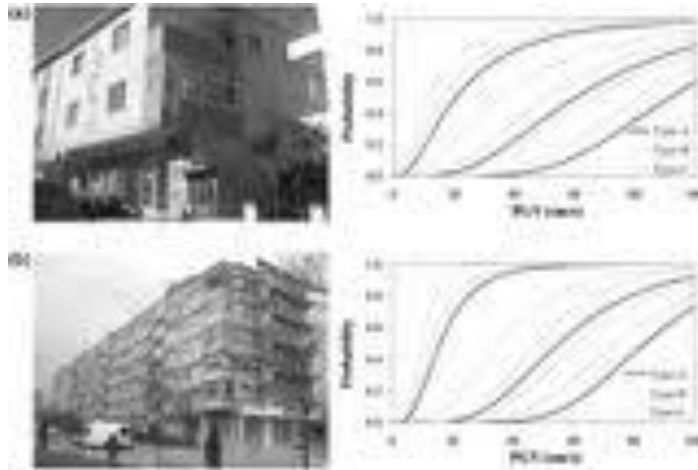


Εθνικό Μετσόβειο Πολυτεχνείο



Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Διπλωματική Εργασία

ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ- ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



Κυνηγός Νικόλαος

Επιβλέπων Καθηγητής

Νικόλαος Δ. Λαγαρός

Εργαστήριο Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών

Τομέας Δομοστατικής

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εθνικό Μετσόβειο Πολυτεχνείο

Αθήνα, Νοέμβριος 2011

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο 1- Εισαγωγή

Κεφάλαιο 2- Αρχές Σχεδιασμού κατασκευών Ωπλισμένου Σκυροδέματος με βάση τον ελληνικό Κανονισμό

2.1- Εισαγωγή

2.2- Μορφολογία Δομικού Συστήματος

2.3- Αρχές Σχεδιασμού

-2.3.1 Εξασφάλιση ελάχιστης στάθμης αντοχής

-2.3.2 Πλαστιμότητα (έναντι σεισμού)

-2.3.3 Αποφυγή καταρρεύσεως

2.4- Δείκτης Σεισμικής Συμπεριφοράς q

2.5- Τιμές Σχεδιασμού

-2.5.1 Γενικά

-2.5.2 Συνδυασμός βασικών δράσεων

-2.5.3 Συνδυασμός τυχηματικών δράσεων

2.6- Οριακές Καταστάσεις

-2.6.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

-2.6.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας από μεγέθη ορθής έντασης

-2.6.3 Οριακή κατάσταση αστοχίας από τέμνουσα

2.7 Ικανοτικός σχεδιασμός

-2.7.1 Αποφυγή σχηματισμού ορόφου

-2.7.2 Αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας

2.8 Μέθοδοι υπολογισμού

-2.8.1 Γενικές Αρχές και παραδοχές

-2.8.2 Βασικές μέθοδοι υπολογισμού

-2.8.3 Δυναμική φασματική μέθοδος

-2.8.4 Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος

Κεφάλαιο 3- Αλληλεπίδραση εδάφους- κατασκευής για επιφανειακές θεμελιώσεις

3.1- Γενικά

3.2- Ορισμός του Συστήματος θεμελίωσης και αλληλεπίδρασή του με το συνολικό μοντέλο

-3.2.1 Παράγοντες που επηρεάζουν το μοντέλο της θεμελίωσης

- 3.2.1.1 Γεωτεχνικές Συνθήκες
- 3.2.1.2 Επιρροή στα στοιχεία του φέροντος οργανισμού
- 3.2.1.3 Συστήματα Θεμελίωσης
- 3.2.1.4 Στόχοι Σεισμικής Επίδοσης

-3.2.2 Σύθεση του καθολικού συστήματος συντεταγμένων της κατασκευής

3.3- Μοντελοποίηση Συστημάτων Θεμελίωσης-Αλληλεπίδραση εδάφους-πεδίου

3.4- Ιδιότητες των εδαφικών ελατηρίων του συστήματος

-3.4.1 Παράμετροι φέρουσας ακαμψίας

- 3.4.1.1 Σχέσεις για τον υπολογισμό των εδαφικών ελατηρίων
- 3.4.1.2 Μέτρο Διάτμησης

-3.4.2 Παράμετροι φέρουσας ικανότητας

- 3.4.2.1 Κατακόρυφα Στοιχεία
- 3.4.2.2 Οριζόντια Στοιχεία

3.5- Γεωτεχνική Διερεύνηση

-3.5.1 Αρχική έρευνα για ελάχιστη πληροφόρηση

-3.5.2 Συμπληρωματικές πληροφορίες

-3.5.3 Προχωρημένη Έρευνα

Κεφάλαιο 4- Γενικές Αρχές Σχεδιασμού Θεμελίωσης με πασσάλους

4.1 Ευρωκώδικας 7-Γενικά

4.2 Αξονική φόρτιση πασσάλων

-4.2. 1. Αξονική θλιπτική φόρτιση

-4.2. 2. Αξονική εφελκυστική φόρτιση

4.3- Εγκάρσια φόρτιση πασσάλων

4.4- Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας

Κεφάλαιο 5- Διαδικασία ανάλυσης Κατασκευών (υπολογισμός καμπύλης αντίστασης)

5.1- Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Κριτήρια Επιτελεστικότητας (Performance Based Design)

5.2- Σχεδιασμός με βάση τη συμπεριφορά και διαδικασίες ανάλυσης

-5.2.1 Πιθανοτική Εξάρτηση Επιπέδων Επικινδυνότητας

-5.2.2 Βασικό Κριτήριο Σχεδιασμού

-5.2.3 Σχεδιασμός βάση Επιβολής Μετακινήσεων σε Διάφορα
Επίπεδα Επικινδυνότητας

5.3- Μεθοδολογία σχεδιασμού σεισμικής συμπεριφοράς

Κεφάλαιο 6- Τρωτότητα Κατασκευών

6.1- Εισαγωγή

6.2- Τρωτότητα και Διακινδύνευση

6.3- Υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας

6.4- Πρόγραμμα HAZUS

**6.5- Από την τρωτότητα στη Διακινδύνευση. Πρώτα
βήματα για μια ποσοτική εκτίμηση**

6. 6- Φέρουσα Ικανότητα και Καμπύλες Τρωτότητας

6.7- Καμπύλες Τρωτότητας Κτιρίων

Κεφάλαιο 7- Εφαρμογές

7.1- Γενικά

7.2- Γεωμετρία των κατασκευών και παραδοχές σχεδιασμού

-7.2.1 Υλικά και παραδοχές σχεδιασμού

-7.2.2 Γεωμετρία των Κατασκευών-Διατομές δομικών στοιχείων

7.3- Μη γραμμική Στατική ανάλυση των Κατασκευών (Pushover)

-7.3.1 Μοντέλα θεμελίωσης

-7.3.2 Προσομοίωση της ανωδομής

-7.3.3 Αποτελέσματα Αναλύσεων

7.4- Ανάλυση Τρωτότητας των Κατασκευών (Fragility Analysis)

-7.4.1 Οριακές στάθμες βλάβης-Κριτήριο μετάβασης

-7.4.2 Υπολογισμός των παραμέτρων της ανάλυσης τρωτότητας για κάθε επίπεδο βλαβών

- 7.4.2.1 Μέση φασματική επιτάχυνση SA_i
- 7.4.2.2 Τυπική απόκλιση β_y
- 7.4.2.3 Καμπύλες τρωτότητας εφαρμογών

7.5 Μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης οριακών καταστάσεων (risk assessment)

Κεφάλαιο 8- Συμπεράσματα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1°

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής ή καλύτερα αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου-κατασκευής αναφέρεται σε δομικό στοιχείο σε επαφή με το έδαφος και υπονοεί την εξάρτηση της «απόκρισης» του συστήματος (δομικού στοιχείου και εδάφους) σε εξωτερική «φόρτιση» από:

- Την **ενδοσιμότητα** του εδάφους
- Την **ευκαμψία** του δομικού στοιχείου

Ως δομικό στοιχείο αναφέρεται οποιαδήποτε μορφή θεμελίου (μεμονωμένα πέδιλα, πλάκα θεμελίωσης, μεμονωμένοι πάσσαλοι και ομάδες πασσάλων, βάθρα γεφυρών) και ανωδομής, καθώς και το σύστημα θεμελιώσεως-ανωδομής. Εξετάζονται ακόμα οι αντιστηρίξεις και οι υπόγειες κατασκευές ως προς την αλληλεπίδραση τους με το έδαφος.

Η ανάλυση τρωτότητας κατασκευών (fragility analysis of structures) αποτελεί στις μέρες μας ένα εργαλείο αξιολόγησης της συμπεριφοράς των κατασκευών έναντι επικινδυνότητας λόγω φυσικών φαινομένων (natural hazards) όπως είναι οι σεισμοί, οι τυφώνες, εκρήξεις ηφαιστειών κλπ. Η ανάλυση τρωτότητας κατασκευών απαιτεί τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας. Οι καμπύλες αυτές παρέχουν πληροφορίες για τη συμπεριφορά της κατασκευής σε πολλαπλά επίπεδα έντασης της επικινδυνότητας την οποία εξετάζουμε. Ένα πλήθος μεθόδων ανάλυσης τρωτότητας των κατασκευών έναντι της σεισμικής επικινδυνότητας έχουν προταθεί στο παρελθόν στη διεθνή βιβλιογραφία.

Σκοπός της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας είναι η διερεύνηση της επιρροής του συστήματος θεμελίωσης σε πλαισιακούς φορείς από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (ΩΣ). Ως εργαλείο της διερεύνησης αυτής χρησιμοποιήθηκε η Ανάλυση Τρωτότητας Κατασκευών σε συνδυασμό με την Ύπερωθητική (Pushover) Μη - Γραμμική Στατική Ανάλυση. Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας βασίζεται στην εργασία των Shinozuka et al. (1999) σύμφωνα με την οποία οι καμπύλες τρωτότητας για κάθε στάθμη βλαβών εκφράζονται με τη μορφή συνάρτησης της

λογαριθμοκανονικής κατανομής δύο παραμέτρων (της διαμέσου και της τυπικής απόκλισης της απόκρισης της κατασκευής). Οι δύο αυτές παράμετροι εκτιμήθηκαν ως εξής: Η μέση τιμή εξάγεται από την καμπύλη αντίστασης και είναι η τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης που προκαλεί το μέγεθος (drift) για το οποίο η κατασκευή μεταβαίνει στην προς εξέταση στάθμη βλαβών, ενώ η τυπική απόκλιση εκφράζει τις αβεβαιότητες της ανάλυσης και εξάγεται από τα βοηθήματα που παρέχονται από το Hazus, που αποτελεί αναγνωρισμένη μεθοδολογία για την αποτίμηση κατασκευών. Η ανάλυση Τρωτότητας παρουσιάζεται παρακάτω εκτενώς. Ενδεικτικά αναφέρεται πως αβεβαιότητες υπάρχουν όσον αφορά:

- Την ακριβή μορφή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής (υλικό κατασκευής, γεωμετρικές διαστάσεις στοιχείων, κλπ.)
- Το φάσμα απαίτησης, δηλαδή η σεισμική ένταση και η διάρκεια αυτής όπως αναμένεται να πλήξει την κατασκευή στη διάρκεια ζωής της
- Τη σεισμική επιτάχυνση για την οποία η κατασκευή μεταβαίνει σε κάποια οριακή στάθμη βλαβών

Για τους σκοπούς της εργασίας αυτής σχεδιάζονται 3 ομοειδείς κατασκευές από ΩΣ, ορθογωνικής κατόψεως 15x30m δύο, τεσσάρων και οκτώ ορόφων, σχεδιασμένες σύμφωνα με τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού, οι οποίοι βρίσκονται ακόμα σε εφαρμογή στη χώρα μας. Στη συνέχεια εξετάζεται η σεισμική απόκριση της ισχυρής διεύθυνσης τους για 3 διαφορετικές περιπτώσεις έδρασης επί αργλικού εδάφους: Επιφανειακή Θεμελίωση πλήρως πακτωμένη, επιφανειακή θεμελίωση με επιρροή εδάφους και θεμελίωση επί ομάδας πασσάλων. Κατά το σχεδιασμό, όπως και κατά την ανάλυση τρωτότητας, αμελούνται τα φορτία τοιχοποιίας καθώς αναμένεται να έχουν θετική επίδραση στη σεισμική επίδοση της κατασκευής, όπως γίνεται και στις περισσότερες μελέτες τέτοιου είδους.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2°

ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΩΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

2.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο απαριθμούνται βασικές αρχές και διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 και Ε.Α.Κ. 2000) οι οποίες έχουν σαν αντικείμενο την ικανοποίηση των απαιτήσεων αντοχής και λειτουργικότητας των κατασκευών με επαρκή ασφάλεια.

Η επίτευξη των απαιτήσεων αυτών επέρχεται μέσω της ικανοποίησης πολλών κριτηρίων αλλά κυρίως από την μόρφωση ενός σωστού δομικού συστήματος, την εξασφάλιση ελάχιστης στάθμης αντοχής, την αποφυγή κατάρρευσης της κατασκευής, την επαρκή πλαστιμότητα (κυρίως μέσω του δείκτη συμπεριφοράς q), καθώς και την απόκριση μιας κατασκευής σε οριακές καταστάσεις (ροπή κάμψης, τέμνουσα). Επίσης βάση του ικανοτικού σχεδιασμού εξασφαλίζεται η δημιουργία ενός αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος για τον σεισμό σχεδιασμού.

Τέλος αναφέρονται δυο περιγραφικές γραμμικές μέθοδοι υπολογισμού η δυναμική φασματική μέθοδος και η απλοποιημένη φασματική μέθοδος (ισοδύναμη στατική μέθοδος).

2.2 Μορφολογία Δομικού Συστήματος

Ο σχεδιασμός των κατασκευών βασίζεται καταρχήν στην μόρφωση ενός σαφούς δομικού συστήματος καλής μορφολογίας, τόσο στα επιμέρους δομικά στοιχεία, όσο και στο σύνολο.

Κατασκευές μη ευνοϊκής μορφολογίας πρέπει να αντιμετωπίζονται με ιδιαίτερη προσοχή και επιμέλεια, τόσο κατά την ανάλυση του δομικού συστήματος (με σκοπό τον αξιόπιστο προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών), όσο και κατά τις λεπτομέρειες κατασκευής και όπλισης.

Κατά τον σχεδιασμό έναντι σεισμικών δράσεων πρέπει να εφαρμόζονται οι περί μορφολογίας διατάξεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ).

Συνήθεις περιπτώσεις μη ευνοϊκής μορφολογίας αποτελούν:

- Έμμεσες στηρίξεις κυρίων δομικών στοιχείων.
- Σημαντικές κατασκευασικές εκκεντρότητες.
- Συνεργασία δομικών στοιχείων που παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές δυσκαμψίας.
- Συνεργασία ισχυρών οριζοντίων στοιχείων και ασθενών κατακόρυφων στοιχείων.
- Σημαντική λυγηρότητα δομικών στοιχείων.
- Απότομη μεταβολή δυσκαμψίας δομικού στοιχείου, ορόφου (εκτός υπογείου) και δομικού συστήματος σε κάτοψη και τομή.
- Ασυμμετρία δομικού συστήματος σε κάτοψη και τομή.

Η σημασία της καλής μορφολογίας είναι ιδιαίτερος μεγάλη για τυχηματικές και μάλιστα δυναμικές δράσεις όπως ο σεισμός. Τα προβλήματα μη ευνοϊκής μορφολογίας πρέπει κατ' αρχήν να αποφεύγονται με κατάλληλη μόρφωση του δομικού συστήματος. Σε αντίθετη περίπτωση, απαιτείται ακριβέστερη ανάλυση και κατάλληλη μόρφωση και όπλιση των δομικών στοιχείων.

2.3 Αρχές Σχεδιασμού

2.3.1 Εξασφάλιση ελάχιστης στάθμης αντοχής

Ο σχεδιασμός ενός δομικού συστήματος γίνεται για να εξασφαλιστεί η αντοχή, η λειτουργικότητα και η ανθεκτικότητά του. Για τον σκοπό αυτό εξετάζονται δύο κατηγορίες οριακών καταστάσεων, οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας γίνεται συγκρίνοντας ένα εντατικό μέγεθος από τις δράσεις σχεδιασμού S_d , με την αντίστοιχη αντίσταση σχεδιασμού R_d , δηλαδή με τη τιμή του ίδιου εντατικού μεγέθους που μπορεί να αναλάβει το δομικό στοιχείο.

$$S_d \leq R_d \quad (2.1)$$

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ελέγχεται το εύρος ρωγμής και ο περιορισμός των παραμορφώσεων και σε ορισμένες περιπτώσεις οι αναπτυσσόμενες τάσεις.

2.3.2 Πλαστιμότητα (έναντι σεισμού)

Ως πλαστιμότητα (είτε τοπική, είτε γενική) νοείται η ικανότητα απορρόφησης (κατανάλωσης) ενέργειας δίχως μείωση της φέρουσας ικανότητας. Η πλαστιμότητα (και κατά συνέπεια, η ικανότητα και ανακατανομή της εντάσεως) είναι σημαντική ιδιότητα των κατασκευών, έναντι τυχηματικών δράσεων (π.χ. πυρκαγιά), δυναμικών (όπως ο σεισμός, η κρούση, η έκρηξη) και έναντι συνήθων – βασικών δράσεων.

Στις επόμενες παραγράφους, δίνονται συνθήκες πλαστιμότητας για γραμμική ελαστική ανάλυση με περιορισμένη ανακατανομή, ενώ στα περί πλαστικής αναλύσεως (μόνο για επανέλεγχο υφισταμένων κατασκευών) δίνονται πρόσθετα στοιχεία για την επιτρεπόμενη τοπική πλαστική στροφή.

Ως αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας νοούνται εδώ οι ειδικές απαιτήσεις που σχετίζονται με την ασφάλεια κυρίως έναντι σεισμού και είναι απαραίτητοι οι προβλεπόμενοι έλεγχοι.

Ο Κανονισμός αυτός αφορά δομικά στοιχεία φορέων από οπλισμένο (ή και προεντεταμένο) σκυρόδεμα με ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Φορείς χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας είναι αυτοί που σχεδιάζονται με μέγιστη τιμή συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς κατά ΕΑΚ ίση με:

$q^* = 1.5$ για τις περιπτώσεις α και β του Πίνακα 2.6.1. του ΕΑΚ,

$q^* = 1$ για την περίπτωση γ του Πίνακα 2.6.1. του ΕΑΚ.

Φορείς με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας είναι αυτοί που σχεδιάζονται με τιμή συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς μεγαλύτερη από την τιμή q^* :

Δομικά στοιχεία όπως:

- Πλάκες εν γένει.
- Στοιχεία υπογείων ορόφων εν γένει, περιλαμβανομένων και των στοιχείων θεμελίωσης.
- Δευτερεύουσες δοκοί, δηλ. δοκοί που δεν εδράζονται απευθείας σε κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.
- Κόμβοι στους οποίους δεν συντρέχουν κατακόρυφα φέροντα στοιχεία. Θεωρούνται δομικά στοιχεία χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, ασχέτως του αν ανήκουν σε φορείς με (ή χωρίς) αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Από τον προηγούμενο Κανόνα εξαιρούνται τα τμήματα συμπαγών πλακών χωρίς δοκούς που συμμετέχουν σε συστήματα ισοδύναμων πλαισίων πλακών – στύλων μερικής ανάληψης οριζοντίων φορτίων.

Η εξασφάλιση συνολικής πλαστιμότητας του δομήματος, επιτυγχάνεται με τον σχεδιασμό κατά τον οποίο επιδιώκεται η κατανομή βλαβών (πλαστικών αρθρώσεων) στον μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων (στα άκρα αυτών) καθώς και με την αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που μπορεί να προηγηθούν των αντίστοιχων καμπτικών.

2.3.3 Αποφυγή καταρρεύσεως

Διατήρηση δηλαδή ακεραιότητας της κατασκευής και επαρκούς εναπομένουσας αντίστασης. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού (αποφυγή μηχανισμού ορόφου), καθώς και μέσω της σωστής κατανομής ακαμψιών και υπεραντοχών στον φέροντα οργανισμό τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος (κανονικότητα), ούτως ώστε να περιοριστεί η πιθανότητα πρόωρων τοπικών καταρρεύσεων η αστοχιών.

2.4 Δείκτης Σεισμικής Συμπεριφοράς q

Ο δείκτης αυτός εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Εκφράζει την ικανότητα ενός δομήματος να απορροφάει και να διαχέει ενέργεια με πλάσιμη συμπεριφορά. Οι μέγιστες τιμές που μπορούν να ληφθούν κατά τον σχεδιασμό εξαρτώνται από το υλικό κατασκευής και τον τύπο του δομήματος. Η μείωση των συμβατικών φορτίων γίνεται με διαφορετικό τρόπο ανάλογα αν το σύστημα είναι εύκαμπτο ή δύσκαμπτο ($T > 0,6$). Στην πρώτη περίπτωση ισχύει ισότητα μετακινήσεων ενώ στην δεύτερη ισχύει η ισότητα απορροφούμενης ενέργειας.

Παράγοντες που επηρεάζουν τον δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς q είναι :

- Κανονικότητα καθ' ύψος και σε κάτοψη
- Υπερστατικότητα και η ανακατανομή έντασης
- Η κατανομή υπεραντοχών και απαιτήσεων σε αντοχή και πλαστιμότητα
- Η μη ευνοϊκή μορφολογία του φορέα, όπως έχει αναφερθεί παραπάνω
- Κάθε είδους αβεβαιότητες

2.5 Τιμές Σχεδιασμού

2.5.1 Γενικά

Τιμή σχεδιασμού ονομάζεται η τιμή με την οποία οι δράσεις ή οι αντοχές εισάγονται στην βασική ανίσωση σχεδιασμού.
(2.1)

Οι τιμές σχεδιασμού S_d μιας δράσης προκύπτουν από τον πολλαπλασιασμό της αντιπροσωπευτικής της τιμής S_k επί τους επιμέρους συντελεστές ασφάλειας γ_f :

$$S_d = \gamma_f \cdot S_k \quad (2.2)$$

Οι τιμές σχεδιασμού R_d ενός μεγέθους αντοχής προκύπτουν από την διαίρεση της αντιπροσωπευτικής του τιμής R_k με τους επιμέρους συντελεστές ασφάλειας γ_m :

$$R_d = R_k / \gamma_m \quad (2.3)$$

Κατά το συνδυασμό περισσότερων δράσεων γίνεται διάκριση μεταξύ βασικών και τυχηματικών δράσεων.

2.5.2 Συνδυασμός βασικών δράσεων

Η δυσμενέστερη τιμή σχεδιασμού δράσεων S_d προσδιορίζεται εξετάζοντας γενικώς τους βραχυχρόνιους συνδυασμούς:

$$S_d = S (\gamma_g \cdot G_k + \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{qi} \cdot \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i} + \gamma_p \cdot P_k) \quad (2.4)$$

όπου:

$i > 1$, $Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της βασικής μεταβλητής δράσης του υπόψη συνδυασμού.

Κάθε μεταβλητή δράση Q_k λαμβάνεται διαδοχικά ως κύρια, εκτός εάν είναι προφανές ότι κάποιος από τους συνδυασμούς δεν είναι καθοριστικός.

Όλες οι δράσεις χωρίζονται σε τμήματα που δρουν ευμενώς και τμήματα που δρουν δυσμενώς στην οριακή κατάσταση και πολλαπλασιάζονται με τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας.

Συγκεκριμένα ο πιο συνήθης συνδυασμός βασικών δράσεων είναι:

$$S_d = 1.35 \sum_j G_{kj} + 1.50 \sum_i Q_{ki} \quad (2.5)$$

2.5.3 Συνδυασμός τυχηματικών δράσεων

Η δυσμενέστερη τιμή σχεδιασμού των δράσεων S_d προκύπτει από τους μακροχρόνιους συνδυασμούς.

$$S_d = S (A_d + G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \gamma_p \cdot P_k) \quad (2.6)$$

όπου:

$$i > 1$$

Στις τυχηματικές δράσεις εντάσσεται και ο σεισμός (E) ο οποίος δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις ή/και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις. Εξ άλλου επιτρέπεται να μην εξετάζονται δυσμενείς φορτίσεις στον συνδυασμό με σεισμό (τόσον για τις μόνιμες, όσον και για τις μεταβλητές δράσεις) και επιτρέπεται οι τιμές των μαζών να υπολογίζονται από τον εξής συνδυασμό μόνιμων φορτίων (οιονεί μόνιμα):

$$G_k + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{όπου } i \geq 1.$$

Ειδικώς υπό σεισμό εξετάζεται ο ακόλουθος συνδυασμός:

$$S_d = S (E + G_k + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \gamma_p \cdot P_k) \quad (2.7)$$

Συγκεκριμένα ο πιο συνήθης συνδυασμός βασικών δράσεων είναι:

$$S_d = \sum_j G_{kj} + E_d + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.8)$$

2.6 Οριακές Καταστάσεις

Ένας φορέας θεωρείται ότι δεν εκπληρώνει τον σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε, όταν φθάσει σε μία ειδική κατάσταση (που λέγεται «οριακή κατάσταση») όπου παύει να ανταποκρίνεται σε ένα από τα κριτήρια τα σχετικά με την αντοχή του ή την λειτουργικότητά του.

Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- α) Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν στη μέγιστη φέρουσα ικανότητα - αντοχή,
- β) Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, που συνδέονται με τα κριτήρια που διέπουν την κανονική χρήση.

2.6.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Και οι υπερβολικές παραμορφώσεις μπορούν επίσης να οδηγήσουν σε εξάντληση της αντοχής όταν ο φορέας δεν έχει επαρκή πλαστιμότητα (μεγάλες πλαστικές στροφές, π.χ. παρ. 8.3 για γραμμικά δομικά στοιχεία).

Η κόπωση είναι φαινόμενο που επηρεάζει την αντοχή των υλικών και των φορέων. Άρα, είναι οριακή κατάσταση αντοχής, αποτέλεσμα των επαναλήψεων των φορτίων λειτουργίας. Για πρακτικούς λόγους, επειδή διέπει μόνο ορισμένους τύπους κατασκευών για τις οποίες μπορεί να καθορισθεί το εύρος φόρτισης, εξετάζεται ως χωριστή οριακή κατάσταση.

Οριακές καταστάσεις αστοχίας θεωρούνται οι ακόλουθες:

1. Απώλεια στατικής ισορροπίας ενός στοιχείου ή του συνόλου της κατασκευής θεωρούμενης ως στερεού σώματος.
2. Μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό.

3. Οριακές καταστάσεις αντοχής σε κρίσιμες διατομές:

α) έναντι ορθών εντατικών μεγεθών (ροπή κάμψης και/ ή αξονική

δύναμη)

β) έναντι διατμητικών καταπονήσεων, δηλαδή:

- τέμνουσα
- στρέψη
- διάτρηση
- συνάφεια, αγκύρωση.

4. Οριακές καταστάσεις λυγισμού και ύβωσης. Πρόκειται για οριακές καταστάσεις αστοχίας λόγω παραμόρφωσης του φορέα.

Σε λυγισμό εξετάζονται οι γραμμικοί φορείς και σε ύβωση οι επιφανειακοί.

5. Οριακές καταστάσεις κόπωσης

2.6.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας από μεγέθη ορθής έντασης

Με τους παρακάτω κανόνες και παραδοχές προσδιορίζονται οι τιμές σχεδιασμού των μεγεθών αντοχής έναντι κάμψης. Ο προσδιορισμός μπορεί να γίνεται είτε αναλυτικά, είτε με βάση διαγράμματα, είτε με βάση πίνακες και έχει ως σκοπό σε τελική φάση τον υπολογισμό του απαιτούμενου ποσοστού οπλισμού $\rho_{\text{απαιτ.}}$.

Παραδοχές

Ο υπολογισμός της αντοχής βασίζεται στις παρακάτω παραδοχές:

α) η διατομή παραμένει επίπεδη και κάθετη στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου,

β) ο οπλισμός υφίσταται τις ίδιες μεταβολές παραμορφώσεων με το περιβάλλον σκυρόδεμα,

γ) η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αμελείται,

δ) η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με:

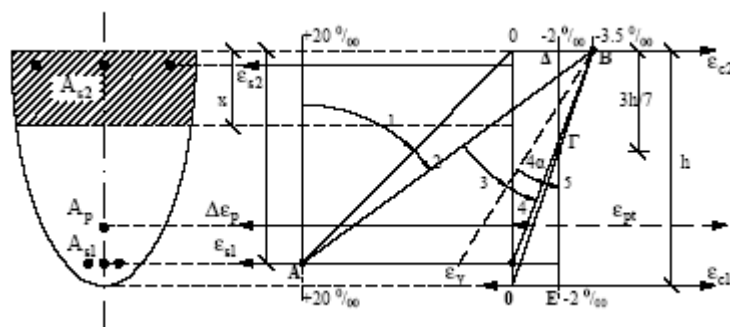
- 0.0035 σε κάμψη (καθαρή ή με αξονική δύναμη, ορθή ή λοξή),
- 0.002 σε κεντρική θλίψη,

ε) η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του οπλισμού λαμβάνεται ίση με 0.02.

Κατανομή των παραμορφώσεων

Οι παραδοχές α, δ και ε συμπληρώνονται όπως παρακάτω:

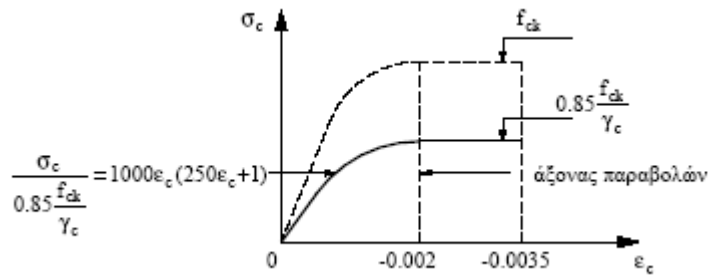
Για τον υπολογισμό της αντοχής θεωρείται ότι οι ακραίες παραμορφώσεις διέρχονται από ένα από τα τρία σημεία Α, Β ή Γ, τα οποία ορίζονται στο Σχήμα



Σχήμα 2.1: Διάγραμμα παραμορφώσεων

Ιδεατά διαγράμματα τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος

Κατά τον υπολογισμό της αντοχής μιας διατομής, χρησιμοποιείται για το σκυρόδεμα το ιδεατό διάγραμμα του Σχήματος 2.2.



Σχήμα 2.2: Παραβολικό - ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος

Επιτρέπεται και η χρήση κατάλληλων απλοποιητικών γραμμικοποιημένων διαγραμμάτων τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος, ανάλογα με το μελετώμενο αντικείμενο.

Ορθογωνικό διάγραμμα

Εάν η διατομή δεν βρίσκεται ολόκληρη υπό θλίψη, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μία απλοποιημένη ορθογωνική κατανομή των θλιπτικών τάσεων. Η κατανομή αυτή ορίζεται ως εξής (x είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής):

- 1) σε ένα μήκος 0.20x από την ουδέτερη γραμμή η τάση είναι μηδέν,
- 2) στο υπόλοιπο ύψος 0.80x η τάση είναι σταθερή και έχει τιμή:
 - $0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ για θλιβόμενες ζώνες σταθερού πλάτους ή ζώνες των οποίων το πλάτος αυξάνει προς τις ίνες που θλίβονται περισσότερο
 - $0.80 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ για θλιβόμενες ζώνες των οποίων το πλάτος μειώνεται προς τις ίνες που θλίβονται περισσότερο.

Σχεδιασμός

Το πεδίο ασφαλείας περιορίζεται από μια καμπύλη (ή μια επιφάνεια σε περίπτωση λοξής κάμψης), η οποία αντιπροσωπεύει την αλληλεπίδραση μεταξύ ροπής κάμψης και ορθής δύναμης.

Για τις μη διανυσματικές δράσεις, η εφαρμογή της ανίσωσης ασφαλείας (6.1) είναι άμεση, π.χ.:

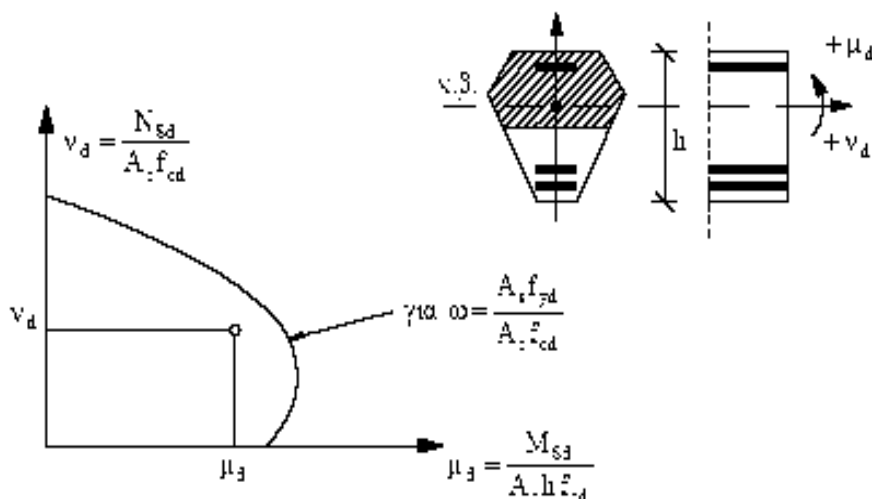
- σε καθαρό εφελκυσμό:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (2.9)$$

- σε καθαρή κάμψη:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (2.10)$$

Η αλληλεπίδραση μεταξύ της ροπής κάμψης και της ορθής δύναμης παριστάνεται είτε από πίνακες αλληλεπίδρασης είτε αλληλεπίδρασης του παρακάτω σχήματος. από διαγράμματα αλληλεπίδρασης. Ενδεικτικό είναι το διάγραμμα αλληλεπίδρασης του παρακάτω σχήματος.



Σχήμα 2.3: Ενδεικτικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης (σε μονοαξονική κάμψη) ανηγμένης αξονικής δύναμης v_d και καμπτικής ροπής μ_d .

Διαμήκης οπλισμοί

Σε όλες τις εν γένει δοκούς το ποσοστό του εφελκυσόμενου διαμήκους οπλισμού πρέπει στο κάτω ή στο άνω πέλμα να είναι:

$$\rho_{\min} = 1/2 * f_{ctm}/f_{yd} \quad (2.11)$$

και το μέγιστο ποσοστό πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη συνθήκη:

$$\rho_{\max} \leq 7/f_{yd} \quad (2.12)$$

Ενώ για τα υποστυλώματα το ποσοστό του εφελκυσόμενου διαμήκους οπλισμού πρέπει να είναι μέσα στα όρια:

$$1\% \leq \rho_s = A_s/A_c \leq 4\% \quad (2.13)$$

2.6.3 Οριακή κατάσταση αστοχίας από τέμνουσα

Ο σχεδιασμός χωρίς οπλισμό διάτμησης περιορίζεται μόνον σε στοιχεία που έχουν μικρή σημασία ή σε στοιχεία με ικανότητα κατανομής του φορτίου σε διεύθυνση κάθετη τόσο προς τα φορτία όσο και προς το άνοιγμα και στα οποία δεν εμφανίζονται σημαντικές ορθές εφελκυστικές δυνάμεις (π.χ. συνήθεις πλάκες).

Για να μην απαιτείται οπλισμός διάτμησης πρέπει, σύμφωνα με την εξίσωση (2.1), η επιβαλλόμενη τέμνουσα σχεδιασμού να ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (2.14)$$

όπου: V_{Rd1} υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση (2.15)

Ο παραπάνω έλεγχος δεν είναι γενικά απαραίτητος για διατομές που βρίσκονται μεταξύ της παρειάς μίας άμεσης στήριξης και μέχρι απόστασης d από αυτήν. Είναι όμως απαραίτητος αν στο διάστημα αυτό υπάρχουν συγκεντρωμένα φορτία ή αν πρόκειται για παρεία μίας έμμεσης στήριξης.

Προσδιορισμός της V_{Rd1}

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 0.40 \rho_l) + 0.15\sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.15)$$

όπου:

b_w το πλάτος του στοιχείου,

τ_{Rd} τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής σύμφωνα με τον

$$k = 1.60 - d \geq 1.00 \text{ (d σε μέτρα)}$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$$

N_{Sd} ορθή δύναμη λόγω φόρτισης και προέντασης (θλίψη θετική)

A_{sl} διατομή διαμήκους εφελκυσμένου οπλισμού, ο οποίος επεκτείνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η V_{Rd1} κατά $d + l_{b,net}$

d στατικό ύψος. Στην περίπτωση προεντεταμένων στοιχείων για τον προσδιορισμό του d θα λαμβάνεται υπόψη και η θέση των τενόντων στην εξεταζόμενη διατομή.

Πίνακας 2.1: Τιμές της τ_{Rd} σε MPa

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.37	0.41	0.44	0.48

Διαδικασία ελέγχου

α) Έλεγχος περιορισμού λοξής θλίψης σκυροδέματος κορμού:

Οι διαστάσεις του κορμού πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η σχέση:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (2.16)$$

όπου το V_{Rd2} δίνεται από τις σχέσεις 2.10 και 2.11. Η παρειά άμεσης και έμμεσης στήριξης πρέπει απαραίτητως να ελέγχεται.

β) Έλεγχος οπλισμού έναντι τεμνουσών:

Ο οπλισμός έναντι τεμνουσών θα υπολογίζεται από την συνθήκη:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} \quad (2.17)$$

όπου:

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd} \quad (2.18)$$

Για διατομές οι οποίες βρίσκονται σε απόσταση μικρότερη από το στατικό ύψος d από την παρειά μίας άμεσης στήριξης, ο έλεγχος της V_{Rd3} δεν είναι απαραίτητος, αλλά ο οπλισμός έναντι τεμνουσών που υπολογίζεται για τη διατομή σε απόσταση d πρέπει να συνεχίζεται μέχρι τη στήριξη.

Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω λοξής θλίψης κορμού

Για γραμμικά στοιχεία και τοιχώματα

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \quad (2.19)$$

όπου:

$$v = 0.70 - f_{ck}/200 \geq 0.50 \quad (f_{ck} \text{ σε } N/mm^2)$$

z μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, ίσος με $0.90d$ συνήθως.

Εάν υπάρχουν ορθές θλιπτικές δυνάμεις η τιμή της V_{Rd2} που λαμβάνεται από την εξίσωση (2.19) μειώνεται σε $V_{Rd2,red}$ σύμφωνα με την εξίσωση (2.20).

$$V_{Rd2,red} = 1.67 \cdot V_{Rd2} (1.00 - \sigma_{cp,eff} / f_{cd}) \leq V_{Rd2} \quad (2.20)$$

όπου:

$$\sigma_{cp,eff} = (N_{sd} - f_{yk} \cdot A_{s2} / \gamma_s) / A_c$$

και

A_{s2} η διατομή του οπλισμού στη θλιβόμενη ζώνη

f_{yk} η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του θλιβόμενου οπλισμού ($f_{yk} / \gamma_s \leq 400 \text{ N/mm}^2$)

Εάν ο κορμός περιέχει σωλήνες τενόντων διαμέτρου $\Phi > b_w / 8$, η V_{Rd2} πρέπει να υπολογίζεται με βάση ένα ονομαστικό πλάτος κορμού:

$$b_{w,nom} = b_w - \frac{1}{2} \Sigma \Phi$$

όπου:

Φ άθροισμα διαμέτρων σωλήνων τενόντων στην δυσμενέστερη στάθμη.

Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω οπλισμού διάτμησης

Για όλα τα δομικά στοιχεία

$$V_{cd} = V_{Rd1} \quad (2.21)$$

$$V_{wd} = A_{sw} / s \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.22)$$

όπου:

A_{sw} διατομή οπλισμού διάτμησης,

s απόσταση μεταξύ ράβδων οπλισμού διάτμησης,

α γωνία κλίσης οπλισμού διάτμησης.

Έλεγχος έναντι περισφιγξέως

Στις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας (Μ.Α.Α.Π., παρ.18.4.5 ΕΚΩΣ) θα πρέπει να υπάρχει ικανοποιητικός οπλισμός περισφιγξής. Η διάταξη αυτή αφορά μόνο υποστυλώματα αμιγών πλαισιακών φορέων.

Από τον έλεγχο αυτόν απαλλάσσονται υποστυλώματα σ κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.2β του Ε.Α.Κ. με την προϋπόθεση όμως ο λόγος η_v της σχέσης 4.8 του Ε.Α.Κ. είναι $\eta_v > 0.75$.

Ο οπλισμός περισφιγξής οφείλει να είναι επαρκής:

- Για την αντιστάθμιση της απώλειας εμβαδού διατομής σκυροδέματος έξω από τους συνδετήρες, μετά την υπέρβαση της κρίσιμης παραμόρφωσης του μη περισφιγμένου σκυροδέματος (αποφλοιώση)
- Για την πρόσδοση αρκετής ικανότητας πλαστικής στροφής της κρίσιμης περιοχής του υποστυλώματος («πλαστιμότητα») έτσι ώστε η στροφή αυτή να είναι συμβιβαστή με την προεκτιμηθείσα στάθμη συνολικής απορρόφησης ενέργειας του δομήματος, όπως εκφράζεται από τον δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς που έχει προ-επιλεγεί.

2.7 Ικανοτικός σχεδιασμός

Ο ικανοτικός σχεδιασμός στοχεύει στην εξασφάλιση ενός αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος για τον σεισμό σχεδιασμού, μέσω κατάλληλης ιεράρχησης των αντοχών (δηλαδή αστοχιών) των στοιχείων του φορέα.

Αυτό πετυχαίνεται επιδιώκοντας τα εξής:

α) Δημιουργία καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων, στις οποίες

περιορίζεται και η μετελαστική απόκριση του δομήματος.

β) Η καμπτική αστοχία να προηγείται της διατμητικής αστοχίας.

Ο στόχος είναι κατά την μετελαστική συμπεριφορά να επιτευχθεί ο επιθυμητός δείκτης συμπεριφοράς "q" που είχε ληφθεί κατά τον σχεδιασμό.

Η γενική μεθοδολογία λοιπόν του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η ακόλουθη (παρ. 4.1.4[4] ΕΑΚ):

Σε όλες τις πιθανές και ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:

- 1.1. εξασφαλίζεται επαρκής τοπική πλαστιμότητα (τήρηση όλων των ελέγχων και των κατασκευαστικών διατάξεων οπλίσεως)
- 1.2. ο αντίστοιχος έλεγχος (κάμψη με ορθή δύναμη) γίνεται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό (σχέση 4.1 ΕΑΚ).

Σε όλες τις πιθανές και ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων:

- α) Προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού δηλαδή τα μεγέθη που προκύπτουν όταν στις θέσεις πλαστικών αντοχής (υπεραντοχή).
- β) Με τα ικανοτικά αυτά μεγέθη γίνονται οι έλεγχοι:
 - αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας σε όλα τα μέρη του φορέα που περιέχουν ή γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις
 - κάμψεως με ορθή δύναμη σε θέσεις που πρέπει να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων

Λήψη μέτρων για την αποφυγή σχηματισμού «μηχανισμού ορόφου» σε πολυώροφα κτίρια (δηλαδή συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε ένα μόνο όροφο).

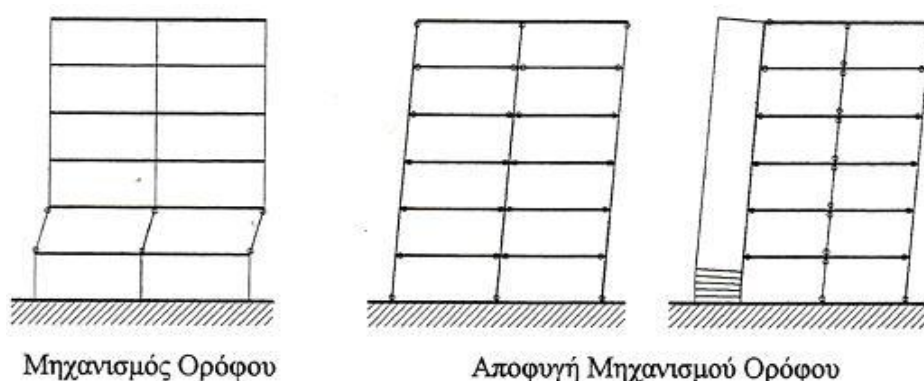
Οι ικανοτικοί έλεγχοι (κόμβου και αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας) γίνονται βάσει της ροπής αντοχής M_R της διατομής πλαστικής αρθρώσεων.

Η αντοχή αυτή είναι η μέγιστη που προκύπτει με βάση τις τελικές διαστάσεις της διατομής και τον συνολικό τελικό οπλισμό της διατομής, για αξονική δύναμη εκείνη που προκύπτει από τον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό φορτίσεως που χρησιμοποιείται για τον έλεγχο.

Εξαιρούνται από τον ικανοτικό σχεδιασμό τα στοιχεία που ανήκουν σε κτίρια των οποίων ο σχεδιασμός γίνεται ΧΩΡΙΣ αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

2.7.1 Αποφυγή σχηματισμού ορόφου

Μηχανισμός ορόφου σχηματίζεται σε πλαίσιακούς φορείς όταν υπάρχουν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων του ιδίου ορόφου, με εξαίρεση τις θέσεις πάκτωσης των υποστυλωμάτων στο ισόγειο.



Σχήμα 2.4: Πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας πλαίσιακών ή μικτών φορέων

Στην περίπτωση σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, το σύνολο των πλαστικών παραμορφώσεων συγκεντρώνεται στα άκρα των υποστυλωμάτων μόνον του «μαλακού» ορόφου και όχι σε όλους τους ορόφους του δομήματος.

Έτσι, στην περίπτωση του μαλακού ορόφου οι απαιτούμενες πλαστικές στροφές στα άκρα των υποστυλωμάτων, ώστε να επιτευχθεί ίδια μέση ολική παραμόρφωση του κτιρίου, είναι πολύ μεγάλες. Οι ανάλογα αυξημένες απαιτήσεις τοπικής πλαστιμότητας δεν είναι εν γένει δυνατό να επιτευχθούν σε πολυώροφα κτίρια.

Ο μηχανισμός ορόφου μπορεί να αποφευχθεί με διαστασιολόγηση τέτοια που να προβλέπει τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών που συντρέχουν σε έναν κόμβο (και επομένως την αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων).

Ανάλογο αποτέλεσμα θα μπορούσε να επιτευχθεί λ.χ. και με αποδοχή αρθρώσεων σε ενδιάμεσα υποστυλώματα ενός πλαισίου και αποφυγή τους στα ακραία. Τέτοιες εναλλακτικές διαδικασίες είναι, όμως εν γένει αρκετά πιο πολύπλοκες και λιγότερο αξιόπιστες.

Κατά τον Έλεγχο Αποφυγής Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου (ή απλούστερα Ικανοτικό Έλεγχο Κόμβου):

- Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κάμψη με αξονική δύναμη, με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού (M_{CD}) αντί για τις ροπές που προκύπτουν από τον σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού. Η αξονική δύναμη για τον έλεγχο των διατομών λαμβάνεται από τον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό.

Η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού $M_{CD,c}$ στο άκρο ενός υποστυλώματος είναι:

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} \cdot M_{Ec} \quad (2.23)$$

όπου:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Eb} \quad (2.24)$$

α_{CD} συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου (κοινός για το υπερκείμενο και υποκείμενο υποστυλώμα):

ΣM_{Rd} είναι το άθροισμα τελικών ροπών αντοχής των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο, με φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή M_{Ec}

ΣM_{Eb} είναι το άθροισμα των σεισμικών ροπών των ιδίων δοκών, από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή M_{Ec}

$\gamma_{Rd} = 1,40$ είναι ο συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της.

- Ως δράσεις λαμβάνονται οι ροπές M_E που οφείλονται μόνον στην δράση του σεισμού, και όχι οι συνολικές, επειδή η μεταβολή των ροπών των υποστυλωμάτων που ενδιαφέρει είναι ανάλογη προς τις πρώτες και όχι προς τις δεύτερες.
- Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης $\alpha_{CD} > 1.00$ εκφράζει την μέγιστη μεγέθυνση της σεισμικής ροπής, που είναι πιθανόν να αναπτυχθεί, αν

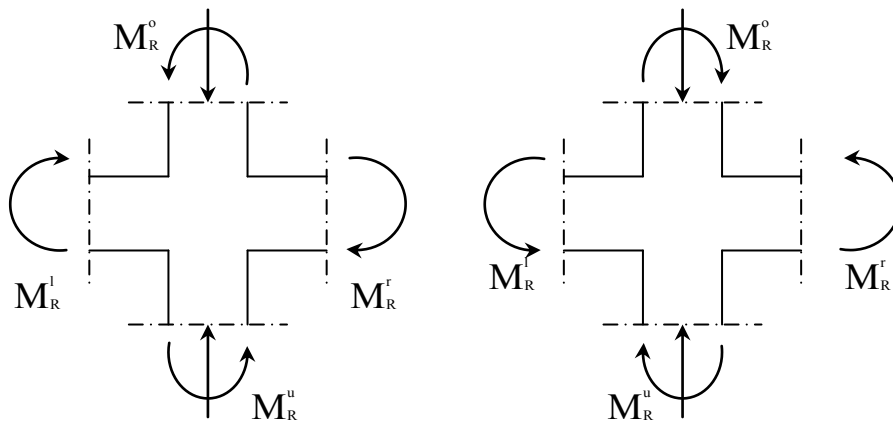
εξαντληθεί το πιθανό ανώτερο όριο της αντοχής των δοκών (υπεραντοχή).

Ο συντελεστής α_{CD} παίρνει την ελάχιστη τιμή ($\alpha_{CD} = \gamma_{Rd}$), όταν

$$\Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Eb} = 1$$

Δηλαδή όταν η διαστασιολόγηση των διατομών των δοκών έχει προκύψει με καθοριστική φόρτιση την σεισμική δράση.

- Η τιμή του συντελεστή υπεραντοχής $\gamma_{Rd}=1.40$ θεωρείται ότι καλύπτει ενδεχόμενη απόκλιση προς τα άνω της χαρακτηριστικής αντοχής ή/και κάποια κράτυνση του οπλισμού, καθώς και την πιθανότητα δυσμενούς μεταβολής της αναλογίας των ροπών των στύλων του κόμβου στην μετελαστική φάση.
- Η προσήμανση των ροπών δράσεων πρέπει να είναι συνεπής προς μια κοινή φορά δράσης τους πάνω στον κόμβο (βλ. σχήμα 2.5).



Σχήμα 2.5: Αναπτυσσόμενες ροπές στον κόμβο λόγω δύο φορών του σεισμού

- Σε κάθε κόμβο επιπέδου πλαισίου υπολογίζονται δυο τιμές για τον συντελεστή α_{CD} , και για τις δύο φορές του σεισμού.
- Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων επιτρέπεται να γίνεται στις διατομές επαφής τους με το άνω και κάτω πέλμα της δοκού, με αντίστοιχη μείωση των ικανοτικών ροπών, βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που θα προκύψουν.
- Σε κόμβους στους οποίους η ροπή του υπερκείμενου κατακόρυφου στοιχείου $M_{Ec,1}$ είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται

από το ζύγωμα, δηλ. $M_{Ec,1} > \Sigma M_{Eb}$ η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$M_{CD,c} = 1.40 M_{EC} > M_{SC} \quad (2.25)$$

Όπου M_{SC} είναι η ροπή που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό

- Αν το υποστυλώμα ανήκει σε πλαίσιο και στην άλλη διεύθυνση, ο έλεγχος θα γίνεται για διαξονική κάμψη

- με την ικανοτική ροπή στην πρώτη διεύθυνση και
- την ροπή που προκύπτει από τον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό στην άλλη διεύθυνση, για τη διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης στην οποία αντιστοιχεί η ικανοτική ροπή.

- Σε ενδιάμεσα υποστυλώματα επιπέδων πλαισίων: $a_{CD} \leq q$

Στις ενδιάμεσες στηρίξεις επιπέδων πλαισίων με σχετικά μεγάλα ανοίγματα, η αντοχή των διατομών των δοκών (ιδιαίτερα σε αρνητικές ροπές) είναι πολύ μεγαλύτερη (λόγω συνδυασμού μη σεισμικών δράσεων) από εκείνη του θα απαιτούσε μόνον η σεισμική δράση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να προκύπτουν μεγάλες τιμές του λόγου $\Sigma M_{Rd} / |\Sigma M_{Eb}|$, που υπεισέρχεται στον υπολογισμό του ικανοτικού συντελεστή a_{CD} , οπότε μπορεί να προκύψουν υπερβολικά μεγάλες τιμές του a_{CD} .

2.7.2 Αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας

Ο έλεγχος αυτός στοχεύει στην αποφυγή της διατμητικής αστοχίας, η οποία είναι ιδιαίτερα ψαθυρή αστοχία.

Κατ' αντιστοιχία με τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου, υπολογίζεται η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού του στοιχείου (υπεραντοχή) στις θέσεις πιθανών ή ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεων και με αυτήν διαστασιολογείται το στοιχείο έναντι διατμήσεως.

Εξετάζουμε την κατάσταση στην οποία έχουν ήδη δημιουργηθεί πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των στοιχείων, οπότε τα στοιχεία λαμβάνονται ως αμφιαρθρωτά για τον υπολογισμό.

Η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού V_{CD} προκύπτει ως άθροισμα:

- 1) Της τέμνουσας που οφείλεται στα κατακόρυφα φορτία (από τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων με τους αντίστοιχους συντελεστές γ_i, ψ_i)
- 2) Της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να αναπτυχθεί στο στοιχείο λόγω σεισμού, και η οποία δεν είναι άλλη από την τέμνουσα που αντιστοιχεί στην ροπή αντοχής της υπ' όψιν διατομής, με δράση αξονικής εκείνη του αντίστοιχου σεισμικού συνδυασμού.

Θέσεις πιθανών ή ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεων

α) Υποστυλώματα

Η τέμνουσα σχεδιασμού στην διεύθυνση του κάθε πλαισίου στο οποίο ανήκει το υποστυλώμα :

$$V_{CD,c} = 1.40 (M_{Rc,1} + M_{Rc,1}) / l_c < q \cdot V_{E,c} \quad (2.26)$$

όπου:

$M_{Rc,1}, M_{Rc,2}$ = υπολογιστικές αντοχές σε κάμψη με αξονική δύναμη στα άκρα του υποστυλώματος, όπως ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση. (η μέγιστη από τις τιμές που προκύπτουν από δυο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης)

$V_{E,c}$ = τέμνουσα του υποστυλώματος λόγω της σεισμικής δράσης (μόνον)

l_c = μήκος του υποστυλώματος

β) Δοκοί

Η τέμνουσα σχεδιασμού είναι:

$$V_{CD,b} = V_{0,b} + \Delta V_{CD,b} \quad (2.27)$$

$$\text{όπου,} \quad V_{CD,b} = 1.20 (M_{Rb,1} + M_{Rb,1}) / l_b < q \cdot V_{E,b} / 1.20 \quad (2.28)$$

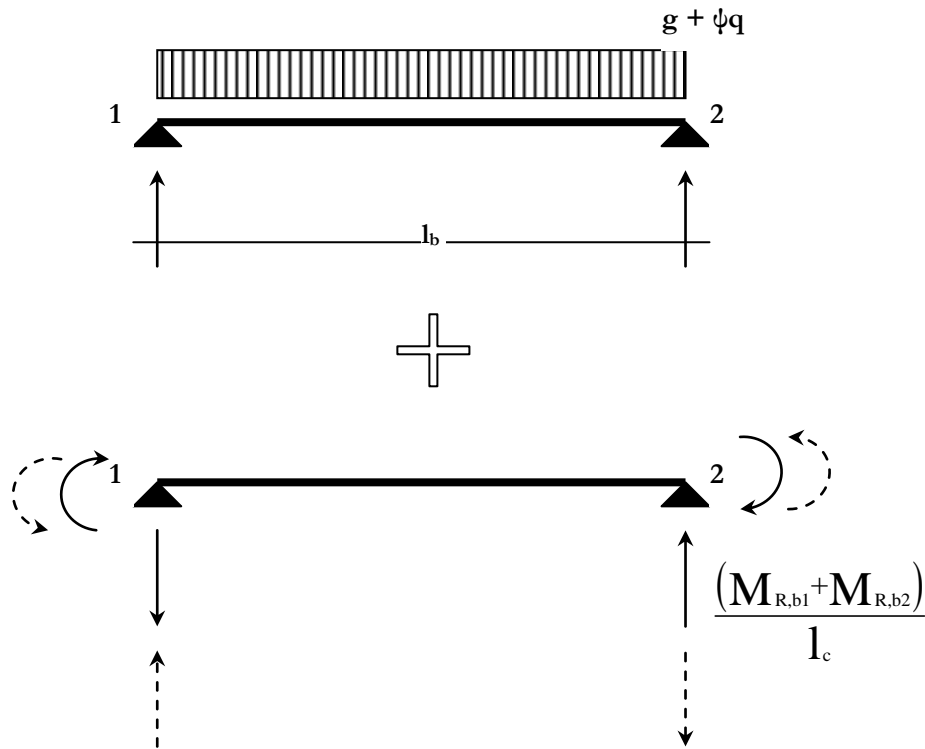
και

$V_{0,b}$ = τέμνουσα της δοκού υπό τα μη σεισμικά φορτία του συνδυασμού

$M_{R,b1}, M_{R,b2}$ = ροπές αντοχής των άκρων της δοκού, κατά την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση,

$V_{E,b}$ = τέμνουσα της δοκού λόγω της σεισμικής δράσης (μόνον)

l_b = μήκος της δοκού



Σχήμα 2.6: Ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού δοκού

Υποστυλώματα και δοκοί σε άκρα των οποίων δεν προβλέπεται ο σχηματισμός πλαστικής αρθρώσεως

Σε δοκούς και υποστυλώματα, οι μεγάλες διαστάσεις των οποίων δεν επιτρέπουν τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα τους, επιτρέπεται να εφαρμόζεται ο ικανοτικός κανόνας αποφυγής σχηματισμού ορόφου με βάση τις υπεραντοχές των πιθανών θέσεων πλαστικής αρθρώσεως στους εκατέρωθεν κόμβους.

Η τέμνουσα σχεδιασμού του στοιχείου e (υποσύλωμα ή δοκός) δεν χρειάζεται να ληφθεί μεγαλύτερη από την τιμή:

$$V_{CD,e} = V_{0,e} + \Delta V_{CD,e} \quad (2.29)$$

όπου,

$$V_{CD,e} = (\alpha_{CD,1} M_{Ee,1} + \alpha_{CD,2} M_{Ee,2}) / l_e \quad (2.30)$$

και:

$V_{0,e}$ η τέμνουσα του στοιχείου υπό τα μη σεισμικά φορτία του συνδυασμού

$M_{E,e1}, M_{E,e2}$ είναι οι σεισμικές ροπές των άκρων του στοιχείου

l_e είναι το μήκος του στοιχείου και

$\alpha_{CD,1}, \alpha_{CD,2}$ είναι οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης των κόμβων των άκρων του στοιχείου (υπολογίζονται όπως για τον ικανοτικό κόμβου)

οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} θα υπολογίζονται στους εκατέρωθεν κόμβους σύμφωνα με τις σχέσεις :

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Eb} \quad (2.24)$$

ή

$$M_{CD,c} = 1.40 M_{EC} > M_{SC} \quad (2.25)$$

(σε κόμβους στους οποίους η ροπή του υπερκείμενου κατακόρυφου στοιχείου $M_{EC,1}$ είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται από το ζύγωμα, δηλαδή: $M_{EC,1} > \Sigma M_{Eb}$)

- σε κόμβους στους οποίους το άθροισμα αντοχών των δοκών υπερβαίνει το άθροισμα αντοχών των υποστυλωμάτων ($\Sigma_{MR,b} > \Sigma_{MR,c}$), θα χρησιμοποιείται $\Sigma_{MR,c}$ αντί του $\Sigma_{MR,b}$ στην εξίσωση υπολογισμού του ικανοτικού συντελεστή μεγέθυνσης (εξ. 2.24).

Εξασφάλιση επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων

1. Σε πλαστικές αρθρώσεις στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα πρέπει να εξασφαλίζεται η πλάσιμη συμπεριφορά της θλιβόμενης ζώνης ώστε να μπορεί να επιτευχθεί η τοπικώς απαιτούμενη καμπυλότητα.
2. Σε κόμβους πλαισίων που γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αγκύρωση των ράβδων του οπλισμού στο σώμα του κόμβου.
3. Στις περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων συνίσταται να μη γίνεται σύνδεση των διαμήκων ράβδων με παράθεση. Αυτό πρέπει να αποφεύγεται οπωσδήποτε στις βάσεις των τοικωμάτων, και συνίσταται να αποφεύγεται και στην πάκτωση των υποστυλωμάτων στο Ισόγειο.

2.8 Μέθοδοι υπολογισμού

2.8.1 Γενικές Αρχές και παραδοχές

1. Μέσα στα πλαίσια του παρόντος Κανονισμού θεωρούνται κτιριακές κυρίως κατασκευές, των οποίων η σεισμική απόκριση είναι είτε ελαστική-γραμμική είτε, συνηθέστερα, εμφανίζει υλικές μη-γραμμικότητες και περιορισμένες γεωμετρικές μη-γραμμικότητες (φαινόμενα 2^{ης} τάξης).
2. Η σεισμική απόκριση σε όλες τις περιπτώσεις προκύπτει από μία “ισοδύναμη” γραμμική ανάλυση με την βοήθεια του κατάλληλου φάσματος σχεδιασμού και του αντίστοιχου συντελεστή συμπεριφοράς q .
3. Για τον υπολογισμό των πραγματικών (μετελαστικών) μετακινήσεων του συστήματος, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από τον γραμμικό υπολογισμό με την σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς q .
4. Οι δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες του σεισμού μπορεί να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς την κατασκευή.
5. Επιτρέπεται, γενικά, η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και

δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας II και III. Στις περιπτώσεις αυτές επιτρέπεται η προσομοίωση και ανάλυση των παραπάνω δομικών στοιχείων ανεξάρτητα από την υπόλοιπη κατασκευή. Επίσης, σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, θα πρέπει να διερευνάται, γενικά, η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

2.8.2 Βασικές μέθοδοι υπολογισμού

1. Προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

α) Δυναμική φασματική μέθοδος.

β) Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος).

Στην εργασία αυτή εφαρμόστηκε η 1^η μέθοδος, η δυναμική φασματική μέθοδος δηλαδή για τη διαστασιολόγηση των δοκών και στύλων της ανωδομής, ενώ η 2^η μέθοδος, η απλοποιημένη φασματική, εφαρμόστηκε για τη διαστασιολόγηση των πεδίων της κατασκευής.

2. Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται, συμπληρωματικά προς τις παραπάνω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού, όπως γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, κλπ. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή πρόσθετων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας.

3. Στην περίπτωση των κτιρίων για την εφαρμογή οποιασδήποτε μεθόδου υπολογισμού χρησιμοποιείται, γενικά, χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής.

Η χρήση επίπεδου προσομοιώματος επιτρέπεται έπειτα από σχετική τεκμηρίωση της αξιοπιστίας του.

2.8.3 Δυναμική φασματική μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε

ιδιομορφή ταλάντωσης και, τέλος, τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q = 1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q > 1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος.

Θα πρέπει πάντως να μην λησμονείται ότι πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού, της οποίας η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθ' ύψος μεταβολών της αντοχής των κτιρίων.

Η μέθοδος σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

- α) Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- β) Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).
- γ) Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).
- δ) Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).

Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

1. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος.
2. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0.03 \text{ sec}$, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M / \Sigma M_i$.
3. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0.20 \text{ sec}$ λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

2.8.4 Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος

Η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος προκύπτει από τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Η μέθοδος εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

1. **Κανονικά κτίρια** μέχρι 10 ορόφους
2. Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας $\Sigma 4$ άνω των 2 ορόφων σε ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας 2 και 3.

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

1. Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδο τους. Η λειτουργία αυτή, αν δε γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.
2. Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της σχετικής δυσκαμψίας K_i ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0,35 K_i$ και $0,50 K_i$ αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών $E \cdot I / h$ των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.
3. Η αύξηση ή μείωση $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$ της μάζας m_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0,35 m_i$ και $0,50 m_i$ αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

Η μέθοδος σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

α) Υπολογισμό για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου του συνολικού μεγέθους των ισοδύναμων σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) όπως προκύπτουν για τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού που υπολογίζεται με βάση τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του φορέα

β) Καθ' ύψος κατανομή των ισοδύναμων σεισμικών φορτίων

γ) Χωρική επαλληλία για ταυτόχρονη στατική δράση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις x, y του κτιρίου, καθώς επίσης και των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων, ώστε να προκύψουν τα ακραία μεγέθη απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία

Για το σχεδιασμό των κατασκευών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα **Scada Pro V12**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ

ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΓΙΑ

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

3.1 Γενικά

Η παραμόρφωση και μετακίνηση της θεμελίωσης μπορεί να επηρεάσει σημαντικά τη σεισμική απόκριση των κατασκευών. Ιδιαίτερα σημαντικό συστατικό μίας ολοκληρωμένης ανάλυσης κατασκευής αποτελεί η αποτύπωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων με μη γραμμικές σχέσεις φορτίου-μετατόπισης. Με αντίστοιχες σχέσεις, συμβατές με τη γενικότερη μεθοδολογία ανάλυσης κατασκευών, περιλαμβάνεται και η επιρροή της θεμελίωσης στη συνολική διαδικασία. Αξιοποιώντας αυτές τις τεχνικές είναι δυνατόν να επεκταθεί το στατικό μοντέλο, ούτως ώστε αναπαραστάσεις της θεμελίωσης να περιλαμβάνονται απ' ευθείας στην ανάλυση.

Η γενική μεθοδολογία συνίσταται από τη διατύπωση μέσω ενός αναλυτικού μοντέλου, όλων των χαρακτηριστικών της κατασκευής που επηρεάζουν τη σεισμική απόκριση της. Αυτό το σύστημα αποτελεί μία σύνθεση μοντέλων. Οι πλευρικές δυνάμεις που προκαλούνται από το σεισμό εισάγονται με το σύστημα πλευρικών φορτίσεων. Αυτό το σύστημα μπορεί να υπερκαλύψει και να συμπεριλάβει τμήματα του κατακόρυφου φέροντος συστήματος. Τα συστήματα αποτελούνται από δομικά στοιχεία, δηλαδή πλαίσια από ΩΣ σε σύνδεση με διαφραγματικά στοιχεία πλακών, συνθέτουν ένα σύστημα που καταπονείται από πλευρική φόρτιση. Μεμονωμένοι δοκοί και στύλοι αποτελούν τα συστατικά μέρη του πλαισιακού φορέα. Παράμετροι συμπεριφοράς (π.χ. ακαμψία, ένταση) και κριτήρια αποδοχής (πλαστιμότητα, drift) μπορεί να υπάρχουν επίσης στο σύστημα, στο στοιχείο ή ακόμα και στο επίπεδο σύνθεσης συστημάτων. Για παράδειγμα η μέγιστη μετατόπιση οροφής του συστήματος μπορεί να περιορίζεται ούτως ώστε να παραμένουν σε αποδεκτά επίπεδα τα

drift κάθε ορόφου του πλαισίου, καθώς και να περιορίζεται επαρκώς η απαίτηση στρωφικής πλαστιμότητας στη βάση των στύλων.

Με αντίστοιχο τρόπο, όπως περιγράφεται και στην ενότητα 3.2, επεκτείνεται το στατικό μοντέλο, ώστε να ενταχθεί στο σύστημα της κατασκευής και το σύστημα της θεμελίωσης. Οι παράμετροι απόκρισης των στοιχείων θεμελίωσης εξαρτώνται από τις ιδιότητες των δομικών στοιχείων και από τις γεωτεχνικές ιδιότητες του εδάφους. Για στοιχεία πεδίων, για παράδειγμα, που αποτελούν άκαμπτα στοιχεία που αλληλεπιδρούν με το έδαφος, η αλληλεπίδραση αυτή μπορεί να αποτυπωθεί με κατάλληλες γεωτεχνικές σχέσεις φορτίου-μετατόπισης. Στην ενότητα 3.3 διατυπώνονται κάποιες γενικές σχέσεις για τυπικά στοιχεία θεμελίωσης. Από πολλές απόψεις, η προσομοίωση των εδαφικών ελατηρίων είναι ανάλογη με αυτή των στοιχείων της ανωδομής. Αναζητείται η σχέση μεταξύ της δύναμης που επιβάλλεται σε ένα δομικό στοιχείο και της αντίστοιχης μετατόπισης. Εξαιτίας της φύσης του εδαφικού υλικού, υπάρχουν αβεβαιότητες και συνεπώς κάποιες προσεγγίσεις είναι αναγκαίες, όπως παραθέεται στην ενότητα 3.4. Οι σχέσεις φορτίου-μετατόπισης των γεωτεχνικών συστατικών εξαρτώνται από τις ιδιότητες αντοχής και ακαμψίας του εδαφικού υλικού. Στην ενότητα 3.5 παρουσιάζονται κάποιες τυπικές τιμές των ιδιοτήτων αυτών, καθώς και καθοδήγηση για περιπτώσεις κατασκευών που χρειάζονται πιο εξειδικευμένα δεδομένα, αλλά και για το πώς να εξαχθούν τα δεδομένα αυτά.

Η επιρροή της θεμελίωσης στο μοντέλο της κατασκευής εντάσσεται μέσω διαφόρων υποθέσεων. Η προσέγγιση είναι κατ' ουσία μία ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων κατά την οποία συνεχείς ιδιότητες συγκεντρώνονται σε διακεκριμένα σημεία ώστε να απλοποιηθεί η διαδικασία. Η υστερητική συμπεριφορά εισάγεται απ' ευθείας μέσω της ανελαστικής δράσης των μεμονωμένων πεπερασμένων στοιχείων. Η ιξώδης απόσβεση του εδαφικού υλικού αγνοείται, όπως επίσης και οι κινηματικές επιρροές της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης. Αυτοί οι περιορισμοί είναι αποδεκτά συντηρητικοί για την πλειονότητα των κατασκευών και θεμελίωσεων, όταν χρησιμοποιούνται απλοποιητικές ανελαστικές διαδικασίες για την αποτίμησή τους. Τα αποτελέσματα που εξάγονται από την ανάλυση αυτή, θα είναι η μετακίνηση που θα προκληθεί στην οροφή της ανωδομής και στη θεμελίωση, για δεδομένο σεισμικό γεγονός.

3.2 Ορισμός του Συστήματος Θεμελίωσης και αλληλεπίδραση με το συνολικό μοντέλο

Η ανάλυση της σεισμικής επίδοσης ενός κτιρίου μπορεί να συμπεριλάβει άμεσα την επιρροή της θεμελίωσης, εισάγοντας κατάλληλες συνθήκες στήριξης στο στατικό μοντέλο. Η φύση και το εύρος του μοντέλου αυτού εξαρτάται από έναν αριθμό αλληλοσχετιζόμενων παραγόντων. Όπως και για την ικανοποιητική αποτύπωση των ουσιαστικών στοιχείων του μοντέλου, έτσι και για την ορθή ενσωμάτωση των στοιχείων της θεμελίωσης, απαιτείται ορθή κρίση και εμπειρία.

3.2.1 Παράγοντες που επηρεάζουν το μοντέλο της θεμελίωσης

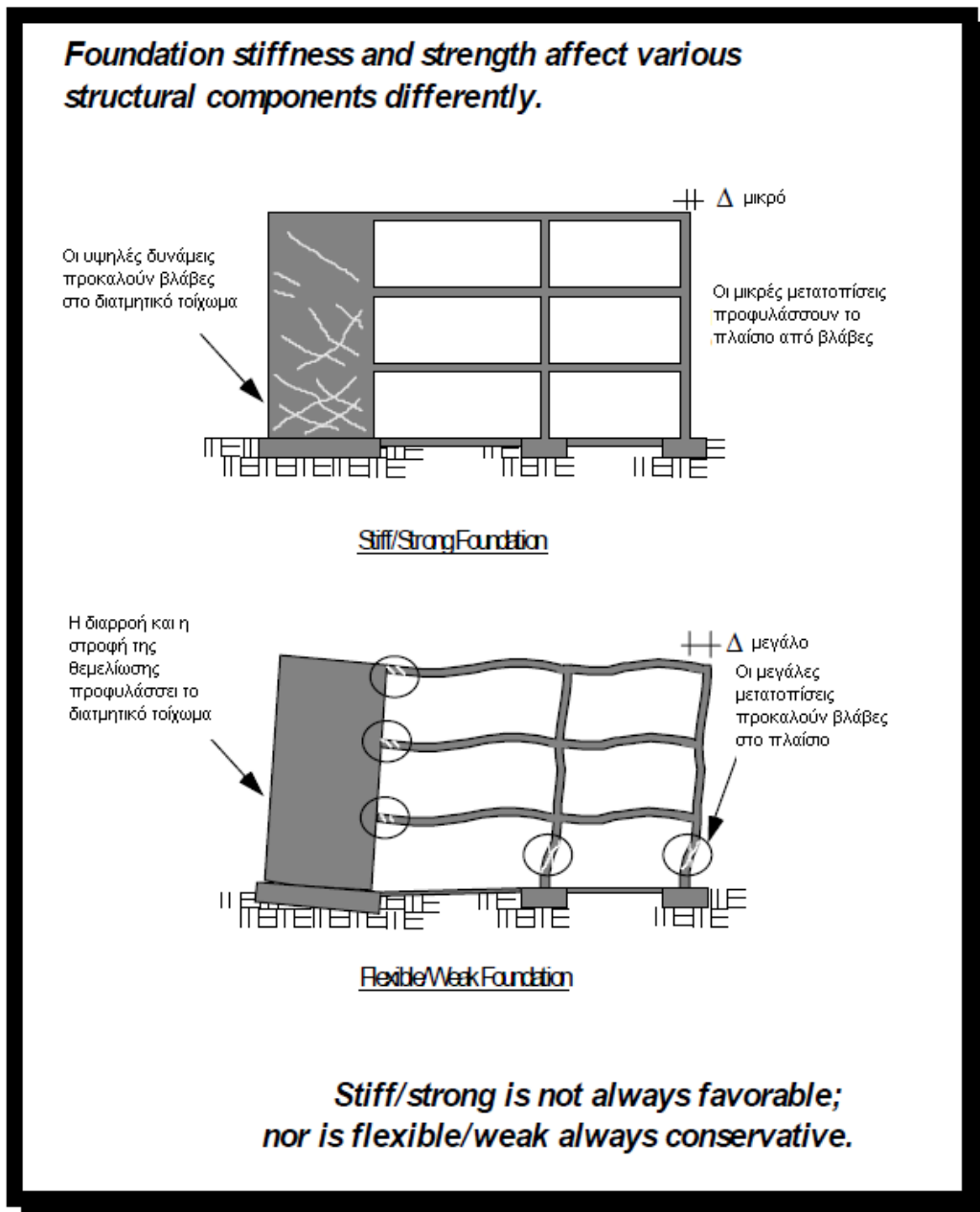
Η ακαμψία και η αντοχή της θεμελίωσης επηρεάζουν τη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Ο δομοστατικός μηχανικός αποφασίζει πως οι επιρροές της θεμελίωσης περιλαμβάνονται στο μοντέλο της ανάλυσης για την αποτίμηση και την ενίσχυση μιας υφιστάμενης κατασκευής. Σε πολλές περιπτώσεις η βοήθεια ενός γεωτεχνικού μηχανικού είναι ουσιαστική. Οι γεωτεχνικοί μηχανικοί βέβαια πρέπει να έχουν στο μυαλό τους ότι «άκαμπτος και ανθεκτικός» δεν είναι κατ' ανάγκη καλύτερος από «εύκαμπτος και ασθενής». Μαλακές-ασθενείς υποθέσεις για τις εδαφικές ιδιότητες δεν είναι πάντοτε συντηρητικές για την κατασκευή. Η καλύτερη πληροφόρηση θα ήταν ένα μεγάλο εύρος τιμών, ώστε να μπου σε ένα «φάκελο» οι πιθανές συνθήκες. Η γένεση εκτιμήσεων υψηλής ακρίβειας για τις εδαφικές ιδιότητες, μπορεί να είναι ιδιαίτερα δαπανηρή. Γι' αυτό και πολλές φορές εκλέγονται τιμές των εδαφικών ιδιοτήτων με σχετικά ελλιπή πληροφόρηση, μέσω της αξιοποίησης κάποιων απλοποιημένων παραμετρικών μελετών, έτσι ώστε να προκύψει μια προσεγγιστική εκτίμηση σχετικά με τη σημασία του κάθε κατασκευαστικού και εδαφοτεχνικού χαρακτηριστικού στα πλαίσια της ανάλυσης. Παρακάτω εξετάζονται ποιοτικά αρκετοί από τους παράγοντες που επηρεάζουν την προσομοίωση της θεμελίωσης. Σε κάποιες περιπτώσεις αξιοποιούνται προσεγγιστικοί εμπειρικοί τύποι. Κλείνοντας ας επαναλάβουμε πόσο σημαντική είναι η ορθή κρίση και η εμπειρία του δομοστατικού και του γεωτεχνικού μηχανικού, ώστε να ληφθούν οι κατάλληλες αποφάσεις για την προσομοίωση.

3.2.1.1 Γεωτεχνικές Συνθήκες

Όσο πιο μαλακά και ασθενή είναι τα εδαφικά υλικά, τόσο πιο πιθανό είναι να επηρεάσουν τη σεισμική απόκριση. Αυτό είναι βέβαιο όταν υπάρχουν εμφανή σημάδια καταπόνησης της θεμελίωσης, όπως είναι υπερβολικές παραμορφώσεις ή ακόμα και μετακίνηση της θεμελίωσης που προέρχεται από καταπόνηση της ίδιας της κατασκευής. Αυτή η γενίκευση σχετικά με τα μαλακά εδάφη, δεν πρέπει να οδηγήσει στο εσφαλμένο συμπέρασμα πως η επιρροή της θεμελίωσης μπορεί πάντοτε να αμελείται σε τοποθεσίες όπου κείτονται σκληρά εδαφικά στρώματα. Ένα σύνθημα φαινόμενο της εδαφικής επιρροής είναι η ανύψωση των πεδιλοδοκών, ιδιαίτερα κάτω από ψηλά άκαμπτα πλευρικά στοιχεία που καταπονούνται από πλευρικά φορτία. Άκαμπτα, ανθεκτικά εδαφικά υλικά στη βάση τέτοιων στοιχείων, συνήθως δεν περιορίζουν τη στροφή αυτών.

Πιθανότερο είναι, να επηρεάσουν τη συμπεριφορά της ανωδομής, θεμελιώσεις, των οποίων τα υπάρχοντα νεκρά και κινητά φορτία, αποτελούν σημαντικό ποσοστό της συνολικής φέρουσας ικανότητάς τους. Εάν τα υπάρχοντα φορτία υπολογίζονται προσεγγιστικά περί το 50% με 67% της συνολικής φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης, έντονη σεισμική φόρτιση μπορεί να έχει σαν αποτέλεσμα σημαντική μόνιμη μετατόπιση της θεμελίωσης. Μια σωστή εκτίμηση του σχετικού ποσοστού της συνολικής φόρτισης από νεκρά και κινητά φορτία που υφίσταται κάθε στοιχείο θεμελίωσης σε σχέση με τη συνολική της φέρουσα ικανότητα, μπορεί να δώσει μια καλή προσέγγιση της ενδεχόμενης ανακατανομής της φόρτισης κατά τη μετάβαση της κατασκευής στην πλαστική περιοχή. Αυτό θα συμβεί όταν θεμέλια που φέρουν υψηλό φορτίο σε σχέση με άλλα διαρρέουν εις βάρος τους στην ανελαστική περιοχή. Η ανελαστική ανακατανομή των δυνάμεων εξαιτίας της επιρροής της θεμελίωσης μπορεί να προκαλέσει πρόβλημα εισάγοντας στρεπτικά φορτία σε φαινομενικά κανονικές κατασκευές.

Σχήμα 3.2 Εναλλακτικοί τρόποι προσομοίωσης της ανωδομής και της θεμελίωσης



Σχήμα 3.1 Η ακαμψία και η αντοχή της θεμελίωσης επηρεάζουν διαφορετικά το κάθε δομικό στοιχείο

3.2.1.2 Επιρροή στα στοιχεία του φέροντος οργανισμού

Γενικά, σχετικά λεπτές τοιχωματικές κατασκευές είναι οι πιο ευαίσθητες στις επιρροές της θεμελίωσης υπό σεισμικά φορτία. Κοντές πλαισιακές κατασκευές πολλών ανοιγμάτων, απ' την άλλη, μπορούν πολλές φορές να αποτιμηθούν αμελώντας εντελώς τις επιρροές της θεμελίωσης. Τα περισσότερα κτίρια όμως βρίσκονται κάπου ανάμεσα. Κατασκευές με ιδιοπεριόδους από 0,3s έως 1,0s είναι οι πιο ευαίσθητες στις επιρροές της θεμελίωσης. Στον

πίνακα 3.1 παρέχεται μία ποιοτική περίληψη των βασικών συστημάτων και της ευαισθησίας τους στις επιρροές της θεμελίωσης.

Πίνακας 3.1 Ευαισθησία των κατασκευαστικών συστημάτων στις επιρροές της θεμελίωσης

Περιγραφή κατασκευής	Λόγος όψης	Σχετική ευαισθησία στη μετακίνηση της θεμελίωσης
Λεπτά διατμητικά μικτά συστήματα	$h/l > 2\pm$	High
Λεπτά διατμητικά τοιχώματα		
Στενά πλαίσια		
Κοντά διατμητικά μικτά συστήματα	$h/l < 2\pm$	Moderate
κοντά διατμητικά τοιχώματα		
Μακρυά πλαίσια		

Όπου h είναι το ύψος της κατασκευής και l το πλάτος διανομής του πλευρικού φορτίου

Στον παραπάνω πίνακα υπάρχει ένας διαχωρισμός ανάμεσα σε καθαρά τοιχωματικές κατασκευές και σε τοιχώματα που δρουν σε συνεργασία με πλαίσια. Ακόμα και αν το πλαίσιο είναι δευτερεύον για την ανάληψη των σεισμικών φορτίων, η στροφή της θεμελίωσης στη βάση του διατμητικού τοιχώματος, μπορεί να προκαλέσει απαίτηση μεγάλης μετακίνησης στα πλαίσιακά στοιχεία. Ας σημειωθεί, επίσης, πως αν και γενικά οι πλαίσιακές κατασκευές δεν είναι τόσο ευαίσθητες στις επιρροές της θεμελίωσης, στενά και ψηλά πλαίσια μπορεί να είναι ευαίσθητα σε ανύψωση της θεμελίωσης εξαιτίας στροφικών δράσεων.

Αν και τα μακρυά πλαίσια δεν είναι γενικά ευαίσθητα οι συνθήκες πάκτωσης στη βάση των στύλων χρήζουν διεξοδικής εξέτασης. Έχοντας επαρκή δεδομένα, είναι δυνατόν να προσομοιώσουμε την ακαμψία και την αντοχή της θεμελίωσης με σαφή ρεαλιστικό τρόπο. Συχνά, παρόλα αυτά, είναι πιο απλό και επαρκές να τεκμηριώσουμε τη λύση με μια κατηγορηματική αξιωματική υπόθεση πακτωμένων στύλων. Στις περισσότερες περιπτώσεις η λεπτομέρεια στη βάση των στύλων είναι ο πιο ουσιώδης παράγοντας επηρεασμού των συνθηκών στήριξης.

3.2.1.3 Συστήματα Θεμελίωσης

Τα συστήματα θεμελίωσης για κατασκευές από σκυρόδεμα περιλαμβάνουν τυπικά είτε επιφανειακές είτε βαθιές θεμελιώσεις, ή πιο σπάνια συνδυασμό των δύο συστημάτων. Οι συνήθεις επιφανειακές θεμελιώσεις είναι μεμονωμένα πέδιλα, πεδιλοδοκοί και πλάκες θεμελίωσης εδραζόμενες άμεσα επί εδάφους. Συγκριτικά με τις βαθιές θεμελιώσεις είναι περισσότερο εύκαμπτες σε κατακόρυφες και στρωφικές δράσεις. Η αντίσταση σε ανύψωση περιορίζεται σε αυτήν που προέρχεται από τα υπάρχοντα κατακόρυφα φορτία.

Τα περισσότερα στοιχεία βαθιάς θεμελίωσης είναι εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι από χάλυβα ή σκυρόδεμα και έγχυτοι πάσσαλοι, επί τόπου κατασκευής, από σκυρόδεμα. Αυτά τα στοιχεία βασίζονται στην αντοχή τριβής και αιχμής κεφαλής που τους προσδίδουν στήριγμα στα κατακόρυφα φορτία που φέρουν προς τα κάτω. Οι πάσσαλοι, όταν είναι επαρκώς συναφείς με την ανωδομή, είναι ικανοί να προσδώσουν μεγάλη αντίσταση έναντι ανύψωσης σε αυτήν. Αν και οι βαθιές θεμελιώσεις είναι σχετικά άκαμπτες και ανθεκτικές, αυτό δε σημαίνει ότι οι μετακινήσεις τους δεν επηρεάζουν την απόκριση της ανωδομής. Σε ένα παράδειγμα κτιριακής ανάλυσης (κτίρια γραφείων του ιατρικού κέντρου Barrington) πολύ μικρές μετακινήσεις των έγχυτων πασσάλων της θεμελίωσης είχαν σαν αποτέλεσμα η συμπεριφορά των τοιχωμάτων της ανωδομής να γίνει από καμπτική τοιχωματική.

Μικτά συστήματα επιφανειακών και βαθιών και επιφανειακών θεμελιώσεων μπορεί να είναι ευαίσθητα στην αλληλεπίδραση με το έδαφος εξαιτίας των συμφυών διαφορών σε αντοχή και ακαμψία, ιδιαίτερα στην ανελαστική περιοχή. Μόλις ξεκινήσει η στρόφη ενός επιφανειακού θεμελίου κάτω από ένα τοίχωμα, εάν υπάρχουν άλλα τοιχώματα που στηρίζονται σε βαθιές θεμελιώσεις, μπορεί να συμβεί σημαντική ανακατανομή της έντασης. Συνήθως τα βασικά στοιχεία θεμελίωσης διασυνδέονται μέσω συνδετήριων δοκών, πλακών κεφαλής για πασσάλους, τοίχων υπογείου ή άλλα δομικά στοιχεία για να σχηματίσουν το συνολικό σύστημα θεμελίωσης. Τα στοιχεία αυτά μπορεί να επηρεάσουν τη σεισμική επίδοση σε σχέση με την επιρροή της θεμελίωσης. Αυτό συμβαίνει πάντα με τους τοίχους υπογείου οι οποίοι μπορούν να διανείμουν τις στρωφικές δυνάμεις σε μεγάλες αποστάσεις αυξάνοντας έτσι τη στρωφική αντίσταση της κατασκευής.

Πολλά συστήματα θεμελίωσης είναι σχετικά άκαμπτα και ανθεκτικά στην οριζόντια διεύθυνση. Παθητικές πιέσεις σε πλάκες θεμελίωσης ή πέδιλα, καθώς και η τριβή κάτω από θεμέλια δρουν ταυτοχρόνως για να μεταφέρουν φορτία από την ανωδομή. Μία προσεγγιστική σύγκριση μεταξύ της τάξης μεγέθους της ακαμψίας της ανωδομής και της θεμελίωσης, μπορεί να διαφωτίσει σχετικά με την αναγκαιότητα περίληψης του οριζόντιου βαθμού ελευθερίας στην ανάλυση.

3.2.1.4 Στόχοι Σεισμικής Επίδοσης

Οι στόχοι της σεισμικής επίδοσης πέρα από την ασφάλεια ζωής έχουν να κάνουν με το βαθμό απαίτησης πλαστιμότητας στην κατασκευή. Μόνιμες εδαφικές παραμορφώσεις εξαιτίας μετατοπίσεων της θεμελίωσης μπορεί να παρακωλύσουν τη μετασεισμική λειτουργικότητα της κατασκευής. Η πρόβλεψη των μετακινήσεων αυτών είναι πολύ δύσκολη. Μόνο με πολύ φινέτσα και ευστοχία στην προσομοίωση της θεμελίωσης, βασισμένη σε γεωτεχνικές έρευνες, δοκιμές και αναλύσεις μπορεί να επέλθει ικανοποιητική πρόβλεψη.

3.2.2 Σύθεση του καθολικού συστήματος συντεταγμένων της κατασκευής

Ο μηχανικός μπορεί να διευθετήσει μεμονωμένα στοιχεία με κατάλληλες ιδιότητες συνθετικών υλικών, ώστε να σχηματίσει το μοντέλο του συστήματος θεμελίωσης. Παρόμοια διαδικασία ακολουθείται και για τη σύθεση των υπόλοιπων δομικών στοιχείων και χρειάζεται κρίση και εμπειρία για να πετύχει την ισορροπία μεταξύ ευστοχίας και απλότητας. Ένα σύστημα το οποίο παραλείπει πολλά σημαντικά στοιχεία της κατασκευής μπορεί να επισύρει αναξιόπιστα αποτελέσματα. Από την άλλη ένα σύστημα που είναι ανώφελα πολύπλοκο αυξάνει την πιθανότητα σφάλματος και μπορεί να επισκιάσει τη βασική κατανόηση της συμπεριφοράς του κτιρίου. Όταν το σύστημα της θεμελίωσης περιλαμβάνεται στο καθολικό σύστημα της κατασκευής, είναι σημαντικός ο συντονισμός των δύο αυτών συστημάτων. Με αυτόν τον τρόπο τα χαρακτηριστικά συμπεριφοράς της κατασκευής που είναι σημαντικά για τη σεισμική επίδοση του κτιρίου αντιπροσωπεύονται αποτελεσματικά. Το σχήμα 3.1 απεικονίζει μια απλή κατασκευή αποτελούμενη

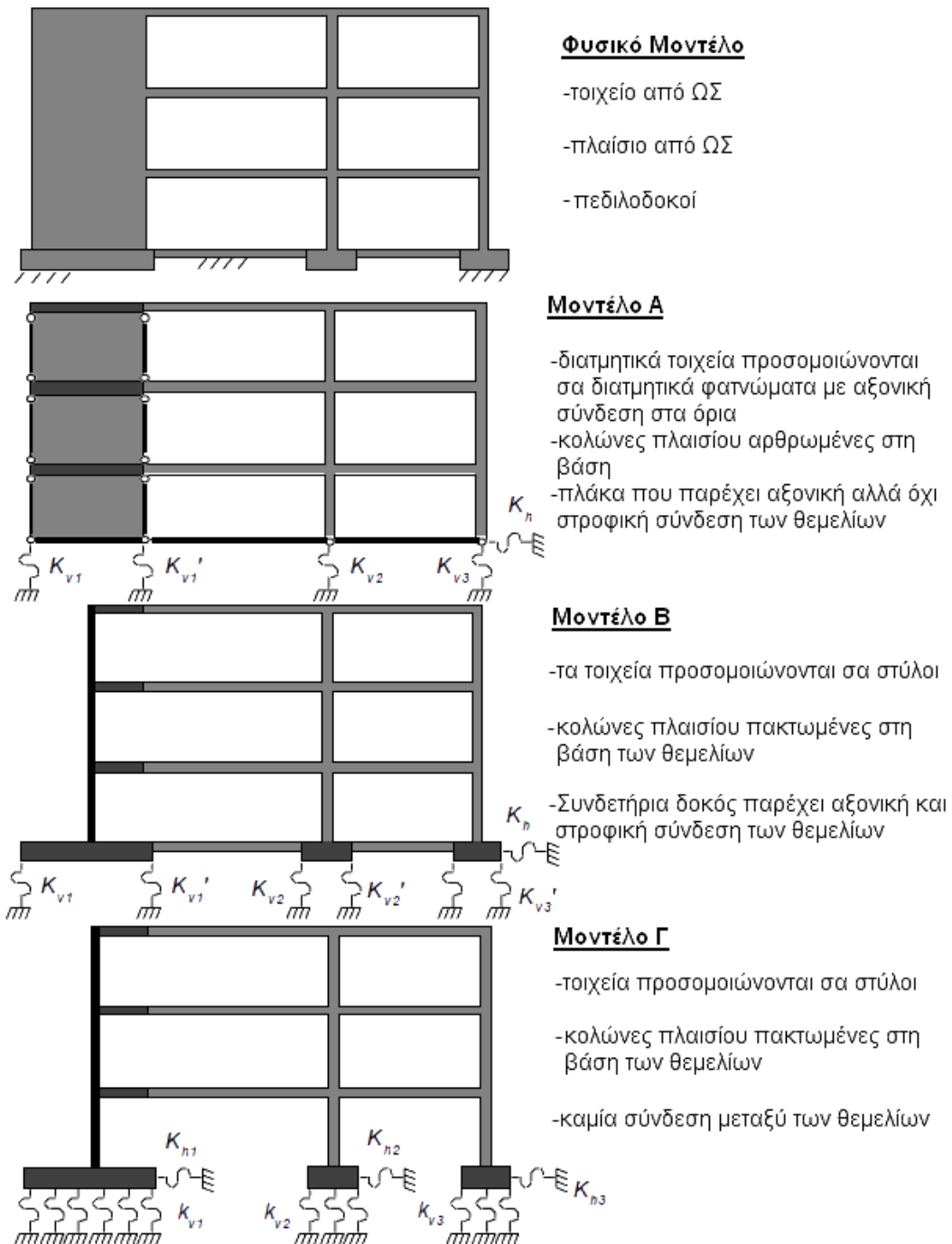
από τοίχιο και πλαίσιο που μπορεί να δρουν σε συνεργασία για την απορρόφηση πλευρικών φορτίων. Το σύστημα θεμελίωσης αποτελείται από πεδילוδοκούς, οι οποίες μπορεί και να διασυνδέονται με συνδετήριες δοκούς ή με μία συνδετήρια πλάκα. Τα διάφορα δις-διάστατα μοντέλα που παρουσιάζονται κάτω από το φυσικό μοντέλο της κατασκευής απεικονίζουν διαφορετικές υποθέσεις προσομοίωσης που βασίζονται στα πραγματικά χαρακτηριστικά των συστημάτων, στοιχείων και συστατικών της κατασκευής, περιλαμβανόμενης και της θεμελίωσης. Κάθε μοντέλο αντιπροσωπεύει το φέρον έδαφος μέσω ελατηρίων σταθεράς K . Αυτά υπεισέρχονται στο μοντέλο για να αναπαραστήσουν την πεδילוδοκό.

Στο πρώτο μοντέλο, φατνώματα αντιπροσωπεύουν τις ιδιότητες διατμητικής παραμόρφωσης και δρουν σε συνεργασία με αξονικά συνδεόμενα στοιχεία συγκεντρώνοντας την κάμψη στα άκρα του τοιχίου. Τα εδαφικά στοιχεία κάτω απ' τις κολώνες του πρώτου ορόφου αντιπροσωπεύουν και την κατακόρυφη και τη στροφική ακαμψία των πεδילוδοκών. Στο δεύτερο και τρίτο μοντέλο ένας στύλος αντιπροσωπεύει τις διατμητικές και καμπτικές ιδιότητες του τοιχίου. Σε αυτές τις περιπτώσεις η άκαμπτη δοκός στη βάση του τοιχίου μεταδίδει το στροφικό περιορισμό του στύλου στο τοίχιο.

Σε κάποιες περιπτώσεις συνδετήριες δοκοί, τοιχώματα υπογείου και συνδετήριες πλάκες παρέχουν άκαμπτη και ισχυρή οριζόντια σύνδεση των στοιχείων θεμελίωσης. Αυτή η συνθήκη επιτρέπει την αναπαράσταση της αξονικής ακαμψίας (K_h) σε συγκεντρωμένα σημεία, όπως γίνεται στα πρώτα δύο μοντέλα. Το τρίτο μοντέλο αναπαριστά τη συνθήκη όπου η αξονική αντοχή και ακαμψία των θεμελίων υπερβαίνει κατά πολύ την ακαμψία κάθε συνδετήριας δοκού. Μια τέτοια περίπτωση θα μπορούσε να είναι αυτή μιας λεπτής, ελαφρώς οπλισμένης συνδετήριας πλάκας. Σε κάποιες περιπτώσεις η οριζόντια ακαμψία της θεμελίωσης μπορεί να είναι τόσο μεγάλη, ώστε να μπορούν να θεωρηθούν συνθήκες πλήρους πάκτωσης.

Τα υποστυλώματα πλαισίων μπορεί να μην έχουν επαρκή αντοχή ώστε να κινητοποιήσουν τη στροφική αντίσταση των υποκείμενων θεμελίων. Το μοντέλο Α αναπαριστά αυτή την περίπτωση με μία άρθρωση στη βάση των στύλων. Η θεμελίωση παρέχει μόνο τοπικό κατακόρυφο περιορισμό, όμως σε συνεργασία με παρόμοια στοιχεία κατά ζεύγη ένα τέτοιο σύστημα προστατεύει το πλαίσιο έναντι ανατροπής. Τα μοντέλα Β και Γ απεικονίζουν τη συνθήκη

όπου οι στύλοι είναι πακτωμένοι στη βάση. Ο περιορισμός του θεμελίου παρέχεται με το διαχωρισμού με το εδαφικό υλικό μέσω ενός άκαμπτου στοιχείου. Σχηματίζεται έτσι ένα τοπικό ζεύγος αλληλεπίδρασης. Στο μοντέλο Β η στροφική αντίσταση ενισχύεται χάρη στις συνδετήριες δοκούς.



Σχήμα 3.2 Εναλλακτικοί τρόποι προσομοίωσης της ανωδομής και της θεμελίωσης

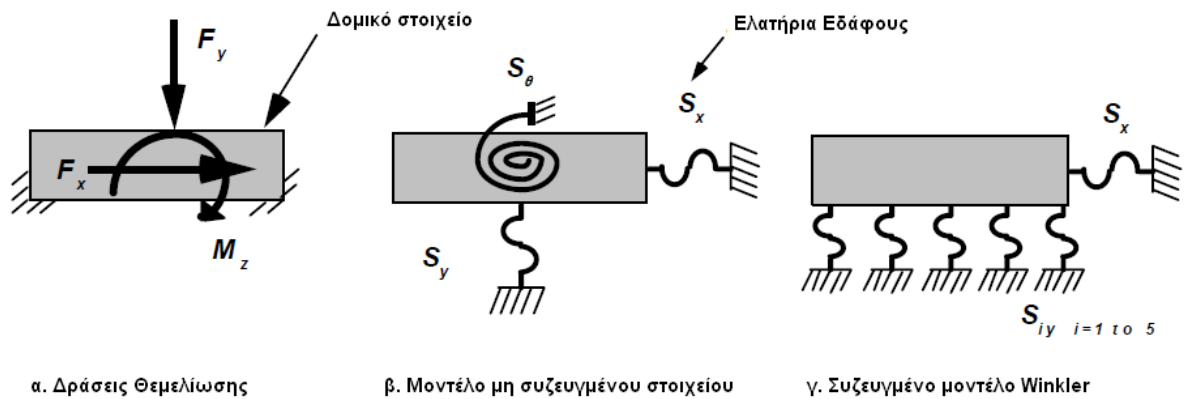
3.3 Μοντελοποίηση Συστημάτων Θεμελίωσης-Αλληλεπίδραση εδάφους-πεδίου

Σ' αυτήν τη ενότητα αναπτύσσεται το γενικό πρότυπο για την απεικόνιση των τυπικών θεμελιώσεων στο μοντέλο ανάλυσης. Το ειδικό μοντέλο που χρησιμοποιείται σε κάθε ανάλυση αποτελείται από τα δομικά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Η κατάλληλη μοντελοποίηση εξαρτάται από τα φυσικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και, από τα δομικά στοιχεία της και από την αλληλεπίδρασή τους με το έδαφος. Οι κανόνες προσομοίωσης των δομικών στοιχείων δεν θα αναλυθούν στα πλαίσια αυτής της εργασίας όμως υπάρχουν και στον ελληνικό κανονισμό, και στον αμερικάνικο, αλλά και στους Ευρωκώδικες.

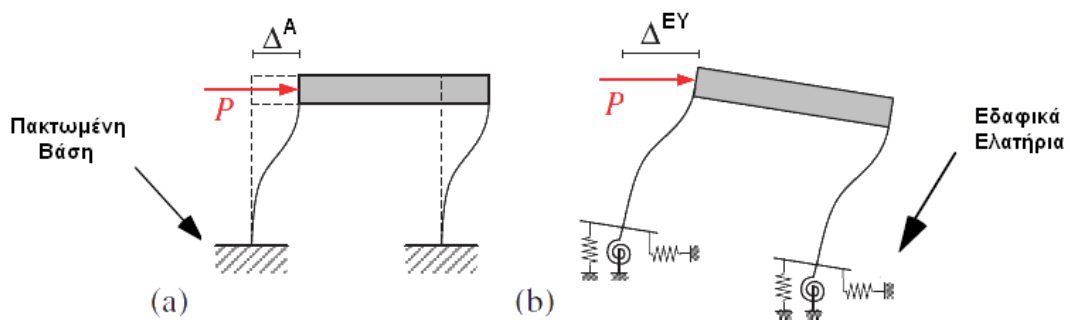
Η διαδικασία περιλαμβάνει την προσομοίωση των μη γραμμικών ιδιοτήτων της θεμελίωσης, ώστε να προσδιοριστούν οι πιθανότητες διαρροής του εδαφικού υλικού, ολίσθησης και ανύψωσης, καθώς και για να προσδιοριστεί η μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής, όπου απαιτείται. Στην ενότητα 3.4 παρέχεται το θεωρητικό υπόβαθρο για τον προσδιορισμό των εδαφικών ιδιοτήτων του μοντέλου. Το συνδυαστικό αυτό σύστημα που προκύπτει αντιπροσωπεύει τη συμπεριφορά της θεμελίωσης στα πλαίσια της σεισμικής επίδοσης της κατασκευής.

Το σύστημα αυτό περιγράφει τις σχέσεις φορτίου-μετατόπισης που διέπουν τη συμπεριφορά της εκάστοτε θεμελίωσης. Στο σχήμα 3.2 απεικονίζονται τα διαθέσιμα τυπικά μοντέλα. Το στοιχείο που απεικονίζεται στο σχήμα 3.2.α μπορεί να είναι μια άκαμπτη πεδילוδοκό ή μια ομάδα πασσάλων. Στο στοιχείο αυτό ασκείται μια κατακόρυφη δύναμη (F_y), μια οριζόντια (F_x) και μία ροπή (M_z), η δράση των οποίων προκαλεί μεταφορά (Δ_x και Δ_y) και στροφή (θ_z) στην ανωδομή. Στο σχήμα 3.2.β η θεμελίωση αναπαρίσταται από ένα μη συζευγμένο μοντέλο ενός κόμβου. Οι εδαφικές σταθερές S_x , S_y και S_z αντιπροσωπεύουν την εδαφική αντοχή και ευκαμψία σε κάθε ανεξάρτητο βαθμό ελευθερίας της θεμελίωσης, με τον τρόπο που περιγράφεται στην υποενότητα 3.4. Η μονο-κομβική απεικόνιση είναι κατάλληλη όταν τα στοιχεία θεμελίωσης είναι σχετικά άκαμπτα και δεν αλληλεπιδρούν σε μεγάλο βαθμό με το έδαφος. Εναλλακτικά οι καταστατικές σχέσεις αλληλεπίδρασης, μπορούν να περιγραφούν μέσω ενός συζευγμένου μοντέλου winkler όπως απεικονίζεται στο σχήμα 3.2.γ. Τα στοιχεία μοντέλου Winkler μπορούν να προσομοιώσουν με

μεγαλύτερη ακρίβεια τις ανελαστικές σχέσεις που διέπουν αλληλοσχετιζόμενες δράσεις. Ενδεικνύται τα εύκαμπτα θεμέλια, τα οποία αλληλεπιδρούν σε μεγάλο βαθμό με το έδαφος, να περιγράφονται με αυτό το μοντέλο, το οποίο όμως δε θα αναλυθεί στα πλαίσια της εργασίας αυτής.



Σχήμα 3.3 Γενικά μοντέλα στοιχείων θεμελίωσης



Σχήμα 3.4 Μοντέλα πλαισίων που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση Pushover

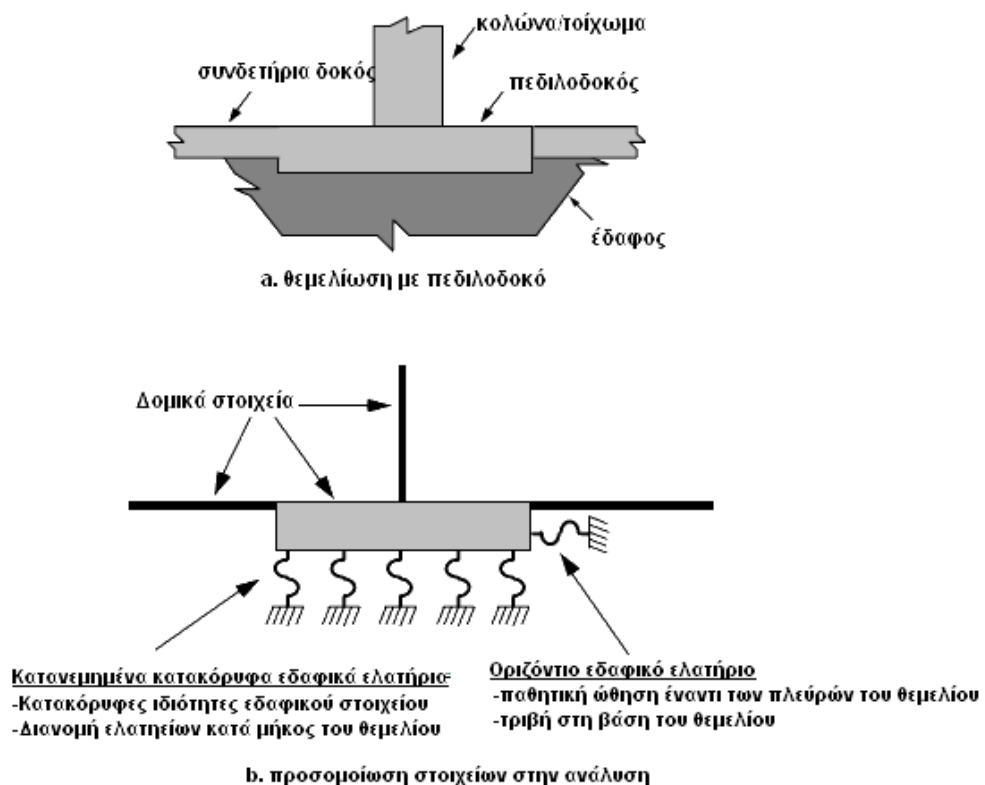
- a) Μοντέλο άκαμπτης θεμελίωσης
- b) Μοντέλο θεμελίωσης σε αλληλεπίδραση με το έδαφος

Στο προηγούμενο σχήμα 3.3 παρουσιάζονται τα μοντέλα που ελήφθησαν υπ' όψη για την προσομοίωση των θεμελίων στις αναλύσεις που έγιναν στα δύο πρώτα μέρη αυτής της διπλωματικής εργασίας. Δηλαδή το μοντέλο στο οποίο η επιρροή του αργιλικού εδάφους αμελείται (μοντέλο a) και το μοντέλο στο οποίο η επιρροή του εδάφους λαμβάνεται υπ' όψη με τη χρήση του μη συζευγμένου μονο-κομβικού μοντέλου (μοντέλο b) το οποίο περιγράφεται εκτενώς παρακάτω. Το τρίτο σκέλος της εργασίας, δηλαδή αυτό του σχεδιασμού της θεμελίωσης των πασσάλων, περιγράφεται σε επόμενη ενότητα.

Εμβάθυνση στα μοντέλα επιφανειακών θεμελιώσεων

Ορθογωνικά μεμονωμένα πέδιλα και συνεχείς πεδιλοδοκοί συνήθως συνδέονται μεταξύ τους μέσω επίπεδων πλακών ή/και συνδετήριων πλακών, κατακόρυφων δηλαδή δομικών στοιχείων άμεσα εδραζόμενων επί του υποκείμενου εδάφους, τα οποία αντιτίθεται σε οριζόντιες, κατακόρυφες και στροφικές δράσεις (Βλέπε σχήμα 3.4). Συμβατικά δομικά συστατικά αποτελούμενα από περασμένα στοιχεία αναπαριστούν τις δοκούς, τις κολώνες και τα τοιχώματα στο γενικευμένο μοντέλο του σχήματος 3.4.b. Σε κάποιες περιπτώσεις, ιδιαίτερα κάτω από διατημητικά τοιχώματα, τα δομικά στοιχεία θεμελίωσης μπορεί να είναι σημαντικά πιο άκαμπτα σε σχέση με το φέρον έδαφος. Η κατακόρυφη και η στροφική αντίσταση προκύπτουν σαν το αποτέλεσμα της άμεσης στήριξης επί του υποκείμενου εδάφους. Κατακόρυφα εδαφικά ελατήρια αντιπροσωπεύουν την ακαμψία και την αντοχή αυτών των δράσεων. Οι συνδετήριες δοκοί θα μπορούσαν, επίσης να έχουν κατακόρυφα εδαφικά ελατήρια από κάτω. Όσο μικρότερη είναι η απόσταση ανάμεσα στα εδαφικά ελατήρια κατά μήκος του θεμελίου ή της συνδετήριας δοκού, τόσο μεγαλύτερη θα είναι η θεωρητική ακρίβεια της λύσης. Παραμετρικές μελέτες πάνω στη σχετική ακαμψία των δομικών στοιχείων και των γεωτεχνικών συστατικών διαφωτίζουν γρήγορα και απλά τη συσχέτισή τους αυτή. Οι έμφυτες αβεβαιότητες του εδαφικού υλικού δυσχεραίνουν την ακρίβεια της ανάλυσης.

Η πλευρική αντίσταση του συστήματος προσομοιώνεται μέσω των οριζοντίων εδαφικών ελατηρίων και προκύπτει λόγω της τριβής που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια εδάφους-σκυροδέματος, καθώς και από κάθε παθητική ώθηση επί των πλευρών του θεμελίου στη διεύθυνση της φόρτισης. Οι συνδετήριες δοκοί μπορούν επίσης να παραλάβουν πλευρική φόρτιση χάρη στην τριβή και/ή με μεταφορά αξονικών φορτίων σε άλλα δομικά στοιχεία.



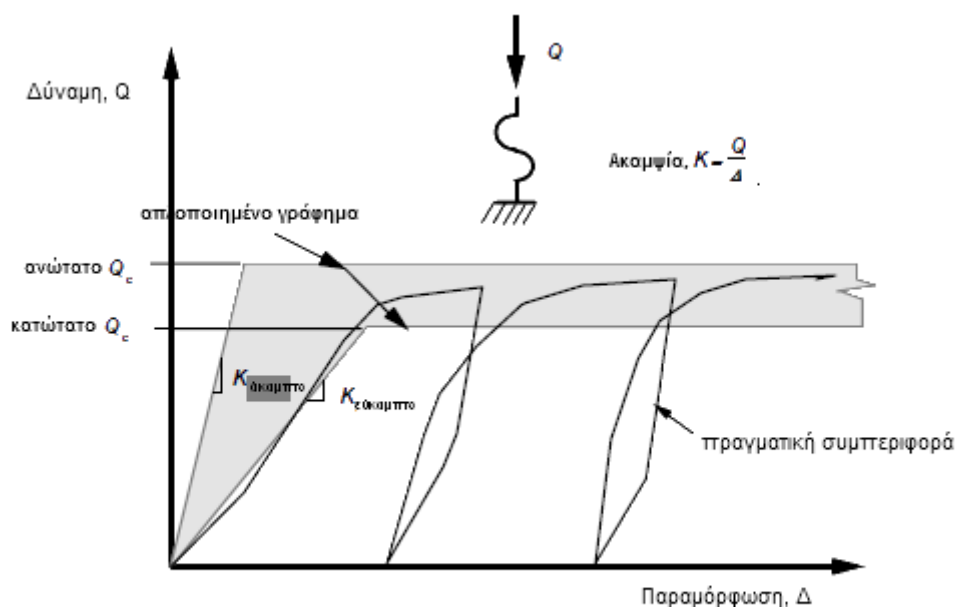
Σχήμα 3.5 Βασικό μοντέλο επιφανειακής θεμελίωσης

3.4 Ιδιότητες των εδαφικών ελατηρίων του συστήματος

Σ' αυτή την ενότητα ορίζονται οι βασικές θεωρητικές ιδιότητες των εδαφικών ελατηρίων. Οι ιδιότητες αυτές καθορίζουν την ακαμψία και την αντοχή που θα έχουν τα στοιχεία αυτά στην ανάλυση και αποτελούν τη βάση για τη μόρφωση των γενικευμένων καταστατικών σχέσεων φορτίου-μετατόπισης (Σχήμα 3.5). Το σχήμα 3.5 μπορεί να απεικονίζει τη συμπεριφορά του εδάφους κάτω από μια επιφανειακή θεμελίωση ή κάτω από την κεφαλή μιας ομάδας πασσάλων.

Κατά την αρχική φόρτιση, το στοιχείο του παραδείγματος είναι σχετικά άκαμπτο μέχρι να φτάσει σε κάποια οριακή πίεση προστερεοποίησης, εξαιτίας προηγούμενης φόρτισης, ή σε συστολής ξηράνσεως. Σε αυτό το στάδιο το υλικό μαλακώνει σταδιακά μέχρις ότου φτάσει σε ένα πλατό διαρροής. Κατά την αποφόρτιση δεν επανέρχεται πλήρως στην αρχική κατάσταση, συνήθως, αλλά υπάρχουν κάποιες παραμένουσες παραμορφώσεις. Για επαναλαμβανόμενη κυκλική φόρτιση οι μόνιμες παραμορφώσεις συσσωρεύονται. Κατά την

επαναφόρτιση το έδαφος κάτω από τη θεμελίωση μπορεί να είναι πιο άκαμπτο απ' ό τι αρχικά. Αυτή η συμπεριφορά απλοποιείται και γενικεύεται για χρήση σε αναλύσεις κατασκευών με το απλοποιημένο διάγραμμα του σχήματος 3.5.



Σχήμα 3.6 Βασική καταστατική σχέση για εδαφικά υλικά

Με αυτή την καταστατική σχέση ο μηχανικός μπορεί να διερευνήσει την ευαισθησία της ανάλυσης στις εδαφικές παραμέτρους. Σε άλλες κατασκευές η παραδοχή ισχυρού-άκαμπτου εδάφους είναι κρίσιμη, ενώ σε άλλες η παραδοχή ασθενούς-εύκαμπτου δίνει πιο δυσμενή αποτελέσματα. Σα γενικός εμπειρικός κανόνας, η τιμή του συντελεστή μέγιστης προς ελάχιστης δύναμης Q_c θα πρέπει να ισούται με 4. Η πιο ακριβής διαδικασία είναι να εκτιμηθεί όσο γίνεται καλύτερα η ακαμψία και η αντοχή του εδαφικού υλικού και μετά να διαιρεθεί και να πολλαπλασιαστεί με το 2, ώστε να προκύψουν το ανώτατο και το κατώτατο όριο αντίστοιχα. Το γράφημα θα μπορούσε να είναι πιο ευρύ (δηλαδή μεγαλύτερη τιμή του συντελεστή) εάν θέλουμε πιο λεπτομερή ανάλυση ή εάν υπάρχει μεγάλη αβεβαιότητα στα γεωτεχνικά δεδομένα. Αντίστοιχα αν υπάρχει λεπτομερής γεωτεχνική ανάλυση, που προσδίδει ακριβείς και αξιόπιστες ιδιότητες στο υλικό, το εύρος της αβεβαιότητας του γραφήματος μπορεί να μειωθεί. Η μονοδιάστατη σχέση του σχήματος 3.5 αντιπροσωπεύει τη

συμπεριφορά πολλών εδαφικών ελατηρίων. Μια πεδילוδοκός για παράδειγμα δε μπορεί να αντισταθεί σε εφελκυσμό, ούτε σε φορτία ανυψώσεως, αφ' ότου οι σεισμικές δυνάμεις ανατροπής υπερβούν τα υπάρχοντα νεκρά φορτία. Εξαιρέση αποτελούν τα στοιχεία πασσάλων που ανθίστανται σε εφελκυσμό κινητοποιώντας δυνάμεις τριβής έναντι της ανύψωσης. Σε αυτή την περίπτωση, καθώς και σε κάθε άλλη τέτοια περίπτωση το γράφημα του σχήματος 3.5 επεκτείνεται κάτω από τον άξονα των παραμορφώσεων προς την εφελκυστική περιοχή. Το γράφημα μπορεί να μην είναι συμμετρικό, καθώς στην περίπτωση των πασσάλων ως πούμε έναντι ανύψωσης κινητοποιείται μόνο η αντοχή τριβής και όχι η αντοχή αιχμής-κεφαλής όπως γίνεται για θλιπτικά φορτία.

Η ελαστική-ιδεωδώς πλαστική σχέση φορτίου-μετατόπισης είναι η καταλληλότερη και πιο απλή σε χρήση για τα περισσότερα στατικά προγράμματα ανάλυσης, όπως είναι και το OpenSees που χρησιμοποιείται σε αυτή την εργασία. Εάν πιο σύνθετες πληροφορίες είναι διαθέσιμες και ο υπολογιστικός φόρτος είναι ανεκτός, άλλες πιο εξελιγμένες αναπαραστάσεις είναι αποδεκτές. Όμως, όπως αναφέρεται και παραπάνω οι αβεβαιότητες που συνδέονται με τη φύση του εδαφικού υλικού δεν εγγυώνται ιδιαίτερη ακρίβεια στην ανάλυση.

Άλλη μια ιδιότητα των γεωτεχνικών υλικών είναι φανερή στη γενική σχέση. Αυτή είναι πως δεν υποβαθμίζονται ούτε μειώνεται η αντοχή τους εξαιτίας μεγάλων παραμορφώσεων. Τα περισσότερα γεωτεχνικά στοιχεία έχουν πρακτικά απεριόριστο εύρος πλαστικής περιοχής. Εξαιρέση αποτελούν πάσσαλοι σε ασυνήθως ασθενείς αργίλους, ρευστοποιημένα εδάφη και σε απότομα πρανή. Η αποσιώπηση αυτής της συμπεριφοράς συζητείται περαιτέρω στην υποενότητα 3.6.

3.4.1 Παράμετροι φέρουσας ακαμψίας

3.4.1.1 Σχέσεις για τον υπολογισμό των εδαφικών ελατηρίων

Table 10-2. Surface Stiffnesses for a Rigid Plate on a Semi-infinite Homogeneous Elastic Half-Space (adapted from Gazetas 1991) ¹

Stiffness Parameter	Rigid Plate Stiffness at Surface, K_i'
Vertical Translation, K_z'	$\frac{GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Horizontal Translation, K_y' (toward long side)	$\frac{GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Horizontal Translation, K_x' (toward short side)	$\frac{GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] - \frac{GL}{0.75-\nu} \left[0.1 \left(1 - \frac{B}{L} \right) \right]$
Rotation, $K_{\theta x}'$ (about x axis)	$\frac{G}{1-\nu} I_X^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5 \frac{B}{L} \right)$
Rotation, $K_{\theta y}'$ (about y axis)	$\frac{G}{1-\nu} I_Y^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$

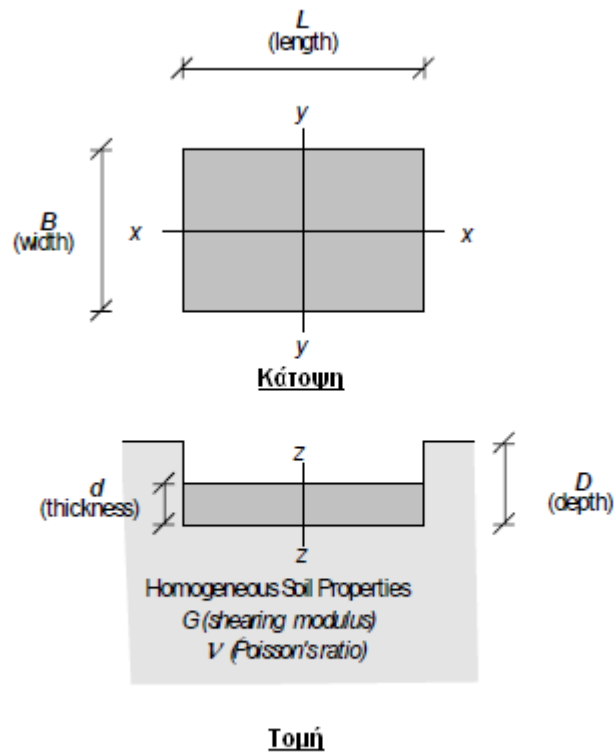
1. See Figure 10-8 for definitions of terms

Table 10-3. Stiffness Embedment Factors for a Rigid Plate on a Semi-infinite Homogeneous Elastic Half-Space (adapted from Gazetas 1991) ¹

Stiffness Parameter	Embedment Factors, e_i
Vertical Translation, e_z	$\left[1 + 0.095 \frac{D}{B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{(2L+2B)}{LB} d \right)^{0.67} \right]$
Horizontal Translation, e_y (toward long side)	$\left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{B} \right)^{0.5} \right] \left\{ 1 + 0.52 \left[\frac{\left(D - \frac{d}{2} \right) 16 (L+B) d}{BL^2} \right]^{0.4} \right\}$
Horizontal Translation, e_x (toward short side)	$\left[1 + 0.15 \left(\frac{2D}{L} \right)^{0.5} \right] \left\{ 1 + 0.52 \left[\frac{\left(D - \frac{d}{2} \right) 16 (L+B) d}{LB^2} \right]^{0.4} \right\}$
Rotation, $e_{\theta x}$ (about x axis)	$1 + 2.52 \frac{d}{B} \left(1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.20} \left(\frac{B}{L} \right)^{0.50} \right)$
Rotation, $e_{\theta y}$ (about y axis)	$1 + 0.92 \left(\frac{2d}{L} \right)^{0.60} \left(15 + \left(\frac{2d}{L} \right)^{19} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.60} \right)$

1. See Figure 10-8 for definitions of terms

Πίνακας 3.2 Τιμές των εδαφικών ελατηρίων για μεμονωμένα πέδιλα



Σχήμα 3.6 ορθογωνικό πέδιλο

Ο παραπάνω πίνακας 3.2 του ATC-40 διατυπώνει τις σχέσεις που συνδέουν τις διαστάσεις του πεδίου, το μέτρο διάτμησης και το δείκτη Poisson του εδαφικού υλικού με τα εδαφικά ελατήρια κάθε διεύθυνσης, του μη συζευγμένου μονο-κομβικού ελατηριωτού μοντέλου. Στο πρώτο σκέλος του πίνακα υπολογίζονται τα ελατήρια για θεμέλιο πάνω στην επιφάνεια του εδάφους (συντελεστές K_i), ενώ στο δεύτερο σκέλος λαμβάνεται υπ' όψη το βάθος θεμελίωσης μέσω του συντελεστή e_i . Οι δύο αυτοί συντελεστές πολλαπλασιάζονται μεταξύ τους και υπολογίζεται έτσι η εδαφική σταθερά ελατηρίου που υπεισέρχεται σε κάθε διεύθυνση του μοντέλου της ανάλυσης. Στην εργασία αυτή δουλεύουμε σε δις-διάστατο μοντέλο και επομένως υπολογίζονται οι συντελεστές K_x , K_y , K_{xy} και οι αντίστοιχοι συντελεστές διείσδυσης, που ενδιαφέρουν. Στο σχήμα 3.6 παριστάνεται ένα τυπικό ορθογωνικό πέδιλο σε τομή και κάτοψη.

Περιγραφή Εδάφους	Προσεγγιστική τιμή του δείκτη Poisson, ν
Κορεσμένοι άργιλοι και άμμοι κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα	0.50
Σχεδόν κορεσμένοι άργιλοι πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα	0.40
Υγρές, λασπώδεις άμμοι ($S_r=50$ με 90%)	0.35
Σχεδόν ξερές άμμοι, στιφές άργιλοι, βράχος	0.25

Πίνακας 3.3 Τιμές του δείκτη Poisson

3.4.1.2 Μέτρο Διάτμησης

Το μέτρο διάτμησης ενός εδαφικού υλικού (G) συνδέεται με το μέτρο ελαστικότητας (E) και το δείκτη Poisson (ν) με τη σχέση

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

Τυπικές τιμές του δείκτη Poisson απεικονίζονται στον πίνακα 3.3

Το αρχικό μέτρο διάτμησης G_0 , συνδέεται με την ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων, v_s , και με την πυκνότητα του εδαφικού υλικού, ρ , με τη σχέση

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2$$

Η μετατροπή της πυκνότητας σε ειδικό βάρος δίνει την εναλλακτική σχέση υπολογισμού του G_0

$$G_0 = (\gamma/g) \cdot v_s^2$$

Όπου g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας. Κάποιες τυπικές τιμές του G_0 για συνήθη εδάφη απεικονίζονται στην υποενότητα 3.5. Τα περισσότερα εδάφη

είναι εγγενώς μη γραμμικά και η τιμή του μέτρου διάτμησης μειώνεται με την αύξηση της διατμητικής τάσης. Η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων για μεγάλη τάση v_s' και το ενεργό μέτρο διάτμησης G μπορούν να εκτιμηθούν με βάση την αναμενόμενη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Στον πίνακα 3.4 φαίνεται ένας τρόπος εκτίμησης με βάση το μέγεθος σεισμικής σφοδρότητας ZEN. Στην εργασία αυτή απλώς θεωρήσαμε μια μειωμένη τιμή του μέτρου διάτμησης, καθώς δεν είχαμε δεδομένα σεισμικής φόρτισης. Για να καθρεπτιστεί η σκεπτική ανώτατου και κατώτατου ορίου που απεικονίζεται στο σχήμα 3.5, όταν δεν υπάρχει λεπτομερής γεωτεχνική μελέτη στην τοποθεσία, το ανώτατο όριο ακαμψίας ορθογωνικού πεδίου θα υπολογίζεται με βάση το διπλάσιο του μέτρου διάτμησης που υπολογίζεται με την παραπάνω διαδικασία, ενώ το κατώτατο όριο με βάση το μισό του ενεργού μέτρου διάτμησης. Έτσι το εύρος της ακαμψίας ενσωματώνει ένα συντελεστή ίσο με 4 από κατώτατο σε ανώτατο όριο.

Table 10-5. Effective Shear Moduli and Shear Wave Velocity as Determined by Shaking Intensity

	Seismic Shaking Intensity, ZEN ^{1,2}			
	0.10	0.15	0.20	≥ 0.30
Ratio of effective to initial shear modulus (G/G_0)	0.81	0.64	0.49	0.42
Ratio of effective to initial shear wave velocity (v_s'/v_s)	0.90	0.80	0.70	0.65

Notes:

1. Site specific values may be substituted if documented in a detailed geotechnical site investigation.
2. The value of E used to determine the product, ZEN, should be taken as equal to 0.5 for the Serviceability Earthquake, 1.0 for the Design Earthquake, and 1.25 for the Maximum Earthquake.
3. Linear interpolation may be used for intermediate values.

Πίνακας 3.4 Αμερικάνικη μέθοδος για την εκτίμηση του ενεργού μέτρου διάτμησης

3.4.2 Παράμετροι φέρουσας ικανότητας

3.4.2.1 Κατακόρυφα Στοιχεία

Η κλασική γενική έκφραση για κατακόρυφη και κεντρική φόρτιση οριζόντιου ορθογωνικού πεδίου διαστάσεων $B \times L$ (Bowles 1982 and Scott 1981) είναι

$$q_{ult} = c N_c \zeta_c + (q + \gamma D) N_q \zeta_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \zeta_\gamma, \text{ όπου}$$

c , είναι η συνοχή του εδάφους

N , είναι οι συντελεστές της φέρουσας ικανότητας, εξαρτώμενοι από την εσωτερική γωνία τριβής (Σχήμα 3.7):

N_c ο συντελεστής επιρροής της συνοχής, N_q συντελεστής προσαύξησης της φέρουσας ικανότητας λόγω εξωτερικής φόρτισης, N_γ ο συντελεστής επιρροής της πυκνότητας του υλικού

$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$ συντελεστές σχήματος του πεδίου (Πίνακας 3.5)

γ , το ειδικό βάρος του εδάφους

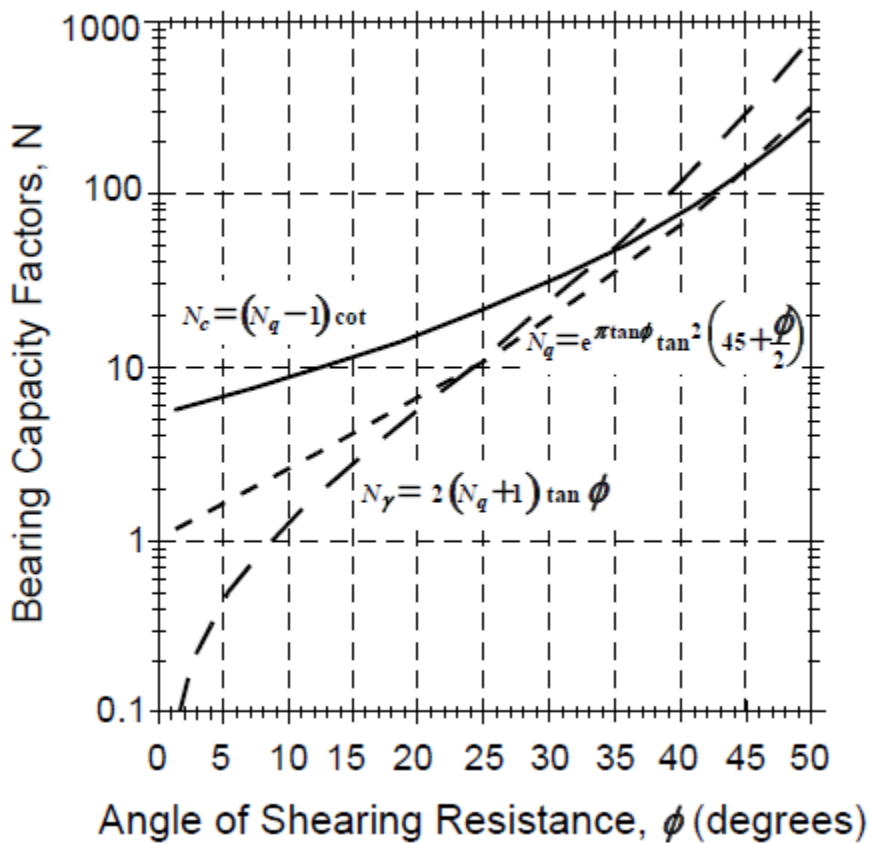
D , το βάθος της θεμελίωσης

B , το πλάτος της θεμελίωσης

Ο ίδιος τύπος ισχύει και στον Γερμανικό κανονισμό (DIN 4017) αλλά και στον Ευρωκώδικα 7 (Παράρτημα D), όπως και στον Αμερικάνικο Κανονισμό. Απλά διαφοροποιούνται λίγο οι τιμές των συντελεστών φέρουσας ικανότητας και των συντελεστών σχήματος του θεμελίου. Στον Ευρωκώδικα και στο Γερμανικό Κανονισμό εφαρμόζονται οι ίδιες τιμές. Στο παρόν τεύχος παραθέτονται οι τιμές των συντελεστών του ATC-40, ο οποίος αποτελεί το βοήθημα που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των καταστατικών σχέσεων των εδαφικών ελατηρίων, στην παρούσα εργασία. Κανονικά για τους σκοπούς της μελέτης θα έπρεπε να κληθεί ένας έμπειρος γεωτεχνικός μηχανικός να κάνει τους υπολογισμούς αυτού, με βάση υπαίθριες και εργαστηριακές δοκιμές στη συγκεκριμένη τοποθεσία. Στο αρχικό στάδιο της σεισμικής ανάλυσης θα μπορούσαν να ληφθούν προσεγγιστικές τιμές της φέρουσας ικανότητας, με βάση τις οποίες αποφασίζεται η ευαισθησία της ανάλυσης στις επιρροές της θεμελίωσης, και συνεπώς η ανάγκη για πιο λεπτομερή γεωτεχνική μελέτη. Καθοδήγηση για την επιλογή της φέρουσας ικανότητας παρέχεται στην επόμενη ενότητα.

Σχήμα πεδίου	Συντελεστές Σχήματος θεμελίου		
	συνοχή ζ_c	Εξ. Φόρτιση ζ_q	πυκνότητα ζ_γ
Λωριδωτό	1.0	1.0	1.0
Ορθογωνικό	$1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
Κυκλικό ή τετραγωνικό	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0.6

Πίνακας 3.5 Συντελεστές σχήματος θεμελίου



Σχήμα 3.7 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας

Είναι σημαντικό για την κατανόηση της ανάλυσης πως η μέγιστη φέρουσα ικανότητα εξαρτάται από το πλάτος και το βάθος της θεμελίωσης. Πλατύτερα θεμέλια μπορούν να παραλάβουν μεγαλύτερα αξονικά φορτία προτού αρχίσουν να παραμορφώνονται πλαστικά. Η αύξηση της πίεσης και του βάθους θεμελίωσης επαυξάνει τη φέρουσα ικανότητα.

3.4.2.2 Οριζόντια Στοιχεία

Η συνολική αντοχή σε οριζόντιες δράσεις των στοιχείων θεμελίωσης εκτιμάται με βάση την ακαμψία τους και τη μετατόπισή τους ως προς το πάχος τους (d στο σχήμα 3.6). Η πλευρική αντοχή εκτιμάται με βάση μία μετατόπιση της τάξης του 2% με 4% ως προς το πάχος d . Η αντοχή σε δύναμη, μετατρέπεται σε αντοχή σε πίεση διαιρώντας την δύναμη αντοχής σε ολίσθηση με την παράπλευρη επιφάνεια του θεμελίου.

3.5 Γεωτεχνική Διερεύνηση

Ο βαθμός της απαιτούμενης έρευνας όσον αφορά τις γεωτεχνικές συνθήκες και τις συνθήκες θεμελίωσης εξαρτάται από τη φύση των ελλείψεων του κτιρίου, την επιθυμητή σεισμική επίδοση του κτιρίου και από την αποκατάσταση που απαιτείται σε κάθε περίπτωση.

Η φύση και το εύρος των εδαφικών δεδομένων που επιφέρει σύγκριση μεταξύ της αντοχής και της απαιτούμενης σεισμικής επίδοσης του κτιρίου που αποτιμάται/ενισχύεται. Οι εδαφικές ιδιότητες επηρεάζουν τη σφοδρότητα της αναμενόμενης σεισμικής δόνησης στην υπό εξέταση τοποθεσία. Εκτός από τη σεισμική σφοδρότητα, η ενδεχόμενη εδαφική μετακίνηση είναι ένα θέμα του οποίου η ανάλυση χρειάζεται πολλά εδαφοτεχνικά δεδομένα. Η σκοπιά της έρευνας που πραγματοποιείται για αυτούς τους κινδύνους θα πρέπει να συνταχθεί με τις ιδιότητες του μοντέλου της κατασκευής.

Σε αυτή την ενότητα προσφωνούνται οι σχέσεις φορτίου-μετατόπισης των εδαφικών στοιχείων και των στοιχείων θεμελίωσης στην αντίσταση κατακόρυφων, οριζόντιων και στροφικών δράσεων που εισάγονται από σεισμό. Αυτές είναι οι θεωρητικές ιδιότητες αντοχής και ακαμψίας που αξιοποιούνται στην καθολική προσομοίωση των κατασκευών. Κάποια τυπικά εύρη των τιμών αυτών για συνήθη εδάφη παρουσιάζονται στον πίνακα 3.6. Αυτές οι πληροφορίες αποτελούν ένα αρχικό σημείο για την εκτίμηση της ευαισθησίας της κατασκευής στις επιρροές της θεμελίωσης κατά τη διάρκεια σεισμών. Στη βάση των αρχικών αναλύσεων ο μηχανικός μπορεί να καταλήξει στο συμπέρασμα ότι δε

χρειάζεται περισσότερη εμπάθυση στα εδαφοτεχνικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Σε άλλες περιπτώσεις βέβαια μπορεί η κατασκευή να είναι ευαίσθητη στις εδαφικές επιρροές. Αυτό συμβαίνει πάντοτε για οριακές καταστάσεις πέρα από την ασφάλεια ζωής, όπου είναι σημαντικές οι μόνιμες παραμορφώσεις της βάσης.

Ο γεωτεχνικός και ο δομοστατικός μηχανικός θα πρέπει προσεκτικά να θεωρήσουν τις ιδιότητες της κατασκευής, ώστε να αποφασίσουν την ευαισθησία της στην εδαφική απόκριση αλλά και ώστε να δρομολογήσουν περαιτέρω γεωτεχνικές αναλύσεις. Στην έκταση των γεωτεχνικών ερευνών του σημείου θεμελίωσης αλληλεπιδρά το κόστος και το όφελος τους. Εάν πρόκειται να εξαχθούν ωφέλιμα συμπεράσματα από τις έρευνες αυτές αξίζει και η περαιώση τους. Στον πίνακα 3.7 συναθροίζεται αυτό το σκεπτικό.

Soil Profile Type ¹	Description	Typ. Unified Classif. of Soil Material	Average Properties in Zone of Influence					Range of Initial Shear Modulus, G_0 (psf x 10^6) ³		Range of Maximum Ultimate Bearing Stress q_{ult} (psf) ^{3,4}	
			Shear Wave Velocity v_s (ft/sec)	SPT N (blows/ft)	Undrained Shear Strength, s_u (psf)	Weight Density γ (pcf)	Angle of Shearing Resistance ϕ (degrees)	Low	High	Low	High
S _A	Hard Rock		> 5000					120		20,000	50,000+
S _B	Rock		2500 to 5000			140+		25	120	15,000	40,000
S _C	Dense Soil Soft Rock	GW,GP	1200 to 2500	> 50	> 2000	120 - 140	> 40	5	25	8,000	32,000
S _D	Stiff Soil	SW,SP,SM, SC, GM,GC	600 to 1200	15 to 50	1000 to 2000	100 - 130	33 - 40	1	5	5,000	20,000
S _E	Soft Soil	CL,ML,MH, CH	< 600	< 15	< 1000	90 - 120	< 33		< 1	2,000	15,000
S _F	Special Study	OL,OH, PT									

1. Soil Profile Type in Zone of Influence may differ from that used to determine ground shaking parameters.
2. Zone of Influence extends below a shallow footing to approximately three times its width.
3. Ranges of values are provided for use in initial parametric studies. Site-specific geotechnical investigations are recommended for any structure sensitive to foundation effects.
4. Maximum capacities assume bearing at a minimum depth of 1 foot below adjacent grade and a minimum width of footing of 3 feet.

Πίνακας 3.6 τυπικές τιμές των εδαφοτεχνικών ιδιοτήτων

Stage	Relative Cost of Investigation	Sources	Objectives	Sensitivity of Building to Foundation Effects	Performance Objectives
1. Initial (minimum)	Inexpensive	Existing reports Drawings Construction records Regional maps Existing load data Visual inspections	Soil profile selection (S_A, S_B, \dots) Type and condition of existing footings Soils classification Generic stiffness and capacity (see Tables 10.7 & 10.8)	Low	Modest Structural Stability, Life Safety (LS) for simple, foundation insensitive, buildings
2. Supplemental (as needed)	Inexpensive to moderate	Shallow test pits Standard penetration test (SPT blow counts) Torvane shear tests	Moisture contents Approximate densities Cohesion Angle of shearing resistance	Moderate	Average LS for buildings with some sensitivity to foundation effects Damage control for simple insensitive buildings
3. Advanced (as needed)	Moderate to expensive	Borings Cone penetrometer tests (CPT/SCPT) Undisturbed samples Laboratory tests Theoretical analyses In situ load tests	Refined strength and stiffness	High	Enhanced LS for very foundation sensitive buildings Damage control for moderate to sensitive buildings

Πίνακας 3.7: Προοδευτική ανασκόπηση των εδαφοτεχνικών ερευνών

3.5.1 Αρχική έρευνα για ελάχιστη πληροφόρηση

Ο κύριος σκοπός της πρώτης αυτής φάσης γεωτεχνικών ερευνών είναι η συλλογή των απαιτούμενων πληροφοριών για τη γένεση του βασικού μοντέλου του συστήματος θεμελίωσης της ανάλυσης. Απαιτείται, έτσι, κατάταξη των εδαφικών υλικών ώστε να οριστούν οι αρχικές παράμετροι της ανάλυσης σύμφωνα με τον πίνακα 3.6. Αυτοί οι πίνακες προέρχονται από τον Αμερικάνικο Κανονισμό γεγονός το οποίο δεν είναι αποτρεπτικό για τη χρήση πινάκων που προέρχονται από άλλο κανονισμό (Π.χ. Ευρωκώδικας). Σε κάποιες περιπτώσεις οι συνθήκες διαφοροποιούνται από αυτές του γενικού πίνακα και απαιτούνται επί τόπου έρευνες στο σημείο του έργου. Τα δεδομένα που απαιτούνται για την τεκμηρίωση των εδαφοτεχνικών συνθηκών είναι τα ακόλουθα:

- Ανασκόπηση των γεωτεχνικών δεδομένων, σχέδια, δοκιμές και άλλα διαθέσιμα αρχεία που περιγράφουν άμεσα την τοποθεσία κατασκευής και παρακείμενα σημεία
- Ανασκόπηση των τοπικών και ευρύτερων δεδομένων που αφορούν σεισμικούς και γεωλογικούς κινδύνους, καθώς και τις συνθήκες του υπεδάφους
- Οπτική επιθεώρηση της κατασκευής και της θεμελίωσής της

Οι γεωλογικές συνθήκες παραλαμβάνονται από τα δεδομένα και τα σχέδια της μελέτης. Οι πληροφορίες θα πρέπει να περιλαμβάνουν αρχεία γεωτρήσεων και/ή δοκιμών πενετρομέτρηση για τον προσδιορισμό των διατμητικών αντοχών του υπεδάφους, καθώς και τεχνικές εκτιμήσεις σχετικά με ρήγματα, ρευστοποιήσεις και ολισθήσεις στρωμάτων στην ευρύτερη περιοχή μελέτης. Αν δεν υπάρχουν διαθέσιμα δεδομένα για την υπό εξέταση κατασκευή, υπάρχουν όμως για κάποια παρακείμενη περιοχή, τότε αυτά τα δεδομένα θα μπορούσαν να ληφθούν για την αρχική εκτίμηση των ιδιοτήτων της κατασκευής. Τέτοιες τοπικές γεωτεχνικές αναφορές συχνά παρέχουν γενική γνώση για τη στρωματογραφία του υπεδάφους της κατασκευής, για τη θέση του υδροφόρου ορίζοντα, για τη σεισμική διακινδύνευση και για άλλους γεωλογικούς κινδύνους στη θέση του έργου.

Οι πληροφορίες που συλλέγονται από γειτονικές κατασκευές θα πρέπει να εξετάζονται διεξοδικά όταν πρόκειται για παρόμοιου τύπου θεμελιώσεις. Οι πληροφορίες όσον αφορά τις διαστάσεις του προσομοιούμενου στοιχείου και την τοποθεσία της βάσης του ίσως είναι αναγκαίες για την προσομοίωση. Άλλες παρεμφερείς πληροφορίες αφορούν τα υλικά του στοιχείου, καθώς και τη μέγιστη φέρουσα ικανότητά του, πληροφορία που μπορεί να ληφθεί από τη μελέτη της κατασκευής. Συνήθως ως μέγιστη επιτρεπόμενη φόρτιση για συνθήκες λειτουργίας σε επιφανειακά θεμέλια λαμβάνεται το ένα τρίτο έως το μισό της οριακής φέρουσας ικανότητας του στοιχείου (συντελεστής ασφαλείας 2 με 3), ενώ για στοιχεία πασσάλων η αντίστοιχη τιμή κυμαίνεται μεταξύ του μισού και των δύο τρίτων (συντελεστής ασφαλείας 1,5 με 2) της συνολικής φέρουσας ικανότητας. Τέλος απαιτούνται πληροφορίες σχετικά με τα φορτία λειτουργίας που υπάρχουν στο φορέα ώστε να προκύψουν οι τιμές των νεκρών φορτίων που θα ληφθούν υπ' όψη στην ανάλυση.

Επιπρόσθετα με την ανασκόπηση των γεωτεχνικών δεδομένων, ο αναλυτής μαζί με τη συνδρομή κάποιου γεωτεχνικού συνεργάτη θα πρέπει να κάνει επί τόπου επιθεώρηση των συνθηκών του έργου και της θεμελίωσής του, ώστε να συλλέξει πληροφορίες για διάφορους σκοπούς. Ο πρώτος σκοπός που εξυπηρετεί η επί τόπου επιθεώρηση είναι η εξακρίβωση των συνθηκών που λαμβάνονται από μελέτη. Δεύτερο όφελος είναι πως μπορεί να σημειωθούν διάφορα τρωτά σημεία του κτιρίου, όπως ακανονικότητες. Τέλος με την επί τόπου επιθεώρηση καταγράφονται τα θεμέλια και όλα τα πιθανά τρωτά σημεία τους. Τρωτά σημεία είναι τα ορατά σημάδια στην κατασκευή, όπως οι καθιζήσεις ορόφων, πεδίων ή παρακείμενων πεζοδρομίων.

3.5.2 Συμπληρωματικές πληροφορίες

Τα υπάρχοντα δεδομένα της τοποθεσίας και οι πληροφορίες που λαμβάνονται από τη γεωτεχνική μελέτη μπορεί να χρειάζεται να συμπληρωθούν από επιπρόσθετη έρευνα στο μέρος και γεωτεχνική μελέτη. Η ερευνητική ομάδα θα πρέπει να εμβαθύνει τη γεωτεχνική μελέτη, ώστε να αποτυπωθεί πλήρως η ευαισθησία της κατασκευής στις επιρροές της θεμελίωσης. Ο σκοπός της συμπληρωματικής αυτής έρευνας είναι να τελειοποιήσει τα δεδομένα που λαμβάνονται στο μοντέλο της θεμελίωσης. Συμπληρωματικά δεδομένα μπορεί να απαιτούνται επίσης σε εδάφη που κινδυνεύουν από ρευστοποίηση, πλευρική διάδοση και ολίσθηση επιπέδων.

Κάποιες φορές μάλιστα είναι πιθανό να πραγματοποιηθούν ρηχές δοκιμές στο εξωτερικό ή στο εσωτερικό της κατασκευής. Ο γεωτεχνικός μπορεί να κάνει κάποιες απλές δοκιμές πεδίου για να αποτυπώσει καλύτερα τις εδαφικές ιδιότητες, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις πεδילוδοκών. Κάποιες σχετικά φτηνές εργαστηριακές δοκιμές δειγμάτων που λαμβάνονται από την περιοχή μπορούν να παρέχουν επιπρόσθετη γνώση για την περιεχόμενη υγρασία, την πυκνότητα και για άλλες βασικές ιδιότητες. Στα πλαίσια αυτής της ανάλυσης ο γεωτεχνικός μπορεί να κρίνει το απαιτούμενο εύρος αντοχής και ακαμψίας που θα ληφθεί στις δοκιμές. Με αυτή την πληροφορία ο δομοστατικός αποφασίζει εάν μπορεί να προχωρήσει στην ανάλυση αξιοποιώντας αυτό το εύρος των παραμέτρων ή εάν χρειάζεται πιο εξειδικευμένη γεωτεχνική ανάλυση.

3.5.3 Προχωρημένη Έρευνα

Ο σκοπός των προχωρημένων γεωτεχνικών ερευνών είναι να μειώσει στο ελάχιστο απαιτούμενο το εύρος της αντοχής και ακαμψίας που λαμβάνονται στην ανάλυση, ώστε να επιτυγχάνεται ένα αποδεκτό επίπεδο εμπιστοσύνης για τη συμπεριφορά του υπάρχοντος και/ή ενισχυμένου κτιρίου. Η έκταση των ερευνών αυτών εξαρτάται στις ειδικές αβεβαιότητες σχετικά με την επίδοση της κατασκευής και το πώς αυτές μπορούν να μεταβάλλουν το ενδεχόμενο κόστος. Με τη γνώση που παρέχεται από την ανάλυση ο δομοστατικός αποφασίζει το βαθμό εμπιστοσύνης που απαιτείται για μια αποτελεσματική απόφαση της επίδοσης της κατασκευής. Έτσι εισάγεται ένα αποδεκτό εύρος παραμέτρων ακαμψίας και αντοχής των εδαφικών ελατηρίων. Για το εύρος αυτό ο γεωτεχνικός συμβουλεύει ποιος είναι ο τύπος της έρευνας που απαιτείται. Ο γεωτεχνικός μπορεί επίσης να εικάσει ποια θα είναι η πιθανότητα συγκεκριμένων αποτελεσμάτων πάνω σε κρίσιμες

παραμέτρους. Η εικασίες αυτές είναι απαραίτητες, ώστε να αποφευχθούν οι όποιες έρευνες δεν είναι πιθανό να αποζημιώνουν με περαιτέρω πρόβλεψη για τη μείωση του κόστους.

Εξ ορισμού οι προχωρημένες έρευνες είναι σχετικά ακριβές. Παρόλα' αυτά υπάρχει ένα αρκετά μεγάλο φάσμα από κόστη σε αυτή τη γενική κατηγορία. Γεωτρήσεις, δοκιμές κώνου και συμβατικές εργαστηριακές δοκιμές είναι γενικά οι πιο φτηνές μέθοδοι της κατηγορία αυτής. Θεωρητικές αναλύσεις που χρησιμοποιούν γραμμικά και μη γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία μπορεί να αξιοποιηθούν για να εξαχθούν ακριβείς εκτιμήσεις των σχέσεων φορτίου-μετατόπισης των εδαφικών ελατηρίων της κατασκευής. Το σχετικό εύρος κόστους, από ελάχιστο έως σημαντικό εξαρτάται από τη συνθετότητα του προβλήματος. Υψηλό βαθμό αξιοπιστίας παρουσιάζουν επί τόπου φορτίσεις ρεαλιστικών προσομοιώσεων των θεμελίων. Το κόστος των δοκιμών αυτών, όμως, θα πρέπει να ληφθεί σοβαρά υπ' όψη και το αν θα παρέχουν ουσιαστικά αποτελέσματα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

4.1 Ευρωκώδικας 7-Γενικά

Κατά τον σχεδιασμό θεμελιώσεων με πασσάλους απαιτείται ο έλεγχος έναντι οριακών καταστάσεων, βασικοί τύποι των οποίων είναι οι ακόλουθοι :

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας :
 - Τύπου GEO : Αστοχία στην διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους λόγω υπέρβασης της θλιπτικής αξονικής φέρουσας ικανότητας του πασσάλου
 - Τύπου GEO : Εξόλκευση πασσάλου λόγω υπέρβασης της εφελκυστικής αξονικής φέρουσας ικανότητας
 - Τύπου GEO : Αστοχία του εδάφους γύρω από τον πάσσαλο λόγω εγκάρσιων φορτίων
 - Τύπου STR : Δομικού τύπου αστοχία του πασσάλου σε θλίψη, εφελκυσμό ή κάμψη
 - Συνδυασμένη αστοχία εδάφους και πασσάλου
 - Απώλεια συνολικής ευστάθειας του εδάφους που περιβάλλει τον πάσσαλο (π.χ. μέσω κύκλου ολισθήσεως)

- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας :
 - Υπερβολικές καθιζήσεις ή ανυψώσεις μεμονωμένου πασσάλου ή πασσαλομάδας
 - Πλευρικές μετατοπίσεις πέραν των ανεκτών ορίων
 - Μη αποδεκτές ταλαντώσεις

Στους πασσάλους, οι οριακές καταστάσεις STR και GEO αποτελούν τις συνηθέστερες και σπουδαιότερες οριακές καταστάσεις αστοχίας, εξετάζονται δε

παραλλήλως - συγχρόνως, δεδομένου ότι δεν είναι πάντα σαφές αν κατά τη συνεχή αύξηση π.χ. των εξωτερικών φορτίσεων επί της θεμελιώσεως θα προηγηθεί αστοχία του εδάφους, ή αστοχία της θεμελιώσεως ως δομικού στοιχείου, ή συγχρόνως θα αστοχήσει και το έδαφος και το δομικό στοιχείο.

Κατά την ανάλυση πασσάλων έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας εφαρμόζονται οι εξής επιμέρους συντελεστές (που έχουν ληφθεί από το Παράρτημα Α του EN1997-1

Πίνακας Α.3 Επί μέρους συντελεστές επί των δράσεων (γ_F) ή επί των αποτελεσμάτων των δράσεων (γ_E)				
Δράση		Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1,35	1,00
	Ευμενής		1,00	1,00
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1,50	1,30
	Ευμενής		0	0

Πίνακας Α.6 Επί μέρους συντελεστές επί της αντοχής (γ_R) για εμπηγνυομένους πασσάλους					
Αντοχή	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών			
		R1	R2	R3	R4
Αιχμής	γ_b	1,00	1,10	1,00	1,30
Εκ πλευρικών τριβών (θλιπτικά φορτία)	γ_s	1,00	1,10	1,00	1,30
Συνολική (θλίψη)	γ_t	1,00	1,10	1,00	1,30
Εκ πλευρικών τριβών - Εφελκυσμός	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,10	1,60

Πίνακας Α.7 Επί μέρους συντελεστές επί της αντοχής (γ_R) για πασσάλους εκσκαφής					
Αντοχή	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών			
		R1	R2	R3	R4
Αιχμής	γ_b	1,25	1,10	1,00	1,60
Εκ πλευρικών τριβών (θλιπτικά φορτία)	γ_s	1,00	1,10	1,00	1,30
Συνολική (θλίψη)	γ_t	1,15	1,10	1,00	1,50
Εκ πλευρικών τριβών - Εφελκυσμός	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,10	1,60

Πίνακας 4.1 Επι μέρους συντελεστές ασφαλείας πασσάλων

Σχετικώς με τους επί μέρους συντελεστές, σημειώνονται συμπληρωματικώς τα εξής:

- Για τους πασσάλους εκσκαφής του ειδικού τύπου ελικοειδούς διατρήσεως (flight auger) δίδεται ιδιαίτερος Πίνακας συντελεστών R με τιμές ελαφρώς απομειωμένες, σε ορισμένες μόνο περιπτώσεις, έναντι των τιμών για πασσάλους δια εκσκαφής, γενικώς.

- Οι τιμές των Πινάκων είχαν την έννοια των προτεινόμενων από τον EC-7, ως αντιπροσωπευτικές και ρεαλιστικές τελούσαν όμως υπό την αίρεση της προσαρμογής τους σε κάθε χώρα της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Στην Ελλάδα έγιναν αποδεκτές, όπως προτάθηκαν.

Στην Ελλάδα, η ανάλυση των θεμελιώσεων με πασσάλους γίνεται με τον Τρόπο Ανάλυσης 2* (DA-2*) κατά τον οποίο γίνεται χρήση των στηλών «A1», «M1» και «R2» στους ανωτέρω Πίνακες.

4.2 Αξονική φόρτιση πασσάλων

1. Αξονική θλιπτική φόρτιση

Για μεμονωμένο πάσσαλο φορτιζόμενο από θλιπτική, αξονική φόρτιση ή και για ομάδα πασσάλων, ο έλεγχος επάρκειας έναντι οριακής κατάστασης αστοχίας γίνεται μέσω της σχέσης :

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

όπου $F_{c,d}$: η τιμή σχεδιασμού του αξονικού θλιπτικού φορτίου στην κεφαλή του πασσάλου.

$R_{c,d}$: η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης (φέρουσας ικανότητας) του πασσάλου.

Η αντίσταση σχεδιασμού $R_{c,d}$ υπολογίζεται από την χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης ($R_{c,k}$) με εφαρμογή των κατάλληλων συντελεστών γ_R που δίδονται στους Πίνακες A.6 και A.7. δηλαδή : $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_R$.

Η χαρακτηριστική αντοχή $R_{c,k}$ επέχει ουσιαστικώς τη θέση του οριακού φορτίου υπό θλιπτική φόρτιση, αλλά σύμφωνα με τη λογική επιλογής των χαρακτηριστικών τιμών απαιτείται προσεκτική-συντηρητική επιλογή του μεγέθους αυτού. Όπως λοιπόν είναι σαφές, προκειμένου να ελεγχθεί η ισχύς της ανωτέρω ανισώσεως απαιτείται η εκτίμηση της χαρακτηριστικής αντοχής, $R_{c,k}$. Η εκτίμηση αυτή μπορεί να γίνει:

- Από στατικές δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων
- Με υπολογισμούς που έχουν ως βάση αποτελέσματα γεωτεχνικών δοκιμών και συγκεκριμένα :
 - Από άμεσες συσχετίσεις με αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών (SPT, CPT, PT)
 - Βάσει των χαρακτηριστικών τιμών των εδαφικών παραμέτρων (π.χ. c_{uk}), με συνεκτίμηση εργαστηριακών και επί τόπου δοκιμών.
- Από αξιολόγηση αποτελεσμάτων δοκιμών δυναμικών φορτίσεων

1.1. Αξιοποίηση αποτελεσμάτων στατικών δοκιμαστικών φορτίσεων

Στην παράγραφο 7.6.2.2 του EN 1997-1 αναφέρονται οι όροι και οι προϋποθέσεις εκτελέσεως στατικών, δοκιμαστικών φορτίσεων πασσάλων. Για κάθε μία από τις (n) δοκιμές που εκτελούνται για ένα συγκεκριμένο έργο (συνήθως για $n \geq 2$) με κατάλληλη αξιολόγηση των αποτελεσμάτων προκύπτει το αντίστοιχο, οριακό φορτίο πασσάλου, όπως μετρήθηκε που συμβολίζεται με $R_{c,m}$. Από τις n λοιπόν δοκιμές, προκύπτουν ισάριθμα φορτία $R_{c,m}$ από τα οποία υπολογίζεται η μέση τιμή $(R_{c,m})_{mean}$, καθώς και η ελάχιστη $(R_{c,m})_{min}$. Η χαρακτηριστική αντοχή $R_{c,k}$ προκύπτει βάσει των λεγομένων συντελεστών συσχετίσεως ξ_1 και ξ_2 (Πίνακας A.9 του EN 1997-1) με εφαρμογή του τύπου:

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ (R_{c,m})_{mean} / \xi_1 ; (R_{c,m})_{min} / \xi_2 \}$$

Πίνακας A.9 Συντελεστές συσχετίσεως ξ για τον υπολογισμό της χαρακτηριστικής αντοχής από δοκιμαστικές φορτίσεις					
Συντελεστές ξ για $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Πίνακας 4.2 Συντελεστές Συσχετίσεως

Σημειώνεται ότι σε περιπτώσεις θεμελιώσεων με επαρκή ακαμψία και αντοχή, ώστε να είναι δυνατή η ανάπτυξη μηχανισμού ανακατανομής των φορτίσεων εντός μιας πασσαλομάδας, επιτρέπεται η εφαρμογή απομειωμένων τιμών των συντελεστών ξ , και συγκεκριμένα οι προκύπτοντες συντελεστές ξ_1 και

ξ2 , από τον Πίνακα A.9 διαιρούνται δια 1,10 υπό την προϋπόθεση ότι η τελική τους τιμή δε μπορεί να ληφθεί μικρότερη από 1,00.

Στη συνέχεια, η αντοχή σχεδιασμού $R_{c,d}$ υπολογίζεται από τη χαρακτηριστική αντοχή $R_{c,k}$ βάσει του τύπου: $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$, όπου $\gamma_R = \gamma_t$ είναι ο επί μέρους συντελεστής επί της συνολικής αντοχής $R_{c,k}$ (Πίνακες A.6, A.7). Στις περιπτώσεις όπου εκ των δοκιμαστικών φορτίσεων είναι δυνατή η χωριστή εκτίμηση της χαρακτηριστικής αντοχής βάσεως ($R_{b,k}$) και πλευρικής τριβής ($R_{s,k}$), τότε:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k}$$

Εν συνεχεία, η εκτίμηση της αντοχής σχεδιασμού γίνεται μέσω των επί μέρους συντελεστών επί της αντοχής, γ_R (Πίνακες A.6, A.7) κατά τις σχέσεις:

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s \quad \text{ή} \quad R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$$

1.2. Αξιοποίηση αποτελεσμάτων γεωτεχνικών δοκιμών

Αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις 'γεωτεχνικών δοκιμών' (ground tests), από τα αποτελέσματα των οποίων είναι δυνατή η εκτίμηση της χαρακτηριστικής αντοχής του μεμονωμένου πασσάλου υπό θλιπτική φόρτιση, είναι οι επί τόπου δοκιμές στατικής πενετρομετρήσεως (CPT), πρεσσιομετρήσεως (PT) και προτύπου δοκιμής διεισδύσεως (SPT) με ή χωρίς συνεκτίμηση εργαστηριακών δοκιμών. Η αξιοποίηση τέτοιων αποτελεσμάτων περιλαμβάνει τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής της μοναδιαίας αντίστασης βάσης του πασσάλου, ($q_{b,k}$) (δηλαδή της αντίστασης βάσεως ανά μονάδα επιφανείας βάσεως), καθώς και των χαρακτηριστικών τιμών της οριακής τάσεως συνάφειας ($q_{s,i,k}$) (δηλαδή της ανά μονάδα επιφανείας αντοχής πλευρικών τριβών), σε κάθε στρώση i . Η επιλογή των χαρακτηριστικών τιμών αντοχής βάσεως $R_{b,k}$, αντοχής πλευρικών τριβών $R_{s,k}$ και συνολικής αντοχής $R_{c,k}$, μπορεί να γίνει με τη μεθοδολογία των συντελεστών συσχετίσεως ξ ή ανεξαρτήτως αυτής, ως εξής:

α) Χαρακτηριστική αντοχή βάσει συντελεστών συσχετίσεως :

Από κάθε 'θέση' εκτελέσεως επιτόπου δοκιμών, προκύπτει η αντίστοιχη (γεωτεχνική) τομή αποτελεσμάτων, ο δε συνολικός αριθμός (n) των 'θέσεων' των δοκιμών υπεισέρχεται στους συντελεστές συσχετίσεως κατ' ανάλογο τρόπο με αυτόν της προηγούμενης παραγράφου. Επί παραδείγματι, αν

εκτελεσθούν 5 στατικές πενετρομετρήσεις σε ισάριθμες θέσεις, τότε n=5 και για κάθε μία πενετρομέτρηση προκύπτει το διάγραμμα μεταβολής της αντοχής κώνου qc μετά του βάθους. Το διάγραμμα αυτό, στη συγκεκριμένη περίπτωση αποτελεί και τη (γεωτεχνική) τομή των αποτελεσμάτων.

Από κάθε (γεωτεχνική) τομή αποτελεσμάτων, με εφαρμογή της κατάλληλης μεθόδου υπολογίζονται η οριακή αντοχή αιχμής $R_{b,cal}$ και η οριακή αντοχή εκ πλευρικών τριβών $R_{s,cal}$. Στη συγκεκριμένη θέση τομής αποτελεσμάτων η συνολική, υπολογιστική, οριακή αντοχή του μεμονωμένου πασσάλου είναι :

$$R_{c,cal} = R_{b,cal} + R_{s,cal}$$

Τα ανωτέρω επαναλαμβάνονται για τις (n) θέσεις των δοκιμών και υπολογίζεται η μέση τιμή $(R_{c,cal})_{mean}$ και η ελάχιστη τιμή $(R_{c,cal})_{min}$ της συνολικής υπολογιστικής αντοχής $R_{c,cal}$ μεταξύ των (n) δοκιμών. Στη συνέχεια υπολογίζεται η χαρακτηριστική τιμή της οριακής αντοχής με χρήση των συντελεστών συσχέτισεως ξ_3 και ξ_4 που δίδονται από τον Πίνακα Α.10 :

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ (R_{c,cal})_{mean} / \xi_3 ; (R_{c,cal})_{min} / \xi_4 \}$$

Πίνακας Α.10 Συντελεστές συσχέτισεως ξ για τον υπολογισμό της χαρακτηριστικής αντοχής από γεωτεχνικές δοκιμές							
Συντελεστές ξ για n=	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Πίνακας 4.3 Συντελεστές συσχέτισεως

Σε περίπτωση εφαρμογής αναλυτικής μεθόδου εκτιμήσεως των μεγεθών $R_{b,k}$, $R_{s,k}$ και $R_{c,k}$ βάσει ερμηνείας ή αποτελεσμάτων επιτόπου δοκιμών, οι σχετικές αβεβαιότητες της υπολογιστικής μεθόδου μπορούν να ενσωματώνονται σε ένα συντελεστή προσομοιώσεως (model factor) $\gamma_m \geq 1$ ο οποίος απομειώνει την χαρακτηριστική τιμή :

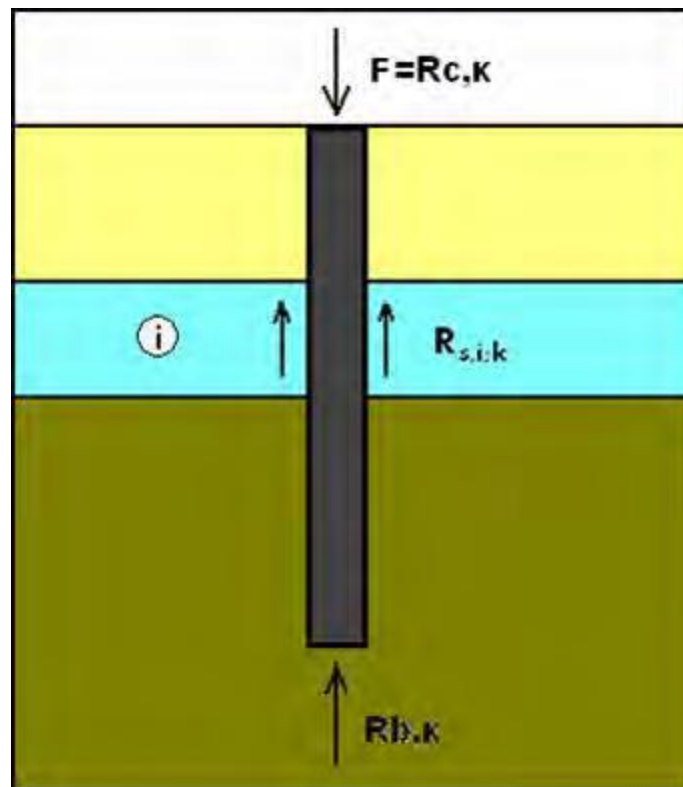
$$R_{c,k} = (1 / \gamma_m) \times \text{Min} \{ (R_{c,cal})_{mean} / \xi_3 ; (R_{c,cal})_{min} / \xi_4 \}$$

Εν συνεχεία, η εκτίμηση της αντοχής σχεδιασμού γίνεται μέσω των επί μέρους συντελεστών επί της αντοχής, γ_R (Πίνακες Α.6, Α.7) κατά τις σχέσεις:

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s \quad \text{ή} \quad R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$$

β) Χαρακτηριστική αντοχή από γεωτεχνικές δοκιμές- Εναλλακτική Μέθοδος

Οι χαρακτηριστικές τιμές $q_{b,k}$ και $q_{s,i,k}$ και οι βάσει αυτών τιμές $R_{b,k}$, $R_{s,k}$ μπορούν εναλλακτικώς να υπολογισθούν βάσει των αποτελεσμάτων επί τόπου ή εργαστηριακών δοκιμών με διαδικασία έμμεσης εκτιμήσεως είτε με την εφαρμογή στατικών τύπων. Συνήθως, τούτο γίνεται με τη θεώρηση μιας μέσης, αντιπροσωπευτικής, γεωτεχνικής τομής που συνοδεύεται από αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών, καθώς και αντίστοιχα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών.



Σχήμα 4.1 Πάσσαλος υπό αξονική θλίψη

Ο υπολογισμός των χαρακτηριστικών τιμών αντοχής $R_{b,k}$, $R_{s,k}$ καθώς και της αντοχής σχεδιασμού $R_{c,d}$ γίνεται ως κατωτέρω :

$$R_{b,k} = A_b q_{b,k}$$

$$R_{s,k} = \sum R_{s,i} = \sum (A_{s,i} q_{s,i,k})$$

$$R_{c,d} = (1 / \gamma_m) [R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s] \text{ Όπου:}$$

$q_{b,k}$ = χαρακτηριστική τιμή της μοναδιαίας αντίστασης αιχμής του πασσάλου

$$A_b = \text{εμβαδόν αιχμής του πασσάλου}$$

$q_{s,i,k}$ = χαρακτηριστική τιμή της τάσεως συνάφειας στην παράπλευρη επιφάνεια της i στρώσεως

$A_{s,i}$ = εμβαδόν της παράπλευρης επιφάνειας του πασσάλου στη στρώση
(i)

γ_m = συντελεστής προσομοίωσης (καλύπτει τις πρόσθετες αβεβαιότητες που εισάγονται μέσω των μεθόδων εκτιμήσεως και υπολογισμών)

Τιμές του συντελεστή προσομοίωσης γ_m κατά το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1997-1 :

Τρόπος υπολογισμού χαρακτηριστικών αντοχών	Προτεινόμενη τιμή
$\bullet q_{b,k}, q_{s,k}$ μέσω συντελεστών συσχέτισεως ξ (π.χ από δοκιμές SPT, CPT κ.λ.π)	$\gamma_m = 1,00$
$\bullet q_{b,k}, q_{s,k}$ υπολογίζονται από εργαστηριακές δοκιμές είτε επί τόπου χωρίς συντελεστές συσχέτισεως	$\gamma_m = 1,30$

Πίνακας 4.4 Χαρακτηριστικές αντοχές πασσάλων

1.3 Αξιοποίηση δοκιμών δυναμικής εμπήξεως

Στην περίπτωση που διατίθενται τα δεδομένα δυναμικής εμπήξεως πασσάλων, ο τρόπος αξιοποίησεως είναι αντίστοιχος με τις στατικές, δοκιμαστικές φορτίσεις κ.λ.π, δηλαδή μέσω των κατάλληλων συντελεστών συσχέτισεως που δίδονται στον Πίνακα A.11.

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ (R_{c,m})_{\text{mean}} / \xi_5 ; (R_{c,m})_{\text{min}} / \xi_6 \}$$

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$$

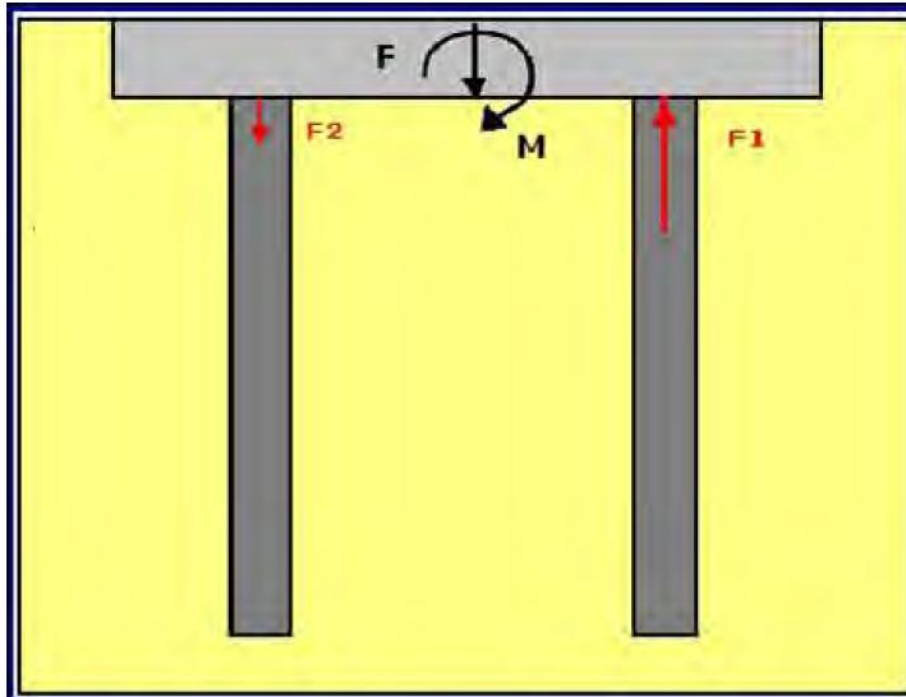
Πίνακας A.11: Συντελεστές συσχέτισης ξ για τον υπολογισμό της χαρακτηριστικής αντοχής από δοκιμές δυναμικής εμπήξεως					
ξ	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25
<i>Σημ.</i> Οι τιμές ξ πολλαπλασιάζονται με κατάλληλο συντελεστή προσομοιώσεως, αναλόγως του τύπου των μετρήσεων και του τρόπου αξιολογήσεως.					

Πίνακας 4.5 Συντελεστές συσχέτισης

Η σημείωση του Πίνακα σχετικά με τον κατάλληλο συντελεστή προσομοιώσεως μεταφέρθηκε αυτούσια από τον αντίστοιχο Πίνακα) A.11 του Παραρτήματος Α. Στην Ελλάδα λαμβάνεται $\gamma_m=1$, δεδομένου ότι υιοθετήθηκε αυτή η τιμή για χαρακτηριστικά μεγέθη που υπολογίζονται μέσω συντελεστών συσχέτισης ξ .

2. Αξονική εφελκυστική φόρτιση

Στο σχήμα φαίνεται μια περίπτωση όπου η υψηλή ροπή κάμψεως επί του κεφαλόδεσμου πασσαλομάδας έχει ως συνέπεια την αύξηση του μέσου θλιπτικού φορτίου ανά πάσσαλο από τη μία πλευρά (F1) και την ανάπτυξη εφελκυστικού φορτίου-φορτίου εξολκεύσεως από την άλλη.



Σχήμα 4.2 Πάσσαλοι φορτιζόμενοι με θλίψη και εφελκυσμό

Ο έλεγχος επάρκειας εφελκυσόμενων πασσάλων γίνεται με σύγκριση του εφελκυστικού φορτίου σχεδιασμού ($F_{tr,d}$) με την αντίστοιχη εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού ($R_{tr,d}$) που προκύπτει από τη χαρακτηριστική αντοχή σχεδιασμού ($R_{tr,k}$) με εφαρμογή του επιμέρους συντελεστή $\gamma_R = \gamma_{s,t}$ (Πίνακες Α.6 και Α.7).

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d} \text{ όπου : } R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_{s,t}$$

όπου $\gamma_{s,t}$ είναι ο επί μέρους συντελεστής για τις πλευρικές τριβές σε περίπτωση εφελκυσμού, που λαμβάνεται από τους Πίνακες Α.6 και Α.8 του Παραρτήματος Α του EN 1997-1. Η εκτίμηση της χαρακτηριστικής εφελκυστικής αντοχής $R_{t,k}$ γίνεται με αντίστοιχο τρόπο με τις θλιπτικές φορτίσεις (θεωρώντας βεβαίως μηδενική αντίσταση αιχμής του πασσάλου $R_{b,k} = 0$). Συγκεκριμένα :

- Από αξιολόγηση δοκιμών στατικής εφελκυστικής φορτίσεως. Εφαρμόζονται οι συντελεστές συσχετίσεως ξ_1 και ξ_2 :

$$R_{t,k} = \text{Min} \{ (R_{t,m})_{\text{mean}} / \xi_1 ; (R_{t,m})_{\text{min}} / \xi_2 \}$$

Οι τιμές $(R_{t,m})_{\text{mean}}$ και $(R_{t,m})_{\text{min}}$ είναι η μέση και η ελάχιστη τιμή από τις μετρηθείσες τιμές οριακού φορτίου εφελκυσμού, ενώ οι συντελεστές συσχέτισεως λαμβάνονται από τον Πίνακα Α.9.

- Από αξιολόγηση αποτελεσμάτων γεωτεχνικών δοκιμών.

Η εφαρμογή της υπολογιστικής αυτής μεθοδολογίας βασίζεται στη σχέση: $R_{t,k} = R_{s,k}$, όπου $R_{s,k}$ είναι η χαρακτηριστική αντοχή του πασσάλου λόγω πλευρικών τριβών. Ο υπολογισμός του $R_{t,k}$ μπορεί να γίνει μέσω της διαδικασίας των συντελεστών συσχέτισεως, ως εξής:

$$R_{t,k} = \text{Min} \{ (R_{s,\text{cal}})_{\text{mean}} / \xi_3 ; (R_{s,\text{cal}})_{\text{min}} / \xi_4 \}$$

όπου οι τιμές $R_{s,\text{cal}}$ είναι οι υπολογιστικές τιμές της αντοχής εκ πλευρικών τριβών (μέση και ελάχιστη στον ανωτέρω τύπο), ενώ οι συντελεστές συσχέτισεως ξ_3 και ξ_4 λαμβάνονται από τον Πίνακα Α.10.

Εναλλακτικώς, το μέγεθος $R_{t,k}$ υπολογίζεται μέσω της χαρακτηριστικής αντοχής πλευρικής συνάφειας $q_{s,k}$ (ή των αντιστοίχων διαφοροποιούμενων κατά στρώση τιμών). Εφόσον το $q_{s,k}$ υπολογίσθηκε χωρίς τη διαδικασία των συντελεστών συσχέτισεως, απαιτείται η εφαρμογή τιμής του συντελεστή προσομοιώσεως $\gamma_m = 1,3$ (κατά το Εθνικό Προσάρτημα).

4.3 Εγκάρσια φόρτιση πασσάλων

Το πρόβλημα της εγκάρσιας φορτίσεως κατακόρυφων πασσάλων είναι αρκετά σύνθετο, δεδομένου ότι σε αυτό υπεισέρχονται πολλοί παράγοντες, όπως:

- Οι εδαφικές ιδιότητες και παράμετροι.
- Η οριζόντια φόρτιση και τα αποτελέσματά της (π.χ. οι ροπές κάμψεως του πασσάλου).
- Η αντοχή του πασσάλου, ως δομικού στοιχείου (π.χ. η χαρακτηριστική αντοχή σε καμπτική καταπόνηση).
- Η ανάπτυξη των πλευρικών, εδαφικών αντιδράσεων και οι αντίστοιχες πλευρικές μετατοπίσεις.
- Οι βαθμοί ελευθερίας της κεφαλής του πασσάλου.

➤ Τα προβλήματα αλληλεπιδράσεως στην περίπτωση πασσαλομάδας που υπόκειται σε αξονικές δυνάμεις, ροπές κάμψεως και οριζόντιες φορτίσεις συγχρόνως.

Ο έλεγχος επάρκειας έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας στην περίπτωση εγκάρσιας φορτίσεως γράφεται:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

Όπου $F_{tr,d}$ και $R_{tr,d}$ είναι η εγκάρσια δύναμη (δράση) σχεδιασμού και η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού. Η τιμή σχεδιασμού $R_{tr,d}$ μπορεί να υπολογισθεί μέσω της χαρακτηριστικής τιμής από τη σχέση :

$$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_{tr}$$

Στο Παράρτημα Α του EC-7 δεν περιλαμβάνονται Πίνακες ή συστάσεις για τον επιμέρους συντελεστή επί της αντοχής πασσάλων σε εγκάρσια φόρτιση $\gamma_R = \gamma_{tr}$. Κατ' αναλογία προς την παθητική αντίσταση τοίχων αντιστηρίξεως πακτωμένων στο έδαφος, προτείνεται να λαμβάνεται $\gamma_{tr} = 1.40$.

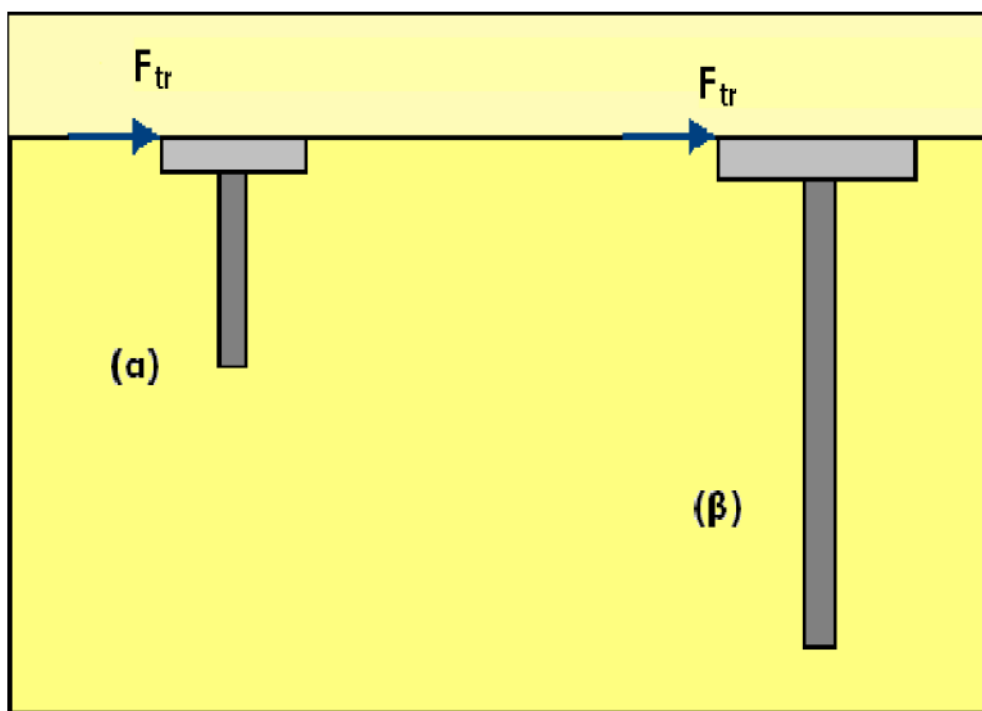
Η χαρακτηριστική αντοχή $R_{tr,k}$, μπορεί να μετρηθεί με δοκιμαστικές φορτίσεις ή να υπολογισθεί βάσει αποτελεσμάτων γεωτεχνικών δοκιμών σε συνδυασμό με τις παραμέτρους αντοχής του πασσάλου, ως δομικού στοιχείου.

Στην πρώτη περίπτωση, δηλαδή των δοκιμαστικών φορτίσεων κατά την οριζόντια διεύθυνση, θα πρέπει να γίνει κατάλληλη ερμηνεία των αποτελεσμάτων της δοκιμής, που δεν είναι απαραίτητο να συνεχιστεί μέχρι την αστοχία, καθώς και κατάλληλη αναγωγή στο πραγματικό πρόβλημα με διαφορετικές, ενδεχομένως, οριακές συνθήκες.

Στη δεύτερη περίπτωση, η υπολογιστική διαδικασία σύμφωνα με την παράγραφο 7.71(3) του EC-7 βασίζεται στη θεώρηση ενός εκ των πιθανών ακραίων μηχανισμών αστοχίας, δηλαδή του κοντού ή του μακρού πασσάλου. Στο ακόλουθο σχήμα φαίνονται οι ανωτέρω περιπτώσεις με την αντίστοιχη υπόθεση του μηχανισμού αστοχίας :

(α) “Κοντού” πασσάλου όπου αστοχεί το έδαφος: Μετατοπίσεις είτε στροφή του σώματος του πασσάλου, ως άκαμπτου.

(β) “Μακρού” πασσάλου, όπου αστοχεί ο πάσσαλος ως δομικό στοιχείο, σε συνδυασμό ενδεχομένως και με διατμητική αστοχία του εδάφους στην περιοχή της κεφαλής.



Σχήμα 4.3 Πάσσαλοι υπό εγκάρσια φόρτιση

4.4 Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας

Ο έλεγχος γίνεται μέσω της σχέσης : $E_d \leq C_d$, όπου

E_d : Τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων

C_d : Αντίστοιχη οριακή τιμή σχεδιασμού.

Τα υπό σύγκριση μεγέθη σχεδιασμού μπορεί να αφορούν τιμές καθιζήσεων ή διαφορικών καθιζήσεων κλπ., ως αποτέλεσμα των κατακόρυφων δράσεων. Κατ' αρχάς ισχύουν και για τους πασσάλους οι βασικές αρχές των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας που αναφέρονται στις παραγράφους 2.4.8 και 2.4.9 του EN 1997-1, ιδιαίτερα δε ως προς την επιλογή των οριακών-

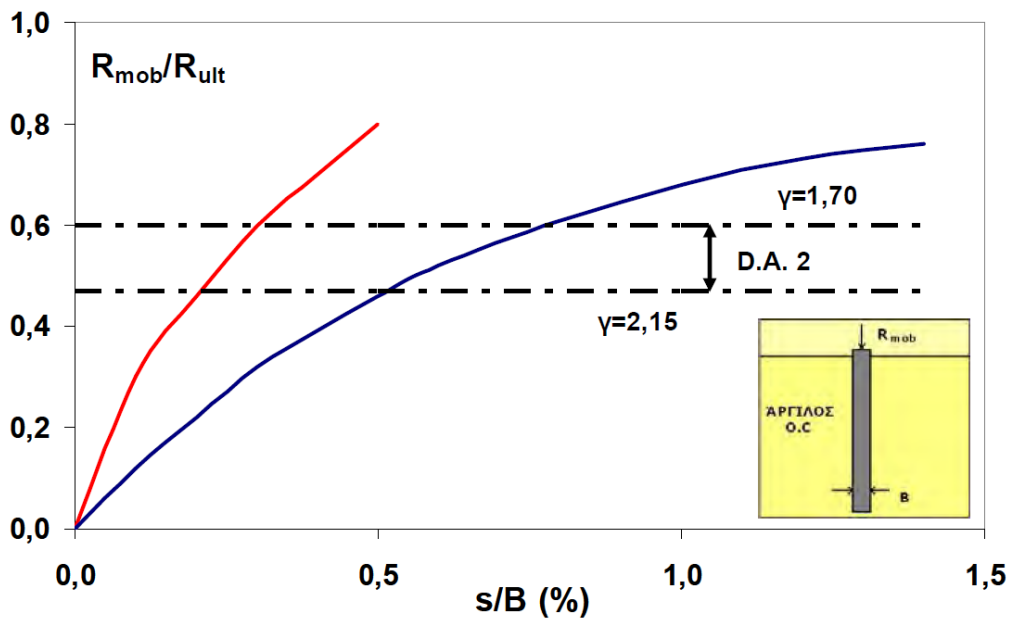
αποδεκτών τιμών σχεδιασμού των εδαφικών μετατοπίσεων και παραμορφώσεων, καθώς και των παραγόντων που τις επηρεάζουν και θα πρέπει να ληφθούν υπόψη. Σχετικώς σημειώνεται ότι:

i. Όλοι οι επί μέρους συντελεστές δράσεων και εδαφικών ιδιοτήτων λαμβάνονται με τιμή $\gamma=1$ ($\gamma_E=1, \gamma_F=1, \gamma_M=1$).

ii. Σε απλές περιπτώσεις, αρκεί η διαπίστωση ότι ενεργοποιείται μέρος μόνο της διαθέσιμης αντοχής του εδάφους (και συνεπώς οι καθιζήσεις θα είναι μικρές).

Η τελευταία παρατήρηση έχει εφαρμογή σε περιπτώσεις εδράσεως σε εδάφη μέσης πυκνότητας ή πυκνής αποθέσεως, όπου συνήθως πληρούνται οι απαιτήσεις λειτουργικότητας της ανωδομής που θεμελιώνεται δια των υπόψη πασσάλων. Τούτο δε, διότι τα συνολικά περιθώρια από την εφαρμογή των επί μέρους συντελεστών συνήθως καλύπτουν συγχρόνως και τις απαιτήσεις λειτουργικότητας. Δύο εφαρμογές της ανωτέρω βασικής διαπιστώσεως φαίνονται στα σχήματα που ακολουθούν.

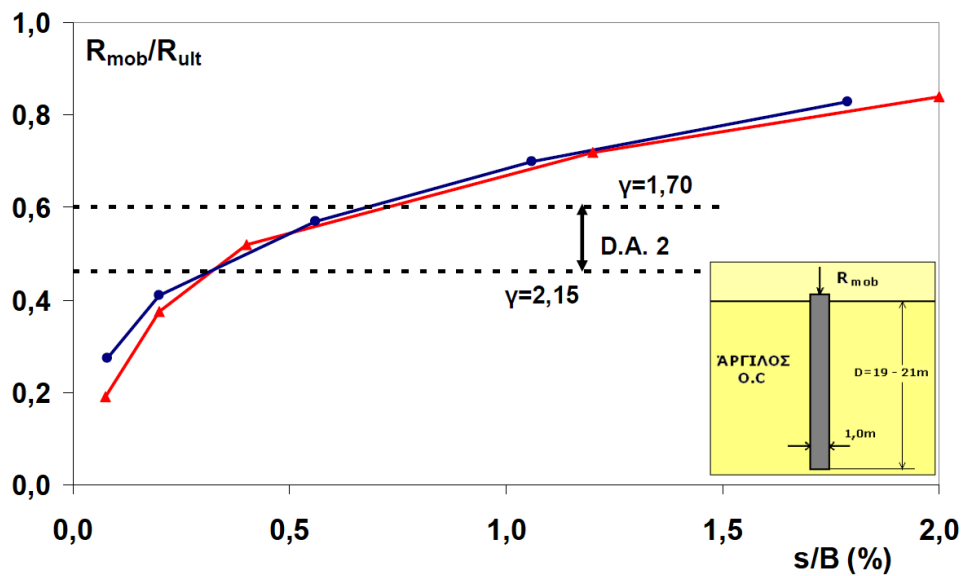
Στο πρώτο από αυτά, κατά Bauduin (2001), σχεδιάσθηκαν τα όρια μεταβολής της ανηγμένης καθιζήσεως S/B (S =καθίζηση, B = διάμετρος πασσάλου), συναρτήσει του ποσοστού επιβαλλόμενης φορτίσεως, όπως προέκυψαν από σειρά δοκιμαστικών φορτίσεων σε πασσάλους που διαπερνούν και εδράζονται σε υπερστερεοποιημένη άργιλο. Στο αντίστοιχο σχήμα R_{ult} είναι η οριακή φόρτιση του πασσάλου (φορτίο αστοχίας), όπως προέκυψε από κάθε μία από τις αξιοποιούμενες στατικές, δοκιμαστικές φορτίσεις, ενώ R_{mob} είναι το μέρος του οριακού φορτίου που επιβάλλεται βαθμιαίως κατά τη δοκιμή και αντιστοιχεί στη μετρούμενη καθίζηση S .



Σχήμα 4.4.i Ποσοστό της κινητοποιούμενης αντοχής, ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης καθίζησης (Bauduin, C, 2001)

Στο δεύτερο σχήμα δίνεται το εύρος μεταβολής του μεγέθους S/B , συναρτήσει του ποσοστού επιβαλλόμενης φορτίσεως R_{mob}/R_{ult} για στατικές, δοκιμαστικές φορτίσεις σε συγκεκριμένη περιοχή της Ελλάδας, επί πασσάλων σε υπερτεροποιημένη άργιλο, επίσης.

Το φορτίο που θα επιβληθεί στον πάσσαλο κατά τη λειτουργία του έργου, θα είναι το αντιπροσωπευτικό φορτίο, αρκετά μικρότερο του οριακού και συγκεκριμένα $F_c = R_{mob} = R_{ult}/\gamma$, όπου γ ο συνολικός συντελεστής ασφαλείας που περιλαμβάνει τον επί μέρους συντελεστή επί των δράσεων, γ_F , την προσαύξηση λόγω των συντελεστών συσχέτισεως ξ και τον επί μέρους συντελεστή επί της αντοχής, γ_{ct} . Γενικά, το γινόμενο αυτών των παραγόντων θα κατέληγε (στον Τρόπο Ανάλυσης DA-2) σε τιμή του συνολικού συντελεστή ασφαλείας (αναλόγως του αριθμού δοκιμαστικών φορτίσεων) : $\gamma = \gamma_F * \gamma_{ct} * \xi = 1,70 \div 2,15$.



Σχήμα 4.4.ii

Από το ανωτέρω διάγραμμα, για πασσάλους διά εκκαφής διαμέτρου $B=1\text{m}$, θα προέκυπτε αντιπροσωπευτική τιμή του φορτίου (ουσιαστικώς φορτίου λειτουργίας) $F_c=(0,47-0,59) R_{ult}$, με αντίστοιχο εύρος διακυμάνσεως των καθιζήσεων που αντιστοιχούν στις ανωτέρω τιμές του φορτίου λειτουργίας, $S=0,3-0,7\text{cm}$ (μόνο).

Είναι προφανές ότι παρά τη σχετική σημείωση του EC-7, καθώς και τη γενική διαπίστωση που ενισχύεται από τα ανωτέρω παραδείγματα, χρειάζεται προσοχή στην αναγωγή των αποτελεσμάτων στατικών, δοκιμαστικών φορτίσεων επί μεμονωμένων πασσάλων, στο πραγματικό πρόβλημα που ενδεχομένως να περιλαμβάνει ομάδα πολλών πασσάλων σε σχετικώς μικρές, αξονικές αποστάσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ (ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ

ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ)

5.1 Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Κριτήρια Επιτελεστικότητας (Performance Based Design)

Η συνήθης πρακτική των μηχανικών για την προσμέτρηση της ανελαστικότητας και της απορρόφησης ενέργειας ενός συστήματος ήταν η χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q . Οι ελαστικές δυνάμεις διαιρούνται με το συντελεστή αυτό, ενώ οι παραμορφώσεις πολλαπλασιάζονται με αυτόν με σκοπό να συνυπολογιστούν και οι πλαστικές παραμορφώσεις. Αυτή η διαδικασία, όπως επιγραμματικά περιγράφηκε, χρησιμοποιούνταν κατά το σχεδιασμό τόσο από τους παλιούς κανονισμούς όσο και από τους σύγχρονους. Σύμφωνα με αυτά, μια βασική οριακή κατάσταση ελέγχεται για την αποφυγή της κατάρρευσης μέσω της οποίας η απαίτηση για ασφάλεια της ζωής ικανοποιείται. Μέχρι σήμερα, συνέβησαν πολλά σεισμικά γεγονότα (όπως οι σεισμοί του Northridge 1994 και του Hyogo ken Nambu 1995), όπου η απαίτηση για ασφάλεια ζωής ικανοποιήθηκε αφού οι ανθρώπινες απώλειες ήταν μικρές και η σεισμική δόνηση πολύ ισχυρή.

Παρόλα αυτά, μια πολύ σημαντική παρατήρηση που έγινε μετά από αυτούς τους δυο σεισμούς είναι η αντιστοιχία μεταξύ της ανθρώπινης απώλειας και του οικονομικού κόστους. Οι τεράστιες οικονομικές απώλειες μετά από τέτοια γεγονότα, ειδικά το φαινόμενο Kobe, που επηρέασε την παγκόσμια οικονομία, έχουν δείξει ότι η προστασία της ανθρώπινης ζωής δεν εξασφαλίζει απαραίτητα ικανοποιητική προστασία σε βλάβες δομικών ή μη στοιχείων. Για το λόγο αυτό, η φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού βασισμένου στην

συμπεριφορά της κατασκευής, έχει καθιερωθεί τα τελευταία χρόνια όσον αφορά τον σχεδιασμό ενός δομικού συστήματος με βάση ένα προκαθορισμένο επίπεδο βλάβης για ένα επίσης προκαθορισμένο επίπεδο έντασης της σεισμικής διέγερσης. Ο βασισμένος στην επιτελεσματικότητα αντισεισμικός σχεδιασμός χρησιμοποιεί πολλαπλά επίπεδα σεισμικών διεγέρσεων και επιπέδων συμπεριφοράς της κατασκευής. Ως επίπεδο συμπεριφοράς ονομάζονται διάφορες καταστάσεις παραμόρφωσης (Πίνακας 5.1) που αντιστοιχούν σε διαφορετικές συμπεριφορές της κατασκευής.

Πίνακας 5.1 : Περιγραφή των επιπέδων συμπεριφοράς.

Επίπεδα Συμπεριφοράς	Περιγραφή
Πλήρης Λειτουργία (fully functional)	Καμία σημαντική βλάβη δεν έχει παρουσιαστεί σε δομικά ή μη στοιχεία. Το κτίριο είναι ασφαλές για άμεση κατάληψη και χρήση
Λειτουργία (operational)	Πολύ περιορισμένες ζημιές έχουν σημειωθεί στην κατασκευή, η οποία διατηρεί σχεδόν όλη την προ του σεισμού αντοχή και δυσκαμψία
Ασφάλεια Ζωής (life safe)	Σημαντικές ζημιές έχουν υποστεί τα κύρια δομικά στοιχεία της κατασκευής με ταυτόχρονη μείωση της δυσκαμψίας. Παρόλα αυτά υπάρχει ακόμα περιθώριο έναντι κατάρρευσης. Το κτίριο δε δίδεται προς χρήση έως ότου επισκευασθούν οι ζημιές.
Αποφυγή Κατάρρευσης (near collapse)	Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι στα πρόθυρα της κατάρρευσης. Η αντοχή και η δυσκαμψία της κατασκευής έχουν υποστεί σημαντική μείωση. Το κτίριο διατηρεί την ευστάθειά του αλλά υπάρχει σοβαρός κίνδυνος τραυματισμών από πτώσεις συντριμμιών. Οι επισκευές που πρέπει να γίνουν για να κατοικηθεί το κτίριο είναι πολλές και συχνά ασύμφορες.

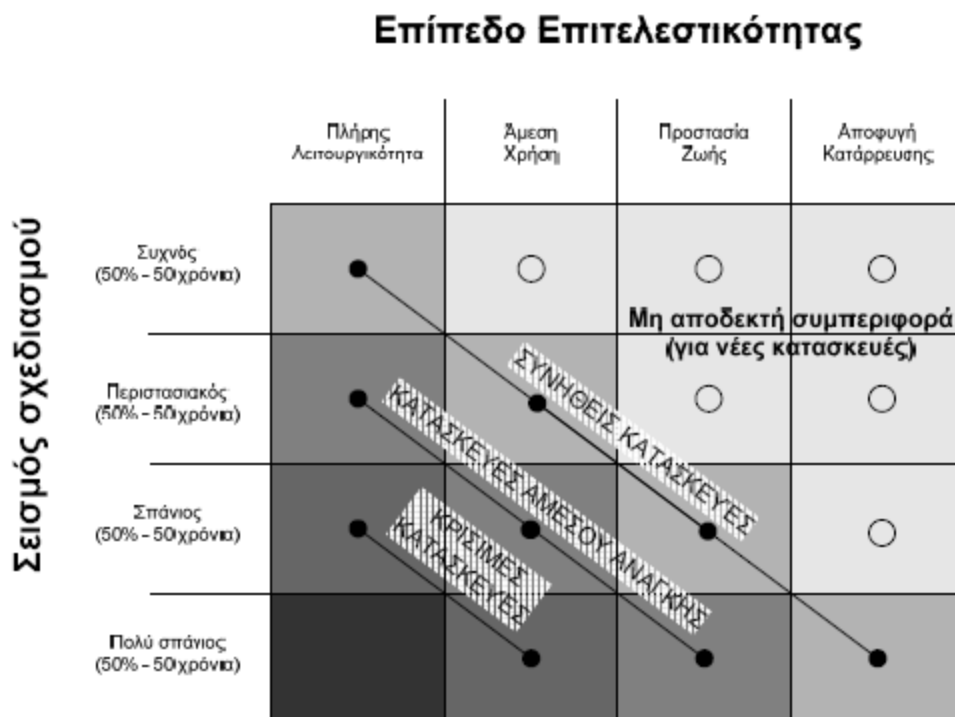
Αντίστοιχα “Επίπεδα Επικινδυνότητας” (hazard levels) αναφέρονται στην ένταση και στην πιθανότητα εμφάνισης ενός σεισμικού γεγονότος (Πίνακας 5.2).

Πίνακας 5.2 : Πιθανοτικά σεισμικά συμβάντα (SEAOC [2])

Σεισμικό Γεγονός	Συχνότητα Επανάληψης	Πιθανότητα Υπέρβασης
Συχνά	Ανά 43 έτη	50% στα 30 έτη
Περιστασιακά	Ανά 72 έτη	50% στα 50 έτη
Σπάνια	Ανά 475 έτη	10% στα 50 έτη
Πολύ Σπάνια	Ανά 970 έτη	10% στα 100 έτη

Ο συνδυασμός των αναμενόμενων επιπέδων συμπεριφοράς της κατασκευής για τα επίπεδα επικινδυνότητας χαρακτηρίζεται ως “στόχος συμπεριφοράς”.

Στο σχήμα 5.1 φαίνεται το διάγραμμα των συνδυασμών των επιπέδων συμπεριφοράς προς τα επίπεδα επικινδυνότητας, όπως ορίστηκαν από το Vision 2000 (1995) του SEAOC [2] που είναι και το πρώτο επίσημο έγγραφο που επιχειρήσε να δώσει τέτοιους ορισμούς.



Σχήμα 5.1 : Επίπεδα επιτελεσιμότητας για διαφορετικά επίπεδα έντασης (ο: μη-αποδεκτή συμπεριφορά, ● αποδεκτή συμπεριφορά) από το Vision 2000 του SEAOC [2]

5.2 Σχεδιασμός με βάση τη συμπεριφορά και διαδικασίες ανάλυσης

Σύμφωνα με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς (περιγραφικές μεθόδους), ο μηχανικός καλείται να εξασφαλίσει ότι ο σχεδιασμός της κατασκευής είναι επαρκής και ικανοποιεί ένα πλήθος ελέγχων. Ένα σημαντικό μειονέκτημα αυτής της προσέγγισης σχεδιασμού βασισμένης στην αντοχή είναι ότι δεν εξετάζει άμεσα τη μετά την διαρροή παραμόρφωση των κατασκευών και έτσι δεν ελέγχει αποτελεσματικά τη ζημιά κατά τη διάρκεια των σεισμών. Έχει αναγνωριστεί ότι υπάρχει μια ανάγκη για την ανάπτυξη μιας νέας μεθοδολογίας βασισμένη στην συμπεριφορά (base-performance design), η οποία υιοθετεί τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων για το σεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων. Πράγματι, η έννοια του σχεδιασμού βασισμένου στην απόδοση εμφανίζεται να είναι η μελλοντική κατεύθυνση των σεισμικών κανονισμών.

Στους σύγχρονους σεισμικούς κώδικες σχεδιασμού (π.χ., ο κινεζικός κώδικας για το σεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων), ο σεισμικός σχεδιασμός έχει πραγματοποιηθεί βασισμένος στη φιλοσοφία ότι τα κτίρια πρέπει να είναι σε θέση να αντισταθούν στους δευτερεύοντες αλλά συχνά εμφανιζόμενους σεισμούς χωρίς ζημιά, πρέπει να συνεχίσουν να λειτουργούν με επισκευάσιμη ζημιά όταν υπόκεινται σε μέτριους έντασης σεισμούς, και δεν πρέπει να καταρρεύσουν όταν υπόκεινται σε σπάνιους αλλά ισχυρούς σεισμούς.

Σύμφωνα με την πρόσφατα αναπτυγμένη σεισμική προσέγγιση του σχεδιασμού βασισμένου στην απόδοση, μια ανάλυση αποδοχής πρέπει να διεξαχθεί σε διάφορα επίπεδα φορτίσεων σχεδιασμού προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι οι αντίστοιχοι στόχοι απόδοσης είναι ικανοποιητικοί. Οι διαδικασίες που ελέγχουν την συμπεριφορά μπορούν να υιοθετήσουν τις στατικές ή δυναμικές μεθόδους ανάλυσης για την αξιολόγηση των σεισμικών αποκρίσεων των δομών σε σχέση με τα αποδεκτά κριτήρια σχεδιασμού. Η ανάλυση φάσματος απόκρισης, που είναι μια από τις πιο κοινές γραμμικές ελαστικές μεθόδους, παρέχει στους σχεδιαστές μια απλή αλλά λογική βάση για την απόκριση των δομών κάτω από τη δευτερεύουσα ή μέτρια δυναμική φόρτιση. Επιπλέον, οι μη γραμμικές διαδικασίες ανάλυσης γίνονται σημαντικά απαραίτητες για να προσδιορίσουν το σχεδιασμό και το επίπεδο ζημίας και για

να καταλάβουν τους τρόπους αποτυχίας των δομών κατά τη διάρκεια των ισχυρών σεισμικών γεγονότων.

Στην αξιολόγηση της μη γραμμικής σεισμικής συμπεριφοράς των δομικών πλαισίων, η μη γραμμική στατική ανάλυση είναι όλο και περισσότερο απαραίτητη ως τμήμα του σχεδιασμού βασισμένη στην μέθοδο συμπεριφοράς. Η ανάλυση pushover είναι μια απλουστευμένη στατική μη γραμμική διαδικασία στην οποία ένα προκαθορισμένο σχέδιο δυναμικών φορτίσεων εφαρμόζεται επαυξητικά στις κατασκευές έως ότου επιτυγχάνεται ένας πλαστικός μηχανισμός κατάρρευσης. Η ανάλυση pushover υιοθετεί γενικά μια προσέγγιση συσσώρευσης-πλαστικότητας που ακολουθεί το σχηματισμό της πλαστικής παραμόρφωσης στις πλαστικές αρθρώσεις κατά τη διάρκεια της επαυξητικής διαδικασίας φόρτισης. Η ανάλυση pushover παρέχει αποτελεσματικά μέσα μεταξύ της καλής και κακής απόδοσης των κατασκευών κατά τη διάρκεια των ισχυρών σεισμών.

5.2.1 Πιθανοτική Εξάρτηση Επιπέδων Επικινδυνότητας

Ο σκοπός των διατάξεων των κανονισμών είναι να ικανοποιούν τα ελάχιστα κριτήρια μελέτης, δικαιολογημένα απλά και οικονομικά, για την προστασία της ασφάλειας ζωή των κτιρίων που υπόκεινται στους σεισμούς. Προς τούτοις, η σπουδαιότητα των περισσότερων διατάξεων σεισμικού σχεδιασμού είναι για να παρέχει σχεδιαστικές διαδικασίες και διαδικασίες ανάλυσης οι οποίες θα έχουν αποτελέσματα σε σχεδιασμούς κατασκευών τους, οποίους επιτυγχάνουμε με τους παραπάνω στόχους.

Αν και η αβεβαιότητα των σεισμικών φορτίσεων έχει αναγνωριστεί καλά από την επιστημονική κοινότητα, η ενσωμάτωση της αβεβαιότητας στους περισσότερους αντισεισμικούς κανονισμούς έχει περιοριστεί στην επιλογή του σεισμικού σχεδιασμού βασισμένη στην πιθανότητα. Τα επίπεδα επικινδυνότητας κατά κάποιο τρόπο παρέχουν τα κατάλληλα μέσα ενσωμάτωσης των πιθανοτικών πληροφοριών στην επεξεργασία σχεδιασμού. Στην παρούσα εργασία, ο σχεδιασμός, θα καθορισθεί από τρία διαφορετικά επίπεδα επικινδυνότητας. Ο πρώτος σεισμός έχει 50% πιθανότητα να υπερβεί την ένταση του σεισμού στα 50 χρόνια (50% in 50 years) και περίοδο επαναφοράς $T = 72$ έτη π.χ. 50% η πιθανότητα υπέρβασης στον 1 χρόνο.

Συνεπώς στα 50 χρόνια η πιθανότητα είναι :

$$0.50 = 1 - P_{i50} \Rightarrow P_i = \sqrt[50]{1 - 0.50} = 0.9862$$

Και η περίοδος επαναφοράς είναι :

$$T = \frac{1}{1 - P_i} = 72 \text{ έτη}$$

Από γεωλογικές μελέτες έχει εκτιμηθεί η αντιστοιχία μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους σε σχέση με τα επίπεδα επικινδυνότητας για διάφορες περιοχές.. Ο δεύτερος σεισμός έχει 10% πιθανότητα να υπερβεί την κλίμακα του σεισμού στα 50 χρόνια (10% in 50 years). Ο τρίτος σεισμός έχει 2% πιθανότητα να υπερβεί την κλίμακα του σεισμού στα 50 χρόνια (2% in 50 years). Ο πρώτος σεισμός (50% in 50 years) ανήκει στους ασθενείς σεισμούς, ο δεύτερος (10% in 50 years) ανήκει στους μεγάλους σεισμούς, ενώ ο τρίτος στους ισχυρούς.

5.2.2 Βασικό Κριτήριο Σχεδιασμού

Έχει αναγνωρισθεί ότι η μετατόπιση ή η σχετική μετακίνηση ενός πολυώροφου κτιρίου μπορεί να είναι ένα καλό κριτήριο αξιολόγησης των επιπέδων ζημίας του κτηρίου κάτω από τα διάφορα επίπεδα επικινδυνότητας. Τα άρθρα του αντισεισμικού κανονισμού βασισμένου στην συμπεριφορά για πολυώροφα κτίρια μπορούν να βασιστούν στον έλεγχο της σχετικής μετακίνησης ορόφου για την περιγραφή της κατάστασης των ορίων κάτω από τα διαφορετικά επίπεδα σχεδιασμού για σεισμούς.

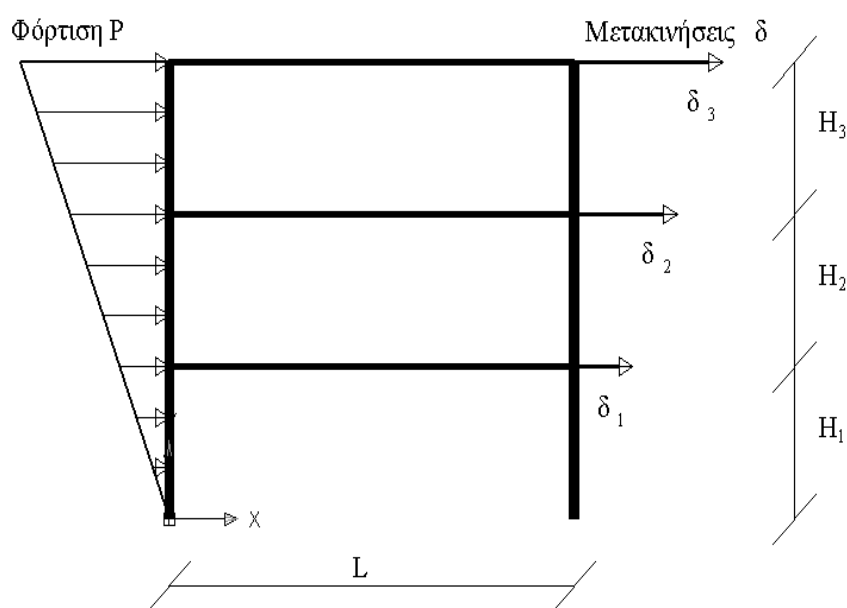
Αν και η τιμή της σχετικής μετακίνησης ορόφου είναι μια κύρια ανησυχία στο σεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων, ο οικονομικός σχεδιασμός των στοιχείων των κατασκευών για τα διάφορα επίπεδα ελαστικής και ανελαστικής πλευρικής απόδοσης σχετικής μετακίνησης ορόφου κάτω από τα πολλαπλά επίπεδα δυναμικών φορτίσεων είναι γενικά ένας μάλλον δύσκολος και προκλητικός στόχος. Ο σχεδιασμός βάση πλευρικής σχετικής μετακίνησης ορόφου απαιτεί την εκτίμηση μιας κατάλληλης κατανομής της ακαμψίας όλων των δομικών στοιχείων, ενός ισχυρού σεισμικού γεγονότος και επίσης την εμφάνιση και την ανακατανομή της πλαστικότητας στα δομικά στοιχεία. Οι

πολιτικοί μηχανικοί βρίσκονται αντιμέτωποι με το πρόβλημα της αποτελεσματικότητας των υλικών σε όλη τη δομή για να περιορίσουν τις ελαστικές και ανελαστικές αποκρίσεις μετακίνησης των δομών.

5.2.3 Σχεδιασμός βάση Επιβολής Μετακινήσεων σε Διάφορα Επίπεδα Επικινδυνότητας

Μια μεθοδολογία τριών-επιπέδων σεισμικού σχεδιασμού προτείνεται για τα κτίρια, βασισμένη στην εκτίμηση της αξιοπιστίας ενάντια στα επιτρεπόμενα όρια, μέσω επιβολής μετακινήσεων (base-displacement design). Στη μέθοδο αυτή το βασικό κριτήριο σχεδιασμού για τα διάφορα επίπεδα σεισμού είναι οι μετακινήσεις της κατασκευής και κατά συνέπεια οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις (interstory drift) να περιορίζονται μεταξύ των τιμών που επιβάλλει ο κανονισμός. Η μέθοδος καταδεικνύεται από τη βαθμονόμηση του συντελεστή σεισμικών φορτίων και του ορίου μετακίνησης. Η συμπεριφορά της κατασκευής προσδιορίζεται με τη χρήση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης ώστε οι σχεδιασμοί που προκύπτουν βάση αυτής να πλησιάζουν τους στόχους συμπεριφοράς.

Εάν η μέγιστη μετακίνηση οροφής καθοριστεί χρησιμοποιώντας το ισοδύναμο μονοβάθμιο μοντέλο τότε η εκτίμηση της μέγιστης σχετικής μετακίνησης μπορεί να ληφθεί από τα ακόλουθα:

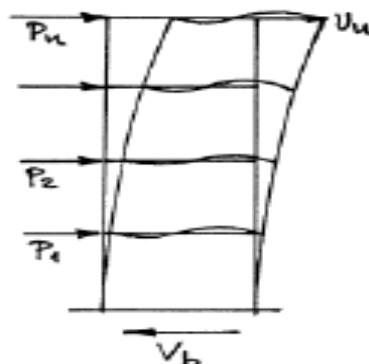


Σχήμα 5.2 Καθορισμός Ποσοστιαίας Σχετικής Μετακίνησης Ορόφου

Η ποσοστιαία σχετική μετακίνηση ορόφου δίνεται στην εξίσωση (5.1) :

$$\Delta = \frac{\delta_i - \delta_j}{H_{ij}} (\%) \quad (5.1)$$

όπου: $\delta_j - \delta_i$ η σχετική μετακίνηση δύο διαδοχικών ορόφων και H_{ij} το ύψος μεταξύ των δύο ορόφων.



Σχήμα 5.3 : Επιβολή πλευρικών δυνάμεων ανά κόμβο

5.2.4 Πλευρική Φόρτιση

Για την υπολογισμό των τιμών των ποσοστιαίων σχετικών μετακινήσεων μέσω της μη γραμμικής στατικής (pushover) ανάλυσης εφαρμόστηκε και για τα τρία επίπεδα σεισμικών δράσεων οριζόντια πλευρική φόρτιση. Η φόρτιση αυτή επιβλήθηκε ισοκατανεμημένα σε όλους τους κόμβους και εξαρτάται από την τέμνουσα βάσης, η οποία είναι ίση με 1 για τη διεύθυνση X και με 0.3 για τη διεύθυνση Y. Ας σημειωθεί πως για να προκύψει αυτή η δύναμη ο φορέας, σε κάθε βήμα, υπόκειται σε μετατόπιση κορυφής για την οποία αντιστοιχίζεται κάποια τέμνουσα βάσης. Η δύναμη που μεταφέρεται σε κάθε κόμβο δίνεται από την εξίσωση (5.2)

$$P_i = V \times \frac{m_i \times z_i}{\sum_i^n (m_i \times z_i)} \times \frac{1}{K_i} \quad (5.2)$$

Όπου: V η τέμνουσα βάσης, m_i η μάζα του ορόφου i , z_i το ύψος του ορόφου i (από την στάθμη του εδάφους) και K_i ο αριθμός των κόμβων ανά στάθμη.

5.3 Μεθοδολογία σχεδιασμού σεισμικής συμπεριφοράς

Η γενική διαδικασία σχεδιασμού για τις πλευρικές ελαστικές και ανελαστικές σχετικές μετακινήσεις μιας δομής κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα παρατίθεται ως εξής:

(1) Υποθέτουμε τα αρχικά μεγέθη των μελών και καθορίζουμε τα φάσματα σχεδιασμού που αντιστοιχούν στους ασθενείς, δευτερεύοντες και ισχυρούς σεισμούς. Τα φάσματα σχεδιασμού, προέκυψαν από πραγματικές καταγραφές σεισμών σε περιοχές των Η.Π.Α. Χρησιμοποιώντας καμπύλες επικινδυνότητας (Πίνακες 5.3 και 5.4) της Ελληνικής επικράτειας οι καταγραφές αυτές κανονικοποιήθηκαν.

Πίνακας 5.3 : Παράμετροι υπολογισμού P.G.A. ($P.G.A. = e (a + b \cdot T_m) / 1000$) [m/sec^2]

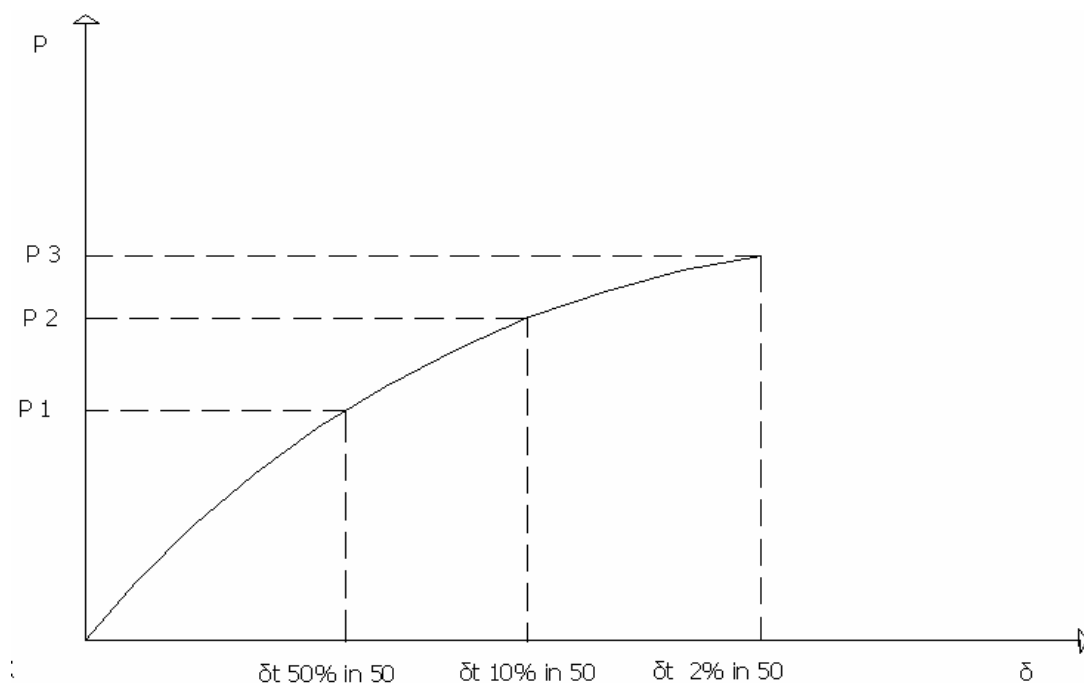
Σεισμικές Ζώνες	a	B
I	3.64	0.64
II	4.01	0.61
III	4.64	0.55

Πίνακας 5.4 : Όρια της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους για τις διάφορες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας [5].

Σεισμικές Ζώνες	90%/50 (21 έτη)	50%/50 (72 έτη)	10%/50 (475 έτη)	2%/50 (2475 έτη)
I	0.03	0.06	0.20	0.58
II	0.04	0.08	0.24	0.66
III	0.06	0.11	0.31	0.78

(2) Στη συνέχεια χρησιμοποιώντας μη γραμμική στατική μέθοδο ανάλυσης, επιβάλουμε στην κατασκευή μας την οριακή μετακίνηση δ_u (collapse displacement) η οποία θα μας καθορίσει έμμεσα και τη μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων (drifts $\Delta\%$), για κάθε στάθμη βλαβών. Σκοπός της διαδικασίας αυτής είναι ο υπολογισμός της καμπύλης pushover (γραφική αναπαράσταση φορτίου-μετατόπισης) και τον επακριβή προσδιορισμό των μέγιστων μετακινήσεων οροφής για κάθε βήμα της ανάλυσης (Σχ.5.4).

Τα παραπάνω βήματα σχεδιασμού μπορούν να κατανοηθούν καλλίτερα μέσω του παρακάτω διαγράμματος όπου παρουσιάζονται για τα τρία επίπεδα επικινδυνότητας του σεισμού σχεδιασμού οι στοχευόμενες μετακινήσεις δt βάση των επαυξητικών δυνάμεων P_i , ποιοτικά.



Σχήμα 5.4 : Διάγραμμα Δύναμης – Μέγιστης μετακίνησης ορόφου για τα τρία επίπεδα

(3) Οι τελικές μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων για κάθε στάθμη φόρτισης παρουσιάζονται με την συνεχή καμπύλη και αντιστοιχίζονται με τα τέσσερα όρια του Hazus, σύμφωνα με τα οποία ο φορέας μεταβαίνει σε διαφορετική οριακή στάθμη βλαβών. Οι τιμές αυτές αποτελούν και τα επίπεδα ελέγχου της κατασκευής. Σε αυτό το βήμα υπολογίζεται η τιμή της ψευδοεπιτάχυνσης (SA), που προκύπτει από την Pushover πως απαιτείται για τη μετάβαση σε κάθε οριακή στάθμη βλαβών.

(4) Τέλος σε περίπτωση που οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων δεν ικανοποιούν ένα από τα κριτήρια του κανονισμού και για τα τρία επίπεδα επικινδυνότητας η διαδικασία (του 2 βήματος) επαναλαμβάνεται αλλάζοντας κάθε φορά τον σχεδιασμό.

ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

6.1 Εισαγωγή

Κατά την τελευταία δεκαετία, σοβαροί σεισμοί κοντά σε κατοικημένες περιοχές έχουν προκαλέσει σημαντικές υλικές ζημιές και ανθρώπινα θύματα. Δεδομένου ότι μεγάλο μέρος του πληθυσμού ζει σε σεισμογενείς περιοχές, είναι πιθανό τέτοια σεισμικά γεγονότα να εμφανιστούν στο εγγύς μέλλον. Επιπλέον, δεν είναι εύκολο να αντιμετωπιστούν οι άμεσες και έμμεσες οικονομικές ζημιές μετά από κάθε καταστροφικό σεισμό. Ως εκ τούτου, είναι ζωτικής σημασίας η ποσοτικοποίηση του κινδύνου από το σεισμό και η ανάπτυξη στρατηγικών για τη μείωση των καταστροφικών συνεπειών. Για την επίτευξη αυτού του στόχου, απαιτείται μία εκτεταμένη διεπιστημονική μελέτη. Μια τέτοια μελέτη αποτελείται από δύο μέρη: τον προσδιορισμό της επικινδυνότητας και την αξιολόγηση της τρωτότητας. Το μέρος της μελέτης που σχετίζεται με τη δομοστατική μηχανική είναι ο καθορισμός της τρωτότητας των υφιστάμενων τεχνικών έργων.

Στην παρούσα εργασία, προκειμένου να εκτιμηθεί η σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων που αξιολογούνται, υπολογίζονται οι καμπύλες τρωτότητας. Εξ ορισμού, οι καμπύλες τρωτότητας παρέχουν εκτιμήσεις για την πιθανότητα υπέρβασης της οριακής κατάστασης σε διάφορα επίπεδα έντασης της σεισμικής δράσης για μεμονωμένη ή ομάδα κατασκευών [1]. Μια οριακή κατάσταση συνήθως αντιστοιχεί σε μία κατάσταση ζημίας ή σε ένα όριο λειτουργικότητας. Κατά τη διάρκεια υπολογισμού των καμπυλών τρωτότητας μίας κατασκευής, είναι αναγκαίο να εξεταστούν τα ειδικά χαρακτηριστικά της περιοχής όπου βρίσκεται η κατασκευή. Ο λόγος είναι ότι οι κατασκευαστικές πρακτικές μπορεί να διαφέρουν σημαντικά από χώρα σε χώρα και καθώς αυτές οι διαφορές των ειδικών χαρακτηριστικών των κτιρίων καθορίζουν τις καμπύλες τρωτότητας, ενδέχεται να προκύψουν λανθασμένες εκτιμήσεις σε ότι αφορά τη ζημία από το σεισμό. Ωστόσο, το γεγονός αυτό δεν λαμβάνεται υπόψη κατά την

εκτίμηση των ζημιών από το σεισμό και η ανάλυση τρωτότητας των κατασκευών θεωρείται η ίδια σε όλες τις χώρες.

6.2 Τρωτότητα και Διακινδύνευση

Η αποτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας των κατασκευών απαιτεί τον υπολογισμό της πιθανότητας μετάβασης σε έναν αριθμό οριακών επιπέδων συμπεριφοράς. Ο στόχος είναι ο υπολογισμός των πιθανοτήτων υπέρβασης των οριακών καταστάσεων υπολογίζοντας έτσι την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της κατασκευής. Η μέση ετήσια συχνότητα με την οποία η μέγιστη μετακίνηση ορόφου υπερβαίνει μια τιμή y ισούται με:

$$v_{\theta > y} = \int P(\theta_{\max} \geq y/IM = x) |d\lambda_{IM}(x)| \quad 6.1$$

Όπου $v_{\theta > y}$ είναι ο βαθμός με τον οποίο η μέγιστη μετακίνηση οροφής (θ_{\max}) υπερβαίνει την τιμή y και $\lambda_{IM}(x)$ είναι η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής η οποία αντιπροσωπεύει τη μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης του υπό εξέταση σεισμικού μεγέθους x . Η απόλυτη τιμή για την κλίση της χρησιμοποιείται λόγω της αρνητικής τιμής που έχει.

Σύμφωνα με την ισότητα 6.1 η σεισμική τρωτότητα (fragility), ο υπολογισμός της οποίας περιγράφεται παρακάτω αναλυτικά, προσδιορίζεται ως η πιθανότητα μετάβασης της κατασκευής σε κάποια οριακή κατάσταση κάτω από κάποια σεισμική ένταση IM , η οποία μπορεί να εκφραστεί υπό όρους μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, φασματικής επιτάχυνσης, φασματικής ταχύτητας, καθώς και κάθε άλλου μεγέθους το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να περιγράψει τη σεισμική επικινδυνότητα. Για τους σκοπούς αυτής της εργασίας η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής $SA(T_1, 5\%)$, χρησιμοποιείται για την περιγραφή της σεισμικής έντασης. Έτσι οι καμπύλες σεισμικής τρωτότητας ορίζονται ως

$$F_R = P(\theta_{\max} \geq y/IM = x) \quad 6.2$$

6.3 Υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας

Ενόψει των μεγάλων ελλείψεων που έχουμε στη Χώρα μας επί του θέματος αυτού, αρμόδια Ομάδα Εργασίας χρησιμοποίησε εύστοχες τεχνικές συνδυασμού δεδομένων για ορισμένες (λίγες) ελληνικές Πόλεις, προκειμένου να μπορέσουμε να διαθέτουμε εκτιμήτριες τρωτότητας για ολόκληρη την Χώρα. Οι μελέτες βάσεως που χρησιμοποιήθηκαν εν προκειμένω αφορούσαν κυρίως την Θεσσαλονίκη, τον Βόλο και την Πάτρα. Έτσι, μετά από εκτεταμένη αναλυτική εργασία (με αναγκαστικά ποικίλες τροποποιήσεις και βαθμονομήσεις), η Ο.Ε. κατέληξε για την 1η αυτή φάση στα ακόλουθα συμπεράσματα:

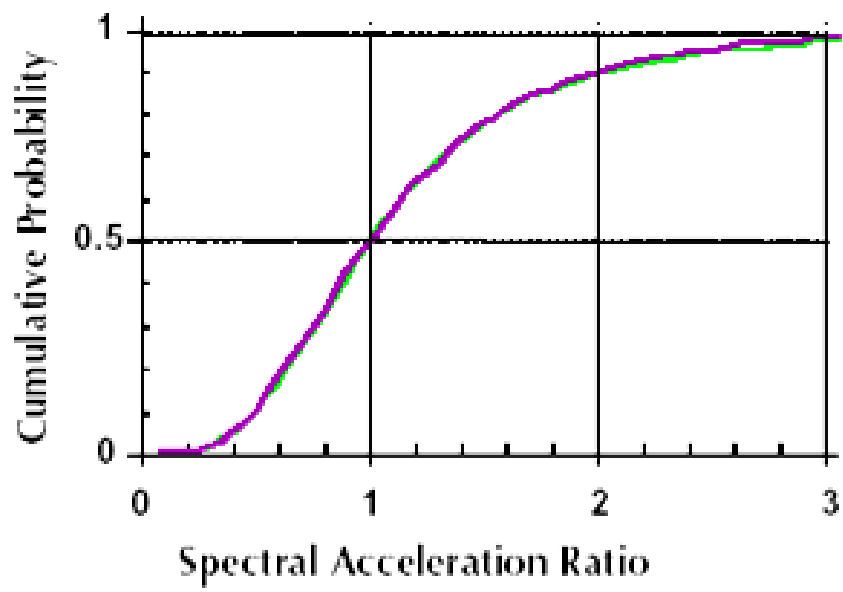
α) Όσον αφορά την παράμετρο «σεισμική δράση», πολλά από τα αρχικά δεδομένα εκφρασμένα σε μακροσεισμικές εντάσεις (Germain), χρειάστηκε να μεταφραστούν κατά αδρομερή προσέγγιση σε εδαφικές επιταχύνσεις, μέσω της εμπειρικής σχέσης Θεοδουλίδη / Παπαζάχου (1992). Η αντιστοιχούσα στη φόρμουλα αυτή μεγάλη διασπορά οφείλει αργότερα να ληφθεί υπόψη ως άλλος ένας σπουδαίος παράγοντας αβεβαιότητας των τελικών αποτελεσμάτων.

β) Με βάση τις Μελέτες και τις τεχνικές που αναφέρθηκαν προηγουμένως, προτάθηκαν «μητρώα τρωτότητας» τα οποία αναμένεται ότι θα ισχύουν για διάφορες κατηγορίες κτιρίων χτισμένων με Κανονισμούς ορισμένης εποχής (βλ. Πίνακα επόμενης σελίδας)

γ) Στο σημείο αυτό, ας θυμηθούμε ότι το καθένα από αυτά τα μητρώα αντιστοιχεί σε δεδομένη εκάστοτε επιτάχυνση σχεδιασμού “ag” του Βόλου.

Επομένως, στα μητρώα αυτά, αντί για τις τιμές “ag” μπορούμε να αναγράψουμε τις (αντίστοιχες για το καθένα) τιμές “ag:ao”. Με αυτήν την “αδιαστασιοποίηση”, τα αποτελέσματα των μητρώων μπορούν πιο αξιόπιστα να επεκταθούν και σε άλλες περιοχές της Χώρας – πάντοτε βέβαια για τον αντίστοιχο τύπο κτιρίων.

Έτσι, η Ο.Ε. κατέληξε στις καμπύλες τρωτότητας που φαίνονται στο επόμενο Σχήμα. Σημειώνουμε ότι οι βαθμοί βλάβης που εκτιμώνται από αυτές τις καμπύλες, είναι μ ε σ ε ς βλάβες ομάδας κτιρίων, στην κλίμακα της πόλης. (Δεν εκφράζουν δηλαδή τη βλάβη ενός μεμονωμένου κτιρίου). Είναι δε ρεαλιστικότερες απ’ ότι θα έδινε ένας συμβατικός υπολογισμός, διότι λαμβάνουν υπόψη και μηχανισμούς αντίστασης ή και αστοχίας πέραν εκείνων που προβλέπονται από τους κανονισμούς σχεδιασμού νέων κατασκευών.



Σχήμα 6.2: Τυπική καμπύλη τρωτότητας

Πίνακας 6.1: Κατηγοριοποίηση κτιρίων του Ελληνικού χώρου σε χαρακτηριστικούς τύπους.

A/A	ΕΙΔΟΣ Φέροντα Οργανισμός	ΗΛΙΚΙΑ Αντισεισμ. Κανονισμός	ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ	
1.	Κτίρια από Ω.Σ. χωρίς Pillotis	Πριν το 1960 Χωρίς Α.Κ.	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
2.			4 – 7	Μέσου ύψους
3.			Πάνω από 7	Μεγάλου ύψους
4.		1960-85 με Α.Κ. του 59	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
5.			4 – 7	Μέσου ύψους
6.			Πάνω από 7	Μεγάλου ύψους
7.		1985-95 με πρόσθετα άρθρα	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
8.			4 – 7	Μέσου ύψους
9.			Πάνω από 7	Μεγάλου ύψους
10.		Μετά το 1995 με ΝΕΑΚ	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
11.			4 – 7	Μέσου ύψους
12.			Πάνω από 7	Μεγάλου ύψους
13.	Κτίρια από Ω.Σ. με Pillotis	Πριν το 1960 Χωρίς Α.Κ.	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
14.			4 – 7	Μέσου ύψους
15.			Πάνω από 7	Μεγάλου ύψους
16.		1960-85 με Α.Κ. του 59	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
17.			4 – 7	Μέσου ύψους
18.			Πάνω από 7	Μεγάλου ύψους
19.		1985-95 με πρόσθετα άρθρα	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
20.			4 – 7	Μέσου ύψους
21.			Πάνω από 7	Μεγάλου ύψους
22.		Μετά το 1995 με ΝΕΑΚ	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
23.			4 – 7	Μέσου ύψους
24.			Πάνω από 7	Μεγάλου ύψους
25.	Κτίρια με τοιχοποιία χωρίς διάφραγμα	Πριν το 1985	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
26.			Πάνω από 3	Μεγάλου ύψους
27.	Κτίρια με τοιχοποιία με διάφραγμα	Μετά το 1985	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
28.			Πάνω από 3	Μεγάλου ύψους
29.	Κτίρια με τοιχοποιία με διάφραγμα	Πριν το 1985	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
30.			Πάνω από 3	Μεγάλου ύψους
31.	Κτίρια με τοιχοποιία με διάφραγμα	Μετά το 1985	Μέχρι 3	Μικρού ύψους
32.			Πάνω από 3	Μεγάλου ύψους

δ) Τώρα, κάθε κτίσμα σε κάθε περιοχή της Χώρας μπορεί να χαρακτηριστεί με έναν λόγο: αg:αο .Πράγματι, ξέρουμε τί προβλέπεται (αο) από

τον ΕΑΚ 2000 για κάθε περιοχή σήμερα. Τι προβλεπόταν (α'ο) για την ίδια περιοχή απ' τους κανονισμούς της εποχής όπου χτίσθηκε η εν λόγω οικοδομή.

Πίνακας 6.3 : Σεισμικές επιταχύνσεις σχεδιασμού παλαιότερων κανονισμών

Ζώνη Α.Κ. 1959	Ζώνη Α.Κ. 2000	a_0/a'_0
I	I	1.14
	II	1.52
	III	2.29
II	I	0.86
	II	1.14
	III	1.71
	IV	2.57
III	I	0.76
	II	1.14
	III	1.71

Τις συνέπειες του γεγονότος ότι, γενικώς, $a_0 > a'_0$, θα αναλάβει να τις ποσοτικοποιήσει ένας συντελεστής «Si,» όπως εισάγεται στην έκφραση [2] της § 6.1. Επομένως, θα μπορούσαμε τώρα να εκτιμήσουμε τις πιθανές μέσες βλάβες σε κάθε τέτοια περιοχή, εάν ξέραμε από τι κατηγορίας και ποιας εποχής κτίρια αποτελείται ο υφιστάμενος δομικός πλούτος της εν λόγω περιοχής. Δυστυχώς, δεν μας είναι σήμερα γνωστά όλα τούτα τα στοιχεία για όλη τη Χώρα. Επομένως, στην 1η αυτή Φάση του έργου του ΤΕΕ, η αρμόδια Ο.Ε. προχώρησε σε μία ακόμη απλοποιητική διαδικασία: Επέλεξε μία ΜΕΣΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ εφαρμοζόμενη ανεξάρτητα από την κατηγορία κτιρίου: Προς τούτο, η μέση αυτή καμπύλη βρέθηκε λαμβάνοντας χοντρικώς υπόψη τα όσα στατιστικά δεδομένα διατίθενται για το ποσοστό συμμετοχής των διαφόρων κατηγοριών κτιρίων στον υφιστάμενο δομικό πλούτο σε διάφορες πόλεις της Χώρας.

6.4 Πρόγραμμα HAZUS

Με τη χρήση του προγράμματος HAZUS, του Εθνικού Ινστιτούτου Κτιριακών Επιστημών των ΗΠΑ (National Institute of Building Sciences – NIBS) έγινε πιλοτική μελέτη εκτίμησης και προ-αποτίμησης των βλαβών λόγω σεισμού σε επιλεγμένα οικοδομικά τετράγωνα της πόλης της Πάτρας. Στη

μελέτη αυτή, για σεισμό με επίκεντρο 15 χιλιόμετρα βόρεια της πόλης της Πάτρας, εστιακό βάθος περίπου 10 χιλιόμετρα, εξετάζονται τρία σενάρια για μεγέθη σεισμού 5,6 και 7. Λαμβάνοντας υπόψη τον αριθμό των κτιρίων, την ολική επιφάνεια των κτιρίων, την κατανομή τους στα οικοδομικά τετράγωνα, το είδος της κατασκευής τους, το πλήθος των χρηστών, το έτος κατασκευής τους, καθώς και τις τοπικές εδαφικές συνθήκες, το πρόγραμμα HAZUS (για κάθε ένα από τα τρία σενάρια σεισμών), δίδει εκτίμηση των ακόλουθων παραμέτρων:

- της εδαφικής επιτάχυνσης
- της ταχύτητας του σεισμικού κύματος
- των άμεσων ζημιών σε κτίρια και περιεχόμενα
- των έμμεσων ζημιών
- των αριθμών τραυματιών και νεκρών, ανάλογα με την ώρα που θα συμβεί ο σεισμός
- του όγκου των ερειπίων που θα προκύψουν

Από την πιλοτική αυτή εφαρμογή έγινε φανερό ότι είναι δυνατή η χρήση του προγράμματος στον Ελληνικό Χώρο, αφού προηγούμενα γίνουν οι αναγκαίες προσαρμογές στα Ελληνικά δεδομένα.

6.5 Από την τρωτότητα στη Διακινδύνευση. Πρώτα βήματα για μια ποσοτική εκτίμηση

α) Η εκτίμηση των βλαβών (άμεσων και δευτερογενών) αποτελεί ένα ενδιάμεσο βήμα για την εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης.

Στις άμεσες βλάβες περιλαμβάνονται:

- Οι βλάβες στον δομικό πλούτο και το περιεχόμενό του

- Οι βλάβες σε κτίρια με λειτουργίες μεγάλης σπουδαιότητας
- Οι βλάβες σε «γραμμές ζωής»
- Οι ανθρώπινες απώλειες
- Οι οικονομικές ζημιές
- Οι ανάγκες για άμεση στέγαση των σεισμοπλήκτων

Στις δευτερογενείς βλάβες περιλαμβάνονται βλάβες από αίτια όπως τα παρακάτω:

- Πυρκαγιές, παλιρροιακά κύματα, πλημμύρες, εδαφικές καταπτώσεις.
- Διαρροή επικίνδυνων υλικών, βραχυκυκλώματα, αποκομιδή ερειπίων

Στις έμμεσες απώλειες περιλαμβάνονται αναπτυξιακές και μακροχρόνιες οικονομικές αναπτυξιακές και κοινωνικές επιπτώσεις όπως π.χ.:

- Μεταβολές στην απασχόληση και τα εισοδήματα, διακοπή λειτουργίας επιχειρήσεων
- Απώλειες φόρων, καθώς και μείωση στη ζήτηση προϊόντων και την κατανάλωση.

β) Με βάση τα δεδομένα της βιβλιογραφίας και τα υπάρχοντα στοιχεία από σεισμούς στη χώρα μας, γίνεται μία αρχική πρόταση για τη μετάβαση από την τρωτότητα στη διακινδύνευση, για τον Ελληνικό χώρο. Δίδεται πίνακας συσχετισμού κρίσιμων λειτουργιών. Προτείνεται η εκτίμηση των άμεσων οικονομικών ζημιών σαν συνάρτηση των βλαβών του κτιρίου, και διατυπώνεται πρόταση για την εκτίμηση του εμβαδού των κτιρίων το οποίο δεν παρέχεται από την Ε.Σ.Υ.Ε. Προτείνεται η εκτίμηση του κόστους αποκατάστασης των βλαβών, καθώς και των δαπανών για προσωρινή στέγαση από τα υπάρχοντα στοιχεία της Υ.Α.Σ.

Για την εκτίμηση των έμμεσων ζημιών, αναμένεται να υπάρξουν χρήσιμα στοιχεία από σχετικό ερευνητικό πρόγραμμα που έχει αναθέσει ο ΟΑΣΠ, καθώς και από το πρόγραμμα της Ευρωπαϊκής Ένωσης για την αποτίμηση των

οικονομικών συνεπειών των φυσικών καταστροφών, στο οποίο μετέχει η χώρα μας. Για την εκτίμηση των ανθρώπινων απωλειών δίδονται διαγράμματα που συσχετίζουν τις ανθρώπινες απώλειες με τις βλάβες των κτιρίων, ανάλογα με την ώρα του σεισμού, και προτείνεται να ληφθεί ως βάση ο ισχύων Κανονισμός Πυροπροστασίας κτιρίων. Στην παρούσα εργασία δεν προχωρήσαμε σε ανάλυση σεισμικής διακινδύνευσης παρά συγκρίνουμε τα αποτελέσματα των αναλύσεων τρωτότητας.

6.6 Φέρουσα Ικανότητα και Καμπύλες Τρωτότητας

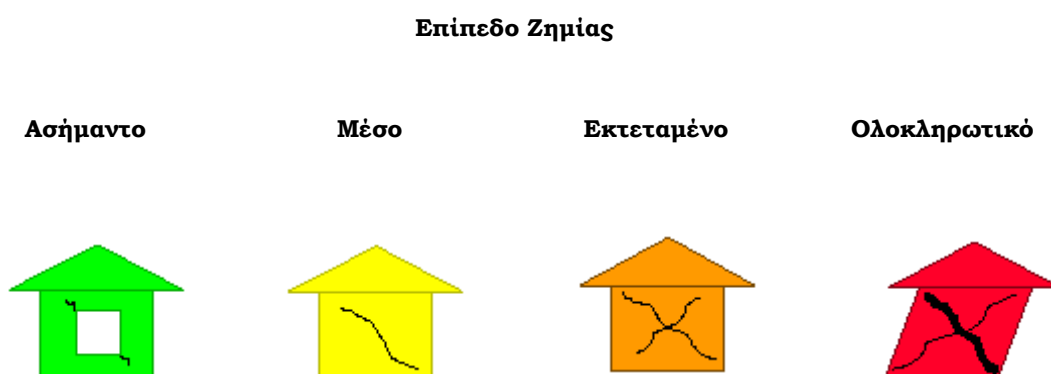
Το πρώτο βήμα στην ανάλυση τρωτότητας και εν προκειμένω στον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας είναι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής σε διαφορετικά επίπεδα της σεισμικής δράσης. Αυτό γίνεται είτε μέσω της πολυλωριδωτής ανάλυσης είτε μέσω της μή-γραμμικής στατικής ανάλυσης που περιγράφεται σε προηγούμενο κεφάλαιο. Αποτέλεσμα των αναλύσεων και στις δύο περιπτώσεις είναι η καμπύλη φέρουσας ικανότητας.

Οι καμπύλες φέρουσας ικανότητας βασίζονται σε μηχανικές παραμέτρους (όπως είναι η διαρροή και η μέγιστη αντοχή) που χαρακτηρίζουν τη γραμμική και μή-γραμμική συμπεριφορά των κατασκευών. Για κάθε διαφορετική κατασκευή, οι παράμετροι της φέρουσας ικανότητας διαφέρουν μεταξύ τους για διαφορετικά επίπεδα σεισμικού σχεδιασμού και αναμενόμενης σεισμικής συμπεριφοράς. Οι καμπύλες τρωτότητας περιγράφουν ζημιές που αντιστοιχούν:

1. στο κατασκευαστικό σύστημα
2. στα μη κατασκευαστικά μέρη ευαίσθητα στη σχετική μετακίνηση
3. στα μη κατασκευαστικά μέρη (και περιεχόμενα όπως έπιπλα, Η/Μ εξοπλισμός κλπ) ευαίσθητα στην επιτάχυνση

Για κάθε κατασκευή οι καμπύλες τρωτότητας υπολογίζονται για διαφορετικά επίπεδα ζημίας, που αυτά μπορεί να είναι (βλ. Πίνακα 5.1) από ασήμαντο επίπεδο ζημίας έως και ολοκληρωτικό.

Πίνακας 6.3 : Επίπεδα Ζημίας



6.7 Καμπύλες Τρωτότητας Κτιρίων

Για τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας έχουν προταθεί διεθνώς διάφορες μεθοδολογίες είτε εμπειρικές είτε αναλυτικές. Οι αναλυτικές μεθοδολογίες διαφοροποιούνται κυρίως ως προς:

- τη μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιείται (στατική ανελαστική και δυναμική ανελαστική ανάλυση)
- την παράμετρο του σεισμού, συναρτήσεως της οποίας χαράσσονται οι καμπύλες τρωτότητας (επιτάχυνση εδάφους, PGA, φασματική μετακίνηση S_d ή επιτάχυνση S_a)
- τον τρόπο καθορισμού της αθροιστικής συνάρτησης κατανομής, που υιοθετείται για την περιγραφή των καμπυλών τρωτότητας για κάθε στάθμη βλάβης (π.χ. τον τρόπο εκτίμησης της διασποράς)

ενώ είναι κοινή στις περισσότερες από τις σχετικές εργασίες η παραδοχή ότι η μορφή των καμπυλών τρωτότητας ακολουθεί εκείνη της αθροιστικής

(σωρευτικής) συνάρτησης της λογαριθμοκανονικής (lognormal) κατανομής πιθανότητας.

Για τους σκοπούς της εργασίας αυτής προτείνεται η χρήση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης. Η προτεινόμενη μεθοδολογία είναι παρόμοια με εκείνη που υιοθετήθηκε στο λογισμικό εκτίμησης σεισμικών απωλειών HAZUS (HAZard US) [FEMA-NIBS, 1999 και 2003].

Προτείνονται τα παρακάτω βήματα για τον υπολογισμό της καμπύλης τρωτότητας:

1. Προσομοίωση της κατασκευής με μη-γραμμικά στοιχεία.
2. Μη γραμμική στατική ανάλυση του προσομοιώματος του Βήματος 1, για διάφορες σεισμικές φορτίσεις, χρησιμοποιώντας κατάλληλο λογισμικό (π.χ. OpenSees, SAP Nonlinear, IDARC, κλπ.).
3. Από την ανάλυση του βήματος 2 προκύπτει η καμπύλη αντίστασης για την εξεταζόμενη κατασκευή, που εν γένει συνιστάται να σχεδιάζεται σε όρους ανηγμένης τέμνουσας βάσης και αντίστοιχης μετακίνησης της κορυφής της κατασκευής.
4. Με βάση τη καμπύλη αντίστασης μπορεί να γίνει ο καθορισμός των σταθμών βλάβης που απαιτούνται για την εκτίμηση των καμπυλών τρωτότητας.
5. Με βάση την προτεινόμενη μεθοδολογία η καμπύλη τρωτότητας εκφράζεται από την παρακάτω αθροιστική (σωρευτική) συνάρτηση πιθανότητας

$$F(D \geq DI_i | S) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{\text{tot}}} \cdot \ln \left(\frac{S}{S_{mi}} \right) \right] \quad (6.3)$$

όπου:

$F(\cdot)$ = η πιθανότητα ο δείκτης βλάβης D να ισούται ή να ξεπεράσει την τιμή του δείκτη βλάβης DI_i για την i -οστή στάθμη βλάβης (βλ. και Πίνακα 5.1)

Φ = η τυπική κανονική αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας

S = κατάλληλο μέτρο της σεισμικής έντασης, π.χ. επιτάχυνση (PGA) ή φασματική μετακίνηση (S_d)

S_{mi} = η μέση (median) τιμή της σεισμικής έντασης που απαιτείται για να προκληθεί η i -οστή στάθμη βλάβης και

β_{tot} = η συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση

Οι τιμές των δύο παραμέτρων (S_{mi} , β_{tot}) που απαιτούνται για τον υπολογισμό της (5.1) εκτιμώνται όπως περιγράφεται στα επόμενα βήματα.

6. Το πρώτο ζητούμενο είναι ο υπολογισμός της μέσης (ή αναμενόμενης) τιμής της σεισμικής έντασης S_{mi} που απαιτείται για να προκληθεί η i -οστή στάθμη βλάβης. Η S_{mi} υπολογίζεται ως η μέση τιμή των αναλύσεων που υπερβαίνουν την οριακή κατάσταση. Στη δική μας περίπτωση είναι η τιμή της επιτάχυνσης SA που προκαλεί τη ζητούμενη μέγιστη μετακίνηση οροφής μετάβασης στην οριακή στάθμη.

7. Η δεύτερη παράμετρος της συνάρτησης (6.9), η συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση β_{tot} , ενσωματώνει τις αβεβαιότητες στην σεισμική κίνηση (demand), στην απόκριση και την αντίσταση της κατασκευής (capacity), αλλά και στον καθορισμό του δείκτη και των σταθμών βλάβης (damage index, damage states), και δίνεται από την σχέση (που βασίζεται στην παραδοχή ότι οι επιμέρους αβεβαιότητες είναι στατιστικώς ανεξάρτητες). Η β_{tot} υπολογίζεται ως η τυπική απόκλιση των αναλύσεων που υπερβαίνουν την οριακή κατάσταση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο

ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

7.1 Γενικά

Προκειμένου να εξετάσουμε τις επιρροές της εδαφικής απόκρισης και του μοντέλου της θεμελίωσης σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα εξετάζονται 3 ταυτόσημες κατασκευές των οποίων διαφοροποιείται ο αριθμός των ορόφων και το μοντέλο θεμελίωσης. Οι κατασκευές που εξετάζονται είναι ένα διώροφο ένα τετράωροφο και ένα οκταώροφο κτίριο. Τα μοντέλα θεμελίωσης είναι το πλήρως πακτωμένο, το μοντέλο εδαφικών ελατηρίων που περιγράφεται στο κεφάλαιο 3 και μια θεμελίωση επί πασσαλομάδας τριβής. Η κατασκευή εδράζεται επί αργιλικού στρώματος απείρου πάχους. Στη συνέχεια πραγματοποιείται ανάλυση τρωτότητας και συγκρίνονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν.

7.2 Γεωμετρία των κατασκευών και παραδοχές σχεδιασμού

Οι κατασκευές είναι πλαισιωτές κατασκευές από σκυρόδεμα κοινής ορθογωνικής κατόψεως. Για κάθε κατασκευή διαφοροποιείται ο αριθμός των ορόφων και οι διατομές των δομικών στοιχείων.

7.2.1 Υλικά και παραδοχές σχεδιασμού

Χρησιμοποιείται **σκυρόδεμα ποιότητας C16/20 και δομικός χάλυβας ποιότητας B500c**. Η σχεδίαση των κατασκευών έγινε με το πρόγραμμα Scada pro και το κριτήριο σχεδιασμού ήταν να έχουμε όσο το δυνατόν μικρότερες διατομές και μικρότερη ποσότητα οπλισμού, ώστε να ικανοποιούνται οι έλεγχοι του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ) και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ). Για τους Αντισεισμικούς ελέγχους θεωρήθηκε πως οι κατασκευές βρίσκονται σε περιοχή σεισμικής επικινδυνότητας Z2 του ΕΑΚ, δηλαδή η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού λαμβάνεται $a_g = 0,24g$. Οι κατασκευές θεωρούνται

συνήθους σπουδαιότητας ενώ το έδαφος που εδράζονται θεωρείται έδαφος κατηγορίας Γ. Για το σχεδιασμό των πεδίων, ελλείπει εκτενέστερης γεωτεχνικής διερεύνησης θεωρήθηκε πως η μέγιστη επιτρεπόμενη τάση λειτουργίας στη βάση των πεδίων είναι 250kPa, ενώ η αντίστοιχη τάση αστοχίας ήταν 500kPa.

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_i
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την 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 κλπ.).	1.30

Πίνακας 7.1: Κατηγορία σπουδαιότητας κατασκευών

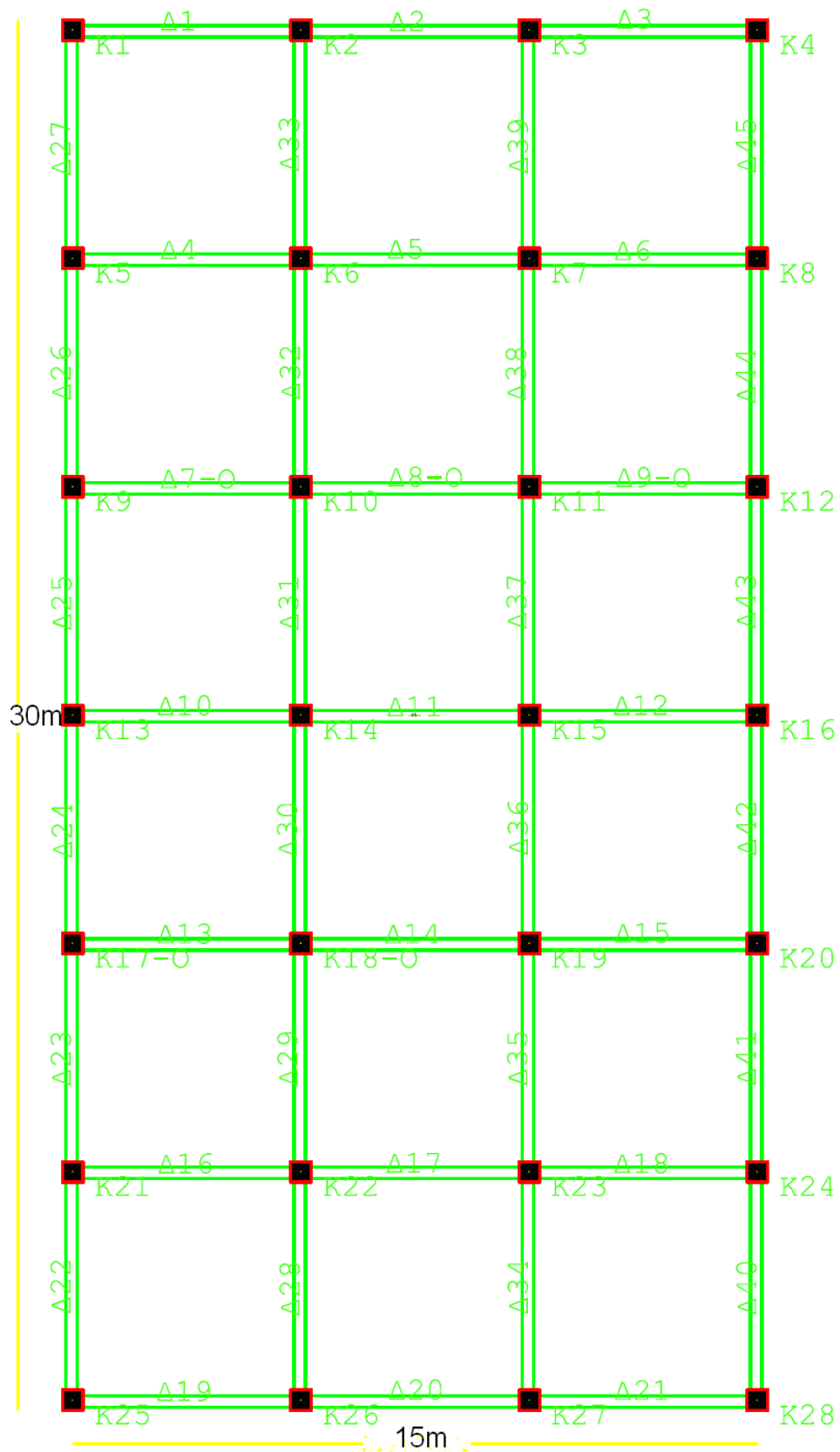
Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0.10	0.15	0.20	0.20
T_2	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίνακας 7.2 Περίοδοι T_1 και T_2 του φάσματος σχεδιασμού

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
Β	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Δ	<p>Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.</p>
Χ	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.</p> <p>Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p> <p>Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεριφοράς ή απώλειας αντοχής.</p> <p>Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη.</p> <p>Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.</p>

Πίνακας 7.3: Κατάταξη εδαφών

7.2.2 Γεωμετρία των Κατασκευών-Διατομές δομικών στοιχείων



Σχήμα 7.1 Κάτοψη τυπικού ορόφου

Στο **σχήμα 7.1** απεικονίζεται μία τυπική κάτοψη των κατασκευών που σχεδιάστηκαν. Οι διαστάσεις της είναι 15m x30m και απεικονίζεται η γεωμετρία των δοκών και των στύλων του. Για τις ανάγκες της εργασίας έγιναν δύο σχεδιασμοί. Ο πρώτος ήταν για πέδιλα πακτωμένα και ο δεύτερος για πέδιλα στα οποία λαμβανόταν υπ' όψη η εδαφική επιρροή, με τρόπο ανάλογο με αυτόν της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, και ειδικότερα, με χρήση ελατηρίου Winkler συντελεστή K . Ο σχεδιασμός που προκύπτει για πακτωμένα πέδιλα είναι αυτός που χρησιμοποιείται στα δύο μοντέλα της κατασκευής, στο πακτωμένο και στο μοντέλο των πασσάλων. Ο δεύτερος σχεδιασμός είναι αυτός που δίνει τις διατομές των στοιχείων που χρησιμοποιούνται στο μοντέλο με τα εδαφικά ελατήρια. Η εκτίμηση της συμμετοχής της εδαφικής επιρροής γίνεται με την πρόταση του Terzaghi από τις δοκιμές τετραγωνικής πλάκας και εξαγωγή του συντελεστή εδάφους k με σχέσεις ελαστικής μορφής.

Είδος Αργίλου	c_u (kPa)	E_u / c_u	E_u (MPa)	k_s (MN/m ³)
Πολύ μαλακή	< 12.5	400	< 5	< 25
Μαλακή	12.5 – 25	400	5 – 10	25 – 50
Συνεκτική	25 – 50	350	10 – 17.5	50 – 100
Στιφρή	50 -100	300	17.5 – 30	100 - 165
Πολύ στιφρή	100 – 200	200	30 – 40	165 – 220
Σκληρή	> 200	150	> 35	> 200

Πίνακας 7.4 τιμές του k_s για κυκλική πλάκα φορτίσεως διαστάσεως B_0

Από τις σχέσεις «ελαστικής μορφής» προκύπτει ότι εάν στη δοκιμή φόρτισης πλάκας (με πλάκα διαστάσεως $B_0 = 0,305\text{m} = 1\text{ft}$) μετρηθεί ο δείκτης εδάφους $k_s = k_0 = q_0 / \rho_0$ (όπου q_0 είναι η πίεση πλάκας και ρ_0 η καθίζηση πλάκας), τότε ο δείκτης εδάφους για τετραγωνικό πέδιλο εύρους B ισούται με

$$k = k_0 \cdot B_0 / B \text{ , όπου } B \text{ είναι το εύρος του πεδίου.}$$

Διατομές δομικών στοιχείων

Οι διαστάσεις των δομικών στοιχείων είναι οι ίδιες σε κάθε όροφο και καθ' ύψος του κτιρίου και λαμβάνονται από το σχεδιασμό. Οι δοκοί και οι σύλλοι διαστασιολογούνται με τους σεισμικούς συνδυασμούς της δυναμικής φασματικής μεθόδου του ΕΑΚ ενώ τα πέδιλα με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο. Διαφοροποιήσεις υπάρχουν από όροφο σε όροφο για τους οπλισμούς του οκταώροφου κτιρίου και στους οπλισμούς των ακραίων και μεσαίων σύλων των άλλων δύο κτιρίων οι οποίοι όμως μένουν σταθεροί καθ' ύψος. Ας σημειωθεί πως σε κάποιες περιπτώσεις αυξήθηκε ο ελάχιστος οπλισμός που προέκυπτε από το σχεδιασμό επειδή οι κατασκευές κρίθηκαν ανεπαρκείς σε πλαστιμότητα στα πλαίσια της ανάλυσης pushover. Από τον σχεδιασμό προκύπτουν οι ακόλουθες διατομές δοκών, σύλων και πεδίων

2όροφο

Γεωμετρικά στοιχεία διατομών

- Πάχος πλακών = 16cm
- Δοκοί: 25/55
- Υποστυλώματα: 45/45
- Πέδιλα: Τετραγωνικά 180x180

Οπλισμοί δομικών στοιχείων

-Πακτωμένο

- Δοκοί: Κάτω 4Φ14
- Ακραία Υποστυλώματα: Περιμετρικός οπλισμός 16Φ20
- Μεσαία Υποστυλώματα: Περιμετρικός οπλισμός 20Φ20

-Μοντέλο Ελατηρίων

- Δοκοί: Κάτω 4Φ14
- Ακραία Υποστυλώματα: Περιμετρικός οπλισμός 16Φ20
- Μεσαία Υποστυλώματα: Περιμετρικός οπλισμός 16Φ20

4όροφο

Γεωμετρικά στοιχεία διατομών

- Πάχος πλακών = 16cm
- Δοκοί: 25/55
- Υποστυλώματα: 60/60
- Πέδιλα: Τετραγωνικά 230x230

Οπλισμοί δομικών στοιχείων

-Πακτωμένο

- Δοκοί: Κάτω 4Φ14
- Ακραία Υποστυλώματα: Περιμετρικός οπλισμός 20Φ20
- Μεσαία Υποστυλώματα: Περιμετρικός οπλισμός 28Φ20

-Μοντέλο Ελατηρίων

- Δοκοί: Κάτω 4Φ14
- Ακραία Υποστυλώματα: Περιμετρικός οπλισμός 16Φ20
- Μεσαία Υποστυλώματα: Περιμετρικός οπλισμός 24Φ20

- Σε τετραώροφο και διώροφο για πακτωμένο μοντέλο και για ανωδομή επί πασσάλων έχουμε τις ίδιες διαστάσεις ανωδομής

8όροφο

Γεωμετρικά στοιχεία διατομών

- Πάχος πλακών = 16cm
- Δοκοί Α έως Στ στάθμης: 30/60
- Δοκοί Ζ και Η στάθμης: 25/55
- Υποστυλώματα: 80/80
- Πέδιλα: Τετραγωνικά 300x300

Οπλισμοί δομικών στοιχείων

-Πακτωμένο

- Δοκοί Α έως Στ στάθμης: Κάτω 4Φ14
- Δοκοί Ζ και Η στάθμης: Κάτω 4Φ14
- Στύλοι Α έως Στ στάθμης: περιμετρικός 60Φ20
- Στύλοι Ζ και Η στάθμης: Κάτω 32Φ20

-Μοντέλο Ελατηρίων

- Δοκοί Α έως Στ στάθμης: Κάτω 6Φ14
- Δοκοί Ζ και Η στάθμης: Κάτω 4Φ14
- Στύλοι Α έως Στ στάθμης: περιμετρικός 60Φ20
- Στύλοι Ζ και Η στάθμης: Κάτω 32Φ20

-Μοντέλο Πασσάλων

- Δοκοί Α έως Στ στάθμης: Κάτω 5Φ14
- Δοκοί Ζ και Η στάθμης: Κάτω 4Φ14
- Στύλοι Α έως Στ στάθμης: περιμετρικός 60Φ20
- Στύλοι Ζ και Η στάθμης: Κάτω 32Φ20

7.3 Μη γραμμική Στατική ανάλυση των Κατασκευών (Pushover)

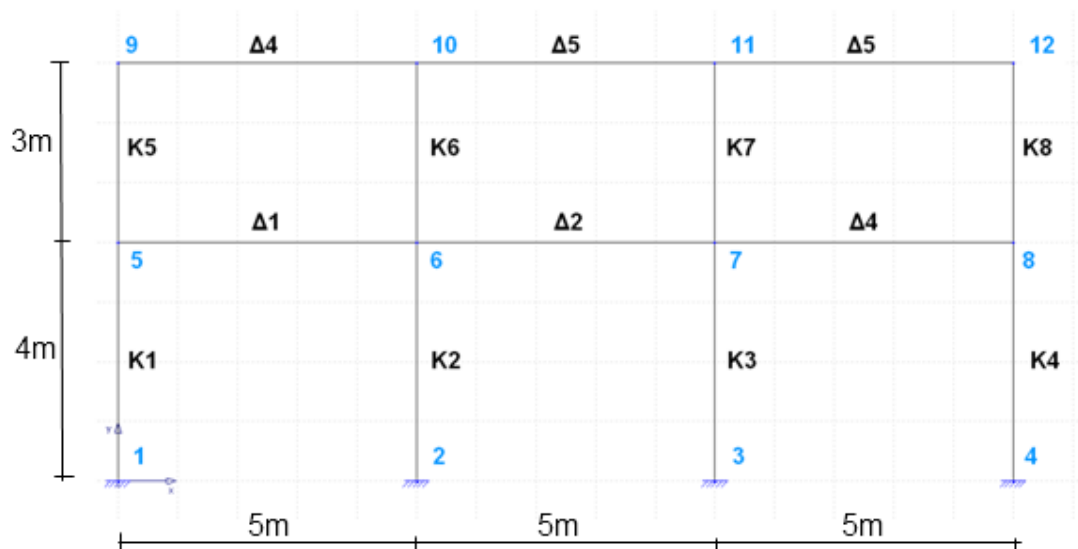
7.3.1 Μοντέλα θεμελίωσης

Τρία διαφορετικά μοντέλα θεμελίωσης επί των οποίων εδράζονται τρεις ίδιου τύπου πλαίσιοι κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα προσομοιώνονται για τα πλαίσια της ανάλυσης στο πρόγραμμα OpenSees

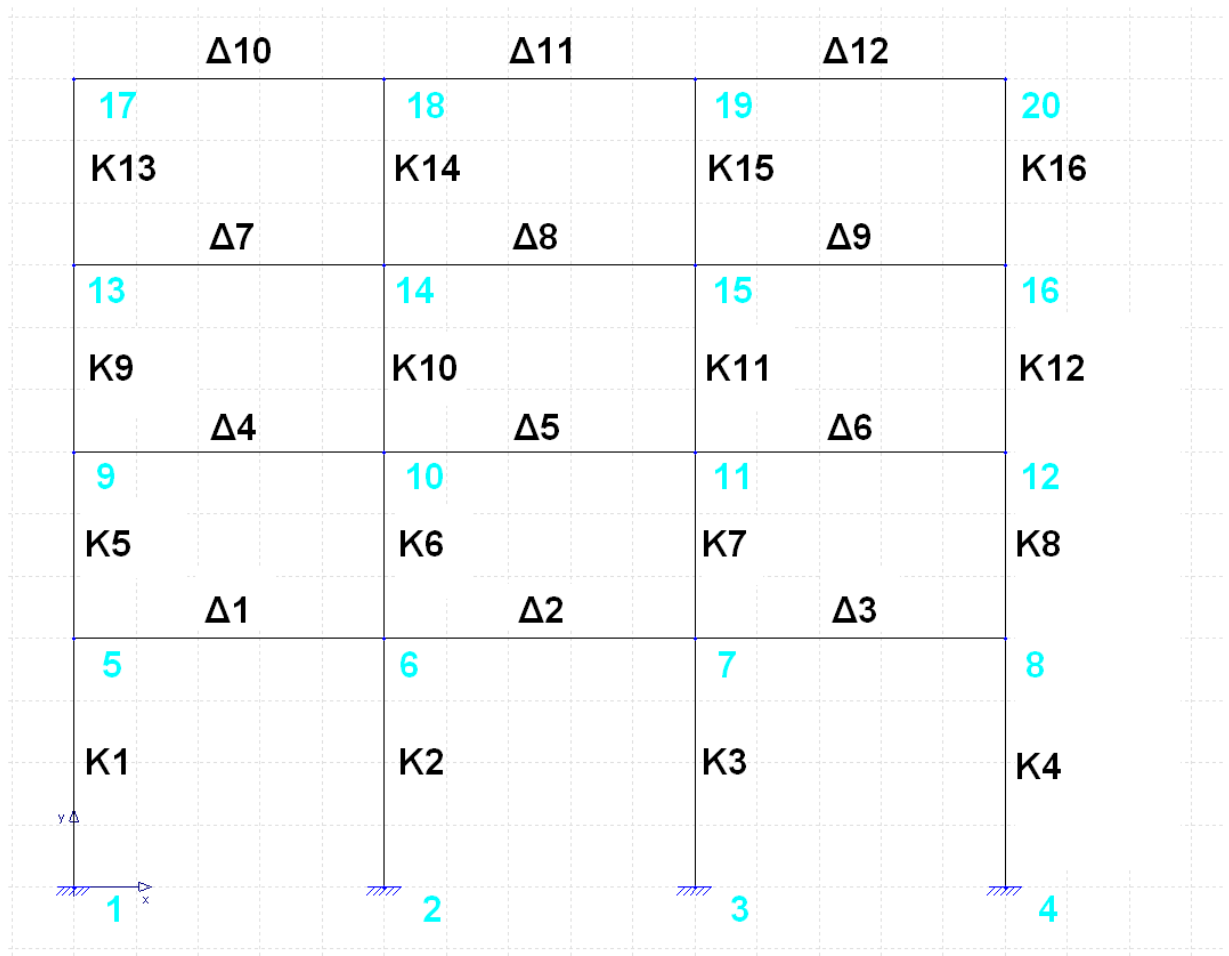
1. Το πρώτο μοντέλο θεμελίωσης είναι το πακτωμένο. Η προσομοίωση στο πρόγραμμα γίνεται μέσω της εντολής `fix`:

```
fix $node Tag $ConstrValues
```

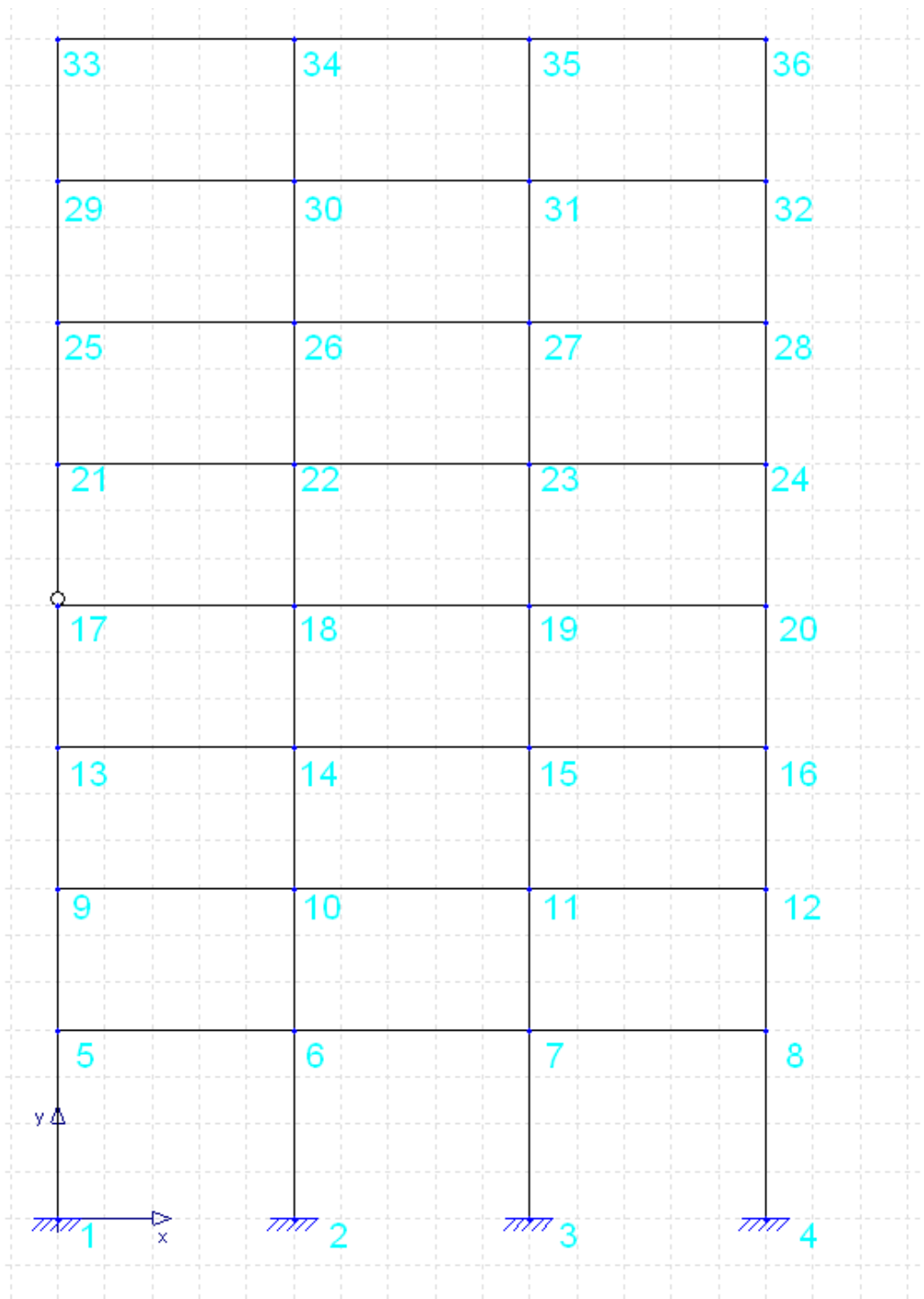
Στη θέση `$node Tag` δίνουμε τον αριθμό του κόμβου του οποίου θα δεσμεύσουμε τους βαθμούς ελευθερίας του. Τώρα στη θέση `$ConstrValues` πρέπει να δώσουμε τόσους αριθμούς όσους βαθμούς ελευθερίας έχει ο κόμβος. Για κάθε βαθμό ελευθερίας δίνουμε το 0 που συνεπάγεται ότι είναι ελεύθερος ή το 1 που συνεπάγεται ότι είναι δεσμευμένος.



Σχήμα 7.2 Πακτωμένο 2-ώροφο



Σχήμα 7.3 Πακτωμένο 4-ώροφο



Σχήμα 7.4 Πακτωμένο 8-ώροφο

2. Το δεύτερο μοντέλο θεμελίωσης είναι αυτό του μονο-κομβικού ελατηρίου το οποίο περιγράφεται στο κεφάλαιο 3. Οι τιμές των εδαφικών ελατηρίων προσδιορίζονται με βάση τον πίνακα του τρίτου κεφαλαίου. Τα χαρακτηριστικά του εδάφους εκτιμώνται ως κάποιες τυπικές τιμές αργιλικού στρώματος.

Μέτρο Διάτμησης, G	Αριθμός Poisson, ν
13000 Μρα	0.4

Πίνακας 7.5 Εδαφικά χαρακτηριστικά της τοποθεσίας του έργου

Με βάση τα εδαφικά χαρακτηριστικά και τις διαστάσεις των πεδίων υπολογίζονται τα ελατήρια του μοντέλου ως εξής

Κατασκευή	Εδαφικά Ελατήρια		
	C_x	C_z	C_{rx}
Διώροφο	143132	120584	868346
Τετραώροφο	165026	146427	1590441
Οχτώροφο	203485	186819	3387680

Πίνακας 7.6 Εδαφικά Ελατήρια

Για την προσομοίωσή τους στο πρόγραμμα γίνεται χρήση των ακόλουθων εντολών:

-Το στροφικό ελατήριο εισάγεται μέσω της εντολής `rotspring2d`

```
# rotSpring2D.tcl
```

```
# SETS A MULTIPOINT CONSTRAINT ON THE TRANSLATIONAL DEGREES OF FREEDOM,
```

```
# SO DO NOT USE THIS PROCEDURE IF THERE ARE TRANSLATIONAL ZEROLENGTH
```

```
# ELEMENTS ALSO BEING USED BETWEEN THESE TWO NODES
```

```
# Written: MHS
```

```
# Date: Jan 2000
```

```
# Formal arguments
```

```
# eleID - unique element ID for this zero length rotational spring
```

```

# nodeR - node ID which will be retained by the multi-point constraint (Κόμβος Βάσης)

# nodeC - node ID which will be constrained by the multi-point constraint (Πλασματικός Κόμβος)

# matID - material ID which represents the moment-rotation relationship (σταθερά ελατηρίου)

# for the spring

proc rotSpring2D {eleID nodeR nodeC matID} {

# Create the zero length element

element zeroLength $eleID $nodeR $nodeC -mat $matID -dir 6 (μηδενικού μήκους στοιχείο που
ενώνει τους δύο κόμβους)

# Constrain the translational DOF with a multi-point constraint

# retained constrained DOF_1 DOF_2 ... DOF_n

equalDOF $nodeR $nodeC 1 2

}

```

-Τα μετακινησιακά ελατήρια του μοντέλου εισάγονται μέσω δύο ελκυστήρων μήκους 1m κατά τις δύο διευθύνσεις x και y:

```

element truss $eleTag $iNode $jNode $A $matTag , όπου

```

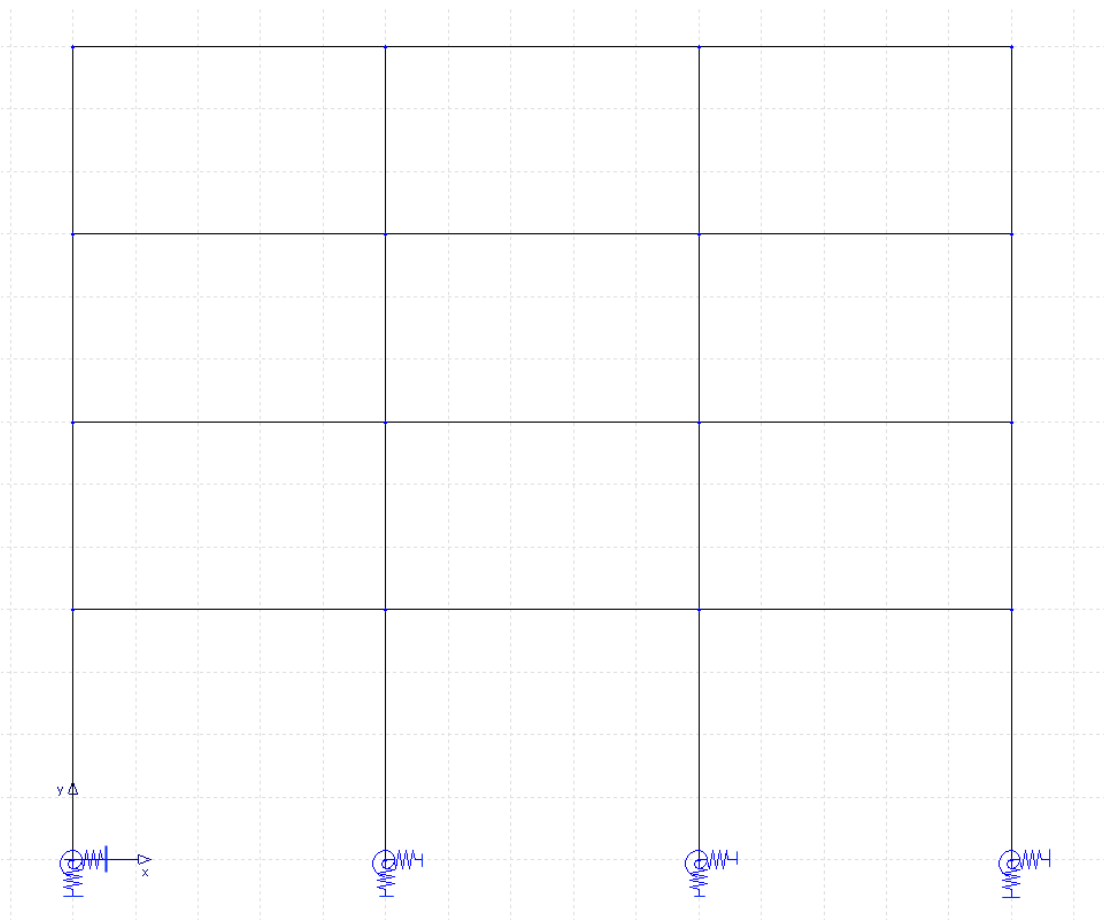
\$eleTag : ο αριθμός του στοιχείου

\$iNode: πακτωμένος κόμβος αρχής

\$jNode: κόμβος θεμελίου κατασκευής

\$A : εμβαδό στοιχείου = 1 m²

\$matTag : υλικό το οποίο προσδιορίζει την ακαμψία και τη φέρουσα ικανότητα του ελατηρίου κάθε διεύθυνσης



Σχήμα 7.5 Διαφοροποίηση των συνθηκών στήριξης του 4-ώροφου στην περίπτωση προσομοίωσης του εδάφους με ελατήρια

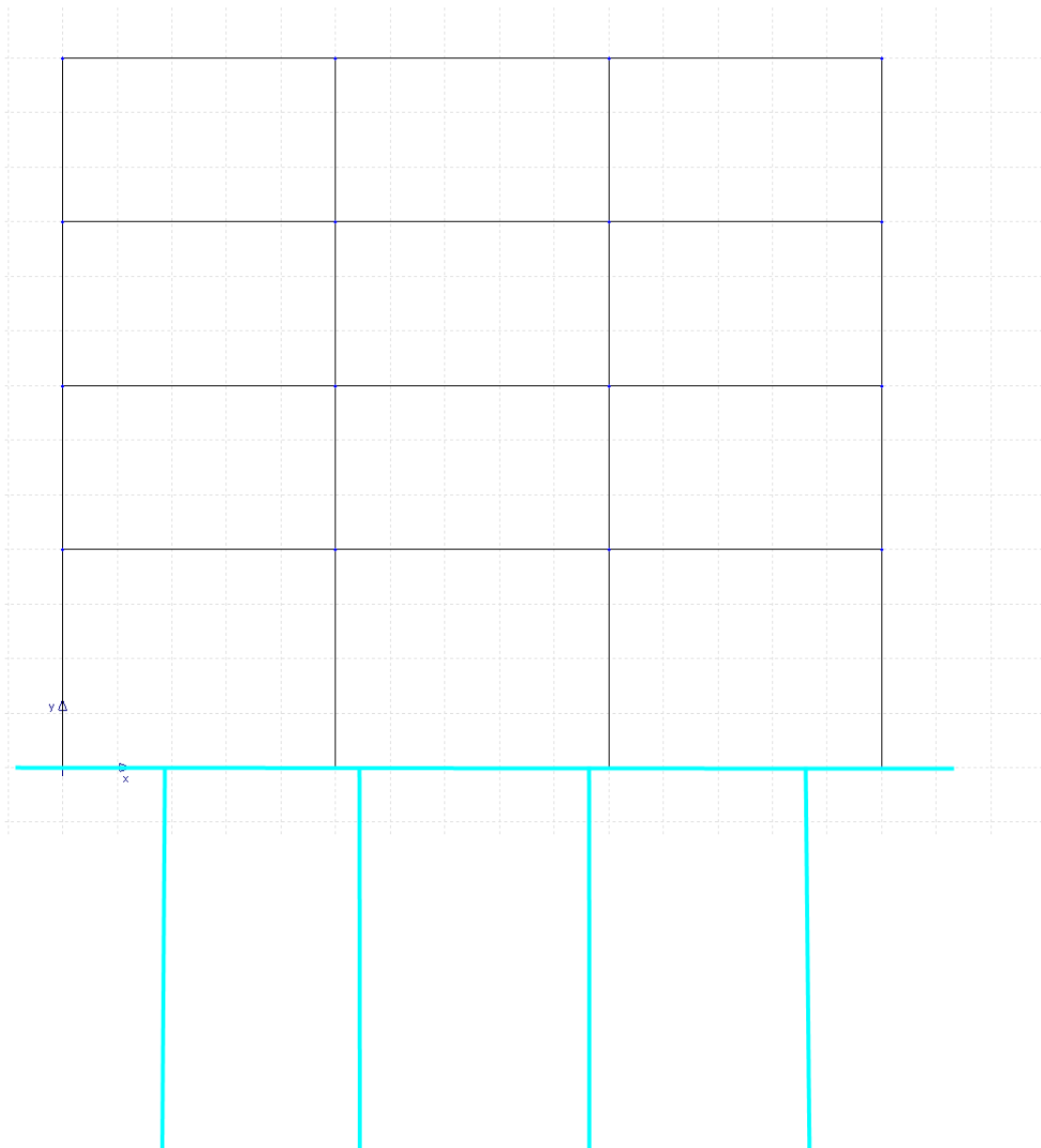
3. Το τρίτο μοντέλο θεμελίωσης είναι ένα μοντέλο πασσάλων επί του οποίου εδράζεται η ανωδομή. Το έδαφος απεικονίζεται μέσω πεπερασμένων στοιχείων quad και οι πάσσαλοι με μη γραμμικά στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος. Τα εδαφικά στοιχεία περιορίζονται από ακλόνητη στρώση κατακόρυφα και πλευρικά όπως φαίνεται στο σχήμα 7.7. Ο σχεδιασμός των πασσάλων έγινε με το πρόγραμμα βελτιστοποίησης σχεδιασμού ομάδας πασσάλων τριβής το οποίο αναπτύχθηκε από τον Χρήστο Λέτσιο στα πλαίσια μεταπτυχιακής εργασίας υπό την επίβλεψη των καθηγητών Μανόλη Παπαδρακάκη και Νίκου Λαγαρού με τίτλο Optimum Design of Pile Foundations (2007).

Ο σχεδιασμός των πασσάλων προκύπτει ως εξής:

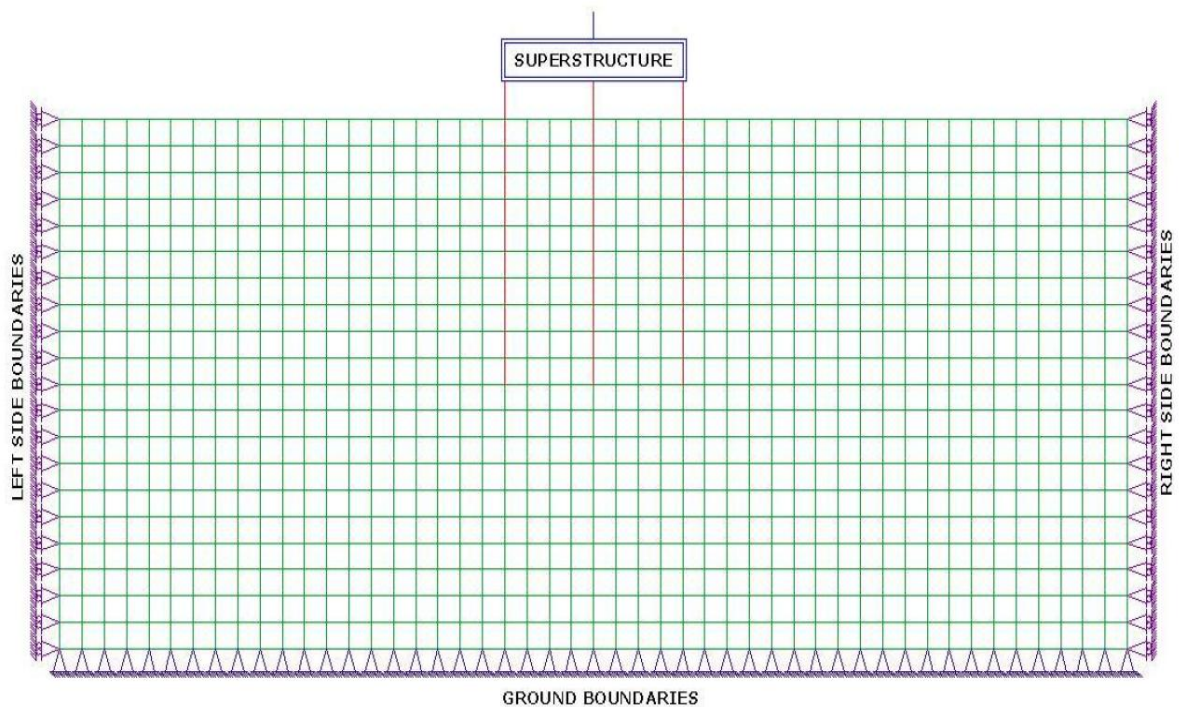
2ώροφο: 3 κυλινδρικοί πάσσαλοι εμπηγνυόμενοι διαμέτρου 0,60m με επικάλυψη πάχους 5cm, περιμετρικό οπλισμό 40Φ32, οι οποίοι εκτείνονται σε βάθος 10,5m

4ώροφο: 4 κυλινδρικοί πάσσαλοι εμπηγνυόμενοι διαμέτρου 0,85m με επικάλυψη πάχους 5cm, περιμετρικό οπλισμό 40Φ32, οι οποίοι εκτείνονται σε βάθος 12,5m

8ώροφο: 5 κυλινδρικοί πάσσαλοι εμπηγνυόμενοι διαμέτρου 1,20m με επικάλυψη πάχους 5cm, περιμετρικό οπλισμό 40Φ32, οι οποίοι εκτείνονται σε βάθος 17,0m.



Σχήμα 7.6 Βαθεία θεμελίωση με πασσάλους (τρίτο μοντέλο)



Σχήμα 7.7 Βαθεία θεμελίωση με πασσάλους (τρίτο μοντέλο)

7.3.2 Προσομοίωση της ανωδομής

Για την προσομοίωση των δομικών στοιχείων της ανωδομής στο OpenSees ο φορέας προσομοιώνεται με κόμβους που συνδέονται μέσω γραμμικών μελών δοκών και στύλων με ανελαστική συμπεριφορά.

Κόμβοι

```
node $nodeTag $coords
```

Στη θέση \$nodeTag δίνουμε τον αριθμό του κόμβου και στη θέση \$coords δίνουμε τις συντεταγμένες του κόμβου ανάλογα με το αν το μοντέλο μας είναι δις-διάστατο ή τρις-διάστατο. Εμείς δουλεύουμε σε δις-διάστατο μοντέλο.

Δοκοί και Στύλοι

-διατομή Ω.Σ. με κατανεμημένη πλαστιμότητα με πολυστρωματική θεώρηση


```
RCsection id h b cover coreID coverID steelID numBars barArea  
nfCoreY nfCoreZ nfCoverY nfCoverZ
```

```
# id - tag for the section that is generated by this procedure  
# h - overall height of the section (see above)  
# b - overall width of the section (see above)  
# cover - thickness of the cover patches  
# coreID - material tag for the core patch  
# coverID - material tag for the cover patches  
# steelID - material tag for the reinforcing steel  
# numBars - number of reinforcing bars on any given side of the section  
# barArea - cross-sectional area of each reinforcing bar  
# nfCoreY - number of fibers in the core patch in the y direction  
# nfCoreZ - number of fibers in the core patch in the z direction  
# nfCoverY - number of fibers in the cover patches with long sides in the y direction  
# nfCoverZ - number of fibers in the cover patches with long sides in the z direction  
#  
# Σημειώσεις  
# Το πάχος του σκυροδέματος επικάλυψης είναι σταθερό για κάθε πλευρά του πυρήνα  
# Ο αριθμός των ράβδων οπλισμού είναι ίδιος σε κάθε διατομή του πυρήνα  
# Μία μόνο διάμετρος ράβδων οπλισμού  
# Ο αριθμός των fibers στην κοντή πλευρά των patches ισούται με 1.
```

-Τα υλικά σχεδιασμού προσδιορίζονται μέσω των διαφόρων εντολών του προγράμματος:

uniaxialMaterial Steel, uniaxialMaterial Concrete, uniaxialMaterial Elastic

-Τα γραμμικά μέλη (δοκοί, στύλοι) προσομοιώνονται με την εντολή:

```
element nonlinearBeamColumn $eleTag $iNode $jNode  
$NumIntgrPts $secTag $transfTag -iter $maxIters $tol
```

Με αυτή την εντολή δημιουργώ ένα σημείο που συμπεριφέρεται μη γραμμικά. Στη θέση \$eleTag δίνουμε τον αριθμό του στοιχείου ενώ στη θέση \$iNode \$jNode δίνουμε τους αριθμούς των κόμβων τους οποίους συνδέω με αυτό το στοιχείο. Στη θέση \$secTag δίνω τον αριθμό που αντιστοιχεί στη διατομή που θέλω να έχει το στοιχείο μου ενώ στη θέση \$transfTag δίνω τον αριθμό που αντιστοιχεί στην εντολή μεταφοράς από το τοπικό στο καθολικό σύστημα. Στις θέσεις \$maxIters και \$tol δίνουμε το μέγιστο αριθμό ολοκληρώσεων που ζητάμε να εκτελέσει το πρόγραμμα μέχρι να συγκλίνει η

μέθοδος και το βαθμό ακρίβειας στον έλεγχο σύγκλισης της μεθόδου αντίστοιχα. Στη θέση \$NumIntgrPts δίνουμε τον αριθμό των σημείων κατά μήκος του στοιχείου που θέλουμε να γίνεται η δοκιμή σύγκλισης.

-Οι κόμβοι του πλαισίου προσομοιώνονται με άκαμπτα τμήματα με χρήση της εντολής

element elasticBeamColumn \$eleTag \$iNode \$jNode \$A \$E \$G \$J \$Iy \$Iz \$transfTag

και ορίζοντας μεγάλες τιμές της ακαμψίας και της διατομής της κατασκευής.

Ανάλυση

Ορίζεται η απλοποιημένη κατανομή των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή καθώς πρόκειται για κανονικές κατασκευές.

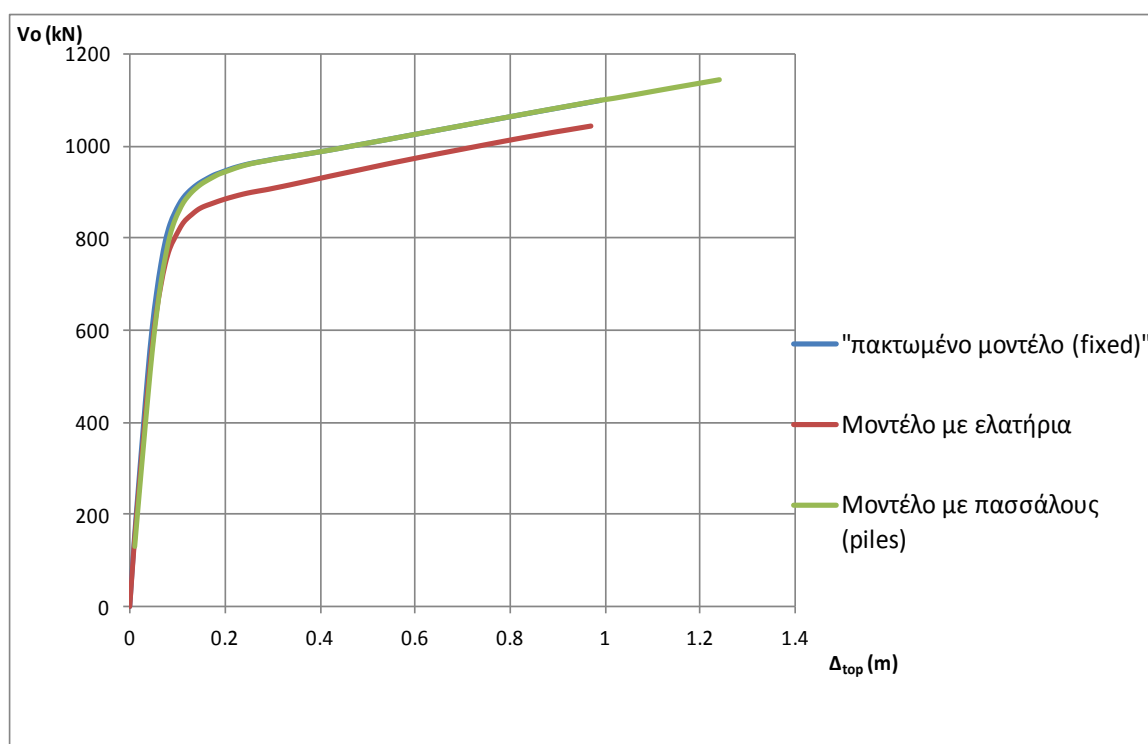
```
pattern Plain $patternTag (TimeSeriesType arguments) {
  load (load-command arguments)
  sp (sp-command arguments)
  eleLoad (eleLoad-command arguments)
}
$patternTag unique pattern object tag
TimeSeriesType
arguments
list which is parsed to construct the TimeSeries (page 288) object
associated with the LoadPattern object.
load ... list of commands to construct nodal loads -- the NodalLoad (page
295) object
sp ... list of commands to construct single-point constraints -- the
SP_Constraint (page 296) object
eleLoad ... list of commands to construct element loads -- the eleLoad (page
297) object
```

Στη συνέχεια μέσω επιβολής μετατοπίσεων στο φορέα προσδιορίζονται όλα τα σημεία της καμπύλης Pushover μέχρι την αστοχία και καταγράφονται οι τιμές της έντασης και της μετατόπισης, κάθε κόμβου και μέλους του φορέα που ενδιαφέρει, για κάθε βήμα της ισοδύναμης σεισμικής φόρτισης.

7.3.3 Αποτελέσματα Αναλύσεων

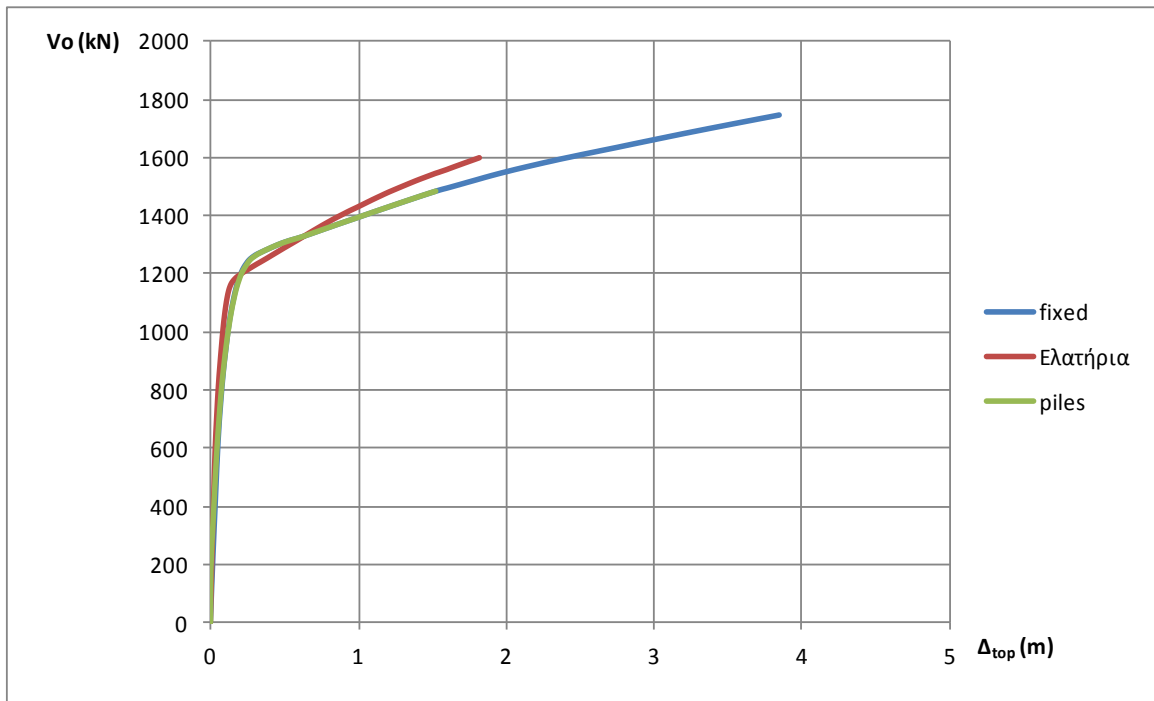
Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων Pushover που πραγματοποιήθηκαν, δηλαδή η καμπύλη αντίστασης που αναπαριστά τη σεισμική απόκριση της κατασκευής για προσομοίωση των σεισμικών φορτίων με ισοδύναμα στατικά φορτία (τέμνουσα βάση). Το μέγεθος ελέγχου σχεδιασμού είναι η μετακίνηση της οροφής.

Δι-ώροφο



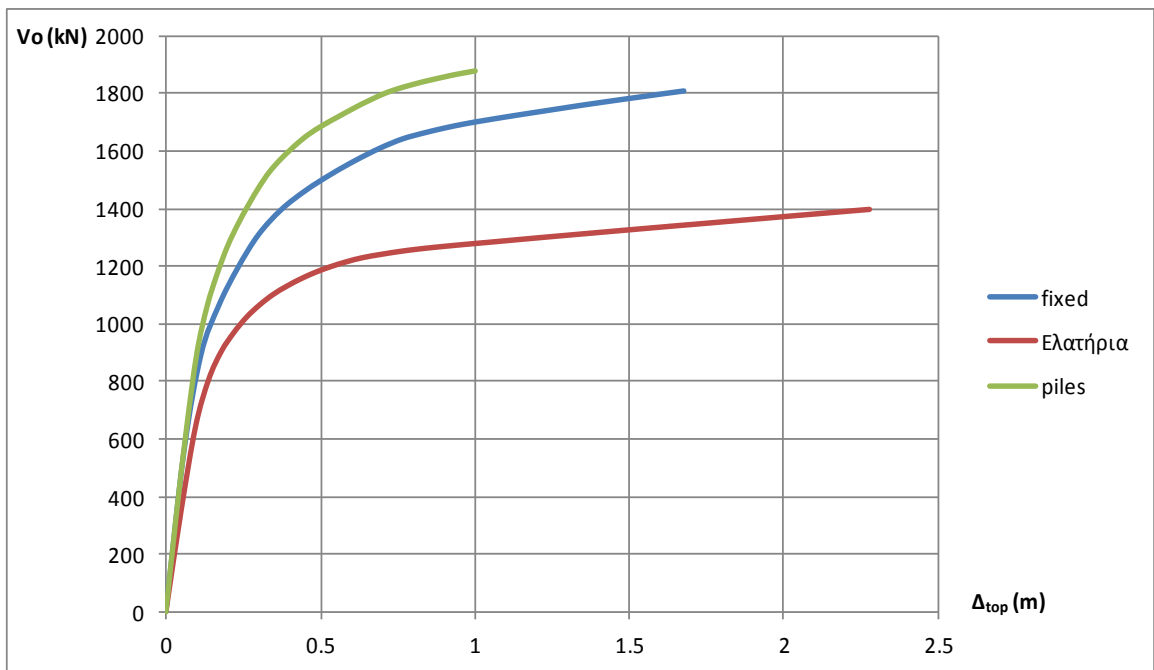
Σχήμα 7.8 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης για το διώροφο

4-ώροφο



Σχήμα 7.9 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης για το τετραώροφο

8-ώροφο



Σχήμα 7.10 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης για το 8ώροφο

Παραπάνω παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι καμπύλες αντίστασης των υπό εξέταση κατασκευών. Παρατηρούμε πως οι κατασκευές που μπορούν να παραλάβουν τη μεγαλύτερη μετακίνηση κορυφής είναι το πακτωμένο τετραώροφο και το 8-ώροφο με ελατήρια. Επίσης, παρατηρείται πως για κάθε ομάδα κατασκευών τα πακτωμένα μοντέλα τείνουν να παραλάβουν τις μεγαλύτερες τέμνουσες βάσης, ενώ τα μοντέλα ελατηρίων παραλαμβάνουν μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης από τα μοντέλα των πασσάλων, όσο μικρότερο είναι το ύψος των ορόφων. Για οκταώρφους κατασκευές μάλιστα τα μοντέλα πασσάλων παραλαμβάνουν μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης από τα μοντέλα των ελατηρίων. Επίσης, παρατηρείται πως για μικρό ύψος οι θεμελιώσεις με πασσάλους είναι πιο εύκαμπτες αντιθέτως από ότι για μεγαλύτερα ύψη (4-ώροφο/ 8-ώροφο).

7.4 Ανάλυση Τρωτότητας των Κατασκευών (Fragility Analysis)

Τα αποτελέσματα της Push-over ανάλυσης που προηγήθηκε χρησιμοποιούνται για τη χάραξη των καμπύλων τρωτότητας του φορέα για κάθε οριακή στάθμη βλαβών. Η τιμή της καμπύλης τρωτότητας μιας οριακής στάθμης βλαβών, όπως προαναφέρεται υπολογίζεται ως:

$$F(D \geq DI_i | S) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{tot}} \cdot \ln \left(\frac{S}{S_{mi}} \right) \right]$$

Η συνάρτηση $\Phi(f(SA))$ υπενθυμίζεται πως ισούται με τη σωρευτική συνάρτηση της λογαριθμοκανονικής κατανομής

7.4.1 Οριακές στάθμες βλάβης-Κριτήριο μετάβασης

Χρησιμοποιούμε τις τιμές του προγράμματος Hazus για τον καθορισμό των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων ορόφου (θ_{max}) οι οποίες αποτελούν κριτήριο για τη μετάβαση στις διάφορες οριακές καταστάσεις. Οι οριακές καταστάσεις είναι 4: Οι ελαφρές βλάβες, Οι μέσες βλάβες, Οι εκτεταμένες βλάβες και οι συνολικές βλάβες στο δόμημα.

Model Building Type		Structural Damage States			
		Slight	Moderate	Extensive	Complete
Low-Rise Buildings – High-Code Design Level					
W1, W2		0.004	0.012	0.040	0.100
S1		0.006	0.012	0.030	0.080
C1, S2		0.005	0.010	0.030	0.080
C2		0.004	0.010	0.030	0.080
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2		0.004	0.008	0.024	0.070
Mid-Rise Buildings ¹					
All	Mid-Rise Building Types	2/3 * LR	2/3 * LR	2/3 * LR	2/3 * LR
High-Rise Buildings ¹					
All	High-Rise Building Types	1/2 * LR	1/2 * LR	1/2 * LR	1/2 * LR

Πίνακας 7.7 Οριακές τιμές της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφου (θ_{op})

Στον πίνακα παραπάνω απεικονίζονται τα κατώφλια (threshold) μετάβασης σε κάθε οριακή κατάσταση. Φαίνεται πως το οριακό θ_{max} (Δds) κάθε επιπέδου φθοράς εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής και το ύψος των ορόφων. Ο διαχωρισμός σε χαμηλά, μέσου ύψους και σε ψηλά κτίρια γίνεται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120

Πίνακας 7.8 Κατάταξη των κατασκευών ανάλογα με το ύψος των ορόφων

Προκύπτουν λοιπόν για τις τρεις κατασκευές οι τιμές της μέγιστης μετακίνησης ορόφου για τις οποίες μεταβαίνουν στις τέσσερις οριακές καταστάσεις

κτίριο	θ_{max} μετάβασης σε οριακή στάθμη(%)			
	slight	moderate	extensive	complete
2-ώροφο	0,50	1,00	3,00	8,00
4-ώροφο	0,33	0,67	2,00	5,33
8-ώροφο	2,50	0,50	1,50	4,00

Πίνακας 7.9 θ_{op} των εφαρμογών

7.4.2 Υπολογισμός των παραμέτρων της ανάλυσης τρωτότητας για κάθε επίπεδο βλαβών

7.4.2.1 Μέση φασματική επιτάχυνση S_{mi}

Οι καμπύλες τρωτότητας χαράσσονται ως προς τη φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής στην παρούσα εργασία. Η τιμή S_{mi} αποτελεί την τιμή της φασματικής επιτάχυνσης για την οποία η κατασκευή εμφανίζει τη δεδομένη μέγιστη μετακίνηση ορόφου για την οποία μεταβαίνει στην οριακή κατάσταση. Η τιμή αυτή υπολογίζεται από τη μη γραμμική στατική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στο προηγούμενο βήμα ως εξής:

-χαράσσεται η καμπύλη της τέμνουσας βάσης ως προς το θ_{max} κάθε βήματος. Υπολογίζεται έτσι η $V_{op,i}$ για την οποία ο φορέας μεταβαίνει στην οριακή κατάσταση i .

-υπολογισμός της $S_{mi} = V_{op,i} / m_{tot}$, όπου m_{tot} είναι η συνολική μάζα του πλαισίου που εξετάζεται, και προκύπτει από τα ίδια βάρη των μελών της κατασκευής και τα φορτία του σεισμικού συνδυασμού $m_{tot} = (G + 0.3 \cdot Q)/g$

-Τα αποτελέσματα κάθε μοντέλου συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα

Τιμές της S_{mi} για το πακτωμένο μοντέλο				
Κτίριο	M (Mgr)	ορ. Κατ. i	$V_{op,i}$ (kN)	S_{mi} (g)
2-ώροφο	118.2375	1	459.70	0.40
		2	765.97	0.66
		3	949.59	0.82
		4	1025.78	0.88
4-ώροφο	254.925	1	426.02	0.17
		2	735.60	0.29
		3	1210.43	0.48
		4	1330.27	0.53
8-ώροφο	585.8125	1	460.67	0.08
		2	767.81	0.13
		3	1269.49	0.22
		4	1662.13	0.29

Πίνακας 7.10 τιμές της S_{mi} για το πακτωμένο μοντέλο

Τιμές της S_{mi} για το μοντέλο εδαφικών ελατηρίων				
Κτίριο	M (Mgr)	ορ. Κατ. i	$V_{op,i}$ (kN)	S_{mi} (g)
2-ώροφο	118.2375	1	420.69	0.36
		2	709.21	0.61
		3	887.57	0.77
		4	969.45	0.84
4-ώροφο	254.925	1	404.46	0.16
		2	694.21	0.28
		3	1140.77	0.46
		4	1248.17	0.50
8-ώροφο	585.8125	1	284.77	0.05
		2	522.71	0.09
		3	968.17	0.17
		4	1240.88	0.22

Πίνακας 7.11 τιμές της S_{mi} για το μοντέλο εδαφικών ελατηρίων

Τιμές της S_{mi} για το μοντέλο πασσάλων				
Κτίριο	M (Mgr)	ορ. Κατ. i	$V_{op,i}$ (kN)	S_{mi} (g)
2-ώροφο	118.2375	1	432.36	0.37
		2	742.34	0.64
		3	946.99	0.82
		4	1024.45	0.88
4-ώροφο	254.925	1	519.75	0.21
		2	770.14	0.31
		3	1207.86	0.48
		4	1329.75	0.53
8-ώροφο	585.8125	1	469.87	0.08
		2	853.84	0.15
		3	1423.17	0.25
		4	1841.75	0.32

Πίνακας 7.12 τιμές της S_{mi} για το μοντέλο πασσάλων

7.4.2.2 Τυπική απόκλιση β_y

Η δεύτερη παράμετρος που εισάγεται στον υπολογισμό των καμπύλων τρωτότητας είναι η τυπική απόκλιση μέσω της οποίας εισάγονται οι αβεβαιότητες στην εκτίμηση:

- Της ακριβούς μορφής της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής (υλικό κατασκευής, γεωμετρικές διαστάσεις στοιχείων, κλπ.)
- Του φάσματος απαίτησης, δηλαδή της σεισμικής έντασης και της διάρκειας αυτής όπως αναμένεται να πλήξει την κατασκευή στη διάρκεια ζωής της
- Της σεισμικής επιτάχυνσης για την οποία η κατασκευή μεταβαίνει σε κάποια οριακή στάθμη βλαβών

Και πάλι το βοήθημα που χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της τυπικής απόκλισης των πλαισίων είναι οι τυπικές τιμές για γενικούς κτιριακούς τύπους του προγράμματος Hazus. Σύμφωνα με το βοήθημα η τυπική απόκλιση ισούται με

$$\beta_{ds} = \sqrt{(\text{CONV}[\beta_c, \beta_D])^2 + (\beta_{T,ds})^2}, \text{ όπου}$$

β_{ds} , η συνολική τυπική απόκλιση της οριακής στάθμης βλαβών

β_c , η λογαριθμοκανονική παράμετρος τυπικής απόκλισης που εισάγει τις αβεβαιότητες της μορφής της καμπύλης αντίστασης

β_D , η λογαριθμοκανονική παράμετρος τυπικής απόκλισης του φάσματος απαίτησης

$\beta_{T,ds}$, η λογαριθμοκανονική παράμετρος τυπικής απόκλισης που εισάγει τη μεταβλητότητα του κατωφλιού θ_{op} . Της εκάστοτε οριακής στάθμης βλαβών

Το φάσμα απαίτησης της κατασκευής εξαρτάται από την καμπύλη αντίστασής της. Συνεπώς οι δύο αυτές τιμές είναι αλληλοεξαρτώμενες και η σύνδεσή τους εκφράζεται μέσω της πεπλεγμένης σχέσης $\text{CONV}(\beta_c, \beta_D)$. Η σχέση αυτή είναι πολύπλοκη, όμως το βοήθημα παρέχει πίνακες για τον υπολογισμό μίας προσεγγιστικής τιμής της τυπικής απόκλισης για γενικούς τύπους κτιριακών κατασκευών. Ο τρίτος συντελεστής της τυπικής απόκλισης, $\beta_{T,ds}$ θεωρείται ανεξάρτητος από τους άλλους δύο και η επιρροή του στη συνολική

τυπική απόκλιση εισάγεται μέσω σύνθεσης του με τον όρο CONV με τη μέθοδο SRSS.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι πίνακες με τους οποίους εκτιμάται η τυπική απόκλιση των κατασκευών ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής, το ύψος της και τη μορφή της καμπύλης αντίστασής της.

Building System ²	Post-Yield Degradation of Structural System ³								
	Minor Degradation ($\kappa \geq 0.9$)			Major Degradation ($\kappa = 0.5$)			Extreme Degradation ($\kappa \leq 0.1$)		
	Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,dv}$)			Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,dv}$)			Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,dv}$)		
	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)
Structural Systems with Very Small Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_c = 0.1$)									
Structure	0.70	0.80	0.90	0.85	0.90	1.00	0.95	1.00	1.10
NSD	0.65	0.75	0.90	0.85	0.90	1.00	0.95	1.00	1.10
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65
Structural Systems with Small Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_c = 0.2$)									
Structure	0.70	0.80	0.90	0.85	0.90	1.00	0.95	1.05	1.15
NSD	0.70	0.75	0.90	0.85	0.90	1.00	0.95	1.00	1.10
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65
Structural Systems with Moderate Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_c = 0.3$)									
Structure	0.75	0.80	0.95	0.85	0.95	1.05	1.00	1.05	1.15
NSD	0.70	0.80	0.90	0.85	0.95	1.05	1.00	1.05	1.15
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65
Structural Systems with Large Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_c = 0.4$)									
Structure	0.80	0.85	0.95	0.90	1.00	1.10	1.05	1.10	1.20
NSD	0.75	0.85	0.95	0.90	1.00	1.05	1.00	1.05	1.15
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65

i. Χαμηλές κατασκευές

Building System ²	Post-Yield Degradation of Structural System ³								
	Minor Degradation ($\kappa \geq 0.9$)			Major Degradation ($\kappa = 0.5$)			Extreme Degradation ($\kappa \leq 0.1$)		
	Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,dv}$)			Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,dv}$)			Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,dv}$)		
	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)
Structural Systems with Very Small Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_c = 0.1$)									
Structure	0.60	0.70	0.80	0.70	0.80	0.90	0.85	0.95	1.05
NSD	0.60	0.70	0.80	0.80	0.85	0.95	0.90	1.00	1.10
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65
Structural Systems with Small Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_c = 0.2$)									
Structure	0.65	0.75	0.85	0.75	0.85	0.95	0.95	1.00	1.10
NSD	0.65	0.70	0.85	0.80	0.85	1.00	0.95	1.00	1.10
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65

ii. Μέσου ύψους κατασκευές

Πίνακας 7.13 Πίνακες για τον υπολογισμό της τυπικής απόκλισης

Building System ²	Post-Yield Degradation of Structural System ³								
	Minor Degradation ($\kappa \geq 0.9$)			Major Degradation ($\kappa = 0.5$)			Extreme Degradation ($\kappa \leq 0.1$)		
	Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,ds}$)			Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,ds}$)			Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,ds}$)		
	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)
Structural Systems with Very Small Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_c = 0.1$)									
Structure	0.55	0.65	0.80	0.65	0.75	0.85	0.80	0.90	1.00
NSD	0.55	0.65	0.80	0.75	0.80	0.95	0.90	0.95	1.05
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65
Structural Systems with Small Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_c = 0.2$)									
Structure	0.60	0.65	0.80	0.70	0.80	0.90	0.90	0.95	1.05
NSD	0.60	0.70	0.80	0.75	0.85	0.95	0.95	1.00	1.10
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65
Structural Systems with Moderate Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_c = 0.3$)									
Structure	0.60	0.70	0.80	0.70	0.80	0.90	0.95	1.00	1.10
NSD	0.60	0.70	0.85	0.80	0.85	0.95	0.95	1.05	1.15
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65

iii. Υψηλές κατασκευές

Πίνακας 7.13 Συνέχεια

Οι παράμετροι της κατασκευής οι οποίοι καθορίζουν τη συνολική τυπική απόκλιση είναι:

- Το ύψος της το οποίο καθορίζει τον πίνακα στον οποίο θα στραφούμε
- Η τυπική απόκλιση της οριακής στάθμης βλαβών. Σύμφωνα με τις οδηγίες του Hazus η τιμή της $\beta_{T,ds}$ λαμβάνεται ίση με 0,30 εάν δεν υπάρχουν αναλυτικότερα δεδομένα
- Το είδος των υπό εξέταση συστατικών της κατασκευής. Στην εργασία εξετάζεται ο φέρων οργανισμός (Structure)
- Η μεταβλητότητα (β_c), δηλαδή το πλήθος των σημείων της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής
- Η τιμή της απαίτησης σε πλαστιμότητα που αναμένεται να έχει η κατασκευή για το σεισμό σχεδιασμού (k), καθώς και η απομείωση της αντοχής του φορέα μετά την αστοχία (πληροφορία που δεν παρέχει το OpenSees).

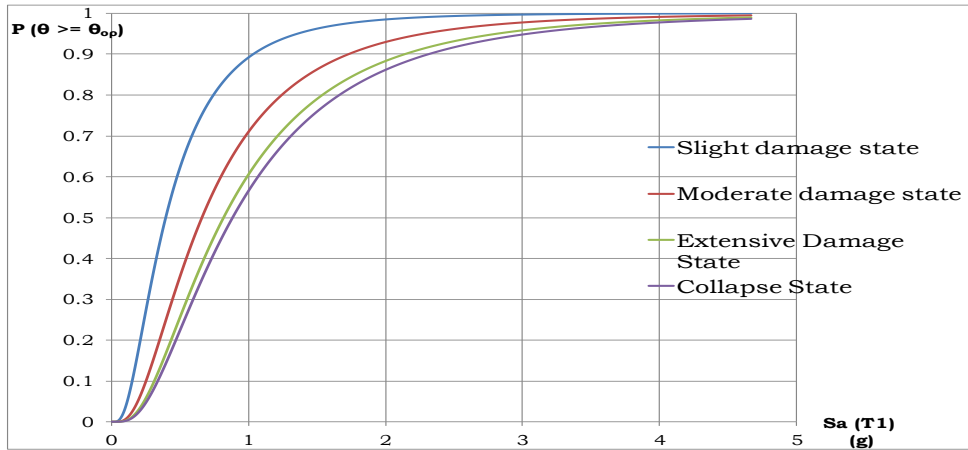
Η εκτίμηση του k και της β_c γίνεται ποιοτικά από την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής. Παρακάτω παρουσιάζονται οι τιμές της τυπικής απόκλισης που προκύπτουν για τις κατασκευές που αναλύονται.

κτίριο	β_y
2-ώροφο	0,75
4-ώροφο	0,70
8-ώροφο	0,70

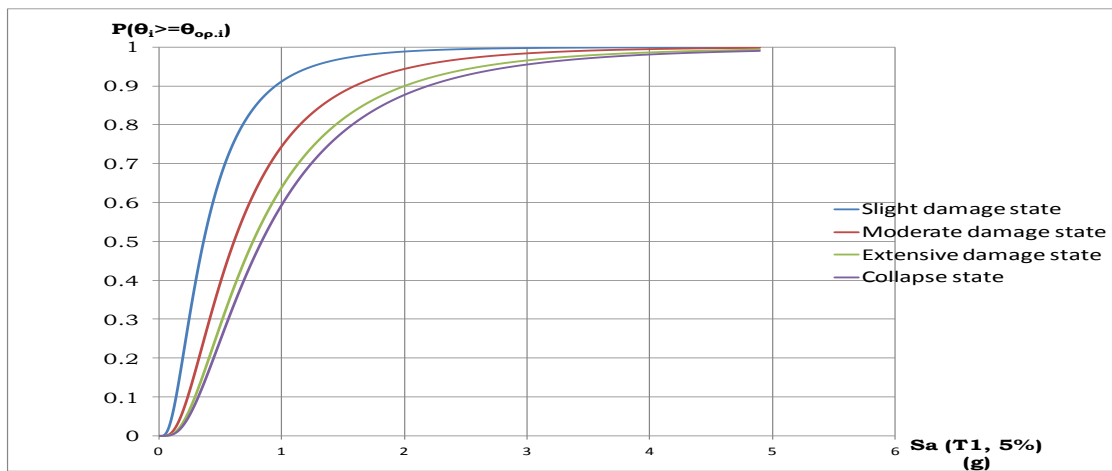
Πίνακας 7.14 Τυπική απόκλιση κατασκευών

7.4.2.3 Καμπύλες τρωτότητας εφαρμογών

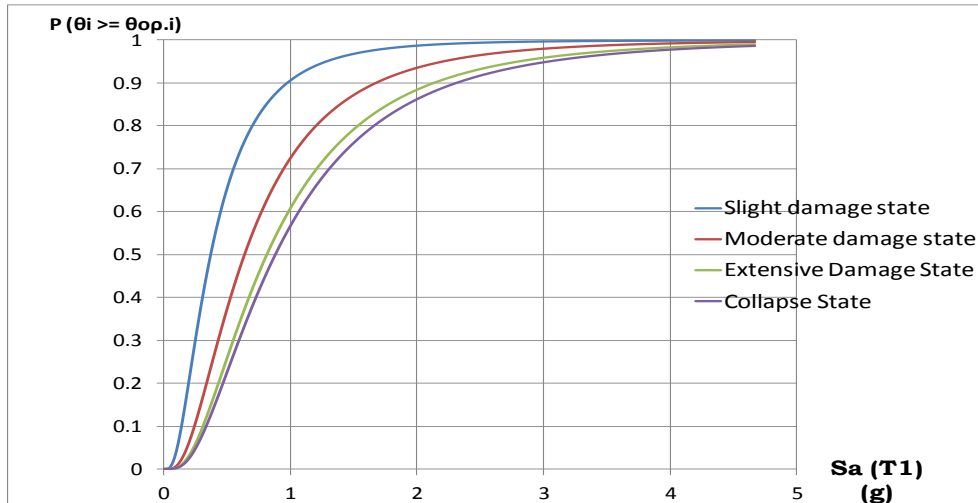
Έχοντας πλέον όλα τα απαιτούμενα δεδομένα μπορούμε να χαράξουμε τις καμπύλες τρωτότητας για κάθε κατασκευή και κάθε μοντέλο θεμελίωσης. Οι καμπύλες που προκύπτουν παρουσιάζονται παρακάτω:



i. fixed

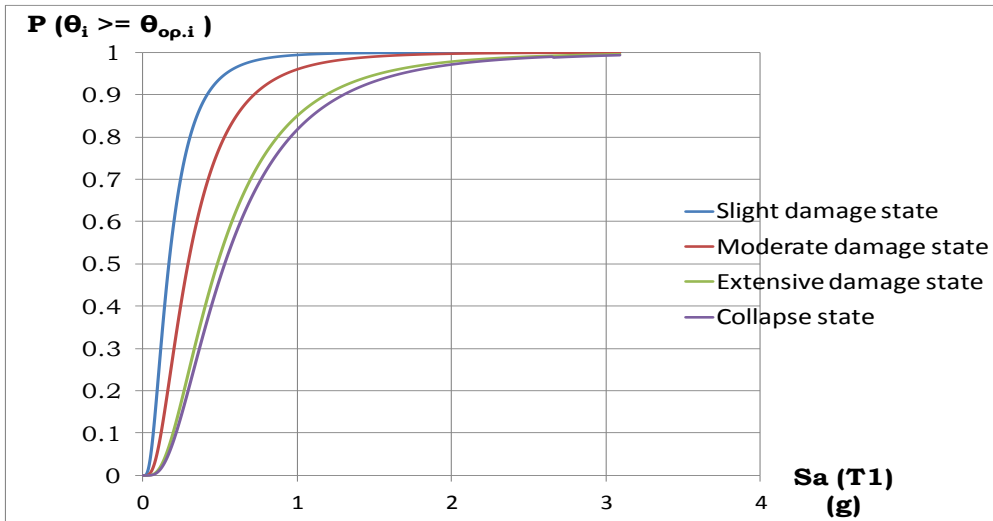


ii. Ελατήρια

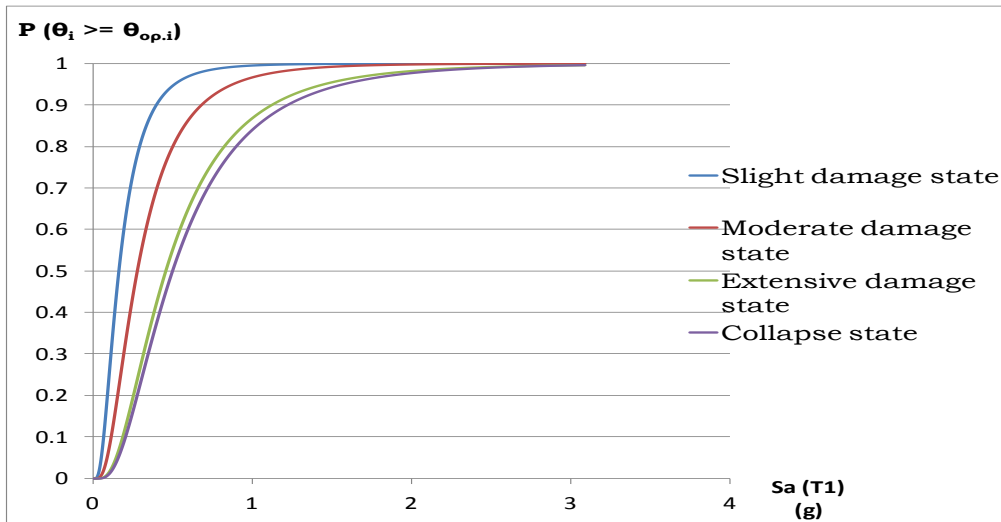


iii. piles

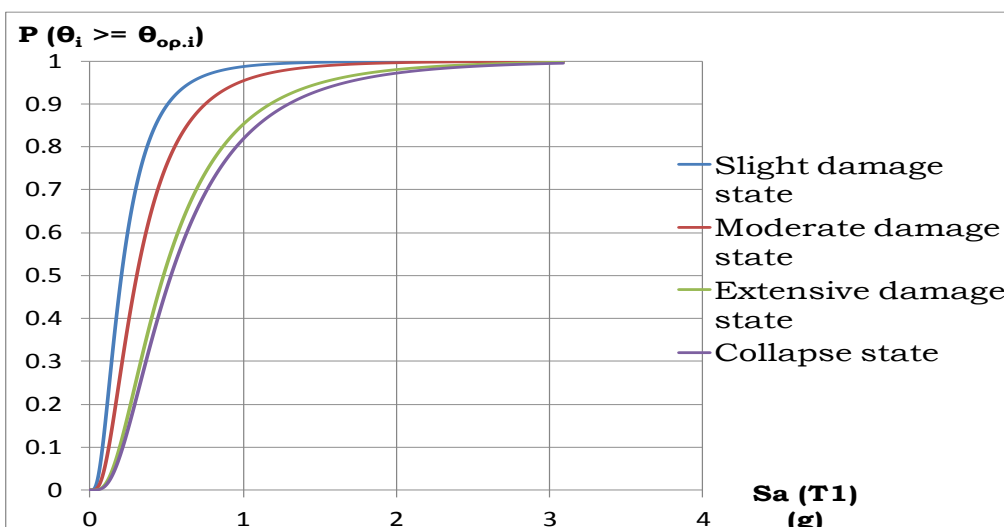
Σχήμα 7.11 Καμπύλες τρωτότητας 2-ώροφου



i. fixed

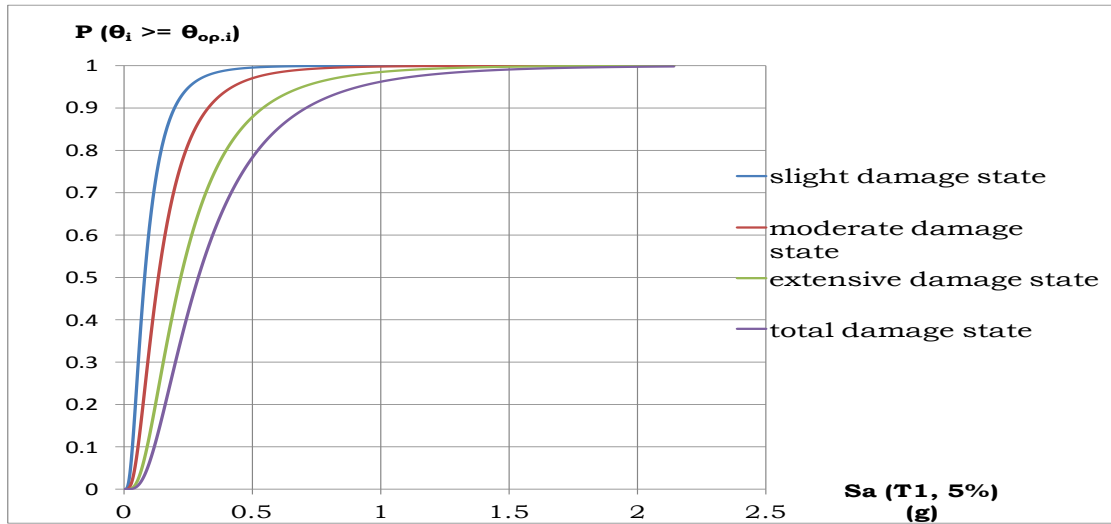


ii. Ελατήρια

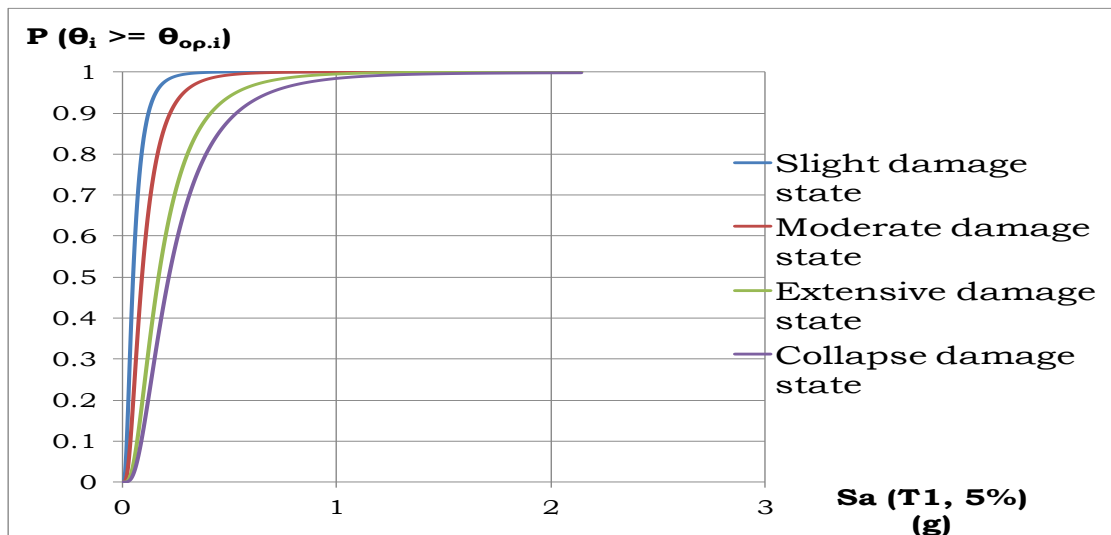


iii. piles

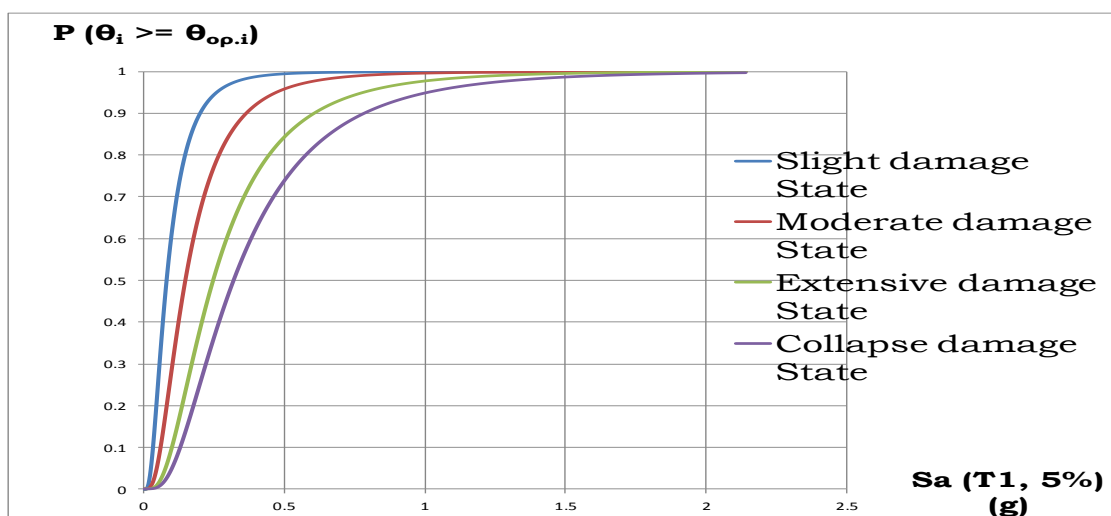
Σχήμα 7.12 Καμπύλες τρωτότητας 4-ώροφου



i. fixed



ii. Ελατήρια



iii. piles

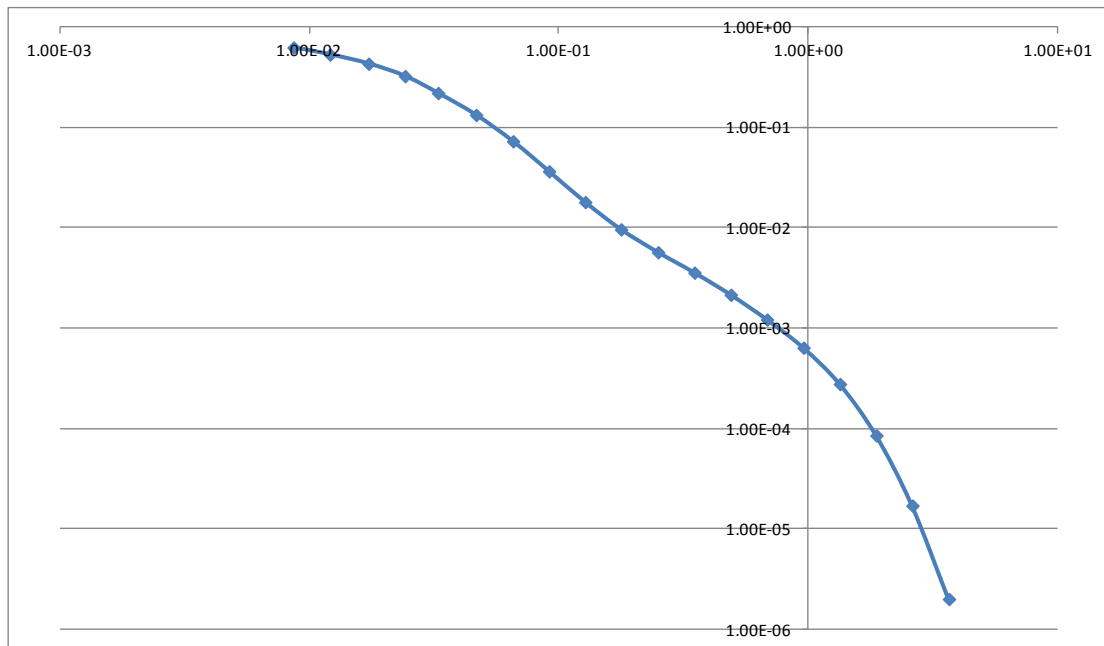
Σχήμα 7.13 Καμπύλες τρωτότητας 8-ώροφου

7.5 Μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης οριακών καταστάσεων (risk assessment)

Οι καμπύλες τρωτότητας των κατασκευών που υπολογίστηκαν συνθέτονται με την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής μέσω της εξίσωσης 6.1:

$$v_{\theta > y} = \int P(\theta_{\max} \geq y / IM = x) |d\lambda_{IM}(x)|$$

Όπου v είναι η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης της i -οστής οριακής κατάστασης στην οποία μεταβαίνει η κατασκευή για μέγεθος σεισμικής έντασης $IM = x$, όπου $x = SA$ εν προκειμένω. Η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής που λαμβάνεται υπ' όψη στα πλαίσια αυτών των δοκιμών αυτών είναι η εξής:



Σχήμα 7.14 Καμπύλη Σεισμικής επικινδυνότητας περιοχής (λογαριθμική κλίμακα)

Η επίλυση στο πρόγραμμα Matlab του παραπάνω ολοκληρώματος εξάγει τους ακόλουθους πίνακες που αποτυπώνουν τη σεισμική επικινδυνότητα κάθε περιοχής:

Αποτελέσματα αποτίμησης σεισμικής επικινδυνότητας κατασκευών

- Για το 2-ώροφο ανάλογα με τα τρία μοντέλα θεμελίωσης

2-ώροφο: Μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης οριακών καταστάσεων				
Μοντέλο Θεμελίωσης	$\theta_{max} \geq 0.5\%$ slight damage state	$\theta_{max} \geq 1.0\%$ moderate damage state	$\theta_{max} \geq 3.0\%$ Extensive damage State	$\theta_{max} \geq 8.0\%$ Total damage State
Πάκτωση	5.78E-03	1.89E-03	1.13E-03	9.27E-04
Ελατήρια	6.93E-03	2.26E-03	1.33E-03	1.07E-03
Πάσσαλοι	6.55E-03	2.04E-03	1.13E-03	9.30E-04

- Για το 4-ώροφο για τα τρία μοντέλα

4-ώροφο: Μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης οριακών καταστάσεων				
Μοντέλο Θεμελίωσης	$\theta_{max} \geq 0.33\%$ slight damage state	$\theta_{max} \geq 0.67\%$ moderate damage state	$\theta_{max} \geq 2.00\%$ Extensive damage State	$\theta_{max} \geq 5.33\%$ Total damage State
Πάκτωση	2.57E-02	9.25E-03	3.26E-03	2.64E-03
Ελατήρια	2.82E-02	1.04E-02	3.72E-03	3.05E-03
Πάσσαλοι	1.79E-02	8.44E-03	3.28E-03	2.64E-03

- Για το 8-ώροφο για τα 3 μοντέλα

8-ώροφο: Μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης οριακών καταστάσεων				
Μοντέλο Θεμελίωσης	$\theta_{max} \geq 0.25\%$ slight damage state	$\theta_{max} \geq 0.50\%$ moderate damage state	$\theta_{max} \geq 1.50\%$ Extensive damage State	$\theta_{max} \geq 4.00\%$ Total damage State
Πάκτωση	8.73E-02	3.92E-02	1.60E-02	9.56E-03
Ελατήρια	1.64E-01	7.24E-02	2.62E-02	1.66E-02
Πάσσαλοι	8.48E-02	3.27E-02	1.29E-02	7.79E-03

- **Πίνακας 7.15** Μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης οριακών καταστάσεων κατασκευών (annual frequency of exceedance)

Από τις τιμές της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης προκύπτει και η περίοδος επαναφορά της εμφάνισης των οριακών καταστάσεων, η οποία

δηλώνει ποια είναι η περίοδος σε έτη στη διάρκεια της οποίας η κατασκευή θα μεταβεί σίγουρα μια φορά στην υπ' όψη οριακή κατάσταση.

$$T_R = 1/\nu, \text{ η περίοδος επαναφοράς σε έτη}$$

Περίοδοι Επαναφοράς

2-ώροφο: Περίοδος Επαναφοράς εμφάνισης οριακών καταστάσεων				
Μοντέλο Θεμελίωσης	$\theta_{\max} \geq 0.50\%$ slight damage state	$\theta_{\max} \geq 1.00\%$ moderate damage state	$\theta_{\max} \geq 3.00\%$ Extensive damage State	$\theta_{\max} \geq 8.00\%$ Total damage State
Πάκτωση	173	528	888	1079
Ελατήρια	144	442	751	935
Πάσσαλοι	153	491	882	1075

4-ώροφο: Περίοδος Επαναφοράς εμφάνισης οριακών καταστάσεων				
Μοντέλο Θεμελίωσης	$\theta_{\max} \geq 0.33\%$ slight damage state	$\theta_{\max} \geq 0.67\%$ moderate damage state	$\theta_{\max} \geq 2.00\%$ Extensive damage State	$\theta_{\max} \geq 5.33\%$ Total damage State
Πάκτωση	39	108	306	379
Ελατήρια	35	97	269	328
Πάσσαλοι	56	118	305	379

8-ώροφο: Περίοδος Επαναφοράς εμφάνισης οριακών καταστάσεων				
Μοντέλο Θεμελίωσης	$\theta_{\max} \geq 0.25\%$ slight damage state	$\theta_{\max} \geq 0.50\%$ moderate damage state	$\theta_{\max} \geq 1.50\%$ Extensive damage State	$\theta_{\max} \geq 4.00\%$ Total damage State
Πάκτωση	11	26	62	105
Ελατήρια	6	14	38	60
Πάσσαλοι	12	31	77	128

Πίνακας 7.16 Περίοδος επαναφοράς συχνότητας υπέρβασης οριακών καταστάσεων κατασκευών

Σχολιασμός

Έχουμε πλέον τα απαραίτητα εργαλεία για να συγκρίνουμε τη σεισμική συμπεριφορά που θα έχουν οι κατασκευές στη συγκεκριμένη περιοχή. Βλέπουμε πως η ασφάλεια των κατασκευών επηρεάζεται σε μεγαλύτερο βαθμό από το ύψος της κατασκευής παρά από το μοντέλο της θεμελίωσης. Παρόλα αυτά και οι συνθήκες στη βάση επηρεάζουν τη σεισμική επίδοση ομοειδών κατασκευών (ίδιες διαστάσεις κατόψεως και ίδιος αριθμός ορόφων). Σε περιπτώσεις μάλιστα υψηλών, περισσότερο εύκαμπτων κατασκευών (8-ώροφο) η εδαφική επιρροή είναι ιδιαίτερα σημαντική. Βλέπουμε πως η πιθανότητα εμφάνισης της οριακής κατάστασης καταρρεύσεως του 8-ώροφου είναι περίπου διπλάσια για επιφανειακή θεμελίωση επί του αργιλικού εδάφους του παραδείγματος από την αντίστοιχη που θα είχε εάν μπορούσαν να θεωρηθούν ακλόνητες συνθήκες στη βάση. Για μεσαίου και χαμηλού ύψους κτίρια η επιρροή του εδάφους είναι πολύ μικρότερη καθώς η ασφάλεια του δεύτερου μοντέλου είναι μόλις κατά 15% μικρότερη απ' ότι των άλλων δύο μοντέλων. Μεταξύ τους όμως παρουσιάζουν σημαντική διαφορά, καθώς η ασφάλεια χαμηλών κτιρίων (2-ώροφα) είναι σχεδόν 3 φορές μεγαλύτερη απ' ότι των κτιρίων μεσαίου ύψους (4-ώροφα). Επίσης για χαμηλή απαίτηση πλαστιμότητας από το σεισμό η συμπεριφορά των χαμηλών και μεσαίου ύψους κτιρίων επί ελαστικών στηρίξεων είναι σχεδόν ισοδύναμη με αυτή του πακτωμένου μοντέλου.

Το μοντέλο των πασσάλων βλέπουμε πως έχει πολύ καλή συμπεριφορά και μάλιστα ισοδύναμη με αυτό της πάκτωσης. Συνεπώς τα αποτελέσματα του σχεδιασμού είναι τα βέλτιστα, καθώς με τη χρήση αυτής της μορφής θεμελίωσης ελαχιστοποιείται η επιρροή της εξωγενούς εδαφικής επιρροής στην κατασκευή, η οποία μπορεί να ληφθεί προσεγγιστικά ότι εδράζεται επί ακλόνητου στρώματος πλέον. Η ελαφρώς μεγαλύτερη διάρκεια ζωής που εμφανίζει το 8-ώροφο επί πασσάλων έναντι του πακτωμένου μπορεί να οφείλεται σε ανακατανομές των εντάσεων στη βάση της κατασκευής λόγω της συμμετοχής του εδάφους, οι οποίες είναι ευμενέστερες για ψηλότερες, πιο εύκαμπτες κατασκευές που αναμένεται να εμφανίσουν μεγαλύτερες μετατοπίσεις κατά απόλυτη τιμή. Βλέπουμε κιόλας πως το 2-ώροφο παρουσιάζει μια ελαφρώς μικρότερη αντοχή για πακτωμένη θεμελίωση έναντι θεμελίωσης επί πασσάλων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8^ο

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε στην εργασία ως προς την αλληλεπίδραση με το έδαφος πλασιωτών φορέων από Ω.Σ. υπό την επίδραση σεισμικής έντασης κατέληξε στα ακόλουθα συμπεράσματα.

- Εάν επιλεγεί το κατάλληλο σύστημα θεμελίωσης η σεισμική απόκριση επηρεάζεται περισσότερο από τα εσωτερικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και όχι από εξωγενή εδαφικά χαρακτηριστικά.
- Συνεπώς το ύψος των κατασκευών αποτελεί και τον πιο ουσιαστικό ρυθμιστή στη σεισμική απόκριση των κατασκευών καθώς οι λοιπές παραδοχές σχεδιασμού είναι οι ίδιες σε κάθε περίπτωση.
- Όμως και η επιρροή του εδάφους σε συνδυασμό με τη θεμελίωση της κατασκευής δεν πρέπει να παραγνωρίζεται, καθώς επηρεάζει και αυτή τη σεισμική απόκριση και μάλιστα πολύ δραστικά σε περιπτώσεις ψηλότερων κατασκευών.
- Όσο μειώνεται το ύψος της κατασκευής το μοντέλο θεμελίωσης επηρεάζει λιγότερο και μειώνονται οι αβεβαιότητες
- Πολύ καλή η συμπεριφορά του μοντέλου βελτιστοποίησης σχεδιασμού πασσάλων καθώς μειώνει σημαντικά τις αβεβαιότητες της επιρροής της θεμελίωσης, μιας και η συμπεριφορά των κατασκευών προσεγγίζει συνθήκες στήριξης επί ακλόνητου εδάφους
- Οι επιφανειακές θεμελιώσεις με μεμονωμένα πέδιλα κρίνονται ανεπαρκείς για ψηλά κτίρια στο συγκεκριμένο τύπο εδάφους.

Παραπάνω περιγράφονται συγκεντρωτικά τα κυριότερα συμπεράσματα που εξάγονται από αυτή την ανάλυση. Κλείνοντας θα πρέπει να επισημάνουμε τις αδυναμίες αυτής της ανάλυσης, καθώς και πως απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση, προτού εξαχθούν βιαστικά συμπεράσματα. Οι αδυναμίες υπάρχουν ως προς τη φύση της Push-over ανάλυσης, ενώ πρόσθετη διερεύνηση απαιτείται:

- Και για άλλα μοντέλα επιφανειακής θεμελίωσης στο συγκεκριμένο χώρο (πεδילוδοκοί, γενική κοιτόστρωση με υπόγειο ή χωρίς)
- Για τα μοντέλα που εξετάζονται, έλεγχος και σε άλλους τύπους εδαφών αλλά και διεύρυνση του πλήθους των μοντέλων της ανωδομής

- Εμβάθυνση στις ιδιαιτερότητες του εδάφους και της τοποθεσίας, όπως ενδεχόμενα ρήγματα, ενδεχόμενες ολισθήσεις επιπέδων και/ή ρευστοποιήσεις, ανωμαλίες στη στρωματογραφία, κλπ
- Προσθήκη του μοντέλου Winkler στην απεικόνιση των εδαφικών συνθηκών
- Σύγκριση του υπό εξέταση μοντέλου βελτιστοποίησης σχεδιασμού πασσάλων με άλλα παρόμοιου τύπου, με έμφαση στην οικονομικότητα του σχεδιασμού πλέον
- Σύνθεση των αναλύσεων τρωτότητας και με άλλες καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας.

Βιβλιογραφία

1. Ε.Κ.Ω.Σ.- 2000. Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000
2. Ε.Α.Κ.- 2000. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός
3. ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1: Chapter 10- Foundation Effects
4. EN 1997-1: Ευρωκώδικας 7 – Γεωτεχνικός Σχεδιασμός – Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες (CEN 2004). Κεφάλαιο 2.7: Θεμελιώσεις με πασσάλους
5. Θ. Τάσιος- Ε. Βιντζηλαίου- Π. Γιαννόπουλος- Π. Πλαϊνης- Ι. Σιγάλας- Κ. Τρέζος- Σ. Τσουκαντάς: Σημειώσεις για τις κατασκευές από Ω.Σ., Εκδόσεις ΕΜΠ Αθήνα 2008
6. Μ. Καββαδάς: Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων, Εκδόσεις ΕΜΠ, Έκδοση 4 2008
7. Α. Αναγνωστόπουλος, Β. Παπαδόπουλος: Επιφανειακές Θεμελιώσεις, 1989
8. Α. Αναγνωστόπουλος, Μ. Καββαδάς, Β. Παπαδόπουλος: Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Οκτώβριος 2009

9. X. Λέτσιος: Βελτιστοποίηση Σχεδιασμού θεμελιώσεων με πασσάλους, Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΠ, Οκτώβριος 2007
10. X. Λέτσιος: Ανάλυση Ευαισθησίας Τρωτότητας Κατασκευών σε περιβάλλον Αβεβαιοτήτων, Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΠ, Οκτώβριος 2009
11. N. Λαγαρός: Fragility assessment of steel and steel-concrete composite 3D buildings considering sources of uncertainty
12. Γεώργιος Παναγόπουλος, Ανδρέας Ι. Κάππος: Υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας για ελληνικά κτίρια από Ο/Σ
13. N. Lagaros: Life-cycle cost analysis of design practices for RC framed structures, Springer Science+Business Media B.V. 2007
14. N. Lagaros Probabilistic fragility analysis: A tool for assessing design rules of RC buildings, 2008
15. Hazus Multi-hazard Loss Estimation Methodology-Earthquake Model, FEMA 2003
16. Μ. Παπαδρακάκης: Μαθήματα Στατικής 5- Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων-Σύγχρονες Μεθοδοι, Εκδόσεις ΕΜΠ 1996
17. G. Gazetas: Formulas and Charts for impedances of Surface and embedded foundations. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No 9, September, 1991
18. Α. Κάππος, Ι. Μοσχονάς: Υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας γεφυρών
19. Γ. Γκαζέτας: Αλληλεπίδραση Εδάφους- Κατασκευής, Συνοπτικές Σημειώσεις 5 πρώτων μαθημάτων, Μάιος 2007
20. Σ. Κρίκος, Α. Φώτης: Κεφάλαιο 2: Γενικές Αρχές Σχεδιασμού