ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
"ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΦΥΡΩΝ

ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟ ΜΑΘΗΜΑ:
"ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ"

ΓΙΑΝΝΗΣ Ν. ΨΥΧΑΡΗΣ
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ 2016

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ 1
1.1. Γενικά 1
1.2. Στατική μόρφωση γεφυρών 2
1.3. Παράγοντες που επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά 4
1.3.1 Μορφή του φορέα 4
1.3.2 Τρόπος σύνδεσης φορέα – βάθρων 8
1.3.3 Μόρφωση βάθρων 13
1.3.4 Επιλογή τρόπου θεμελίωσης 16
1.3.5 Εφαρμογή μεθόδων σεισμικής μόνωσης 18
1.4. Συνήθεις βλάβες γεφυρών από σεισμούς 19

2. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΩΝ 22
2.1. Εισαγωγή 22
2.2. Κανονιστικό πλαίσιο 24
2.3. Μέθοδοι υπολογισμού 25
2.4. Σεισμική δράση 26
2.4.1 Φάσμα σχεδιασμού 26
2.4.2 Εδαφική επιτάχυνση 28
2.4.3 Συντελεστής συμπεριφοράς q 30
2.4.4 Γειτνίαση με ενεργά σεισμικά ρήγματα (φαινόμενα κοντινού πεδίου) 39
2.5. Μοντέλο υπολογισμού 43
2.5.1 Προσομοίωμα ανάλυσης 43
2.5.2 Υπολογισμός μαζών 44
2.5.3 Δυσκαμψίες 44
2.6. Δράσεις ελέγχου 47
2.6.1 Χωρικός συνδυασμός 47
2.6.2 Υπολογισμός μετακινήσεων 48
2.6.3 Ικανοτικές δράσεις 49
2.6.4 Ωθήσεις γαιών 52
2.7. Έλεγχοι 57
2.7.1 Βάθρα από Ω.Σ. 57
2.7.2 Ακρόβαθρα 58
2.7.3 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα 59

2.7.4 Σεισμικοί σύνδεσμοι και σταθερά εφέδρανα ... 62
2.7.5 Έλεγχος μήκους έδρασης του φορέα ... 62

3. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ ... 64
3.1. Γενικά ... 64
3.2. Προσομοίωση συστημάτων μόνωσης ... 65
3.2.1 Μονωτήρες με υστερητική συμπεριφορά ... 65
3.2.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου ... 66
3.2.3 Υδραυλικοί αποσβεστήρες με ιξώδη συμπεριφορά ... 67
3.2.4 Συστήματα τριβής ... 67
3.2.5 Μεταβλητότητα παραμέτρων σχεδιασμού ... 69
3.3. Μέθοδοι ανάλυσης ... 70
3.3.1 Φασματική ανάλυση θεμελιώδους ιδιομορφής ... 71
3.3.2 Φασματική ανάλυση με χρήση πολλών ιδιομορφών ... 74
3.3.3 Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας ... 74
3.4. Έλεγχοι ... 75
3.4.1 Έλεγχος συστήματος σεισμικής μόνωσης ... 75
3.4.2 Έλεγχος φερόντων στοιχείων γέφυρας ... 75
3.4.3 Έλεγχος ικανότητα επαναφοράς στην αρχική θέση ... 77

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ... 78
ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)
Καμπύλη ικανότητας (capacity curve) ... 78
Εισαγωγή ... 78
Καμπύλες $F - \delta$ μελών ... 79
Στοχευόμενη μετακίνηση ... 81
Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα ... 82
Μέθοδος N2 ... 84
Συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών ... 89
Εισαγωγή ... 89
Ιδιομορφική στατική ανελαστική ανάλυση (modal pushover) ... 90

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ... 93

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Γενικά

Οι γέφυρες είναι γενικώς απλές κατασκευές από στατική άποψη. Είναι όμως ευαίσθητες σε σεισμούς και μπορούν να υποστούν σημαντικές βλάβες εάν δεν έχουν σχεδιαστεί σωστά αντισεισμικά. Σε αυτό συμβάλλει και η μικρή υπερστατικότητα που συνήθως διαθέτουν ως απόρροια της απλότητας της στατικής τους λειτουργίας. Από αντισεισμική άποψη, η μικρή υπερστατικότητα αποτελεί μειονέκτημα σε περίπτωση που θα συμβεί κάποιος ισχυρός σεισμός ο οποίος θα οδηγήσει την κατασκευή πέραν του ορίου διαρροής. Γι' αυτό και η αυστηρή τήρηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών είναι πολύ σημαντική.

Οι γέφυρες, ανάλογα με τη μορφή τους, ταξινομούνται σε διαφορετικές κατηγορίες, με διαφορετικές απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού σε κάθε περίπτωση. Οι παρούσες Σημειώσεις καλύπτουν τις συνήθεις γέφυρες, οι οποίες αποτελούνται από το φορέα και κατακόρυφα βάθρα που συνδέονται με το φορέα είτε μονολιθικά είτε μέσω εφεδράνων. Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να υπαχθούν και οι φορείς με *εκσκαφή και επανεπίχωση* (cut and cover). Άλλες μορφές γεφυρών, οι οποίες όμως απαιτούν λεπτομερέστερη αντισεισμική μελέτη και δεν καλύπτονται από τις παρούσες Σημειώσεις, είναι οι τοξωτές γέφυρες, οι γέφυρες με αντηριδωτά βάθρα και βάθρα μορφής V, οι κρεμαστές γέφυρες (suspension bridges) και οι καλωδιωτές γέφυρες (cable-stayed bridges).

Το κυριότερο αντικείμενο της αντισεισμικής μελέτης μιας γέφυρας είναι ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων που θα αναπτυχθούν και ο τρόπος κατανομής τους στα βάθρα. Στον προσδιορισμό του σεισμικού φορτίου συμμετέχει κυρίως η μάζα του φορέα και δευτερευόντως η μάζα των βάθρων, η οποία συνήθως είναι αρκετά μικρότερη. Όσον αφορά την κατανομή του φορτίου στα βάθρα, αυτή επηρεάζεται από τους παρακάτω παράγοντες:

- Τη διαμόρφωση του φορέα στη διαμήκη διεύθυνση (συνεχής ή με αρμούς).
- Τον τρόπο σύνδεσης φορέα-βάθρων.
- Την δυσκαμψία των βάθρων, λαμβάνοντας υπόψη και την δυστένεια των εφεδράνων, εάν υπάρχουν.
- Την ελαστικότητα της θεμελίωσης.

Εκτός όμως από τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων και τη διαστασιολόγηση των βάθρων και του φορέα, ο αντισεισμικός σχεδιασμός των γεφυρών περιλαμβάνει και άλλους ελέγχους, οι οποίοι πολλές φορές είναι κρίσιμοι για την ασφάλεια της κατασκευής, όπως:

- Έλεγχο μετακινήσεων για την εξασφάλιση έναντι κινδύνου πτώσης και για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων και των αρμών.
- Κατασκευαστικές διατάξεις για την εξασφάλιση πλάστιμης συμπεριφοράς.
- Έλεγχο κινδύνου αστοχίας της θεμελίωσης ή της επίχωσης πίσω από τα ακρόβαθρα.
- Έλεγχο έναντι κινδύνου ρευστοποίησης του εδάφους και κατολισθήσεων στην ευρύτερη περιοχή του έργου, που μπορούν να δημιουργήσουν σημαντικές εντάσεις στην κατασκευή.

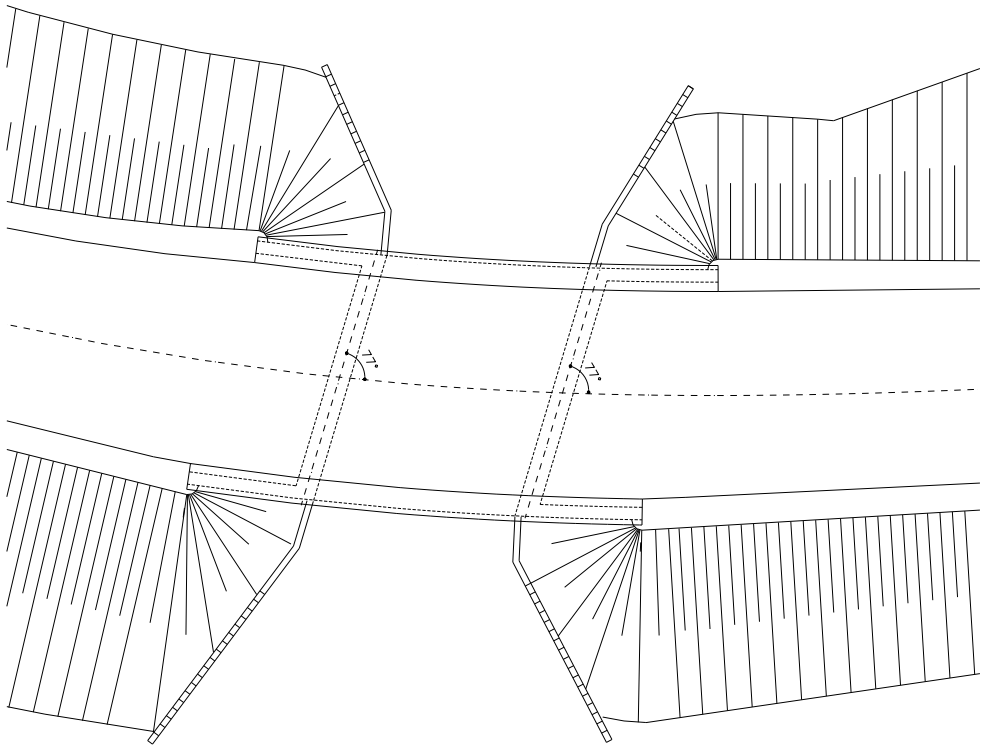
1.2. Στατική μόρφωση γεφυρών

Τα φέροντα στοιχεία μιας γέφυρας μπορούν να ταξινομηθούν σε τρεις κατηγορίες:

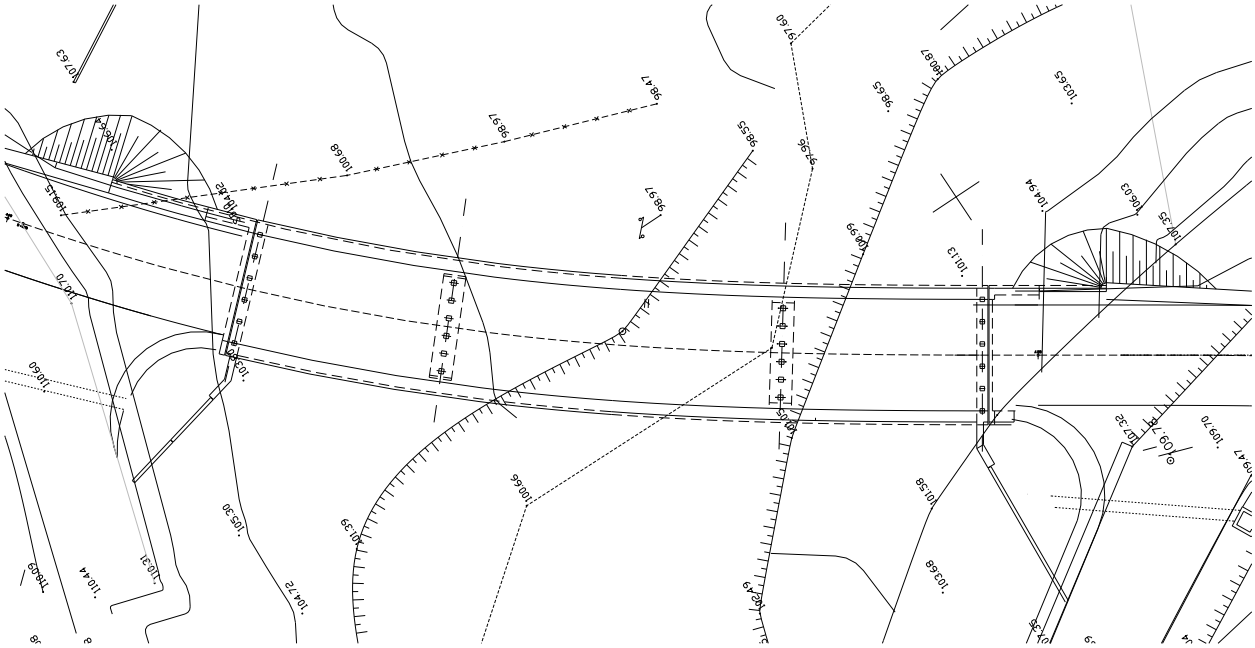
- Στο φορέα. Είναι το οριζόντιο στοιχείο της γέφυρας, που αποτελεί και το κατάστρωμα, πάνω στο οποίο γίνεται η κίνηση των οχημάτων και των πεζών και γενικώς φέρει τα ωφέλιμα φορτία της γέφυρας. Ανάλογα με τη στατική τους λειτουργία, οι φορείς διακρίνονται σε συνεχείς, αμφιέρειστους και δοκούς Gerber. Ανάλογα με τη διατομή τους διακρίνονται σε συμπαγείς, πλάκες με κενά, κυψελωτούς φορείς, πλακοδοκούς, κιβωτιοειδούς διατομής κ.λ.π.
- Στα βάθρα. Είναι τα κατακόρυφα στοιχεία που στηρίζουν το φορέα και μεταφέρουν τα φορτία στη θεμελίωση. Ανάλογα με τη μορφή τους, τα βάθρα χαρακτηρίζονται ως πολύστυλα, μονόστυλα, τοιχοειδή και κοίλα. Τα δύο ακραία βάθρα ονομάζονται ακρόβαθρα και συνήθως είναι τοιχοειδούς μορφής, επειδή λειτουργούν και ως τοίχοι αντιστήριξης των γαιών που υπάρχουν πίσω από αυτά. Τα ενδιάμεσα βάθρα ονομάζονται μεσόβαθρα.
- Στη θεμελίωση. Οι συνήθεις τρόποι θεμελίωσης των γεφυρών είναι με επιφανειακή θεμελίωση, με πασσάλους και με φρέατα.

Ανάλογα με τη γεωμετρική τους διαμόρφωση, οι γέφυρες διακρίνονται σε *ορθές* ή *λοξές* και σε *ευθύγραμμες* ή *καμπύλες*.

- Ορθή λέγεται μία γέφυρα, στην οποία οι γωνίες μεταξύ του διαμήκους άξονα του φορέα και των αξόνων των βάθρων είναι 90°. Άλλως, η γέφυρα θεωρείται λοξή (Σχήμα 1.1).
- Ευθύγραμμη λέγεται μία γέφυρα όταν είναι ευθύγραμμη σε κάτοψη. Μία γέφυρα μπορεί να είναι καμπύλη και ταυτόχρονα να είναι ορθή (Σχήμα 1.2).



Σχήμα 1.1. Λοξή γέφυρα (κάτοψη).



Σχήμα 1.2. Καμπύλη ορθή γέφυρα (κάτοψη).

Η σύνδεση του φορέα με τα βάθρα συνήθως γίνεται με δύο τρόπους: (α) μέσω εφεδράνων και (β) με μονολιθική σύνδεση. Στην περίπτωση των εφεδράνων υπάρχει ελευθερία στροφής της κορυφής του βάθρου και, ανάλογα με το είδος του εφεδράνου, μπορεί να υπάρχει σχετική κίνηση του φορέα ως προς το βάθρο, η οποία εξαρτάται από τις ελαστικές ιδιότητες του εφεδράνου (στην περίπτωση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων), το συντελεστή τριβής (στην περίπτωση εφεδράνων ολίσθησης) και γενικότερα τα χαρακτηριστικά του εφεδράνου. Σε αρκετές περιπτώσεις, τα εφέδρανα διαθέτουν και στοιχεία απορρόφησης ενέργειας και έτσι λειτουργούν και ως αποσβεστήρες.

1.3. Παράγοντες που επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά

1.3.1 Μορφή του φορέα

Ένα σημαντικό στοιχείο της αντισεισμικής μελέτης μιας γέφυρας είναι η επιλογή της μορφής του φορέα. Οι συνήθεις επιλογές που έχει να κάνει ο μηχανικός είναι:

- Συνεχής φορέας σε πολλά ανοίγματα
- Ανοίγματα με αμφιέρειστους φορείς
- Δοκοί Gerber

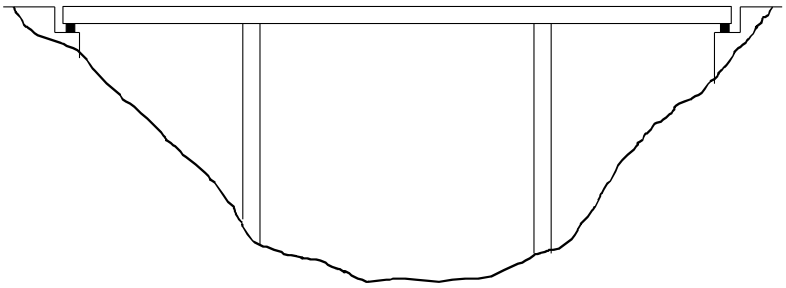
Παρακάτω δίνονται τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα κάθε μορφής φορέα, ιδαίτερα σε ό,τι αφορά τη σεισμική συμπεριφορά της γέφυρας, και αναφέρονται οι περιπτώσεις που θα μπορούσαν να εφαρμοστούν.

1.3.1.1 Συνεχείς φορείς

Οι συνεχείς φορείς γεφυρών (Σχήμα 1.3) έχουν γενικώς καλύτερη στατική συμπεριφορά από τους αμφιέρειστους φορείς, επειδή οι ροπές που αναπτύσσονται από τα κατακόρυφα φορτία είναι μικρότερες και κατανέμονται καλύτερα μεταξύ των στηρίξεων και των ανοιγμάτων απ' ό,τι στους αμφιέρειστους φορείς.

Από αντισεισμική άποψη έχουν επίσης καλή συμπεριφορά, επειδή η δυναμική τους απόκριση είναι σαφής, αφού η ανωδομή συμπεριφέρεται πρακτικά ως ένα ενιαίο σώμα (διάφραγμα) και η κατανομή των σεισμικών φορτίων στα βάθρα μπορεί να υπολογιστεί με αρκετή ακρίβεια.

Επιπρόσθετα, ο κίνδυνος πτώσης του φορέα περιορίζεται μόνο στα ακρόβαθρα. Ο κίνδυνος αυτός είναι πρακτικά ανύπαρκτος για μονολιθικά συνδεδεμένα μεσόβαθρα, επειδή οι σεισμικές μετακινήσεις είναι γενικώς μικρές.



Σχήμα 1.3. Γέφυρα με συνεχή φορέα.

Είναι προφανές από τα παραπάνω, ότι οι συνεχείς φορείς είναι γενικώς προτιμητέοι. Υπάρχουν όμως περιπτώσεις που δεν συνιστάται η εφαρμογή τους, επειδή παρουσιάζουν και μειονεκτήματα, τα οποία μπορούν να καταστούν κρίσιμα.

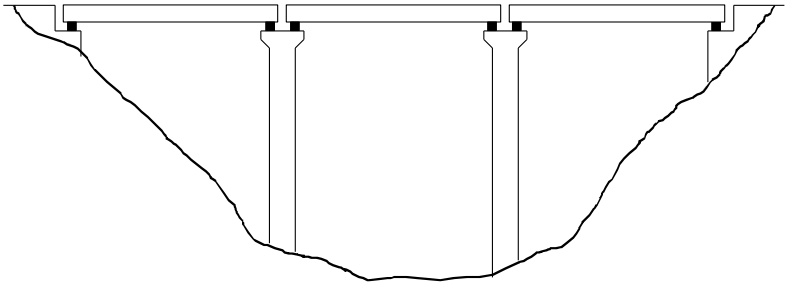
Ένα τέτοιο μειονέκτημα είναι η μεγάλη τους ευαισθησία σε διαφορικές καθιζήσεις των βάθρων και τεκτονικές κινήσεις. Σε σχετικά άκαμπτους φορείς, οι φορτίσεις αυτές μπορούν να προκαλέσουν μεγάλες εντάσεις που να καθιστούν την εφαρμογή του συνεχούς φορέα απαγορευτική. Σε περιπτώσεις εύκαμπτων φορέων και μεγάλων ανοιγμάτων, οι επιπτώσεις των διαφορικών καθιζήσεων είναι λιγότερο σημαντικές, όμως, σε αυτή την περίπτωση μπορούν να αναπτυχθούν σημαντικές ταλαντώσεις στην εγκάρσια διεύθυνση κατά τη διάρκεια του σεισμού, με δυσμενή επίπτωση στα βάθρα.

1.3.1.2 Αμφιέρειστοι φορείς

Σε γέφυρες με αμφιέρειστους φορείς (Σχήμα 1.4), κάθε τμήμα του καταστρώματος μεταξύ γειτονικών βάθρων χωρίζεται με το διπλανό του με αρμό και λειτουργεί στατικά ανεξάρτητα. Εάν δεν υπάρχουν ειδικοί λόγοι επιλογής αμφιέρειστων φορέων, όπως αυτοί που αναφέρονται παρακάτω, τέτοιοι φορείς γενκώς αποφεύγονται επειδή οδηγούν σε ακριβή λύση λόγω των μεγάλων ροπών που αναπτύσσονται στα ανοίγματα από στατικά κατακόρυφα φορτία και της σημαντικής καταπόνηση των βάθρων από σεισμικά φορτία.

Αμφιέρειστοι φορείς προτιμώνται στις παρακάτω περιπτώσεις:

- Σε περιπτώσεις μεγάλων διαφορικών καθιζήσεων και/ή σημαντικών τεκτονικών κινήσεων, τις οποίες μπορούν να παραλάβουν με πολύ μικρότερη ένταση της κατασκευής απ' ό,τι οι συνεχείς φορείς.
- Σε περιπτώσεις προκατασκευής, όπου το όφελος της προκατασκευής υπερισχύει της επιβάρυνσης λόγω των μεγάλων ροπών ανοιγμάτων.



Σχήμα 1.4. Γέφυρα με αμφιέρειστους φορείς.

Από άποψη σεισμικής συμπεριφοράς, η απόκριση γεφυρών με αμφιέρειστους φορείς είναι περισσότερο πολύπλοκη απ' ό,τι στους συνεχείς φορείς, γιατί τα επιμέρους τμήματα του φορέα μπορούν να κινούνται ανεξάρτητα. Είναι προφανές ότι, κατά τη διάρκεια του σεισμού, η σεισμική δύναμη που μεταφέρεται στα βάθρα εξαρτάται από τη διαφορά φάσης, με την οποία ταλαντώνονται οι δύο φορείς που εδράζονται σε αυτά: για κίνηση σε φάση η δύναμη μεγιστοποιείται, ενώ για κίνηση εκτός φάσης ελαχιστοποιείται.

Πρόβλημα μπορεί να υπάρξει και με τη σεισμική ανάλυση τέτοιων γεφυρών, συγκεκριμένα τη φασματική ανάλυση. Επειδή η σύνδεση του φορέα με τα βάθρα γίνεται συνήθως μέσω εύκαμπτων εφεδράνων, υπάρχει περίπτωση η ταλάντωση κάθε αμφιέρειστου τμήματος να αντιστοιχεί σε ξεχωριστή (πρακτικά) ιδιομορφή. Συνήθως, η διαφορά των ιδιοπεριόδων αυτών των ιδιομορφών είναι μικρή, οπότε δύο ή περισσότερες ιδιομορφές μπορεί να διεγείρονται σχεδόν ταυτόχρονα (συντονισμός) και η κίνηση γειτονικών φορέων να γίνεται σχεδόν σε φάση. Σε τέτοιες περιπτώσεις συντονισμού, η δυναμική επίλυση του συστήματος με τη φασματική μέθοδο μπορεί να οδηγήσει σε υποεκτίμηση των φορτίων των βάθρων, αφού οι συμμετοχές των ιδομορφικών αποκρίσεων επαλληλίζονται με τη μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων, ενώ θα έπρεπε να προστίθενται.

Για τη μείωση των παραπάνω επιπτώσεων στη δυναμική συμπεριφορά της γέφυρας, τις περισσότερες φορές οι αμφιέρειστοι φορείς συνδέονται μεταξύ τους με "πλάκες συνέχειας", δηλαδή πλάκες μικρού πάχους στη στάθμη του καταστρώματος που συνδέουν τα αμφιέρειστα ανοίγματα. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η ενιαία κίνηση όλων των ανοιγμάτων και δυναμικά η γέφυρα συμπεριφέρεται ως να είχε συνεχή φορέα. Οι πλάκες συνέχειας, λόγω του μικρού πάχους τους (περίπου 0.20 m) δεν μπορούν να δημιουργήσουν συνθήκες πάκτωσης των φορέων στα μεσόβαθρα, επομένως υπολογιστικά λαμβάνονται υπόψη με αρθρώσεις στα άκρα τους. Μπορούν όμως να μεταφέρουν οριζόντια φορτία και να εξασφαλίσουν έτσι την ενιαία κίνηση όλων των ανοιγμάτων.

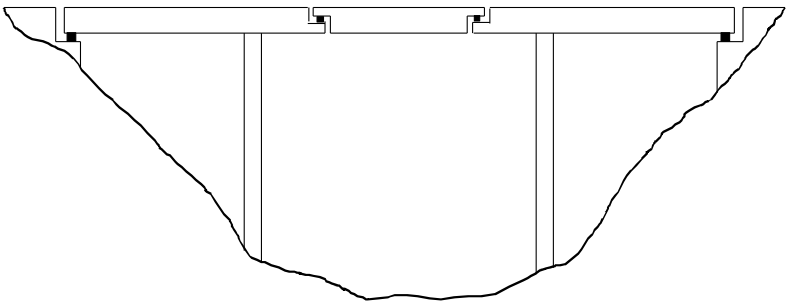
Σε γέφυρες με αμφιέρειστους φορείς, ο κίνδυνος πτώσης τμημάτων του φορέα κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών είναι μεγάλος, ιδιαίτερα εάν δεν προβλέπονται πλάκες συνέχειας. Γι' αυτό, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση επαρκούς μήκους έδρασης των φορέων πάνω στα βάθρα. Ο κίνδυνος είναι μεγαλύτερος για εύκαμπτα μεσόβαθρα, αφού η ταλάντωσή τους δημιουργεί πρόσθετες μετακινήσεις, οι οποίες μεγιστοποιούνται εάν δύο γειτονικά βάθρα κινηθούν εκτός φάσης.

Αυξημένος είναι και ο κίνδυνος κρούσης μεταξύ γειτονικών φορέων, αφού η συνήθης στήριξη μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων οδηγεί σε μεγάλες μετακινήσεις κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών. Η κρούση μπορεί να προκαλέσει ζημιές στους φορείς. Σημειώνεται όμως ότι, σε ορισμένες περιπτώσεις, η κρούση μπορεί να είναι ευεργετική, γιατί εμποδίζει τη δημιουργία συντονισμού σε ανεξάρτητα ταλαντούμενα τμήματα.

1.3.1.3 Φορείς με αρμούς σε ενδιάμεσες θέσεις ανοιγμάτων (δοκοί Gerber)

Ο τρόπος αυτός μόρφωσης του φορέα (Σχήμα 1.5) ήταν αρκετά δημοφιλής παλαιότερα, επειδή παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα όσον αφορά την κατανομή των ροπών για στατικά κατακόρυφα φορτία. Από αντισεισμική άποψη, όμως, παρουσιάζει όλα τα μειονεκτήματα των αμφιέρειστων φορέων και το επιπρόσθετο πρόβλημα ότι το μήκος έδρασης είναι εκ των πραγμάτων περιορισμένο, για λόγους αντοχής του κοντού προβόλου που δημιουργείται στην περιοχή της έδρασης, με αποτέλεσμα μεγάλο κίνδυνο πτώσης. Ο κίνδυνος πτώσης του ενδιάμεσου φορέα μεγαλώνει ακόμη περισσότερο λόγω των κατακόρυφων ταλαντώσεων που δημιουργούνται κατά τη διάρκεια του σεισμού, οι οποίες μπορεί να είναι έντονες λόγω έλλειψης συνέχειας.

Λόγω του παραπάνω κινδύνου πτώσης του φορέα, ο οποίος έχει δυστυχώς επαληθευτεί σε πολλούς σεισμούς, η διάταξη αυτή σπανίως χρησιμοποιείται πλέον, παρότι δεν απαγορεύεται. Σε περίπτωση που θα εφαρμοστεί, πρέπει οπωσδήποτε να συνοδεύεται από ειδικές διατάξεις (σεισμικούς συνδέσμους), ώστε να αποκλεισθεί ο κίνδυνος πτώσης του φορέα.



Σχήμα 1.5. Γέφυρα με φορέα τύπου δοκού Gerber.

1.3.2 Τρόπος σύνδεσης φορέα – βάθρων

Ο τρόπος σύνδεσης του φορέα με τα βάθρα παίζει σημαντικό ρόλο στη σεισμική συμπεριφορά. Οι τρόποι σύνδεσης είναι:

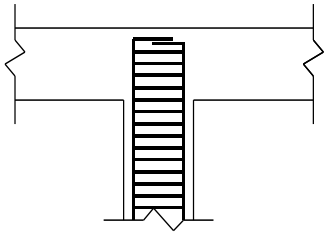
Με μονολιθική σύνδεση

Μέσω εφεδράνων

Παρακάτω δίνονται τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα κάθε μεθόδου καθώς και πληροφορίες για σεισμικούς συνδέσμους που πολλές φορές χρησιμοποιούνται σε γέφυρες.

1.3.2.1 Μονολιθική σύνδεση

Στη μονολιθική σύνδεση φορέα βάθρων, ο οπλισμός των βάθρων επεκτείνεται μέσα στο φορέα (Σχήμα 1.6). Στις θέσεις αυτές, είναι πιθανή η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα βάθρα, γι' αυτό και εφαρμόζονται οι αυστηρές κατασκευαστικές διατάξεις που απαιτούνται για την εξασφάλιση επαρκούς πλάστιμης συμπεριφοράς.



Σχήμα 1.6. Μονολιθική σύνδεση φορέα-βάθρου.

Η μονολιθική σύνδεση φορέα – βάθρων παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα από αντισεισμική άποψη, όπως:

- Αύξηση της υπερστατικότητας του συστήματος και επομένως καλύτερη συμπεριφορά μετά τη διαρροή των βάθρων.
- Μείωση των σεισμικών ροπών του βάθρου, λόγω σχεδόν αμφίπακτης συμπεριφοράς.
- Μικρές σεισμικές μετακινήσεις, λόγω αύξησης της δυσκαμψίας της κατασκευής.
- Οδηγεί σε οικονομικότερες λύσεις, αφού επιτρέπεται η χρήση συντελεστή μετελαστικής συμπεριφοράς $q > 1.5$.

Παρουσιάζει, όμως, και αρκετά μειονεκτήματα, όπως:

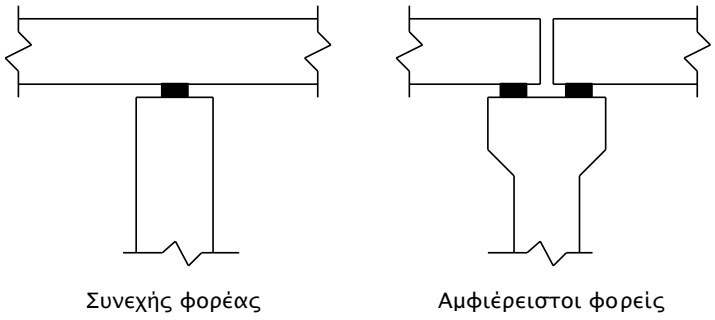
- Πρόσθετες ροπές στο φορέα, ίσες συνολικά με τη ροπή στην κεφαλή του βάθρου.
- Σημαντική καταπόνηση των βάθρων από θερμοκρασιακές μεταβολές, συρρίκνωση του φορέα, προένταση και ερπυσμό. Η καταπόνηση αυτή είναι μεγαλύτερη στα ακραία βάθρα.

Σε γέφυρες μεγάλου μήκους, οι φορτίσεις αυτές μπορεί να οδηγήσουν σε μεγαλύτερη ένταση απ' ό,τι η σεισμική φόρτιση.

- Σε φορείς μικρού ύψους μπορεί η αγκύρωση του οπλισμού του βάθρου να είναι ανεπαρκής.
- Για μονόστυλα βάθρα, η σεισμική ροπή στη διαμήκη διεύθυνση, όπου το βάθρο συμπεριφέρεται πρακτικά ως αμφίπακτο, μπορεί να είναι σημαντικά μικρότερη απ' ό,τι στην εγκάρσια διεύθυνση, όπου το βάθρο συμπεριφέρεται σχεδόν ως μονόπακτο. Σε κυκλικά βάθρα, στα οποία η αντοχή είναι ίδια στις δύο διευθύνσεις, προκύπτει μεγάλη ροπή αντοχής στη διαμήκη διεύθυνση, που μπορεί να προκαλέσει προβλήματα στον ικανοτικό σχεδιασμό (π.χ. στο σχεδιασμό της θεμελίωσης ουσιαστικά αναιρείται το πλεονέκτημα της μικρότερης ροπής λόγω αμφίπακτης συμπεριφοράς). Από αυτή την άποψη, είναι προτιμότερο τα βάθρα να έχουν ορθογωνική διατομή, με μεγαλύτερο πλάτος στην εγκάρσια διεύθυνση.

1.3.2.2 Σύνδεση με εφέδρανα

Η σύνδεση του φορέα με τα βάθρα μέσω εφεδράνων (Σχήμα 1.7) επιτρέπει τη στροφή του φορέα γύρω από οριζόντιο άξονα και, ανάλογα με το είδος εφαδράνων που θα χρησιμοποιηθεί, μπορεί να επιτρέπει ή να εμποδίζει τις οριζόντιες μετακινήσεις. Τα εφέδρανα αποτελούνται από ελαστομερές υλικό, το οποίο διαθέτει σημαντική δυστένεια στην κατακόρυφη διεύθυνση, όπου η στήριξη θεωρείται πρακτικά ακλόνητη, και μικρή δυστένεια για οριζόντιες διατμητικές παραμορφώσεις, επιτρέποντας έτσι τη σχετική κίνηση του φορέα ως προς τα βάθρα.



Σχήμα 1.7. Στήριξη φορέων στα βάθρα μέσω εφεδράνων.

Οι συνήθεις τύποι εφεδράνων που χρησιμοποιούνται είναι:

- *Ελαστομεταλλικά* (Σχήμα 1.8.α) τα οποία επιτρέπουν την ανάπτυξη σημαντικών σχετικών οριζόντιων μετακινήσεων μεταξύ φορέα και βάθρου λόγω της μικρής οριζόντιας δυστένειας που διαθέτουν, η οποία συνήθως είναι αρκετά μικρότερη από αυτή των βάθρων.

(α) (β)

Σχήμα 1.8. Συνήθεις τύποι εφεδράνων: (α) ελαστομεταλλικό εφέδρανο, (β) pot bearing.

- *Εγκιβωτισμένου ελαστομερούς* (*pot bearings*) (Σχήμα 1.8.β), τα οποία εμποδίζουν τις σχετικές οριζόντιες μετακινήσεις μεταξύ φορέα και βάθρου και επιτρέπουν μόνον στροφές του φορέα.
- *Ολίσθησης*. Μπορούν να είναι ελαστομεταλλικά ή pot bearings, διαθέτουν όμως και μηχανισμό ολίσθησης σε μία ή σε όλες τις διευθύνσεις.

Υπάρχουν και άλλοι τύποι εφεδράνων, όπως κυλινδρικά, σφαιρικά κλπ, που χρησιμοποιούνται σε ειδικές περιπτώσεις.Η επιλογή του τύπου των εφεδράνων που θα χρησιμοποιηθούν σε κάθε περίπτωση εξαρτάται τόσο από στατικούς, όσο και από σεισμικούς παράγοντες, αφού τα εφέδρανα παίζουν σημαντικό ρόλο στην κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα βάθρα.

Η στήριξη του φορέα στα βάθρα μέσω εφεδράνων παρουσιάζει τα παρακάτω πλεονεκτήματα:

- Δεν μεταφέρονται ροπές από τα βάθρα στο φορέα.
- Οδηγεί σε εύκαμπτα συστήματα με αποτέλεσμα τη μείωση των σεισμικών δυνάμεων. Γι' αυτό και τα εφέδρανα θεωρούνται είδος σεισμικής μόνωσης.
- Για μονόστυλα βάθρα, οι σεισμικές ροπές στη βάση είναι περίπου ίσες στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση, γεγονός που οδηγεί σε απλό και οικονομικό σχεδιασμό του βάθρου.
- Δεν καταπονούνται τα βάθρα από θερμοκρασιακές μεταβολές, συρρίκνωση του φορέα, προένταση και ερπυσμό.

Υπάρχουν όμως και μειονεκτήματα, τα σημαντικότερα των οποίων είναι:

- Επειδή η κατασκευή είναι εύκαμπτη, οι σεισμικές μετακινήσεις είναι μεγάλες, γεγονός που οδηγεί σε μεγάλα εφέδρανα και αρμούς και εγκυμονεί κινδύνους πτώσης του φορέα (εάν δεν έχει προβλεφθεί επαρκές μήκος έδρασης).
- Επειδή το μεγαλύτερο μέρος της μετακίνησης οφείλεται στην ελαστική παραμόρφωση των εφεδράνων, η διαστασιολόγηση των βάθρων πρέπει να γίνεται με χρήση συντελεστή

συμπεριφοράς $q \leq 1.5$. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με τη συμπεριφορά των βάθρων ως μονόπακτων, οδηγεί σε αρκετά μεγαλύτερες διατομές σε σύγκριση με τα μονολιθικά συνδεδεμένα βάθρα.

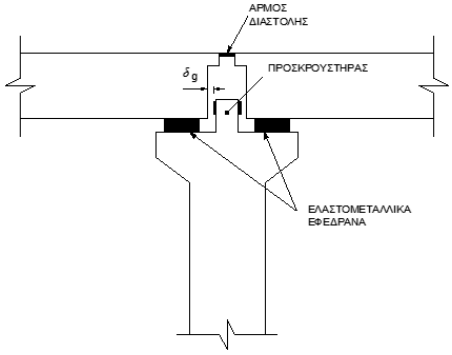
- Τα βάθρα δεν διαθέτουν υπερστατικότητα και επομένως δεν διαθέτουν ικανότητα ανακατανομής ροπών εάν πάθουν βλάβες σε περίπτωση ισχυρού σεισμού (μεγαλύτερου του σεισμού σχεδιασμού). Γι' αυτό, παρότι διαστασιολογούνται για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά ($q \leq 1.5$), πρέπει να εφαρμόζονται κατασκευαστικές διατάξεις (περίσφιγξη στη βάση), που να εξασφαλίζουν πλάστιμη συμπεριφορά.
- Σε μαλακά εδάφη, η μεγάλη ιδιοπερίοδος της κατασκευής μπορεί να οδηγήσει σε συντονισμό με το έδαφος, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη μεγάλων μετακινήσεων και ελαστικών σεισμικών δυνάμεων.

Στήριξη του φορέα μέσω εφεδράνων μπορεί να γίνει τόσο στα ακρόβαθρα όσο και στα μεσόβαθρα. Σε περίπτωση αμφιέρειστων ανοιγμάτων, η σύνδεσή τους με τα βάθρα γίνεται πάντοτε μέσω εφεδράνων. Παλαιότερα, τα εφέδρανα ήταν ο συνήθης τρόπος στήριξης και συνεχών φορέων, επειδή οδηγούν σε απλούστερο στατικό σύστημα, σε σύγκριση με τη μονολιθική σύνδεση, που μπορεί να αναλυθεί εύκολα. Σήμερα, με τα υπολογιστικά εργαλεία που είναι διαθέσιμα, η υπερστατικότητα που προσδίδει η μονολιθική σύνδεση δεν αποτελεί πρόβλημα για τους υπολογισμούς, γι' αυτό και η μονολιθική σύνδεση προτιμάται, επειδή οδηγεί σε μικρότερες μετακινήσεις.

Στα ακρόβαθρα, η στήριξη με ελαστομεταλλικά εφέδρανα εξακολουθεί να εφαρμόζεται στις περισσότερες περιπτώσεις (εκτός από πλαίσια μικρού σχετικά ανοίγματος). Ο κυριότερος λόγος είναι η μείωση των δυνάμεων από θερμοκρασιακές μεταβολές, προένταση και συστολή συρρίκνωσης που επιτυγχάνεται. Οι δυνάμεις αυτές είναι αρκετά μεγάλες σε περίπτωση μονολιθικής σύνδεσης (αυξάνουν γραμμικά με το μήκος της γέφυρας), δεδομένου και του ότι τα ακρόβαθρα είναι γενικώς δύσκαμπτα στοιχεία.

1.3.2.3 Σεισμικοί σύνδεσμοι (seismic links)

Οι σεισμικοί σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται για τον περιορισμό των μετακινήσεων σε περίπτωση ελαστομεταλλικών εφεδράνων ή εφεδράνων ολίσθησης με σκοπό την αποφυγή κινδύνου πτώσης του φορέα. Συνήθως έχουν τη μορφή προσκρουστήρων, διατμητικού τόρμου – εντορμίας, κοχλιών, καλωδίων σύνδεσης κλπ. Στο Σχήμα 1.9 φαίνεται η συνήθης μορφή προσκρουστήρων που εφαρμόζονται σε γέφυρες με αμφιέρειστα ανοίγματα για τον περιρισμό των διαμήκων οριζόντιων μετακινήσεων του φορέα.



Σχήμα 1.9. Συνήθης μορφή προσκρουστήρων σε γέφυρες με αμφιέρειστα ανοίγματα για τον περιορισμό των διαμήκων μετακινήσεων.

Στις περισσότερες περιπτώσεις, οι σεισμικοί σύνδεσμοι εφαρμόζονται με διάκενο (d_g στο Σχήμα 1.9), ώστε να ενεργοποιούνται μόνο σε περίπτωση σεισμού. Έτσι, ο φορέας μπορεί να κινείται ελεύθερα για θερμοκρασιακές μεταβολές, συστολή ξήρανσης, προένταση, ερπυσμό κλπ. Συνήθως, το διάκενο είναι μεγαλύτερο από την υπολογιστική σεισμική μετακίνηση, οπότε οι σεισμικοί σύνδεσμοι δεν προβλέπεται να ενεργοποιηθούν στο σεισμό σχεδιασμού και τοποθετούνται μόνον υπέρ της ασφαλείας, για την αποφυγή του κινδύνου πτώσης του φορέα σε ισχυρό σεισμό, μεγαλύτερο του σεισμού σχεδιασμού.

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, σεισμικοί σύνδεσμοι είναι υποχρεωτικοί σε περίπτωση αρμού στο μέσον ανοίγματος (δοκός Gerber).

Η διαστασιολόγηση των σεισμικών συνδέσμων γίνεται με την ικανοτική ένταση του βάθρου, ώστε να εξασφαλισθεί ότι δεν θα αστοχήσουν σε ένα ισχυρό σεισμό.

Σημειώνεται ότι η ενεργοποίηση των σεισμικών συνδέσμων όχι εξ' αρχής, αλλά μετά τη μετακίνηση του φορέα ώστε να καλυφθεί το διάκενο d_g, σημαίνει μη-γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής, αφού αλλάζει απότομα η δυσκαμψία της μόλις ενεργοποιηθούν οι σύνδεσμοι. Έτσι, η φασματική μέθοδος δεν μπορεί να εφαρμοστεί και ο ακριβής τρόπος αντιμετώπισης του προβλήματος είναι η βήμα-βήμα ολοκλήρωση στο χρόνο, λαμβάνοντας υπόψη την απότομη μεταβολή της δυσκαμψίας. Επειδή τέτοιες μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας δεν συνηθίζονται σε τυπικές μελέτες γεφυρών, θα μπορούσε προσεγγιστικά να εφαρμοστεί η φασματική μέθοδος με την εφαρμογή κάποιας ισοδύναμης ενεργής δυσκαμψίας του συστήματος εφάδρανα – σεισμικοί σύνδεσμοι (εφαρμογή ισοδύναμου ελατηρίου). Επαναλαμβάνεται όμως ότι στις περισσότερες περιπτώσεις αυτό δεν είναι απαραίτητο, αφού οι σεισμικοί σύνδεσμοι σχεδιάζονται να μην ενεργοποιούνται στο σεισμό σχεδιασμού, επομένως δεν συμμετέχουν στο μοντέλο υπολογισμού.

1.3.3 Μόρφωση βάθρων

Όπως είναι ευνόητο, η μορφή των βάθρων επηρεάζει σημαντικά τη σεισμική συμπεριφορά μιας γέφυρας, αφού τα βάθρα αποτελούν τα ελαστικά μέλη της κατασκευής που συνδέουν το φορέα με το έδαφος και μεταφέρουν τα αδρανειακά φορτία που αναπτύσσονται στο φορέα στη θεμελίωση.

Πρέπει να τονιστεί ότι η μορφή των βάθρων που θα επιλεγούν δεν βασίζεται αποκλειστικά σε κριτήρια που σχετίζονται με την καλύτερη σεισμική απόκριση της γέφυρας, αφού συνήθως υπάρχουν και άλλοι παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψη, όπως: στατικοί (καλύτερη μεταφορά των κατακόρυφων στατικών φορτίων), γεωμετρικοί (π.χ. γεωμετρικοί περιορισμοί σε περιπτώσεις γεφυρών πάνω από οδικές αρτηρίες), υδραυλικοί (σε περιπτώσεις βάθρων σε κοίτες ποταμών) και αισθητικοί.

Παρακάτω, παρουσιάζονται τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα των συνήθων μορφών βάθρων, κυρίως σε ό,τι αφορά την επιρροή τους στη σεισμική συμπεριφορά της γέφυρας. Οι συνήθεις τύποι βάθρων, στους οποίους γίνεται αναφορά, είναι:

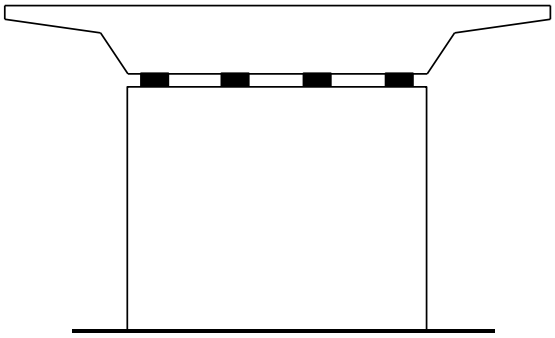
- Τοιχοειδή βάθρα
- Μονόστυλα βάθρα
- Πολύστυλα βάθρα
- Βάθρα κοίλης διατομής

1.3.3.1 Τοιχοειδή βάθρα

Τα τοιχοειδή βάθρα (Σχήμα 1.10) έχουν ορθογωνική διατομή με τη μία διάσταση σημαντικά μεγαλύτερη από την άλλη. Συνήθως τοποθετούνται με τη μεγάλη διάσταση της διατομής τους προσανατολισμένη στην εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας και, έτσι, προσδίδουν μεγάλη δυσκαμψία στην εγκάρσια διεύθυνση, ενώ στη διαμήκη διεύθυνση συμπεριφέρονται πρακτικά ως μονόστυλα.

Γενικώς, έχουν καλή σεισμική συμπεριφορά και δεν παρουσιάζουν προβλήματα. Κινδυνεύουν κυρίως με διατμητική αστοχία εάν δεν έχουν διαστασιολογηθεί σωστά έναντι διάτμησης (βλ. Σχήμα 1.17).

Βέβαια, από αισθητική άποψη είναι “ογκώδη” και γι’ αυτό πολλές φορές αποφεύγονται. Προτιμούνται όμως σε περιπτώσεις γεφυρών πάνω από ποταμούς ή ρέματα, γιατί αφ’ ενός δεν επηρεάζουν σημαντικά τη ροή εάν προσανατολιστούν παράλληλα προς αυτή (ιδαίτερα εάν έχουν στρογγυλευμένη τη μικρή διάσταση της διατομής τους) και αφ’ ετέρου δεν υπάρχει κίνδυνος κατακράτησης φερτών, όπως συμβαίνει σε πολύστυλα βάθρα.

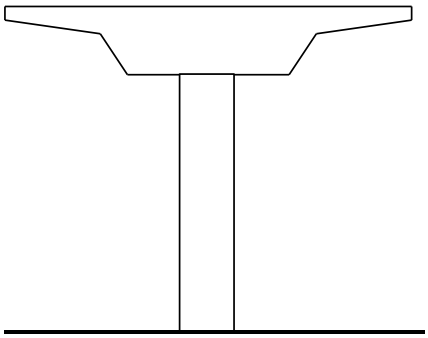


Σχήμα 1.10. Τοιχοειδές βάθρο.

1.3.3.2 Μονόστυλα βάθρα

Τα μονόστυλα βάθρα αποτελούνται από ένα στύλο κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής (Σχήμα 1.11) και χρησιμοποιούνται σε γέφυρες με μικρό σχετικά πλάτος καταστρώματος. Εάν είναι μονολιθικά συνδεδεμένος με το φορέα, στη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας λειτουργεί περίπου ως αμφίπακτος, ενώ στην εγκάρσια διεύθυνση λειτουργεί πρακτικά ως πρόβολος. Εάν συνδέεται με το φορέα μέσω εφεδράνων, τότε λειτουργεί ως πρόβολος σε όλες τις διευθύνσεις.

Για τους παραπάνω λόγους, τα μονόστυλα βάθρα δεν διαθέτουν υπερστατικότητα, γι' αυτό και υπάρχει αυξημένος κίνδυνος κατάρρευσης εάν δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις στη βάση τους. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η κατάρρευση του αυτοκινητοδρόμου Hanshin στο σεισμό του Kobe το 1995 (βλ. Σχήμα 1.16). Το πρόβλημα μειώνεται σημαντικά όταν μονόστυλα βάθρα χρησιμοποιούνται ως μεσόβαθρα σε γέφυρες μικρού συνολικού μήκους, οι οποίες εδράζονται σε ικανοποιητικό πλάτος στα ακρόβαθρα, με αποτέλεσμα αστοχίες τέτοιου τύπου ουσιαστικά να μη μπορούν να συμβούν.

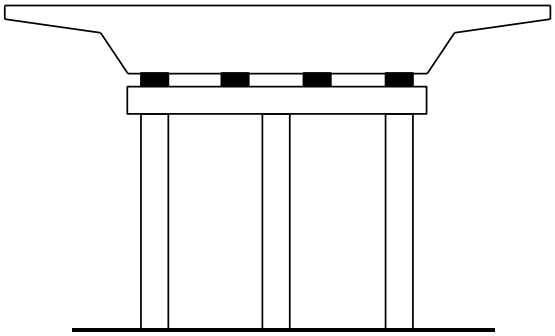


Σχήμα 1.11. Μονόστυλο βάθρο.

1.3.3.3 Πολύστυλα βάθρα

Σε περιπτώσεις γεφυρών με μεγάλο πλάτος καταστρώματος, εάν δεν είναι επιθυμητή η εφαρμογή τοιχοειδών βάθρων, χρησιμοποιούνται πολύστυλα βάθρα, τα οποία λειτουργούν ως πλαίσια στην εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας (Σχήμα 1.12).

Συνήθως κατασκευάζονται με *δοκό έδρασης* στην κεφαλή των στύλων, δηλαδή με μία δοκό η οποία συνδέει τους στύλους και επί της οποίας εδράζεται ο φορέας. Εάν όμως η σύνδεση φορέα – βάθρου είναι μονολιθική, η δοκός έδρασης δεν είναι απαραίτητη και οι στύλοι μπορούν να συνδέονται απ' ευθείας με το φορέα.



Σχήμα 1.12. Πολύστυλο βάθρο.

Τα πολύστυλα βάθρα έχουν γενικώς καλή σεισμική συμπεριφορά, λόγω της υπερστατικότητας που διαθέτουν στο επίπεδο του πλαισίου. Στη διαμήκη διεύθυνση, τα βάθρα αυτά συμπεριφέρονται ως μονόστυλα.

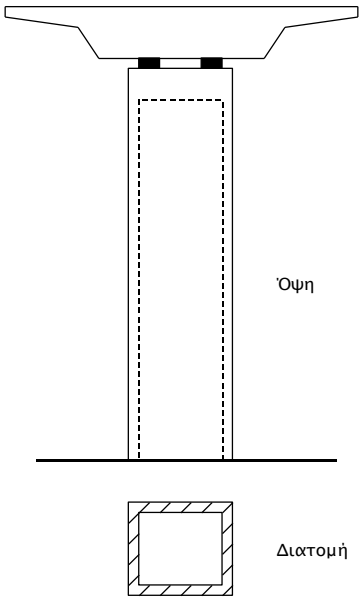
Σημειώνεται όμως, ότι σε λοξούς ή καμπύλους φορείς, η στροφή περί κατακόρυφο άξονα, που συμβαίνει στο φορέα, μπορεί να προκαλέσει στρέψη και πρόσθετη καμπτική καταπόνηση στους στύλους και στη δοκό σύνδεσης (κεφαλόδεσμο), λόγω διαφορετικής οριζόντιας μετακίνησης στα δύο άκρα του βάθρου.

1.3.3.4 Κοίλα βάθρα

Κοίλα βάθρα (Σχήμα 1.13) χρησιμοποιούνται σε περιπτώσεις μεγάλων υψών, συνήθως μεγαλύτερων των 20 m. Οι εξωτερικές τους διαστάσεις είναι της τάξης μερικών μέτρων και το πάχος των τοιχωμάτων είναι συνήθως 30÷50 cm.

Λόγω των μεγάλων εξωτερικών τους διαστάσεων διαθέτουν σημαντική δυσκαμψία, παρά το μεγάλο τους ύψους. Γενικώς δεν παρουσιάζουν προβλήματα στη σεισμική συμπεριφορά. Χρειάζεται όμως προσοχή στην καλή περίσφιγξη, για την εξασφάλιση πλάστιμης συμπεριφοράς. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στον εγκάρσιο οπλισμό σύνδεσης του διαμήκους οπλισμού της

εξωτερικής και εσωτερικής παρειάς, η τοποθέτηση του οποίου παρουσιάζει κατασκευαστικές δυσκολίες και πολλές φορές δεν γίνεται με τον ενδεδειγμένο τρόπο.



Σχήμα 1.13. Κοίλο βάθρο.

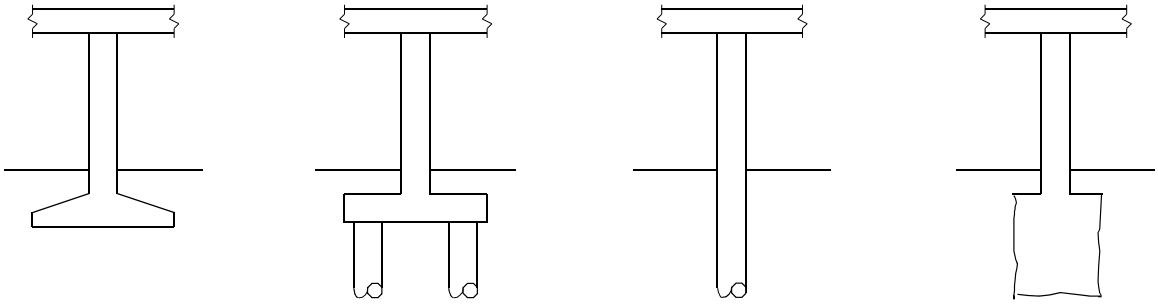
Από αντισεισμική άποψη, είναι προτιμότερη η χρήση κυκλικής διατομής, γιατί έχει ενιαία συμπεριφορά σε όλες τις διευθύνσεις της σεισμικής διέγερσης. Αντίθετα, στην ορθογωνική διατομή, η θλιβόμενη ζώνη για σεισμική διέγερση κατά τη διαγώνιο περιορίζεται ουσιαστικά σε μία μικρή επιφάνεια (γωνία) της διατομής, με αποτέλεσμα αυξημένες πιθανότητες αστοχίας.

1.3.4 Επιλογή τρόπου θεμελίωσης

Οι γέφυρες είναι κατασκευές ευαίσθητες στις εδαφικές συνθήκες, οι οποίες πολλές φορές είναι εξαιρετικά κακές, επειδή οι γέφυρες κατασκευάζονται σε δύσκολες τοποθεσίες (π.χ. ποτάμια, χαράδρες, θάλασσα), ακόμη και πάνω από τεκτονικά ρήγματα.

Η επιλογή του τρόπου θεμελίωσης εξαρτάται κυρίως από τις εδαφικές συνθήκες και βασίζεται τόσο σε γεωτεχνικά κριτήρια όσο και σε άλλους παράγοντες, όπως στην πιθανότητα ρευστοποίησης του εδάφους, στην πιθανότητα κατολισθήσεων, στην πιθανότητα συντονισμού (για μαλακά εδάφη) κλπ. Παρακάτω γίνεται μία συγκρητική παρουσίαση των συνηθέστερων τρόπων θεμελίωσης βάθρων, οι οποίοι είναι (Σχήμα 1.14):

- Με επιφανειακή θεμελίωση
- Με πασσάλους
- Με κωλονοπασσάλους
- Με φρέατα



(α) Επιφανειακή θεμελίωση | (β) Θεμελίωση με πασσάλους | (γ) Θεμελίωση με κολωνοπασσάλους | (δ) Θεμελίωση με φρέατα

Σχήμα 1.14. Τύποι θεμελίωσης βάθρων.

1.3.4.1 Επιφανειακή θεμελίωση

Η επιφανειακή θεμελίωση (Σχήμα 1.14.α) εφαρμόζεται σε καλά εδάφη, επειδή οι αναπτυσσόμενες τάσεις εδάφους για τους συνδυασμούς με σεισμό προκύπτουν αρκετά μεγάλες. Κρίσιμα σημεία που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην επιλογή επιφανειακής θεμελίωσης είναι:

- Οι πιθανές διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ γειτονικών βάθρων οι οποίες είναι μεγαλύτερες απ' ό,τι για θεμελίωση με πασσάλους και μπορούν να επιβαρύνουν σημαντικά συνεχείς φορείς.
- Συνήθως απαιτούνται σημαντικές εκσκαφές, επειδή οι διαστάσεις των πεδίλων είναι αρκετά μεγάλες. Σε περιπτώσεις περιορισμένου χώρου θεμελίωσης (π.χ. γειτνίαση με σιδηροδρομική γραμμή) μπορεί να απαιτηθούν αντιστηρίξεις για τον περιορισμό της εκσκαφής.

Από στατική και δυναμική άποψη, η επιφανειακή θεμελίωση σε σκληρά εδάφη λειτουργεί σχεδόν ως πάκτωση. Για μαλακά εδάφη, συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη και η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής.

1.3.4.2 Θεμελίωση με πασσάλους

Η θεμελίωση με πασσάλους (Σχήμα 1.14.β) χρησιμοποιείται πολύ συχνά σε γέφυρες, επειδή παρέχει μεγαλύτερη ασφάλεια έναντι αστοχίας, σε σύγκριση με την επιφανειακή θεμελίωση, και μικρότερες διαφορικές καθιζήσεις. Σε περιπτώσεις μαλακών και χαλαρών εδαφών, η θεμελίωση με πασσάλους είναι συνήθως η μόνη πρόσφορη λύση. Έχει το πλεονέκτημα της ταχύτητας κατασκευής και των μικρών απαιτούμενων εκσκαφών.

Οι πάσσαλοι στην κεφαλή τους συνδέονται με *κεφαλόδεσμο*, πάνω στον οποίο θεμελιώνεται το βάθρο. Από άποψη δυναμικής συμπεριφοράς, ο τρόπος αυτός θεμελίωσης οδηγεί σε αρκετά

άκαμπτες συνθήκες στήριξης, χωρίς όμως να εξασφαλίζει συνθήκες πλήρους πάκτωσης. Γι' αυτό, συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη στο μοντέλο υπολογισμού η ενδοσιμότητα του συστήματος θεμελίωσης στη βάση του βάθρου, τόσο σε οριζόντιες μετακινήσεις όσο και σε στροφές, ιδιαίτερα για μαλακά εδάφη. Στα μοντέλα υπολογισμού, αυτό επιτυγχάνεται με κατάλληλα οριζόντια ελατήρια που τοποθετούνται κατά μήκος των πασσάλων και κατακόρυφα ελατήρια που τοποθετούνται στην αιχμή τους.

1.3.4.3 Θεμελίωση με κολωνοπασσάλους

Κολωνοπάσσαλοι ονομάζονται οι κυκλικοί στύλοι βάθρων, οι οποίοι συνεχίζουν εντός του εδάφους ως πάσσαλοι, χωρίς την παρεμβολή κεφαλόδεσμου (Σχήμα 1.14.γ). Η λύση αυτή προσφέρει το πλεονέκτημα της εύκολης κατασκευής, ενώ η μή κατασκευή κεφαλόδεσμου οδηγεί σε σημαντική οικονομία. Επίσης, αποφεύγονται οι εκσκαφές που απαιτούνται για την κατασκευή του κεφαλόδεσμου.

Από δυναμική άποψη, η ευκαμψία των πασσάλων δημιουργεί συνθήκες ελαστικής πάκτωσης στη βάση των στύλων των βάθρων. Η ελαστικότητα αυτή της θεμελίωσης πρέπει οπωσδήποτε να λαμβάνεται υπόψη στο μοντέλο υπολογισμού, ιδιαίτερα για μαλακά εδάφη.

1.3.4.4 Θεμελίωση με φρέατα

Η θεμελίωση με φρέατα (Σχήμα 1.14.δ) χρησιμοποιείται σε σκληρά ή βραχώδη εδάφη, όπου η κατασκευή πασσάλων δεν είναι δυνατή. Η παραλαβή των φορτίων γίνεται μερικώς μέσω της επιφάνειας έδρασης και μερικώς από τις πλευρικές τριβές που αναπτύσσονται. Σε σύγκριση με την επιφανειακή θεμελίωση, απαιτούνται μικρότερες εκσκαφές σε έκταση, αλλά μεγαλύτερες σε βάθος. Επομένως η επιλογή αυτού του τρόπου θεμελίωσης θα πρέπει να γίνεται με τεχνοοικονομικά κριτήρια.

Ως μειονέκτημα της μεθόδου πρέπει να αναφερθεί η ασάφεια που υπάρχει στον τρόπο παραλαβής των κατακόρυφων και σεισμικών φορτίων, καθώς και οι κατασκευαστικές δυσκολίες που παρουσιάζει η μέθοδος. Γι' αυτό και αυτός ο τρόπος θεμελίωσης χρησιμοποιείται σε ειδικές μόνον περιπτώσεις.

Για τη δυναμική ανάλυση, η θεμελίωση αυτή μπορεί να λαμβάνεται ως πάκτωση.

1.3.5 Εφαρμογή μεθόδων σεισμικής μόνωσης

Σεισμική μόνωση εφαρμόζεται αρκετά συχνά σε γέφυρες, με χρήση διαφόρων μηχανισμών που τοποθετούνται στις θέσεις σύνδεσης φορέα – βάθρων. Σκοπός της είναι η μείωση των σεισμικών δυνάμεων και μετακινήσεων της κατασκευής. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται είτε με αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος, είτε με αύξηση της απόσβεσης της κατασκευής, είτε με συνδυασμό

των δύο μεθόδων. Η πρώτη μέθοδος έχει το μειονέκτημα ότι οδηγεί σε μεγάλες μετακινήσεις, ενώ με τη δεύτερη επιτυγχάνεται ταυτόχρονα μείωση των δυνάμεων και των μετακινήσεων.

Η αύξηση της απόσβεσης επιτυγχάνεται με χρήση ειδικών εφεδράνων μεγάλης απόσβεσης ή με ειδικούς μηχανισμούς πρόσθετης απόσβεσης (υδραυλικοί αποσβεστήρες). Στη δεύτερη περίπτωση, απαιτείται συνεχής έλεγχος και συντήρηση, ώστε να εξασφαλισθεί ότι οι μηχανισμοί απόσβεσης θα λειτουργήσουν κατά τη διάρκεια του σεισμού. Επίσης, επειδή μπορούν να υποστούν βλάβες κατά τη διάρκεια του σεισμού, απαιτείται έλεγχος και πιθανή αντικατάστασή τους αμέσως μετά το σεισμό, ώστε να μπορέσουν να λειτουργήσουν κατά τη διάρκεια των μετασεισμών.

Η σημαντική μείωση των σεισμικών φορτίων, που επιτυγχάνεται με τα συστήματα σεισμικής μόνωσης, επιτρέπει τον ελαστικό σχεδιασμό των βάθρων χωρίς σημαντική οικονομική επιβάρυνση. Έτσι, δεν αναμένονται βλάβες μετά από σεισμούς.

1.4. Συνήθεις βλάβες γεφυρών από σεισμούς

Οι συνηθέστερες ζημιές που παρατηρούνται σε γέφυρες κατά τη διάρκεια σεισμών είναι:

- Πτώση του φορέα (Σχήμα 1.15) ή σημαντική μόνιμη μετατόπισή του. Οφείλεται σε ανεπαρκές μήκος έδρασης του φορέα στα βάθρα. Συνήθως παρατηρείται σε γέφυρες πολλών αμφιέρειστων ανοιγμάτων με ψηλά βάθρα, όπου διπλανοί φορείς μπορούν να κινηθούν εκτός φάσης. Η λοξότητα συνεισφέρει δυσμενώς σε αυτόν τον κίνδυνο, επειδή προστίθεται και η επιρροή της στροφής.

Σχήμα 1.15. Πτώση αμφιέρειστων τμημάτων του φορέα της γέφυρας Showa-Ohashi στο σεισμό της Niigata, Ιαπωνία, το 1964.

- Καμπτική αστοχία των βάθρων (Σχήμα 1.16), η οποία τις περισσότερες φορές οφείλεται σε ανεπαρκή καμπτική αντοχή και πλαστιμότητα. Συνήθως παρατηρείται σε γέφυρες που έχουν υπολογιστεί με τους παλαιότερους κανονισμούς, χωρίς ιδιαίτερη φροντίδα για την εξασφάλιση πλάστιμης συμπεριφοράς στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων, αφού η ανάλυση γινόταν με ελαστική θεώρηση.
- Διατμητική αστοχία βάθρων (Σχήμα 1.17). Συνήθως ακολουθείται από ψαθυρή θραύση και απότομη μείωση της αντοχής. Πειράματα και αξιολόγηση ζημιών παλαιότερων σεισμών έχουν δείξει ότι η διατμητική αντοχή μειώνεται σε διατομές που έχουν περάσει στην πλαστική περιοχή λόγω κάμψης. Γι' αυτό, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων.

Σχήμα 1.16. Καμπτική αστοχία μονόστυλων κυκλικών βάθρων του αυτοκινητόδρομου Hanshin στο σεισμό του Kobe, Ιαπωνία, το 1995.

Σχήμα 1.17. Διατμητική αστοχία τοιχοειδών βάθρων στο σεισμό Chi-Chi, Κίνα, το 1999.

- Μεγάλες μόνιμες μετακινήσεις και στροφές βάθρων λόγω κακών εδαφικών συνθηκών. Σε αμμώδη εδάφη υπάρχει κίνδυνος ρευστοποίησης με αποτέλεσμα την απώλεια στήριξης του βάθρου (Σχήμα 1.18).
- Αστοχία του επιχώματος πίσω από τα ακρόβαθρα, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική ένταση και μετακινήσεις του ακροβάθρου.
- Βλάβες στη θεμελίωση. Δεν υπάρχουν πολλές αναφορές τέτοιων βλαβών, επειδή ο έλεγχος μετά από σεισμό απαιτεί εκσκαφή και δεν είναι εύκολος. Ακόμη δυσκολότερος είναι ο έλεγχος ζημιών σε θεμελίωση με πασσάλους.

Σχήμα 1.18. Κλίση βάθρων λόγω ρευστοποίησης του εδάφους στο σεισμό της Χιλής, 2010.

2. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

2.1. Εισαγωγή

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των γεφυρών βασίζεται στη θεώρηση ότι, εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, η γέφυρα θα συμπεριφερθεί ελαστοπλαστικά, ανάλογα με τη φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού που ακολουθείται και στα οικοδομικά έργα. Δηλαδή, θεωρούμε ότι, αν γίνει ο σεισμός σχεδιασμού, θα συμβούν πλαστικές αρθρώσεις σε ορισμένες θέσεις βάθρων. Η αντισεισμική μελέτη όμως βασίζεται στην ελαστική απόκριση της γέφυρας μέχρι να συμβεί διαρροή στα βάθρα, γι' αυτό γίνεται ελαστική ανάλυση για φορτίο q φορές μικρότερο από αυτό που αντιστοιχεί στην πλήρως ελαστική συμπεριφορά, όπου q είναι ο επιτρεπόμενος συντελεστής συμπεριφοράς ανάλογα με το είδος των βάθρων και τον τρόπο σύνδεσής τους με το φορέα.

Οι βασικοί κανόνες που εφαρμόζονται στην αντισεισμική μελέτη γεφυρών είναι:

- Οι όποιες πλαστικές αρθρώσεις συμβούν στην κατασκευή κατά το σεισμό σχεδιασμού πρέπει να περιορίζονται στα βάθρα, αφού δεν επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα. Επίσης, οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να είναι επισκέψιμες για έλεγχο και επισκευή.
- Στις περιοχές που αναμένονται πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να προβλέπεται καλή περίσφιγξη, ώστε να εξασφαλίζεται η πλάστιμη συμπεριφορά. Περίσφιγξη σε θέσεις βάθρων όπου είναι δυνατόν να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να εφαρμόζεται ακόμη και εάν γίνεται ελαστικός σχεδιασμός (q = 1), επειδή η γέφυρα πρέπει να εξασφαλίζεται έναντι κατάρρευσης ή μεγάλων βλαβών ακόμη και για σεισμούς μεγαλύτερους από το σεισμό σχεδιασμού.
- Επίσης, στις αναμενόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων, η ανηγμένη αξονική δύναμη πρέπει να διατηρείται μικρή, επειδή η μεγάλη αξονική δύναμη μειώνει τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των διατομών.
- Πρέπει να επιδιώκεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων σε όσο το δυνατόν περισσότερα βάθρα. Σημειώνεται όμως ότι δεν είναι απαραίτητο όλα τα βάθρα μιας γέφυρας να σχεδιάζονται για πλάστιμη συμπεριφορά. Είναι σύνηθες κάποια βάθρα να σχεδιάζονται έτσι ώστε να μη συμμετέχουν ή να συμμετέχουν λίγο στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων. Αυτό επιτυγχάνεται χρησιμοποιώντας εφέδρανα ολίσθησης ή ελαστικά εφέδρανα για τη σύνδεσή τους με το φορέα. Για τα βάθρα που σχεδιάζονται να διαρρέουν στο σεισμό σχεδιασμού, πρέπει να επιδιώκεται η είσοδος στη διαρροή να συμβαίνει σχεδόν ταυτόχρονα σε όλα τα βάθρα. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι η σχέση ροπής αντοχής προς ροπή υπολογισμού πρέπει να είναι περίπου σταθερή σε όλα τα βάθρα.

- Πρέπει να αποφεύγονται μορφές αστοχίας που οδηγούν σε ψαθυρή θραύση, όπως η διάτμηση. Γι' αυτό, η αντοχή σε διάτμηση πρέπει να είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη. Αυτό επιτυγχάνεται με τη διαστασιολόγηση έναντι διάτμησης με βάση την ικανοτική ένταση, δηλαδή για τη φόρτιση που αντιστοιχεί στο σχηματισμό ροπών στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, ίσων με τις πραγματικές αντοχές, λαμβανομένης υπόψη και της υπεραντοχής. Συνήθως, θεωρούμε ότι η ικανοτική ένταση δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από αυτήν που αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά.

Σε περιπτώσεις που η γέφυρα αποτελεί τμήμα κάποιου σημαντικού συγκοινωνιακού άξονα, είναι πιθανόν να ζητηθεί από τον Κύριο του Έργου να γίνει έλεγχος και για ένα μικρότερο σεισμό από το σεισμό σχεδιασμού, ο οποίος ονομάζεται *σεισμός λειτουργικότητας*. Ο σεισμός λειτουργικότητας έχει μεγάλη πιθανότητα να συμβεί τουλάχιστον μία φορά στη ζωή του έργου. Ο σχεδιασμός γι' αυτόν το σεισμό γίνεται για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά της γέφυρας, δηλαδή για συντελεστή συμπεριφοράς q κοντά στη μονάδα, έτσι ώστε να εξασφαλιστεί ότι σε έναν τέτοιο σεισμό η γέφυρα θα παραμείνει σε λειτουργικότητα, χωρίς ζημιές.

Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, ο τρόπος σύνδεσης φορέα – βάθρων επηρεάζει σημαντικά τη δυσκαμψία του συστήματος και παίζει προτεύοντα ρόλο στη σεισμική συμπεριφορά. Έτσι, ενώ σε εύκαμπτες γέφυρες αναπτύσσονται μικρότερα σεισμικά φορτία, οι μετακινήσεις είναι μεγάλες, με αποτέλεσμα να απαιτούνται μεγαλύτεροι αρμοί και εφέδρανα, ενώ αυξάνονται και τα φαινόμενα δεύτερης τάξης.

Επίσης, ο γεωμετρικός σχεδιασμός μιας γέφυρας παίζει σημαντικό ρόλο στη σεισμική της συμπεριφορά. Δυστυχώς όμως, τα περισσότερα γεωμετρικά στοιχεία καθορίζονται από μη σεισμικούς παράγοντες, έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις κυκλοφορίας, τοπογραφίας, χάραξης της οδού, αισθητικής κλπ. Συνήθως, οι αποφάσεις του στατικού μηχανικού περιορίζονται στην επιλογή του είδους του φορέα (συνεχής φορέας ή αμφιέρειστοι φορείς), στον τρόπο σύνδεσης φορέα – βάθρων (μονολιθική σύνδεση ή με εφέδρανα), στη μορφή και τις διαστάσεις των βάθρων και στη μορφή της θεμελίωσης. Αντίθετα, επεμβάσεις σχετικά με την καμπυλότητα ή τη λοξότητα της γέφυρας δεν είναι εύκολο να γίνουν. Επίσης, ανάλογα με την περίπτωση, μπορεί οι θέσεις των βάθρων να είναι ή να μην είναι προκαθορισμένες.

Γενικώς, ισχύουν οι παρακάτω κανόνες, όσον αφορά τη σεισμική απόκριση των γεφυρών, ανάλογα με τα γεωμετρικά τους στοιχεία:

- Ευθύγραμμες (σε κάτοψη) γέφυρες έχουν καλύτερη σεισμική συμπεριφορά από καμπύλες.
- Λοξές γέφυρες (ο άξονας έδρασης δεν είναι κάθετος στον άξονα της γέφυρας) κινδυνεύουν από στροφές περί κατακόρυφο άξονα, που μπορούν να οδηγήσουν σε μεγάλες μετακινήσεις.

- Γέφυρες με πολλά αμφιέρειστα ανοίγματα, εκτός του ότι κινδυνεύουν από πτώση του φορέα, έχουν περισσότερο ασαφή σεισμική συμπεριφορά απ' ό,τι γέφυρες με συνεχείς φορείς. Γενικώς, από αντισεισμική άποψη, οι συνεχείς φορείς έχουν καλύτερη συμπεριφορά.
- Τα βάθρα πρέπει κατά το δυνατόν να έχουν την ίδια δυσκαμψία, ώστε το σεισμικό φορτίο να ισομοιράζεται. Υπενθυμίζεται ότι η δυσκαμψία κάθε βάθρου εξαρτάται από τη διατομή του, το ύψος του και τον τρόπο σύνδεσής του με το φορέα, γι' αυτό και ο κανόνας αυτός είναι, πολλές φορές, δύσκολο να εφαρμοστεί.
- Τα μεγάλα ανοίγματα μπορεί να δημιουργήσουν πρόβλημα στη σεισμική συμπεριφορά, επειδή οδηγούν σε μεγάλες αξονικές δυνάμεις στα βάθρα (από στατικά κατακόρυφα φορτία), με αποτέλεσμα τη μείωση της διαθέσιμης πλαστιμότητας.

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι η αντισεισμική μελέτη δεν πρέπει να περιορίζεται μόνο στη διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων της γέφυρας, αλλά πρέπει να περιλαμβάνει και άλλους ελέγχους που απαιτούνται για την εξασφάλιση του έργου από πρόσθετους κινδύνους, όπως:

- Έλεγχο πιθανότητας ρευστοποίησης του εδάφους.
- Έλεγχο πιθανότητας κατολισθήσεων. Οι κατολισθήσεις, εκτός από την αστοχία θεμελίωσης που μπορούν να προκαλέσουν, είναι δυνατόν να δημιουργήσουν και σημαντική καταπόνηση στα βάθρα λόγω ωθήσεων.
- Προσδιορισμό πιθανών τεκτονικών κινήσεων εάν η γέφυρα διασταυρώνεται με ρήγμα (οριζόντιων και κατακόρυφων), οι οποίες πρέπει να ληφθούν υπόψη στη μελέτη.
- Έλεγχο πιθανής διαφορετικής διέγερσης στα βάθρα, για γέφυρες μεγάλου μήκους και μεγάλων ανοιγμάτων. Η διαφορετική διέγερση μπορεί να δημιουργήσει ταλάντωση εκτός φάσης σε στατικώς ανεξάρτητα τμήματα, με αποτέλεσμα μεγάλες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ γειτονικών φορέων. Σε συνήθεις γέφυρες, το φαινόμενο αυτό αμελείται.
- Διερεύνηση πιθανής σημαντικής μεγέθυνσης της σεισμικής έντασης σε μαλακά εδάφη, πέραν της προβλεπομένης από τους κανονισμούς, κυρίως λόγω συντονισμού ανωδομής – εδάφους.

2.2. Κανονιστικό πλαίσιο

Για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 2: Γέφυρες. Πολλές πληροφορίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών μπορούν να βρεθούν και στην Εγκύκλιο Ε39/99: «Οδηγίες Αντισεισμικής Μελέτης Γεφυρών» (Απόφαση ΔΜΕΟγ/ο/884/24.12.1999 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.), καθώς και στις «Οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με Σεισμική Μόνωση» (ΟΣΜ) του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. (2004), οι οποίες συμπληρώνουν την Ε39/99 όχι μόνον στις περιπτώσεις που

τοποθετούνται ειδικοί μηχανισμοί σεισμικής μόνωσης, αλλά και στις περιπτώσεις συνήθων ελαστομεταλλικών εφεδράνων (αφού τα εφέδρανα αποτελούν σύστημα σεισμικής μόνωσης). Οι Οδηγίες αυτές εφαρμόζονται σε συνδυασμό με τον ΕΑΚ εάν δεν εφαρμοστούν Ευρωκώδικες.

Οι παραπάνω κανονισμοί καλύπτουν τις συνήθεις περιπτώσεις γεφυρών, ενώ καλύπτουν μερικώς μόνον γέφυρες των παρακάτω τύπων:

- Τοξωτές γέφυρες
- Γέφυρες με συστήματα άντωσης ή βάθρα μορφής V
- Γέφυρες με ακραία γεωμετρία (πολύ λοξές ή με μεγάλη καμπυλότητα)
- Γέφυρες που διασταυρώνουν ενεργά σεισμοτεκτονικά ρήγματα
- Καλωδιωτές γέφυρες

Επίσης, δεν καλύπτουν κρεμαστές γέφυρες. Σε αυτή την περίπτωση, είναι σκόπιμο να γίνεται ανάλυση για ελαστική συμπεριφορά (q = 1) και συνιστάται να συμπληρώνεται η γραμμική φασματική ανάλυση με μη-γραμμική ανάλυση με ολοκλήρωση στο χρόνο.

2.3. Μέθοδοι υπολογισμού

Για τη σεισμική ανάλυση, γενικώς εφαρμόζεται η δυναμική φασματική μέθοδος. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο πλήθος ιδιομορφών που χρησιμοποιούνται. Υπενθυμίζεται ότι το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών που θα ληφθούν υπόψη προκύπτει από το κριτήριο η συνολική ιδιομορφική μάζα να είναι τουλάχιστον ίση με το 90% της συνολικής μάζας. Σε ορισμένες περιπτώσεις, όπως σε καμπύλες γέφυρες μεγάλου μήκους, η ικανοποίηση αυτού του κριτηρίου μπορεί να απαιτεί μεγάλο πλήθος ιδιομορφών, περισσότερων ακόμη και από εκατό. Επίσης, στον παραπάνω έλεγχο επάρκειας, προσοχή πρέπει να δίνεται στον υπολογισμό της συνολικής μάζας, ώστε να μη λαμβάνονται υπόψη μάζες που δεν συμμετέχουν στην ταλάντωση της κατασκευής, όπως πέδιλα βάθρων και πάσσαλοι.

Η μέθοδος της ισοδύναμης στατικής φόρτισης επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε συστήματα που, με επαρκή προσέγγιση, μπορούν να εξομοιωθούν με μονοβάθμιους ταλαντωτές. Σε αυτές τις περιπτώσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν και προσεγγιστικοί τύποι για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του συστήματος.

Σε σημαντικές γέφυρες, μπορεί να γίνουν και μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας ή μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover).

2.4. Σεισμική δράση

2.4.1 Φάσμα σχεδιασμού

Για γέφυρες με σεισμική μόνωση, στις οποίες συμπεριλαμβάνονται και γέφυρες με συνήθη ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης, για τις οποίες ουσιαστικά γίνεται ελαστικός σχεδιασμός, χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα του ΕΚ8 – Μέρος 1 (Σχήμα 2.1) που περιγράφεται από τις σχέσεις:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1)\right] \quad \text{για} \quad 0 \le T \le T_B \qquad (2.1.\alpha)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για} \quad T_B \le T \le T_C \qquad (2.1.\beta)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για} \quad T_C \le T \le T_D \qquad (2.1.\gamma)$$

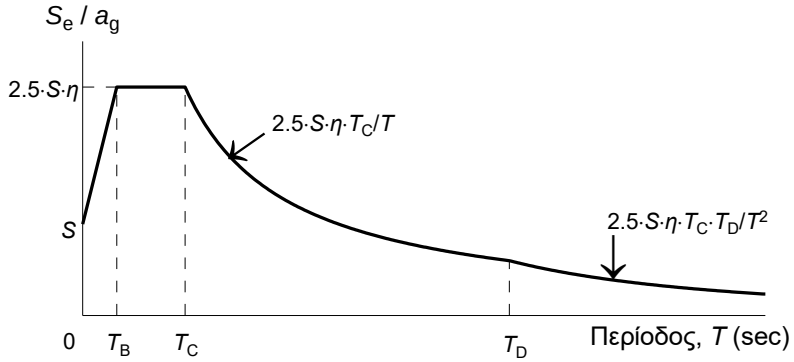
$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για} \quad T_D \le T \le 4\ \text{sec} \qquad (2.1.\delta)$$

Στις παραπάνω σχέσεις:

a_g = εδαφική επιτάχυνση για έδαφος κατηγορίας Α

S = συντελεστής εδάφους

$\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}}$ = διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης για $\zeta \neq 5\%$ (το ζ τίθεται επί τοις εκατό).



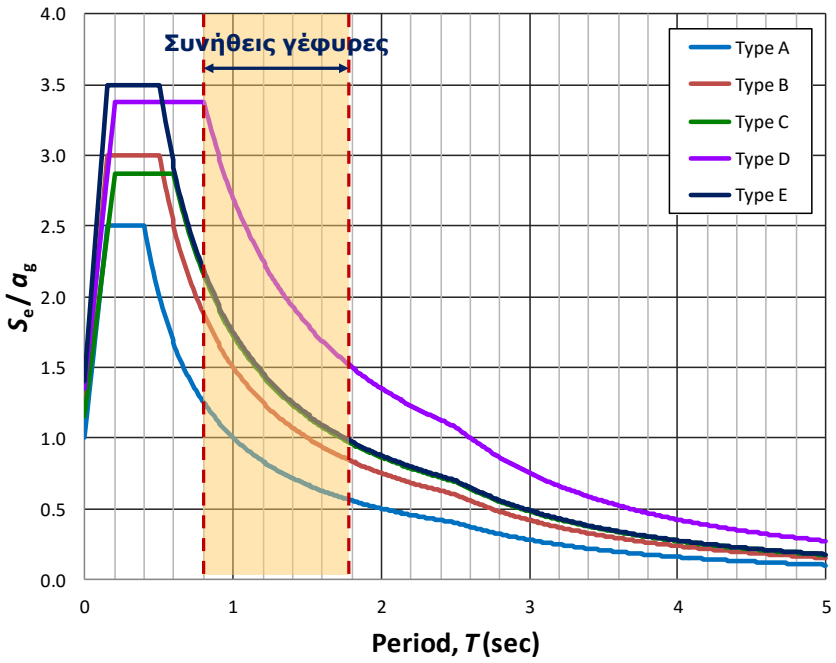
Σχήμα 2.1. Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8-1.

Ο συντελεστής εδάφους S και οι χαρακτηριστικές περίοδοι T_B, T_C και T_D εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους στην οποία θεμελιώνεται η γέφυρα και δίνονται στον Πίνακα 2.1. Στον ΕΚ8-1 προβλέπονται πέντε κατηγορίες εδάφους, Α, Β, C, D και Ε. Σημειώνεται ότι στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ) η εδαφική επιτάχυνση ήταν ανεξάρτητη των τοπικών εδαφικών συνθηκών.

Πίνακας 2.1. Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΚ8.

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

Τα ελαστικά φάσματα σχεδιασμού για τις πέντε κατηγορίες εδάφους, κανονικοποιημένα ως προς την εδαφική επιτάχυνση a_g δίνονται στο Σχήμα 2.2 για ζ = 5%. Σημειώνεται ότι η περίοδος συνήθων γεφυρών κυμαίνεται μεταξύ 0.8 s και 1.8 s περίπου, επομένως είναι σαφές πόσο σημαντική είναι η επιρροή του εδάφους στον αντισεισμικό σχεδιασμό.



Σχήμα 2.2. Ελαστικά φάσματα σχεδιασμού ΕΚ8-1 για τους πέντε τύπους εδάφους του ΕΚ8-1 (ζ = 5%).

Για γέφυρες, στις οποίες προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα βάθρα, η ελαστική ανάλυση γίνεται για τα φορτία σχεδιασμού που προκύπτουν από τις φασματικές επιταχύνσεις σχεδιασμού $S_d(T)$ που υπολογίζονται σύμφωνα με τον ΕΚ8 – Μέρος 1 χρησιμοποιώντας κατάλληλη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα με τη μορφή των βάθρων, όπως αναφέρεται παρακάτω. Οι σχέσεις που δίνουν τη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι:

$$S_{\mathrm{d}}(T) = a_{\mathrm{g}} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{\mathrm{B}}} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \qquad \text{για } 0 \le \mathrm{T} \le \mathrm{T_B} \tag{2.2.α}$$

$$S_{\mathrm{d}}(T) = a_{\mathrm{g}} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \qquad \text{για } \mathrm{T_B} \le \mathrm{T} \le \mathrm{T_C} \tag{2.2.β}$$

$$S_{\mathrm{d}}(T) = a_{\mathrm{g}} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_{\mathrm{C}}}{T} \ge \beta \cdot a_{\mathrm{g}} \qquad \text{για } \mathrm{T_C} \le \mathrm{T} \le \mathrm{T_D} \tag{2.2.γ}$$

$$S_{\mathrm{d}}(T) = a_{\mathrm{g}} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_{\mathrm{C}} \cdot T_{\mathrm{D}}}{T^2} \ge \beta \cdot a_{\mathrm{g}} \qquad \text{για } \mathrm{T_D} \le \mathrm{T} \le 4 \text{ sec} \tag{2.2.δ}$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή β ορίζεται σε $\beta = 0.2$.

2.4.2 Εδαφική επιτάχυνση

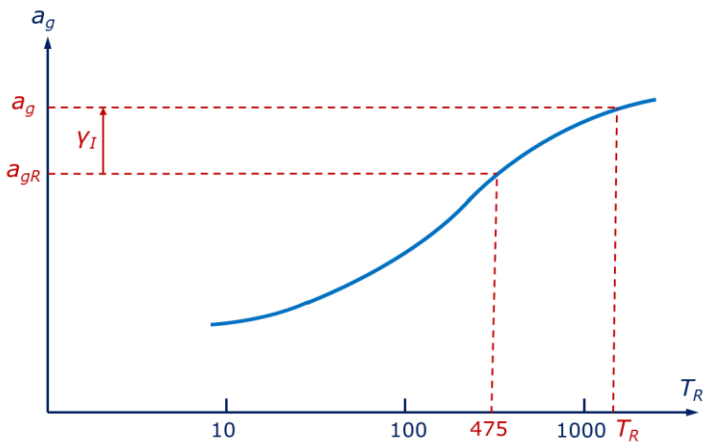
Η εδαφική επιτάχυνση που λαμβάνεται υπόψη στον καθορισμό των φασμάτων (τιμή φάσματος για $T = 0$) ισούται με $S \cdot a_{\mathrm{g}}$, όπου S είναι ο συντελεστής εδάφους που αντιστοιχεί στην κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης και a_{g} είναι η εδαφική επιτάχυνση για έδαφος κατηγορίας Α.

Η εδαφική επιτάχυνση, a_{g}, εξαρτάται από τη σεισμικότητα της περιοχής και την περίοδο επανάληψης (ή περίοδο επαναφοράς) του σεισμού σχεδιασμού, η οποία σχετίζεται με τη σπουδαιότητα της γέφυρας. Σημειώνεται ότι η περίοδος επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού υπολογίζεται από την αποδεκτή πιθανότητα υπέρβασης, P_{R}, της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, T_{L}. Συγκεκριμένα, η περίοδος επανάληψης T_{R} συνδέεται με την πιθανότητα υπέρβασης P_{R} και τη διάρκεια ζωής T_{L} με τη σχέση:

$$T_{\mathrm{R}} = \frac{1}{1 - \left(1 - P_{\mathrm{R}}\right)^{1/T_{\mathrm{L}}}} \tag{2.3}$$

Για γέφυρες συνήθους σπουδαιότητας, ο σεισμός σχεδιασμού υπολογίζεται για πιθανότητα υπέρβασης $P_{\mathrm{R}} = 10\%$ σε διάρκεια ζωής $T_{\mathrm{L}} = 50$ χρόνια και επομένως, σύμφωνα με τη σχέση (2.3), η περίοδος επαναφοράς του είναι $T_{\mathrm{R}} = 475$ χρόνια. Σημαντικές όμως γέφυρες σχεδιάζονται για μεγαλύτερη διάρκεια ζωής και/ή μικρότερη πιθανότητα υπέρβασης, δηλαδή για σεισμό με μεγαλύτερη περίοδο επανάληψης. Για παράδειγμα, για $P_{\mathrm{R}} = 5\%$ και $T_{\mathrm{L}} = 50$ χρόνια προκύπτει $T_{\mathrm{R}} = 975$ χρόνια, ενώ για $P_{\mathrm{R}} = 2\%$ και $T_{\mathrm{L}} = 50$ χρόνια προκύπτει $T_{\mathrm{R}} = 2475$ χρόνια.

Οι αναμενόμενες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης a_{g} που αντιστοιχούν σε κάθε περίοδο επανάληψης T_{R} προκύπτουν από καμπύλες που έχουν τη μορφή που φαίνεται στο Σχήμα 2.3, και οι οποίες κατασκευάζονται μετά από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας με βάση στατιστική επεξεργασία των σεισμικών γεγονότων που έχουν συμβεί στην ευρύτερη περιοχή του έργου. Η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί σε περίοδο επανάληψης 475 χρόνια ονομάζεται *επιτάχυνση αναφοράς* και συμβολίζεται με a_{gR}.



Σχήμα 2.3. Προσδιορισμός της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a_g από την καμπύλη επανάληψης.

Μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας εκπονούνται μόνο για σημαντικές γέφυρες, ενώ στις υπόλοιπες περιπτώσεις χρησιμοποιείται η τιμή της a_{gR} που δίνεται στους κανονισμούς ανάλογα με την περιοχή στην οποία πρόκειται να γίνει η κατασκευή. Στον Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ8) έχουν υιοθετηθεί οι σεισμικές ζώνες του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ), όπου προβλέπονται τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας με τις τιμές εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} που δίνονται στον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2. Τιμές επιτάχυνσης αναφοράς σεισμικών ζωνών Ελλάδας

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} (g)
Ζ1	0.16
Ζ2	0.24
Ζ3	0.36

Για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας, η περίοδος επανάληψης T_R του σεισμού σχεδιασμού είναι μεγαλύτερη από 475 χρόνια, γι' αυτό οι τιμές του Πίνακα 2.1 πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ώστε να προκύψει η τιμή της a_g που αντιστοιχεί στην T_R (βλ. Σχήμα 2.3). Δηλαδή χρησιμοποιείται η σχέση:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \tag{2.4}$$

Οι τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I δίνονται στον Πίνακα 2.3.

Πίνακας 2.3. Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γ_I για γέφυρες

Σπουδαιότητα	Συντελεστής σπουδαιότητας
Μικρή	0.85
Συνήθης	1.00
Μεγάλη	1.30

Η εδαφική επιτάχυνση a_g αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος. Σύμφωνα με τον ΕΚ8, σε μαλακά εδάφη η τιμή αυτή επαυξάνεται με το *συντελεστή εδάφους S*, ο οποίος κυμαίνεται από 1.00 έως 1.40, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους (Πίνακας 2.1).

Εάν γίνεται έλεγχος για σεισμό που μπορεί να συμβεί στη διάρκεια κατασκευής της γέφυρας, αυτός ο έλεγχος πρέπει να γίνει για την εδαφική επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε μικρότερη διάρκεια, ίση με τη διάρκεια κατασκευής T_{con}. Εάν έχει γίνει μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας, η εδαφική επιτάχυνση στη φάση κατασκευής μπορεί να υπολογιστεί από την καμπύλη επανάληψης με βάση την περίοδο επανάληψης που προκύπτει από τη σχέση (2.3) για διάρκειας ζωής T_L ίση με τη διάρκεια κατασκευής T_{con} και πιθανότητα υπέρβασης $P_R \leq 5\%$. Π.χ. για διάρκεια κατασκευής 6 μηνών (= 0.5 έτη) η περίοδος επανάληψης για $P_R = 5\%$ προκύπτει 10 χρόνια. Εάν δεν υπάρχει καμπύλη επανάληψης, ως επιτάχυνση στη φάση κατασκευής επιτρέπεται να λαμβάνεται η μισή επιτάχυνση από αυτή που αντιστοιχεί στην κανονική σεισμική δράση σχεδιασμού.

2.4.3 Συντελεστής συμπεριφοράς *q*

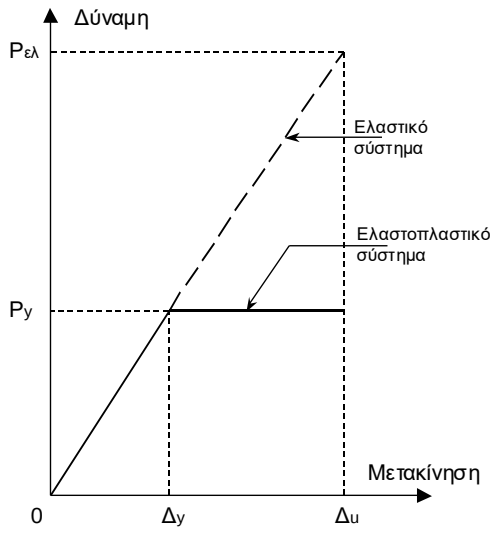
2.4.3.1 Ορισμός

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q ορίζεται από τη σχέση: $q = P_{el}/P_d$, όπου P_{el} είναι το σεισμικό φορτίο που αναπτύσσεται στο ισοδύναμο απείρως ελαστικό σύστημα και P_d το φορτίο σχεδιασμού. Ο συντελεστής συμπεριφοράς εφαρμόζεται ως μειωτικός συντελεστής, ο οποίος μειώνει το φορτίο ελαστικό φορτίο P_{el} ώστε να προκύψει το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού P_d που αναμένεται να αναπτυχθεί για ανελαστική συμπεριφορά του συστήματος, δηλαδή $P_d = P_{el}/q$.

Για το φορτίο σχεδιασμού P_d γίνεται *ελαστική* ανάλυση από την οποία προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Οι μετακινήσεις, όμως, υπολογίζονται από τις υπολογιστικές (δηλαδή αυτές που προκύπτουν για το φορτίο P_d) πολλαπλασιασμένες επί την πλασιμότητα.

Πρέπει να σημειωθεί ότι το γεγονός ότι μία κατασκευή σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ελαστικά έως οριζόντιο φορτίο P_d δεν σημαίνει ότι θα διαρρεύσει όταν το οριζόντιο φορτίο γίνει ίσο με P_d. Αυτό συμβαίνει γιατί στο σχεδιασμό λαμβάνονται υπόψη διάφοροι συντελεστές ασφαλείας (π.χ. συντελεστές ασφαλείας υλικών), οι αντοχές των υλικών λαμβάνονται υπόψη με τη χαρακτηριστική και όχι με τη μέση τιμή τους, εφαρμόζονται ελάχιστες διαστάσεις διατομών και οπλισμού, κ.α., με αποτέλεσμα η πραγματική δύναμη διαρροής P_y να είναι σημαντικά μεγαλύτερη από τη δύναμη σχεδιασμού P_d. Η διαφορά μεταξύ P_y και P_d ονομάζεται *υπεραντοχή* και συμβολίζεται με γ_{Rd}. Για συνήθεις κατασκευές από Ω.Σ. η υπεραντοχή γ_{Rd} είναι της τάξης του 1.3÷1.5. Επομένως, ισχύει η εξής σχέση μεταξύ δύναμης διαρροής και δύναμης σχεδιασμού:

$$P_y = \gamma_{Rd} \cdot P_d \tag{2.5}$$



Σχήμα 2.4. Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης για ελαστοπλαστική συμπεριφορά (παραδοχή ίσων μετακινήσεων).

Για μία εύκαμπτη κατασκευή, η οποία συμπεριφέρεται ελαστοπλαστικά, είναι αποδεκτή η παραδοχή ότι η μέγιστη μετακίνηση Δ_u είναι περίπου ίση για το ελαστικό και το ανελαστικό σύστημα (Σχήμα 2.4). Η παραδοχή αυτή (*παραδοχή ίσων μετακινήσεων*) δεν ισχύει για δύσκαμπτες κατασκευές, είναι όμως αρκετά κοντά στην πραγματικότητα για σχετικά εύκαμπτες κατασκευές, όπως οι γέφυρες. Με την παραδοχή αυτή προκύπτει ότι $q = \mu_\Delta$, όπου $\mu_\Delta = \Delta_u/\Delta_y$ είναι η πλαστιμότητα μετακινήσεων.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8-2 (γέφυρες), η σχέση $\mu_\Delta = q$ ισχύει για συστήματα με περίοδο $T \geq T_0$, όπου $T_0 = 1.25 \cdot T_C$ (T_C είναι η χαρακτηριστική περίοδος που καθορίζει το τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης στο φάσμα σχεδιασμού, βλ. Σχήμα 2.1 και Πίνακα 2.1), ενώ για συστήματα με περίοδο $T < T_0$, ισχύει η σχέση: $\mu_\Delta = (q-1)T_0/T+1 \leq 5q-4$.

Επειδή οι αποδεκτές βλάβες μιας κατασκευής εξαρτώνται από τις πλαστικές παραμορφώσεις των μελών της κατασκευής, δηλαδή από την πλαστιμότητα που θα αναπτυχθεί, ο καθορισμός του κατάλληλου συντελεστή συμπεριφοράς q που θα ληφθεί υπόψη στην αντισεισμική μελέτη εξαρτάται από την αποδεκτή τιμή της πλαστιμότητας, η οποία μπορεί να αναπτυχθεί χωρίς κίνδυνο αστοχίας. Στην πραγματικότητα, η κρίσιμη ποσότητα είναι η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων που θα αναπτυχθεί στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων, και όχι η πλαστιμότητα μετακινήσεων του συστήματος. Γενικώς, όμως, η πλαστιμότητα μετακινήσεων, μ_Δ, εξαρτάται από την πλαστιμότητα καμπυλοτήτων, μ_C, στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Η συσχέτιση των πλαστιμοτήτων μ_C και μ_Δ για βάθρα γεφυρών υπολογίζεται παρακάτω.

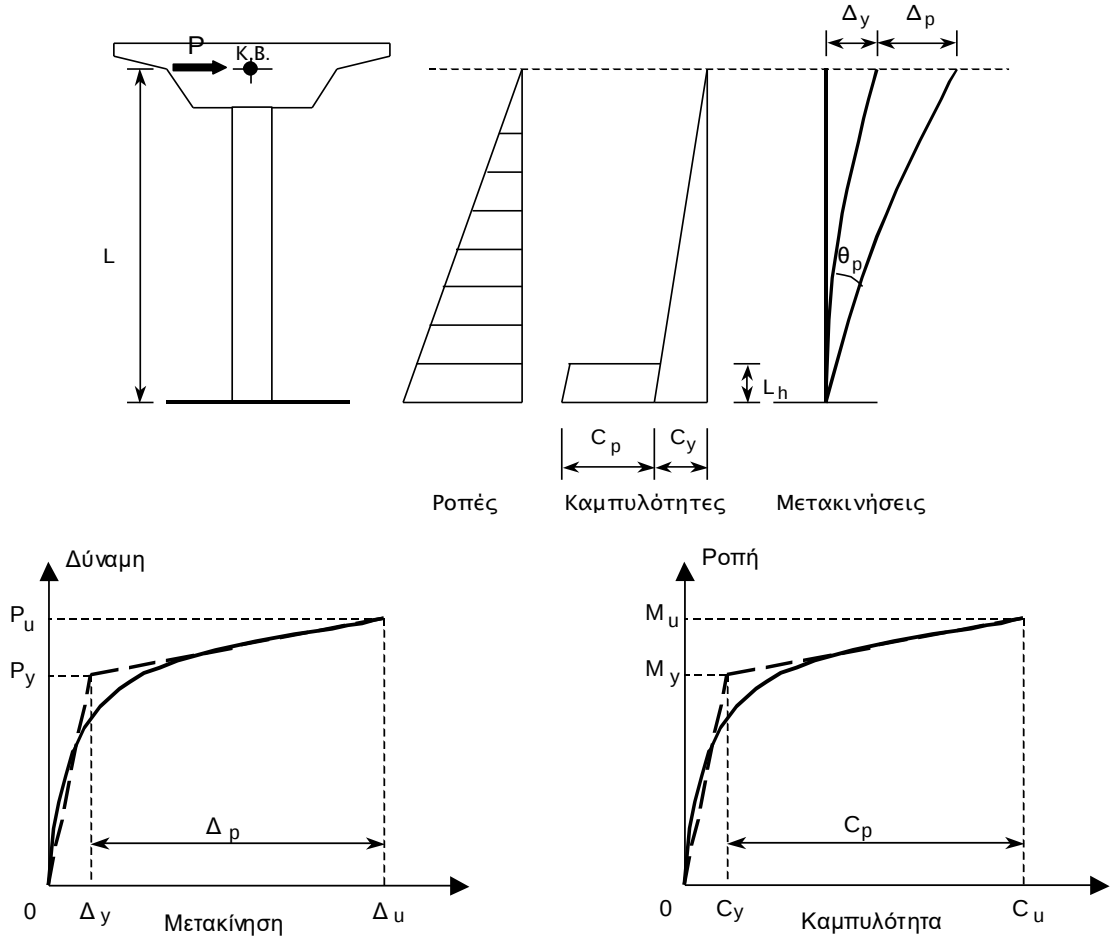
Ας θεωρήσουμε ένα βάθρο που συμπεριφέρεται ως πρόβολος, όπως στο Σχήμα 2.5. Ας θεωρήσουμε ότι στο Κ.Β. του φορέα εφαρμόζεται ένα οριζόντιο φορτίο P με μέγεθος $P \leq P_y$. Σε αυτή

την περίπτωση, η συμπεριφορά της κατασκευής θα είναι ελαστική και η μετακίνηση θα είναι αντιστρόφως ανάλογη της δυσκαμψίας, σύμφωνα με τη σχέση: $\Delta = P/K$, όπου $K = 3EI/L^3$ είναι η δυσκαμψία του βάθρου, θεωρώντας ότι συμπεριφέρεται ως μονόπακτο. Η αντίστοιχη ροπή στη βάση του βάθρου θα είναι $M = P{\cdot}L$. Η ροπή αυτή θα δημιουργήσει καμπυλότητα: $C = M/EI$.

Εφαρμόζοντας τις σχέσεις αυτές τη στιγμή που συμβαίνει η διαρροή, προκύπτει ότι η μετακίνηση διαρροής Δ_y συνδέεται με την καμπυλότητα διαρροής C_y με τη σχέση:

$$\Delta_y = \frac{C_y \cdot L^2}{3} \tag{2.6}$$

Μετά τη διαρροή, το σύστημα παραμορφώνεται στην πλαστική περιοχή. Έστω ότι η μέγιστη μετακίνηση και η μέγιστη καμπυλότητα που θα αναπτυχθούν είναι Δ_u και C_u αντίστοιχα. Θεωρώντας ότι η κατασκευή διαθέτει κράτυνση, το αντίστοιχο μέγιστο φορτίο, P_u, και η αντίστοιχη μέγιστη ροπή στη βάση του βάθρου, M_u, θα είναι μεγαλύτερα από αυτά της διαρροής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5.



Σχήμα 2.5. Ελαστοπλαστική συμπεριφορά βάθρου.

Η πλαστική στροφή περιορίζεται σε ένα μήκος κοντά στη βάση του βάθρου, όπου συμβαίνει η πλαστική άρθρωση, το οποίο ονομάζεται μήκος πλαστικής άρθρωσης και συμβολίζεται με L_h. Στη βιβλιογραφία υπάρχουν διάφορες σχέσεις που δίνουν το μήκος πλαστικής άρθρωσης. Για παράδειγμα, σε βάθρα από Ω.Σ. με διαμήκη οπλισμό διαμέτρου d_s και χαρακτηριστικής τάσης διαρροής f_{yk} (σε MPa) το μήκος πλαστικής άρθρωσης L_h μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$L_h = 0.10\, L + 0.015\, f_{yk} d_s \tag{2.7}$$

Στο μήκος L_h θεωρούμε ότι η πλαστική καμπυλότητα, C_p, είναι ίδια σε όλες τις θέσεις. Ως πλαστική καμπυλότητα ορίζεται το τμήμα της καμπυλότητας μετά τη διαρροή, δηλαδή:

$$C_p = C_u - C_y \tag{2.8}$$

Η αντίστοιχη πλαστική στροφή του στύλου προκύπτει από τη σχέση:

$$\theta_p = L_h \cdot C_p = L_h \cdot (C_u - C_y) \tag{2.9}$$

Εξ ορισμού, η *πλαστιμότητα μετακινήσεων* ισούται με το λόγο της μέγιστης μετακίνησης προς τη μετακίνηση διαρροής, δηλαδή:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \tag{2.10}$$

Η μετακίνηση Δ_p μετά τη διαρροή μπορεί να αναλυθεί σε δύο όρους:

1. Στη μετακίνηση λόγω της πλαστικής στροφής θ_p στη βάση. Ο πόλος στροφής θεωρούμε ότι βρίσκεται στο μέσον του ύψους της πλαστικής άρθρωσης, επομένως η μετακίνηση στο Κ.Β. του φορέα είναι:

$$\Delta_{p,1} = \theta_p \cdot (L - 0.5 \cdot L_h) = L_h \cdot (C_u - C_y) \cdot (L - 0.5 \cdot L_h) \tag{2.11}$$

2. Στην πρόσθετη ελαστική παραμόρφωση λόγω της κράτυνσης, η οποία προκύπτει αναλογικά με τη Δ_y από τη σχέση:

$$\Delta_{p,2} = \Delta_y \cdot \left(\frac{M_u}{M_y} - 1 \right) \tag{2.12}$$

Προσθέτοντας τις (2.11) και (2.12) προκύπτει ότι η συνολική πλαστική μετακίνηση είναι:

$$\Delta_p = \Delta_y \cdot \left(\frac{M_u}{M_y} - 1 \right) + L_h \cdot (C_u - C_y) \cdot (L - 0.5 \cdot L_h) \tag{2.13}$$

Εφαρμόζοντας τη σχέση (2.13) στην (2.10) και χρησιμοποιώντας και την (2.6), η πλαστιμότητα μετακινήσεων μπορεί να γραφεί:

$$\mu_\Delta = \frac{M_u}{M_y} + \frac{3L_h \cdot (C_u - C_y)}{C_y \cdot L^2} \cdot (L - 0.5 \cdot L_h) \tag{2.14}$$

Αντίστοιχα με την πλαστιμότητα μετακινήσεων ορίζεται και η *πλαστιμότητα καμπυλοτήτων*:

$$\mu_c = \frac{C_u}{C_y} = 1 + \frac{C_p}{C_y} \tag{2.15}$$

οπότε η παραπάνω σχέση, θέτοντας και $\lambda = L_h/L$, γίνεται:

$$\mu_\Delta = \frac{M_u}{M_y} + 3\lambda \cdot (\mu_C - 1) \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda) \tag{2.16}$$

ή αντίστοιχα:

$$\mu_C = 1 + \frac{\mu_\Delta - \frac{M_u}{M_y}}{3\lambda \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda)} \tag{2.17}$$

Εάν το υλικό δεν διαθέτει κράτυνση και η συμπεριφορά είναι ελαστική – τελείως πλαστική, τότε $M_u/M_y = 1$ και οι παραπάνω σχέσεις απλοποιούνται ως εξής:

$$\mu_\Delta = 1 + 3\lambda \cdot (\mu_C - 1) \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda) \tag{2.18.α}$$

$$\mu_C = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{3\lambda \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda)} \tag{2.18.β}$$

Από τις σχέσεις αυτές μπορεί να υπολογιστεί η αποδεκτή πλαστιμότητα μετακινήσεων, εάν είναι γνωστή η διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων, η οποία εξαρτάται από τη διατομή και τον οπλισμό του βάθρου στη θέση της πλαστικής άρθρωσης. Όπως φαίνεται από τις παραπάνω εξισώσεις, η σχέση μεταξύ μ_Δ και μ_C επηρεάζεται από το μήκος της πλαστικής άρθρωσης.

Σημειώνεται ότι οι σχέσεις (2.16) – (2.18) ισχύουν για βάθρα που συμπεριφέρονται ως μονόπακτα. Για βάθρα με διαφορετική στατική λειτουργία (π.χ. αμφίπακτα) προκύπτουν διαφορετικές σχέσεις, οι οποίες μπορούν να υπολογιστούν με την παραπάνω διαδικασία τροποποιώντας κατάλληλα τη σχέση (2.6).

Σύμφωνα με τον ΕΚ8-2, η μέγιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στη μελέτη γεφυρών εξαρτάται από το υλικό κατασκευής, την υπερστατικότητα και τη μορφή των βάθρων. Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q δίνονται στον Πίνακα 2.4.

Πίνακας 2.4. Μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q για βάθρα γεφυρών με πλάστιμη συμπεριφορά

Βάθρα από Ω.Σ.	
Κατακόρυφα βάθρα	$3.5 \cdot \lambda(\alpha_s)$
Βάθρα με κεκλιμένες αντηρίδες	$2.1 \cdot \lambda(\alpha_s)$
Μεταλλικά βάθρα	
Κατακόρυφα βάθρα	3.5
Βάθρα με κεκλιμένες αντηρίδες	2.0
Βάθρα με κανονικούς συνδέσμους (bracing)	2.5
Βάθρα με έκκεντρους συνδέσμους (bracing)	3.5
Ακρόβαθρα σταθερά συνδεδεμένα με το φορέα	
Γενικώς	1.5
Συστήματα που ακολουθούν την εδαφική κίνηση	1.0
Τόξα	2.0

Ο συντελεστής λ που εμφανίζεται στον Πίνακα 2.4 εξαρτάται από το λόγο διάτμησης α_s και παίρνει τις εξής τιμές:

Για $1 \le \alpha_s < 3.0$: $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\alpha_s/3}$

Για $\alpha_s \ge 3.0$: $\lambda(\alpha_s) = 1.0$

Ο λόγος διάτμησης α_s ορίζεται από τη σχέση $\alpha_s = L_s/h$, όπου L_s είναι το *διατμητικό μήκος* που ισούται με την απόσταση μεταξύ της θέσης της πλαστικής άρθρωσης και του σημείου μηδενισμού των ροπών και h είναι το ύψος της διατομής παράλληλα προς τη διεύθυνση κάμψης. Το διατμητικό μήκος L_s υπολογίζεται από τη σχέση: $L_s = M/V$, όπου M είναι η ροπή στη βάση και V η τέμνουσα. Για μονόπακτα βάθρα, το L_s ισούται με το ύψος του βάθρου.

Επειδή ο λόγος διάτμησης α_s είναι διαφορετικός για κάθε βάθρο, είναι πιθανόν να προκύπτουν διαφορετικές τιμές q για διαφορετικά βάθρα. Όμως, τα φορτία σχεδιασμού σε κάθε διεύθυνση σεισμικής δράσης υπολογίζονται για ενιαία τιμή συντελεστή συμπεριφοράς q σε όλη τη γέφυρα. Επομένως, εάν στη γέφυρα υπάρχουν βάθρα στα οποία αντιστοιχούν διαφορετικές τιμές q, η αντισεισμική μελέτη γίνεται με την τιμή του q που αντιστοιχεί στα βάθρα που αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο τμήμα της σεισμικής δύναμης. Είναι σκόπιμο, όμως, να γίνεται προσπάθεια όλα τα βάθρα να έχουν παρόμοιο συντελεστή συμπεριφοράς, δηλαδή να έχουν παρόμοια ανελαστική συμπεριφορά και περίπου ίδια διαθέσιμη πλαστιμότητα.

Επιτρέπεται η χρήση διαφορετικής τιμής q στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας. Επίσης, στην κατακόρυφη διεύθυνση λαμβάνεται πάντα $q_v = 1.0$.

2.4.3.2 Τροποποιήσεις του συντελεστή συμπεριφοράς q

Για γέφυρες με βάθρα από Ω.Σ., οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q του Πίνακα 2.4 εφαρμόζονται υπό την προϋπόθεση ότι η ανηγμένη αξονική η_k σε *όλα τα βάθρα* δεν υπερβαίνει την τιμή 0.30. Υπενθυμίζεται ότι η ανηγμένη αξονική υπολογίζεται από τη σχέση: $\eta_k = N_{Ed}/(A_c f_{ck})$, όπου N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού του βάθρου, A_c είναι το εμβαδόν της διατομής του και f_{ck} είναι η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος.

Εάν, έστω και σε ένα μόνο βάθρο, $0.30 < \eta_k \leq 0.60$, ο συντελεστής συμπεριφοράς μειώνεται στην τιμή q_r που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$q_r = q - \frac{\eta_k - 0.3}{0.3}(q-1) \tag{2.19}$$

Εάν σε κάποιο βάθρο $\eta_k \geq 0.60$, η σεισμική ανάλυση γίνεται για ελαστική συμπεριφορά, δηλαδή για $q_r = 1$.

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, μία των αρχών αντισεισμικού σχεδιασμού είναι ότι οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων θα πρέπει να είναι προσπελάσιμες για έλεγχο και επισκευή. Εάν αυτό δεν είναι δυνατόν, οι τιμές q του Πίνακα 2.4 μειώνονται στο 60% της τιμής τους. Η διάταξη αυτή εφαρμόζεται και για γέφυρες με θεμελίωση σε πασσάλους, εάν προβλέπεται σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στους πασσάλους. Σε αυτή όμως την περίπτωση, η τιμή του q δεν χρειάζεται να ληφθεί μικρότερη από 2.1 για κατακόρυφους πασσάλους και 1.5 για κεκλιμένους πασσάλους.

Επίσης, οι τιμές του Πίνακα 2.4 ισχύουν υπό την προϋπόθεση ότι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται σχεδόν ταυτόχρονα σε όλα τα βάθρα (κανονικές γέφυρες). Σε μη-κανονικές γέφυρες, η ελαστική ανάλυση με χρήση ενός ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς q για όλη τη γέφυρα είναι πιθανόν να οδηγήσει σε αποτελέσματα που απέχουν από την πραγματική μη-γραμμική συμπεριφορά. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι αρχικά διαρρέουν μόνον τα περισσότερο δύσκαμπτα βάθρα, ενώ τα υπόλοιπα παραμένουν ελαστικά με αποτέλεσμα την αλλαγή της κατανομής των δυσκαμψιών και την ανάπτυξη μεγάλων απαιτήσεων πλαστιμότητας στα βάθρα που διαρρέουν πρώτα. Σε τέτοιες περιπτώσεις συνιστάται να γίνεται μη-γραμμική ανάλυση, είτε στατική (pushover), είτε δυναμική (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Για τους παραπάνω λόγους, πρέπει να επιδιώκεται όλα τα βάθρα να διαθέτουν παρόμοια υπεραντοχή σε σχέση με τη ροπή σχεδιασμού. Αυτός ο έλεγχος γίνεται μέσω του συντελεστή r_i, ο οποίος υπολογίζεται για κάθε βάθρο i από τη σχέση:

$$r_i = q\frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} \tag{2.20}$$

όπου $M_{\mathrm{Ed,i}}$ είναι η τιμή της ροπής σχεδιασμού στη θέση της προβλεπόμενης πλαστικής άρθρωσης και $M_{\mathrm{Rd,i}}$ είναι η αντίστοιχη ροπή αντοχής για τον τοποθετούμενο οπλισμό και τα φορτία του σεισμικού σχεδιασμού. Εάν $r_{\max}$ και $r_{\min}$ είναι η μέγιστη και η ελάχιστη τιμή του συντελεστή r_{i} μεταξύ όλων των βάθρων, υπολογίζεται ο λόγος $\rho = r_{\max}/r_{\min}$ και ελέγχεται εάν η τιμή του ρ υπερβαίνει μία οριακή τιμή ρ_0, η οποία στον ΕΚ8-2 προτείνεται να λαμβάνεται ίση με: $\rho_0 = 2$. Εάν αυτό δεν συμβαίνει, δηλαδή εάν $\rho > \rho_0$, η γέφυρα έχει μη-κανονική σεισμική συμπεριφορά και ο συντελεστής συμπεριφοράς πρέπει να μειώνεται στην τιμή q_{r} που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$q_{\mathrm{r}} = q\frac{\rho_0}{\rho} \tag{2.21}$$

Σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις που γίνεται μείωση της τιμής q του Πίνακα 2.4 στην τιμή q_{r}, εάν προκύψει $q_{\mathrm{r}} < 1$, τίθεται $q_{\mathrm{r}} = 1$.

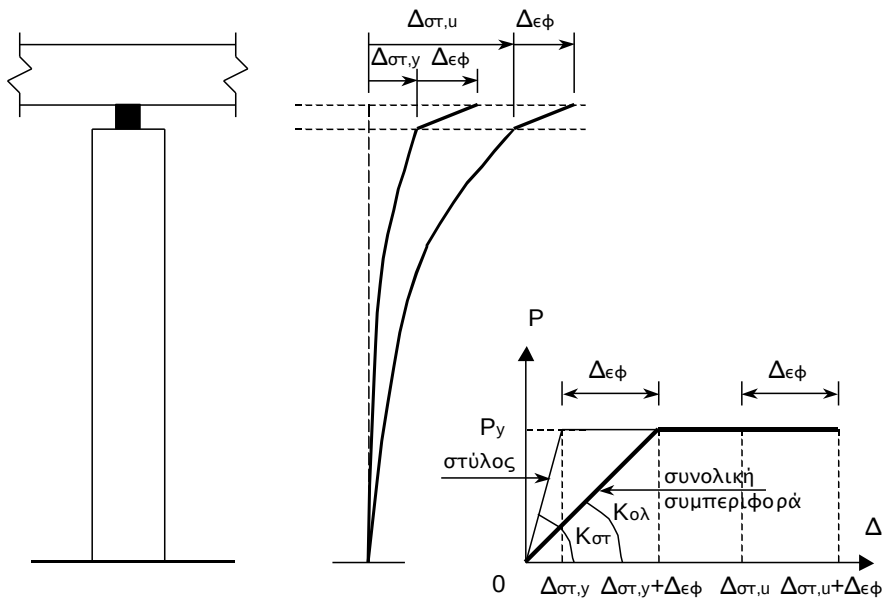
2.4.3.3 <u>Βάθρα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα</u>

Όταν η στήριξη του φορέα στα βάθρα γίνεται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων, το μεγαλύτερο τμήμα της σεισμικής μετακίνησης του φορέα οφείλεται στην παραμόρφωση των εφεδράνων, γι' αυτό πρέπει να χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς κοντά στη μονάδα. Όπως αποδεικνύεται παρακάτω, αυτό γίνεται γιατί, μετά τη διαρροή του βάθρου, όλη η πλαστική παραμόρφωση συμβαίνει στο βάθρο και καθόλου στα εφέδρανα με αποτέλεσμα την ανάπτυξη μεγάλης απαιτούμενης πλαστιμότητας στο βάθρο.

Ας θεωρήσουμε ότι η ελαστοπλαστική συμπεριφορά του στύλου του βάθρου είναι της μορφής που φαίνεται στο Σχήμα 2.6 (ελαστική – τελείως πλαστική, χωρίς κράτυνση). Εφόσον η τέμνουσα δύναμη που μπορεί να παραλάβει ο στύλος μετά τη διαρροή είναι σταθερή, ίση με P_{y}, και αφού η τέμνουσα δύναμη είναι ίδια στα εφέδρανα και στο στύλο, τα εφέδρανα δέχονται και αυτά σταθερή δύναμη, ίση με P_{y}. Επομένως, η παραμόρφωσή τους παραμένει σταθερή μετά τη διαρροή του στύλου (αφού συνεχίζουν να συμπεριφέρονται ελαστικά), ίση με: $\Delta_{\varepsilon\varphi} = P_{\mathrm{y}}/K_{\varepsilon\varphi}$, ανεξάρτητα από τη συνολική μετακίνηση του συστήματος. Η συνολική μετακίνηση του φορέα είναι: $\Delta_{\mathrm{o}\lambda} = \Delta_{\sigma\tau}+\Delta_{\varepsilon\varphi}$, όπου $\Delta_{\sigma\tau}$ είναι η μετακίνηση στην κορυφή του στύλου (βάθρου) που οφείλεται στην παραμόρφωσή του.

Η γενική πλαστιμότητα που θα αναπτυχθεί στο σύστημα (όταν η μετακίνηση φθάσει τη μέγιστη τιμή της) είναι:

$$\mu_{\Delta,\mathrm{f}} = \frac{\Delta_{\mathrm{o}\lambda,\mathrm{u}}}{\Delta_{\mathrm{o}\lambda,\mathrm{y}}} = \frac{\Delta_{\sigma\tau,\mathrm{u}} + \Delta_{\varepsilon\varphi}}{\Delta_{\sigma\tau,\mathrm{y}} + \Delta_{\varepsilon\varphi}} \tag{2.22}$$



Σχήμα 2.6. Ελαστοπλαστική συμπεριφορά βάθρου με ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

Έστω f ο λόγος της συνολικής μετακίνησης του φορέα προς τη μετακίνηση του στύλου, στην ελαστική περιοχή. Επομένως, τη στιγμή της διαρροής ισχύει:

$$f = \frac{\Delta_{\text{ολ,y}}}{\Delta_{\text{στ,y}}} = \frac{\Delta_{\text{στ,y}} + \Delta_{\text{εφ}}}{\Delta_{\text{στ,y}}} = 1 + \frac{\Delta_{\text{εφ}}}{\Delta_{\text{στ,y}}} \quad \Rightarrow \quad \frac{\Delta_{\text{εφ}}}{\Delta_{\text{στ,y}}} = f - 1 \tag{2.23}$$

και η σχέση (2.22) γίνεται:

$$\mu_{\Delta,\text{f}} = \frac{\mu_{\Delta,\text{στ}} + f - 1}{f} \tag{2.24.α}$$

ή

$$\mu_{\Delta,\text{στ}} = 1 + f \cdot (\mu_{\Delta,\text{f}} - 1) \tag{2.24.β}$$

όπου, $\mu_{\Delta,\text{στ}} = \Delta_{\text{στ,u}} / \Delta_{\text{στ,y}}$ είναι η πλαστιμότητα που θα αναπτυχθεί στο στύλο του βάθρου.

Η τιμή του λόγου f εξαρτάται από το λόγο της δυστένειας των εφεδράνων προς τη δυσκαμψία του στύλου (σχετική «δυσκαμψία»). Όσο πιο «εύκαμπτα» είναι τα εφέδρανα, τόσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του f. Για μεγάλες τιμές του f, η σχέση (2.24.β) δείχνει ότι η πλαστιμότητα του βάθρου μεγαλώνει σημαντικά, εκτός εάν η παρένθεση του δεξιά μέλους γίνει πολύ μικρή, δηλαδή η γενική πλαστιμότητα του συστήματος είναι κοντά στη μονάδα. Για παράδειγμα, εάν f = 5 και ο σχεδιασμός γίνει για $\mu_{\Delta,\text{f}}$ = 3.5, η πλαστιμότητα που θα αναπτυχθεί στο στύλο, εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, είναι: $\mu_{\Delta,\text{στ}}$ = 1+5×(3.5–1) = 13.5, που είναι πρακτικά αδύνατο να επιτευχθεί χωρίς σημαντικές ζημιές. Αντίστοιχα, από τη σχέση (2.24.α) προκύπτει ότι για να έχουμε $\mu_{\Delta,\text{στ}}$ = 3.5

πρέπει ο σχεδιασμός να γίνει με πλαστιμότητα $\mu_{\Delta,f}$ = (3.5+5–1)/5 = 1.5, δηλαδή τιμή που αντιστοιχεί σε πρακτικά ελαστική συμπεριφορά.

Για το λόγο που αναπτύχθηκε παραπάνω, γέφυρες με βάθρα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα (αλλά και γενικότερα με συστήματα σεισμικής μόνωσης) πρέπει να σχεδιάζονται για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά, δηλαδή για τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς $q \leq 1.5$. Μόνο σε περιπτώσεις που η παραμόρφωση των εφεδράνων είναι μικρή σε σύγκριση με τη συνολική παραμόρφωση θα μπορούσε να επιτραπεί μεγαλύτερη τιμή q. Σύμφωνα με την Εγκύκλιο Ε39/99, μικρή παραμόρφωση εφεδράνων συμβαίνει όταν ισχύει:

$$\frac{\sum V_{\mathrm{i}} \cdot d_{\mathrm{bi}}}{\sum V_{\mathrm{i}} \cdot (d_{\mathrm{i}} + d_{\mathrm{bi}})} \leq 0.20 \tag{2.25}$$

όπου:

V_{i} = η σεισμική τέμνουσα του βάθρου i.

d_{i} = $\Delta_{\sigma\tau,y}$ είναι η σχετική σεισμική μετακίνηση της κορυφής του στύλου του βάθρου i για το φορτίο διαρροής, δηλαδή η υπολογιστική μετακίνηση για το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού, χωρίς πολλαπλασιασμό επί q.

d_{bi} = $\Delta_{\varepsilon\varphi}$ είναι η αντίστοιχη μετακίνηση του εφεδράνου.

2.4.4 Γειτνίαση με ενεργά σεισμικά ρήγματα (φαινόμενα κοντινού πεδίου)

Το ελαστικό φάσμα του Σχήματος 2.1 ισχύει εφόσον η θέση κατασκευής της γέφυρας δεν βρίσκεται κοντά σε κάποιο ενεργό σεισμικό ρήγμα Αλλιώς απαιτείται ειδική μελέτη, ώστε να τροποποιηθεί κατάλληλα το φάσμα σχεδιασμού για να ληφθούν υπόψη *φαινόμενα κοντινού πεδίου*. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-2, ειδικές μελέτες και ειδικά φάσματα στα οποία λαμβάνονται υπόψη και φαινόμενα κοντινού πεδίου απαιτούνται όταν η απόσταση από το ρήγμα είναι μικρότερη από 10 km και το μέγεθος ροπής M_{w} του αναμενόμενου σεισμού είναι μεγαλύτερο από 6.5.

Τα φαινόμενα κοντινού πεδίου που συνήθως έχουν δυσμενή επίδραση στη σεισμική συμπεριφορά των γεφυρών είναι:

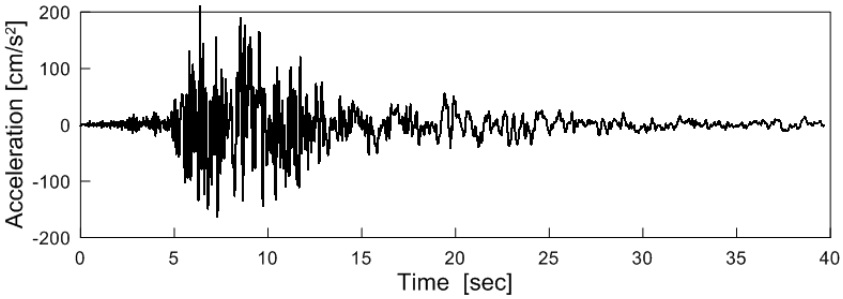
- Η μετακίνηση στο ρήγμα (fling step), η οποία μπορεί να προκαλέσει μεγάλες διαφορικές μετακινήσεων μεταξύ των βάθρων, στην οριζόντια ή/και την κατακόρυφη διεύθυνση. Το φαινόμενο αυτό είναι περισσότερο έντονο εάν η γέφυρα διασχίζει το σεισμικό ρήγμα.

  Ο τρόπος αντιμετώπισης αυτού του προβλήματος είναι η επιλογή κατάλληλου στατικού συστήματος που να μπορεί να παραλάβει τις μεγάλες διαφορικές κινήσεις των βάθρων, π.χ. φορέας με αμφιέρειστα ανοίγματα.

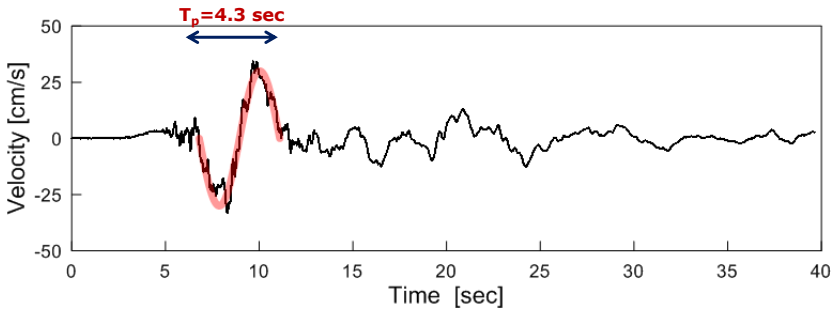
- Οι *παλμοί κατευθυντικότητας* που περιέχονται σην εδαφική κίνηση, οι οποίοι είναι παλμοί μεγάλης περιόδου και μπορούν να προκαλέσουν σημαντική ενίσχυση της σεισμικής απόκρισης της γέφυρας.

  Για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος πρέπει κατ' ελάχιστον να γίνει κατάλληλη τροποποίηση του φάσματος σχεδιασμού, τόσον όσον αφορά τη μορφή του (αύξηση των φασματικών επιταχύνσεων για περιόδους κοντά στην περίοδο του παλμού), όσο και όσον αφορά την τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης (τιμή φάσματος για T = 0), η οποία, σύμφωνα με τον ΕΑΚ πρέπει να αυξάνεται τουλάχιστον κατά 25%. Σε ειδικές περιπτώσεις μπορεί να απαιτηθούν και μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.

Οι παλμοί κατευθυντικότητας δεν είναι εύκολα διακριτοί στη χρονοϊστορία της επιτάχυνσης της εδαφικής κίνησης, είναι όμως εμφανείς στη χρονοϊστορία της ταχύτητας. Ένα παράδειγμα δίνεται στο Σχήμα 2.7 για την καταγραφή E03-230 του σεισμού Imperial Valley (USA), 1979: ο παλμός κατευθυντικότητας έχει περίοδο T_p = 4.3 s και είναι εμφανής στη χρονοϊστορία της ταχύτητας.



(α)

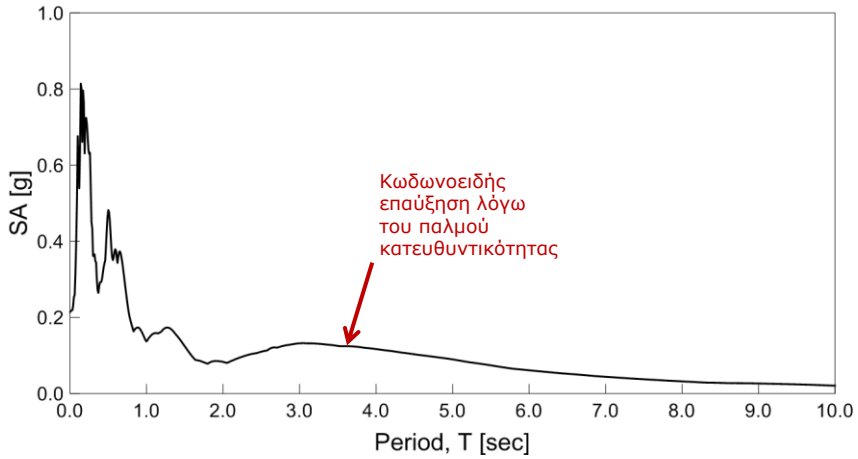


(β)

Σχήμα 2.7. Χρονοϊστορία (α) της επιτάχυνσης και (β) της ταχύτητας της καταγραφής E03-230 του σεισμού Imperial Valley, 1979.

Το αποτέλεσμα των παλμών κατευθυντικότητας στην ελαστική απόκριση των κατασκευών είναι η μεγέθυνση της σεισμικής απόκρισης για κατασκευές με περίοδο T κοντά στην περίοδο T_p του παλμού. Στο φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων, αυτό φαίνεται με μία κωδωνοειδή επαύξηση για

περιόδους κοντά στην περίοδο του παλμού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8 για την καταγραφή E03-230 του Imperial Valley. Η επαύξηση αυτή δεν προβλέπεται στα τυπικά φάσματα σχεδιασμού των κανονισμών (όπως το φάσμα του Σχήματος 2.1) που αφορούν μακρινούς σεισμούς, γι' αυτό απαιτείται η τροποποίησή τους.



Σχήμα 2.8. Φάσμα απόκρισης της καταγραφής E03-230 του σεισμού Imperial Valley, 1979.

Μία μαθηματική έκφραση της μεγέθυνσης της φασματικής επιτάχυνσης που οφείλεται στον παλμό κατευθυντικότητας δίνεται από τους Shahi & Baker (2013), οι οποίοι επεξεργάστηκαν ένα πλήθος καταγραφών και κατέληξαν στις παρακάτω σχέσεις που δίνουν το συντελεστή μεγέθυνσης AF της φασματικής επιτάχυνσης S_a σε σύγκριση με τη φασματική επιτάχυνση S_a^r που προκύπτει εάν από την καταγραφή αφαιρεθεί ο παλμός κατευθυντικότητας, δηλαδή

$$S_a = AF \cdot S_a^r \tag{2.26}$$

Στο Σχήμα 2.9 δίνονται διαγράμματα των μέσων όρων του συντελεστή AF που προέκυψαν για δίαφορες γωνίες α προσανατολισμού των καταγραφών ως προς το ρήγμα. Από στατιστική επεξεργασία αυτών των μέσων όρων, οι Shahi & Baker κατέληξαν στις παρακάτω σχέσεις για το λογάριθμο του συντελεστή AF:

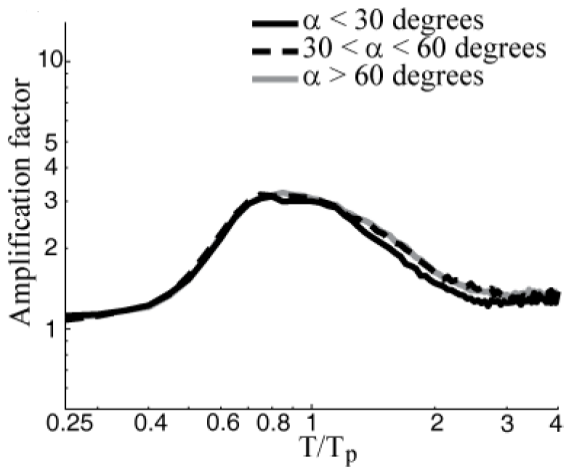
$$\ln AF = 1.131 \cdot \exp(-3.11 \cdot [\ln(T/T_p) + 0.127]^2) + 0.058 \quad \text{για } T \le 0.88 \cdot T_p \tag{2.27.α}$$

$$\ln AF = 0.924 \cdot \exp(-2.11 \cdot [\ln(T/T_p) + 0.127]^2) + 0.255 \quad \text{για } T > 0.88 \cdot T_p \tag{2.27.β}$$

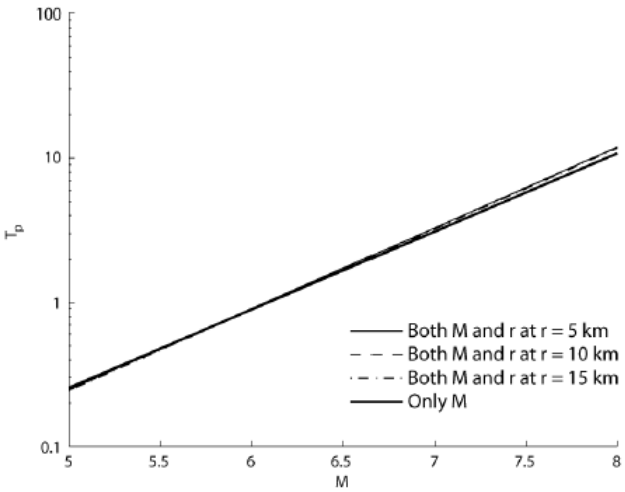
Οι σχέσεις (2.27.α) και (2.27.β) θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν για την επαύξηση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού του Σχήματος 2.1 ώστε να ληφθούν υπόψη οι παλμοί κατευθυντικότητας. Βέβαια, η εφαρμογή τους απαιτεί μία εκτίμηση της περιόδου T_p του αναμενόμενου παλμού. Διάφορες μελέτες έχουν δείξει ότι η τιμή της T_p παρουσιάζει μεγάλη διακύμανση, όχι μόνον μεταξύ διαφόρων σεισμικών γεγονότων, αλλά ακόμη και μεταξύ

καταγραφών του ίδιου σεισμικού γεγονότος σε διαφορετικές θέσεις. Γενικώς, η T_p μεγαλώνει εκθετικά με το μέγεθος του σεισμού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.10.

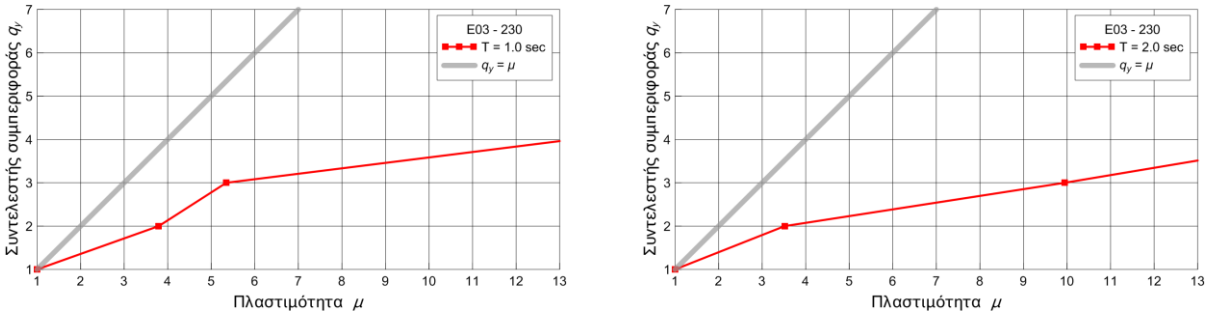
Το αποτέλεσμα των παλμών κατευθυντικότητας στη σεισμική απόκριση των κατασκευών είναι περισσότερο έντονο όταν η κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό. Αυτό δείχνεται στο Σχήμα 2.11 για μονοβάθμιους ταλαντωτές περιόδου T = 1.0 s και T = 2.0 s, οι οποίοι υποβάλλονται στην καταγραφή E03-230. Στο σχήμα δείχνεται η πλαστιμότητα μ που αναπτύσσεται σε κάθε κατασκευή, ανάλογα με το συντελεστή συμπεριφοράς q_y που έχει χρησιμοποιηθεί για να ορίσει την επιτάχυνση διαρροής. Η γκρι γραμμή αντιστοιχεί στην ισότητα πλαστιμότητας και συντελεστή συμπεριφοράς, $q_y = \mu$, η οποία θα έπρεπε να ισχύει προσεγγιστικά βάσει της παραδοχής των ίσων μετακινήσεων, εάν δεν υπήρχαν φαινόμενα κοντινού πεδίου.



Σχήμα 2.9. Μέσοι όροι του συντελεστή επαύξησης της φασματικής επιτάχυνσης λόγω του παλμού κατευθυντικότητας (Shahi & Baker 2013).



Σχήμα 2.10. Μεταβολή της μέσης τιμής της περιόδου T_p του παλμού κατευθυντικότητας με το μέγεθος M του σεισμού (Shahi & Baker 2013).



(α) (β)

Σχήμα 2.11. Σύγκριση της απαιτούμενης πλαστιμότητας με το συντελεστή συμπεριφοράς για μονοβάθμιους ταλαντωτές με περίοδο (α) T = 1.0 s και (β) T = 2.0 s που υποβάλλονται στην καταγραφή E03-230.

Όπως φαίνεται από τα διαγράμματα, ο παλμός κατευθυντικότητας οδηγεί σε πολύ μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Έτσι, εάν οι κατασκευές διαστασιολογηθούν για q_y = 2, η απαιτούμενη πλαστιμότητα είναι μ = 3.8 περίπου για την κατασκευή με T = 1.0 s και μ = 3.5 περίπου για την κατασκευή με T = 2.0 s. Εάν οι κατασκευές διαστασιολογηθούν για q_y = 3, η απαιτούμενη πλαστιμότητα είναι μ = 5.3 περίπου για την κατασκευή με T = 1.0 s και μ = 10 περίπου για την κατασκευή με T = 2.0 s. Οι τιμές αυτές της απαιτούμενης πλαστιμότητας είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τους αντίστοιχους συντελεστές συμπεριφοράς και είναι βέβαιο ότι θα προκαλέσουν βλάβες στα βάθρα σημαντικά μεγαλύτερες από τις προβλεπόμενες. Σημειώνεται ότι σε αυτές τις μη-γραμμικές αναλύσεις, η επιτάχυνση διαρροής κάθε περίπτωσης προσδιορίστηκε από τη σχέση: $a_y = a_{el}/q_y$, όπου $a_{el} = S_a(T)$ είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση για την εξεταζόμενη περίοδο T που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη καταγραφή E03-230, δηλαδή η επιρροή του παλμού κατευθυντικότητας στο ελαστικό φάσμα έχει ληφθεί υπόψη και, επομένως, οι μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας οφείλονται αποκλειστικά στην επιρροή του παλμού στην ανελαστική συμπεριφορά. Τέτοιες αναλύσεις δείχνουν ότι, σε περιπτώσεις σεισμικών διεγέρσεων με παλμούς κατευθυντικότητας, η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων δεν ισχύει για $T > T_0 = 1.25 \cdot T_C$ όπως αναφέρεται στον EK8-2, αλλά για $T > T_p$ περίπου.

2.5. Μοντέλο υπολογισμού

2.5.1 Προσομοίωμα ανάλυσης

Η σεισμική ανάλυση της γέφυρας πρέπει να γίνεται συνολικά και μόνον εάν υπάρχουν τμήματα με πρακτικά ανεξάρτητη δυναμική συμπεριφορά επιτρέπεται η ανάλυση να γίνεται χωριστά σε κάθε τμήμα. Σε αυτή την περίπτωση, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στον προσδιορισμό των συνθηκών συνέχειας σε κοινά βάθρα μεταξύ γειτονικών ανεξάρτητων τμημάτων. Το πρόβλημα

έγκειται στον κατάλληλο προσδιορισμό της δυσκαμψίας που προσδίδει στο βάθρο το γειτονικό τμήμα, το οποίο δεν λαμβάνεται υπόψη στο μοντέλο υπολογισμού.

Για θεμελίωση σε μαλακά εδάφη, η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής μπορεί να επηρεάζει αρκετά τη συμπεριφορά και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην προσομοίωση. Η εκτίμηση, όμως, των μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους δεν είναι συνήθως μονοσήμαντη. Σε τέτοιες περιπτώσεις αβεβαιοτήτων, πρέπει να εξετάζονται διάφορες τιμές και τουλάχιστον οι ακραίες περιπτώσεις μέγιστων – ελάχιστων τιμών.

2.5.2 Υπολογισμός μαζών

Οι μάζες υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη τα εξής φορτία:

- Μόνιμα φορτία, στα οποία περιλαμβάνονται: το ίδιο βάρος του φορέα και του ανώτερου τμήματος των βάθρων που θεωρούμε ότι ταλαντώνεται μαζί με το φορέα, το βάρος των επικαλύψεων (οδόστρωμα, σκυρόδεμα κλίσεων, κλπ.), το βάρος των εεζοδρομίων και των κιγκλιδωμάτων ασφαλείας και το βάρος της επανεπίχωσης σε τεχνικά υπό επίχωση.
- Τα φορτία κυκλοφορίας πολλαπλασιασμένα με το μειωτικό συντελεστή ψ_2, όπου ψ_2 = 0.2 για οδικές γέφυρες και ψ_2 = 0.3 για σιδηροδρομικές γέφυρες.
- Η συμμετακινούμενη μάζα νερού (υδροδυναμική αλληλεπίδραση) για βάθρα βυθισμένα μέσα σε νερό. Ο υπολογισμός αυτής της μάζας γίνεται σύμφωνα με το Παράρτημα F του ΕΚ8-2.

Προσοχή χρειάζεται στον προσδιορισμό της ενεργούς ταλαντούμενης μάζας, η οποία χρησιμοποιείται για τον έλεγχο του απαιτούμενου πλήθους ιδιομορφών κατά την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Το πρόβλημα προκύπτει εάν στο μοντέλο υπολογισμού ληφθούν υπόψη μάζες, οι οποίες ουσιαστικά δεν συμμετέχουν στην ταλάντωση της κατασκευής (π.χ. πέδιλα) και οι οποίες θα πρέπει να αφαιρεθούν από τη συνολική μάζα για τον παραπάνω έλεγχο. Το ίδιο πρόβλημα προκύπτει και για θεμελίωση με πασσάλους, όταν οι πάσσαλοι περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα υπολογισμού. Συνήθως ένα μικρό μόνον τμήμα των πασσάλων (ανώτερο τμήμα) συμμετέχει στην ταλάντωση του συστήματος, ενώ το κατώτερο τμήμα είναι ουσιαστικά ανενεργό. Για το λόγο αυτό, στο μοντέλο υπολογισμού οι πάσσαλοι θεωρούνται συνήθως αβαρείς.

2.5.3 Δυσκαμψίες

Στο μοντέλο υπολογισμού, εκτός από τα βάθρα και το φορέα, πρέπει να συμπεριλαμβάνονται και όλα τα υπόλοιπα στοιχεία που επηρεάζουν τη δυναμική συμπεριφορά του συστήματος, όπως τα ελαστομεταλλικά ή σταθερά εφέδρανα και η ελαστικότητα της θεμελίωσης.

Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας πλάστιμων στοιχείων πρέπει να γίνεται με την τέμνουσα τιμή στο θεωρητικό σημείο διαρροής. Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, οι δυσκαμψίες των στοιχείων μπορούν να εκτιμούνται ως εξής:

- Σε βάθρα στα οποία προβλέπεται σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης, η δρώσα δυσκαμψία $(EI)_{\mathrm{eff}}$ εκτιμάται από την καμπυλότητα κατά την είσοδο του οπλισμού στη διαρροή. Προσεγγιστικά μπορεί να εκτιμάται από τη σχέση (Ε39/99)

$$(EI)_{\mathrm{eff}} = 300 \cdot M_{\mathrm{Rd,h}} \cdot d \tag{2.28}$$

  όπου $M_{\mathrm{Rd,h}}$ είναι η υπολογιστική ροπή αστοχίας και d το ύψος της διατομής στη θέση της πλαστικής άρθρωσης. Ακριβέστερος υπολογισμός μπορεί να γίνει με τη σχέση (Μέθοδος 2, Παράρτημα C του ΕΚ8-2):

$$(EI)_{\mathrm{eff}} = \nu \cdot M_{\mathrm{Rd,h}} / C_{\mathrm{y}} \tag{2.29}$$

  όπου ν = 1.20 και C_{y} είναι η καμπυλότητα διαρροής που μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$C_{\mathrm{y}} = (\varepsilon_{\mathrm{sy}} - \varepsilon_{\mathrm{cy}}) / d_{\mathrm{s}} \tag{2.30}$$

  Στην εξίσωση (2.30), d_{s} είναι το *στατικό* ύψος της διατομής (έως το κέντρο του εφελκυόμενου οπλισμού), $\varepsilon_{\mathrm{sy}}$ είναι η παραμόρφωση διαρροής του οπλισμού και $\varepsilon_{\mathrm{cy}}$ είναι η θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος όταν διαρρέει ο εφελκυόμενος οπλισμός, η οποία μπορεί να εκτιμηθεί από την ισορροπία των δυνάμεων που ενεργούν στη διατομή σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό. Προσεγγιστικά, η καμπυλότητα διαρροής μπορεί να υπολογιστεί και από τις σχέσεις:

$$C_{\mathrm{y}} = 2.1\ \varepsilon_{\mathrm{sy}} / d \qquad \text{για ορθογωνικές διατομές} \tag{2.31.α}$$

$$C_{\mathrm{y}} = 2.4\ \varepsilon_{\mathrm{sy}} / d \qquad \text{για κυκλικές διατομές} \tag{2.31.β}$$

  όπου d είναι το συνολικό ύψος της διατομής.

- Σε βάθρα από οπλισμένο σκυρόδεμα, στα οποία δεν προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, επιτρέπεται να λαμβάνεται ο μέσος όρος μεταξύ της δυσκαμψίας στη διαρροή του οπλισμού και της δυσκαμψίας σταδίου Ι (σύμφωνα με την Ε39/99).
- Σε φορείς από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα λαμβάνεται η δυσκαμψία σταδίου Ι.

Η ελαστικότητα της θεμελίωσης πρέπει να υπολογίζεται με βάση τα δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους για ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Σε επιφανειακές θεμελιώσεις, η προσομοίωση γίνεται με ισοδύναμα μεταφορικά και στροφικά ελατήρια. Σε θεμελίωση με

πασσάλους, συνήθως χρησιμοποιούνται οριζόντια ελατήρια κατά μήκος των πασσάλων στις δύο κύριες διευθύνσεις υπολογισμού, ή ισοδύναμα μεταφορικά και στροφικά ελατήρια στις κεφαλές των πασσάλων, που λαμβάνουν υπόψη τη συνολική δυσκαμψία κάθε πασσάλου στην αντίστοιχη διεύθυνση.

Η δυστένεια των ελαστομεταλλικών εφεδράνων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$K_{\varepsilon\varphi} = \frac{G \cdot A_{\mathrm{b}}}{T} \tag{2.32}$$

όπου G είναι το μέτρο διάτμησης του υλικού του ελαστομερούς, A_{b} είναι η ενεργός επιφάνεια του εφεδράνου και T το συνολικό πάχος του ελαστομερούς. Για εφέδρανα ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων $b_{\mathrm{x}} \times b_{\mathrm{y}}$, η ενεργός επιφάνεια ισούται με:

$$A_{\mathrm{b}} = (b_{\mathrm{x}} - d_{\mathrm{Ed,x}}) \cdot (b_{\mathrm{y}} - d_{\mathrm{Ed,y}}) \tag{2.33}$$

όπου $d_{\mathrm{Ed,x}}$ και $d_{\mathrm{Ed,y}}$ είναι οι σεισμικές μετακινήσεις σχεδιασμού του εφεδράνου στις διευθύνσεις x-x και y-y, αντίστοιχα.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ8-2 για γέφυρες με σεισμική μόνωση (τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα θεωρούνται μηχανισμοί σεισμικής μόνωσης), η ανάλυση πρέπει να γίνεται τόσο για τις ανώτερες, όσο και για τις κατώτερες τιμές σχεδιασμού των παραμέτρων. Επειδή το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς των εφεδράνων συμπεριλαμβάνεται στις παραμέτρους που έχουν διακύμανση, λόγω της γήρανσης του υλικού και της επιρροής της θερμοκρασίας περιβάλλοντος, γέφυρες με ελαστομεταλλικά εφέδρανα πρέπει να μελετώνται για δύο περιπτώσεις δυσκαμψίας που προκύπτουν από τις παρακάτω ακραίες τιμές του μέτρου διάτμησης G:

$$G_{\min} = G_{\mathrm{b}}$$

$$G_{\max} = 1.2\ G_{\mathrm{b}}$$

όπου G_{b} είναι η ονομαστική τιμή του μέτρου διάτμησης που ισούται με: $G_{\mathrm{b}} = \alpha \cdot G_{\mathrm{g}}$. Η τιμή του συντελεστή α κυμαίνεται από 1.1 έως 1.4 και πρέπει να καθορίζεται δοκιμές. Για συνήθη εφέδρανα λαμβάνεται $G_{\mathrm{g}} = 0.9\ \mathrm{N/mm^2} = 900\ \mathrm{KPa}$.

Η συνολική δυσκαμψία του συστήματος στύλος – εφέδρανα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\frac{1}{K_{\mathrm{o\lambda}}} = \frac{1}{K_{\mathrm{\sigma\tau}}} + \frac{1}{K_{\varepsilon\varphi}} \quad \text{ή} \quad K_{\mathrm{o\lambda}} = \frac{K_{\mathrm{\sigma\tau}} \cdot K_{\varepsilon\varphi}}{K_{\mathrm{\sigma\tau}} + K_{\varepsilon\varphi}} \tag{2.34}$$

Εάν ληφθεί υπόψη και η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης με οριζόντια στιφρότητα K_{x} και στρεπτική στιφρότητα K_{θ}, η συνολική δυσκαμψία του συστήματος έδαφος – βάθρο – εφέδρανα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\frac{1}{K_{\text{ολ}}} = \frac{1}{K_{\text{x}}} + \frac{H^2}{K_{\theta}} + \frac{1}{K_{\text{στ}}} + \frac{1}{K_{\text{εφ}}} \tag{2.35}$$

όπου Η είναι το ύψος του βάθρου, μετρούμενο από τη στάθμη θεμελίωσης.

Σε περίπτωση που χρησιμοποιούνται ελαστομεταλλικά εφέδρανα σε συνδυασμό με σεισμικούς συνδέσμους (stoppers), που ενεργοποιούνται μόνο μετά από κάποια μετακίνηση του φορέα, το σύστημα είναι μη-γραμμικό, επειδή η δυσκαμψία αλλάζει κατά τη διάρκεια της ταλάντωσης, κάθε φορά που κάποιος σύνδεσμος ενεργοποιείται ή απενεργοποιείται. Η ανάλυση πρέπει να γίνεται με προσοχή, είτε με μη-γραμμική θεώρηση, λαμβάνοντας υπόψη και τη μη ταυτόχρονη ενεργοποίηση όλων των συνδέσμων, είτε με εφαρμογή αξιόπιστων παραδοχών για ισοδύναμη γραμμική ανάλυση. Σύμφωνα με την Ε39/99, η εφαρμογή τέτοιων συνδέσμων επιτρέπεται μόνον μετά από σύμφωνη γνώμη του Κυρίου του Έργου.

2.6. Δράσεις ελέγχου

2.6.1 Χωρικός συνδυασμός

Η τιμή σχεδιασμού A_{Ed} οποιουδήποτε εντατικού μεγέθους A για ταυτόχρονη σεισμική δράση κατά *x-x*, *y-y* και *z-z* υπολογίζεται από το συνδυασμό των εντάσεων που προκύπτουν από την επίλυση για σεισμική δράση σε κάθε διεύθυνση χωριστά εφαρμόζοντας τον κανόνα της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS), δηλαδή:

$$A_{\text{Ed}} = \pm\sqrt{A_{\text{Ex}}^2 + A_{\text{Ey}}^2 + A_{\text{Ez}}^2} \tag{2.36}$$

όπου A_{Ex}, A_{Ey} και A_{Ez} είναι οι τιμές του μεγέθους για σεισμική δράση κατά *x-x*, κατά *y-y* και κατά *z-z*, αντίστοιχα. Εναλλακτικά, η τιμή σχεδιασμού A_{Ed} επιτρέπεται να υπολογίζεται από το δυσμενέστερο από τους παρακάτω συνδυασμούς:

$$A_{\text{Ed}} = \pm A_{\text{Ex}} \pm 0.3\, A_{\text{Ey}} \pm 0.3\, A_{\text{Ez}} \tag{2.37.α}$$

$$A_{\text{Ed}} = \pm 0.3\, A_{\text{Ex}} \pm A_{\text{Ey}} \pm 0.3\, A_{\text{Ez}} \tag{2.37.β}$$

$$A_{\text{Ed}} = \pm 0.3\, A_{\text{Ex}} \pm 0.3\, A_{\text{Ey}} \pm A_{\text{Ez}} \tag{2.37.γ}$$

Η σεισμική ένταση συνδυάζεται με τις υπόλοιπες δράσεις σύμφωνα με τον παρακάτω συνδυασμό:

$$E_{\text{d}} = G_{\text{k}} + P \pm A_{\text{Ed}} + \psi_{21} \cdot Q_{1\text{k}} + Q_2 \tag{2.38}$$

όπου:

G_{k} = το σύνολο των μονίμων δράσεων με τη χαρακτηριστική τους τιμή

P = η τελική τιμή δράσεων από προένταση

A_{Ed} = η σεισμική ένταση για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, όπως ορίστηκε παραπάνω

$Q_{1\mathrm{k}}$ = η δράση από φορτίο κυκλοφορίας, το οποίο επιτρέπεται να λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλο το φορέα

ψ_{21} = 0.2 για οδικές γέφυρες και 0.3 για σιδηροδρομικές

Q_2 = η οιονεί μόνιμη τιμή δράσεων με μεγάλη διάρκεια (ωθήσεις γαιών, άνωση, πίεση ροής κλπ.)

Γενικώς, εντάσεις καταναγκασμού, όπως διαφορικές καθιζήσεις, θερμοκρασιακές μεταβολές, συστολή ξήρανσης, τεκτονικές κινήσεις κ.α., επιτρέπεται να μη λαμβάνονται υπόψη στο σεισμικό συνδυασμό δράσεων, επειδή συμβαίνει "εκτόνωση" αυτών των εντάσεων μετά τη διαρροή των βάθρων λόγω της σημαντικής μείωσης της δυσκαμψίας τους.

Εξαιρούνται γέφυρες που σχεδιάζονται για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά με $q \leq 1.5$ (π.χ. γέφυρες στις οποίες η στήριξη του φορέα στα βάθρα γίνεται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων). Σε αυτή την περίπτωση, στο σεισμικό συνδυασμό πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και εντάσεις καταναγκασμού.

Στο σεισμικό συνδυασμό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η επίδραση των μεγεθών δεύτερης τάξης. Σε βάθρα στα οποία αναμένεται να σχηματισθούν πλαστικές αρθρώσεις (διαστασιολόγηση με $q > 1.5$), η εκτίμηση των μεγεθών δεύτερης τάξης επιτρέπεται να γίνεται λαμβάνοντας υπόψη μειωμένη τιμή σεισμικής μετακίνησης (βλ. παράγραφο 2.6.2), δηλαδή η πρόσθετη ροπή σε κάποιο βάθρο υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Delta M = \frac{1+q}{2} \cdot d_{\mathrm{Ed}} \cdot N_{\mathrm{Ed}} \tag{2.39}$$

όπου d_{Ed} είναι η τιμή της σχετικής σεισμικής μετακίνησης των άκρων του βάθρου και N_{Ed} η αξονική δύναμη του βάθρου σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό.

2.6.2 Υπολογισμός μετακινήσεων

Γενικώς, η υπολογιστική σεισμική μετακίνηση d_{E} σε κάθε διεύθυνση σεισμικής δράσης υπολογίζεται από τη μετακίνηση d_{Ee}, που προέκυψε από την ελαστική ανάλυση για τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού (δηλαδή τα φορτία που αντιστοιχούν στο συντελεστή συμπεριφοράς q) σύμφωνα με τη σχέση:

$$d_{\mathrm{E}} = \pm\, \eta \cdot \mu_{\Delta} \cdot d_{\mathrm{Ee}} \tag{2.40}$$

όπου η είναι ο διορθωτικός συντελεστής που προκύπτει για την απόσβεση ζ της κατασκευής όπως ορίστηκε παραπάνω και μ_{Δ} είναι η πλαστιμότητα μετακινήσεων που ορίζεται από το συντελεστή

συμπεριφοράς q και τη θεμελιώδη περίοδο T της γέφυρας. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-2, η μ_Δ μπορεί να υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$\mu_\Delta = q \qquad \text{για } T \geq T_0 \qquad (2.41.\alpha)$$

$$\mu_\Delta = (q-1)\cdot(T_0/T)+1 \leq 5q-4 \qquad \text{για } T < T_0 \qquad (2.41.\beta)$$

όπου $T_0 = 1.25\cdot T_C$. Εάν γίνεται ελαστική ανάλυση ($q = 1$), τότε λαμβάνεται: $d_E = d_{Ee}$.

Η σχετική μετακίνηση μεταξύ δύο γειτονικών, στατικά ανεξάρτητων, τμημάτων μπορεί να εκτιμηθεί από το στατιστικό άθροισμα των μετακινήσεων των δύο τμημάτων, με το σκεπτικό ότι οι μέγιστες μετακινήσεις δεν θα συμβούν ταυτόχρονα και δεν θα έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο. Έτσι:

$$d_{E,12} = \pm\sqrt{d_{E,1}^2 + d_{E,2}^2} \qquad (2.42)$$

Σημειώνεται ότι σε ορισμένους ελέγχους, όπως στον υπολογισμό των μεγεθών δεύτερης τάξης που αναφέρθηκε παραπάνω, χρησιμοποιούνται μειωμένες τιμές της σεισμικής μετακίνησης. Μία άλλη τέτοια περίπτωση είναι ο έλεγχος των αρμών, όπου χρησιμοποιείται το 40% της σεισμικής μετακίνησης.

Για τον υπολογισμό της συνολικής μετακίνησης d_{Ed} του σεισμικού συνδυασμού, η σεισμική μετακίνηση d_E συνδυάζεται με τις μετακινήσεις των υπολοίπων δράσεων με την παρακάτω σχέση:

$$d_{Ed} = d_G \pm d_E \pm \psi_{2T}\cdot d_T \qquad (2.43)$$

όπου:

d_G = η τελική τιμή μετακίνησης από μόνιμες ή οιονεί μόνιμες δράσεις, όπως προένταση, ερπυσμό, συρρίκνωση, κλπ.

d_E = η υπολογιστική σεισμική μετακίνηση, όπως υπολογίστηκε παραπάνω

d_T = η μετακίνηση σχεδιασμού από θερμικές δράσεις

ψ_{2T} = 0.5 (συντελεστής συνδυασμού θερμικών δράσεων).

2.6.3 Ικανοτικές δράσεις

2.6.3.1 Ορισμός

Με τον όρο ικανοτικές δράσεις νοούνται οι δράσεις που αντιστοιχούν στις συνθήκες ισορροπίας, όταν στις θέσεις που προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται ροπή M_0 ίση με το υπολογιστικό άνω όριο της ροπής αντοχής της διατομής, λαμβανομένου υπόψη του πραγματικού οπλισμού και της υπεραντοχής (*ροπή υπεραντοχής*). Δηλαδή, η ικανοτική ένταση αντιστοιχεί στη μέγιστη ένταση που μπορεί να αναπτυχθεί στην κατασκευή για ελαστοπλαστική

συμπεριφορά, με την παραδοχή ότι στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων έχει εξαντληθεί η αντοχή των διατομών.

Έλεγχος με τις ικανοτικές δράσεις απαιτείται:

- Σε διατομές που προορίζονται να παραμείνουν ελαστικές (π.χ. φορέας).
- Στη θεμελίωση (εκτός από θεμελίωση με πασσάλους, όπου επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 2.4.3 παραπάνω).
- Σε σεισμικούς συνδέσμους και σταθερά εφέδρανα.
- Σε διάτμηση.

Οι ικανοτικές δράσεις δεν χρειάζεται να λαμβάνονται μεγαλύτερες από αυτές που αντιστοιχούν σε ελαστική συμπεριφορά (q = 1).

2.6.3.2 Διαδικασία υπολογισμού ικανοτικής έντασης

Για τον υπολογισμό της ικανοτικής έντασης μπορεί να χρησιμοποιείται η παρακάτω διαδικασία, η οποία περιγράφεται στην Ε39/99.

1. Υπολογίζονται οι καμπτικές ροπές αντοχής M_{Rd} των διατομών, στις θέσεις που προβλέπονται πλαστικές αρθρώσεις, για την εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού. Ο υπολογισμός γίνεται για τις πραγματικές διαστάσεις των διατομών και τις τελικές ποσότητες του διαμήκους οπλισμού. Λαμβάνεται υπόψη διαξονική κάμψη και η επιρροή της αξονικής δύναμης για τα εξής φορτία (ΕΚ8-2): (α) μη-σεισμικά φορτία που υπεισέρχονται στο σεισμικό συνδυασμό, (β) σεισμική δράση στην εξεταζόμενη διεύθυνση.

2. Υπολογίζονται οι καμπτικές ροπές υπεραντοχής M_0 στις προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων. Οι ροπές υπεραντοχής αντιστοιχούν στο υπολογιστικό άνω όριο της ροπής αντοχής των διατομών και υπολογίζονται πολλαπλασιάζοντας την υπολογιστική ροπή αντοχής με την υπεραντοχή, δηλαδή:

$$M_0 = \gamma_0 \cdot M_{\mathrm{Rd}} \tag{2.44}$$

   όπου, γ_0 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, ο οποίος συνιστάται να λαμβάνεται ίσος με 1.35 για βάθρα από Ω.Σ. και 1.25 για μεταλλικά βάθρα.

   Παράδειγμα

   Έστω ότι για το μονολιθικά συνδεδεμένο βάθρο που δείχνεται στο Σχήμα 2.12 προέκυψαν τα παρακάτω εντατικά μεγέθη:

   Μη-σεισμικά: κορυφή: $M_{\text{x-x,t}} = -20$ kNm

   $M_{\text{y-y,t}} = -120$ kNm

   $N_{\text{t}} = 3000$ kN (θετική για θλίψη)

βάση: $M_{x\text{-}x,b} = 30$ kNm

$M_{y\text{-}y,b} = 150$ kNm

$N_b = 3500$ kN

τέμνουσα: $V_x = 27$ kN

Σεισμικά: κορυφή: $M_{x\text{-}x,t} = -300$ kNm

$M_{y\text{-}y,t} = -1200$ kNm

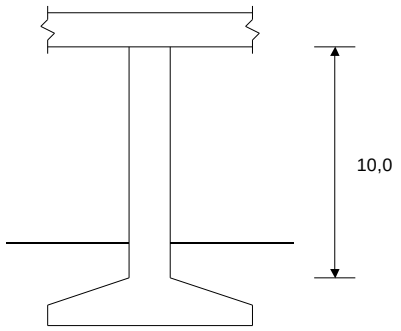
$N_t = 40$ kN

βάση: $M_{x\text{-}x,b} = 450$ kNm

$M_{y\text{-}y,b} = 1500$ kNm

$N_b = 40$ kN

τέμνουσα: $V_x = 270$ kN



Σχήμα 2.12. Παράδειγμα.

Οι ροπές αντοχής για σεισμό στη x-διεύθυνση (ροπές $M_{y\text{-}y}$) θα υπολογισθούν για τα εντατικά μεγέθη:

κορυφή: $N_t = 3000+40 = 3040$ kN, $M_{x\text{-}x,t} = 20+300 = 320$ kNm

βάση: $N_b = 3500+40 = 3540$ kN, $M_{x\text{-}x,b} = 30+450 = 480$ kNm

και τον τελικό οπλισμό. Έστω ότι προκύπτουν τιμές:

κορυφή: $M_{Rd,t} = 1400$ kNm

βάση: $M_{Rd,b} = 1800$ kNm

οπότε, το υπολογιστικό άνω όριο των ροπών αντοχής είναι:

κορυφή: $M_{0,t} = 1.35\times1400 = 1890$ kNm

βάση: $M_{0,b} = 1.35\times1800 = 2430$ kNm.

3. Σε κάθε θέση πλαστικής άρθρωσης υπολογίζεται η διαφορά μεταξύ της ροπής υπεραντοχής M_0 και της ροπής M_G από μη-σεισμικές δράσεις:

$$\Delta M_0 = M_0 - M_G = \gamma_0 M_{Rd} - M_G \tag{2.45}$$

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η μεταβολή των ικανοτικών μεγεθών, ΔF_C, που απαιτείται για τη μεταβολή της ροπής κατά ΔM_0 στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων. Ο υπολογισμός γίνεται από τις συνθήκες ισορροπίας.

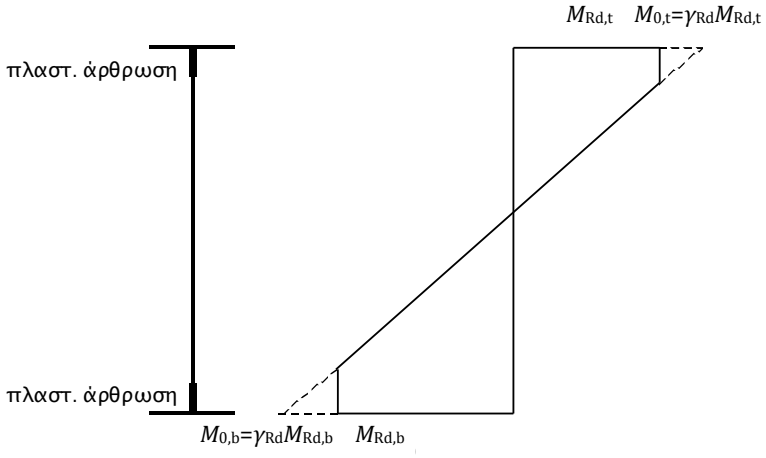
Παράδειγμα

κορυφή: $\Delta M_{0,t} = 1890-120 = 1770$ kNm

βάση: $\Delta M_{0,b} = 2430-150 = 2280$ kNm

και η απαιτούμενη μεταβολή της τέμνουσας είναι:

$$\Delta V_C = \frac{1770+2280}{10} = 405 \text{ kN}$$



Σχήμα 2.13. Διάγραμμα ικανοτικών ροπών βάθρου.

4. Τα τελικά μεγέθη ικανοτικής δράσης F_C υπολογίζονται από την επαλληλία των μεταβολών ΔF_C και των μη-σεισμικών δράσεων F_G, δηλαδή:

$$F_C = F_G + \Delta F_C \tag{2.46}$$

Το διάγραμμα των ικανοτικών ροπών του βάθρου υπολογίζεται από τις ροπές υπεραντοχής στα δύο άκρα, θεωρώντας όμως ότι στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων οι ροπές δεν υπερβαίνουν τις ροπές αντοχής, χωρίς την υπεραντοχή. Επομένως, το διάγραμμα ροπών είναι όπως στο Σχήμα 2.13.

Παράδειγμα

Ικανοτική τέμνουσα βάθρου: V_C = 27+405 = 432 ΚΝ.

Πολλές φορές, η ροπή από μόνιμα φορτία είναι αμελητέα σε σύγκριση με την υπεραντοχή ($M_G << M_0$). Σε αυτές τις περιπτώσεις, η ικανοτική τέμνουσα του βάθρου μπορεί να υπολογιστεί απ' ευθείας, κατ' αναλογία με τη σεισμική τέμνουσα, δηλαδή:

$$V_C = V_E \frac{M_0}{M_E} \tag{2.47}$$

όπου, V_E και M_E είναι η τέμνουσα και η ροπή σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό.

2.6.4 Ωθήσεις γαιών

Οι στατικές και σεισμικές ωθήσεις γαιών υπολογίζονται σύμφωνα με τον ΕΚ8-5, με βάση το πόσο εύκαμπτος είναι ο τοίχος ή το ακρόβαθρο, δηλαδή εάν μπορούν ή όχι να αναπτυχθούν ενεργητικές ωθήσεις.

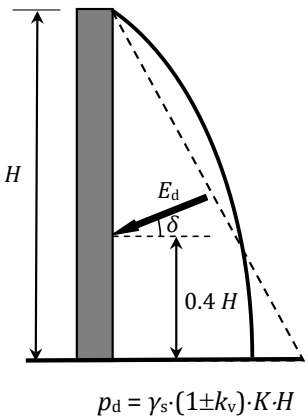
Σύμφωνα με την E39/99, η ευκαμψία του τοίχου μπορεί να υπολογιστεί από το λόγο u/H, όπου u είναι η μετακίνηση στη στέψη της κατασκευής για επαλληλία στατικών ωθήσεων ηρεμίας (συντελεστής ωθήσεων: K_0 = 1−sinφ) και σεισμικών ωθήσεων που αντιστοιχούν σε απαραμόρφωτους τοίχους (περιγράφονται παρακάτω) και H είναι το ύψος της κατασκευής μετρούμενο από την επιφάνεια έδρασης ή το θεωρητικό σημείο πάκτωσης (για πασσαλοτοίχους). Εάν $u/H \geq 0.1\%$, τα ακρόβαθρα και οι τοίχοι θεωρούνται εύκαμπτοι, αλλιώς θεωρούνται απαραμόρφωτοι. Ακρόβαθρα ή τοίχοι που εδράζονται με επιφανειακή θεμελίωση σε κοκκώδη ή συνεκτικά εδάφη (όχι όμως σε βράχο) επιτρέπεται να θεωρούνται εύκαμπτα χωρίς έλεγχο του λόγου u/H.

2.6.4.1 <u>Εύκαμπτοι τοίχοι και βάθρα</u>

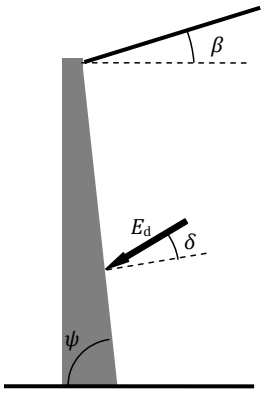
Η συνολική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

$$E_{\mathrm{d}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\mathrm{s}} \cdot (1 \pm k_{\mathrm{v}}) \cdot K \cdot H^2 \tag{2.48}$$

όπου γ_s είναι το ειδικό βάρος του αντιστηριζόμενου εδάφους, H είναι το ύψος του τοίχου, k_v είναι ο σεισμικός συντελεστής για κατακόρυφο σεισμό (βλ. παρακάτω) και K είναι ο συντελεστής ωθήσεων κατά Mononobe-Okabe (Σχήμα 2.14) που επίσης δίνεται παρακάτω.



Σχήμα 2.14. Ωθήσεις κατά Mononobe-Okabe.



Σχήμα 2.15. Συμβολισμός γωνιών.

Η σχέση (2.48) παραπέμπει σε τριγωνική κατανομή ωθήσεων (διακεκομμένη γραμμή στο Σχήμα 2.14). Στην πραγματικότητα όμως, η κατανομή των ωθήσεων δεν είναι τριγωνική και προσομοιάζει την παραβολική (συνεχής γραμμή στο Σχήμα 2.14). Γι' αυτό και το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης των ωθήσεων τίθεται περίπου σε ύψος 0.40·H από τη βάση και όχι στο $H/3$ όπως θα ίσχυε για τριγωνική κατανομή.

Επισημαίνεται ότι οι ωθήσεις γαιών σύμφωνα με τη σχέση (2.48) είναι συνολικές, δηλαδή συμπεριλαμβάνονται οι σεισμικές και οι στατικές ωθήσεις. Η συνισταμένη ώθηση E_d δεν είναι

οριζόντια αλλά κεκλιμένη και σχηματίζει γωνία δ με την κάθετη στον τοίχο (Σχήμα 2.15). Η γωνία δ εξαρτάται από τη γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους και δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από $2\varphi'/3$, όπου φ' η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους. Για τις σεισμικές ωθήσεις, πολλές φορές λαμβάνεται $\delta = 0$ υπέρ της ασφαλείας.

Στη γενική περίπτωση τοίχου με κεκλιμένη επιφάνεια προς την πλευρά των γαιών (Σχήμα 2.15) και αντιστηριζόμενων γαιών με κεκλιμένο πρανές, ο συντελεστής K δίνεται από τη σχέση Monobe-Okabe (Παράρτημα Ε του ΕΚ8-5):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta)\sin(\psi + \beta)}}\right]^2} \tag{2.49}$$

Η γωνία θ υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \tag{2.50}$$

όπου $k_h = \alpha \cdot S/r$ και $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$ είναι οι σεισμικοί συντελεστές για οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό αντίστοιχα. Σε αυτές τις σχέσεις, S είναι ο συντελεστής εδάφους, $\alpha = a_g/g$ είναι η ανηγμένη (ως προς τη βαρύτητα) επιτάχυνση του εδάφους για έδαφος κατηγορίας Α, ενώ ο συντελεστής r εξαρτάται από το μέγεθος της μόνιμης μετακίνησης που επιτρέπεται να συμβεί στο σεισμό σχεδιασμού (αποδεκτή μετακίνηση) και προκύπτει από τον Πίνακα 2.5.

Ο μειωτικός συντελεστής r ορίζεται ως ο λόγος της εδαφικής επιτάχυνσης που απαιτείται για να προκληθεί ολίσθηση του τοίχου ίση με d_r προς την κρίσιμη εδαφική επιτάχυνση για την οποία αρχίζει η ολίσθηση. Επομένως, ο μειωτικός συντελεστής r είναι ουσιαστικά ισοδύναμος με το συντελεστή συμπεριφοράς q για ολισθαίνοντα σώματα.

Σημειώνεται ότι εάν $\beta > \varphi - \theta$, το υπόρριζο στον παρωνομαστή της σχέσης (2.49) προκύπτει αρνητικό. Σε αυτή την περίπτωση τίθεται:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} \tag{2.51}$$

Πίνακας 2.5. Τιμές μειωτικού συντελεστή r

Τύπος κατασκευής – αποδεκτή μετακίνηση	r
Ελεύθεροι τοίχοι βαρύτητας που επιτρέπεται να ολισθήσουν έως d_r=300·α·S (mm)	2.0
Ελεύθεροι τοίχοι βαρύτητας που επιτρέπεται να ολισθήσουν έως d_r=200·α·S (mm)	1.5
Τοίχοι χωρίς δυνατότητα ολίσθησης και ακρόβαθρα γεφυρών	1.0

Εάν στον υπολογισμό του συντελεστή ωθήσεων K χρησιμοποιηθεί τιμή $r > 1.0$, δηλαδή γίνεται αποδεκτή κάποια μετακίνηση του τοίχου (και επομένως μείωση των ωθήσεων), η διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων της κατασκευής (τοίχου ή ακρόβαθρου) πρέπει να γίνει θεωρώντας το σεισμικό τμήμα των ωθήσεων αυξημένο κατά 30%, ώστε να εξασφαλισθεί η ακεραιότητα του τοίχου μέχρι να συμβεί η μετακίνηση. Δηλαδή, σε αυτή την περίπτωση χρησιμοποιείται συντελεστής ωθήσεων:

$$K' = 1.3\cdot(K - K_E) + K_E \tag{2.52}$$

όπου K_E είναι ο συντελεστής των στατικών ενεργητικών ωθήσεων.

Η σχέση (2.48) ισχύει υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχει υδροφόρος ορίζοντας (Υ.Ο.) πίσω από τον τοίχο. Σε αντίθετη περίπτωση, δηλαδή εάν η επανεπίχωση είναι κάτω από τον Υ.Ο., πρέπει να ληφθούν υπόψη η υδροστατική (E_{ws}) και η υδροδυναμική (E_{wd}) πίεση του νερού. Η συνολική δύναμη στον τοίχο δίνεται από τη σχέση:

$$E_d = \frac{1}{2}\cdot\gamma_s^*\cdot(1\pm k_v)\cdot K\cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \tag{2.53}$$

όπου γ_s^* είναι το ειδικό βάρος του εδάφους υπό άνωση, δηλαδή $\gamma_s^* = \gamma_s - \gamma_w$ (όπου γ_w = 10 kN/m^3 είναι το ειδικό βάρος του νερού). Για ύψος νερού H_w, η συνολική υδροστατική δύναμη προκύπτει:

$$E_{ws} = \frac{1}{2}\cdot\gamma_w\cdot H_w^2 \tag{2.54}$$

ενώ η υδροδυναμική δύναμη εξαρτάται από την υδατοπερατότητα του εδάφους και υπολογίζεται ως εξής, ανάλογα με την υδατοδιαπερατότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους:

(α) *Δυναμικά αδιαπέρατο κορεσμένο έδαφος* (συντελεστής διαπερατότητας < 5×10^{-4} m/sec).

Σε αυτή την περίπτωση το έδαφος και το νερό συμπεριφέρονται ως ένα ενιαίο σώμα. Ο υπολογισμός γίνεται για το κορεσμένο ειδικό βάρος του εδάφους ($\gamma_s = \gamma_{κορ}$), η υδροδυναμική πίεση τίθεται ίση με μηδέν (E_{wd} = 0) ενώ ο συντελεστής K των ωθήσεων κατά Mononobe-Okabe υπολογίζεται για γωνία θ που προκύπτει από τη σχέση:

$$\tan\theta = \frac{\gamma_s}{\gamma_s^*}\cdot\frac{k_h}{1\pm k_v} \tag{2.55}$$

(β) *Πλήρως διαπερατό κορεσμένο έδαφος.*

Σε αυτή την περίπτωση το έδαφος και το νερό συμπεριφέρονται ανεξάρτητα, γι' αυτό, πέραν των υδροστατικών πιέσεων, αναπτύσσονται και υδροδυναμικές πιέσεις που υπολογίζονται σύμφωνα με τη σχέση Westergaard. Η συνολική υδροδυναμική δύναμη ισούται με:

$$E_{\mathrm{wd}} = \frac{7}{12} \cdot k_{\mathrm{h}} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \tag{2.56}$$

Σε αυτή την περίπτωση, ο συντελεστής K των ωθήσεων κατά Mononobe-Okabe υπολογίζεται για γωνία θ που προκύπτει από τη σχέση:

$$\tan\theta = \frac{\gamma_{\mathrm{d}}}{\gamma_{\mathrm{s}}^*} \cdot \frac{k_h}{1 \pm k_v} \tag{2.57}$$

όπου γ_{d} είναι το ξηρό ειδικό βάρος του εδάφους.

2.6.4.2 Απαραμόρφωτοι τοίχοι και βάθρα

Σε αυτή την περίπτωση υπολογίζονται χωριστά η στατική ώθηση γαιών και η σεισμική (δυναμική) ώθηση.

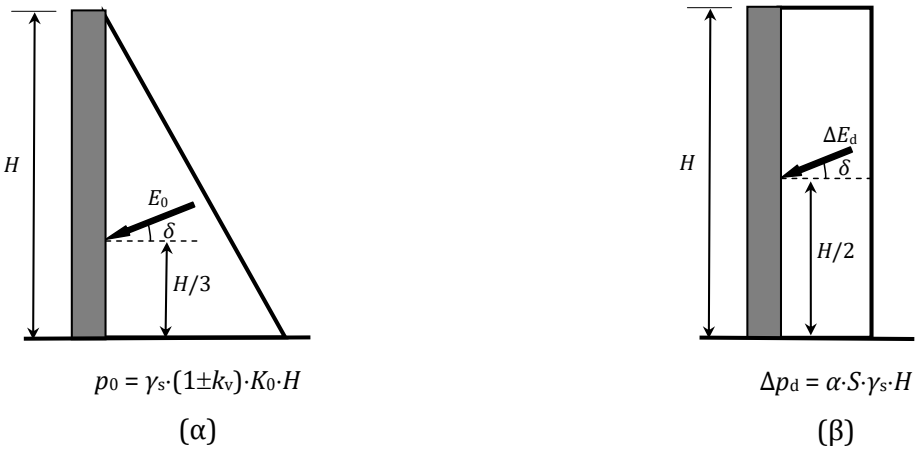
- Η συνισταμένη *στατική* ώθηση υπολογίζεται για τριγωνικό διάγραμμα (Σχήμα 2.16.α) και για το συντελεστή ωθήσεων ηρεμίας ($K_0 = 1 - \sin\varphi$) από τη σχέση:

$$E_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\mathrm{s}} \cdot (1 \pm k_{\mathrm{v}}) \cdot K_0 \cdot H^2 \tag{2.58}$$

- Το *σεισμικό τμήμα* των ωθήσεων, σύμφωνα με τον ΕΚ8-2 υπολογίζεται θεωρώντας ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος του τοίχου (Σχήμα 2.16.β). Επομένως η συνολική πρόσθετη σεισμική ώθηση προκύπτει:

$$\Delta E_{\mathrm{d}} = \alpha \cdot S \cdot \gamma_{\mathrm{s}} \cdot H^2 \tag{2.59}$$

Το σημείο εφαρμογής της σεισμικής ώθησης λαμβάνεται στο μέσον του ύψους του τοίχου.



Σχήμα 2.16. Ωθήσεις σε απαραμόρφωτους τοίχους και ακρόβαθρα σύμφωνα με τον ΕΚ8-2: (α) στατικές ωθήσεις ηρεμίας, (β) πρόσθετες σεισμικές ωθήσεις.

Διαφορετική είναι η κατανομή των σεισμικών ωθήσεων σύμφωνα με την Ε39/99 (οι στατικές ωθήσεις υπολογίζονται από τις ωθήσεις ηρεμίας όπως αναφέρθηκε παραπάνω). Διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

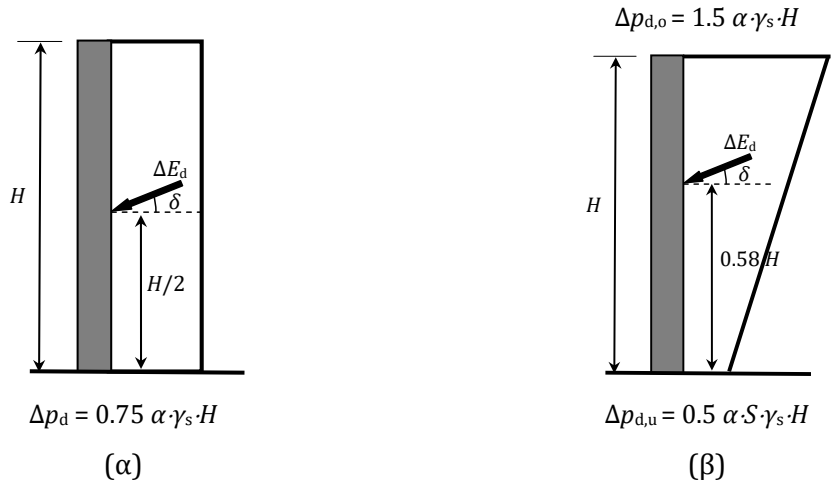
(α) Περιορισμένως εύκαμπτοι τοίχοι: $0.05\% \leq u/H < 0.1\%$

Οι σεισμικές ωθήσεις υπολογίζονται ανάλογα με τον ΕΚ8-5, αλλά πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 0.75, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.17.α.

(β) Πρακτικώς αμετακίνητοι τοίχοι: $u/H < 0.05\%$

Η πρόσθετη ώθηση λόγω σεισμού λαμβάνεται μορφής ανεστραμμένου τραπεζίου, με τιμές: πάνω: $\Delta p_{\mathrm{d,o}} = 1.5 \cdot \alpha \cdot \gamma_{\mathrm{s}} \cdot H$ και κάτω: $\Delta p_{\mathrm{d,u}} = 0.5 \cdot \alpha \cdot \gamma_{\mathrm{s}} \cdot H$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.17.β.

Και στις δύο περιπτώσεις, επειδή η Ε39/99 εφαρμόζεται σε συνδυασμό με τον ΕΑΚ 2003, δεν χρησιμοποιείται ο συντελεστής εδάφους S.



Σχήμα 2.17. Ωθήσεις σε απαραμόρφωτους τοίχους και ακρόβαθρα σύμφωνα με την Ε39/99: (α) περιορισμένως εύκαμπτοι τοίχοι, (β) πρακτικώς αμετακίνητοι τοίχοι.

2.7. Έλεγχοι

2.7.1 Βάθρα από Ω.Σ.

Για τον έλεγχο των διατομών βάθρων από οπλισμένο σκυρόδεμα, η υπολογιστική αντοχή του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση προς $\beta_{\mathrm{R}}/1.50$, ενώ το υπολογιστικό όριο διαρροής του χάλυβα ίσο προς $\beta_{\mathrm{s}}/1.15$. Η υπολογιστική οριακή παραμόρφωση του σκυροδέματος λαμβάνεται 3.5‰ και του χάλυβα 5‰.

Σε θέσεις βάθρων όπου *είναι δυνατόν* να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να εξασφαλίζεται ικανοποιητική πλάστιμη συμπεριφορά. Σε αυτές τις θέσεις, εάν η ανηγμένη αξονική $\eta_{\mathrm{k}} = N_{Ed}/A_{\mathrm{c}} f_{\mathrm{ck}}$ είναι μεγαλύτερη από 0.08, απαιτείται οπλισμός περίσφιγξης.

Δεν απαιτείται οπλισμός περίσφιγξης εάν μπορεί να αναπτυχθεί πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μ_C = 13 εάν q > 1.5, ή μ_C = 7 εάν $q \leq 1.5$ χωρίς η μέγιστη τάση σκυροδέματος να υπερβεί την τιμή ε_{cu2} = 0.35%.

Σε γέφυρες που σχεδιάζονται για περιορισμένη πλαστιμότητα ($q \leq 1.5$), οι *δυνατές* θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι αυτές στις οποίες M_{Rd}/M_{Ed} < 1.30, όπου M_{Ed} είναι η μέγιστη ροπή σχεδιασμού και M_{Rd} είναι η ελάχιστη ροπή αντοχής.

2.7.2 Ακρόβαθρα

2.7.2.1 Ακρόβαθρα με ελαστικά εφέδρανα ή εφέδρανα ολίσθησης

Ο έλεγχος γίνεται για τον παρακάτω συνδυασμό σεισμικών δράσεων στο ακρόβαθρο, ο οποίος επαλληλίζεται με τις υπόλοιπες δράσεις (κατακόρυφα φορτία κλπ):

- Αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις ιδίου βάρους βάθρου και βάρους επίχωσης πάνω από τα πέδιλα. Οι δυνάμεις αυτές υπολογίζονται για τη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού στην επιφάνεια του εδάφους, δηλαδή για επιτάχυνση $S \cdot a_g$.
- Στατικές και σεισμικές ωθήσεις γαιών, ανάλογα με την ευκαμψία του βάθρου, όπως ορίστηκαν στην παράγραφο 2.6.4.
- Δυνάμεις εφεδράνων που αντιστοιχούν στη μέγιστη παραμόρφωση των εφεδράνων λόγω της μετακίνησης του φορέα σύμφωνα με τη σχέση (2.43). Υπενθυμίζεται ότι απαιτούνται δύο αναλύσεις για να ληφθούν υπόψη οι ακραίες τιμές του μέτρου διάτμησης των εφεδράνων G_{min} και G_{max}.

Σημειώνεται ότι τα εφέδρανα δεν λαμβάνονται υπόψη ως στοιχεία που συνεισφέρουν στη σεισμική αντίσταση των ακροβάθρων (αλλά μόνον του φορέα).

2.7.2.2 Ακρόβαθρα με μονολιθική σύνδεση ή άρθρωση με το φορέα

Ο έλεγχος γίνεται συνολικά για το φορέα και τα δύο ακρόβαθρα για συντελεστή συμπεριφοράς q = 1.5. Στη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας εξετάζεται ο παρακάτω συνδυασμός σεισμικών δράσεων:

- Σεισμικές αδρανειακές δυνάμεις της κατασκευής, οι οποίες υπολογίζονται με βάση τη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ για q = 1.5, ανάλογα με την ιδιοπερίοδο T. Κατ' εξαίρεση, εάν τα ακρόβαθρα είναι βυθισμένα στο φυσικό έδαφος κατά τουλάχιστον 80% του ύψους τους, τα σεισμικά φορτία επιτρέπεται να υπολογίζονται για q = 1 χρησιμοποιώντας την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού $S \cdot a_g$ αντί της $S_d(T)$ (δηλαδή χωρίς φασματική μεγέθυνση).

- Ωθήσεις γαιών χωρίς σεισμό (E_0) και στα δύο ακρόβαθρα (αντίρροπες μεταξύ τους).
- Σεισμικές ωθήσεις στα δύο ακρόβαθρα, οι οποίες υπολογίζονται από τη σχέση:

$$\Delta E_{\mathrm{d}} = E_{\mathrm{d}} - E_0 \tag{2.60}$$

  όπου E_{d} είναι η συνολική ώθηση που ενεργεί σε κάθε βάθρο σύμφωνα με την παρ. 2.6.4.1. Οι σεισμικές ωθήσεις δρουν προς την ίδια διεύθυνση και στα δύο βάθρα (ομόφορες), επομένως, στο ένα βάθρο οι ωθήσεις αυτές προστίθενται στις στατικές και στο άλλο αφαιρούνται.
- Αντίδραση του εδάφους (με φορά αντίθετη της σεισμικής δράσης) στο αντίστοιχο βάθρο, η οποία υπολογίζεται από την τιμή του δείκτη εδάφους (προσομοίωση εδάφους με ισοδύναμα ελατήρια). Εάν δεν υπάρχουν στοιχεία από την εδαφοτεχνική μελέτη, σύμφωνα με την Ε39/99 ο δείκτης εδάφους μπορεί να υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (γραμμικά μεταβαλλόμενες τιμές):

$$k_{\mathrm{x}}(y) = \frac{2.4 \cdot E_{\mathrm{s}} \cdot y}{H^2} \tag{2.61}$$

  όπου E_{s} είναι το μέτρο συμπίεσης του εδάφους πίσω από το βάθρο και H το ύψος του βάθρου. Ως E_{s} λαμβάνεται το μέτρο συμπίεσης του υλικού επανεπίχωσης, εκτός από την περίπτωση πασσαλοτοίχων, όπου λαμβάνεται το μέτρο συμπίεσης του εδάφους.

2.7.3 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Επειδή τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούν σύστημα σεισμικής μόνωσης (βλ. Κεφ. 3), πρέπει να ελέγχεται ότι μπορούν να παραμορφωθούν σε αυξημένες σεισμικές μετακινήσεις σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-2, η σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού των εφεδράνων προκύπτει από τη σχέση:

$$d_{\mathrm{ba}} = \gamma_{\mathrm{IS}} \cdot d_{\mathrm{bd}} \tag{2.62}$$

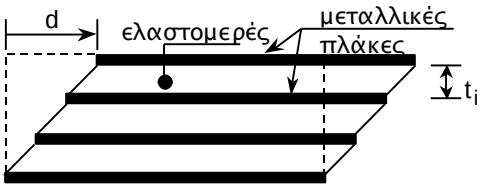
όπου d_{bd} είναι η μέγιστη υπολογιστική σεισμική μετακίνηση και γ_{IS} είναι επαυξητικός συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 1.5. Η μέγιστη υπολογιστική σεισμική μετακίνηση d_{bd} λαμβάνεται ίση με αυτή που προκύπτει για τη δυσμενέστερη ακραία τιμή του μέτρου διάτμησης G των εφεδράνων (βλ. παραγ. 2.5.3) και συνήθως είναι αυτή που αντιστοιχεί στην κατώτερη τιμή G_{min}.

Για τον υπολογισμό της μέγιστης μετακίνησης d_{bm} που μπορεί να αναπτυχθεί στα εφέδρανα, στην τιμή γτης σεισμικής μετακίνησης d_{ba} πρέπει να προστεθούν οι μετακινήσεις που οφείλονται σε μόνιμες δράσεις, χρόνιες παραμορφώσεις της ανωδομής (συστολή ξήρανσης, ερπυσμός) και

θερμοκρασιακές μεταβολές. Έτσι, η μέγιστη μετακίνηση προκύπτει από τη σχέση (2.43) με αντικατάσταση της σεισμικής μετακίνηση d_E με τη μετακίνηση $d_{b,a}$,δηλαδή:

$$d_{bm} = d_G \pm d_{ba} \pm 0.50 \cdot d_T \tag{2.63}$$

Ο έλεγχος των ελαστομεταλλικών εφεδράνων γίνεται ως προς τη διατμητική τους παραμόρφωση γ, η οποία ορίζεται ως ο λόγος της οριζόντιας μετακίνησης προς το συνολικό πάχος του ελαστομερούς $T = \Sigma t_i$. Γίνονται δύο έλεγχοι: (1) με την ανηγμένη *σεισμική* διατμητική παραμόρφωση και (2) με την ανηγμένη *συνολική* διατμητική παραμόρφωση. Σύμφωνα με την παρ. 7.6.2(5) του ΕΚ8-2, σε αυτούς τους ελέγχους δεν χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη ο επαυξητικός συντελεστής $\gamma_{IS} = 1.50$.



Σχήμα 2.18. Διατμητική παραμόρφωση ελαστομεταλλικού εφεδράνου.

2.7.3.1 Ανηγμένη σεισμική διατμητική παραμόρφωση

Η ανηγμένη σεισμική διατμητική παραμόρφωση γ_s πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο $\gamma_s \leq 2.0$. Υπολογίζεται με βάση τη συνολική σεισμική μετακίνηση d_{bd} από τη σχέση:

$$\gamma_s = \frac{d_{bd}}{\sum t_i} \tag{2.64}$$

Σε αυτή τη σχέση, η σεισμική μετακίνηση υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη και τις δύο κύριες διευθύνσεις της σεισμικής διέγερσης, δηλαδή,

$$d_{bd} = \sqrt{d_{bd,x}^2 + d_{bd,y}^2} \tag{2.65}$$

2.7.3.2 Ανηγμένη συνολική διατμητική παραμόρφωση

Η ανηγμένη συνολική διατμητική παραμόρφωση γ_{td} πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο $\gamma_{td} \leq 0.75 \cdot \gamma_{bu}$, όπου γ_{bu} είναι η μήκυνση θραύσεως που μπορεί να ληφθεί ίση με 7.0 (Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1337-3-2003). Η ανηγμένη συνολική διατμητική παραμόρφωση ορίζεται από τη σχέση:

$$\gamma_{td} = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha \tag{2.66}$$

όπου:

γ_c = η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψεως. Υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$\gamma_c = \frac{1.5}{S} \cdot \frac{\sigma_e}{G} \tag{2.67}$$

Σε αυτή τη σχέση:

G = μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς (συνήθως, ο δυσμενέστερος έλεγχος προκύπτει για $G = G_{min}$)

σ_e = η μέγιστη ενεργή ορθή τάση του εφεδράνου, που ορίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_e = \frac{N_{Ed}}{A_r} \tag{2.68}$$

όπου, N_{Ed} = το μέγιστο θλιπτικό φορτίο του εφεδράνου για το σεισμικό συνδυασμό

A_r = η ελάχιστη ενεργός επιφάνεια του εφεδράνου, ίση με:

για ορθογωνικά εφέδρανα: $A_r = (b_x - d_{bd,x}) \cdot (b_y - d_{bd,y})$

για κυκλικά εφέδρανα: $A_r = (\delta - \sin\delta) \cdot D^2/4$

με $\delta = 2\cos^{-1}(d_{bd}/D)$ και d_{bd} σύμφωνα με την (2.65)

S = ο συντελεστής σχήματος του εφεδράνου, που ισούται με:

για ορθογωνικά εφέδρανα: $S = \dfrac{b_x \cdot b_y}{2 \cdot (b_x + b_y) \cdot t_i}$

για κυκλικά εφέδρανα: $S = \dfrac{D}{4t_i}$

γ_s = η ανηγμένη σεισμική διατμητική παραμόρφωση, όπως ορίσθηκε με τη σχέση (2.64)

γ_α = η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω γωνίας στροφής. Υπολογίζεται με βάση τις σχέσεις:

για ορθογωνικά εφέδρανα: $\gamma_\alpha = \dfrac{b_x^2 \cdot \alpha_x + b_y^2 \cdot \alpha_y}{2 \cdot t_i \cdot \sum t_i}$

για κυκλικά εφέδρανα: $\gamma_\alpha = \dfrac{D^2 \cdot \alpha}{2 \cdot t_i \cdot \sum t_i}$ με $\alpha = \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2}$

όπου α_x και α_y είναι οι γωνίες στροφής περί άξονες κάθετους στις διευθύνσεις x και y, αντίστοιχα.

2.7.3.3 Έλεγχος απαίτησης αγκύρωσης

Εκτός από τους ελέγχους διατμητικής παραμόρφωσης που περιγράφησαν παραπάνω, τα εφέδρανα ελέγχονται και για το εάν απαιτείται αγκύρωσή τους ή αρκεί η τριβή για τη μεταφορά των οριζόντιων σεισμικών φορτίων στο βάθρο. Σε αυτό τον έλεγχο υπολογίζεται ο λόγος της

σεισμικής τέμνουσας V_{Ed} προς την αξονική δύναμη N_{Ed}, που προκύπτουν για το σεισμικό συνδυασμό. Για να μπορεί να γίνει η μεταφορά της τέμνουσας μέσω τριβής πρέπει να ικανοποιούνται οι συνθήκες:

$$\frac{V_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{Ed}}} \leq \alpha + \frac{\beta}{\sigma_{\mathrm{e}}} \tag{2.69.α}$$

και

$$\sigma_{\mathrm{e}} \geq 3.0 \text{ N/mm}^2 \tag{2.69.β}$$

όπου: α = 0.10 για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού

= 0.50 για εφέδρανα με εξωτερικά ανάγλυφα χαλυβδόφυλλα

β = 0.60 για έδραση του εφεδράνου σε σκυρόδεμα

= 0.20 για έδραση του εφεδράνου σε μεταλλική ή άλλη επιφάνεια

σ_{e} = η ενεργή ορθή τάση σε N/mm^2, όπως ορίστηκε με την (2.68).

Εάν δεν ισχύουν οι σχέσεις (2.69.α) και (2.69.β), τα εφέδρανα πρέπει να αγκυρωθούν.

2.7.4 Σεισμικοί σύνδεσμοι και σταθερά εφέδρανα

Όπως αναφέρθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια, σεισμικοί σύνδεσμοι χρησιμοποιούνται για να εξασφαλιστεί η γέφυρα έναντι κινδύνου πτώσης του φορέα. Συνήθως αποτελούνται από διατμητικούς τόρμους/εντορμίες, προσκρουστήρες, κοχλίες σύνδεσης, καλώδια και αποσβεστήρες.

Σεισμικοί σύνδεσμοι που ενεργοποιούνται στο σεισμό (χωρίς περιθώριο μετακίνησης), καθώς και σταθερά εφέδρανα, πρέπει να ελέγχονται για την *ικανοτική τέμνουσα* που αντιστοιχεί στο σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο υποκείμενο βάθρο.

Εάν οι σεισμικοί σύνδεσμοι προβλέπεται να παραμείνουν ανενεργοί στο σεισμό σχεδιασμού και τοποθετούνται μόνο για λόγους ασφαλείας, διαστασιολογούνται για δύναμη ίση με

$$F = 1.5 \cdot a_{\mathrm{g}} \cdot S \cdot m_{\mathrm{d}} \tag{2.70}$$

όπου: $a_{\mathrm{g}} \cdot S$= εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

m_{d} = η μάζα του φορέα που συνδέεται στο βάθρο, ή η μικρότερη μάζα των δύο συνδεόμενων τμημάτων για ενδιάμεσους σεισμικούς συνδέσμους μεταξύ δύο τμημάτων του φορέα.

2.7.5 Έλεγχος μήκους έδρασης του φορέα

Όταν προβλέπεται σχετική μετακίνηση του φορέα ως προς κάποιο βάθρο, το μήκος έδρασης του φορέα πρέπει να είναι αρκετό ώστε να αποκλεισθεί ο κίνδυνος πτώσης ακόμη και υπό εξαιρετικά δυσμενείς σεισμικές μετακινήσεις.

2.7.5.1 Ακραίες στηρίξεις σε ακρόβαθρα

Το ελάχιστο μήκος έδρασης ℓ_{ov} υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\ell_{ov} = \ell_m + d_{cg} + d_{cs} \tag{2.71}$$

όπου: ℓ_m = το ελάχιστο μήκος έδρασης που απαιτείται για τη μεταφορά των θλιπτικών δυνάμεων, όχι μικρότερο από 400 mm

d_{cg} = η ενεργός σχετική σεισμική μετακίνηση μεταξύ φορέα και βάθρου που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$d_{cg} = \varepsilon_c \cdot L_{eff} \leq 2d_g \tag{2.72}$$

όπου: ε_c = $2d_g/L_g$

d_g = η *εδαφική μετακίνηση* σχεδιασμού, η οποία, σύμφωνα με τον ΕΚ8-1, μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση: $d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$

L_g = χαρακτηριστική απόσταση που λαμβάνεται από τον Πίνακα 2.6 ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους

L_{eff}= το ενεργό μήκος ανοίγματος που λαμβάνεται ίσο με την απόσταση της εξεταζόμενης στήριξης από την πλησιέστερη πλήρη σύνδεση του φορέα με κάποιο βάθρο.

Πίνακας 2.6. Τιμές L_g

Κατηγορία εδάφους:	A	B	C	D	E
L_g (m)	600	500	400	300	500

Εάν η γέφυρα βρίσκεται σε απόσταση μικρότερη από 5 km από γνωστό ενεργό ρήγμα που δίνει σεισμούς μεγέθους $M \geq 6.5$, η τιμή d_{cg} διπλασιάζεται.

d_{cs} = η ενεργός σεισμική μετακίνηση του βάθρου λόγω της παραμόρφωσης της κατασκευής, η οποία λαμβάνεται ίση με τη σεισμική μετακίνηση d_{Ed} ή ίση με $d_{Ed}+s$ σε περίπτωση που η σύνδεση φορέα – βάθρου γίνεται μέσω συνδέσμων που επιτρέπουν μετακίνηση s.

2.7.5.2 Ενδιάμεσες στηρίξεις ανεξαρτήτων τμημάτων του φορέα σε μεσόβαθρο

Το ελάχιστο μήκος έδρασης ℓ_{ov} υπολογίζεται από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των τιμών που προκύπτουν για κάθε τμήμα του φορέα σύμφωνα με τα παραπάνω.

3. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

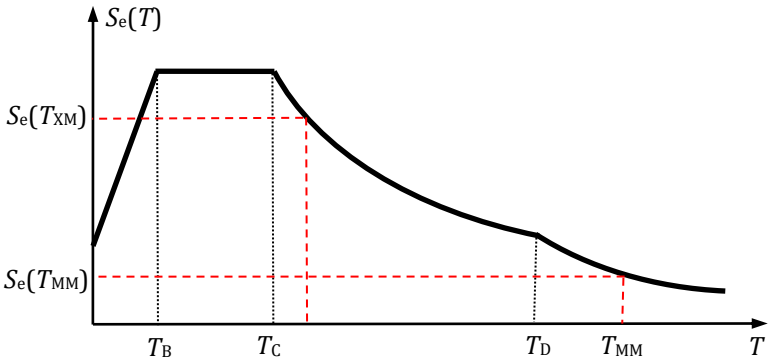
3.1. Γενικά

Με τον όρο σεισμική μόνωση εννοούμε την εφαρμογή ειδικών μηχανισμών, οι οποίοι λέγονται *μονωτήρες*, με σκοπό τη μείωση των μετακινήσεων και των εσωτερικών δυνάμεων που δημιουργούνται σε μία κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Στην περίπτωση των γεφυρών οι μονωτήρες συνήθως τοποθετούνται μεταξύ του φορέα (ανωδομή) και των βάθρων (υποδομή).

Η μείωση της σεισμικής απόκρισης που επιτυγχάνεται με τους μονωτήρες μπορεί να προέλθει από: (α) την αύξηση της ιδιοπερίοδου της κατασκευής, (β) την αύξηση της απόσβεσης και (γ) συνδυασμό των δύο παραπάνω παραγόντων.

Στην περίπτωση (α), η αύξηση της ιδιοπεριόδου από την τιμή $T_{\text{ΧΜ}}$ χωρίς μόνωση στην τιμή $T_{\text{ΜΜ}}$ με μόνωση οδηγεί σε μείωση των σεισμικών φορτίων (Σχήμα 3.1) με ταυτόχρονη, όμως, αύξηση των μετακινήσεων. Εάν η τιμή $T_{\text{ΧΜ}}$ είναι κοντά στο σημείο έναρξης του φθίνοντα κλάδου του φάσματος (περίοδος T_{C}, βλ. Σχήμα 3.1), τότε ακόμη και μικρή αύξηση της περιόδου οδηγεί σε σημαντική μείωση των σεισμικών δυνάμεων. Αντίθετα, εάν η $T_{\text{ΧΜ}}$ είναι ήδη μεγάλη, η μείωση του φορτίου που επιτυγχάνεται δεν είναι σημαντική, ενώ αντίθετα η αύξηση των μετακινήσεων είναι μεγάλη.

Στην περίπτωση (β) χρησιμοποιούνται ειδικοί μηχανισμοί, οι οποίοι απορροφούν ενέργεια και οδηγούν σε μείωση τόσο των σεισμικών δυνάμεων, όσο και των μετακινήσεων. Οι μηχανισμοί που συνήθως χρησιμοποιούνται βασίζονται είτε σε ανελαστική συμπεριφορά κάποιου υλικού (συνήθως χάλυβα ή μολύβδου), είτε σε συστήματα τριβής, είτε σε προσθήκη ιξώδους απόσβεσης, είτε σε συνδυασμό των παραπάνω. Ως μειονεκτήματα τέτοιων μηχανισμών απόσβεσης θεωρούνται η ανάγκη υψηλής πιστότητας και αξιοπιστίας των υλικών και του συστήματος, η συντήρηση που χρειάζεται σε ορισμένες περιπτώσεις και η πιθανή ανάγκη αντικατάστασής τους αμέσως μετά από κάποιο ισχυρό σεισμό.



Σχήμα 3.1. Μείωση της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης με την αύξηση της ιδιοπεριόδου.

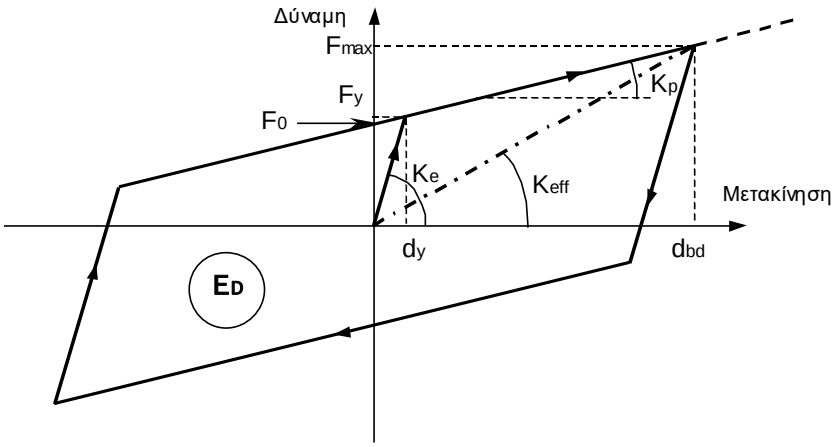
Οι σεισμικοί μονωτήρες πρέπει να ικανοποιούν μία ή περισσότερες από τις παρακάτω λειτουργίες:

- Υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση ώστε να μπορούν να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία και μειωμένη δυσκαμψία στην οριζόντια διεύθυνση ώστε να οδηγούν σε αυξημένη ιδιοπερίοδο.
- Απορρόφηση ενέργειας.
- Ικανότητα επαναφοράς της γέφυρας στην αρχική της θέση (επανακέντρωση).
- Περιορισμένες μετακινήσεις για μη σεισμικές δυνάμεις.
- Δυνατότητα πρόσβασης για επιθεώρηση, συντήρηση και πιθανή αντικατάσταση.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός γεφυρών με σεισμική μόνωση γίνεται με την παραδοχή ότι η απόκριση της κατασκευής στο σεισμό σχεδιασμού θα πρέπει να είναι ουσιαστικά ελαστική, που αποτελεί και απαίτηση της μελέτης που θα συνταχθεί. Παρακάτω παρουσιάζονται οι βασικές αρχές μιας τέτοιας μελέτης στην περίπτωση των γεφυρών, όπως περιγράφονται στον ΕΚ8-2.

3.2. Προσομοίωση συστημάτων μόνωσης

3.2.1 Μονωτήρες με υστερητική συμπεριφορά



Σχήμα 3.2. Διγραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης μονωτήρα με υστερητική συμπεριφορά.

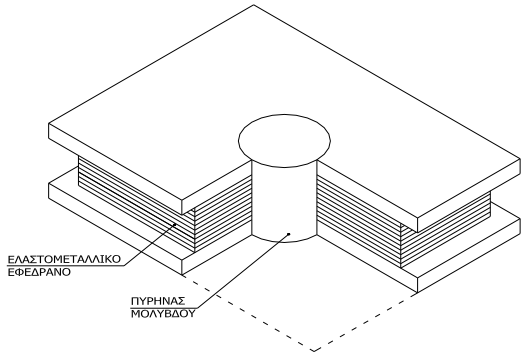
Για την προσομοίωση τέτοιων συστημάτων σεισμικής μόνωσης χρησιμοποιείται συνήθως διγραμμική σχέση δύναμης – μετακίνησης, όπως αυτή που φαίνεται στο Σχήμα 3.2. Η διαρροή του μονωτήρα υπό μονοτονική φόρτιση συμβαίνει για μετακίνηση d_y και δύναμη F_y. Η αρχική (ελαστική) δυσκαμψία του μονωτήρα είναι K_e, ενώ μετά τη διαρροή η δυσκαμψία μειώνεται στην τιμή K_p (εφαπτομενική δυσκαμψία). Εάν d_{bd} είναι η μετακίνηση του μονωτήρα που αντιστοιχεί στη

μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} της κατασκευής, η ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο (F_{max}, d_{bd}) ορίζει την ενεργό δυσκαμψία K_{eff}, η οποία είναι η τέμνουσα δυσκαμψία στη μέγιστη μετακίνηση.

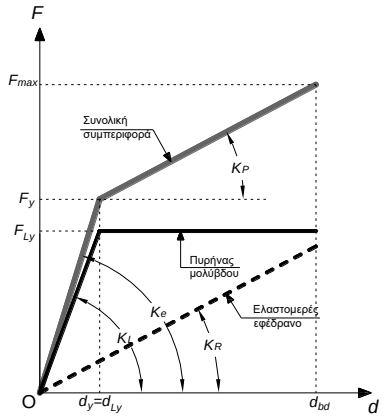
Το εμβαδόν E_D της επιφάνειας που περικλείεται από τον βρόχο υστέρησης για ένα πλήρη κύκλο ορίζει την ενέργεια που αποσβένυται ανά κύκλο και δίνεται από τη σχέση:

$$E_D = 4\cdot(F_y\cdot d_{bd} - F_{max}\cdot d_y) \tag{3.1}$$

3.2.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου



Σχήμα 3.3. Ελαστομεταλλικό εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου.



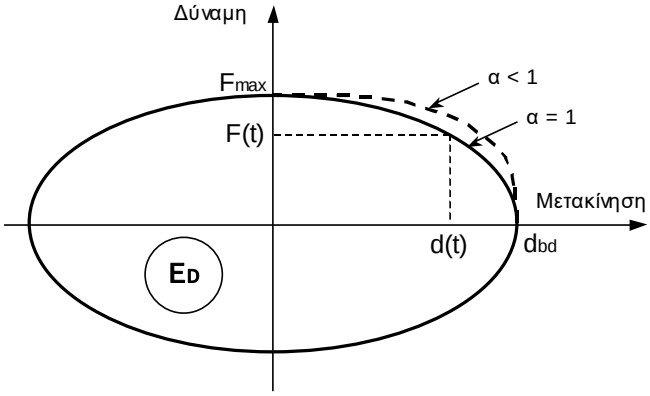
Σχήμα 3.4. Σχέση δύναμης – μετακίνησης των επιμέρους στοιχείων και συνολικά του μονωτήρα για εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead-Rubber Bearings, LRB) αποτελούνται από συνήθη ελαστομεταλλικά εφέδρανα στα οποία προστίθεται ένας πυρήνας μολύβδου (Σχήμα 3.3). Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4, η συμπεριφορά του μολύβδου είναι ελαστική – τελείως πλαστική με δυσκαμψία K_L στον ελαστικό κλάδο και μηδενική δυσκαμψία μετά τη διαρροή. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα συμπεριφέρονται ελαστικά με δυσκαμψία K_R. Έτσι, η συνολική ανελαστική συμπεριφορά του μονωτήρα περιγράφεται από βρόχο υστέρησης όπως στο Σχήμα 3.2, με $K_e = K_L + K_R$ και $K_p = K_R$. Η δύναμη στην οποία συμβαίνει διαρροή δίνεται από τη σχέση:

$$F_y = F_{Ly}\cdot(1 + K_R/K_L) \tag{3.2}$$

όπου $F_{Ly} = K_L\cdot d_{Ly}$ είναι η δύναμη στην οποία διαρρέει ο μόλυβδος. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι συνήθως $K_L >> K_R$, οπότε $K_e \approx K_L$ και $F_y \approx F_{Ly}$.

3.2.3 Υδραυλικοί αποσβεστήρες με ιξώδη συμπεριφορά



Σχήμα 3.5. Σχέση δύναμης – μετακίνησης υδραυλικού αποσβεστήρα για ημιτονική απόκριση.

Αυτά τα συστήματα μόνωσης προσθέτουν απόσβεση στην κατασκευή χωρίς να επηρεάζουν την ενεργό δυσκαμψία του συστήματος. Η δύναμη που αναπτύσσεται στο μονωτήρα δίνεται από τη σχέση:

$$F = C \cdot v^{\alpha} \tag{3.3}$$

όπου $v = \dot{d}_{\mathrm{b}} = \frac{d}{dt} d_{\mathrm{b}}$ είναι η ταχύτητα της σχετικής κίνησης των δύο άκρων του μηχανισμού απόσβεσης και οι σταθερές C και α είναι χαρακτηριστικά που δίνονται από τον κατασκευαστή. Η σχέση δύναμης – μετακίνησης δίνεται στο Σχήμα 3.5 για ημιτονική απόκριση με συχνότητα ω. Όταν συμβαίνει η μέγιστη μετακίνηση d_{bd}, η δύναμη είναι μηδενική, ενώ η μέγιστη δύναμη προκύπτει για μηδενική μετακίνηση και δίνεται από τη σχέση:

$$F_{\max} = C \cdot (d_{\mathrm{bd}} \cdot \omega)^{\alpha} \tag{3.4}$$

Η ενέργεια E_{D} που αποσβένυται σε κάθε κύκλο εξαρτάται από το συντελεστή α και μεγαλώνει όσο μικραίνει το α σε σύγκριση με την τιμή $\alpha = 1$ (Σχήμα 3.5). Το εμβαδόν κάθε βρόχου υστέρησης δίνεται από τη σχέση:

$$E_{\mathrm{D}} = \lambda(\alpha) \cdot F_{\max} \cdot d_{\mathrm{bd}} \tag{3.5}$$

όπου $\lambda(\alpha) = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+0.5\alpha)}{\Gamma(2+\alpha)}$ και Γ() είναι η συνάρτηση Γάμα.

3.2.4 Συστήματα τριβής

Οι μηχανισμοί τριβής διακρίνονται σε δύο είδη, ανάλογα με το εάν οι επιφάνειες ολίσθησης είναι επίπεδες ή σφαιρικές. Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται είναι ανάλογες του συντελεστή δυναμικής τριβής, ο οποίος εξαρτάται από τη σύνθεση των επιφανειών ολίσθησης, τη χρήση ή μη λιπαντικού,

την πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης και την ταχύτητα κίνησης. Ο προσδιορισμός της τιμής του συντελεστή τριβής γίνεται με δοκιμές.

Στην περίπτωση των επίπεδων επιφανειών ολίσθησης, η δύναμη τριβής ισούται με

$$F_{\max} = \mu_{\mathrm{d}} \cdot N_{\mathrm{Sd}} \tag{3.6}$$

όπου μ_{d} είναι ο συντελεστής δυναμικής τριβής και N_{Sd} είναι η κατακόρυφη δύναμη που ασκείται στο μονωτήρα. Τέτοιοι μηχανισμοί κύλισης μειώνουν σημαντικά τη σεισμική ένταση στα βάθρα, αλλά οι μετακινήσεις είναι αρκετά μεγάλες. Επιπρόσθετα, εμφανίζονται σημαντικές μόνιμες (παραμένουσες) μετακινήσεις, γι' αυτό πρέπει να χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με άλλα συστήματα που δημιουργούν δυνάμεις επαναφοράς.

Αντίθετα με τα συστήματα τριβής με επίπεδες επιφάνειες, μηχανισμοί με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης (Σχήμα 3.6) εξασφαλίζουν την επαναφορά της ανωδομής στην αρχική θέση. Εάν R_{b} είναι η ακτίνα της επιφάνειας ολίσθησης, ο μονωτήρας παρουσιάζει οριζόντια δυσκαμψία (Σχήμα 3.6, Σχήμα 3.7):

$$K_{\mathrm{p}} = N_{\mathrm{Sd}}/R_{\mathrm{b}} \tag{3.7}$$

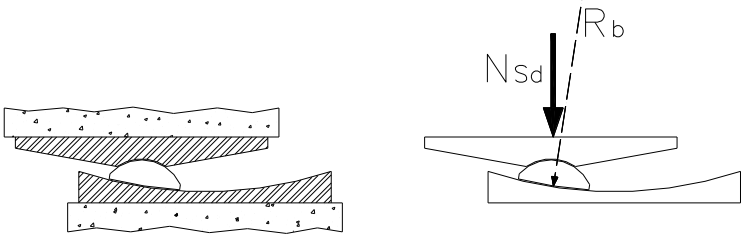
Δυναμικά, ο μηχανισμός συμπεριφέρεται ως εκκρεμές με ιδιοπερίοδο $T = 2\pi\sqrt{R_{\mathrm{b}}/g}$. Η μέγιστη δύναμη συμβαίνει για τη μέγιστη μετακίνηση d_{bd} και δίνεται από τη σχέση:

$$F_{\max} = \mu_{\mathrm{d}} \cdot N_{\mathrm{Sd}} + K_{\mathrm{p}} \cdot d_{\mathrm{bd}} \tag{3.8}$$

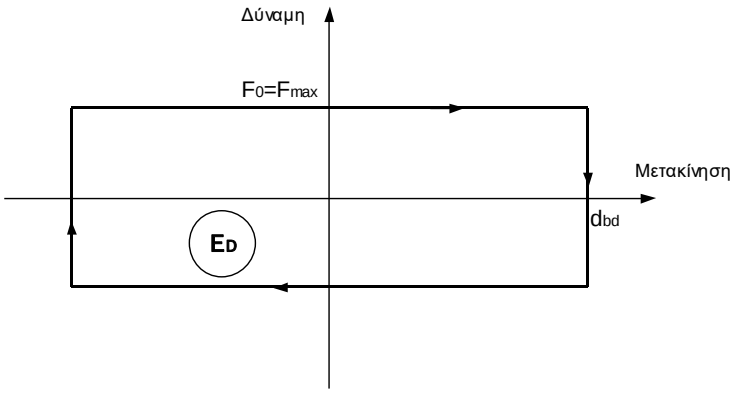
Και στις δύο παραπάνω περιπτώσεις των μονωτήρων ολίσθησης με επίπεδη και καμπύλη επιφάνεια, η ενέργεια που αποσβένυται σε κάθε κύκλο δίνεται από τη σχέση:

$$E_{\mathrm{D}} = 4 \cdot \mu_{\mathrm{d}} \cdot N_{\mathrm{Sd}} \cdot d_{\mathrm{bd}} \tag{3.9}$$

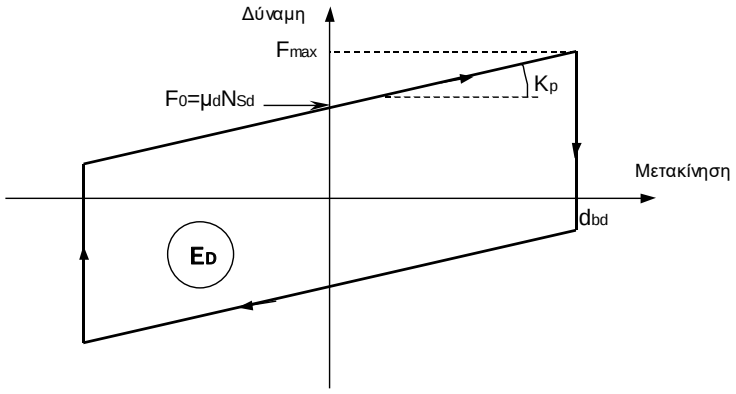
Σε περιπτώσεις που οι επιφάνειες ολίσθησης είναι λείες ή χρησιμοποιείται λιπαντικό, ο συντελεστή τριβής μ_{d} μπορεί να είναι εξαιρετικά χαμηλός, ακόμη και μικρότερος από την τιμή 0.01. Σε τέτοιες περιπτώσεις, η απόσβεση ενέργειας είναι πρακτικά μηδενική και οι αποσβεστήρες προκαλούν μόνο αύξηση της ιδιοπεριόδου.



Σχήμα 3.6. Σεισμικοί αποσβεστήρες τριβής με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης.



(α)



(β)

Σχήμα 3.7. Σχέση δύναμης παραμόρφωσης αποσβεστήρα τριβής (α) με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης και (β) με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης.

3.2.5 Μεταβλητότητα παραμέτρων σχεδιασμού

Οι παράμετροι σχεδιασμού των μονωτήρων, εκτός από την περίπτωση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων, πρέπει να προσδιορίζονται από δοκιμές προτύπων και άλλες δοκιμές. Η διαδικασία των δοκιμών περιγράφεται στο Παράρτημα Κ του ΕΚ8-2.

Επειδή οι τιμές των παραμέτρων συνήθως επηρεάζονται από ένα πλήθος παραγόντων, όπως η θερμοκρασία περιβάλλοντος, η γήρανση, η ρύπανση, η παραμόρφωση από μη σεισμικές φορτίσεις, η ταχύτητα κίνησης κατά τη διάρκεια του σεισμού κλπ, ο σχεδιασμός των γεφυρών με σεισμική μόνωση πρέπει να γίνεται και για τις δύο περιπτώσεις που αντιστοιχούν στις ακραίες τιμές των παραμέτρων (ανώτερες και κατώτερες). Συνήθως, οι ανώτερες τιμές των παραμέτρων οδηγούν σε περισσότερο δύσκαμπτη κατασκευή και μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη, ενώ οι κατώτερες τιμές οδηγούν σε περισσότερο εύκαμπτο σύστημα και μεγαλύτερες μετακινήσεις.

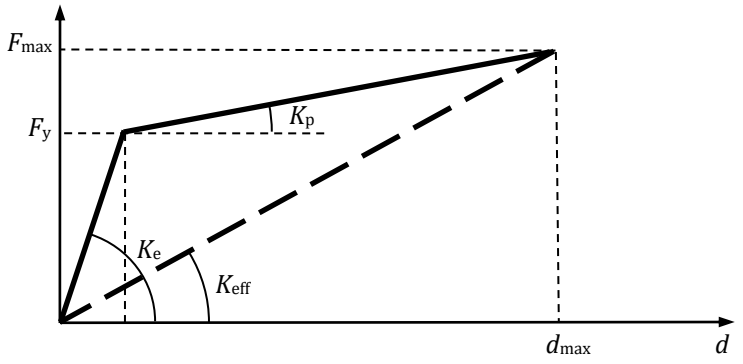
3.3. Μέθοδοι ανάλυσης

Για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση μπορούν να εφαρμόζονται οι εξής μέθοδοι ανάλυσης:

- Φασματική ανάλυση με χρήση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής
  Επιτρέπεται να εφαρμόζεται εάν ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω προϋποθέσεις:
  – Η κατηγορία εδάφους είναι A, B, C ή E
  – Ενεργός απόσβεση $\zeta_{\text{eff}} \leq 0.30$
  – Η γέφυρα απέχει περισσότερο από 10 km από το πλησιέστερο σεισμικά ενεργό ρήγμα.
- Φασματική ανάλυση με χρήση πολλών ιδιομορφών
  Επιτρέπεται να εφαρμόζεται εάν ικανοποιούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:
  – Η κατηγορία εδάφους είναι A, B, C ή E
  – Ενεργός απόσβεση $\zeta_{\text{eff}} \leq 0.30$
- Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας
  Επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε κάθε περίπτωση.

Σημειώνεται ότι για την εφαρμογή των φασματικών μεθόδων απαιτείται η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς με *ισοδύναμη ελαστική συμπεριφορά*. Για συστήματα με ελαστοπλαστική συμπεριφορά, αυτό επιτυγχάνεται μέσω του *ισοδύναμου ελαστικού συστήματος*, δηλαδή του ελαστικού συστήματος στο οποίο, για την ίδια σεισμική διέγερση, αναπτύσσεται η ίδια μέγιστη μετακίνηση $d_{\max}$ και η ίδια μέγιστη δύναμη $F_{\max}$. Το ισοδύναμο ελαστικό σύστημα (Σχήμα 3.8) έχει τις εξής ιδιότητες:

- ενεργό δυσκαμψία K_{eff}
- ενεργό απόσβεση ζ_{eff}
- ενεργό ιδιοπερίοδο T_{eff}



Σχήμα 3.8. Ορισμός ενεργούς δυσκαμψίας ισοδύναμου ελαστικού συστήματος.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.8, η ενεργός δυσκαμψία ορίζεται ως η τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση $d_{\max}$, δηλαδή,

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_{\max}}{d_{\max}} \tag{3.10}$$

Στο διγραμμικό μοντέλο της ανελαστικής συμπεριφοράς, K_e είναι η τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής και K_p είναι η μετελαστική δυσκαμψία στη διγραμμική απεικόνηση της ανελαστικής συμπεριφοράς.

Η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται έτσι ώστε η απορρόφηση ενέργειας (πέραν της βισκοιξώδους ελαστικής) στον κύκλο που συμβαίνει η μέγιστη μετακίνηση να ισούται με την υστερητική ενέργεια E_D του ανελαστικού συστήματος (η E_D δίνεται παραπάνω για τους διάφορους τύπους μονωτήρων). Συνήθως εφαρμόζεται η σχέση του Chopra:

$$\zeta_{\text{eff,υστ}} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}} \tag{3.11}$$

όπου E_{S0} είναι η ελαστική ενέργεια του ισοσδύναμου ελαστικού συστήματος:

$$E_{S0} = \frac{1}{2} K_{\text{eff}} d_{\max}^2 \tag{3.12}$$

Επειδή για την εφαρμογή των εξισώσεων (3.10) και (3.11) απαιτείται η τιμή της μέγιστης μετακίνησης $d_{\max}$, η οποία δεν είναι γνωστή εξ αρχής, για τον υπολογισμό του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος απαιτούνται δοκιμές.

Εάν το σύστημα μόνωσης αποτελείται αποκλειστικά από ελεστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης, η συμπεριφορά είναι ελαστική, επομένως δεν χρειάζεται υπολογισμός ισοδύναμου ελαστικού συστήματος. Σε αυτή την περίπτωση, η απόσβεση των εφεδράνων θεωρείται ίδια με τη γενική απόσβεση του συστήματος (συνήθως 5%).

3.3.1 Φασματική ανάλυση θεμελιώδους ιδιομορφής

Σε αυτή την περίπτωση θεωρούμε το φορέα της γέφυρας ως στερεό σώμα και ότι η ανωδομή συμπεριφέρεται ως μονοβάθμιος ταλαντωτής σε κάθε μία από τις κύριες διευθύνσεις (διαμήκης και εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας) με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Μάζα ίση με τη συνολική μάζα της ανωδομής, m_d, στην οποία συμμετέχει και η μάζα των βάθρων εάν αυτά έχουν σημαντική μάζα και ύψος, ή είναι βυθισμένα σε νερό.
- Δυσκαμψία ίση με την ενεργό δυσκαμψία K_{eff} του συστήματος μόνωσης, η οποία υπολογίζεται από το άθροισμα των συνολικών ενεργών δυσκαμψιών $K_{\text{eff,i}}$ των βάθρων:

$$K_{\text{eff}} = \sum K_{\text{eff,i}} \tag{3.13}$$

Στον υπολογισμό των δυσκαμψιών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ενδοσιμότητα της θεμελίωσης μέσω κατάλληλων ελατηρίων που προσομοιάζουν τη στροφική και τη μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση που εξετάζεται. Υπενθυμίζεται ότι εάν:

$K_{\text{b,eff,i}}$ = ενεργός δυσκαμψία των μονωτήρων του βάθρου που υπολογίζεται από τη μέγιστη μετακίνηση των μονωτήρων σύμφωνα με το Σχήμα 3.8.

$K_{\text{s,i}}$ = οριζόντια δυσκαμψία του κορμού του βάθρου

$K_{\text{x,i}}$ = οριζόντια δυσκαμψία της θεμελίωσης του βάθρου

$K_{\theta\text{,i}}$ = στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης του βάθρου και

H_{i} = ύψος βάθρου

τότε, η ενεργός δυσκαμψία του βάθρου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\frac{1}{K_{\text{eff,i}}} = \frac{1}{K_{\text{s,i}}} + \frac{1}{K_{\text{b,eff,i}}} + \frac{1}{K_{\text{x,i}}} + \frac{H_{\text{i}}^2}{K_{\theta\text{,i}}} \tag{3.14}$$

- Απόσβεση ίση με την ενεργό απόσβεση του συστήματος, ζ_{eff}, η οποία υπολογίζεται από το άθροισμα των ενεργειών $E_{\text{D,i}}$ που αποσβένυνται στους μονωτήρες για ένα πλήρη κύκλο φόρτισης (οι αντίστοιχες σχέσεις δόθηκαν παραπάνω για κάθε τύπο μονωτήρα) και για μετακίνηση του φορέα ίση με τη μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd}, η οποία υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\zeta_{\text{eff}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\sum E_{\text{D,i}}}{d_{\text{cd}}^2 \cdot \sum K_{\text{eff,i}}} \tag{3.15}$$

όπου d_{cd} είναι η μετακίνηση του Κ.Β. του φορέα της γέφυρας. Στη σχέση (3.15) λαμβάνεται υπόψη μόνο η υστερητική απορρόφηση ενέργειας από τους μονωτήρες, η οποία συνήθως είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την ιξώδη απόσβεση λόγω της ελαστικής παραμόρφωσης των στύλων των βάθρων (που αντιστοιχεί σε ζ = 5%). Γι' αυτό, αλλά και λόγω της "εν σειρά" σύνδεσης των μονωτήρων με τα βάθρα, η επιρροή της ιξώδους απόσβεσης των βάθρων είναι μικρή και αμελείται.

Σε βάθρα που δεν διαθέτουν μονωτήρες αυξημένης απόσβεσης αλλά μόνον ελαστομεταλλικά εφέδρανα, και επομένως η συνολική τους απόσβεση είναι μόνον βισκοϊξώδης με ζ_{i} = 5%, μπορεί να υπολογιστεί μία ισοδύναμη $E_{\text{D,i}}$ για να ληφθεί υπόψη στην (3.15). Χρησιμοποιώντας τις (3.11) και (3.12), η ισοδύναμη απόσβεση ενέργειας είναι:

$$E_{\text{D,i}} = 2\pi \cdot K_{\text{eff,i}} \cdot \zeta_{\text{i}} \cdot d_{\text{cd}}^2 \tag{3.16}$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό ιδιοπερίοδο T_{eff} και την ενεργό απόσβεση ζ_{eff}, όπου:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi\sqrt{\frac{m_{\text{d}}}{K_{\text{eff}}}} \tag{3.17}$$

Επειδή γέφυρες με σεισμική μόνωση σχεδιάζονται για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά, ο υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού γίνεται με χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ8-1 (Σχήμα 2.1). Επομένως, η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού S_{e} και η φασματική μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} προκύπτουν σύμφωνα με τον Πίνακας 3.1, όπου:

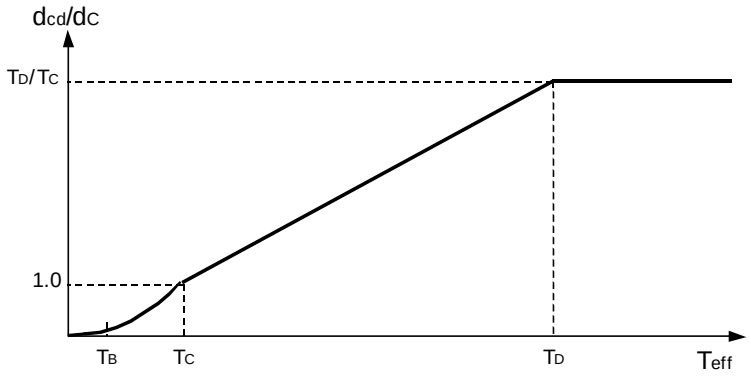
$$d_{\text{C}} = \frac{0.625}{\pi^2} S \cdot a_{\text{g}} \cdot \eta_{\text{eff}} \cdot T_{\text{C}}^2 \tag{3.18.α}$$

$$\eta_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{0.10}{0.05 + \zeta_{\text{eff}}}} \tag{3.18.β}$$

Η μετακίνηση σχεδιασμού δίνεται σε μορφή διαγράμματος στο Σχήμα 3.9.

Πίνακας 3.1. Φασματική επιτάχυνση και φασματική μετακίνηση σχεδιασμού

T_{eff}	S_{e}	d_{cd}
$T_{\text{C}} \le T_{\text{eff}} < T_{\text{D}}$	$S \cdot a_{\text{g}} \cdot \eta_{\text{eff}} \cdot 2.5 \cdot \frac{T_{\text{C}}}{T_{\text{eff}}}$	$\frac{T_{\text{eff}}}{T_{\text{C}}} \cdot d_{\text{C}}$
$T_{\text{D}} \le T_{\text{eff}}$	$S \cdot a_{\text{g}} \cdot \eta_{\text{eff}} \cdot 2.5 \cdot \frac{T_{\text{C}} \cdot T_{\text{D}}}{T_{\text{eff}}^2}$	$\frac{T_{\text{D}}}{T_{\text{C}}} \cdot d_{\text{C}}$



Σχήμα 3.9. Φασματική μετακίνηση σχεδιασμού για γέφυρες με σεισμική μόνωση.

3.3.2 Φασματική ανάλυση με χρήση πολλών ιδιομορφών

Σε αυτή την περίπτωση χρησιμοποιείται ακριβές προσομοίωμα της ανωδομής, στο οποίο λαμβάνεται υπόψη η θέση των συστημάτων απόσβεσης, η παραμόρφωση του φορέα, πιθανά στρεπτικά φαινόμενα, η ελαστικότητα του εδάφους θεμελίωσης, κλπ.

Η ενεργός απόσβεση ζ_{eff} υπολογίζεται πάλι σύμφωνα με τη σχέση (3.15). Δεν εφαρμόζεται όμως σε όλες τις ιδιομορφές, αλλά μόνον στις ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από $0.8 \cdot T_{\mathrm{eff}}$, όπου η T_{eff} είναι η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος που υπολογίζεται από την (3.17). Για τις υπόλοιπες ιδιομορφές χρησιμοποιείται η συμβατική απόσβεση της κατασκευής χωρίς σεισμική μόνωση.

Σημειώνεται ότι η μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} και η τέμνουσα δύναμη V_{d} που μεταφέρεται από την ανωδομή στην υποδομή, που θα προκύψουν από την επίλυση, δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερες από το 80% των αντίστοιχων μεγεθών d_{cf} και V_{f} που προκύπτουν από την ανάλυση με τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Σε περίπτωση που αυτό δεν ισχύει, τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης θα πολλαπλασιάζονται με $0.80 \cdot d_{\mathrm{cf}} / d_{\mathrm{cd}}$ για τις μετακινήσεις και με $0.80 \cdot V_{\mathrm{f}} / V_{\mathrm{d}}$ για τις δυνάμεις και τις ροπές. Εάν η γέφυρα δεν μπορεί να προσομοιωθεί, έστω και προσεγγιστικά, ως μονοβάθμιο σύστημα, οι τιμές των d_{cf} και V_{f} θα λαμβάνονται από τα αντίστοιχα μεγέθη που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή.

3.3.3 Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Στη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση γίνεται βήμα-βήμα ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης που διέπουν την απόκριση της κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη τη μη-γραμμική συμπεριφορά των μονωτήρων. Σε μία τέτοια ανάλυση χρησιμοποιούνται συγκεκριμένες χρονοϊστορίες για τη σεισμική διέγερση και όχι φάσμα σχεδιασμού. Για την επιλογή κατάλληλων χρονοϊστοριών εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΕΚ8-1 (παρ. 3.2.3.1).

Γενικώς, πρέπει να χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρία ζεύγη οριζοντίων συνιστωσών χρονοϊστοριών της εδαφικής διέγερσης (ταυτόχρονη διέγερση και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις). Για να επιτευχθεί η συμβατότητα των επιταχυνσιογραφημάτων που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση με το φάσμα σχεδιασμού, κάθε συνιστώσα πολλαπλασιάζεται με κατάλληλο συντελεστή κλίμακας, ο οποίος υπολογίζεται με βάση τη σύγκριση των φασμάτων των διεγέρσεων με το φάσμα σχεδιασμού.

Εάν γίνει μη-γραμμική ανάλυση για επτά (7) ή περισσότερα ζεύγη ή τριάδες χρονοϊστοριών, οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων επιτρέπεται να λαμβάνονται ίσες με το μέσο όρο των αποτελεσμάτων των επιμέρους αναλύσεων. Εάν όμως γίνουν λιγότερες

από 7 μη-γραμμικές αναλύσεις, τότε θα χρησιμοποιείται η μέγιστη τιμή κάθε μεγέθους που προέκυψε από τις αναλύσεις.

Η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη είτε με τρίτη χρονοϊστορία στην κατακόρυφη διεύθυνση, που θα εφαρμόζεται ταυτόχρονα με τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού, είτε με γραμμική φασματική ανάλυση.

Και στην περίπτωση των μη-γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας, η μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} και η τέμνουσα δύναμη V_{d} που μεταφέρεται από την ανωδομή στην υποδομή δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερες από το 80% των αντίστοιχων μεγεθών d_{cf} και V_{f} που προκύπτουν από την ανάλυση με τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Αλλιώς γίνεται προσαύξηση των εντατικών μεγεθών με το λόγο $0.80 \cdot d_{\mathrm{cf}} / d_{\mathrm{cd}}$ για τις μετακινήσεις και $0.80 \cdot V_{\mathrm{f}} / V_{\mathrm{d}}$ για τις δυνάμεις και τις ροπές.

3.4. Έλεγχοι

3.4.1 Έλεγχος συστήματος σεισμικής μόνωσης

Ο έλεγχος του συστήματος σεισμικής μόνωσης γίνεται κυρίως με βάση τις μετακινήσεις. Επειδή το σύστημα μόνωσης που θα χρησιμοποιηθεί σε μία γέφυρα πρέπει να έχει αυξημένη αξιοπιστία, ο σχεδιασμός των μονωτήρων γίνεται με αυξημένες σεισμικές μετακινήσεις, σε σύγκριση με αυτές που προκύπτουν από την ανάλυση. Συγκεκριμένα, κάθε στοιχείο του συστήματος μόνωσης υπολογίζεται για αυξημένη σεισμική μετακίνηση $d_{\mathrm{bi,a}}$ που δίνεται από τη σχέση:

$$d_{\mathrm{bi,a}} = \gamma_{\mathrm{IS}} \cdot d_{\mathrm{bi,d}} \tag{3.19}$$

όπου $d_{\mathrm{bi,d}}$ είναι η μετακίνηση που προκύπτει από την ανάλυση σύμφωνα με τα παραπάνω και ο επαυξητικός συντελεστής γ_{IS} τίθεται ίσος με 1.50. Για τον υπολογισμό της συνολικής μετακίνησης, σε αυτή την τιμή προστίθενται και οι μετακινήσεις που οφείλονται σε μόνιμες δράσεις, χρόνιες παραμορφώσεις (συστολή ξήρανσης και ερπυσμό σκυροδέματος) και το 50% των μετακινήσεων από θερμοκρασιακές μεταβολές.

Εάν οι μονωτήρες είναι ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης, ο έλεγχός τους γίνεται για τις μετακινήσεις χωρίς την προσαύξηση με το συντελεστή $\gamma_{\mathrm{IS}} = 1.50$, όπως αναφέρθηκε στην παρ. 2.7.3.

3.4.2 Έλεγχος φερόντων στοιχείων γέφυρας

Ο σχεδιασμός της ανωδομής και της υποδομής της γέφυρας γίνεται για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής, γι' αυτό ο συντελεστής συμπεριφοράς q δεν επιτρέπεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από 1.50. Έτσι, η διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων σε κάμψη με αξονική δύναμη μπορεί να γίνεται με σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού:

$$F_E = F_{E,A} / q \tag{3.20}$$

όπου $F_{E,A}$ είναι οι εσωτερικές σεισμικές δυνάμεις που προέκυψαν από την ανάλυση σύμφωνα με τα παραπάνω και $q \leq 1.50$. Αντίθετα, για τον έλεγχο σε διάτμηση και τη διαστασιολόγηση της θεμελίωσης, οι σεισμικές δυνάμεις θα λαμβάνονται ίσες με $q \cdot F_E$.

Ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται εάν το σύστημα μόνωσης αποτελείται από υδραυλικούς αποσβεστήρες και ελαστομεταλλικά εφέδρανα, επειδή υπάρχει διαφορά φάσης των μεγίστων αντιδράσεων των στοιχείων αυτών. Έτσι, ενώ η μέγιστη δύναμη των εφεδράνων συμβαίνει τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης, η μέγιστη δύναμη των αποσβεστήρων συμβαίνει τη στιγμή της μέγιστης ταχύτητας. Σε τέτοιες περιπτώσεις, οι σεισμικές δυνάμεις πρέπει να υπολογίζονται:

(α) Στην κατάσταση της μέγιστης μετακίνησης, λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις δυνάμεις των εφεδράνων, αφού οι αντιδράσεις των αποσβεστήρων σε αυτή την κατάσταση είναι μηδενικές.

(β) Στην κατάσταση της μέγιστης ταχύτητας, λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις δυνάμεις των αποσβεστήρων, αφού η μέγιστη ταχύτητα συμβαίνει όταν η μετατόπιση είναι ίση με μηδέν και οι αντιδράσεις των εφεδράνων είναι μηδενικές. Για τον υπολογισμό των δυνάμεων των αποσβεστήρων σε αυτή την κατάσταση, η ταχύτητα κάθε αποσβεστήρα μπορεί να λαμβάνεται ίση με $\omega_{eff} \cdot d_{bd}$, όπου $\omega_{eff}=2\pi/T_{eff}$ και d_{bd} είναι η μετακίνηση σχεδιασμού του αποσβεστήρα.

(γ) Στην κατάσταση της μέγιστης αδρανειακής δύναμης της ανωδομής, η οποία μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση:

$$F_{max} = (f_1 + 2 \cdot \zeta_b \cdot f_2) \cdot m_d \cdot S_e \tag{3.21}$$

όπου m_d είναι η μάζα της ανωδομής, S_e είναι η φασματική επιτάχυνση που υπολογίζεται από τον Πίνακα 3.1 και οι παράμετροι f_1 και f_2 υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$f_1 = \cos[\tan^{-1}(2\zeta_b)] \tag{3.22.α}$$

$$f_2 = \sin[\tan^{-1}(2\zeta_b)] \tag{3.22.β}$$

όπου ζ_b είναι η συμβολή των υδραυλικών αποσβεστήρων των βάθρων στη δρώσα απόσβεση ζ_{eff} σύμφωνα με τη σχέση (3.15). Δηλαδή, εάν $\sum E_{D,i,HD}$ είναι η συνολική ενέργεια που αποσβένυται στους υδραυλικούς αποσβεστήρες,

$$\zeta_b = \zeta_{eff} \cdot \sum E_{D,i,HD} / \sum E_{D,i} \tag{3.23.α}$$

ή εναλλακτικά

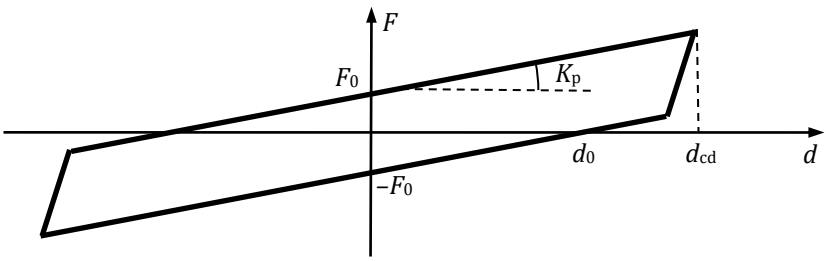
$$\zeta_b = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\sum E_{D,i,HD}}{d_{cd}^2 \cdot \sum K_{eff,i}} \tag{3.23.β}$$

3.4.3 Έλεγχος ικανότητα επαναφοράς στην αρχική θέση

Τα συστήματα μόνωσης πρέπει να είναι αυτοκεντρούμενα, δηλαδή πρέπει να επανέρχονται κοντά στην αρχική τους θέση μετά τη σεισμική διέγερση. Αυτό θεωρούμε ότι συμβαίνει εάν η παραμένουσα μετακίνηση είναι μικρή σε σύγκριση με τη μέγιστη μετακίνηση σχεδιασμού, d_{m}. Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται εάν

$$\frac{d_{\mathrm{cd}}}{d_0} \geq \delta \tag{3.24}$$

όπου $d_0 = F_0/K_{\mathrm{p}}$ (βλ. Σχήμα 3.10) και η συνιστώμενη τιμή δ στον ΕΚ8-2 είναι $\delta = 0.50$.



Σχήμα 3.10. Ορισμός κρίσιμων μετακινήσεων για τον έλεγχο ικανότητας επαναφοράς.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ
ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Η στατική ανελαστική ανάλυση εφαρμόζεται για τον καθορισμό των μετακινήσεων και των εντατικών μεγεθών που θα προκληθούν σε μία κατασκευή για το σεισμό σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά των φερόντων στοιχείων. Σκοπός μιας τέτοιας ανάλυσης είναι ο έλεγχος της κατασκευής για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας (Performance-Based Design).

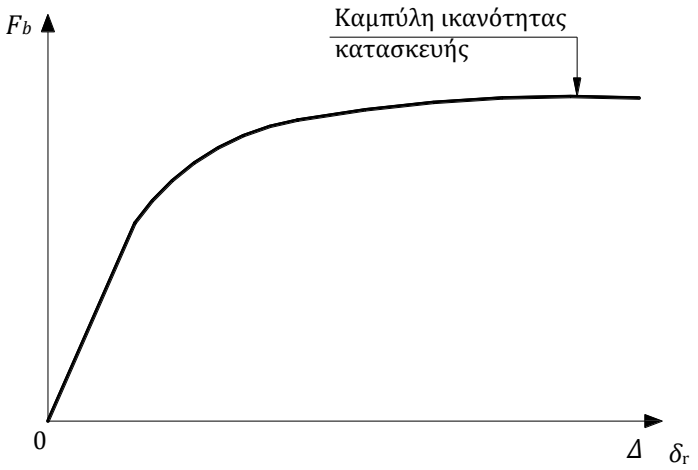
Καμπύλη ικανότητας (capacity curve)

Εισαγωγή

Το πρώτο βήμα της ανάλυσης pushover είναι η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας (capacity curve), η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του συνολικού επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου F_b και της μετατόπισης δ_r κάποιου σημείου αναφοράς (Σχήμα Π.1).

Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης δ_r του σημείου αναφοράς για σταδιακά αυξανόμενα οριζόντια φορτία με δεδομένη κατανομή, η οποία συνήθως ακολουθεί κάποια ιδιομορφή. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνεται ανελαστική στατική επίλυση για τα φορτία κάθε βήματος και υπολογισμός της μετακίνησης δ_r του σημείου αναφοράς (μεθοδολογία pushover) λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

Σε κτήρια, ως κόμβος αναφοράς επιλέγεται συνήθως το Κ.Μ. του ανώτερου ορόφου (Κ.Μ. κορυφής). Σε άλλες όμως κατασκευές, όπως σε γέφυρες, η επιλογή του κατάλληλου κόμβου αναφοράς δεν είναι προφανής.



Σχήμα Π.1. Καμπύλη ικανότητας.

Γενικώς, ο κόμβος αναφοράς πρέπει να αντιστοιχεί σε σημείο που να είναι αντιπροσωπευτικό της παραμόρφωσης της κατασκευής που αντιστοιχεί στη δεδομένη κατανομή φορτίων. Για παράδειγμα, στην περίπτωση γεφυρών ο κόμβος αναφοράς θα μπορούσε να είναι (Kappos *et al.* 2005):

- Το Κ.Μ. του φορέα (καταστρώματος) ή της κορυφής του βάθρου που βρίσκεται πλησιέστερα σε αυτό. Η επιλογή αυτή είναι λογική για βάθρα με συμμετρική κατανομή υψών και δυσκαμψιών, όπου το Κ.Μ. του φορέα βρίσκεται κοντά στο σημείο της μέγιστης μετακίνησης. Σε περιπτώσεις όμως γεφυρών με ανισοϋψή βάθρα, ασύμμετρα κατανεμημένα κατά μήκος της γέφυρας, η επιλογή αυτή μπορεί να μην είναι η πλέον κατάλληλη, επειδή το Κ.Μ. μπορεί να απέχει σημαντικά από τη θέση της μέγιστης μετακίνησης στην εγκάρσια διεύθυνση, η οποία διαφοροποιείται σημαντικά από ιδιομορφή σε ιδιομορφή.
- Το σημείο του φορέα που αντιστοιχεί στη θέση x_i^* του ισοδύναμου μονοβαθμίου (εξηγείται παρακάτω) της ιδιομορφής που χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της κατανομής των φορτίων (η απόσταση x_i^* μετριέται κατά μήκος της γέφυρας). Η τιμή x_i^* υπολογίζεται από τη σχέση:

$$x_i^* = \frac{\sum_j x_j m_j \varphi_{ji}}{\sum_j m_j \varphi_{ji}} \qquad (\Pi.1)$$

- Το σημείο του φορέα στο οποίο συμβαίνει η μέγιστη μετακίνηση σύμφωνα με τη δεδομένη κατανομή φορτίων.
- Η κορυφή του βάθρου στο οποίο συμβαίνει η μεγαλύτερη πλαστική στροφή.

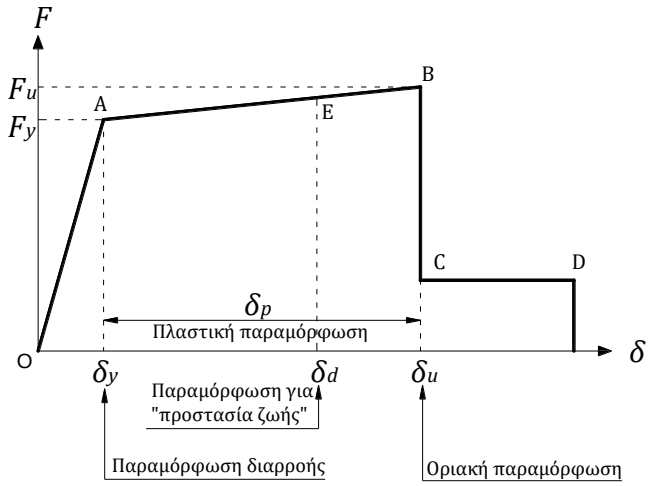
Καμπύλες *F* – *δ* μελών

Προϋπόθεση για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη *"F"* με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις *"δ"*. Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις δ παραμορφώσεις, καμπυλότητες, ή στροφές. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα C (ή $1/r$), αντίστοιχα. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η διατμητική δύναμη V και η διατμητική παραμόρφωση γ, αντίστοιχα.

Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την

εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών. Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος L_s, δηλαδή $\theta = \delta_s/L_s$, όπου $L_s = M/V$ (M = ροπή στη βάση, V = τέμνουσα) και δ_s είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.

Η κατασκευή των διαγραμμάτων $F - \delta$ των μελών έχει συνήθως ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη–σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση. Η γενική μορφή των διαγραμμάτων $F - \delta$ λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο Σχήμα Π.2. Οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:



Σχήμα Π.2. Ιδεατή καμπύλη F-δ δομικών στοιχείων.

Τμήμα ΟΑ

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας ΟΑ ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της $\delta_y = \theta_y$ πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής C_y ή $(1/r)_y$ αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της θ_y για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα.

Τμήμα ΑΒ

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο Β). Το σημείο Β καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας δ_u, η οποία ορίζεται ως η

παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Συνήθως, στην καμπύλη–σκελετό το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντοχής (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής θ_u για τυπικές διατομές από Ω.Σ.

Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου ΑΒ λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για την κρίσιμη μορφή αστοχίας.

Η παραμόρφωση δ_u καθορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

<u>Τμήμα CD</u>

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία.

Η τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Στοχευόμενη μετακίνηση

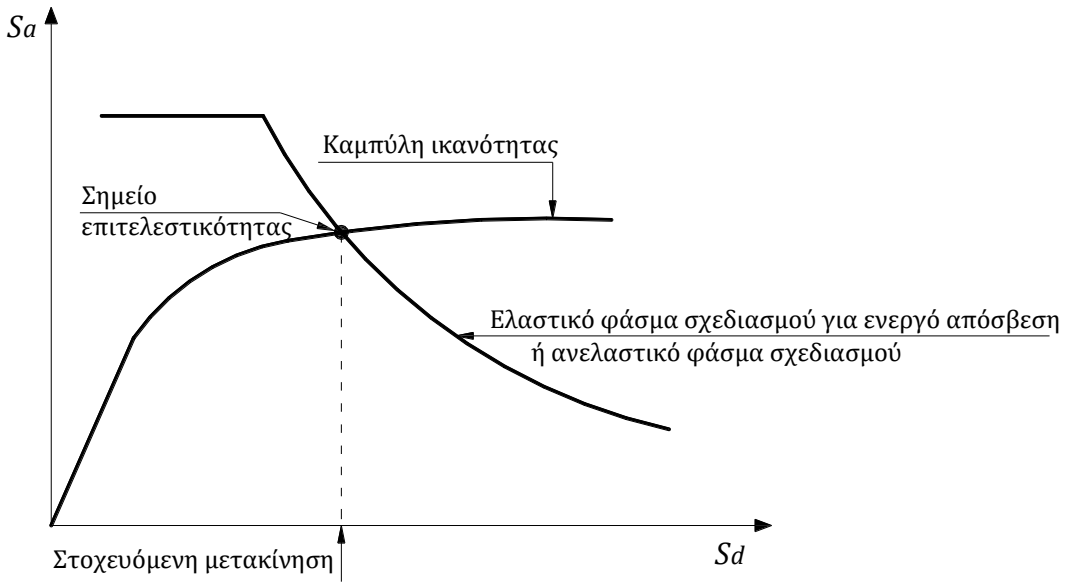
Κάθε σημείο πάνω στην καμπύλη ικανότητας αντιστοιχεί σε συγκεκριμένο βαθμό βλάβης κάθε μέλους της κατασκευής. Επομένως, ο προσδιορισμός του σημείου που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού μας δίνει πληροφορίες για τη συμπεριφορά όλων των μελών σε αυτό το σεισμό. Το σημείο πάνω στην καμπύλη ικανότητας που αντιστοιχεί στην αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (*στοχευόμενη μετακίνηση* – target displacement) σε κάποιο σεισμό ελέγχου ονομάζεται *σημείο επιτελεστικότητας* (performance point) αφού καθορίζει τις βλάβες που θα συμβούν σε κάθε μέλος της κατασκευής στο συγκεκριμένο σεισμό.

Η στοχευόμενη μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί με διάφορες προσεγγιστικές μεθόδους, όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζώμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (adaptive pushover), κ.α. Παρακάτω παρουσιάζεται η μέθοδος N2.

Γενικώς, η ακρίβεια που επιτυγχάνεται με αυτές τις μεθόδους δεν είναι γενικά ικανοποιητική συγκρινόμενη με μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Αυτό εν μέρει οφείλεται

και στο γεγονός ότι ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας γίνεται με βάση την απόκριση ενός *ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος*.

Η φιλοσοφία του προσδιορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της ικανότητας (capacity) της κατασκευής (Σχήμα Π.3). Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος.



Σχήμα Π.3. Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από τον τρόπο κατανομής των φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Για την κατανομή των φορτίων συνήθως χρησιμοποιείται κάποια ιδιομορφή, μπορούν όμως να χρησιμοποιηθούν και άλλοι τρόποι κατανομής, όπως ομοιόμορφη κατανομή, τριγωνική κατανομή (σε κτήρια) κλπ.

Για κατασκευές με δεσπόζουσα παραμόρφωση στο επίπεδο που αντιστοιχεί στη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης, μπορούμε γενικά να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των φορτίων στους διάφορους βαθμούς ελευθερίας γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_{\mathrm{i}} = F_{\mathrm{b}} \frac{m_{\mathrm{i}}\varphi_{\mathrm{i}}}{\sum_{j} m_{\mathrm{j}}\varphi_{\mathrm{j}}} \qquad (\Pi.2)$$

όπου, $F_{\mathrm{b}} = \sum F_{\mathrm{i}}$ είναι το συνολικό σεισμικό φορτίο (συνολική τέμνουσα βάσης). Οι συντελεστές φ_{i} δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της δεσπόζουσας ιδιομορφής στην αντίστοιχη διεύθυνση. Σημειώνεται όμως ότι αντί της ιδιομορφικής κατανομής θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής.

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση (Π.2) και $\varphi_{\mathrm{r}} = 1$, όπου φ_{r} είναι η τιμή του συντελεστή φ που αντιστοιχεί στο σημείο αναφοράς r, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβαθμίου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^{*} \qquad (\Pi.3)$$

όπου:

Q^{*} = μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^{*}, μετακίνηση δ^{*})

Q = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης V, μετακίνηση δ_{r} σημείου αναφοράς)

Γ = συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση (για επίπεδη κίνηση της κατασκευής):

$$\Gamma = \frac{\sum m_{\mathrm{i}}\varphi_{\mathrm{i}}}{\sum m_{\mathrm{i}}\varphi_{\mathrm{i}}^{2}} \qquad (\Pi.4)$$

Ο αριθμητής της σχέσης (Π.4) ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή,

$$m^{*} = \sum m_{\mathrm{i}}\varphi_{\mathrm{i}} \qquad (\Pi.5)$$

Σημειώνεται ότι, αφού τόσον οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασηματισμού [σχέση (Π.3)], η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβαθμίου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβαθμίου δεν ισούται με την ιδιοπερίοδο της αντίστοιχης ιδιομορφής του πολυβαθμίου, ακόμη και εάν οι συντελεστές φ_{i} ισούνται με τις τιμές του αντίστοιχου ιδιοδιανύσματος.

Η σχέση (Π.3) χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτηρίου σε *φάσμα ικανότητας* (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε μορφή ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum). Η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε φάσμα ικανότητας γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = \frac{F_b}{\alpha \cdot m_{o\lambda}} \tag{Π.6}$$

$$S_d = \frac{\delta_r}{\Gamma \cdot \varphi_r} \tag{Π.7}$$

όπου:

F_b = τέμνουσα βάσης πολυβαθμίου

$m_{o\lambda}$= συνολική μάζα πολυβαθμίου

α = ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται από τη σχέση:

$$\alpha = \frac{\left[\sum m_i \varphi_i\right]^2}{m_{o\lambda} \cdot \sum m_i \varphi_i^2} = \frac{\Gamma \cdot \sum m_i \varphi_i}{m_{o\lambda}} = \Gamma \frac{m^*}{m_{o\lambda}} \tag{Π.8}$$

δ_r = μετακίνηση σημείου αναφοράς.

Μέθοδος N2

Η μέθοδος N2 προτάθηκε από τον Fajfar (1996, 1999) για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης. Σε αντίθεση με τη μεθοδολογία ATC-40, στην οποία χρησιμοποιούνται ελαστικά φάσματα για την ισοδύναμη απόσβεση που αντιστοιχεί στην αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα, στη μέθοδο N2 υπολογίζεται απ' ευθείας η ανελαστική επιτάχυνση βάσει εμπειρικών σχέσεων που συνδέουν το συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα.

Ως γνωστόν, η ανελαστική φασματική επιτάχυνση, S_a, συνδέεται με την αντίστοιχη ελαστική, S_{ae}, με τη σχέση:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_y} \tag{Π.9}$$

όπου q_y είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς διαρροής (πολλές φορές συμβολίζεται και με R_μ – reduction factor). Σημειώνεται ότι ο όρος q_y αντιστοιχεί στο συντελεστή συμπεριφοράς χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η υπεραντοχή. Υπενθυμίζεται ότι εάν γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, ο συντελεστής συμπεριφοράς q ορίζεται ως: $q = \gamma_{Rd} \cdot q_y$.

Αντίστοιχα, η ανελαστική φασματική μετακίνηση, S_d, συνδέεται με τη μετακίνηση διαρροής, S_{dy}, με τη σχέση:

$$S_d = \mu \cdot S_{dy} \tag{Π.10}$$

Για ένα ελαστικό – τελείως πλαστικό σύστημα (δηλ. χωρίς κράτυνση), ισχύει $S_a = S_{ay}$, όπου S_{ay} είναι η επιτάχυνση διαρροής. Επειδή $S_{ae} = \omega^2 \cdot S_{de}$ και $S_{ay} = \omega^2 \cdot S_{dy}$, όπου ω είναι η ιδιοπερίοδος του ελαστικού συστήματος, οι εξισώσεις (Π.9) και (Π.10) οδηγούν στην παρακάτω σχέση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής μετακίνησης:

$$S_d = \frac{\mu}{q_y} S_{de} \qquad (\Pi.11)$$

Στη βιβλιογραφία υπάρχουν πολλοί εμπειρικοί τύποι που δίνουν τη σχέση μεταξύ της πλαστιμότητας μ και του συντελεστή συμπεριφοράς q_y. Στις εργασίες του Fajfar χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$q_y = (\mu - 1)\frac{T}{T_0} + 1 \qquad \text{για } T \le T_0 \qquad (\Pi.12.\alpha)$$

$$q_y = \mu \qquad \text{για } T \ge T_0 \qquad (\Pi.12.\beta)$$

όπου

$$T_0 = 0.65 \cdot \mu^{0.3} \cdot T_C \le T_C \qquad (\Pi.13)$$

Στην παραπάνω σχέση, T είναι η ιδιοπερίοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή και T_C η χαρακτηριστική περίοδος της εδαφικής κίνησης. Για φάσματα σχεδιασμού της μορφής του ΕΚ8, η περίοδος T_C ορίζεται ως το σημείο τομής του τμήματος που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος).

Η εξίσωση (Π.12.β) δηλώνει ότι για μεσαίες και μεγάλες περιόδους ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων, δηλαδή ότι η μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος είναι ίση με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού με την ίδια περίοδο. Για κατασκευές με μικρές περιόδους, η ισότητα αυτή δεν ισχύει, όπως δηλώνει η εξίσωση (Π.12.α). Η περίοδος T_0, η οποία καθορίζει το όριο μεταξύ των περιοχών ισχύος κάθε εξίσωσης, εξαρτάται από την πλαστιμότητα, όπως φαίνεται από τη σχέση (Π.13) και δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από τη χαρακτηριστική περίοδο του φάσματος σχεδιασμού, T_C.

Επειδή η εξάρτηση της περιόδου T_0 από την πλαστιμότητα απαιτεί επαναληπτική διαδικασία, για τον υπολογισμό του σημείου επιτελεστικότητας προτείνεται η απλοποίηση:

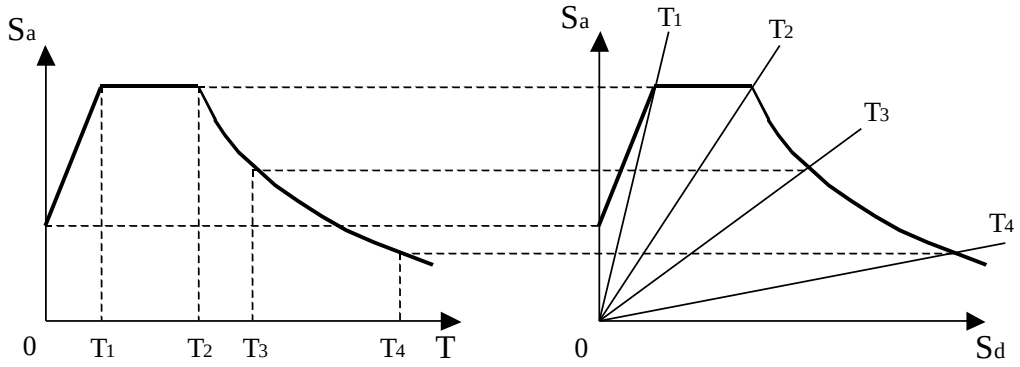
$$T_0 = T_C \qquad (\Pi.14)$$

η οποία είναι μία συντηρητική παραδοχή που δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

Η μέθοδος σε βήματα περιγράφεται ως εξής:

Βήμα 1

Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής και του αντίστοιχου φάσματος ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος σε μορφή ADRS. Η διαδικασία μετατροπής είναι απλή και φαίνεται στο Σχήμα Π.4.



Κλασική μορφή φάσματος

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot S_d$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a$$

ADRS μορφή φάσματος

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

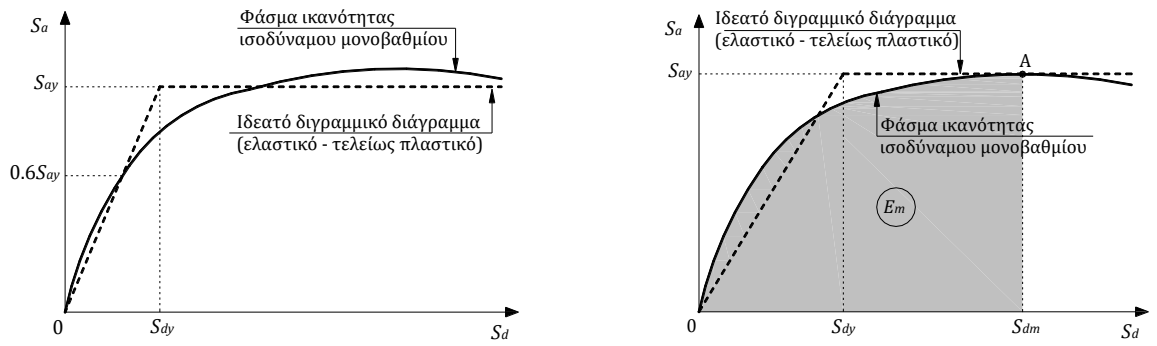
Ακτινικές γραμμές από το (0,0) έχουν σταθερή περίοδο

Σχήμα Π.4. Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε ADRS μορφή.

Βήμα 2

Κατασκευή του αντίστοιχου ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος. Το διγραμμικό διάγραμμα ικανότητας κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, δηλαδή ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Αυτό γίνεται γιατί έχει αποδειχθεί ότι μία συνήθης (μικρή) κράτυνση δεν έχει σημαντική επίδραση στην τιμή της ανελαστικής μετακίνησης.

Σύμφωνα με την αρχική πρόταση των εμπνευστών της μεθόδου, το διγραμμικό διάγραμμα κατασκευάζεται με κλίση ελαστικού κλάδου ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στο 60% της επιτάχυνσης διαρροής και έτσι ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα [Σχήμα Π.5(α)]. Στον ΕΚ8, όπου υιοθετείται η μέθοδος Ν2, προτείνεται μία πιο απλή διγραμμικοποίηση, στην οποία ο οριζόντιος κλάδος περνάει από το σημείο που αντιστοιχεί στη δημιουργία πλαστικού μηχανισμού [σημείο Α, Σχήμα Π.5(β)]. Έτσι, η επιτάχυνση διαρροής S_{ay} αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή του φάσματος ικανότητας, ενώ η μετακίνηση διαρροής S_{dy} μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:



(α) (β)

Σχήμα Π.5. Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού φάσματος ικανότητας: (α) σύμφωνα με τη μέθοδο N2, (β) σύμφωνα με τη μέθοδο του Παραρτήματος Β του ΕΚ8.

$$S_{\mathrm{dy}} = 2\left(S_{\mathrm{dm}} - \frac{E_{\mathrm{m}}}{S_{\mathrm{ay}}}\right) \tag{Π.15}$$

όπου S_{dm} είναι η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σημείο Α και E_{m} το εμβαδόν κάτω από την καμπύλη του φάσματος ικανότητας μέχρι την αντίστοιχη μετακίνηση S_{dm}.

Από το διγραμμικό διάγραμμα ικανότητας καθορίζονται η επιτάχυνση διαρροής S_{ay} και η μετακίνηση διαρροής S_{dy}. Έτσι, για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα η δύναμη διαρροής είναι $F_{\mathrm{y}}^{*} = m^{*} S_{\mathrm{ay}}$ και η μετακίνηση διαρροής είναι $\delta_{\mathrm{y}}^{*} = S_{\mathrm{dy}}$.

Στη συνέχεια μπορεί να υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος από τη σχέση:

$$T^{*} = 2\pi\sqrt{\frac{S_{\mathrm{dy}}}{S_{\mathrm{ay}}}} = 2\pi\sqrt{\frac{m^{*}\delta_{\mathrm{y}}^{*}}{F_{\mathrm{y}}^{*}}} \tag{Π.16}$$

<u>Βήμα 3</u>

Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Για την περίοδο T^{*}, υπολογίζονται η ελαστική επιτάχυνση S_{ae} και η ελαστική μετακίνηση S_{de} από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με $q_{\mathrm{y}} = S_{\mathrm{ae}}/S_{\mathrm{ay}}$.

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις:

(α) Εάν $T^{*} \geq T_0$, η ανελαστική μετακίνηση ισούται με την ελαστική. Σε αυτή την περίπτωση, $\mu = q_{\mathrm{y}}$. Επομένως,

$$\delta^{*} = S_{\mathrm{d}} = S_{\mathrm{de}} \tag{Π.17}$$

Η χαρακτηριστική περίοδος T_0, υπολογίζεται από την (Π.13) ή την απλοποιημένη (Π.14).

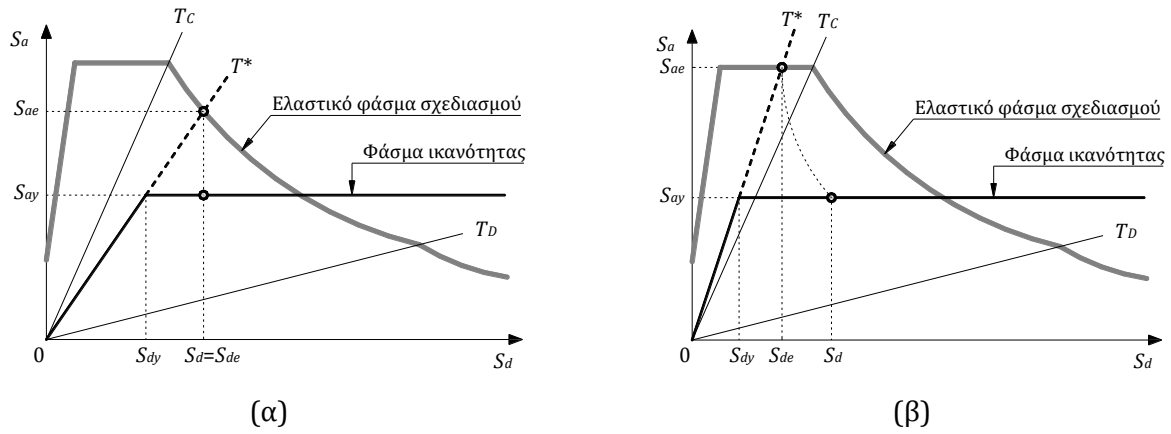
(β) Εάν $T^* < T_0$, η πλαστιμότητα μ υπολογίζεται από το συντελεστή συμπεριφοράς q_y από τη σχέση (Π.12.α), η οποία δίνει:

$$\mu = (q_y - 1)\frac{T_0}{T^*} + 1 \qquad (\Pi.18)$$

Εάν για τον υπολογισμό της T_0 χρησιμοποιηθεί η σχέση (Π.13) απαιτείται επαναληπτική διαδικασία, ενώ εάν ο υπολογισμός γίνει σύμφωνα με την απλοποιημένη σχέση (Π.14) ο υπολογισμός του μ είναι άμεσος, χωρίς να απαιτούνται επαναλήψεις. Μετά τον υπολογισμό της πλαστιμότητας, η ανελαστική μετακίνηση προκύπτει από τη σχέση:

$$\delta^* = S_d = \mu \cdot S_{dy} \qquad (\Pi.19)$$

Ο τρόπος προσδιορισμού της στοχευόμενης μετακίνησης για τις δύο παραπάνω περιπτώσεις (α) και (β) φαίνεται σχηματικά στο Σχήμα Π.6. Και στις δύο περιπτώσεις, η ανελαστική μετακίνηση αντιστοιχεί στο σημείο τομής του διγραμμικού φάσματος ικανότητας με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα μ. Σημειώνεται όμως ότι με την παραπάνω διαδικασία υπολογίζεται η μετακίνηση χωρίς να χρειάζεται να κατασκευαστεί το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού.



Σχήμα Π.6. Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης: (α) $T^* \geq T_0$, (β) $T^* \leq T_0$.

<u>Βήμα 4</u>

Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής. Η μετακίνηση του σημείου αναφοράς δ_r που αντιστοιχεί στη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη σχέση (Π.7), με αντικατάσταση της S_d με τη δ^*.

Συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών

Εισαγωγή

Η μεθοδολογία της τυπικής (απλής) στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover analysis) που αναπτύχθηκε παραπάνω μπορεί να εφαρμοστεί σε περιπτώσεις κυρίως επίπεδης απόκρισης, η οποία καθορίζεται κυρίως από τη συμμετοχή της αντίστοιχης δεσπόζουσας ιδιομορφής. Εάν όμως η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, απαιτείται τροποποίηση της μεθόδου ώστε να ληφθούν υπόψη φαινόμενα που οφείλονται στις ανώτερες ιδιομορφές. Διάφορες τροποποιήσεις της στατικής ανελαστικής ανάλυσης έχουν προταθεί για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος, οι οποίες μπορούν να καταταγούν σε δύο βασικές κατηγορίες.

Στην πρώτη ομάδα μεθόδων ανήκουν αυτές που θεωρούν ότι η ανελαστική συμπεριφορά περιορίζεται μόνον στην απόκριση της θεμελιώδους ιδιομορφής στην εξεταζόμενη διεύθυνση, ενώ η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά. Επομένως, η συμμετοχή της θεμελιώδους ιδιομορφής υπολογίζεται από μία τυπική ανάλυση pushover, ενώ η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών και της στροφής λαμβάνεται υπόψη από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση. Σε αυτή την κατηγορία ανήκει η επέκταση της μεθόδου N2 (extended N2), η οποία όμως έχει εφαρμογή κυρίως σε κτήρια.

Στη δεύτερη ομάδα μεθόδων ανήκουν αυτές στις οποίες υπολογίζεται η ανελαστική συμπεριφορά για όλες τις σημαντικές ιδιομορφές και στη συνέχεια συνδυάζονται οι ανελαστικές ιδιομορφικές αποκρίσεις με SRSS ή CQC, όπως γίνεται και στην ελαστική ιδιομορφική ανάλυση. Η θεώρηση αυτή είναι καταχρηστική, αφού δεν είναι σωστό να γίνεται συνδυασμός ανελαστικών αποκρίσεων. Στην κατηγορία αυτή ανήκει η ιδιομορφική στατική ανελαστική ανάλυση (modal pushover analysis), η οποία έχει ευρεία εφαρμογή σε γέφυρες και η οποία παρουσιάζεται παρακάτω.

Για να ληφθεί υπόψη η επιρροή της στροφής, οι αναλύσεις γίνονται υποχρεωτικά σε τρισδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής. Γίνεται όμως ξεχωριστή ανάλυση για κάθε διεύθυνση σεισμικής καταπόνησης που εξετάζεται. Έτσι, στη συνήθη περίπτωση που εξετάζεται σεισμός κατά x και σεισμός κατά y, απαιτούνται, γενικώς, τέσσερις επιλύσεις: σεισμός $+x$, σεισμός $-x$, σεισμός $+y$ και σεισμός $-y$.

Γενικώς, μπορούμε να χωρίσουμε το διάνυσμα της απόκρισης της κατασκευής $\{u\}$ σε τρία τμήματα, κάθε ένα εκ των οποίων αντιστοιχεί στην απόκριση σε μία μόνο διεύθυνση, δηλαδή:

$$\{u\}^{\mathrm{T}} = \{\boldsymbol{u}_{\mathrm{x}}\ \boldsymbol{u}_{\mathrm{y}}\ \boldsymbol{u}_{\theta}\}^{\mathrm{T}} \qquad (\Pi.20)$$

όπου $\boldsymbol{u}_x = \{u_x\}$ είναι το διάνυσμα των μετακινήσεων των μαζών κατά x, $\boldsymbol{u}_y = \{u_y\}$ είναι το διάνυσμα των μετακινήσεων των μαζών κατά y και $\boldsymbol{u}_\theta = \{u_\theta\}$ είναι το διάνυσμα των στροφών. Αντίστοιχα, η i ιδιομορφή μπορεί να γραφεί ως:

$$\{\varphi_i\}^T = \{\boldsymbol{\varphi}_{i,x}\ \boldsymbol{\varphi}_{i,y}\ \boldsymbol{\varphi}_{i,\theta}\}^T \qquad (\Pi.21)$$

όπου κάθε όρος του δεξιού μέλους περιέχει τις συνιστώσες της ιδιομορφής στην αντίστοιχη διεύθυνση. Με αυτή την κατάταξη των βαθμών ελευθερίας, τα διανύσματα κατεύθυνσης της σεισμικής διέγερσης $\{r\}$ για σεισμό κατά x και σεισμό κατά y μπορούν να γραφούν ως εξής:

$$\{r_x\}^T = \{\mathbf{1}\ \mathbf{0}\ \mathbf{0}\}^T \qquad (\Pi.22.\alpha)$$

$$\{r_y\}^T = \{\mathbf{0}\ \mathbf{1}\ \mathbf{0}\}^T \qquad (\Pi.22.\beta)$$

όπου $\mathbf{1} = \{1\}$ είναι το μοναδιαίο διάνυσμα και $\mathbf{0} = \{0\}$ είναι το μηδενικό διάνυσμα.

Ιδιομορφική στατική ανελαστική ανάλυση (modal pushover)

Σε αυτή τη μεθοδολογία, η οποία προτάθηκε από τους Chopra & Goel (2004), γίνεται στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) για όλες τις σημαντικές ιδιομορφές. Τα βήματα, που ακολουθούνται για την ανάλυση σε *κάθε* διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης που εξετάζεται, είναι:

Βήμα 1

Υπολογισμός των k πρώτων σημαντικών ιδιομορφών με βάση τις ελαστικές ιδιότητες της κατασκευής, όπως γίνεται και στην τυπική ιδιομορφική ανάλυση. Προκύπτουν έτσι τα πρώτα k ιδιοδιανύσματα, $\{\varphi_i\}$, $i = 1, 2, \ldots, k$. Η ανάλυση γίνεται για το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής και οι ιδιομορφές που προκύπτουν έχουν γενικώς μη-μηδενικούς όρους σε όλους τους βαθμούς ελευθερίας, δηλαδή: $\{\varphi_i\}^T = \{\boldsymbol{\varphi}_{i,x}\ \boldsymbol{\varphi}_{i,y}\ \boldsymbol{\varphi}_{i,\theta}\}^T$ όπως αναφέρθηκε παραπάνω.

Βήμα 2

Για κάθε ιδιομορφή i και για τη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης που εξετάζεται (η οποία καθορίζεται από το διάνυσμα κατεύθυνσης $\{r\}$) υπολογίζεται η κατανομή των οριζόντιων φορτίων για μία (αυθαίρετη) μικρή τιμή της επιτάχυνσης σχεδιασμού $S_{a,d}$:

$$\{F_i\} = \mathbf{M}\cdot\{\varphi_i\}\cdot\Gamma_i\cdot S_{a,d} \qquad (\Pi.23)$$

όπου $\mathbf{M}$ είναι το μητρώο μάζας και Γ_i είναι ο συντελεστής συμμετοχής της i ιδιομορφής που προκύπτει από τη σχέση:

$$\Gamma_i = \frac{\{\varphi_i\}^T\mathbf{M}\{r\}}{\{\varphi_i\}^T\mathbf{M}\{\varphi_i\}} \qquad (\Pi.24)$$

Τα φορτία που προκύπτουν έχουν, γενικώς, συνιστώσες τόσο στην εξεταζόμενη διεύθυνση του σεισμού όσο και στην κάθετη σε αυτή, καθώς και στρεπικές ροπές, δηλαδή μπορούμε να γράψουμε:

$$\{F_{\mathrm{i}}\} = \{\mathbf{F}_{\mathrm{i,x}}\ \mathbf{F}_{\mathrm{i,y}}\ \mathbf{M}_{\mathrm{i,\theta}}\}^{\mathrm{T}} \qquad (\Pi.25)$$

Με αυτή την κατανομή των φορτίων κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας της *i* ιδιομορφής με σταδιακή αύξηση των φορτίων και υπολογισμό της τέμνουσας βάσης F_{bi} και της μετακίνησης δ_{ri} του κόμβου αναφοράς *r* (reference point) λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά σε κάθε στάθμη φόρτισης. Σημειώνεται ότι ο κόμβος αναφοράς μπορεί να είναι διαφορετικός σε κάθε ιδιομορφή.

Επειδή στον κόμβο αναφοράς *r* υπολογίζονται δύο οριζόντιες μετακινήσεις, $\delta_{\mathrm{ri,x}}$ και $\delta_{\mathrm{ri,y}}$, σε κάθε ιδιομορφή μπορούν να υπολογιστούν δύο καμπύλες ικανότητας, μία στη διεύθυνση *x* και μία στη διεύθυνση *y*. Για την εφαρμογή της μεθόδου χρησιμοποιούμε την καμπύλη ικανότητας που αντιστοιχεί στη *δεσπόζουσα διεύθυνση μετακίνησης* της ιδιομορφής, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση στην οποία θεωρούμε ότι ενεργεί η σεισμική διέγερση. Σημειώνεται όμως ότι η διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης επηρεάζει την κατανομή των οριζόντιων φορτίων μέσω του διανύσματος κατεύθυνσης $\{r\}$, όπως φαίνεται από τις εξισώσεις (Π.22.α) και (Π.22.β), και επομένως έχει ληφθεί υπόψη στην κατασκευή της καμπύλης ικανότητας.

Επισημαίνεται ότι η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας για κάθε ιδιομορφή *i* γίνεται θεωρώντας ότι προϋπάρχουν τα στατικά φορτία βαρύτητας. Επομένως, οι μετακινήσεις $\{\delta_{\mathrm{i}}\}$ και τα drifts $\{drift_{\mathrm{i}}\}$ που αντιστοιχούν σε κάθε σημείο της καμπύλης ικανότητας εμπεριέχουν και τις μετακινήσεις $\{\delta_{\mathrm{g}}\}$ και τα drifts $\{drift_{\mathrm{g}}\}$ λόγω κατακορύφων φορτίων (τα οποία, όμως, στις συνήθεις περιπτώσεις είναι μηδενικά ή πολύ μικρά).

<u>Βήμα 3</u>

Για κάθε ιδιομορφή γίνεται μία τυπική ανάλυση pushover και υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση $\delta_{\mathrm{ri,t}}$. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει:

- Την κατασκευή του αντίστοιχου φάσματος ικανότητας χρησιμοποιώντας τις σχέσεις:

$$S_{\mathrm{ai}} = \frac{F_{\mathrm{bi}}}{M_{\mathrm{i}}^{*}} \qquad (\Pi.26.\alpha)$$

$$S_{\mathrm{di}} = \frac{\delta_{\mathrm{ri}}}{\Gamma_{\mathrm{i}}\,\varphi_{\mathrm{ri}}} \qquad (\Pi.26.\beta)$$

όπου M_{i}^{*} είναι η ιδιομορφική μάζα της *i* ιδιομορφής που δίνεται από τη σχέση:

$$M_{\mathrm{i}}^{*} = \Gamma_{\mathrm{i}}\{\varphi_{\mathrm{i}}\}^{\mathrm{T}}\mathbf{M}\{r\} \qquad (\Pi.27)$$

- Τη διγραμμικοποίηση του φάσματος ικανότητας. Συνιστάται στο βήμα 2 να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα $P - \Delta$, που μπορεί να οδηγήσει σε καμπύλες ικανότητας με φθίνοντα κλάδο. Σε αυτή την περίπτωση συνιστάται και το διγραμμικό φάσμα ικανότητας να κατασκευάζεται με μετελαστικό κλάδο αρνητικής κλίσης (φθίνοντα).
- Τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης $S_{\mathrm{di,t}}$ του ισοδύναμου μονοβαθμίου για το φάσμα σχεδιασμού (π.χ. με εφαρμογή της τυπικής μεθοδολογίας N2).
- Τον υπολογισμό της αντίστοιχης στοχευόμενης μετακίνησης στον κόμβο αναφοράς με εφαρμογή της σχέσης: $\delta_{\mathrm{ri,t}} = \Gamma_{\mathrm{i}} \cdot \varphi_{\mathrm{ri}} \cdot S_{\mathrm{di,t}}$.
- Τον υπολογισμό της παραμόρφωσης της κατασκευής που αντιστοιχεί σε μετακίνηση $\delta_{\mathrm{ri,t}}$ από τα δεδομένα της αντίστοιχης καμπύλης ικανότητας. Προκύπτουν οι μετακινήσεις $\{\delta_{\mathrm{i}}\}$ και τα drifts $\{drift_{\mathrm{i}}\}$ της ιδιομορφής, που περιέχουν όμως και την επιρροή των φορτίων βαρύτητας, αφού τα φορτία βαρύτητας έχουν ληφθεί υπόψη ως προϋπάρχουσα φόρτιση για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας, όπως αναφέρθηκε παραπάνω.

<u>Βήμα 4</u>

Σε αυτό το βήμα γίνεται ο συνδυασμός των ιδιομορφικών αποκρίσεων με τη μέθοδο CQC. Ο συνδυασμός γίνεται μόνο για τις μετακινήσεις και τα drifts. Οι πλαστικές στροφές και τα εντατικά μεγέθη των μελών (δυνάμεις και ροπές) υπολογίζονται στη συνέχεια από τα drifts.

Ο συνδυασμός των ιδιομορφικών αποκρίσεων γίνεται στις "δυναμικές" τιμές των μετακινήσεων και των drifts κάθε ιδιομορφής, δηλαδή στα μεγέθη που προκύπτουν εάν αφαιρεθούν τα αντίστοιχα μεγέθη λόγω κατακορύφων φορτίων. Έτσι, για κάποιο μέγεθος απόκρισης r_{i} που υπολογίστηκε στο βήμα 3 για την ιδιομορφή i (το r δηλώνει μετακίνηση ή drift) υπολογίζεται:

$$r_{\mathrm{i,dyn}} = r_{\mathrm{i}} - r_{\mathrm{g}} \tag{Π.28}$$

και η τελική τιμή του μεγέθους r προκύπτει από τη σχέση:

$$r \approx \max\left[r_{\mathrm{g}} \pm \sqrt{\sum_i \sum_j \varepsilon_{\mathrm{ij}} r_{\mathrm{i,dyn}} r_{\mathrm{j,dyn}}} \right] \quad i, j = 1, 2, \ldots, k \tag{Π.29}$$

όπου $\varepsilon_{\mathrm{ij}}$ είναι ο συντελεστής συσχέτισης των ιδιομορφών i και j σύμφωνα με τη μέθοδο CQC.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2004), "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **33**: 903-927.
2. Dowrick, D.J. (1978), "*Αντισεισμικός Σχεδιασμός*", Εκδ. Γκιούρδας.
3. Earthquake Engineering Research Institute (1995), "*The Hyogo-Ken Nanbu Earthquake, January 17, 1995*", Preliminary Reconnaissance Report.
4. Fajfar, P. and Gašperšič, P. (1996), "N2 - a method for non-linear seismic analysis for RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **25**, 23-67.
5. Fajfar, P. (1999), "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **28**, 979-993.
6. Kappos, A.J., Paraskeva, T.S., Sextos, A.G. (2005), "Modal pushover analysis as a means for the seismic assessment of bridge structures", *4th European Workshop on the Seimic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, Thessaloniki, 26-27 Aug.
7. Maja, K and Fajfar, P. (2012), "The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **10**, 695-715.
8. Okamoto, S. (1973), "*Introduction to Earthquake Engineering*", University of Tokyo Press.
9. Priestley, M.J.N., Seible, F. Calvi, G.M. (1996), "*Seismic Design and Retrofit of Bridges*", J Wiley & Sons.
10. Shahi, S.K. and Baker, J.W. (2013), "*A Probabilistic Framework to Include the Effects of Near-Fault Directivity in Seismic Hazard Assessment*", Pacific Erthquake Engineering Research Center, Report No. PEER 2013/15.
11. Ευρωκώδικας 8, "*Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια*", EN1998-1 (2004).
12. Ευρωκώδικας 8, "*Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες*", EN1998-2 (2004).
13. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), "*Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ2003)*", Έκδοση 2000, Τροποποίηση 2003.
14. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), "*Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)*", 1η Αναθεώρηση (2013).
15. Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε., "*Οδηγίες για την Αντισεισμική Μελέτη Γεφυρών*", Εγκύκλιος Ε39/99, Απόφαση Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε./ΔΜΕΟγ/ο/884/24.12.99.
16. Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε., "*Οδηγίες για τη Μελέτη Γεφυρών με Σεισμική Μόνωση*" (2004),