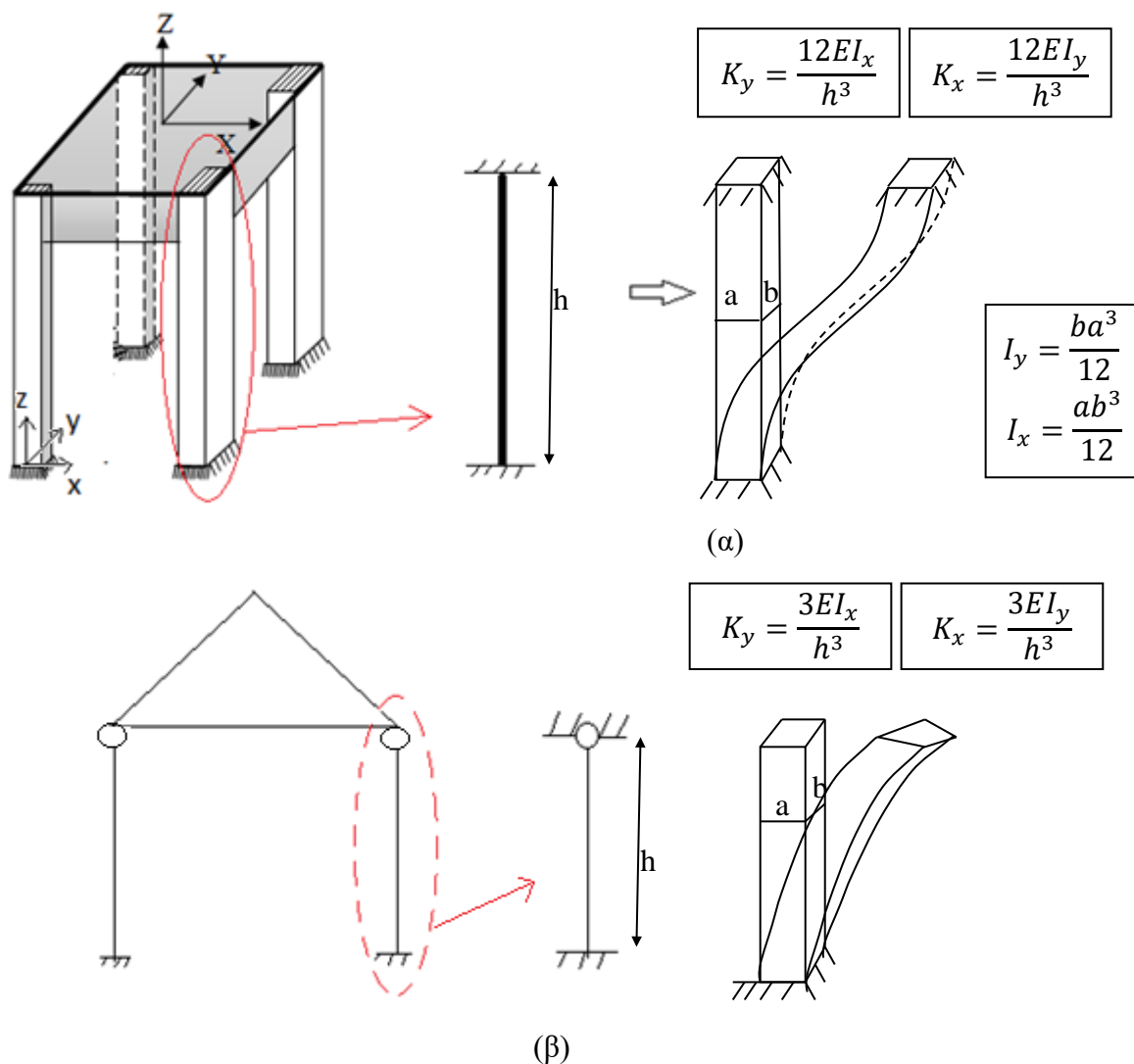
Σχήμα 2.6 Προσομοίωμα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας στις δύο διευθύνσεις.

Τα πολυώροφα κτίρια μπορούν και αυτά με αρκετά καλή προσέγγιση να προσεγγιστούν με συστήματα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας. Τα ψηλά κτίρια έχουν μεγάλη ιδιοπερίοδο και είναι περισσότερο εύκαμπτα ενώ τα χαμηλά κτίρια έχουν μικρή ιδιοπερίοδο και είναι περισσότερο δύσκαμπτα, στιβαρά. Στο σχήμα 2.7 φαίνονται δυο προσομοιώματα για πολυώροφο και μονώροφο κτίριο.

Για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων πρέπει να είναι γνωστές οι συνοριακές συνθήκες. Για τις δυο οριακές περιπτώσεις του αμφίπακτου και του μονόπακτου υποστυλώματος η δυσκαμψία, K , και η ροπή αδράνειας, I , του υποστυλώματος και ως προς τις δυο κατευθύνσεις φαίνεται στο σχήμα 2.8.

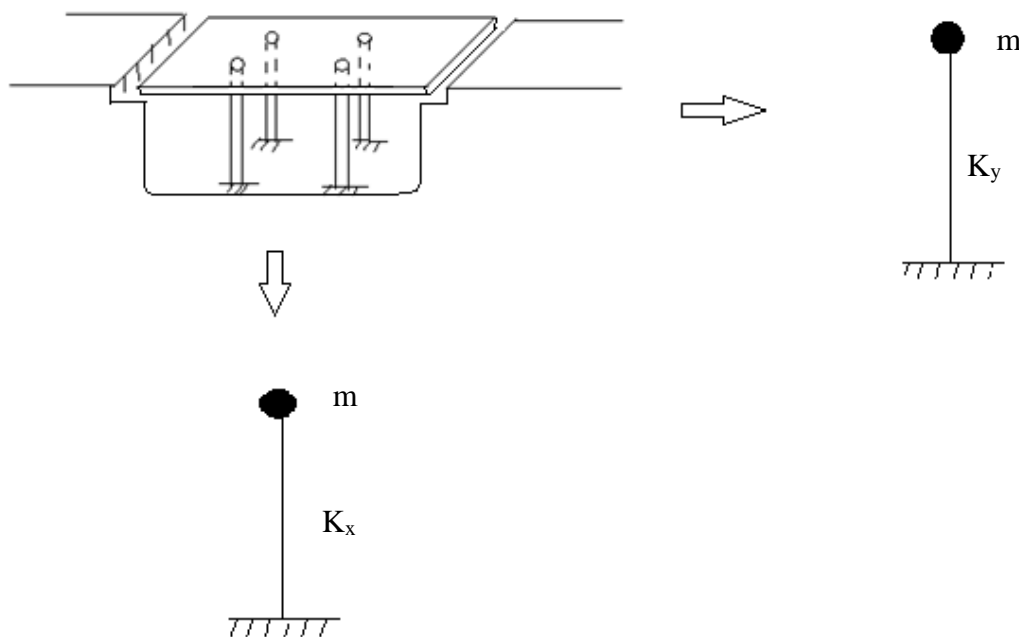


Σχήμα 2.7 Προσομοίωμα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας για ψηλά και χαμηλά κτίρια.



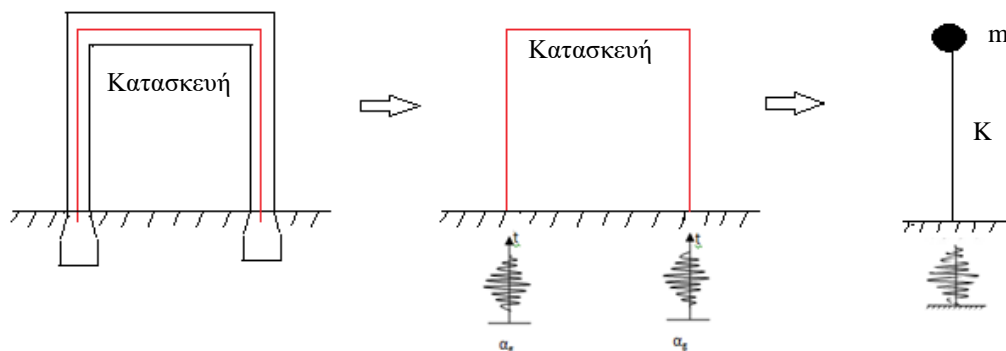
Σχήμα 2.8 Δυσκαμψία αμφίπακτου, (α) και μονόπακτου, (β), υποστυλώματος.

Ο απλός τρόπος προσομοίωσης συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας μπορεί να εφαρμοστεί και σε άλλες κατασκευές όπως για παράδειγμα μια γέφυρα ή μια δεξαμενή όπως φαίνεται στο σχήμα 2.9.

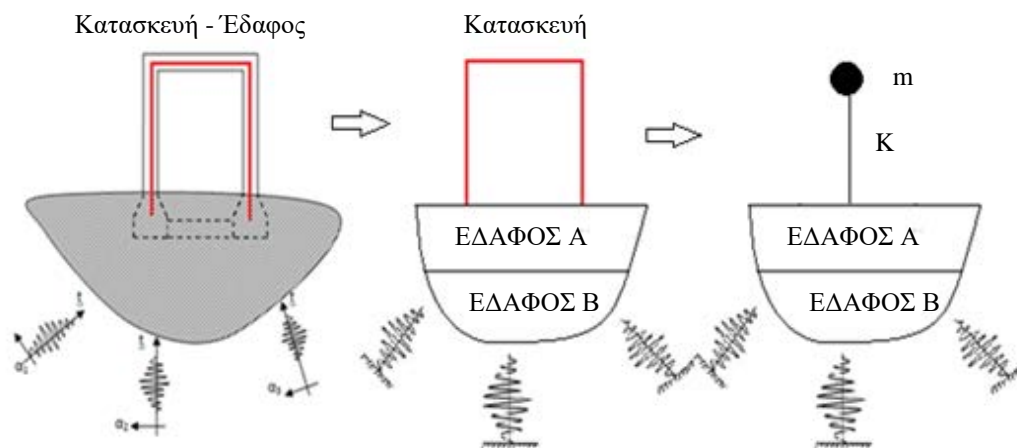


Σχήμα 2.9: Προσομοίωμα γέφυρας στις δυο διευθύνσεις.

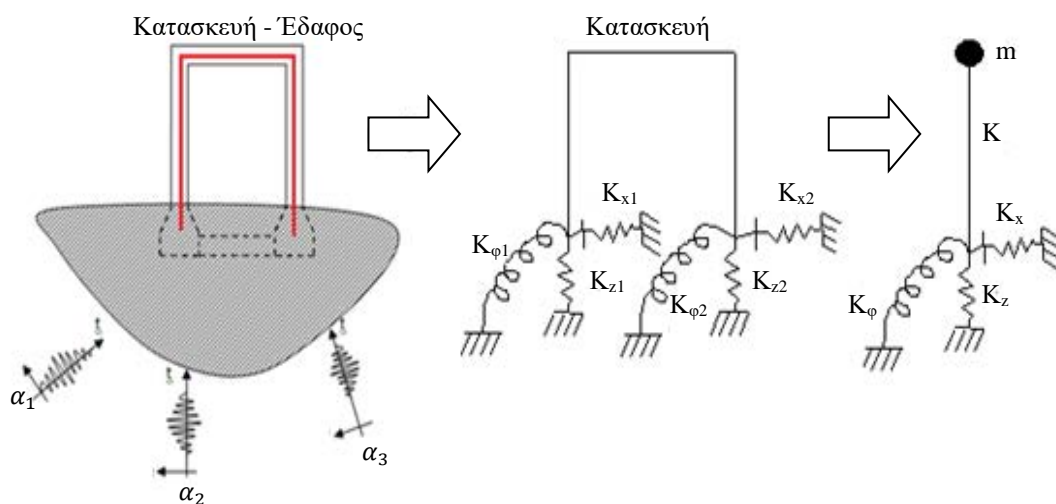
Ένα άλλο θέμα στη προσομοίωση των κατασκευών είναι αν ληφθεί υπόψη το έδαφος πάνω στο οποίο βρίσκεται η κατασκευή ή να θεωρηθεί πακτωμένη στη βάση των υποστυλωμάτων, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.10. Ένας τρόπος να ληφθεί υπόψη η επιρροή του εδάφους είναι να προσομοιωθούν οι διάφορες στρώσεις κάτω από τα υποστυλώματα και να επιλυθεί ολόκληρο το σύστημα εδάφους κατασκευής, όπως φαίνεται στα σχήματα 2.11 και 2.13. Ένας άλλος τρόπος να ληφθεί υπόψη η επιρροή του εδάφους είναι να προσομοιωθεί με μετακινησιακά και στροφικά ελατήρια τα οποία αντιπροσωπεύουν την αντίσταση του εδάφους σε μετακίνηση και στροφή. Αυτή η προσομοίωση φαίνεται στο σχήμα 2.12.



Σχήμα 2.10 Προσομοίωση στη βάση της κατασκευής με πάκτωση χωρίς να ληφθεί υπόψη το έδαφος.



Σχήμα 2.11 Προσομοίωση στη βάση της κατασκευής λαμβανομένου υπόψη το έδαφος.



Σχήμα 2.12 Προσομοίωμα στη βάση της κατασκευής όπου το έδαφος προσομοιώνεται με ισοδύναμα μετακινησιακά και στροφικά ελατήρια.

Οι τιμές της δυσκαμψίας, των μετακινησιακών και των στροφικών ελατηρίων του εδάφους, υπολογίζονται με βάση τον πίνακα 2.2, ανάλογα με τη γεωμετρία και τις διαστάσεις του θεμελίου.

Σε μία κατασκευή η μάζα μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι συγκεντρωμένη σε συγκεκριμένα σημεία της π.χ. πλάκες πολυώροφου κτιρίου. Τότε το προσομοίωμα συγκεντρωμένης μάζας και συγκεντρωμένης δυσκαμψίας έχει περισσότερες μάζες οι οποίες συνδέονται μεταξύ τους με τα στοιχεία δυσκαμψίας. Αυτή η προσομοίωση φαίνεται για δυο μάζες στο σχήμα 2.14(β).

Μια μάζα μπορεί να ενεργοποιεί ταυτόχρονα περισσότερα από ένα αδρανειακά μεγέθη. Η πλάκα ενός μονώροφου κτιρίου ενεργοποιεί ταυτόχρονα δυο αδρανειακές δυνάμεις κατά την κίνηση της στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις και μια αδρανειακή ροπή λόγω της στροφής της. Τότε το προσομοίωμα λαμβάνει υπόψη του και τις τρεις δυνατότητες κίνησης ταυτόχρονα. Αυτή η προσομοίωση φαίνεται στο σχήμα 2.14(γ).

Πίνακας 2.2 Σταθερές ελατηρίων θεμελίου.

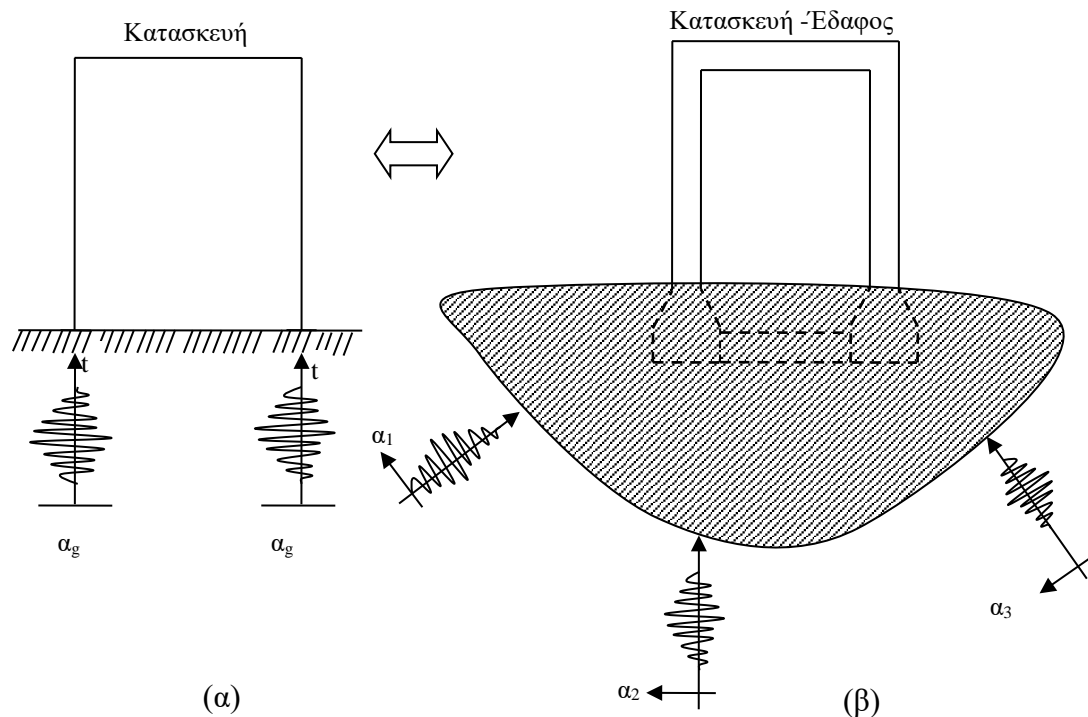
ΕΛΑΤΗΡΙΟ	ΚΥΚΛΙΚΟ ΘΕΜΕΛΙΟ	ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΟ ΘΕΜΕΛΙΟ
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ: K_z	$\frac{4Gr}{1-\nu}$	KBL
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ: K_x, K_y	$\frac{32(1-\nu)Gr}{7-8\nu}$	KBh
ΣΤΡΟΦΙΚΟ K_ϕ	$\frac{8Gr^2}{3(1-\nu)}$	$\frac{1}{12}B^3LK$

όπου:

G: μέτρο διάτμησης,
L: μήκος θεμελίου,
K: δείκτης εδάφους

B: πλάτος θεμελίου,
r: ακτίνα θεμελίου,

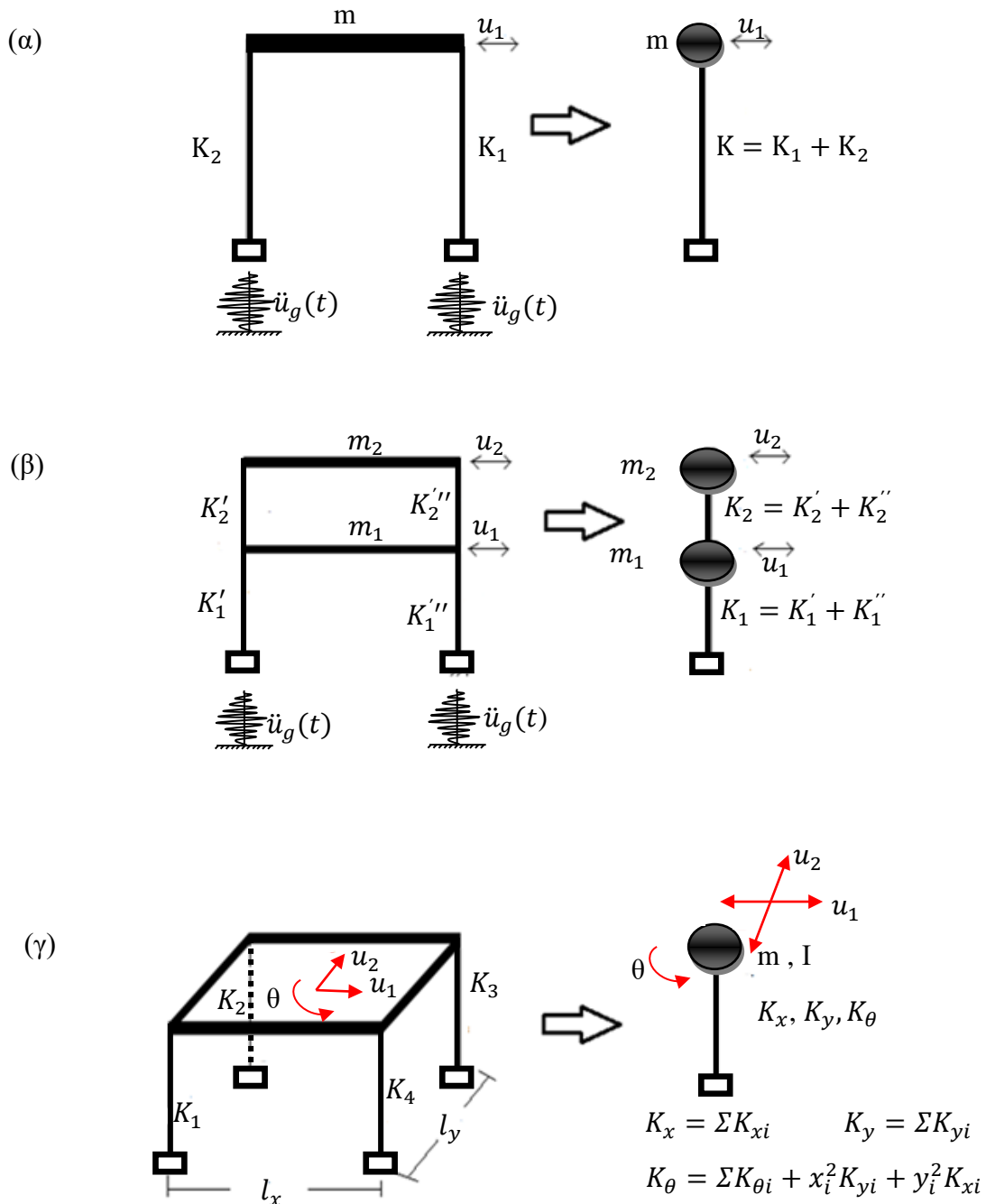
ν : συντελεστής Poisson
h: ύψος θεμελίου



Σχήμα 2.13 Σχηματική προσομοίωση πακτωμένης κατασκευής, (α), και προσομοίωση εδάφους-κατασκευής, (β).

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω οι δυνατές μορφές κίνησης μιας κατασκευής ονομάζονται βαθμοί ελευθερίας (β.ε.). Στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι μετατοπίσεις (κινήσεις και στροφές) οι οποίες ενεργοποιούν αδρανειακά μεγέθη και αυτές ονομάζονται δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας. Για παράδειγμα στο μονώροφο πλαίσιο του σχήματος 2.14 (α) υπάρχει ένας δυναμικός βαθμός ελευθερίας και το σύστημα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας ονομάζεται μονοβάθμιο σύστημα. Στο διάωροφο πλαίσιο του σχήματος 2.14 (β) υπάρχουν δυο κινήσεις που ενεργοποιούν αδρανειακά μεγέθη

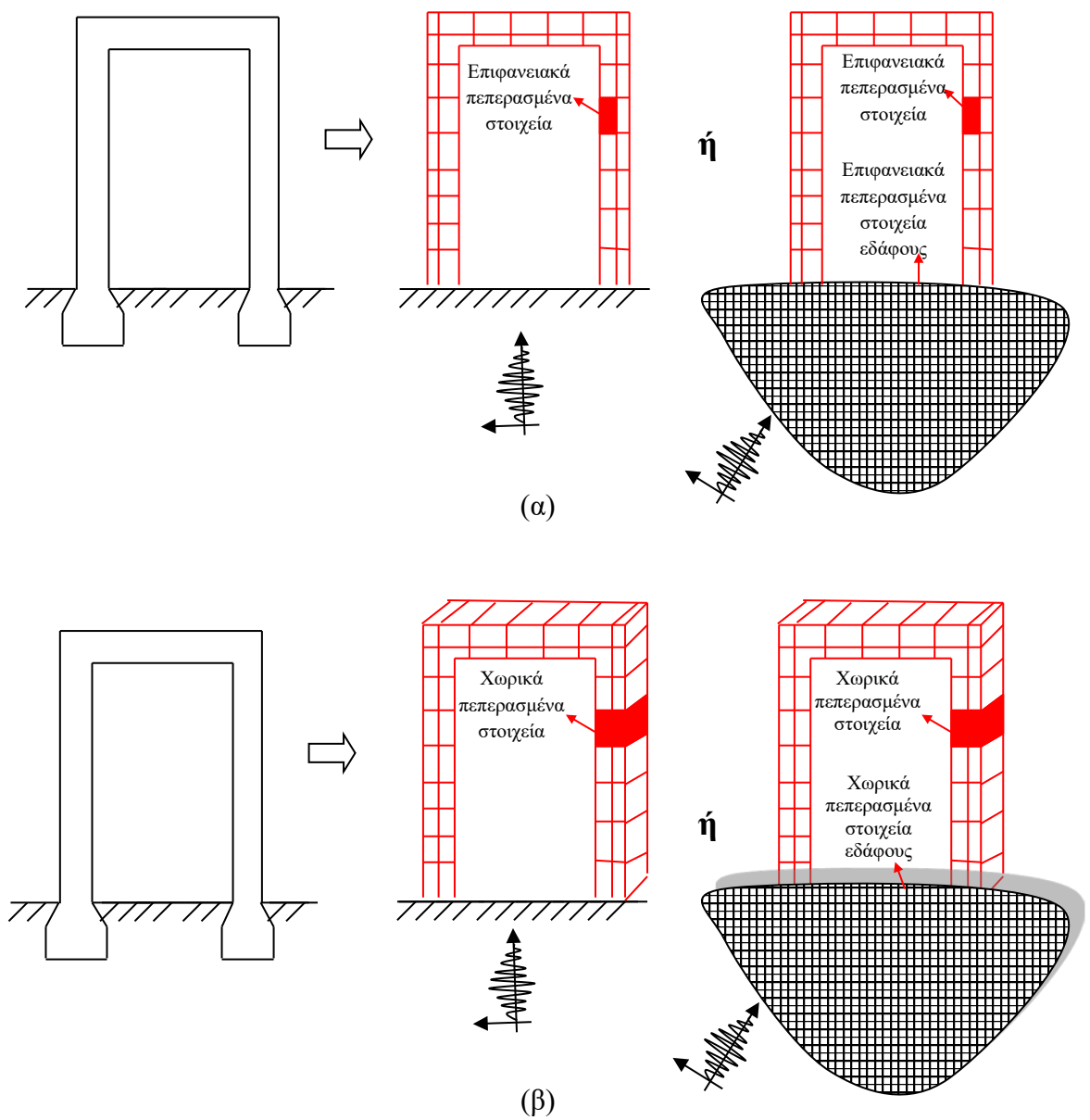
και το σύστημα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας ονομάζεται πολυβάθμιο (διβάθμιο) σύστημα. Στο σχήμα 2.14 (γ) είναι ένα μονώροφο που εξετάζεται η συμπεριφορά του στο χώρο. Στην περίπτωση αυτή υπάρχουν δυο οριζόντιες κινήσεις οι οποίες ενεργοποιούν αντίστοιχα αδρανειακά μεγέθη, δυο οριζόντιες δυνάμεις, και μια στροφή περί τον κατακόρυφο άξονα που ενεργοποιεί το αντίστοιχο αδρανειακό μέγεθος που είναι η στρεπτική ροπή.



Σχήμα 2.14 Προσομοίωση μονοβαθμίου, (α) και πολυβαθμίου, (β) και (γ), συστήματος.

Μια κατασκευή μπορεί να προσομοιωθεί με περισσότερη λεπτομέρεια με επιφανειακά ή χωρικά πεπερασμένα στοιχεία. Η στήριξη μπορεί επίσης να προσομοιωθεί με πλήρη πάκτωση, ελατήρια ή με πεπερασμένα στοιχεία εδάφους. Οι συνδέσεις δοκών

υποστυλωμάτων μπορούν και αυτές να προσομοιωθούν με ειδικά πεπερασμένα στοιχεία τα οποία ενώνουν τη δοκό με το υποστύλωμα. Αυτή η προσομοίωση η οποία φαίνεται στο σχήμα 2.15 είναι ποιο πολύπλοκη και απαιτεί ηλεκτρονικό υπολογιστή και κατάλληλο λογισμικό.



Σχήμα 2.15 Προσομοίωση κατασκευής με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, (α) και με χωρικά πεπερασμένα στοιχεία, (β).

2.4 Υπολογισμός απόκρισης των κατασκευών

2.4.1 Δυναμικά χαρακτηριστικά κατασκευής

Ο χρόνος που χρειάζεται η κατασκευή να κάνει μια πλήρη ταλάντωση ονομάζεται ιδιοπερίοδος της κατασκευής και για το μονοβάθμιο συστήματα δίνεται από τη σχέση :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.1)$$

Η ενέργεια που καταναλώνεται από την κατασκευή εκφράζεται με την απόσβεση της κατασκευής. Η ενέργεια λόγω απόσβεσης εκφράζεται με το συντελεστή απόσβεσης, C , ο οποίος δίνεται από τη σχέση :

$$C = 2 \cdot m \cdot \xi \cdot \omega \quad (2.2)$$

όπου:

ω είναι η κυκλική συχνότητα της κατασκευής,

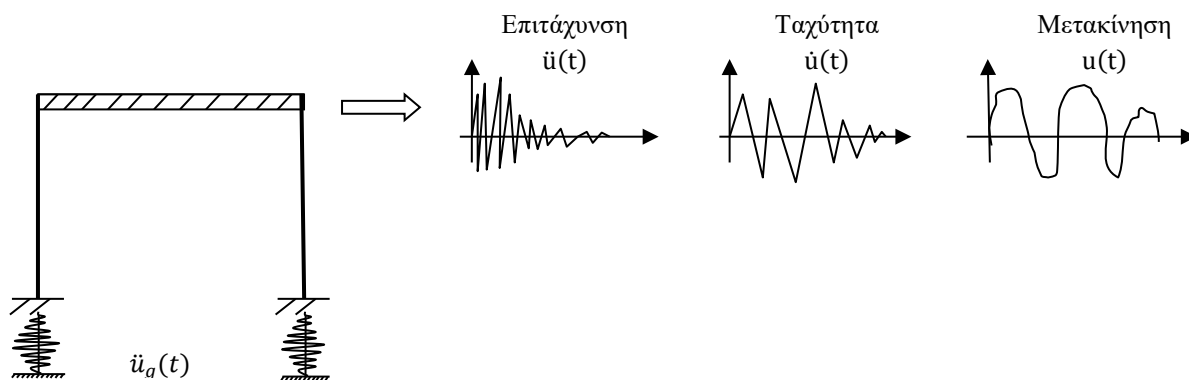
$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (2.3)$$

ξ είναι το ποσοστό ιξώδους απόσβεσης, για τις κατασκευές κυμαίνεται μεταξύ 2-10% ανάλογα το υλικό.

Η ιδιοπερίοδος και η απόσβεση μιας κατασκευής αποτελούν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.

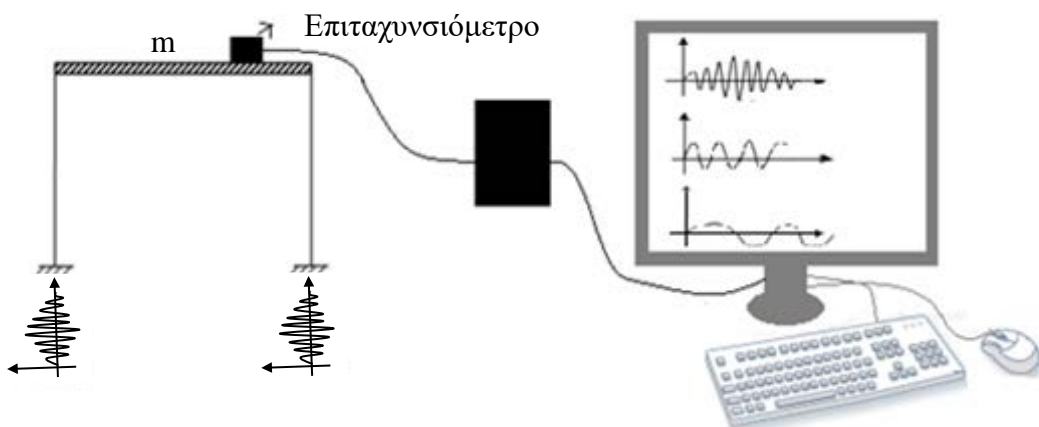
2.4.2 Απόκριση κατασκευής

Μια κατασκευή που υπόκειται στην κίνηση του εδάφους λόγω σεισμού, αρχίζει να κινείται και να αποκρίνεται. Αναπτύσσεται τότε στην ανωδομή μια μετακίνηση, ταχύτητα και επιτάχυνση λόγω της διέγερσης στη βάση της. Αυτή η σχέση αιτίου το οποίο είναι η σεισμική διέγερση στη βάση και αποτελέσματος το οποίο είναι η επιτάχυνση, η ταχύτητα και η μετακίνηση στην κορυφή της φαίνεται στο σχήμα 2.16.



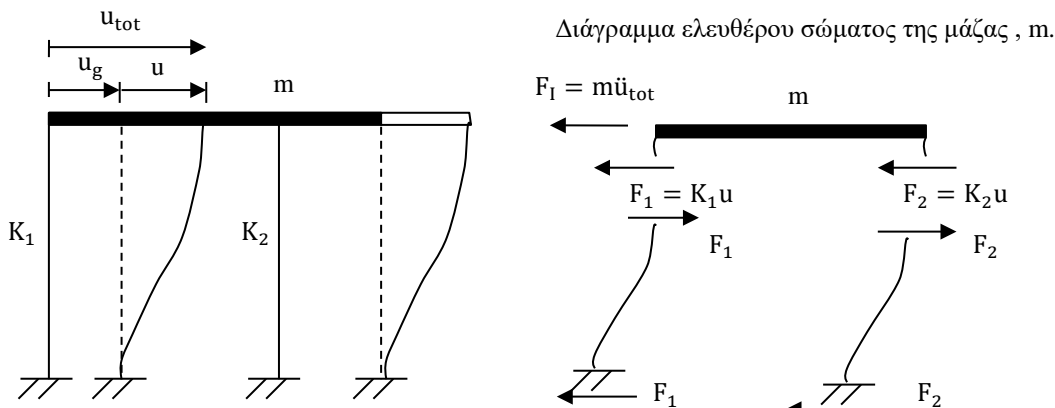
Σχήμα 2.16 Το αίτιο, (σεισμική διέγερση στη βάση) και το αποτέλεσμα, (επιτάχυνση, ταχύτητα, μετακίνηση στην κορυφή).

Για την εύρεση της απόκρισης της μάζας, m , της κατασκευής, μπορεί να γίνει χρήση της τεχνολογίας, δηλαδή της ενόργανης παρακολούθησης της κατασκευής. Τοποθετείται ένα επιταχυνσιόμετρο πάνω στη μάζα της κατασκευής το οποίο συνδέεται με έναν ηλεκτρονικό υπολογιστή και καταγράφεται έτσι η απόκριση του κτιρίου (επιτάχυνση, ταχύτητα και μετακίνηση) κάθε φορά που αυτό κινείται λόγω σεισμικής διέγερσης. Η παραπάνω διαδικασία φαίνεται στο σχήμα 2.17.



Σχήμα 2.17 Ενόργανη παρακολούθηση κατασκευής. Εύρεση της απόκρισης της οροφής για σεισμική διέγερση στη βάση της.

Επειδή η απόκριση της κατασκευής πρέπει να είναι γνωστή πριν την κατασκευή της και επειδή είναι αδύνατο να ενοργανωθούν όλα τα κτίρια του δομημένου περιβάλλοντος πρέπει να χρησιμοποιηθεί κάποιος άλλος τρόπος εύρεσης της απόκρισης της κατασκευής υπό σεισμική διέγερση για το σωστό αντισεισμικό σχεδιασμό της. Ένας άλλος τρόπος εύρεσης της απόκρισης είναι ο αριθμητικός υπολογισμός της από την επίλυση της διαφορικής εξίσωσης, που περιγράφει την κίνηση της μάζας της κατασκευής. Για να βρούμε τη διαφορική εξίσωση κίνησης (μαθηματικό μοντέλο που περιγράφει την απόκριση της κατασκευής), εφαρμόζουμε την ισορροπία της μάζας της κατασκευής σε μια παραμορφωμένη θέση κατά τη διάρκεια της διέγερσης. Στην εξίσωση ισορροπίας συμπεριλαμβάνονται και οι αδρανειακές δυνάμεις. Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται πάνω στη μάζα της κατασκευής φαίνονται στο σχήμα 2.18.



Σχήμα 2.18 Διάγραμμα ελευθέρου σώματος της μάζας της πλάκας

F_I : Αδρανειακή δύναμη

$$F_I = m\ddot{u}_{tot} \quad (2.4)$$

F_S : Ελαστική δύναμη – Αντίσταση των υποστυλωμάτων

$$F_1 = K_1 v, \quad F_2 = K_2 v, \quad F_S = F_1 + F_2 \quad (2.5)$$

Η ισορροπία των δυνάμεων της μάζας m δίνει:

$$\Sigma F=0 \Leftrightarrow F_I + F_S = 0 \Leftrightarrow F_I + F_1 + F_2 = 0 \Leftrightarrow$$

$$m\ddot{u}_{tot} + K_1 u + K_2 u = 0 \xrightarrow{\ddot{u}_{tot}=\ddot{u}+\ddot{u}_g} m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + (K_1 + K_2)u = 0 \xrightarrow{K=K_1+K_2}$$

$$m\ddot{u} + Ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.6)$$

Αν ληφθεί υπόψη και η δύναμη της απόσβεσης F_D , η οποία είναι ανάλογη της ταχύτητας της κατασκευής και του συντελεστή απόσβεσης.

$$F_D = c\dot{u} \quad (2.7)$$

Η ισορροπία δίνει:

$$F_I + F_D + F_S = 0 \Rightarrow m\ddot{u} + c\dot{u} + Ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.8)$$

Διαιρώντας με τη μάζα, m :

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{K}{m}u = -\ddot{u}_g \quad (2.9)$$

Όμως:

$$\frac{c}{m} = 2\xi\omega \quad \text{και} \quad \frac{K}{m} = \omega^2 \quad (2.10)$$

και η σχέση (2.9) λόγω των σχέσεων (2.10) γίνεται:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g \quad (2.11)$$

Έχοντας γνωστή την επιτάχυνση του εδάφους, \ddot{u}_g , η οποία μπορεί να μετρηθεί με κάποιο επιταχυνσιόμετρο, επιλύεται αριθμητικά η διαφορική εξίσωση (2.8 ή 2.11) και υπολογίζεται η μετακίνηση, η ταχύτητα και η επιτάχυνση στην οροφή της κατασκευής. Η εύρεση της απόκρισης με απευθείας αριθμητική επίλυση της διαφορικής εξίσωσης κίνησης ονομάζεται στη βιβλιογραφία γραμμική δυναμική ανάλυση ή γραμμική χρονική ανάλυση ή γραμμική ανάλυση με εν χρόνο ολοκλήρωση ή γραμμική ανάλυση χρονοιστορίας. (Δυστυχώς τόσες πολλές ονομασίες για μια απλή επίλυση γραμμικής διαφορικής εξίσωσης !!!!!).

2.5 Υπολογισμός σεισμικών εντατικών μεγεθών, επαλληλία φορτίσεων, αντισεισμικός σχεδιασμός

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών αρχικά υπολογίζεται η απόκριση της κατασκευής σε συνάρτηση με το χρόνο. Κατόπιν, βρίσκεται η μέγιστη τιμή της και με βάση αυτή την τιμή υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη σε κάθε δομικό στοιχείο της κατασκευής όπως ροπή, τέμνουσα, αξονική. Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη επαλληλίζονται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από άλλες φορτίσεις και προκύπτουν οι συνδυασμοί φορτίσεων. Εκτός των σεισμικών φορτίων άλλα φορτία είναι τα μόνιμα και τα κινητά φορτία, τα φορτία ανέμου ή χιονιού ή άλλα φορτία ανάλογα με το είδος της κατασκευής. Από όλους τους συνδυασμούς φόρτισης υπολογίζεται μια περιβάλλουσα εντατικών μεγεθών. Με βάση αυτήν την περιβάλλουσα γίνεται η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής. Αν πρόκειται για μια κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος η φάση της διαστασιολόγησης περιλαμβάνει τον υπολογισμό του οπλισμού της διατομής των μελών και την ικανοποίηση διάφορων άλλων ελέγχων όπως π.χ. ο έλεγχος περίσφιξης. Επιπλέον, ακολουθούν και οι κατασκευαστικές διατάξεις. Αν η κατασκευή είναι μεταλλική τότε η φάση της διαστασιολόγησης περιλαμβάνει την επιλογή διατομών για τα μέλη καθώς και κατάλληλων ελέγχων για την επάρκεια των επιλεγμένων διατομών. Η παραπάνω διαδικασία περιγράφει ποιοτικά τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Για την ολοκλήρωση του σχεδιασμού των κατασκευών γίνεται και ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Η παραπάνω διαδικασία φαίνεται στα σχήματα 2.19 και 2.20.

Τα βήματα που ακολουθούνται κατά τη διαδικασία του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών είναι τα παρακάτω:

- Μόρφωση του φορέα με βάση της αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού.
- Προσομοίωση του φορέα, υπολογισμός και επιβολή των φορτίων, (μόνιμα τα οποία συμβολίζονται με G ή g , κινητά, Q ή q και σεισμικά φορτία, E).
- Ανάλυση του φορέα και εύρεση εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών.
- Τα εντατικά μεγέθη που υπολογίστηκαν λόγω διαφορετικών φορτίων επαλληλίζονται και προκύπτουν οι συνδυασμοί δράσεων και οι αντίστοιχες μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών. Ενδεικτικοί συνδυασμοί δράσεων για τον υπολογισμό της ροπής στο σημείο A του σχήματος 2.20: είναι οι παρακάτω:

$$\left. \begin{aligned} M_1^A &= M^G \pm M^E + 0,3M^Q \\ M_2^A &= 1,35M^G + 1,5Q \Rightarrow \\ M_3^A &= M^G \pm 0,3M^E + M^Q \end{aligned} \right\} M^A = \max \{M_1^A, M_2^A, M_3^A\}$$

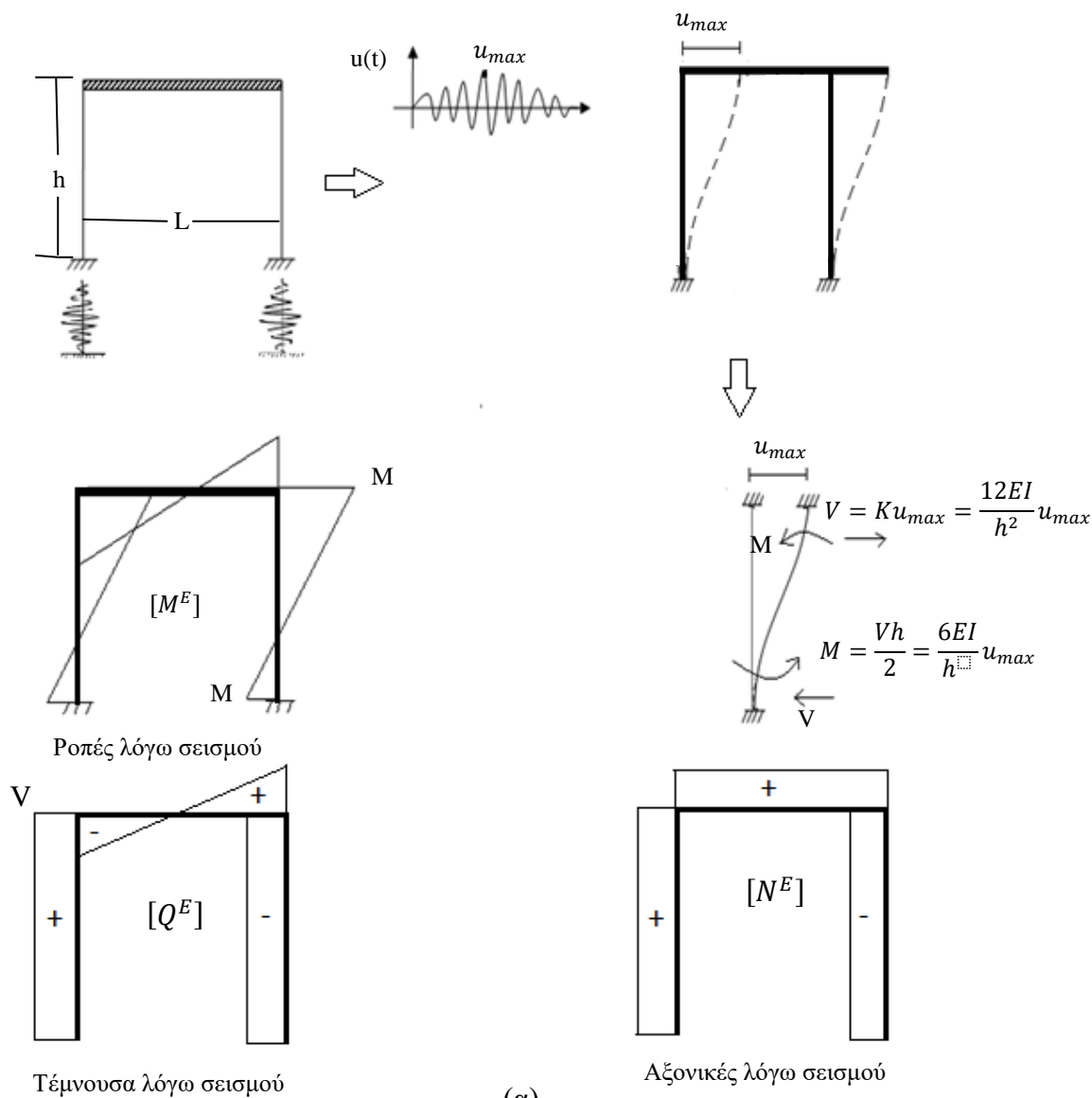
Όπου: $M^E = \pm M_X^E \pm 0,3M_Y^E \pm 0,3M_Z^E$

$$M^E = \pm 0,3M_X^E \pm M_Y^E \pm 0,3M_Z^E$$

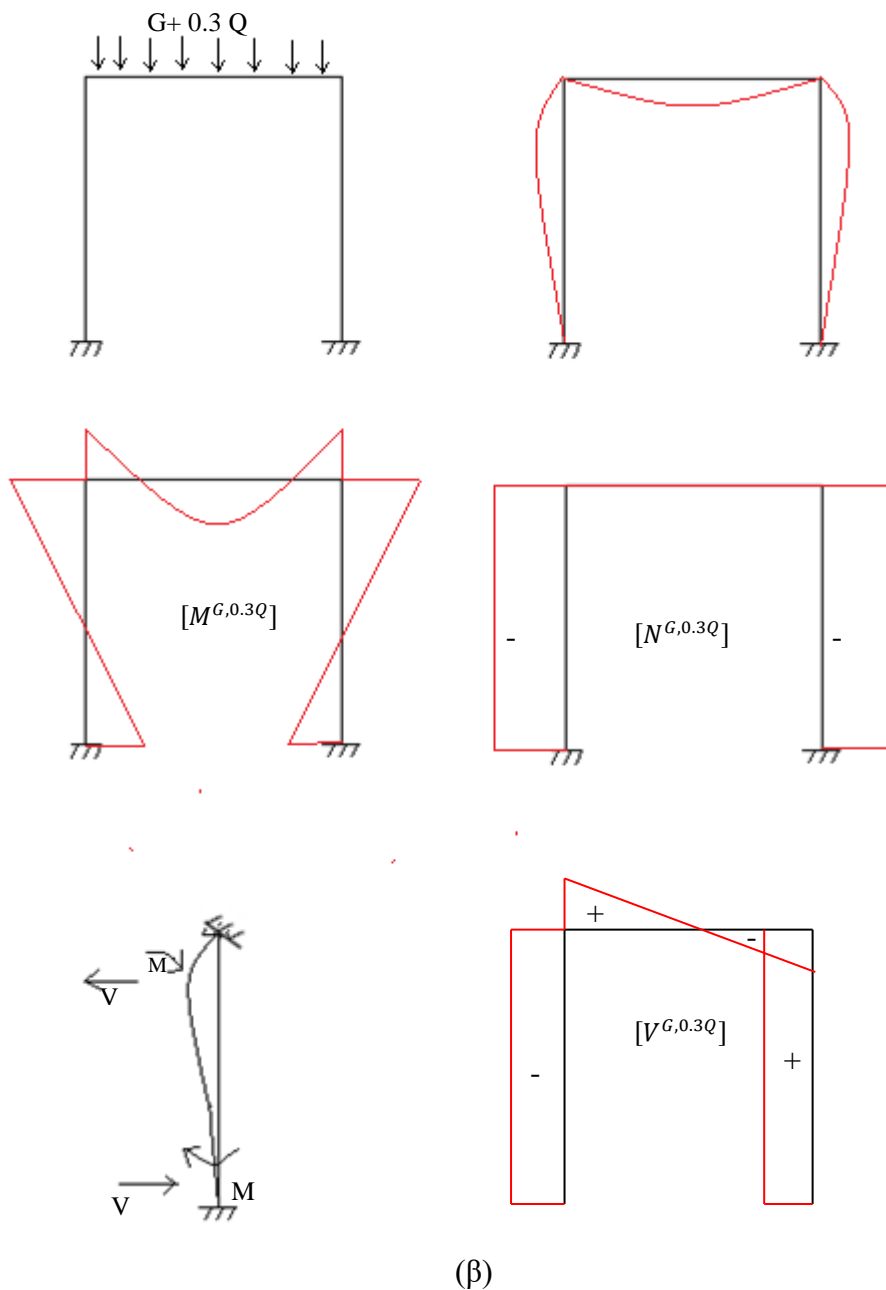
$$M^E = \pm 0,3M_X^E \pm 0,3M_Y^E \pm M_Z^E$$

όμοια υπολογίζονται η αξονική και η τέμνουσα N^A, Q^A . Τα ίδιο γίνεται για όλα τα σημεία του φορέα.

- Σχεδιασμός μελών κατασκευής. Ανάλογα το υλικό της κατασκευής, π.χ. για οπλισμένο σκυρόδεμα εύρεση οπλισμού, A_s , ή για μεταλλική κατασκευή εκλογή διατομής. Ικανοτικός σχεδιασμός.
- Πραγματοποίηση ελέγχων π.χ. έλεγχος περίσφιξης, έλεγχος με ελάχιστα και μέγιστα όρια π.χ. οπλισμών, διατομών.
- Εφαρμογή των κατασκευαστικών λεπτομερειών και διατάξεων.
- Δημιουργία κατασκευαστικών σχεδίων όπως σχέδια ξυλοτύπων, διαγράμματα εκσκαφών, αναπτύγματα οπλισμών, σχέδια λεπτομεριών όπως φαίνεται ενδεικτικά στο σχήμα 2.21.
- Υπολογισμός του κόστους (προμετρήσεις).

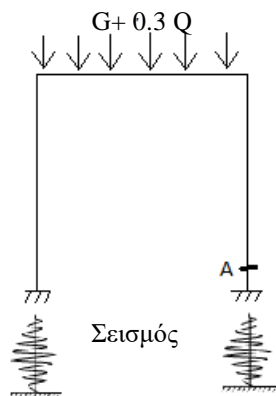


(α)

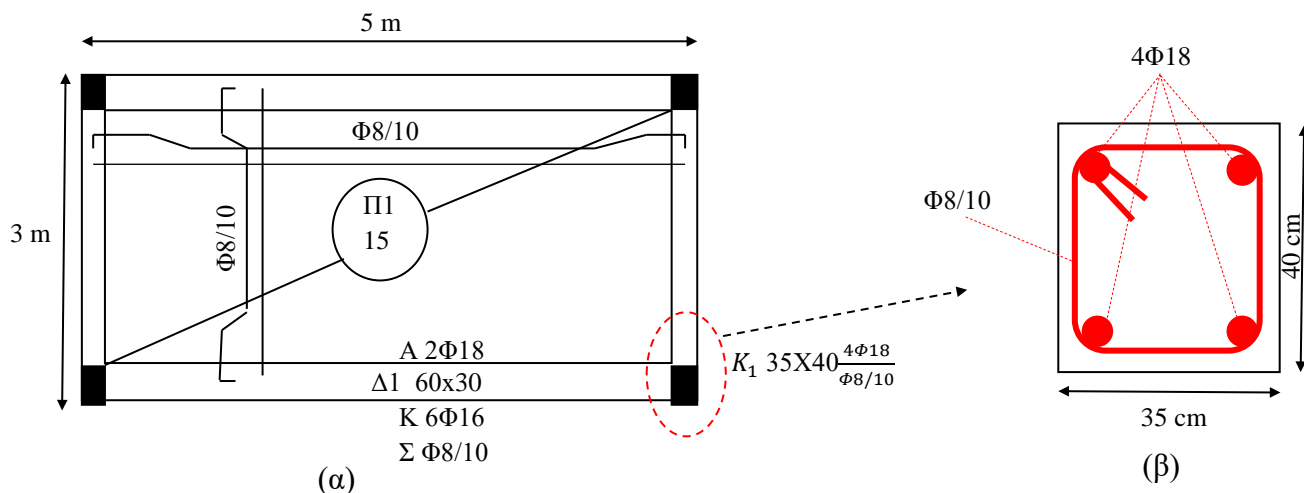


(β)

Σχήμα 2.19 Εντατικά μεγέθη, (ροπές, αξονικές, τέμνουσες) λόγω σεισμού, (α) και λόγω κατακόρυφων φορτίων, (β).



Σχήμα 2.20 Ταυτόχρονη δράση κατακόρυφων φορτίων (μόνιμων, κινητών) και σεισμού.



Σχήμα 2.21 Ενδεικτικό σχέδιο ξυλοτύπου, (α), και λεπτομέρειες στοιχείου υποστυλώματος, (β).

2.6 Φάσματα απόκρισης

2.6.1 Κατασκευή φάσματος απόκρισης

Ο υπολογισμός της απόκρισης με την αριθμητική επίλυση της διαφορικής εξίσωσης κίνησης είναι μια χρονοβόρα, λεπτομερή και με αρκετό υπολογιστικό φόρτο εργασίας. Ένας άλλος απλός τρόπος για τον υπολογισμό της απόκρισης, είναι το φάσμα απόκρισης για κάποιο συγκεκριμένο σεισμό. Το φάσμα απόκρισης είναι ένα εργαλείο που το χρησιμοποιείται να υπολογίζεται απευθείας η μέγιστη απόκριση μιας κατασκευής χωρίς να χρειάζεται να επιλυθεί η διαφορική εξίσωση κίνησης. Το φάσμα απόκρισης, ή φάσμα μετακίνησης, φάσμα ταχύτητας και φάσμα επιτάχυνσης, δείχνει τη μέγιστη απόκριση, μετακίνηση, ταχύτητα ή επιτάχυνση, πολλών διαφορετικών μονωρόφων κτιρίων, τα οποία έχουν διαφορετική ιδιοπερίοδο το καθένα, όταν αυτά διεγείρονται υπό τον ίδιο συγκεκριμένο σεισμό.

Η εύρεση του φάσματος απόκρισης γίνεται ακολουθώντας την εξής διαδικασία:

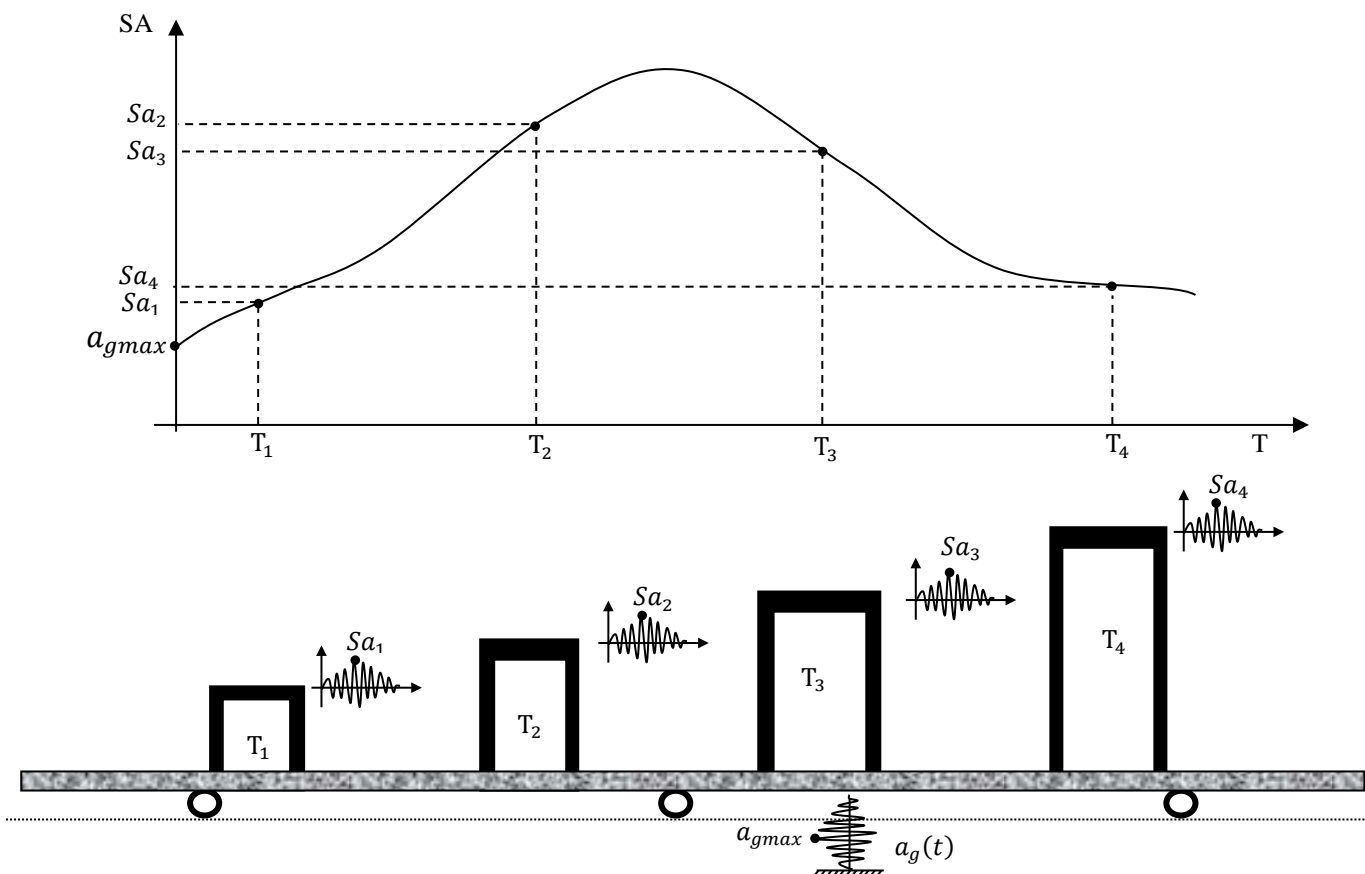
1. Σ' ένα μονώροφο κτίριο με μια συγκεκριμένη ιδιοπερίοδο εφαρμόζεται ένας συγκεκριμένος σεισμός στη βάση του και το κτίριο αρχίζει να αποκρίνεται. Είτε μετρώντας την απόκριση στην κορυφή με ενόργανη παρακολούθηση (τοποθετείται ένα επιταχυνσιόμετρο στην κορυφή και γίνεται καταγραφή της κίνησης της μάζας), είτε λύνοντας αριθμητικά τη διαφορική εξίσωση κίνησης, υπολογίζουμε τη σχετική μετακίνηση, την σχετική ταχύτητα και την απόλυτη επιτάχυνση της μάζας σε συνάρτηση με το χρόνο.
2. Υπολογίζεται η μέγιστη τιμή της σχετικής μετακίνησης, (SD), της σχετικής ταχύτητας, (SV), και της απόλυτης επιτάχυνσης, (SA). Δημιουργούνται έτσι τα ζεύγη (SD,T), (SV,T), (SA,T) και τοποθετούνται πάνω σ' ένα σύστημα αξόνων. Το σύστημα αξόνων στον οριζόντιο άξονα έχει τις ιδιοπεριόδους, (κτίρια), και στον κατακόρυφο την μέγιστη απόκρισή τους, (SD ή SV ή SA).
3. Επαναλαμβάνονται τα βήματα (1) και (2) για ένα άλλο μονώροφο κτίριο με άλλη ιδιοπερίοδο αλλά επιβάλλοντας τον ίδιο πάλι σεισμό, αποτυπώνονται τα καινούρια ζεύγη, (SD,T), (SV,T) και (SA,T) στα αντίστοιχα γραφήματα.
4. Στο τέλος ενώνονται όλα τα ζεύγη (SD,T) και τότε σχηματίζεται το φάσμα απόκρισης των σχετικών μετακινήσεων, ενώ όταν ενωθούν όλα τα ζεύγη (SV,T) τότε δημιουργείται το φάσμα απόκρισης των σχετικών ταχυτήτων και τέλος αν ενωθούν όλα τα ζεύγη (SA,T) προκύπτει το φάσμα απόκρισης των απόλυτων επιταχύνσεων.

Τα παραπάνω βήματα για τον υπολογισμό των φασμάτων απόκρισης φαίνονται στα σχήματα 2.22 έως 2.24.

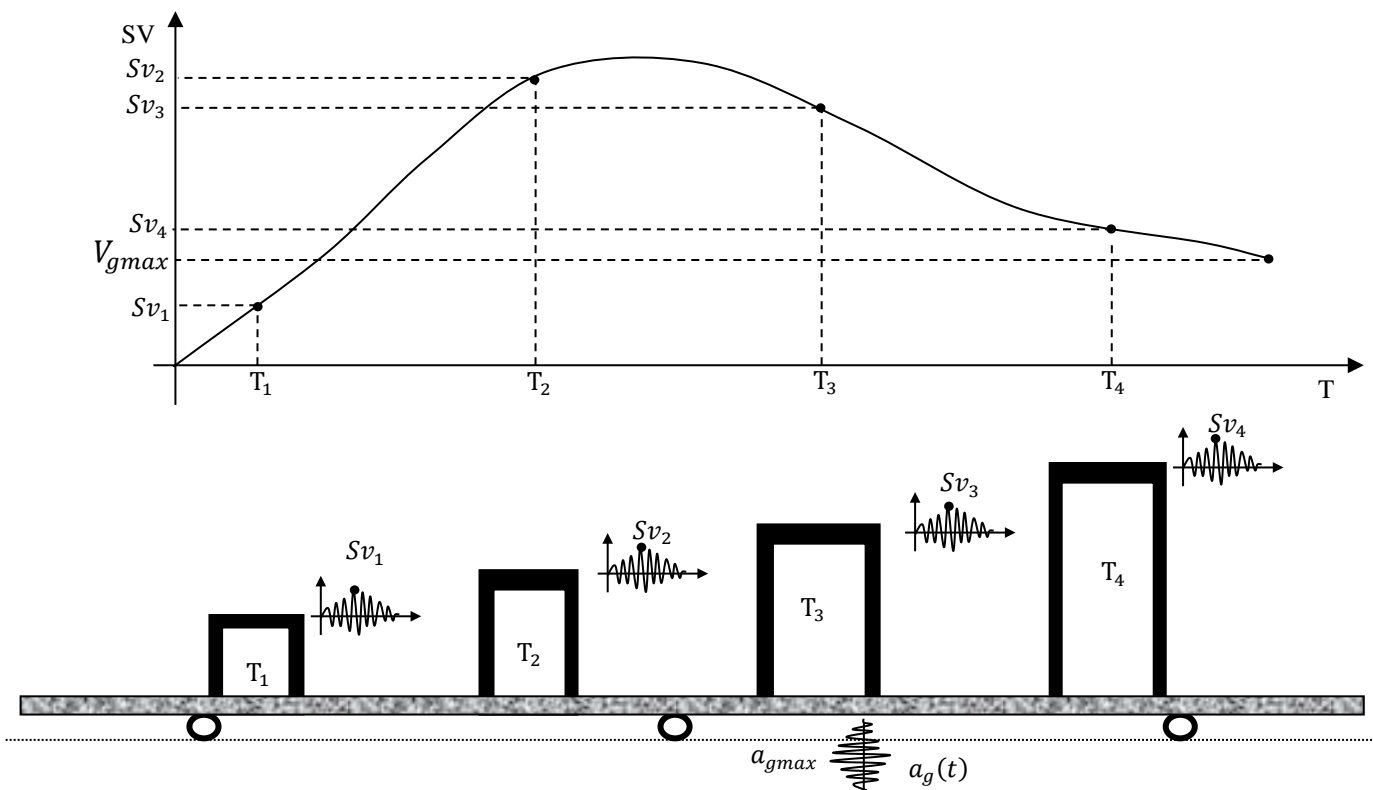
2.6.2 Όρια φάσματος απόκρισης

Όταν η κατασκευή είναι δύσκαμπτη (ιδιοπερίοδος, T, πολύ μικρή τείνει στο 0) τότε η κατασκευή κινείται μαζί με το έδαφος και η σχετική μετακίνηση και ταχύτητα είναι σχεδόν μηδενική. Η απόλυτη επιτάχυνση της είναι ίση με την επιτάχυνση του εδάφους.

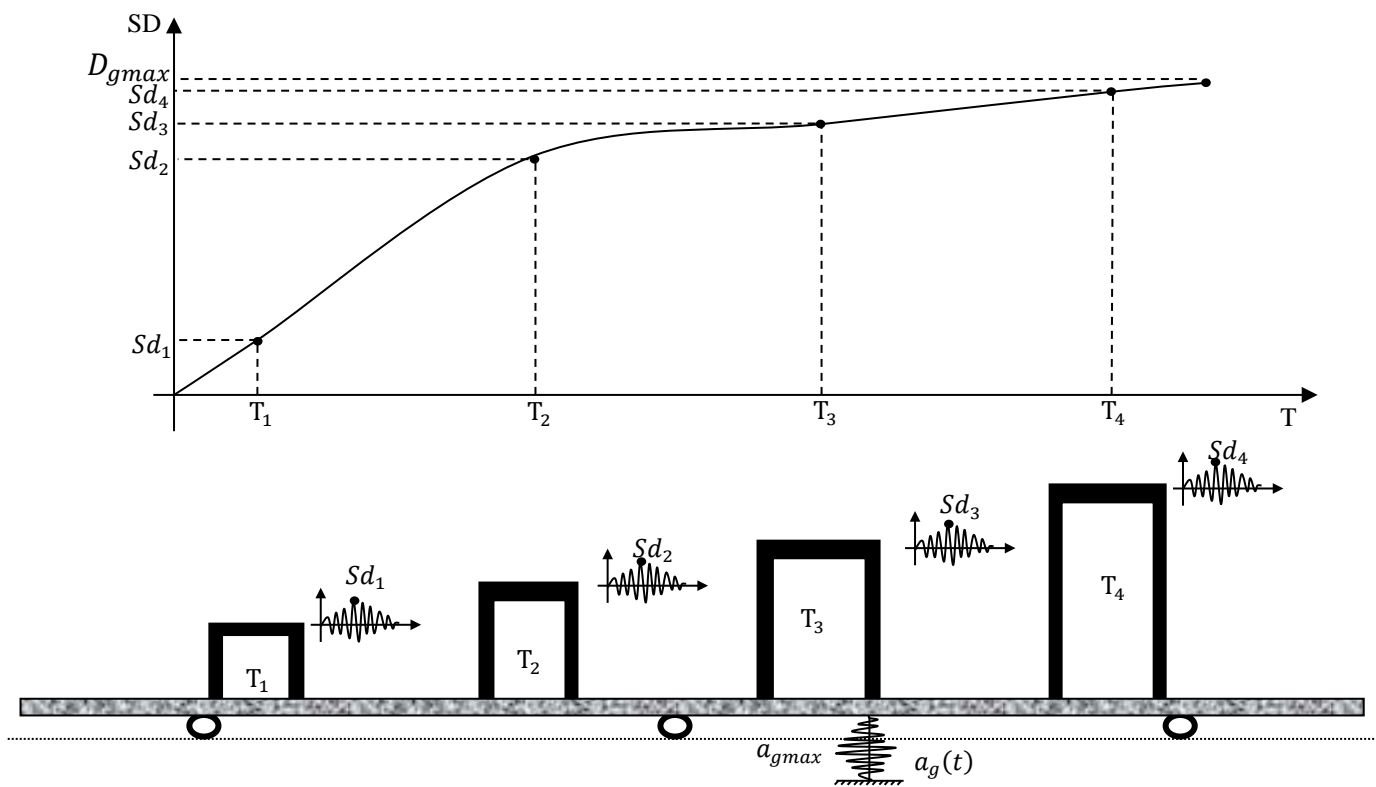
Όταν η κατασκευή είναι εύκαμπτη (ιδιοπερίοδος, T , πολύ μεγάλη τείνει στο άπειρο) τότε η μάζα στην οροφή της κατασκευής μένει πρακτικά ακίνητη και κινείται η βάση της μαζί με το έδαφος. Σε αυτή την περίπτωση η σχετική μετακίνηση και ταχύτητα της μάζας της κατασκευής είναι όσο και η μετακίνηση και η ταχύτητα του εδάφους. Η απόλυτη επιτάχυνση της μάζας είναι μηδέν. Οι παραπάνω οριακές τιμές των φασμάτων απόκρισης φαίνονται στο σχήμα 2.25.



Σχήμα 2.22 Φάσματα απόκρισης απόλυτης επιτάχυνσης.



Σχήμα 2.23 Φάσματα απόκρισης σχετικής ταχύτητας



Σχήμα 2.24 Φάσματα απόκρισης σχετικής μετακίνησης

2.6.3 Ψευδοφάσματα - Όρια φάσματος απόκρισης

Για μικρές τιμές του λόγου απόσβεσης $\xi \leq 2\%$ η απόλυτη επιτάχυνση και η σχετική ταχύτητα υπολογίζονται προσεγγιστικά από τη μετακίνηση ως εξής:

$$SA \approx \omega^2 SD = PSA \quad (2.12)$$

$$SV \approx \omega SD = PSV \quad (2.13)$$

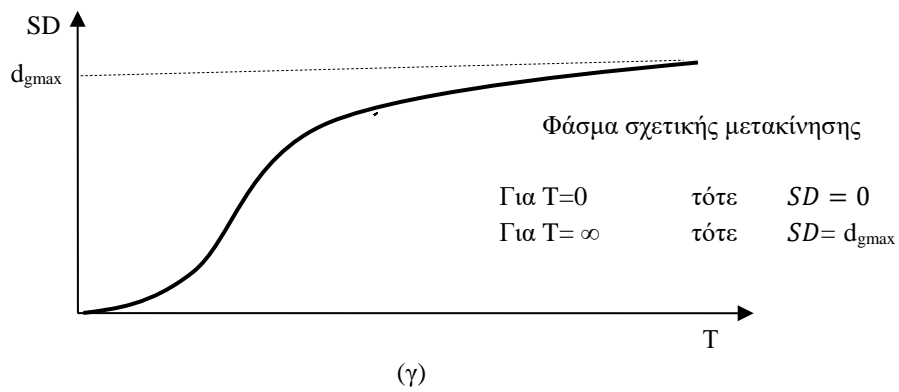
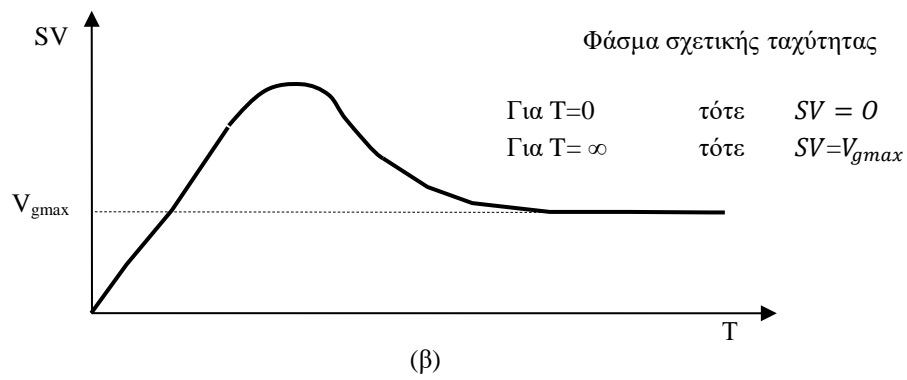
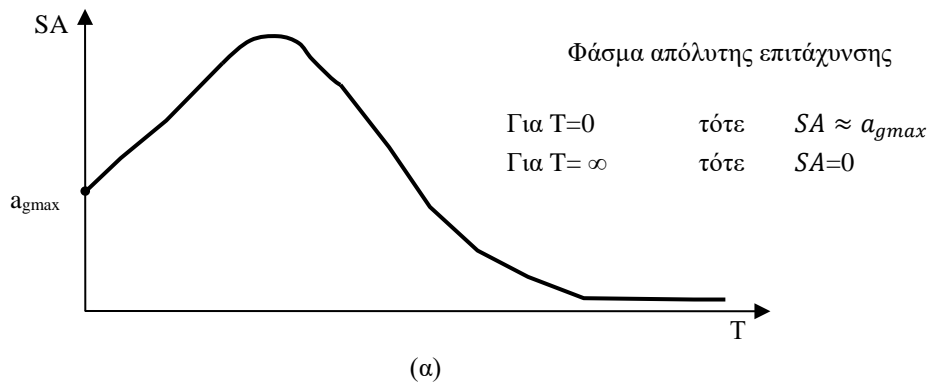
οπότε αν είναι γνωστό το φάσμα μετακινήσεων από τις παραπάνω σχέσεις υπολογίζουμε το φάσμα ταχυτήτων και επιταχύνσεων. Σε αυτή τη περίπτωση τα φάσματα ταχυτήτων και επιταχύνσεων λέγονται ψευδοφάσματα και η φασματική ταχύτητα και επιτάχυνση που υπολογίζονται από τις σχέσεις, (2.12) και (2.13) λέγονται ψευδοταχύτητα, PSV, και ψευδοεπιτάχυνση, PSA.

Αν a_{gmax} , V_{gmax} και d_{gmax} είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, η μέγιστη εδαφική ταχύτητα και η μέγιστη εδαφική μετακίνηση για έναν συγκεκριμένο σεισμό τότε αυτές οι τιμές αποτυπώνονται σε συγκεκριμένα σημεία στα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης του σεισμού. Για παράδειγμα όταν η κατασκευή είναι πολύ δύσκαμπτη δηλαδή η ιδιοπερίοδος, T , τείνει στο 0 τότε η κατασκευή κινείται μαζί με το έδαφος και η σχετική μετακίνηση και ταχύτητα είναι σχεδόν μηδενική ενώ η απόλυτη επιτάχυνση είναι ίση με την επιτάχυνση του εδάφους. Αντίθετα, όταν η κατασκευή είναι πολύ εύκαμπτη δηλαδή η ιδιοπερίοδος, T , τείνει στο άπειρο τότε η μάζα στην οροφή της κατασκευής μένει πρακτικά ακίνητη και κινείται η βάση της μαζί με το έδαφος. σε αυτή την περίπτωση η σχετική μετακίνηση και ταχύτητα της μάζας της κατασκευής είναι όσο και η μετακίνηση και η ταχύτητα του εδάφους. Η απολυτή επιτάχυνση της μάζας είναι μηδέν. Αυτά τα οριακά σημεία καθώς δηλαδή τα όρια των φασμάτων απόκρισης φαίνονται στο σχήμα 2.25.

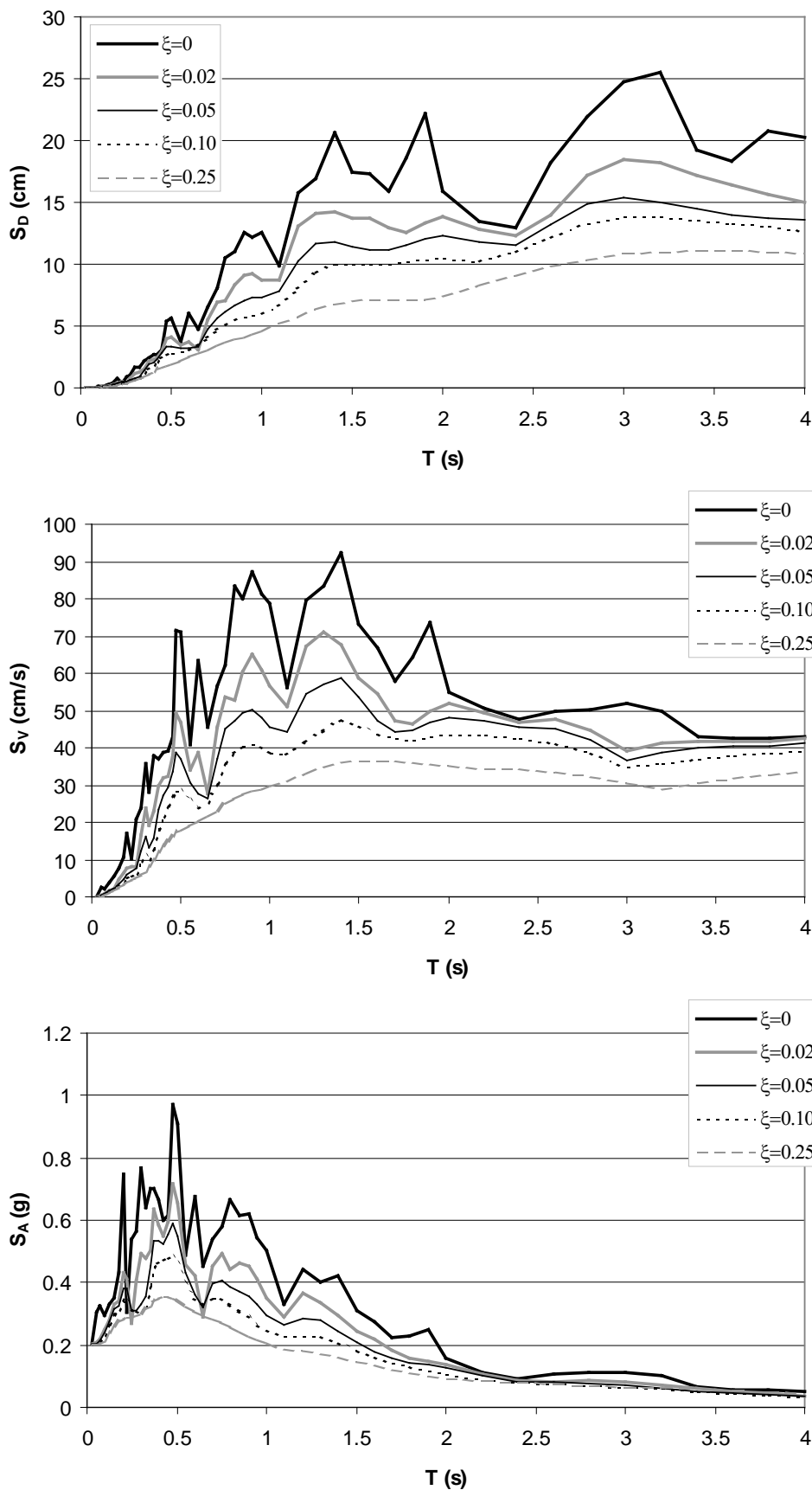
Για διαφορετικό ποσοστό απόσβεσης η απόκριση της κατασκευής θα είναι διαφορετική και επομένως τα φάσματα απόκρισης θα είναι διαφορετικά. Στο σχήμα 2.26 φαίνονται τα φάσματα απόκρισης για διάφορους λόγους απόσβεσης.

Κάθε σεισμός δίνει το δικό του φάσμα απόκρισης, στο σχήμα 2.27 φαίνονται τα φάσματα απόκρισης από διαφορετικούς σεισμούς.

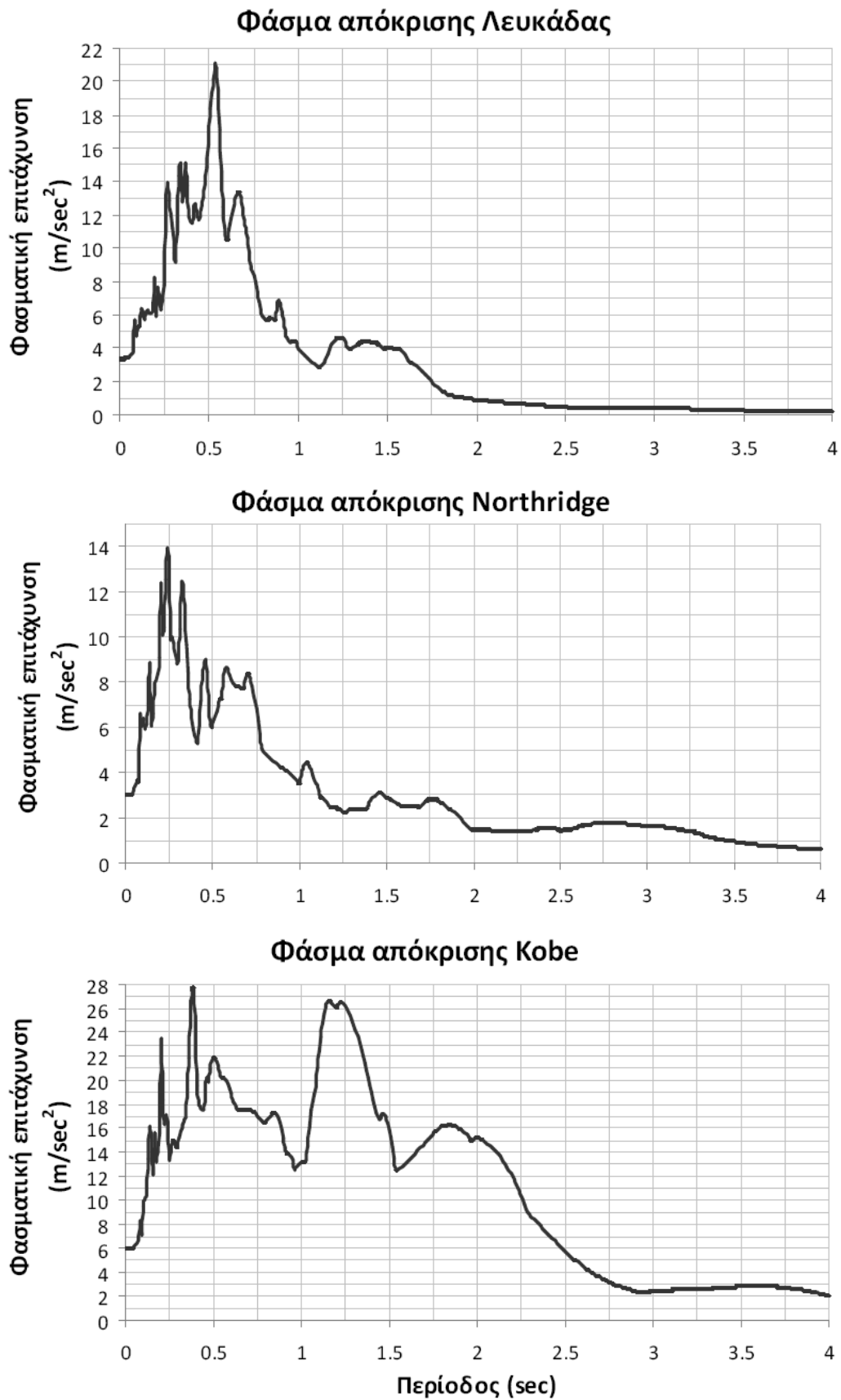
Για τον ίδιο σεισμό, ανάλογα με το έδαφος που υπάρχει στη βάση της κατασκευής το φάσμα απόκρισης μπορεί να είναι διαφορετικό. Στο σχήμα 2.28(α) φαίνεται το φάσμα απόκρισης για ένα σεισμό που λαμβάνεται από μια καταγραφή σεισμού σε μαλακό έδαφος και το φάσμα απόκρισης από μια ίδια καταγραφή σε σκληρό έδαφος. Στο ίδιο σχήμα 2.28(β), φαίνονται και τυπικά φάσματα για έναν μακρινό και έναν κοντινό σεισμό.



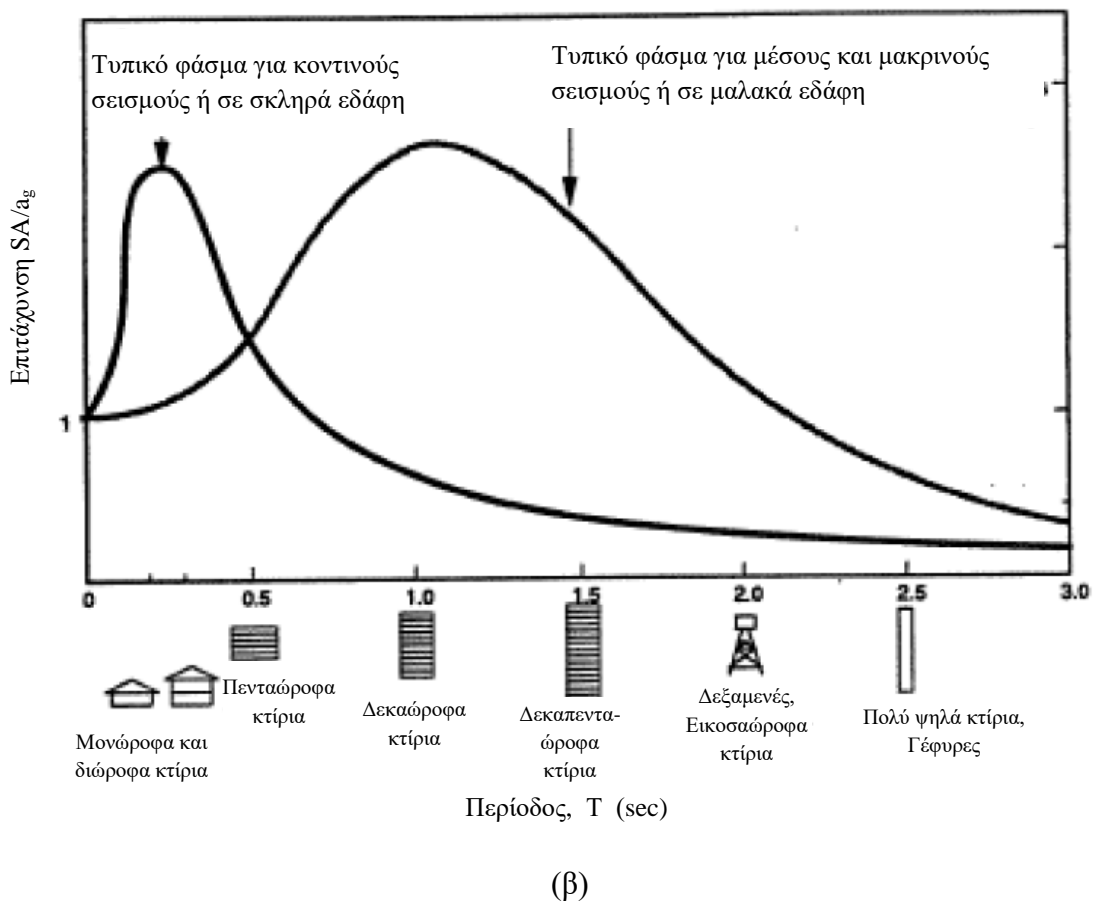
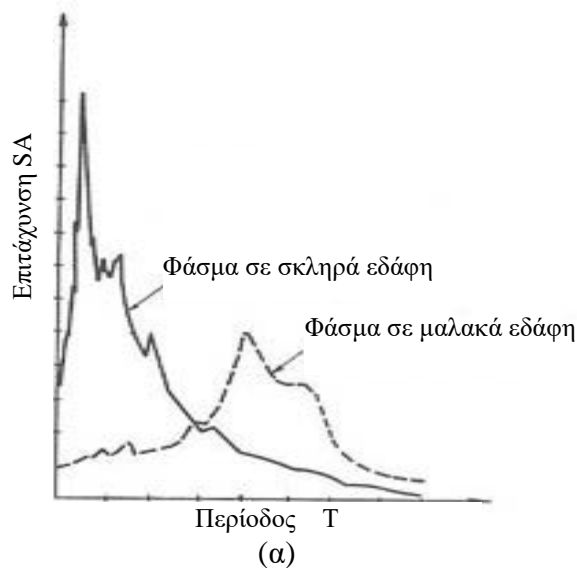
Σχήμα 2.25 Όρια φάσματος επιτάχυνσης, (α), σχετικής ταχύτητας, (β) και σχετικής μετακίνησης, (γ).



Σχήμα 2.26 Φάσματα απόκρισης για διαφορετικούς λόγους απόσβεσης για το σεισμό Loma Prieta, (California, 17/10/89).



Σχήμα 2.27 Φάσματα απόκρισης από διαφορετικούς σεισμούς.

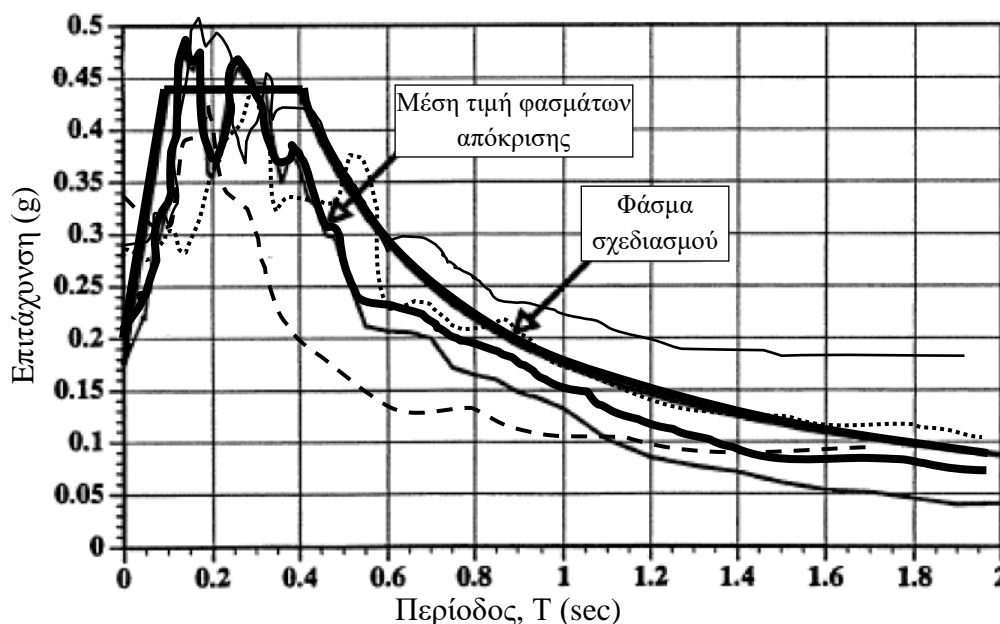


Σχήμα 2.28 Φάσματα απόκρισης σε μαλακά και σκληρά εδάφη για τον ίδιο σεισμό, (α), και για μακρινούς ή κοντινούς σεισμούς, (β).

2.7 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Τα φάσματα των σεισμών που φαίνονται στο σχήμα 2.27 παρουσιάζουν σημαντική απόκλιση μεταξύ τους. Αυτή η διαφοροποίηση οφείλεται στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης (χρονική διάρκεια, συχνοτικό περιεχόμενο, μέγιστη τιμή επιτάχυνσης εδάφους), στα χαρακτηριστικά του εδάφους, όπως και στα χαρακτηριστικά της κατασκευής, (υλικό, απόσβεση, ικανότητα απορρόφησης ενέργειας). Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών θα πρέπει να χρησιμοποιείται ένα φάσμα που να περιβάλλει όλες τις μορφές φασμάτων των σεισμών που έγιναν στην ευρύτερη περιοχή που πρόκειται να γίνει η κατασκευή. Δημιουργείται έτσι εάν εξομαλυμένο φάσμα που αντιπροσωπεύει την σεισμικότητα της περιοχής και καλύπτει όσο το δυνατόν περισσότερο τους τύπους των φασμάτων απόκρισης των σεισμών που ενεργοποιήθηκαν στην περιοχή. Αυτό το φάσμα σχεδιασμού λαμβάνει υπόψη την σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής που θα κατασκευαστεί το έργο, τα χαρακτηριστικά του εδάφους πάνω στο οποίο θα θεμελιωθεί η κατασκευή, το υλικό της κατασκευής και την ικανότητα της να απορροφά ενέργεια κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Αυτά τα ομαλοποιημένα φάσματα λέγονται φάσματα σχεδιασμού.

Στο σχήμα (2.29) φαίνονται τα φάσματα απόκρισης διαφορετικών σεισμών, το μέσο φάσμα τους και ένα ενδεικτικό φάσμα σχεδιασμού που προκύπτει από τους κανονισμούς.



Σχήμα 2.29 Φάσματα απόκρισης διαφορετικών σεισμών, το μέσο φάσμα τους και ένα ενδεικτικό φάσμα σχεδιασμού.

2.7.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε οριζόντια διεύθυνση κατά EC8

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 για την οριζόντια συνιστώσα του σεισμού οι σχέσεις που δίνουν την ελαστική φασματική επιτάχυνση σε κάθε περιοχή είναι:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.14)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.15)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.16)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (2.17)$$

όπου:

$S_e(T)$ Η επιτάχυνση ελαστικής απόκρισης.

T Η ιδιοπερίοδος δόνησης για ένα μονοβάθμιο σύστημα.

a_g Η επιτάχυνση σχεδιασμού του εδάφους, $a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$.

γ_1 Ο συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου.

a_{gR} Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας A, (βράχο).

T_B Το μικρότερο όριο περιόδου του φάσματος σταθερής επιτάχυνσης.

T_C Το ανώτερο όριο περιόδου του φάσματος σταθερής επιτάχυνσης.

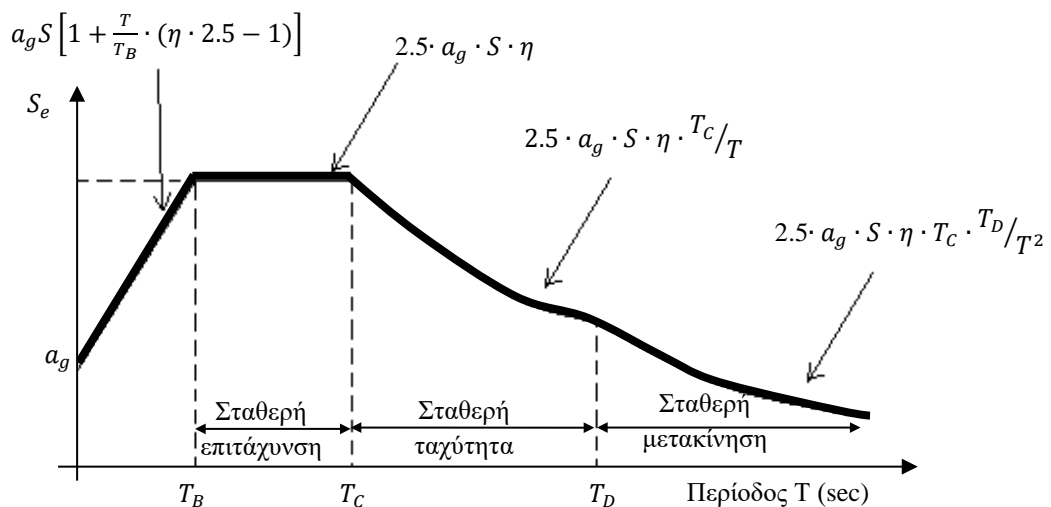
T_D Η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος.

S Ο συντελεστής εδάφους.

η Ο συντελεστής απόσβεσης. Για $\xi = 5\%$, $\eta = 1$. Για διαφορετικές τιμές του ξ :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55 \quad (2.18)$$

Όλες οι παραπάνω σχέσεις 2.14 έως 2.17 φαίνονται γραφικά στο παρακάτω σχήμα 2.30.



Σχήμα 2.30 Ελαστικό φάσμα κατά Ε.Σ.8.

Στο παραπάνω σχήμα οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_B , T_C και T_D του συντελεστή εδάφους S , περιγράφουν το σχήμα του φάσματος ελαστικής απόκρισης που εξαρτάται από του τύπο του εδάφους. Οι τιμές αυτών των παραμέτρων δίνονται στους πίνακες 2.3 και 2.4.

Περιοχή περιόδων που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση, οριζόντιος κλάδος του φάσματος, είναι μεταξύ T_B και T_C . Δηλαδή κατασκευές που οι ιδιοπερίοδοι τους είναι μέσα στο διάστημα περιόδων T_B και T_C όταν καταπονηθούν από οποιονδήποτε σεισμό θεωρείται ότι θα έχουν ίδια επιτάχυνση στην κορυφή τους.

Περιοχή περιόδων που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα, δηλαδή κλάδος του φάσματος που έχει εξίσωση $S_e = 2.5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot T_c / T$ είναι μεταξύ T_C και T_D . Δηλαδή κατασκευές που οι ιδιοπερίοδοι είναι μέσα στο διάστημα περιόδων T_C και T_D όταν καταπονηθούν από οποιονδήποτε σεισμό θεωρείται ότι θα αναπτύξουν ίδια ταχύτητα στην κορυφή τους.

Περιοχή περιόδων που αντιστοιχεί σε σταθερή μετακίνηση, δηλαδή κλάδος του φάσματος που έχει εξίσωση $S_e = 2.5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot T_c \cdot T_D / T^2$ είναι η περιοχή που έχει περίοδο μεγαλύτερη του T_D . Δηλαδή κατασκευές που έχουν περίοδο μεγαλύτερη του T_D όταν καταπονηθούν από οποιονδήποτε σεισμό θεωρείται ότι θα αναπτύξουν ίδια μετακίνηση στην κορυφή τους.

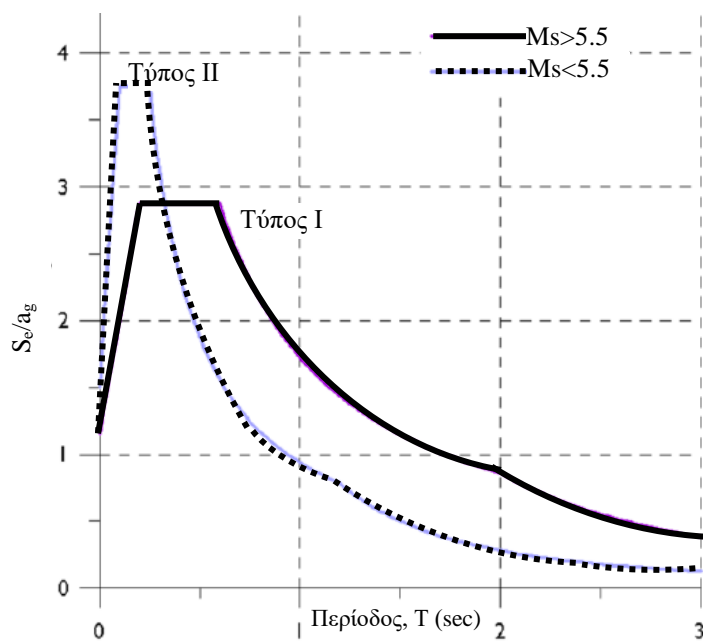
Διακρίνονται δυο τύποι σεισμού, ο τύπος I, για σεισμούς μεγέθους $M_s > 5.5$ και ο τύπος II, για σεισμούς μεγέθους $M_s < 5.5$. Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων, T_B , T_C , T_D και του συντελεστή εδάφους, S , φαίνονται στους παρακάτω πίνακες 2.3 και 2.4 για κάθε τύπο σεισμού αντίστοιχα. Στο εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8, η Ελλάδα υιοθετεί μόνο το φάσμα τύπου I. Ελαστικά φάσματα απόκρισης τύπου I και τύπου II φαίνονται στο σχήμα 2.31.

Πίνακας 2.3 Τιμές των παραμέτρων, που χαρακτηρίζουν το ελαστικό φάσμα απόκρισης κατά τον τύπο I, για σεισμούς μεγέθους $M_s > 5.5$.

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας 2.4 Τιμές των παραμέτρων, που χαρακτηρίζουν το ελαστικό φάσμα απόκρισης κατά τον τύπο II για σεισμούς μεγέθους $M_s \leq 5.5$.

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2



Σχήμα 2.31 Κανονικοποιημένα ελαστικά φάσματα τύπου I και II κατά EC8 για έδαφος κατηγορίας B.

Ο EC8 κατηγοριοποιεί τα εδάφη στις παρακάτω κατηγορίες με τις αντίστοιχες περιγραφές.

Πίνακας 2.5 Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30c m)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	>800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360– 800	>50	>250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180–360	15 – 50	70–250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	<180	<15	<70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	<100 (ενδεικτικό)		10– 20
S₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S ₁			

όπου:

c_u αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

N_{SPT} πρότυπη δοκιμή διείσδυσης που γίνεται με τη μέτρηση κτύπων μέχρι αστοχίας του εδάφους.

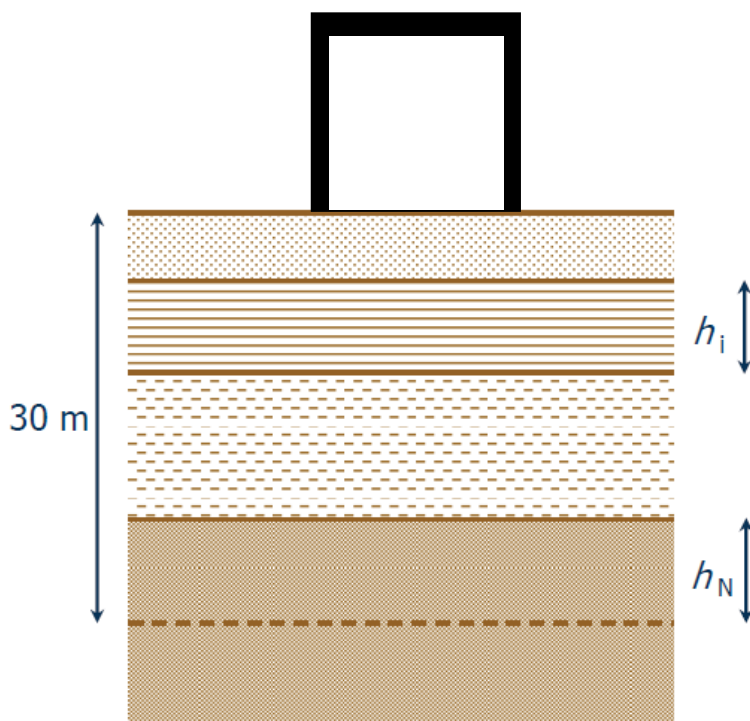
V_{s,30} Η μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m του εδάφους και υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}} \quad i = 1, N \quad (2.19)$$

h_i = πάχος στρωμάτων (m).

v_i = ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στρώματος i (για διατμητική παραμόρφωση, $\gamma \leq 10^{-5}$, δηλαδή για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά).

N = πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους.



Σχήμα 2.32 Κατάταξη εδαφών ανάλογα με το πάχος του στρώματος.

Το έδαφος στο οποίο θεμελιώνεται το έργο πρέπει να κατατάσσεται σε κάποια κατηγορία εδάφους με βάση τη μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$, εφόσον αυτή είναι διαθέσιμη, διαφορετικά πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή N_{SPT} . Αν ούτε αυτή η τιμή δεν είναι διαθέσιμη τότε χρησιμοποιείται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u .

Μία περιληπτική περιγραφή για την κατάταξη των εδαφών είναι η ακόλουθη:

A Βραχώδη.

B Αποθέσεις από πολύ πυκνά αμμοχάλικα ή πολύ σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους.

C Αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους.

D Αποθέσεις από χαλαρά έως μέτρια, μη συνεκτικά εδάφη ή μαλακά έως σκληρά συνεκτικά εδάφη.

E Επιφανειακό αλλουβιακό στρώμα πάχους 5-20 m με τιμή v_s αντίστοιχη των εδαφών C ή D, που υπέρκειται σκληρού εδάφους.

S1 Αποθέσεις που αποτελούνται ή περιλαμβάνουν στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m από μαλακές αργίλους και ιλύες με μεγάλο δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και μεγάλο ποσοστό υγρασίας.

S2 Αποθέσεις από εδάφη επικίνδυνα για ρευστοποίηση ή ευαίσθητες αργίλους και εδάφη που δεν υπάγονται στις παραπάνω κατηγορίες.

Για εδάφη κατηγορίας S_1 και S_2 απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό της σεισμικής φόρτισης. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη πιθανότητα αστοχίας του εδάφους (ιδιαίτερα στην S_2). Για την S_1 απαιτείται ειδική μελέτη για τον καθορισμό της τοπικής μεγέθυνσης (site amplification) και της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Σεισμικές ζώνες – εδαφική επιτάχυνση αναφοράς-σπουδαιότητα κατασκευής

Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών η εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, a_{gR} , λαμβάνει τιμές που δίνονται από τους κανονισμούς, ανάλογα με την περιοχή στην οποία πρόκειται να γίνει η κατασκευή. Ο Ελλαδικός χώρος χωρίζεται σε τρεις ζώνες όσον αφορά τη σεισμική επικινδυνότητα του. Δηλαδή η μέγιστη επιτάχυνση σχεδιασμού του εδάφους δεν είναι ίδια για όλη τη χώρα αλλά διαφοροποιείται από περιοχή σε περιοχή. Έχουν υιοθετηθεί τρεις ζώνες για τον Ελλαδικό χώρο οι οποίες φαίνονται στο σχήμα 2.34.

Σε κάθε σεισμική ζώνη ορίζεται μία τιμή αναφοράς, a_{gR} , της μέγιστης επιτάχυνσης αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας A. Η επιτάχυνση αναφοράς προκύπτει ύστερα από στατιστική επεξεργασία των σεισμών της περιοχής της ζώνης και αντιστοιχεί σε μια τιμή η οποία έχει μια συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς, T_R σε έτη. Η περίοδος επαναφοράς είναι ίδια για ολόκληρο τον Ελλαδικό χώρο. Ο Ευρωκώδικας 8, (EK8), έχει ως θεμελιώδη απαίτηση για τη μη κατάρρευση των κατασκευών σε ένα σεισμό ο οποίος έχει περίοδο επαναφοράς $T_R = 475$ έτη ή αλλιώς ο σεισμός σχεδιασμού να έχει 10% πιθανότητα να συμβεί στα επόμενα 50 χρόνια. Δηλαδή η κατασκευή να μπορεί να αναλάβει την σεισμική δράση σχεδιασμού η οποία έχει μια πιθανότητα 10% να ξεπεραστεί στα επόμενα 50 χρόνια, χωρίς όμως να επέλθει τοπική ή γενική κατάρρευση της. Στόχος είναι η κατασκευή να διατηρήσει τη στατική ακεραιότητά της και την παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά το συμβάν. Ο παραπάνω στόχος ονομάζεται και απαίτηση μη κατάρρευσης.

Επιπλέον υπάρχει και η απαίτηση περιορισμού βλαβών. Δηλαδή η κατασκευή να μπορεί να αναλάβει μια σεισμική δράση που μπορεί να εμφανιστεί ποιο συχνά χωρίς όμως να εμφανίσει βλάβες και να διακοπεί η χρήση της. Αυτός ο συχνός σεισμός έχει πιθανότητα εμφάνισης 10% στα επόμενα 10 χρόνια ή αλλιώς αντιστοιχεί σε σεισμό με μέση περίοδο επαναφοράς 95 έτη.

Στον Πίνακα 2.6 φαίνονται οι τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης για κάθε ζώνη οι οποίες έχουν υιοθετηθεί από τον ΕΚ8.

Μπορεί κάθε περιοχή στο Ελλαδικό χώρο να έχει διαφορετική εδαφική επιτάχυνση αναφοράς όμως η τιμή της υπολογιστική έτσι ώστε για όλες τις περιοχές στον Ελλαδικό χώρο η περίοδος επαναφοράς να είναι ίδια ή αλλιώς η πιθανότητα υπέρβασης στα επόμενα 50 χρόνια είναι ίδια για κάθε σεισμική ζώνη.

Για μεγάλα και σημαντικά έργα η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς προκύπτει από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και από στατιστική επεξεργασία των σεισμικών γεγονότων που έχουν συμβεί στην ευρύτερη περιοχή του έργου.

Οι τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , ο οποίος λαμβάνει υπόψη την σπουδαιότητα της κατασκευής. Για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας ο συντελεστής γ_I , παίρνει την τιμή 1.4 ή 1.2 για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας ίσος με 1.0 και για κατασκευές μικρής σημασίας 0.8. Ο συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου γ_I είναι ανάλογος με την σπουδαιότητα της κατασκευής και δίνεται από τον παρακάτω πίνακα 2.7. Με τη χρήση του συντελεστή σπουδαιότητας ο αντισεισμικός σχεδιασμός σημαντικών κατασκευών γίνεται για ισχυρότερο σεισμό που συμβαίνει σπανιότερα.

Η πιθανότητα υπέρβασης, p , της επιτάχυνσης ενός σεισμού στα επόμενα, t_d , χρόνια σχετίζονται με την περίοδο επαναφοράς, T_R σύμφωνα με τη σχέση 2.20.

$$T_R = \frac{1}{1-(1-p)^{\frac{1}{t_d}}} \quad \text{ή} \quad T_R = -\frac{t_d}{\ln(1-p)} \cong \frac{t_d}{p} \quad (2.20)$$

Για σχεδιασμό των κατασκευών για σεισμό με διαφορετική πιθανότητα υπέρβασης από αυτή του κανονισμού χρησιμοποιείται μια επιτάχυνση η οποία προκύπτει από μια καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας. Αυτή η καμπύλη προκύπτει ύστερα από λεπτομερή μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας και είναι διαφορετική για κάθε περιοχή - ζώνη, Δυο τέτοιες καμπύλες φαίνονται στο σχήμα 2.33 για την περιοχή της Αθήνας και της Κεφαλονιάς.

Αντί της χρήσης των καμπυλών σεισμικής επικινδυνότητας μπορεί να γίνει χρήση των σχέσεων 2.21 έως 2.23 οι οποίες συνδέουν τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, PGA, με τη μέση περίοδος επανάληψης των σεισμών για τον Ελλαδικό Χώρο (Παπαζάχος, 1993).

$$\ln(PGA) = 3.64 + 0.64 \log(T_R) \quad \text{για Ζώνη I} \quad \text{PGA σε cm/sec}^2 \quad (2.21)$$

$$\ln(PGA) = 4.01 + 0.61 \log(T_R) \quad \text{για Ζώνη II} \quad (2.22)$$

$$\ln(PGA) = 4.64 + 0.55 \log(T_R) \quad \text{για Ζώνη III} \quad (2.23)$$

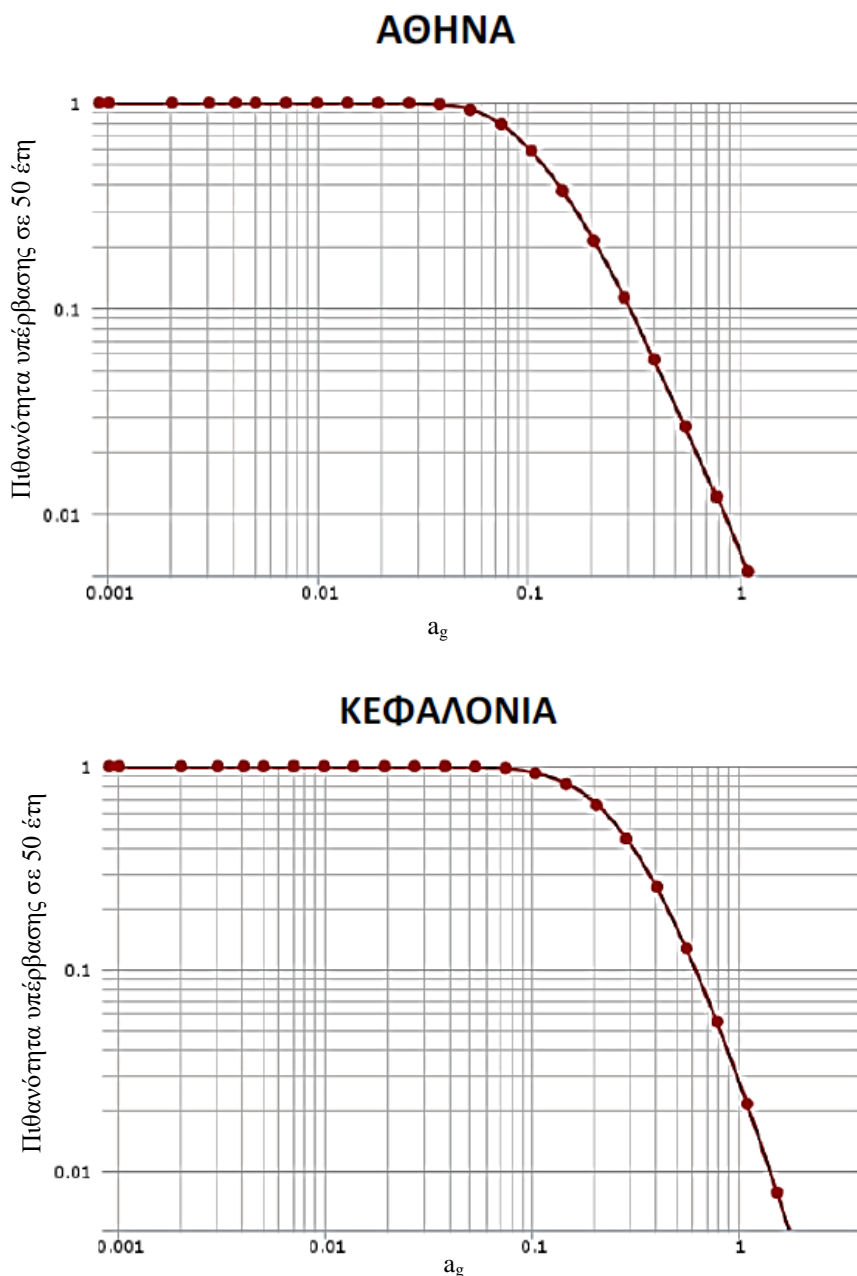
Εναλλακτικά σύμφωνα με τον ΕΚ8, η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I που πολλαπλασιάζει τη σεισμική δράση αναφοράς για να επιτευχθεί η ίδια πιθανότητα υπέρβασης σε t_L έτη όπως στα t_d έτη για τα οποία καθορίζεται η σεισμική δράση αναφοράς, μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$\gamma_I = (t_d / t_L)^{-1/k} \quad (2.24)$$

Επιπλέον, η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I που πρέπει να πολλαπλασιάσει τη σεισμική δράση αναφοράς για να επιτευχθεί μια τιμή της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης, p_L , σε t_d έτη διαφορετική από την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης p , κατά τη διάρκεια των ίδιων ετών, t_d , μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$\gamma_I = (p_L / p)^{-1/k}. \quad (2.25)$$

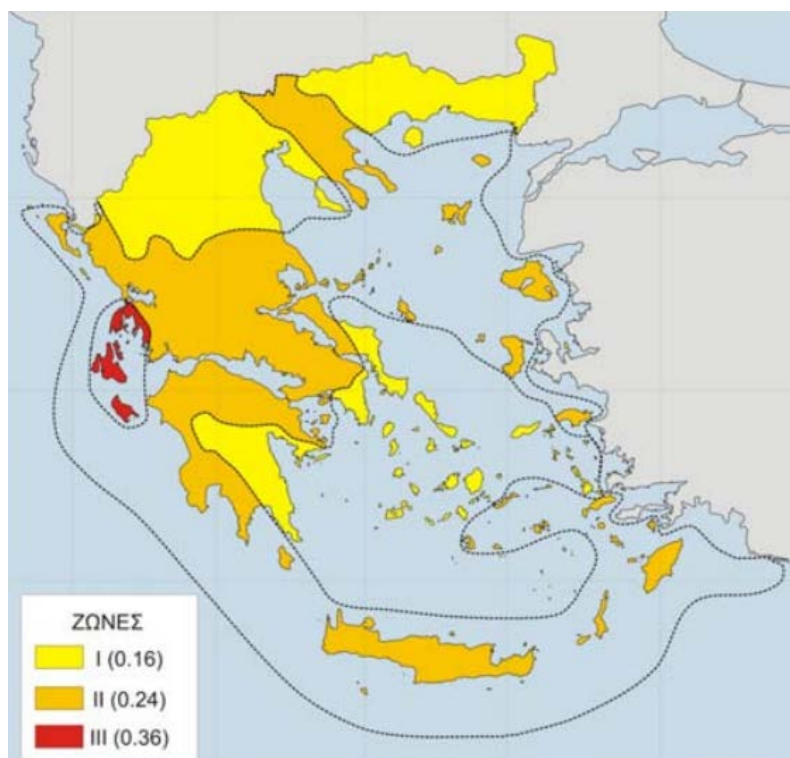
Η τιμή του εκθέτη, k , εξαρτάται από την σεισμικότητα, αλλά λαμβάνεται κατά προσέγγιση ίση με 3.



Σχήμα 2.33 Καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας για την Αθηνά και την Κεφαλονιά
(Πηγή Πρόγραμμα SHARE, <http://www.share-eu.org/>)

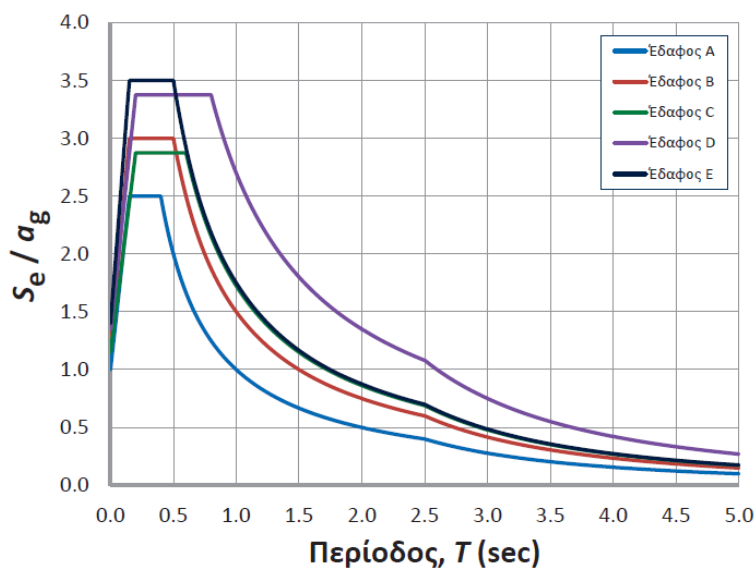
Πίνακας 2.6 Τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR}
Z1 (I)	0.16 g
Z2 (II)	0.24 g
Z3 (III)	0.36 g

**Σχήμα 2.34** Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας για τον Ελλαδικό χώρο.

Πίνακας 2.7 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων και ο αντίστοιχος συντελεστής σπουδαιότητας γ_I .

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Περιγραφή κατηγορίας σπουδαιότητας	γ_I
Σ_1 (I)	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κτλ.	0.85
Σ_2 (II)	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.	1.00
Σ_3 (III)	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ωρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίας) κτλ.	1.15
Σ_4 (IV)	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κτλ.).	1.30



Σχήμα 2.35 Ελαστικό Φάσμα Τύπου Ι για διάφορες κατηγορίες εδάφους (απόσβεση 5%, για μέγιστη επιτάχυνση στο βράχο 1g).

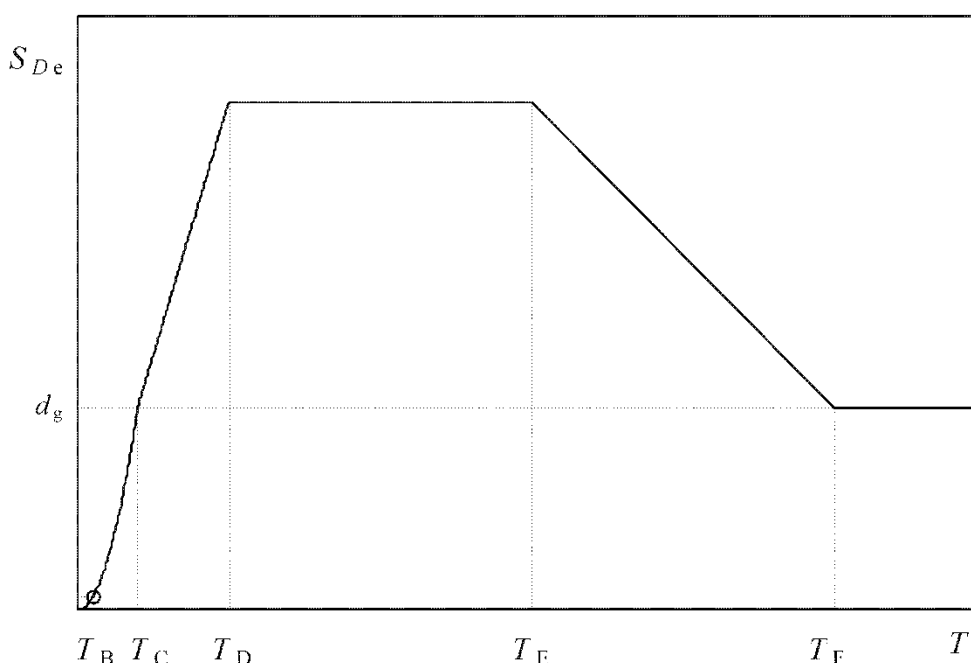
2.7.2 Ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακίνησης -Εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακίνησης, $S_{De}(T)$, θα λαμβάνεται από άμεση μετατροπή του φάσματος ελαστικής απόκρισης επιτάχυνσης, $S_e(T)$, χρησιμοποιώντας την ακόλουθη έκφραση:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (2.26)$$

Η παραπάνω έκφραση (2.26) πρέπει κανονικά να εφαρμόζεται για περιόδους ταλάντωσης που δεν υπερβαίνουν τα 4.0 sec.

Η μορφή του φάσματος απόκρισης μετακίνησης, $S_{De}(T)$, φαίνεται στο Σχήμα 2.36.



Σχήμα 2.36 Ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακίνησης.

Οι τιμές των περιόδων T_E και T_F λαμβάνονται από τον πίνακα 2.8.

Μέχρι την οριακή περίοδο T_E , οι τεταγμένες του φάσματος λαμβάνονται από τις εκφράσεις (2.14)-(2.17), μετατρέποντας το $S_e(T)$ σε $S_{De}(T)$ μέσω της έκφρασης (2.26). Για ιδιοπεριόδους ταλάντωσης πέραν της T_E , οι τεταγμένες του ελαστικού φάσματος απόκρισης μετακίνησης λαμβάνονται από τις εκφράσεις (27) και (2.28).

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[2,5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right] \quad (2.27)$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g \quad (2.28)$$

Η εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού d_g , που αντιστοιχεί στην εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, μπορεί να υπολογιστεί με τη χρήση της ακόλουθης έκφρασης:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (2.29)$$

Πίνακας 2.8 Πρόσθετες οριακές περιόδους για φάσμα μετακίνησης Τύπου 1.

Εδαφικός τύπος	T_E (s)	T_F (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

2.7.3 Ελαστικό φάσμα απόκρισης στη κατακόρυφη διεύθυνση κατά EC8

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης $S_{ve}(T)$, που ορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_{ve} = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.30)$$

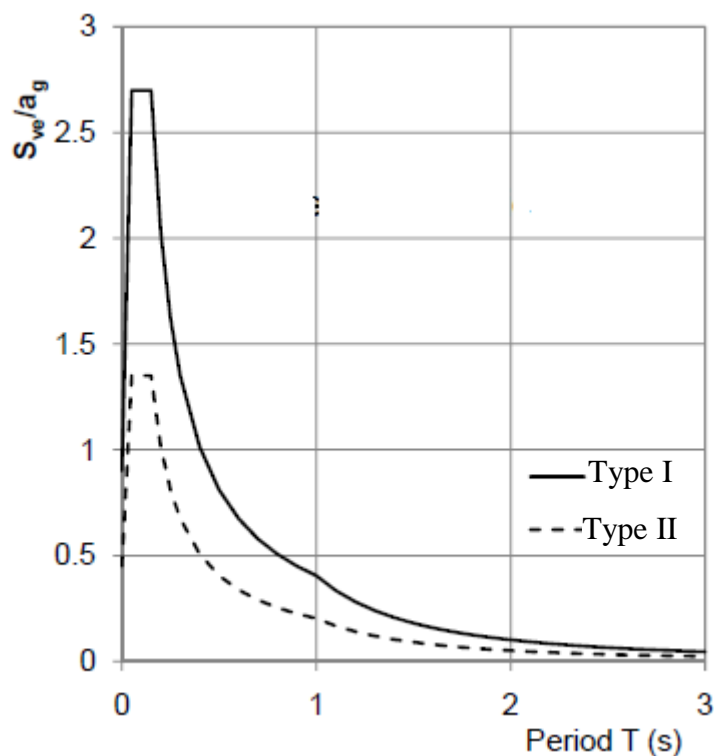
$$S_{ve} = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.31)$$

$$S_{ve} = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.32)$$

$$S_{ve} = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec} \quad (2.33)$$

Πίνακας 2.8: Προτεινόμενες τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν το ελαστικό φάσμα απόκρισης κατά την κατακόρυφη διεύθυνση.

Φάσμα	a_{vg}/a_g	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
Τύπος I	0.90	0.05	0.15	1.0
Τύπος II	0.45	0.05	0.15	1.0



Σχήμα 2.37 Ελαστικό φάσμα απόκρισης στην κατακόρυφη διεύθυνση.

Τοπογραφική ενίσχυση

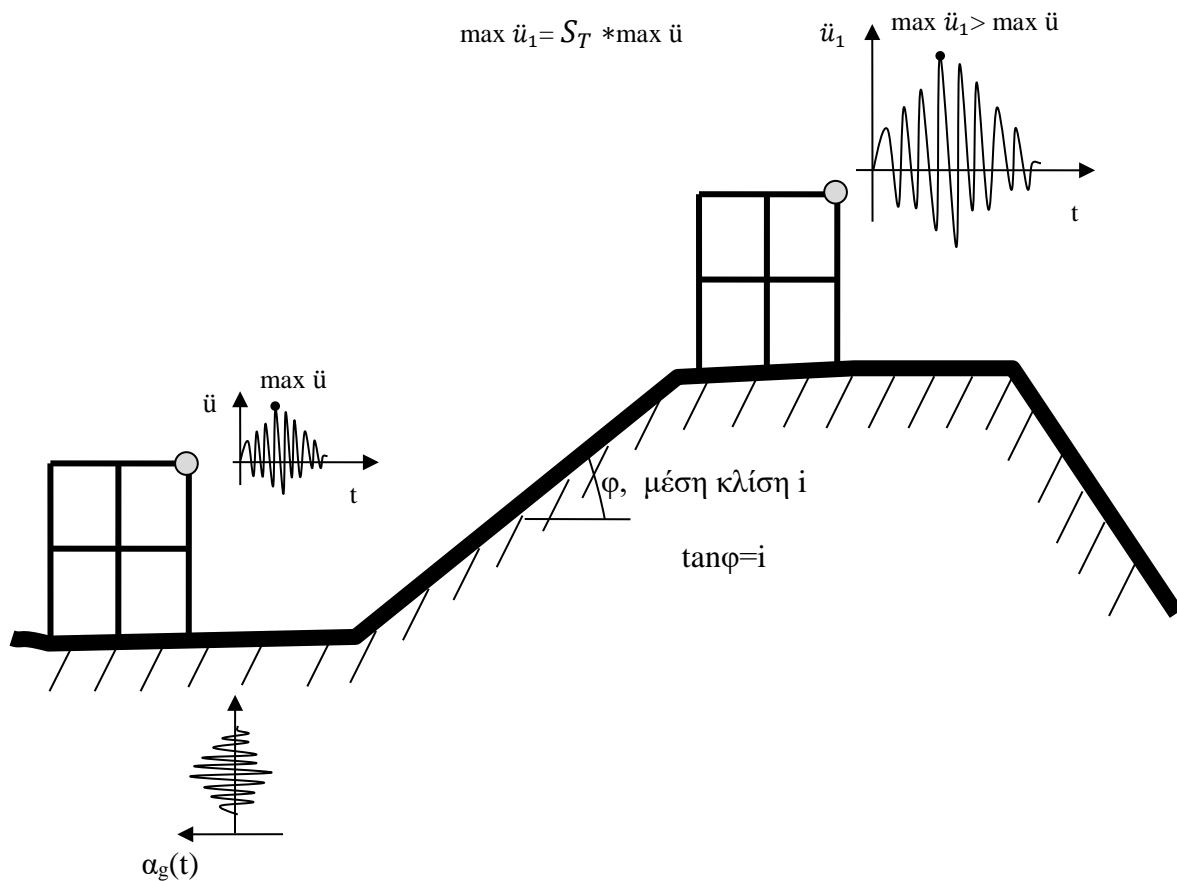
Η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης επηρεάζεται από το γεωγραφικό ανάγλυφο. Το φαινόμενο αυτό λέγεται τοπογραφική ενίσχυση και φαίνεται στο σχήμα 2.38.

Η τοπογραφική ενίσχυση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για κατασκευές με σπουδαιότητα $\gamma_I > 1$.

Η τοπογραφική ενίσχυση συμβαίνει ιδιαίτερα σε περιπτώσεις κορυφών πρανών και λόφων ύψους μεγαλύτερου των 30m.

Η τοπογραφική ενίσχυση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή μεγέθυνσης S_T , με τον οποίο πολλαπλασιάζονται οι φασματικές τιμές σύμφωνα με τη σχέση (2.34).

$$S'_e = S_e \cdot S_T \quad (2.34)$$



Σχήμα 2.38 Επίδραση της τοπογραφικής ενίσχυσης.

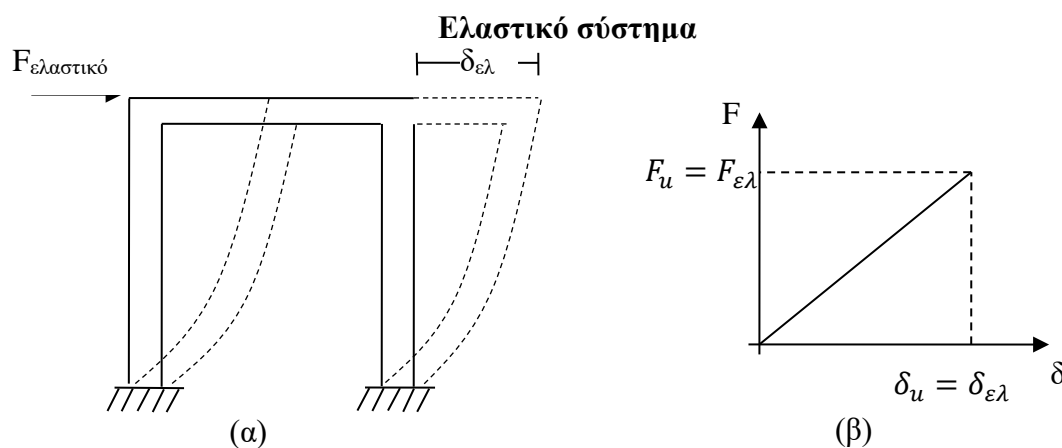
Ο συντελεστής μεγέθυνσης τοπογραφικής ενίσχυσης, S_T , εξαρτάται από την κλίση του πρανούς και οι τιμές του ανάλογα με την κλίση δίνονται στον πίνακα 2.9.

Πίνακας 2.9 Συντελεστής μεγέθυνσης τοπογραφικής ενίσχυσης, S_T .

A/A	Περιγραφή	Μέση κλίση	S_T
1	Μεμονωμένοι λόφοι και πρανή	$i < 15^\circ$	1.00
		$i > 15^\circ$	≥ 1.20
2	“Κορυφογραμμές” με πλάτος στέψης σημαντικά μικρότερο από το πλάτος βάσης	$i < 15^\circ$	1.00
		$15^\circ < i < 30^\circ$	≥ 1.20
		$i > 30^\circ$	≥ 1.40
3	Περίπτωση 1 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	$i < 15^\circ$	1.00
		$i > 15^\circ$	≥ 1.44
4	Περίπτωση 2 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	$i < 15^\circ$	≥ 1.00
		$15^\circ < i < 30^\circ$	≥ 1.44
		$i > 30^\circ$	≥ 1.68

2.8 Ελαστική – Ανελαστική συμπεριφορά

Σ' ένα μονώροφο κτίριο επιβάλλεται οριζόντιο φορτίο και υπολογίζεται η μετακίνηση της κορυφής του. Αν αποτυπωθούν σε ένα διάγραμμα τα ζεύγη δύναμης και της αντίστοιχης μετακίνησης τότε θα προκύψει η γραφική παράσταση που φαίνεται στο σχήμα 2.39 (β). Φαίνεται ότι η κατασκευή με τη αύξηση της δύναμης παραμορφώνεται με σταθερή αντίσταση και χωρίς να παρουσιάζει ζημιά. Αυτό ισχύει μέχρι η δύναμη να φτάσει σε κάποιο όριο, $F_{ελ}$, και αντίστοιχα η μετακίνηση γίνει $\delta_{ελ}$. Μετά από αυτό το όριο αν αυξηθεί λίγο ακόμη η δύναμη, η κατασκευή θα χάσει την αντίστασή της και την αντοχή της και θα καταρρεύσει ακαριαία, (ψαθυρή αστοχία). Η παραπάνω συμπεριφορά της κατασκευής χαρακτηρίζεται και ως ελαστική συμπεριφορά.

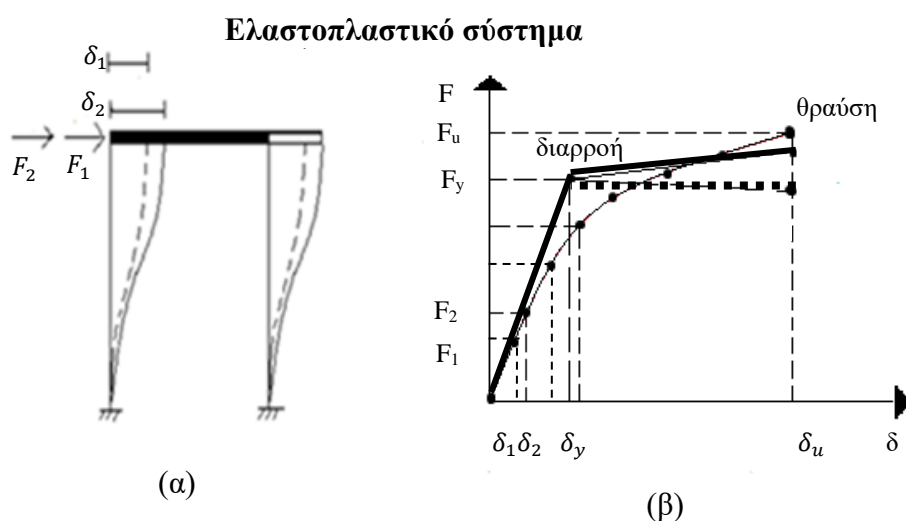


Σχήμα 2.39 Στάδια παραμόρφωσης ελαστικής συμπεριφοράς.

Στην πραγματικότητα, αν γίνει ένα πείραμα σε μια κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα η συμπεριφορά που θα παρατηρηθεί είναι η ακόλουθη: Στην αρχή για την ίδια αύξηση της δύναμης έχουμε ίδια αύξηση της μετακίνησης, δηλαδή, όπως προηγούμενα, η κατασκευή με την αύξηση της δύναμης παραμορφώνεται με σταθερή αντίσταση και χωρίς να παρουσιάζονται ζημιές. Στη συνέχεια ανοίγουν ρωγμές στα υποστρώματα και ο οπλισμός μέσα τους αρχίζει να διαρρέει και τότε η αντίσταση (στιβαρότητα, δυσκαμψία) τους μειώνεται. Για την ίδια αύξηση της δύναμης με πριν έχουμε μεγαλύτερες μετακινήσεις και η καμπύλη που αποτυπώνει τη δύναμη με τη μετακίνηση παύει να είναι ευθεία και καμπυλώνεται. Σε κάποια τιμή της δύναμης ο φορέας σπάει, θραύεται και καταρρέει. Αυτή η συμπεριφορά αποτυπώνεται στο σχήμα 2.40 (β) με την καμπύλη γραμμή με τα σημεία.

Η παρακάτω συμπεριφορά (καμπύλη γραμμή με τα σημεία) μπορεί να προσομοιωθεί με κάποιο άλλο τρόπο. Αρχικά με μια ευθεία με ίδια δυσκαμψία με την αρχική δυσκαμψία του συστήματος (δυσκαμψία = κλίση διαγράμματος) και στη συνέχεια με μια μειωμένη δυσκαμψία, σε σχέση με την αρχική. Αυτή η προσομοίωση λέγεται ελαστική – κρατυνόμενη συμπεριφορά και απεικονίζεται με τη συνεχόμενη γραμμή στο σχήμα 2.40 (β). Η αντοχή τη στιγμή που αλλάζει η δυσκαμψία λέγεται αντοχή διαρροής, F_y , και η αντίστοιχη μετακίνηση, μετακίνηση διαρροής, δ_y . Τη στιγμή της θραύσης, η αντοχή ονομάζεται οριακή αντοχή ή

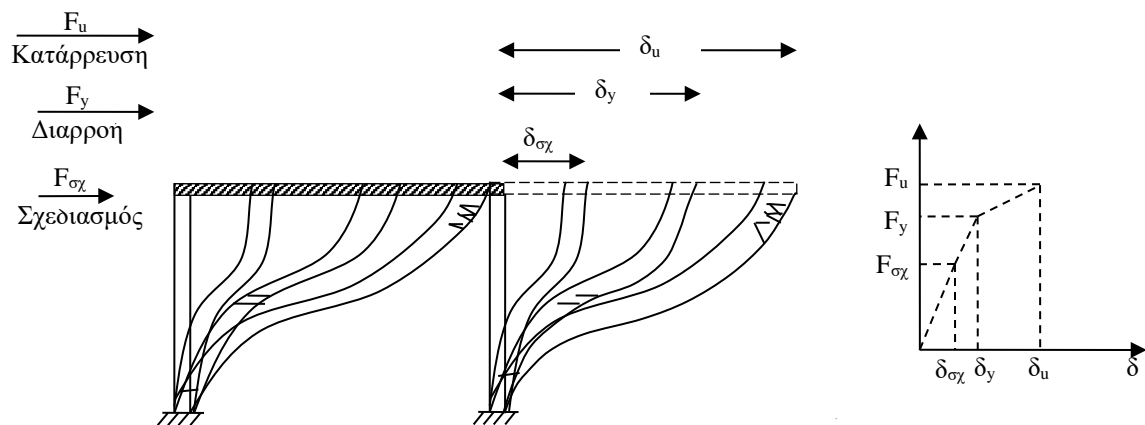
αντοχή θραύσης, F_u , και η αντίστοιχη μετακίνηση, μετακίνηση αντοχής ή μετακίνηση θραύσης, δ_u .



Σχήμα 2.40 Πραγματική συμπεριφορά, ελαστική κρατυνόμενη και ελαστική τελείως πλαστική συμπεριφορά.

Τέλος, μπορεί να επιτευχθεί ακόμη πιο απλοποιημένη προσομοίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής. Αρχικά όπως πριν έχουμε μια ευθεία με ίδια δυσκαμψία με την αρχική δυσκαμψία της κατασκευής, μέχρι τη διαρροή της κατασκευής. Στη συνέχεια η δυσκαμψία μηδενίζεται και η κατασκευή παραμορφώνεται, χωρίς να μειώνεται η αντοχή της, ώσπου να "σπάσει", να αστοχήσει και να καταρρεύσει. Αυτή η πιο απλοποιημένη συμπεριφορά φαίνεται με διακεκομμένη γραμμή στο σχήμα 2.40 (β) και ονομάζεται ελαστική τελείως πλαστική συμπεριφορά.

Οι κατασκευές σχεδιάζονται έτσι ώστε να μπορούν να αντισταθούν για ένα οριζόντιο φορτίο σχεδιασμού, $F_{σχ}$. Όμως λόγω των συντελεστών ασφαλείας για τις δράσεις και τις αντοχές, λόγω των ελάχιστων απαιτήσεων οπλισμών και λόγω του γεγονότος ότι επιλέγεται πάντα οπλισμός παραπάνω από τον απαιτούμενο (ή αν πρόκειται για μεταλλική κατασκευή επιλέγεται μια διατομή παραπάνω από την απαιτούμενη) η κατασκευή δεν διαρρέει με την επιβολή του φορτίου σχεδιασμού, $F_{σχ}$, αλλά για ένα φορτίο λίγο μεγαλύτερο από το φορτίο σχεδιασμού το οποίο ονομάζεται φορτίο διαρροής, F_y , βλέπε σχήμα 2.41. Στη συνέχεια η κατασκευή σχεδιάζεται έτσι ώστε με την επιβολή του φορτίου να έχει την ικανότητα να παραμορφώνεται χωρίς να χάνει την αντοχή της μέχρι ενός οριακού σημείου όπου καταρρέει (F_u, δ_u). Αυτή η ικανότητα να παραμορφώνεται η κατασκευή χωρίς να χάνει την αντοχή της και να απορροφά ενέργεια λέγεται πλαστιμότητα.



Σχήμα 2.41 Στάδια παραμόρφωσης ανελαστικής συμπεριφοράς.

Ο λόγος της μετακίνησης της αστοχίας προς τη μετακίνηση διαρροής αποτελεί τη μαθηματική έκφραση της πλαστιμότητας, μ . Η πλαστιμότητα εκφράζει την ικανότητα να παραμορφώνεται ο φορέας και να απορροφά ενέργεια χωρίς να μειώνεται η αντοχή του.

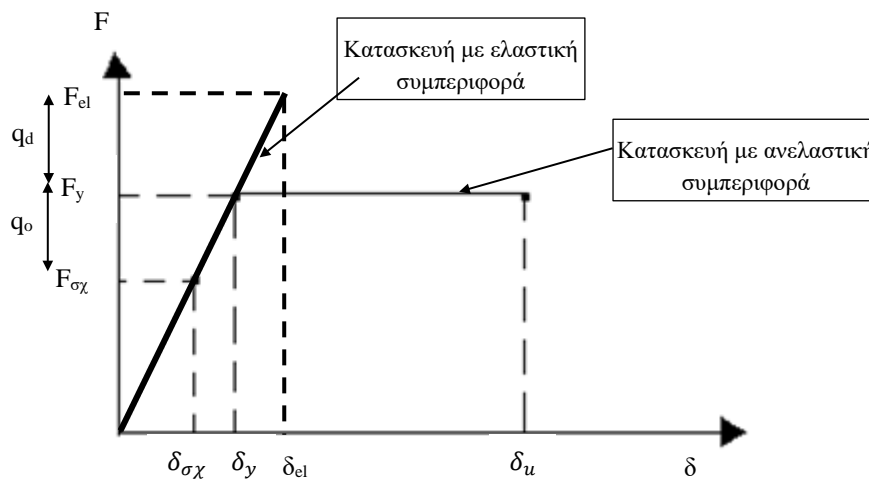
$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \tag{2.35}$$

Όταν σχεδιάζεται μια κατασκευή για μια οριζόντια δύναμη, $F_{σχ}$, τότε λόγω διάφορων παραγόντων (συντελεστές ασφάλειας, ελάχιστες απαιτήσεις οπλισμών με τις οποίες επιλέγεται μεγαλύτερος οπλισμός από αυτόν που πραγματικά απαιτείται, κβαντισμός οπλισμού κτλ.) η αντοχή διαρροής είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σχεδιασμού, $F_{σχ}$, ο λόγος $\frac{F_y}{F_{σχ}}$ ονομάζεται υπεραντοχή, q_0 και φαίνεται στο σχήμα 2.42.

$$q_0 = \frac{F_y}{F_{σχ}} \tag{2.36}$$

Ο λόγος του μέγιστου φορτίου της ελαστικής κατασκευής, $F_{ελ}$, προς το φορτίο διαρροής της κατασκευής, F_y , είναι ο συντελεστής q_d .

$$q_d = \frac{F_{ελ}}{F_y} \tag{2.37}$$



Σχήμα 2.42 Αντοχή σχεδιασμού και διαρροής μιας κατασκευής

Έστω δυο κατασκευές, η μία με πολύ μεγάλη αντοχή και συμπεριφέρεται ελαστικά και η άλλη με μικρότερη αντοχή και ελαστοπλαστική συμπεριφορά. Οι δυο κατασκευές έχουν την ίδια αρχική δυσκαμψία και ίδια ιδιοπερίοδο. Η μια κατασκευή αποκρίνεται ελαστικά ενώ η άλλη ελαστοπλαστικά. Οι κατασκευές διεγείρονται με τον ίδιο σεισμό και υπολογίζονται οι μετακινήσεις στην κορυφή. Αν η ιδιοπερίοδος των κατασκευών είναι μεγαλύτερη από 0,5 sec, τότε οι δυο κατασκευές θα έχουν την ίδια μέγιστη μετακίνηση. Αν οι κατασκευές έχουν ιδιοπερίοδο $T < 0,5$ sec, τότε η κατασκευή με ελαστοπλαστική συμπεριφορά, θα έχει μεγαλύτερη μετακίνηση. (βλέπε σχήμα 2.43). Όμως, η ενέργεια της κατασκευής που συμπεριφέρεται ελαστικά θα είναι ίση με την ενέργεια της κατασκευής που συμπεριφέρεται ελαστοπλαστικά.

Ο λόγος του μέγιστου φορτίου της ελαστικής κατασκευής, $F_{ελ}$, προς το φορτίο σχεδιασμού της ελαστοπλαστικής κατασκευής, $F_{\sigma\chi}$, ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς q .

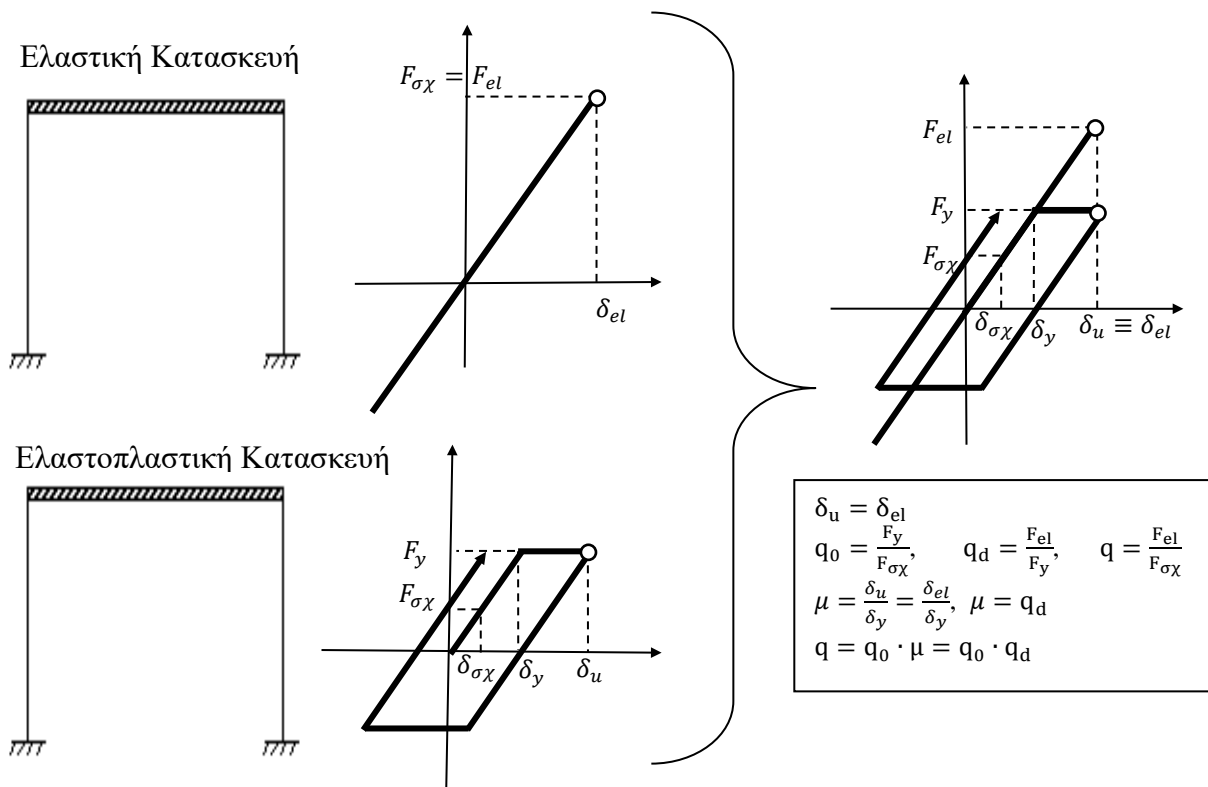
$$q = \frac{F_{ελ}}{F_{\sigma\chi}} \quad (2.38)$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q συνδέεται με την υπεραντοχή q_0 και τον συντελεστή q_d ως εξής:

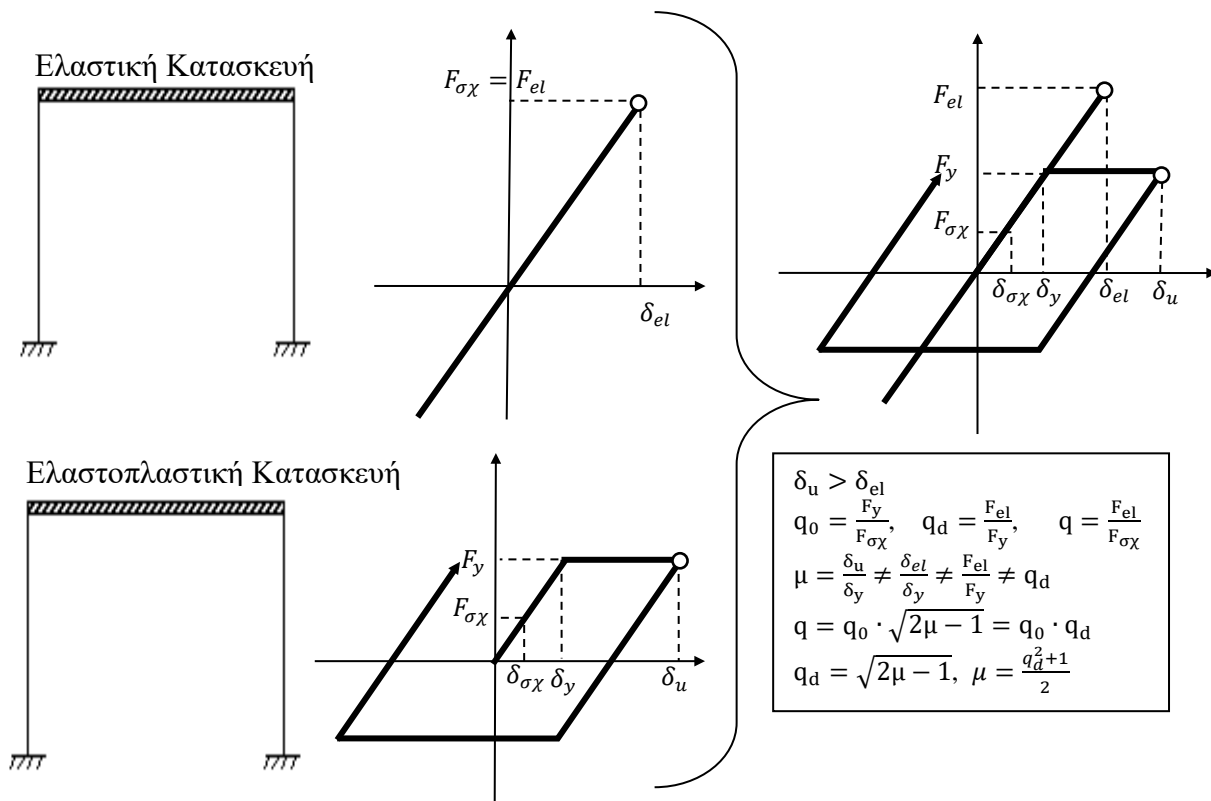
$$q = \frac{F_{ελ}}{F_{\sigma\chi}} = \frac{F_{ελ}}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_{\sigma\chi}} = q_0 \cdot q_d \quad (2.39)$$

Οι σχέσεις που συνδέουν την πλαστιμότητα, μ , το συντελεστής συμπεριφοράς, q , την υπεραντοχή, q_0 εξαρτώνται από αν την ιδιοπερίοδο του συστήματος και φαίνονται στο σχήμα 2.43.

(α) Ίσες μετακινήσεις (T > 0.5 sec)



(β) Ίσες ενέργειες T < 0,5 sec



Σχήμα 2.43 Σχέσεις μεταξύ ελαστικής και ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών.

Όταν λέγεται ότι μια κατασκευή συμπεριφέρεται ελαστικά σημαίνει ότι η δυσκαμψία (αντίσταση) της κατασκευής είναι ίδια κατά τη διάρκεια της φόρτισης και δεν μεταβάλλεται. Δηλαδή η δυσκαμψία της παραμένει σταθερή. Η εξίσωση κίνησης που περιγράφει την ελαστική συμπεριφορά είναι:

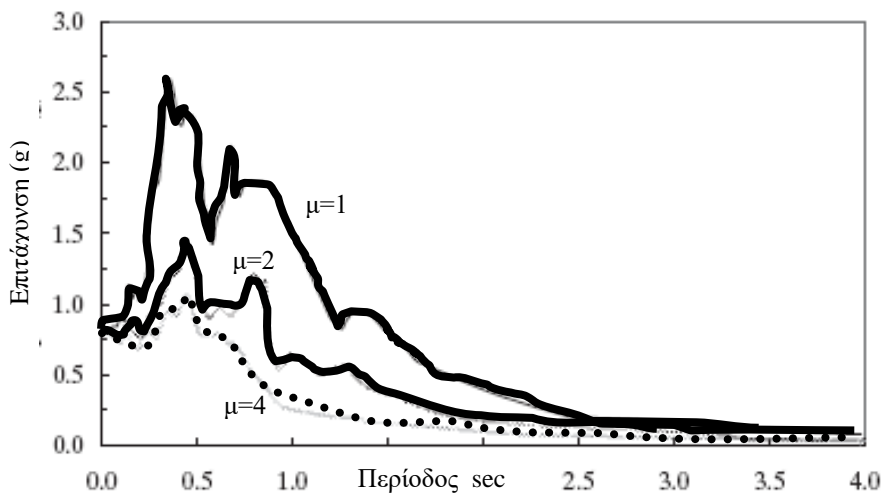
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + Ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.40)$$

Επιλύεται αυτή την εξίσωση για διαφορετικά μονοβάθμια συστήματα, (διαφορετικά, m , k άρα διαφορετικές ιδιοπερίοδοι, T , δηλαδή για διαφορετικά μονώροφα κτήρια), και για τον ίδιο σεισμό κάθε φορά. Για κάθε επίλυση από την χρονοιστορία της απόκρισης λαμβάνεται η μέγιστη τιμή της απόκρισης (μετακίνηση, ταχύτητα, επιτάχυνση). Με βάση τα ζεύγη ιδιοπεριόδου και μέγιστης τιμής της απόκρισης κατασκευάζεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης (μετακίνηση, ταχύτητα, επιτάχυνση) για τον συγκεκριμένο σεισμό. Αυτά είναι τα φάσματα που αναπτύχθηκαν στην ενότητα 2.6.

Όταν λέγεται ότι μια κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά σημαίνει ότι η δυσκαμψία (αντίσταση) της κατασκευής μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια της φόρτισης. Δηλαδή η δυσκαμψία αλλάζει και δεν παραμένει σταθερή σε σχέση με τη μετακίνηση της κατασκευής. Αν ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών τότε η εξίσωση κίνησης της κατασκευής είναι η ακόλουθη:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + K(u)u = -m\ddot{u}_g \quad (2.41)$$

Με βάση την εξίσωση κίνησης για ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής και για κάποιο λόγο πλαστιμότητας, μ , μπορεί να κατασκευαστεί το ανελαστικό φάσμα απόκρισης για κάποιον συγκεκριμένο σεισμό. Τέτοια φάσματα φαίνονται στο παρακάτω σχήμα 2.44.



Σχήμα 2.44 Ελαστικό ($\mu=1$) και ανελαστικά φάσματα απόκρισης για διάφορους λόγους πλαστιμότητας, μ , για το σεισμό του Kobe, (Ιαπωνία, 1995).

Για να αποφευχθεί η ακριβής επίλυση της μη γραμμικής διαφορικής εξίσωσης (2.41) που εκφράζει την ανελαστική συμπεριφορά σε σεισμική καταπόνηση επιλέγεται να γίνει ελαστική ανάλυση βασισμένη σε ανελαστικά φάσματα σχεδιασμού. Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών χρησιμοποιείται ένα ομαλοποιημένο φάσμα σχεδιασμού. Αυτό το φάσμα λαμβάνει υπόψη την σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής που θα

κατασκευαστεί το έργο, τα χαρακτηριστικά του εδάφους πάνω στο οποίο θα θεμελιωθεί η κατασκευή, το υλικό της κατασκευής και την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Ο Ευρωκώδικας 8 προτείνει το παρακάτω ανελαστικό φάσμα ή φάσμα σχεδιασμού.

2.9 Φάσμα σχεδιασμού κατά EC8

2.9.1 Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση κατά EC8

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 για την οριζόντια συνιστώσα οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού σε κάθε περιοχή είναι:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.42)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.43)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.44)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4sec \quad (2.45)$$

Όπου:

a_g, S, T_B, T_C and T_D Ίδια όπως ορίζονται για το ελαστικό φάσμα.

$S_d(T)$ Επιτάχυνση σχεδιασμού.

q Ο συντελεστής συμπεριφοράς.

β Ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που αποδίδεται στο συντελεστή β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή είναι 0.2.

2.9.2 Συντελεστής συμπεριφοράς, q σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα Ο/Σ

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , περιέχουν και την επιρροή συντελεστή απόσβεσης διάφορου του 5%. Γι' αυτό δεν εμφανίζεται ο συντελεστής απόσβεσης, η . Ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής, q , μπορεί να είναι διαφορετικός στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q δίνεται ως εξής:

$$q = K_w \cdot q_0 \quad (2.46)$$

Η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , δίνεται στον EC8 και υπολογίζεται με τη βοήθεια του πίνακα 2.10.

Πίνακας 2.10 Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , για συστήματα κανονικά σε όψη.

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

Τα κτίρια κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας: Κατηγορίας Πλαστιμότητας Μέση, ΚΠΜ και Κατηγορίας Πλαστιμότητας Υψηλή, ΚΠΥ, ανάλογα με την ικανότητα υστερητικής απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν. (Στον κανονισμό υπάρχει και η κατηγορία πλαστιμότητας χαμηλή, ΚΠΧ, αλλά δεν εφαρμόζεται στην ελληνική επικράτεια). Και οι δύο κατηγορίες, ΚΠΜ και ΚΠΥ, αντιστοιχούν σε κτίρια που σχεδιάζονται, διαστασιολογούνται και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται σύμφωνα με ειδικές αντισεισμικές διατάξεις που δίνουν τη δυνατότητα στο φορέα να αναπτύξει ευσταθείς πλαστικούς μηχανισμούς που συνοδεύονται από μεγάλη απόδοση υστερητικής ενέργειας υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση χωρίς να υποστεί ψαθυρές αστοχίες. Για την παροχή του κατάλληλου επιπέδου πλαστιμότητας στις κατηγορίες πλαστιμότητας μέση και υψηλή, πρέπει να ικανοποιούνται οι ειδικές διατάξεις για κάθε κατηγορία.

Για κτίρια μη κανονικά σε όψη, η τιμή του q_0 πρέπει να μειώνεται κατά 20%.

Τα α_1 και α_u ορίζονται ως εξής:

- α_1 είναι η τιμή με την οποίαν πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε για πρώτη φορά η καμπτική καταπόνηση να γίνει ίση με την καμπτική αντοχή σε οποιοδήποτε στοιχείο στον φορέα, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές.
- α_u είναι η τιμή με την οποίαν πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού για να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις ώστε να σχηματιστεί πλήρως πλαστικός μηχανισμός, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές. Ο συντελεστής α_u μπορεί να υπολογιστεί από μη-γραμμική στατική γενική ανάλυση.

Όταν ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής α_u/α_1 δεν έχει υπολογιστεί με ειδικό υπολογισμό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες προσεγγιστικές τιμές α_u/α_1 για κτίρια κανονικά σε κάτοψη.

α) Πλαισιωτά συστήματα ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα.

- Μονώροφα κτίρια: $\alpha_u/\alpha_1=1.1$.

- Πολυώροφα δίστυλα πλαισιωτά κτίρια: $\alpha_w/\alpha_1=1.2$.
- Πολυώροφα πολύστυλα πλαισιωτά κτίρια ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα: $\alpha_w/\alpha_1=1.3$.

β) Συστήματα τοιχωμάτων ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα.

- Συστήματα τοιχωμάτων με μόνον δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση: $\alpha_w/\alpha_1=1.0$.
- Άλλα συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων: $\alpha_w/\alpha_1=1.1$.
- Ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα ή συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων: $\alpha_w/\alpha_1=1.2$.

Για κτίρια που δεν είναι κανονικά σε κάτοψη, η προσεγγιστική τιμή του α_w/α_1 που μπορεί να χρησιμοποιηθεί αν δεν γίνει ειδικός υπολογισμός για την αποτίμησή του είναι ίση με την μέση τιμή μεταξύ του 1.0 και της τιμής που δίνεται παραπάνω.

Υψηλότερες τιμές του α_w/α_1 από αυτές που δίνονται παραπάνω μπορούν να χρησιμοποιηθούν εφόσον επιβεβαιώνονται από μη-γραμμική στατική ανάλυση. Η μέγιστη τιμή του α_w/α_1 που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην μελέτη είναι 1.5, ακόμα και όταν η μη-γραμμική στατική ανάλυση οδηγεί σε υψηλότερες τιμές.

Ο συντελεστής, k_w , που εκφράζει την κυρίαρχη μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα θα λαμβάνεται ως εξής:

$$k_w = \left. \begin{array}{l} 1.00, \text{ για πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά συστήματα τοιχωμάτων} \\ (1 + \alpha_o) / 3 \leq 1, \text{ αλλά όχι μικρότερη από } 0,5, \text{ για συστήματα τοιχωμάτων,} \\ \text{ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα και στρεπτικά εύστρεπτα} \\ \text{συστήματα} \end{array} \right\} \quad (2.47)$$

όπου α_o είναι κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος. Εάν οι λόγοι όψεως h_{wi}/l_{wi} όλων των τοιχωμάτων, i , του στατικού συστήματος δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές, η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως α_o μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$\alpha_o = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (2.48)$$

όπου

h_{wi} είναι το ύψος του τοιχώματος i ,

l_{wi} είναι το μήκος της διατομής του τοιχώματος i .

2.9.3 Συντελεστής συμπεριφοράς, q σε μεταλλικές κατασκευές

Ο συντελεστής συμπεριφοράς για τα κτίρια από χάλυβα εξαρτάται από το στατικό τους σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας του κτιρίου. Τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς για τα κτίρια από χάλυβα δίδονται στον πίνακα 2.11 υπό την προϋπόθεση ότι πληρούνται οι κανόνες πλαστιμότητας για μεταλλικές κατασκευές που αναφέρονται στο 5° κεφάλαιο.

Πίνακας 2.11 Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη.

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_v/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_v/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5\alpha_v/\alpha_1$

Εάν το κτήριο δεν είναι κανονικό καθ' ύψος οι παραπάνω τιμές του q , θα πρέπει να μειώνονται κατά 20 %.

Για κτήρια τα οποία είναι κανονικά σε κάτοψη, εάν δεν πραγματοποιηθούν υπολογισμοί για τον προσδιορισμό του α_v/α_1 , μπορούν να χρησιμοποιούνται οι καταχρηστικές τιμές του λόγου α_v/α_1 οι οποίες παρουσιάζονται στα σχήματα 2.45 έως 2.53.

Για κτήρια τα οποία δεν είναι κανονικά σε κάτοψη, η κατά προσέγγιση τιμή του α_v/α_1 η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν δεν πραγματοποιούνται υπολογισμοί για την

αξιολόγησή τους, ισούται με τον μέσο όρο του 1,0 και της τιμής που δίδεται σχήματα 2.45 έως 2.53.

Ο ΕΚ8 επιτρέπει να λαμβάνονται υψηλότερες τιμές του λόγου α_u/α_1 από εκείνες που δίδονται στα σχήματα 2.45 έως 2.53, υπό την προϋπόθεση ότι επιβεβαιώνονται μέσω του υπολογισμού του α_u/α_1 με μη-γραμμική στατική (pushover) ανάλυση του συνόλου της κατασκευής. Η μέγιστη τιμή του λόγου α_u/α_1 η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί κατά τον σχεδιασμό ισούται με 1,6, ακόμα και αν από την μη-γραμμική στατική ανάλυση προκύψουν υψηλότερες τιμές.

Τα κτήρια από χάλυβα κατατάσσονται σε έναν από τους ακόλουθους τύπους στατικών συστημάτων, ανάλογα με τη συμπεριφορά του κυρίως αντισεισμικού τους φορέα υπό σεισμικές δράσεις.

α) Τα **πλαίσια παραλαβής ροπών**, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία δρουν κατά καμπτικό κυρίως τρόπο.

β) Τα **πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα**, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις.

γ) Τα **πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους**, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από αξονικά φορτιζόμενα μέλη, και στα οποία η εκκεντρότητα της διάταξης είναι τέτοια ώστε η ενέργεια να μπορεί να αποσβένεται σε σεισμικούς συνδέσμους είτε μέσω ανακυκλικής κάμψης είτε μέσω ανακυκλικής τέμνουσας.

δ) Τα **συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς**.

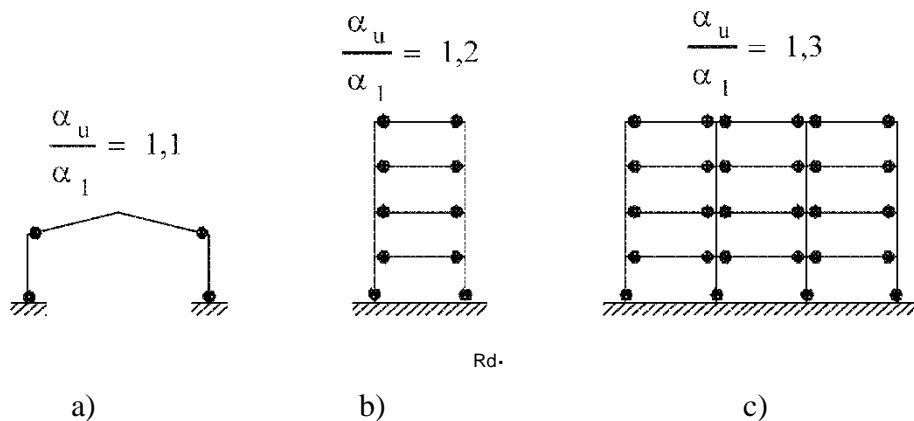
Σύστημα στο οποίο 50% ή περισσότερο της μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους του φορέα, και οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στη βάση των υποστρωμάτων. Μονώροφα πλαίσια στα οποία οι κεφαλές των υποστρωμάτων συνδέονται μεταξύ τους και στις δύο κύριες διευθύνσεις και με τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου να που δεν υπερβαίνει πουθενά το 0,3, δεν ανήκουν σε αυτό το σύστημα.

ε) Τα **συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα**, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από τους πυρήνες ή τα τοιχώματα αυτά.

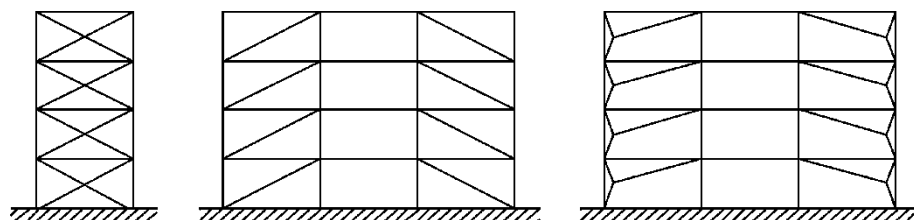
στ) **Πλαίσια παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με έκκεντρους συνδέσμους**.

ζ) **Πλαίσια παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με τοιχοπληρώσεις**.

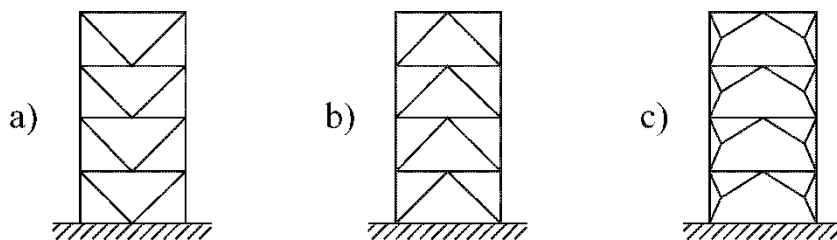
Όλοι οι παραπάνω τύποι στατικών συστημάτων, και οι αντίστοιχοι λόγοι α_u/α_1 φαίνονται στα σχήματα 2.45 έως 2.53.



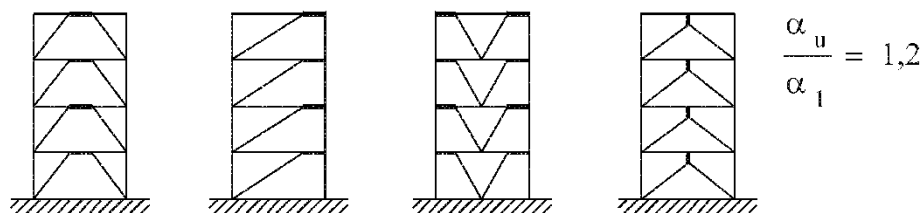
Σχήμα 2.45 Πλαίσια παραλαβής ροπών η απορρόφηση της ενέργειας γίνεται σε δοκούς και στη βάση των υποστυλωμάτων.



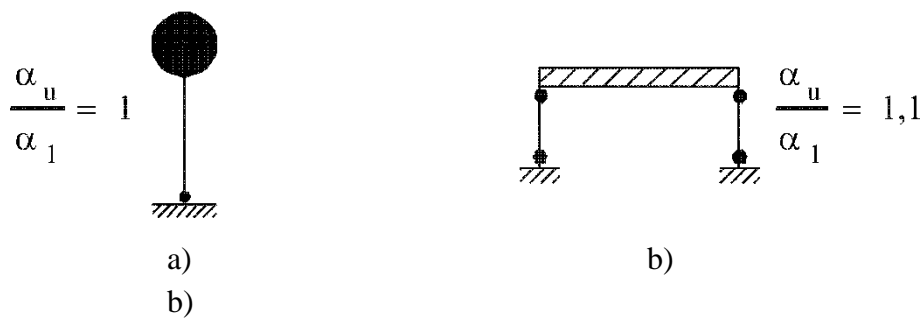
Σχήμα 2.46 Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η απορρόφηση της ενέργειας γίνεται μόνο σε εφελκόμενες διαγώνιους.



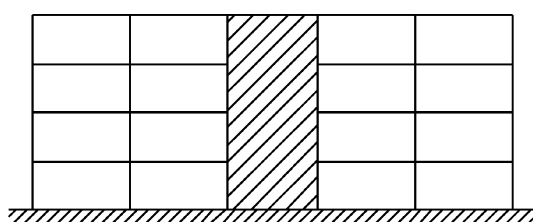
Σχήμα 2.47 Πλαίσια με συνδέσμους μορφής V χωρίς εκκεντρότητα η απορρόφηση της ενέργειας γίνεται σε εφελκόμενες και θλιβόμενες διαγώνιους.



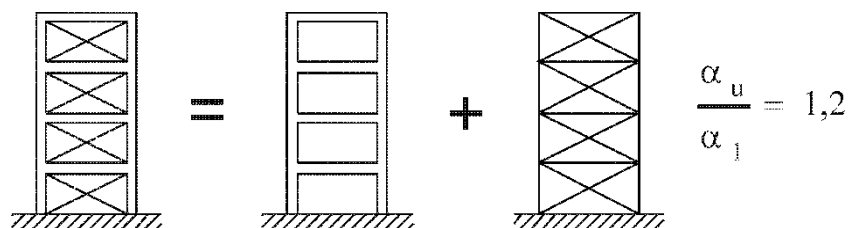
Σχήμα 2.48 Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους η απορρόφηση της ενέργειας γίνεται σε συνδέσμους κάμψης ή τέμνουσας.



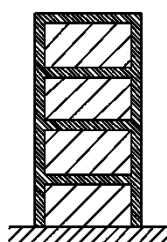
Σχήμα 2.49 Ανεστραμμένο εκκρεμές: α) η απορρόφηση της ενέργειας γίνεται στη βάση υποστυλωμάτων, β) η απορρόφηση της ενέργειας γίνεται σε υποστυλώματα ($N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$).



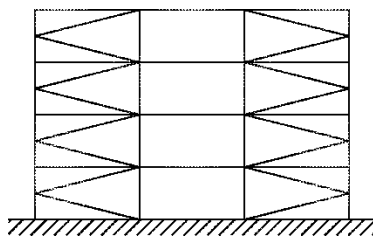
Σχήμα 2.50 Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα.



Σχήμα 2.51 Πλαίσιο παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η απορρόφηση της ενέργειας γίνεται στο πλαίσιο και σε εφελκόμενες διαγώνιους.



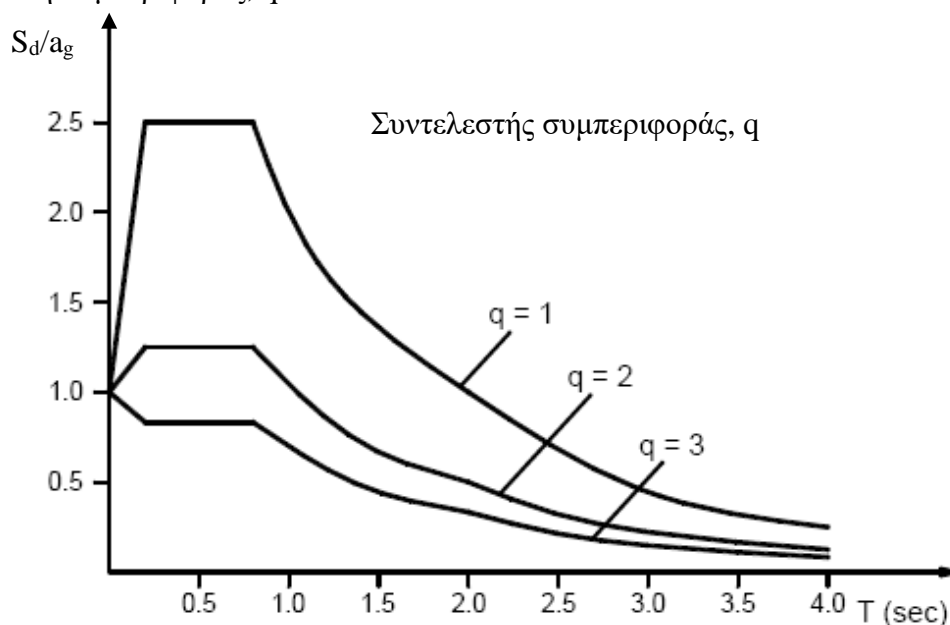
Σχήμα 2.52 Πλαίσιο παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με τοιχοπληρώσεις.



Σχήμα 2.53 Πλαίσιο με συνδέσμους μορφής K (μη-επιτρεπτό).

2.9.4 Ελαστικό φάσμα και ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Αν υπολογιστεί το φάσμα της κατασκευής θεωρώντας ανελαστική συμπεριφορά, τότε αυτό θα διαφέρει από το φάσμα, εάν θεωρηθεί ελαστική συμπεριφορά. Έτσι στο σχήμα 2.54 φαίνεται το ελαστικό φάσμα και το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού για διάφορες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς, q .



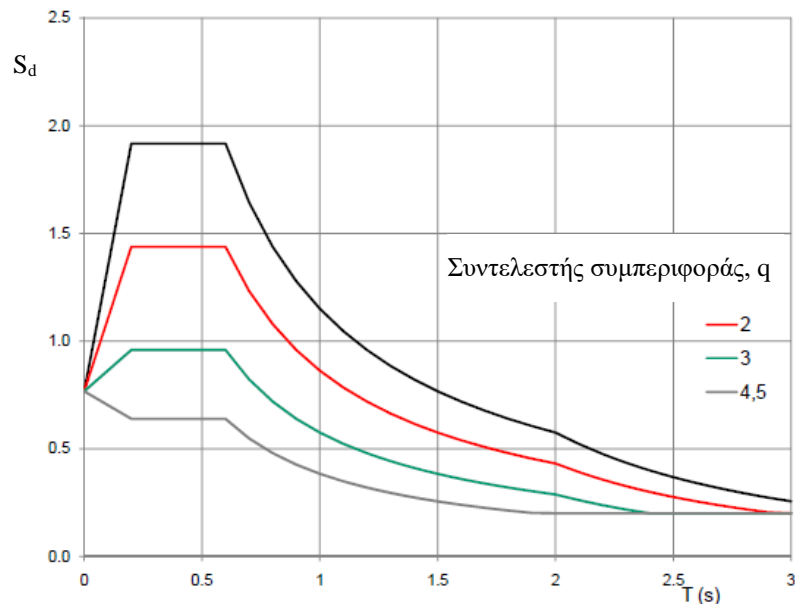
Σχήμα 2.54 Ομαλοποιημένο ελαστικό και ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού για ελαστοπλαστική συμπεριφορά.

2.9.5 Ανελαστικό φάσμα απόκρισης στη κατακόρυφη διεύθυνση κατά EC8

Ο Ευρωκώδικας 8 για την κατακόρυφη διεύθυνση δίνει το φάσμα σχεδιασμού το οποίο προκύπτει από τις παραπάνω σχέσεις (2.42) έως (2.45), με την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση, a_{vg} , να αντικαθιστά την a_g .

Ο συντελεστής εδάφους, S , λαμβάνεται ως ίσος με 1.0. Η τιμή της κατακόρυφης επιτάχυνσης του εδάφους a_{vg} και οι άλλες παράμετροι όπως οι χαρακτηριστικές περιόδους λαμβάνονται όπως στο ελαστικό φάσμα για την κατακόρυφη διεύθυνση και δίδονται από τον πίνακα 2.8.

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης πρέπει εν γένει να επιλέγεται συντελεστής συμπεριφοράς, q , με τιμή έως 1.5 για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα. Η υιοθέτηση τιμών του q μεγαλύτερων από 1.5 στην κατακόρυφη διεύθυνση πρέπει να τεκμηριώνεται από κατάλληλη μελέτη.



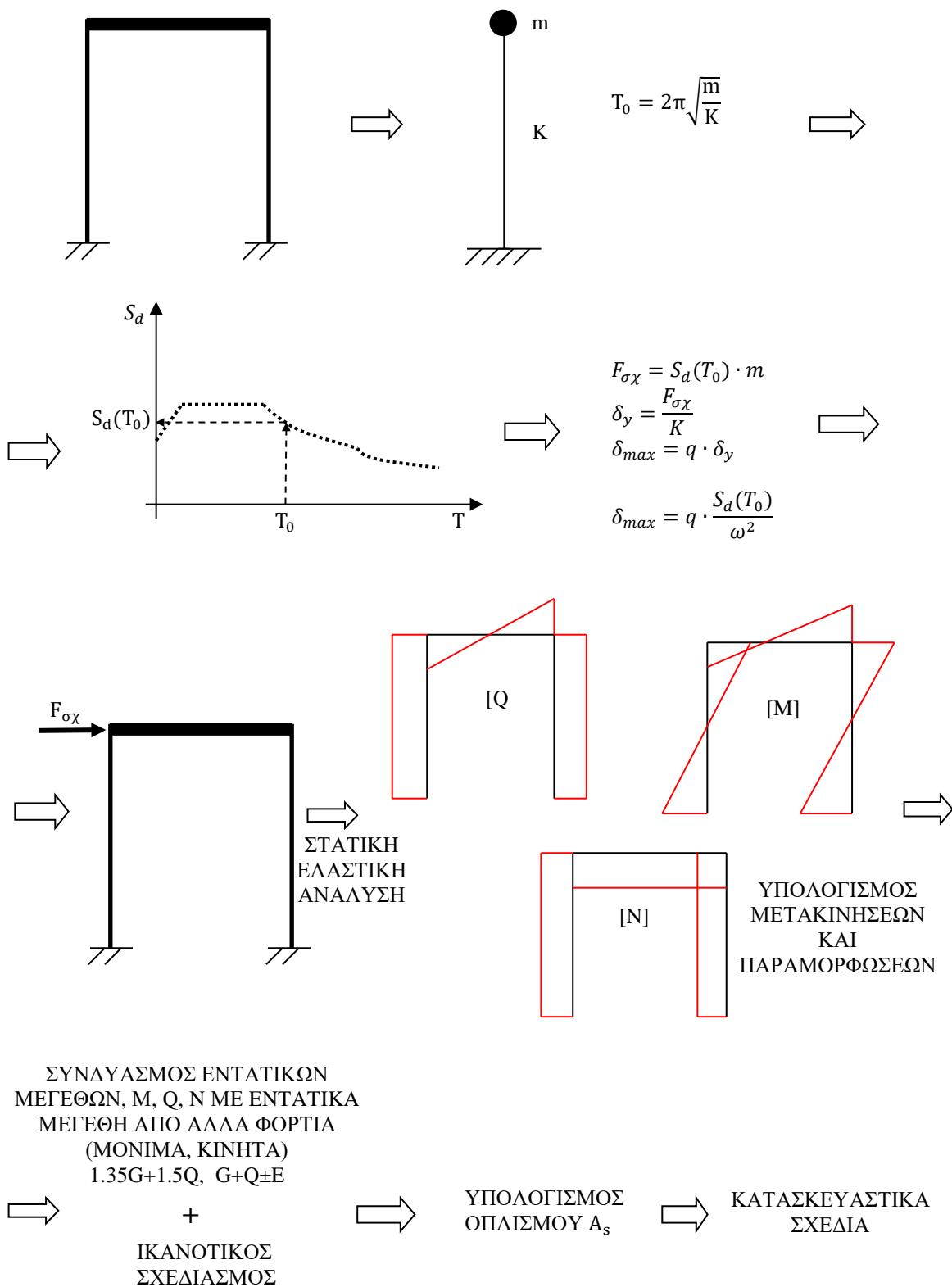
Σχήμα 2.55 Φάσματα σχεδιασμού για διάφορες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς, q .

Κατά τον EC8, σε κτιριακές κατασκευές, η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, a_{vg} , είναι μεγαλύτερη από 0.25g (δηλαδή στη Ζώνη Επικινδυνότητας Z3, καθώς και στην Z2 αλλά μόνο για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV) αλλά και πάλι μόνο στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Για (σχεδόν) οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20 m.
- Για (σχεδόν) οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5 m.
- Για (σχεδόν) οριζόντια προεντεταμένα μέλη.
- Για δοκούς που στηρίζουν φυτευτά υποστυλώματα.
- Σε κτίρια με σεισμική μόνωση.

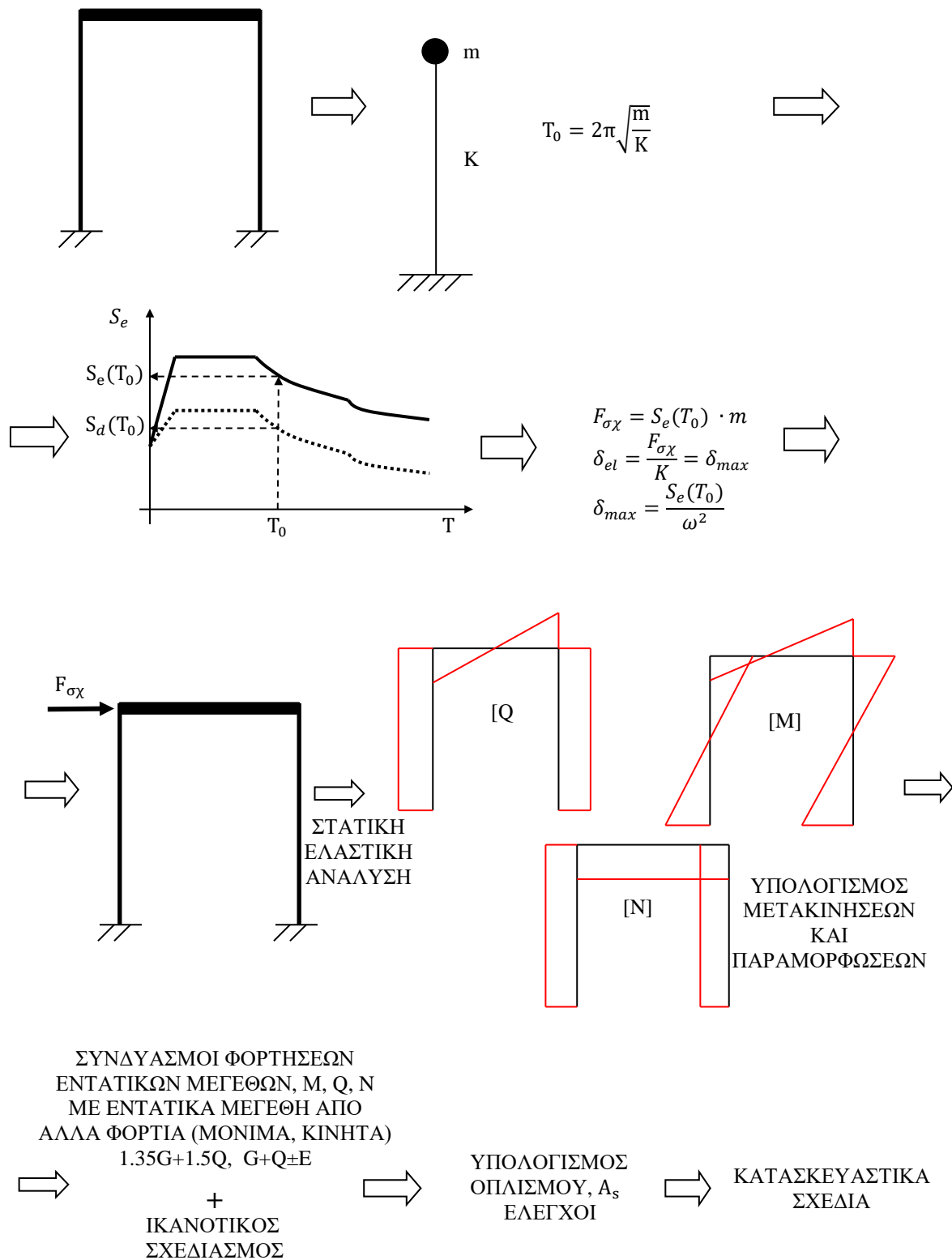
2.10 Βήματα σχεδιασμού για σεισμική καταπόνηση

Μια απλοποιημένη διαδικασία σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας των κατασκευών που υπόκεινται σε σεισμική δράση και μπορούν να προσομοιωθούν ως μονοβάθμια συστήματα (μονώροφα πλαίσια με δύσκαμπτα ζυγώματα, μονώροφο κτίριο με πλάκα που λειτουργεί ως διάφραγμα) φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 2.56.



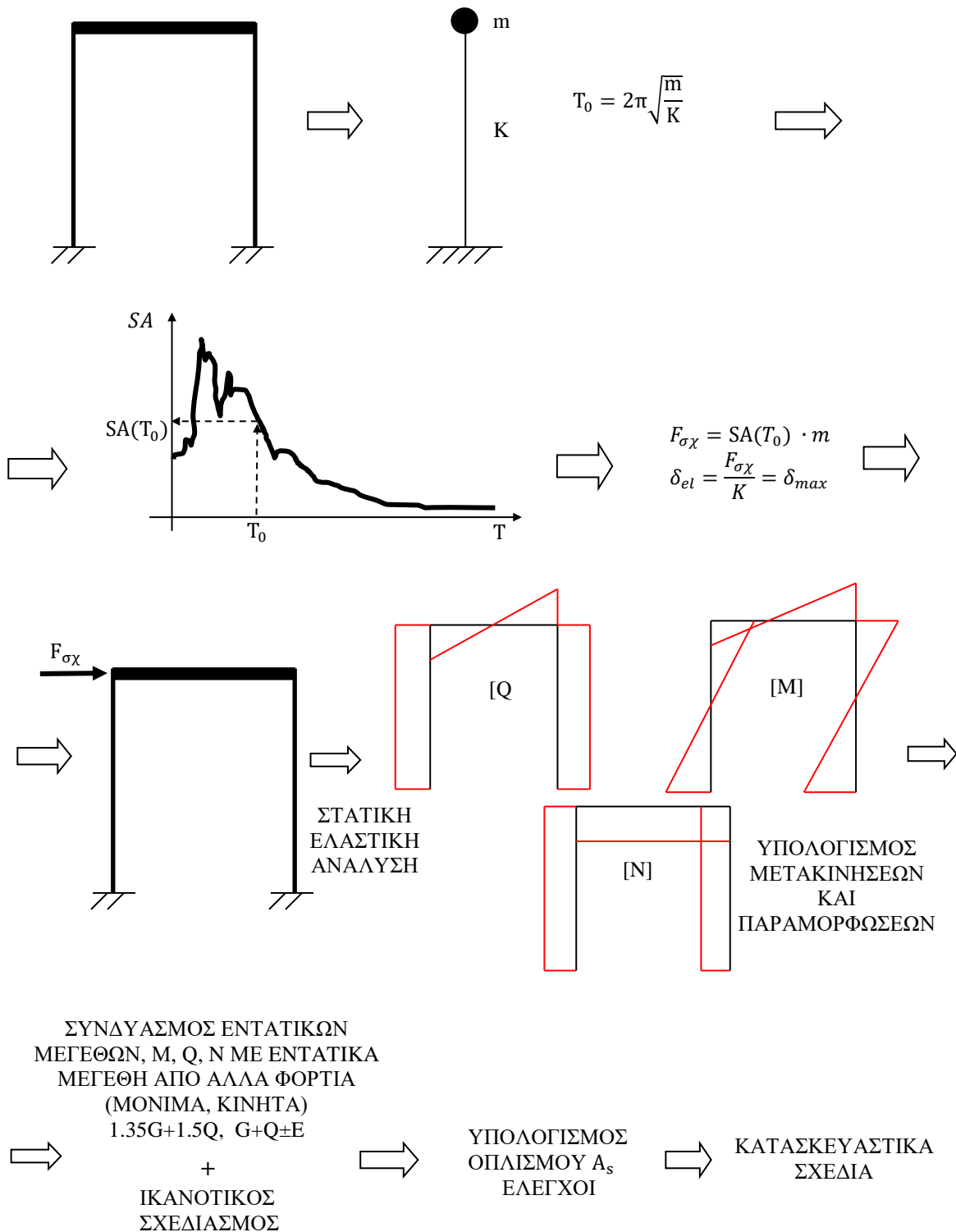
Σχήμα 2.56 Βήματα σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας των κατασκευών που υπόκεινται σε σεισμική δράση και σε κατακόρυφα φορτία.

Αν αντί για φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιηθεί το ελαστικό φάσμα τότε πραγματοποιείται ελαστικός σχεδιασμός, βλέπε σχήμα 2.57.



Σχήμα 2.57 Βήματα για ελαστικό σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας των κατασκευών που υπόκεινται σε σεισμική δράση και σε κατακόρυφα φορτία.

Αν χρησιμοποιηθεί το ελαστικό ή το ανελαστικό φάσμα απόκρισης ενός σεισμού τότε γίνεται σχεδιασμός της κατασκευής με βάση τον συγκεκριμένο σεισμό. Η διαδικασία φαίνεται στο σχήμα 2.58.



Σχήμα 2.58 Βήματα σχεδιασμού των κατασκευών που υπόκεινται σε έναν συγκεκριμένο σεισμό και σε κατακόρυφα φορτία.

Για τον υπολογισμό της συνολικής μετακίνησης επιλύεται ο φορέας με σεισμική δράση $F_{σχ}$ και υπολογίζονται οι μετακινήσεις, $\delta_{σχ}$. Για να υπολογιστεί η μέγιστη μετακίνηση, η μετακίνηση σχεδιασμού, $\delta_{σχ}$, πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή συμπεριφοράς, q .

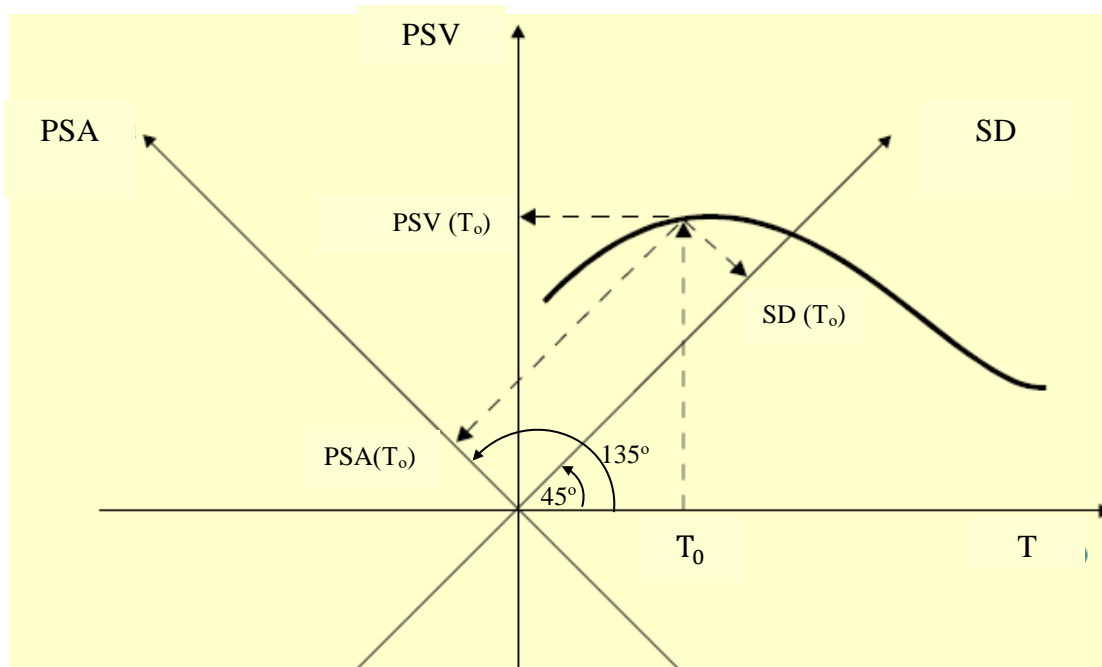
Για την περίπτωση όπου η δύναμη σχεδιασμού είναι ίση με τη δύναμη διαρροής ($\delta_{σχ}=\delta_y$ και $F_{σχ}=F_y$) τότε $q_0=1$.

Τέλος, ακολουθεί ο σχεδιασμός στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας όπου με άλλους συνδυασμούς φορτίσεων και με άλλους φορτιστικούς συντελεστές υπολογίζονται οι μετακινήσεις και οι παραμορφώσεις του φορέα και ελέγχονται αν υπερβαίνουν ή όχι κάποιες οριακές τιμές.

2.11 Τριλογαριθμική μορφή φάσματος

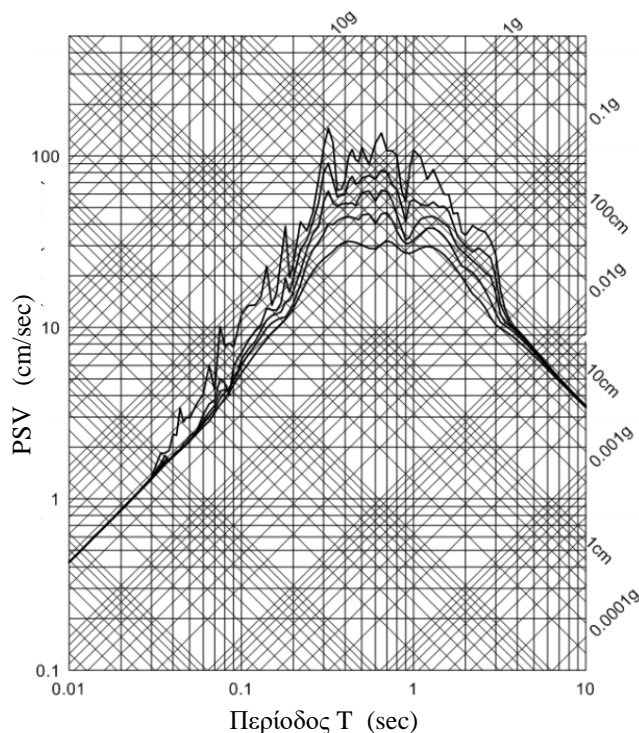
Το ελαστικό φάσμα μετακίνησης, SD, το ελαστικό φάσμα ψευδοταχύτητας, PSV και το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιτάχυνσης, PSA, αποτελούν τρία διαφορετικά φάσματα και αποτυπώνονται σε τρία διαφορετικά γραφήματα. Με τη βοήθεια των σχέσεων (2.12) και (2.13) μπορεί να γίνει η σχεδίαση και των τριών φασμάτων σε ένα διάγραμμα με λογαριθμικούς άξονες.

Σ' αυτό το διάγραμμα ο οριζόντιος άξονας αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο, T και ο κατακόρυφος στην ψευδοταχύτητα, PSV. Ο άξονας της φασματικής μετακίνησης είναι σε γωνία 45° από τον άξονα των περιόδων και ο άξονας για την ψευδοεπιτάχυνση PSA, σχηματίζει γωνία 135° από τον άξονα της περιόδου όπως φαίνεται στο σχήμα 2.59.



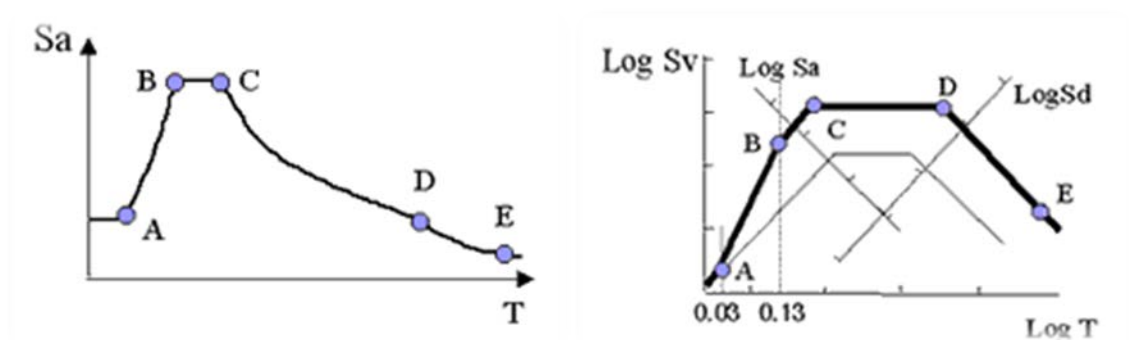
Σχήμα 2.59 Τριλογαριθμική μορφή φάσματος απόκρισης.

Στο σχήμα 2.60 φαίνεται σε τριλογαριθμική μορφή το φάσμα απόκρισης του σεισμού του El Centro για διάφορα ποσοστά απόσβεσης.



Σχήμα 2.60 Τριλογαριθμική μορφή φάσματος απόκρισης για το σεισμό El Centro 1940 και για ποσοστά απόσβεσης, ξ , ίσα με: 0, 0.02, 0.05 και 0.20.

Στο σχήμα 2.61 φαίνεται η αντιστοιχία των χαρακτηριστικών σημείων μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού επιτάχυνσης σε κανονική και σε τριλογαριθμική κλίμακα

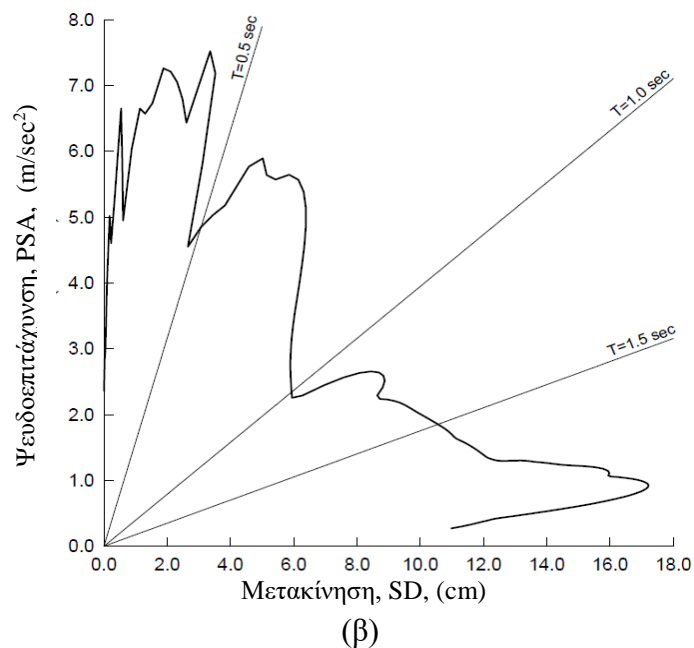
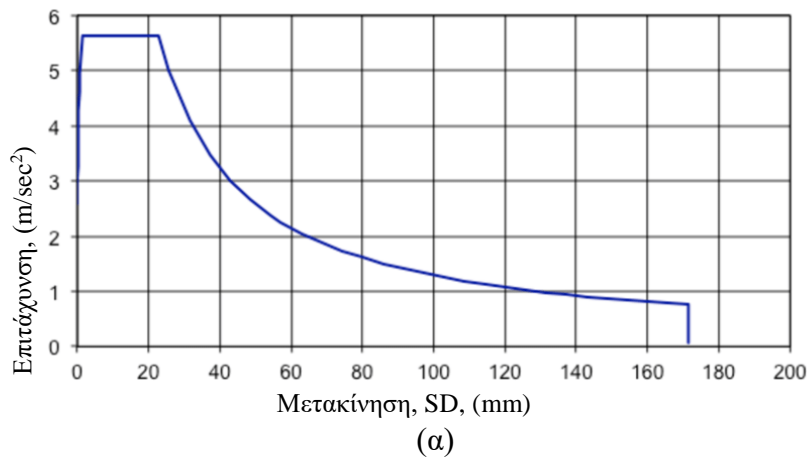


Σχήμα 2.61 Αντιστοιχία σημείων φάσματος από κανονική σε τριλογαριθμική μορφή.

2.12 Φάσματα επιτάχυνσης - μετακίνησης

Μια άλλη μορφή απεικόνισης του φάσματος είναι αυτή στην οποία ο κατακόρυφος άξονας αντιστοιχεί στη φασματική ψευδοεπιτάχυνση, PSA, και ο οριζόντιος στη φασματική μετακίνηση, SD. Αυτή η μορφή του φάσματος ονομάζεται φάσμα επιτάχυνσης - μετακίνησης ή φάσμα σε μορφή ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectrum). Ένα σημείο του φάσματος ADRS δίνει την επιτάχυνση της κατασκευής και επομένως το σεισμικό φορτίο που αναπτύσσεται, και τη μετακίνηση μιας κατασκευής με

συγκεκριμένη ιδιοπερίοδο. Ένα άλλο σημείο δίνει πάλι την επιτάχυνση και τη μετακίνηση μιας κατασκευής με διαφορετική ιδιοπερίοδο. Στο σχήμα 2.62 παρουσιάζεται το ομαλοποιημένο φάσμα σχεδιασμού και το φάσμα του σεισμού της Καλαμάτας για $\zeta = 5\%$ σε μορφή ADRS.



Σχήμα 2.62 Ομαλοποιημένο φάσμα σχεδιασμού, (α), και το φάσμα του σεισμού της Καλαμάτας σε μορφή ADRS, (β).

Από τη σχέση (2.13) προκύπτει:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{SD}{PSA}} \quad (2.49)$$

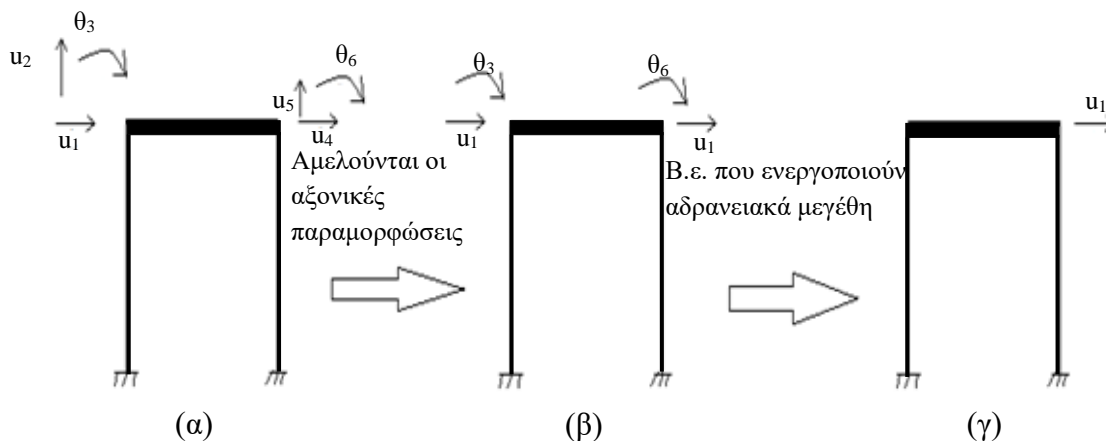
Κάθε ευθεία που ενώνει ένα σημείο του φάσματος και την αρχή των αξόνων έχει σταθερό λόγο SD/PSA και επομένως σύμφωνα με τη σχέση (2.49) αντιστοιχεί σε σταθερή περίοδο. Έτσι μπορεί να υπολογιστεί η περίοδος στην οποία αντιστοιχεί κάθε σημείο του φάσματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3°

Μέθοδοι ανάλυσης σε σεισμική φόρτιση

3.1 Προσομοίωση κατασκευών. Μονοβάθμια – Πολυβάθμια συστήματα

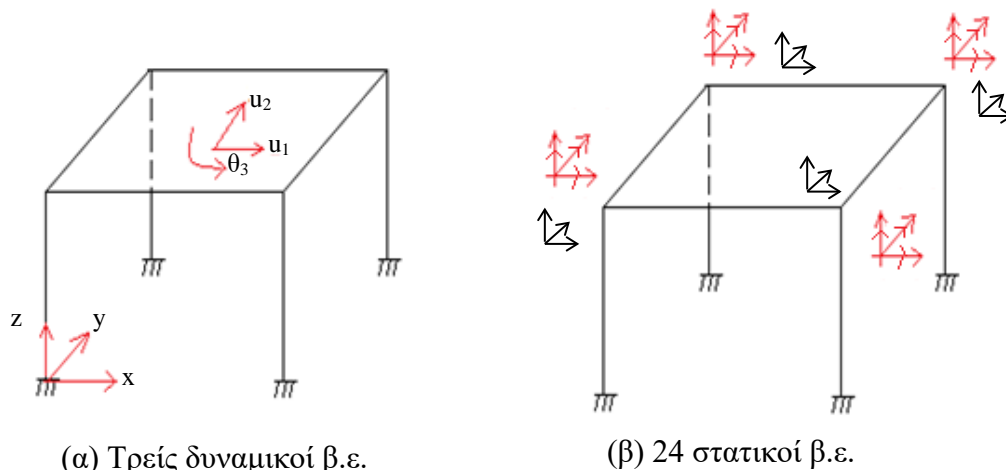
Σε μια κατασκευή οι δυνατές μορφές κίνησης ονομάζονται στατικοί βαθμοί ελευθερίας (β.ε.). Για παράδειγμα, ένα πλαίσιο που εξετάζεται η κίνηση του μόνο μέσα στο επίπεδο του, οι δυνατές μορφές κίνησης που μπορούν να κάνουν οι κομβοί είναι δυο μετακινήσεις και μία στροφή, έχει δηλαδή τους βαθμούς ελευθερίας που φαίνεται στο σχήμα 3.1 (α). Αν αγνοήσουμε τις αξονικές παραμορφώσεις των μελών, τότε οι βαθμοί ελευθερίας u_2 και u_5 αγνοούνται και οι β.ε. u_1 και u_4 είναι ίδιοι. Επομένως, το πλαίσιο έχει τους β.ε. που φαίνονται στο σχήμα 3.1 (β).



Σχήμα 3.1 Στατικοί βαθμοί ελευθερίας (α) και δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας (γ).

Από τους εναπομείναντες βαθμούς, μια μετακίνηση και δυο στροφές, όταν ενεργοποιείται ο β.ε. της μετακίνησης αναπτύσσεται ταχύτητα και επιτάχυνση, a , και κατά συνέπεια αναπτύσσεται και η αδρανειακή δύναμη της μάζας, m , της πλάκα ($F=m \cdot a$). Όταν ενεργοποιείται η στροφή στους κόμβους, τότε επειδή η στροφική ροπή αδράνειας, I_p , είναι πολύ μικρή η αδρανειακή ροπή που αναπτύσσεται στον κόμβο $M = I_p \cdot \ddot{\varphi}$ είναι και αυτή μικρή οπότε η στροφή στους κόμβους μπορεί να αμεληθεί. Από τους στατικούς β.ε. εκείνοι που όταν ενεργοποιούνται αναπτύσσονται σημαντικές αδρανειακές δυνάμεις ή ροπές ονομάζονται δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας (σχήμα 3.1(γ)).

Μέχρι τώρα γινόταν η σιωπηλή παραδοχή ότι το μονώροφο κτίριο έχει ένα δυναμικό βαθμό ελευθερίας για κάθε διεύθυνση. Ένα μονώροφο κτίριο στο χώρο έχει τρεις δυναμικούς βαθμούς ελευθερίας όπως φαίνεται στο σχήμα 3.2.

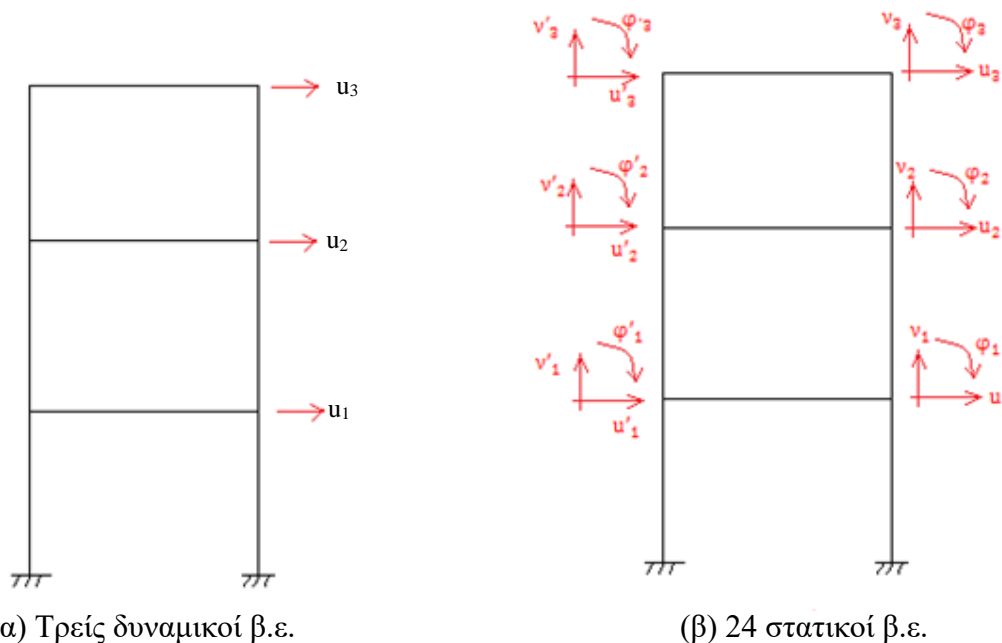


(α) Τρεις δυναμικοί β.ε.

(β) 24 στατικοί β.ε.

Σχήμα 3.2 Δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας, (α) και στατικοί βαθμοί ελευθερίας, (β).

Ένα πολυώροφο επίπεδο πλαίσιο έχει τους β.ε. που φαίνονται στο σχήμα 3.3, ενώ ένα πολυώροφο χωρικό κτίριο έχει τους β.ε. που φαίνεται στο σχήμα 3.4.

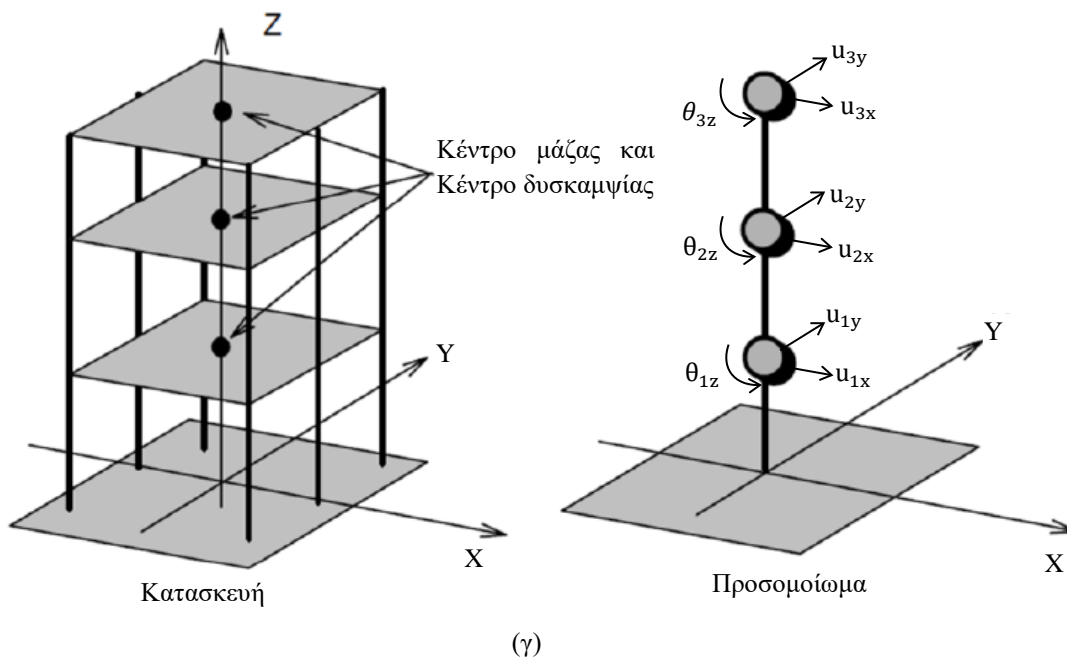
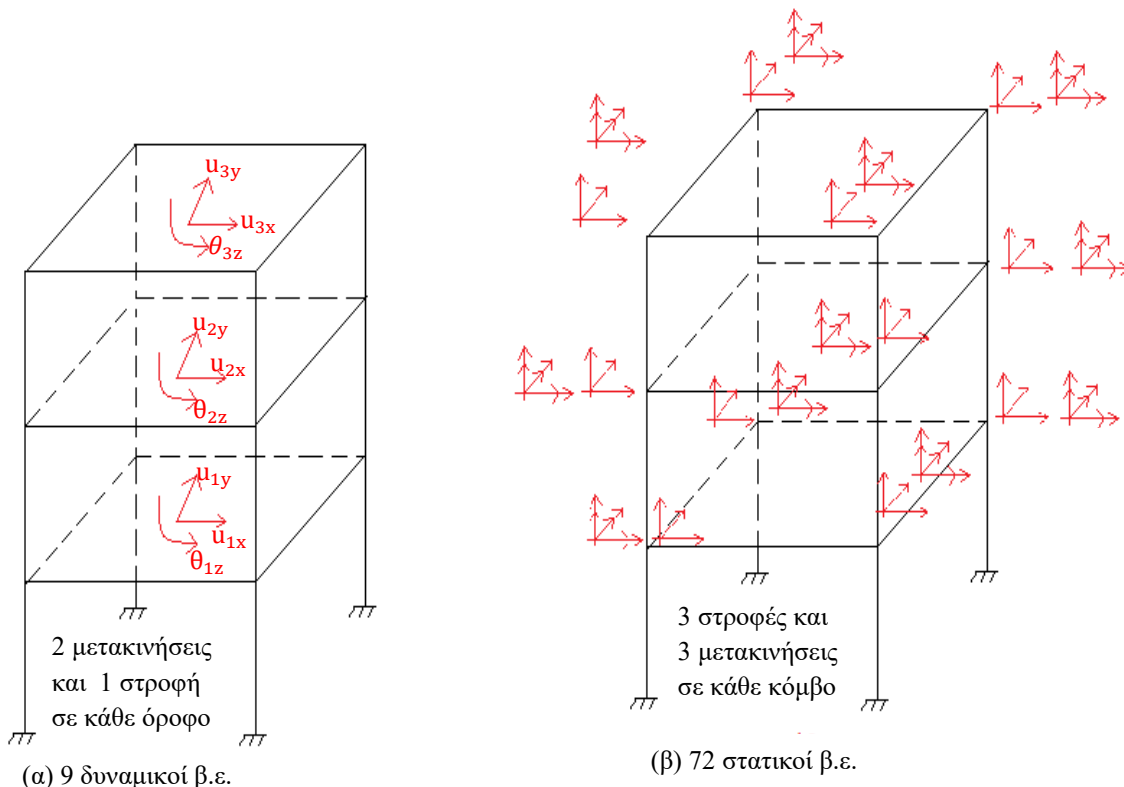


(α) Τρεις δυναμικοί β.ε.

(β) 24 στατικοί β.ε.

Σχήμα 3.3 Δυναμικοί, (α) και στατικοί, (β), βαθμοί ελευθερίας επιπέδου τριώροφου πλαισίου.

Για τον σχεδιασμό και την ανάλυση των κατασκευών σε δυναμικές φορτίσεις όπως ο σεισμός μας ενδιαφέρουν μόνο οι δυναμικοί β.ε. Για να προκύψουν οι δυναμικοί β.ε. βρίσκονται πρώτα όλοι οι στατικοί β.ε. και μετά λαμβάνονται υπόψη μόνο αυτοί που ενεργοποιούν κάποιο αδρανειακό μέγεθος. Η μετακίνηση ενεργοποιεί δύναμη αδρανείας μιας μάζας και η στροφή ενεργοποιεί ροπή αδρανείας κάποιου σώματος που έχει στροφική ροπή αδρανείας. Οι στατικοί β.ε. οι οποίοι ενεργοποιούν κάποιο αδρανειακό μέγεθος αποτελούν τους δυναμικούς β.ε., ενώ οι υπόλοιποι αγνοούνται.

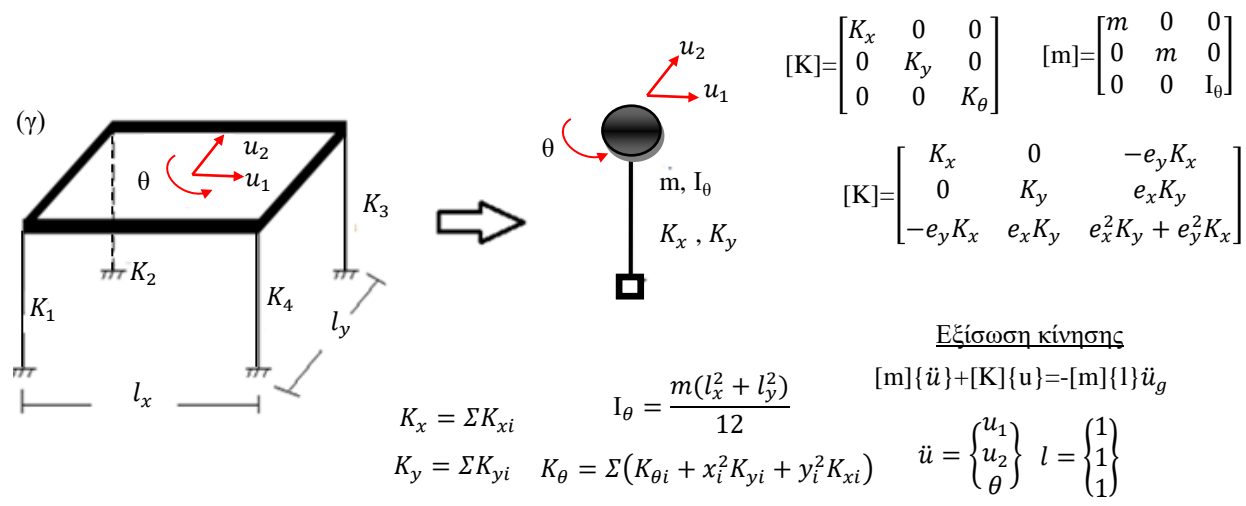
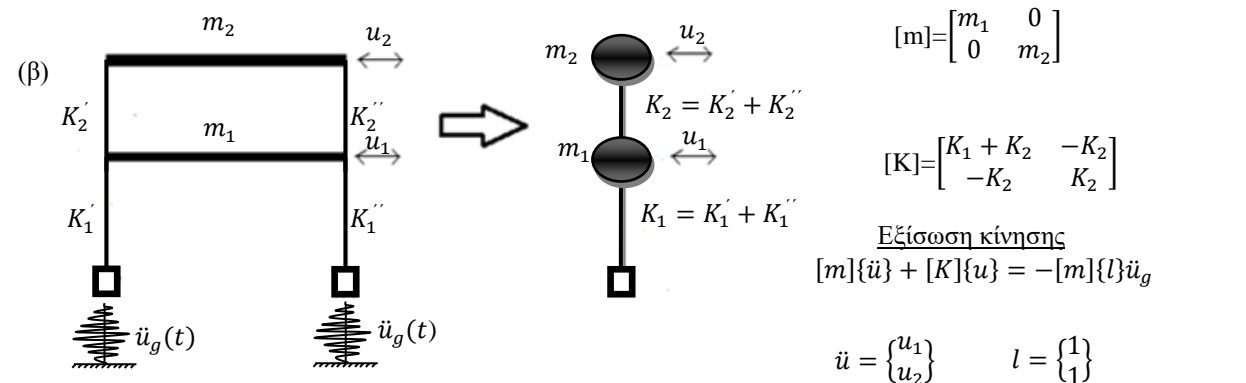
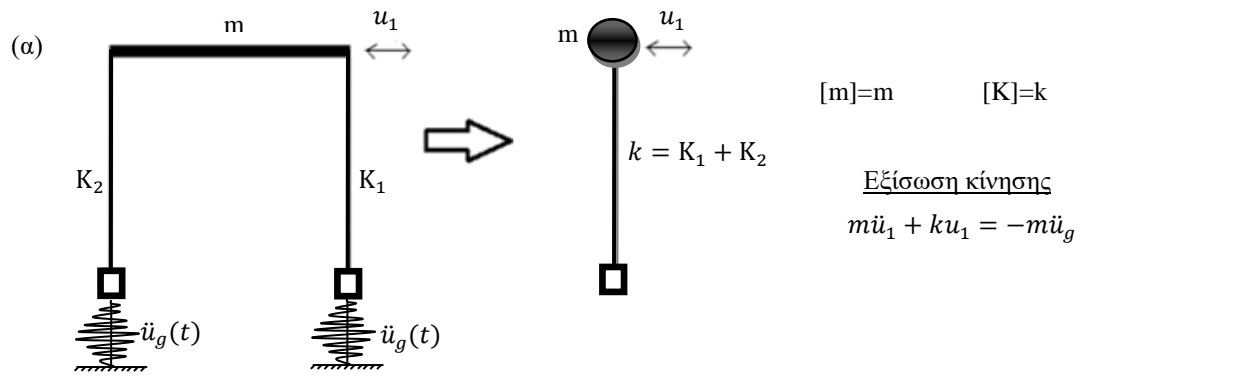


Σχήμα 3.4 Δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας, (α), στατικοί βαθμοί ελευθερίας (β) και προσομοίωση του τριώροφου κτιρίου στο χώρο σε σύστημα συγκεντρωμένης μάζας και συγκεντρωμένης δυσκαμψίας, (γ).

Τα συστήματα με ένα βαθμό ελευθερίας ονομάζονται μονοβάθμια, ενώ τα συστήματα με πολλούς β.ε. ονομάζονται πολυβάθμια συστήματα.

Επίσης, θα μπορούσαν οι στατικοί β.ε. που δεν ενεργοποιούν κάποιο ενεργειακό μέγεθος, να συμπυκνωθούν και να ληφθεί έτσι η επιρροή τους.

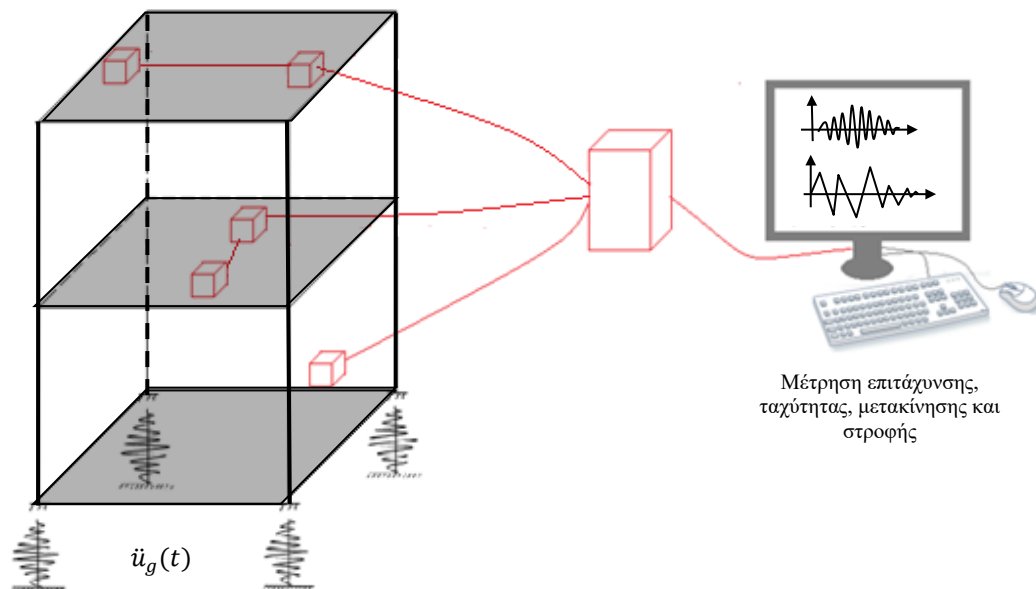
Όπως το μονώροφο κτίριο προσομοιώθηκε ως ένα σύστημα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας, έτσι και τα πολώροφα κτίρια ή πολυβάθμια συστήματα μπορούν να προσομοιωθούν με συστήματα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας. Τέτοια προσομοιώματα φαίνονται στα σχήματα 3.4(γ) και 3.5.



Σχήμα 3.5 Προσομοίωση απλού μονώροφου πλαισίου, (α), διώροφου πλαισίου, (β) και μονώροφου συμμετρικού κτιρίου, (γ), με σύστημα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας.

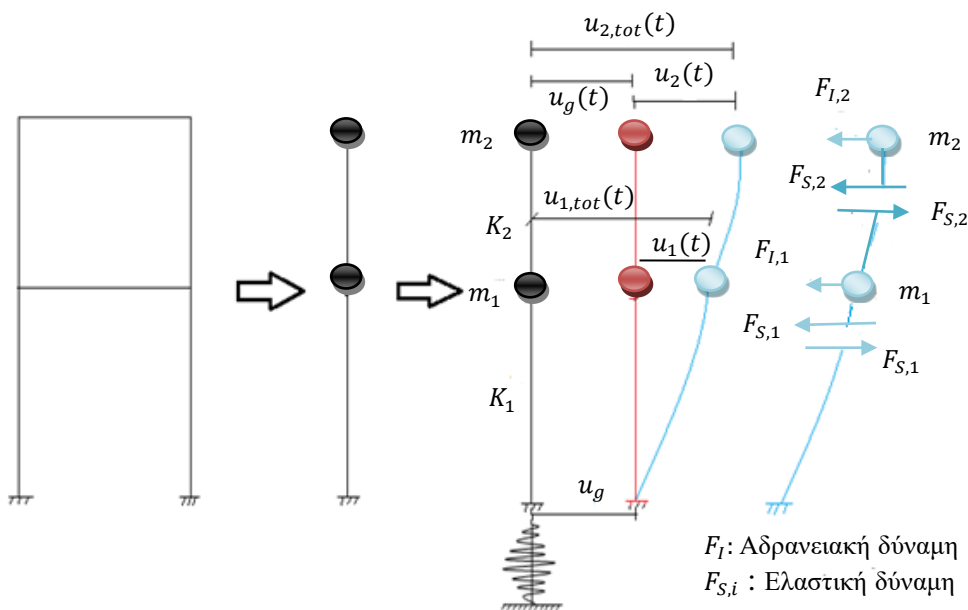
3.2 Ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας - Ελαστική δυναμική ανάλυση

Ένας τρόπος να υπολογιστεί η απόκριση πολυβαθμίων συστημάτων που υπόκεινται στη σεισμική διέγερση, είναι να γίνει ενόργανη παρακολούθηση του κτιρίου. Τοποθετούνται συσκευές (επιταχυνσιόμετρα) σε κάθε στάθμη του κτιρίου, και μετριέται η απόκριση προς όλες τις κατευθύνσεις. Αυτός ο τρόπος μέτρησης της απόκρισης φαίνεται στο σχήμα 3.6.



Σχήμα 3.6 Ενόργανη παρακολούθηση κατασκευής.

Επειδή είναι αδύνατο σε κάθε κτίριο να γίνεται ενόργανη παρακολούθηση, η απόκριση του κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί αριθμητικά, λύνοντας τη διαφορική εξίσωση κίνησης της κατασκευής που υπόκειται σε σεισμική διέγερση. Για την εξαγωγή αυτής της εξίσωσης αρχικά γίνεται το διάγραμμα ελεύθερου σώματος. Αγνοώντας την απόσβεση, και κάνοντας την ισορροπία για κάθε μάζα και σε κάθε βαθμό ελευθερίας καταλήγουμε στο σύστημα των εξισώσεων (3.9) και (3.10).



Σχήμα 3.7 Απόλυτες και σχετικές μετακινήσεις ορόφων, διάγραμμα ελεύθερου σώματος.

$$u_{1,tot}(t) = u_g(t) + u_1(t) \quad (3.1)$$

$$u_{2,tot}(t) = u_g(t) + u_2(t) \quad (3.2)$$

$$\text{Ισορροπία μάζας } m_1: \quad F_{I,1} + F_{S,1} - F_{S2} = 0 \quad (3.3)$$

$$\text{Ισορροπία μάζας } m_2: \quad F_{I,2} + F_{S2} = 0 \quad (3.4)$$

Οι αδρανειακές δυνάμεις είναι:

$$F_{I,1} = m_1 \ddot{u}_{tot,1} = m_1 (\ddot{u}_g + \ddot{u}_1) \quad (3.5)$$

$$F_{I,2} = m_2 \ddot{u}_{tot,2} = m_2 (\ddot{u}_g + \ddot{u}_2) \quad (3.6)$$

Οι ελαστικές δυνάμεις είναι:

$$F_{S,1} = K_1 u_1 \quad (3.7)$$

$$F_{S,2} = K_2 (u_2 - u_1) \quad (3.8)$$

Αντικαθιστώντας τις (3.5) – (3.8) στις (3.3) και (3.4) προκύπτει:

$$m_1 \ddot{u}_1 + (K_1 + K_2)u_1 - K_2 u_2 = -m_1 \ddot{u}_g \quad (3.9)$$

$$m_2 \ddot{u}_2 - K_2 u_1 + K_2 u_2 = -m_2 \ddot{u}_g \quad (3.10)$$

Σε μητρική μορφή οι εξισώσεις (3.9) και (3.10) γράφονται:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -[m]\{e\}\ddot{u}_g \quad (3.11)$$

όπου:

$$[M] : \text{το μητρώο μάζας, } [M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

$$[K] : \text{το μητρώο δυσκαμψίας ή στιβαρότητας, } [K] = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix}$$

$$[u] : \text{το διάνυσμα των μετακινήσεων, } [u] = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix}$$

$$[e] : \text{το διάνυσμα θέσης, } [e] = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Το σύστημα των διαφορικών εξισώσεων (3.11), μπορεί να λυθεί άμεσα με ολοκλήρωση των εξισώσεων, χρησιμοποιώντας κάποια αριθμητική μέθοδο, από τη θεωρία της αριθμητικής ανάλυσης. Τέτοιες μέθοδοι είναι η μέθοδος Newmark, Wilson, Hilber – Huaghes – Taylor, Chung and Hulbet, κ.α. Εφαρμόζοντας μια από τις παραπάνω αριθμητικές μεθόδους, υπολογίζεται η απόκριση, $u(t)$, η ταχύτητα, $\dot{u}(t)$, και η επιτάχυνση, $\ddot{u}(t)$, της κατασκευής και στη συνέχεια τα εντατικά μεγέθη (ροπή, τέμνουσα, αξονική) των μελών.

Για την αριθμητική επίλυση των εξισώσεων (3.11), απαιτείται η γνώση της σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους. Μπορεί να χρησιμοποιηθούν είτε φυσικές καταγραφές, από διάφορους σεισμολογικούς σταθμούς που είναι τοποθετημένοι πάνω στο έδαφος, είτε τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα τα οποία μπορούν να παραχθούν με διάφορες υπολογιστικές τεχνικές.

Όταν απαιτείται χωρικό προσομοίωμα του φορέα, η σεισμική κίνηση θα πρέπει να αποτελείται από τρία επιταχυνσιογραφήματα που δρουν ταυτόχρονα στη βάση του φορέα. Το ίδιο επιταχυνσιογράφημα δεν μπορεί να χρησιμοποιείται ταυτόχρονα στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις.

3.3 Ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας – Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας – Δυναμική ανελαστική ανάλυση

Αν ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά των στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί), τότε η διαφορική εξίσωση που περιγράφει την συμπεριφορά της κατασκευής που υπόκειται σε σεισμική διέγερση, είναι η (3.12).

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K(u)]\{u\} = -[M]\{e\}\ddot{u}_g \quad (3.12)$$

Το μητρώο δυσκαμψίας ή στιβαρότητας, K , μεταβάλλεται με το χρόνο και με την ανάπτυξη των μετακινήσεων του φορέα. Πάλι το παραπάνω σύστημα εξισώσεων, μπορεί να λυθεί με μια αριθμητική μέθοδο. Για την επίλυση θα πρέπει να δοθεί ένα προσομοίωμα που να περιγράφει την συμπεριφορά των στοιχείων (δοκάρια, υποστυλώματα, τοιχεία) για κάθε κύκλο φόρτισης - αποφόρτισης – επαναφόρτισης.

Τα προσομοιώματα φερόντων στοιχείων για ανελαστική ανάλυση πρέπει να ικανοποιούν τα παρακάτω τρία κριτήρια και να έχουν συμπληρωθεί με κανόνες που περιγράφουν την συμπεριφορά στοιχείων υπό μετελαστικούς κύκλους αποφόρτισης – επαναφόρτισης. Αυτοί οι κανόνες πρέπει να απεικονίζουν ρεαλιστικά την απόδοσης ενέργειας από το στοιχείο στο εύρος των μετακινήσεων που αναμένονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

- (1) Κατ' ελάχιστον, πρέπει να χρησιμοποιείται διγραμμική σχέση δύναμης– παραμόρφωσης σε επίπεδο στοιχείων. Σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, η ελαστική δυσκαμψία μιας διγραμμικής σχέσης δύναμης–παραμόρφωσης πρέπει να αντιστοιχεί σε αυτή ρηγματωμένων διατομών. Σε πλάστιμα στοιχεία που αναμένεται να έχουν μεταβάσεις στην μετελαστική περιοχή κατά την απόκριση, η ελαστική δυσκαμψία της διγραμμικής σχέσης πρέπει να είναι η τέμνουσα δυσκαμψία στο σημείο διαρροής. Επιτρέπονται τριγραμμικές σχέσεις δύναμης – παραμόρφωσης που λαμβάνουν υπόψη την δυσκαμψία πριν και μετά τη ρηγμάτωση.
- (2) Μετά τη διαρροή μπορεί να υποτεθεί μηδενική δυσκαμψία. Εάν αναμένεται υποβάθμιση αντοχής, π.χ. για τοιχοποιία ή άλλα ψαθυρά στοιχεία, αυτή πρέπει να περιλαμβάνεται στις σχέσεις δύναμης–παραμόρφωσης των στοιχείων αυτών.
- (3) Οι δυνάμεις των στοιχείων πρέπει να βασίζονται στις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών. Για νέους φορείς, οι μέσες τιμές των υλικών, μπορούν να υπολογιστούν από τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές βάσει των πληροφοριών που παρέχονται στους Ευρωκώδικες ή σε EN υλικών.
- (4) Τα φορτία βαρύτητας ($G+0.3Q$) θα εφαρμόζονται σε κατάλληλα στοιχεία του μαθηματικού προσομοιώματος. Οι αξονικές δυνάμεις λόγω φορτίων βαρύτητας πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στον καθορισμό της σχέσεως δύναμης–παραμόρφωσης για τα φέροντα στοιχεία. Οι ροπές κάμψεως λόγω φορτίων βαρύτητας στα κατακόρυφα στατικά στοιχεία μπορούν να αγνοηθούν, εκτός αν επηρεάζουν ουσιαστικά τη γενική στατική συμπεριφορά.

Εάν η απόκριση λαμβάνεται από τουλάχιστον 7 μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με εδαφικές κινήσεις, η μέση τιμή των μεγεθών απόκρισης από όλες τις αναλύσεις αυτές πρέπει να χρησιμοποιηθεί ως τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους ή της μετακίνησης F_d στους σχετικούς ελέγχους. Διαφορετικά, πρέπει να χρησιμοποιείται ως F_d η δυσμενέστερη τιμή του μεγέθους απόκρισης που προκύπτει από τις αναλύσεις.

Η εύρεση της απόκρισης και στη συνέχεια η εύρεση των εντατικών μεγεθών επιλύοντας την εξίσωση κίνησης αριθμητικά ονομάζεται δυναμική ανάλυση. Αν επιλύονται οι εξισώσεις (3.11) λέγεται ελαστική δυναμική ανάλυση ενώ αν επιλύονται οι εξισώσεις (3.12) τότε λέγεται ανελαστική δυναμική ανάλυση. Η παραπάνω δυναμικές αναλύσεις τόσο η ελαστική όσο δε περισσότερο η ανελαστική έχουν αρκετές δυσκολίες για την πραγματοποίησή τους. Η εξέλιξη των υπολογιστικών μεθόδων επίλυσης με σύγχρονα υπολογιστικά εργαλεία διευκολύνουν όλο και περισσότερο την εφαρμογή αυτών των μεθόδων. Παρόλα αυτά υπάρχουν και ποιο απλοποιημένες μέθοδοι υπολογισμού της απόκρισης και των εντατικών μεγεθών όπως η μέθοδος της οριζόντιας φόρτισης (απλοποιημένη φασματική μέθοδος) ή η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (φασματική δυναμική ανάλυση) οι οποίες περιγράφονται στη συνέχεια.

3.4 Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα

Τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα θα πρέπει να παράγονται με τέτοιο τρόπο ώστε να είναι συμβατά με το φάσμα ελαστικής απόκρισης για 5% ιξώδη απόσβεση ($\xi=5\%$). Η διάρκεια των επιταχυνσιογραφημάτων θα είναι συμβατή με το μέγεθος και τα άλλα σχετικά χαρακτηριστικά του σεισμού που υπεισέρχεται ουσιαστικά στον καθορισμό του a_g . Όταν δεν είναι διαθέσιμα στοιχεία για τη συγκεκριμένη περιοχή, η ελάχιστη διάρκεια T_s των επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να είναι ίση με 10s.

Η ομάδα των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να τηρεί τους ακόλουθους κανόνες:

- α) Πρέπει κατ' ελάχιστον να χρησιμοποιούνται τρία επιταχυνσιογραφήματα.
- β) Η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή $a_g S$ για την εξεταζόμενη θέση).
- γ) Στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0,2T_1$ και $2T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα, καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, με απόσβεση 5%.

3.5 Καταγραφές ή προσομοιώσεις επιταχυνσιογραφημάτων

Μπορούν να χρησιμοποιηθούν φυσικές καταγραφές ή επιταχυνσιογραφήματα που παράγονται από φυσική προσομοίωση των μηχανισμών πηγής και διάδοσης, εφόσον τα δείγματα είναι κατάλληλα επιλεγμένα όσον αφορά τα σεισμοτεκτονικά χαρακτηριστικά των πηγών και τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής του έργου και οι τιμές τους έχουν υποστεί κλιμακώσεις για προσαρμογή στην τιμή $a_g S$ για τη ζώνη που εξετάζεται.

3.6 Χωρική προσομοίωση της σεισμικής δράσης

Για φορείς με ειδικά χαρακτηριστικά, στους οποίους δεν μπορεί να υποτεθεί με βεβαιότητα ότι όλα τα σημεία στήριξης δέχονται την ίδια διέγερση, θα χρησιμοποιούνται χωρικά προσομοιώματα της σεισμικής δράσης. Ένα τέτοιο παράδειγμα αποτελούν οι γέφυρες με μεγάλα ανοίγματα όπου το ένα ακρόβαθρο μπορεί να δέχεται άλλη σεισμική διέγερση από αυτή που δέχεται το άλλο στην άλλη άκρη της γέφυρας για την ίδια διεύθυνση της κίνησης.

3.7 Μέθοδος ανάλυσης της οριζόντιας φόρτισης - Απλοποιημένη φασματική μέθοδος - Ισοδύναμη στατική μέθοδος

Ένας άλλος απλούστερος τρόπος υπολογισμού της απόκρισης και των εντατικών μεγεθών των κατασκευών, είναι η μέθοδος της οριζόντιας φόρτισης ή απλοποιημένη φασματική ή ισοδύναμη στατική μέθοδος. Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο ο σεισμός μετατρέπεται σε ισοδύναμη οριζόντια κατανομή δυνάμεων που δρουν πάνω στην κατασκευή. Στη συνέχεια, πραγματοποιείται στατική επίλυση της κατασκευής με αυτές τις οριζόντιες δυνάμεις και υπολογίζεται η απόκριση και τα εντατικά μεγέθη (ροπή, τέμνουσα και αξονική) που αναπτύσσονται.

Τα βήματα της μεθόδου είναι τα ακόλουθα:

1. Αρχικά υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής.
2. Στη συνέχεια υπολογίζεται η συνολική δύναμη του σεισμού που θα δράσει πάνω στο κτίριο (τέμνουσα βάσης).
3. Ακολούθως, υπολογίζεται η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στην κατασκευή.
4. Τέλος, γίνεται η επίλυση και υπολογίζεται η απόκριση και τα εντατικά μεγέθη των μελών της κατασκευής με σκοπό τη διαστασιολόγηση τους.

Όλα τα παραπάνω βήματα περιγράφονται αναλυτικά παρακάτω:

1. Εύρεση ιδιοπεριόδου

Ένας εμπειρικός τύπος υπολογισμού της ιδιοπεριόδου μιας κατασκευής για ορθογωνική κάτοψη ο οποίος υιοθετείται στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό, ΕΑΚ, είναι :

$$T_1 = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+\rho L}} \quad (3.13)$$

H: Ύψος κτιρίου

L: Μήκος κτιρίου στην εξεταζόμενη διεύθυνση

ρ : Λόγος επιφάνειας διατομών των τοιχωμάτων προς τη συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων

Στον EC8 αναφέρεται ότι για κτίρια με ύψος μέχρι 40m η τιμή του T_1 (σε sec) μπορεί να προσεγγιστεί με την ακόλουθη έκφραση:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (3.14)$$

όπου:

$$C_t = \begin{cases} 0.085, \text{ για χαλύβδινα πλαίσια} \\ 0.075, \text{ για πλαίσια από σκυρόδεμα και χαλύβδινα πλαίσια με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους} \\ 0.050, \text{ για κάθε άλλο φορέα} \end{cases}$$

H: είναι το ύψος του κτιρίου σε m, από τη θεμελίωση ή από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

Εναλλακτικά για φορείς με τοιχώματα από σκυρόδεμα ή από τοιχοποιία, η τιμή του C_t μπορεί να ληφθεί ως εξής:

$$C_t = 0,075/\sqrt{A_c} \quad (3.15)$$

Όπου:

$$A_c = \Sigma \left[A_i \cdot \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right] \quad (3.16)$$

A_c είναι η συνολική δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m^2 .

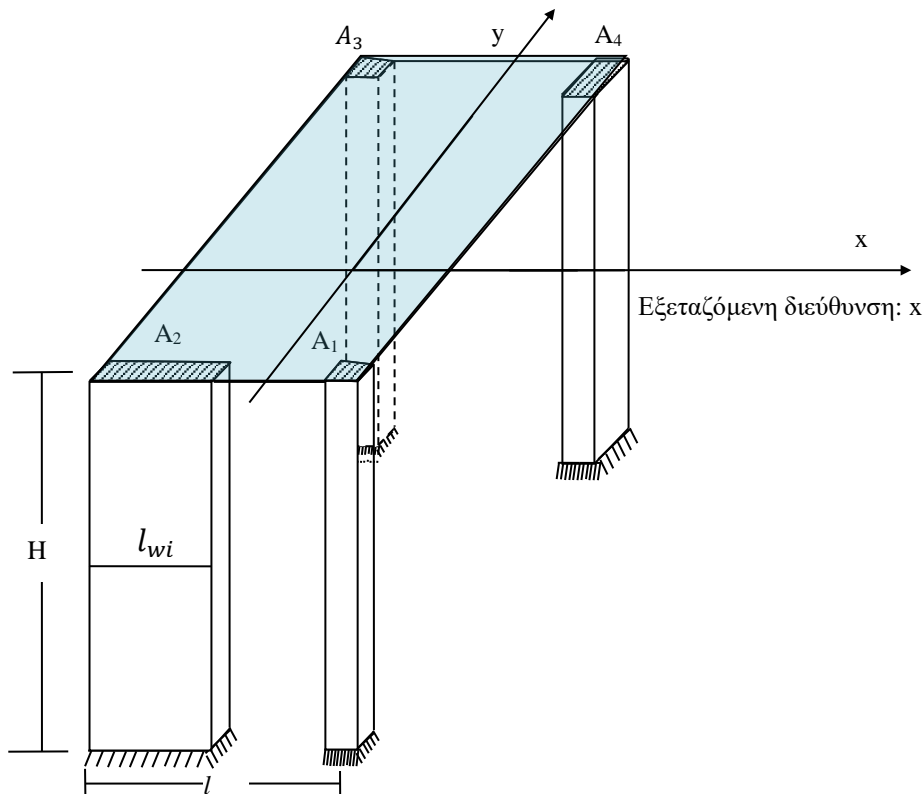
A_i είναι η δρώσα επιφάνεια της διατομής του τοιχώματος i στη θεωρούμενη κατεύθυνση στον πρώτο όροφο του κτιρίου, σε m^2 .

l_{wi} είναι το μήκος του τοιχώματος i στον πρώτο όροφο σε διεύθυνση παράλληλη με την εφαρμοζόμενη φόρτιση, με τον περιορισμό ότι $\frac{l_{wi}}{H}$ δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,9.

Εναλλακτικά, η εκτίμηση του T_1 (sec) μπορεί να γίνει με τη χρήση της ακόλουθης έκφρασης:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (3.17)$$

Όπου d είναι η οριζόντια ελαστική μετακίνηση του δώματος του κτιρίου, σε m, υπό τη δράση των φορτίων βαρύτητας εφαρμοζόμενων στην (εξεταζόμενη) οριζόντια διεύθυνση.



Σχήμα 3.8 Γεωμετρικά μεγέθη για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του κτιρίου.

Ένας τέταρτος και ποιο ακριβής τρόπος εκτίμησης της ιδιοπεριόδου της κατασκευής είναι με τη μέθοδο Rayleigh. Σύμφωνα με τη μέθοδο γίνεται μία αρχική εκτίμηση της 1^{ης} ιδιομορφής της κατασκευής και υπολογίζεται η ιδιοσυχνότητα. Στη συνέχεια η ιδιομορφή βελτιώνεται και επαναυπολογίζεται η ιδιοσυχνότητα με μια επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Ως πρώτη εκτίμηση της ιδιομορφής λαμβάνεται η κατανομή των μετακινήσεων που προκύπτει εάν φορτίσουμε το κτίριο οριζόντια με τα φορτία βαρύτητας του κάθε ορόφου. Δηλαδή στο κέντρο μάζας του ορόφου ασκείται οριζόντιο φορτίο:

$$F_n = W_n = m_n \cdot g \quad (3.18)$$

Από την στατική επίλυση για τη παραπάνω φόρτιση προκύπτουν οι οριζόντιες μετακινήσεις δ_n που είναι η πρώτη εκτίμηση της ιδιομορφής. Ενώ ο πρώτος υπολογισμός της ιδιοσυχνότητας ω_1 προκύπτει από τη σχέση:

$$\omega_1^2 = g \frac{\sum_{i=1}^n F_i \delta_i}{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i} \quad (3.19)$$

Στη συνέχεια εφαρμόζονται ως οριζόντια φορτία στους ορόφους και επιλύεται εκ νέου η κατασκευή

$$F_n = m_n \omega_1^2 \delta_n \quad (3.20)$$

Για τις μετακινήσεις, δ_n^2 , που προκύπτουν για τα παραπάνω φορτία εφαρμόζεται η σχέση (3.19) ως εξής:

$$\omega_1^2 = g \frac{\sum_{i=1}^n F_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2} \quad (3.21)$$

Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση, δηλαδή η ιδιοσυχνότητα μιας επανάληψης να είναι πολύ κοντά στην ιδιοσυχνότητα που θα υπολογιστεί από την επόμενη επανάληψη.

2. Υπολογισμός τέμνουσας βάσης F_b

Σύμφωνα με τον EC8 η τέμνουσα δύναμη βάσης F_b , για κάθε οριζόντια διεύθυνση κατά την οποία μελετάται το κτίριο, θα καθορίζεται με χρήση της ακόλουθης έκφρασης:

$$F_b = S_d(T_1) \times M \times \lambda \quad (3.22)$$

όπου:

$S_d(T_1)$ η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού στην περίοδο T_1 .

T_1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση.

M η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης. $M = \sum_{i=1}^n m_i$

λ συντελεστής διόρθωσης ο οποίος παίρνει τιμές ως εξής:

$$\lambda = \begin{cases} 0.85, & \text{εάν } T_1 \leq 2T_c \text{ και το κτίριο έχει πάνω από δύο ορόφους.} \\ 1.0, & \text{σε κάθε άλλη περίπτωση.} \end{cases}$$

Ο συντελεστής, λ , εκφράζει το γεγονός ότι σε κτίρια με τουλάχιστον τρεις ορόφους και μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας σε κάθε οριζόντια διεύθυνση, η δρώσα ιδιομορφική μάζα της 1^{ης} θεμελιώδους ιδιομορφής είναι μικρότερη, κατά 15% κατά μέσον όρο από τη συνολική μάζα του κτιρίου.

Με σκοπό να δοθούν σαφέστερα κριτήρια για τη δυνατότητα εφαρμογής αυτής της μεθόδου εισάγεται η έννοια του κανονικού κτιρίου (βλέπε κεφάλαιο 5). Με βάση τον ορισμό του κανονικού κτιρίου η απλοποιημένη φασματική μέθοδος επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε :

A) Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.

B) Μη κανονικά κτίρια με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών μέχρι 5 ορόφους.

3. Κατανομή οριζόντιων δυνάμεων

Οι οριζόντιες δυνάμεις σε κάθε όροφο, F_i , υπολογίζονται ως εξής:

$$F_i = F_b \cdot \frac{S_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n S_j \cdot m_j}, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (3.23)$$

όπου:

F_i Το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i .

F_b Η σεισμική τέμνουσα βάσεως.

S_i, S_j Οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή.

m_i, m_j Οι μάζες των ορόφων.

n Ο συνολικός αριθμός ορόφων.

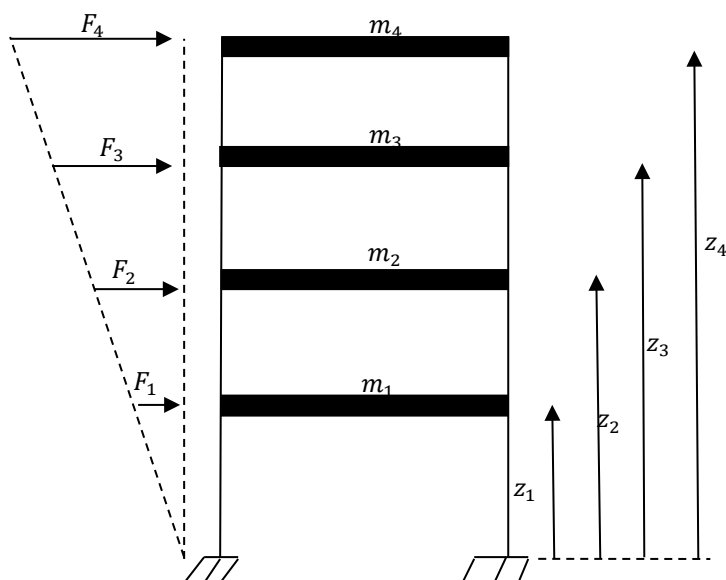
Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος, τα οριζόντια φορτία F_i θα λαμβάνονται από την έκφραση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot m_j} \quad (3.24)$$

όπου:

z_i, z_j είναι τα ύψη των μαζών m_i, m_j πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης, αυτό το επίπεδο μπορεί να είναι η θεμελίωση ή η άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

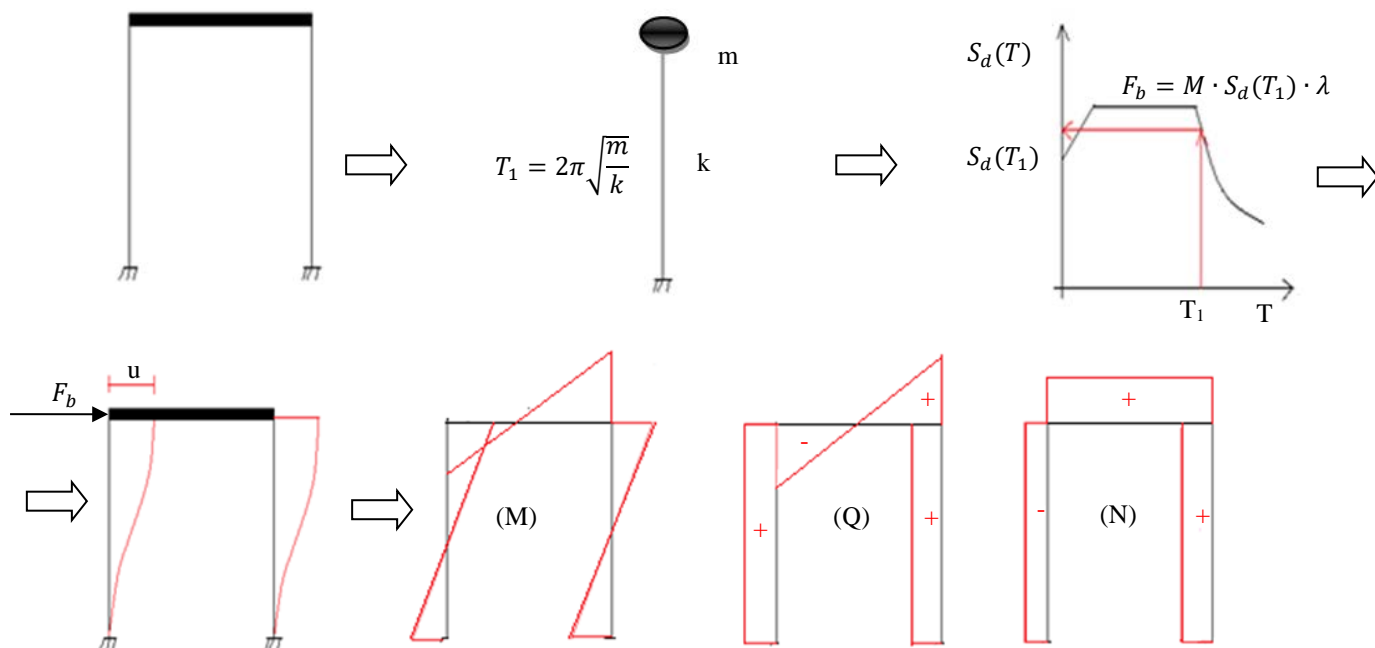
Τα οριζόντια φορτία F_i που καθορίζονται σύμφωνα με την παρούσα θα κατανέμονται στο σύστημα ανάληψης οριζόντιων φορτίων υποθέτοντας ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους.



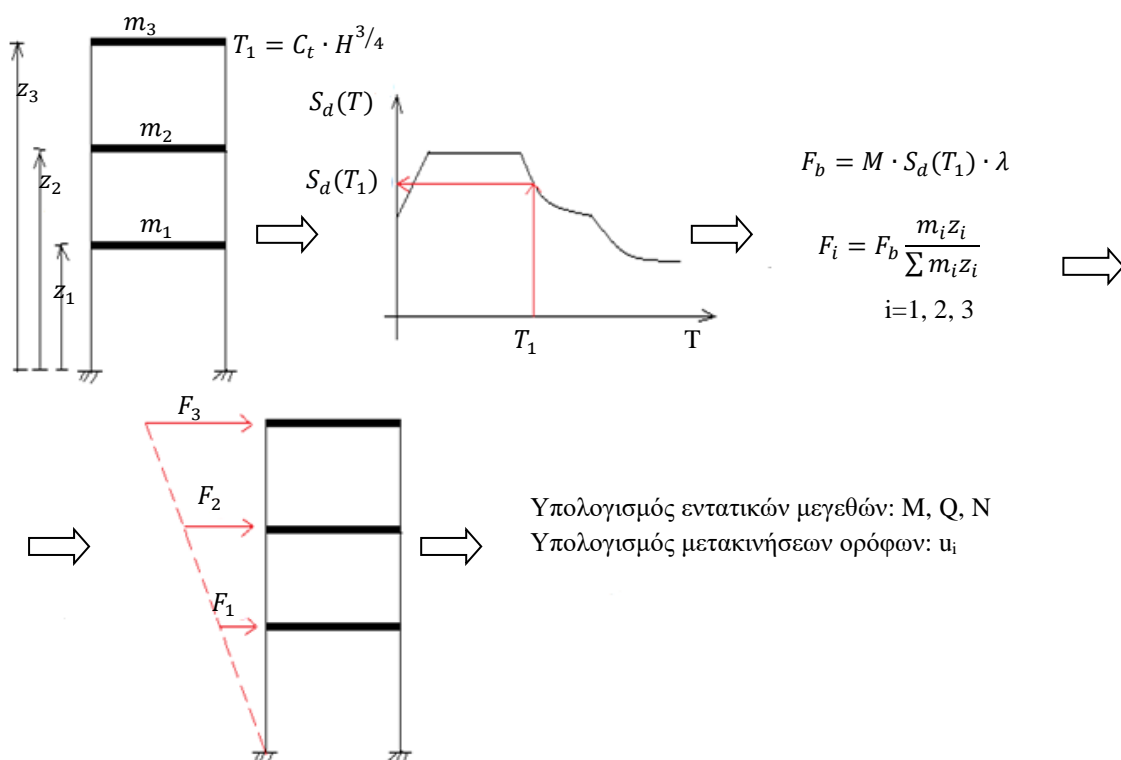
Σχήμα 3.9 Κατανομή των σεισμικών οριζόντιων δυνάμεων σύμφωνα με την μέθοδο της οριζόντιας φόρτισης (Ισοδύναμη στατική μέθοδο).

Περιγραφικά, η ισοδύναμη στατική μέθοδος φαίνεται στο σχήμα 3.10 και 3.11 για μονοβάθμιο και πολυβάθμιο σύστημα αντίστοιχα.

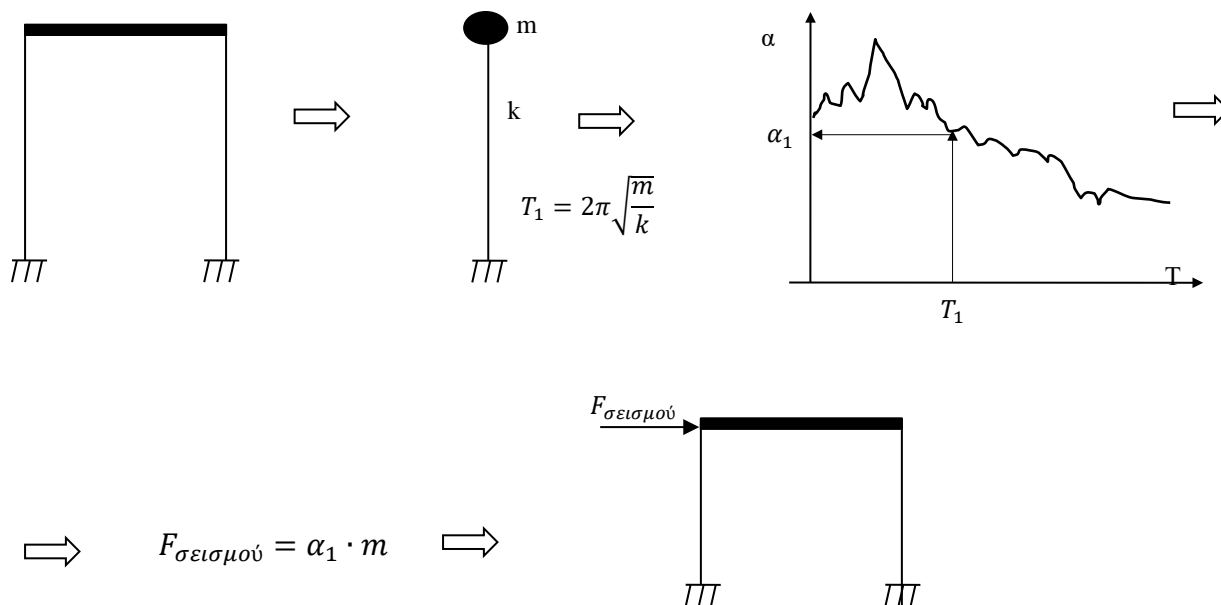
Αν απαιτηθεί μια κατασκευή να σχεδιαστεί ελαστικά ή ανελαστικά με βάση ένα συγκεκριμένο σεισμό ή να γίνει η αποτίμησή της, για έναν συγκεκριμένο σεισμό, τότε στην παραπάνω διαδικασία το φάσμα σχεδιασμού αντικαθίσταται από το ελαστικό ή ανελαστικό φάσμα απόκρισης της επιτάχυνσης του συγκεκριμένου σεισμού. Η διαδικασία αυτή φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 3.12.



Σχήμα 3.10 Σχηματική περιγραφή της μεθόδου οριζόντιας δύναμης στο μονοβάθμιο σύστημα.



Σχήμα 3.11 Σχηματική περιγραφή της μεθόδου οριζόντιας δύναμης στα πολυβάθμια συστήματα.



Σχήμα 3.12 Σχηματική περιγραφή για ανάλυση με βάση το φάσμα απόκρισης του σεισμού.

Για την εφαρμογή της μεθόδου της οριζόντιας φόρτισης απαιτείται να ικανοποιούνται οι εξής προϋποθέσεις:

1. Η θεμελιώδης (πρώτη) ιδιοπερίοδος T_1 στις δύο κύριες διευθύνσεις ταλάντωσης είναι μικρότερη από τις ακόλουθες τιμές:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (3.25)$$

όπου η T_C είναι η χαρακτηριστική περίοδος του φάσματος σχεδιασμού που χωρίζει την περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης από την περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας.

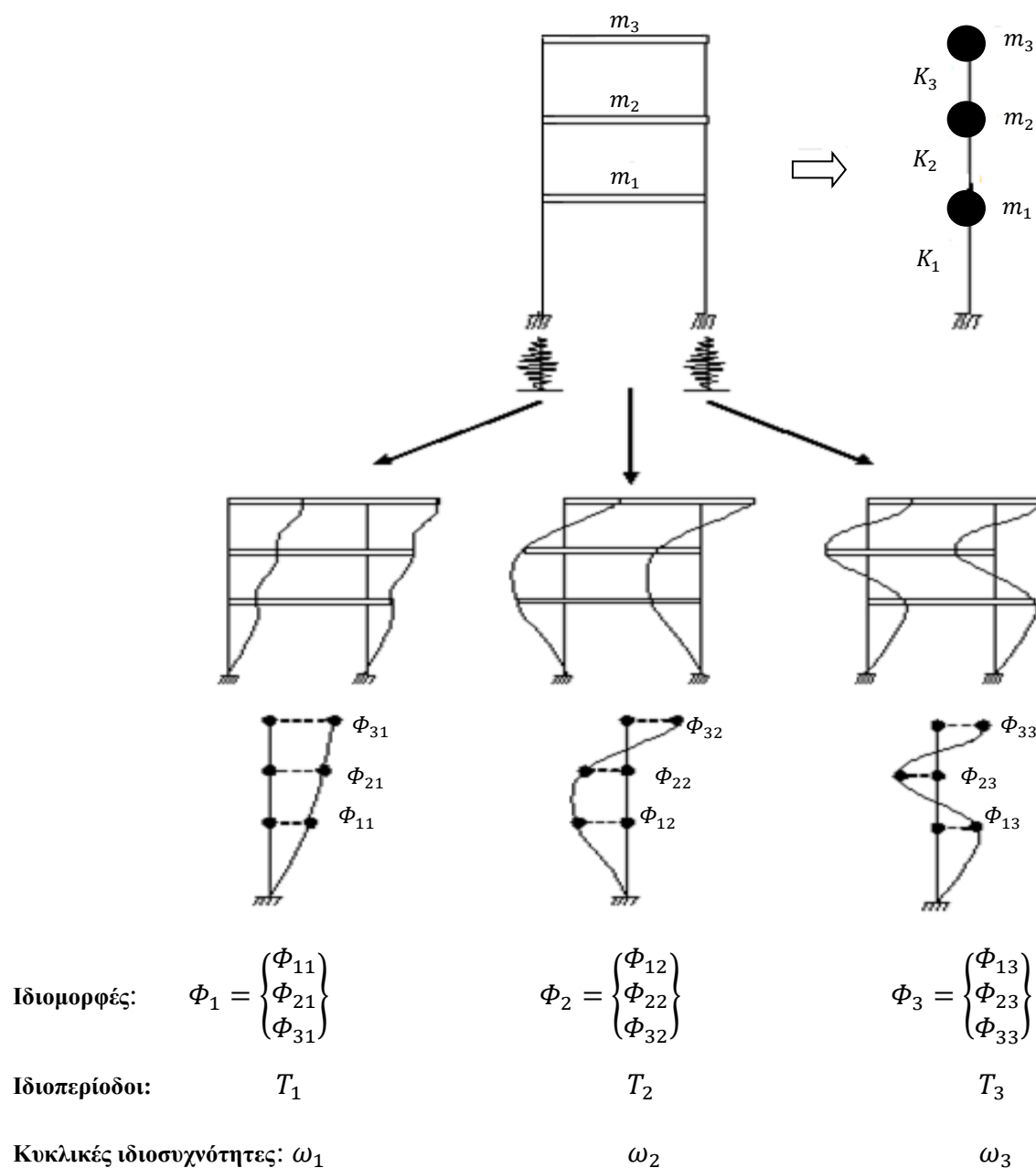
2. Η κατασκευή ικανοποιεί τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη που δίνονται στο 5ο κεφάλαιο.

3.8 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης - φασματική δυναμική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης είναι πιο πολύπλοκη ανάλυση από την μέθοδο της οριζόντιας φόρτισης αλλά και πιο απλή από τη γραμμική δυναμική ανάλυση. Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Αποτελεί και την ανάλυση αναφοράς κατά τον EC8.

3.8.1 Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι της κατασκευής

Οι πιθανές μορφές ταλάντωσης μιας κατασκευής ονομάζονται ιδιομορφές. Ο χρόνος που απαιτείται να εκτελέσει η κατασκευή μια πλήρη ταλάντωση αυτής της πιθανής μορφής ονομάζεται ιδιοπερίοδος.



Σχήμα 3.13 Μορφές ταλάντωσης τριώροφου διατμητικού κτιρίου και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.

Ο υπολογισμός των ιδιοπεριοδών της κατασκευής γίνεται από την επίλυση της χαρακτηριστικής εξίσωσης:

$$| [K] - \omega_n^2 [M] | = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \omega_1 \Rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \\ \omega_2 \Rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} \\ \vdots \\ \omega_n \Rightarrow T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \end{array} \right. \quad (3.26.a)$$

$$(3.26.β)$$

$$(3.26.γ)$$

N: ο αριθμός των δυναμικών βαθμών ελευθερίας.

Ο υπολογισμός των ιδιομορφών Φ_n γίνεται από την επίλυση της εξίσωσης (3.27)

$$([K] - \omega_n^2 [M]) \{ \Phi_n \} = 0 \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Phi_1 = \begin{Bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \\ \Phi_{31} \end{Bmatrix} \\ \Phi_2 = \begin{Bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \\ \Phi_{32} \end{Bmatrix} \\ \vdots \\ \Phi_n = \begin{Bmatrix} \Phi_{1n} \\ \Phi_{2n} \\ \Phi_{3n} \end{Bmatrix} \end{array} \right. \quad (3.27 \alpha)$$

$$(3.27 \beta)$$

$$(3.27 \gamma)$$

Η ιδιοσυχνότητα ω_n σχετίζεται με την, n, ιδιομορφή σύμφωνα με τη σχέση:

$$\omega_n^2 = \frac{\{ \Phi_n \}^T [K] \{ \Phi_n \}}{\{ \Phi_n \}^T [M] \{ \Phi_n \}} \quad (3.28)$$

3.8.2 Βήματα της Ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος

Σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η απόκριση της κατασκευής (μετακινήσεις) υπολογίζεται για κάθε ιδιομορφή και η τελική απόκριση της κατασκευής βρίσκεται με την επαλληλία των επιμέρους αποκρίσεων που υπολογίστηκαν για κάθε ιδιομορφή. Στη συνέχεια με βάση τις μετακινήσεις για κάθε ιδιομορφή, υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη ροπής, τέμνουσας και αξονικής (M, Q, N) για κάθε ιδιομορφή και επαλληλίζονται και αυτά για να προκύψουν τα τελικά εντατικά μεγέθη. Αναλυτικότερα η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος περιλαμβάνει τα επόμενα βήματα:

Βήμα 1° : Αρχικά υπολογίζονται οι ιδιοπεριόδοι και οι ιδιομορφές της κατασκευής σύμφωνα με τις σχέσεις (3.26) και (3.27).

Βήμα 2° : Στη συνέχεια υπολογίζεται ο συντελεστής συμμετοχής Γ_i της κάθε ιδιομορφής και η αντίστοιχη ιδιομορφή μάζα M_i .

$$\Gamma_i = \frac{\{ \Phi_i \}^T [M] \{ r \}}{\{ \Phi_i \}^T [M] \{ \Phi_i \}} = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{ji}}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{ji}^2} \quad M_i = \Gamma_i \{ \Phi_i \}^T [M] \{ r \} \quad (3.29)$$

i=1, 2, ... N αριθμός ιδιομορφών, j=1, 2, ... N αριθμός ορόφων ή βαθμών ελευθερίας

{r}: διάνυσμα διεύθυνσης σεισμικής διέγερσης, $r = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$

Βήμα 3° : Στη συνέχεια για κάθε ιδιοπερίοδο T_i , και με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού για το ποσοστό απόσβεσης της κατασκευής, υπολογίζεται η επιτάχυνση σχεδιασμού της συγκεκριμένης ιδιομορφής $S_d(T_i)$.

Βήμα 4° : Κατόπιν, υπολογίζονται οι μετακινήσεις της ιδιομορφής, σύμφωνα με τη σχέση:

$$\{u_i\} = \Gamma_i \cdot q \cdot \frac{S_d(T_i)}{\omega_i^2} \{\Phi_i\} \quad (3.30)$$

Με βάση τις ιδιομορφικές μετακινήσεις υπολογίζονται και τα εντατικά μεγέθη για κάθε ιδιομορφή, σε κάθε μέλος του φορέα.

Βήμα 5° : Τέλος, επαλληλίζονται οι ιδιομορφικές μετακινήσεις για να προκύψουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής. Το ίδιο γίνεται και για τα εντατικά μεγέθη της κάθε ιδιομορφής. Η επαλληλία ιδιομορφών είναι τρόπος που συνδυάζονται μεταξύ τους τα ιδιομορφικά μεγέθη (μετακίνηση ή εντατικά μεγέθη) για να προκύψει το συνολικό μέγεθος της κατασκευής. Η επαλληλία ιδιομορφών γίνεται με δυο τρόπους:

1. Τη μέθοδο της τετραγωνικής επαλληλίας, (SRSS, Sun Root of Sum Square)
2. Τον πλήρη τετραγωνικό συνδυασμό, (CQC, Complete Quadratic Combination,)

Η μέθοδος της τετραγωνικής επαλληλίας ή αλλιώς ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων, υπολογίζει την τιμή ενός μεγέθους σύμφωνα με τη σχέση (3.31). Χρησιμοποιείται όταν οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους δηλαδή ικανοποιούν τη σχέση (3.33).

$$exA = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n (A_i^2)} \quad (3.31)$$

Αν το μέγεθος A είναι η μετατόπιση, u, τότε η παραπάνω σχέση (3.31) γίνεται

$$\{u\} = \sqrt{\sum \{u_i\}^2} = \sqrt{\{u_1\}^2 + \{u_2\}^2 + \dots + \{u_n\}^2} \quad (3.32)$$

$$T_j < 0,9T_i \quad (3.33)$$

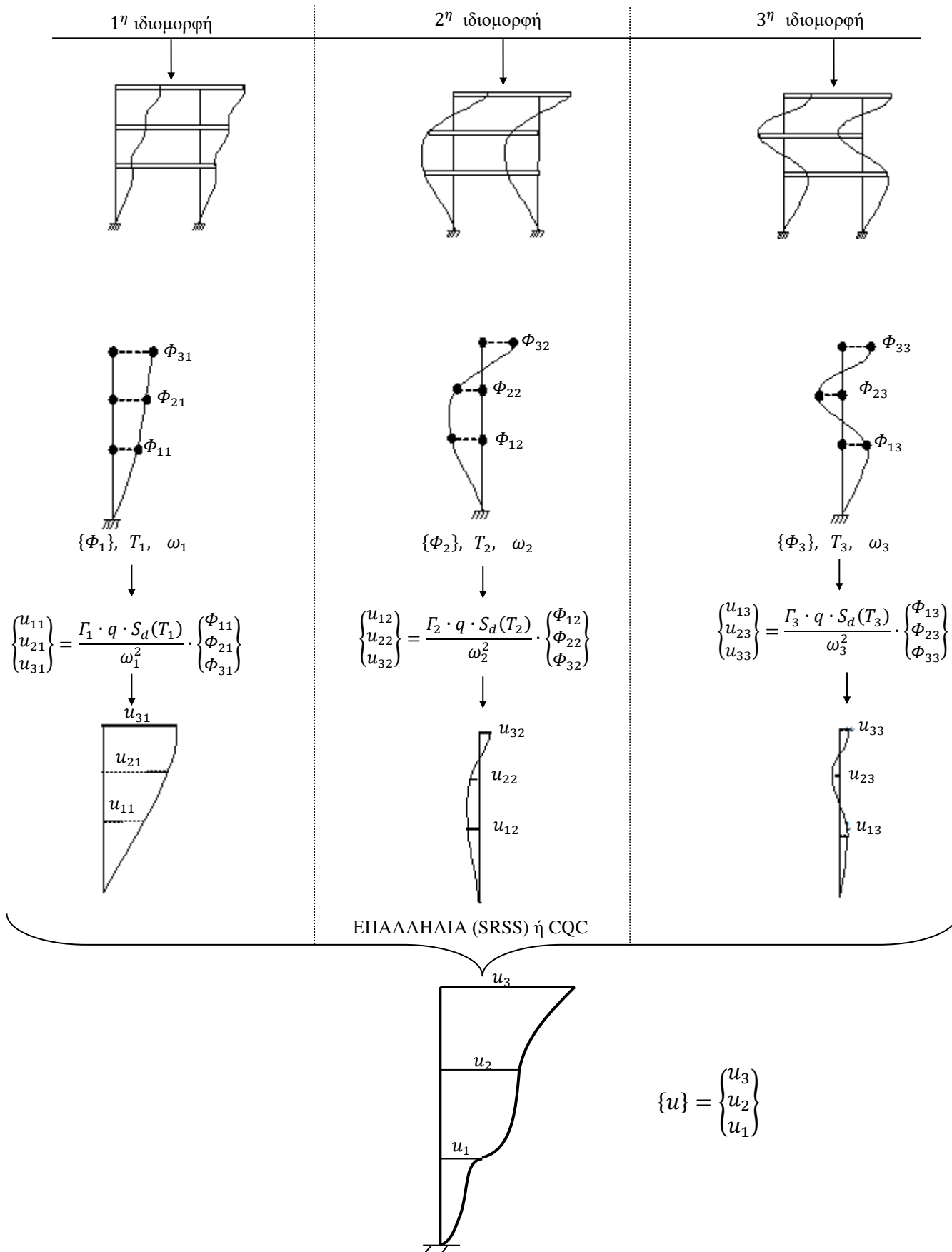
Όταν δεν ικανοποιείται η παραπάνω σχέση (3.33), τότε οι ιδιομορφικές αποκρίσεις συνδυάζονται με τη μέθοδο του πλήρη τετραγωνικό συνδυασμό, η οποία είναι ακριβέστερη. Η μέθοδος CQC υπολογίζει την πιθανή ακραία τιμή ενός μεγέθους A, exA, σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n (\sum_{j=1}^n \varepsilon_{ij} A_i A_j)} \quad (3.34)$$

A_i , A_j = ιδιομορφικές τιμές μεγέθους A το οποίο μπορεί να είναι μετακίνηση, u, ή κάποιο εντατικό μέγεθος, M, Q, N.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j (\zeta_i \omega_i + \zeta_j \omega_j) \omega_i \omega_j}}{(\omega_i^2 - \omega_j^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2)^2 + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \omega_i^2 \omega_j^2}, \varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2 (1+r)r^{3/2}}{10^4 (1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r (1+r)^2}, \quad (3.35)$$

το ζ σε % και $\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j}$. Τα παραπάνω βήματα φαίνονται στο σχήμα 3.14.



Σχήμα 3.14 Υπολογιστικά βήματα της ιδιομορφικής ανάλυσης.

Πίνακας 3.1 Μέθοδοι επαλληλίας ιδιομορφικών μεγεθών.

Μέθοδος	SRSS	CQC
Πιθανή ακραία τιμή μεγέθους A (μετακίνηση ή εντατικό μέγεθος)	$exA = \pm \sqrt{\sum_i A_i^2}$	$exA = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\sum_{j=1}^n \varepsilon_{ij} A_i A_j \right)}$
Συσχέτιση διαδοχικών ιδιομορφών, T_j, T_i με $T_j < T_i$	Όταν $T_j < 0,9T_i$ ή $\frac{1}{r} \geq 1 + 0,1\zeta$ τότε ανεξάρτητες, (ασυσχέτιστες)	Όταν $T_j > 0,9T_i$ τότε εξαρτημένες, (συσχετισμένες)

Μια κατασκευή έχει μεγάλο αριθμό ιδιομορφών. Γενικά το μονώροφο κτίριο στο χώρο έχει 3 ιδιομορφές, το διώροφο έχει 6 και το N-όροφο έχει 3N ιδιομορφές. Από αυτές δεν συμμετέχουν όλες ισοδύναμα στη απόκριση της κατασκευής. Για να φανεί η συμβολή της κάθε ιδιομορφής i , υπολογίζεται ο συντελεστής συμμετοχής της Γ_i , σχέση (3.29). Επίσης, κάθε ιδιομορφή ενεργοποιεί, με την κίνηση της, μια μάζα η οποία είναι ένα ποσοστό της συνολικής μάζας της κατασκευής. Αυτή η μάζα λέγεται δρώσα ιδιομορφική μάζα, M_i , και υπολογίζεται ως εξής:

$$M_i = \Gamma_i \{\Phi_i\}^T (M) \{r\} = \frac{\left(\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{ji} \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{ji}^2} \quad (3.36)$$

Οι ιδιομορφές που θα λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό της συνολικής απόκρισης, θα είναι αυτές που συμβάλλουν σημαντικά στην απόκριση. Το κριτήριο αυτό θεωρείται ότι ικανοποιούνται εάν ισχύει οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- Το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Η δρώσα ιδιομορφική μάζα M_k , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης F_{bk} , που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, μπορεί να εκφραστεί ως $F_{bk} = S_d(T_k) M_k$.

Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

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

Εάν οι παραπάνω απαιτήσεις δεν ικανοποιούνται (π.χ. σε κτίρια με σημαντική συμβολή στρεπτικών ιδιομορφών) ο ελάχιστος αριθμός k , που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη σε μια χωρική ανάλυση, πρέπει να ικανοποιεί και τις δυο ακόλουθες συνθήκες:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (3.37)$$

και

$$T_k \leq 0,20s \quad (3.38)$$

όπου:

k : είναι το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη.

n : είναι το πλήθος των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

T_k : είναι η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k .

Για να υπολογιστούν τα σεισμικά φορτία για κάθε ιδιομορφή εφαρμόζεται η παρακάτω σχέση:

$$\{F_i\} = \Gamma_i \cdot S_d(T_i) \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\} \quad \text{ή} \quad \{F_{ji}\} = \Gamma_i \cdot S_d(T_i) \cdot m_j \cdot \{\Phi_{ji}\} \quad (3.39)$$

όπου $j = 1, 2 \dots N$ αριθμός ορόφων

$i = 1, 2 \dots N$ αριθμός ιδιομορφών

Τα συνολικά σεισμικά φορτία σε κάθε όροφο υπολογίζονται με τετραγωνική ή χωρική επαλληλία των παραπάνω φορτίων π.χ.

$$\{F\} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \{F_i\}^2} \quad (3.40)$$

Με βάση τα σεισμικά φορτία με στατική ελαστική ανάλυση υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη για κάθε ιδιομορφή και αυτά επαλληλίζονται στη συνέχεια, για να προκύψουν τα συνολικά εντατικά μεγέθη. Μπορεί εναλλακτικά να υπολογιστούν οι μετακινήσεις από τα κέντρα μάζας του κάθε ορόφου και κατόπιν να υπολογιστούν οι μετακινήσεις στα άκρα των μελών και με βάση αυτές στη συνέχεια υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη των μελών χρησιμοποιώντας το μητρώο στιβαρότητας κάθε μέλους.

3.8.3 Ταυτόχρονα μεγέθη σχεδιασμού

Κατά το σχεδιασμό κάποιου μέλους απαιτούνται περισσότερα του ενός εντατικά μεγέθη τα οποία λαμβάνουν χώρα ταυτόχρονα. Για παράδειγμα, για τη διαστασιολόγηση ενός υποστυλώματος από Ω.Σ. στο επίπεδο απαιτούνται η ροπή, M , και η αξονική δύναμη N . Σύμφωνα με τα παραπάνω, για αυτά τα μεγέθη υπολογίζονται οι ακραίες μέγιστες τιμές οι οποίες δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και επιπλέον δεν φαίνονται και τα πρόσημα με τα οποία πρέπει να συνδυαστούν. Ένας τρόπος θα ήταν να γίνει η διαστασιολόγηση του μέλους λαμβάνοντας υπόψη όλους τους δυνατούς συνδυασμούς προσήμων των ακραίων τιμών. Αυτός ο τρόπος αν και είναι υπέρ της ασφαλείας θα οδηγούσε σε πολλούς συνδυασμούς φορτίσεων και επιπλέον σε ένα δυσμενή σχεδιασμό ο οποίος να μην αντιστοιχεί σε κάποια πιθανή εντατική κατάσταση. Μια άλλη προσέγγιση είναι το ένα μέγεθος λαμβάνεται υπόψη με την ακραία τιμή του και το άλλο με την πιθανή ταυτόχρονη προς αυτήν τιμή του. Αν exA η ακραία τιμή κάποιου μεγέθους A , η πιθανή ταυτόχρονη προς την exA τιμή ενός άλλου μεγέθους B συμβολίζεται με $B_{,A}$ και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$B_{,A} = \frac{P_{AB}}{exA} \quad (3.41)$$

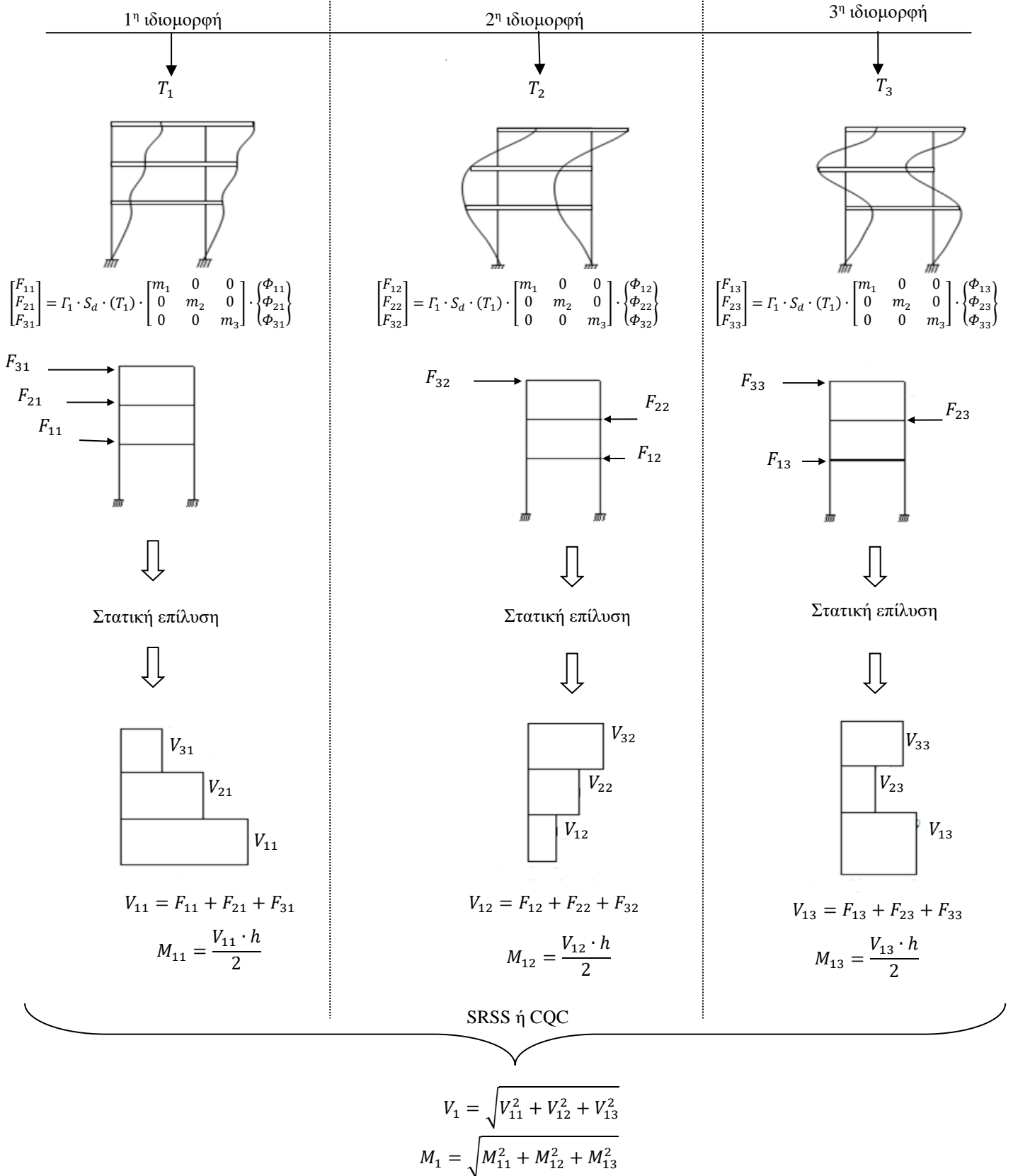
Ο συντελεστής P_{AB} ονομάζεται παράγοντας συσχέτισης των μεγεθών A και B και δίνεται από τη σχέση:

$$P_{AB} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \varepsilon_{ij} A_i B_j \quad (3.42)$$

A_i η τιμή του μεγέθους A από την επίλυση για την ιδιομορφή i

B_j η τιμή του μεγέθους B από την επίλυση για την ιδιομορφή j .

Σχηματικά η διαδικασία υπολογισμού των σεισμικών φορτίων και των εντατικών μεγεθών για κάθε ιδιομορφή φαίνεται στο σχήμα 3.15).



Σχήμα 3.15 Ιδιομορφικά εντατικά μεγέθη και η επαλληλία τους.

3.8.4 Επιλογή επίπεδου ή χωρικού προσομοιώματος κατά τον EC8

Οι δύο μέθοδοι της ελαστικής γραμμικής ανάλυσης : α) μέθοδος οριζόντιας δύναμης και β) φασματική δυναμική μέθοδος μπορούν να εκτελεστούν σε δυο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, εφόσον ικανοποιούνται τα κριτήρια για την κανονικότητα σε κάτοψη.

Ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, η γραμμική – ελαστική ανάλυση μπορεί να εκτελεστεί με δυο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, ακόμα κι αν δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια για την κανονικότητα σε κάτοψη εφόσον ικανοποιούνται όλες οι ακόλουθες ειδικές συνθήκες κανονικότητας:

α) Τόσο η περιμετρική επένδυση όσο και οι διαχωριστικοί τοίχοι του κτιρίου είναι ομοιόμορφα κατανεμημένοι και σχετικά δύσκαμπτοι.

β) Το ύψος του κτιρίου δεν υπερβαίνει τα 10m.

γ) Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους είναι μεγάλη σε σύγκριση με την μεταφορική δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε να μπορεί να υποτεθεί άκαμπτη διαφραγματική λειτουργία.

δ) Τα κέντρα οριζόντιας δυσκαμψίας και μάζας βρίσκονται στην ίδια κατακόρυφη γραμμή και ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες, στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης:

$$r_x^2 \geq I_s^2 + e_{ox}^2, \quad (3.43)$$

$$r_y^2 \geq I_s^2 + e_{oy}^2, \quad (3.44)$$

όπου:

I_s : η ακτίνα αδράνειας της μάζας του ορόφου

$$I_s = \sqrt{\frac{\text{πολική ροπή αδράνειας πλάκας ως προς το κέντρο μάζας}}{\text{μάζα ορόφου}}} = \sqrt{\frac{I_\theta}{m}} = \sqrt{\frac{L_x^2 + L_y^2}{12}} \quad (3.45)$$

$$I_\theta = m \frac{L_x^2 + L_y^2}{12} \quad (3.46)$$

L_x, L_y : Διαστάσεις σε κάτοψη της κατασκευής ως προς τις διευθύνσεις x και y.

r_x, r_y : Οι ακτίνες δυστρεψίας

$$r_x = \sqrt{\frac{\text{στροφική δυσκαμψία}}{\text{μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση y}}} = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (3.47)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\text{στροφική δυσκαμψία}}{\text{μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση x}}} = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (3.48)$$

$$K_x = \sum_{i=1}^n K_{xi}, \quad K_{xi} = \frac{12EI_{yi}}{h^3} \quad (3.49)$$

$$K_y = \sum_{i=1}^n K_{yi}, \quad K_{yi} = \frac{12EI_{xi}}{h^3} \quad (3.50)$$

$$K_\theta = \sum_{i=1}^n (K_{\theta i} + x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) \quad (3.51)$$

x_i, y_i : Συντεταγμένες του υποστυλώματος i

$$K_{\theta i} = \frac{GI_{\theta i}}{h^3} \quad (3.52)$$

e_{ox} , e_{oy} : Οι φυσικές εκκεντρότητες δηλαδή η απόσταση του κέντρου μάζας από το κέντρο ελαστικής στροφής στη διεύθυνση των αξόνων x και y .

n είναι ο αριθμός υποστλωμάτων και τοιχιών.

Σε κτίρια που ικανοποιούν όλες τις παραπάνω προϋποθέσεις (α , β , γ) με εξαίρεση τη (δ), μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί γραμμική – ελαστική ανάλυση σε δυο επίπεδα προσομοιώματα, ένα σε κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, αλλά στις περιπτώσεις αυτές όλα τα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις που προκύπτουν από την ανάλυση πρέπει να πολλαπλασιαστούν επί ένα συντελεστή ίσο με 1.25.

Κτίρια που δεν ικανοποιούν τα παραπάνω κριτήρια θα μελετώνται υποχρεωτικά με την χρήση χωρικού προσομοιώματος.

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα, η σεισμική δράση σχεδιασμού θα εφαρμόζεται σε όλες τις κατάλληλες οριζόντιες διευθύνσεις (ανάλογα με την στατική διάταξη του κτιρίου) και στις ορθογώνιες προς αυτές. Για κτίρια με φέροντα στοιχεία σε δυο ορθογώνιες διευθύνσεις αυτές οι δυο διευθύνσεις θα θεωρούνται ως οι κατάλληλες διευθύνσεις.

3.9 Στρεπτικές επιδράσεις

• Απλή προσέγγιση

Η στρέψη προκαλεί πρόσθετες μετακινήσεις και κατά συνέπεια μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη στα στοιχεία (δοκούς, υποστλώματα, τοιχώματα) της κατασκευής. Ένας απλός τρόπος για να ληφθούν υπόψη οι στρεπτικές επιδράσεις στα αποτελέσματα της απόκρισης είναι τα εντατικά μεγέθη να πολλαπλασιάζονται επί ένα συντελεστή δ , που είναι ίσος με:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (3.53)$$

όπου:

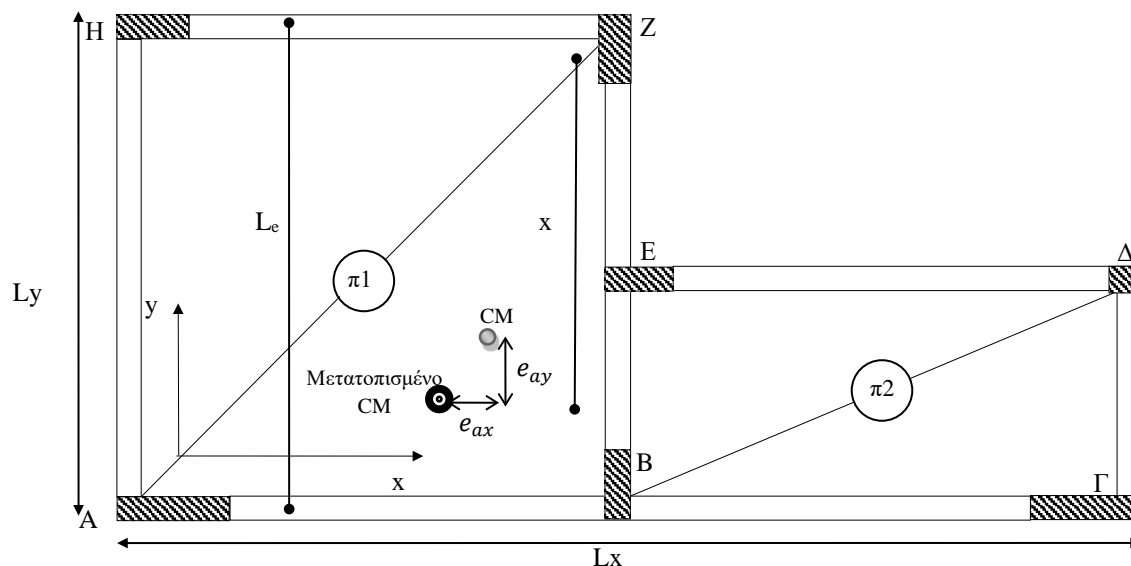
x : Η απόσταση του εξεταζόμενου στοιχείου από το κέντρο μάζας του κτιρίου σε κάτοψη μετρούμενη κάθετα προς τη διεύθυνση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης.

L_e : Η απόσταση μεταξύ των δυο ακραίων φερόντων στοιχείων του συστήματος ανάληψης οριζόντιων φορτίων, μετρούμενη κάθετα προς τη διεύθυνση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης.

Εάν η ανάλυση εκτελείται σε δυο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, οι στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν διπλασιάζοντας την τυχαματική εκκεντρότητα e_{ai} (σχέση 3.55) ή αντί του συντελεστή 0,6 της έκφρασης (3.53) εφαρμόζεται ο συντελεστής 1,2 δηλαδή η σχέση (3.53) γίνεται:

$$\delta = 1 + 1,2 \frac{x}{L_e} \quad (3.54)$$

Ένα παράδειγμα για τον προσδιορισμό των γεωμετρικών μεγεθών x , L_e για το υποστώμα Z και για επίλυση για σεισμική δράση κατά τον άξονα x φαίνεται στο σχήμα 3.16.



Σχήμα 3.16 Τα γεωμετρικά μεγέθη x , L_e για το υποστύλωμα, Z και για επίλυση για σεισμική δράση κατά τον άξονα x .

• Λεπτομερής προσέγγιση

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0,05L_i \quad (3.55)$$

όπου:

e_{ei} : Η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους.

L_i : Η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα για την ανάλυση, οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών M_{ai} περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου i :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.56)$$

όπου:

M_{ai} : Η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο i περί τον κατακόρυφο άξονά του.

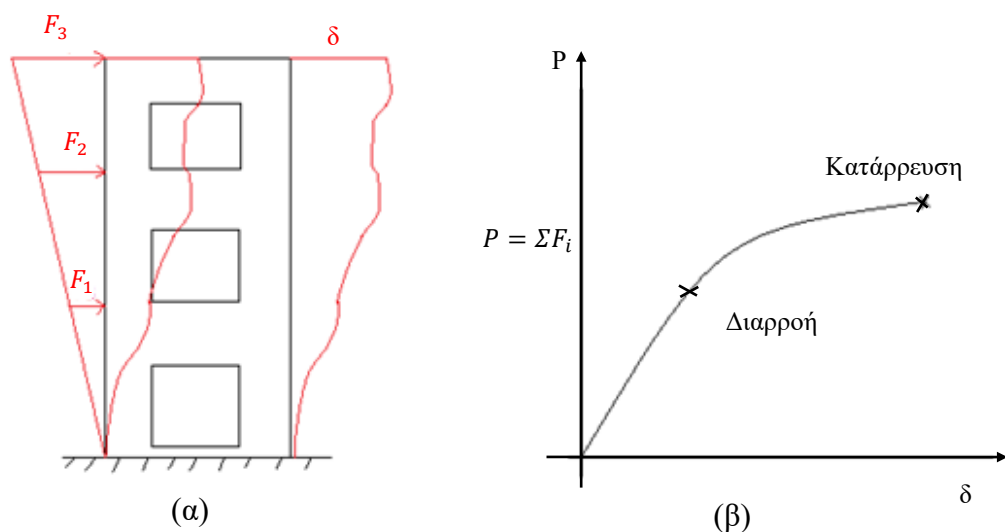
e_{ai} : Η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου i στην αντίστοιχη απαιτούμενη διεύθυνση.

F_i : Το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο i σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της e_{ai} .

Τα εντατικά μεγέθη των φορτίσεων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με θετικά και αρνητικά πρόσημα (το ίδιο πρόσημο για όλους τους ορόφους).

3.10 Ανελαστική στατική ανάλυση (ή Μη γραμμική στατική ανάλυση ή Push over ανάλυση ή Υπερωθητική ανάλυση).

Σύμφωνα με την ανάλυση αυτή, ο φορέας καταπονείται πλευρικά από οριζόντιο φορτίο και υπολογίζεται το διάγραμμα συνολικού οριζόντιου φορτίου (ή τέμνουσας στη βάση του κτιρίου) με τη μετακίνηση στην κορυφή. Το διάγραμμα που προκύπτει λέγεται καμπύλη αντίστασης ή καμπύλη ικανότητας.



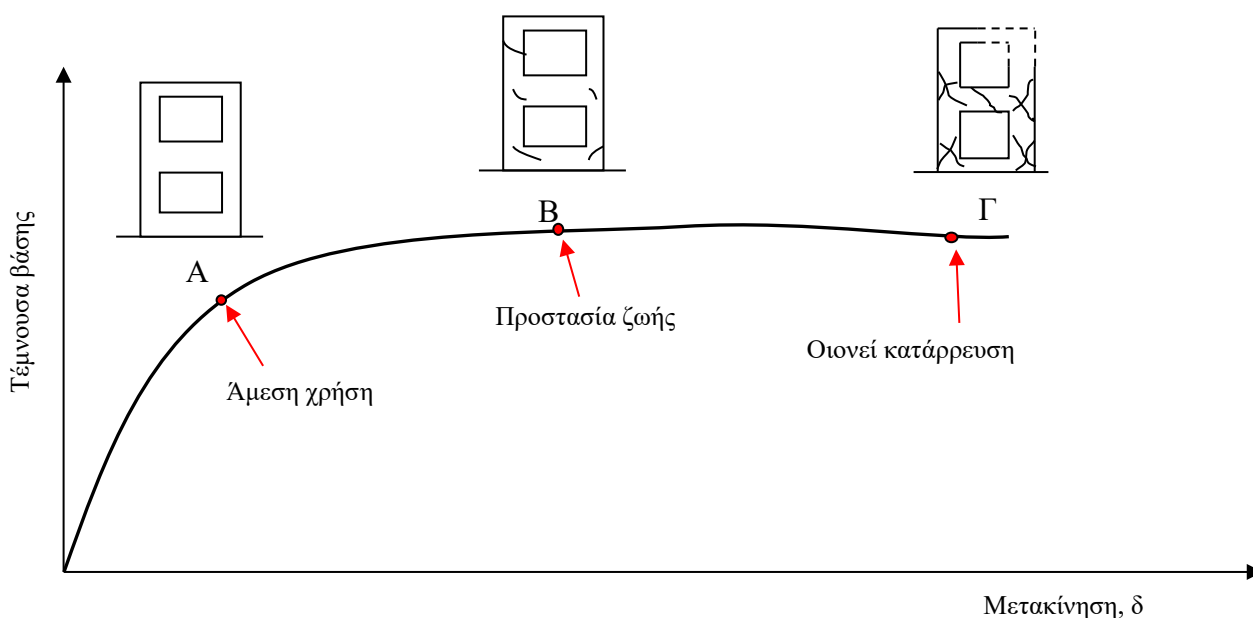
Σχήμα 3.17 Οριζόντια πλευρική φόρτιση και παραμόρφωση κατασκευής, (α) και καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, (β).

Κάθε σημείο πάνω στη καμπύλη ικανότητας, αντιστοιχεί και σε μια κατάσταση παραμόρφωσης της κατασκευής. Αρχικά η κατασκευή είναι στην ελαστική της περιοχή και δεν έχει πάθει βλάβες ή μπορεί να έχει πολύ λίγες βλάβες. Αυτή η κατάσταση περιγράφεται στο σημείο Α στη καμπύλη ικανότητας (σχήμα 3.18). Στο σημείο Β, η κατασκευή έχει πάθει σοβαρές βλάβες αλλά επισκευάσιμες και δεν έχει καταρρεύσει, ενώ στο σημείο Γ, η κατασκευή είναι ακριβώς λίγο πριν την ολική κατάρρευση της ενώ τμήμα τα της μπορεί να έχουν είδη καταρρεύσει. Όταν ένας σεισμός διεγείρει την κατασκευή τότε η επίδραση του σεισμού θα ωθήσει την κατασκευή σε κάποιο σημείο πάνω στην καμπύλη δύναμης – μετακίνησης. Όσο πιο ‘δυνατός’ είναι ο σεισμός τόσο η κατάσταση της κατασκευής θα αντιστοιχεί σε ένα σημείο πάνω στην καμπύλη προς τη κατάρρευση. Όσο πιο ‘αδύναμος’ είναι ο σεισμός, θα παραμορφώσει την κατασκευή και θα αντιστοιχεί μια παραμορφωσιακή κατάσταση που θα αποτυπώνεται σ’ ένα σημείο της καμπύλης προς την ελαστική περιοχή.

Επομένως, αν έρθει ένας μικρός σεισμός και ωθήσει την κατασκευή μέχρι το σημείο Α, λίγο πριν ή λίγο μετά, τότε η κατασκευή στο πέρας του σεισμού δεν θα πάθει τίποτα σημαντικό και θα μπορεί άμεσα να είναι σε χρήση. Αν έρθει ένας ‘μεγαλύτερος’ σεισμός, τότε αυτός θα προκαλέσει μεγαλύτερες παραμορφώσεις στην κατασκευή και θα την ωθήσει κοντά στο σημείο Β. Η κατασκευή μετά το πέρας του σεισμού, θα έχει πάθει σοβαρές βλάβες, οι οποίες

είναι επισκευάσιμες. Η κατασκευή δε θα καταρρεύσει και θα επιτευχθεί η προστασία της ζωής των ανθρώπων που ήταν μέσα. Η μετακίνηση της κατασκευής για αυτόν το μεγαλύτερο σεισμό αντιστοιχεί σε κάποιο σημείο στην καμπύλη αντίστασης, αυτό το σημείο θα είναι κοντά στο σημείο Β. Αν έρθει ένας πολύ δυνατός σεισμός μπορεί να φτάσει την κατασκευή σε μεγάλες μετακινήσεις, ανεπανόρθωτες βλάβες και να είναι λίγο πριν τη κατάρρευση, η όποια μπορεί να συμβεί με μια μικρή προσ αύξηση του φορτίου. Αυτή η κατάσταση αντιστοιχεί στο σημείο Γ της καμπύλης αντίστασης. Τέλος μπορεί να έρθει ένας ακόμα μεγαλύτερος σεισμός και να οδηγήσει την κατασκευή σε πλήρη κατάρρευση. Επομένως, μπορούν να οριστούν ορισμένες επιθυμητές καταστάσεις, στις οποίες θα θέλαμε να βρίσκεται το κτίριο μετά από έναν δεδομένο σεισμό σχεδιασμού. Αυτές οι καταστάσεις αντιστοιχούν σε κάποια σημεία πάνω στην καμπύλη. Με βάση τα προηγούμενα, ορίζονται τρεις τέτοιες επιθυμητές καταστάσεις, οι οποίες ονομάζονται στάθμες επιτελεστικότητας.

Αυτές οι καταστάσεις σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι: 'Άμεση χρήση μετά το σεισμό', 'Προστασία ζωής' και 'Οιονεί κατάρρευση'. Τα αντίστοιχα σημεία στην καμπύλη ικανότητας φαίνονται στο σχήμα 3.18.



Σχήμα 3.18 Στάθμες επιτελεστικότητας.

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων, ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι στάθμες επιτελεστικότητας περιγράφονται ως εξής :

Άμεση χρήση μετά τον σεισμό, (Α) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.

Προστασία ζωής, (Β) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευμένα στο κτίριο υλικά.

Οιονεί κατάρρευση (Γ) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μή-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Το ερώτημα που προκύπτει είναι: Για ποιο σεισμό σχεδιασμού θα θέλαμε η κατασκευή να βρίσκεται στις παραπάνω επιθυμητές καταστάσεις; Ο Κανονισμός Επεμβάσεων ορίζει για δυο επίπεδα σεισμών, έναν ισχυρό και έναν λιγότερο ισχυρό. Έτσι λοιπόν προκύπτουν έξι περιπτώσεις συνδυασμού επιθυμητών καταστάσεων και επιπέδου σεισμού. Αυτά τα δυο επίπεδα σεισμών και οι αντίστοιχες επιθυμητές καταστάσεις (A1, A2, B1, B2, Γ1, Γ2) φαίνονται στον πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2 Επίπεδα σεισμών σχεδιασμού και αντίστοιχες επιθυμητές καταστάσεις της κατασκευής.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης για 50 ετών.	Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50 %	A2	B2	Γ2

Όταν λέγεται ότι η κατασκευή βρίσκεται σε μια επιθυμητή κατάσταση επιτελεστικότητας π.χ. 'Άμεση χρήση' μετά το σεισμό αυτό μεταφράζεται υπολογιστικά ότι όλα τα μέλη της ικανοποιούν κάποια κριτήρια. Για το παράδειγμα η στάθμη της 'Άμεσης χρήσης' θα πρέπει όλα τα μέλη να μην έχουν διαρρεύσει ή αλλιώς η μετακίνηση που θα επιβάλει ο σεισμός να είναι μικρότερη από τη μετακίνηση διαρροής δ_y . Αν όμως είναι επιθυμητό για την κατασκευή η στάθμη 'προστασίας ζωής' τότε θα πρέπει η μετακίνηση που θα επιβάλει ο σεισμός να είναι μικρότερη από το ιμι-άθροισμα της μετακίνησης διαρροής, δ_y , με τη μετακίνηση αστοχίας, δ_u , διαιρεμένη με ένα συντελεστή γ_{RD} . Αν για την κατασκευή ήταν επιθυμητή η στάθμη επιτελεστικότητας 'Αποφυγή κατάρρευσης' τότε θα πρέπει η μετακίνηση που θα επιβάλει ο σεισμός στα στοιχεία της, να είναι μικρότερη από τη μετακίνηση αστοχίας δ_u διαιρεμένη με το συντελεστή γ_{RD} . Υπάρχουν και άλλοι έλεγχοι που πρέπει να γίνονται οι οποίοι αναφέρονται αναλυτικά στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Επίσης πρέπει να ελέγχονται και άλλα στοιχεία εκτός από τα φέροντα όπως τα μη φέροντα στοιχεία, οι τοιχοποιίες πλήρωσης κτλ.

Η εύρεση του σημείου πάνω στην καμπύλη αντίστασης, που ένας συγκεκριμένος σεισμός, θα φτάσει την κατασκευή, λέγεται στοχευμένη μετακίνηση ή σημείο επιτελεστικότητας. Η θέση αυτού του σημείου σε σχέση με τα σημεία που αντιστοιχούν στις στάθμες

επιτελεστικότητας δείχνει τη στάθμη επιτελεστικότητας που ικανοποιεί η κατασκευή εάν δεχτεί σαν φόρτιση τον συγκεκριμένο σεισμό.

Όταν δηλαδή επιβάλλεται ένας σεισμός και η στοχευμένη μετακίνηση του είναι πιο πριν από το σημείο που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας ‘άμεση χρήση’, τότε ο σεισμός που διέγειρε τη κατασκευή, δεν προκάλεσε ζημιές στην κατασκευή και αυτή μπορεί άμεσα να κατοικηθεί χωρίς πρόβλημα. Σ’ αυτή την περίπτωση η κατασκευή ικανοποιεί τα κριτήρια της στάθμης επιτελεστικότητας ‘Άμεση χρήση μετά το σεισμό’. Προφανώς, η κατασκευή ικανοποιεί και τα κριτήρια για της άλλες στάθμες. Αυτή η περίπτωση φαίνεται στο σχήμα 3.19 (α).

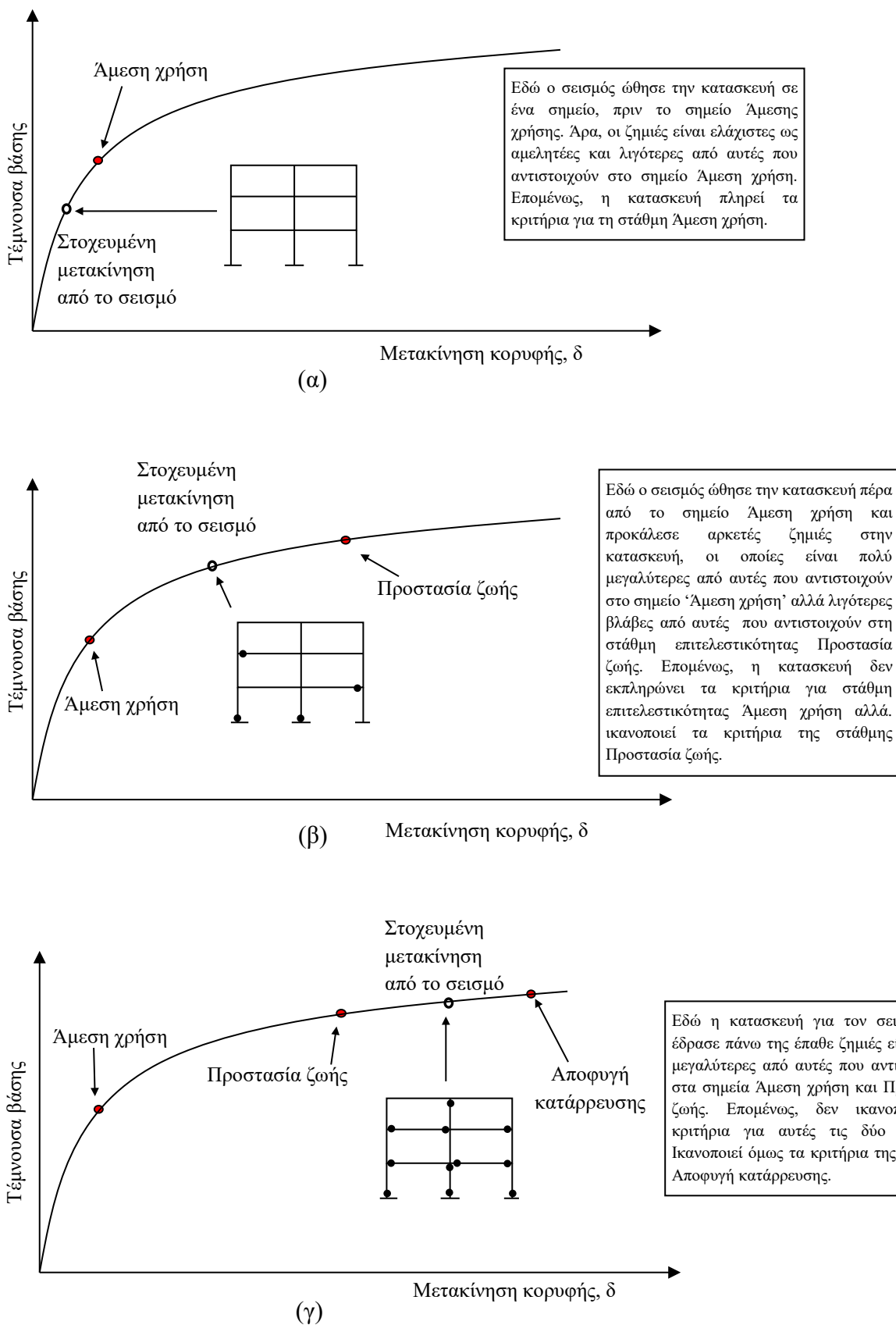
Όταν η στοχευμένη μετακίνηση είναι μετά το σημείο που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας ‘άμεση χρήση’ και πριν από το σημείο που αντιστοιχεί στη στάθμη ‘προστασία ζωής’, τότε ο σεισμός σχεδιασμού προκάλεσε κάποιες βλάβες στη κατασκευή, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών. Η κατασκευή για να χρησιμοποιηθεί πάλι θα πρέπει να γίνει επισκευή ή ενίσχυση της. Σ’ αυτή την περίπτωση η κατασκευή δεν ικανοποιεί τα κριτήρια της στάθμης ‘Άμεση χρήση μετά το σεισμό’ ικανοποιεί όμως τα κριτήρια για τη στάθμη ‘Προστασία ζωής’. Προφανώς ικανοποιεί και τα κριτήρια της ακόμα χαμηλότερης στάθμης ‘Οιονεί κατάρρευση’. Αυτή η περίπτωση φαίνεται στο σχήμα 3.19 (β).

Όταν η στοχευμένη μετακίνηση είναι κοντά και πριν από το σημείο Γ που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας ‘Οιονεί κατάρρευση’ τότε η κατασκευή έχει πάθει ανεπανόρθωτες και σοβαρές βλάβες, για τις οποίες απαιτείται ενίσχυση (και όχι απλή επισκευή) ή αντικατάσταση ή υποκατάσταση των δομικών στοιχείων ή του δομήματος στο σύνολό του. Δεν αποκλείονται τραυματισμοί ορισμένων ατόμων λόγω βλαβών ή γενικής βλάβης του δομήματος. Η κατασκευή μπορεί να αντέξει οριακά τα κατακόρυφα φορτία και θα καταρρεύσει σε οποιαδήποτε πρόσθετη φόρτιση. Σ’ αυτή την περίπτωση η κατασκευή δεν ικανοποιεί τα κριτήρια της στάθμης ‘Άμεση χρήση μετά το σεισμό’ και της στάθμης ‘Προστασία ζωής’. Ικανοποιεί όμως τα κριτήρια της στάθμης ‘Οιονεί κατάρρευση’. Αυτή η περίπτωση φαίνεται στο σχήμα 3.19 (γ).

Η στοχευμένη μετακίνηση ή σημείο επιτελεστικότητας μπορεί να υπολογιστεί με πολλούς τρόπους. Τρεις είναι οι σημαντικότεροι στη βιβλιογραφία: Η μέθοδος ATC 40, η μέθοδος N2 και η μέθοδος των συντελεστών.

Η γενική λογική των παραπάνω μεθόδων είναι η εξής: Με βάση την καμπύλη ικανότητας υπολογίζεται ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα. Με βάση την περίοδο T, του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος και το ελαστικό φάσμα, υπολογίζεται η μετακίνηση του ισοδύναμου συστήματος και στη συνέχεια η στοχευμένη μετακίνηση της κατασκευής, δι. Τοποθετείται η στοχευμένη μετακίνηση στην καμπύλη αντίστασης και συγκρίνεται με τα σημεία που αντιπροσωπεύουν τις στάθμες επιτελεστικότητας. Με βάση τη σύγκριση φαίνεται ποια στάθμη επιτελεστικότητας ικανοποιεί η κατασκευή.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστεί πολύ συνοπτικά η μέθοδος των συντελεστών γιατί είναι αυτή που ακολουθείται και στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ο οποίος αποτελεί το εθνικό προσάρτημα στον Ευρωκώδικα 8 (EC8, μέρος 3).



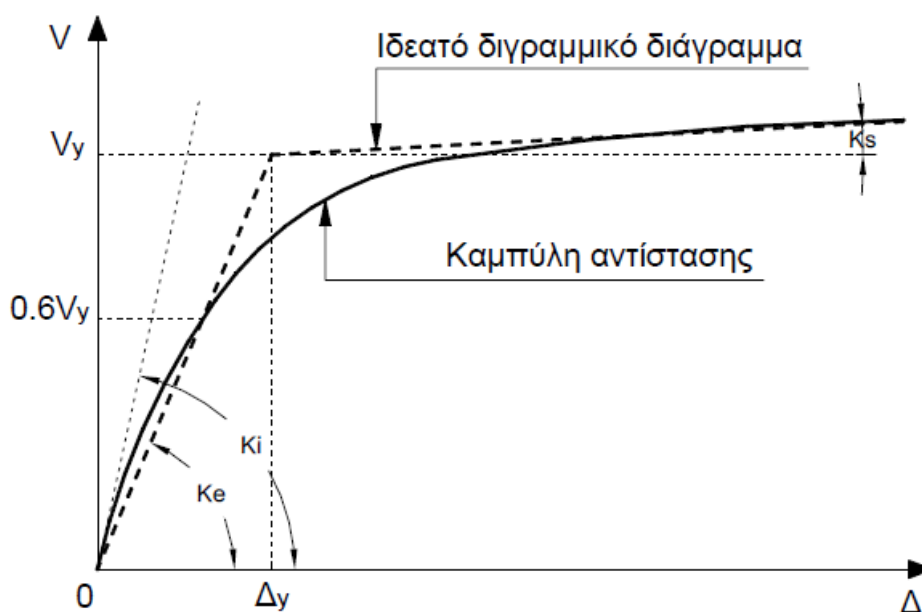
Σχήμα 3.19 Στάθμες επιτελεστικότητας και στοχευμένη μετακίνηση σεισμού.

3.10.1 Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης: Μέθοδος των συντελεστών

Ο υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης της κατασκευής με τη μέθοδο των συντελεστών περιγράφεται στο κείμενο της FEMA 356 στον ATC-40 καθώς και στον κανονισμό επεμβάσεων, ΚΑΝΕΠΕ. Και αυτή η μέθοδος βασίζεται στο ισοδύναμο σύστημα, το οποίο όμως χρησιμοποιείται χωρίς να αναφέρεται ρητά. Τα βήματα της μεθόδου είναι τα εξής:

Βήμα 1^ο : Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος για την καμπύλη αντίστασης.

Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται κατ' αρχήν η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε διγραμμικό διάγραμμα. Η κλίση του μετελαστικού κλάδου δεν λαμβάνεται μηδενική, αλλά έχει τιμή K_s . Ο τρόπος κατασκευής του διγραμμικού διαγράμματος γίνεται με την εξής διαδικασία:



Σχήμα 3.20 Κατασκευή ιδεατής διγραμμικής απεικόνισης της καμπύλης αντίστασης.

- Κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος, ορίζοντας τη δυσκαμψία, K_s , κατά τη κρίση του μηχανικού και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο που η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια.
- Ορίζεται η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία, K_e , από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη αντίστασης που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής, V_y . Επειδή αυτή η τιμή δεν είναι γνωστή εκ των προτέρων, απαιτούνται κάποιες δοκιμές.
- Ορίζεται η τέμνουσα διαρροής, V_y , από το σημείο τομής των ευθειών με κλίση, K_e , και K_s , που αντιστοιχούν στον ελαστικό και τον μετελαστικό κλάδο αντίστοιχα.

Βήμα 2^ο : Υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, T_e .

Από τη δυναμική ανάλυση υπολογίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής, T_i , στη διεύθυνση που εξετάζεται, λαμβάνοντας υπόψη την ελαστική δυσκαμψία, K_i . Για να

υπολογίσουμε την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, που αντιστοιχεί σε δυσκαμψία K_e , χρησιμοποιούμε τη σχέση:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.57)$$

Βήμα 3° : Υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης.

Η στοχευμένη μετακίνηση της κορυφής που αντιστοιχεί σε δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_e(T_e) \cdot \frac{T_e^2}{2\pi^2} \quad (3.58)$$

όπου $S_e(T_e)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e και C_0, C_1, C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e ($S_d = [T_e^2 / 4\pi^2] \cdot \Phi_e$), με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται σύμφωνα με τον πίνακα 3.3. Στον πίνακα 3.4 φαίνονται οι τιμές του συντελεστή C_0 σύμφωνα με τις οδηγίες του κειμένου FEMA 356.

Πίνακας 3.3 Τιμές του συντελεστή C_0 σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αριθμός ορόφων	Συντελεστής C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
≥10	1.5

Πίνακας 3.4 Τιμές του συντελεστή C_0 σύμφωνα με το κείμενο της FEMA 356.

Αριθμός ορόφων	Διατηρητικά Κτίρια		Λοιπά Κτίρια
	Τριγωνική Κατανομή Φορτίων	Ομοιόμορφη Κατανομή Φορτίων	Οποιαδήποτε Κατανομή Φορτίων
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

C_1 : Συντελεστής που συνδέει τη μέγιστη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού, $C_1 = \delta_{inel} / \delta_{el}$ και υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$C_1 = 1 \quad \text{για } T_e \geq T_c \quad (3.59)$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R-1)T_c/T_s}{R} \quad \text{για } T_e < T_c \quad (3.60)$$

Στις παραπάνω σχέσεις:

T_c : η περίοδος που ορίζεται από το σημείο τομής του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα του φάσματος) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος του φάσματος).

R : ο συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς τη αντίσταση διαρροής του φορέα, $R = V_{el} / V_y$, ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$R = \frac{S_e(T_e)/g}{V_y/W} C_m \quad (3.61)$$

$S_e(T_e)$: φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, T_e .

V_y : τέμνουσα διαρροής υπολογίζεται σύμφωνα με τη διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.21. Απλοποιητικά, ο λόγος V_y/W μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα, και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαίσιακό σύστημα.

W : συνολικό βάρος κατασκευής.

C_m : συντελεστής που δηλώνει την ενεργό μάζα. Ο συντελεστής C_m , μπορεί να λαμβάνεται και ίσος με το λόγο της 1^{ης} ιδιομορφικής μάζας προς την συνολική μάζα. Για τον υπολογισμό του C_m μπορεί να χρησιμοποιηθεί και ο Πίνακας 3.5.

Πίνακας 3.5 Τιμές του συντελεστή C_m .

Αριθμός Ορόφων	Πλαισιακά κτίρια από Ω.Σ.	Τοιχοματικά κτίρια από Ω.Σ.	Κτίρια από Ω.Σ. τύπου ανεστρ. εκκρεμούς	Πλαίσια παραλαβής ροπών από χάλυβα	Πλαίσια από χάλυβα με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	Πλαίσια από χάλυβες με έκκεντρος συνδέσμους	Άλλος τύπος
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3+	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0
$T_e > 1.0\text{sec}$	1.0						

C_2 : διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι τιμές του C_2 για διάφορους τύπους συστημάτων και διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας δίνονται στον Πίνακα 3.6.

Πίνακας 3.6 Τιμές του συντελεστή C_2 .

Στάθμη Επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1 \text{sec}$		$T_e \geq T_c$	
	Τύπος Κτιρίου 1	Τύπος Κτιρίου 2	Τύπος Κτιρίου 1	Τύπος Κτιρίου 2
Άμεση Χρήση μετά το σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Για ενδιάμεσες τιμές ιδιοπεριόδων γίνεται γραμμική παρεμβολή

Τύπος κτιρίου 1 : Κατασκευές οι οποίες περισσότερο από το 30% της τέμνουσας σε κάθε όροφο αναλαμβάνεται από οποιονδήποτε συνδυασμό των εξής στοιχείων. Τυπικά πλαίσια παραλαβής ροπών, πλαίσια με μεταλλικούς συνδέσμους, πλαίσια με ημιάκαμπτες συνδέσεις, πλαίσια με μεταλλικούς συνδέσμους που παραλαμβάνουν μόνο εφελκυστικές δυνάμεις, άοπλη τοιχοποιία. Ως κτήρια τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια πριν το 1985, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται διαφοροποίηση του συντελεστή C_2 με τη στάθμη επιτελεστικότητα

Τύπος κτιρίου 2 : Οι κατασκευές που δεν ανήκουν στην κατηγορία 1.

C_3 : διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2^{ας} τάξεως, επιρροή P-Δ, που ορίζεται ως εξής:

$$C_3 = 1.0 + 5 \frac{(\theta - 1)}{T_e} \quad (3.62)$$

όπου θ = συντελεστής σχετικής μεταθετότητας, ίσος με τη μέγιστη τιμή των αντίστοιχων συντελεστών των ορόφων θ_i , οι οποίοι ορίζονται από τη σχέση :

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \quad (3.63)$$

P_i = το κατακόρυφο φορτίο του i ορόφου

V_i = η συνολική τέμνουσα δύναμη του ορόφου i στην εξεταζόμενη διεύθυνση για το σεισμικό συνδυασμό, σύμφωνα με τη κλασική ανάλυση

h_i = το ύψος του i ορόφου

δ_i = σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση, μετρούμενη στο κέντρο δυσκαμψίας.

Στη συνήθη περίπτωση, (για κτίρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται $C_3 = 1.0$.

Εναλλακτικά, σύμφωνα με το FEMA 356 η τιμή του C_3 υπολογίζεται ως εξής:

$$C_3 = 1.0 \quad \text{Για θετική κλίση του μετελαστικού κλάδου (} K_s > 0 \text{)} \quad (3.64)$$

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad \text{Για αρνητική κλίση του μετελαστικού κλάδου (} K_s < 0 \text{)} \quad (3.65)$$

$$\alpha = K_s / K_e \quad (3.66)$$

Τέλος, εφόσον υπολογιστεί η στοχευμένη μετακίνηση για το σεισμό σχεδιασμού, τοποθετείται ως ένα σημείο πάνω στην καμπύλη αντίστασης που προέκυψε από την ανελαστική στατική ανάλυση. Κάθε σημείο πάνω στην καμπύλη αντίστασης αντιστοιχεί και σε μια εντατική κατάσταση όλων των μελών της κατασκευής. Για κάθε μέλος γίνεται έλεγχος των εντατικών και παραμορφωτικών μεγεθών. Αν οι δράσεις και οι παραμορφώσεις (στροφές) που αντιστοιχούν στο σημείο της στοχευμένης μετακίνησης είναι μικρότερες από τις οριακές τιμές που αντιστοιχούν στη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας για όλα τα μέλη τότε το κτίριο ικανοποιεί το κριτήριο της στάθμης αυτής. Αν οι δράσεις και οι παραμορφώσεις (στροφές) των μελών που αντιστοιχούν στη στοχευμένη μετακίνηση είναι μεγαλύτερες από τις οριακές τιμές που αντιστοιχούν στη συγκεκριμένη στάθμη τότε το κτίριο δεν ικανοποιεί τα κριτήρια αυτής της στάθμης επιτελεστικότητας και θα πρέπει να ενισχυθεί αν είναι υπάρχων ή να ανασχεδιαστεί, (αύξηση διατομών, αλλαγή γεωμετρίας φέροντος οργανισμού), αν είναι καινούριο για να μπορέσει έτσι να ξαναγίνει ο έλεγχος και να ικανοποιηθούν τα κριτήρια.

3.11 Είδη ανάλυσης για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών

Ο παρακάτω πίνακας 3.7 δείχνει τα είδη ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Όπως φαίνεται από τον πίνακα για το ίδιο είδος ανάλυσης υπάρχουν αρκετές ονομασίες.

Πίνακας 3.7 Μέθοδοι ανάλυσης.

Φόρτιση Προσομοίωμα	Στατική	Δυναμική	
Γραμμικό προσομοίωμα	Μέθοδος οριζόντιας φόρτισης ή Απλοποιημένη φασματική μέθοδος ή Ισοδύναμη στατική μέθοδος	Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης ή Φασματική δυναμική μέθοδος ή Ανάλυση ιδιομορφών ή Ιδιομορφική ανάλυση	Γραμμική χρονική ανάλυση ή Γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας ή Γραμμική εν χρόνο ολοκλήρωση ανάλυση ή Δυναμική ελαστική ανάλυση
	Ανελαστική στατική ανάλυση ή Μη γραμμική στατική ανάλυση ή Push over ανάλυση ή Υπερωθητική ανάλυση	Μη γραμμική χρονική ανάλυση ή Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας ή Μη γραμμική εν χρόνο ολοκλήρωση ανάλυση ή Δυναμική ανελαστική ανάλυση	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

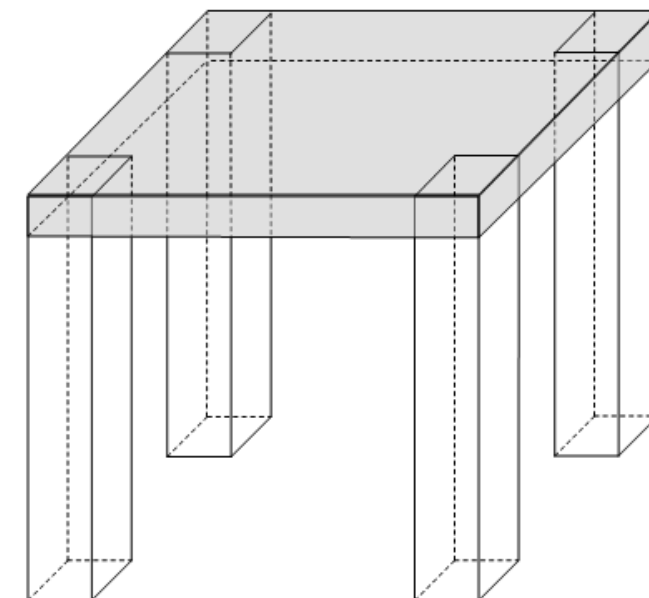
Μονώροφο κτίριο

4.1 Περιγραφή – Παραδοχές

Μονώροφο κτίριο είναι ένα σύστημα που αποτελείται από μια οριζόντια πλάκα άκαμπτη, अपαραμόρφωτη στο επίπεδό της και από ένα σύνολο κατακόρυφων στοιχείων που συνδέουν τη πλάκα με το έδαφος. Τα κατακόρυφα στοιχεία μπορεί να είναι μεμονωμένα τοιχώματα, υποστύλωματα, τα στοιχεία αυτά μπορούν να παραλάβουν δυνάμεις σε οποιαδήποτε διεύθυνση. Επίσης μπορεί να είναι και απλά ή μεικτά πλαίσια τα όποια αναλαμβάνουν δυνάμεις στο επίπεδο τους. Τέλος, μπορεί να είναι ένας συνδυασμός από πλαίσια και μεμονωμένα στοιχεία. Ένα τυπικό μονώροφο κτίριο φαίνεται στο σχήμα 4.1.

Το μονώροφο κτίριο στο χώρο έναντι οριζόντιων σεισμικών δράσεων, διερευνήθηκε για πρώτη φορά από τον καθηγητή Α. Ρουσόπουλο το 1932. Αποτελεί ένα ιδιαίτερο θέμα με ξεχωριστή θέση στο σχεδιασμό των κατασκευών έναντι σεισμού. Ακόμη και σήμερα ορισμένες έννοιες (κέντρο ελαστικής στροφής, εκκεντρότητα) εξακολουθούν να χρησιμοποιούνται στις βασικές αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού.

Σκοπός της ανάλυσης του μονώροφου κτιρίου είναι η κατανομή του ισοδύναμου σεισμικού φορτίου στα κατακόρυφα στοιχεία και υπολογισμός μετακινήσεων και εντατικών μεγεθών (τέμνουσες – ροπές) λαμβάνοντας υπόψη και τις στροφές.



Σχήμα 4.1 Μονώροφο κτίριο.

4.2 Ανάλυση του μονώροφου κτιρίου

Ο σεισμός σαν κίνηση στη βάση του κτιρίου μεταφράζεται σε οριζόντια στατική δύναμη, F_b , που δρα στο κέντρο μάζας της πλάκας. Η οριζόντια αυτή δύναμη προκαλεί στο μονώροφο κτίριο οριζόντια μετακίνηση. Η κίνηση της πλάκας καθορίζεται από τις τρεις συνιστώσες της κίνησης του κέντρου, O , τυχόντος συστήματος αναφοράς $Oxyz$. Η τελική κίνηση του σημείου, O , μπορεί να αναλυθεί σε μία μεταφορική κίνηση κατά x , u , σε μία μεταφορική κίνηση κατά y , v , και σε μία στροφή περί τον κατακόρυφο άξονα z , θ . Αυτές οι κινήσεις φαίνονται στο σχήμα 4.2.

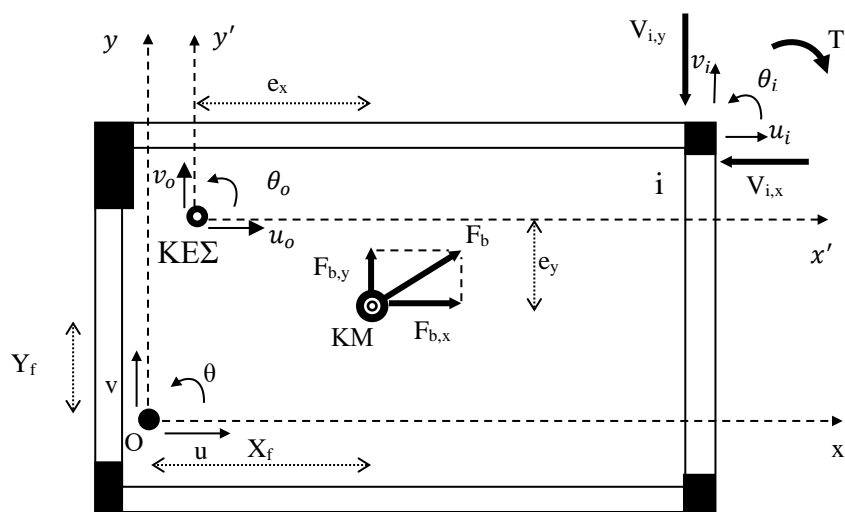
Οι μετακινήσεις u_i, v_i, θ_i , ενός κατακόρυφου στοιχείου, i , ως προς το τυχαίο σύστημα αναφοράς $Oxyz$, είναι:

$$u_i = u - y_i \theta \quad (4.1)$$

$$v_i = v + x_i \theta \quad (4.2)$$

$$\theta_i = \theta \quad (4.3)$$

Οι μετακινήσεις u_i, v_i, θ_i ενός κατακόρυφου στοιχείου, i , (υποστυλώματος ή τοιχώματος) προκαλούν σε αυτό μια εντατική κατάσταση, αναπτύσσονται δηλαδή ροπές τέμνουσες και αξονικές.

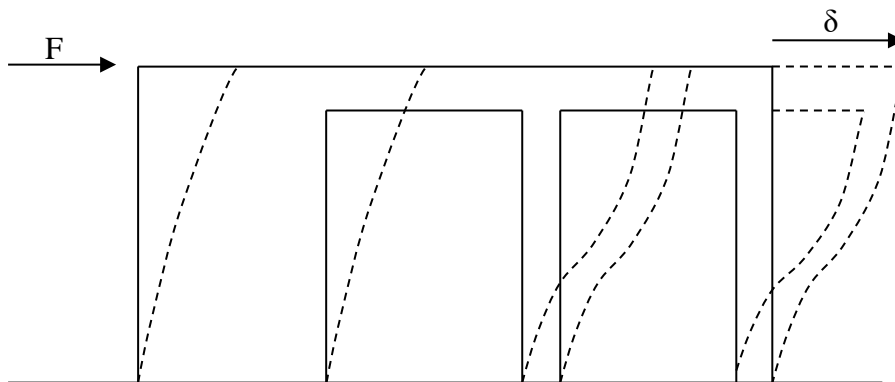


Σχήμα 4.2 Κέντρο μάζας, κέντρο ελαστικής στροφής, οριζόντια σεισμική δύναμη, μετακινήσεις και στροφές του μονώροφου κτιρίου.

4.2.1 Δυσκαμψία στοιχείων μονώροφου κτιρίου.

Δυσκαμψία ενός στοιχείου (τοιχώμα, υποστύλωμα, πλαίσιο) ορίζεται η δύναμη που πρέπει να εφαρμοστεί στο πάνω μέρος του στοιχείου, ώστε να προκύψει μοναδιαία μετατόπιση του. Άρα, αν το υποσύστημα μετατοπίζεται κατά δ λόγω μιας δύναμης F , τότε η δυσκαμψία, K , δίδεται από τη σχέση:

$$K = F/\delta \quad (4.4)$$



Σχήμα 4.3 Δυσκαμψία πλαισίου.

Λόγω της άκαμπτης διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας η δυσκαμψία των μεμονωμένων δομικών στοιχείων υπολογίζεται ως εξής:

- Αμφίπακτα υποστυλώματα $k_i = 12 \frac{EI}{h^3}$ (4.5)

- Μονόπακτα ή πρόβολοι υποστυλώματα $k_i = 3 \frac{EI}{h^3}$ (4.6)

- Τοιχώματα $k_i = \frac{3EIGA_w}{h(h^2GA_w + 3EI)}$ (4.7)

k_i η δυσκαμψία του στοιχείου i

Η δυσκαμψία k_i ενός δομικού στοιχείου εξαρτάται από τις γεωμετρικές διαστάσεις και από τις συνθήκες στηρίζεώς του (πάκτωση, ελαστική πάκτωση ή άρθρωση).

Στην περίπτωση του πλαισίου απαιτείται αρχικά ο υπολογισμός της δυσκαμψίας του πλαισίου κατά τις δυο κύριες διευθύνσεις του με βάση τις δυσκαμψίες των δομικών στοιχείων που περιλαμβάνει. Η δυσκαμψία ενός πλαισίου, $K_{\text{πλαισίου}}$, δίδεται ως το άθροισμα των δυσκαμψιών των στοιχείων του:

$$K_{\text{πλαισίου}} = \sum_{i=1}^N k_i \quad (4.8)$$

4.2.2 Δυστρεψία κατακόρυφων στοιχείων

Η δυστρεψία, (στρεπτική δυσκαμψία), ισούται με τη στρεπτική ροπή που απαιτείται ώστε να προκληθεί μοναδιαία γωνία στρέψης, θ_i , του στοιχείου.

Η δυστρεψία υπολογίζεται από τη σχέση:

$$k_\omega = \frac{GI_p}{h} \quad (4.9)$$

όπου I_p η στρεπτική ροπή αδρανείας η οποία δίδεται από τις σχέσεις:

Για κυκλικές διαμέτρου d : $I_p = \pi d^4 / 32$ (4.10)

Για ορθογωνικές διατομές b/h ($b \leq h$): $I_p = b^3 h \left[\frac{1}{3} - \frac{b}{4.76h} \left(1 - \frac{b^4}{12h^4} \right) \right]$ (4.11)

Για ορθογωνικές διατομές b/h ($b \leq h$): $I_p = c \cdot b^3 \cdot h$ (4.12)

ο συντελεστής c λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα 4.1.

Πινάκας 4.1 Τιμές συντελεστή, c , για τον υπολογισμό στρεπτικής ροπής αδρανείας.

h/b	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	5.00	∞
c	0.141	0.196	0.229	0.249	0.263	0.291	0.333

4.2.3 Ισορροπία της πλάκας

Από τις μετακινήσεις u_i , v_i , θ_i , του κάθε κατακόρυφου στοιχείου, i , υπολογίζονται οι αναπτυσσόμενες τέμνουσες $V_{i,x}$, $V_{i,y}$ καθώς και η στρεπτική ροπή $T_{i,\omega}$ του στοιχείου i ως εξής:

$$V_{i,x} = k_{i,x} \cdot u_i \quad (4.13)$$

$$V_{i,y} = k_{i,y} \cdot v_i \quad (4.14)$$

$$T_i = k_{i,\omega} \cdot \theta_i \quad (4.15)$$

όπου $k_{i,x}$, $k_{i,y}$ και $k_{i,\omega}$ οι δυσκαμψίες κατά x και y και η δυστρεψία, αντίστοιχα, του στοιχείου i . Οι σχέσεις (4.13)-(4.15) με βάση τις σχέσεις (4.1)-(4.3) γίνονται :

$$V_{i,x} = k_{i,x} \cdot u - y_i \cdot k_{i,x} \cdot \theta \quad (4.16)$$

$$V_{i,y} = k_{i,y} \cdot v + x_i \cdot k_{i,y} \cdot \theta \quad (4.17)$$

$$T_i = k_{i,\omega} \cdot \theta \quad (4.18)$$

Από την ισορροπία δυνάμεων και ροπών της πλάκας ισχύει (σχήμα 4.1) :

$$\sum V_{i,x} = F_{b,x} \quad (4.19)$$

$$\sum V_{i,y} = F_{b,y} \quad (4.20)$$

$$\sum (V_{i,y}x_i - V_{i,x}y_i) + \sum T_i = F_{b,y}X_f - F_{b,x}Y_f \quad (4.21)$$

όπου

X_f , Y_f οι συντεταγμένες του σημείου εφαρμογής της δρώσας οριζόντιας σεισμικής δύναμης F_b .

Από τις παραπάνω σχέσεις (4.16) – (4.21), προκύπτει ότι:

$$u \sum k_{i,x} - \theta \sum y_i k_{i,x} = F_{b,x} \quad (4.22)$$

$$v \sum k_{i,y} + \theta \sum x_i k_{i,y} = F_{b,y} \quad (4.23)$$

$$-u \sum y_i k_{i,x} + v \sum x_i k_{i,y} + \theta \sum (x_i^2 k_{i,y} + y_i^2 k_{i,x} + k_{i,\omega}) = F_{b,y}X_f - F_{b,x}Y_f \quad (4.24)$$

Από την επίλυση των σχέσεων (4.22) έως (4.24) προκύπτουν οι συνιστώσες της κίνησης της πλάκας ως προς το σύστημα αναφοράς $Oxyz$.

4.2.4 Κέντρο Ελαστικής Στροφής - Κέντρο Μάζας

Η στροφή, θ , προκαλεί αύξηση και ανομοιόμορφη κατανομή παραμορφώσεων των κατακόρυφων στοιχείων. Αυτό έχει σαν συνέπεια τη μεγάλη αύξηση στην αναπτυσσόμενη ένταση στα κατακόρυφα στοιχεία. Στόχος του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η

ελαχιστοποίηση ή και ο μηδενισμός αυτής της στροφής. Αν στις παραπάνω εξισώσεις (4.22) έως (4.24) θεωρηθεί ότι η στροφή είναι μηδενική ($\theta=0$) τότε η λύση που προκύπτει είναι:

$$u = \frac{F_{b,x}}{\sum k_{i,x}} \quad (4.25)$$

$$v = \frac{F_{b,y}}{\sum k_{i,y}} \quad (4.26)$$

$$-u \sum y_i k_{i,x} + v \sum x_i k_{i,y} = F_{b,y} X_f - F_{b,x} Y_f \quad (4.27)$$

Αν στη σχέση (4.27) αντικατασταθούν οι μετακινήσεις, u και v από τις (4.25) και (4.26) τότε προκύπτει:

$$-F_{b,x} \frac{\sum y_i k_{i,x}}{\sum k_{i,x}} + F_{b,y} \frac{\sum x_i k_{i,y}}{\sum k_{i,y}} = F_{b,y} X_f - F_{b,x} Y_f \quad (4.28)$$

Για να αληθεύει η σχέση (4.28) θα πρέπει οι συντελεστές των $F_{b,x}$ και $F_{b,y}$ και στα δυο μέλη της να είναι ίσοι, οπότε θα πρέπει να είναι:

$$X_f = \frac{\sum x_i k_{i,y}}{\sum k_{i,y}} \quad (4.29)$$

$$Y_f = \frac{\sum y_i k_{i,x}}{\sum k_{i,x}} \quad (4.30)$$

Αν η σεισμική δύναμη είναι στο σημείο που έχει συντεταγμένες X_f , Y_f τότε η στροφή της πλάκας θα είναι μηδενική. Το σημείο της πλάκας που έχει την ιδιότητα όταν δρα μια δύναμη να μην προκαλείται στροφή της πλάκας και η πλάκα να εκτελεί μόνο απλή μεταφορική κίνηση, λέγεται κέντρο ελαστικής στροφής Κ.Ε.Σ. Άλλες ονομασίες για το σημείο αυτό είναι οι: ελαστικό κέντρο, κέντρο δυσκαμψίας, πόλος περιστροφής. Οι συντεταγμένες του Κ.Ε.Σ., $X_{ΚΕΣ}$ και $Y_{ΚΕΣ}$ εξαρτώνται από τη θέση και τη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων. Επομένως μεταβάλλοντας τη θέση και τη διατομή των κατακόρυφων στοιχείων μεταβάλλεται και η θέση του Κ.Ε.Σ.

$$X_{ΚΕΣ} = \frac{\sum x_i k_{i,y}}{\sum k_{i,y}} \quad (4.31)$$

$$Y_{ΚΕΣ} = \frac{\sum y_i k_{i,x}}{\sum k_{i,x}} \quad (4.32)$$

Η σεισμική δύναμη αναπτύσσεται από τις αδρανειακές δυνάμεις στη μάζα της πλάκας και έχει σημείο εφαρμογής το Κέντρο Μάζας (Κ.Μ.) της πλάκας. Το Κ.Μ. συμπίπτει με το κέντρο βάρους όλων των φορτίων της κάτοψης. Αν τα φορτία και η μάζα του συστήματος είναι ομοιόμορφα κατανομημένα στην κάτοψη, ως κέντρο βάρους του συστήματος και ως Κ.Μ., λαμβάνεται το γεωμετρικό κέντρο του σχήματος της κάτοψης. Γενικότερα οι συντεταγμένες το Κ.Μ., υπολογίζονται ως εξής :

$$x_{KM} = \frac{\sum x_i P_i}{\sum P_i} \quad (4.33)$$

$$y_{KM} = \frac{\sum y_i P_i}{\sum P_i} \quad (4.34)$$

όπου

P_i το αξονικό φορτίο του i κατακόρυφου στοιχείου.

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών στόχος είναι να περιοριστεί η στρόφη του κτιρίου. Για να περιοριστεί η στρόφη θα πρέπει η οριζόντια σεισμική δύναμη να είναι κοντά στο κέντρο ελαστικής στρόφης. Από την άλλη, η οριζόντια σεισμική δύναμη δρα στο κέντρο μάζας της πλάκας επομένως θα πρέπει να σχεδιαστεί έτσι το κτίριο ώστε το κέντρο μάζας να είναι κοντά στο κέντρο ελαστικής στρόφης.

4.2.5 Εκκεντρότητα ορόφου

Στόχος κατά τον σχεδιασμό θα πρέπει να είναι να μην αναπτύσσεται από την οριζόντια σεισμική δράση, στρόφη, θ . Για να γίνει αυτό, θα πρέπει το σημείο εφαρμογής της σεισμικής δράσης το κέντρο μάζας, Κ.Μ., να συμπίπτει με το κέντρο ελαστικής στρόφης, Κ.Ε.Σ., του κτιρίου. Όταν δεν συμβαίνει αυτό αναπτύσσεται στο σύστημα στρόφη η οποία είναι ανάλογη με την απόσταση του Κ.Μ. και του Κ.Ε.Σ. Η απόσταση αυτή ονομάζεται εκκεντρότητα, e , και η προβολή στους άξονες x και y τυχαίου συστήματος $Oxyz$, αποτελούν τις συνιστώσες της εκκεντρότητας.

$$e_x = |x_{ΚΕΣ} - x_{ΚΜ}| \quad (4.35)$$

$$e_y = |y_{ΚΕΣ} - y_{ΚΜ}| \quad (4.36)$$

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο μετατοπίζεται από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα

$$e_{\alpha,x} = 0,05 \cdot L_x \quad (4.37)$$

$$e_{\alpha,y} = 0,05 \cdot L_y \quad (4.38)$$

4.2.6 Μετακινήσεις και εντατικά μεγέθη κατακόρυφων στοιχείων

Η εντατική κατάσταση των κατακόρυφων στοιχείων υπολογίζεται από τις μετατοπίσεις και τις δυσκαμψίες τους.

Αρχικά, προσδιορίζεται η θέση του ΚΕΣ ως προς το τυχαίο σύστημα $Oxyz$. Στη συνέχεια με βάση το νέο σύστημα συντεταγμένων με κορυφή το Κ.Ε.Σ. υπολογίζονται οι συνιστώσες της κίνησης της πλάκας (u_o, v_o, θ_o), με βάση τις σχέσεις:

$$u_o = \frac{F_{b,x}}{\sum k_{i,x}} \quad (4.39)$$

$$v_o = \frac{F_{b,y}}{\sum k_{i,y}} \quad (4.40)$$

$$\theta_o = \frac{F_{b,y}e_x - F_{b,x}e_y}{\sum (x_i^2 k_{i,y} + y_i^2 k_{i,x} + k_{i,w})} \quad (4.41)$$

Η μετακίνηση και η στρόφη του τυχαίου σημείου i :

$$u_i = \frac{F_{b,x}}{\sum k_{i,x}} - y_i \cdot \theta_o \quad (4.42)$$

$$v_i = \frac{F_{b,y}}{\sum k_{i,y}} + x_i \cdot \theta_o \quad (4.43)$$

$$\theta_i = \theta_o \quad (4.44)$$

Οι τέμνουσες και η ροπή στρέψης του κατακόρυφου στοιχείου i:

$$V_{i,x} = K_{i,x} \cdot u_i \quad (4.45)$$

$$V_{i,y} = K_{i,y} \cdot v_i \quad (4.46)$$

$$T_i = K_{i,\omega} \cdot \theta_i \quad (4.47)$$

Η μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους ή μετακίνησης στον φορέα λόγω των δύο οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορεί να υπολογιστεί από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των τιμών του μεγέθους λόγω κάθε οριζόντιας συνιστώσας. Δηλαδή για την συνολική μετακίνηση, δ_i , και τέμνουσα V_i του κατακόρυφου στοιχείου i θα είναι:

$$\delta_i = \sqrt{u_i^2 + v_i^2} \quad (4.48)$$

$$V_i = \sqrt{V_{i,x}^2 + V_{i,y}^2} \quad (4.49)$$

Η προηγούμενη μέθοδος δίνει γενικά συντηρητική εκτίμηση των πιθανών τιμών εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων. Σαν εναλλακτική λύση τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις λόγω συνδυασμού των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας και τους δύο ακόλουθους συνδυασμούς:

$$E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} \quad (4.50)$$

$$0,30E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (4.51)$$

όπου:

"+" σημαίνει "να συνδυαστεί με "

E_{Edx} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x που επιλέχθηκε για τον φορέα

E_{Edy} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της ίδιας σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του οριζόντιου άξονα y του φορέα.

Η εφαρμογή των σχέσεων (4.50) και (4.51) για την μετακίνηση και τα εντατικά μεγέθη δίνει:

$$\delta_i = \pm u_i \pm 0.3 \cdot v_i \quad (4.52)$$

$$\delta_i = \pm 0.3 \cdot u_i \pm v_i \quad (4.53)$$

$$V_i = \pm V_{i,x} \pm 0.3 \cdot V_{i,y} \quad (4.54)$$

$$V_i = \pm 0.3 \cdot V_{i,x} \pm V_{i,y} \quad (4.55)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5°

Βασικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού

5.1 Κανόνες και αρχές για τη σωστή σύλληψη του φορέα

Στόχος μιας αντισεισμικής μελέτης, αποτελεί η ορθή σύλληψη και οργάνωση του φορέα της κατασκευής ο οποίος θα είναι ικανός να παραλάβει τις οριζόντιες δράσεις του σεισμού. Η αρχική φάση συλλήψεως της μορφολογίας και της δομής του αντισεισμικού φέροντος οργανισμού μιας κατασκευής συμβάλλει στην οικονομία και στην ασφάλεια της.

Κατά τη διαμόρφωση του φέροντα οργανισμού πρέπει να τηρούνται ορισμένες βασικές αρχές για τη σωστή συμπεριφορά της κατασκευής έναντι σεισμικής δράσης. Αυτές οι αρχές εφαρμόζονται στη μόρφωση του δομικού έργου τόσο σε κάτοψη όσο και σε τομή. Με βάση αυτές τις αρχές θα γίνει η σύνθεση του φέροντα οργανισμού ο οποίος θα αναλάβει τις οριζόντιες δυνάμεις και τα κατακόρυφα φορτία μέχρι και τη θεμελίωση και την ασφαλή τους μεταφορά στο έδαφος. Η διαμόρφωση και η σύλληψη του φορέα της κατασκευής είναι καθοριστική για την ασφάλεια της κατασκευής. Οι υπολογισμοί των επί μέρους μελών της κατασκευής έχουν νόημα μόνον στην περίπτωση ορθολογικής διαμόρφωσης του φέροντα οργανισμού. Σφάλματα στην αρχική σύλληψη του φορέα δεν μπορούν να αντιμετωπιστούν ακόμα και με μια λεπτομερή, άρτια ανάλυση και διαστασιολόγηση.

Μεγάλη σημασία κατά τη μελέτη του φέροντα οργανισμού για σεισμικές δράσεις έχουν οι ακόλουθες τρεις θεμελιώδεις ιδιότητες:

- Δυσκαμψία.
- Αντοχή.
- Πλαστιμότητα.

Όσο μεγαλύτερη είναι η δυσκαμψία του φορέα τόσο μικρότερες είναι οι οριζόντιες μετατοπίσεις των ορόφων και τόσο ισχυρότερος πρέπει να είναι ένας σεισμός για να προκαλέσει βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία.

Όσο μεγαλύτερη είναι η αντοχή του φορέα η οποία αποτελείται από την αντοχή των μελών του φορέα, τόσο ισχυρότερος πρέπει να είναι ένας σεισμός για να προκαλέσει διαρροή στα μέλη του φορέα ή πλαστικές παραμορφώσεις και άρα ζημιές στο φορέα.

Όσο μεγαλύτερη είναι η πλαστιμότητα, τόσο περισσότερη ικανότητα έχει η κατασκευή να απορροφά ενέργεια και να παραμορφώνεται, μετά τη διαρροή της, χωρίς να μειώνεται η αντοχή της. Οπότε, τόσο μεγαλύτερος και ισχυρότερος πρέπει να είναι ένας σεισμός για να μπορέσει να προκαλέσει την πλήρη κατάρρευση της.

Οι σημαντικότεροι τύποι φορέων κτιριακών έργων για τη μεταβίβαση των οριζόντιων δυνάμεων από το σεισμό είναι:

1. Πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα.

Είναι πλαίσια με μονολιθική σύνδεση δοκών και υποστυλωμάτων ώστε να εμποδίζεται αλλαγή στη γωνία μεταξύ τους. Παραλαμβάνουν τα πλευρικά φορτία διαμέσου της στροφής των κόμβων οι οποίες προκαλούν τέμνουσες και ροπές στα μέλη του πλαισίου. Ακόμη, προκαλούνται αξονικές δυνάμεις στους στύλους του πλαισίου λόγω των ροπών ανατροπής που προκύπτουν από τις πλευρικές δυνάμεις. Οι αξονικές δυνάμεις στα ζυγώματα του πλαισίου αμελούνται για κτίρια στα οποία οι πλάκες δρουν ως διαφράγματα.

2. Φέροντα τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Είναι κατακόρυφα στοιχεία μεγάλου μήκους σε σχέση με το πλάτος τους με διαμόρφωση κρυφών υποστυλωμάτων στα άκρα τους. Έχουν συμπεριφορά προβόλου κατά τη μεταφορά των πλευρικών φορτίων στο έδαφος.

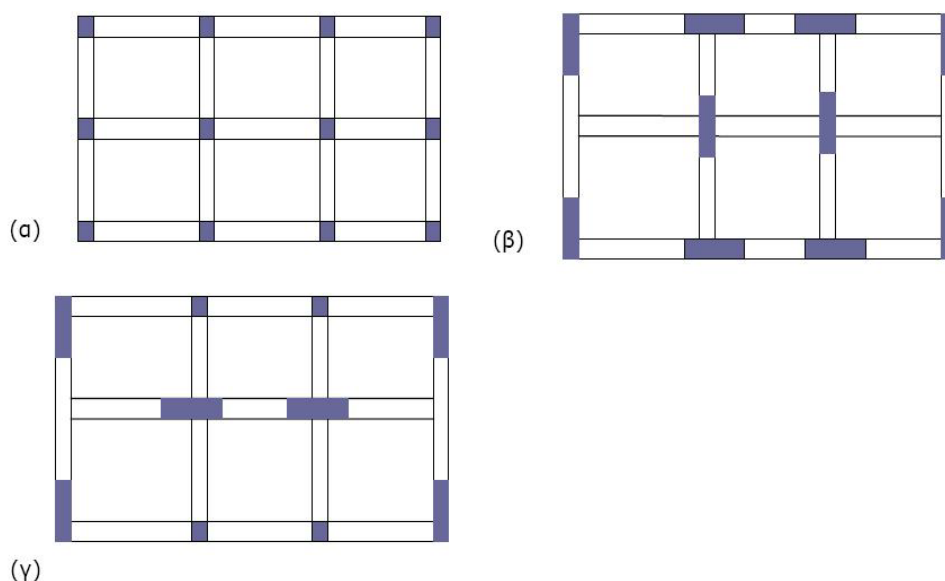
3. Μικτά συστήματα από πλαίσια και φέροντα τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος.

4. Διαγώνιοι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας και δικτυώματα από χάλυβα.

5. Φέροντες τοίχοι σε κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία

Η επιλογή του φορέα πολλές φορές είναι δύσκολη γιατί τα κριτήρια είναι αντικρουόμενα. Για την ελαχιστοποίηση των συνεπειών του σεισμού στα μη φέροντα στοιχεία όπως είναι οι τοιχοποιίες, ο εξοπλισμός και τα δίκτυα, απαιτείται η μείωση της μετακίνησης της κατασκευής κατά τη σεισμική καταπόνηση. Για μείωση των συνεπειών στον εξοπλισμό των κτιρίων, ιδίως σε κτίρια με ειδικές χρήσεις, μηχανήματα, ηλεκτρονικές συσκευές, εκτός από τις μικρές μετατοπίσεις απαιτούνται και μικρές επιταχύνσεις. Για μείωση μετακινήσεων επιλέγονται δύσκαμπτοι φορείς ενώ για μείωση επιταχύνσεων απαιτούνται εύκαμπτες κατασκευές. Η τελική επιλογή του φορέα είναι ένας συμβιβασμός ανάμεσα στις αντιτιθέμενες επιλογές και η τελική απόφαση θα καθορίζεται ανάλογα με τις απαιτήσεις και ιδιαιτερότητες κάθε κατασκευής.

Στο παρακάτω σχήμα 5.1 φαίνονται κατόψεις από πλαίσια, τοιχώματα και μεικτά συστήματα.



Σχήμα 5.1 Κατόψεις με δύσκαμπτα πλαίσια, (α), τοιχώματα, (β) και μεικτό σύστημα, (γ).

5.2 Βασικές αρχές μελέτης διαμόρφωσης

Ο σεισμικός κίνδυνος λαμβάνεται υπόψη στα αρχικά στάδια της μελέτης διαμόρφωσης ενός κτιρίου, ώστε να επιτευχθεί στατικό σύστημα το οποίο ικανοποιεί τις θεμελιώδεις απαιτήσεις με αποδεκτό κόστος.

Η σύλληψη του φέροντα οργανισμού εξαρτάται από τα αρχιτεκτονικά και λειτουργικά χαρακτηριστικά της κατασκευής (ανοίγματα, ύψη, είδος και μέγεθος φορτίων κ.λ.π) και δεν μπορεί να ακολουθηθεί μια τυποποιημένη μεθοδολογία. Κάθε κατασκευή είναι μοναδική ως προς κάποια αρχιτεκτονικά και λειτουργικά χαρακτηριστικά της, τα οποία μπορεί να είναι αποφασιστικά για την επιλογή του τύπου του φέροντα οργανισμού. Επιβάλλεται όμως η ύπαρξη απλής και σαφής στατικής λειτουργίας με στόχο τη μεταφορά των οριζόντιων και κατακόρυφων φορτίων από τον συντομότερο δρόμο μέχρι τη θεμελίωση.

Οι βασικές αρχές που διέπουν την μελέτη διαμόρφωσης του φορέα είναι:

- Στατική απλότητα.
- Ομοιομορφία, συμμετρία και υπερστατικότητα.
- Διαξονική αντοχή και δυσκαμψία.
- Στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία.
- Διαφραγματική δράση στα επίπεδα των ορόφων.
- Επαρκής θεμελίωση.

Στατική απλότητα

Η στατική απλότητα χαρακτηρίζεται από σαφή και άμεση μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων στο έδαφος. Η προσομοίωση, ανάλυση, διαστασιολόγηση, διαμόρφωση λεπτομερειών και κατασκευή όσο πιο απλών φορέων γίνεται, έχει μικρότερες αβεβαιότητες και επομένως η αντισεισμική συμπεριφορά τους είναι πολύ πιο αξιόπιστη.

Ομοιομορφία, συμμετρία και υπερστατικότητα

Η ομοιομορφία σε κάτοψη χαρακτηρίζεται από ομαλή κατανομή των φερόντων στοιχείων που επιτρέπει γρήγορη και άμεση μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων που δρουν στις κατανεμημένες μάζες του κτιρίου. Εάν είναι απαραίτητο, η ομοιομορφία μπορεί να επιτευχθεί με την υποδιαίρεση της όλης κατασκευής σε δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες, με τη χρήση σεισμικών αρμών, υπό τον όρο ότι οι αρμοί αυτοί θα σχεδιάζονται έναντι προσκρούσεων των επιμέρους τμημάτων της κατασκευής.

Η ομοιομορφία στην διαμόρφωση του φορέα καθ' ύψος του κτιρίου είναι επίσης σημαντική, επειδή οδηγεί στην αποφυγή δημιουργίας ευαίσθητων περιοχών στις οποίες παρουσιάζονται συγκεντρώσεις έντασης ή μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας και μπορεί να οδηγήσουν σε πρόωρη κατάρρευση.

Με πρόβλεψη ομαλής συσχέτισης μεταξύ της κατανομής των μαζών, της αντοχής και της δυσκαμψίας αποφεύγονται μεγάλες εκκεντρότητες μεταξύ κέντρου μάζας και κέντρου δυσκαμψίας.

Αν η μορφή του κτιρίου είναι συμμετρική ή σχεδόν συμμετρική, μια συμμετρική διάταξη φερόντων στοιχείων, καλά κατανεμημένων σε κάτοψη, είναι κατάλληλη για την επίτευξη

ομοιομορφίας. Ακόμη και αν η γεωμετρική μορφή του φορέα δεν είναι συμμετρική θα πρέπει να γίνεται προσπάθεια να επιτευχθεί μια, όσο το δυνατόν, συμμετρική τοποθέτηση των κατακόρυφων στοιχείων. Η χρήση ομοιόμορφα κατανομημένων φερόντων στοιχείων αυξάνει την υπερστατικότητα και επιτρέπει ευνοϊκότερη ανακατανομή των εντατικών μεγεθών και απόδοση ενέργειας εκτεταμένη σε ολόκληρο το φορέα. Δηλαδή αν αστοχήσει κάποιο μέλος ή αστοχήσει μια στήριξη του, ο φορέας να μη καταρρεύσει αλλά να μπορεί να αναλάβει τα φορτία με κατάλληλη ανακατανομή τους.

Διαξονική αντοχή και δυσκαμψία

Η οριζόντια σεισμική κίνηση είναι ένα φαινόμενο που εξελίσσεται σε δυο διευθύνσεις και επομένως η κατασκευή θα πρέπει να παρουσιάζει αντοχή σε οριζόντιες δράσεις προς κάθε διεύθυνση.

Τα φέροντα στοιχεία πρέπει να διατάσσονται σε κάτοψη σε ορθογωνική διάταξη που εξασφαλίζει παρόμοια χαρακτηριστικά αντοχής και δυσκαμψίας και στις δύο κύριες διευθύνσεις.

Η επιλογή των χαρακτηριστικών δυσκαμψίας του φορέα, ενώ θα στοχεύει στην ελαχιστοποίηση των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης, πρέπει επίσης να περιορίζει την ανάπτυξη υπερβολικών μετακινήσεων που μπορεί να οδηγήσουν σε αστάθεια λόγω αποτελεσμάτων δευτέρας τάξεως ή σε υπερβολικές βλάβες στα πρωτεύοντα και δευτερεύοντα μέλη του φορέα.

Στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία

Εκτός από την μεταφορική αντοχή και δυσκαμψία, οι φορείς των κατασκευών πρέπει να παρουσιάζουν επαρκή στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία, δυστρεψία, προκειμένου να περιορίζεται η ανάπτυξη των στρεπτικών κινήσεων που οδηγούν τα διάφορα φέροντα στοιχεία σε ανομοιόμορφη καταπόνηση. Για την επίτευξη στρεπτικά μη ευαίσθητων κατασκευών χρησιμοποιούνται διατάξεις στις οποίες τα κύρια στοιχεία που αναλαμβάνουν την σεισμική δράση είναι κατανομημένα κοντά στην περίμετρο του κτιρίου.

Διαφραγματική δράση στα επίπεδα των ορόφων

Στα κτίρια οι πλάκες των δαπέδων έχουν πολύ σημαντικό ρόλο στην συνολική σεισμική συμπεριφορά του φορέα. Ενεργούν ως οριζόντια διαφράγματα που συλλέγουν και μεταφέρουν τις αδρανειακές δυνάμεις στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα και εξασφαλίζουν ότι τα συστήματα αυτά συνεργάζονται αποτελεσματικά στην ανάλυση της οριζόντιας σεισμικής δράσης. Η δράση των δαπέδων ως διαφραγμάτων είναι ιδιαίτερα σημαντική σε περιπτώσεις σύνθετων και ανομοιόμορφων διατάξεων των κατακόρυφων στατικών συστημάτων ή όπου χρησιμοποιούνται στον ίδιο φορέα συστήματα με διαφορετικά χαρακτηριστικά οριζόντιας παραμορφωσιμότητας για παράδειγμα μια κατασκευή με μικό φορέα από μεταλλικά στοιχεία και στοιχεία σκυροδέματος.

Οι πλάκες των ορόφων πρέπει να διαθέτουν δυσκαμψία και αντοχή στο επίπεδό τους καθώς και αποτελεσματική σύνδεση με τα κατακόρυφα φέροντα συστήματα. Πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή σε μη συμπαγείς ή επιμήκεις κατόψεις. Προσοχή χρειάζεται και σε περιπτώσεις μεγάλων ανοιγμάτων στα δάπεδα, ειδικά αν τα τελευταία βρίσκονται κοντά σε

κύρια κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, εμποδίζοντας έτσι την αποτελεσματική σύνδεση μεταξύ των κατακόρυφων στοιχείων και του οριζόντιου διαφράγματος.

Τα διαφράγματα πρέπει να έχουν επαρκή δυσκαμψία στο επίπεδό τους για να επιτυγχάνεται κατανομή των οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα, ιδιαίτερα όταν υπάρχουν σημαντικές μεταβολές στην δυσκαμψία ή εσοχές των κατακόρυφων στοιχείων επάνω και κάτω από το διάφραγμα.

Επαρκής θεμελίωση

Όσον αφορά τη σεισμική δράση, η μελέτη και η κατασκευή των θεμελίων και της σύνδεσης με την ανωδομή θα εξασφαλίσουν ότι ολόκληρο το κτίριο υπόκειται σε ομοιόμορφη σεισμική διέγερση.

Για φορείς που αποτελούνται από έναν συγκεκριμένο αριθμό φερόντων τοιχωμάτων, που πιθανόν να διαφέρουν σε πλάτος και δυσκαμψία, πρέπει γενικά να επιλέγεται δύσκαμπτη θεμελίωση, που να περιλαμβάνει πλάκα θεμελίωσης και πλάκα κάλυψης.

Τα πέδιλα θεμελίωσης των κτιρίων πρέπει να ενώνονται με συνδετήριες δοκοί ή πεδιλοδοκούς και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Όταν αυτό δεν είναι επαρκές τότε συνιστάται η πλάκα θεμελίωσης (γενική κοιτόστρωση).

Κύρια και δευτερεύοντα μέλη

Ορισμένα στατικά μέλη μπορούν να χαρακτηριστούν ως δευτερεύοντα σεισμικά μέλη, τα οποία δεν αποτελούν μέρος του συστήματος του κτιρίου που αναλαμβάνει τη σεισμική δράση. Η αντοχή και η δυσκαμψία των στοιχείων αυτών στις σεισμικές δράσεις αγνοούνται. Τα μέλη αυτά και οι συνδέσεις τους θα σχεδιάζονται και οι λεπτομέρειές τους θα διαμορφώνονται έτσι ώστε να διατηρούν την ικανότητα ανάληψης των φορτίων βαρύτητας όταν υποβάλλονται σε μετακινήσεις που προκαλούνται από την δυσμενέστερη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Όλα τα μέλη που δεν χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα θα θεωρούνται ως κύρια σεισμικά μέλη. Τα μέλη αυτά θεωρούνται ως τμήμα του συστήματος ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων, πρέπει να προσομοιώνονται στη στατική ανάλυση, να υπολογίζονται και οι λεπτομέρειές τους να διαμορφώνονται για αντοχή σε σεισμό.

Η συνολική συμπεριφορά όλων των δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων στην οριζόντια δυσκαμψία αποτελεί ένα πολύ μικρό ποσοστό της αντίστοιχης συνεισφοράς των κύριων σεισμικών μελών.

Ο χαρακτηρισμός ορισμένων στατικών στοιχείων ως δευτερευόντων σεισμικά μελών δεν επιτρέπεται να μεταβάλλει την ταξινόμηση του φορέα από μη – κανονικό σε κανονικό.

Η διαμόρφωση του φορέα για την ανάληψη και πλευρικών, σεισμικών φορτίων δεν είναι το ίδιο εύκολη, όπως στην περίπτωση κατακόρυφων φορτίων. Απαιτεί κατανόηση του μηχανισμού ανάληψης και κατανομής της καταπόνησης στο σύνολο της κατασκευής. Ο μηχανισμός ανάληψης των πλευρικών φορτίων είναι διαφορετικός από το μηχανισμό ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων και, γι' αυτό, και η διαμόρφωση του φέροντα οργανισμού είναι διαφορετική.

Οι παραπάνω γενικοί κανόνες κατά τον σχεδιασμό των έργων που υπόκεινται σε σεισμική δράση εξειδικεύονται στις ακόλουθες οδηγίες:

- **Κανονική μορφή στην κάτοψη.** Συμμετρική διαμόρφωση όσο επιτρέπεται από άλλους περιορισμούς και προς τις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις. Επιλογή ορθογωνικών κατόψεων και όπου αυτό δεν είναι εφικτό π.χ. για κατόψεις μορφής Γ και Τ, χρήση αντισεισμικού αρμού. Ο αρμός πρέπει να είναι με αρκετό πλάτος για την αποφυγή της σύγκρουσης των επιμέρους τμημάτων της κατασκευής. Η χρήση του αρμού επιτρέπει τη διάσπαση της σύνθετης κάτοψης σε ποιο απλές ορθογωνικές μορφές. Ακόμη και σε γεωμετρικά μη συμμετρικές κατόψεις θα πρέπει η οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων μελών να είναι ίση και προς τις δυο κάθετες διευθύνσεις. Η μάζα να είναι ομοιόμορφα κατανεμημένη σε όλο το χώρο της κάτοψης.
- **Κανονική διαμόρφωση σε τομή** με κατά το δυνατόν ομαλή κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα, τοιχώματα) πρέπει να συνεχίζουν χωρίς διακοπή από πάνω μέχρι τη θεμελίωση. Αποφυγή απότομων μεταβολών ακαμψιών και αντοχών έναντι κάμψης, διάτμησης και στρέψης.
- **Θεμελίωση ενιαία χωρίς ανισοσταθμίες.** Συνεχόμενα τμήματα του κτιρίου να μη θεμελιώνονται σε διαφορετικό έδαφος. Σύνδεση μεμονωμένων πεδίων και πεδιλοδοκών για αποφυγή διαφορικών καθιζήσεων από το σεισμό.
- **Επαρκή πλαστιμότητα του φορέα.** Η τοπική πλαστιμότητα όλων των φερόντων στοιχείων πρέπει να είναι αντίστοιχη με τη γενική πλαστιμότητα μετατοπίσεων του φορέα. Επιλογή καταλλήλων θέσεων απορρόφησης ενέργειας, ικανοτικός σχεδιασμός (ισχυρά υποστυλώματα - ασθενή δοκάρια, πλαστιμη αστοχία και όχι ψαθυρή-διατμητική).

Για μια κατασκευή υπάρχουν πολλές αποδεκτές προτάσεις σχεδιασμού που μπορούν να αναλάβουν την σεισμική καταπόνηση που θα αναπτυχθεί. Από όλες αυτές όμως, λίγες είναι οι πιο κατάλληλες για μια συγκεκριμένη κατασκευή και μεταξύ αυτών επιλέγεται η πιο οικονομική πρόταση.

Παρακάτω περιγράφονται αναλυτικά οι παραπάνω γενικοί κανόνες και δίνονται κατάλληλα σχήματα και σκαριφήματα.

5.3 Στατική κανονικότητα κτιρίων

Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς ή μη – κανονικούς. Αυτή η διάκριση έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

- Στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο επίπεδο προσομοίωμα ή χωρικό προσομοίωμα.
- Στην μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε ανάλυση οριζόντιας φόρτισης ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.
- Στην τιμή του συντελεστή q , που θα είναι μειωμένη για μη – κανονικά κτίρια.

Στον πίνακα 5.1 εξετάζονται ξεχωριστά τα χαρακτηριστικά κανονικότητας του κτιρίου σε όψη και κάτοψη και οι επιπτώσεις της στατικής κανονικότητας στην ανάλυση και μελέτη.

Ένα κριτήριο κανονικότητας είναι η δυνατότητα απόδοσης της δυναμικής συμπεριφοράς με βάση μόνο τη θεμελιώδη ιδιομορφή ταλαντώσεως. Ο κανονισμός προτείνει κάποια κριτήρια με τα οποία μπορεί να γίνει η εκ των προτέρων κατάταξη των κτιρίων σε κανονικά και μη κανονικά. Ακολουθώντας αυτά τα κριτήρια και εκτελώντας στη συνέχεια μια ιδιομορφική ανάλυση θα φανεί ότι οι ιδιομορφές του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορικές και λιγότερο

στρεπτικές. Αυτά τα κριτήρια μπορεί να χρησιμοποιηθούν κατά τη φάση της διαμόρφωσης του φορέα ώστε να προκύψουν κανονικές κατασκευές. Γενικά κριτήρια είναι, οι κατασκευές να εμφανίζουν καλή γεωμετρία, ομαλή κατανομή μαζών και ακαμψιών σε κάτοψη και σε τομή. Συμμετρία των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας στις δυο διευθύνσεις και η ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας δηλαδή της απόστασης του κέντρου βάρους από το κέντρο ελαστικής στροφής.

Πίνακας 5.1 Επιπτώσεις στατικής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη.

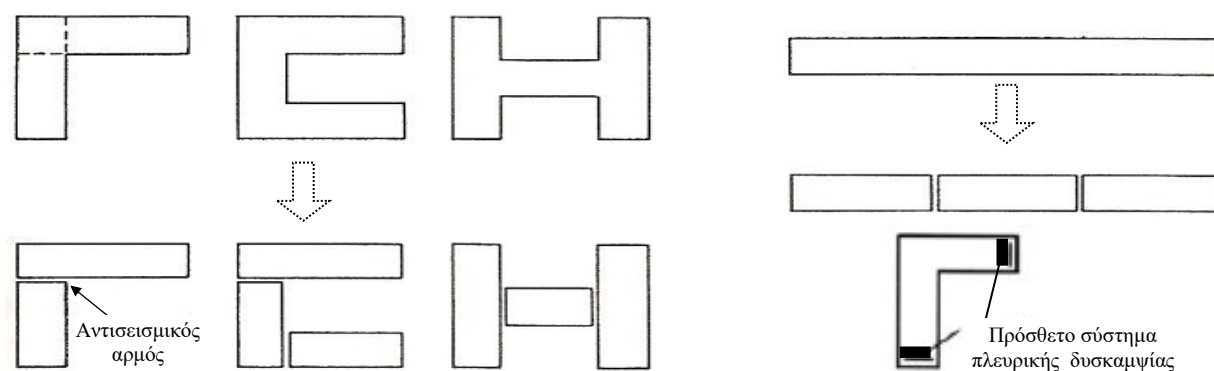
Κανονικότητα σε:		Επιτρεπόμενη απλοποίηση για γραμμική ανάλυση		
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Ανάλυση	Συντελεστής συμπεριφοράς
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Μέθοδος οριζόντιας φόρτισης	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό	Μέθοδος οριζόντιας φόρτισης	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

5.3.1 Κανονικότητα στην κάτοψη

Η μορφή του κτιρίου σε κάτοψη παίζει σπουδαίο ρόλο για τη συμπεριφορά του δομικού έργου κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Η μορφή του κτιρίου στην κάτοψη πρέπει, κατά το δυνατόν να είναι κλειστή και αδιάσπαστη. Στις κατόψεις ανοιχτού σχήματος υπάρχει ο κίνδυνος της συσσώρευσης της καταπόνησης και των αντίστοιχων μεγάλων παραμορφώσεων στα σημεία έντονης αλλαγής του σχήματος (γωνίες), όπως φαίνεται στο σχήμα 5.2.

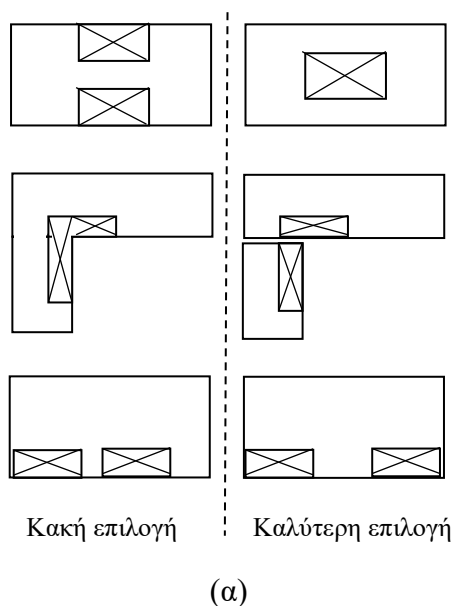
Με χρήση αντισεισμικού αρμού και την υποδιαίρεση των κατόψεων σε επιμέρους ορθογώνια αντιμετωπίζονται οι εισέχουσες γωνίες. Αυτό φαίνεται στο σχήμα 5.2, όπου οι σύνθετες κατόψεις με κατάλληλη τοποθέτηση αρμών ανάγονται σε απλά ορθογώνια παραλληλεπίπεδα στα οποία διαχωρίζεται ένα κτίριο με σύνθετη κάτοψη.



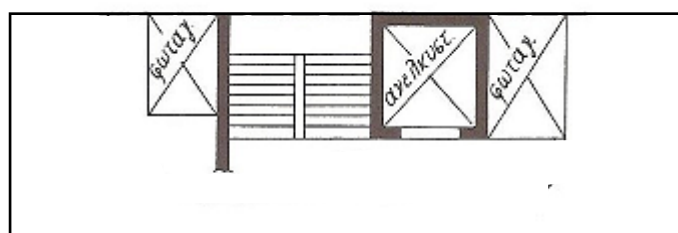
Σχήμα 5.2 Δυσμενής μορφή ανοιχτής κάτοψης και αντίστοιχη λύση αντισεισμικού αρμού.

Οι πλάκες των ορόφων πρέπει να είναι απαραμόρφωτες μέσα στο επίπεδό τους για να κατανεύμουν τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις στα επιμέρους φέροντα στοιχεία (υποστυλώματα τοιχώματα) ανάλογα με τις δυσκαμψίες τους. Αυτή η λειτουργία ονομάζεται διαφραγματική λειτουργία πλακών. Άρα θα πρέπει οι πλάκες να είναι πολύ δύσκαμπτες στο επίπεδο τους, πρακτικά άκαμπτες ώστε η σχετική θέση των κατακόρυφων στοιχείων μεταξύ τους να μη μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Όταν εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία των πλακών τότε αυτές υπόκεινται μόνο σε κίνηση στερεού σώματος, δηλαδή, μετακινήσεις και στροφές.

Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών, ικανοποιείται όταν η κάτοψη του κτιρίου εμφανίζει κυρτό περίγραμμα χωρίς επιμήκη πτερύγια. Σε αυτή την περίπτωση οι πλάκες εμφανίζουν πολύ μεγάλες και συγκρίσιμες μεταξύ τους ακαμψίες μέσα στο επίπεδό τους κατά οποιαδήποτε διεύθυνση, οπότε μπορούν να προσομοιωθούν με στερεούς δίσκους. Αντίθετα τα λεπτά πτερύγια τείνουν να παραμορφωθούν ανεξάρτητα από το κύριο σώμα του πατώματος. Ένα δυσμενές στοιχείο για τη διαφραγματική λειτουργία είναι τα ανοίγματα στις πλάκες. Αυτά τα ανοίγματα για φωταγωγούς, κλιμακοστάσια, αίθρια κ.τ.λ. πρέπει να τοποθετούνται έτσι στην κάτοψη ώστε να μην οδηγούν σε υπερβολικές καταπονήσεις και δυσκολίες σύνδεσης των πλακών με τα κατακόρυφα στοιχεία. Στο σχήμα 5.3 φαίνονται δυσμενείς και ευνοϊκότερες διατάξεις ανοιγμάτων σε πλάκες καθώς και μια περίπτωση ανεπαρκούς σύνδεσης πλακών με τοίχων.



(α)

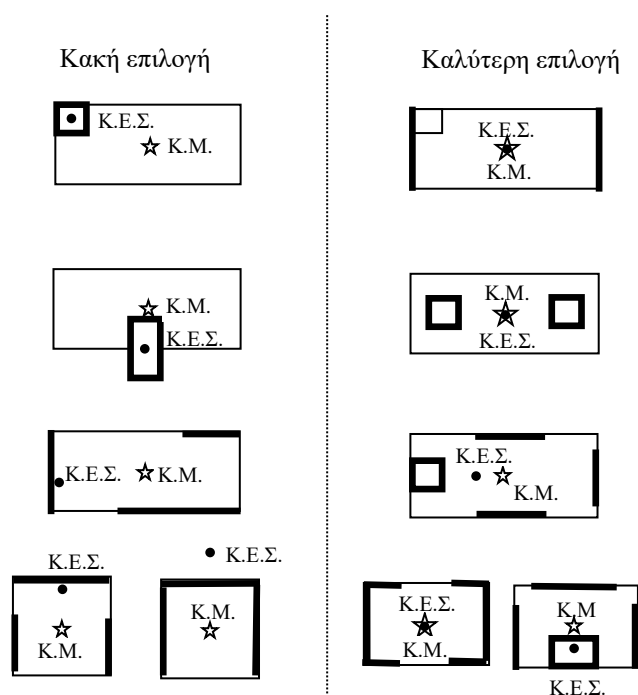


(β)

Σχήμα 5.3 Διαμόρφωση ανοιγμάτων πλακών σε κάτοψη, (α) και ανεπαρκής σύνδεση πλακών τοιχίων, (β).

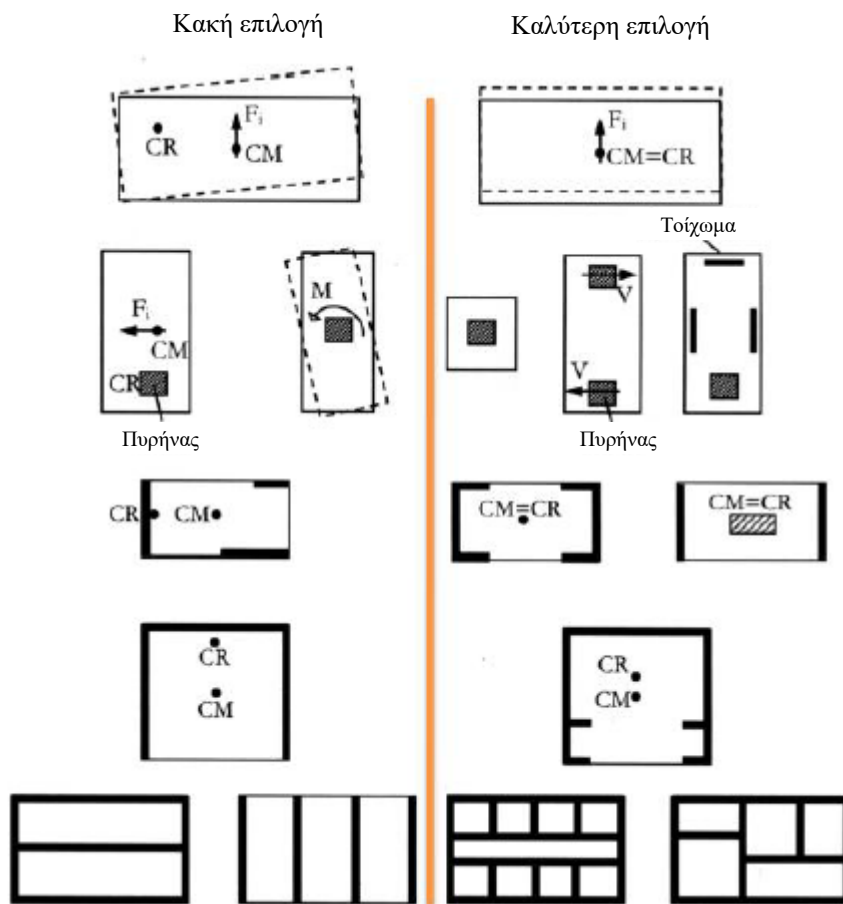
Η διάταξη των φερόντων στοιχείων (υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων) στην κάτοψη πρέπει να ακολουθεί τον βασικό κανόνα που λέει ότι το κέντρο ελαστικής στροφής, Κ.Ε.Σ., να βρίσκεται όσο γίνεται κοντά στο κέντρο μάζας, Κ.Μ. Με τον τρόπο αυτό, προκύπτουν μικρότερες εκκεντρότητες και άρα μικρότερες στρεπτικές καταπονήσεις της κατασκευής. Στα σχήματα 5.4 και 5.5 φαίνονται δυσμενείς και ευνοϊκότερες διατάξεις των τοιχωμάτων για την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων.

Η καλή και επαρκής σύνδεση τοιχίων με τις πλάκες επιτρέπει την ομαλή μετάβαση των οριζόντιων δυνάμεων. Η ύπαρξη πολλών ανοιγμάτων στην πλάκα δεν επιτρέπει την ομαλή μεταβίβαση δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία.

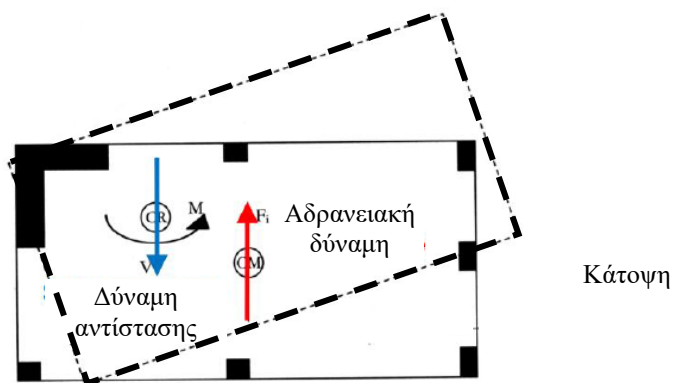


Σχήμα 5.4 Δυσμενείς και ευνοϊκότερες διατάξεις τοιχωμάτων για τις σεισμικές δυνάμεις.

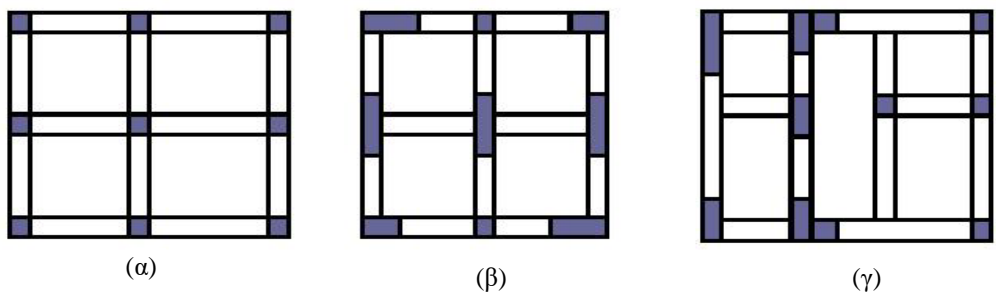
Σε κάτοψη πρέπει να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν θα υποστεί σημαντική στρεπτική καταπόνηση. Για να γίνει αυτό θα πρέπει κατά τη μόρφωση του φορέα το κέντρο της μάζας στο οποίο θα ασκηθεί η αδρανειακή δύναμη του σεισμού να μην απέχει σημαντικά από το κέντρο ελαστικής στροφής της κατασκευής, το οποίο αντιστοιχεί στο κέντρο των δυσκαμψιών των κατακόρυφων στοιχείων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής (βλέπε σχήμα 5.6). Ιδανική διαμόρφωση αποτελεί η συμμετρική κάτοψη του φέροντα οργανισμού, στην οποία το κέντρο μάζας και το κέντρο δυσκαμψίας συμπίπτουν. Αποδεκτές και μη αποδεκτές διαμορφώσεις σε κάτοψη φαίνονται στα σχήματα 5.7 και 5.8.



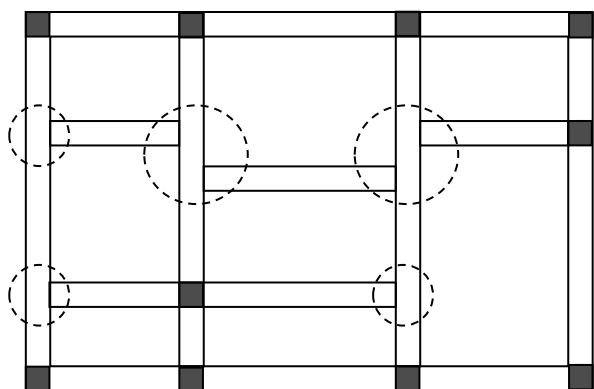
Σχήμα 5.5 Δυσμενείς και ευμενείς διαμορφώσεις κατόψεων για την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων.



Σχήμα 5.6 Στροφή του κτιρίου λόγω διαφοράς θέσης του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας.

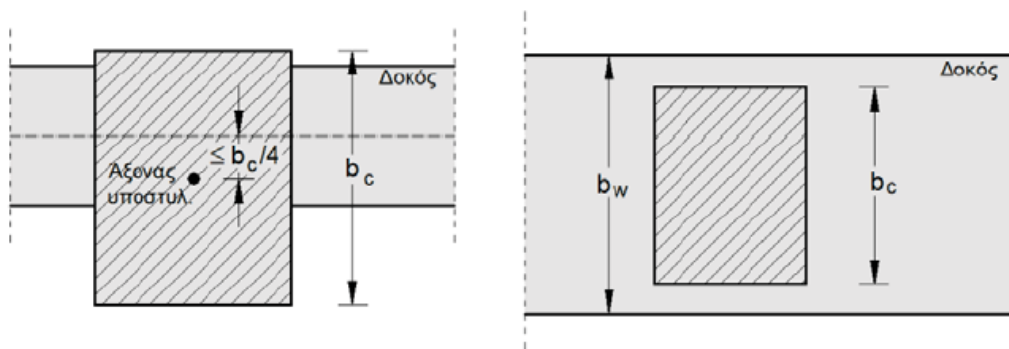


Σχήμα 5.7 Αποδεκτή, (α) και (β) και μη αποδεκτή, (γ), διαμόρφωση σε κάτοψη του φέροντα οργανισμού.



Σχήμα 5.8 Ασυνέχειες δοκών και έμμεσες στηρίξεις δοκού επί δοκού χωρίς την στήριξη τους σε κατακόρυφο στοιχείο.

Η οριζόντια εκκεντρότητα του άξονα δοκών σε σχέση με αυτόν του υποστυλώματος στο οποίο συμβάλλει θα πρέπει να είναι περιορισμένη ώστε να επιτρέπει σωστή μεταφορά των ανακυκλικών ροπών από τη δοκό στο υποστύλωμα. Για να συμβεί αυτό θα πρέπει η οριζόντια απόσταση μεταξύ των αξόνων των δύο μελών να περιορίζεται σε λιγότερο από $b_c/4$, όπου b_c είναι η μεγαλύτερη διάσταση διατομής του υποστυλώματος κάθετα στον διαμήκη άξονα της δοκού, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.9.



Σχήμα 5.9 Εκκεντρότητα μεταξύ δοκού και υποστυλώματος.

Για την εκμετάλλευση της ευνοϊκής επίδρασης της θλίψης (του σκυροδέματος) υποστυλωμάτων στην συνάφεια των οριζόντιων ράβδων που διέρχονται μέσα στον κόμβο, το πλάτος b_w μιας κύριας σεισμικής δοκού θα ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση:

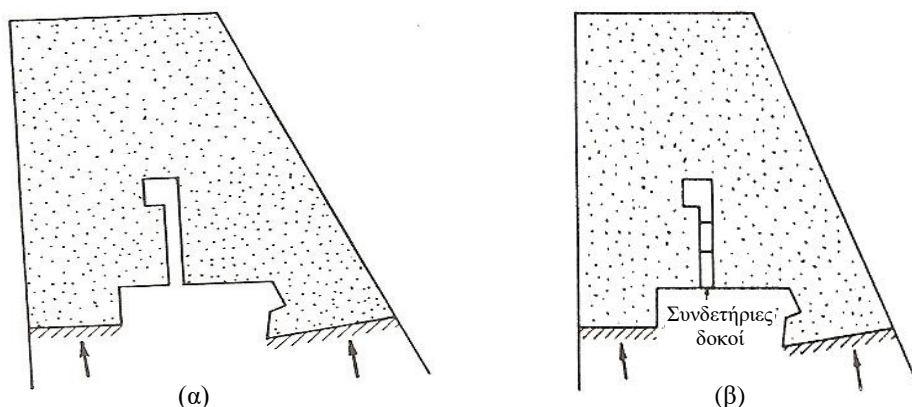
$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (5.1)$$

όπου:

h_w είναι το ύψος της δοκού

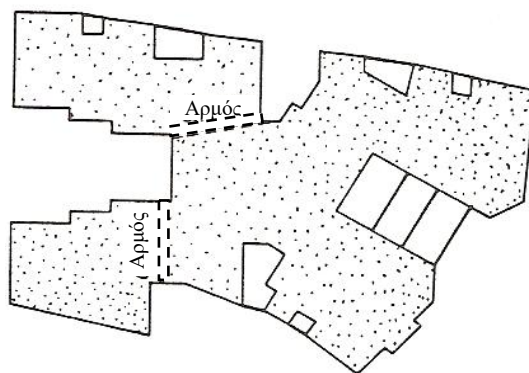
b_c είναι η μεγαλύτερη διάσταση διατομής του υποστυλώματος κάθετα στον διαμήκη άξονα της δοκού.

Μια άλλη επιλογή για την αντιμετώπιση των μη κυρτών κατόψεων είναι στη σύνδεση των περυγωτών τμημάτων με συνδετήριες δοκούς, αυτό φαίνεται στο σχήμα 5.10. Η σύνδεση με δοκούς απαιτεί προσεχτικό έλεγχο σε εφελκυσμό, θλίψη και λυγισμό.



Σχήμα 5.10 Δυσμενής κάτοψη κτιρίου, (α) και αναίρεση της μη κανονικότητας της κατόψεως με συνδετήριες δοκούς, (β).

Για την βελτίωση της κάτοψης μπορεί να γίνει και ένας συνδυασμός με χρήση αρμού και συνδετήριων δοκών, αυτή η περίπτωση φαίνεται στο σχήμα 5.11.



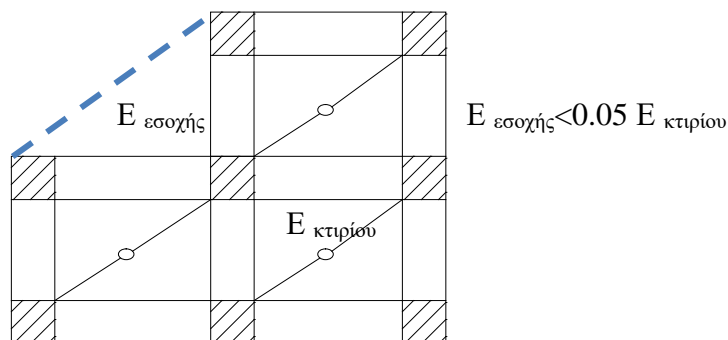
Σχήμα 5.11 Βελτίωση κατόψεως με συνδυασμό αρμών και συνδετήριων δοκών.

5.3.2 Κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη κατά Ευρωκώδικα 8, EC8

Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλες τις προϋποθέσεις που αναφέρονται παρακάτω.

Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο θα είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.

Η διαμόρφωση της κάτοψης θα είναι συμπαγής, δηλαδή, κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Αν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο, η κανονικότητα σε κάτοψη μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, υπό τον όρο ότι οι ανωμαλίες αυτές δεν έχουν επιπτώσεις στην δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της και ότι σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιλαμβάνει την πλάκα δεν υπερβαίνει 5% της επιφάνειας του ορόφου όπως φαίνεται στο σχήμα 5.12.



Σχήμα 5.12 Επιφάνεια εσοχής και ο περιορισμός που πρέπει να ικανοποιείται σε κάτοψη.

Η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους θα είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ειδικότερα όσος αφορά την δυσκαμψία των κλάδων, που πρέπει να είναι συγκρίσιμη με αυτήν του κεντρικού σκέλους, προκειμένου να ικανοποιηθεί η συνθήκη άκαμπτου διαφράγματος.

Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη, λ , δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 4 \quad (5.2)$$

όπου:

L_{max} και L_{min} είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστρεψιάς, r , πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω δύο συνθήκες για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης.

Διεύθυνση y :

$$e_x \leq 0,30 \cdot r_x \quad (5.3)$$

$$r_x \geq l_s \quad (5.4)$$

Διεύθυνση x :

$$e_y \leq 0,30 \cdot r_y \quad (5.5)$$

$$r_y \geq l_s \quad (5.6)$$

όπου:

e_i : είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση i , (x , y), κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης.

r_x, r_y : είναι οι ακτίνες δυστρεψίας, r , και ορίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψίας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση, y και x αντίστοιχα.

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\omega}{K_y}} \approx \sqrt{\frac{\Sigma(x^2 EI_y + y^2 EI_x)}{\Sigma(EI_y)}}, \quad r_y = \sqrt{\frac{K_\omega}{K_x}} \approx \sqrt{\frac{\Sigma(x^2 EI_y + y^2 EI_x)}{\Sigma(EI_x)}} \quad (5.7)$$

l_s : είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη.

Σε μονώροφα κτίρια το κέντρο δυσκαμψίας ορίζεται όπως στο κεφάλαιο 4. Σε πολυώροφα κτίρια μόνο κατά προσέγγιση είναι δυνατοί οι ορισμοί του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυστρεψίας. Απλουστευμένος ορισμός για την ταξινόμηση της στατικής κανονικότητας σε κάτοψη και για την κατά προσέγγιση ανάλυση των στρεπτικών αποτελεσμάτων, είναι δυνατός όταν ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

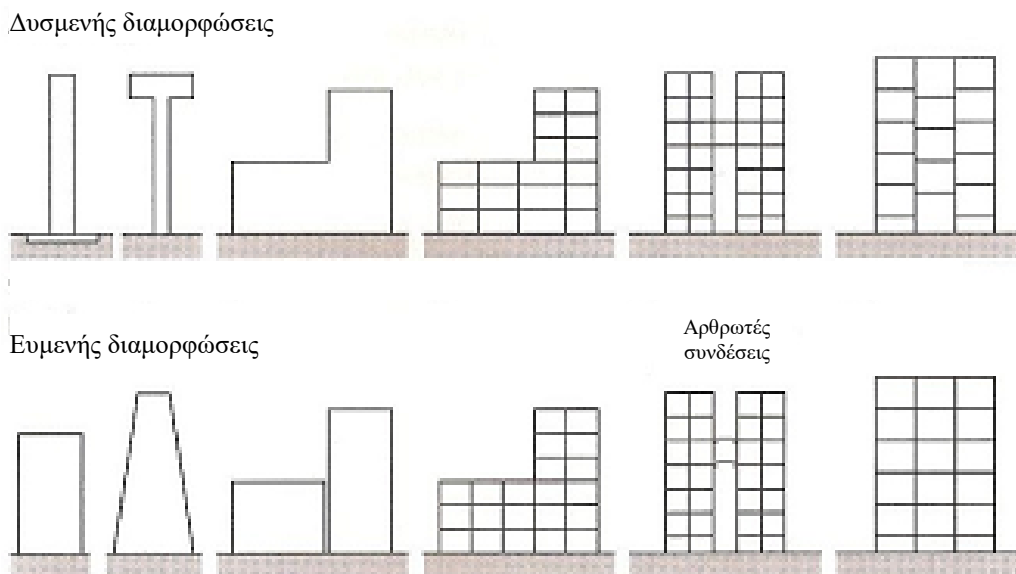
- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, πρέπει να είναι συνεχή, χωρίς διακοπή, από τα θεμέλια ως την κορυφή του κτιρίου.
- Οι μορφές παραμόρφωσης των επιμέρους συστημάτων υπό οριζόντια φορτία δεν θα πρέπει να παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές. Η συνθήκη αυτή μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται στις περιπτώσεις πλαισιωτών συστημάτων ή συστημάτων τοιχωμάτων. Γενικά, η συνθήκη αυτή δεν ικανοποιείται σε διπλά συστήματα.

5.3.3 Κανονικότητα σε τομή

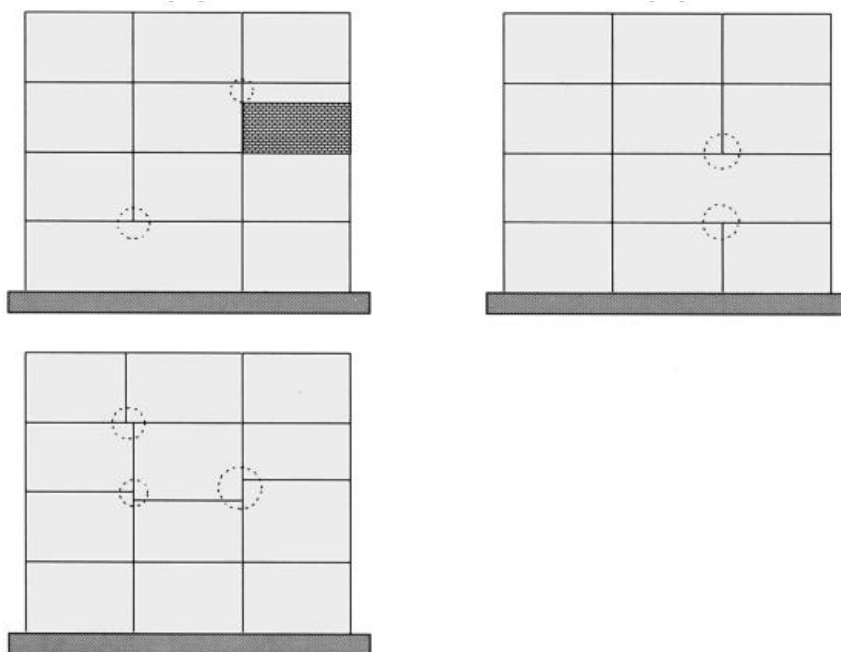
Η μορφή του κτιρίου σε τομή είναι σημαντική για τη συμπεριφορά του κατά τη διάρκεια του σεισμού. Γενικοί κανόνες για την καλή μορφή σε τομή είναι οι ακόλουθοι:

- Ψηλά και εύκαμπτα κτίρια χρειάζονται μεγάλα θεμέλια προκειμένου να μεταβιβάζουν στο έδαφος τη ροπή ανατροπής.
- Πρέπει να αποφεύγεται η συγκέντρωση σημαντικών μαζών σε μεγάλο ύψος γιατί έχουν δυσμενείς συνέπειες.
- Χρήση αρμού για διαχωρισμό τμημάτων του κτιρίου με διαφορετικά ύψη.
- Ομοιόμορφη κατανομή μάζας και της ακαμψίας καθ' ύψος ενός φορέα.
- Τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα, τοιχώματα) πρέπει να είναι συνεχή από πάνω μέχρι τη θεμελίωση και να μην διακόπτονται με ασυνέχειες (βλέπε σχήμα 5.13.)
- Τα οριζόντια στοιχεία πρέπει να είναι συνεχή και να αποφεύγονται οι ανισοσταθμίες.
- Συνδέσεις μεταξύ διαφορετικών κτιρίων πρέπει να μορφώνονται ώστε να υπάρχει δυνατότητα ανεξάρτητης κίνησης μεταξύ τους.
- Οι πλάκες των πατωμάτων των ορόφων πρέπει να είναι όλες σε ένα επίπεδο. Κατακόρυφες μεταθέσεις παράγουν τεράστιες τέμνουσες δυνάμεις στα υποστυλώματα και εμποδίζεται η διαφραγματική τους λειτουργία.

Στο σχήμα 5.13 παρουσιάζονται οι καλές και οι κακές επιλογές για τη μορφή της κατασκευής σε τομή. Στο σχήμα 5.14 φαίνεται με περισσότερη λεπτομέρεια ασυνέχειες σε τομή των κατακόρυφων και οριζόντιων στοιχείων.



Σχήμα 5.13 Δυσμενείς και ευμενείς διαμορφώσεις κτιρίου σε τομή.

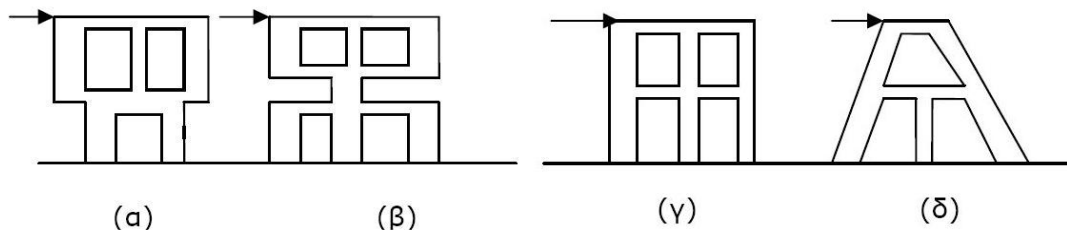


Σχήμα 5.14 Ασυνέχειες και αποκλίσεις σε τομή των κατακόρυφων και οριζόντιων στοιχείων.

Η διαμόρφωση του φέροντα οργανισμού σε τομή θα πρέπει να εξασφαλίζει ότι η κατασκευή δεν θα ανατραπεί, και ότι δεν θα ολισθήσει το ένα τμήμα της ως προς το άλλο. Μια καλή μόρφωση αποτελεί η πυραμοειδής διαμόρφωση που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 5.15.

Η μορφή της τομής των κτιρίων επηρεάζει τα δυναμικά τους χαρακτηριστικά. Το συνολικό γεωμετρικό ύψος H δεν πρέπει να είναι πολύ μεγάλο σε σχέση με το ελάχιστο πλάτος L , της

κάτοψης. Για μεγάλες τιμές του πηλίκου H/L , τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως είναι πιο έντονα (φαινόμενο Ρ-Δ). Για την αποφυγή των επιρροών αυτών πρέπει να ισχύει:



Σχήμα 5.15 Μη αποδεκτές, (α), (β) και αποδεκτές διαμορφώσεις, (γ), (δ) καθ' ύψος του φέροντα οργανισμού.

$$\frac{H}{L} \leq 3 \sim 4 \quad (5.8)$$

Οι εσοχές προκαλούν απότομη μεταβολή των μαζών και των ακαμψιών καθ' ύψος, αλλοίωση των δυναμικών χαρακτηριστικών, που έχουν σαν αποτέλεσμα την αδυναμία εφαρμογής στατικών μεθόδων αντισεισμικού σχεδιασμού. Στη επόμενη ενότητα υπάρχουν ποσοτικές οδηγίες που δίνει ο EC8 για την κανονικότητα σε τομή.

5.3.4 Κριτήρια για κανονικότητα σε τομή κατά EC8

Η μη-κανονικότητα καθ' ύψος έχει γενικώς πιο σοβαρές επιπτώσεις και στη σεισμική απόκριση και συμπεριφορά, και στο σχεδιασμό, απ' ότι η μη-κανονικότητα σε κάτοψη. Συγκεκριμένα:

- Η στατική ανάλυση με (ισοδύναμα) οριζόντια σεισμικά φορτία επιτρέπεται να εφαρμόζεται μόνον σε κτίρια κανονικά καθ' ύψος.
- Σε μη-κανονικά καθ' ύψος κτίρια ο συντελεστής συμπεριφοράς q , μειώνεται κατά 20% σε σχέση με αυτόν που ισχύει στα κανονικά καθ' ύψος.

Για να ταξινομηθεί ένα κτίριο σε όψη, θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους: Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια ως την άνω επιφάνεια του κτιρίου. Αν υπάρχουν εσοχές με διαφορετικά ύψη, ως την άνω επιφάνεια της εσοχής του κτιρίου.

Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου.

Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων.

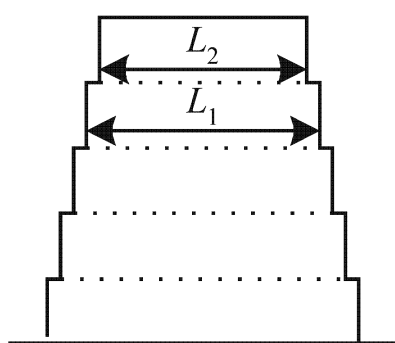
Όταν υπάρχουν εσοχές, ισχύουν οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες:

1. Για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στην διεύθυνση της εσοχής.
2. Για μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος μικρότερο από 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 50% της

προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη. Σε τέτοια περίπτωση το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους.

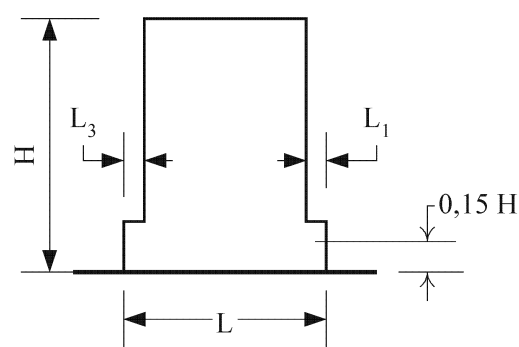
3. Αν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν θα είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από τη θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου και κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης.

(α) Αμφίπλευρη εσοχή



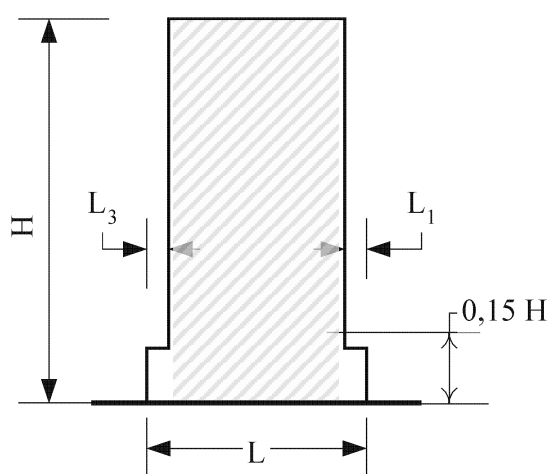
$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.20$$

(β) Εσοχή πάνω από 0.15H



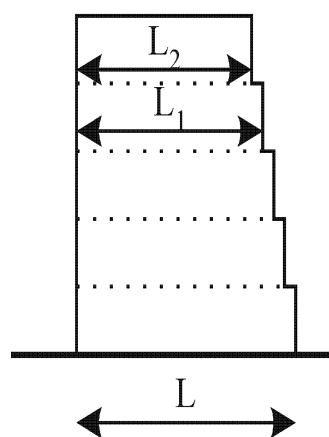
$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0.20$$

(γ) Εσοχή κάτω από 0.15H



$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0.50$$

δ) Μονόπλευρη εσοχή



$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0.30$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.10$$

Σχήμα 5.16 Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος σε κτίρια με εσοχές.



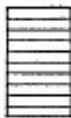
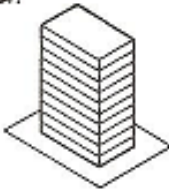
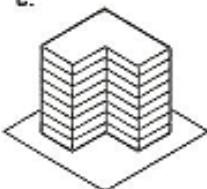

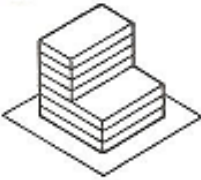
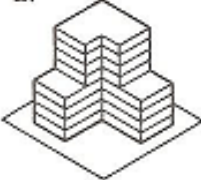
5.3.5 Συνδυασμός κανονικότητας σε κάτοψη και σε όψη

Η σωστή σύλληψη του έργου σε κάτοψη και τομή, μπορεί να προλάβει τη δημιουργία αρκετών προβλημάτων που θα ανέκυπταν στη συνέχεια της πορείας του σχεδιασμού του.

Στο σχήμα 5.17 φαίνεται το μητρώο μορφολογίας Arnold – Reitherman. Το μητρώο αυτό περιλαμβάνει τέσσερις κατηγορίες κτιρίων, όσοι είναι οι δυνατοί συνδυασμοί μιας απλής ή σύνθετης κάτοψης και τομής.

Με τον όρο απλή κάτοψη, εννοείται οποιαδήποτε κάτοψη με κυρτό περίγραμμα. Με τον όρο σύνθετη κάτοψη, εννοείται οποιαδήποτε κάτοψη με κοίλο περίγραμμα. Η σύνθετη τομή περιλαμβάνει εσοχές ή εξοχές ορισμένων ορόφων σε μία ή περισσότερες όψεις του κτιρίου, ενώ στη απλή τομή το περίγραμμα της κάτοψης διατηρείται σταθερό σε όλους τους ορόφους. Οπότε, οι τέσσερις κατηγορίες κτιρίων από μορφολογική άποψη θα είναι:

1. Απλή κάτοψη – Απλή τομή.
2. Απλή κάτοψη – Σύνθετη τομή.
3. Σύνθετη κάτοψη – Απλή τομή.
4. Σύνθετη κάτοψη – Σύνθετη τομή.

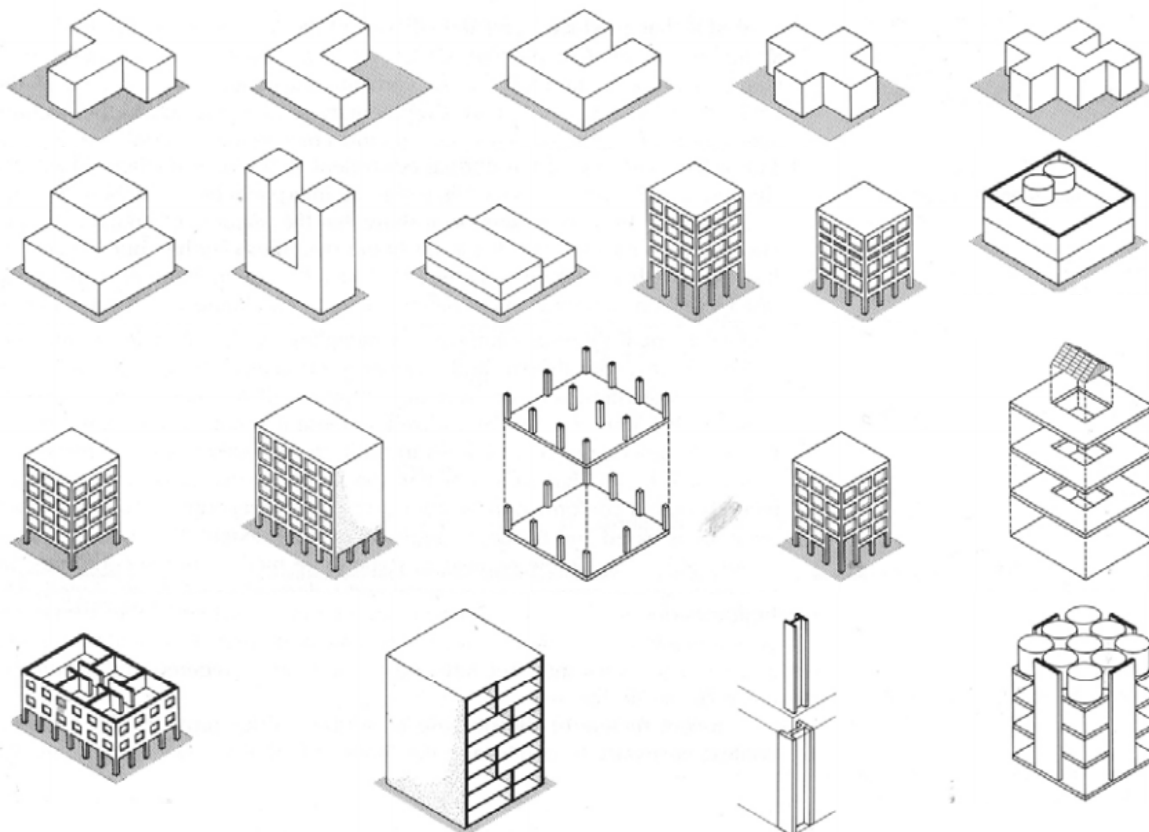
ΚΑΤΩΨΗ ΤΟΜΗ	 ΑΠΛΗ	 ΣΥΝΘΕΤΗ
 ΑΠΛΗ	<i>a.</i> 	<i>c.</i> 
 ΣΥΝΘΕΤΗ	<i>b.</i> 	<i>d.</i> 

Σχήμα 5.17 Συνδυασμοί κάτοψης και όψης κτιρίων. Πηγή: μητρώο μορφολογίας Arnold – Reitherman

Η κατηγορία κτιρίων με απλή κάτοψη – απλή τομή, χωρίς επίμηκες σχήμα ή μεγάλη λυγερότητα H/L έχει τη βέλτιστη αντισεισμική συμπεριφορά. Επιπλέον, η συμμετρία ως προς τις δύο κύριες διευθύνσεις συντελεί ώστε να μειωθούν οι στρεπτικές ταλαντώσεις.

Μη τηρώντας τις αρχές σχεδιασμού της μορφής της κατασκευής τόσο για την κάτοψη όσο και για την όψη διαμορφώνονται κτίρια σαν αυτά που φαίνονται στο σχήμα 5.18.

Στο σχήμα 5.19 φαίνεται στο χώρο η χρήση του αρμού για αναίρεση της μη κανονικότητας σε κάτοψη και τομή. Κατασκευαστικές λεπτομέρειες διαμόρφωσης του αρμού φαίνονται στο σχήμα 5.20.



Σχήμα 5.18 Συνδυασμοί μη κανονικής κάτοψης και όψης κτιρίων. Παραδείγματα προς αποφυγήν ακανόνιστων φορέων σύμφωνα με τις συστάσεις Structural Engineers Association of California, (SEAOC).

Πρέπει να αποφεύγεται η πρόσκρουση κτιρίων με γειτονικά κτίρια, ή μεταξύ στατικά ανεξάρτητων μονάδων του ίδιου κτιρίου, μέσω της πρόβλεψης μεταξύ του σεισμικού αρμού κατάλληλου πλάτους. Κατασκευαστικά ο αντισεισμικός αρμός θα πρέπει να έχει ικανό πλάτος ώστε τα δυο κτίρια να μπορούν να κινηθούν ανεξάρτητα το ένα από το άλλο χωρίς σύγκρουση και μεταβίβαση δυνάμεων. Οι αρμοί πρέπει να είναι κενοί χωρίς να διακόπτονται πουθενά από γέφυρες επαφής. Αν τα κτίρια, ή στατικά ανεξάρτητες μονάδες ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία, η μεταξύ τους απόσταση πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των μέγιστων οριζόντιων μετακινήσεων των δύο κτιρίων ή μονάδων στην αντίστοιχη στάθμη. Σε αυτή την περίπτωση το πλάτος d του αρμού δίνεται από τη σχέση:

$$d = \sqrt{d_1^2 + d_2^2} \quad (5.9)$$

όπου:

$$d_i = q \cdot \delta_i, \quad (i=1, 2) \quad (5.10)$$

δ_1, δ_2 : οι μετατοπίσεις των δύο κτιρίων στη δυσμενέστερη στάθμη προσκρούσεως

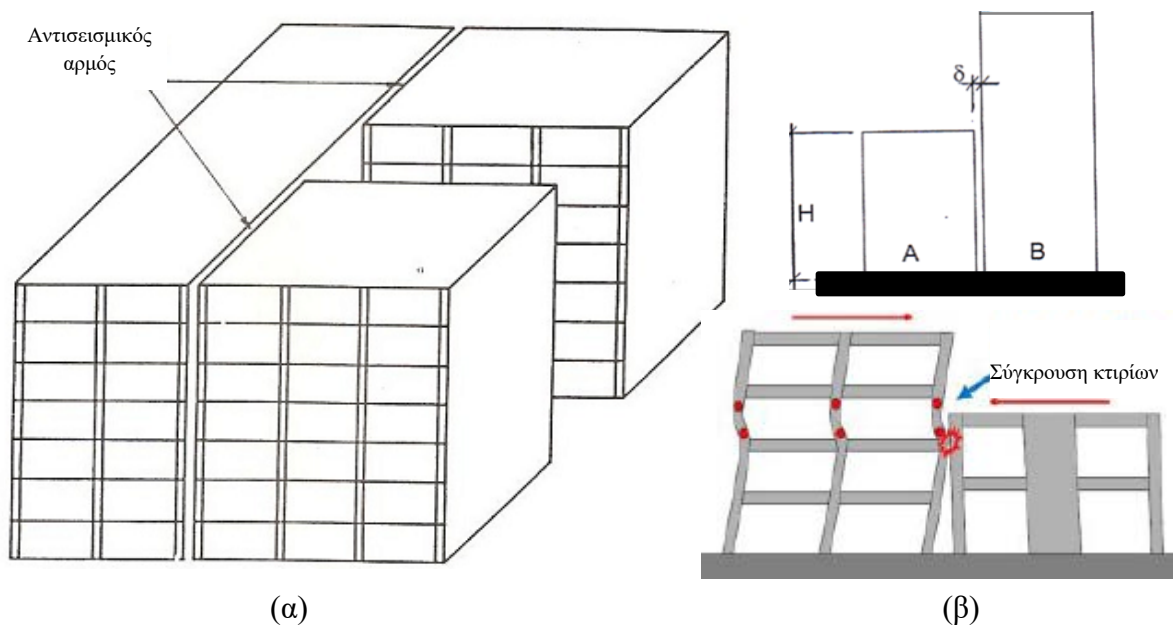
q : συντελεστής συμπεριφοράς (ίσος με q_d όταν η υπεραντοχή $q_o = 1$),

Αν $T < 0.5$ τότε οι μετακινήσεις δ_i αντί να πολλαπλασιάζονται με q_d , θα πολλαπλασιάζονται με $\frac{q_d^2 + 1}{2}$.

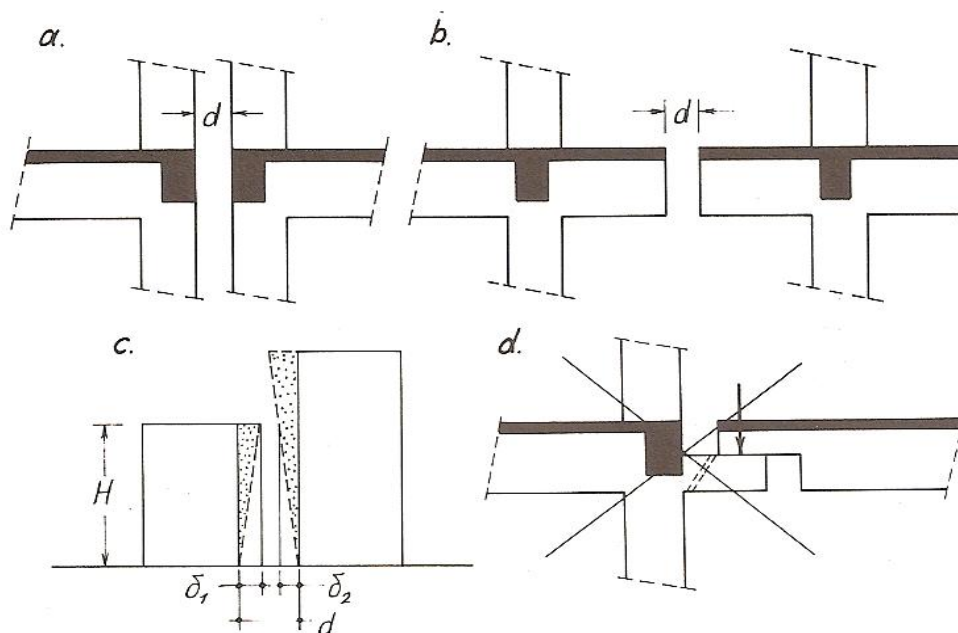
Αν τα δύο κτίρια ή στατικά ανεξάρτητες μονάδες δεν ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία, πρέπει η απόσταση από τη γραμμή ιδιοκτησίας στα πιθανά σημεία πρόσκρουσης να είναι μεγαλύτερη από τη μέγιστη σεισμική οριζόντια μετακίνηση του κτιρίου στην αντίστοιχη στάθμη. Σε αυτή την περίπτωση το πλάτος d του αρμού δίνεται από τη σχέση:

$$d = \max\{d_i\}, \text{ με } d_i = q \cdot \delta_i, (i=1, 2) \tag{5.11}$$

Αν οι στάθμες των ορόφων του κτιρίου ή της ανεξάρτητης μονάδας που μελετάται είναι οι ίδιες με εκείνες του παρακείμενου κτιρίου ή μονάδας, η ελάχιστη απόσταση μπορεί να πολλαπλασιαστεί επί 0.7.



Σχήμα 5.19 Χρήση αντισεισμικού αρμού για αναίρεση της μη κανονικότητας σε κάτοψη, (α) και τομή, (β).



Σχήμα 5.20 Κατασκευαστική διαμόρφωση αντισεισμικών αρμών.

5.3.6 Κανονικότητα για τοιχοπληρώσεις κατά EC8.

Οι τοιχοπληρώσεις μπορεί να έχουν δυσμενείς τοπικές συνέπειες στο φορέα, προκαλώντας χωρίς διατημητική αστοχία κάποιων μελών του.

Τοιχοπληρώσεις με μη κανονική κατανομή καθ' ύψος μπορεί να προκαλέσουν συγκέντρωση ανελαστικών παραμορφώσεων σ' έναν όροφο. Δημιουργία μαλακού ορόφου σ' έναν ελλειπώς τοιχοπληρωμένο όροφο. Τοιχοπληρώσεις με μη κανονική κατανομή σε κάτοψη μπορεί να προκαλέσουν έντονη στρέψη και συγκέντρωση ανελαστικών παραμορφώσεων σε μία πλευρά.

Η αλληλεπίδραση με τις τοιχοπληρώσεις εξετάζεται σε πλαισιωτά συστήματα ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα σκυροδέματος με Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (ΚΠΥ) και για χαλύβδινα ή σύμμικτα πλαίσια με ΚΠΥ τα οποία έχουν αλληλεπίδραση με φατνώματα τοιχοπλήρωσης που δεν αποτελούν τμήμα του φορέα και ικανοποιούν όλες τις ακόλουθες συνθήκες:

1. Κατασκευάζονται μετά από τη σκλήρυνση των πλαισίων από σκυρόδεμα ή την συναρμολόγηση των χαλύβδινων πλαισίων
2. Βρίσκονται σε επαφή με το πλαίσιο (δηλ. χωρίς ειδικούς αρμούς διαχωρισμού), αλλά χωρίς στατική σύνδεση προς αυτό (μέσω συνδέσμων, οριζόντιων ή κατακόρυφων διαζωμάτων ή διατημητικών συνδέσμων)
3. Θεωρούνται καταρχήν ως μη-φέροντα στοιχεία.

Φατνώματα ευαίσθητα σε εκτός επιπέδου αστοχία, η διάταξη συνδέσμων μπορεί να μειώσει τους κινδύνους από πτώση τοιχοποιίας.

Για τοιχώματα ή ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα από σκυρόδεμα, καθώς επίσης και για συστήματα από χάλυβα ή σύμμικτα με δικτυωτούς συνδέσμους, η αλληλεπίδραση με τις τοιχοπληρώσεις μπορεί να αγνοηθεί.

Οι διατάξεις του EC8 για τις τοιχοποιίες πλήρωσης είναι υποχρεωτικές μόνο για φορείς κατηγορίας πλαστιμότητας υψηλή. Για τις κατηγορίες πλαστιμότητας μέση και χαμηλή, οι διατάξεις παρέχουν κριτήρια για ορθή πρακτική.

5.3.7 Μη κανονικότητα τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη

Πρέπει να αποφεύγονται οι έντονα μη – κανονικές, ασύμμετρες ή ανομοιομορφες διατάξεις τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη. Αυτές οι διατάξεις μπορεί να προκαλέσουν στροφή του κτιρίου λόγω των οριζόντιων συνιστωσών σεισμικής δράσης με αποτέλεσμα, τα μέλη του φορέα στην πλευρά με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις υπόκεινται σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις απ' τα απέναντι.

Όταν οι τοιχοπληρώσεις δεν είναι ομαλά κατανεμημένες αλλά ούτε παρουσιάζουν μεγάλη απόκλιση από την ικανότητα σε κάτοψη, η μη – κανονικότητα μπορεί να ληφθεί υπόψη αυξάνοντας τα αποτελέσματα της τυχηματικής εκκεντρότητας με πολλαπλασιασμό επί 2,0, (διπλασιασμό της τυχηματικής εκκεντρότητας από 5 σε 10%). Όμως, αν η κατανομή των τοιχοπληρώσεων είναι εξαιρετικά ασύμμετρη, δεν επαρκεί ο διπλασιασμός αυτός και πρέπει να χρησιμοποιούνται χωρικά προσομοιώματα για την ανάλυση του φορέα. Οι τοιχοπληρώσεις πρέπει να περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα και πρέπει να γίνεται ανάλυση ευαισθησίας του συστήματος όσον αφορά τη θέση και τις ιδιότητες των τοιχοπληρώσεων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στον έλεγχο των φερόντων στοιχείων στις εύκαμπτες πλευρές τις κάτοψης ώστε να αντιμετωπιστούν οι αυξημένες παραμορφώσεις που προκαλούνται από τις τοιχοπληρώσεις.

Φατνώματα τοιχοπληρώσεων με περισσότερα του ενός σημαντικά ανοίγματα ή οπές πρέπει να αγνοούνται στα προσομοιώματα για αναλύσεις.

5.3.8 Μη κανονικότητα τοιχοπληρώσεων σε όψη

Αν υπάρχουν σημαντικές μη – κανονικότητες σε όψη, τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμικής δράσης στα κατακόρυφα στοιχεία των αντίστοιχων ορόφων πρέπει να λαμβάνονται αυξημένα.

Η παραπάνω υπόθεση ικανοποιείται αν τα υπολογιζόμενα σεισμικά εντατικά μεγέθη μεγεθύνονται με συντελεστή μεγέθυνσης, η , που ορίζεται ως εξής:

$$\eta = \left(1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\Sigma V_{Ed}}\right) \leq q \quad (5.12)$$

όπου:

ΔV_{Rw} : η συνολική μείωση της διατμητικής αντοχής των τοιχοπληρώσεων στον συγκεκριμένο όροφο, σε σύγκριση με τον υπερκείμενο όροφο που περιέχει περισσότερες τοιχοπληρώσεις.

ΣV_{Ed} : το άθροισμα των σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων που δρουν σε όλα τα κατακόρυφα κύρια σεισμικά στοιχεία του συγκεκριμένου ορόφου.

Αν η σχέση (5.12) οδηγεί σε συντελεστή μεγέθυνσης μικρότερο από 1,1 δεν απαιτείται τροποποίηση των αποτελεσμάτων τη σεισμικής δράσης.

Η παραπάνω διαδικασία έχει ως στόχο την ενίσχυση των υποστλωμάτων ενός ελλειπώς τοιχοπληρωμένου ορόφου ώστε να παραμείνουν ελαστικά, μέχρις ότου οι τοιχοπληρώσεις του υπερκείμενου ορόφου φθάσουν την αντοχή του. Δηλαδή, η διαφορά διατμητικής αντοχής των τοιχοπληρώσεων του ορόφου αντισταθμίζεται με αύξηση της αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων του φορέα στον όροφο αυτό.

5.4. Περιορισμός βλαβών των τοιχοπληρώσεων

Για τα στατικά συστήματα που ανήκουν σε όλες τις κατηγορίες πλαστιμότητας, ΚΠΥ, ΚΠΜ ή ΚΠΧ με εξαίρεση τις περιοχές χαμηλής σεισμικότητας, πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα μέτρα για την αποφυγή ψαθυρής αστοχίας και πρόωρης αποσύνθεσης των τοιχοπληρώσεων καθώς επίσης και για την αποφυγή μερικής ή ολικής εκτός επιπέδου κατάρρευσης λυγηρών φατνωμάτων τοιχοποιίας. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται σε φατνώματα τοιχοποιίας με λόγο λυγηρότητας (λόγος ύψους τοίχου/πλάτους) μεγαλύτερο από 15.

Παράδειγμα μέτρων για τη βελτίωση της συμπεριφοράς και διασφάλιση της ακεραιότητας εντός και εκτός επιπέδου, περιλαμβάνουν την χρήση ελαφρών πλεγμάτων καλά αγκυρωμένων στη μια όψη του τοίχου, ειδικών τοιχοσυνδέσμων στερεωμένων στα υποστλώματα που ενσωματώνονται στους οριζόντιους αρμούς κονιάματος και κατακόρυφα και οριζόντια διαζώματα από σκυρόδεμα στο πλήρες πάχος του τοίχου του φατνώματος.

Αν υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα ή οπές σε κάποιο από τα φατνώματα τοιχοπλήρωσης, η περίμετρος τους πρέπει να ενισχύεται με περιμετρικό διάζωμα από σκυρόδεμα.

Η σχετική μετατόπιση ορόφου είναι η οριζόντια μετατόπιση δυο διαδοχικών ορόφων. Αποτελεί ένα μέτρο για την ακαμψία του φορέα στις οριζόντιες δυνάμεις, καθώς και για τις μέγιστες παραμορφώσεις που προκύπτουν από το σεισμό σχεδιασμού. Οι τιμές της σχετικής μετατόπισης ορόφου διαιρεμένη με το ύψος του ορόφου, κυμαίνονται από 0.3% έως 3%, ανάλογα με την πλαστιμότητα του ορόφου.

Οι σχετική μετακίνηση του ορόφου έχει σημαντικές συνέπειες στα μη φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, δομικά στοιχεία προσόψεων, παράθυρα κ.λπ. Τα μη φέροντα στοιχεία μπορεί να είναι είτε σταθερά συνδεδεμένα με το φορέα, ή να είναι διαχωρισμένα από το φορέα μέσω εύκαμπτων αρμών.

Στα μη φέροντα στοιχεία που είναι σταθερά συνδεδεμένα μη φέροντα στοιχεία το όριο της σχετικής παραμόρφωση του ορόφου για να μην συμβεί ζημιά είναι της τάξεως $h/1500$ έως $h/1000$. Στους πλαισιακούς φορείς οι τοίχοι υφίστανται τις πρώτες ζημιές, ενώ σε φορείς με φέροντα τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα οι συνθήκες είναι πολύ πιο ευνοϊκές.

Στα μη φέροντα στοιχεία που διαχωρίζονται μέσω αρμών, το πλάτος των αρμών καθορίζεται ανάλογα με το μέγεθος μεγίστης μετατόπισης ορόφου κατά την εξάντληση της πλαστιμότητας του. Το πλάτος αρμού πρέπει να είναι περίπου μεγαλύτερο από το 25% έως

60% της μεγίστης μετατόπισης ορόφου για τοίχοι πλήρωσης ή δομικά στοιχεία προσόψεων αντίστοιχα.

Τα υποστυλώματα μπορεί να υποστούν από τις τοιχοπληρώσεις τεράστιες καταπονήσεις που φθάνουν μέχρι και τη πρόωρη αστοχία τους. Επομένως το πλάτος αρμών μεταξύ υποστυλωμάτων και τοιχοποιίας για να αποφεύγονται οι ζημιές πρέπει να είναι $\geq 100\%$ της μεγίστης μετατόπισης ορόφου

Στον EC8 η σχετική μετακίνηση ορόφων για περιορισμό βλαβών υπολογίζεται για τη μικρότερη σεισμική δράση και με ελαστική δυσκαμψία το 50% της δυσκαμψίας των αρηγμάτων διατομών. Η σχετική μετακίνηση ορόφων πρέπει να περιορίζονται σε:

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_r \nu \leq 0,005 h \quad (5.13)$$

β) για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_r \nu \leq 0,0075 h ; \quad (5.14)$$

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r \nu \leq 0,010 h \quad (5.15)$$

όπου:

d_r η σχετική παραμόρφωση ορόφου.

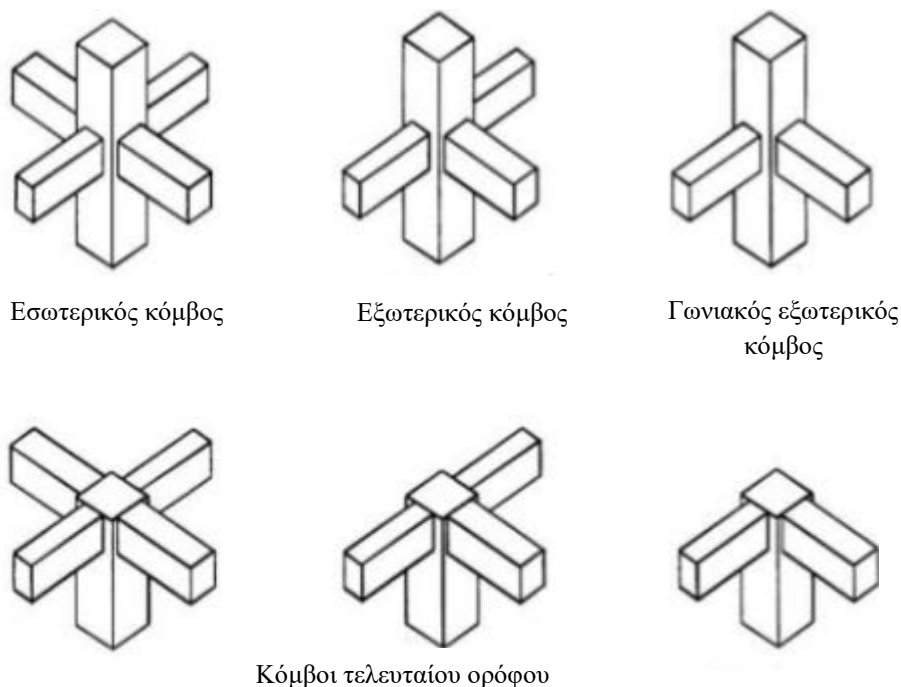
h το ύψος του ορόφου.

ν ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη το μικρότερο σεισμό. Οι τιμές που αποδίδονται στον ν για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενες τιμές του, ν , είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και $\nu = 0.5$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II.

Σε πλαισιακούς φορείς, ο περιορισμός της σχετικής μετακίνησης ορόφων καθορίζει τις διαστάσεις των διατομών των στοιχείων.

5.5 Κόμβοι δοκών –υποστυλωμάτων

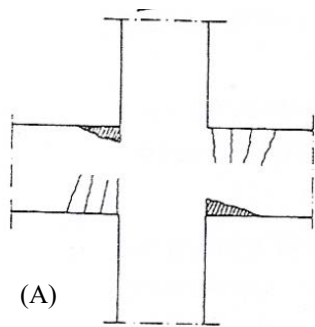
Οι κόμβοι δοκών υποστυλωμάτων μπορεί να είναι εσωτερικοί ή εξωτερικοί όσον αφορά τη θέση τους στο κτίριο. Επίσης μπορεί να είναι μιας κατεύθυνσης η δυο κατευθύνσεων όσον αφορά τις δοκούς που συντρέχουν σε αυτούς. Αυτές οι κατηγορίες των κόμβων φαίνονται στο σχήμα 5.21.



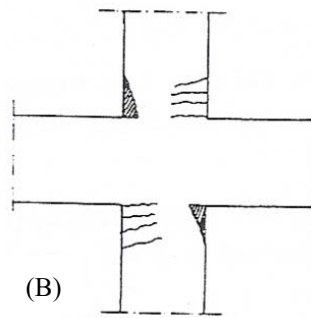
Σχήμα 5.21 Κατηγορίες κόμβων δοκού- υποστυλώματος.

Οι μορφές αστοχίας του κόμβου δοκού- υποστυλώματος φαίνονται στο παρακάτω σχήμα 5.22. Από τις δυο πρώτες μορφές αστοχίας, Α και Β, η πρώτη είναι η επιθυμητή μορφή αστοχίας. Η αποφυγή της δεύτερης μορφής αστοχίας έναντι της πρώτης επιτυγχάνεται με την εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού. Η τρίτη μορφή αστοχίας, Γ, ελέγχεται από το εύρος της επικάλυψης και από την περίσφιξη στο κόμβο. Η τέταρτη μορφή αστοχίας, Δ, ελέγχεται από τη διάμετρο του διαμήκους οπλισμού σε συνδυασμό με τη διάσταση του κόμβου. Θα πρέπει η αγκύρωση του διαμήκους οπλισμού μέσα στην περιοχή του κόμβου να μπορεί να φέρει τη δύναμη που αναπτύσσεται ως ζεύγος δυνάμεων υπό τη ροπή M_{Rb} δεξιά και αριστερά του κόμβου όπως φαίνεται στο σχήμα 5.23.

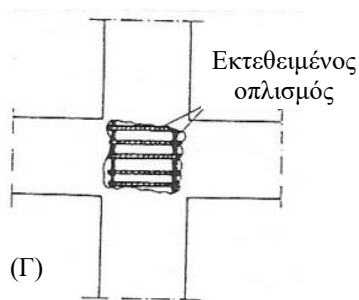
Η διατμητική αστοχία κόμβου λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης, πέμπτη μορφή αστοχίας, Ε, είναι μια ψαθυρού τύπου αστοχία που πρέπει να αποφεύγεται. Οδηγεί σε μείωση της δυσκαμψίας και της αντοχής του κόμβου. Τα μέλη του συνδέονται με αυτόν δεν μπορούν να αναπτύξουν την πλήρη αντοχή τους. Για την αποφυγή αυτής της μορφής αστοχίας ο EC8 επιβάλλει ικανοτικό σχεδιασμό μέσω της ικανοτικής τέμνουσας στον κόμβο δοκού υποστυλώματος.



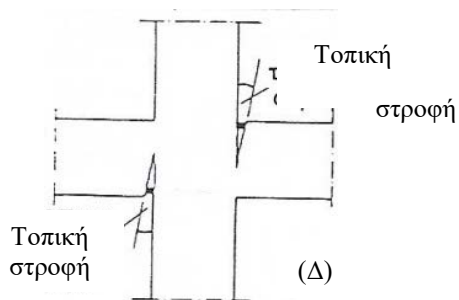
(A) Αστοχία των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο



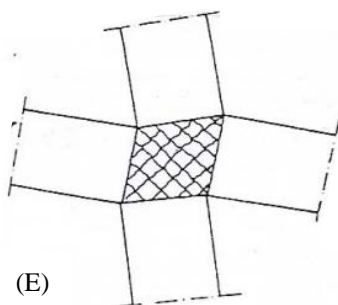
(B) Αστοχία των υποστλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο



(Γ) Θρυμματισμός του σκυροδέματος της επικάλυψης στον κόμβο

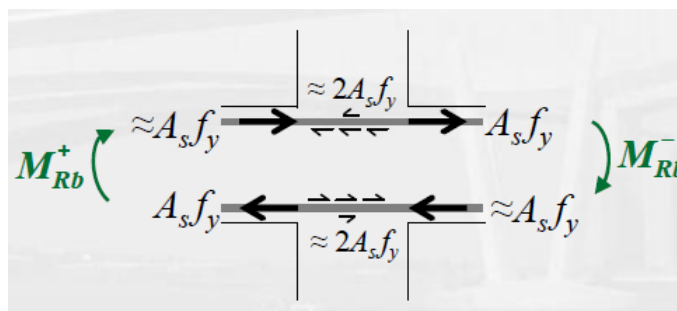


(Δ) Αστοχία αγκύρωσης του οπλισμού των δοκών



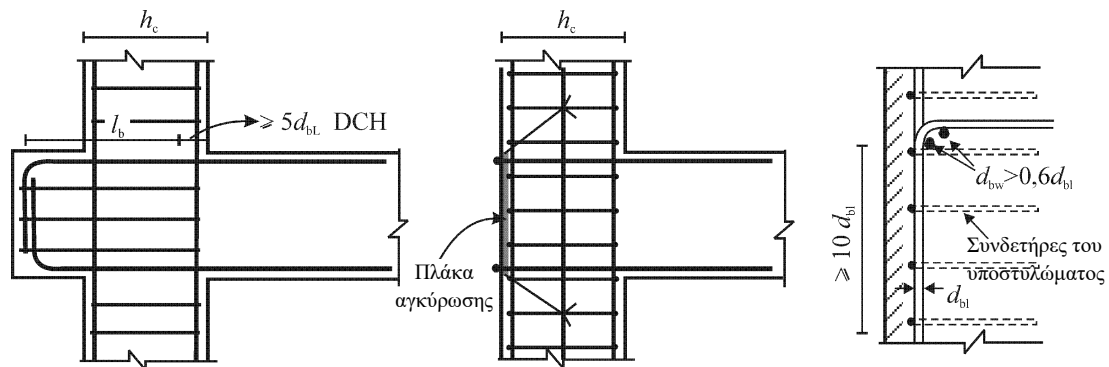
(E) Διαμητική αστοχία του κόμβου

Σχήμα 5.22 Οι μορφές αστοχίας του κόμβου δοκού- υποστλώματος.



Σχήμα 5.23 Αγκύρωση διαμήκους οπλισμού δοκού.

Επιπλέον μέτρα για αγκύρωση σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων φαίνονται στο παρακάτω σχήμα 5.24.



Σχήμα 5.24 Πρόσθετα μέτρα για αγκύρωση σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων.

5.6 Θεμελιώσεις

Μια θεμελιώδη παραδοχή του αντισεισμικού υπολογισμού των κτιρίων είναι ότι σεισμική διέγερση είναι σταθερή σε όλη την έκταση της θεμελίωσης. Η παραδοχή αυτή ισχύει στην περίπτωση περιορισμένης και δύσκαμπτης θεμελίωσης κτιριακών έργων. Όσο όμως αυξάνουν οι γεωμετρικές διαστάσεις της κατασκευής, τόσο αυξάνουν και οι διαφορικές κινήσεις. Η μονολιθικότητα της θεμελίωσης, εξασφαλίζει ομοιομορφία στις διαφορικές κινήσεις και εξαναγκάζει τη θεμελίωση σε κίνηση στερεού σώματος.

Οι θεμελιώσεις είναι το μέσο για την ομαλή μεταβίβαση των φορτίων της ανωδομής στο έδαφος. Το έδαφος μαζί με τη θεμελίωση και την ανωδομή αποτελεί ένα ενιαίο σύνολο με ενιαία δυναμική συμπεριφορά.

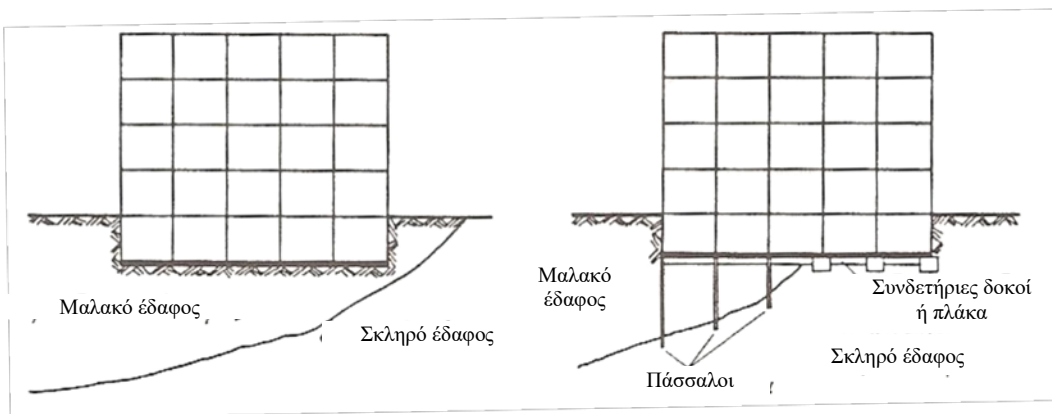
Υπάρχουν εδάφη απαγορευτικά για δόμηση λόγω μεγάλων παραμορφώσεων από σεισμούς και προκαλούν άμεση αστοχία. Γενικά, τα σκληρά εδάφη είναι προτιμότερα για τη θεμελίωση, αυτό εξαρτάται και από τη δυσκαμψία της ανωδομής. Η θεμελίωση εύκαμπτων κατασκευών είναι καλύτερη σε βραχώδη εδάφη και δύσκαμπτων κατασκευών σε μαλακά εδάφη.

Το σύστημα θεμελίωσης πρέπει να είναι ενιαίο και να βρίσκεται σε ομοιογενές έδαφος (ίδια εδαφική στρώση) ώστε οι σεισμικές κινήσεις να είναι ομοιόμορφες. Αν είναι σε διαφορετικά εδαφικά στρώματα συνίσταται ο πλήρης διαχωρισμός με αρμό των δύο συστημάτων της κατασκευής. Αν ο διαχωρισμός είναι αδύνατος, πρέπει να γίνει καλή σύνδεση των συστημάτων θεμελίωσης με συνδετήριες δοκούς.

Η επιλογή της θεμελίωσης ανάλογα την ποιότητα του εδάφους είναι η εξής:

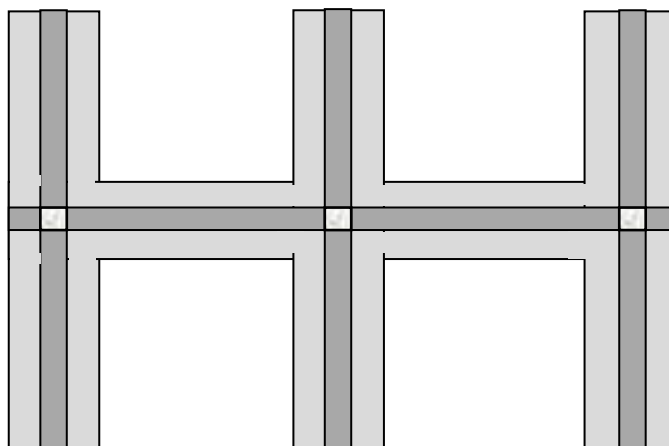
- Μεμονωμένα πέδιλα
- Συνδετήρια δοκάρια
- Εσχάρα πεδιλοδοκών
- Γενική κοιτόστρωση,
- Πάσσαλοι

- Συνδυασμός των παραπάνω

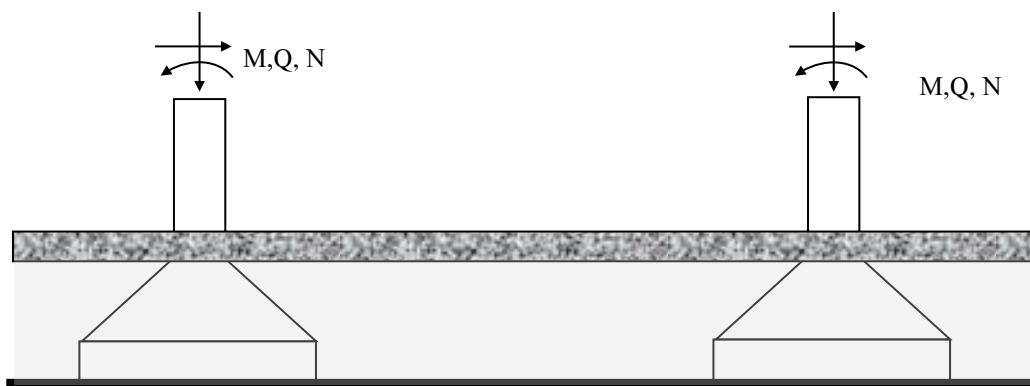


Σχήμα 5.25 Θεμελίωση σε ίδια και διαφορετική εδαφική στρώση.

Τα μεμονωμένα πέδιλα επιβάλλεται από τον κανονισμό να συνδέονται με εσχάρα συνδετήριων δοκών. Αν το έδαφος είναι κακό τότε γίνεται χρήση εσχάρας πεδιλοδοκών και σε ακόμα χειρότερο έδαφος χρησιμοποιείται η γενική κοιτόστρωση. Όταν υπάρχει υπόγειο, απαιτείται κατάλληλη διαστασιολόγηση και όπλιση της πλάκας του δαπέδου.



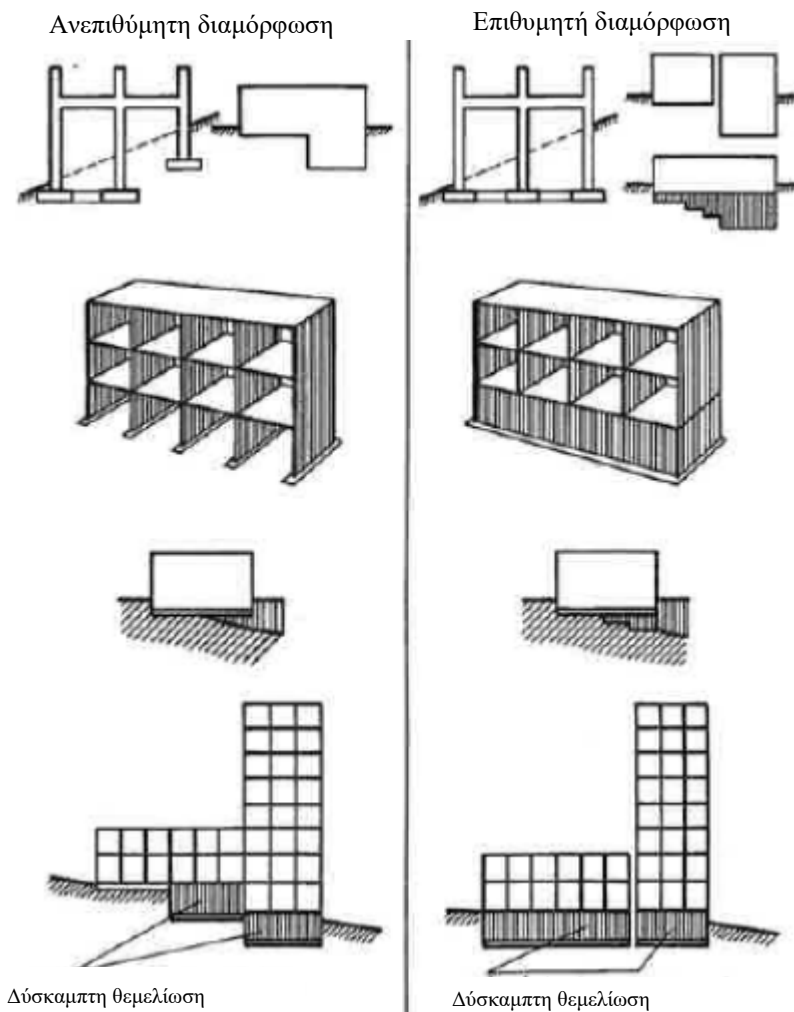
Σχήμα 5.26 Σύνδεση υποστυλωμάτων με πεδιλοδοκούς.



Σχήμα 5.27 Οπλισμένη πλάκα δαπέδου για τη σύνδεση των πεδίων.

Επειδή επιταχύνσεις στο έδαφος μειώνονται με το βάθος η επιλογή μεγάλου βάθους θεμελίωσης και μεγάλης ακαμψίας βελτιώνει την αντισεισμική συμπεριφορά των κτιρίων διότι μειώνονται οι κινήσεις στη θεμελίωση.

Στις ανισοσταθμίες θεμελίωσης πρέπει να λαμβάνονται πρόσθετα μέτρα για την εξασφάλιση της μονολιθικότητας. Στο παρακάτω σχήμα 5.28 φαίνονται επιθυμητοί και ανεπιθύμητοι τρόποι θεμελίωσης.



Σχήμα 5.28 Επιθυμητοί και ανεπιθύμητοι τρόποι θεμελίωσης.

5.7 Πλαστιμότητα

Πλαστιμότητα είναι η ικανότητα να παραμορφώνεται, μετά τη διαρροή, ένα στοιχείο ή μια κατασκευή χωρίς να μειώνεται η αντοχή της.

Η καλή σεισμική συμπεριφορά είναι αποτέλεσμα της αντίστασης και της πλαστιμότητας της κατασκευής.

Ένας φορέας, θα πρέπει να διαθέτει, είτε υψηλή αντίσταση και μικρή πλαστιμότητα ή χαμηλή αντίσταση και μεγάλη πλαστιμότητα,

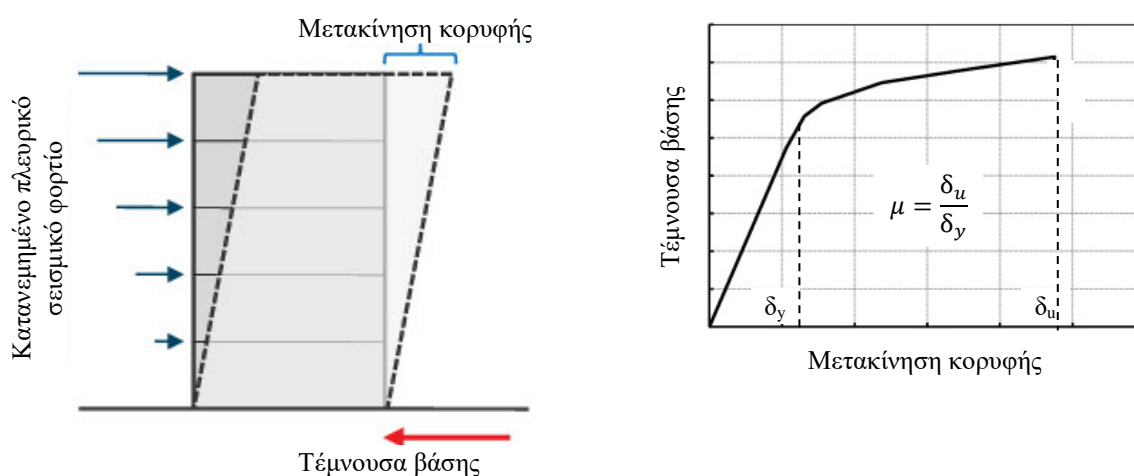
Υπάρχουν διαφορετικές στρατηγικές για τον σχεδιασμό μιας κατασκευής για ένα δεδομένο σεισμό σχεδιασμού. Μια λύση είναι η κατασκευή να έχει μεγάλη οριακή αντοχή ώστε να αντέχει το σεισμό σχεδιασμού ελαστικά και τα μέλη της να μην εισέλθουν στη διαρροή. Άλλη λύση είναι να σχεδιαστεί με χαμηλή οριακή αντοχή αλλά μεγάλη πλαστιμότητα. Έτσι εκδηλώνονται πλαστικές παραμορφώσεις και ζημιές αλλά δεν επέρχεται κατάρρευση. Αυτή η δεύτερη στρατηγική υιοθετείται τα τελευταία χρόνια από τους κανονισμούς σχεδιασμού των κατασκευών.

5.7.1 Γενική, τοπική και άλλα είδη πλαστιμότητας

Σε μια κατασκευή γίνονται οι ακόλουθες διακρίσεις:

Γενική πλαστιμότητα: Πλαστιμότητα μετατοπίσεων, από το διάγραμμα μετακίνηση κορυφής – τέμνουσας βάσης, σε επίπεδο κτιρίου όπως φαίνεται στο σχήμα 5.29, υπολογίζεται ο λόγος της μέγιστης μετακίνησης προς τη μετακίνηση της κατασκευής όταν παρουσιάστηκε η πρώτη διαρροή σε κάποιο μέλος της. Αν δεν υπολογιστεί αναλυτικά η γενική πλαστιμότητα μιας κατασκευής μπορεί να υπολογιστεί από το συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (5.21) και (5.22).

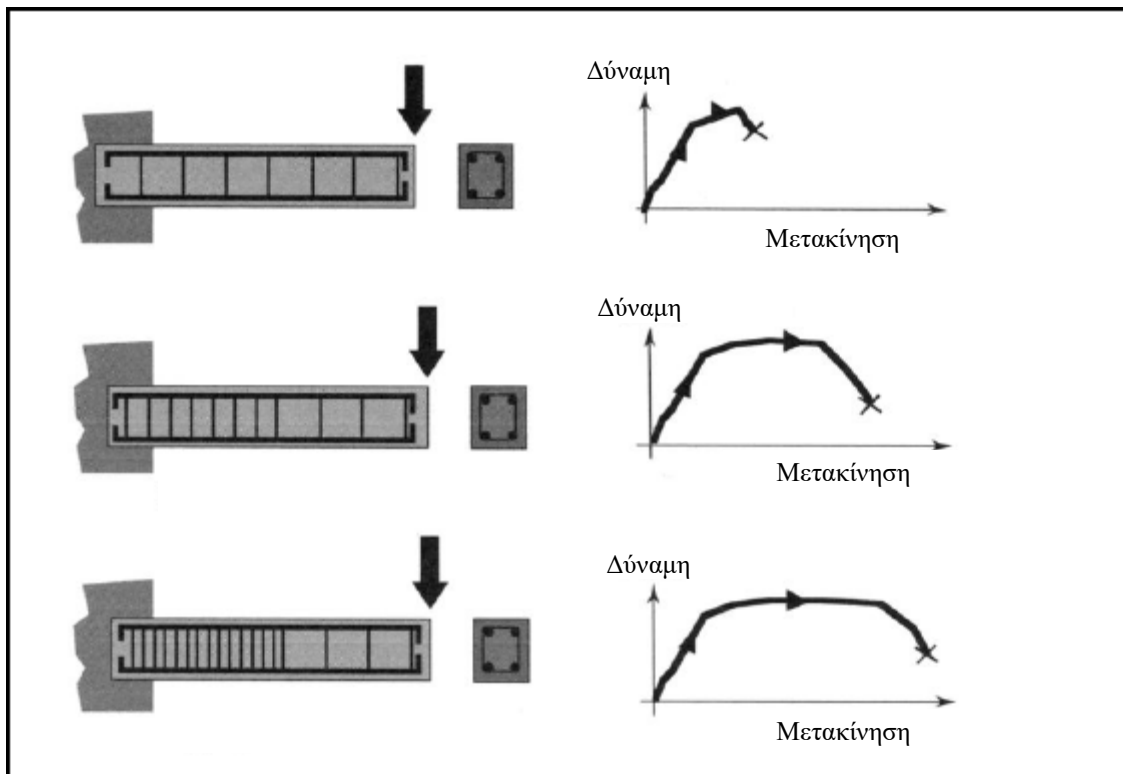
Τοπική πλαστιμότητα: Πλαστιμότητα δύναμης – μετακίνησης, στροφών-καμπυλοτήτων, σε επίπεδο μέλους όπως φαίνεται στο σχήμα 5.30.



Σχήμα 5.29 Πλαστιμότητα μετακινήσεων κτιρίου.

Υπάρχουν τα ακόλουθα είδη πλαστιμότητας :

- Πλαστιμότητα αξονικών παραμορφώσεων ή μηκύνσεων.
- Πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.
- Πλαστιμότητα στροφών.
- Πλαστιμότητα μετατοπίσεων.



Σχήμα 5.30 Τοπική πλαστιμότητα στοιχείου, υπολογισμός από το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών διακρίνει τη διαθέσιμη και την απαιτούμενη πλαστιμότητα. Διαθέσιμη είναι η πλαστιμότητα που έχει ένα στοιχείο ή σύστημα όταν φορτίζεται και καθορίζεται από τη γεωμετρία της διατομής, και το υλικό. Η απαιτούμενη, είναι η πλαστιμότητα που επιβάλλει ο σεισμός σχεδιασμού ως προϋπόθεση για την επιθυμητή απόκριση στο σεισμό. Σε έναν σωστό αντισεισμικό σχεδιασμό θα πρέπει η διαθέσιμη πλαστικότητα να είναι ίση ή μεγαλύτερη της απαιτούμενης.

Επιπλέον, κάθε φέρον στοιχείο θα πρέπει να έχει τοπική πλαστιμότητα παρόμοια με τη γενική πλαστιμότητα της κατασκευής. Για παράδειγμα σε ένα κτίριο λόγω στροφής, κάποια υποστυλώματα στην πιο εύκαμπτη πλευρά του κτιρίου μπορεί να αναπτύξουν πολύ μεγαλύτερη πλαστιμότητα από τη γενική πλαστιμότητα του κτιρίου.

5.7.2 Πλαστιμότητα και περίσφιξη κατά τον EC8

Όταν ένα στοιχείο διαρρέει σε κάποια διατομή τότε σε εκείνο το σημείο η καμπυλότητα παίρνει μεγάλες τιμές. Θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως άρθρωση και γι' αυτό ονομάζεται πλαστική άρθρωση.

Ο σωστός αντισεισμικός σχεδιασμός θα πρέπει να παρέχει στον φορέα επαρκή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας χωρίς ουσιαστική μείωση της αντοχής του σε οριζόντια και κατακόρυφη φόρτιση. Ο στόχος αυτός εξασφαλίζεται αν διαρρέει μεγάλος αριθμός μελών του συνολικού φορέα και η διαρροή να είναι κατανεμημένη σε διαφορετικά στοιχεία και θέσεις στους ορόφους του. Για τον σκοπό αυτό οι πλαστικές μορφές αστοχίας πρέπει να προηγούνται των ψαθυρών μορφών αστοχίας με ικανοποιητική αξιοπιστία.

Η ψαθυρή αστοχία ή άλλοι ανεπιθύμητοι μηχανισμοί αστοχίας (π.χ. συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα ενός μόνον ορόφου σε ένα πολώροφο κτίριο, διατμητική αστοχία των φερόντων στοιχείων, αστοχία των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, διαρροή των θεμελιώσεων ή οποιουδήποτε στοιχείου που προορίζεται να παραμείνει ελαστικό) αποτρέπεται με τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού από συνθήκες ισορροπίας, υποθέτοντας ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις με τις πιθανές υπεραντοχές τους στις παρακείμενες περιοχές

Κτίρια από σκυρόδεμα κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας: Κατηγορίας Πλαστιμότητας Μέση, ΚΠΜ και Κατηγορίας Πλαστιμότητας Υψηλή, ΚΠΥ, ανάλογα με την ικανότητα υστερητικής απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν. Και οι δύο κατηγορίες αντιστοιχούν σε κτίρια που σχεδιάζονται, διαστασιολογούνται και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται σύμφωνα με ειδικές αντισεισμικές διατάξεις που δίνουν τη δυνατότητα στο φορέα να αναπτύξει ευσταθείς πλαστικούς μηχανισμούς που συνοδεύονται από μεγάλη απόδοση υστερητικής ενέργειας υπό φόρτιση με επαναλαμβανόμενες αναστροφές χωρίς να υποστεί ψαθυρές αστοχίες. Για την παροχή του κατάλληλου επιπέδου πλαστιμότητας στις κατηγορίες πλαστιμότητας μέση και υψηλή, πρέπει να ικανοποιούνται οι ειδικές διατάξεις για κάθε κατηγορία.

Σε αντιστοιχία με τις διαφορετικές διαθέσιμες πλαστιμότητες των δύο κατηγοριών χρησιμοποιούνται διαφορετικές τιμές του συντελεστή q για κάθε κατηγορία.

$$\text{Για ΚΠΥ} \quad q > 4 \quad (5.16)$$

$$\text{Για ΚΠΜ} \quad 1.5 < q < 4 \quad (5.17)$$

Για να έχει η κατασκευή την απαιτούμενη γενική πλαστιμότητα, οι πιθανές περιοχές για σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων θα πρέπει να διαθέτουν ικανότητα μεγάλης πλαστικής στροφής. Αυτό ικανοποιείται αν ισχύουν οι ακόλουθες συνθήκες:

- Παρέχεται ικανοποιητική πλαστιμότητα καμπυλότητας σε όλες τις κρίσιμες περιοχές των βασικών στοιχείων, συμπεριλαμβανομένων των άκρων των υποστυλωμάτων.
- Αποτρέπεται τοπικός λυγισμός του θλιβόμενου οπλισμού μέσα στις πιθανές περιοχές πλαστικών αρθρώσεων των βασικών σεισμικών στοιχείων.
- Χρησιμοποιούνται κατάλληλες ποιότητες σκυροδέματος και χάλυβα για την εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται στις κρίσιμες περιοχές των βασικών σεισμικών στοιχείων πρέπει να διαθέτει υψηλή ομοιόμορφη πλαστική μήκυνση. Ο λόγος εφελκυστικής αντοχής προς την αντοχή διαρροής του χάλυβα που χρησιμοποιείται σε κρίσιμες περιοχές των βασικών σεισμικών στοιχείων πρέπει να είναι σημαντικά μεγαλύτερος της μονάδας. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται στα βασικά σεισμικά στοιχεία πρέπει να διαθέτει επαρκή θλιπτική αντοχή και ανηγμένη παραμόρφωση θραύσεως που υπερβαίνει την ανηγμένη παραμόρφωση στην μέγιστη θλιπτική αντοχή κατά ένα ικανοποιητικό περιθώριο.

Η πλαστιμότητα καμπυλότητας μ_ϕ των περιοχών αυτών, είναι τουλάχιστον ίση με τις ακόλουθες τιμές:

$$\mu_\phi = 2q_d - 1 \quad \text{αν} \quad T_1 \geq T_c \quad (5.18)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_d - 1) \frac{T_C}{T_1} \quad \text{αν} \quad T_1 < T_C \quad (5.19)$$

όπου:

q_d : βασική τιμή συντελεστή συμπεριφοράς.

T_1 : θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου.

T_C : η περίοδος που ορίζει το ανώτατο όριο σταθερής επιτάχυνσης του φάσματος.

Η σχέση μεταξύ μ_{ϕ} και της πλαστιμότητας μετακίνησης μ_{δ} είναι:

$$\mu_{\phi} = 2\mu_{\delta} - 1 \quad (5.20)$$

Η σχέση μεταξύ μ_{δ} και q είναι:

$$\mu_{\delta} = q_d \quad \text{εάν} \quad T_1 \geq T_C \quad (5.21)$$

$$\mu_{\delta} = 1 + (q_d - 1) \frac{T_C}{T_1} \quad \text{εάν} \quad T_1 < T_C \quad (5.22)$$

Χρησιμοποιείται η τιμή του q_d αντί της τιμής του q , επειδή ο q θα είναι μικρότερος του q_d σε μη κανονικά κτίρια, καθώς απαιτείται υψηλότερη αντοχή σε οριζόντια φορτία για την προστασία τους. Οι απαιτήσεις όμως τοπικής πλαστιμότητας ενδέχεται να είναι υψηλότερες από αυτές που αντιστοιχούν στην τιμή του q , και επομένως δεν δικαιολογείται μείωση της ικανότητας για πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.

Με βάση την απαιτούμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, μ_{ϕ} , προκύπτουν:

1. Το μέγιστο ποσοστό οπλισμού στα άκρα κυρίων δοκών στις στηρίξεις σε κατακόρυφα στοιχεία, ρ_{max}

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.23)$$

όπου:

$$\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s \quad (5.24)$$

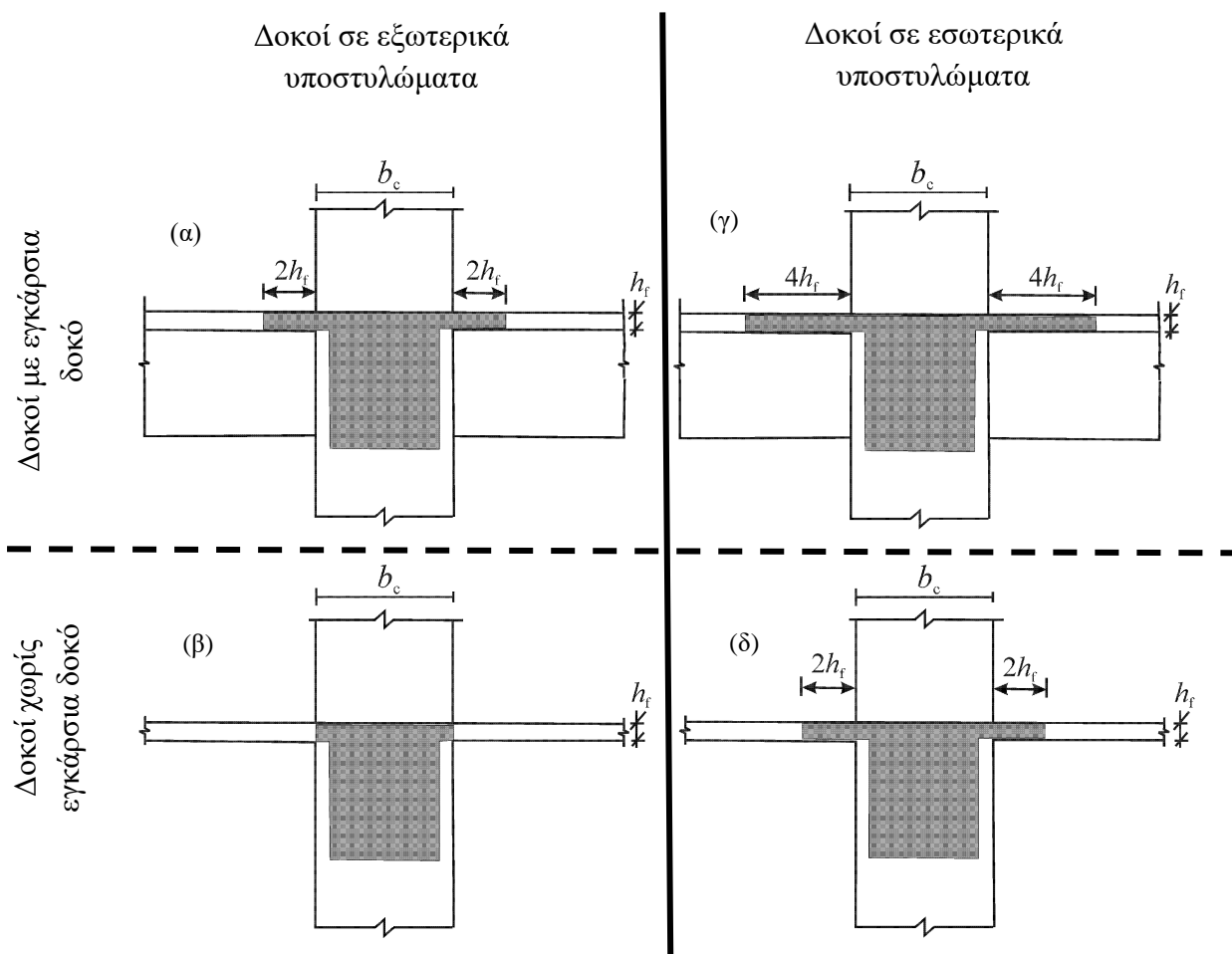
είναι η τιμή σχεδιασμού της ανοιγμένης μήκυνσης του χάλυβα στην διαρροή.

ρ και ρ' : τα ποσοστά οπλισμού της εφελκόμενης και της θλιβόμενης ζώνης, τα οποία είναι ανοιγμένα σε $b \cdot d$, όπου b το πλάτος του θλιβόμενου πέλματος της δοκού. Εάν η εφελκόμενη ζώνη περιλαμβάνει πλάκα, ο οπλισμός των πλακών ο παράλληλος στη δοκό μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος περιλαμβάνεται στο ρ .

Το συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος, b_{eff} μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

α) Για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εξωτερικά υποστυλώματα, το συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος, b_{eff} λαμβάνεται ίσο με το πλάτος, b_c , του υποστυλώματος, εάν δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός (Σχήμα 5.31(β)), ή ίσο με το πλάτος αυτό αυξημένο κατά, $2h_f$, σε κάθε πλευρά της δοκού, εάν υπάρχει εγκάρσια δοκός παρόμοιου ύψους, σχήμα 5.31(a) και 5.31(β).

β) Για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εσωτερικά υποστυλώματα, τα παραπάνω πλάτη μπορούν να αυξηθούν κατά $2h_f$ σε κάθε πλευρά της δοκού, σχήματα 5.31(γ) και 5.31(δ).



Σχήμα 5.31 Συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος, b_{eff} , για δοκούς που εδράζονται σε υποστυλώματα.

2. Το ενεργό μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων $\alpha_{\omega_{wd}}$ στα άκρα κυρίων κατακόρυφων στοιχείων που σχεδιάζονται για σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων, δηλαδή στην κρίσιμη περιοχή στην βάση κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων πρέπει να διατίθεται τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.

Το ενεργό μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων $\alpha_{\omega_{wd}}$ δίνεται από την ακόλουθη έκφραση:

Περίσφιξη υποστυλωμάτων

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.25)$$

όπου:

ω_{wd} : Είναι το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων περίσφιξης μέσα στις κρίσιμες περιοχές.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος των βρόχων περίσφιξης}}{\text{όγκος του σκυροδέματος του πυρήνα}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

μ_{ϕ} : Η απαιτούμενη τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.

ν_d : Η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού,

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (5.26)$$

$\varepsilon_{sy,d}$: Η τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στη διαρροή.

h_c : Το ύψος της συνολικής διατομής στην οριζόντια διεύθυνση όπου εφαρμόζεται η τιμή του μ_{ϕ} .

h_o : Το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα ως τον άξονα των συνδετήρων.

b_c : Το πλάτος της συνολικής διατομής.

b_o : Το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα ως τον άξονα των συνδετήρων.

α : Ο συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφιξης.

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

- Για ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (5.27)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \quad (5.28)$$

όπου:

n : Το συνολικό πλήθος διαμηκών ράβδων που συγκρατούνται από κλειστούς ή μονοσκελείς συνδετήρες.

b_1 : Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών ράβδων που συγκρατούνται με συνδετήρες.

- Για κυκλικές διατομές με κυκλικούς συνδετήρες και διάμετρο περισφιγμένου πυρήνα D_o ως τον άξονα των συνδετήρων:

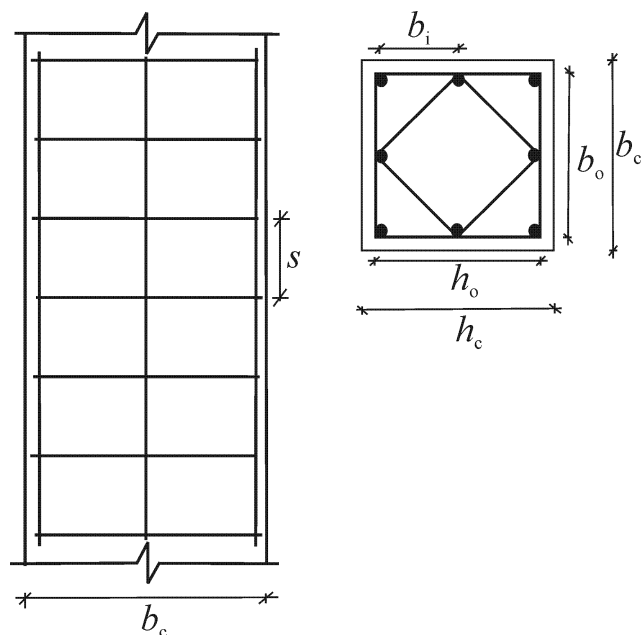
$$\alpha_n = 1 \quad (5.29)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2D_o}\right)^2 \quad (5.30)$$

- Για κυκλικές διατομές με σπειροειδείς συνδετήρες:

$$\alpha_n = 1 \quad (5.31)$$

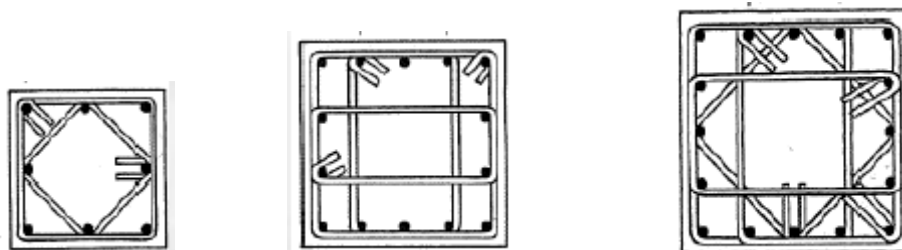
$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2D_o}\right) \quad (5.32)$$



Σχήμα 5.32 Περίσφιξη πυρήνα σκυροδέματος υποστυλώματος.

Στην κρίσιμη περιοχή στην βάση των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων προβλέπεται ελάχιστη τιμή του ω_{wd} ίση με 0.08.

Στο σχήμα 5.33 φαίνονται περισφιγμένες διατομές υποστυλωμάτων.



Σχήμα 5.33 Περισφιγμένες διατομές υποστυλωμάτων.

Εντός των κρίσιμων περιοχών των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων θα προβλέπονται κλειστοί ή μονοσκελείς συνδετήρες διαμέτρου τουλάχιστον 6mm σε ίση απόσταση που να εξασφαλίζει μια ελάχιστη πλαστιμότητα και να αποτρέπει τοπικό λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Η διάταξη των συνδετήρων πρέπει να είναι τέτοια ώστε η διατομή να τίθεται υπό συνθήκες τριαξονικής φόρτισης που προκαλούνται από τους συνδετήρες. Αυτό μπορεί να συμβεί όταν:

α) Η απόσταση, s , των συνδετήρων (σε χιλιοστά) δεν υπερβαίνει:

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \quad (5.33)$$

b_o είναι η ελάχιστη διάσταση του πυρήνα σκυροδέματος, (σε χιλιοστά).

d_{bL} είναι η ελάχιστη διάμετρος των διαμήκων ράβδων (σε χιλιοστά).

β) Η απόσταση μεταξύ διαδοχικών διαμήκων ράβδων συγκρατούμενων με συνδετήρες δεν υπερβαίνει τα 200 mm.

Περίσφιξη τοιχωμάτων

Για τοιχώματα με ορθογωνική διατομή, το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του αναγκαίου οπλισμού περίσφιξης ω_{wd} στα στοιχεία άκρων πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση:

$$a\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.34)$$

$\omega_v = \rho_v f_{yd,v}/f_{cd}$ το μηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού κορμού τοιχώματος (σε υποστύλωμα αγνοείται, $\omega_v = 0$ και προκύπτει η σχέση 5.25).

Η τιμή της πλαστιμότητας καμπυλότητας, μ_{ϕ} , είναι τουλάχιστον ίση με αυτήν που υπολογίζεται από τις εκφράσεις (5.18) και (5.19), όπου η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_o , στις εκφράσεις αυτές αντικαθίσταται από το γινόμενο του q_o επί την μέγιστη τιμή του λόγου, M_{Ed}/M_{Rd} , στη βάση του τοιχώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, και όπου, M_{Ed} , είναι η ροπή κάμψεως σχεδιασμού από την ανάλυση και, M_{Rd} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού.

Σε τοιχώματα με εξογκώματα άκρων ή πέλματα ή με διατομή που αποτελείται από περισσότερα ορθογώνια (διατομές μορφής T, L, I, U, κλπ.) το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιξης, ω_{wd} , στα στοιχεία των άκρων μπορεί να καθοριστεί ως εξής:

α) Η αξονική δύναμη, N_{Ed} , και η συνολική διατομή του κατακόρυφου οπλισμού στον κορμό, A_{sv} , θα ανάγονται στο $h_c b_c f_{cd}$, με το πλάτος του εξογκώματος ή του πέλματος σε θλίψη να λαμβάνεται ως πλάτος διατομής, b_c , δηλαδή: $v_d = \frac{N_{Ed}}{h_c b_c f_{cd}}$ και $\omega_v = \frac{A_{sv} f_{yd}}{h_c b_c f_{cd}}$. Το ύψος της ουδέτερης γραμμής x_u στην οριακή καμπυλότητα μετά την αποφλοιώση του σκυροδέματος εξώ από τον περισφιγμένο πυρήνα των στοιχείων μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (5.35)$$

όπου b_o είναι το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα στο εξόγκωμα ή πέλμα. Εάν η τιμή του x_u από την έκφραση (5.35) δεν υπερβαίνει το ύψος του εξογκώματος ή του πέλματος μετά από την αποφλοιώση του σκυροδέματος κάλυψης, τότε το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιξης στο εξόγκωμα ή πέλμα καθορίζεται όπως στην από την έκφραση (5.34), με v_d , ω_v , b_c και b_o να αναφέρονται στο πλάτος του εξογκώματος ή του πέλματος.

β) Εάν η τιμή του x_u υπερβαίνει το ύψος του εξογκώματος ή του πέλματος μετά από την αποφλοιώση του σκυροδέματος κάλυψης, μπορεί να ακολουθηθεί η γενική μέθοδος που βασίζεται στα εξής βήματα:

1. Ορισμός της πλαστιμότητας καμπυλότητας ως $\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$,
2. Υπολογισμό του ϕ_u και του ϕ_y ως:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu2,c}}{x_u} \quad (5.36)$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{d - x_y} \quad (5.37)$$

3. Ισορροπία των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής για την εκτίμηση των θέσεων του ουδέτερου άξονα x_u και x_y .
4. Οι τιμές της αντοχής και της οριακής ανηγμένης παραμόρφωσης του περισφιγμένου σκυροδέματος, $f_{ck,c}$ και $\varepsilon_{cu2,c}$ που δίνονται ως συναρτήσεις της δρώσας οριζόντιας τάσης περίσφιγξης. Ο αναγκαίος οπλισμός περίσφιγξης, αν είναι απαραίτητος, και τα μήκη περίσφιγξης του τοιχώματος πρέπει να υπολογιστούν αναλόγως.

Το ύψος της κρίσιμης περιοχής, h_{cr} πάνω από την βάση του τοιχώματος μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$h_{cr} = \max \{ l_w, h_w / 6 \} \quad (5.38a)$$

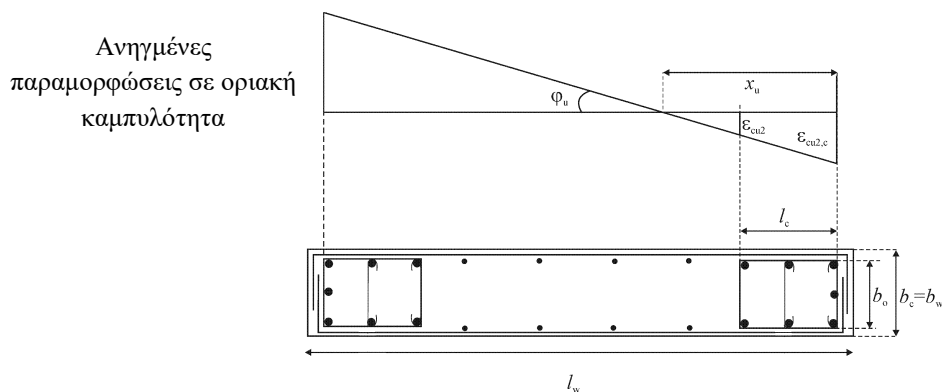
αλλά και:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{για } n \leq 6 \text{ ορόφους} \\ 2 \cdot h_s & \text{για } n \geq 7 \text{ ορόφους} \end{cases} \quad (5.38b)$$

όπου:

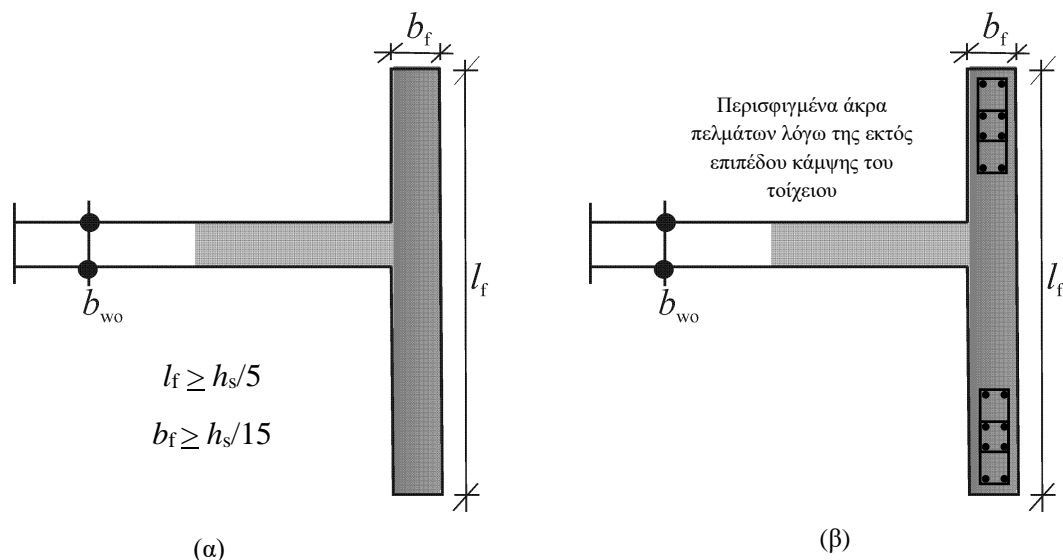
h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου και όπου η βάση ορίζεται ως η στάθμη της θεμελίωσης ή της οροφής υπόγειων ορόφων με άκαμπτα διαφράγματα και περιμετρικά τοιχώματα.

Η περίσφιγξη πρέπει να επεκτείνεται κατακόρυφα πάνω από το ύψος h_{cr} της κρίσιμης περιοχής και οριζόντια σε μήκος l_c που μετράται από την ακραία θλιβόμενη ίνα του τοιχώματος μέχρι το σημείο όπου το μη περισφιγμένο σκυρόδεμα μπορεί να αποφλοιωθεί λόγω των υψηλών θλιπτικών τάσεων. Εάν δεν είναι διαθέσιμα ακριβέστερα στοιχεία, η θλιπτική βράχυνση στην οποία αναμένεται αποφλοίωση μπορεί να ληφθεί ως ίση με $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$. Το περισφιγμένο στοιχείο άκρου μπορεί να περιοριστεί σε απόσταση $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ από τον άξονα του συνδετήρα κοντά στην ακραία θλιβόμενη ίνα, με το ύψος της περισφιγμένης ζώνης θλίψης x_u στην οριακή καμπυλότητα που υπολογίζεται από την ισορροπία (έκφραση (5.35) για σταθερό πλάτος b_o της περισφιγμένης θλιβόμενης ζώνης) και την οριακή ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{cu2,c}$ του περισφιγμένου σκυροδέματος ως $\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \omega_{wd}$ (βλέπε σχήμα 5.34). Κατ' ελάχιστον, το μήκος l_c του περισφιγμένου στοιχείου άκρου δεν πρέπει να λαμβάνεται μικρότερο από $0,15 \cdot l_w$ ή $1,50 \cdot b_w$.



Σχήμα 5.34 Γεωμετρία και περισφιγμένο στοιχείο άκρου στο ελεύθερο άκρο τοιχώματος.

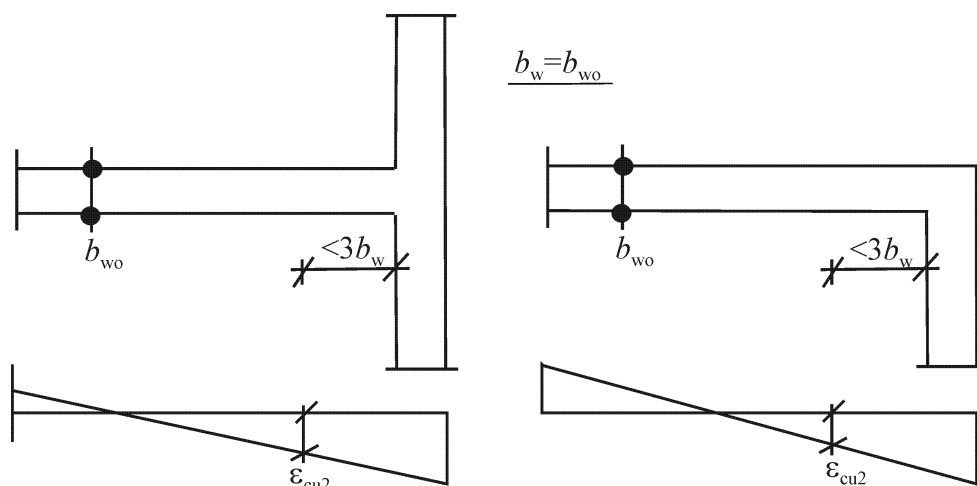
Σε τοιχώματα ΚΠΜ δεν απαιτείται περισφιγμένο στοιχείο άκρου σε πέλματα τοίχων με πάχος $b_f \geq h_s/15$ και πλάτος $l_f \geq h_s/5$, (σχήμα 5.35). Εν τούτοις, μπορεί να απαιτούνται περισφιγμένα στοιχεία άκρων στα άκρα τέτοιων πελμάτων λόγω της εκτός επιπέδου κάμψης του τοίχου.



Σχήμα 5.35 Άκρο τοιχώματος με μεγάλο εγκάρσιο πέλμα που δεν είναι απαραίτητο σε περίσφιξη, (α), απαίτηση για περίσφιξη των άκρων τέτοιων πελμάτων λόγω της εκτός επιπέδου κάμψης του τοίχου, (β).

Σε στοιχεία άκρων των τοιχωμάτων πρέπει να χρησιμοποιούνται επικαλυπτόμενοι συνδετήρες, έτσι ώστε κάθε δεύτερη διαμήκης ράβδος να υποστηρίζεται από κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα.

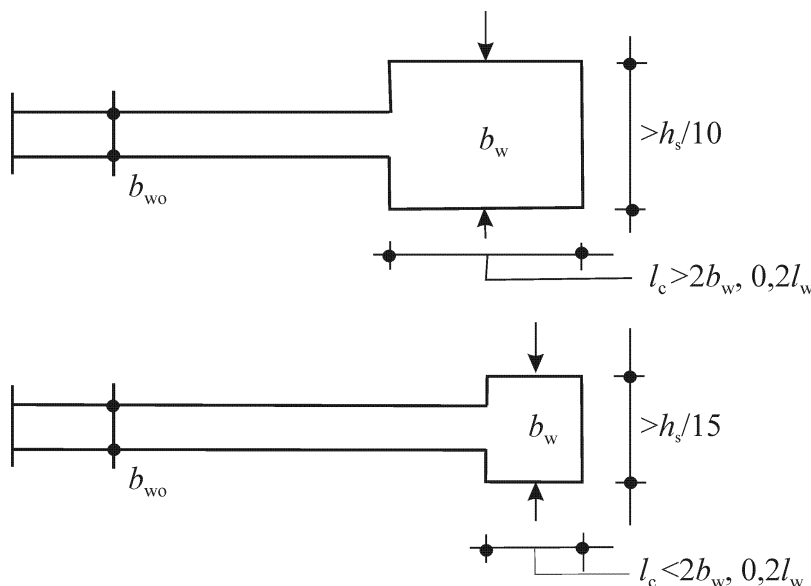
Σε τοιχώματα ΚΠΥ που συνδέεται με πέλμα πάχους $b_f \geq h_s/15$ και πλάτους $l_f \geq h_s/5$ τότε το περισφιγμένο στοιχείο άκρου είναι αναγκαίο να εκτείνεται πέρα από το πέλμα και μέσα στον κορμό για ένα πρόσθετο μήκος έως $3b_{w0}$.



Σχήμα 5.36 Ελάχιστο πάχος περισφιγμένων στοιχείων άκρων σε τοιχώματα ΚΠΥ με μεγάλα πέλματα.

Έξω από την κρίσιμη περιοχή πρέπει να προβλέπονται στοιχεία άκρων για έναν ακόμη όροφο, με τουλάχιστον το ήμισυ του οπλισμού περισφιγξης που απαιτείται για την κρίσιμη περιοχή.

Το πάχος b_w των περισφιγμένων τμημάτων της διατομής τοιχωμάτων (στοιχεία άκρων) δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 200 mm. Επιπλέον, εάν το μήκος του περισφιγμένου τμήματος δεν υπερβαίνει το μέγιστο από τα $2b_w$ και $0,2l_w$, το b_w πρέπει να είναι όχι μικρότερο από $h_s/15$, όπου το h_s συμβολίζει το ύψος ορόφου. Εάν το μήκος του περισφιγμένου τμήματος υπερβαίνει το μέγιστο από τα $2b_w$ και $0,2l_w$, το b_w δεν θα είναι μικρότερο από $h_s/10$. Για τη γεωμετρική απεικόνιση των παραπάνω βλέπε σχήμα 5.37.



Σχήμα 5.37 Ελάχιστο πάχος περισφιγμένων στοιχείων άκρων.

Ο EC8 έχει διατάξεις που αναφέρονται στα μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα. Αυτά τα τοιχώματα έχουν πλάτος μεγαλύτερο από 4 μέτρα ή μεγαλύτερο τα $2/3$ του ύψους τους. Έχουν συμπεριφορά που προσεγγίζει περισσότερο την κίνηση στερεού σώματος και ο σχεδιασμός τους καλύπτεται με ειδικές διατάξεις του EC8.

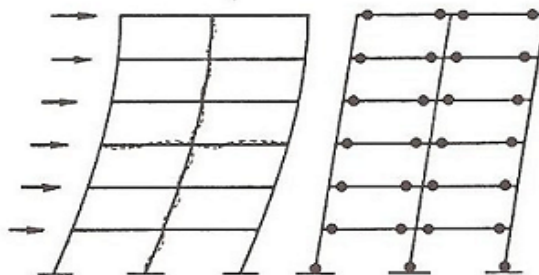
5.8 Ικανοτικός σχεδιασμός

Ένας καλός αντισεισμικός σχεδιασμός θα πρέπει να κατευθύνει τις βλάβες, (απορρόφηση ενέργειας), σε συγκεκριμένα σημεία μέσα στην κατασκευή. Να ιεραρχούνται οι βλάβες και να εκδηλώνονται σε μια επιθυμητή σειρά, για παράδειγμα πρώτα στα δοκάρια και μετά στα υποστυλώματα. Επίσης, θα πρέπει η αστοχία να είναι πλαστικού, καμπτικού τύπου (όπου απορροφάται αρκετή ενέργεια) και όχι ψαθυρού, διατμητικού τύπου (όπου απορροφάται ελάχιστη ενέργεια). Τέλος οι βλάβες να είναι όσο το δυνατόν κατανεμημένες στο σύνολο της κατασκευής και σε μεγάλο αριθμό στοιχείων. Η μέθοδος για να επιτευχθούν όλα τα παραπάνω είναι ο ικανοτικός σχεδιασμός.

Με τον ικανοτικό σχεδιασμό γίνεται προσπάθεια επίτευξης της μεγαλύτερης δυνατής απορρόφησης ενέργειας χωρίς κατάρρευση της κατασκευής. Η τακτική του σχεδιασμού με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό είναι: η κατασκευή να βρει έναν εναλλακτικό τρόπο να

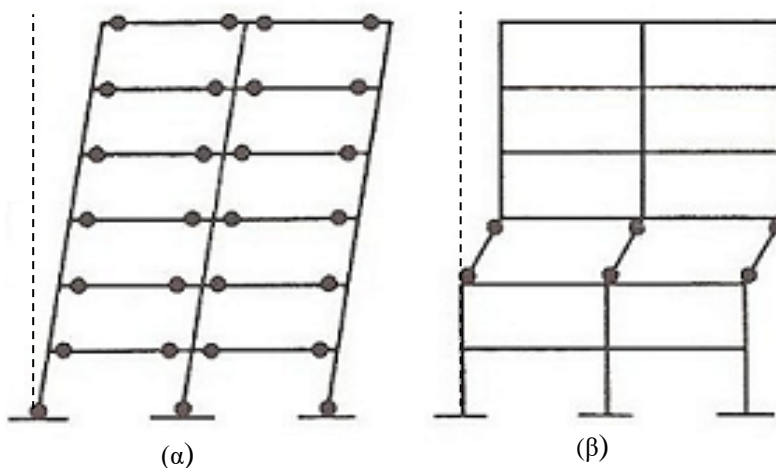
αντιμετώπισει τα σεισμικά φορτία, όχι μόνο με βάση την αντοχή της αλλά να δημιουργήσει πολλαπλές γραμμές άμυνας, για την ασφαλή απορρόφηση και κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας.

Με τον ικανοτικό σχεδιασμό επιδιώκεται η μετελαστική συμπεριφοράς της κατασκευής να γίνει μέσω της δημιουργίας δύσκαμπτων και ισχυρών κατακόρυφων στοιχείων, ώστε οι ανελαστικές παραμορφώσεις των μελών (πλαστικές αρθρώσεις) να συγκεντρωθούν στα άκρα των δοκών που συντρέχουν σε αυτά αλλά και στη βάση των κατακόρυφων στοιχείων. Να διαμορφωθούν περιοχές πλαστικών αρθρώσεων, ώστε να μπορούν να αναπτύξουν πλαστικές γωνίες στροφής συμβατές με την τιμή του δείκτη συμπεριφοράς, q , που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό, βλέπε σχήμα 5.38.



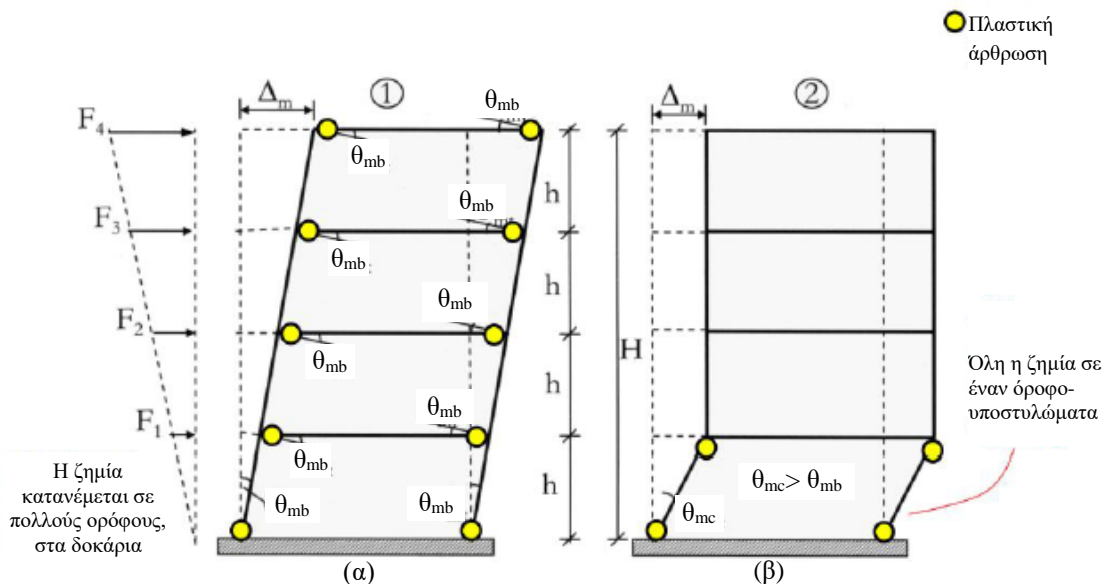
Σχήμα 5.38 Ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά πλαισίου σχεδιασμένου σύμφωνα με ικανοτικό σχεδιασμό.

Στο σχήμα 5.39 φαίνονται δυο μηχανισμοί απόκρισης πλαισίων. Ο μηχανισμός δοκών (αποτέλεσμα ικανοτικού σχεδιασμού) και ο μηχανισμός υποστλωμάτων ή μηχανισμός μαλακού ορόφου (δεν ακολουθήθηκε ο ικανοτικός σχεδιασμός). Είναι φανερό ότι οι στροφές των δοκών στο μηχανισμό δοκού είναι πολύ μικρότερες από τις στροφές των υποστλωμάτων στο μηχανισμό ορόφου για την ίδια οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου. Σε πολυώροφα κτίρια ο σχηματισμός πλαστικού μηχανισμού μαλακού ορόφου θα πρέπει να αποφεύγεται, επειδή ένας τέτοιος μηχανισμός μπορεί να συνεπάγεται υπερβολικές τοπικές απαιτήσεις πλαστιμότητας στα υποστλώματα του μαλακού ορόφου.

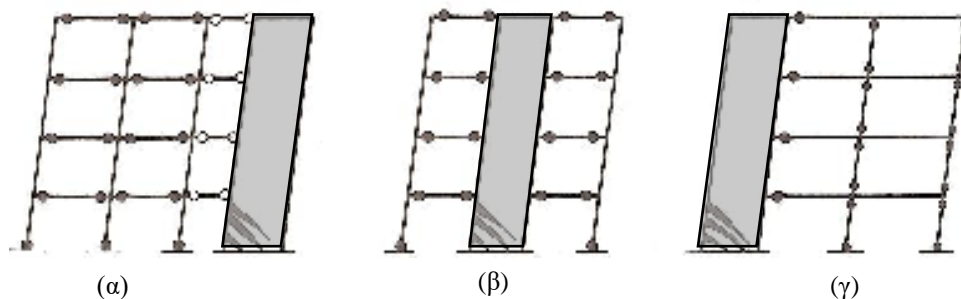


Σχήμα 5.39 Μηχανισμός δοκών, (α), και μηχανισμός μαλακού ορόφου, (β).

Όταν ο μηχανισμός ορόφου σχηματίζεται στο ισόγειο, λόγω έντονης μεταβολής της δυσκαμψίας μεταξύ ισογείου και 1^{ου} ορόφου, (απουσία τοιχοποιίας στο ισόγειο και τοιχοποιίες από τον πρώτο όροφο και άνω) τότε ονομάζεται μηχανισμός τύπου pilotis και πολλές φορές είναι υπεύθυνος για την αστοχία και κατάρρευση πολυώροφων κτιρίων, βλέπε σχήμα 5.40.



Σχήμα 5.40 Μηχανισμός δοκών, (α), και μηχανισμός τύπου pilotis, (β).



Σχήμα 5.41 Αποδεκτοί, (α) και (β) και μη αποδεκτοί, (γ), μηχανισμοί αστοχίας μικτών πλαισίων.

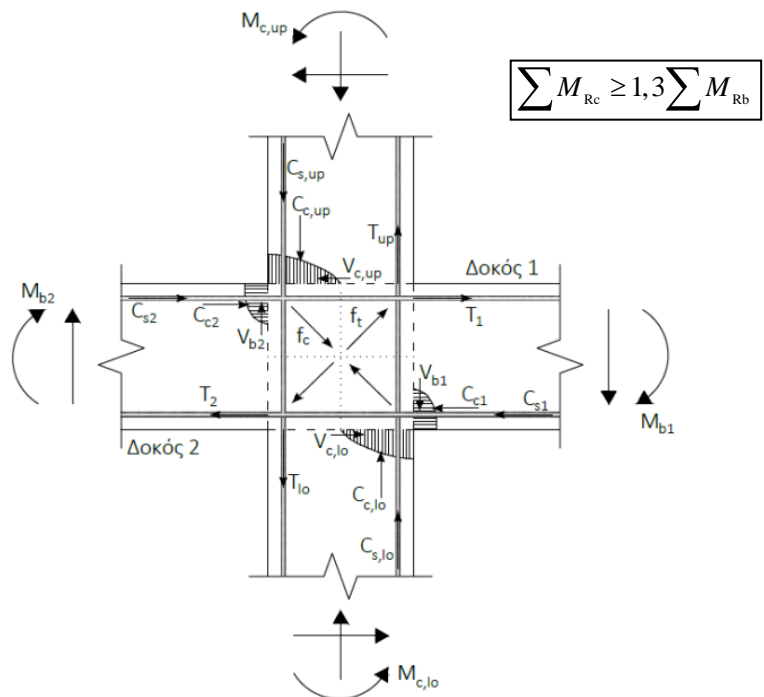
Ανεξαρτήτως υλικού του φορέα για την αποτροπή μαλακού ορόφου, πρέπει να ικανοποιείται σ' όλους τους κόμβους κυρίων υποστυλωμάτων με δοκούς ο κανόνας ικανοτικού σχεδιασμού υποστυλωμάτων σε κάμψη:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \tag{5.39}$$

όπου:

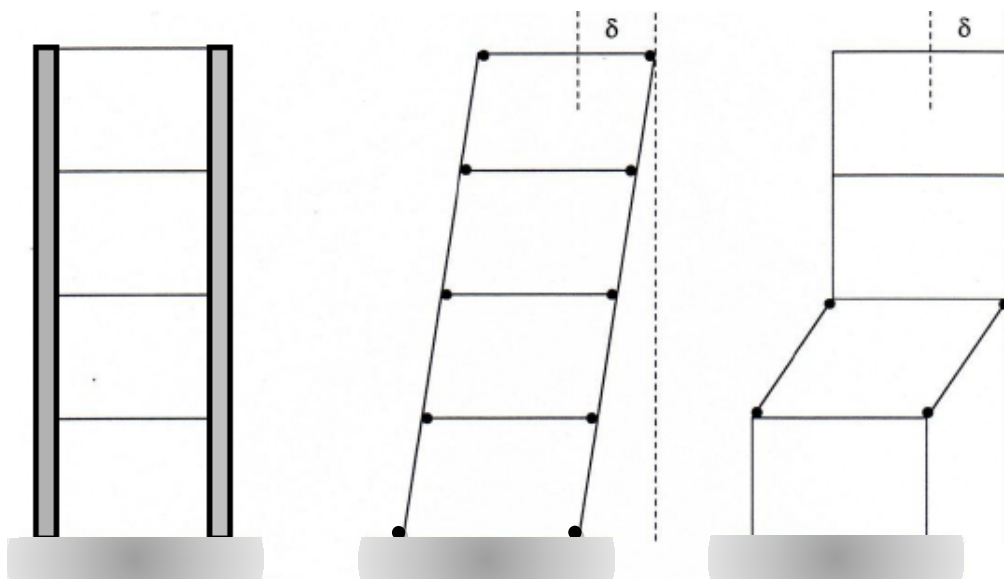
$\sum M_{Rc}$ είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο. Στην έκφραση (5.39) πρέπει να χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή της ροπής αντοχής των υποστυλωμάτων μέσα στο εύρος διακύμανσης των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων που αντιστοιχούν στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και

$\sum M_{Rb}$ είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο. Στις μεταλλικές κατασκευές όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, οι ροπές αντοχής αυτών των συνδέσεων λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του $\sum M_{Rb}$.



Σχήμα 5.42 Ικανοτικός σχεδιασμός υποστλωμάτων σε κάμψη.

Η έκφραση (5.39) πρέπει να ικανοποιείται σε δύο ορθογώνια κατακόρυφα επίπεδα κάμψης, τα οποία, σε κτίρια με πλαίσια διατεταγμένα σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις, ορίζονται από τις δύο αυτές διευθύνσεις. Πρέπει να ικανοποιείται και για τις δύο φορές (θετική και αρνητική) της δράσης των ροπών δοκών περί τον κόμβο όπου οι ροπές των υποστλωμάτων εξισορροπούν πάντα τις ροπές των δοκών. Εάν το στατικό σύστημα είναι πλαισιωτό ή ισοδύναμο προς πλαισιωτό σε μια μόνον από τις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις του στατικού συστήματος, τότε η έκφραση (5.39) πρέπει να ικανοποιείται μόνον σε κατακόρυφα επίπεδα σε αυτή την διεύθυνση.



Σχήμα 5.43 Η φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού: ισχυρά υποστυλώματα-αδύναμα δοκάρια.

Η εξασφάλιση των κρίσιμων διατομών έναντι ψαθυρής διατμητικής θραύσης επιτυγχάνεται με διατάξεις που προσδιορίζουν επιπρόσθετα μεγέθη εντάσεως σχεδιασμού που ονομάζονται τέμνουσες ικανοτικού σχεδιασμού. Για την αποφυγή μορφών ψαθυρής αστοχίας οι κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού στα δοκάρια και στα υποστυλώματα διαμορφώνονται ως εξής:

5.8.1 Ικανοτικός σχεδιασμός δοκού

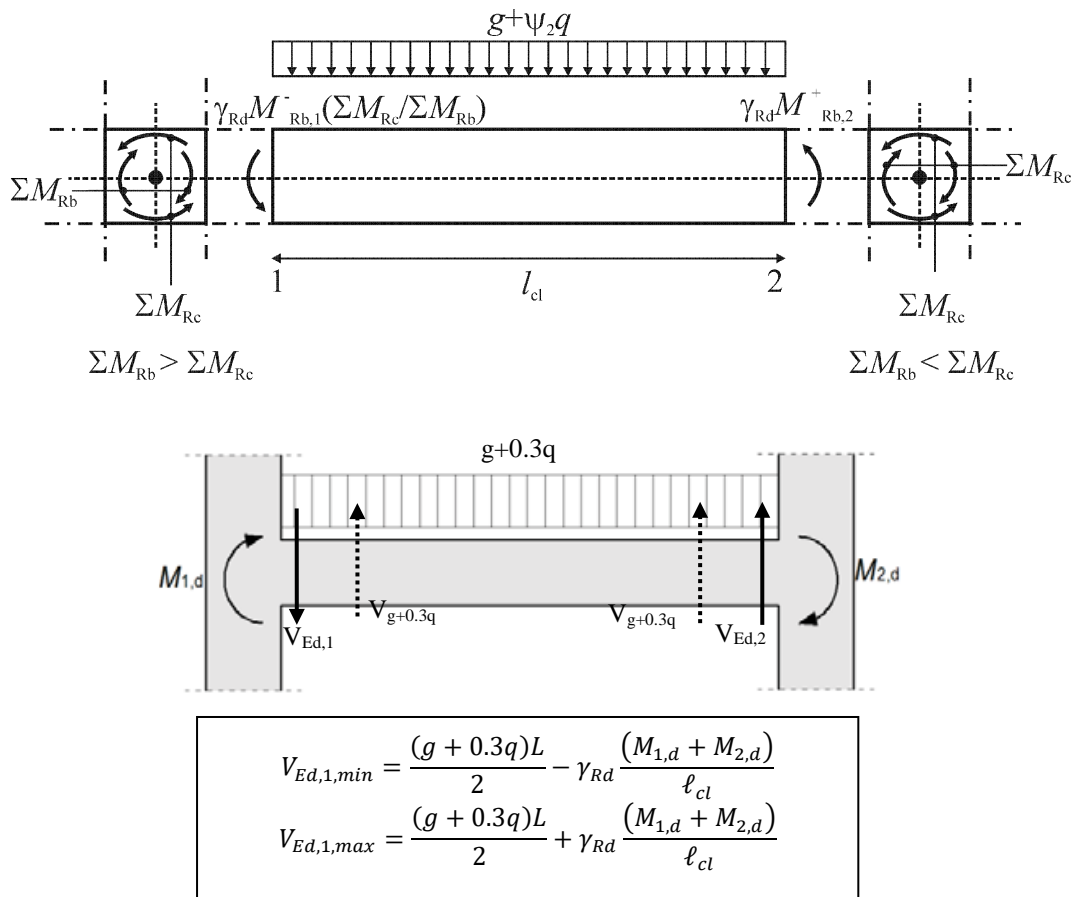
Οι τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού θα καθορίζονται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, με βάση την ισορροπία της δοκού υπό: α) το εγκάρσιο (κατακόρυφο) φορτίο που δρα επί της δοκού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και β) τις ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης (με $i=1,2$ συμβολίζονται οι ακραίες διατομές της δοκού). Οι πλαστικές αρθρώσεις θα θεωρείται ότι σχηματίζονται στα άκρα των δοκών ή (εάν σχηματίζονται εκεί πρώτα) στα κατακόρυφα στοιχεία που συνδέονται με τους κόμβους στους οποίους συνδέονται μονολιθικά τα άκρα της δοκού, βλέπε σχήμα 5.44.

Στην ακραία διατομή i , πρέπει να υπολογίζονται δύο τιμές της δρώσας τέμνουσας δύναμης δηλ. η μέγιστη, $V_{Ed,max,i}$ και η ελάχιστη, $V_{Ed,min,i}$ οι οποίες αντιστοιχούν στις μέγιστες θετικές και στις μέγιστες αρνητικές ακραίες ροπές $M_{i,d}$ που μπορεί να αναπτυχθούν στα άκρα 1 και 2 της δοκού. Οι ροπές άκρων $M_{i,d}$ μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (5.40)$$

όπου:

γ_{Rd} είναι συντελεστής που εκφράζει την πιθανή υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα, η οποία στην περίπτωση των δοκών ΚΠΜ μπορεί να ληφθεί ως ίσος με 1,0 ενώ για ΚΠΥ ίσος με 1.2.



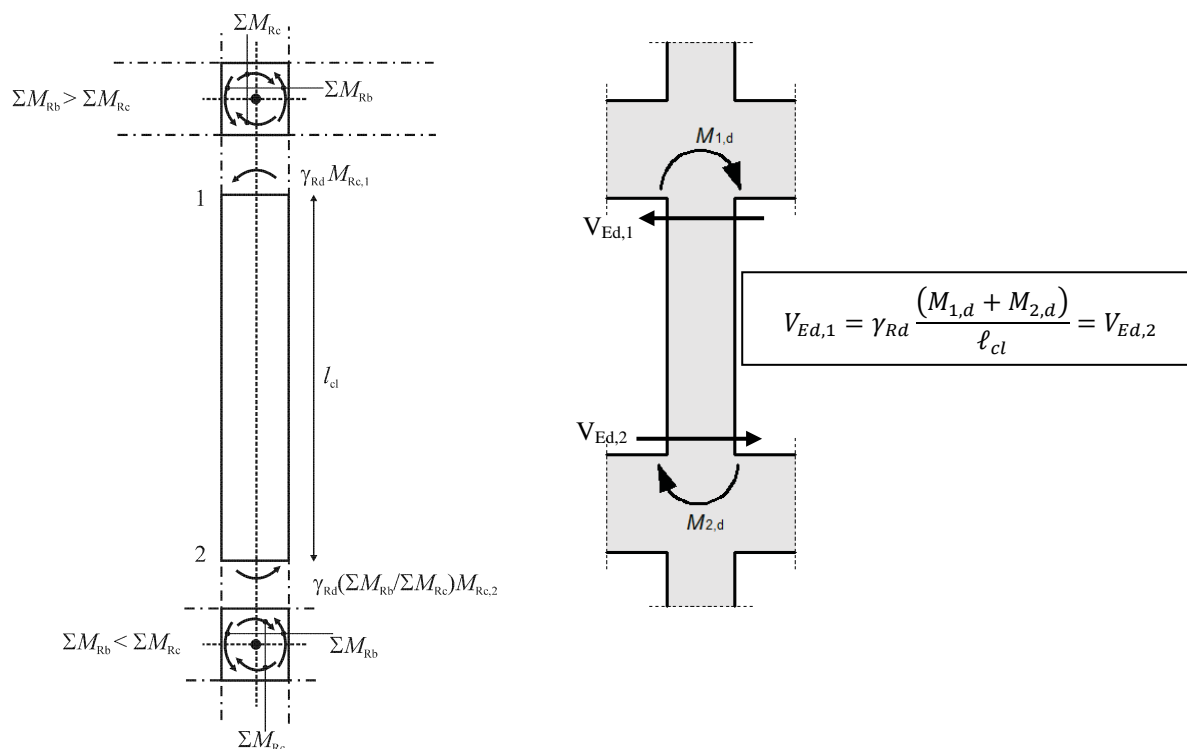
Σχήμα 5.44 Τιμές ικανοτικού σχεδιασμού τεμνουσών δυνάμεων σε δοκούς.

$M_{Rb,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

ΣM_{Rc} και ΣM_{Rb} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων και το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συνδέονται μονολιθικά στον κόμβο, αντίστοιχα. Η τιμή του ΣM_{Rc} πρέπει να αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη ή δυνάμεις του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης,

5.8.2 Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλώματος

Σε κύρια σεισμικά υποστυλώματα οι τιμές σχεδιασμού των τεμνουσών δυνάμεων θα υπολογίζονται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, με βάση την ισορροπία του υποστυλώματος υπό ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης (με $i=1,2$ συμβολίζονται οι ακραίες διατομές του υποστυλώματος). Οι πλαστικές αρθρώσεις θα θεωρείται ότι σχηματίζονται στα άκρα των δοκών που συνδέονται με τους κόμβους ή στα άκρα των υποστυλωμάτων, βλέπε σχήμα 5.45.



Σχήμα 5.45 Τέμνουσα δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού σε υποστύλωματα.

Οι ροπές άκρων $M_{i,d}$ μπορούν να καθορισθούν από την παρακάτω έκφραση:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (5.41)$$

όπου:

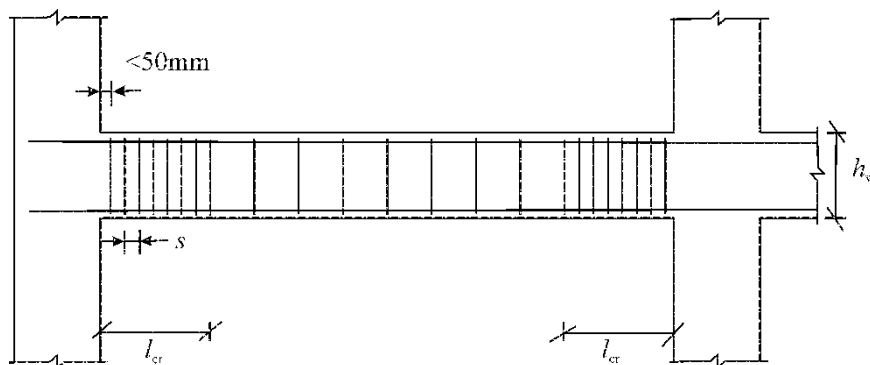
γ_{Rd} είναι συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα και λόγω περίσφιγξης της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος, που λαμβάνεται ίσος με 1.1 και 1.3 για κατηγορία πλαστιμότητας μέση ή υψηλή αντίστοιχα.

$M_{Rc,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής του υποστύλωματος στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψεως για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

Οι τιμές των $M_{Rc,i}$ και ΣM_{Rc} πρέπει να αντιστοιχούν στην αξονική δύναμη ή δυνάμεις του υποστύλωματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

5.8.3 Κρίσιμες περιοχές

Η περιοχή της δοκού, του υποστύλωματος ή του τοιχώματος, όπου λαμβάνει χώρα ο δυσμενέστερος συνδυασμός αποτελεσμάτων δράσεως (M , N , V , T) και όπου είναι πιθανή η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης (δημιουργία ρωγμών και ζημίας) ονομάζεται κρίσιμη περιοχή. Σε κτίρια από σκυρόδεμα οι κρίσιμες περιοχές είναι περιοχές απόδοσης ενέργειας. Το μήκος της κρίσιμης περιοχής ορίζεται για κάθε τύπο κύριου σεισμικού στοιχείου στην σχετική διάταξη του EC8 και EC2.



Σχήμα 5.46 Κρίσιμη περιοχή δοκών.

Για δοκάρια:

$$h_{cr} = h_w \quad \text{για ΚΠΜ} \quad (5.42.α)$$

$$h_{cr} = 1.5h_w \quad \text{για ΚΠΥ} \quad (5.42.β)$$

$$h_{cr} = 2h_w \quad \text{περίπτωση φυτευτού υποστυλώματος} \quad (5.42.γ)$$

Για υποστυλώματα:

$$h_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ \ell_{cr} / 6 \\ 0.45\text{m} \end{array} \right. \quad \text{για ΚΠΜ} \quad (5.43.α)$$

$$\ell_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.5h_c \\ \ell_{cr} / 6 \\ 0.60\text{m} \end{array} \right. \quad \text{για ΚΠΥ} \quad (5.43.β)$$

Εάν $\ell_{cl} < 3 h_c$ όλο το μήκος του υποστυλώματος θεωρείται κρίσιμο.

Για τοιχώματα:

$$h_{cr} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \ell_w \\ h_w / 6 \end{array} \right. \quad (5.44.α)$$

και

$$h_{cr} \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2\ell_w \\ h_s \\ 2h_s \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{όταν αριθ. οροφ. } n \leq 6 \\ \text{όταν αριθ. οροφ. } n \geq 7 \end{array} \quad (5.44.β)$$

5.9 Κοντά υποστυλώματα

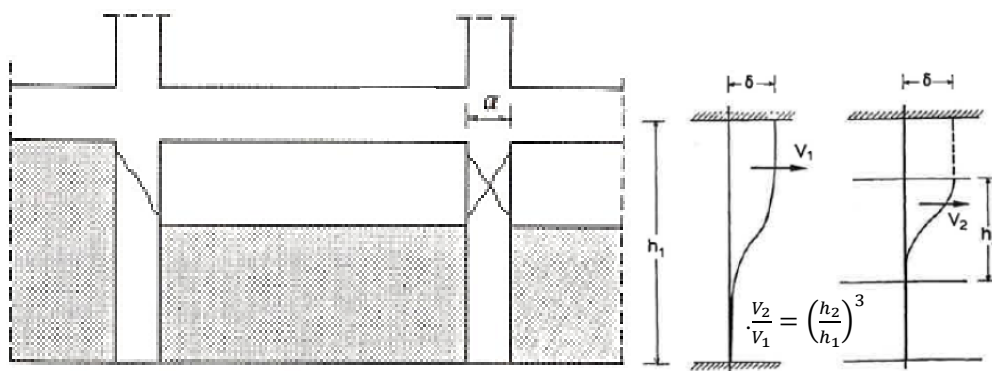
Πολλές φορές διαστασιολογείται ένα υποστύλωμα με ένα καθορισμένο μήκος και δυσκαμψία για να αντέχει μια συγκεκριμένη ροπή. Στη συνέχεια περιορίζεται το μήκος του για διάφορους λόγους π.χ. τοιχοποιία δεξιά και αριστερά του που δεν εκτείνεται σε όλο το ύψος. Η μεταβολή του μήκους έχει ως συνέπεια τη μεταβολή της δυσκαμψίας του στοιχείου, με αποτέλεσμα να δέχεται μεγαλύτερη ροπή και τέμνουσα από αυτή που έχει

διαστασιολογηθεί και με συνέπεια την ψαθυρή-διατμητική αστοχία του. Η παρέμβαση των τοιχοποιιών, οι οποίες σε περίπτωση καθ' ύψος διακοπής τους εξαναγκάζουν τα συνήθη υποστυλώματα να λειτουργήσουν σαν κοντά στο εναπομένον ελεύθερο ύψος τους φαίνεται στο σχήμα 5.47. Πρόκειται για πολύ συνηθισμένη περίπτωση βλαβών σε υποστυλώματα.

Για τους παραπάνω λόγους επιβάλλεται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς πύκνωση των συνδετήρων για λόγο διάτμησης $M_{Ed}/(V_{Ed} \cdot h) < 2$ σε όλο το ύψος των κοντών υποστυλωμάτων καθώς και αύξηση του διαμήκους οπλισμού.

Το σύνολο του ύψους των υποστυλωμάτων του ισογείου πρέπει να θεωρείται ως κρίσιμη περιοχή και να υφίσταται την κατάλληλη περίσφιξη. Αν το ύψος των τοιχοπληρώσεων είναι μικρότερο από το καθαρό ύψος των υποστυλωμάτων, πρέπει να λαμβάνονται τα ακόλουθα μέτρα:

1. Το συνολικό ύψος των υποστυλωμάτων θα θεωρείται ως κρίσιμη περιοχή και πρέπει να οπλίζεται με την ποσότητα και την διάταξη των συνδετήριων που απαιτούνται σε κρίσιμες περιοχές.
2. Οι συνέπειες της μείωσης του λόγου διάτμησης των υποστυλωμάτων αυτών πρέπει να αντιμετωπίζονται κατάλληλα. Γι' αυτό θα πρέπει να υπολογίζεται η δρώσα τέμνουσα δύναμη ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας. Στον υπολογισμό αυτό το καθαρό ύψος του υποστυλώματος l_{cl} , πρέπει να λαμβάνεται ίσο προς το μήκος του υποστυλώματος που δεν βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις και η ροπή $M_{i,d}$, στην διατομή του υποστυλώματος στην άνω επιφάνεια της τοιχοπλήρωσης πρέπει να λαμβάνεται ίση με $\gamma_{Rd} \cdot M_{RC,i}$, ($\gamma_{Rd} = 1,1$ για ΚΠΜ και $1,3$ για ΚΠΥ).
3. Ο εγκάρσιος οπλισμός για την ανάληψη αυτής της τέμνουσας πρέπει να τοποθετείται στο ύψος του υποστυλώματος το οποίο δεν βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις και να εκτείνεται σε μήκος h_c (διάσταση της διατομής υποστυλώματος στο επίπεδο της τοιχοπλήρωσης) εντός του τμήματος του υποστυλώματος που βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις. Αν το μήκος του υποστυλώματος που δεν βρίσκεται σε επαφή με τις τοιχοπληρώσεις είναι μικρότερο από $1,5h_c$, η τέμνουσα δύναμη πρέπει να αναλαμβάνεται από δισδιαγώνιο οπλισμό.



Σχήμα 5.47 Μηχανισμός αστοχίας κοντών υποστυλωμάτων. μείωση του ελεύθερου ύψους υποστυλωμάτων από τις τοιχοποιίες με συνέπεια την αύξηση της τέμνουσας και ροπής.

Όπου οι τοιχοπληρώσεις εκτείνονται στο συνολικό ύψος των παρακείμενων υποστυλωμάτων και υπάρχει τοιχοπλήρωση στην μια μόνο πλευρά του υποστυλώματος, το

συνολικό μήκος του υποστυλώματος πρέπει να θεωρείται κρίσιμη περιοχή και πρέπει να οπλίζεται με την ποσότητα και την διάταξη των συνδετήρων που απαιτούνται για κρίσιμες περιοχές.

Το ύψος l_c , των υποστυλωμάτων επί του οποίου εφαρμόζεται η διαγώνια θλιπτική δύναμη του φατνώματος τοιχοπλήρωσης, πρέπει να ελέγχεται σε διάτμηση με την μικρότερη από τις ακόλουθες δύο τέμνουσες δυνάμεις:

α) την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης του διαγωνίου θλιπτήρα του φατνώματος, που λαμβάνεται ως ίση με την οριζόντια διατμητική αντοχή του φατνώματος τοιχοπλήρωσης, όπως υπολογίζεται από τη διατμητική αντοχή των οριζόντιων αρμών (διατμητική τάση επί την οριζόντια επιφάνεια της τοιχοπλήρωσης)

ή

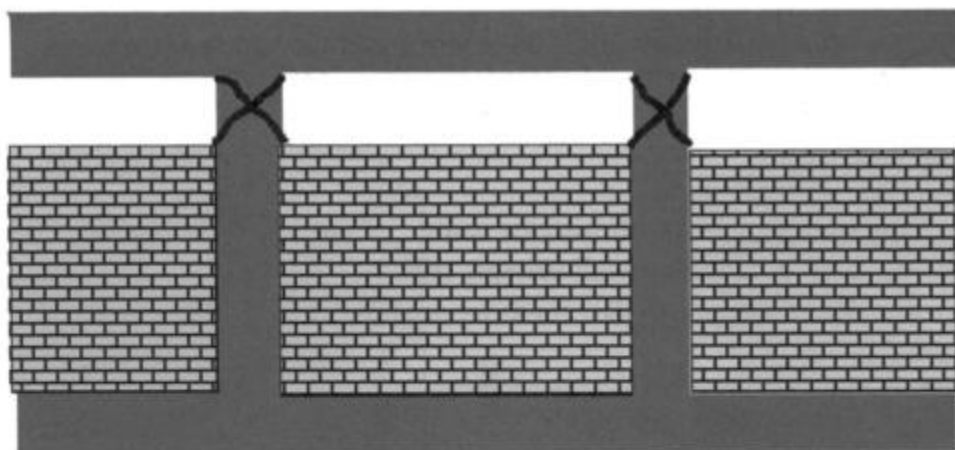
β) την τέμνουσα δύναμη ανάλογα με τη κατηγορία πλαστιμότητας, υποθέτοντας ότι η καμπτική ικανότητα υπεραντοχής του υποστυλώματος $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$, αναπτύσσεται στα δύο άκρα του μήκους επαφής l_c . (2 x τιμή σχεδιασμού της καμπτικής αντοχής της κολώνας, $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ δια του μήκους επαφής, l_c). Το μήκος επαφής πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το πλήρες κατακόρυφο ύψος του διαγωνίου θλιπτήρα της τοιχοπλήρωσης. Εκτός αν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση του ύψους αυτού, η οποία λαμβάνει υπόψη της ελαστικές ιδιότητες και τη γεωμετρία της τοιχοπλήρωσης και των υποστυλωμάτων, το ύψος των θλιπτήρων μπορεί να υποτεθεί σαν σταθερό κλάσμα του μήκους της διαγωνίου του φατνώματος.

Αν w_{inf} είναι το πλάτος του διαγωνίου θλιπτήρα του φατνώματος της τοιχοπλήρωσης, το μήκος που είναι σε επαφή με την τοιχοπλήρωση στην κορυφή και στη βάση της κολώνας:

$$l_c = w_{inf} / \cos\theta \quad (5.45)$$

θ = κλίση διαγωνίου του φατνώματος προς την οριζόντια.

Το πλάτος, w_{inf} , του διαγωνίου θλιπτήρα μπορεί να λαμβάνεται ίσο με ένα ποσοστό του μήκους της διαγωνίου του φατνώματος, $L_{bn} / \cos\theta$.



Σχήμα 5.48 Συνέπειες του φαινομένου των κοντών υποστυλωμάτων.

5.10 Ειδικές διατάξεις για πλάστιμα τοιχώματα

Στα πλάστιμα τοιχώματα τα εντατικά μεγέθη (ροπές, τέμνουσες) που προκύπτουν από την ανάλυση πρώτα τροποποιούνται (αυξάνονται) και μετά χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό. Οι κανόνες για τις περιβάλλουσες ροπών κάμψεως σχεδιασμού, καθώς επίσης και για τους συντελεστές ενίσχυσης για τις τέμνουσες δυνάμεις είναι οι εξής:

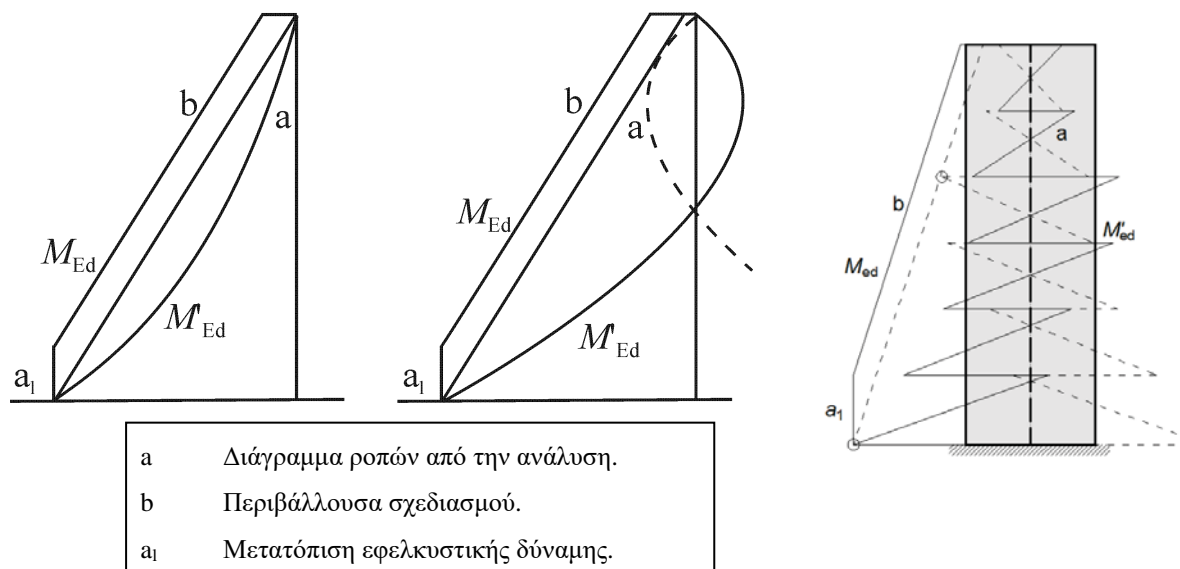
Επιτρέπεται η ανακατανομή των σεισμικών εντατικών μεγεθών μεταξύ των κύριων σεισμικών τοιχωμάτων μέχρι και 30%, εφόσον δεν μειώνεται η συνολική απαίτηση αντοχής. Οι τέμνουσες δυνάμεις πρέπει να ανακατανέμονται ανάλογα με τις ροπές κάμψεως, έτσι ώστε σε επιμέρους τοιχώματα ο λόγος των ροπών κάμψεως τους προς τις τέμνουσες δυνάμεις να μην επηρεάζεται σημαντικά. Σε τοιχώματα που υπόκεινται σε μεγάλες διακυμάνσεις αξονικής δύναμης, όπως π.χ. τα συζευγμένα τοιχώματα, οι ροπές και οι διατμητικές δυνάμεις πρέπει να ανακατανέμονται από το τοίχωμα ή τοιχώματα υπό χαμηλή θλίψη ή υπό εφελκυσμό, σε εκείνα υπό υψηλή αξονική θλίψη.

Σε συζευγμένα τοιχώματα επιτρέπεται ανακατανομή έως και 20% των σεισμικών εντατικών μεγεθών μεταξύ δοκών σύζευξης διαφορετικών ορόφων, εφόσον δεν επηρεάζεται η

σεισμική αξονική δύναμη στην βάση κάθε επιμέρους τοιχώματος (που προκαλείται από τις τέμνουσες δυνάμεις των δοκών σύζευξης).

Λόγω αβεβαιοτήτων σχετικά με την κατανομή ροπών κατά το ύψος λυγηρών κύριων σεισμικών τοιχωμάτων (με λόγο ύψους προς μήκος h_w/l_w μεγαλύτερο από 2,0) θα εφαρμόζεται η ακόλουθη απλουστευμένη μέθοδο, ανεξάρτητα από τον τύπο της ανάλυσης που χρησιμοποιείται

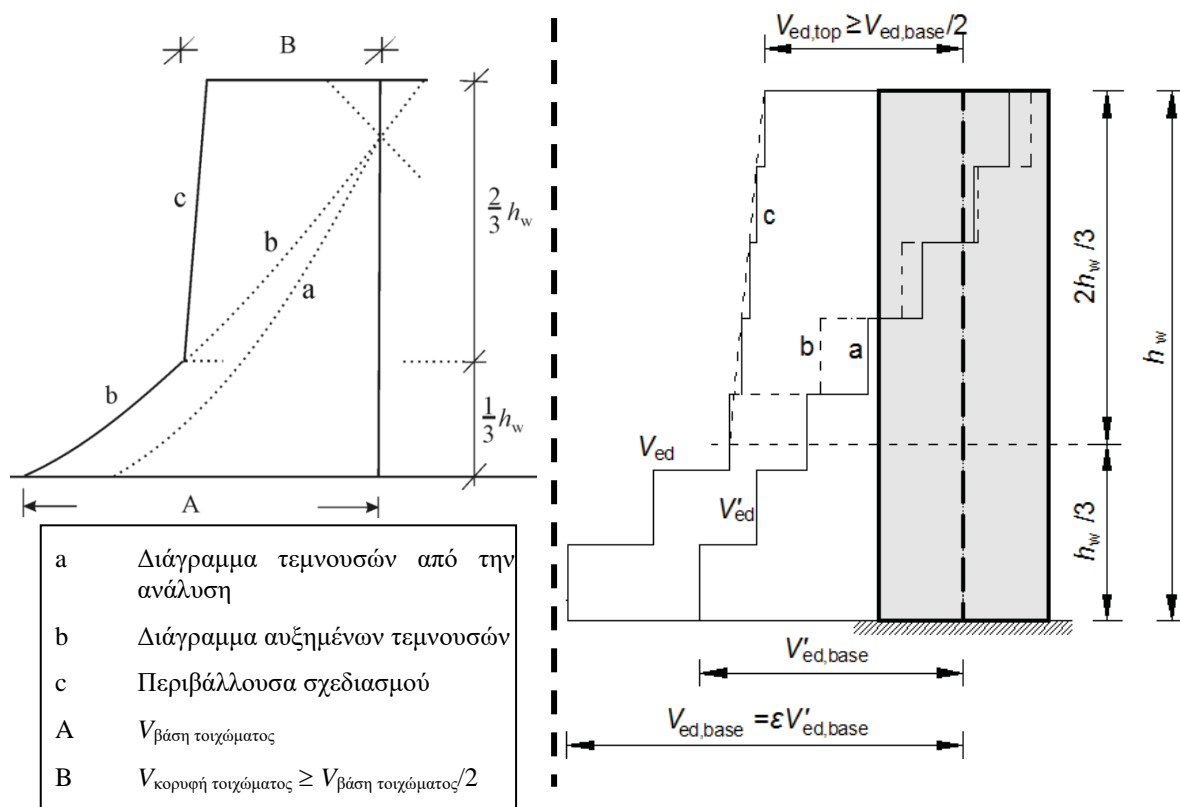
Το διάγραμμα καμπτικών ροπών σχεδιασμού κατά το ύψος του τοιχώματος πρέπει να προκύπτει από την περιβάλλουσα ροπών κάμψεως της ανάλυσης, με κατακόρυφη μετατόπιση (μετατόπιση της εφελκυστικής δύναμης). Η περιβάλλουσα μπορεί να υποθεθεί γραμμική εφόσον ο φορέας δεν παρουσιάζει σημαντικές ασυνέχειες μάζας, δυσκαμψίας ή αντοχής κατά το ύψος του, βλέπε σχήμα 5.49.



Σχήμα 5.49 Περιβάλλουσα σχεδιασμού ροπών κάμψεως σε λυγηρά τοιχώματα .

Θα λαμβάνεται υπόψη η ενδεχόμενη αύξηση της τέμνουσας δύναμης, στην βάση ενός κύριου σεισμικού τοιχώματος μετά την διαρροή. Αυτό ικανοποιείται εάν οι τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού λαμβάνονται κατά 50% υψηλότερες από τις τέμνουσες δυνάμεις που λαμβάνονται από την ανάλυση.

Σε διπλά συστήματα που περιέχουν λυγηρά τοιχώματα πρέπει να χρησιμοποιείται η περιβάλλουσα σχεδιασμού των τεμνουσών δυνάμεων σύμφωνα με το σχήμα 5.50, για να ληφθούν υπόψη οι αβεβαιότητες λόγω επίδρασης υψηλότερων ιδιομορφών.



Σχήμα 5.50 Περιβάλλουσα των διατμητικών δυνάμεων στα τοιχώματα διπλού συστήματος.

5.11 Ικανοτικός σχεδιασμός σε στοιχεία θεμελίωσης από σκυρόδεμα

Τα (σεισμικά) εντατικά μεγέθη για τα στοιχεία θεμελίωσης θα υπολογίζονται βάσει αποτιμήσεων ικανοτικού σχεδιασμού που λαμβάνουν υπόψη την ανάπτυξη πιθανής υπεραντοχής, αλλά δεν χρειάζεται να υπερβαίνουν τα εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην απόκριση του φορέα υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού με υπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς ($q = 1,0$).

Για θεμελιώσεις μεμονωμένων κατακόρυφων στοιχείων (τοιχώματα ή υποστυλώματα), ο ικανοτικός σχεδιασμός θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών E_{Fd} στην θεμελίωση υπολογίζονται ως εξής:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \tag{5.46}$$

όπου:

γ_{Rd} Είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, που λαμβάνεται σαν ίσος με 1,0 για $q \leq 3$, ή 1,2 κάθε άλλη περίπτωση.

$E_{F,G}$ Είναι τα εντατικά μεγέθη που οφείλονται στις μη-σεισμικές δράσεις που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

$E_{F,E}$ Είναι τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού.

- Ω Είναι η τιμή του $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ σε εκείνη την περιοχή απόδοσης ενέργειας ή σε εκείνο το στοιχείο του φορέα που έχει την μέγιστη επίδραση στο υπό εξέταση εντατικό μέγεθος E_F . Όπου:
- R_{di} Είναι η αντοχή σχεδιασμού της σχετικής περιοχής απόδοσης ενέργειας ή του σχετικού στοιχείου i .
- E_{di} Είναι η τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους στην σχετική περιοχή απόδοσης ενέργειας ή στο σχετικό στοιχείο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για θεμελιώσεις φερόντων τοιχωμάτων ή υποστυλωμάτων πλαισίων, Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου M_{Rd}/M_{Ed} στις δύο ορθογώνιες κύριες διευθύνσεις στη κατώτατη διατομή του κατακόρυφου στοιχείου στο οποίο μπορεί να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με κεντρικούς δικτυωτούς συνδέσμους, Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ σε όλες τις πλαστικές διαγώνιους του δικτυωτού συνδέσμου.

Για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους, Ω είναι η ελάχιστη από τις ακόλουθες δύο τιμές: την ελάχιστη τιμή του λόγου $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$ όλων των βραχέων δοκών σύζευξης και την ελάχιστη τιμή του λόγου $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$ όλων των μακριών ή ενδιάμεσου μήκους δοκών σύζευξης του πλαισίου.

Για κοινές θεμελιώσεις περισσότερων από ένα κατακόρυφων στοιχείων (δοκοί θεμελίωσης, θεμελιολωρίδες, γενικές κοιτοστρώσεις, κλπ...) ο ικανοτικός σχεδιασμός ικανοποιείται εάν η τιμή Ω που χρησιμοποιείται στην έκφραση (5.46) προέρχεται από το κατακόρυφο στοιχείο με τη μεγαλύτερη οριζόντια τέμνουσα δύναμη στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, ή, εναλλακτικά, εάν χρησιμοποιείται στην έκφραση (5.46) τιμή $\Omega = 1$ σε συνδυασμό με τιμή του συντελεστή υπεραντοχής γ_{Rd} αυξημένη σε 1,4.

Εάν τα εντατικά μεγέθη για την θεμελίωση έχουν υπολογισθεί χρησιμοποιώντας την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q που εφαρμόζεται σε φορείς χωρίς απαιτήσεις απόδοσης ενέργειας, δηλαδή, ($q = 1.5$, στα κτίρια σκυροδέματος, ή μεταξύ 1.5 και 2.0 στα κτίρια από χάλυβα ή στα σύμμικτα κτίρια) τότε δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός.

Σε υπόγεια μορφής κιβωτίου πλαστικών φορέων που αποτελούνται από: α) πλάκα σκυροδέματος που δρα σαν άκαμπτο διάφραγμα στη στάθμη οροφής του υπογείου β) πλάκα θεμελίωσης ή εσχάρα συνδετήριων δοκών ή δοκών θεμελίωσης στη στάθμη θεμελίωσης και γ) περιφερειακά ή/και εσωτερικά τοιχώματα θεμελίωσης, τα υποστυλώματα και οι δοκοί (περιλαμβανομένων και αυτών της οροφής του υπογείου) αναμένεται να παραμείνουν ελαστικά υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Τα τοιχώματα πρέπει να ελέγχονται για ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στη στάθμη οροφής υπογείου. Για το λόγο αυτόν σε τοιχώματα στα οποία η διατομή παραμένει ίδια και πάνω από την οροφή του υπογείου, η κρίσιμη περιοχή θα λαμβάνεται ως εκτεινόμενη κάτω από το επίπεδο πλάκας ορόφου υπογείου ως ένα βάθος h_{cr} . Επιπλέον, ολόκληρο το ελεύθερο ύψος τέτοιων τοιχωμάτων εντός του υπογείου πρέπει να διαστασιολογείται σε διάτμηση, υποθέτοντας ότι το τοίχωμα

αναπτύσσει την καμπτική υπεραντοχή του στη στάθμη οροφής υπογείου και μηδενική ροπή στο επίπεδο θεμελίωσης.

5.12 Γεωμετρικοί περιορισμοί και διαμορφώσεις διατομών φορέων οπλισμένου σκυροδέματος

Δοκοί

Για κύριες σεισμικές δοκούς που φέρουν υποστυλώματα τα οποία διακόπτονται κάτω από την δοκό, (φυτευτά υποστυλώματα) ισχύουν οι ακόλουθοι κανόνες:

α) Δεν θα υπάρχει καμία εκκεντρότητα του άξονα του υποστυλώματος σε σχέση με αυτόν της δοκού

β) Η δοκός θα εδράζεται σε δύο τουλάχιστον άμεσες στηρίξεις, τοιχώματα ή υποστυλώματα.

Για δοκούς με ΚΠΥ, το πλάτος των κύριων σεισμικών δοκών δεν θα είναι μικρότερο των 200 mm. Το πλάτος και το ύψος του κορμού κύριων σεισμικών δοκών θα ικανοποιεί τις παρακάτω εκφράσεις:

$$\frac{h_w}{b_w} \leq 3.5 \quad (5.47)$$

$$\frac{\ell_{ot}}{b_w} \leq \frac{70}{(h_w/b_w)^{1/3}} \quad (5.48)$$

ℓ_{ot} : απόσταση μεταξύ στρεπτικών στηρίξεων

Στα πλαίσια για τη μεταβίβαση των σεισμικών δυνάμεων, το ύψος του ζυγώματος πρέπει να εκλέγεται κάπως μεγαλύτερο από ότι σε δοκούς πατωμάτων που φέρουν μόνον κατακόρυφα φορτία.

Οι απόλυτες διαστάσεις των ζυγωμάτων εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τον κánaβο των υποστυλωμάτων. Γενικά, ισχύουν περίπου οι ακόλουθες κατευθυντήριες τιμές

$$\text{Κάναβος υποστυλωμάτων} \quad 6 \times 6\text{m} : h_b \times b_w = 0,50 \times 0,35\text{m}$$

$$8 \times 8\text{m} : h_b \times b_w = 0,75 \times 0,40\text{m}$$

h_b : συνολικό ύψος συμπεριλαμβανομένης της πλάκας

b_w : πλάτος κορμού

Στα σημεία σύνδεσης ζυγωμάτων πλαισίων σε φέροντα τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος, τα ζυγώματα πρέπει να διαμορφώνονται με ικανή πλαστιμότητα (απαίτηση υψηλής σχετικά πλαστιμότητας στις θέσεις σύνδεσης στα άκαμπτα τοιχώματα).

Υποστυλώματα

Με βάση την ανηγμένη αξονική v_d , και την αξονική δύναμη, N , μπορεί να γίνει μια προδιαστασιολόγηση, (εύρεση διαστάσεων διατομής), των υποστυλωμάτων. Η μέγιστη επιτρεπόμενη ανηγμένη αξονική:

Για ΚΠΜ: $v_d = 0.65$

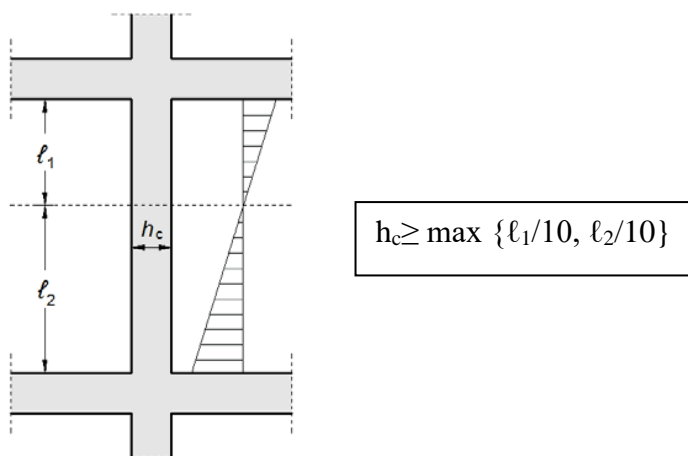
Για ΚΠΥ: $v_d = 0.55$

Εκτός εάν $\theta \leq 0.1$, οι διαστάσεις διατομής κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων δεν πρέπει να είναι μικρότερες από το 1/10 της μεγαλύτερης απόστασης μεταξύ του σημείου καμπής και των άκρων του υποστυλώματος, για κάμψη μέσα σε επίπεδο παράλληλο προς την εξεταζόμενη διάσταση υποστυλώματος, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.51.

Για υποστυλώματα σε κατασκευή με ΚΠΥ η ελάχιστη διάσταση διατομής των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων δεν θα είναι μικρότερη των 250 mm.

Γενικά, για τις διαστάσεις των διατομών h_c και b_c των στύλων πλαισίων με συνήθη ύψη ορόφων από 3 ως 4m ισχύει:

Πλήθος ορόφων	n=1 – 3:	$\geq 0,40\text{m}$,
	n=3 – 6:	$\geq 0,50\text{m}$
	n=6 – 10:	$\geq 0,60\text{m}$



Σχήμα 5.51 Εκλογή διάστασης υποστυλώματος.

Στα εσωτερικά υποστυλώματα, καθοριστικό στοιχείο για το h_c είναι συνήθως η αγκύρωση του διαμήκους οπλισμού του ζυγώματος στον κόμβο του πλαισίου.

Η γεωμετρική λυγηρότητα στύλων πλαισίων με μεγάλη καταπόνηση δεν πρέπει να υπερβαίνει – περίπου – την τιμή $l_c/h_c = 8$

l_c :καθαρό ύψος στύλου

Σε υποστυλώματα με ασυνήθιστα μικρές τιμές h_c , πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η συνθήκη ευστάθειας.

Για κατασκευαστικούς λόγους (διάταξη οπλισμού στους κόμβους), το πλάτος των στύλων συνιστάται να εκλέγεται περίπου 5 – 10 cm μεγαλύτερο από το πλάτος του κορμού του ζυγώματος.

Πλάστιμα τοιχώματα

Μέγιστη επιτρεπόμενη ανηγμένη αξονική:

Για ΚΠΜ: $v_d = 0.4$

Για ΚΠΥ: $\nu_d = 0.35$

Το πάχος του κορμού, b_{wo} , (σε μέτρα) πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση:

$$b_{wo} \geq \max\{0.15, h_s/20\} \quad (5.49)$$

h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου σε μέτρα.

Περιορισμοί όσον αφορά το πάχος των περισφιγμένων στοιχείων άκρων των τοιχωμάτων, φαίνονται και στα σχήματα 5.36 και 5.37.

Δεν επιτρέπονται φυτευτά τοιχώματα δηλαδή, φέροντα τοιχώματα δεν θα εδράζονται σε δοκούς ή πλάκες.

Τα φέροντα τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα πρέπει να διατάσσονται πάντοτε και στις δυο τους πλευρές από δυο στρώσεις οπλισμού. Για το πάχος b_w του τοιχώματος πρέπει, για κατασκευαστικούς λόγους, να λαμβάνονται υπόψη οι ακόλουθες απαιτήσεις διαθέσιμου χώρου: επικάλυψη του οπλισμού με σκυρόδεμα 30 mm και από τις δύο πλευρές, οριζόντιος οπλισμός και κατακόρυφος οπλισμός περίπου 10 mm και 20 mm αντίστοιχα από κάθε πλευρά, διάκενο για το δονητή περίπου 100 mm. Αθροίζοντας όλα τα παραπάνω υπολογίζεται ένα ελάχιστο πάχος τοιχώματος γύρω στα 25 cm

Μεγαλύτερα πάχη τοιχώματος ενδέχεται να απαιτούνται για τους εξής λόγους:

- Για την αποτροπή της πρόωρης αστοχίας (λυγισμός), στη ζώνη της πλαστικής άρθρωσης η σχέση του καθορισμού ύψους, μεταξύ δυο επάλληλων πατωμάτων ορόφων, προς το πάχος του τοιχώματος l_n/b_w δεν πρέπει να υπερβαίνει τη τιμή 12.
- Σε περίπτωση υψηλής διατμητικής καταπόνησης, για την αποτροπή της πρόωρης θραύσης, λόγω λοξής θλίψης στο σκυρόδεμα του κορμού (το άνω όριο διατμητικών τάσεων πρέπει να λαμβάνεται στις πλαστικές αρθρώσεις σχετικά χαμηλό), το ελάχιστο πάχος τοιχώματος δεν είναι πολλές φορές επαρκές.

Πλάκες πατωμάτων

Οι διαστάσεις των πλακών πατωμάτων μπορεί γενικά να εκλέγονται, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη καταπονήσεις από σεισμικές δυνάμεις και άρα με βάση μόνο τα κατακόρυφα φορτία. Ενδεικτικά πάχη πλάκας είναι 15cm με 20 cm. Για την εύρεση του πάχους της πλάκας μπορεί να γίνει χρήση του τύπου για απαλλαγή από έλεγχο βέλων.

$$d \geq \frac{a \cdot l}{30} \quad (5.50)$$

5.13 Κανόνες πλαστιμότητας σε μεταλλικές κατασκευές

Σε πλαίσια παραλαβής ροπών οι περιοχές απορρόφησης ενέργειας θα πρέπει κυρίως να βρίσκονται σε πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς ή σε συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων έτσι ώστε η ενέργεια να αποσβένεται μέσω ανακυκλικής κάμψης. Οι περιοχές απορρόφησης ενέργειας μπορούν επίσης να βρίσκονται και σε υποστυλώματα:

- Στη βάση του πλαισίου.

- Στην κορυφή των υποστυλωμάτων στον πάνω όροφο πολυώροφων κτηρίων.
- Στην κορυφή και τη βάση υποστυλωμάτων σε μονώροφα κτήρια στα οποία το N_{Ed} στα υποστυλώματα, συμμορφώνεται με την ανισότητα: $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$.

Σε πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, οι περιοχές απορρόφησης ενέργειας θα πρέπει να βρίσκονται κυρίως στις εφελκόμενες διαγώνιους. Οι σύνδεσμοι μπορεί να ανήκουν σε μία από τις παρακάτω κατηγορίες:

- Εφελκόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι, στους οποίους οι οριζόντιες δυνάμεις μπορούν να παραληφθούν από τις εφελκόμενες διαγώνιους μόνο, αμελώντας τις διαγώνιους σε θλίψη,
- Σύνδεσμοι μορφής V, στους οποίους οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται τόσο από τις εφελκόμενες όσο και από τις θλιβόμενες διαγώνιους. Το σημείο τομής των διαγωνίων αυτών βρίσκεται σε ένα οριζόντιο μέλος το οποίο θα είναι συνεχές.
- Σύνδεσμοι μορφής K, στους οποίους η τομή των διαγωνίων βρίσκεται σε ένα υποστύλωμα δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται.

Για πλαίσια με εκκεντρους συνδέσμους θα πρέπει να χρησιμοποιούνται διατάξεις οι οποίες να εξασφαλίζουν ότι όλοι οι σύνδεσμοι θα είναι ενεργοί.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6°

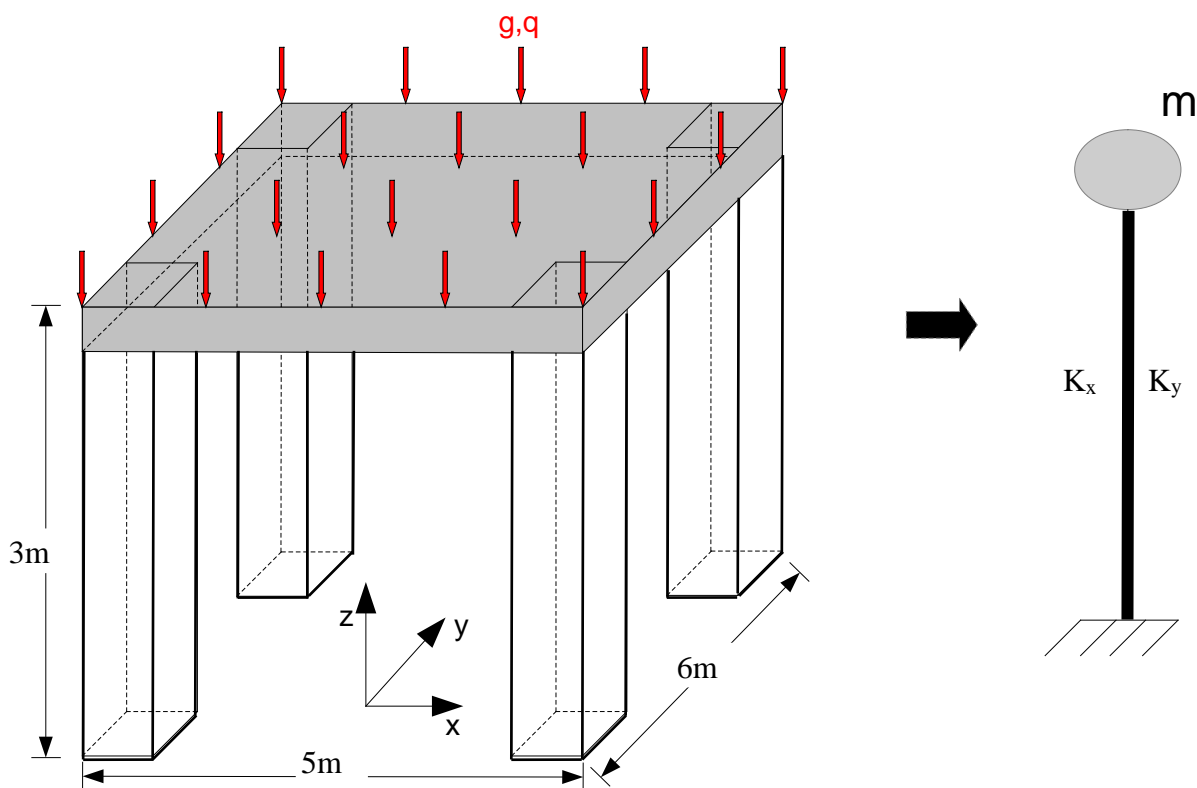
Λυμένες ασκήσεις

ΑΣΚΗΣΗ 1^η:

Να προσομοιωθεί ως μονοβάθμιο σύστημα το κτίριο με τα χαρακτηριστικά του σχήματος 6.1 και να βρεθεί η ιδιοπερίοδος του, T_x , κατά τη διεύθυνση x .

Ποια θα είναι η ιδιοπερίοδος του κατά τη διεύθυνση y ;

Στον υπολογισμό της μάζας να ληφθεί υπόψη το 30% του κινητού φορτίου.



Σχήμα 6.1 Μονώροφο κτίριο και το προσομοιωμά του.

Δίδονται :

Νόμιμο φορτίο $g = 2 \text{ kN/m}^2$

Κινητό φορτίο $q = 5 \text{ kN/m}^2$

Πάχος πλάκας : $t = 15 \text{ cm}$

Υποστυλώματα : $40 \times 40 \text{ cm}$

$E = 21 \text{ GPa} = 21 \times 10^3 \text{ MPA} = 21 \times 10^6 \text{ kPa} = 21 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

Ιδιοπερίοδος μονοβαθμίου

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

ΛΥΣΗ

- Εύρεση μάζας

Μάζα λόγω μόνιμου φορτίου :

$$m_g = \frac{g * L_x * L_y}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} \Rightarrow m_g = \frac{2 \frac{kN}{m^2} * 5m * 6m}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 6t$$

Μάζα λόγω κινητού φορτίου :

$$m_q = \frac{q * L_x * L_y}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = \frac{5 \frac{kN}{m^2} * 5m * 6m}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 15t$$

Μάζα λόγω ίδιου βάρους της κατασκευής:

Υπολογίζεται η μάζα της πλάκας και η μίση μάζα των υποστυλωμάτων.

$$\begin{aligned} m_{I\Delta,B} &= m_{\text{πλακάς}} + \frac{1}{2} m_{\text{υποστυλ.}} = \\ &= \frac{(5 * 6 * 0.15)m^3 * 25 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} + \frac{1}{2} \frac{(3 * 0.4 * 0.4)m^3 * 25 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} * 4 \\ &= 11.25t + 0.6t = 11.85t \end{aligned}$$

Εναλλακτικά, για τη μάζα λόγω ίδιου βάρους της κατασκευής επιλέγεται μέσο πάχος πλάκας 20cm για να ληφθεί υπόψη η επιρροή της μάζας των δοκών και των μισών υποστυλωμάτων, τότε θα είναι:

$$m_{I\Delta,B} = \frac{(5 * 6 * 0.20)m^3 * 25 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 15t$$

Η συνολική μάζα της κατασκευής θα είναι:

$$m = (m_g + m_{I\Delta,B}) + 0.3m_q \Leftrightarrow m = (6 + 11.85) + 0.3 * 15 \Leftrightarrow m = 22.35t$$

- Εύρεση Δυσκαμψίας στη διεύθυνση x

$$\left. \begin{aligned} K_x &= 4 * K_{\text{υποστυλώματος}} \\ K_{\text{υπ}} &= \frac{12EI_y}{h^3} \\ I_y &= \frac{bh^3}{12} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} K_x &= 4 * K_{\text{υποστυλώματος}} \\ K_{\text{υπ}} &= \frac{12 * 21 * 10^6 \frac{kN}{m^2} * 2.13 * 10^{-3} m^4}{(3m)^3} \\ I_y &= \frac{0.4 * 0.4^3}{12} = 2.13 * 10^{-3} m^4 \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} K_x &= 79520 \frac{kN}{m} \\ K_{\text{υπ}} &= 19880 \frac{kN}{m} \end{aligned} \right.$$

- Η περίοδος της κατασκευής θα είναι :

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{22.35t}{79520kN/m}}$$

$$T_x = 0.10 \text{ sec}$$

- Η ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση y θα είναι :

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_y}}$$

Τα υποστυλώματα είναι συμμετρικά άρα $I_y=I_x$ άρα η δυσκαμψία θα είναι και αυτή η ίδια. Επομένως η ιδιοπερίοδος στη διεύθυνση y είναι η ίδια με αυτή στη διεύθυνση x. Οι σχέσεις που θα ισχύουν στην διεύθυνση y θα είναι αντίστοιχα :

$$K_y = \frac{12EI_x}{h^3}, \quad I_x = \frac{a * b^3}{12} = I_y$$

$$K_y = \frac{12EI_y}{h^3} = K_x$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_x}} = T_x$$

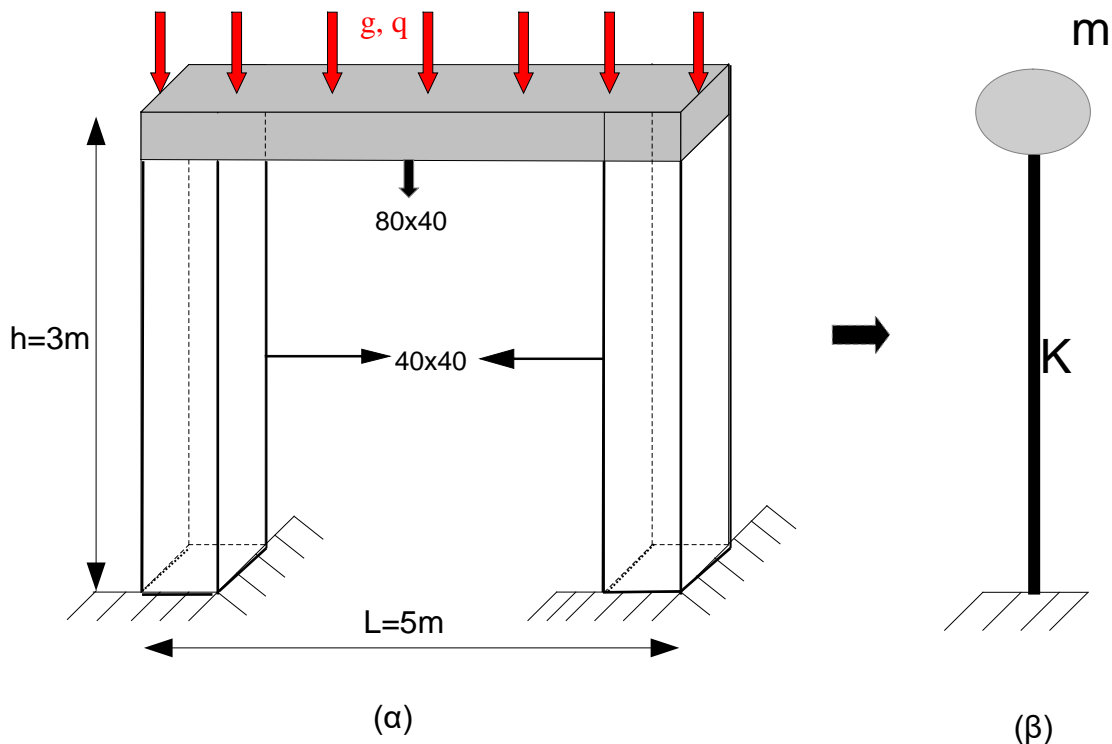
Δηλαδή η ιδιοπερίοδος κατά y είναι ίδια με την ιδιοπερίοδο κατά x (λόγω συμμετρίας).

ΑΣΚΗΣΗ 2^η :

Να προσομοιωθεί σαν μονοβάθμιο σύστημα το πλαίσιο του παρακάτω σχήματος και να βρεθεί η ιδιοπερίοδος του.

Το ζύγωμα να θεωρηθεί άκαμπτο.

Στον υπολογισμό της μάζας να ληφθεί υπόψη το 30% του κινητού φορτίου.



Σχήμα 6.2 Πλαίσιο (α) και το προσομοίωμα του (β).

Δίδονται :

Μόνιμο φορτίο $g = 6 \text{ kN/m}$, Κινητό φορτίο $q = 15 \text{ kN/m}$

$E = 21 \text{ GPa}$

ΛΥΣΗ

- **Εύρεση μάζα, m**

Μάζα λόγω μόνιμου φορτίου :

$$m_g = \frac{5\text{m} * 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{10 \frac{\text{m}}{\text{sec}^2}} = 3\text{t}$$

Μάζα λόγω κινητού φορτίου :

$$m_q = \frac{5m * 15 \frac{kN}{m}}{10 \frac{m}{sec^2}} = 7.5t$$

Μάζα λόγω ίδιου βάρους :

Γίνεται η παραδοχή ότι στη μάζα της κατασκευής συμμετέχει η μάζα της δοκού και η μισή η μάζα των υποστυλωμάτων.

Ίδιο βάρος δοκού και υποστυλώματος $m_{\Delta,B}$:

$$m_{\Deltaοκού} = \frac{(0.8*0.4*5)m^3 * 25 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{m}{sec^2}} = 4t,$$

$$m_{υποστυλωμάτων} = \frac{2*3*(0.4*0.4*\frac{1}{2})m^3 * 25 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{m}{sec^2}} = 1.2t,$$

$$m_{\Delta,B} = m_{\Deltaοκού} + m_{υποστυλωμάτων} = 4t + 1.2t = 5.2t$$

Τελικά η συνολική μάζα θα είναι:

$$m = (m_g + m_{\Delta,B}) + 0.3m_q$$

$$m = (3 + 5.2)t + 0.3 * 7.5t \Leftrightarrow m = 10.45t$$

- **Εύρεση δυσκαμψίας K**

$$K = 4 * K_{υποστυλώματος}$$

$$K_{υποστυλώματος} = \frac{12EI}{h^3} \text{ (για αμφίπακτα υποστυλ.)}$$

$$I_y = \frac{a^3 b}{12} = \frac{0.4^3 * 0.4}{12} = 2.13 * 10^{-3} m^4$$

$$K_{υπ} = \frac{12 * 21 * 10^6 \frac{KN}{m^2} * 2.13 * 10^{-3} m^4}{(3m)^3} = 19880 kN/m$$

Οπότε τελικά η συνολική δυσκαμψία K θα είναι:

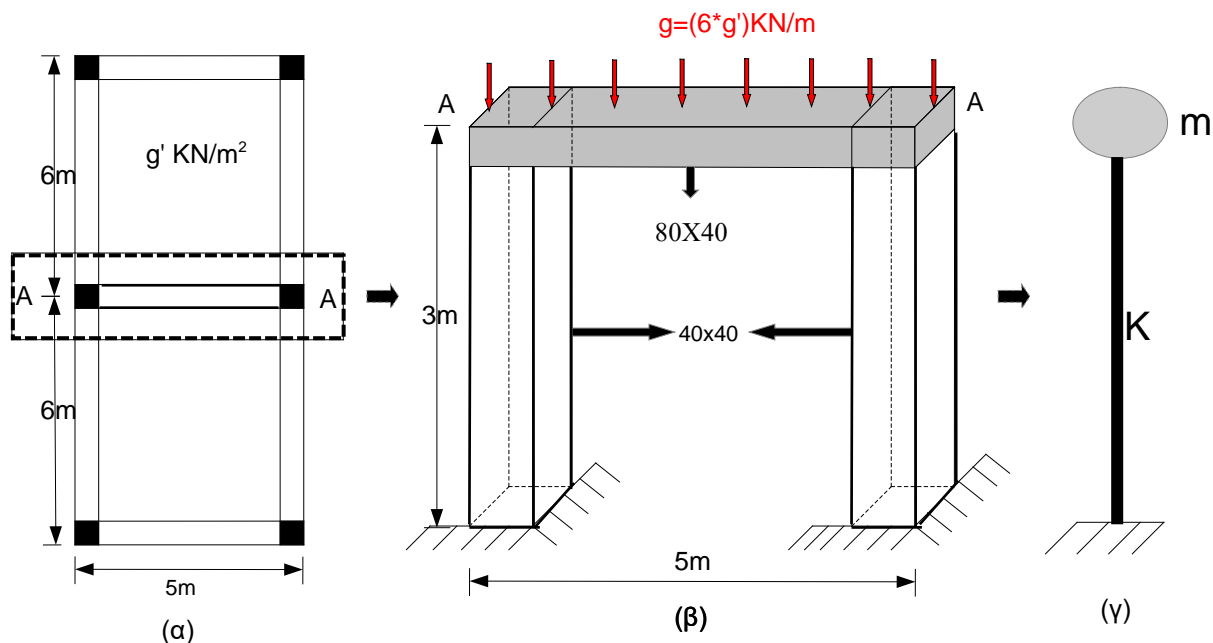
$$K = 4 * 19880 kN/m = 79520 kN/m$$

Και η περίοδος του T_x θα είναι:

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_x}} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{10.45t}{79520 \frac{kN}{m}}} = 0.07 sec$$

Παρατήρηση 1 :

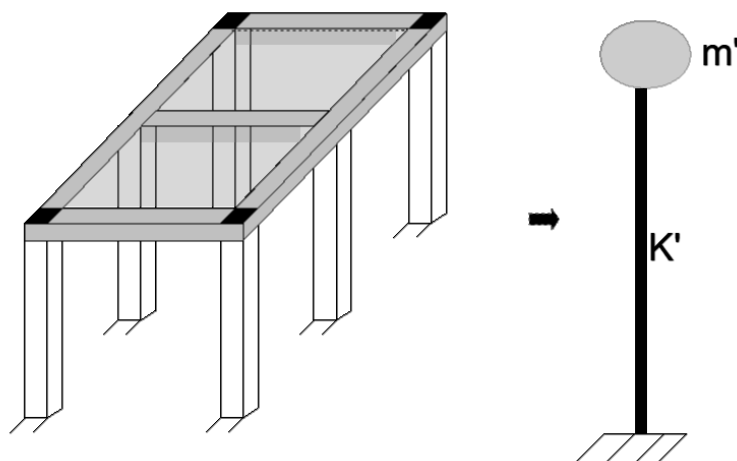
Το παραπάνω πλαίσιο θα μπορούσε να είναι τμήμα ενός μονώροφου κτιρίου, η κάτοψη του οποίου φαίνεται στο σχήμα 6.3.



Σχήμα 6.3 Κάτοψη κτηρίου (α) , το επιμέρους πλαίσιο A-A (β) , και το προσομοίωμα του πλαισίου (γ).

Παρατήρηση 2 :

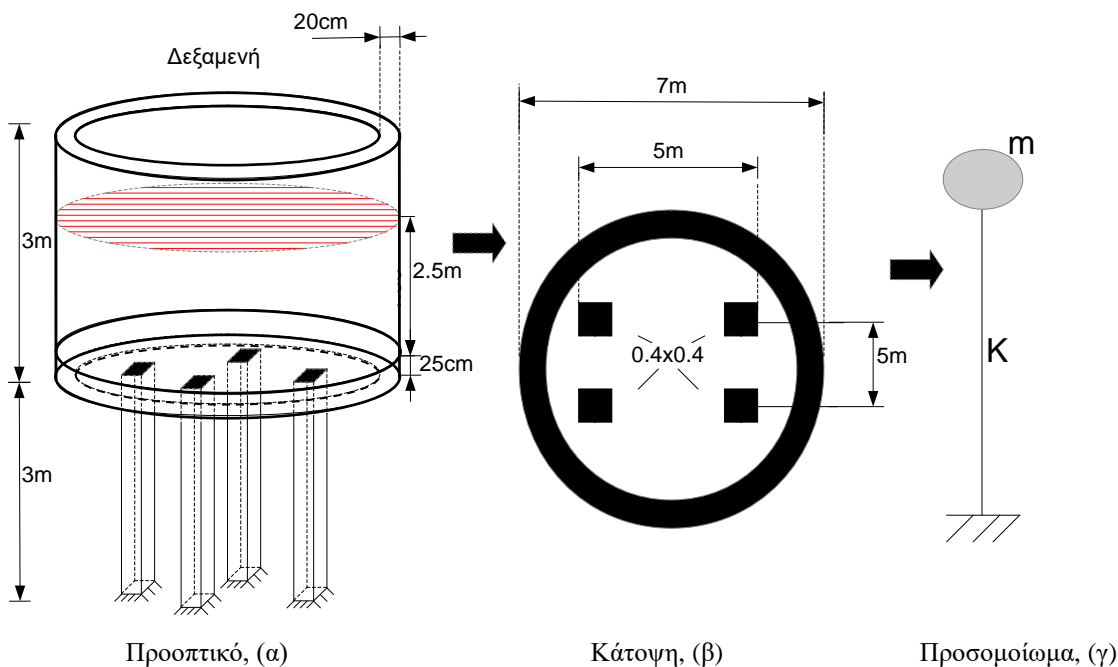
Θα μπορούσε ολόκληρο το κτίριο να προσομοιωθεί σαν μονοβάθμιο κτίριο όπως φαίνεται στο σχήμα 6.4.



Σχήμα 6.4 Κάτοψη κτιρίου, (α), χωρικό προσομοίωμα, (β), και απλοποιημένο προσομοίωμα, (γ).

ΑΣΚΗΣΗ 3^η:

Να προσομοιωθεί η δεξαμενή του παρακάτω σχήματος, 6.5, ως ένα μονοβάθμιο σύστημα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας και να βρεθεί η ιδιοπερίοδος της.



Σχήμα 6.5 Προοπτικό της δεξαμενής, (α), η κάτοψη της δεξαμενής, (β) και το προσομοίωμα της, (γ).

ΛΥΣΗ

• **Μάζα Δεξαμενής.**

Το ίδιο βάρος της δεξαμενής είναι:

$$m_{\text{1Δ.Βάρους}} = m_{\text{δοχείου}} + \frac{1}{2} m_{\text{υποστλωμάτων}}$$

Όμως:

$$m_{\text{δοχείου}} = m_{\text{τοιχώματος}} + m_{\text{βάσης}}$$

Οπότε τελικά προκύπτει:

$$m_{\text{1Δ.Βάρους}} = m_{\text{τοιχώματος}} + m_{\text{βάσης}} + \frac{1}{2} m_{\text{υποστλωμάτων}}$$

Οι επιμέρους μάζες είναι:

$$m_{\text{τοιχώματος}} = \frac{[\frac{\pi(7^2 - 6.6^2)}{4} * 2.75] m^3 * 25 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{m}{sec^2}} = 29.36 t$$

$$m_{\text{βάσης}} = \frac{\left(\frac{\pi * 7^2}{4} * 0.25\right) m^3 * 25 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 24t$$

$$\frac{1}{2} m_{\text{υποστυλωμάτων}} = \frac{\frac{1}{2} (0.4 * 0.4 * 3) m^3 * 25 \frac{kN}{m^3} * 4}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 2.4t$$

Τελικά: $m_{\text{ΙΔ.Βάρους}} = 29.36 + 24 + 2.4 = 55.76t \approx 56t$

Η μάζα του νερού είναι:

$$m_{\text{Νερού}} = \frac{\left(\frac{\pi * 6.6^2}{4} * 2.5\right) m^3 * 10 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 85.48t \approx 86t$$

Η συνολική μάζα της δεξαμενής μαζί με το νερό θα είναι:

$$m_{\text{Δεξαμενής}} = m_{\text{ΙΔ.Βάρους}} + m_{\text{Νερού}} = 56t + 86t = 142t$$

- **Δυσκαμψία, K, δεξαμενής**

$$K = 4 * K_{\text{υποστυλώματος}}$$

$$K_{\text{υποστυλώματος}} = \frac{12EI}{h^3}$$

$$I = \frac{ab^3}{12}$$

$$K = 4 * 19880 = 79520 \frac{kN}{m}$$

$$K_{\text{υποστυλώματος}} = \frac{12 * 21 * 10^6 * 2.13 * 10^{-3}}{3^3} = 19880 \frac{kN}{m}$$

$$I = \frac{0.4 * 0.4^3}{12} = 2.13 * 10^{-3} m^4$$

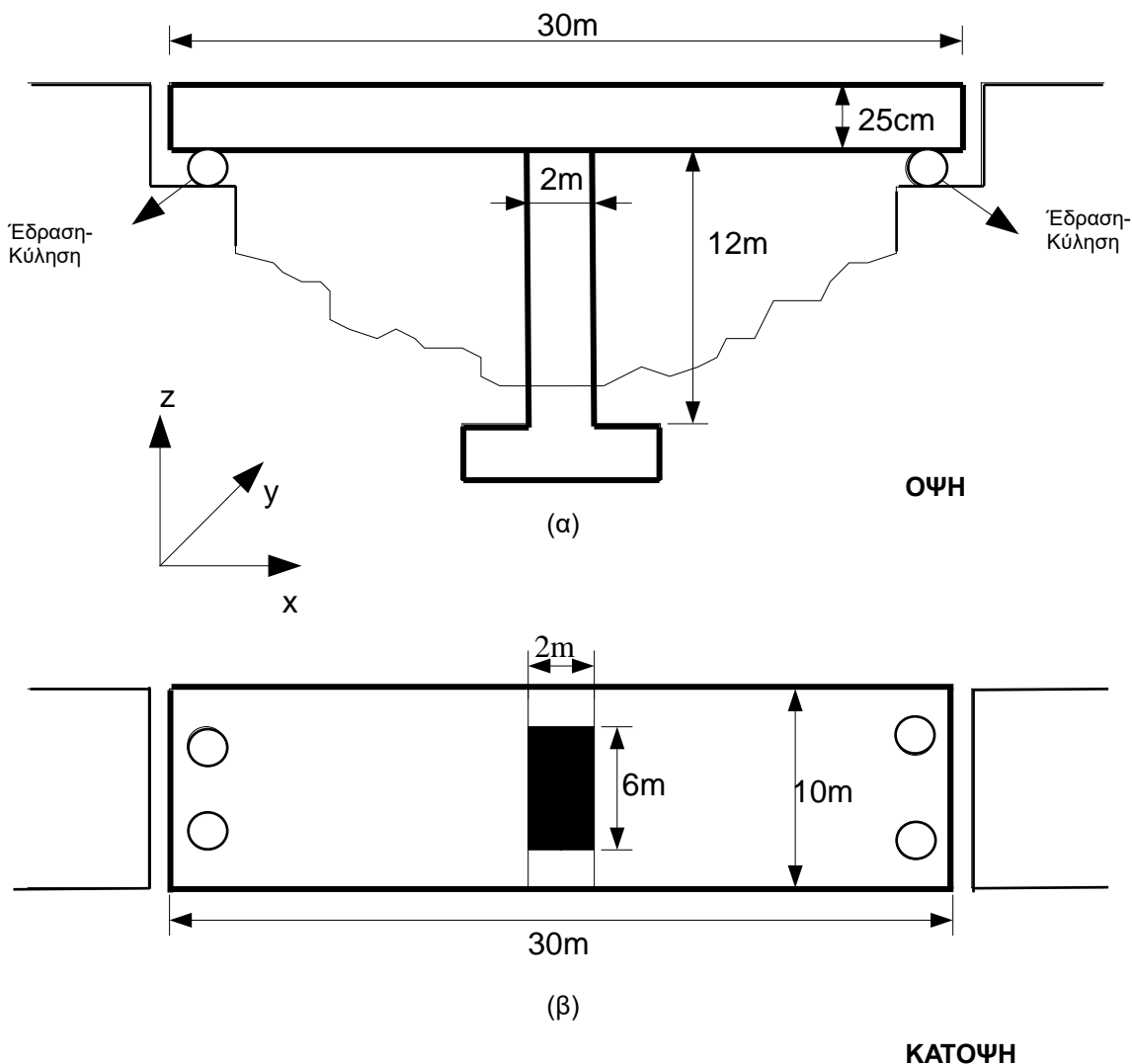
- **Η ιδιοπερίοδος**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{142t}{79520 \frac{kN}{m}}} \Leftrightarrow T = 0.27 \text{ sec}$$

ΑΣΚΗΣΗ 4^η :

Να προσομοιωθούν οι παρακάτω κατασκευές γεφυρών, οι οποίες έχουν διαφορετικό τύπο σύνδεσης καταστρώματος με τα βάθρα, ως μονοβάθμια συστήματα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας και να βρεθούν οι ιδιοπερίοδοι τους και στις δύο κατευθύνσεις.

α) Μονολιθική σύνδεση καταστρώματος και μεσοβάθρου και απλή έδραση στα ακρόβαθρα.



Σχήμα 6.6 Όψη, (α), και κάτοψη γέφυρας, (β), με μονολιθική σύνδεση καταστρώματος και μεσοβάθρου.

Φορτία : Μόνιμα = 20 kN/m², Κινητά = 10kN/m², E=21GPa

ΛΥΣΗ περίπτωση (α)

Μάζα Γέφυρας:

Ίδιο Βάρος :

$m_{\text{ιδ.βάρους}} = m_{\text{Καταστρώματος}} + m_{\text{Μισό βάθρο}}$

$$m_{\text{Καταστρώματος}} = \frac{(30 \cdot 10 \cdot 0.25) m^3 \cdot 25 \text{ kN} / m^3}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 187.5 t$$

$$m_{\text{Μισό βάθρο}} = \frac{1}{2} \frac{(6 \cdot 2 \cdot 12) m^3 \cdot 25 \text{ kN} / m^3}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 180 t$$

$$m_{\text{ιδ.βάρους}} = 187.5 t + 180 t = 367.5 t$$

Μόνιμα :

$$m_{\text{μόνιμα}} = \frac{20 \text{ kN} / m^2 (30 \cdot 10) m^2}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 600 t$$

Κινητά :

$$m_{\text{κινητά}} = \frac{(10 \text{ kN} / m^2) \cdot (30 \cdot 10) m^2}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 300 t$$

Ολική μάζα γέφυρας:

$$m = m_{\text{ιδ.βάρους}} + m_{\text{μόνιμα}} + 0.3 \cdot m_{\text{κινητά}} = 367.5 + 600 + 0.3 \cdot 300 \Rightarrow m = 1057.5 t$$

Δυσκαμψία, K, γέφυρας :

$$K_x = \frac{12EI_y}{h^3}$$

$$I_y = \frac{6 \cdot 2^3}{12} = 4 m^4$$

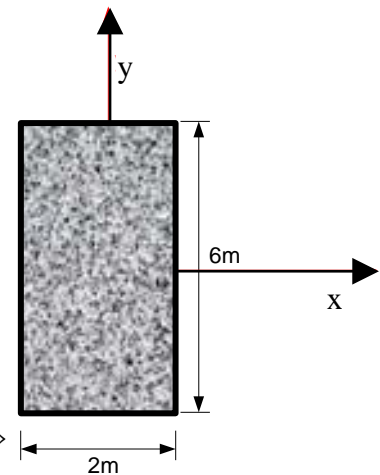
$$K_x = \frac{12 \cdot 21 \cdot 10^6 (\text{kN} / m) \cdot 4 m^4}{(12 m)^3} \Leftrightarrow$$

Διεύθυνση x-x:

$$K_x = 583333 \text{ kN} / m$$

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_x}} = 2 \cdot 3.14 \cdot \sqrt{\frac{1057.5 t}{583333 \text{ kN} / m}} \Leftrightarrow$$

$$T_x = 0.27 \text{ sec}$$



Κάτοψη βάθρου

$$K_y = \frac{12EI_x}{h^3}$$

$$I_x = \frac{2 \cdot 6^3}{12} = 36m^4$$

$$K_y = \frac{12 \cdot 21 \cdot 10^6 (kN/m) \cdot 36m^4}{(12m)^3} \Leftrightarrow$$

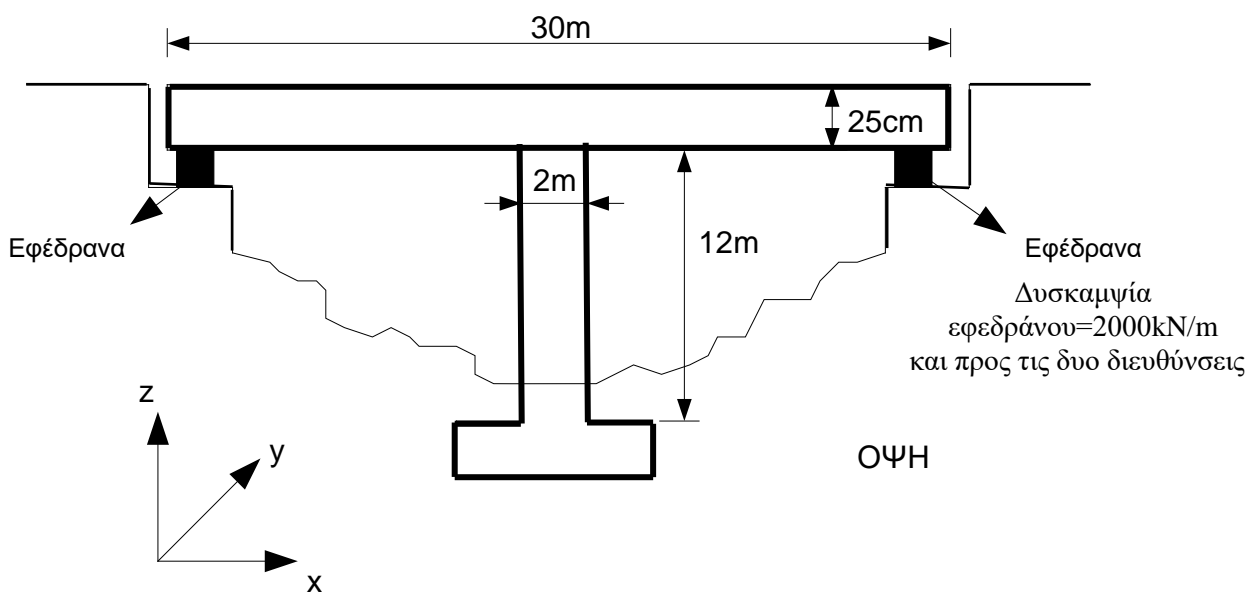
Διεύθυνση y-y:

$$K_y = 5250000 kN/m$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_y}} = 2 \cdot 3.14 \cdot \sqrt{\frac{1057.5t}{5250000 kN/m}} \Leftrightarrow$$

$$T_y = 0.09 \text{ sec}$$

β) Η γέφυρα της περίπτωσης, (α), με μόνη διαφορά η στήριξη στα ακρόβαθρα γίνεται πάνω σε εφέδρανα. Δυο εφέδρανα σε κάθε στήριξη.



Σχήμα 6.7 Μονολιθική σύνδεση καταστρώματος-βάθρου και έδραση του στα ακρόβαθρα πάνω σε εφέδρανα.

ΛΥΣΗ περίπτωση (β)

Μάζα γέφυρας :

Ίδια με πριν

$$m_x = m_y = m = 1057.5t$$

Δυσκαμψία, K

$$K_x = K_{\beta\acute{\alpha}\theta\rho\nu, \chi} + K_{\epsilon\phi\epsilon\delta\rho\acute{\alpha}\nu\omicron\nu}$$

Διεύθυνση x-x:

$$K_{\beta\acute{\alpha}\theta\rho\nu, \chi} = 583333 \text{ kN / m}$$

$$K_{\epsilon\phi\epsilon\delta\rho\acute{\alpha}\nu\omicron\nu} = 4 * K_{\epsilon\phi\epsilon\delta\rho\acute{\alpha}\nu\omicron\nu} = 4 * 2000 = 8000 \text{ kN / m}$$

$$K_x = 583333 + 8000 = 591333 \text{ kN / m}$$

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m_x}{K_x}} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{1057.5 t}{591333 \text{ kN / m}}} = 0.27 \text{ sec}$$

$$K_y = K_{\beta\acute{\alpha}\theta\rho\nu, \gamma} + K_{\epsilon\phi\epsilon\delta\rho\acute{\alpha}\nu\omicron\nu}$$

Διεύθυνση y-y:

$$K_{\beta\acute{\alpha}\theta\rho\nu, \gamma} = 5250000 \text{ kN / m}$$

$$K_{\epsilon\phi\epsilon\delta\rho\acute{\alpha}\nu\omicron\nu} = 4 * K_{\epsilon\phi\epsilon\delta\rho\acute{\alpha}\nu\omicron\nu} = 4 * 2000 = 8000 \text{ kN / m}$$

$$K_y = 5250000 + 8000 = 5258000 \text{ kN / m}$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{m_y}{K_y}} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{1057.5 t}{5258000 \text{ kN / m}}} = 0.09 \text{ sec}$$

(γ) Ίδια γέφυρα με την περίπτωση, (β), με τη σύνδεση καταστρώματος και μεσοβάθρου να μην είναι μονολιθική αλλά γίνεται μέσω εφεδράνων τα οποία τοποθετούνται μεταξύ καταστρώματος μεσόβαθρου.

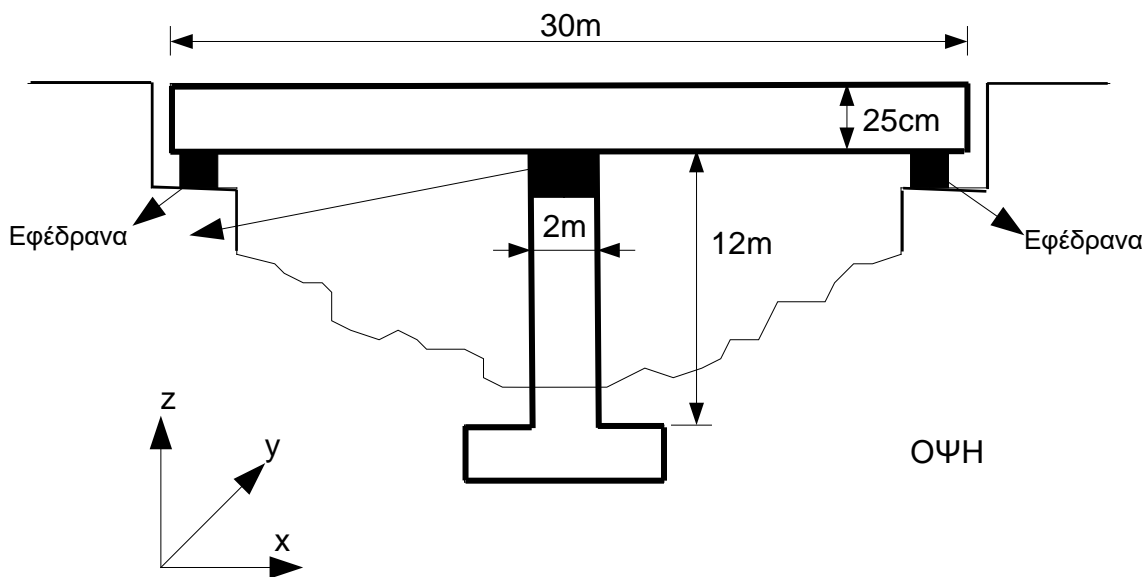
Δίδεται :

Ισοδύναμη δυσκαμψία μεσοβάθρου και εφεδράνων:

$$K' = \frac{K_{\beta\acute{\alpha}\theta\rho\nu} * K_{\epsilon\phi\epsilon\delta\rho\acute{\alpha}\nu\omicron\nu}}{K_{\beta\acute{\alpha}\theta\rho\nu} + K_{\epsilon\phi\epsilon\delta\rho\acute{\alpha}\nu\omicron\nu}}$$

Δυσκαμψία μονόπακτου στοιχείου :

$$K_{\beta\acute{\alpha}\theta\rho\nu} = \frac{3EI}{h^3}$$



Σχήμα 6.8 Γέφυρα, με τη σύνδεση του καταστρώματος με βάθρα και μεσόβαθρο με εφέδρανα.

ΛΥΣΗ Περίπτωση (γ)

Μάζα γέφυρας :

Ίδια όπως και στις δυο προηγούμενες περιπτώσεις

$$m_x = m_y = m = 1057.5t$$

Δυσκαμψία, K, γέφυρας

Διεύθυνση x-x:

Γενικά για την δυσκαμψία της γέφυρας θα ισχύει:

$$K_{\text{γέφυρας},x} = K_{\text{συστήματος βάθρου-εφεδράνων}} + K_{\text{εφεδράνων, ακροβάθρων}}$$

$$K_{\text{συστήματος βάθρου-εφεδράνων}} = \frac{K_{\text{βάθρου},x} * K_{\text{εφεδράνων}}}{K_{\text{βάθρου},x} + K_{\text{εφεδράνων}}}$$

Η δυσκαμψία του βάθρου είναι:

$$\left. \begin{aligned} K_{\text{βάθρου},x} &= \frac{3EI_y}{h^3} \\ I_y &= \frac{6 * 2^3}{12} = 4m^4 \end{aligned} \right\} \Rightarrow K_{\text{βάθρου},x} = \frac{3 * 21 * 10^6 (kN / m^2) * 4m^4}{(12m)^3} = 145834 kN / m$$

Η δυσκαμψία του βάθρου μαζί με το εφέδρανο θα είναι:

$$K_{\text{συστήματος βάρου-εφεδράνων}} = \frac{K_{\text{βάρου},x} * K_{\text{εφεδράνων}}}{K_{\text{βάρου},x} + K_{\text{εφεδράνων}}} = \frac{145834 \text{ kN/m} * 2000 * 2 \text{ kN/m}}{145834 \text{ kN/m} + 2000 * 2 \text{ kN/m}}$$

$$K_{\text{συστήματος βάρου-εφεδράνων},x} = 3894 \text{ kN/m}$$

Η δυσκαμψία των εφεδράνων των ακροβάθρων θα είναι:

$$K_{\text{εφεδράνων-ακροβάθρων}} = 4 * 2000 \text{ kN/m} = 8000 \text{ kN/m}$$

Τελικά, η δυσκαμψία της γέφυρας κατά την διεύθυνση x θα είναι:

$$K_{\text{γέφυρας},x} = K_{\text{συστήματος βάρου-εφεδράνων}} + K_{\text{εφεδράνων,ακροβάθρων}}$$

$$K_{\text{γέφυρας},x} = 3894 \text{ kN/m} + 8000 \text{ kN/m} \Leftrightarrow K_{\text{γέφυρας},x} = 11894 \text{ kN/m}$$

Ιδιοπερίοδος κατά την διεύθυνση x:

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m_x}{K_{\text{γέφυρας},x}}} = 2 * 3.14 * \sqrt{\frac{1057.5 \text{ t}}{11894 \text{ kN/m}}} \Leftrightarrow T_x = 1.88 \text{ sec}$$

Διεύθυνση y-y:

Γενικά για την δυσκαμψία της γέφυρας θα ισχύει:

$$K_{\text{γέφυρας},y} = K_{\text{συστήματος βάρου-εφεδράνων},y} + K_{\text{εφεδράνων,ακροβάθρων}}$$

όπου:

$$K_{\text{συστήματος βάρου-εφεδράνων},y} = \frac{K_{\text{βάρου},y} * K_{\text{εφεδράνων}}}{K_{\text{βάρου},y} + K_{\text{εφεδράνων}}}$$

Η δυσκαμψία του βάρου είναι:

$$\left. \begin{array}{l} K_{\text{βάρου},y} = \frac{3EI_x}{h^3} \\ I_x = \frac{2 * 6^3}{12} = 36 \text{ m}^4 \end{array} \right\} \Rightarrow K_{\text{βάρου},y} = \frac{3 * 21 * 10^6 (\text{kN/m}^2) * 36 \text{ m}^4}{(12 \text{ m})^3} = 1312500 \text{ kN/m}$$

Η δυσκαμψία του βάρου μαζί με το εφέδρανο θα είναι:

$$K_{\text{συστήματος βάρου-εφεδράνων},y} = \frac{K_{\text{βάρου},y} * K_{\text{εφεδράνων}}}{K_{\text{βάρου},y} + K_{\text{εφεδράνων}}}$$

$$K_{\text{συστήματος βάρου-εφεδράνων},y} = \frac{1312500 \text{ kN/m} * 2000 * 2 \text{ kN/m}}{1312500 \text{ kN/m} + 2000 * 2 \text{ kN/m}} = 3987.8 \text{ kN/m}$$

Η δυσκαμψία των εφεδράνων των ακροβάθρων θα είναι:

$$K_{\text{εφεδράνων-ακροβάθρων}} = 4 * 2000 \text{ kN / m} = 8000 \text{ kN / m}$$

Τελικά, η δυσκαμψία της γέφυρας κατά την διεύθυνση y θα είναι:

$$K_{\text{γέφυρας,y}} = 3987.8 \text{ kN/m} + 8000 \text{ kN/m} \Leftrightarrow K_{\text{γέφυρας,y}} = 11987.8 \text{ kN/m}$$

Ιδιοπερίοδος κατά την διεύθυνση y.

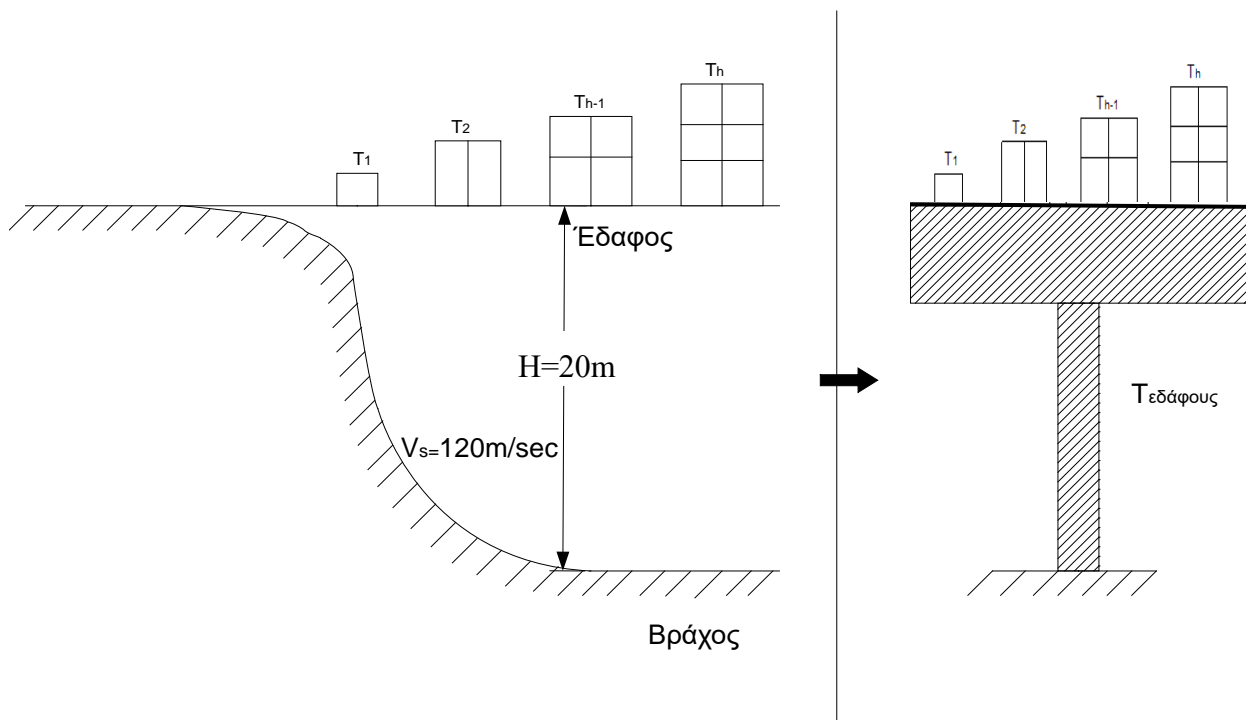
$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{m_y}{K_{\text{γέφυρας,y}}}} = 2 * 3.14 * \sqrt{\frac{1057.5 \text{ t}}{11987.8 \text{ kN/m}}} \Leftrightarrow T_x = 1.86 \text{ sec}$$

ΑΣΚΗΣΗ 5^η:

Κτίρια διαφορετικών ιδιοπεριόδων βρίσκονται πάνω σε μια εδαφική στρώση με πάχος 20m. Η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων της στρώσης είναι $V_s=150\text{m/sec}$.

Να προσομοιωθεί η εδαφική στρώση σαν μονοβάθμιο σύστημα και να βρεθεί η ιδιοπερίοδος της.

Ποια κτίρια κινδυνεύουν περισσότερο σε μελλοντικό σεισμό που πρόκειται να γίνει στη περιοχή;



Σχήμα 6.9 Εδαφική στρώση, (α) , και η προσομοίωσή της ως μονοβάθμιο σύστημα, (β).

ΛΥΣΗ

Η ιδιοπερίοδος της εδαφικής στρώσης των 20 m, $T_{\text{εδαφους}}$, είναι:

$$T_{\text{εδαφους}} = \frac{4H}{V_s} = \frac{4 * 20\text{m}}{150\text{m/sec}} = 0.53\text{sec}$$

Τα κτίρια τα οποία κινδυνεύουν περισσότερο είναι αυτά που έχουν την πρώτη ιδιοπερίοδο τους κοντά στην ιδιοπερίοδο του εδάφους, δηλαδή κτίρια με ιδιοπερίοδο κοντά στα 0.5-0.6 sec. Τα κτίρια αυτά θα μπορούν να συντονιστούν μαζί με το έδαφος και θα έχουν την μεγίστη απόκριση. Αν γίνει η αδρομερής παραδοχή ότι η ιδιοπερίοδος ισούται με τον αριθμό των ορόφων δια του 10 τότε τα πενταώροφα με εξαώροφα κτίρια θα κινδυνέψουν περισσότερο.

ΑΣΚΗΣΗ 6^η:

Να προσομοιωθεί το πλαίσιο με τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας του κτιρίου που φαίνεται στο σχήμα 6.10 σε μονοβάθμιο σύστημα και να βρεθεί η ιδιοπερίοδος του.

Δίδονται :

Πλάκα : 15cm, Δοκοί : 35/70, Υποστυλώματα : 40/40

Φορτία : $g=8 \text{ kN/m}^2$, $q=2 \text{ kN/m}^2$

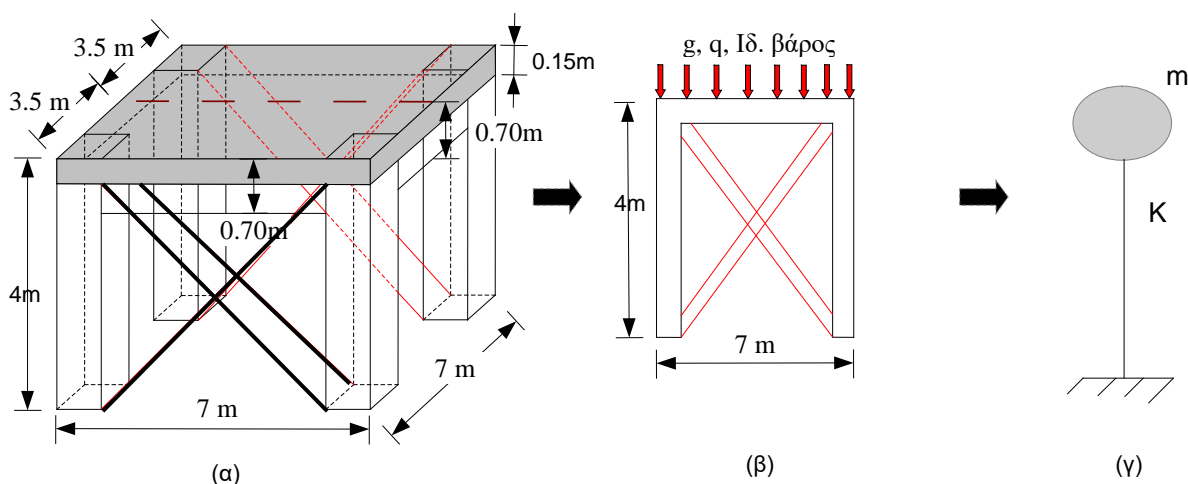
$E_c=30 \text{ GPa}$, $E_s=210 \text{ GPa}$

Οριζόντια δυσκαμψία χιαστί συνδέσμου :

$$K_{\text{χιαστί}} = \frac{E_s * A_s}{L} \cos^2 \theta$$

Εμβαδόν διατομής του χιαστί συνδέσμου, $A_s=10 \text{ cm}^2$

Στη μάζα της κατασκευής να υπολογιστεί το 30% των κινητών.



Σχήμα 6.10 Μονώροφο κτίριο με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, (α), απομονωμένο πλαίσιο του κτιρίου με τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, (β) και προσομοίωση του πλαισίου μαζί με τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, (γ).

ΛΥΣΗ**Μάζα:**

Μάζα λόγω ίδιου βάρους $m_{\text{ιδ. βάρος}}$:

Ίδιο βάρος πλάκας, δοκού και υποστυλωμάτων :

$$m_{\text{πλάκας}} = \frac{(6.30 * 6.30 * 0.15)m^3 * 25 \frac{\text{kN}}{m^3}}{10 \frac{m}{\text{sec}^2}} = 14.88t$$

$$m_{\text{δοκού}} = \frac{(0.7 * 0.35 * 6.2)m^3 * 25 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{m}{sec^2}} * 4 = 15.2t$$

$$m_{\text{υποστυλωμάτων}} = \frac{1}{2} \frac{4 * (0.4 * 0.4 * 4)m^3 * 25 \frac{kN}{m^3}}{10 \frac{m}{sec^2}} = 3.2t$$

$$m_{\text{ιδ,βάρος}} = m_{\text{πλάκας}} + m_{\text{δοκού}} + m_{\text{υποστυλωμάτων}} = 14.88t + 15.2t + 3.2t = 33.28t \approx 35t$$

Μάζα λόγω μόνιμου φορτίου :

$$m_{\text{μόνιμο}} = \frac{(7 * 7)m^2 * 8kN/m^2}{10m/sec^2} \Rightarrow m_{\text{μόνιμο}} = 39.2t$$

Κινητό φορτίο :

$$m_{\text{κινητό}} = \frac{(7 * 7)m^2 * 2kN/m^2}{10m/sec^2} \Rightarrow m_{\text{κινητό}} = 9.8t$$

Η συνολική μάζα m θα είναι:

$$m = m_{\text{ιδ,βάρος}} + m_{\text{μόνιμο}} + 0.3m_{\text{κινητό}} \Rightarrow$$

$$m = (33.2 + 39.2 + 0.3 * 9.8)t = 75.34t \approx 76t$$

Δυσκαμψία, K, πλαισίου

$$K = K_{\text{χιαστί}} + K_{\text{υποστυλωμάτων}}$$

Η δυσκαμψία των υποστυλωμάτων θα είναι :

$$K_{\text{υποστυλωμάτων}} = 2 \frac{12EI}{h^3} = 2 \frac{12 * 30 * 10^6(kN/m^2) * 21.33 * 10^{-4}m^4}{(3.30m)^3} = 42735kN/m$$

$$I = \frac{0.4 * 0.4^3}{12} = 21.33 * 10^{-4}m^4$$

$$h = (4 - 0.7)m = 3.30m$$

Η δυσκαμψία του χιαστί συνδέσμου θα είναι :

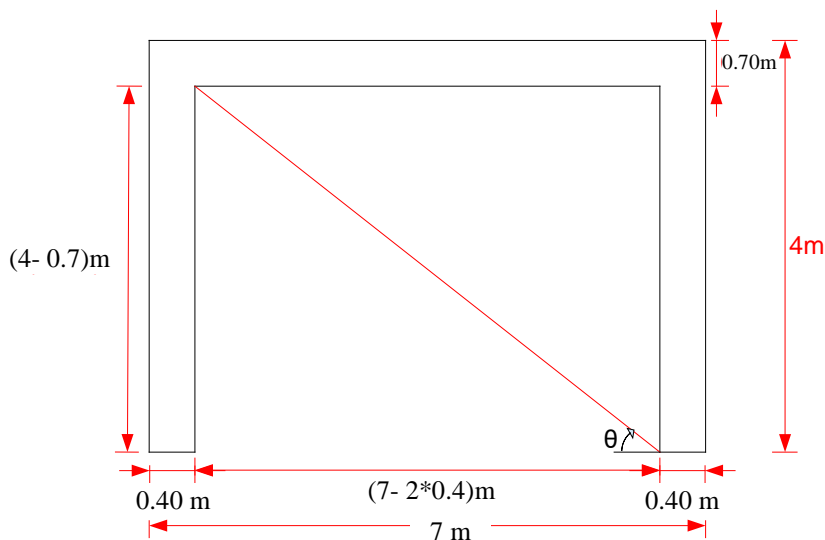
$$K_{\text{χιαστί}} = \frac{E_s * A_s}{L} \cos^2 \theta$$

όπου :

L και θ είναι το μήκος και η γωνία με την οριζόντια ευθεία του διαγώνιου σύνδεσμου δυσκαμψίας, δηλαδή:

$$L = \sqrt{(4 - 0.7)^2 + (7 - 2 * 0.4)^2} \Leftrightarrow L = 7.02m$$

$$\cos \theta = \frac{(7 - 2 * 0.4)}{7.02} = 0.88 \Leftrightarrow \theta = 28.35^\circ$$



Σχήμα 6. 11 Μονώροφο πλαίσιο με ένα διαγώνιο σύνδεσμο δυσκαμψίας.

$$K_{\chi\alpha\sigma\tau\acute{\iota}} = \frac{210 * 10^6 (kN/m^2) * 10 * 10^{-4} m^2 * (0.88)^2}{7.2} \Leftrightarrow K_{\chi\alpha\sigma\tau\acute{\iota}} = 22587 kN/m$$

Τελικά:

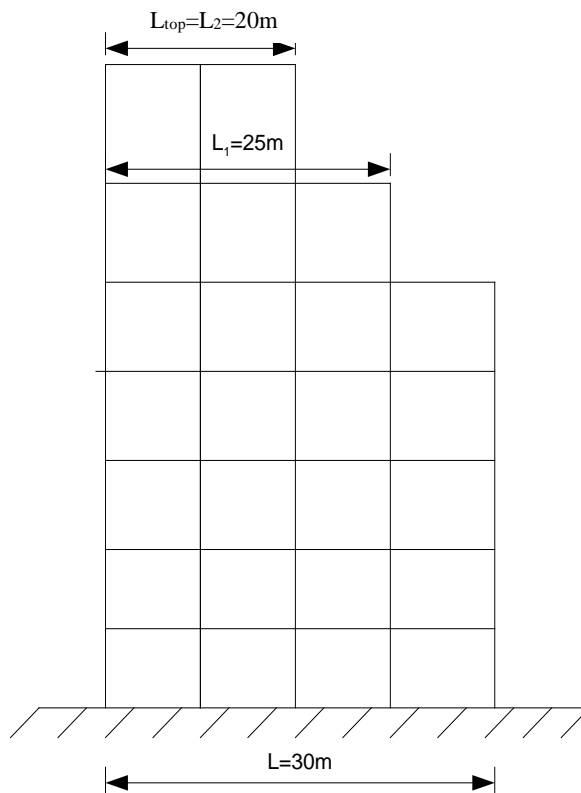
$$K = (42735 + 22587) \frac{kN}{m} \Leftrightarrow K = 65322 \frac{kN}{m}$$

Ιδιοπερίοδος:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{76t}{65322 kN/m}} \Leftrightarrow T = 0.21 sec$$

ΑΣΚΗΣΗ 7^η:

Στις παρακάτω όψεις κτιρίων να ελέγχουν κατά EC8, τα κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος των κτιρίων.

Περίπτωση 1

Σχήμα 6.12 Όψη κτιρίου με μη συμμετρικές εσοχές.

ΛΥΣΗ

Σύμφωνα με τον EC8 για την κανονικότητα σε όψη του κτιρίου για εσοχές που δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα θα πρέπει να ισχύει :

- Το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο.
- Κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης.

Οι δυο παραπάνω περιορισμοί περιγράφονται με τις εξής σχέσεις:

$$\frac{L - L_{\text{top}}}{L} \leq 0.30$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.10$$

Για τη περίπτωση του κτιρίου του σχήματος 6.12 έχουμε :

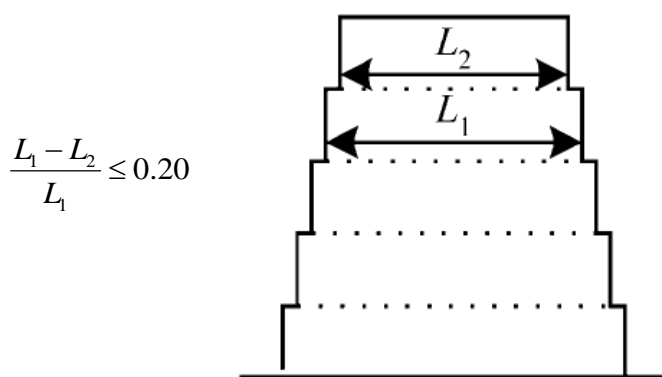
$$\frac{L - L_{top}}{L} = \frac{30 - 20}{30} = \frac{10}{30} = 0.33 > 0.30 \Rightarrow \text{Το κριτήριο δεν ισχύει}$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{25 - 20}{25} = \frac{5}{25} = \frac{1}{5} = 0.20 > 0.10 \Rightarrow \text{Το κριτήριο δεν ισχύει}$$

Άρα δεν ικανοποιείται καμία από τις παραπάνω σχέσεις κανονικότητας και το κτίριο δεν είναι κανονικό καθ' ύψος.

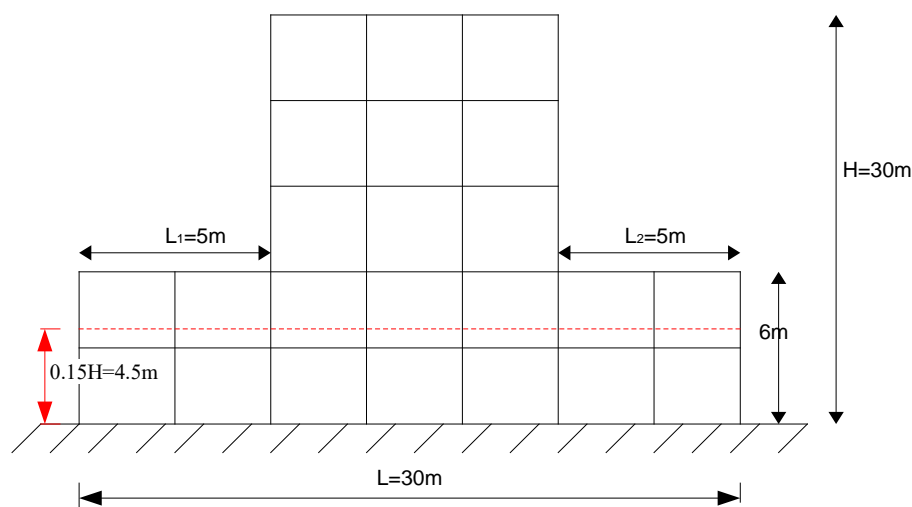
Παρατήρηση 1^η

Για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στην διεύθυνση της εσοχής.



Σχήμα 6.13 Όψη κτιρίου με συμμετρικές εσοχές.

Περίπτωση 2



Σχήμα 6.14 Όψη κτιρίου με τον κεντρικό του πυρήνα ψηλότερο από το 15% του ύψους του.

ΛΥΣΗ

Για να είναι το κτίριο κανονικό καθ' ύψος θα πρέπει να ισχύει :

$$\frac{L_1 + L_2}{L} \leq 0.20 \Rightarrow \text{1}^\circ \text{ Κριτήριο: Όταν η εσοχή είναι ψηλότερη από το 15\% του συνολικού ύψους του κτιρίου, H}$$

$$\frac{L_1 + L_2}{L} \leq 0.50 \Rightarrow \text{2}^\circ \text{ Κριτήριο: Όταν η εσοχή είναι χαμηλότερη από το 15\% του συνολικού ύψους του κτιρίου, H}$$

Για τη περίπτωση του κτιρίου έχουμε :

$$0.15H = 0.15 * 30 = 4.5 < 6$$

Η εσοχή είναι ψηλότερη από το 15% του συνολικού ύψους του κτιρίου, επομένως εξετάζεται το πρώτο από τα παραπάνω δύο κριτήρια το οποίο δίνει:

$$\frac{L_1 + L_2}{L} = \frac{5 + 5}{30} = \frac{10}{30} = 0.33$$

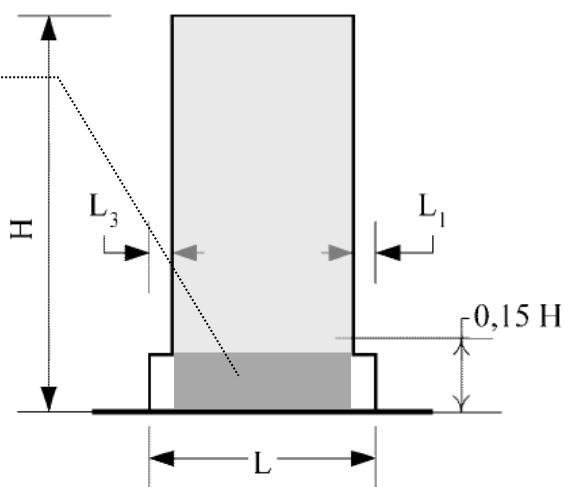
$$\frac{L_1 + L_2}{L} = 0.33 > 0.20$$

Άρα δεν ισχύει το κριτήριο κανονικότητας

Παρατήρηση 1^η

Για την περίπτωση όπου μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος μικρότερο από 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους, βλεπε το παρακατω σχήμα 6.15.

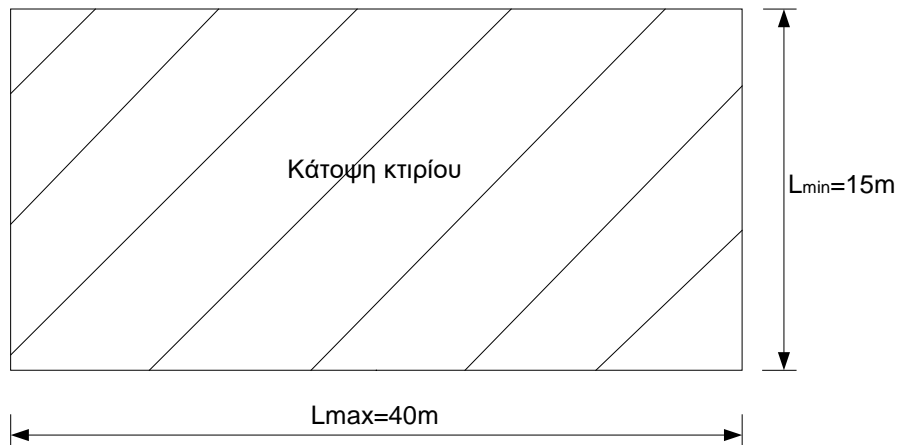
Αυτή η περιοχή του φεροντα οργανισμού πρέπει να μελετηθεί έτσι ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον το 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων για ένα ίδιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους.



Σχήμα 6.15 Όψη κτιρίου με τον κεντρικό του πυρήνα χαμηλότερο από το 15% του ύψους του.

ΑΣΚΗΣΗ 8^η :

Να εξεταστεί αν τα παρακάτω κτίρια είναι κανονικά σε κάτοψη αν δηλαδή ικανοποιούν τα κριτήρια κανονικότητας σύμφωνα με τον EC8.

Περίπτωση 1

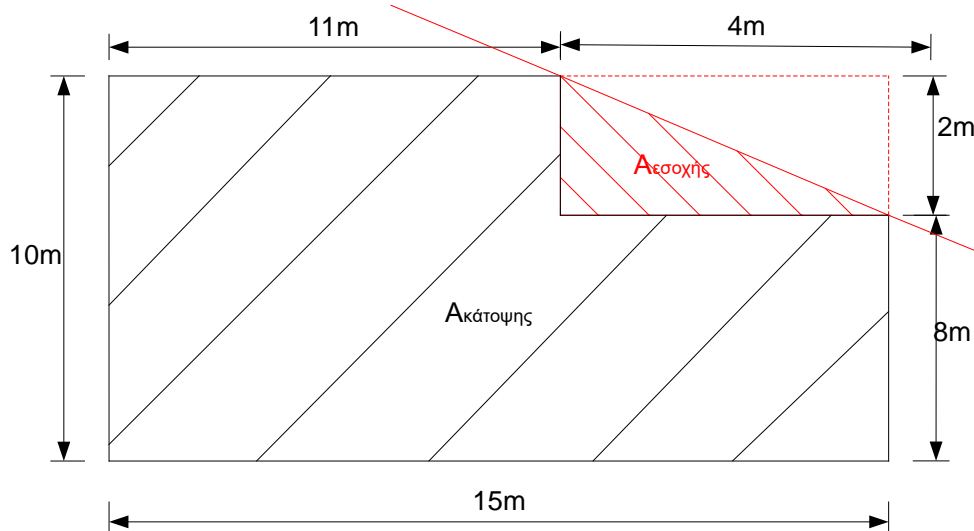
Σχήμα 6.16 Κάτοψη κτιρίου.

ΛΥΣΗ

Πρέπει η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, να μην είναι μεγαλύτερη του 4, όπου το L_{\max} και το L_{\min} είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} < 4 \Rightarrow \frac{40}{15} = 2.66 < 4$$

Επομένως το κτίριο είναι κανονικό.

Περίπτωση 2

Σχήμα 6.17 Κάτοψη κτιρίου με εσοχή.

ΛΥΣΗ

Η διαμόρφωση της κάτοψης θα πρέπει να είναι συμπαγής, δηλ., κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο), η κανονικότητα σε κάτοψη μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, όταν η επιφάνεια μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει 5% της επιφάνειας του ορόφου.

Για το κτίριο της άσκησης το παραπάνω κριτήριο είναι:

$$A_{\text{κάτοψης}} = 15 * 8 + 11 * 2 \Rightarrow A_{\text{κάτοψης}} = 142m^2$$

$$A_{\text{εσοχής}} = \frac{1}{2} 4 * 2 = 4m^2$$

Θα πρέπει:

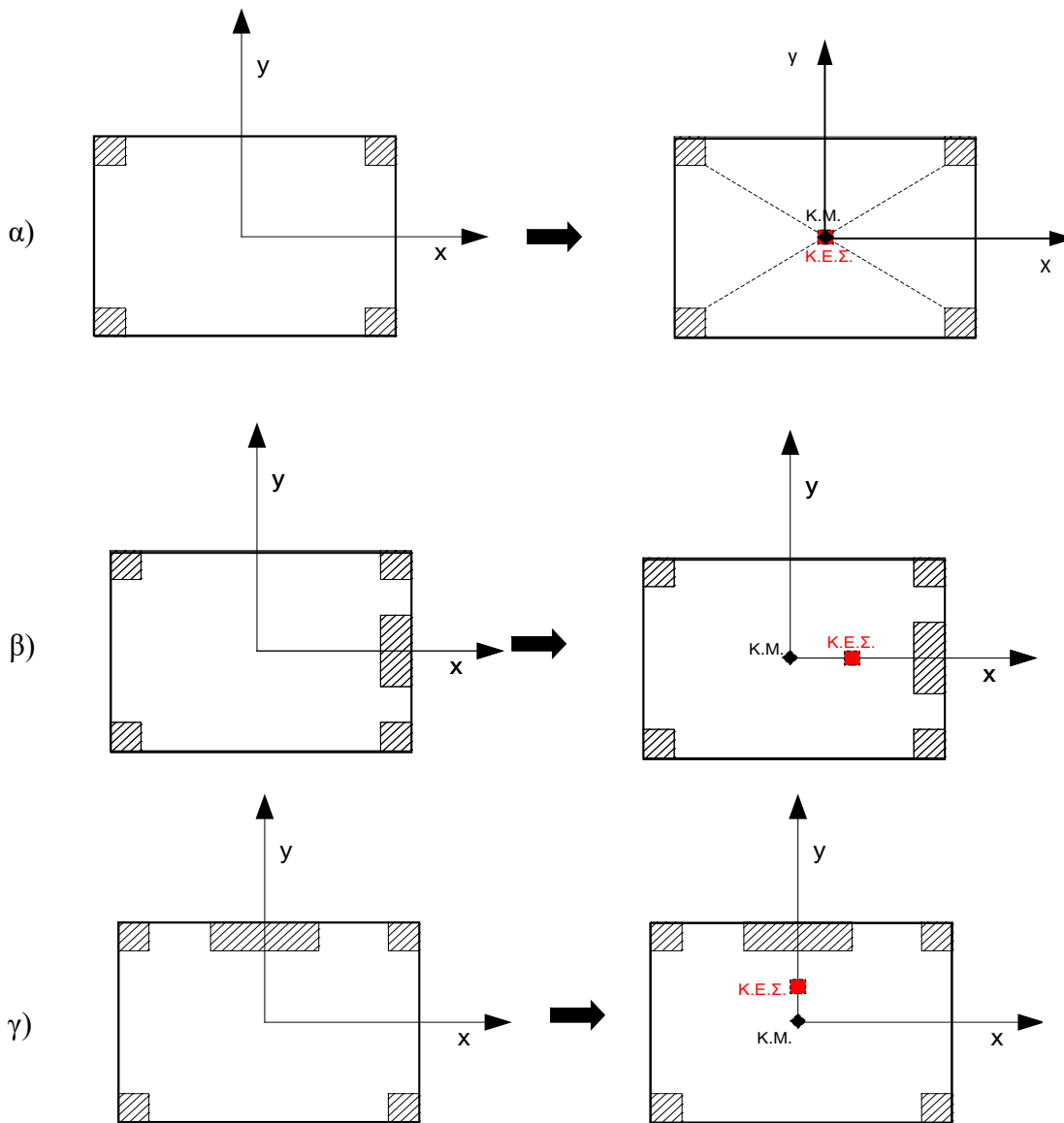
$$A_{\text{εσοχής}} < 0.05A_{\text{κάτοψης}} \Leftrightarrow 4m^2 < (0.05 * 142)m^2 \Leftrightarrow 4m^2 < 7.1m^2$$

Άρα ικανοποιείται το κριτήριο κανονικότητας και το περίγραμμα της κάτοψης είναι κανονικό.

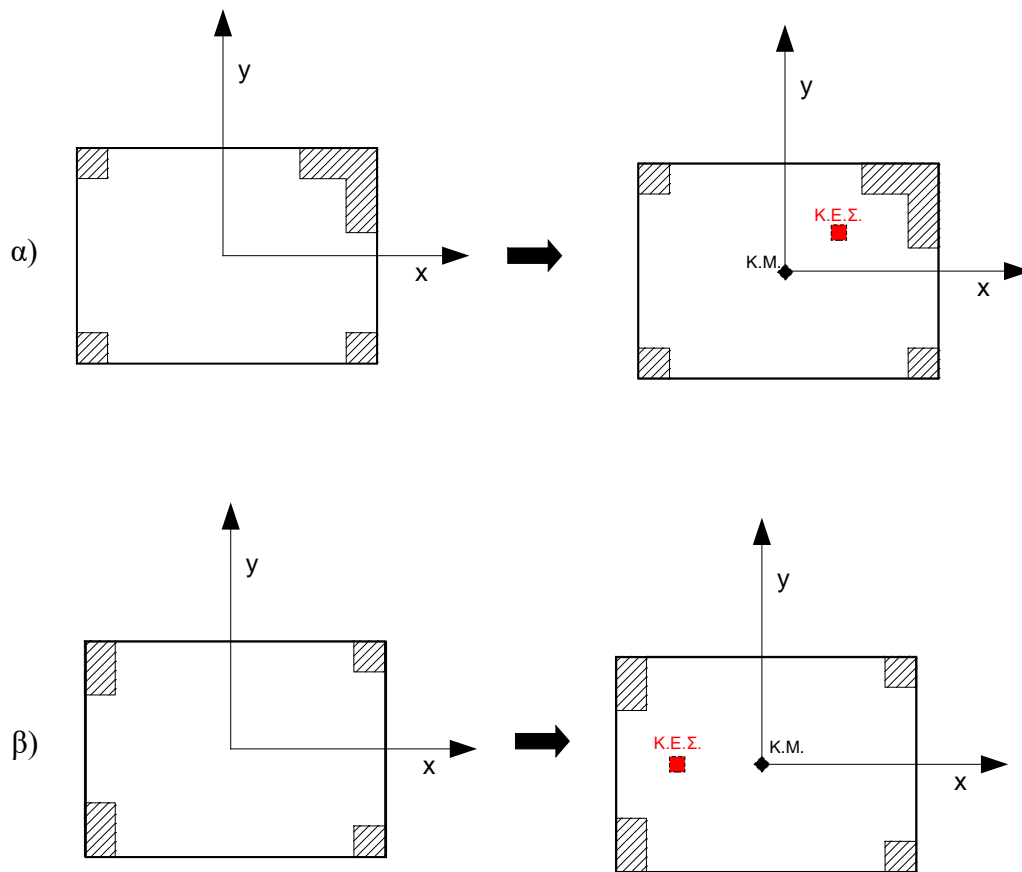
ΑΣΚΗΣΗ 9^η :

Να τοποθετήσετε ποιοτικά το κέντρο μάζας (Κ.Μ.) και το κέντρο ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ.) ή αλλιώς κέντρο δυσκαμψίας στις παρακάτω κατόψεις των κατασκευών.

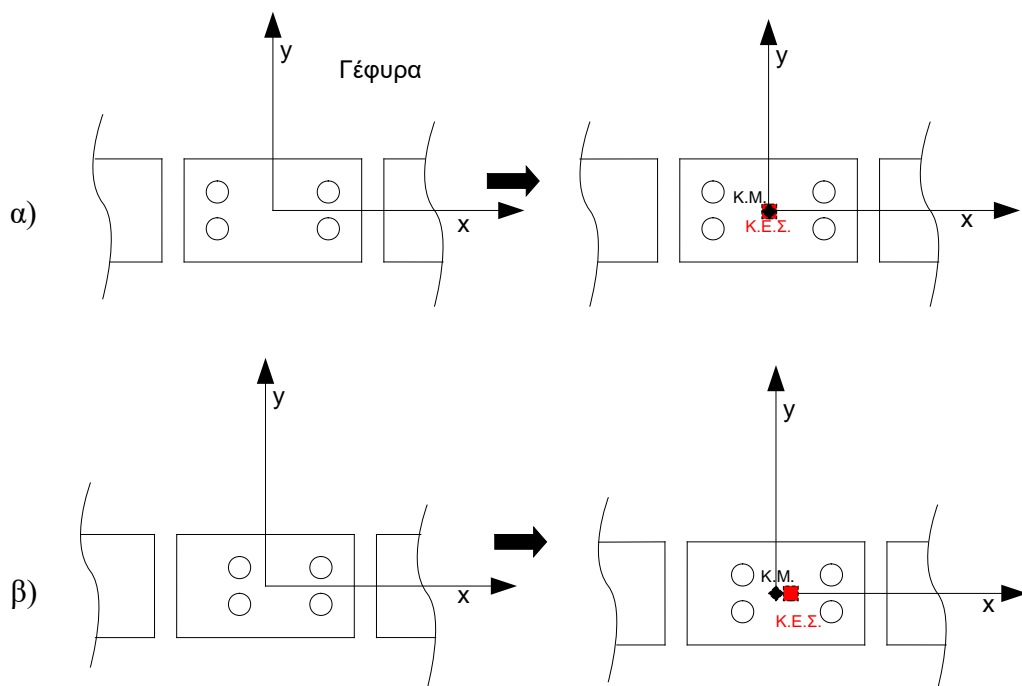
ΛΥΣΗ



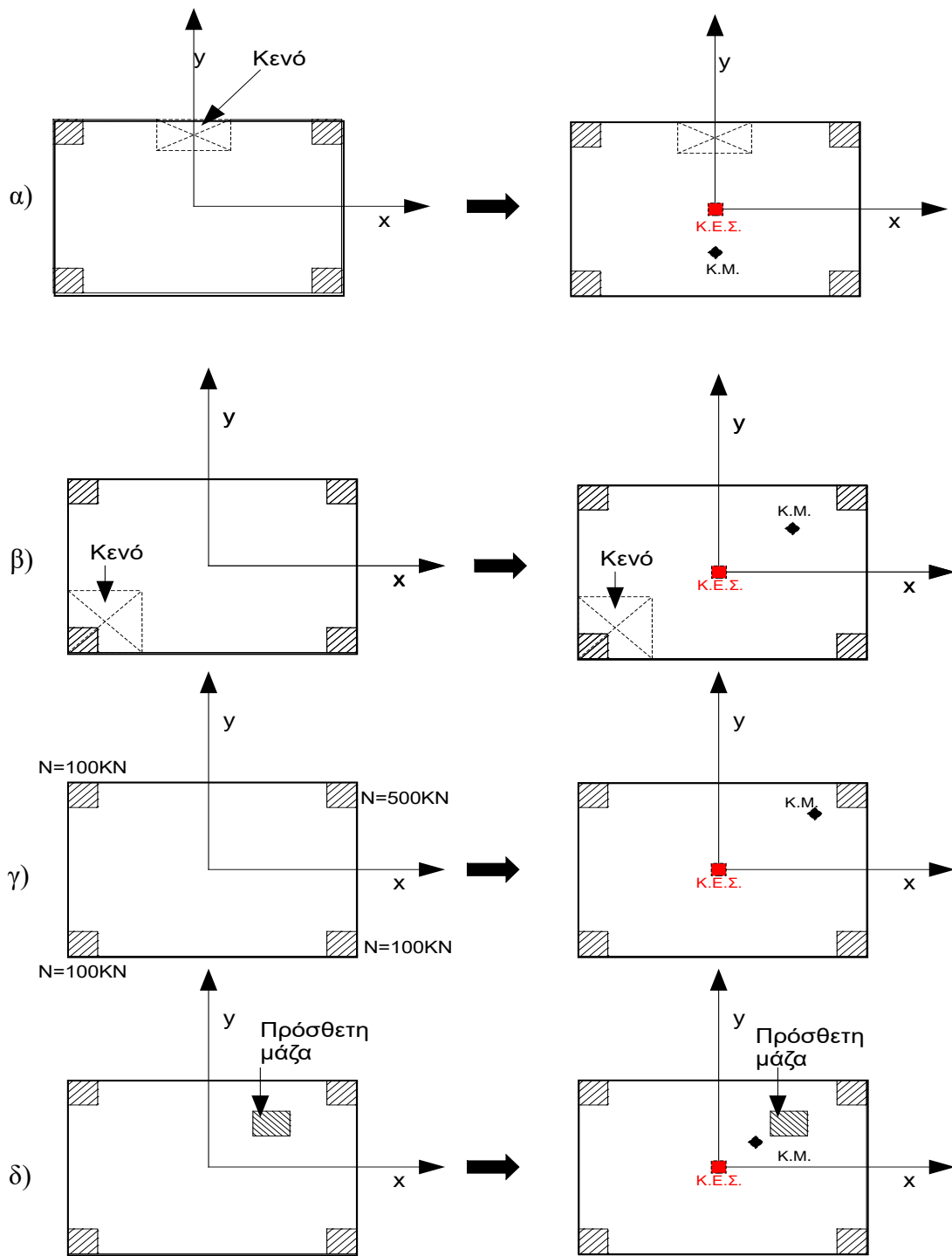
Σχήμα 6.18 Κέντρο μάζας και κέντρο ελαστικής στροφής για διάφορες περιπτώσεις κατόψεων.



Σχήμα 6.19 Κέντρο μάζας και κέντρο ελαστικής στροφής για διάφορες περιπτώσεις κατόψεων.



Σχήμα 6.20 Το Κ.Μ. και Κ.Ε.Σ. σε κάτοψη γεφυρών.

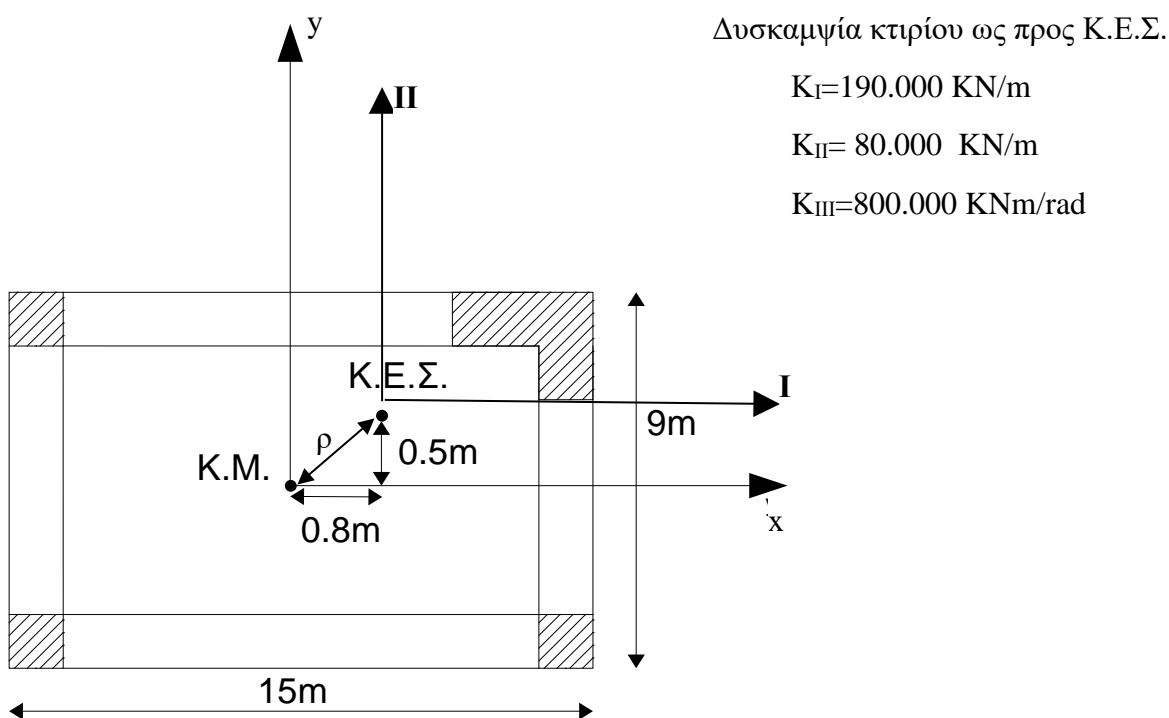


Σχήμα 6.21 Κέντρο μάζας και κέντρο ελαστικής στροφής για διάφορες περιπτώσεις κατόψεων.

ΑΣΚΗΣΗ 10^η:

Στο παρακάτω κτίριο φαίνεται το κέντρο μάζας, Κ.Μ. και το κέντρο ελαστικής στροφής, Κ.Ε.Σ.

- Να βρεθεί η στατική εκκεντρότητα, e_0 , και η ακτίνα δυστρεψίας, r , και για τις δύο κατευθύνσεις ανάλυσης, I και II ως προς το κέντρο ελαστικής στροφής, Κ.Ε.Σ.
- Να υπολογιστεί επίσης η ακτίνα αδράνειας της πλάκας του ορόφου και να εξεταστεί αν το κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη.
- Τέλος να βρεθεί η τυχηματική εκκεντρότητα e_a για κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 6.22 Κάτοψη κτιρίου.

ΛΥΣΗ

Στατική εκκεντρότητα είναι η απόσταση του Κ.Μ. με το Κ.Ε.Σ.:

$$e_{0,x} = 0.8$$

$$e_{0,y} = 0.5$$

Ακτίνες δυστρεψίας ως προς το κέντρο ελαστικής στροφής:

$$r_{k,I} = \sqrt{\frac{K_{III}}{K_{II}}} \quad \left. \vphantom{r_{k,I}} \right\} \quad r_{k,I} = \sqrt{\frac{800000}{80000}} = 3.16 \text{ m}$$

$$r_{k,II} = \sqrt{\frac{K_{III}}{K_I}} \quad \left. \vphantom{r_{k,II}} \right\} \quad r_{k,II} = \sqrt{\frac{800000}{190000}} = 2.05 \text{ m}$$

Η ακτίνα αδράνειας μάζας της πλάκας του ορόφου ως προς το κέντρο μάζας Κ.Μ.

$$\left. \begin{aligned} \ell_{s,K.M.} &= \sqrt{\frac{I_p}{m}} \\ I_p &= m \frac{\ell_x^2 + \ell_y^2}{12} \\ \ell_x, \ell_y &: \text{Διαστάσεις πλάκας} \end{aligned} \right\} \ell_s = \sqrt{\frac{\ell_x^2 + \ell_y^2}{12}} = \sqrt{\frac{15^2 + 9^2}{12}} \Rightarrow \ell_s = 5.05 \text{ m}$$

Η ακτίνα αδράνειας μάζας της πλάκας του ορόφου ως προς το κέντρο ελαστικής στροφής, Κ.Ε.Σ. είναι (θεώρημα του Steiner):

$$\ell_{s,K.E.S.} = \ell_{s,K.M.} + \rho^2 = \ell_{s,K.M.} + (e_{0x}^2 + e_{0y}^2) = 5.05 + (0.8^2 + 0.5^2) = 5.94 \text{ m}$$

Για να υπάρχει κανονικότητα σε κάτοψη οι συνθήκες που πρέπει να ικανοποιούνται

$$\left. \begin{aligned} e_0 &\leq 0.3r \\ r &\geq \ell_s \end{aligned} \right\} \text{Ως προς το Κ.Ε.Σ. και για κάθε διεύθυνση I, II}$$

Διεύθυνση I-I:

$$e_{0,I} \leq 0.3r_{k,I} \Rightarrow 0.8 \leq 0.3 \cdot 3.16 \Leftrightarrow 0.80 < 0.94 \Rightarrow \text{το κριτήριο ικανοποιείται.}$$

$$r_{k,I} \geq \ell_{s,K.E.S.} \Rightarrow 3.16 \geq 5.94 \Rightarrow \text{το κριτήριο δεν ικανοποιείται.}$$

Διεύθυνση II-II:

$$e_{0,II} \leq 0.3 \cdot r_{k,II} \Rightarrow 0.5 \leq 0.3 \cdot 2.05 \Rightarrow 0.5 \leq 0.62 \Rightarrow \text{το κριτήριο ικανοποιείται.}$$

$$r_{k,II} \geq \ell_{s,K.E.S.} \Rightarrow 2.05 \geq 5.94 \Rightarrow \text{το κριτήριο δεν ικανοποιείται.}$$

Άρα εφόσον δεν ικανοποιείται μία συνθήκη, το κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.

Παρατήρηση 1

Αντίστοιχα με τις ακτίνες δυστροπιάς ως προς το κέντρο ελαστικής στροφής, $\Gamma_{k,I}$, $\Gamma_{k,II}$, υπολογίζονται οι ακτίνες δυστροπιάς ως προς το κέντρο μάζας, $\Gamma_{m,x}$, $\Gamma_{m,y}$:

$$r_{m,x} = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}$$

$$r_{m,y} = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}}$$

Όπου K_x , K_y και K_θ είναι η δυσκαμψία του κτιρίου ως προς το κέντρο μάζας. Η σχέση που συνδέει τη δυσκαμψία από το ένα σύστημα στο άλλο είναι οι σχέσεις μετασχηματισμού δυο συστημάτων σε μετακίνηση και στροφή. Στην απλή περίπτωση της άσκησης είναι:

$$K_x = K_I$$

$$K_y = K_{II}$$

$$K_{\theta} = K_{III} + e_{0x}^2 K_{II} + e_{0y}^2 K_I$$

Οι ακτίνες δυστροπείας ως προς το κέντρο ελαστικής στροφής, $r_{k,I}$, $r_{k,II}$, συνδέονται με τις ακτίνες δυστροπείας ως προς το κέντρο μάζας, $r_{m,x}$, $r_{m,y}$, ως εξής:

$$r_{m,x}^2 = r_{k,I}^2 + e_{0,x}^2$$

$$r_{m,y}^2 = r_{k,II}^2 + e_{0,y}^2$$

Τα κριτήρια για να υπάρχει κανονικότητα σε κάτοψη ($e_0 < 0.3r$ και $r > \ell_s$), μπορούν να ελεγχθούν και ως προς το κέντρο μάζας.

Τυχηματικές εκκεντρότητες:

Η τυχηματική εκκεντρότητα είναι το 5% του μήκους της κατασκευής στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Για τις δυο διευθύνσεις, x, y έχουμε:

$$e_{ax} = 0.05 \ell_x = 0.05 * 15 = 0.75m$$

$$e_{ay} = 0.05 \ell_y = 0.05 * 9 = 0.45m$$

ΑΣΚΗΣΗ 11^η:

Να εξεταστεί αν για το κτίριο του προηγούμενου παραδείγματος μπορεί να χρησιμοποιηθούν για τη γραμμική ελαστική ανάλυση δύο ανεξάρτητα πλαίσια στις δύο διευθύνσεις ή θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί χωρικό προσομοίωμα.

Τι γίνεται με τις στρεπτικές επιδράσεις για κάθε περίπτωση προσομοίωσης με επίπεδα ανεξάρτητα πλαίσια ή με χωρικό πλαίσιο;

ΛΥΣΗ

- Η γραμμική ελαστική ανάλυση μπορεί να εκτελεσθεί σε δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, εφόσον ικανοποιούνται τα κριτήρια για την κανονικότητα σε κάτοψη. Επομένως, αφού δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια κανονικότητας (βλέπε προηγούμενη άσκηση) δεν μπορεί να γίνει ανάλυση με δυο επίπεδα πλαίσια.
- Ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, η γραμμική-ελαστική ανάλυση μπορεί να εκτελεσθεί με δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, ακόμα κι αν δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια για την κανονικότητα σε κάτοψη, εφόσον ικανοποιούνται όλες οι ακόλουθες ειδικές συνθήκες κανονικότητας :
 - α) Τόσο η περιμετρική επένδυση όσο και οι διαχωριστικοί τοίχοι του κτιρίου είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα και σχετικά δύσκαμπτα.
 - β) Το ύψος του κτιρίου δεν υπερβαίνει τα 10 m.
 - γ) Η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους είναι μεγάλη σε σύγκριση με την μεταφορική δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε να μπορεί να υποτεθεί άκαμπτη διαφραγματική δράση.
 - δ) Τα κέντρα οριζόντιας δυσκαμψίας και μάζας βρίσκονται στην ίδια κατακόρυφη γραμμή και ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες, στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης:

$$r_{k,x}^2 > \ell_s^2 + e_{0x}^2$$

$$r_{k,y}^2 > \ell_s^2 + e_{0y}^2$$

Επειδή κέντρα οριζόντιας δυσκαμψίας και μάζας δεν βρίσκονται στην ίδια κατακόρυφη γραμμή δεν ικανοποιείται η συνθήκη δ και επομένως ο φορέας δεν μπορεί να αναλυθεί σε ανεξάρτητα επίπεδα στις δύο διευθύνσεις και θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί χωρικό μοντέλο.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1^η:

Αν δεν ισχύει η προηγούμενη συνθήκη, (δ), και ισχύουν οι υπόλοιπες συνθήκες δηλαδή:

- α) Περιμετρικοί τοίχοι και εσωτερικά ομοιόμορφα κατανεμημένοι και δύσκαμπτοι.
- β) Το ύψος του κτιρίου δεν υπερβαίνει τα 10m.

γ) Υπάρχει διαφραγματική δράση στο επίπεδο των πλακών.

Μπορεί να γίνει γραμμική ελαστική ανάλυση σε ανεξάρτητα πλαίσια στις δύο διευθύνσεις αλλά όλα τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις πρέπει να πολλαπλασιαστούν με 1.25.

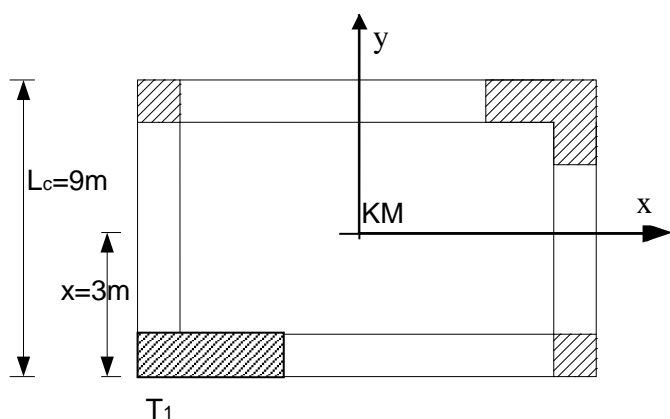
Στρεπτικές επιδράσεις για προσομοίωση με επίπεδα ανεξάρτητα πλαίσια.

Οι στρεπτικές επιδράσεις για την περίπτωση προσομοίωσης με επίπεδα ανεξάρτητα πλαίσια λαμβάνεται υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις των πλαισίων που προέρχονται από εφαρμογή είτε της δυναμικής φασματικής μεθόδου είτε της απλοποιημένης φασματικής ανάλυσης με ένα συντελεστή δ . Αυτός ο συντελεστής δ υπολογίζεται ως εξής :

$$\delta = 1 + 1.2 \frac{x}{L_c}$$

x : Απόσταση του στοιχείου από το Κ.Μ. κάθετη στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης

L_c : Απόσταση μεταξύ των ακραίων τοίχων κάθετα στη διεύθυνση σεισμικής δράσης, π.χ. για το τοίχωμα T_1 και διεύθυνση σεισμού κατά τον άξονα x :



$$\delta = 1 + 1.2 \frac{3}{9} \Rightarrow \delta = 1.40$$

Άρα τα εντατικά μεγέθη του τοιχίου T_1 θα αυξηθούν κατά 40%, δηλαδή θα πολλαπλασιαστούν με ένα συντελεστή $\delta = 1.4$.

Σχήμα 6.23 Κάτοψη μη κανονικού κτιρίου και υπολογισμός αυξητικού συντελεστή για το στοιχείο T_1 .

Γενικά η προσομοίωση των κατασκευών με επίπεδα πλαίσια (ακόμα και αν τηρούνται οι προϋποθέσεις του EC8) καλό είναι να αποφεύγεται.

Στρεπτικές επιδράσεις για χωρικό προσομοίωμα.

Οι στρεπτικές επιδράσεις όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα για την ανάλυση, μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών M_{ai} περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου i :

$$M_{a,i} = e_{a,i} * F_i$$

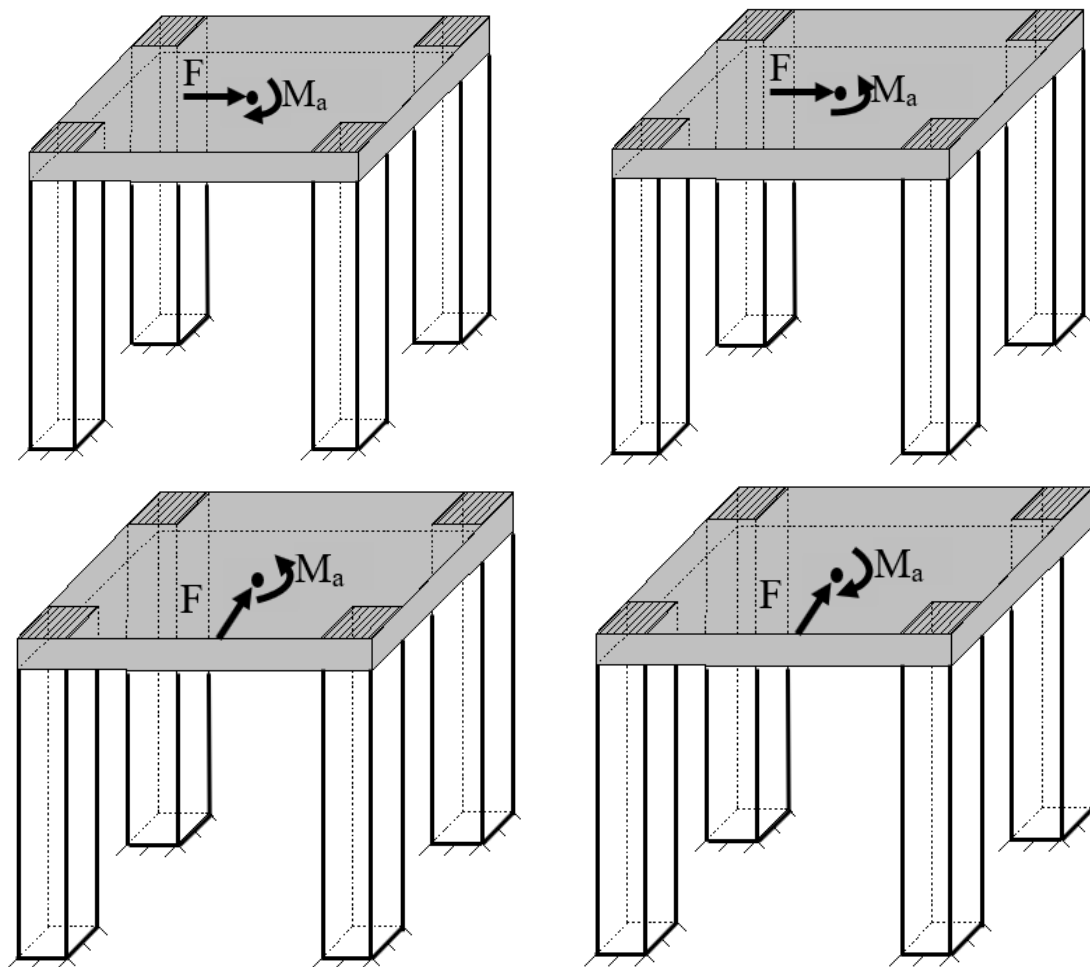
όπου:

M_{ai} : Η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο i περί τον κατακόρυφο άξονά του.

e_{ai} : Η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου, i , στην αντίστοιχη απαιτούμενη διεύθυνση, (τέσσερις θέσης εκατέρωθεν του κέντρου μάζας).

F_i : Το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο i , σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της e_{ai} .

Δηλαδή το κτήριο θα επιλυθεί με τις παρακάτω δυνάμεις και ροπές:



Σχήμα 6.24 Φορτίσεις για να ληφθεί υπόψη η τυχηματική στρεπτική επίδραση στο χωρικό μοντέλο. (Είναι επιπλέον άλλες τέσσερις φορτίσεις με αντίθετη φορά της δύναμης F από αυτή που φαίνεται στο σχήμα).

Εάν στο χωρικό μοντέλο η οριζόντια δυσκαμψία και η μάζα έχουν συμμετρική κατανομή σε κάτοψη και εφόσον η τυχηματική εκκεντρότητα e_{ai} δεν λαμβάνεται υπόψη, οι στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να ληφθούν υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις των επιμέρους φερόντων στοιχείων, που προέρχονται από εφαρμογή είτε της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος είτε της ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης επί τον συντελεστή δ :

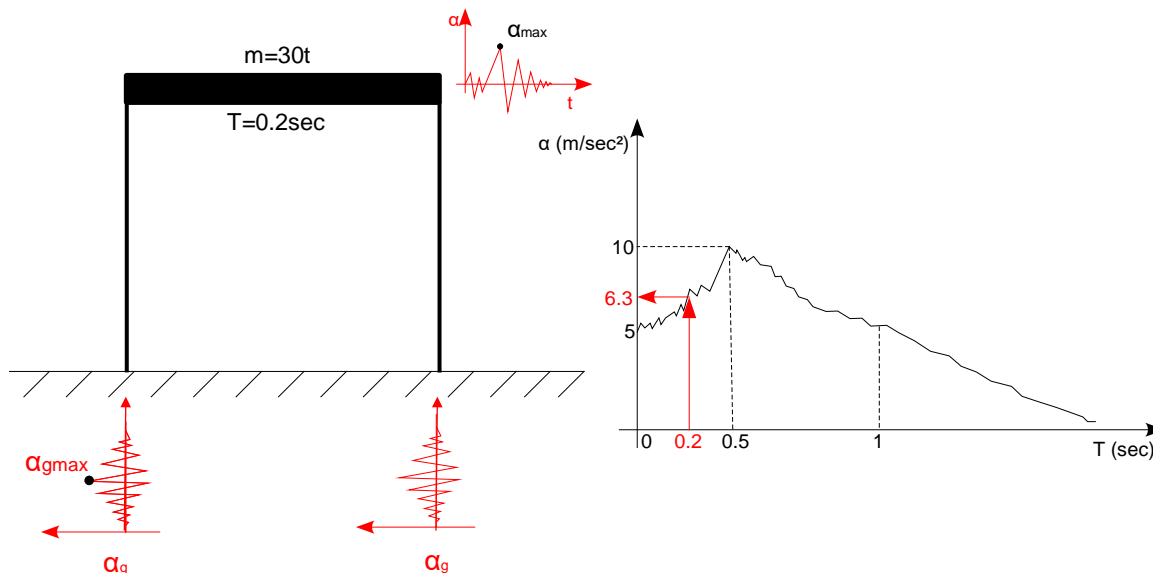
$$\delta = 1 + 0.6 \frac{x}{L_c}$$

ΑΣΚΗΣΗ 12^η :

Ένα κτίριο έχει περίοδο 0.2sec και συντελεστή απόσβεσης 5%. Ένας σεισμός διεγείρει το κτίριο και η πλάκα του κτιρίου αρχίζει να κινείται ελαστικά. Αν το ελαστικό φάσμα απόκρισης του συγκεκριμένου σεισμού, για απόσβεση 5%, είναι αυτό που φαίνεται στο σχήμα 6.25.

α) Ποια είναι η μέγιστη επιτάχυνση στη βάση, a_{gmax} , και στη κορυφή του κτιρίου, a_{max} ;

β) Ποια είναι η μέγιστη δύναμη λόγω σεισμού που θα καταπονήσει το κτίριο;



Σχήμα 6.25 Ελαστικό φάσμα απόκρισης κτιρίου.

ΛΥΣΗ:

α) Από το φάσμα απόκρισης διαβάζουμε γραφικά για :

$$\text{Για } T = 0 \Rightarrow a = a_{gmax} = 5\text{m/sec}^2$$

$$\text{Για } T = 0.2 \Rightarrow a = 6.3\text{m/sec}^2$$

Επομένως η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση είναι ίση με 5m/sec^2 ή $0.5g$

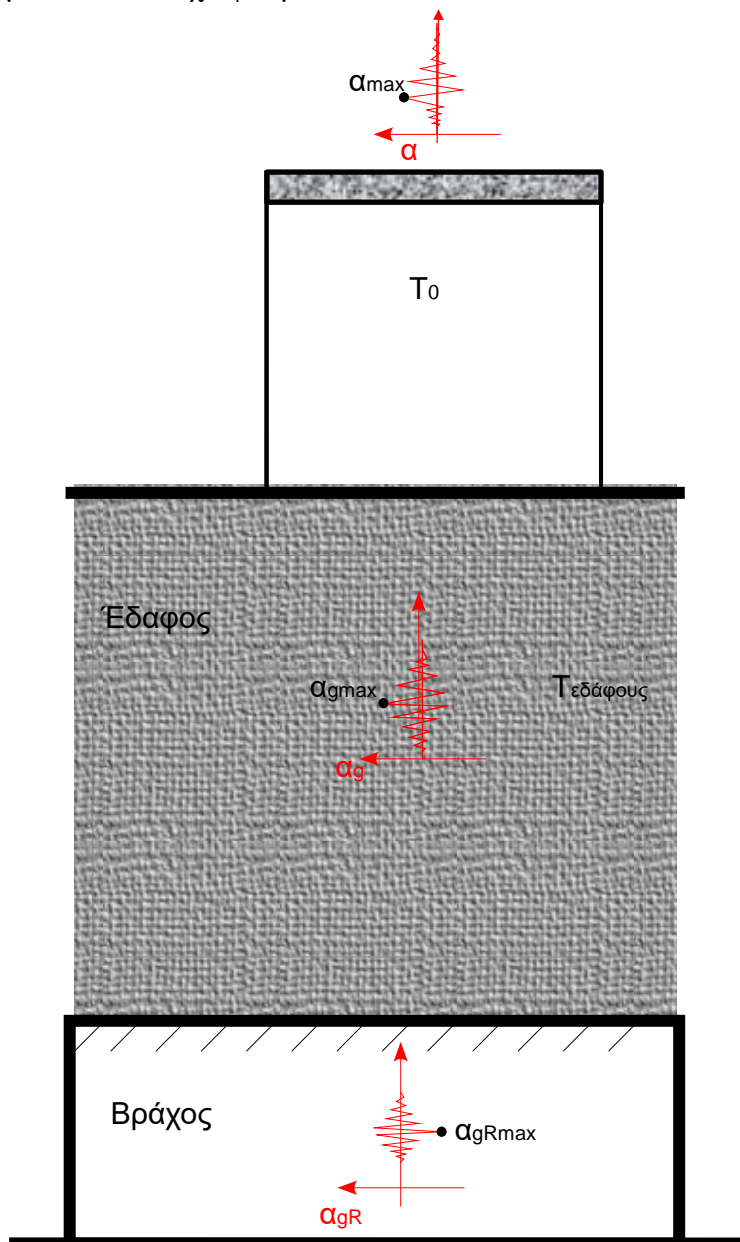
Η πλάκα θα επιταχυνθεί με μέγιστη επιτάχυνση ίση με 6.35m/sec^2 ή $0.63g$

β) Η μέγιστη δύναμη που θα καταπονήσει το κτίριο θα είναι :

$$F_{\text{σεισμού}} = \alpha * M = 6.3(\text{m/sec}^2) * 30t = 189\text{kN}$$

ΑΣΚΗΣΗ 13^η:

Στο σχήμα 6.27 φαίνονται οι καταγραφές στο βράχο, στην επιφάνεια του εδάφους και στην οροφή της κατασκευής με τα αντίστοιχα ελαστικά τους φάσματα για απόσβεση 2%. Αν θεωρήσουμε ότι το έδαφος και η κατασκευή έχουν ίδια απόσβεση 2%, πως συνδέονται οι μέγιστες τιμές των διεγέρσεων στο βράχο, στην επιφάνεια του εδάφους και της απόκρισης της κατασκευής με τα αντίστοιχα φάσματα.

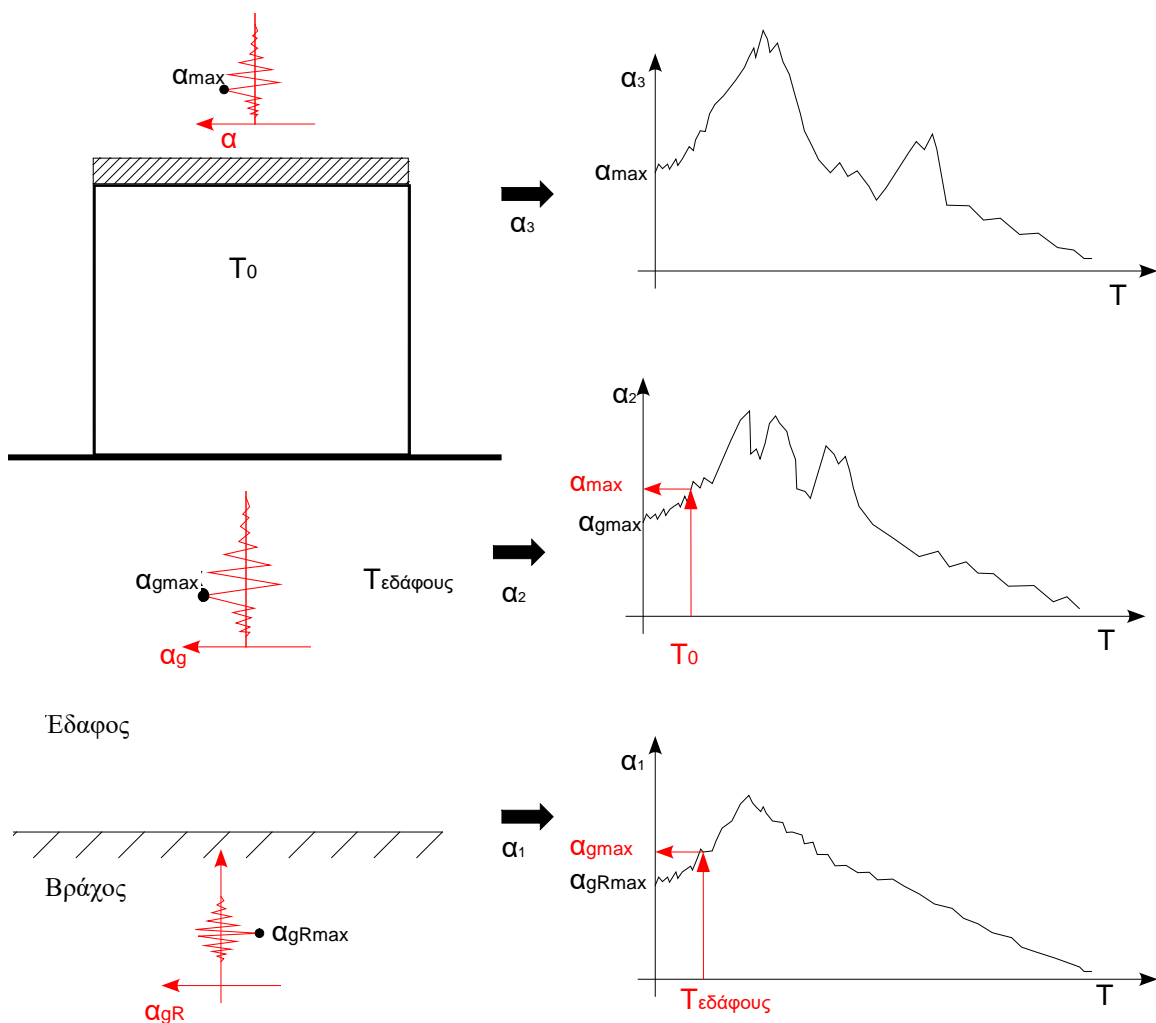


Σχήμα 6.26 Καταγραφές στο βράχο, στην επιφάνεια του εδάφους και στην κορυφή του κτιρίου.

ΛΥΣΗ

Όπως φαίνεται από το παρακάτω σχήμα 6.27, η μέγιστη καταγραφή στο βράχο α_{gRmax} φαίνεται στο φάσμα απόκρισης του σεισμού της καταγραφής από το βράχο (φάσμα α_1) για $T=0$. Η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους φαίνεται και από το φάσμα α_2 για $T=0$, αλλά

φαίνεται και από το φάσμα α_1 για $T=T_{\text{εδάφους}}$. Η μέγιστη επιτάχυνση της κατασκευής α_{max} φαίνεται είτε από το φάσμα α_3 για $T=0$ είτε από το φάσμα α_2 για $T=T_0$.



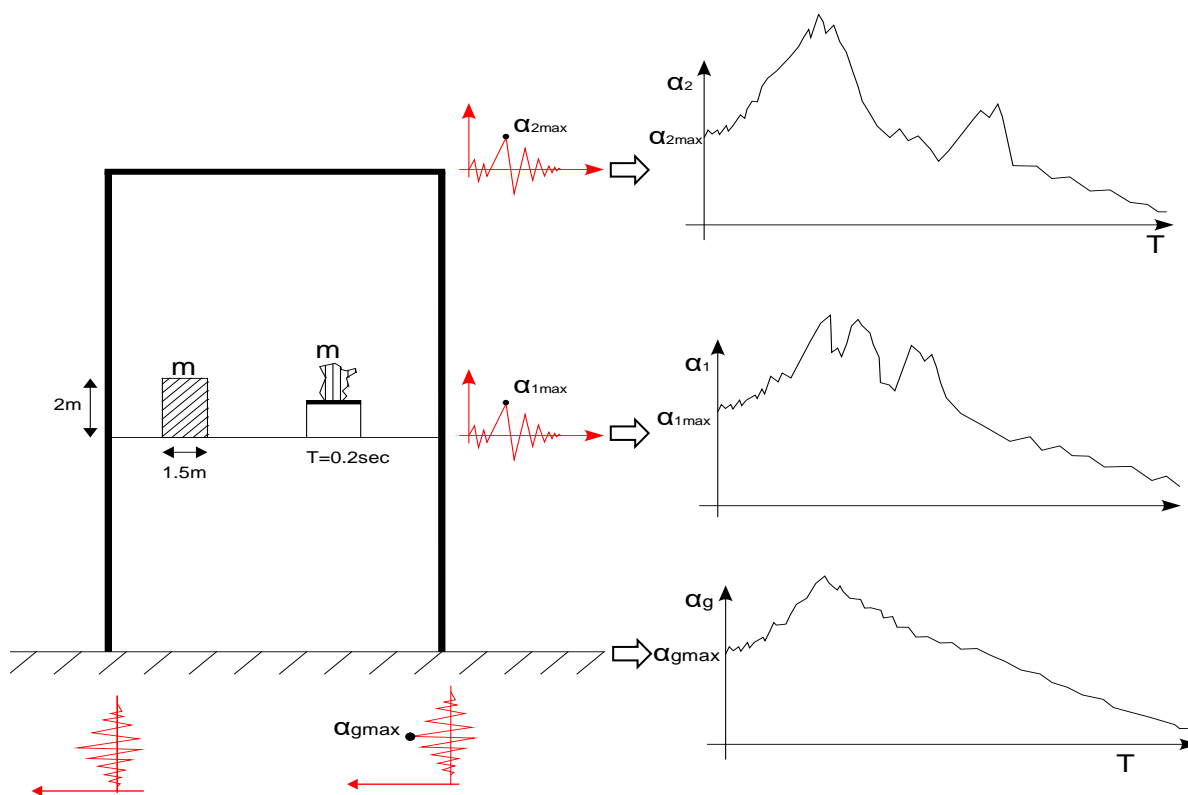
Σχήμα 6.27 Καταγραφές στο βράχο, στην επιφάνεια του εδάφους και στην κορυφή του κτιρίου και τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης.

ΑΣΚΗΣΗ 14^η :

Σε ένα μουσείο στον 1^ο όροφο εδράζεται μια πλάκα από μάρμαρο και δίπλα ένα έκθεμα με το ίδιο βάρος με την πλάκα, αγκυρωμένο σε ένα τραπέζι και το τραπέζι αγκυρωμένο στην πλάκα του ορόφου. Το μουσείο έχει σύστημα ενόργανης παρακολούθησης και κατέγραψε σε κάθε όροφο τη χρονοϊστορία των επιταχύνσεων και υπολογιστήκαν τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης. Με δεδομένα ότι το κτίριο και το τραπέζι συμπεριφέρθηκαν ελαστικά κατά τη διάρκεια του σεισμού και το μάρμαρο δεν γλίστρησε:

α) Ποια είναι η επιτάχυνση που δέχτηκε το μάρμαρο και το έκθεμα αντίστοιχα;

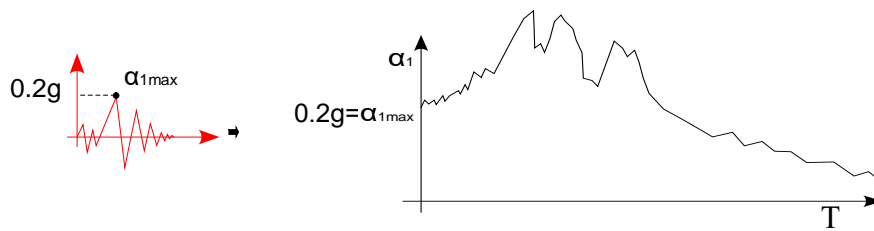
β) Αν ο συντελεστής τριβής μαρμάρου και δαπέδου είναι $n=0.3$. Πόση επιτάχυνση έπρεπε να δεχτεί το μάρμαρο για να ολισθήσει και πόση πρέπει για να ανατραπεί; Αν μετά από ένα σεισμό το μάρμαρο είναι πεσμένο τι συμπέρασμα εξάγεται;



Σχήμα 6. 28 Καταγραφή στην βάση , στον 1^ο όροφο και στον 2^ο όροφο και το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης.

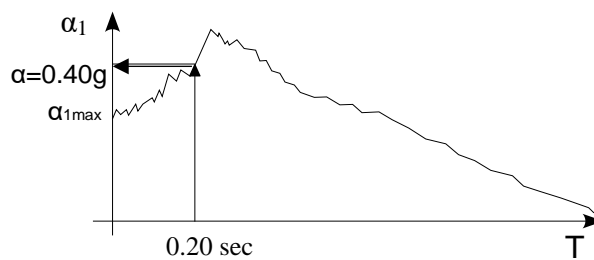
ΛΥΣΗ

α) Το μάρμαρο δέχτηκε τη μέγιστη επιτάχυνση του πρώτου ορόφου α_{1max} την οποία είτε την διαβάζουμε από την καταγραφή, είτε από το φάσμα απόκρισης για $T=0$, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα 6.29.



Σχήμα 6.29 Καταγραφή της απόκρισης του 1^{ου} ορόφου και το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης.

Το έκθεμα δέχεται επιτάχυνση η οποία προκύπτει από το φάσμα απόκρισης του 1^{ου} ορόφου για $T=0.2\text{sec}$. Από αυτό το φάσμα απόκρισης φαίνεται ότι $a=0.40g$.



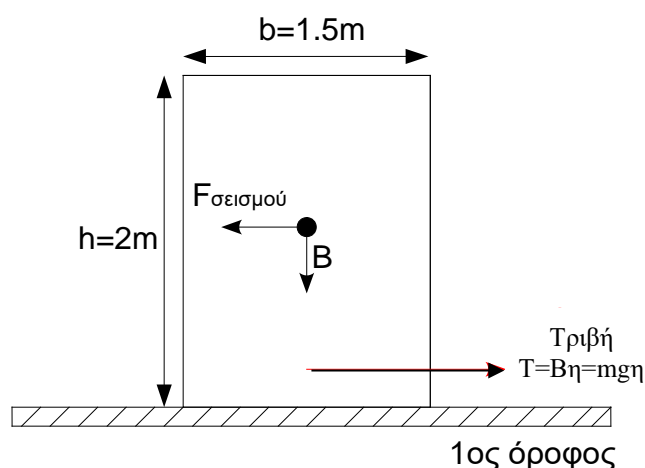
Σχήμα 6.30 Φάσμα απόκρισης του 1^{ου} ορόφου από το οποίο υπολογίζεται η επιτάχυνση του εκθέματος.

β) Για να ολισθήσει το μάρμαρο πρέπει:

$$F_{\text{σεισμού}} = T, \quad \text{όμως } F_{\text{σεισμού}} = ma, \quad \text{και } T = B\eta = mg\eta$$

$$\text{Από τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει: } \Rightarrow ma = mg\eta \Rightarrow a = g\eta \Leftrightarrow a = 0.3g$$

Άρα αν έρθει ένας σεισμός και στον πρώτο όροφο προκαλέσει επιτάχυνση $a=0.3g$ τότε η μαρμαρένια πλάκα θα ολισθήσει. Στην περίπτωση της άσκησης η επιτάχυνση ήταν $0.2g$ άρα το μάρμαρο δεν γλίστρησε από το συγκεκριμένο σεισμό.



Σχήμα 6.31 Δυνάμεις που αναπτύσσονται στη μαρμάρινη πλάκα του 1^{ου} ορόφου.

Για να ανατραπεί θα πρέπει :

$$\text{Η ροπή ανατροπής } \geq \text{ροπή ευστάθειας}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Ροπή ανατροπής} &= F'_{\text{σεισμού}} * \frac{h}{2} = ma \frac{h}{2} \\ \text{Ροπή ευστάθειας} &= B * \frac{b}{2} = mg \frac{b}{2} \end{aligned} \right\} ma \frac{h}{2} = mg \frac{b}{2} \Leftrightarrow a' = \frac{b}{h} g \Leftrightarrow a' = \frac{1.5}{2} g \Rightarrow a' = 0.75g$$

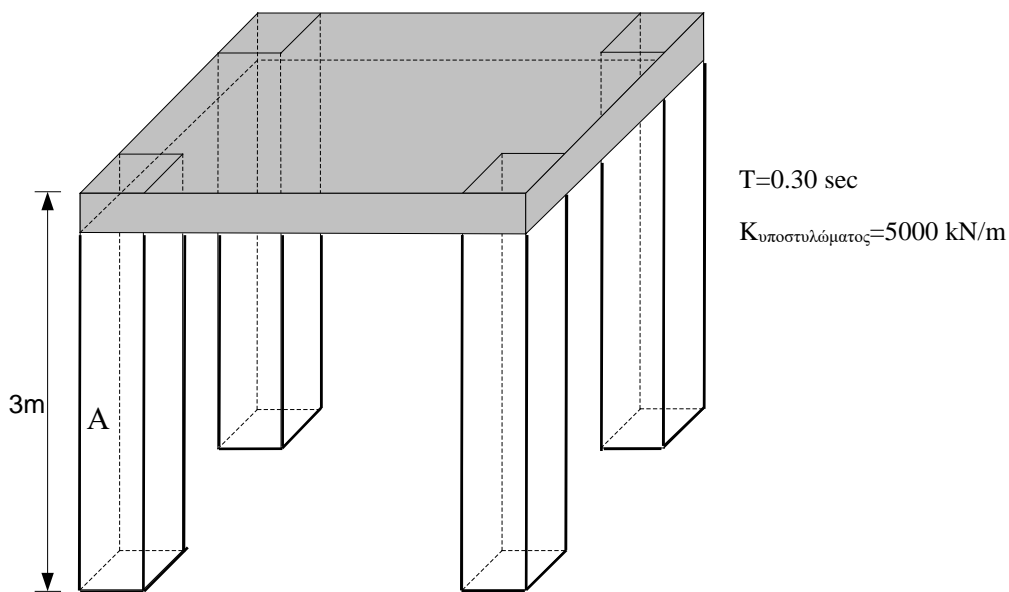
Άρα για να ανατραπεί πρέπει να γίνει σεισμός που να προκαλέσει επιτάχυνση στον πρώτο όροφο $0.75g$.

Αν μετά από ένα σεισμό το μάρμαρο είναι πεσμένο κάτω, σημαίνει ότι ο σεισμός προκάλεσε επιτάχυνση στον 1^ο όροφο μεγαλύτερη ή ίση με $0.75g$. Δεν μπορεί να υπολογιστεί ακριβώς η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης του σεισμού αλλά μόνο το κατώτατο όριο του το οποίο είναι $0.75g$.

ΑΣΚΗΣΗ 15^η:

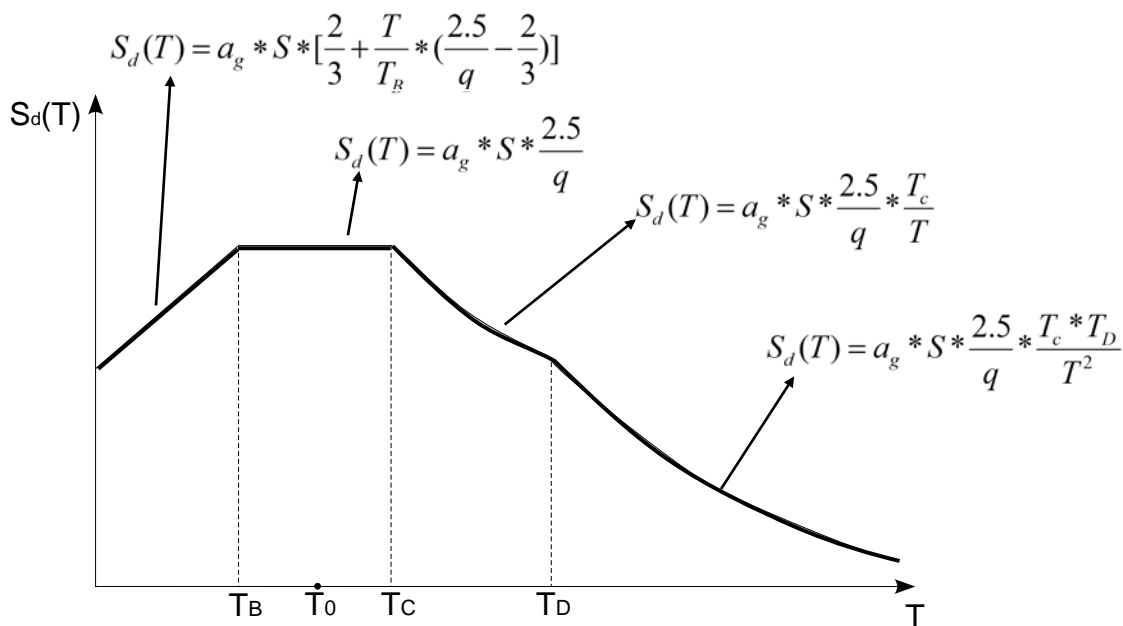
Το κτίριο του σχήματος θεμελιώνεται σε έδαφος Β, η περιοχή ανήκει σε ζώνη σεισμικότητας, Z₂, το κτίριο είναι σπουδαιότητας, Π και ο συντελεστής συμπεριφοράς q=4. Να βρεθεί :

- α) Η επιτάχυνση σχεδιασμού και μετακίνηση στην κορυφή του.
- β) Η σεισμική δύναμη σχεδιασμού, η τέμνουσα και η ροπή στη βάση του υποστυλώματος Α.



Σχήμα 6.32 Μονόροφο κτίριο.

ΛΥΣΗ



Σχήμα 6.33 Φάσμα σχεδιασμού.

α) Για την επιλογή της κατάλληλης περιοχής του φάσματος:

$$\text{Έδαφος B} \quad \Rightarrow \quad T_B = 0.15, \quad T_C = 0.5, \quad T_D = 2.5, \quad S = 1.20$$

$$\text{Επειδή } T_B = 0.15 < T_0 = 0.3 < T_C = 0.5 \quad \Rightarrow \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q}$$

όπου οι παράμετροι είναι:

$$a_g = \gamma_1 \alpha_{gR}$$

$$\text{Σεισμικότητα II} \Rightarrow \alpha_{gR} = 0.24g \quad (\text{Ζώνη } Z_2)$$

$$\gamma_1 = 1 \quad (\text{Σπουδαιότητα II})$$

$$S = 1.20, \quad (\text{Έδαφος B})$$

$$q = 4$$

$$\text{Άρα:} \quad S_d(T) = 1 * 0.24g * 1.20 * \frac{2.5}{4} \Leftrightarrow S_d(T) = 0.18g$$

Η επιτάχυνση σχεδιασμού είναι $S_d = 0.18g = 1.8 \text{m/sec}^2$

Η μετακίνηση d_u του κτιρίου θα είναι :

$$\left. \begin{array}{l} d_u = \frac{S_d(T)}{\omega_0^2} q \\ \omega_0 = \frac{2\pi}{T_0} \end{array} \right\} \quad d_u = \frac{S_d(T)}{\left(\frac{2\pi}{T_0}\right)^2} q \Leftrightarrow d_u = S_d(T) \frac{T_0^2}{4\pi^2} q \Leftrightarrow d_u = 0.18 * g * \frac{(0.3)^2}{4 * (3.14)^2} * 4 \Leftrightarrow d_u = 16.40 \text{mm}$$

Άλλος τρόπος εύρεσης της μετακίνησης :

Η μετακίνηση διαρροής d_y είναι :

$$d_y = \frac{F_{\text{σεισμού}}}{K} \Rightarrow d_y = \frac{m * S_d(T)}{K}$$

$$d_u = q * d_y$$

β) Η σεισμική δύναμη :

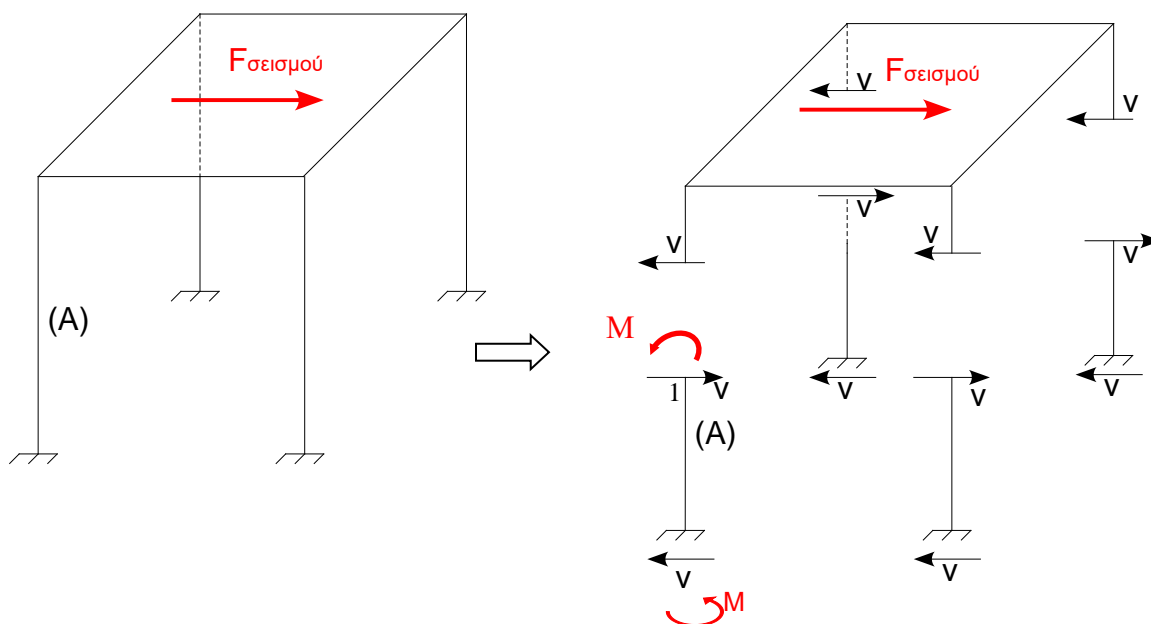
$$F_{\text{σεισμού}} = m * S_d$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \Leftrightarrow m = \frac{T^2}{4\pi^2} K_{\text{κτιρίου}}$$

$$K_{\text{κτιρίου}} = 4 * 5000 = 20000 \text{KN} / \text{m}$$

$$m = \frac{(0.3)^2}{4 * \pi^2} * 20000 \Rightarrow m = 45.6t$$

$$F_{\text{σεισμού}} = 45.6t * 1.8m / \text{sec}^2 \Leftrightarrow F_{\text{σεισμού}} = 82kN$$



Σχήμα 6.34 Η δύναμη του σεισμού στο κέντρο μάζας της πλάκας, οι τέμνουσες και ροπές που αναπτύσσονται στο υποστύλωμα Α.

Εφόσον όλα τα υποστυλώματα είναι ίδια θα αναπτυχθεί ίδια τέμνουσα δύναμη V .

Από ισορροπία της πλάκας :

$$4V = F_{\text{σεισμού}} \Leftrightarrow V = \frac{F_{\text{σεισμού}}}{4} = \frac{82}{4} = 20.5kN$$

Από ισορροπία ροπών στο υποστύλωμα Α :

$$\Sigma M_1 = 0 \Leftrightarrow Vh - M - M = 0 \Leftrightarrow M = \frac{V * h}{2} = \frac{20.5 * 3}{2} = 30.75kNm$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1^η:

Αν τα υποστυλώματα ήταν διαφορετικά, (είχαν διαφορετικές διαστάσεις διατομών), τότε η τέμνουσα σε κάθε υποστυλώματα θα κατανεμηθεί ανάλογα με την δυσκαμψία του υποστυλώματος ως εξής:

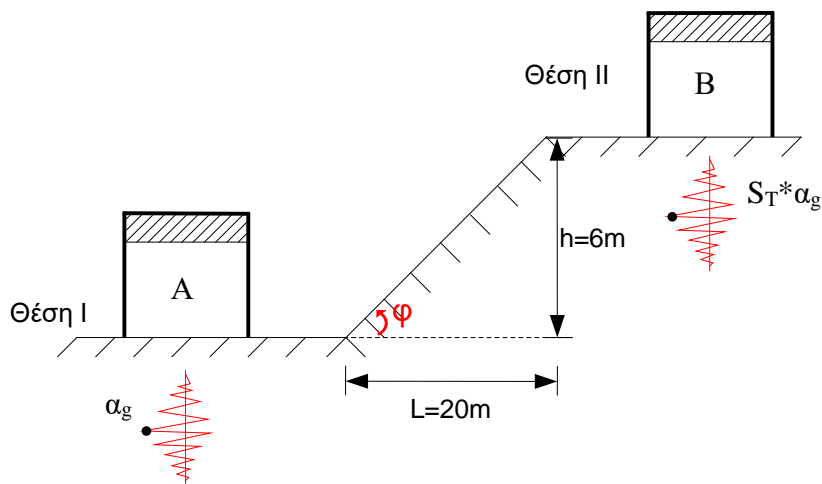
$$V_A = \frac{K_A}{K_{\text{ολικό}}} * F_{\text{σεισμού}}, \quad V_B = \frac{K_B}{K_{\text{ολικό}}} * F_{\text{σεισμού}}$$

$$K_{\text{ολικό}} = K_A + K_B + K_{\Gamma} + K_{\Delta}$$

όπου K_A , K_B , K_{Γ} και K_{Δ} είναι η δυσκαμψία από τα τέσσερα υποστυλώματα.

ΑΣΚΗΣΗ 16^η:

Αν δύο ίδιες κατασκευές A και B με τα ίδια δεδομένα της προηγούμενης άσκησης κατασκευάζονταν η μία στον πόδα και η άλλη στη κορυφή ενός πρανού, ποια θα δεχόταν μεγαλύτερη επιτάχυνση και επομένως μεγαλύτερη δύναμη για τον ίδιο σεισμό σχεδιασμού;



Σχήμα 6.35 Επίδραση της τοπογραφίας στην επιτάχυνση σχεδιασμού.

ΛΥΣΗ

Η κλίση του πρανού, i , θα είναι:

$$i = \tan \varphi = \frac{h}{\ell} = \frac{6}{20} = 0.3 \Leftrightarrow \varphi \approx 17^\circ$$

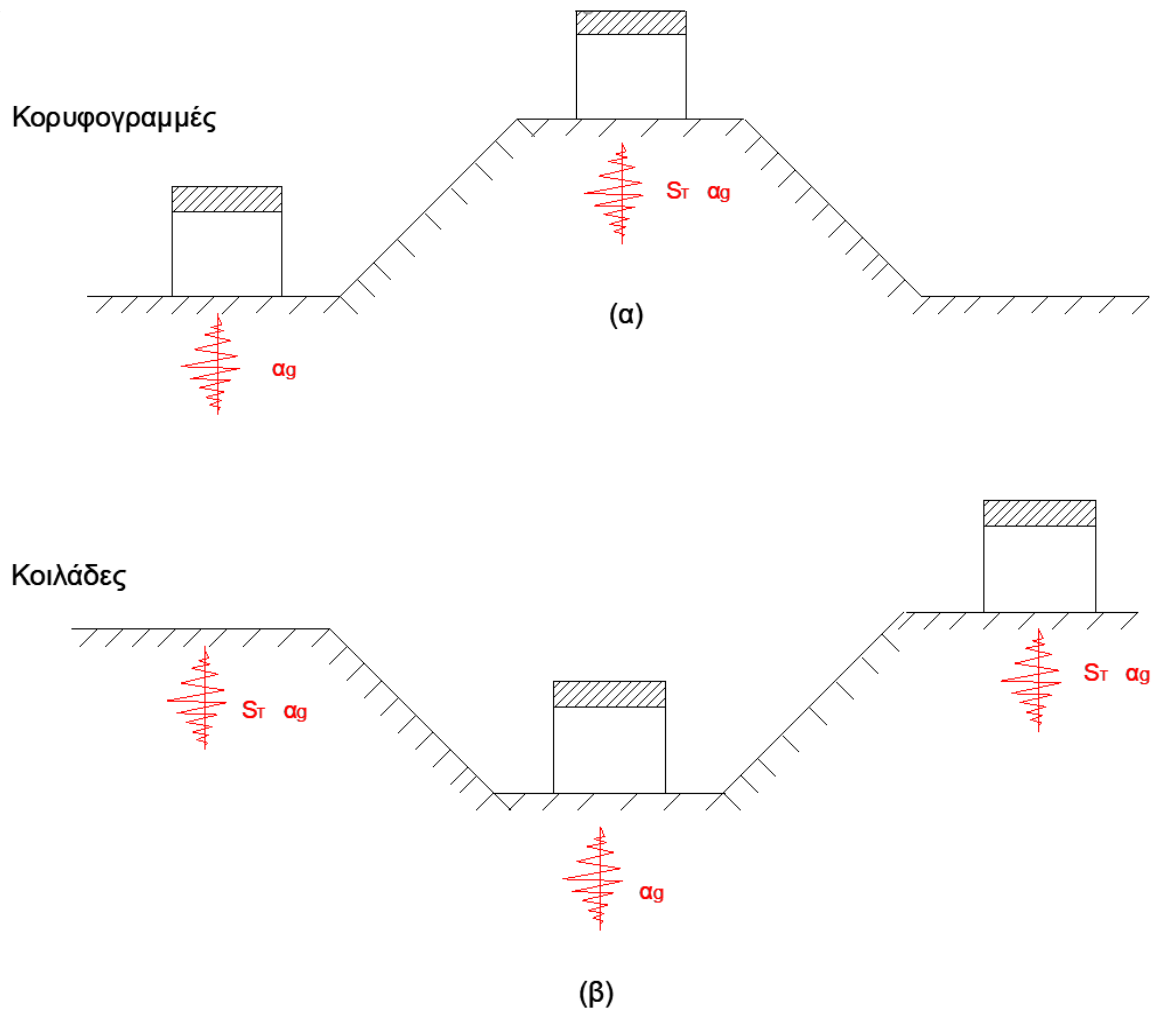
Για κλίση $\varphi > 15^\circ \Rightarrow$ Συντελεστής μεγέθυνσης λόγω τοπογραφικής ενίσχυσης, $S_T \geq 1.20$. θεωρούμε $S_T = 1.20$

Άρα η επιτάχυνση της κατασκευής στους πρόποδες του πρανού (Θέση I) είναι $S_d = 0.18g$, ενώ στην κορυφή (Θέση II) είναι:

$$S'_d = S_T \cdot S_d \Leftrightarrow S' = 1.2 \cdot 0.18g \Rightarrow S' = 0.22g$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1^η

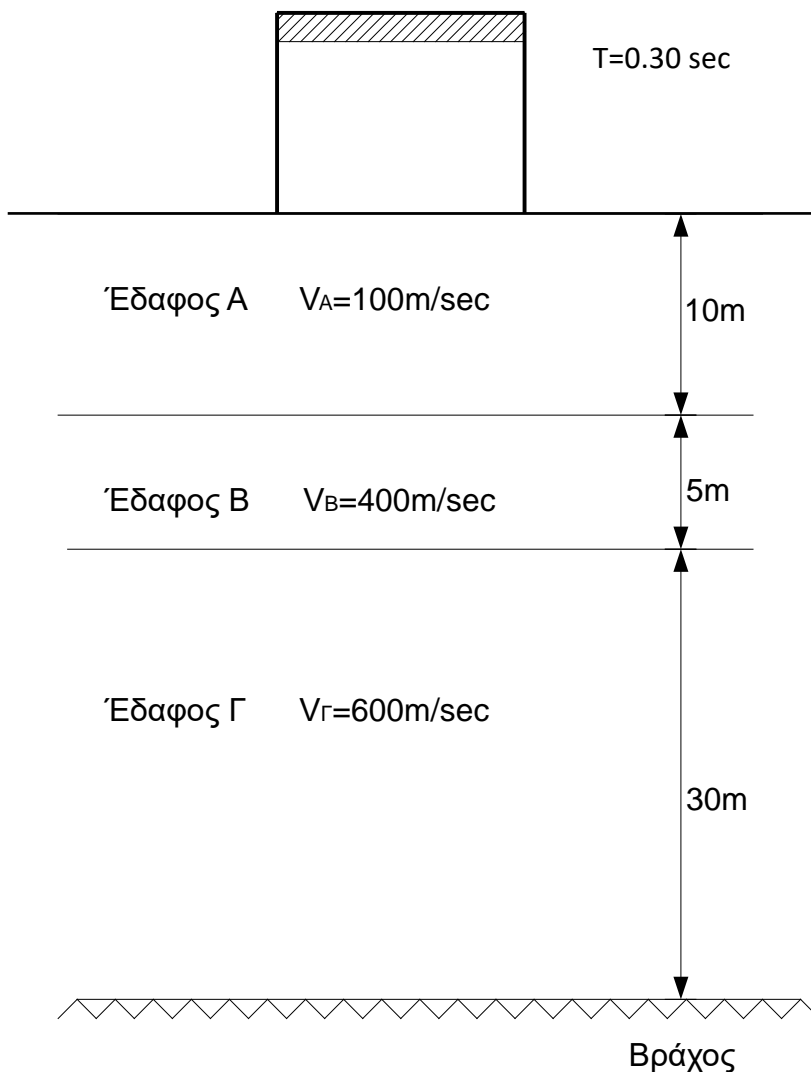
Παρόμοια φαινόμενα αύξησης της εδαφικής κίνησης λόγω τοπογραφίας έχουμε και στις παρακάτω περιπτώσεις.



Σχήμα 6.36 Παραδείγματα αύξησης εδαφικής κίνησης λόγω τοπογραφίας.

ΑΣΚΗΣΗ 17^η:

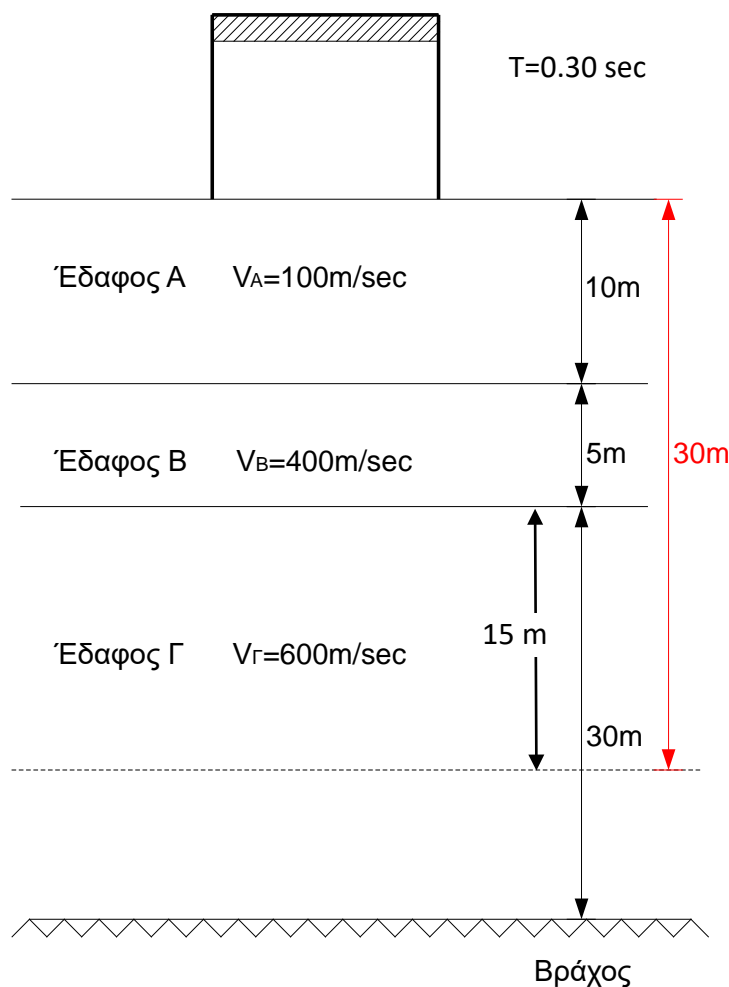
Εάν η κατασκευή με τα χαρακτηριστικά της άσκησης 15 ήταν θεμελιωμένη πάνω σε έδαφος όπου μετά από γεωτεχνική μελέτη προέκυψε εδαφικό προφίλ αυτό που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 6.37. Ποια η επιτάχυνση και δύναμη σχεδιασμού για την κατασκευή;



Σχήμα 6.37 Εδαφικό προφίλ της κατασκευής.

ΛΥΣΗ

Αρχικά θα προσδιοριστεί η κατηγορία του εδάφους. Για να γίνει αυτό θα πρέπει να υπολογιστεί η ταχύτητα V_{s30} , (μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στα πρώτα 30 μέτρα).



Σχήμα 6.38 Εδαφικό προφίλ της κατασκευής για τα πρώτα 30m.

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_i}} \Rightarrow V_{s,30} = \frac{30}{\frac{10}{100} + \frac{5}{400} + \frac{15}{600}} \Rightarrow V_{s,30} \approx 220 \text{ m/sec}$$

Από πίνακα 3.1 του EC8 όταν η ταχύτητα $V_{s,30}$ είναι μεταξύ των ορίων:

$$180 \text{ m/sec} < V_{s,30} < 360 \text{ m/sec}$$

τότε το έδαφος είναι κατηγορίας, C, με παραμέτρους:

$$T_B = 0.20, \quad T_C = 0.60, \quad T_D = 2.5, \quad S = 1.15$$

και επειδή $T_B < T < T_C$

$$S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \Leftrightarrow S_d(T) = 1 * 0.24g * 1.15 * \frac{2.5}{4} \Rightarrow S_d(T) = 0.17g$$

Σε αυτήν την περίπτωση βρίσκεται μικρότερη επιτάχυνση και ανάλογα μικρότερη δύναμη

$$F_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu\acute{o}\upsilon} = m * S_d(T) = 45.6t * 1.7 \text{ m/sec}^2 \Rightarrow F_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu\acute{o}\upsilon} \approx 78 \text{ kN}$$

Ενώ στην άσκηση, 18, βρέθηκε $F_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu\acute{o}\upsilon} = 82 \text{ kN}$

ΑΣΚΗΣΗ 18^η:

Για τους παρακάτω τύπους κατασκευών να βρεθεί ο συντελεστής συμπεριφοράς, q , για μέση κατηγορία πλαστιμότητας, Κ.Π.Μ.

α) Πλαισιακό σύστημα με κανονικότητα σε όψη και σε κάτοψη.



Σχήμα 6. 39 Πλαισιακό κτίριο με κανονικότητα σε κάτοψη και όψη.

ΛΥΣΗ

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q δίνεται ως εξής :

$$q = K_w * q_0$$

Η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , υπολογίζεται με τη βοήθεια του πίνακα 5.1 του EC8 και τις απαραίτητες διευκρινήσεις οι οποίες φαίνονται παρακάτω με μικρά γράμματα:

Πίνακας 5.1 του EC8: Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , για συστήματα κανονικά σε όψη

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0\alpha_w/\alpha_l$	$4,5\alpha_w/\alpha_l$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_l$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

Για κτίρια μη κανονικά σε όψη, η τιμή του q_0 πρέπει να μειώνεται κατά 20%.

Τα α_l και α_w ορίζονται ως εξής:

α_l είναι η τιμή με την οποίαν πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε για πρώτη φορά η καμπτική επιπόνηση να γίνει ίση με την καμπτική αντοχή σε οποιοδήποτε στοιχείο στον φορέα, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές.

α_w είναι η τιμή με την οποίαν πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού για να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις ώστε να σχηματιστεί πλήρως πλαστικός μηχανισμός, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές. Ο συντελεστής α_w μπορεί να υπολογιστεί από μη γραμμική στατική γενική ανάλυση.

Όταν ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής α_w/α_l δεν έχει υπολογιστεί με ειδικό υπολογισμό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες προσεγγιστικές τιμές α_w/α_l για κτίρια κανονικά σε κάτοψη.

α) Πλαισιωτά συστήματα ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα.

- Μονώροφα κτίρια: $\alpha_w/\alpha_1=1.1$.
- Πολυώροφα δίστυλα πλαισιωτά κτίρια: $\alpha_w/\alpha_1=1.2$.
- Πολυώροφα πολύστυλα πλαισιωτά κτίρια ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα: $\alpha_w/\alpha_1=1.3$.

β) Συστήματα τοιχωμάτων ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα.

- Συστήματα τοιχωμάτων με μόνον δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση: $\alpha_w/\alpha_1=1.0$.
- Άλλα συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων: $\alpha_w/\alpha_1=1.1$.
- Ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα ή συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων: $\alpha_w/\alpha_1=1.2$.

Για κτίρια που δεν είναι κανονικά σε κάτοψη, η προσεγγιστική τιμή του α_w/α_1 που μπορεί να χρησιμοποιηθεί αν δεν γίνει ειδικός υπολογισμός για την αποτίμησή του είναι ίση με την μέση τιμή μεταξύ του 1.0 και της τιμής που δίνεται παραπάνω.

Υψηλότερες τιμές του α_w/α_1 από αυτές που δίνονται παραπάνω μπορούν να χρησιμοποιηθούν εφόσον επιβεβαιώνονται από μη-γραμμική στατική ανάλυση. Η μέγιστη τιμή του α_w/α_1 που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην μελέτη είναι 1.5, ακόμα και όταν η μη-γραμμική στατική ανάλυση οδηγεί σε υψηλότερες τιμές.

Ο συντελεστής k_w που εκφράζει την κυρίαρχη μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα θα λαμβάνεται ως εξής:

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1.00, \text{ για πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά συστήματα τοιχωμάτων} \\ (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1, \text{ αλλά όχι μικρότερη από } 0,5, \text{ για συστήματα τοιχωμάτων,} \\ \text{ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα και στρεπτικά εύστρεπτα} \\ \text{συστήματα} \end{array} \right\}$$

όπου α_0 είναι κυριαρχούσα τιμή του λόγου ύψους των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος. Εάν οι λόγοι ύψους h_{wi}/l_{wi} όλων των τοιχωμάτων, i , του στατικού συστήματος δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές, η κυριαρχούσα τιμή του λόγου ύψους α_0 μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

όπου

h_{wi} είναι το ύψος του τοιχώματος i ; και

l_{wi} είναι το μήκος της διατομής του τοιχώματος i .

Για την περίπτωση της άσκησης:

$K_w=1$, πλαισιακό σύστημα, και

$$q_0 = 3 \frac{a_u}{a_1}, \text{ για πολυώροφα δίστυλα πλαισιακά κτίρια } \frac{a_u}{a_1} = 1.2$$

$$\text{Επομένως: } q_0 = 3 * 1.2 = 3.6$$

Τελικά ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα είναι:

$$q = 1 * 3.6 \Rightarrow q = 3.6$$

β) Πλαισιακό σύστημα κανονικό σε κάτοψη αλλά μη κανονικό σε όψη



Σχήμα 6.40 Πλαισιακό κτίριο με μη κανονικότητα σε όψη και κανονικό σε κάτοψη.

ΛΥΣΗ

$$q = K_w * q_0$$

με $K_w = 1$ Πλαισιακό σύστημα

και q_0 : από πίνακα 5.1, EC8, αλλά με μείωση 20% λόγω μη κανονικότητας σε όψη

$$\left. \begin{aligned} q_0 &= 3 \frac{a_u}{a_1} * (0.8) \Leftrightarrow \\ q_0 &= 2.4 \frac{a_u}{a_1} \\ \frac{a_u}{a_1} &= 1.2 \end{aligned} \right\} q_0 = 2.4 * 1.2 \Rightarrow q_0 = 2.88$$

Επομένως:

$$q = 1 * 2.88 \Leftrightarrow q = 2.88$$

γ) Πλαισιακό σύστημα μη κανονικό σε κάτοψη και κανονικό σε όψη



Σχήμα 6. 41 Πλαισιακό κτίριο με μη κανονική κάτοψη και όψη κανονική.

ΛΥΣΗ

$$q = K_w q_0$$

$K_w=1$ (Πλαισιακό σύστημα)

Από πίνακα 5.1 έχουμε: $q_0 = 3 \frac{a_u}{a_1}$

Για πλαισιακό κτίριο δίστυλο με κανονικότητα σε κάτοψη ο λόγος a_u/a_1 ισούται με την τιμή 1.2.

Για κτίρια με μη κανονικότητα σε κάτοψη ο λόγος a_u/a_1 ισούται με τη μέση τιμή του 1 και της τιμής που δίνεται στον πίνακα 5.1 του EC8 για κανονικά σε κάτοψη κτήρια. δηλαδή :

$$\frac{a_u}{a_1} = \frac{1+1.2}{2} \Leftrightarrow \frac{a_u}{a_1} = 1.1$$

Επομένως:

$$q_0 = 3 * 1.1 = 3.3 \quad \text{και} \quad q = 1 * 3.3 \Rightarrow q = 3.3$$

Σημείωση 1^η:

Εάν το κτίριο είναι μη κανονικό σε κάτοψη επειδή δεν ικανοποιείται η έκφραση $r_x > l_s$ του EC8 τότε σύμφωνα με την πρόταση 5.2.2.1 (6) του EC8 το κτίριο κατατάσσεται και στα στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα. Τότε από τον πίνακα 5.1 για Κ.Π.Μ., η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 θα είναι: $q_0=2$ επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς $q=K_w * q_0=1 * 2=2$.

Ενώ αν είναι μη κανονικό σε κάτοψη αλλά ικανοποιείται η έκφραση $r_x > l_s$ του EC8 αλλά δεν ικανοποιείται κάποιο άλλο κριτήριο κανονικότητας τότε σύμφωνα με τη λύση της περίπτωσης γ ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι $q=3.3$.

Αυτή η αντικρουόμενη συνθήκη θα πρέπει να διεκρινιστεί σε μελλοντική αναθεώρηση του κανονισμού EC8.

δ) Πλαισιακό μη κανονικό σε κάτοψη και μη κανονικό σε όψη



Σχήμα 6.42 Πλαισιακό κτίριο με μη κανονικότητα σε κάτοψη και όψη.

ΛΥΣΗ

$$q = K_w * q_0, \quad K_w = 1 \text{ (πλαισιακό)}$$

Από Πίνακα 5.1 και μείωση 20% λόγω μη κανονικότητας σε όψη:

$$q_0 = 3 \frac{a_u}{a_1} * 0.8 \Rightarrow q_0 = 2.4 \frac{a_u}{a_1}$$

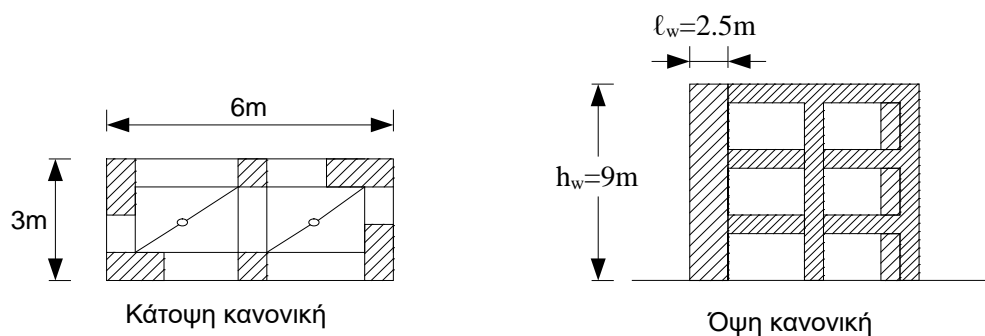
Συμφώνα με την πρόταση 5.2.2.2 (6) του EC8, λόγω μη κανονικότητας σε κάτοψη η τιμή του a_u/a_1 είναι η μέση τιμή μεταξύ του 1 και της τιμής που δίνεται στον EC8 5.2.2.2 P(5a), που για την περίπτωση πολυώροφου διστυλου πλαισιωτού κτιρίου είναι το 1.2, επομένως θα είναι:

$$\frac{a_u}{a_1} = \frac{1+1.2}{2} = 1.1$$

Επομένως:

$$q_0 = 2.4 * 1.1 = 2.64 \quad \text{και τελικά} \quad q = 1 * 2.64 \Leftrightarrow q = 2.64$$

ε) Τοιχωματικό με κανονικότητα σε όψη και σε κάτοψη για μέση κατηγορία πλαστιμότητας Κ.Π.Μ.



Σχήμα 6.43 Τοιχωματικό κτίριο με κανονικότητα σε κάτοψη και όψη.

ΛΥΣΗ

$$q = q_0 * K_w$$

Για την περίπτωση του τοιχωματικού κτιρίου είναι:

$$K_w = \frac{1+a_0}{3} \leq 1$$

όπου a_0 είναι η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως των τοιχωμάτων:

$$a_0 = \frac{\sum h_w}{\sum \ell_w} = \frac{9+9}{2.5+2.5} \Rightarrow a_0 = 3.6$$

Τελικά:

$$K_w = \frac{1+3.6}{3} = 1.53 \quad \text{πρέπει } K_w \leq 1 \quad \Rightarrow \quad K_w = 1$$

Από τον πίνακα 5.1 του EC8:

$$q_0 = 3 \frac{a_u}{a_1} \quad \text{με} \quad \frac{a_u}{a_1} = 1.2 \quad \text{τελικά:}$$

$$q = q_0 * K_w \quad \Leftrightarrow \quad q = 3 * 1.2 * 1 \quad \Leftrightarrow \quad q = 3.6$$

Σημείωση 1 :

Αν το προηγούμενο τοιχωματικό σύστημα ήταν μη κανονικό σε όψη και κανονικό σε κάτοψη τότε $K_w=1$ και $q_0=3.6*0.8$ (μείωση 20% στις τιμές του πίνακα 5.1 λόγω μη κανονικότητας όψης) άρα τελικά $q=2.88$.

Σημείωση 2 :

Αν το προηγούμενο τοιχωματικό σύστημα ήταν μη κανονικό σε κάτοψη και κανονικό σε όψη τότε:

- Αν θα ανήκε στη κατηγορία του στρεπτικά εύκαμπτου συστήματος δηλαδή αν ισχύει ($r_x < l_s$) τότε $q_0=2$ (Πίνακας 5.1 EC8) και τελικά $q=1*2=2$.
- Αν δεν θα ανήκε στη κατηγορία του στρεπτικά εύκαμπτου συστήματος δηλαδή αν ισχύει ($r_x > l_s$) αλλά είναι μη κανονικό σε κάτοψη τότε από τον πίνακα 5.1 του EC8:

$$q_0 = 3 \frac{a_u}{a_1} \quad \text{με} \quad \frac{a_u}{a_1} = \frac{1.2+1}{2} = 1.1 \quad \text{και τελικά:}$$

$$q = q_0 * K_w \Leftrightarrow q = 3 * 1.1 * 1 \Leftrightarrow q = 3.3$$

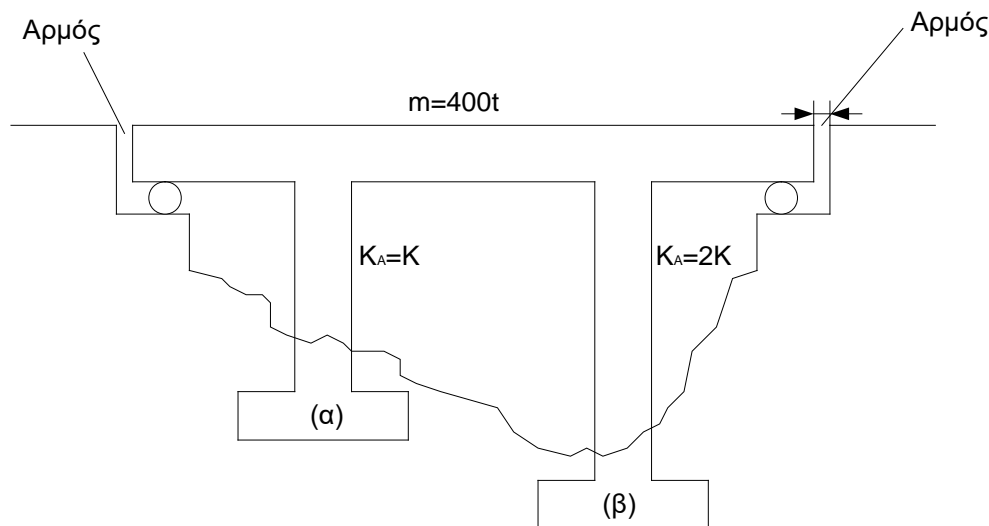
Σημείωση 3 :

Αν το προηγούμενο τοιχωματικό σύστημα ήταν μη κανονικό σε κάτοψη και μη κανονικό σε όψη τότε ο συντελεστής συμπεριφοράς στις δυο προηγούμενες περιπτώσεις, a και b, της σημείωσης 2 θα είχε επιπλέον μείωση 20% λόγω μη κανονικότητας σε όψη.

ΑΣΚΗΣΗ 19^η:

Στη γέφυρα του σχήματος να υπολογιστεί η οριζόντια δύναμη του σεισμού σχεδιασμού, η τέμνουσα σε κάθε βάθρο και η μετακίνηση του καταστρώματος.

Πόσο πρέπει να είναι το πλάτος του αρμού;



Σχήμα 6.44 Όψη γέφυρας.

Δεδομένα:

$T_0=1.7\text{sec}$, $q=2$, $\gamma_I=1$, Έδαφος Β.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III $\Rightarrow a_{gR}=0.36g$

ΛΥΣΗ

Έδαφος Β, από Πίνακα 3.2 του EC8, προκύπτει:

$$S = 1.2, \quad T_B = 0.15 \text{ sec}, \quad T_C = 0.50 \text{ sec}, \quad T_D = 2.5 \text{ sec}$$

$$\text{Επειδή:} \quad T_C < T_0 < T_D \Rightarrow S_d(T_0) = a_g * S * \frac{2.5 T_C}{q T} \geq \beta a_g$$

όπου:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1 * 0.36g = 0.36g, \quad \beta = 0.2$$

Επομένως:

$$S_d(T_0) = 0.36g * 1.2 * \frac{2.5 * 0.5}{2 * 1.7} = 0.15g \geq 0.2 * 0.36g = 0.07g$$

$$S_d(T_0) = 0.15g$$

Η σεισμική δύναμη σχεδιασμού είναι:

$$F_{\text{σεισμού}} = m * S_d(T_0) = 400t * 1.5m/sec^2 = 600kN$$

Η τέμνουσα σε κάθε βάθρο θα κατανεμηθεί ανάλογα με την δυσκαμψία του βάθρου και τότε θα ισχύει :

$$V_A = \frac{K_A}{K_{ολικό}} * F_{σεισμού} = \frac{K}{3K} * F_{σεισμού} = \frac{600}{3} = 200kN$$

$$V_B = \frac{K_B}{K_{ολικό}} * F_{σεισμού} = \frac{2K}{3K} * F_{σεισμού} = \frac{2 * 600}{3} = 400kN$$

$$K_{ολικό} = K_A + K_B = K + 2K = 3K$$

Τα βάρη θεωρείται ότι έχουν σχεδιαστεί έτσι ώστε να έχουν ανάλογη αντοχή και να διαρρέουν ταυτόχρονα. Η μετακίνηση μέχρι τη διαρροή της γέφυρας είναι:

$$\left. \begin{aligned} D_y &= \frac{S_d(T_0)}{\omega^2} \\ \omega &= \frac{2\pi}{T} \end{aligned} \right\} D_y = \frac{T^2 * S_d(T_0)}{4 * \pi^2} \Leftrightarrow D_y = \frac{(1.7 \text{ sec})^2 * 1.5(m/\text{sec}^2)}{4 * (3.14)^2} \Rightarrow D_y = 11 \text{ cm}$$

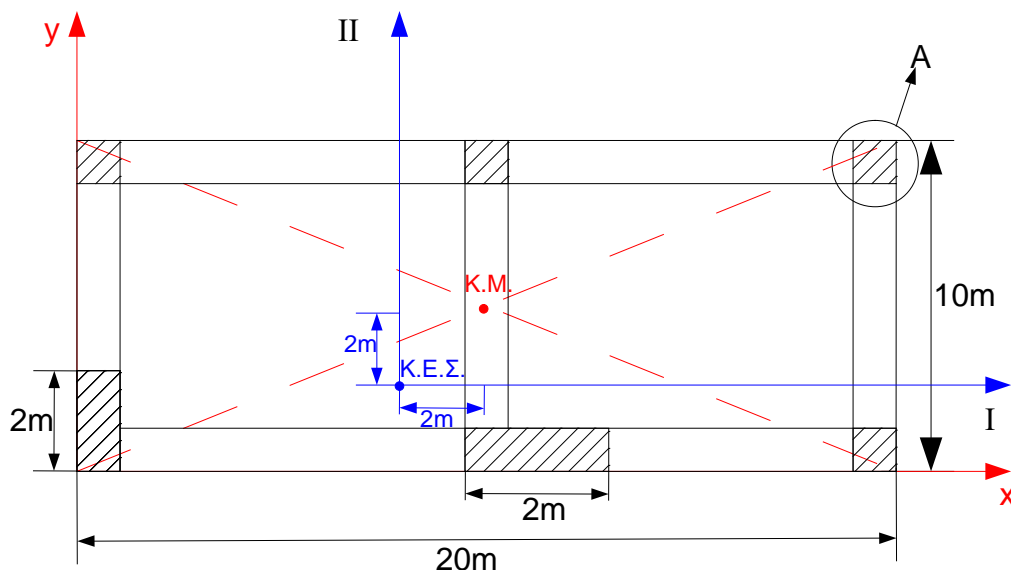
και η τελική συνολική μετακίνηση D_u θα είναι:

$$D_u = q * D_y = 2 * 11 \text{ cm} = 22 \text{ cm}$$

Επομένως ο αρμός πρέπει να έχει τουλάχιστον ένα εύρος της τάξης των 22 cm.

ΑΣΚΗΣΗ 20^η:

Για το κτίριο με κάτοψη που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, ζητείται να υπολογιστεί η μετακίνηση, η τέμνουσα και η ροπή του υποστυλώματος Α. Ύψος κτιρίου 3m.



Σχήμα 6.45 Κάτοψη μονόροφου κτιρίου.

Δεδομένα-Παραδοχές : Για το κτίριο υπολογίστηκαν οι δυσκαμψίες

$K_x = 78500 \text{ kN/m}$

$K_y = 78500 \text{ kN/m}$

$K_\theta = 314000 \text{ kNm/rad}$

} Κτίριο

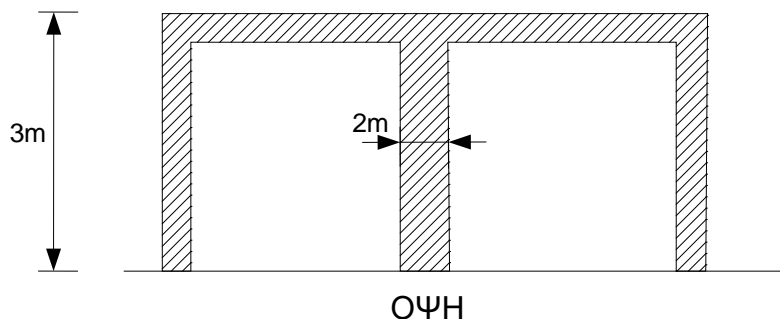
$K_x^A = 10000 \text{ kN/m}$

$K_y^A = 10000 \text{ kN/m}$

} Δυσκαμψία του υποστυλώματος Α κατά x και y

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z_3
- Έδαφος B
- Συντελεστής συμπεριφοράς, q , (να υπολογιστεί)
- Απόσβεση $\zeta = 5\%$
- Βάρος ορόφου $W = 500 \text{ kN}$
- Σπουδαιότητα $\gamma_I = 1$

ΛΥΣΗ :



Σχήμα 6.46 Μπροστινή όψη κτιρίου.

Υπολογισμός Ιδιοπεριόδων

Ιδιοπερίοδος κτιρίου κατά τη διεύθυνση x:

$$m = \frac{w}{g} = 50t$$

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_x}} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{50t}{78500kN/m}} \Leftrightarrow T_x = 0.16 \text{ sec}$$

Ιδιοπερίοδος κτιρίου κατά τη διεύθυνση y:

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_y}} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{50t}{78500kN/m}} \Leftrightarrow T_y = 0.16 \text{ sec}$$

Υπολογισμός σεισμικών δυνάμεων:

Έδαφος κατηγορία B => S=1.2 , T_B=0.15sec , T_c=0.5sec , T_D=2.5sec

Επειδή T_B=0.15 ≤ T_x=T_y=0.16 < T_c=0.50 <=> Η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού θα είναι :

$$S_d(T_x) = a_g S \frac{2.5}{q_x}$$

$$S_d(T_y) = a_g S \frac{2.5}{q_y}$$

με:

$$a_g = \gamma_I a_{gR} = 1 * 0.36 = 0.36g$$

Εύρεση q :

Ακτίνες δυστροψίας r_x , r_y :

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} = \sqrt{\frac{314000kN/m}{78500kN/m}} = 2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} = 2$$

Ακτίνα αδράνειας της μάζας I_s:

$$\ell_s = \sqrt{\frac{I_\rho}{m}} = \sqrt{\frac{m \frac{\ell_x^2 + \ell_y^2}{12}}{m}} = \sqrt{\frac{\ell_x^2 + \ell_y^2}{12}} = \sqrt{\frac{20^2 + 10^2}{12}} \Rightarrow \ell_s = 6.45$$

Στατικές Εκκεντρότητες, (απόσταση Κ.Μ. με Κ.Ε.Σ.):

$$e_{0,x} = 2m$$

$$e_{0,y} = 2m$$

Επειδή:

$$\left. \begin{array}{l} r_x = 2 < \ell_s = 6.45 \\ r_y = 2 < \ell_s = 6.45 \end{array} \right\} \text{ Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα } \Rightarrow q_0=2$$

Επίσης με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τοιχώματος ο συντελεστής a_0 θα είναι:

$$a_0 = \frac{h_w}{\ell_w} = \frac{3}{2} = 1.5$$

Ο συντελεστής K_w θα είναι (μη κανονικό σε κάτοψη και κανονικό σε όψη):

$$K_w = \frac{1+a_0}{3} \leq 1 \quad \Leftrightarrow \quad K_w = 0.84$$

Τελικά ο συντελεστής συμπεριφοράς, q , θα είναι:

$$q = K_w \cdot q_0 = 0.84 \cdot 2 \Leftrightarrow q = 1.68$$

Εφόσον τα τοιχεία είναι ίδια και προς τις δυο διευθύνσεις:

$$q_x = q_y = q = 1.68$$

Και η επιτάχυνση σχεδιασμού S_d θα είναι:

Για τη διεύθυνση x :

$$S_d(T_x) = 0.36g \cdot 1.2 \cdot \frac{2.5}{1.68} \quad \Leftrightarrow \quad S_d(T_x) = 0.64g$$

Για τη διεύθυνση y :

$$S_d(T_y) = 0.36g \cdot 1.2 \cdot \frac{2.5}{1.68} \quad \Leftrightarrow \quad S_d(T_y) = 0.64g$$

και οι σεισμικές δυνάμεις θα είναι:

$$P_{\text{σεισμού},x} = S_d(T_x) \cdot m = 0.64g \cdot \frac{500}{g} \quad \Leftrightarrow \quad P_{\text{σεισμού},x} = 320 \text{ kN} = P_x$$

$$P_{\text{σεισμού},y} = S_d(T_y) \cdot m = 0.64g \cdot \frac{500}{g} \quad \Leftrightarrow \quad P_{\text{σεισμού},y} = 320 \text{ kN} = P_y$$

Υπολογισμός μετακινήσεων υποστυλώματος Α

Μετακίνηση λόγω σεισμού x :

Μετακίνηση λόγω δύναμης P_x κατά τη διεύθυνση x :

$$u^{P_x} = \frac{P_x}{K_x}$$

Στροφή της πλάκας λόγω δύναμης P_x :

$$\theta^{P_x} = -\frac{P_x * y_{KM}}{K_\theta}$$

Μετακίνηση λόγω στροφής:

$$u^\theta = \theta^{P_x} * r \rightarrow \begin{cases} u_x^\theta = \theta^{P_x} * y_A \\ u_y^\theta = \theta^{P_x} * x_A \end{cases}$$

Συνολική μετακίνηση υποστυλώματος $u_x^{P_x}$ στον άξονα x λόγω σεισμού P_x

$$u_x^{P_x} = u_x^{P_x} - u_x^\theta = \frac{P_x}{K_x} - \theta y_A \Leftrightarrow u_x^{P_x} = \frac{P_x}{K_x} + \frac{P_x}{K_\theta} * y_{KM} * y_A$$

Συνολική μετακίνηση υποστυλώματος $u_y^{P_x}$ στον άξονα y λόγω σεισμού P_x

$$u_y^{P_x} = u_y^\theta = \theta * x_A \quad \Leftrightarrow \quad u_y^{P_x} = -\frac{P_x}{K_\theta} * y_{KM} * x_A$$

Μετακινήσεις λόγω σεισμού y :

Μετακίνηση λόγω δύναμης P_y κατά τη διεύθυνση y:

$$u^{P_y} = \frac{P_y}{K_y}$$

Στροφή της πλάκας λόγω δύναμης P_y :

$$\theta^{P_y} = \frac{P_y * x_{KM}}{K_\theta}$$

Μετακίνηση λόγω στροφής:

$$u^\theta = \theta^{P_y} * r \rightarrow \begin{cases} u_x^\theta = \theta^{P_y} * y_A \\ u_y^\theta = \theta^{P_y} * x_A \end{cases}$$

Συνολική μετακίνηση υποστυλώματος στον άξονα y λόγω σεισμού P_y

$$u_y^{P_y} = u_y^{P_y} + u_y^\theta = \frac{P_y}{K_y} + \theta^{P_y} * x_A \Leftrightarrow u_y^{P_y} = \frac{P_y}{K_y} + \frac{P_y}{K_\theta} * x_{KM} * x_A$$

Συνολική μετακίνηση υποστυλώματος στον άξονα x λόγω σεισμού P_y

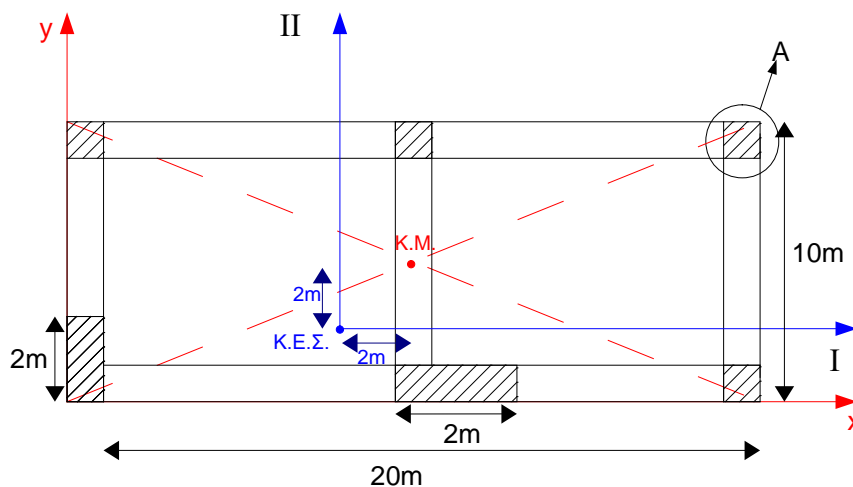
$$u_x^{P_y} = -u_x^\theta = -\theta^{P_y} * y_A \Leftrightarrow u_x^{P_y} = -\frac{P_y}{K_\theta} * x_{KM} * y_A$$

Οι συντεταγμένες του Κ.Μ. ως προς το σύστημα αξόνων που περνάει από το κέντρο ελαστικής στροφής είναι:

$$x_{KM}=2m \quad y_{KM}=2m$$

Οι συντεταγμένες του υποστυλώματος Α ως προς το σύστημα αξόνων που περνάει από το κέντρο ελαστικής στροφής είναι:

$$x_A = 12\text{m} \quad y_A = 7\text{m}$$



Σχήμα 6.47 Κάτοψη, Κ.Μ. και Κ.Ε.Σ. μη συμμετρικού κτιρίου.

Αντικαθιστώντας τις συντεταγμένες (x_A, y_A) , (x_{KM}, y_{KM}) και τις δυνάμεις P_x , P_y και τις δυσκαμψίες στις παραπάνω σχέσεις των μετακινήσεων θα έχουμε :

Για το σεισμό στη διεύθυνση x

$$\theta^{P_x} = -\frac{320 \cdot 2}{314000} = -2 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$u_x^{P_x} = \frac{320}{78500} + \frac{320}{314000} \cdot 2 \cdot 7 \Leftrightarrow u_x^{P_x} = 1.8 \text{ cm}$$

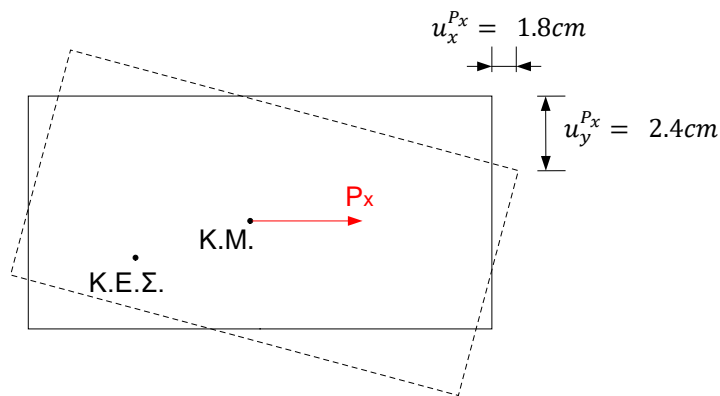
$$u_y^{P_x} = -\frac{320}{314000} \cdot 2 \cdot 12 \Leftrightarrow u_y^{P_x} = -2.4 \text{ cm}$$

Για το σεισμό στη διεύθυνση y

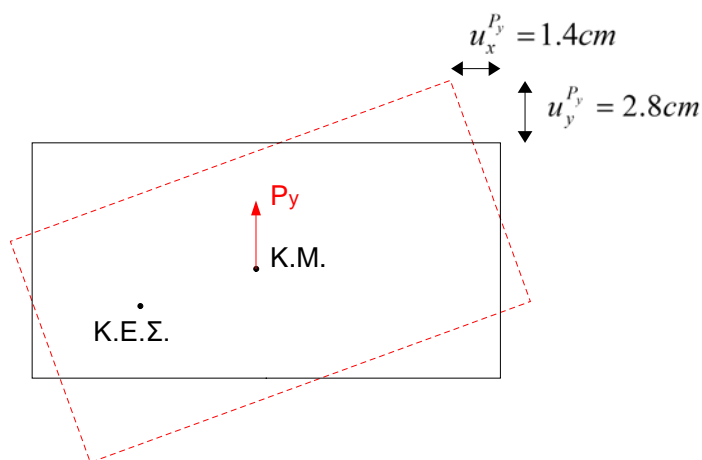
$$\theta^{P_y} = \frac{320 \cdot 2}{314000} = 2 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$u_x^{P_y} = -\frac{320}{314000} \cdot 2 \cdot 7 \Leftrightarrow u_x^{P_y} = -1.4 \text{ cm}$$

$$u_y^{P_y} = \frac{320}{78500} + \frac{320}{314000} \cdot 2 \cdot 12 \Leftrightarrow u_y^{P_y} = 2.8 \text{ cm}$$



Σχήμα 6.48 Μετακινήσεις $u_x^{P_x}$, $u_y^{P_x}$ του υποστυλώματος Α για σεισμό κατά x.



Σχήμα 6.49 Μετακινήσεις $u_x^{P_y}$, $u_y^{P_y}$ του υποστυλώματος Α για σεισμό κατά y.

Η συνολική μετακίνηση του υποστυλώματος Α για κάθε διεύθυνση προκύπτει από επαλληλία των μετακινήσεων:

$$u_x = \sqrt{(u_x^{P_x})^2 + (u_x^{P_y})^2} = \sqrt{(1.8)^2 + (-1.4)^2} \Rightarrow u_x = 2.28 \text{ cm}$$

$$u_y = \sqrt{(u_y^{P_x})^2 + (u_y^{P_y})^2} = \sqrt{(-2.4)^2 + (2.8)^2} \Rightarrow u_y = 3.68 \text{ cm}$$

και η συνολική μετακίνηση:

$$u = \sqrt{u_x^2 + u_y^2} = \sqrt{(2.28)^2 + (3.68)^2} = 4.32 \text{ cm}$$

Υπολογισμός τεμνουσών και ροπών υποστυλώματος Α

Τέμνουσες:

$$V_x^{P_x} = K_x * u_x^{P_x} = 10000 \frac{kN}{m} * 1.8 * 10^{-2} m = 180 kN$$

Σεισμός x:

$$V_y^{P_x} = K_y * u_y^{P_x} = 10000 \frac{kN}{m} * 2.4 * 10^{-2} = 240 kN$$

$$V_x^{P_y} = K_x * u_x^{P_y} = 10000 \frac{kN}{m} * 1.4 * 10^{-2} m = 140 kN$$

Σεισμός y:

$$V_y^{P_y} = K_y * u_y^{P_y} = 10000 \frac{kN}{m} * 2.8 * 10^{-2} m = 280 kN$$

Συνολικές τέμνουσες:

$$V_x = \sqrt{(V_x^{P_x})^2 + (V_x^{P_y})^2} = \sqrt{180^2 + 140^2} = 228 kN$$

$$V_y = \sqrt{(V_y^{P_x})^2 + (V_y^{P_y})^2} = \sqrt{240^2 + 280^2} = 370 kN$$

Ροπές:

$$M_x^{P_x} = \frac{V_x^{P_x} * h}{2} = \frac{180 * 3}{2} = 270 kNm$$

Σεισμός x:

$$M_y^{P_x} = \frac{V_y^{P_x} * h}{2} = \frac{240 * 3}{2} = 360 kNm$$

$$M_x^{P_y} = \frac{V_x^{P_y} * h}{2} = \frac{140 * 3}{2} = 210 kNm$$

Σεισμός y

$$M_y^{P_y} = \frac{V_y^{P_y} * h}{2} = \frac{280 * 3}{2} = 420 kNm$$

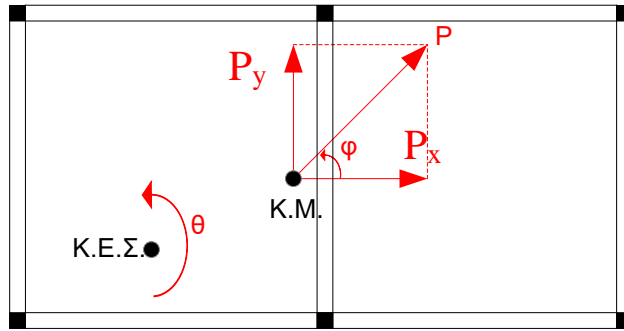
$$M_x = \sqrt{(M_x^{P_x})^2 + (M_x^{P_y})^2} = \sqrt{270^2 + 210^2} = 343 kNm$$

Συνολικές ροπές:–

$$M_y = \sqrt{(M_y^{P_x})^2 + (M_y^{P_y})^2} = \sqrt{360^2 + 420^2} = 553 kNm$$

Σημείωση:

Εναλλακτικά με αρκετή προσέγγιση θα μπορούσαμε να βρούμε αρχικά μια συνολική σεισμική δύναμη P και να εφαρμόζαμε τους παρακάτω τύπους.



Σχήμα 6.50 Συνισταμένη σεισμικής δράσης στο κέντρο μάζας της πλάκας.

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2}$$

Μετακίνηση του υποστυλώματος Α:

$$u_x = \frac{P \cos \varphi}{K_x} - y_A \theta, \quad u_y = \frac{P \sin \varphi}{K_y} + x_A \theta, \quad \theta = \frac{P \sin \varphi * x_{KM} - P \cos \varphi * y_{KM}}{K_\theta}$$

Τέμνουσα υποστυλώματος Α: $V_x = K_x * u_x$, $V_y = K_y * u_y$

Ροπή υποστυλώματος Α: $M_x = \frac{V_x * h}{2}$, $M_y = \frac{V_y * h}{2}$

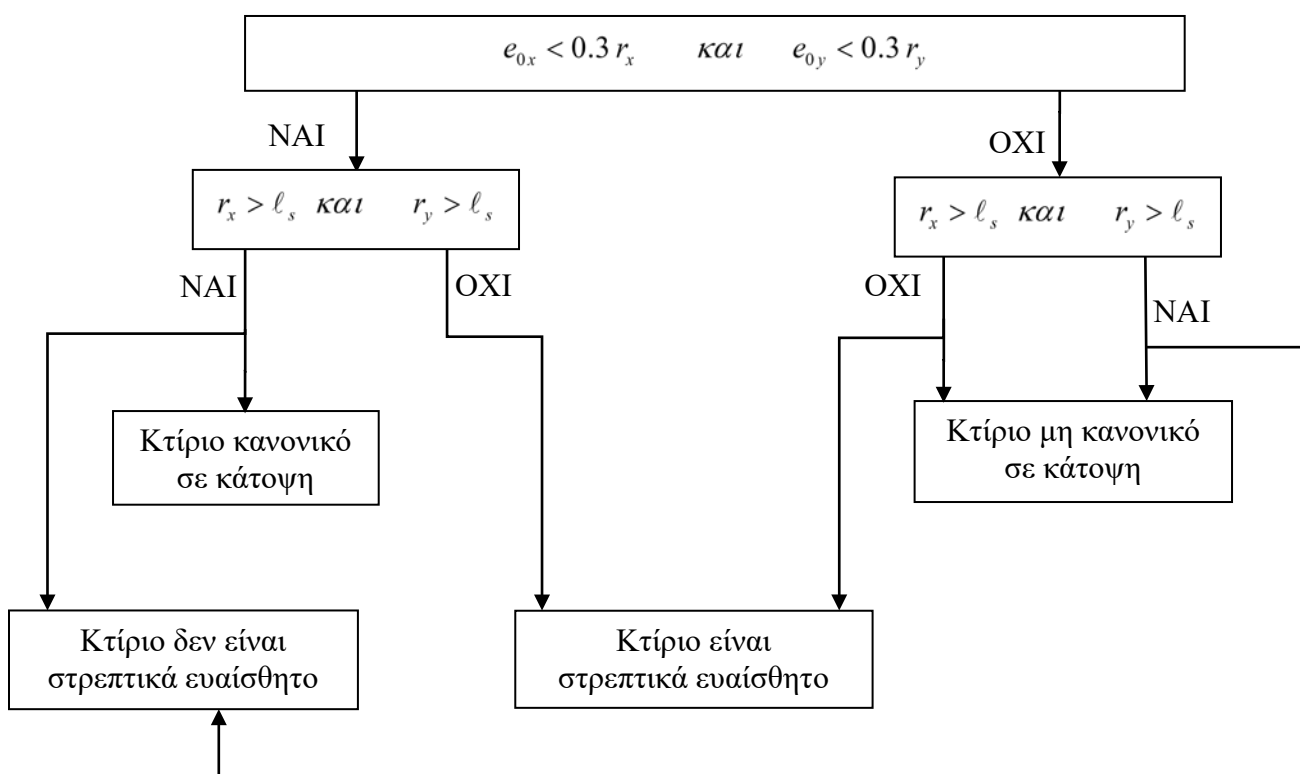
ΑΣΚΗΣΗ 21^η:

Να γίνει σε ένα διάγραμμα λογικής ροής οι έλεγχοι, όσον αφορά τη στατική εκκεντρότητα, e_0 , την ακτίνα δυστροπιάς, r , και την ακτίνα αδράνειας, I_s , για την κατάταξη των κτιρίων ως προς την κανονικότητα σε κάτοψη και ως προς την στρεπτική ευαισθησία τους.

Γίνεται η παραδοχή ότι ισχύουν όλες οι υπόλοιπες προϋποθέσεις κανονικότητας σε κάτοψη της παραγράφου 4.2.3.2 του EC8. Το διάγραμμα θα γίνει τις σχέσεις 4.1α και 4.1β, οι οποίες είναι $e_{0,i} < 0.3r_i$ και $r_i > l_s$ όπου $i=x,y$.

ΛΥΣΗ:

Το διάγραμμα ροής είναι το ακόλουθο:

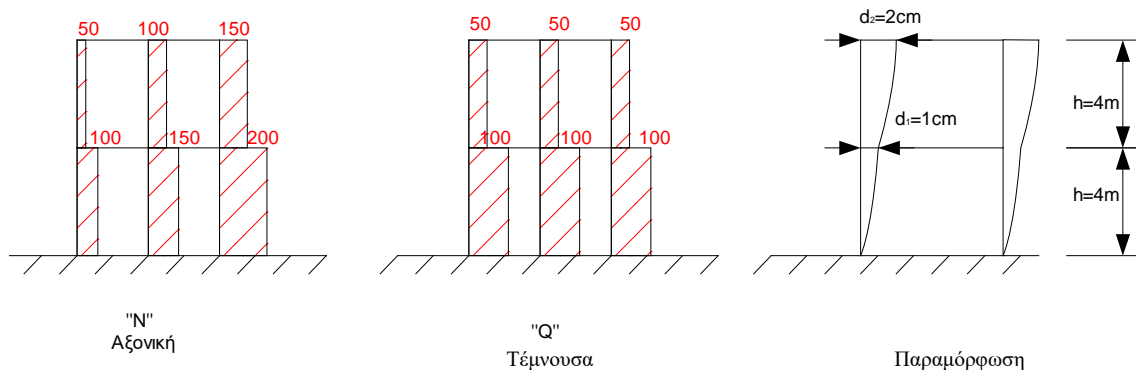


Σχήμα 6.51 Διάγραμμα ροής για έλεγχο της κανονικότητας κτιρίου.

ΑΣΚΗΣΗ 22^η:

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται τα τελικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις ορόφων λόγω σεισμού και κατακόρυφων φορτίων (μόνιμα, κινητά).

Να διερευνηθεί αν θα ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης υπολογίζοντας το συντελεστή ευαισθησίας θ .



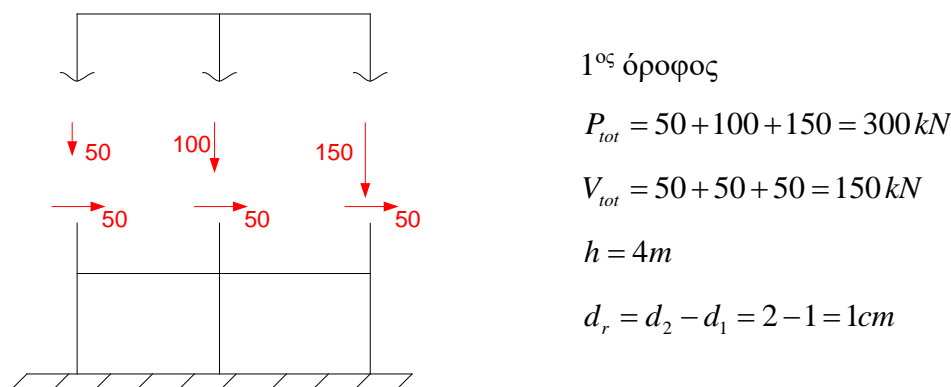
Σχήμα 6.52 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων, τεμνουσών και οριζόντιες μετακινήσεις.

ΛΥΣΗ :

Ο συντελεστής ευαισθησίας για κάθε όροφο και για κάθε διεύθυνση δίνεται από την σχέση:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$$

Αν γίνει μια τομή στο δεύτερο όροφο τότε από το διάγραμμα αξονικών και τεμνουσών προκύπτει:

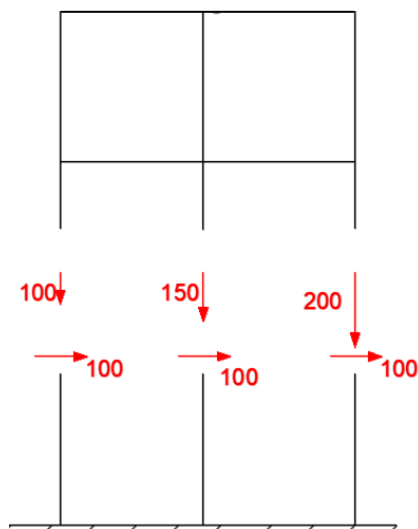


Σχήμα 6.53 Τομή 1^{ου} ορόφου.

Άρα ο συντελεστής ευαισθησίας θα είναι:

$$\theta_2 = \frac{300 \text{ kN} * 1 \text{ cm}}{150 \text{ kN} * 4 * 10^2 \text{ cm}} \Rightarrow \theta_2 = 0.005$$

Αν γίνει μια τομή στο ισόγειο τότε από το διάγραμμα αξονικών και τεμνουσών προκύπτει:



Ισόγειο :

$$P_{tot} = 100 + 150 + 200 = 450 \text{ kN}$$

$$V_{tot} = 100 + 100 + 100 = 300 \text{ kN}$$

$$h = 4 \text{ m}$$

$$d_r = d_1 - 0 = 1 \text{ cm}$$

Σχήμα 6.54 Τομή ισογείου.

Ο συντελεστής ευαισθησίας θα είναι:

$$\theta_1 = \frac{450 \text{ kN} * 1 \text{ cm}}{300 \text{ kN} * 4 * 10^2 \text{ cm}} \Rightarrow \theta_2 = 0.0038$$

Όταν:

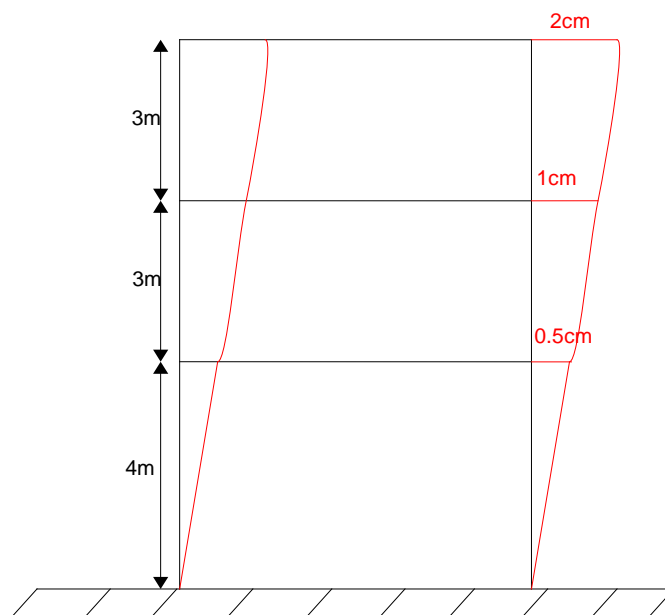
- $\theta < 0.1$ για κάθε όροφο τα φαινόμενα δευτέρας τάξης μπορούν να μην ληφθούν υπόψη.
- Εάν ήταν $0.1 < \theta < 0.2$ τότε τα εντατικά μεγέθη (M,Q,N) και τις μετακινήσεις κάθε ορόφου, λόγω σεισμού, θα πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή $\frac{1}{1-\theta}$.
- Εάν ήταν $\theta > 0.3$ τότε αυτό δεν επιτρέπεται και ο φορέας πρέπει να ανασχεδιαστεί.

Στην περίπτωση της άσκησης είναι $\theta < 0.1$ και για τους δύο ορόφους οπότε τα φαινόμενα δευτέρας τάξης μπορούν να μην ληφθούν υπόψη.

ΑΣΚΗΣΗ 23^η:

Σε ένα κτίριο κατηγορίας σπουδαιότητας II, με τοιχοποιία πλήρωσης, ύστερα από ανάλυση με τη μέθοδο της οριζόντιας φόρτισης, για τον σεισμό σχεδιασμού του κανονισμού, EC8, υπολογίστηκαν οι μετακινήσεις των ορόφων που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα. Ο συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου κατά την διαστασιολόγηση επιλέχθηκε ίσος με $q=3.5$.

Να γίνει έλεγχος περιορισμού των βλαβών των μη φερόντων ψαθυρών στοιχείων του πλαισίου του κτιρίου που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 6.55.



Σχήμα 6.55 Τριώροφο κτίριο και οι μετακινήσεις των ορόφων.

ΛΥΣΗ:

Σε κάθε όροφο θα πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω σχέση :

$$\frac{d_r}{h} v \leq \begin{cases} 0.0050, & \text{Για μη φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα.} \\ 0.0075, & \text{Για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία.} \\ 0.0100, & \text{Για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία που δεν επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις.} \end{cases}$$

όπου :

$$d_r = q * d$$

d : Σχετική μετακίνηση ορόφου,

h : Ύψος ορόφου

v : Συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δράσης από την σεισμική δράση σχεδιασμού, (ποιο συχνός σεισμός), έχει τις τιμές:

$v=0.5$ για κατηγορία σπουδαιότητας I ή II και 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV.

Το όριο από τις παραπάνω τρεις τιμές για την τοιχοποιίας πλήρωσης είναι 0.005.

Ο έλεγχος σε κάθε όροφο δίνει:

3^{ος} όροφος

$$d = 2 - 1 = 1\text{cm}$$

$$d_r = 3.5 * 1 = 3.5\text{cm}$$

$$\frac{d_r}{h} \nu = \frac{3.5\text{cm}}{300\text{cm}} * 0.5 = 0.0058 > 0.005$$

Δεν ικανοποιείται οριακά το κριτήριο και ενδέχεται σε αυτόν τον όροφο να έχουμε ρηγμάτωση τοιχοποιίας.

2^{ος} όροφος

$$d = 1 - 0.5 = 0.5\text{cm}$$

$$d_r = 0.5\text{cm} * 3.5 = 1.75\text{cm}$$

$$\frac{d_r}{h} \nu = \frac{1.75\text{cm}}{300\text{cm}} * 0.5 = 0.0029 < 0.005$$

Το κριτήριο ικανοποιείται

1^{ος} όροφος

$$d_r = 0.5\text{cm} * 3.5 = 1.75\text{cm}$$

$$\frac{d_r}{h} \nu = \frac{1.75\text{cm}}{400\text{cm}} * 0.5 = 0.0021 \leq 0.005$$

Το κριτήριο ικανοποιείται

Σημείωση 1^η:

Ο παραπάνω έλεγχος θα πρέπει γίνεται και προς τις δύο διευθύνσεις x , y ενός κτιρίου στο χώρο.

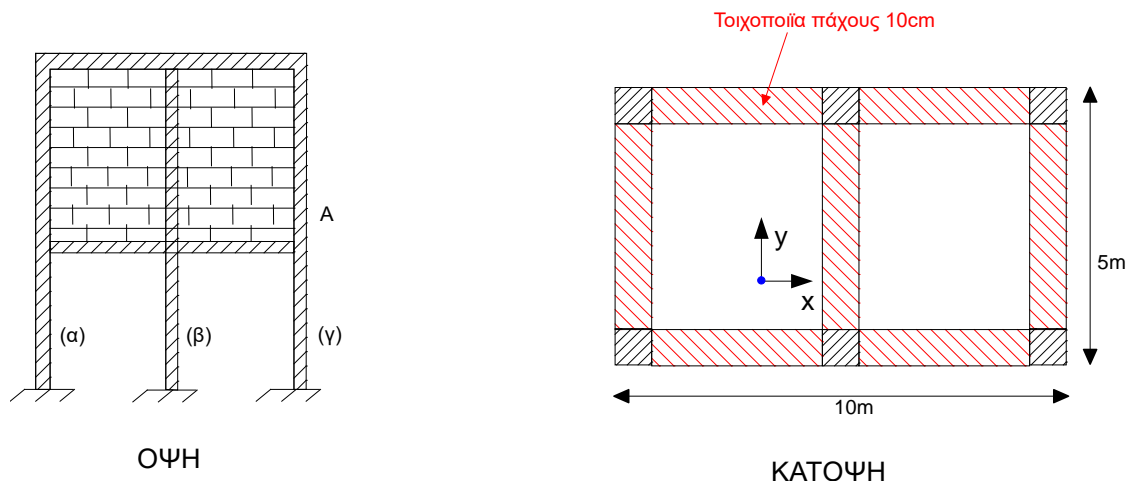
Σημείωση 2^η:

Οι μετακινήσεις d_r υπολογίζονται για κάθε ιδιομορφή και στη συνέχεια επαλληλίζονται με μια μέθοδο (CQC ή SRSS). Κατόπιν συνδυάζονται οι μετακινήσεις για διεύθυνση σεισμού κατά x και κατά y και προκύπτουν οι τελικές μετακινήσεις. Στο παραπάνω παράδειγμα φαίνονται οι τελικές μετακινήσεις για μια διεύθυνση x .

ΑΣΚΗΣΗ 24^η:

Στο παρακάτω δώροφο κτίριο με Pilotis υπολογίστηκαν τα σεισμικά εντατικά μεγέθη που φαίνονται στο σχήμα 6.56.

Με ποια εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού θα διαστασιολογηθεί το αριστερό υποστύλωμα (α); Ο συντελεστής συμπεριφοράς, q, του κτιρίου είναι ίσος με 3.5.



Υποστύλωμα (α)	Υποστύλωμα (β)	Υποστύλωμα (γ)
M= 70KNm	M= 50KNm	M= 70KNm
Q= 50KN	Q= 50KN	Q= 50KN
N= 100KN	N= 0KN	N= -100KN

Ίδια εντατικά μεγέθη και στα πίσω υποστυλώματα

Σχήμα 6.56 Οψη κτιρίου, κάτοψη 1^{ου} ορόφου και ο πίνακας με τα εντατικά μεγέθη στα υποστυλώματα (α), (β) και (γ).

ΛΥΣΗ :

Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη του ισόγειου λόγω δραστηκής μείωσης της τοιχοπλήρωσης στο ισόγειο σε σχέση με τον 1^ο όροφο (Pilotis) θα προσυαυξηθούν με ένα συντελεστή η ίσος με :

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{R_w}}{\Sigma V_{Ed}} \leq q$$

όπου:

ΔV_{R_w} : Συνολική μείωση της διατμητικής αντοχής των τοιχοπληρώσεων στην pilotis σε σύγκριση με τον υπερκείμενο όροφο που έχει τοιχοπληρώσεις.

ΣV_{Ed} : Άθροισμα των σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων των στοιχείων του αδύναμου ορόφου. Στο παράδειγμα είναι το άθροισμα των τεμνουσών δυνάμεων στα φέροντα κατακόρυφα στοιχεία της pilotis λόγω σεισμού.

Εάν η παραπάνω έκφραση οδηγεί σε συντελεστή μεγέθυνσης μικρότερο από 1.1, δεν απαιτείται τροποποίηση των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης.

Για το κτίριο στη διεύθυνση x :

$$\Sigma V_{Ed} = 50 \text{ kN} * 6 = 300 \text{ kN}$$

$$\Delta V_{R_w} = V_{R_w}^{1^{ov} \text{ ορόφου}} - V_{R_w}^{1^{σογειου}}$$

$$V_{R_w}^{1^{σογειου}} = 0$$

$$V_{R_w}^{1^{ov} \text{ ορόφου}} = f_{vk} * L * t$$

όπου:

$$L: \quad \text{Μήκος συνολικής τοιχοποιίας}, \quad L = 10\text{m} + 10\text{m} = 20\text{m}$$

$$t: \quad \text{Πάχος τοιχοποιίας}, \quad t = 10\text{cm}$$

$$f_{vk}: \quad \text{Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας} \quad f_{vk} = 0.5 \text{ MPa} = 0.5 * 10^3 \text{ kN} / \text{m}^2 = 500 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Επομένως:

$$\Delta V_{R_w} = f_{vk} * L * t = 500 \text{ kN} / \text{m}^2 * 20 \text{ m} * 0.1 \text{ m} = 1000 \text{ kN}$$

και

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{R_w}}{\Sigma V_{Ed}} = 1 + \frac{1000 \text{ kN}}{300 \text{ kN}} = 4.33 \leq q = 3.5 \Rightarrow \eta = 3.5$$

Επειδή πρέπει ο συντελεστής, η, να είναι μικρότερος από το q επιλέχτηκε:

$$\eta = q \Rightarrow \eta = 3.5$$

Επομένως τα εντατικά μεγέθη με τα οποία θα διαστασιολογηθεί το υποστύλωμα, A, θα είναι:

$$N = -100 * 3.5 = -350 \text{ kN}$$

$$Q = 50 * 3.5 = 175 \text{ kN}$$

$$M = 70 * 3.5 = 245 \text{ kNm}$$

ΑΣΚΗΣΗ 25^η:

Στο παρακάτω πλαίσιο το οποίο θα σχεδιαστεί για κατηγορία πλαστιμότητας μέση. (Κ.Π.Μ.). προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού, τα οποία φαίνονται στο σχήμα 6.57. Αρχικά διαστασιολογήθηκαν τα δοκάρια και τα οποία έχουν ροπή αντοχής $M_{Rb}=200$ kNm για λειτουργία πλακοδοκού (θετική φορά ροπής) και $M_{Rb}=150$ kNm για ορθογωνική διατομή (αρνητική φορά ροπής).

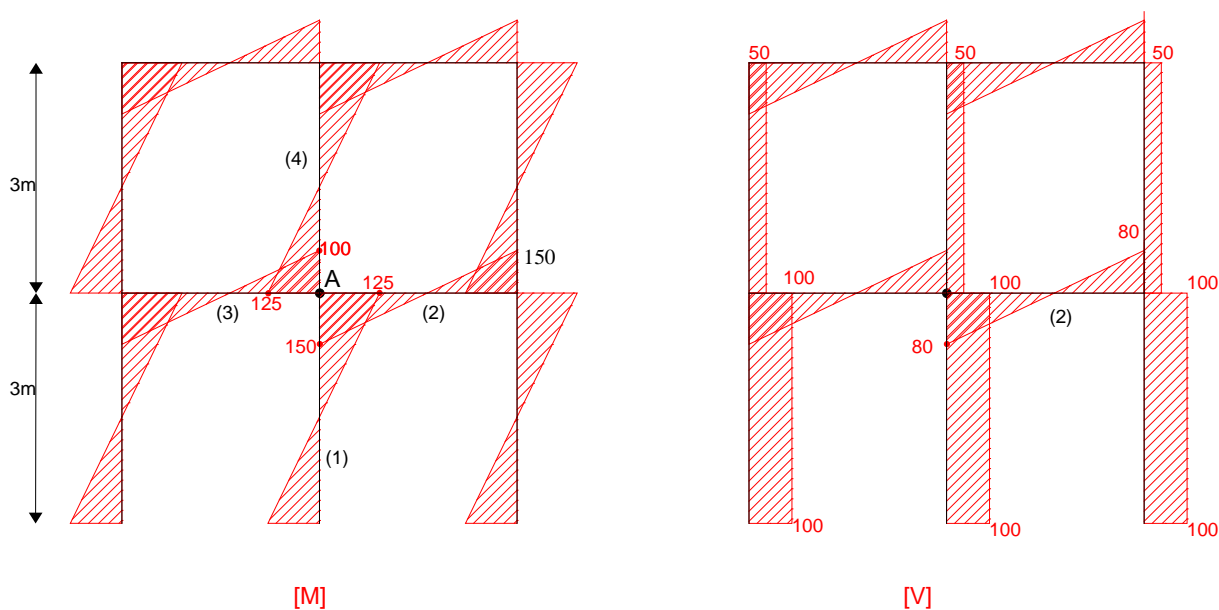
α) Με ποια ροπή θα διαστασιολογηθεί το υποστύλωμα (1);

β) Με ποια τέμνουσα θα διαστασιολογηθεί το υποστύλωμα (1);

γ) Για τη δοκό, (2), να υπολογιστεί η τέμνουσα με την οποία θα διαστασιολογηθεί.

Η τέμνουσα στη δοκό, (2), λόγω των κατακόρυφων φορτίων ($G+0.3Q$) που προέκυψε από την ανάλυση είναι $V_{G+0.3Q}=50$ kN σε κάθε άκρο.

Οι υπολογισμοί θα γίνουν για τη φορά του σεισμού που φαίνεται στο σχήμα.



Σχήμα 6.57 Εντατικά μεγέθη πλαισίου.

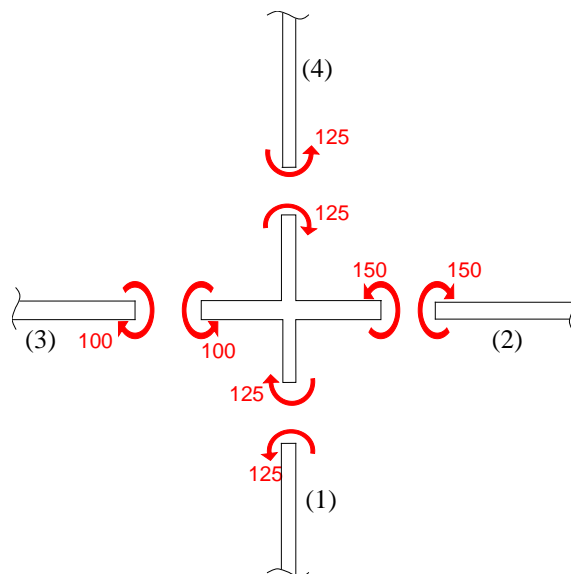
ΛΥΣΗ :

α)

Γίνεται η παραδοχή ότι η διατομή, ο οπλισμός και η αξονική δύναμη του πάνω υποστυλώματος (4) και του κάτω υποστυλώματος (1) του κόμβου A είναι ίδια και θα έχουν την ίδια αντοχή M_{Rc} .

Θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$\Sigma M_{R_c} \geq 1.3 * \Sigma M_{R_d}$$



Σχήμα 6.58 Φορά και τιμές των ροπών στον κόμβο, Α, που προέκυψαν από την ανάλυση.

όπου:

ΣM_{R_b} : άθροισμα ροπών αντοχής δοκών

$$\Sigma M_{R_b} = \Sigma M_{R_{b1}} + \Sigma M_{R_{b2}} = 200 \text{ kNm} + 150 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \quad \Sigma M_{R_b} = 350 \text{ kNm}$$

ΣM_{R_c} : άθροισμα ροπών αντοχής υποστυλωμάτων.

$$\Sigma M_{R_c} = M_{R_{c1}} + M_{R_{c4}}$$

Με βάση την παραδοχή ότι οι αντοχές των υποστυλωμάτων είναι ανάλογες προς τις αντίστοιχες ροπές που προκύπτουν από την ανάλυση δηλαδή :

$$\frac{M_{R_{c1}}}{M_{R_{c4}}} = \frac{M_{Ec1}}{M_{Ec4}} \Leftrightarrow M_{R_{c4}} = M_{Ec4} \frac{M_{R_{c1}}}{M_{Ec1}}$$

Επομένως:

$$\Sigma M_{R_c} = M_{R_{c1}} + M_{R_{c4}} = M_{R_{c1}} + M_{R_{c1}} \frac{M_{Ec4}}{M_{Ec1}} = M_{R_{c1}} \left(1 + \frac{M_{Ec4}}{M_{Ec1}} \right) \Leftrightarrow$$

$$\Sigma M_{R_c} = M_{R_{c1}} \left(\frac{M_{Ec1} + M_{Ec4}}{M_{Ec1}} \right) = M_{R_{c1}} \frac{\Sigma M_{Ec}}{M_{Ec1}}$$

Από ισορροπία κόμβου : $\Sigma M_{Ec} = \Sigma M_{Eb}$

Οπότε:

$$\Sigma M_{R_c} = M_{R_{c1}} \frac{\Sigma M_{Eb}}{M_{Ec1}}$$

Τελικά προκύπτει:

$$\Sigma M_{R_c} \geq 1.3 * \Sigma M_{R_d} \Leftrightarrow M_{R_{c1}} \frac{\Sigma M_{Eb}}{M_{Ec1}} \geq 1.3 * \Sigma M_{R_b} \Leftrightarrow$$

$$M_{R_{c1}} \geq 1.3 * M_{Ec1} * \frac{\Sigma M_{R_b}}{\Sigma M_{Eb}}$$

Αντικαθιστώντας :

$$M_{R_{c1}} \geq 1.3 * 125 * \frac{200+150}{100+150} \Rightarrow M_{R_{c1}} \geq 227.5 \text{ kNm} \Rightarrow M_{R_{c1}} = 228 \text{ kNm}$$

Σημείωση 1^η :

Η παραπάνω παραδοχή ότι οι αντοχές των υποστυλωμάτων είναι ανάλογες προς τις αντίστοιχες ροπές που προκύπτουν από την ανάλυση δεν είναι τελείως σωστή διότι η αντοχή εξαρτάται και από το επίπεδο της αξονικής δύναμης που έχει κάθε υποστύλωμα (διάγραμμα αλληλεπίδρασης). Επομένως, εφόσον η αξονική δεν είναι ίδια στα υποστύλωματα (1) και (3) οι αντοχές των υποστυλωμάτων δεν θα είναι ανάλογες των δράσεων. Η διαφορά αυτή είναι αμελητέα σε επίπεδο κτιριακού έργου.

Σημείωση 2^η :

Με ποιο απλό τρόπο μπορεί κανείς να εργαστεί ως εξής:

Θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$\Sigma M_{R_c} \geq 1.3 \Sigma M_{R_d}$$

$$\Sigma M_{R_b} = M_{R_{b1}} + M_{R_{b2}} = 200 \text{ kNm} + 150 \text{ kNm} \Rightarrow \Sigma M_{R_b} = 350 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{R_c} = M_{R_{c1}} + M_{R_{c2}}$$

Με βάση την παραδοχή ότι το πάνω και το κάτω υποστύλωμα έχουν την ίδια αντοχή

$$M_{R_{c1}} = M_{R_{c2}} = M_{R_c}$$

Οπότε:

$$\Sigma M_{R_c} = M_{R_{c1}} + M_{R_{c2}} = 2M_{R_c}$$

Επομένως:

$$2M_{R_c} \geq 1.3 * \Sigma M_{R_b} \Leftrightarrow M_{R_c} = \frac{1.3 * 350}{2} \Rightarrow M_{R_c} = 227.5 \text{ kNm}$$

Άρα το υποστύλωμα πρέπει να διαστασιολογηθεί για να έχει ροπή αντοχής ίση με 228 kNm.

Σημείωση 3^η :

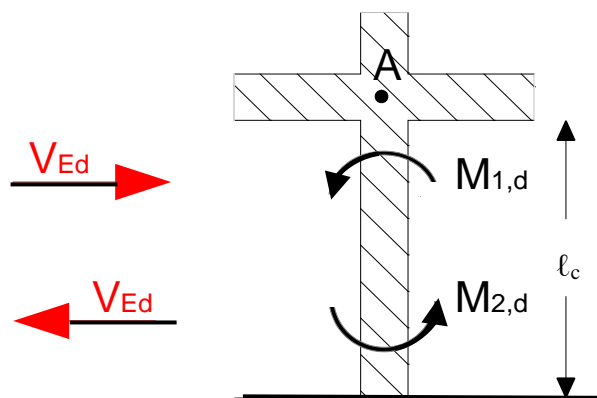
Μια πιο ακριβής προσέγγιση είναι η ακόλουθη: Αρχικά επιλέγεται ένας ίδιος οπλισμός για το κάτω και πάνω υποστύλωμα π.χ. ο ελάχιστος οπλισμός

Στη συνέχεια με βάση τη διατομή, τον οπλισμό και την αξονική του κάθε υποστυλώματος υπολογίζεται με χρήση του διαγράμματος αλληλεπίδρασης η αντοχή του κάθε υποστυλώματος, M_{Rc1} και M_{Rc2} .

Τέλος ελέγχεται εάν ικανοποιείται η σχέση $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rd}$. Αν ικανοποιείται τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός αλλιώς αυξάνεται λίγο ο οπλισμός και η διαδικασία επαναλαμβάνεται. Η επαναληπτική διαδικασία σταματά για εκείνον τον οπλισμό που ικανοποιεί την παραπάνω σχέση του ικανοτικού σχεδιασμού.

β)

Η διαστασιολόγηση γίνεται με την ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed} . Αυτή υπολογίζεται από ισορροπία των ροπών στα άκρα του υποστυλώματος όταν αυτά πλαστικοποιηθούν και θα έχουν αναπτύξει τη ροπή πλαστικοποίησης τους $M_{1,d}$ και $M_{2,d}$.



Σχήμα 6.59 Ικανοτική τέμνουσα, V_{Ed} , υποστυλώματος.

Η ισορροπία αυτή δίνει:

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_c}$$

Οι ροπές στην κορυφή και στον πόδα του υποστυλώματος είναι:

$$M_{i,d} = \begin{cases} \gamma_{Rd} * M_{Rc,i} * \frac{\Sigma M_{Rb,i}}{\Sigma M_{Rc,i}} & \text{για } \Sigma M_{Rb} < \Sigma M_{Rc} \\ \gamma_{Rd} * M_{Rc,i} & \text{για } \Sigma M_{Rb} > \Sigma M_{Rc} \end{cases} \quad \text{και} \quad \gamma_{Rd} = \begin{cases} 1.1 & \text{για Κ.Π.Μ.} \\ 1.3 & \text{για Κ.Π.Υ} \end{cases}$$

ή αλλιώς : $M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}})$

Για την κορυφή του υποστυλώματος $M_{1,d}$ είναι:

$$\Sigma M_{R_b} = 200 + 150 = 350 \text{ kNm} \leq \Sigma M_{R_c} = 228 + 228 = 456 \text{ kNm}$$

Επομένως:

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{R_{c,i}} * \frac{\Sigma M_{R_{b,i}}}{\Sigma M_{R_{c,i}}} = 1.1 * 228 * \frac{350}{456} = 192.5 \text{ kNm} \approx 193 \text{ kNm}$$

Για τον πόδα του υποστυλώματος, την $M_{2,d}$ είναι:

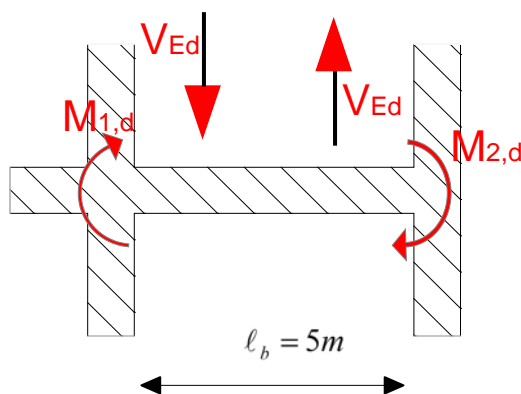
$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} M_{R_{c,1}} = 1.1 * 228 = 250.8 \approx 251 \text{ kNm}$$

Αντικαθιστώντας στη σχέση που δίνει την ικανοτική τέμνουσα προκύπτει:

$$V_{E,d} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{\ell_c} = \frac{193 + 251}{3} \Leftrightarrow V_{E,d} = 148 \text{ kN}$$

$$\ell_c = 3 \text{ m}$$

γ)



Σχήμα 6.60 Ικανοτική τέμνουσα, V_{Ed} , δοκού.

Η διαστασιολόγηση γίνεται για την ικανοτική τέμνουσα δοκού σχεδιασμού V_{Ed} που υπολογίζεται από την ισορροπία των μέγιστων ροπών που μπορούν να αναπτυχθούν στα άκρα της δοκού $M_{1,d}$ και $M_{2,d}$ και της τέμνουσας λόγω κατακόρυφων φορτίων είναι:

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{\ell_b} + V_{G+0.3Q}$$

Όπου για τις ροπές αριστερά και δεξιά της δοκού είναι:

$$M_{i,d} = \begin{cases} \gamma_{Rd} * M_{R_{b,i}} * \frac{\Sigma M_{R_{c,i}}}{\Sigma M_{R_{b,i}}} & \text{για } \Sigma M_{R_c} < \Sigma M_{R_b} \\ \gamma_{Rd} * M_{R_{b,i}} & \text{για } \Sigma M_{R_c} > \Sigma M_{R_b} \end{cases} \quad \text{και} \quad \gamma_{Rd} = \begin{cases} 1.0 & \text{για Κ.Π.Μ.} \\ 1.2 & \text{για Κ.Π.Υ} \end{cases}$$

$$\text{ή αλλιώς: } M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{R_{b,i}} \min\left(1, \frac{\Sigma M_{R_c}}{\Sigma M_{R_b}}\right)$$

Αριστερά, η δοκός λειτουργεί ως πλακοδοκός, επομένως $M_{Rb,1}=200$ kNm, και η ροπή $M_{1,d}$ είναι:

$$\Sigma M_{R_b} = 200 + 150 = 350 \text{ kNm} \leq \Sigma M_{R_c} = 228 + 228 = 456 \text{ kNm}$$

επομένως:

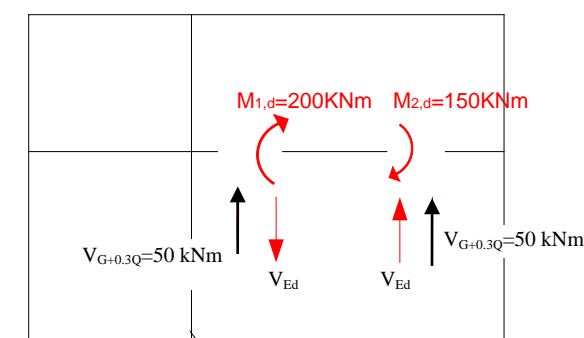
$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{R_{b,1}} = 1.0 * 200 = 200 \text{ kNm}$$

Δεξιά, η δοκός λειτουργεί ως ορθογωνική διατομή επομένως $M_{Rb,2}=150$ kNm, και αν θεωρηθεί ότι τα ακραία υποστυλώματα είναι τα ίδια με τα κεντρικά υποστυλώματα τότε η ροπή $M_{2,d}$ είναι:

$$\Sigma M_{R_b} = 150 + 0 = 150 \text{ kNm} \leq \Sigma M_{R_c} = 228 + 228 = 456 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} M_{R_{b,2}} = 1.0 * 150 = 150 \text{ kNm}$$

Αντικαθιστώντας στη σχέση που δίνει την ικανοτική τέμνουσα έχουμε:

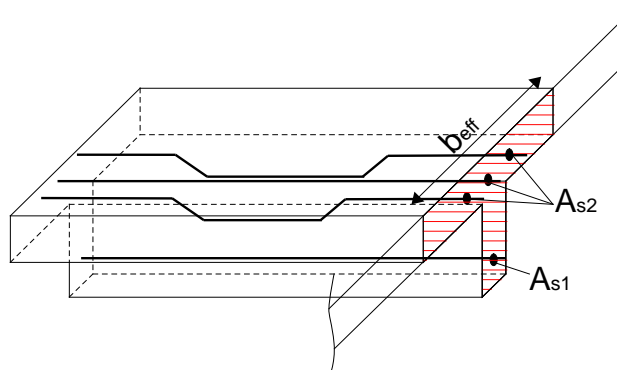


Σχήμα 6.61 Τέμνουσα λόγω κατακόρυφων και τέμνουσα λόγω ικανοτικού σχεδιασμού της οριζόντιας δοκού του πλαισίου.

$$V_{E,d} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{\ell_b} + V_{G+0.3Q} = \frac{150 + 200}{5} + 50 = 166.5 \text{ kN} \cong 167 \text{ kN}$$

Σημείωση 4^η:

Στον υπολογισμό της ροπής αντοχής στα άκρα της δοκού πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και ο οπλισμός της πλάκας που βρίσκεται μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff}



Σχήμα 6.62 Πλακοδοκός με συμμετοχή οπλισμού πλάκας στον υπολογισμό της αντοχής της δοκού.

ΑΣΚΗΣΗ 26^η:

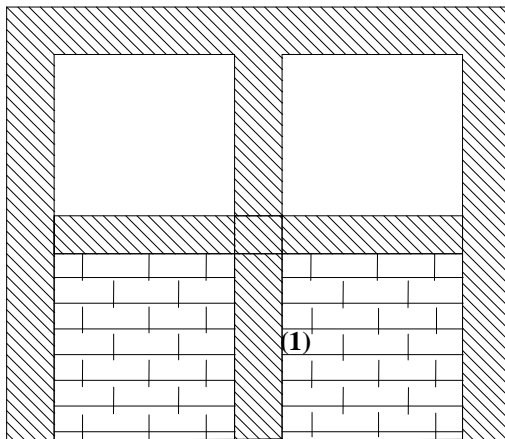
Στο παρακάτω πλαίσιο να υπολογιστεί η τέμνουσα στο υποστύλωμα, (1), λόγω του τοίχου πλήρωσης.

Αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vk}=1\text{MPa}$

Πάχος τοιχοποιίας: $t_w=10\text{cm}$

Αντοχή υποστύλωματος: $M_{R,c}=200\text{ kNm}$

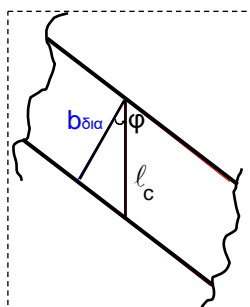
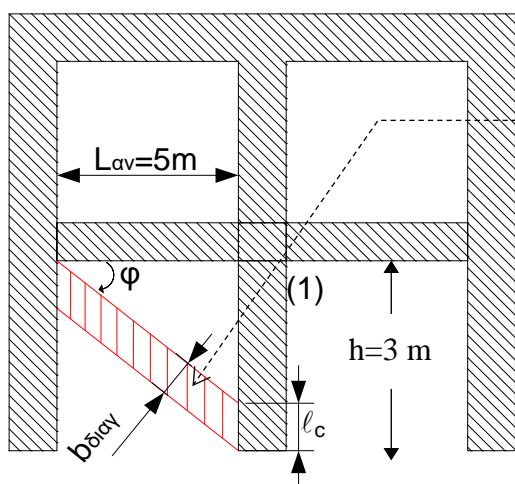
Ο σχεδιασμός να γίνει για Κ.Π.Μ.



Σχήμα 6.63 Πλαίσιο με τοιχοποιία στο ισόγειο.

ΛΥΣΗ:

Προσεγγιστικά για το άνοιγμα ισχύει: $\tan \varphi = \frac{h}{L_{av}} = \frac{3}{5} \Rightarrow \varphi = 30.96^\circ \approx 31^\circ$



Από γεωμετρία της λωρίδας:

$$\cos \varphi = \frac{b_{\delta i \alpha \gamma}}{l_c} \Leftrightarrow l_c = \frac{b_{\delta i \alpha \gamma}}{\cos \varphi}$$

Σχήμα 6.64 Επιρροή της τοιχοποιίας στο υποστύλωμα.

Η τέμνουσα στο υποστύλωμα θα υπολογιστεί ως εξής:

$$V_{Ed} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{vk} * L_{av} * t_w & \gamma_{Rd} = 1.1 \text{ για Κ.Π.Μ} \\ 2 * \frac{\gamma_{Rd} * M_{Rc}}{\ell_c} & \mu\epsilon \quad \gamma_{Rd} = 1.3 \text{ για Κ.Π.Υ} \end{array} \right.$$

Το μήκος ℓ_c είναι η κατακόρυφη προβολή του πλάτους της διαγωνίου:

$$\ell_c = \frac{b_{\text{διαγ}}}{\cos \varphi}$$

Γίνεται η παραδοχή ότι το πλάτος της διαγωνίου είναι το 15% το μήκους της διαγωνίου.

$$b_{\text{διαγ}} = 0.15 * L$$

Όμως το μήκος της διαγωνίου είναι:

$$L = \sqrt{h^2 + L_{av}^2} = \sqrt{3^2 + 5^2} = 5.83 \text{ m}$$

Το πλάτος της διαγωνίου $b_{\text{διαγ}}$ είναι:

$$b_{\text{διαγ}} = 0.15 * L = 0.15 * 5.83 = 0.87 \text{ m}$$

Γίνεται η παραδοχή ότι:

$$\cos(\phi) = \frac{L_{av}}{L} = \frac{5 \text{ m}}{5.83 \text{ m}} = 0.86 \quad \Leftrightarrow \quad \phi = 31^\circ$$

Οπότε τελικά το μήκος ℓ_c είναι:

$$\ell_c = \frac{b_{\text{διαγ}}}{\cos \phi} = \frac{0.87 \text{ m}}{0.86} \Leftrightarrow \ell_c \simeq 1 \text{ m}$$

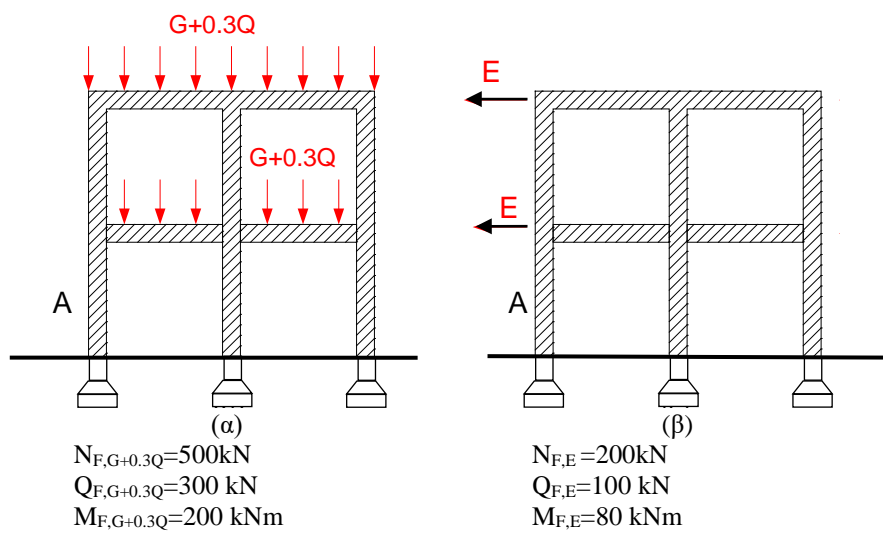
Επομένως η τέμνουσα θα είναι:

$$V_{Ed} = \min \left\{ \begin{array}{l} 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 5 \text{ m} * 0.1 \text{ m} \\ \frac{2 * 1.1 * 200 \text{ kNm}}{1 \text{ m}} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 500 \text{ kN} \\ 440 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow V_{Ed} = 440 \text{ kN}$$

ΑΣΚΗΣΗ 27^η:

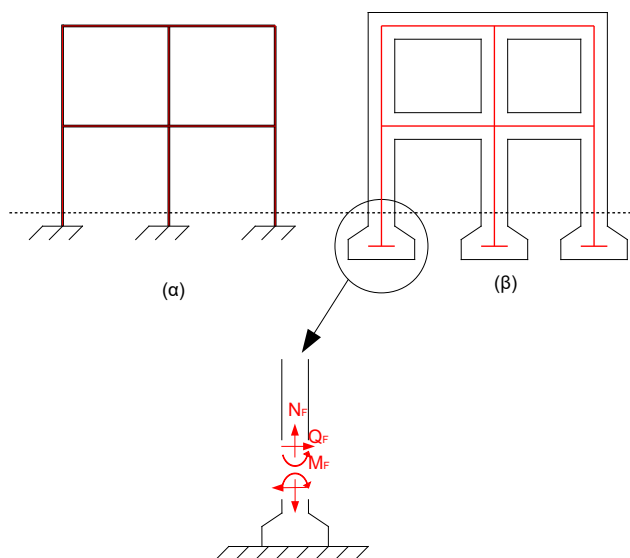
Το πλαίσιο του σχήματος διαστασιολογήθηκε για $q=4.5$. Υπολογίστηκαν οι αντιδράσεις στήριξης για το σεισμό και για τα κατακόρυφα φορτία $G+0.3Q$, οι οποίες φαίνονται στο σχήμα. Η αντοχή του υποστυλώματος A είναι : $N_{Rd}=800 \text{ kN}$, $M_{Rd}=350 \text{ kNm}$, $Q_{Rd}=500 \text{ kN}$.

Με τι εντατικά μεγέθη θα διαστασιολογηθεί το πέδιλο στο υποστυλώμα A;



Σχήμα 6.65 Εντατικά μεγέθη στη βάση του υποστυλώματος για κατακόρυφα φορτία (α) και για σεισμικά φορτία (β).

ΛΥΣΗ :



Σχήμα 6.66 Προσομοίωμα, (α), κτίριο και εντατικά μεγέθη πεδίου, (β).

Έστω τα εντατικά μεγέθη του πεδίου N_{Fd} , Q_{Fd} , M_{Fd} , αυτά υπολογίζονται ως εξής:

$$E_{Fd} = E_{F,G+0.3Q} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \Leftrightarrow \begin{cases} N_{Fd} = N_{F,G+0.3Q} + \gamma_{Rd} * \Omega_N * N_{F,E} \\ M_{Fd} = M_{F,G+0.3Q} + \gamma_{Rd} * \Omega_M * M_{F,E} \\ Q_{Fd} = Q_{F,G+0.3Q} + \gamma_{Rd} * \Omega_Q * Q_{F,E} \end{cases} \quad (A)$$

όπου:

$$\gamma_{Rd} = \begin{cases} 1.0 \text{ αν } q < 3 \\ 1.2 \text{ αν } q > 3 \end{cases} \Rightarrow (\text{κτίριο διαστασιολογήθηκε με } q=4.5) \Rightarrow \gamma_{Rd} = 1.2 \quad (B)$$

Ο συντελεστής Ω_N δίδεται από τη σχέση

$$\Omega = \frac{R_{d,i}}{E_{d,i}} \leq q \Leftrightarrow$$

$$\Omega_N = \frac{800kN}{200kN} = 4 \quad \text{πρέπει } \Omega_N \leq q = 4.5 \Rightarrow \Omega_N = 4$$

$$\Omega_Q = \frac{500kN}{100kN} = 5 \quad \text{πρέπει } \Omega_N \leq q = 4.5 \Rightarrow \Omega_Q = 4.5 \quad \Gamma$$

$$\Omega_M = \frac{350kN}{80kN} = 4.4 \quad \text{πρέπει } \Omega_N \leq q = 4.5 \Rightarrow \Omega_M = 4.4$$

Όπου $R_{d,i}$ και $E_{d,i}$ είναι η αντίσταση και η δράση σεισμού για το μέγεθος i (M , Q , N).

Από τις παραπάνω σχέσεις (A), (B) και (Γ) δίνουν:

$$N_{Fd} = 500 + 1.2 * 4 * 200 \quad \Rightarrow \quad N_{Fd} = 1460 \text{ kN}$$

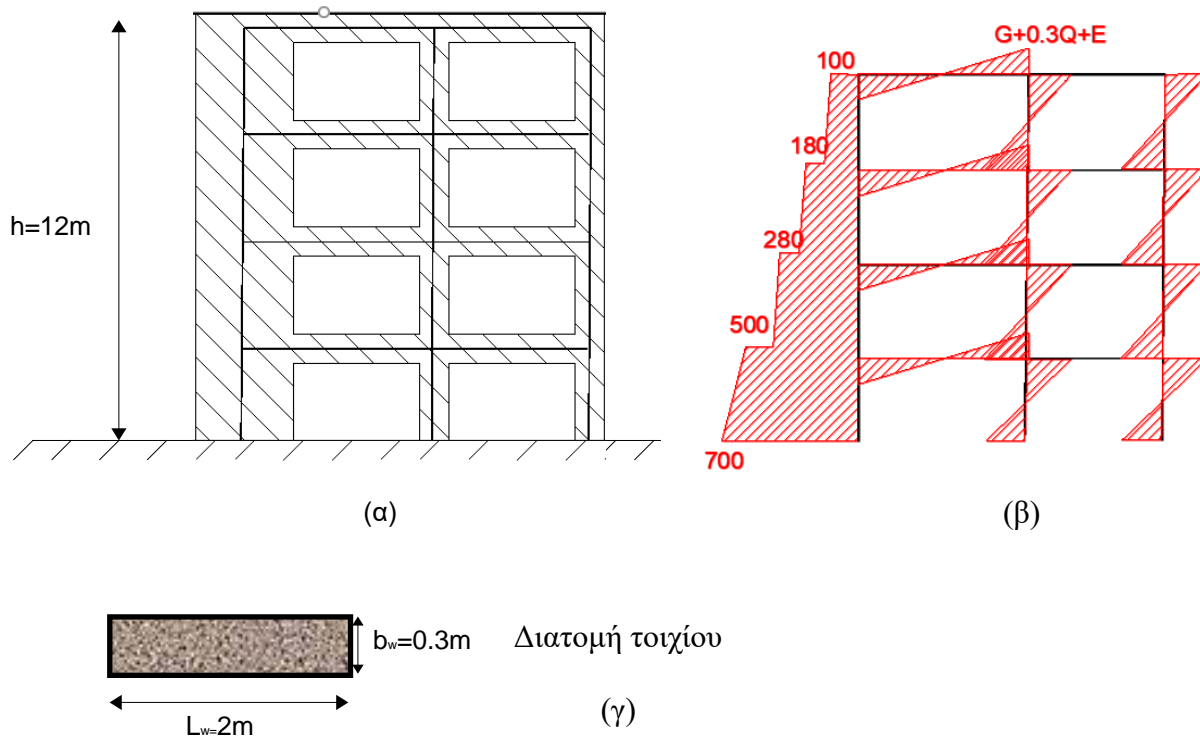
$$Q_{Fd} = 300 + 1.2 * 4.5 * 100 \quad \Rightarrow \quad Q_{Fd} = 840 \text{ kN}$$

$$M_{Fd} = 200 + 1.2 * 4.4 * 80 \quad \Rightarrow \quad M_{Fd} = 622.4 \text{ kNm}$$

ΑΣΚΗΣΗ 28^η:

Στο παρακάτω τοιχωματικό σύστημα (σύστημα τοιχωμάτων) το διάγραμμα ροπών υπολογίστηκε όπως φαίνεται στο σχήμα.

- Με ποια ροπή θα διαστασιολογηθεί το τοίχιο στη βάση του;
- Ποια είναι η περιβάλλουσα ροπών;
- Ποια θα είναι η ροπή σχεδιασμού στα 6m από τη βάση;



Σχήμα 6.67 Τριώροφο κτίριο και το προσομοίωμά του, (α), διάγραμμα ροπών για τη φόρτιση των κατακόρυφων φορτίων και του σεισμού, (β) και τομή του τοιχίου, (γ).

ΛΥΣΗ:

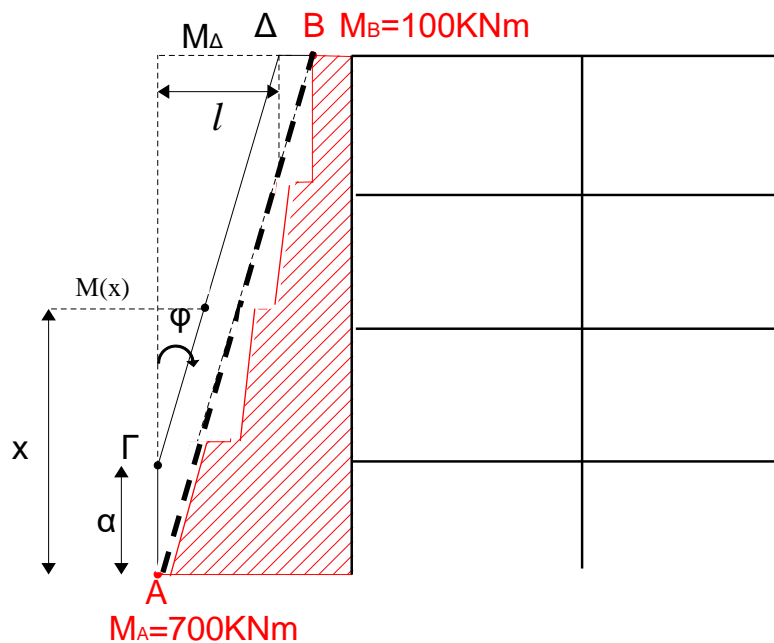
α) Το τοίχιο θα διαστασιολογηθεί στη βάση με ροπή ίση με 700kNm

β) Περιβάλλουσα ροπών.

- Χαράσσεται η ευθεία AB (B ένα σημείο στο διάγραμμα ροπών τέτοιο ώστε η ευθεία AB να περιβάλλει σε όλο το ύψος το διάγραμμα ροπών.)
- Υπολογίζεται η γωνία ϕ .

$$\tan \phi = \frac{M_A - M_B}{h_w} = \frac{700 - 100}{12} = 50 \quad \Leftrightarrow \phi = 89^\circ$$

- Υπολογίζεται το μήκος a ως εξής:



Σχήμα 6.68 Εύρεση περιβάλλουσας ροπών τοιχίου

$$a = \frac{z}{2} (\cot(\theta) - \cot(\alpha_0)), \quad \text{με} \quad z = 0.8L_w = 0.8 * 2 = 1.6m$$

$$\alpha_0 = 90^\circ \quad \text{Γωνία οπλισμού διάτμησης με τον άξονα του τοιχίου}$$

$$1 < \cot(\theta) < 2.5 \quad \text{Γωνία λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος. Επιλέγεται} \cot(\theta) = 2$$

$$a = \frac{1.6}{2} (2 - \cot 90) = 1.6m$$

- 4) Κατακόρυφα σε απόσταση ίση με a από το σημείο A βρίσκεται το σημείο Γ . Χαράσσεται ευθεία $\Gamma\Delta$ παράλληλη με την AB .
- 5) Η περιβάλλουσα των ροπών ορίζεται από την ευθεία $A\Gamma\Delta B$

Η ροπή στην κορυφή του τοιχίου (σημείο Δ) θα είναι :

$$M_{\Delta} = M_A - l = 700 - 520 = 180kNm$$

$$\tan \varphi = \frac{l}{h_w - a} \Leftrightarrow l = (h_w - a) \tan \varphi \Rightarrow l = (12 - 1.6) * 50 \Rightarrow l = 520kNm$$

γ) Σε απόσταση $x > a = 1.6m$ η ροπή θα είναι:

$$M(x) = M_A - \frac{M_A - M_{\Delta}}{h_w - a} (x - a) \quad (\text{όμοια τρίγωνα})$$

Άρα στα 6m από την βάση $x = 6m$

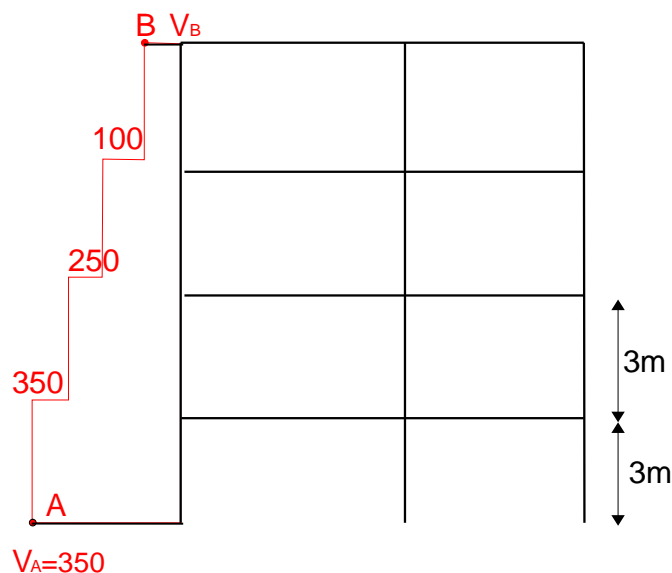
$$M_d = 700 - \frac{700 - 180}{12 - 1.6} (6 - 1.6) \Rightarrow M_d = 480kNm$$

ΑΣΚΗΣΗ 29^η:

Το τοιχωματικό σύστημα της άσκησης 28 έχει το διάγραμμα τεμνουσών για τον συνδυασμό (G+0.3Q+E) όπως στο παρακάτω σχήμα.

Με ποια τέμνουσα θα διαστασιολογηθεί το τοιχίο;

Ποια η περιβάλλουσα των τεμνουσών σχεδιασμού και ποια η τιμή της στα 6m από τη βάση του τοιχώματος. Το κτίριο διαστασιολογήθηκε για Κ.Π.Μ.



Σχήμα 6.69 Διάγραμμα τεμνουσών.

ΛΥΣΗ :

α)

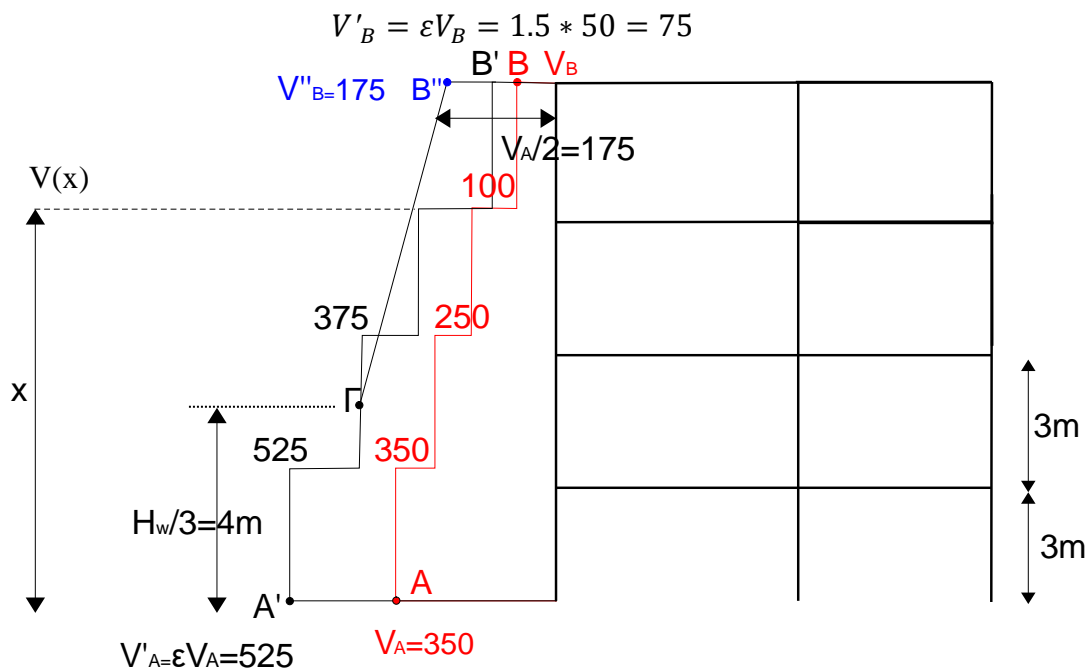
- 1) Αρχικά αυξάνονται οι τιμές των τεμνουσών σε κάθε όροφο πολλαπλασιάζοντας τους με το συντελεστή μεγέθυνσης ε , ο οποίος υπολογίζεται ως εξής :

$$\text{Όταν } \frac{H_w}{L_w} > 2 \text{ (Λυγηρά τοιχώματα)}$$

$$\text{Όταν } \frac{H_w}{L_w} < 2 \text{ (κοντά τοιχώματα)}$$

$$\varepsilon = \begin{cases} 1.5 & \text{για Κ.Π.Μ.} \\ \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} * M_{Rd}}{q * M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 * \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q & \text{για Κ.Π.Υ.} \end{cases} \quad \varepsilon = \begin{cases} 1.5 & \text{για Κ.Π.Μ.} \\ \gamma_{Rd} * \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q & \text{για Κ.Π.Υ.} \end{cases}$$

Στην περίπτωση της άσκησης είναι :



Σχήμα 6.70 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων στο τοιχίο.

$$\frac{H_w}{L_w} = \frac{12m}{2m} = 6 > 2 \quad \Rightarrow \quad \text{για Κ.Π.Μ.} \quad \varepsilon = 1.5$$

Επομένως :

$$V'_A = \varepsilon V_A = 1.5 * 350 = 525 \text{ kN}$$

- 2) Για ύψος μέχρι $\frac{H_w}{3} = 4m$ οι τέμνουσες παραμένουν ως έχουν. Σε ύψος 4m ορίζεται το σημείο Γ. Κατόπιν ορίζεται το σημείο Β'' ως εξής :

$$V''_B = \max \left\{ \varepsilon V_B, \quad \frac{V_A}{2} \right\} \Rightarrow$$

$$V''_B = \max \left\{ \varepsilon V_B = 75, \quad \frac{V_A}{2} = 175 \right\} = 175 \text{ kN}$$

Ενώνεται το σημείο Γ με το Β'' και προκύπτει η περιβάλλουσα των τεμνουσών.

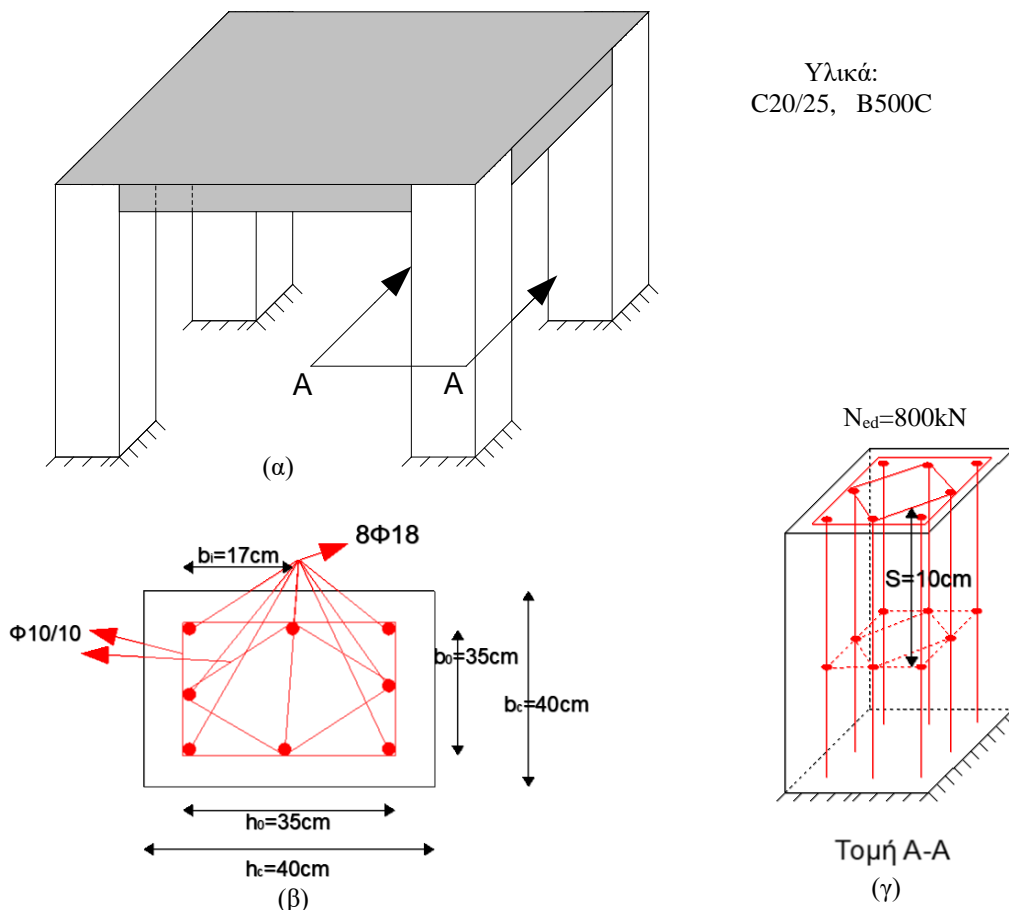
- 3) Για κάθε ενδιάμεσο σημείο $x > (H_w/3)$ από όμοια τρίγωνα θα έχουμε:

$$V(x) = V_\Gamma - \frac{V_\Gamma - V''_B}{2 \frac{H_w}{3}} * (x - \frac{H_w}{3})$$

$$\text{Για } x=6m \quad V(6) = 375 - \frac{375 - 175}{2 \frac{12}{3}} * (6 - \frac{12}{3}) \Rightarrow V(6) = 325 \text{ kN}$$

ΑΣΚΗΣΗ 30^η:

Να ελεγχθεί αν ο οπλισμός του υποστυλώματος ικανοποιεί τη διάταξη του EC8 για τον οπλισμό περίσφιξης. Το κτίριο έχει ιδιοπερίοδο $T=0.2\text{sec}$ και σχεδιάστηκε για $q_0=3.5$ και έδαφος κατηγορίας B.



Υλικά:
C20/25, B500C

Σχήμα 6.71 Μονώροφο κτίριο, (α), τομή A-A του υποστυλώματος, (β), προοπτικό υποστυλώματος, (γ).

ΛΥΣΗ :

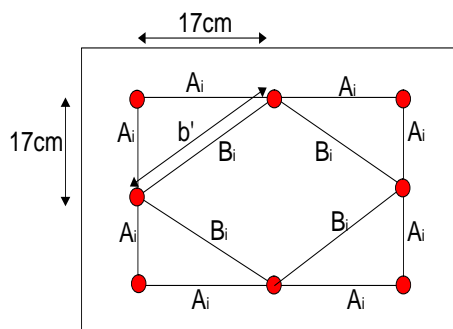
Η απαίτηση πλαστιμότητας μέσω επαρκούς περίσφιξης ικανοποιείται εάν :

$$a * \omega_{wd} \geq 30 * \mu_{\phi} * \nu_d * \epsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \tag{A}$$

όπου:

ω_{wd} : Μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιξης μέσα στη κρίσιμη περιοχή.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος των συνδετήρων περίσφιξης}}{\text{όγκος του σκυροδέματος του πυρήνα}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \Leftrightarrow \omega_{wd} = \frac{V_w}{V_c} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$



Σχήμα 6.72 Διατομή υποστυλώματος, διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός και σχετικές αποστάσεις μεταξύ των τμημάτων.

$$b' = \sqrt{17^2 + 17^2} = 24 \text{ cm}$$

Η διάμετρος του συνδετήρα είναι $D=1 \text{ cm}$

Ο όγκος των συνδετήρων περισφιξης είναι:

$$V_w = 8 * \left(\frac{\pi * D^2}{4} * 17 \right) + 4 * \left(\frac{\pi * D^2}{4} * 24 \right) \Rightarrow V_w = 182.12 \text{ cm}^3$$

Αριθμός τμημάτων A_i Όγκος ενός τμήματος A_i Αριθμός τμημάτων B_i Όγκος ενός τμήματος B_i

Ο όγκος του περισφιγμένου σκυροδέματος είναι:

$$V_c = b_0 * h_0 * S = 35 * 35 * 10 = 12250 \text{ cm}^3$$

Επομένως:

$$\omega_{wd} = \frac{182.12}{12250} * \frac{1.15}{\frac{500}{20}} \Leftrightarrow \omega_{wd} = 0.49$$

a : Συντελεστής αποτελεσματικότητας περισφιξης,

$$a = a_h * a_s$$

$$a_h = 1 - \sum \frac{b_i^2}{6 * b_0 * h_0} = 1 - \frac{8 * 17^2 + 4 * 24^2}{6 * 35 * 35} = 0.37$$

$$a_s = \left(1 - \frac{5}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{5}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{10}{2 * 35}\right) \left(1 - \frac{10}{2 * 35}\right) = 0.74$$

Επομένως:

$$a = a_h * a_s \Leftrightarrow a = 0.37 * 0.74 \Leftrightarrow a = 0.27$$

μ_φ: Απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.

$$\mu_{\varphi} = \begin{cases} 2q_0 - 1 & T > T_C \\ 1 + (2q_0 - 1) \frac{T_C}{T} & T < T_C \end{cases}$$

Η Απαιτούμενη πλαστιμότητα μετακινήσεων είναι:

$$\mu_{\delta} = \frac{\mu_{\varphi} + 1}{2}$$

Για έδαφος Β => $T_C = 0.5 \text{ sec}$

Επειδή $T = 0.2 < T_C = 0.5$

$$\mu_{\varphi} = 1 + (2q_0 - 1) \frac{T_C}{T} = 1 + (2 * 3.5 - 1) \frac{0.50}{0.20} \Leftrightarrow \mu_{\varphi} = 16$$

v_d : Ανηγγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού.

$$v_d = \frac{N_{cd}}{A_c f_{cd}} = \frac{800 \text{ kN}}{(0.40 * 0.40) \text{ m}^2 \frac{20 * 10^3 \text{ kN} / \text{m}^2}{1.5}} \Leftrightarrow v_d = 0.375$$

Θα πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$v_d = \begin{cases} \leq 0.65 \text{ για } K. Π. Μ \\ \leq 0.55 \text{ για } K. Π. Υ. \end{cases}$$

Για κτίριο Κ.Π.Μ. είναι $v_d = 0.375 < 0.65$ επομένως το κριτήριο ικανοποιείται.

$\varepsilon_{s,y,d}$: Τιμή σχεδιασμού ανηγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στη διαρροή.

$$\varepsilon_{s,y,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500}{210000} = 0.0021$$

Η σχέση της περίσφιξης, (A), δίνει:

$$A_{\text{μέλος}} = a * \omega_{wd} = 0.27 * 0.49 = 0.13$$

$$\begin{aligned} B_{\text{μέλος}} &= 30 * \mu_{\varphi} * v_d * \varepsilon_{s,y,d} * \frac{b_c}{b_0} - 0.035 = 30 * 16 * 0.375 * 0.0021 * \frac{40}{35} - 0.035 \\ &= 0.39 \end{aligned}$$

επειδή $A_{\text{μέλος}} \leq B_{\text{μέλος}}$ δεν ικανοποιείται η συνθήκη περίσφιξης

ΑΣΚΗΣΗ 31^η:

Στο παρακάτω πλαίσιο να υπολογιστούν με την δυναμική φασματική μέθοδο (Δ.Φ.Μ.) :

- α) Οι κυκλικές συχνότητες ω_i , οι ιδιοπερίοδοι T_i και οι συχνότητες f_i του πλαισίου.
- β) Οι ιδιομορφές Φ_i του πλαισίου.
- γ) Οι συντελεστές συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής Φ_i .
- δ) Το ποσοστό συμμετοχής της ιδιομορφικής μάζας για κάθε ιδιομορφή στη συνολική μάζα της κατασκευής.
- ε) Οι μετακινήσεις στους ορόφους.
- στ) Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται σε κάθε όροφο.
- ζ) Τα εντατικά μεγέθη (ροπή , τέμνουσα ,αξονική) του στύλου Α.

Δεδομένα:

Συντελεστής συμπεριφοράς $q=4$.

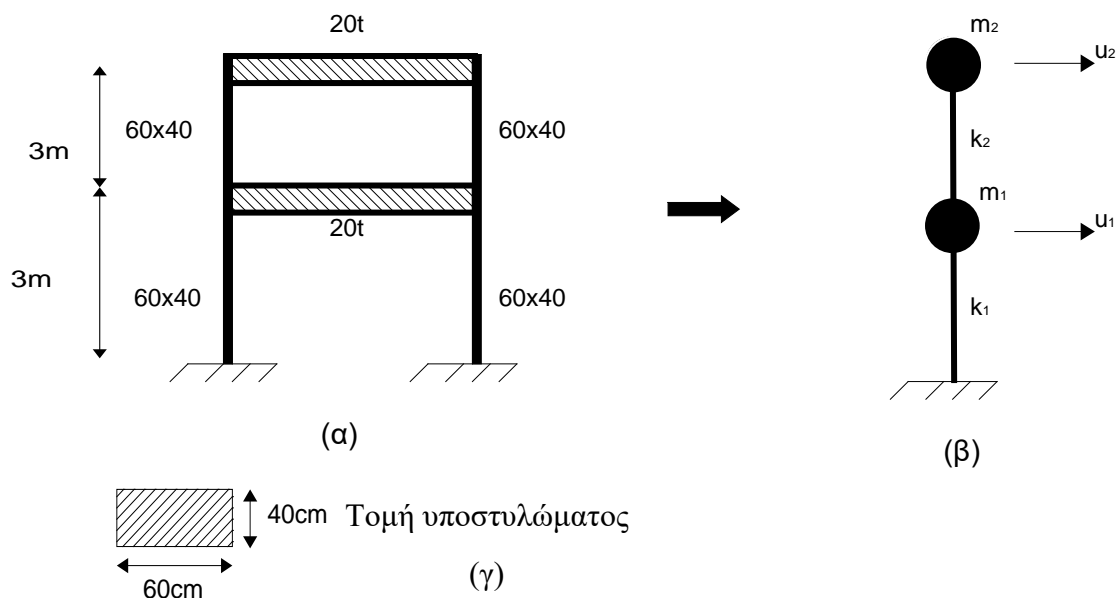
Έδαφος κατηγορίας Β.

$E=30\text{GPa}$,

Ζώνη σεισμικής σπουδαιότητας Ζ2, $\alpha_g=0.24g$.

Σπουδαιότητα ΙΙ , $\gamma_I=1$.

Τα υποστυλώματα να θεωρηθούν αμφίπακτα και τα ζυγώματα άκαμπτα.



Σχήμα 6.73 Διώροφο πλαίσιο, (α), προσομοίωμα συγκεντρωμένης μάζας και δυσκαμψίας, (β), τομή υποστυλώματος, (γ).

ΛΥΣΗ :

α) Οι κυκλικές συχνότητες ω_i , οι ιδιοπερίοδοι T_i και οι ιδιοσυχνότητες f_i του πλαισίου.

- Αρχικά υπολογίζεται το μητρώο μάζας $[M]$ της κατασκευής

$$[M] = \begin{pmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 20 & 0 \\ 0 & 30 \end{pmatrix} \quad (1)$$

- Στη συνέχεια υπολογίζεται το μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής

$$[K] = \begin{pmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{pmatrix} \quad (2)$$

Η δυσκαμψία κάθε υποστυλώματος $K_{\text{στ}}$ είναι :

$$K_{\text{στ}} = \frac{12EI}{h^3} \quad (3)$$

όπου :

$$I = \frac{ab^3}{12} = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 72 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 = 0.0072 \text{ m}^4$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$E = 30 \text{ GPa} = 30 \cdot 10^6 \text{ kN / m}^2$$

Επομένως:

$$K_{\text{στ}} = \frac{12 \cdot 30 \cdot 10^6 (\text{kN / m}^2) \cdot 0.0072 \text{ m}^4}{(3 \text{ m})^3} \Leftrightarrow K_{\text{στ}} = 96000 \text{ kN / m}$$

Η συνολική δυσκαμψία του ορόφου K_1 θα είναι:

$$K_1 = 2K_{\text{στ}} = 2 \cdot 96000 \Leftrightarrow K_1 = 192000 \text{ kN / m}$$

Επειδή τα υποστυλώματα είναι ίδια και στον πάνω όροφο

$$K_2 = K_1 \Leftrightarrow K_2 = 192000 \text{ kN/m}$$

Το μητρώο δυσκαμψίας θα είναι:

$$K = \begin{pmatrix} 384000 & -192000 \\ -192000 & 192000 \end{pmatrix}$$

- Η χαρακτηριστική εξίσωση της κατασκευής είναι :

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \quad (4)$$

$$\left| \begin{pmatrix} 384000 & -192000 \\ -192000 & 192000 \end{pmatrix} - \omega^2 \begin{pmatrix} 20 & 0 \\ 0 & 30 \end{pmatrix} \right| = 0 \Leftrightarrow$$

$$\left| \begin{pmatrix} 384000 - 20\omega^2 & -192000 \\ -192000 & 192000 - 30\omega^2 \end{pmatrix} \right| = 0 \Leftrightarrow$$

$$(384000 - 20\omega^2)(192000 - 30\omega^2) - 192000^2 = 0 \Leftrightarrow$$

$$600\omega^4 - 15360000\omega^2 + 7372800000 = 0 \Leftrightarrow$$

$$\omega^4 - 25600\omega^2 + 122880000 = 0 \quad (5)$$

Εάν τεθεί $\omega^2 = \rho$

Η εξίσωση (5) γίνεται :

$$\rho^2 - 25600\rho + 122880000 = 0$$

$$\rho_{1,2} = \frac{-\beta \pm \sqrt{\Delta}}{2\alpha} = \begin{cases} \rho_2 = 22910 \\ \rho_1 = 2681 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\omega_2^2 = 22910 \quad \omega_2 = 151.36 \text{ rad/sec}$$

\Rightarrow

$$\omega_1^2 = 2681 \quad \omega_1 = 51.78 \text{ rad/sec}$$

Οι ιδιοπερίοδοι T_i θα είναι :

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2 * 3.14}{151.36} \Leftrightarrow T_2 = 0.04 \text{ sec}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2 * 3.14}{51.78} \Leftrightarrow T_1 = 0.12 \text{ sec}$$

Οι ιδιοσυχνότητες f_i θα είναι :

$$f_2 = \frac{1}{T_2} = \frac{1}{0.04} \Leftrightarrow f_2 = 25 \text{ Hz}$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{0.12} \Leftrightarrow f_1 = 8.33 \text{ Hz}$$

β) Ένρεση ιδιομορφών Φ_i για κάθε ιδιομορφή i

Η εξίσωση που ικανοποιεί η ιδιομορφή Φ_i είναι:

$$([K] - \omega_i^2[M])\{\Phi_i\} = 0, \quad i = 1, 2 \quad (6)$$

Για $\omega_i = \omega_1$ η παραπάνω σχέση γίνεται:

$$([K] - \omega_1^2[M])\{\Phi_1\} = 0 \quad (7)$$

$$\left(\begin{pmatrix} 384000 & -192000 \\ -192000 & 192000 \end{pmatrix} - 2681 \begin{pmatrix} 20 & 0 \\ 0 & 30 \end{pmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \Phi_{1,1} \\ \Phi_{2,1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} 330380 & -192000 \\ -192000 & 113570 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_{1,1} \\ \Phi_{2,1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \Rightarrow$$

Η πρώτη εξίσωση είναι

$$330380 * \Phi_{1,1} - 192000 * \Phi_{2,1} = 0 \quad (8)$$

$$-192000 * \Phi_{1,1} + 113570 * \Phi_{2,1} = 0 \quad (9)$$

Εάν θέσουμε $\Phi_{2,1}=1$ η σχέση (8) γίνεται:

$$330380 * \Phi_{1,1} - 192000 * 1 = 0 \Leftrightarrow \Phi_{1,1} = 0.59$$

Επομένως:

$$\Phi_1 = \begin{Bmatrix} \Phi_{1,1} \\ \Phi_{2,1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.59 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

Για $\omega_1=\omega_2$ η σχέση (6) γίνεται :

$$([K] - \omega_2^2[M])\{\Phi_2\} = 0 \Leftrightarrow$$

$$\left(\begin{pmatrix} 384000 & -192000 \\ -192000 & 192000 \end{pmatrix} - 22910 \begin{pmatrix} 20 & 0 \\ 0 & 30 \end{pmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \Phi_{1,2} \\ \Phi_{2,2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} -74200 & -192000 \\ -192000 & -495300 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_{1,2} \\ \Phi_{2,2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \Rightarrow$$

$$-74200 * \Phi_{1,2} - 192000 * \Phi_{2,2} = 0 \quad (10)$$

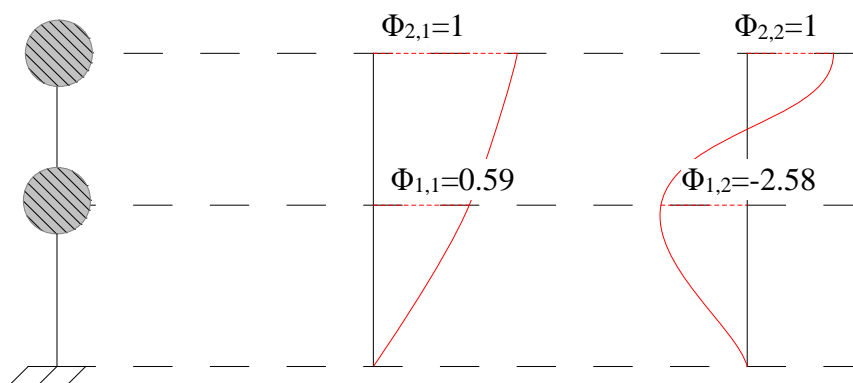
$$-192000 * \Phi_{1,2} - 495300 * \Phi_{2,2} = 0 \quad (11)$$

Θέτουμε $\Phi_{2,2}=1$ και η (10) γίνεται:

$$-74200 * \Phi_{1,2} - 192000 * 1 = 0 \Leftrightarrow \Phi_{1,2} = -2.58$$

$$\text{Επομένως } \{\Phi_2\} = \begin{Bmatrix} -2.58 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται γραφικά οι υπολογιζόμενες ιδιομορφές



Σχήμα 6.74 Πρώτη και δεύτερη ιδιομορφή ταλάντωσης του πλαισίου.

γ) Ο συντελεστής συμμετοχής Γ_i της κάθε ιδιομορφής είναι:

$$\Gamma_j = \frac{\{\Phi_j\}^T [M] \{r\}}{\{\Phi_j\}^T [M] \{\Phi_j\}} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i * \Phi_{i,j}}{(\sum_{i=1}^n m_i * \Phi_{i,j})^2} \quad \left(\begin{array}{l} \text{Οροφοι:} \quad i=1,2 \\ \text{Ιδιομορφές:} \quad j=1,2 \end{array} \right) \quad (12)$$

Οπότε για την πρώτη ιδιομορφή, $j=1$, ο συντελεστής συμμετοχής της είναι :

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^2 m_i * \Phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^2 m_i * \Phi_{i,1}^2} = \frac{m_1 \Phi_{1,1} + m_2 \Phi_{2,1}}{m_1 \Phi_{1,1}^2 + m_2 \Phi_{2,1}^2} = \frac{20 * 0.59 + 30 * 1}{20 * 0.59^2 + 30 * 1^2} = 1.1$$

Για τη δεύτερη ιδιομορφή, $j=2$, ο συντελεστής συμμετοχής Γ_2 είναι :

$$\Gamma_2 = \frac{\sum_{i=1}^2 m_i * \Phi_{i,2}}{\sum_{i=1}^2 m_i * \Phi_{i,2}^2} = \frac{m_1 \Phi_{1,2} + m_2 \Phi_{2,2}}{m_1 \Phi_{1,2}^2 + m_2 \Phi_{2,2}^2} = \frac{20 * (-2.58) + 30 * 1}{20 * (-2.58)^2 + 30 * 1^2} = 0.57$$

δ) Το ποσοστό συμμετοχής της ιδιομορφικής μάζας, M_j , στη συνολική μάζα κατασκευής είναι :

$$M_j = \Gamma_j \{\Phi_j\}^T [M] \{r\} = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i * \Phi_{i,j})^2}{\sum_{i=1}^n m_i * \Phi_{i,j}^2} \quad \left(\begin{array}{l} \text{Οροφοι:} \quad i=1,2 \\ \text{Ιδιομορφές:} \quad j=1,2 \end{array} \right) \quad (13)$$

Για την πρώτη ιδιομορφή, $j=1$, η σχέση (13) δίνει :

$$M_1 = \frac{(\sum_{i=1}^2 m_i * \Phi_{i,1})^2}{\sum_{i=1}^2 m_i * \Phi_{i,1}^2} = \frac{(m_1 \Phi_{1,1} + m_2 \Phi_{2,1})^2}{m_1 \Phi_{1,1}^2 + m_2 \Phi_{2,1}^2} = \frac{[20 * (0.59) + 30 * 1]^2}{20 * (0.59)^2 + 30 * 1^2} = 47.2$$

Δηλαδή:

Στη συνολική μάζα της κατασκευής $M_{\text{tot}}=50$ t	Η 1 ^η ιδιομορφή κατέχει $M_1=47.2$ t
Στους	100 t
	Ποσό κατέχει η 1 ^η ιδιομορφή; έστω χ

$$x = \frac{47.2}{50} * 100 \rightarrow \chi = 94.4\%$$

Άρα η ιδιομορφική μάζα της πρώτης ιδιομορφής συμμετέχει 94.4% στη συνολική μάζα της κατασκευής.

Για τη δεύτερη ιδιομορφή $j=2$:

$$M_2 = \frac{(\sum_{i=1}^2 m_i * \Phi_{i,2})^2}{\sum_{i=1}^2 m_i * \Phi_{i,2}^2} = \frac{(m_1 \Phi_{1,2} + m_2 \Phi_{2,2})^2}{m_1 \Phi_{1,2}^2 + m_2 \Phi_{2,2}^2} = \frac{[20 * (-2.58) + 30 * 1]^2}{20 * (-2.58)^2 + 30 * 1^2} = 2.8$$

Στη συνολική μάζα της κατασκευής $M_{\text{tot}}=50$ t	Η 2 ^η ιδιομορφή κατέχει $M_2=2.8$ t
Στους	100t
	Ποσό κατέχει η 2 ^η ιδιομορφή; έστω χ

$$x = \frac{2.8}{50} * 100 \Leftrightarrow x = 5.6\%$$

Άρα η ιδιομορφική μάζα της δεύτερης ιδιομορφής συμμετέχει κατά 6.6% στη συνολική μάζα της κατασκευής.

ε) Οι μετακινήσεις σε κάθε όροφο θα είναι:

$$\{x_{i,j}\} = \Gamma_j * q * \frac{S_d(T_j)}{\omega_j^2} \{\Phi_{i,j}\} \quad \left(\begin{array}{l} \text{Όροφοι: } i=1,2 \\ \text{Ιδιομορφές: } j=1,2 \end{array} \right) \quad (14)$$

Εύρεση $S_d(T_j)$

1^η Ιδιομορφή:

Έδαφος B $\Rightarrow S = 1.2$, $T_B = 0.15 \text{ sec}$, $T_C = 0.50 \text{ sec}$, $T_D = 2.5 \text{ sec}$

$$T_1 = 0.12 \text{ sec} \quad T_1 < T_B \Leftrightarrow S_d(T_1) = \alpha_g * S * \left(\frac{2}{3} + \frac{T_1}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right)$$

$$S_d(T_1) = 0.24g * 1.2 * \left(\frac{2}{3} + \frac{0.12}{0.15} * \left(\frac{2.5}{4} - \frac{2}{3} \right) \right) \Leftrightarrow S_d(T_1) = 0.18g = 1.80 \text{ m/sec}^2$$

2^η ιδιομορφή:

$$T_2 = 0.04 \text{ sec} \quad T_2 < T_B \Rightarrow S_d(T_2) = \alpha_g * S * \left(\frac{2}{3} + \frac{T_2}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right)$$

$$S_d(T_2) = 0.24g * 1.2 * \left(\frac{2}{3} + \frac{0.04}{0.15} * \left(\frac{2.5}{4} - \frac{2}{3} \right) \right) \Leftrightarrow S_d(T_2) = 1.88 \text{ m/sec}^2$$

Επομένως η σχέση (14) γίνεται :

Για την πρώτη ιδιομορφή είναι $j=1$ οι μετακινήσεις των ορόφων είναι:

$$\begin{Bmatrix} x_{1,1} \\ x_{2,1} \end{Bmatrix} = \Gamma_1 * q * \frac{S_d(T_1)}{\omega_1^2} \begin{Bmatrix} \Phi_{1,1} \\ \Phi_{2,1} \end{Bmatrix} \Rightarrow$$

$$\begin{Bmatrix} x_{1,1} \\ x_{2,1} \end{Bmatrix} = 1.1 * 4 * \frac{1.8}{2681} \begin{Bmatrix} 0.59 \\ 1 \end{Bmatrix} \Rightarrow \begin{Bmatrix} x_{1,1} \\ x_{2,1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.74 \\ 2.95 \end{Bmatrix} 10^{-3} \text{ m}$$

Για την δεύτερη ιδιομορφή είναι $j=2$ και οι μετακινήσεις των ορόφων:

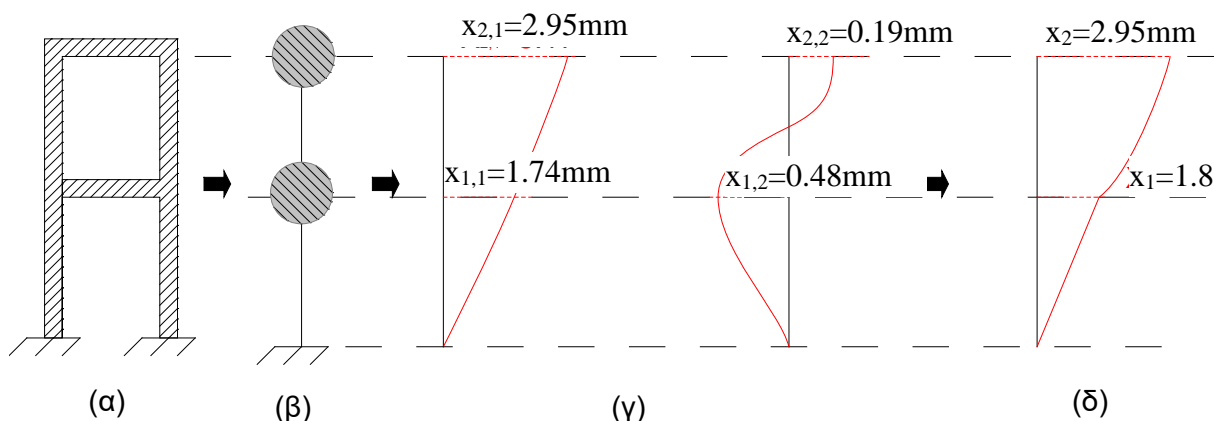
$$\begin{Bmatrix} x_{1,2} \\ x_{2,2} \end{Bmatrix} = \Gamma_2 * q * \frac{S_d(T_2)}{\omega_2^2} \begin{Bmatrix} \Phi_{1,2} \\ \Phi_{2,2} \end{Bmatrix} \Rightarrow$$

$$\begin{Bmatrix} x_{1,2} \\ x_{2,2} \end{Bmatrix} = (0.57) * 4 * \frac{1.88}{22910} \begin{Bmatrix} -2.58 \\ 1 \end{Bmatrix} \Rightarrow \begin{Bmatrix} x_{1,2} \\ x_{2,2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.48 \\ 0.19 \end{Bmatrix} 10^{-3} \text{ m}$$

Και η συνολική μετακίνηση σε κάθε όροφο είναι :

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \sqrt{\begin{Bmatrix} x_{1,1} \\ x_{2,1} \end{Bmatrix}^2 + \begin{Bmatrix} x_{1,2} \\ x_{2,2} \end{Bmatrix}^2} = \sqrt{\left[\begin{Bmatrix} 1.74 \\ 2.95 \end{Bmatrix} 10^{-3}\right]^2 + \left[\begin{Bmatrix} -0.48 \\ 0.19 \end{Bmatrix} 10^{-3}\right]^2}$$

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.8 \\ 2.95 \end{Bmatrix} 10^{-3} m \Leftrightarrow \begin{cases} x_1 = 1.8 mm \\ x_2 = 2.95 mm \end{cases}$$



Σχήμα 6.75 Το κτίριο, (α), το προσομοίωμα του, (β), οι ιδιομορφικές μετακινήσεις, (γ) και οι συνολικές μετακινήσεις, (δ).

στ) Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται σε κάθε όροφο i , και για κάθε ιδιομορφή $j=1,2$ είναι :

$$\{F_j\} = \Gamma_j * S_d(T_j)[M]\{\Phi_j\}$$

Για κάθε βαθμό ελευθερίας $i=1,2$

$$\{F_{i,j}\} = \Gamma_j * S_d(T_j)[M]\{\Phi_{i,j}\}$$

Για την πρώτη ιδιομορφή :

$$\{F_{i,1}\} = \Gamma_1 * S_d(T_1)[M]\{\Phi_{i,1}\} =$$

$$\begin{Bmatrix} F_{1,1} \\ F_{2,1} \end{Bmatrix} = 1.1 * 1.8 * \begin{pmatrix} 20 & 0 \\ 0 & 30 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} 0.59 \\ 1 \end{Bmatrix} \Rightarrow \begin{Bmatrix} F_{1,1} \\ F_{2,1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 23.36 \\ 59.4 \end{Bmatrix} kN$$

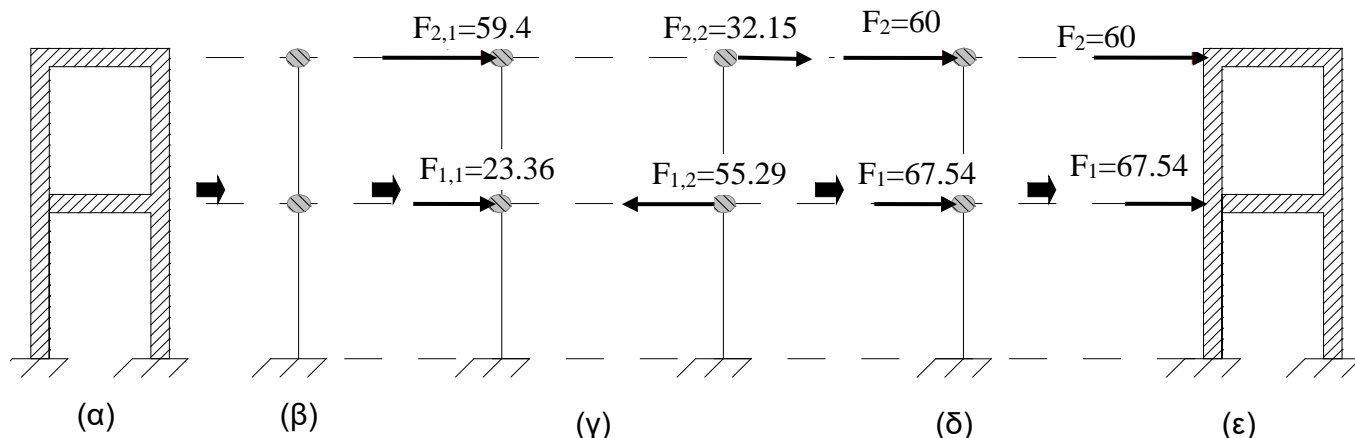
Για τη δεύτερη ιδιομορφή :

$$\{F_{i,2}\} = \Gamma_2 * S_d(T_2)[M]\{\Phi_{i,2}\} =$$

$$\begin{Bmatrix} F_{1,2} \\ F_{2,2} \end{Bmatrix} = (0.57) * 1.88 * \begin{pmatrix} 20 & 0 \\ 0 & 30 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} -2.58 \\ 1 \end{Bmatrix} \Rightarrow \begin{Bmatrix} F_{1,2} \\ F_{2,2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -55.29 \\ 32.15 \end{Bmatrix} kN$$

Η συνολική δύναμη σε κάθε όροφο θα είναι :

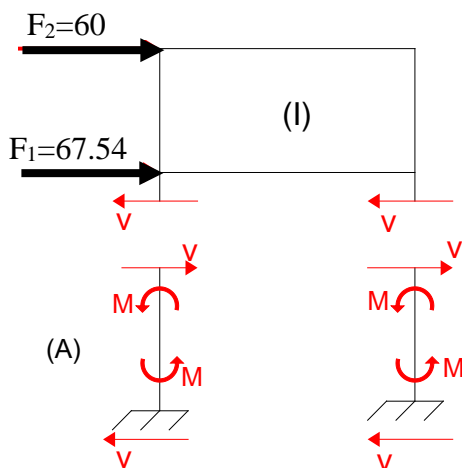
$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \sqrt{\begin{Bmatrix} F_{1,1} \\ F_{2,1} \end{Bmatrix}^2 + \begin{Bmatrix} F_{1,2} \\ F_{2,2} \end{Bmatrix}^2} = \left(\sqrt{\begin{Bmatrix} 23.36 \\ 59.4 \end{Bmatrix}^2 + \begin{Bmatrix} -55.29 \\ 32.15 \end{Bmatrix}^2} \right) \rightarrow \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 60 \\ 67.54 \end{Bmatrix} kN$$



Σχήμα 6.76 Το κτίριο (α), το προσομοίωμα του, (β), οι ιδιομορφικές δυνάμεις σε κάθε όροφο του κτιρίου, (γ), συνολικές δυνάμεις στους ορόφους του προσομοιώματος, (δ), και συνολικές δυνάμεις στους ορόφους του κτιρίου (ε).

ζ) Τα εντατικά μεγέθη (ροπή , τέμνουσα ,αξονική) του στύλου Α.

Στο υποστύλωμα Α ασκείται τέμνουσα δύναμη V:



Από ισορροπία στο τμήμα I :

$$2V = 60 + 67.58 \Leftrightarrow V = 63.8kN$$

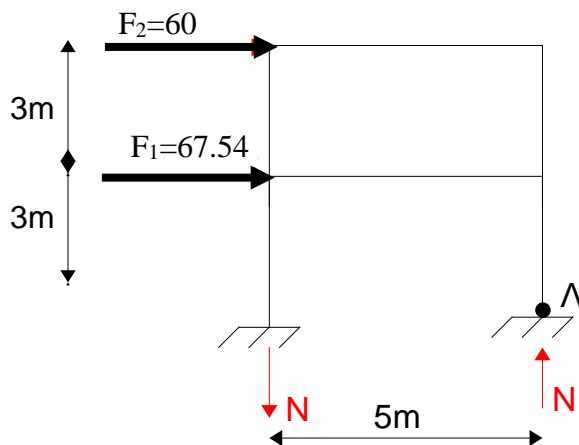
Από ισορροπία στο υποστύλωμα Α :

$$V * h = 2M \Leftrightarrow M = \frac{2V}{h} \Leftrightarrow M = \frac{2 * 63.8kN}{3m}$$

⇒

$$M = 42.45kNm$$

Σχήμα 6.77 Ροπές και τέμνουσες στο επίπεδο του ισογείου και ισορροπία του άνω τμήματος.



Σχήμα 6.78 Αξονικές δυνάμεις στη βάση του πλαισίου.

Αν αγνοηθεί η ροπή, 42.45kNm, στη βάση των υποστυλωμάτων μια αδρομερής εκτίμηση της αξονικής γίνεται ως εξής:

Για να μην ανατραπεί η κατασκευή ως προς τη βάση του στύλου σημείο Λ, η ισορροπία ροπών ως προς το σημείο αυτό δίνει :

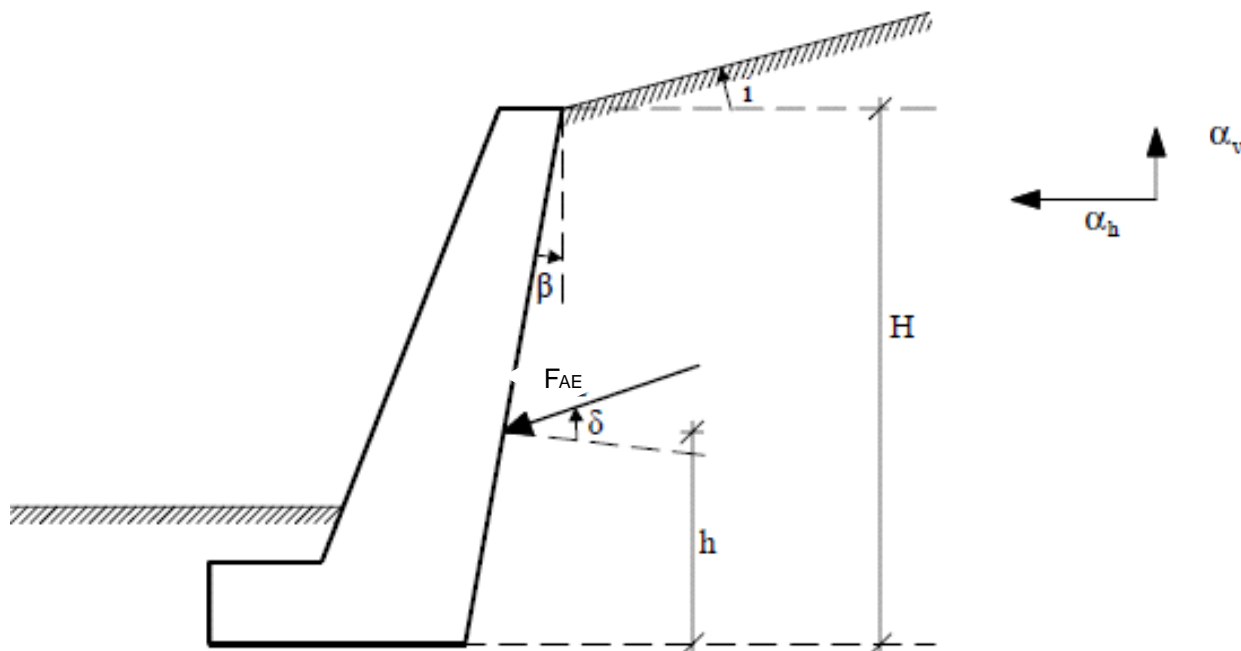
$$67.54 * 3 + 60 * 6 = 5 * N \Leftrightarrow N = 112.5kN$$

Αν δεν αγνοηθεί η ροπή στη βάση των υποστυλωμάτων η εκτίμηση της αξονικής γίνεται ως εξής:

$$67.54 * 3 + 60 * 6 = 5 * N + 2 * 42.45 \Leftrightarrow N = 95.5kN$$

ΑΣΚΗΣΗ 32^η:

Να βρεθεί η σεισμική δύναμη F_{AE} που ασκείται στον τοίχο αντιστήριξης του παρακάτω σχήματος.



Σχήμα 6.79 Σεισμική δράση για κατακόρυφη και οριζόντια διέγερση σε τοίχο αντιστήριξης.

Δεδομένα :

α_h : Οριζόντια σεισμική επιτάχυνση, $\alpha_h=0.24g$.

α_v : Κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση, $\alpha_v=0.17g$.

β : Γωνία παρειάς τοίχου ως προς κατακόρυφη, $\beta=10^\circ$.

i : Γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια, $i=15^\circ$.

φ : Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους (διατμητικής αντοχής), $\varphi=30^\circ$.

δ : Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους, $\delta=18^\circ$.

$\gamma_{εδ}$: Ειδικό βάρος εδάφους, $\gamma_{εδ}=20 \text{ kN/m}^3$.

H : Ύψος τοίχου, $H=10 \text{ m}$.

ΛΥΣΗ:

Σύμφωνα με τη μέθοδο Mononobe-Okabe για ενεργητική ώθηση (όταν ο τοίχος κινείται μακριά από την επίχωση), η συνολική ενεργητική ώθηση F_{AE} είναι :

$$F_{AE} = 0.5 * \gamma_{εδ} * H^2 (1 - \alpha_v) K_{AE}$$

όπου:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\theta) * \cos^2(\beta) * \cos(\delta + \beta + \theta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}}\right)}$$

και

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{a_h}{1 - a_v}\right)$$

Αν το $\sin(\varphi - \theta - i) < 0$ τότε λαμβάνεται ίσο με 0.

Αντικαθιστώντας τα δεδομένα:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{a_h}{1 - a_v}\right) \Leftrightarrow \theta = \tan^{-1}\left(\frac{0.24}{1 - 0.17}\right) = \tan^{-1}(0.29) = 16.17^\circ$$

και

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30 - 16.17 - 10)}{\cos(16.17) * \cos^2(10) * \cos(18 + 10 + 16.17) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 18) * \sin(30 - 16.17 - 15)}{\cos(18 + 10 + 16.17) * \cos(15 - 10)}}\right)}$$

$$K_{AE} = 1.5$$

Η σεισμική δύναμη, F_{AE} , θα είναι :

$$F_{AE} = 0.5 * 20 * 10^2 * (1 - 0.17) * 1.5 \Leftrightarrow F_{AE} = 1245 \text{ kN}$$

Το σημείο εφαρμογής της σεισμικής δύναμης F_{AE} βρίσκεται σε ύψος h ίσο με:

$$\frac{h}{H} = 0.4 \Leftrightarrow h = 0.4 * 10 \Leftrightarrow h = 4 \text{ m}$$

Σημείωση 1 :

Η δύναμη παθητικής ώθησης (δύναμη που αναπτύσσεται όταν ο τοίχος κινείται προς την επίχωση) είναι η ίδια με δύναμη ενεργητικής ώθησης αλλά με τη διαφορά ότι αντί για το συντελεστή ενεργής ώθησης, K_{AE} , χρησιμοποιείται ο συντελεστής παθητικής ώθησης, K_{PE} , δηλαδή:

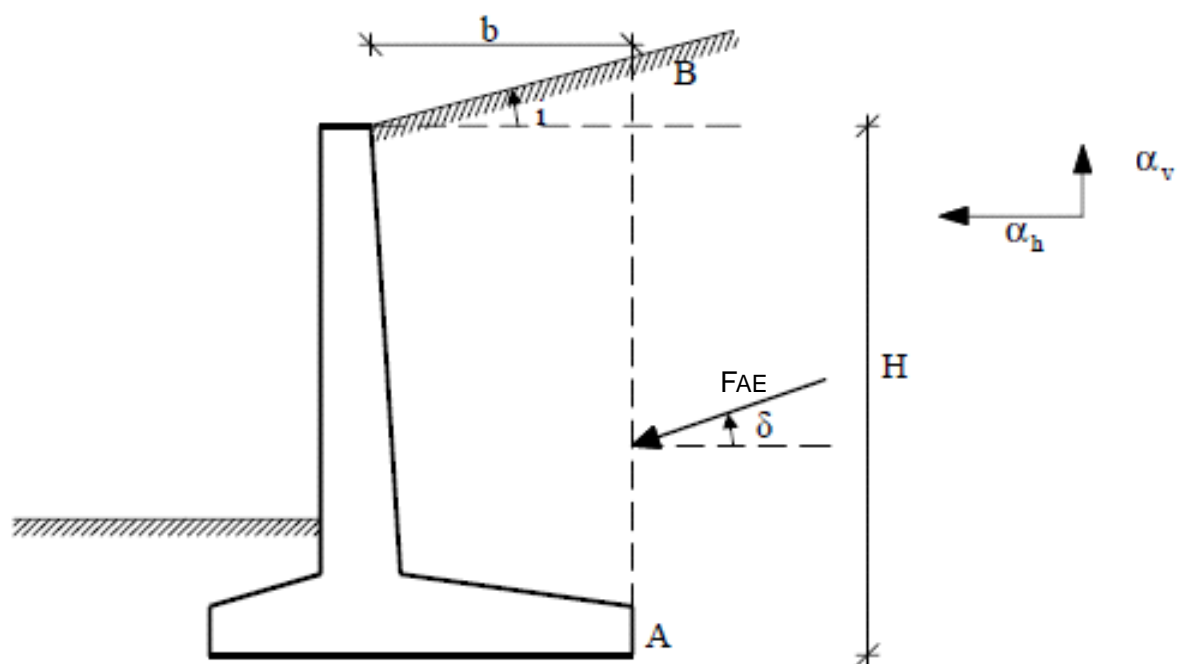
$$F_{PE} = 0.5 * \gamma_{\varepsilon\delta} * H^2 * (1 - \alpha_v) * K_{PE}$$

Ο συντελεστής παθητικής ώθησης K_{PE} είναι:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos(\theta) * \cos^2(\beta) * \cos(\delta - \beta + \theta) * \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}}\right)}$$

Σημείωση 2 :

Σε τοίχους μορφής L και $b \geq H/3$, βλέπε παρακάτω σχήμα, η ενεργητική ώθηση, F_{AE} , λαμβάνεται στο κατακόρυφο επίπεδο AB , με παραδοχή $\delta=i$.

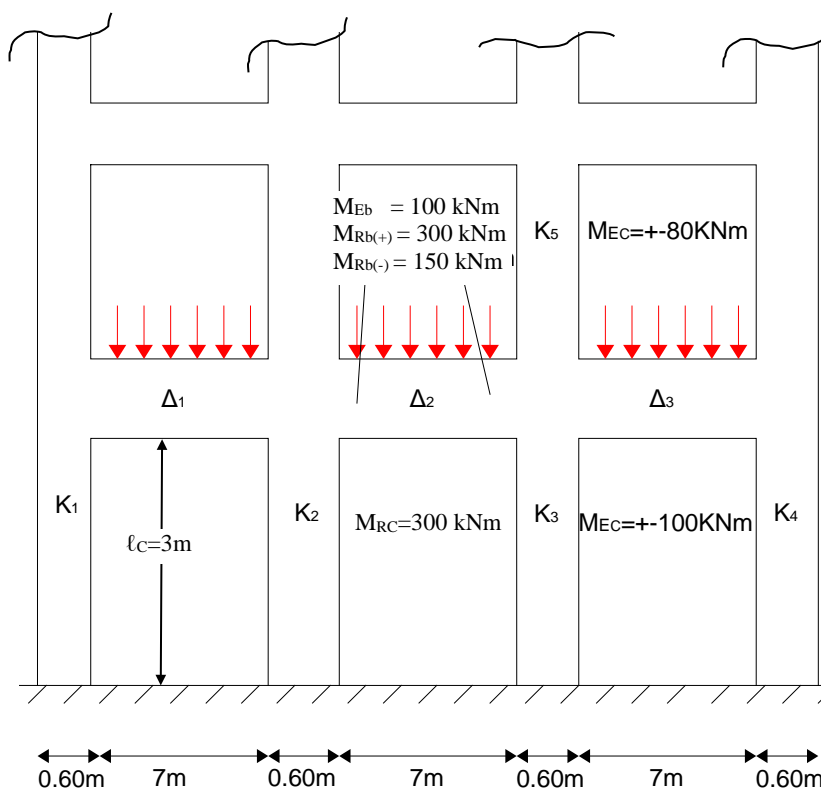


Σχήμα 6.80 Σεισμική δράση για κατακόρυφη και οριζόντια διέγερση σε τοίχο αντιστήριξης μορφής L .

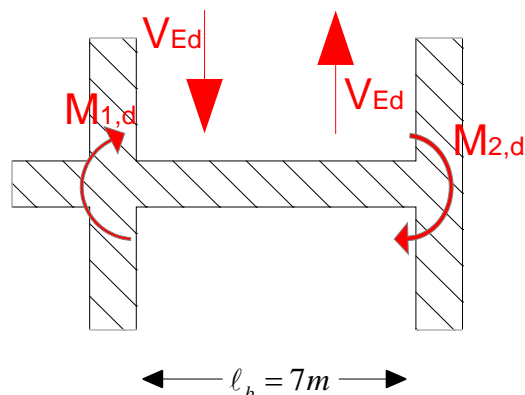
ΑΣΚΗΣΗ 33^η:

Στο πλαίσιο του ισογείου ενός πολυώροφου κτιρίου υπολογίστηκαν οι ροπές λόγω σεισμικής δράσης και οι αντοχές των στοιχείων που φαίνονται στα παρακάτω σχήματα. Όλα τα υποστυλώματα έχουν το ίδιο σπλισμό και διαστάσεις (60x60) και όλα τα δοκάρια είναι ίδιας διατομής (70x30). Η κατηγορία πλαστιμότητας που σχεδιάστηκε το κτίριο είναι μέση, ΚΠΜ. Πάχος τοίχου πλήρωσης 10cm, αντοχή τοίχου πλήρωσης, $f_{vk}=1\text{MPa}$. Να υπολογιστούν :

- 1) Η τέμνουσα με την οποία θα γίνει ο έλεγχος σε διάτμηση για τη δοκό Δ₂.
- 2) Να γίνει ο ικανοτικός έλεγχος σε κάμψη του κόμβου που συντρέχει το υποσύλωμα Κ₃.
- 3) Η τέμνουσα στο υποσύλωμα Κ₃.



Σχήμα 6.81 Πλαίσιο χωρίς τοίχο πλήρωσης (α).

ΛΥΣΗ :**α) Πλαίσιο χωρίς τοίχο πλήρωσης**1) Τέμνουσα στη δοκό Δ₂**Σχήμα 6.84** Τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων και σεισμού.

$$V_{Rd} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_b}$$

Από τα δεδομένα : $l_b = 7m$

Για τις ροπές αριστερά και δεξιά της δοκού είναι:

$$M_{i,d} = \begin{cases} \gamma_{Rd} * M_{Rb,i} * \frac{\sum M_{Rc,i}}{\sum M_{Rb,i}} & \text{για } \sum M_{Rc} < \sum M_{Rb} \\ \gamma_{Rd} * M_{Rb,i} & \text{για } \sum M_{Rc} > \sum M_{Rb} \end{cases} \quad \text{και} \quad \gamma_{Rd} = \begin{cases} 1.0 & \text{για Κ.Π.Μ.} \\ 1.2 & \text{για Κ.Π.Υ} \end{cases}$$

$$\sum M_{Rc} = 300 \text{ kNm} + 300 \text{ kNm} = 600 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{Rb} = M_{Rb}^+ + M_{Rb}^- = 300 \text{ kNm} + 150 \text{ kNm} = 450 \text{ kNm}$$

Επειδή:

$$\sum M_{Rb} < \sum M_{Rc} \Leftrightarrow M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,i} \quad i = 1, 2$$

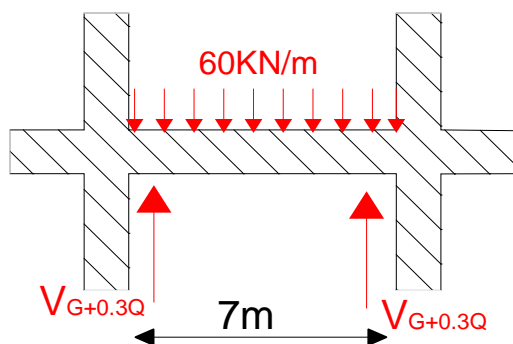
$$M_{1,d} \Leftrightarrow M_{Rb}(+) = 300 \text{ kNm} \quad M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,1} = 1 * 300 \text{ kNm} = 300 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} \Leftrightarrow M_{Rb}(-) = 150 \text{ kNm} \quad M_{2,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,2} = 1 * 150 \text{ kNm} = 150 \text{ kNm}$$

Η ικανοτική τέμνουσα λόγω σεισμού θα είναι:

$$V_{Rd} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_b} = \frac{300 + 150}{7} \Rightarrow V_{Rd} \approx 65 \text{ kN}$$

Η τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων είναι :



Σχήμα 6.85 Τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων.

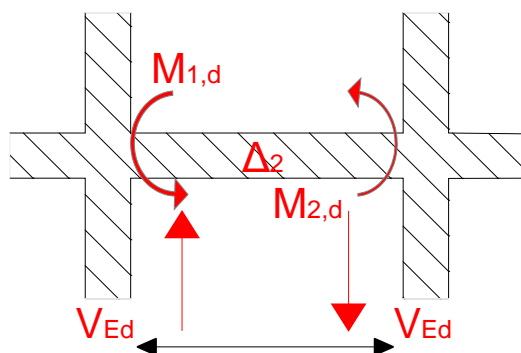
$$V_{G+0.3Q} = \frac{60 \frac{kN}{m} * 7m}{2} = 210 kN$$

Άρα η συνολική μέγιστη τέμνουσα (δεξιά της δοκού) που πρέπει να διαστασιοποιηθεί η δοκός είναι :

$$V_{total} = V_{Rd} + V_{G+0.3Q} = 65 + 210 = 275 kN$$

Σημείωση 1:

Για αντίθετη φορά του σεισμού θα ήταν:



Σχήμα 6.86 Ικανοτική τέμνουσα λόγω σεισμού.

$$M_{1,d} \leftrightarrow M_{Rb} (-) = 150 kNm$$

$$M_{2,d} \leftrightarrow M_{Rb} (+) = 300 kNm$$

$$\Sigma M_{Rb} = M_{Rb}^{(-)} + M_{Rb}^{(+)} = 150 + 300 = 450 kNm$$

Η υπόλοιπη διαδικασία θα ήταν όπως και πριν.

2) Ικανοτικός έλεγχος σε κάμψη του υποστυλώματος K3.

$$\text{Θα πρέπει να ισχύει : } \Sigma M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} * \Sigma M_{Rb}, \quad \gamma_{Rd} = 1.30$$

$$\Sigma M_{Rc} = 300 \text{ kNm} + 300 \text{ kNm} = 600 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb} = 300 \text{ kNm} + 150 \text{ kNm} = 450 \text{ kNm}$$

Επομένως:

$$\Sigma M_{Rc} = 600 \text{ kNm} > 1.3 * 450 = 585 \text{ kNm},$$

Άρα ικανοποιείται το κριτήριο του ικανοτικού σχεδιασμού.

Σημείωση 1:

Αν δεν δινόταν οι αντοχές των υποστυλωμάτων τότε :

Με βάση την απαίτηση του EC8

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}$$

Με βάση την παραδοχή ότι οι ροπές που προκύπτουν από την ανάλυση είναι ανάλογες προς τις αντίστοιχες αντοχές θα ισχύει:

$$\frac{M_{Rc3}}{M_{Ec3}} = \frac{M_{Rc5}}{M_{Ec5}} \Leftrightarrow M_{Rc5} = M_{Ec5} \frac{M_{Rc3}}{M_{Ec3}}$$

Επίσης:

$$\Sigma M_{Rc} = M_{Rc3} + M_{Rc5} = M_{Rc3} + M_{Rc3} \frac{M_{Ec5}}{M_{Ec3}} = M_{Rc3} \left(1 + \frac{M_{Ec5}}{M_{Ec3}}\right) \Leftrightarrow$$

$$\Sigma M_{Rc} = M_{Rc3} \left(\frac{M_{Ec3} + M_{Ec5}}{M_{Ec3}}\right) = M_{Rc3} \frac{\Sigma M_{Ec}}{M_{Ec3}}$$

Από ισορροπία κόμβου : $\Sigma M_{Ec} = \Sigma M_{Eb}$

$$\text{Οπότε: } \Sigma M_{Rc} = M_{Rc3} \frac{\Sigma M_{Eb}}{M_{Ec3}}$$

Και η αρχική σχέση γίνεται :

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb} \Leftrightarrow M_{Rc3} \frac{\Sigma M_{Eb}}{M_{Ec3}} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb} \Leftrightarrow M_{Rc3} \geq 1.3 M_{Ec3} \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Eb}}$$

Αντικαθιστώντας :

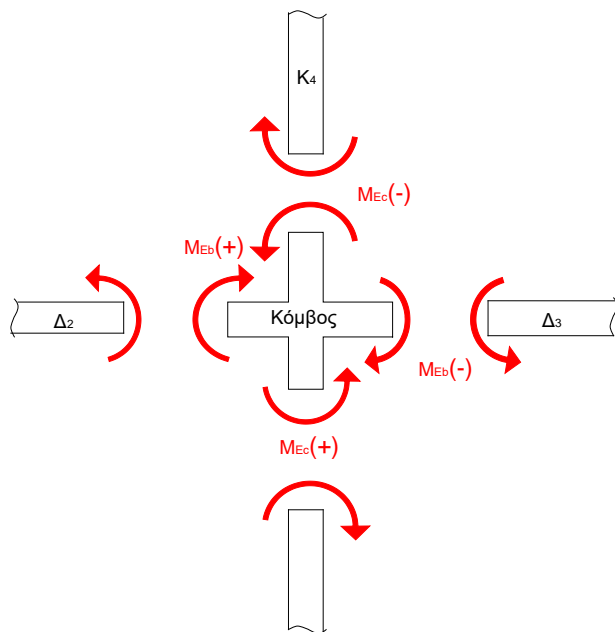
$$M_{Rc3} \geq 1.3 * 100 \text{ kNm} * \frac{150 \text{ kNm} + 300 \text{ kNm}}{100 \text{ kNm} + 100 \text{ kNm}}$$

$$M_{Rc3} \geq 292.5 \text{ kNm} \Rightarrow M_{Rc3} \simeq 300 \text{ kNm}$$

Επομένως το υποστύλωμα θα πρέπει να διαστασιολογηθεί έτσι ώστε να έχει ροπή αντοχής 300 kNm

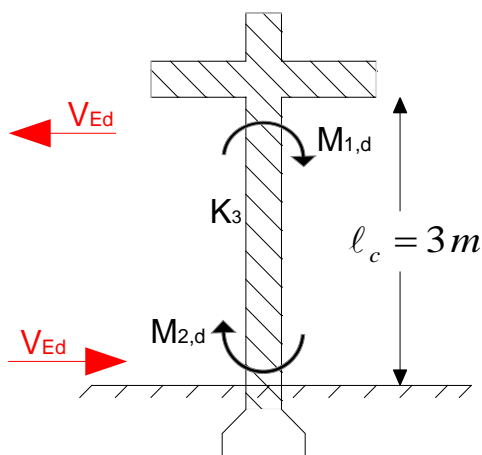
Η παραπάνω παραδοχή ότι οι αντοχές των υποστυλωμάτων είναι ανάλογες προς τις αντίστοιχες ροπές που προκύπτουν από την ανάλυση δεν είναι τελείως σωστή διότι η αντοχή εξαρτάται και από το μέγεθος της αξονικής δύναμης που έχει κάθε υποστύλωμα (διάγραμμα αλληλεπίδρασης). Επομένως, εφόσον η αξονική δεν είναι ίδια στο υποστύλωμα 3 και 5 οι

αντοχές των υποστυλωμάτων δεν είναι ανάλογες των δράσεων. Η διαφορά αυτή είναι αμελητέα σε επίπεδο κτηριακού έργου.



Σχήμα 6.87 Ροπές για τον ικανοτικό ελεγχο κόμβου.

3) Η τέμνουσα στο υποστώλιωμα K3.



Σχήμα 6.88 Ικανοτική τέμνουσα υποστυλώματος.

Η ισορροπία στο υποστώλιωμα δίνει:

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_c}$$

Όπου για τις ροπές στην κορυφή και στον πόδα του υποστυλώματος είναι:

$$M_{i,d} = \begin{cases} \gamma_{Rd} * M_{R_{c,i}} * \frac{\Sigma M_{R_{b,i}}}{\Sigma M_{R_{c,i}}} & \text{για } \Sigma M_{R_b} < \Sigma M_{R_c} \\ \gamma_{Rd} * M_{R_{c,i}} & \text{για } \Sigma M_{R_b} > \Sigma M_{R_c} \end{cases} \quad \text{με} \quad \gamma_{Rd} = \begin{cases} 1.1 & \text{για Κ.Π.Μ.} \\ 1.3 & \text{για Κ.Π.Υ} \end{cases}$$

Για την κορυφή του υποστυλώματος $M_{1,d}$ είναι:

$$\Sigma M_{R_c} = 600kNm > \Sigma M_{R_b} = 450kNm$$

Επομένως:

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{R_{c,i}} * \frac{\Sigma M_{R_{b,i}}}{\Sigma M_{R_{c,i}}} = 1.1 * 300 * \frac{450}{600} = 247.5 \approx 250kNm$$

Για τον πόδα του υποστυλώματος, την $M_{2,d}$ είναι:

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} M_{R_{c,3}} = 1.1 * 300 = 330kNm$$

Αντικαθιστώντας στη σχέση που δίνει την ικανοτική τέμνουσα έχουμε:

$$V_{E,d} = \frac{250 + 330}{3} \Leftrightarrow V_{E,d} = 193.3kN \approx 195kN$$

β) Πλαίσιο με τοίχο πλήρωσης, κοντό υποστύλωμα

1) Τέμνουσα στη δοκό Δ2.

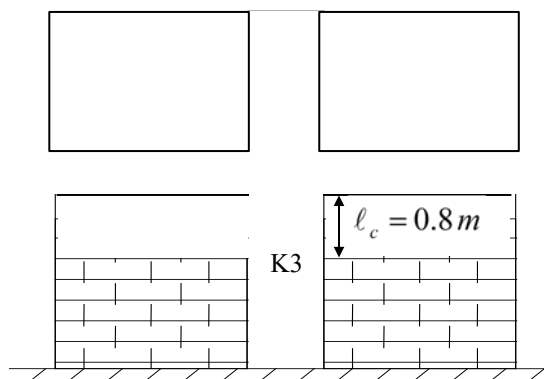
Ίδια διαδικασία με την περίπτωση (α).

2) Ικανοτικός έλεγχος σε κάμψη του υποστυλώματος Κ3.

Ίδια διαδικασία με την περίπτωση (α).

3) Τέμνουσα στο υποστύλωμα Κ3.

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε δημιουργία κοντού υποστυλώματος



Σχήμα 6.89 Δημιουργία κοντού υποστυλώματος.

Η τέμνουσα με την οποία θα διαστασιολογηθεί το υποστύλωμα θα είναι:

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{\ell_c}$$

Το ύψος του υποστυλώματος, ℓ_c , θα είναι ίσο με το ελεύθερο άκρο του:

$$\ell_c = 0.8m$$

Επειδή $\Sigma M_{RC} = 600kNm > \Sigma M_{Rb} = 450kNm$

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,i} * \frac{\Sigma M_{Rb,i}}{\Sigma M_{Rc,i}} = 1.1 * 300 * \frac{450}{600} = 247.5 \approx 250kNm$$

Για το κάτω μέρος του υποστυλώματος, την $M_{2,d}$, επειδή θεωρείται πακτωμένο, είναι:

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,3} = 1.1 * 300 = 330kNm$$

Επομένως

$$V_{Ed} = \frac{330 + 250}{0.8} \Leftrightarrow V_{Ed} = 725kN$$

Όλο το ύψος θεωρείται κρίσιμο και σπλίζεται ανάλογα

γ) Τοίχος πλήρωσης από τη μία πλευρά του υποστυλώματος.

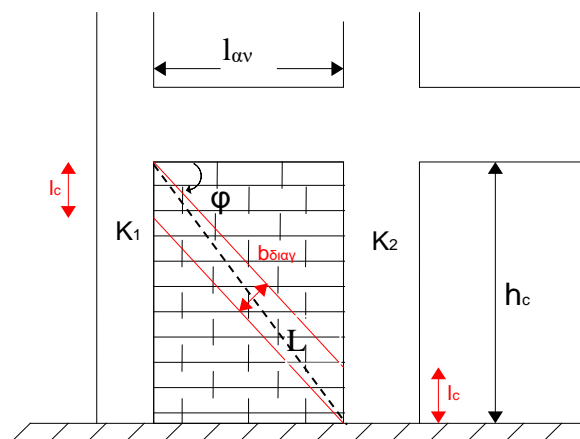
1) Τέμνουσα στη δοκό Δ2.

Ίδια διαδικασία με την περίπτωση (α).

2) Ικανοτικός έλεγχος σε κάμψη του υποστυλώματος Κ3.

Ίδια διαδικασία με την περίπτωση (α).

3) Τέμνουσα στο υποστύλωμα Κ3.



$$L = \sqrt{l_{av}^2 + h_c^2}$$

$$b_{\delta\alpha\gamma} = 0.15L$$

$$l_c = \frac{b_{\delta\alpha\gamma}}{\cos \varphi}$$

Σχήμα 6.90 Τοίχος πλήρωσης από μία πλευρά του υποστυλώματος.

Η τέμνουσα στο υποστύλωμα K_2 θα υπολογιστεί ως εξής:

$$V_{Ed} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{vk} * L_{av} * t_w \\ 2 * \frac{\gamma_{Rd} * M_{Rc}}{\ell_c} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \gamma_{Rd} = 1.1 \quad \text{για Κ.Π.Μ} \\ \mu\epsilon \\ \gamma_{Rd} = 1.3 \quad \text{για Κ.Π.Υ} \end{array}$$

Το μήκος ℓ_c είναι η κατακόρυφη προβολή του πλάτους της διαγωνίου:

$$\ell_c = \frac{b_{\text{διαγ}}}{\cos \varphi}$$

Γίνεται η παραδοχή ότι το πλάτος της διαγωνίου είναι το 15% το μήκους της διαγωνίου.

$$b_{\text{διαγ}} = 0.15 * L$$

Όμως το μήκος της διαγωνίου είναι:

$$L = \sqrt{h^2 + L_{av}^2} = \sqrt{3^2 + 7^2} = 7.62 \text{ m}$$

Το πλάτος της διαγωνίου $b_{\text{διαγ}}$ είναι:

$$b_{\text{διαγ}} = 0.15 * L = 0.15 * 7.62 = 1.14 \text{ m}$$

Γίνεται η παραδοχή ότι:

$$\cos(\varphi) = \frac{L_{av}}{L} = \frac{7\text{m}}{7.62\text{m}} = 0.92 \quad \Leftrightarrow \quad \varphi \approx 23^\circ$$

Οπότε το μήκος, ℓ_c , είναι:

$$\ell_c = \frac{b_{\text{διαγ}}}{\cos \varphi} = \frac{1.14\text{m}}{0.92} \Leftrightarrow \ell_c \approx 1.24\text{m}$$

Επομένως η τέμνουσα θα είναι:

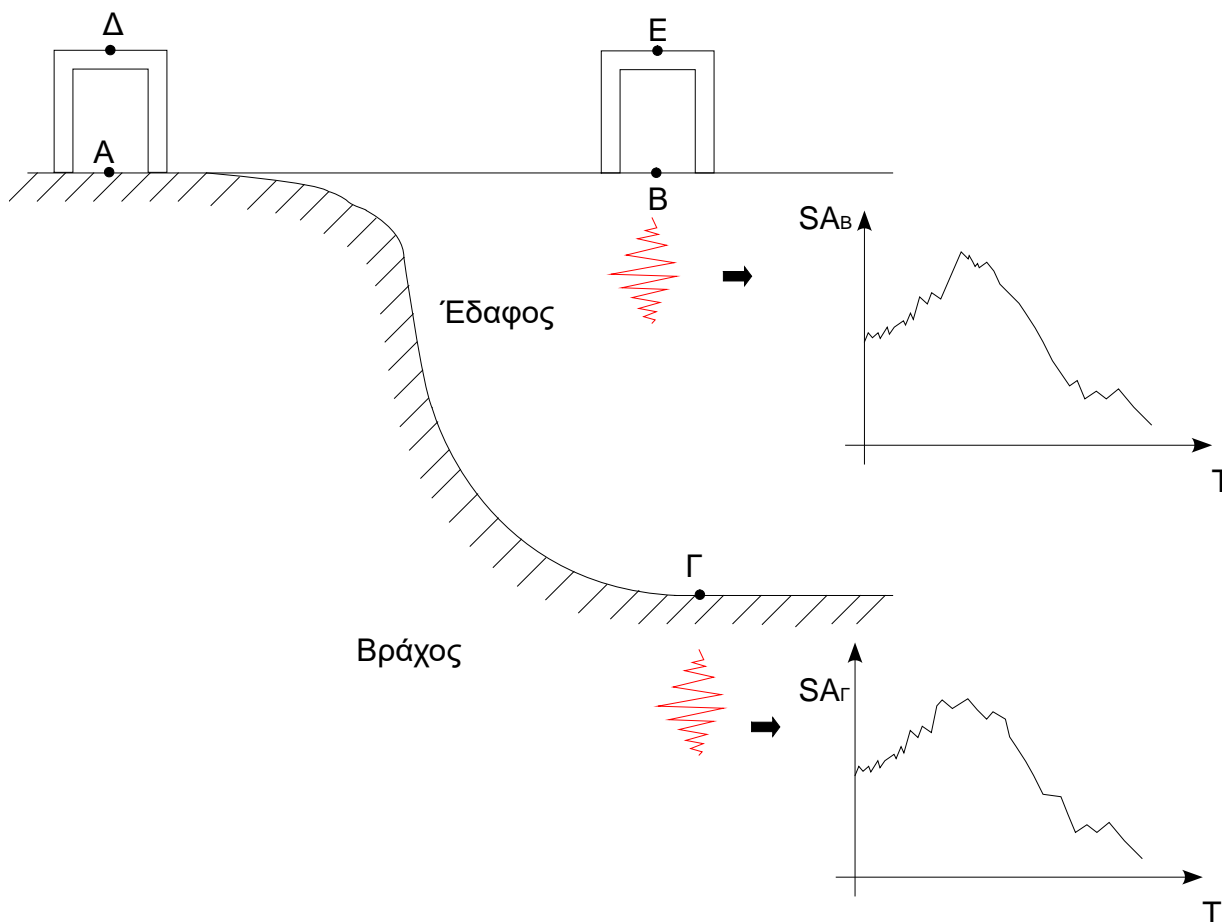
$$V_{Ed} = \min \left\{ \begin{array}{l} 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 7\text{m} * 0.1\text{m} \\ \frac{2 * 1.1 * 300\text{kNm}}{1.24\text{m}} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 700\text{kN} \\ 532.25\text{kN} \end{array} \right. \Rightarrow V_{Ed} \approx 533\text{kN}$$

Άρα η τέμνουσα που πρέπει να διαστασιολογηθεί το υποστύλωμα είναι 533 kN.

ΑΣΚΗΣΗ 34^η:

Δύο ίδια κτίρια (ίδια ιδιοπερίοδο $T=0.4\text{sec}$) και ποσοστό απόσβεσης 5%, βρίσκονται στις θέσεις A και B αντίστοιχα του σχήματος 5.91. Έγινε σεισμός και η κίνηση του καταγράφηκε στο βράχο και στο έδαφος στο σημείο B και Γ. Τα ελαστικά φάσματα επιτάχυνσης υπολογίστηκαν για ποσοστό 5% και φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.

- 1) Αν θεωρηθεί ότι οι κατασκευές συμπεριφέρθηκαν ελαστικά. Ποιες είναι οι μετακινήσεις στα κτίρια στα σημεία Δ και Ε;
- 2) Ποιες είναι οι επιταχύνσεις στα σημεία A και B;

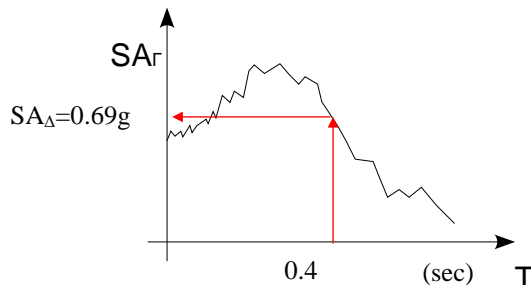


Σχήμα 6.91 Καταγραφή στο βράχο, (Γ), και στο έδαφος, (B), και τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης.

ΛΥΣΗ:**1) Μετακίνηση στο Δ:**

Η διέγερση στο Γ είναι ίδια με τη διέγερση στο σημείο A αφού και τα δύο σημεία είναι πάνω στο βράχο. Επομένως η διέγερση στο σημείο A έχει το ίδιο φάσμα απόκρισης με το σημείο Γ.

Για τον υπολογισμό της μετακίνησης στην κορυφή της κατασκευής (σημείο Δ) χρησιμοποιείται το φάσμα στο σημείο Γ και για περίοδο ίση με την περίοδο του κτιρίου $T=0.4\text{sec}$ λαμβάνεται επιτάχυνση από το φάσμα απόκρισης ίση με $0.69g$. Αυτή η διαδικασία φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 6.92.



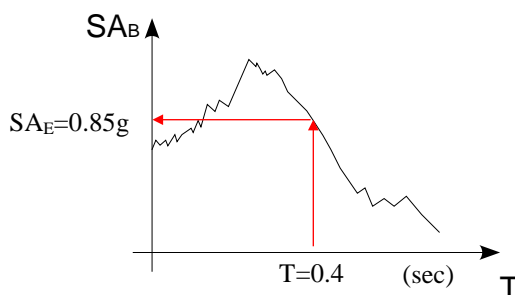
Σχήμα 6.92 Φάσμα απόκρισης του σεισμού στο σημείο A και Γ.

Επομένως η μετακίνηση θα είναι :

$$Sd_{\Delta} = \frac{SA_{\Delta}}{(\omega)^2} = \frac{SA_{\Delta}}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2} = \frac{T^2 SA_{\Delta}}{4\pi^2} \Leftrightarrow Sd_{\Delta} = \frac{(0.4)^2 * 0.69 * g}{4 * 3.14^2} \Leftrightarrow Sd_{\Delta} = 28 * 10^{-3} m$$

Μετακίνηση στο E:

Για να υπολογιστεί η μετακίνηση στην κορυφή της κατασκευής, χρησιμοποιείται το φάσμα που προέκυψε από την καταγραφή στο B. Από το φάσμα απόκρισης στο σημείο B και για περίοδο ίση με την περίοδο του κτιρίου $T=0.4\text{sec}$ λαμβάνεται επιτάχυνση από το φάσμα απόκρισης ίση με $SA_E=0.85g$. Αυτή η διαδικασία φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 6.93.



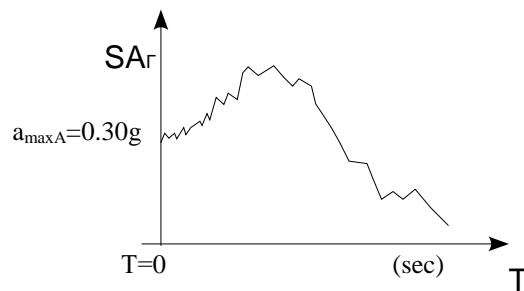
Σχήμα 6.93 Φάσμα απόκρισης του σεισμού στο σημείο B.

Επομένως η μετακίνηση στο σημείο E θα είναι:

$$Sd_E = \frac{SA_E}{(\omega)^2} = \frac{T^2 SA_E}{4\pi^2} \Leftrightarrow Sd_E = \frac{(0.4)^2 * 0.85 * g}{4 * 3.14^2} \Leftrightarrow Sd_E = 35 * 10^{-3} m$$

2) Η επιτάχυνση στο σημείο A:

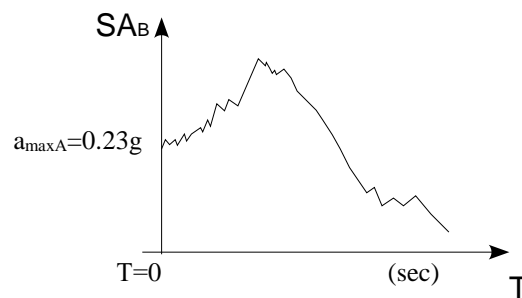
Η επιτάχυνση στο σημείο A είναι ίδια με την επιτάχυνση στο σημείο Γ επομένως από την καταγραφή στο Γ και από το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης για $T=0$ υπολογίζεται η επιτάχυνση του βράχου στο σημείο A που είναι ίση με $0.3g$.



Σχήμα 6.94 Φάσμα απόκρισης του σεισμού στο σημείο A και Γ.

Η επιτάχυνση στο σημείο B:

Η επιτάχυνση στο σημείο B υπολογίζεται από το φάσμα απόκρισης στο σημείο B για $T=0$ και βρίσκεται ίση με $0.23g$.



Σχήμα 6.95 Φάσμα απόκρισης του σεισμού στο σημείο B.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ελληνική βιβλιογραφία

1. Αβραμίδη Ι., Αθανατοπούλου Α., Μορφίδη Κ., Σέξτου Α., Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης & διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, 2011, ISBN 978-960-93-3151-7.
2. Καραγιαννης Χ., Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού, Εκδόσεις Σοφία 2008, ISBN: 9789 6067 0613 4.
3. Καλευρά Βλ. Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος, Ανάλυση και σχεδιασμός για σεισμικές δράσεις, τόμος III, Ξάνθη, 1981.
4. Κολιόπουλος Κ. Παναγιώτης, Μανώλης Δ. Γεώργιος, Δυναμική των κατασκευών με εφαρμογές στην αντισεισμική μηχανική, Εκδόσεις Γκιούρδας, 2005, ISBN-13 978-960-387-374-7.
5. Πενέλης Γ., Κάππος Α., Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα, Εκδόσεις Ζήτη, 1992.
6. Bachmann Hugo, Αντισεισμική προστασία κατασκευών, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, 1998, ISBN:950-512-110-7.
7. Chorpa A. K., Δυναμική των κατασκευών: Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 3^η εκδ. Εκδόσεις Γκιούρδα, Αθήνα, 2008, ISBN:960-512-541-2.
8. Σπυράκος Κ., Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία, Εκδόσεις ΤΕΕ, 2004.
9. Paulay T., Priestley M. J. N. Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 1999, ISBN: 978-960-209-282-8.
10. Ψυχάρης Γ. Ν., Βοηθητικές Σημειώσεις και Ασκήσεις στο μάθημα της Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π, 2011.
11. Ψυχάρης Γ.Ν. Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα του 9^{ου} εξαμήνου, Αντισεισμική Μηχανική, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
12. Καρύδης Π.Γ- Ταφλάμπας Ι.Μ., Τεχνική σεισμολογία, Σημειώσεις Μαθήματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, 2007.
13. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας ,www.oasp.gr.
14. Συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις στα κτίρια, Ο.Α.Σ.Π, 2001.
15. Δρίτσος Στεφανος, «Επισκευές και ενισχύσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα», Πάτρα, 2002.
16. Τάσιος Θ. Θεωρία σχεδιασμού επισκευών και ενισχύσεων, ΕΜΠ, Αθήνα, 2004.
17. Michael N. Fardis, Eduardo Carvalho, Amr Elnashai, Ezio Faccioli, Paolo E. Pinto, Andre Plumier, Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών Κατά τα πρότυπα EN 1998-1 και EN 1998-5: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις, κανόνες για κτήρια, θεμελιώσεις και κατασκευές αντιστήριξης Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2011, ISBN 978-960-461-452-3.
18. Φαρδής Μιχάλης, Κόλιας Βασίλης, Παναγιωτάκος Τηλέμαχος, Κανιτάκη Ειρήνη, Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1:2004 - Ευρωκώδικας 8 Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1 Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια, Σημειώσεις, 2010.
19. Δαλιάνη Ευγενία, Κατωμερίτη Μαρίκα, Υλικό για τη διδασκαλία του μαθήματος της αντισεισμικής τεχνολογίας, Πτυχιακή Εργασία, ΤΕΙ Αθήνας, 2013.

20. Κόλιας Βασίλειος, Παναγιωτάκος Τηλέμαχος, Κανιτάκη Ειρήνη, Σεμινάριο Ευρωκωδίκων, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας – Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδας σε συνεργασία με την Επιτροπή Ευρωκωδίκων τ. ΥΠ.Ε.ΧΩ.Δ.Ε., Αθήνα, 2009.
21. Παπαζάχος Β. Κ., Καρακαΐσης Γ. Φ., Χατζηδημητρίου Π. Μ., Εισαγωγή στη σεισμολογία, Εκδόσεις Ζήτη, 2005, ISBN 960-431-979-5.
22. Μπέσκος Δημήτριος, Ιωαννίδης Γεώργιος, Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών, Τόμος Α' Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Πάτρα, 2003.
23. Μπέσκος Δημήτριος, Δυναμική ανάλυση κατασκευών, Ειδικά θέματα δυναμικής των κατασκευών και σεισμικής μηχανικής, Τόμος Β, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Πάτρα 2003.
24. Μαστρογιάννης Ε. Σταματόπουλος Κ., Στοιχεία ελαστικότητας και διάδοσης σεισμικών κυμάτων, Τόμος Β, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Πάτρα 2003.
25. Κουτρουμάνος Ι., Σπυράκος Κ., Στοιχεία Τεχνικής Σεισμολογίας και Σεισμικής Μηχανικής.
26. Κοσμόπουλος Η., Στατική και δυναμική αντισεισμική θεωρία και η εφαρμογή της στην πράξη, Αθήνα 1969.
27. Κανελλόπουλος Αντώνης, Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Cubus Hellas Ltd, 2007 ISBN 978-960-86306-6-6.
28. Ευρωκώδικας 2: "Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα" Μέρος 1-1: Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτίρια, Ευρωπαϊκό Πρότυπο, EN 1992-1-1:2004.
29. Booth E., Key D., Earthquake Design Practice for Buildings, 2nd edition, Thomas Telford Ltd., 2006, ISBN: 0727729470.
30. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN), 2002.
31. Αθανασέλος Ηλίας, Σύγκριση Αντισεισμικών Κανονισμών 8 (EC8) με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ.), Πτυχιακή Εργασία, ΤΕΙ Αθήνας, 2009.
32. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN), 2004.
33. Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, Ευρωπαϊκό Πρότυπο, EN 1998-1: 2004.
34. Χρονόπουλος Μ.Π., Οι Ευρωκώδικες 2 και 8 για τον σχεδιασμό δομημάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα EN 1992-1-1:2004 & EN 1998-1:2004/EC8 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ, Παρουσίαση, Κέρκυρα , Ιούνιος 2009.
35. Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων, Ευρωπαϊκό Πρότυπο, EN 1998-3.
36. Κατσιακαδέλης Ι.Θ. Δυναμική των κατασκευών, Εκδόσεις Συμμετρία, 2004.
37. Giaralis Agathoklis, EPM 705: Earthquake Engineering, Lecture notes, School of Engineering and Mathematical Sciences, City University of London, 2010-2011.
38. Ρουσόπουλος Α. «Αντισεισμικά κατασκευαί» ΤΕΕ, Αθήνα 1956.
39. Μωρέτης Λ., Ταλάντωση των ελαστικών συστημάτων, Αθήνα 1968.
40. Αναστασιάδης Ι.Κ., Αντισεισμικές κατασκευές, Εκδόσεις Ζήτη, 1989.
41. Polyakov S., Αντισεισμικές κατασκευές, Εκδόσεις Γκιούρδα, 2000.
42. Ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000), ΟΑΣΠ, Αθήνα, 1999.
43. Φαρδής Μ. «Σεισμικές βλάβες επισκευές και ενισχύσεις», Πάτρα 2003.

44. Κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Ο.Α.Σ.Π., 2012.
45. CEB-FIB, Model code 1990, Tomas Telford Ltd, 1993.
46. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός Ε.Α.Κ. 2000, ΟΑΣΠ, Αθήνα, 1999.

Ξενόγλωσση βιβλιογραφία

1. Clough R.W., Penzien J., Dynamics of structures, McGraw-Hill, New York 1975.
2. Arnold C., Reitherman R., Building configuration and seismic design, John Wiley & Sons, 1982.
3. Di Sarno Luigi, Fundamentals of Structural Earthquake Engineering, Lecture, Pan American Health Organization Bridgetown., Barbados, 2012
4. Cheng Y. Franklin, Matrix Analysis of Structural Dynamics: Applications and Earthquake Engineering, Marcel Dekker, inc. 2000.
5. Dowrick D.J., Earthquake resistance design for engineers and architects, John Wiley & Sons, New York, 1987.
6. Elnashai A. & Di Sarno L., Fundamentals in earthquake engineering, John Wiley & Sons, 2008.
7. Chopra K. Anil, Dynamics of Structures, Theory and application to earthquake engineering, 3rd Edition, Pearson-Prentice Hall, 2007.
8. Elghazouli A.Y., Seismic design of building to EC8, Spon Press, London and New York, 2009.
9. Fardis M., Seismic design, Assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8, Springer, 2009.
10. Bozorgnia Yousef, Bertero V. Vitelmo, Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, CRC Press, 2006.
11. Miura Takumi, Ikeda Yuuki, Earthquake engineering: New research, Nova Science Publishers, New York, 2009.
12. Lindeburg R Michael., Baradar Majid, Baradar Majid, Seismic Design of Building Structures: A Professional's Introduction to Earthquake Forces and Design Details, 2013, ISBN:978-1888577525.
13. Newmark N. M., Rosenblueth E., Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1971.
14. Ghosh S.K., Seismic Design Using Structural Dynamics, International code council, 2003, ISBN 1-580001-110-1.
15. Day, R.W. Geotechnical Earthquake Engineering Handbook, McGraw-Hill, New York, 2002.
16. Pecker Alain, Advanced earthquake engineering analysis, Springer, 2007, SPIN 12048397.
17. CEB Seismic design of reinforced concrete structures for controlled inelastic response, Tomas Telford Ltd, 1998.
18. Paz M., International handbook of earthquake engineering code, Programs and examples, Chapman and Hall, 1994.
19. Paulay T. Priestley M.J.N., Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons, New York, 1992.
20. Park, R. and Paulay T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, 1975.
21. Hussain K., Mechanical Vibration Module: ENG4080M, Lectures notes, School of Engineering, Design and Technology, University of Bradford, 2007.
22. Horoshenkov K. V., Earthquake Engineering Module: ENG4075M. Lecture notes, School of Engineering, Design and Technology, University of Bradford, 2012.
23. Kramer L. Steven, Geotechnical Earthquake Engineering, (Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanic), Prentice Hall, 2013, ISBN 9780133749434.
24. Rossetto Tiziana, Borg Randolph, Grant Damian, CIVLG020: Seismic Design, Lecture notes, Civil & Environmental Engineering, University College London , 2011-2012.
25. SEAOC Blue Book, Structural Engineers Association of California (SEAOC). Sacramento, California, 1999.
26. Fardis M., Advances in performance-based earthquake Engineering, Springer 2010, ISBN 978-90-481-8745-4

Ηλεκτρονικές διευθύνσεις

<p> www.Wikipaidia.com http://earthquake-now.blogspot.gr/ http://pubs.usgs.gov/gip/earthq1/ http://www.crystal.ucsb.edu/ics/understanding/elastic/rebound.html http://www.sci.sdsu.edu/class/geo647/rlinks/animation/l8pwav2.htm http://www.gfzpotdam.de/pb5/pb53/projekt/ems/ labtect.geol.uoa.gr www.geo.auth.gr www.geo.wvu.edu http://peer.berkeley.edu/course_modules http:// 5.asp www.platetectonics.com/book/page_ www.britannica.com www.see.leeds.ac.uk www.leo.lehigh.edu earthquqke.usgs.gov/learning geology.about.com www.platectonics.com www.seismo.unr.edu www.geo.mtu.edu quake.wr.usgs.gov http://peer.berkeley.edu/ http://nisee2.berkeley.edu/ http://nees.org/ https://www.eeri.org/ http://www.usgs.gov/ http://www.fema.gov/ http://www.nehrp.gov/ http://www.seismosoc.org/ http://www.scec.org/ http://www.emsc-csem.org/#2 http://www.seismolab.caltech.edu/gen_eq_info.html http://www.geophys.washington.edu/seismosurfing.html (Seismo- surfing the InterNet) http://www.eerc.berkeley.edu/ (Earthquake Engineering Research Centre-Berkeley) http://nceer.eng.buffalo.edu/nceerhome.html (US National Centre for Earthquake Engineering Research (NCEER)) </p>	<p> http://www.iccsafe.org http://fire.nist.gov http://www.seismolinks.com/ http://www.nibs.org http://www.seismicportal.eu http://www.globalquakemodel.org/ http://www.iaspei.org/ http://mae.cee.illinois.edu/ http://www.orfeus-eu.org/ http://ec.europa.eu/research/index.cfm http://www.yas.gr/ http://www.oasp.gr/ http://www.gein.noa.gr http://lee.civil.ntua.gr/ http://ecpfe.oasp.gr/en http://www.eucentre.it http://www.iris.edu https://www.atcouncil.org/ http://www.curee.org/ https://blume.stanford.edu/ http://www.exploratorium.edu/faultline/damage/bui lding.html http://www.asce.org/ http://portal.tee.gr http://www.spme.gr/ http://www.eaee.org/ http://www.iaee.or.jp/ http://eesd.epfl.ch/ http://nees.buffalo.edu/ http://nees.berkeley.edu/ http://nees.ucsd.edu/ http://www.nees.lehigh.edu/ http://nees.cornell.edu/ </p>
---	--

<p>http://www.seaoc.org/seaoc/seaoc1.htm (Structural Engineers Association of California (SEAOC))</p> <p>gopher://nisee.ce.berkeley.edu/ (Earthquake Engineering Gopher)</p> <p>http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu</p> <p>http://mceer.buffalo.edu</p> <p>http://www.wbdg.org/resources/seismic_design.php</p> <p>www.civilprotection.gr</p>	<p>http://nees.ucla.edu/</p> <p>http://nees.unr.edu/</p> <p>http://nees.utexas.edu</p> <p>http://www.nees.ucsb.edu/</p> <p>http://nees.ucdavis.edu/</p> <p>http://nees.uiuc.edu/</p> <p>http://nees.oregonstate.edu/</p>
--	--