

Σπύρου Π. Λιβιεράτου
Δημήτρη Κ. Χαραμιδόπουλου

Ο Νέος Αντισεισμικός Κανονισμός και η Δυναμική Μέθοδος



Σπύρου Π. Λιβιεράτου
Δημήτρη Κ. Χαραμιδόπουλου

Ο Νέος Αντισεισμικός Κανονισμός και η Δυναμική Μέθοδος



© Σ. Λιβιεράτος - Δ. Χαραμιδόπουλος, 1995

Κεντρική Διάθεση

ΚΛΕΙΔΑΡΙΘΜΟΣ

Στουρνάρη 27B

ΑΘΗΝΑ 106 82

Τηλ. 38.08.407

Απαγορεύεται η αναπαραγωγή οποιουδήποτε τμήματος του βιβλίου με οποιοδήποτε μέσο (φωτοτυπία, εκτύπωση, μικροφίλμ, ή άλλη μηχανική ή ηλεκτρονική μέθοδο) χωρίς την άδεια του εκδότη.

ISBN 960-209-270-X

Περιεχόμενα

1	Εισαγωγή	7
2	Οι Βασικές Αρχές της Αντισεισμικής Ανάλυσης των Κατασκευών	9
2.1	Οι Βασικές Κατευθύνσεις του Νέου Κανονισμού.....	9
2.2	Οι Βασικές Αρχές της Δυναμικής Ανάλυσης.....	10
3	Τα Φυσικά Χαρακτηριστικά των Κατασκευών	13
3.1	Ο Συντονισμός.....	13
3.2	Η Απόσβεση.....	16
3.3	Εκτίμηση των Ιδιοπεριόδων των Κατασκευών.....	17
3.4	Εκτίμηση των Ιδιοπεριόδων σε Κτίρια.....	18
3.5	Εκτίμηση της Απόσβεσης σε Κτίρια.....	19
3.6	Οι Μαζικοί Βαθμοί Ελευθερίας των Κτιρίων.....	19
3.7	Ο Υπολογισμός των Ιδιοτιμών σε Εκτεταμένα Συστήματα Εξισώσεων.....	21
4	Η Μέθοδος της Φασματικής Επαλληλίας	23
4.1	Η Περιγραφή της Μεθόδου.....	23
4.2	Σεισμικά φάσματα απόκρισης.....	24
4.3	Συστήματα με Πολλούς Βαθμούς Ελευθερίας.....	25
4.4	Ο Αριθμός των Αναγκαίων Ιδιομορφών.....	27
4.5	Ο Υπολογισμός των Μεγίστων Εντατικών Μεγεθών - Επαλληλίες.....	28
4.6	Η Χωρική Επαλληλία.....	31
4.7	Τα Ψηλά ή μη Κανονικά Κτίρια.....	32
4.8	Τα Διαγράμματα Ροπών και Τεμνουσών.....	33
4.9	Στρεπτική απόκριση, Εκκεντρότητες, Συντελεστές ξ	33
4.10	Οι Συντελεστές Ευσταθείας θ , Φαινόμενα P- δ	35

5	Μέθοδοι Αντισεισμικής Ανάλυσης	37
5.1	Η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος	37
5.2	Η Φασματική Ανάλυση	38
5.3	Η Μέθοδος της εν Χρόνω Ολοκλήρωσης	39
6	Διαστασιολόγηση Στοιχείων Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα Υπό Σεισμική Ενταση	41
6.1	Το Πρόβλημα των Ταυτοχρόνων Μεγεθών	41
6.2	Η Μέθοδος Υπολογισμού Ταυτοχρόνων Τιμών.....	42
6.3	Η Μέθοδος των Μεγίστων Τιμών	43
7	Μη Γραμμική Απόκριση	45
7.1	Η Απόκριση μετά την Διαρροή.....	45
7.2	Η Πλαστιμότητα.....	46
7.3	Τα Τροποποιημένα Φάσματα Απόκρισης.....	47
7.4	Οι Συνέπειες της Απόκρισης Διαρροής	49
7.5	Τεχνικές για την Αντιμετώπιση των Φαινομένων της Διαρροής	51
7.6	Η Επιρροή των μη Φερόντων Στοιχείων.....	52
8	Ο Ικανοτικός Σχεδιασμός	53
8.1	Οι Βασικές Αρχές του Ικανοτικού Σχεδιασμού.....	53
8.2	Το Παράδειγμα της Αλυσίδας.....	54
8.3	Ολική και Τοπική Πλαστιμότητα.....	55
8.4	Οι Υπολογισμοί που Πιστοποιούν την Πλάστιμη Συμπεριφορά	59
8.5	Οι "Αδύνατοι Οροφοί", Οι Μηχανισμοί Αιώρας Δοκών και Στύλων.....	60
8.6	Η Επιθυμητή Ιεραρχία Αντοχών.....	63
8.7	Κατασκευαστική Διαμόρφωση των Ζωνών Πλαστικών Αρθρώσεων.....	64
8.8	Πλάστιμα Θεμέλια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα	64
9	Συμπεράσματα	67
10	Περίληψη.....	71
11	Βιβλιογραφία.....	73
12	Ευρετήριο.....	77

Εισαγωγή

Πολλά και εξαιρετα κείμενα έχουν γραφτεί για τη δυναμική αντισεισμική ανάλυση. Κλασικό εγχειρίδιο για τη δυναμική ανάλυση αποτελεί το βιβλίο του **Κ. Αναστασιάδη** [ΑΝΑΣ89], ενώ το σύγγραμμα των **R. Clough** και **J. Penzien** [CLOU93], εμβαθύνει στο θέμα. Αλλα βιβλία, που αναφέρονται γενικότερα στη συμπεριφορά του σεισμού, όπως αυτό του **D. Dowrick** [DOWR87], περιέχουν εκτεταμένες παραγράφους που αναφέρονται στην ανάλυση. Ένα σχετικά πρόσφατο βιβλίο από τον **A. Gupta** [GUPT90], προσφέρει μία πλήρη και λεπτομερή πραγμάτευση της μεθόδου της **φασματικής ανάλυσης**, μιας από τις ευρέως διαδεδομένες και αξιοποιημένες μεθόδους αντισεισμικής ανάλυσης. Εργασίες από τον **E. Booth** και άλλους [BOOT84], καθώς και από τους **R. Fenwick** και **B. Davidson** [FENW89] και [FENW91], παρέχουν γενικότερες κριτικές, ενώ υπάρχουν πολυάριθμες εξειδικευμένες εργασίες και άρθρα σε περιοδικά όπως το "Earthquake Engineering and Structural Dynamics". Για το πρόβλημα των αντισεισμικών κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα θα πρέπει να συμβουλευθεί κανείς συγγράμματα όπως αυτό των **Γ. Πενέλη** και **Γ. Κάππου** [ΠΕΝΕ90], ή του **Θ. Τάσιου** και άλλων [ΤΑΣΙ94] και [ΤΑΣΙ78], λεπτομέρειες για την στρατηγική του ικανοτικού σχεδιασμού περιλαμβάνει το σύγγραμμα των **T. Paulay** και **M. J. N. Priestley** [PAUL92].

Για να κατανοήσει κανείς πλήρως τη νέα αντισεισμική μέθοδο, θα πρέπει να μελετήσει αρκετά την προαναφερόμενη βιβλιογραφία. Το παρόν τεύχος απευθύνεται στον αναγνώστη που δεν είναι εξοικειωμένος με το θέμα, περιγράφοντας σε γενικές γραμμές, τις πιο σημαντικές αρχές και αναλυτικές μεθόδους, βοηθώντας έτσι στην κατανόηση της γλώσσας των κειμένων που σε πολλούς είναι άγνωστη. Επιπρόσθετα τολμά, μία περιορισμένη περιγραφή των ιδιαίτερων

θεμάτων - προβλημάτων που σχετίζονται με την αντισεισμική ανάλυση των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Αξίζει να επαναλάβουμε ότι παρόλη τη μαθηματική συνέπεια που έχει αλλά και τη γοητεία που ασκεί το θέμα της δυναμικής ανάλυσης, τα αποτελέσματα που παίρνουμε, ενώ υπερέχουν κατά πολύ των αποτελεσμάτων της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης (πρβλ. [ΑΝΑΣ92β]), περιέχουν κι' αυτά ασάφειες και παραδοχές. *Η ανάλυση αποτελεί μόνο ένα στάδιο στη διαδικασία σχεδιασμού των κατασκευών και οι σελίδες με αποτελέσματα ηλεκτρονικών υπολογιστών δεν θα πρέπει ποτέ να χρησιμοποιούνται ως υποκατάστατο της κρίσης και της εμπειρίας του Μηχανικού.*

Οι Βασικές Αρχές της Αντισεισμικής Ανάλυσης των Κατασκευών

Περιεχόμενα

- 2.1 Οι βασικές κατευθύνσεις του νέου αντισεισμικού κανονισμού
- 2.2 Οι βασικές αρχές της δυναμικής ανάλυσης των κατασκευών

2.1 Οι Βασικές Κατευθύνσεις του Νέου Κανονισμού

Είναι κοινή πεποίθηση ότι οι κατασκευές μπορούν να σχεδιασθούν και να κατασκευασθούν έτσι ώστε να πληρούν με επιτυχία διάφορα κριτήρια αντισεισμικής επάρκειας, το πιο σημαντικό από τα οποία είναι η αποφυγή της κατάρρευσης εξ' αιτίας ενός εξαιρετικά μεγάλου σεισμικού κλονισμού. Έχει γίνει ακόμα συνειδητά αποδεκτό από τους Μηχανικούς ό,τι για κατασκευές συνήθους χρήσεως, δεν είναι οικονομικά εφικτό να απαιτήσουμε αντοχή που να επαρκεί για την αποφυγή ζημιών, σε τόσο μεγάλους σεισμούς, οι οποίοι μπορεί να συμβούν μόνο μια φορά σε περίοδο μερικών εκατοντάδων χρόνων¹. Οποσδήποτε όμως οι τεχνικές σχεδιασμού και ανέγερσης των κατασκευών πρέπει να περιορίζουν σημαντικά **το ενδεχόμενο κατάρρευσης** που θα είχε ως αποτέλεσμα κίνδυνο για την Ανθρώπινη ζωή. Η προικодότηση των κατασκευών με την ιδιότητα να «αντέχουν» σε

¹ Για το σεισμό σχεδιασμού στον Ν.Ε.Α.Κ. έχει καθορισθεί περίοδος επανάλιψης 475 χρόνων με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, [ΣΕΑΚ92] Σ.2.1.[2].

εδαφικούς κραδασμούς που έχουν ένταση πολλαπλάσια από τον σεισμό σχεδιασμού είναι βασική πρόνοια που περιλαμβάνεται στον νέο αντισεισμικό κανονισμό [ΣΕΑΚ92] Σ.1.1.1.[1].γ.

Οι πιο σπουδαίες ιδιότητες που σχετίζονται με τη μελέτη κατασκευών που υποβάλλονται σε τέτοιες ακραίες καταπονήσεις είναι η **δυναμική απόκριση** της κατασκευής και η **πλαστιμότητά** της.

2.2 Οι Βασικές Αρχές της Δυναμικής Ανάλυσης

Οι σεισμικές δράσεις σε μία κατασκευή δεν προκύπτουν από **εξωτερικά επιβαλλόμενα φορτία** προέρχονται από τις παραμορφώσεις που εισάγονται στην κατασκευή εξ' αιτίας των εδαφικών κινήσεων που προκαλεί ο σεισμός. Είναι λοιπόν διαφορετικές από δράσεις όπως ανεμοπιέσεις ή φορτία βαρύτητας που επιβάλλονται εξωτερικά στην κατασκευή.

Το ενδιαφέρον του Μηχανικού επικεντρώνεται στην, κατά το δυνατόν, ακριβή εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής στο σεισμό. Με τον όρο **σεισμική απόκριση** μιας κατασκευής θα εννοούμε στο εξής το αποτέλεσμα (παραμόρφωση, ένταση) περιοδικών **κινήσεων** της θεμελίωσης της κατασκευής, οι οποίες προκαλούν επιταχύνσεις και κατά συνέπεια αδρανειακές δυνάμεις στα μέλη της κατασκευής.

Οι σεισμικές δράσεις που εισάγονται στην κατασκευή κατά την διάρκεια ενός σεισμού, προέρχονται από ένα **χρονικά εξελισσόμενο φαινόμενο**· η **δυναμική** ανάλυση είναι λοιπόν η πλέον κοντινή στην **πραγματικότητα** μέθοδος υπολογισμού για κατασκευές που καταπονούνται από σεισμό. Η απόκριση στο σεισμικό κραδασμό είναι **εκ φύσεως** δυναμική και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, δηλαδή η φυσική περίοδος και η απόσβεση, είναι κρίσιμα για τον προσδιορισμό της. Η **δυναμική** μορφή της **απόκρισης** είναι, από τη φύση της, πολυσύνθετο φαινόμενο, υπάρχει όμως μία επιπλέον αναλυτική δυσκολία. Ο αντισεισμικός κανονισμός απαιτεί κατασκευές σχεδιασμένες έτσι, ώστε να αντέχουν σε μεγάλες σεισμικές καταπονήσεις (σεισμός σχεδιασμού), ανταποκρινόμενες **ελαστοπλαστικά**. Για το λόγο αυτόν ο Μελετητής θα πρέπει να έχει κατανοήσει τη

μη γραμμική² απόκριση των κατασκευών κάτω από ακραίες σεισμικές διεγέρσεις. Μια αυστηρά θεωρητική προσέγγιση του όλου θέματος θέτει πολύ σύνθετα αναλυτικά προβλήματα. Στην πράξη όμως ένας **συνδυασμός** απλοποιημένων αναλυτικών μεθόδων (**γραμμική δυναμική ανάλυση**), κατάλληλης διαστασιολόγησης (**ικανοτικός σχεδιασμός**) και προσοχής στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες (π.χ. **περίσφιξη υποστυλωμάτων**), είναι αρκετός για να εξασφαλίσει την προσδοκώμενη ικανοποιητική (**πλάστιμη**) συμπεριφορά.

Είναι εν τούτοις πρωταρχικής σημασίας για το Μηχανικό η κατανόηση των αρχών, αλλά και των περιορισμών των μεθόδων αυτών. Στις επόμενες παραγράφους θα περιγράψουμε συνοπτικά τέτοιου τύπου προβλήματα.

² Μη γραμμική ονομάζεται η απόκριση ενός συστήματος, όταν η σχέση που συνδέει τις δυνάμεις που ενεργούν με τις παραμορφώσεις που προκύπτουν, **δεν** είναι γραμμική (πρώτου βαθμού). Τέτοιες καταστάσεις απεικονίζονται στα σχήματα **17, 20**.

Τα Φυσικά Χαρακτηριστικά των Κατασκευών

Περιεχόμενα

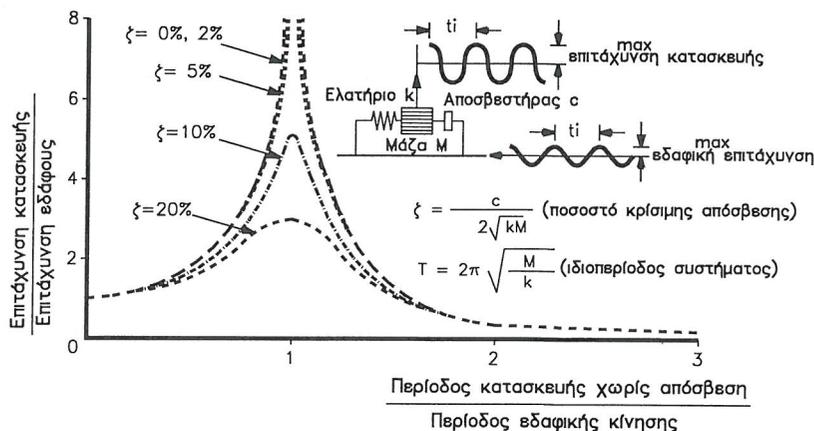
- 3.1 Ο συντονισμός
- 3.2 Η απόσβεση
- 3.3 Εκτίμηση των ιδιοπεριόδων των κατασκευών
- 3.4 Εκτίμηση των ιδιοπεριόδων σε κτίρια, θεμελιώδης ιδιοπερίοδος
- 3.5 Εκτίμηση της απόσβεσης σε κτίρια
- 3.6 Οι μαζικοί βαθμοί ελευθερίας των κτιρίων
- 3.7 Υπολογισμός ιδιοτιμών σε εκτεταμένα συστήματα εξισώσεων

3.1 Ο Συντονισμός

Το φαινόμενο του συντονισμού είναι γνωστό στον καθένα. Σαν παράδειγμα αναφέρεται το "κοσκίνισμα" του τιμονιού που συμβαίνει κατά την οδήγηση αυτοκινήτου με ένα τροχό μη ζυγοσταθμισμένο, σε κάποια συγκεκριμένη ταχύτητα. Συντονισμός συμβαίνει όταν η περίοδος της διεγέρσεως (στο παράδειγμα ο χρόνος μιας πλήρους περιστροφής του τροχού) συμπίπτει με τη φυσική περίοδο (**ιδιοπερίοδο**) της κατασκευής. Το σχήμα 1α εικονίζει την απόκριση ενός συστήματος, που διεγείρεται από *ημιτονοειδή* διεγέρση της βάσεως του.

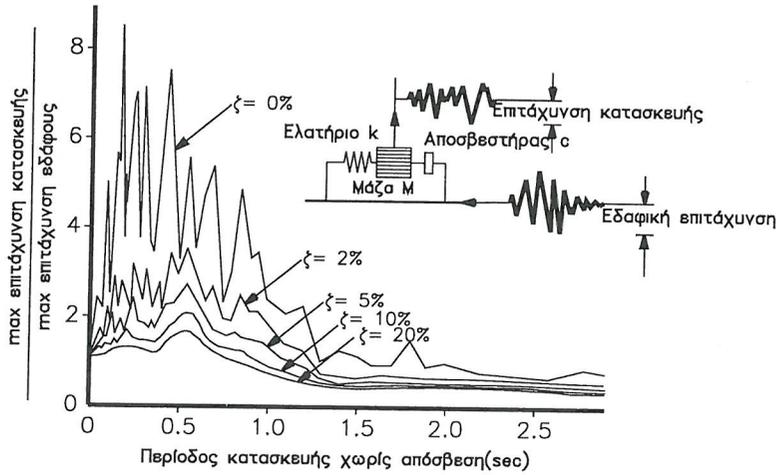
Ας εξετάσουμε τώρα την περίπτωση κατασκευών που υπόκεινται σε *σεισμική* διεγέρση. Οι σεισμοί είναι έντονα τυχαία φαινόμενα και οι εξ'αυτών παραγόμενες εδαφικές κινήσεις περιέχουν όχι μία αλλά ένα εύρος περιόδων (Σχήμα 1β). Όμως, μόνο ορισμένες περιοδοί είναι οι επικρατούσες, εξαρτώμενες από το μέγεθος και την απόσταση του

επικέντρου του σεισμού καθώς επίσης και από το είδος του εδάφους θεμελίωσης αλλά και του εδάφους που μεσολαβεί μεταξύ της κατασκευής και του επικέντρου. Ο **συντονισμός** (ψευδοσυντονισμός) μεταξύ αυτών των επικρατουσών σεισμικών περιόδων και των φυσικών περιόδων (ιδιοπεριόδων) μιας συγκεκριμένης κατασκευής είναι κρίσιμος για τον προσδιορισμό της **απόκρισης** της κατασκευής.

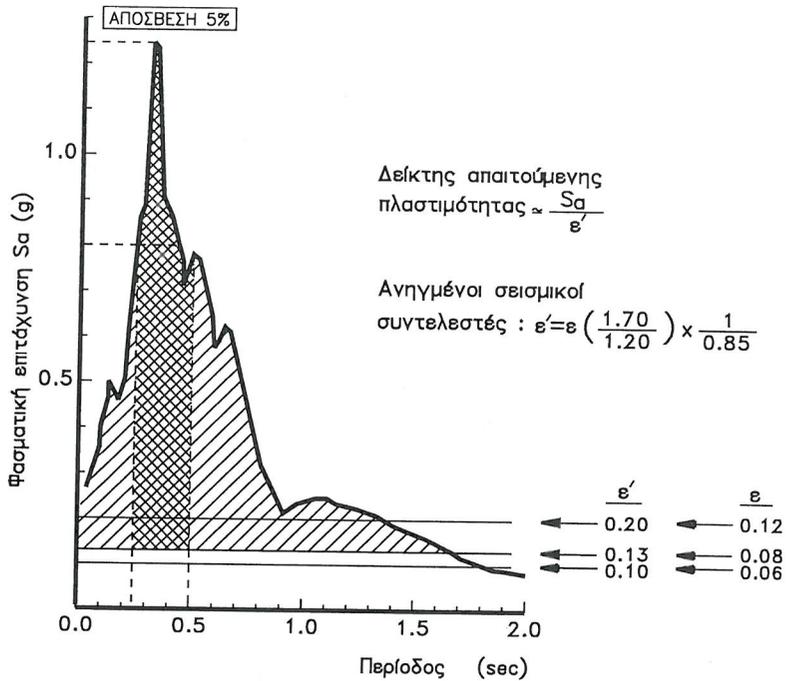


Σχήμα 1α. Απόκριση σε ημιτονοειδή κίνηση του εδάφους

Οι επικρατούσες περίοδοι για συνήθεις σεισμούς και ένα σκληρό έδαφος θεμελίωσης κυμαίνονται από 0.2 έως 0.4 sec, ενώ για μαλακό έδαφος μπορεί να φτάσουν μέχρι 2 sec ή περισσότερο. Αφού δε, οι κτιριακές κατασκευές παρουσιάζουν θεμελιώδεις περιόδους περίπου 0.1N (όπου N ο αριθμός των ορόφων), είναι προφανές ότι **μπορεί να προκύψει συντονισμός**, τουλάχιστον για σημαντικό αριθμό κύκλων ταλάντωσης (Σχήμα 2).



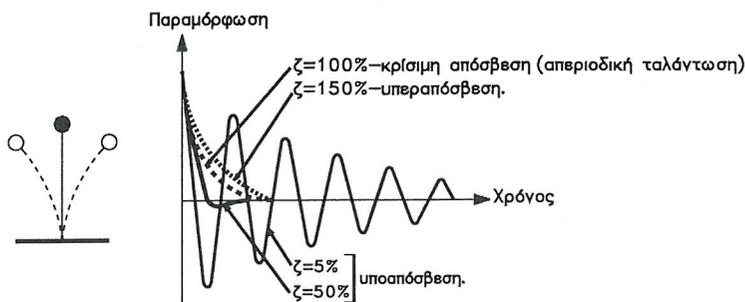
Σχήμα 16. Ελαστικό φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση



Σχήμα 2. Σεισμός Καλαμάτας 1986 και σεισμικοί συντελεστές του παλαιού Κανονισμού. Η έντονα διαγράμμιση περιοχή αντιστοιχεί στις ιδιοπεριόδους των πολυκατοικιών της πόλης [ΑΝΑΓ866].

3.2 Η Απόσβεση

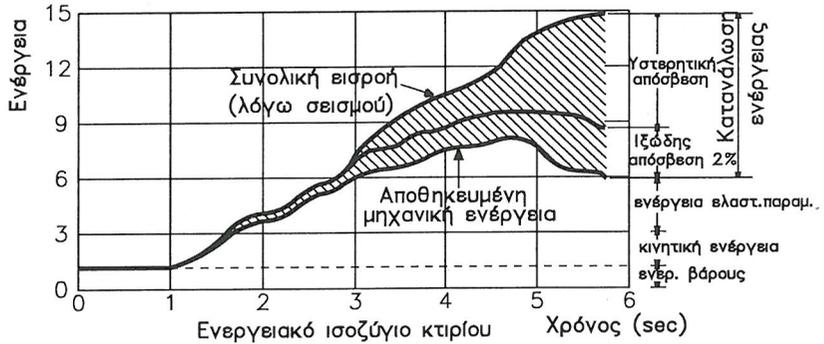
Όταν παύει η επιβαλλόμενη διέγερση σε μια κατασκευή, η απόκρισή της τείνει να σβήσει. Αυτό το φαινόμενο είναι γνωστό ως απόσβεση (Σχήμα 3).



Σχήμα 3. Επιρροή του ποσοστού ιξώδους απόσβεσης στην απομείωση των ελεύθερων ταλαντώσεων.

Η απόσβεση σε κτιριακές κατασκευές είναι αποτέλεσμα διαφόρων αιτιών όπως είναι οι τριβές στους συνδέσμους, η ύπαρξη τοίχων πληρώσεως, η συμμετοχή του εδάφους, η ολίσθηση μεταξύ οπλισμού και σκυροδέματος, καθώς και ρηγματώσεων στο σκυροδέμα (ιξώδης απόσβεση). Η απόσβεση που σχετίζεται με το έδαφος και τις θεμελιώσεις είναι ιδιαίτερα σημαντική σε μορφές ταλαντώσεων που περιέχουν μεγάλες παραμορφώσεις του εδάφους.

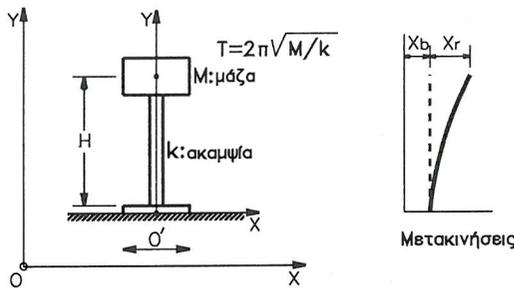
Όλες οι παραπάνω αιτίες είναι σημαντικές όταν η κατασκευή βρίσκεται στην ελαστική περιοχή. Όμως, με το πέρασμα στην ελαστοπλαστική περιοχή η απορρόφηση ενέργειας είναι αποτέλεσμα άλλων αιτιών π.χ. μεγάλες ρωγμές και πλάσιμη συμπεριφορά, βρόγχοι υστερήσεως (υστερητική απόσβεση) - Σχήμα 4. Για κατασκευές που σχεδιάζονται να διαρρέουν σ'ένα σεισμό, η ύπαρξη της ιξώδους απόσβεσης έχει πολύ μικρότερη επιρροή στην απόκρισή τους απ'ότι για κατασκευές που λειτουργούν στην ελαστική περιοχή.



Σχήμα 4. Σχέση υστερητικής και ιξώδους απόσβεσης. Με την πάροδο του χρόνου η απορροφούμενη ενέργεια λόγω της υστερητικής απόσβεσης είναι μεγαλύτερη από εκείνη λόγω ιξώδους.

3.3 Εκτίμηση των Ιδιοπεριόδων των Κατασκευών

Όπως ήδη συζητήθηκε, η φυσική περίοδος (ιδιοπερίοδος) και η απόσβεση μιας κατασκευής είναι κρίσιμα μεγέθη για τον καθορισμό της απόκρισης της κατασκευής σε μια εδαφική κίνηση λόγω σεισμού. Λίγο πιο κάτω θα δούμε πώς καθορίζονται αυτά τα μεγέθη.



$$M(\ddot{X}_r + \ddot{X}_b) + c\dot{X}_r + KX_r = 0$$

Σχήμα 5. Μονοβάθμιος ταλαντωτής υπό μεταφορική διέγερση της βάσεως.

Η ιδιοπερίοδος απλής μάζας M επί συνδέσμου ακαμψίας K , αν αμελήσουμε την απόσβεση είναι (Σχήμα 5)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Διπλασιάζοντας τη μάζα η περίοδος αυξάνει κατά 40%, το ίδιο συμβαίνει υποδιπλασιάζοντας την ακαμψία. Οι κτιριακές κατασκευές είναι προφανώς πολύ πιο πολύπλοκες, από ότι ένας μονοβάθμιος ή πολυβάθμιος ταλαντωτής αλλά πάλι οι φυσικές περιόδοι καθορίζονται από τις μάζες και τις ακαμψίες (μητρούα μάζας $[M]$ και ακαμψίας $[K]$).

3.4 Εκτίμηση των Ιδιοπεριόδων σε Κτίρια

Ενας πολύ χρήσιμος εμπειρικός τύπος δίνει προσεγγιστικά τη **θεμελιώδη** ιδιοπερίοδο μιας συνηθισμένης κατασκευής με σχετικά καλά κατανεμημένη μάζα και ακαμψία ³:

$$T = 0.075(h_n)^{0.75}, \text{sec}$$

όπου h_n είναι το συνολικό ύψος του κτιρίου σε μέτρα

Πολλά προγράμματα δίνουν καλύτερες προσεγγίσεις, εν τούτοις είναι απαραίτητη η δυνατότητα **ελέγχου της τάξης μεγέθους** με απλούς τρόπους. Οι τιμές των περιόδων που εξάγονται από υπολογισμούς πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψιν με περίσκεψη και αυτό γιατί, ενώ οι μάζες ενός κτιρίου μπορούν να εκτιμηθούν με ακρίβεια, ως αποτέλεσμα του ίδιου βάρους του και των φορτίων που φέρει, η ακαμψία του μπορεί να εκτιμηθεί με πολύ μικρότερη ακρίβεια. Τούτο συμβαίνει επειδή τοίχοι πληρώσεως και άλλα μη φέροντα στοιχεία συνήθως αυξάνουν την ακαμψία και μειώνουν τις φυσικές περιόδους (τουλάχιστον στα πρώτα στάδια της σεισμικής διέγερσης, μέχρι την έναρξη των δλαδών σ'αυτά τα στοιχεία). Αντίθετα, ρηγματώση του σκυροδέματος και διαρροή των οπλισμών προκαλούν έντονη μείωση της ακαμψίας και αύξηση των φυσικών περιόδων. Ο προβληματι-

³ Χρήσιμοι εμπειρικοί τύποι για διάφορους τύπους Ελληνικών κτιρίων παρέχονται από εργασία των Καρύδη - Μουζάκη [CARY82].

σμός αυτός γίνεται εντονότερος σε περιπτώσεις ειδικών τεχνολογιών όπως η προκατασκευή.

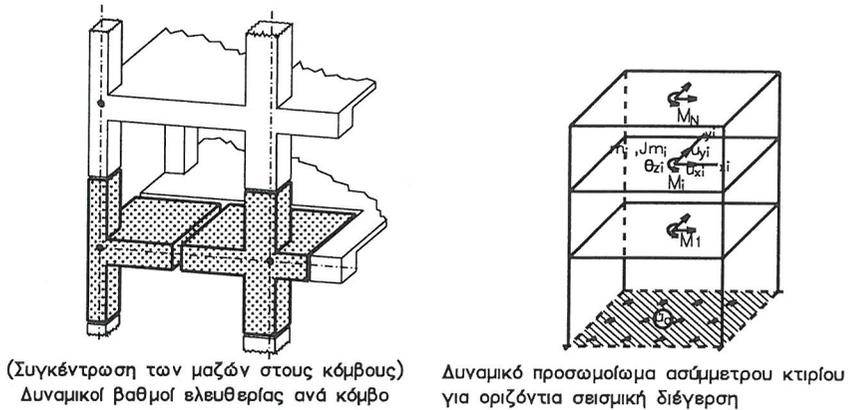
3.5 Εκτίμηση της Απόσβεσης σε Κτίρια

Σ' αντίθεση με τις ιδιοπεριόδους, η απόσβεση (και μάλιστα η εξώδης που αυτή και μόνο υπεισέρχεται στο σχεδιασμό) μπορεί να εκτιμηθεί μόνο εμπειρικά. Μετρήσεις σε διάφορα κτίρια δείχνουν τιμές που κυμαίνονται σε πολύ μεγάλο εύρος. Υπάρχει μία **παγκόσμια αναγνωρισμένη παραδοχή** σύμφωνα με την οποία η απόσβεση, για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα υποκείμενα σε σεισμική διέγερση, λαμβάνεται 5%. Σύμφωνα όμως με τα αναφερόμενα προηγουμένως, η τιμή αυτή είναι σχεδόν πάντα προς την πλευρά της ασφαλείας.

3.6 Οι Μαζικοί Βαθμοί Ελευθερίας των Κτιρίων

Η δυναμική ανάλυση με μαζικούς βαθμούς ελευθερίας στους κόμβους είναι αναγκαία !

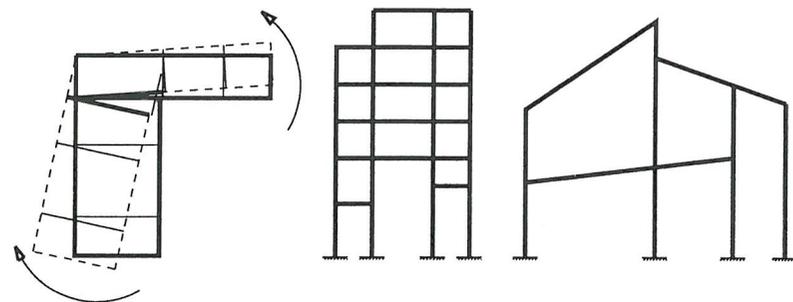
Σε χωρικούς φορείς, όπως είναι τα κτιριακά έργα, οι μάζες πρέπει να υπολογίζονται συγκεντρωμένες στα άκρα των μελών, (στους κόμβους), (Σχήμα 6). Συγκέντρωση των μαζών στα κέντρα των πλακών-διαφραγμάτων απλοποιεί πολύ τους υπολογισμούς αλλά καθιστά **αδύνατο** τον υπολογισμό μη συμμετρικών, μη κανονικών, ασυνεχούς ακαμψίας κατασκευών (π.χ. πατάρια ή ρετιρέ) ή κεκλιμένων κατασκευών (πρβλ. [ΑΘΑΝ92]). Παλαιότερα το προσομοίωμα της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών χρησιμοποιείτο εκτεταμένα από προγράμματα δυναμικής ανάλυσης, και τούτο επειδή, η στατική αυτή συμπύκνωση και η συνακόλουθη χρήση τριών βαθμών ελευθερίας ανά όροφο, έδινε λύση στο πρόβλημα υπολογισμού των ιδιοτιμών παρά την αδυναμία τόσο των υπολογιστών όσο και των μεθόδων.



Σχήμα 6. Στατικό και δυναμικό προσωμίομα κατασκευής Συγκέντρωση των μαζών στους Κόμβους

Οχι μόνο είναι αναγκαία αλλά είναι και εφικτή!

Η χρήση των ψευδοχωρικών αυτών προσομοιωμάτων τείνει πλέον να εγκαταλειφθεί τόσο επειδή έχουν επινοηθεί και εφαρμοσθεί με επιτυχία αποδοτικές μέθοδοι για την επίλυση του προβλήματος της εύρεσης των ιδιοτιμών εκτεταμένων συστημάτων εξισώσεων (σύντομη αναφορά τέτοιων μεθόδων θα δούμε λίγο πιο κάτω) όσο και διότι η διαφραγματική λειτουργία των πλακών είναι δυνατόν να υπολογισθεί με ακρίβεια, είτε με την χρήση μεθόδων πεπερασμένων στοιχείων (στοιχεία κελύφους, πλάκας [ZIEN89]), είτε με κατάλληλο χειρισμό των ροπών αδρανείας των μελών του χωρικού προσομοιώματος [McLE90].



Ασύμμετρες Κατόψεις Κτίρια με Πατάκια Κεκλιμένες Στέγες

Σχήμα 7. Φορείς που δεν μπορούν να αναλυθούν με παραδοχή διαφραγματικής λειτουργίας.

3.7 Ο Υπολογισμός των Ιδιοτιμών σε Εκτεταμένα Συστήματα Εξισώσεων

Μεγάλη προσπάθεια έχει καταβληθεί για την αποδοτική επίλυση του μαθηματικού προβλήματος του προσδιορισμού των ιδιοτιμών και των ιδιοδιανυσμάτων σε εκτεταμένα συστήματα εξισώσεων όπως είναι αυτά που απαιτούνται για την πλήρη περιγραφή χωρικών φορέων.

Η μέθοδος της δυνάμεως (*Power method*), η τεχνική αναζήτηση της ορίζουσας (*Determinant search*) και η επαναληπτική μέθοδος του υποχώρου των ζητούμενων ιδιοτιμών (*Subspace iteration method*) περιγράφονται λεπτομερώς από τους K. Bathe και E. Wilson [BATH76].

Η ακρίβεια και η αποδοτικότητα της τελευταίας αλγοριθμικής μεθόδου έχει αναλυθεί και τεκμηριωθεί επαρκώς με σειρά άρθρων (π.χ. [WILS83], [BATH76]). Όταν δε εφαρμόζονται τεχνικές υπερχαλάρωσης και μετάθεση των ζητούμενων ιδιοτιμών καθώς και η μέθοδος Lanczos για τον προσδιορισμό αρχικών τιμών των διανυσμάτων η μέθοδος αποκαλείται επιταχυνθείσα (*Accelerated subspace iteration method*) [BATH80].

Περαιτέρω βελτίωση στην αποδοτικότητα της μεθόδου μπορεί να γίνει με τη βελτιστοποίηση της διαδικασίας επίλυσης [MOND74], ενώ μέθοδοι που ελαχιστοποιούν τον απαιτούμενο αριθμό πράξεων κατά την επίλυση με τη διαδικασία *επαναρίθμησης των κόμβων* του προσομοιώματος [EVER79] συνεισφέρουν σημαντικά στην επιτάχυνση των υπολογισμών τόσο κατά την επίλυση του στατικού προβλήματος όσο και κατά την δυναμική ανάλυση.

4

Η Μέθοδος της Φασματικής Επαλληλίας

Περιεχόμενα

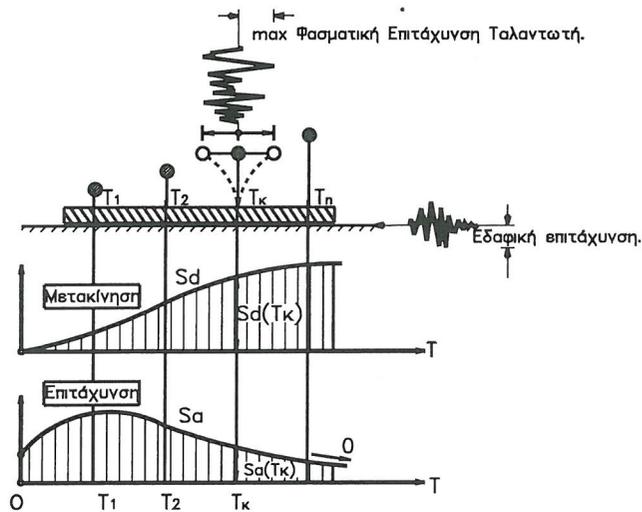
- 4.2 Σεισμικά φάσματα απόκρισης
- 4.3 Συστήματα με πολλούς βαθμούς ελευθερίας
- 4.1 Η περιγραφή της μεθόδου
- 4.4 Πόσες είναι οι αναγκαίες ιδιομορφές. Το ενεργειακό κριτήριο
- 4.5 Ο υπολογισμός μεγίστων εντατικών μεγεθών - Μέθοδος CQC
- 4.6 Η χωρική επαλληλία
- 4.7 Η δυναμική ανάλυση για ψηλά ή μη κανονικά κτίρια είναι αναγκαία
- 4.8 Διαγράμματα Ροπών και τεμνουσών, μόνο ως περιβάλλουσες
- 4.9 Στρεπτική απόκριση - Εκκεντρότητες - Συντελεστές ξ
- 4.10 Οι συντελεστές ευσταθείας θ . Τα φαινόμενα «P - δ»

4.1 Η Περιγραφή της Μεθόδου

Ο υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης, ακόμα και του απλού μονοβάθμιου συστήματος, είναι μια αρκετά περίπλοκη διαδικασία. Η **φασματική επαλληλία** παρέχει μια απλούστερη μέθοδο για τον υπολογισμό μόνο των **μεγίστων** αποκρίσεων μιας κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού. Επειδή δε τα μέγιστα είναι αυτά που ενδιαφέρουν τον Μηχανικό, η μέθοδος είναι ταυτοχρόνως χρήσιμη και προσιτή.

Η μέθοδος της φασματικής επαλληλίας στηρίζεται σε υπολογισμό της μέγιστης απόκρισης μιας ακολουθίας μονοβάθμιων συστημάτων (Σχήμα 8) με διάφορες ιδιοπεριόδους T και διαφορετικά ποσοστά

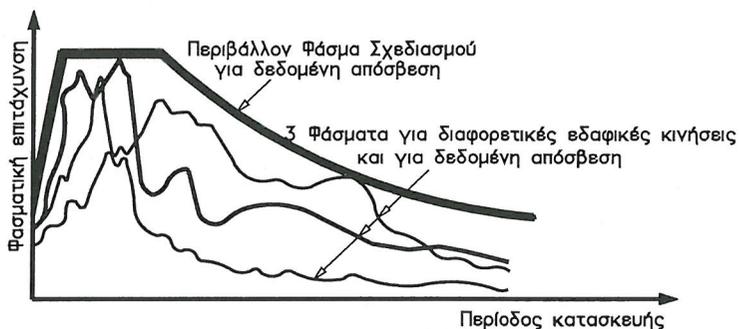
απόσβεσης. Το φάσμα απόκρισης του συστήματος κατασκευάζεται με τεταγμένες τα υπολογισμένα μέγιστα αποκρίσεων και τεμημημένες τις φυσικές περιόδους του συστήματος.



Σχήμα 8. Εποπτική διάταξη για την κατασκευή του ελαστικού φάσματος αποκρίσεως ενός σεισμού.

4.2 Σεισμικά φάσματα απόκρισης

Φάσματα απόκρισης μπορούν να σχηματιστούν με τεταγμένες που περιγράφουν επιταχύνσεις, ταχύτητες ή μετατοπίσεις (Σχήμα 9).



Σχήμα 9. Περιβάλλον ελαστικό φάσμα σχεδιασμού.

Είναι εύκολο να αποδειχθεί ό,τι η μέγιστη απόκριση (επιτάχυνση, ταχύτητα, ή μετατόπιση) όλων των ιδεατών γραμμικών συστημάτων με την **ίδια** φυσική περίοδο και απόσβεση, είναι η ίδια για δεδομένη σεισμική διέγερση. Δηλαδή μια μάζα 10 τόνων με 5% απόσβεση και 1sec περίοδο έχει την ίδια απόκριση με μια μάζα 10 κιλών, με την ίδια όμως απόσβεση και περίοδο, όταν διεγερθούν και οι δύο από το ίδιο σεισμικό φάσμα.

Με δεδομένο αυτό τον απλό συλλογισμό, το φάσμα απόκρισης μπορεί να χρησιμεύσει ως "κλειδα υπολογισμού", όπου οι τεταγμένες του θα δώσουν όλες τις μέγιστες αποκρίσεις μιας κατασκευής, για όλες τις ιδιοπεριόδους της, και για οποιαδήποτε σεισμική διέγερση.

Κατά συνέπεια το φάσμα απόκρισης αποτελεί ένα πανίσχυρο και ευέλικτο εργαλείο αναλύσεως, όπως άλλωστε αναγνωρίζεται και από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Για παράδειγμα:

Γνωρίζοντας τη μάζα, την ακαμψία, την απόσβεση και την περίοδο μιας κατασκευής (με την προϋπόθεση ότι αυτή μπορεί να εξομοιωθεί με απλό μονοβάθμιο ελαστικό ταλαντωτή) και δεδομένου ενός φάσματος απόκρισης της επιτάχυνσης, μπορούν να υπολογισθούν οι ακόλουθες ποσότητες που ενδιαφέρουν το Μελετητή:

Μέγιστη σεισμική δύναμη = μάζα επί φασματική επιτάχυνση

Μέγιστη παραμόρφωση = μέγιστη σεισμική δύναμη προς ακαμψία

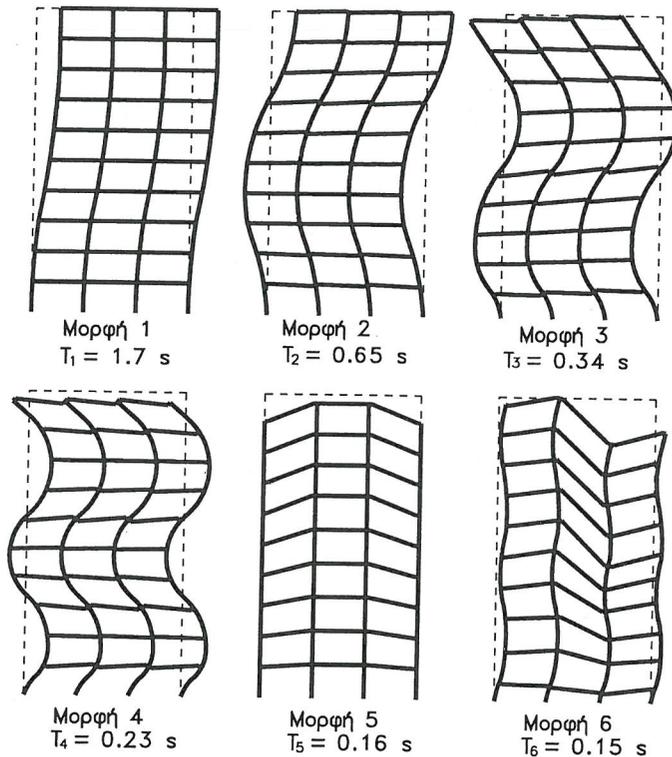
Η χρονική ιστορία κάθε σεισμικής διέγερσης παράγει το δικό της μοναδικό φάσμα απόκρισης, με σχήμα που αντικατοπτρίζει το περιεχόμενο των συχνοτήτων της. Στο σχεδιασμό των κατασκευών χρησιμοποιείται ένα περιβάλλον φάσμα (Σχήμα 9), που περικλείει μία σειρά διαφορετικών πιθανών διεγέρσεων, που εκτιμήθηκαν για τη συγκεκριμένη περιοχή και δίνεται κατευθείαν από τον αντισεισμικό κανονισμό.

4.3 Συστήματα με Πολλούς Βαθμούς Ελευθερίας

Σχεδόν όλες οι κατασκευές στην πράξη είναι πολύ πιο πολύπλοκες από τον μονοβάθμιο ή πολυβάθμιο ταλαντωτή. Εν τούτοις αρκετές κατασκευές μπορούν να εξιδανικευτούν ως μονοβάθμια συστήματα π.χ. υδατόπυργοι, δάθρα κ.ά. Η σεισμική απόκριση μερικών κτιρίων

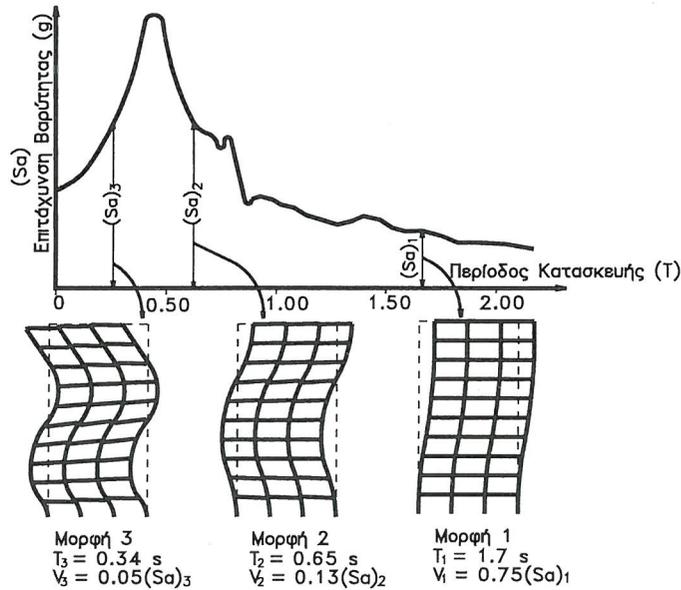
κυριαρχείται από τη θεμελιώδη μεταφορική μορφή και το γεγονός αυτό επιτρέπει μία μονοβάθμια προσομοίωση.

Πιο σύνθετες κατασκευές μπορούν να αναλυθούν λαμβάνοντας υπ' όψιν όχι μόνο τη θεμελιώδη μορφή αλλά και τις **υψηλότερες** μορφές ταλάντωσης, οι οποίες εξαρτώνται από την κατανομή της ακαμψίας και της μάζας της κατασκευής. Αυτές οι φυσικές μορφές (ιδιομορφές) που είναι **ανεξάρτητες** από τις δυνάμεις ταλάντωσης φαίνονται (ως παράδειγμα) στο σχήμα 10 για ένα τυπικό δεκαώροφο κτίριο.



Σχήμα 10 Ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές δεκαώροφου κτιρίου
(Ταλάντωση διατημητικού προβόλου)

Στο σχήμα 11 φαίνεται ότι η συνολική απόκριση μιας κατασκευής μπορεί γενικά να υπολογισθεί λαμβάνοντας υπ' όψιν την απόκριση για κάθε μία από τις ιδιομορφές της.



Σχήμα 11. Υπολογισμός των τεμνουσών βάσης V για κάθε μία από τις ιδιοπεριόδους (συμμετοχή της θεμελιώδους ιδιομορφής: 75%)

4.4 Ο Αριθμός των Αναγκαίων Ιδιομορφών

Το ενεργειακό κριτήριο

Ας υποθέσουμε ότι μια κατασκευή αναλύεται σε μια σειρά από μονοβάθμια συστήματα, ένα για κάθε ιδιομορφή. Η χρησιμοποίηση του φάσματος απόκρισης γίνεται προφανής με το σχήμα 11. Για παράδειγμα, η τέμνουσα βάσης V_n της n -ιοστής ιδιομορφής, ενός κτιρίου μάζας M είναι:

$$V_n = X_n M (S_a)_n$$

όπου $(S_a)_n$ είναι η φασματική επιτάχυνση για τη n -ιοστή περίοδο και $X_n M$ είναι η δρώσα μάζα για την ίδια περίοδο.

(X_n είναι το ποσοστό της μάζας της κατασκευής που ενεργοποιήθηκε με την n -ιοστή ιδιομορφή).

Ο αριθμός X_n είναι πάντα μικρότερος της μονάδας και υπολογίζεται για κάθε ιδιομορφή. Για παράδειγμα, σε μια πλαισιωτή κατασκευή η

οποία παρουσιάζει κυρίως μεταφορικές ταλαντώσεις (όχι και στρεπτικές), τυπικές τιμές του X είναι:

$X_1 = 0.75$ (Κατά την πρώτη ή θεμελιώδη μεταφορική ιδιομορφή)

$X_2 = 0.10 - 0.15$ (Κατά την δεύτερη μεταφορική ιδιομορφή).

Αθροίζοντας τα X_n για όλες τις ιδιομορφές έχουμε:

$$X = X_1 + X_2 + \dots + X_n = 1.0$$

Από τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι:

1. Η θεμελιώδης ιδιομορφή ενεργοποιεί το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας, σε αρκετές απλές κτιριακές κατασκευές.
2. Αν το άθροισμα των X πλησιάζει το **0.9**, αυτό αποτελεί ένδειξη ότι έχουν υπολογισθεί όλες οι αναγκαίες ιδιομορφές (αφού ενεργοποιήθηκε σχεδόν όλη η μάζα της κατασκευής). Η συνθήκη αυτή ονομάζεται **Ενεργειακό Κριτήριο**⁴.

Πόσες είναι οι σημαντικές ιδιομορφές; Ένα κρίσιμο ερώτημα!

Σε χωρικούς φορείς, όπως οι κτιριακές κατασκευές, παρουσιάζονται προβλήματα κατά την εφαρμογή του ενεργειακού κριτηρίου, κυρίως όταν υπάρχουν μεγάλες διαφορές μάζας και ακαμψίας από όροφο σε όροφο ή, όταν η απόσταση κέντρου μάζας- κέντρου διάτμησης σε κάτοψη είναι μεγάλη. Στο σημείο αυτό καλείται συνήθως ο Μελετητής να επιλέξει τον πιθανό αριθμό ιδιομορφών που θα ικανοποιούν το ενεργειακό κριτήριο. Υπάρχουν εν τούτοις προηγουμένα προγράμματα που εφαρμόζοντας το ενεργειακό κριτήριο υπολογίζουν αυτόματα όλες τις αναγκαίες ιδιομορφές [FESP95].

4.5 Ο Υπολογισμός των Μεγίστων Εντατικών Μεγεθών - Επαλληλίες

Η μέγιστη απόκριση είναι πάντα μικρότερη από το άθροισμα των αποκρίσεων εξ' αιτίας κάθε ιδιομορφής, γιατί αυτές δεν συμβαίνουν την ίδια χρονική στιγμή.

Για παράδειγμα, η μέγιστη τέμνουσα βάση είναι:

⁴ Ακριβή ορισμό του ενεργειακού κριτηρίου μπορεί κανείς να βρει στο [ΑΝΑΣ89] σελ.190-193

$$V_{\max} \leq |V_1| + |V_2| + \dots$$

V_1, V_2 : οι τέμνουσες από την πρώτη, δεύτερη,..., ιδιομορφή.

SRSS, η απλή μέθοδος επαλληλίας!

Μια προσέγγιση της πιθανοτικά μέγιστης απόκρισης δίνεται από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των αποκρίσεων, που αποτελεί τη μέθοδο της **απλής τετραγωνικής επαλληλίας** (μέθοδος SRSS).

$$R_{\max}^2 = \sum_i R_i^2$$

Όπου R_i η τιμή της απόκρισης της i ιδιομορφής.

Όμως για κατασκευές που έχουν ιδιοπεριόδους οι οποίες απέχουν μεταξύ τους λιγότερο από 10% (σύζευξη ιδιομορφών), ή για ιδιοπεριόδους πολύ μικρές συγκρινόμενες με την προεξάρχουσα σεισμική περίοδο, η μέθοδος SRSS δίνει **αναξιόπιστα** αποτελέσματα και **όχι πάντα προς την πλευρά της ασφαλείας**.

CQC, η ακριβής μέθοδος επαλληλίας!

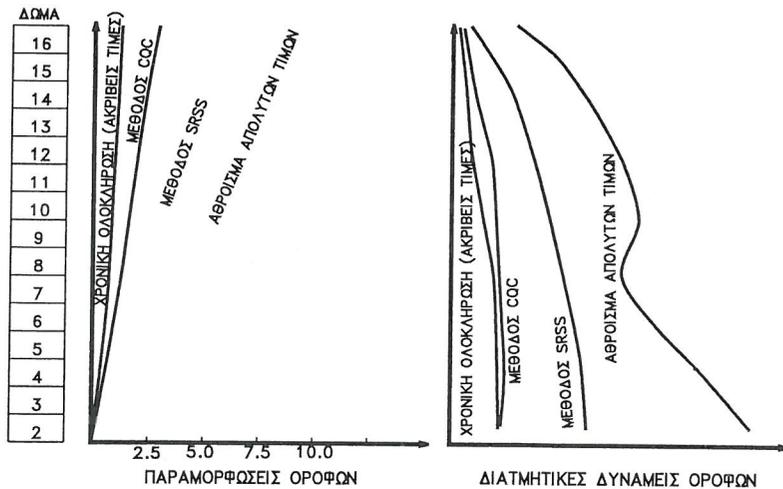
Σε χωρικούς φορείς (όπως είναι τα κτιριακά έργα) είναι πολύ πιθανό να εμφανιστούν ιδιοπεριόδοι που να απέχουν λίγο μεταξύ τους, γι' αυτό η μέθοδος SRSS, παρ'όλη την απλότητά της πρέπει να εφαρμόζεται με προσοχή. Μια μέθοδος η οποία δεν έχει αυτό το μειονέκτημα είναι η μέθοδος της **πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας** (CQC, Complete Quadratic Combination), η οποία κρίνεται **επιβεβλημένη** για τον υπολογισμό φορέων στο **χώρο** στους οποίους λόγω της ύπαρξης στροφικών ταλαντώσεων προκαλείται, σε σύζευξη με τις μεταφορικές, εμφάνιση ιδιοπεριόδων με παραπλήσιες τιμές. Η έκφραση της μεθόδου αυτής σε μαθηματική μορφή έχει ως εξής:

$$R_{\max}^2 = \sum_i R_i^2 + \sum_i \sum_{j \neq i} \varepsilon_{ij} R_i R_j$$

στην εξίσωση αυτή ο συντελεστής συσχέτισεως ε_{ij} δίνεται από τις σχέσεις [WILS81], $\varepsilon_{ij}=1$ για $i=j$ και,

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

Σύγκριση των μεθόδων περιέχεται στο σχήμα 12 στο οποίο φαίνεται ότι η CQC δίνει αποτελέσματα πολύ κοντά στα θεωρητικώς ακριβή, σε αντίθεση με την SRSS [MAIS83].



Σχήμα 12. Σύγκριση μεθόδων CQC και SRSS [MAIS83].

Τα μέγιστα μεγέθη είναι πιθανοτικά! Και τι σημαίνει αυτό!

Στο σημείο αυτό πρέπει να τονισθεί ότι οι προηγούμενες μέθοδοι όπως και αυτές που ακολουθούν (χωρική επαλληλία, έλλειψη Gupta) στηρίζονται στη θεωρία των πιθανοτήτων, και φτάνουν στη διατύπωση των συμπερασμάτων τους, μετά από θεώρηση του σεισμικού κραδασμού και της απόκρισης της κατασκευής σε αυτόν, ως τυχαιών συναρτήσεων του χρόνου (στοχαστικές διαδικασίες). Έτσι μπορεί να γίνει χρήση των συναρτήσεων πυκνότητας πιθανότητας και των ιδιοτήτων αυτών των διαδικασιών (στασιμότης, εργοδικότης), καθώς και του κεντρικού οριακού θεωρήματος, όπως επίσης και της θεωρίας συσχέτισεως τυχαιών διαδικασιών (πρβλ. [GUPT90], [CLOU93]). Εξ' αιτίας αυτής της πιθανοτικής θεωρήσεως προκύπτει και ο επιθετικός προσδιορισμός "πιθανοτικά", για τα μεγέθη που ενδιαφέρουν τον Μελετητή.

4.6 Η Χωρική Επαλληλία

Όπου φαίνεται ότι χρειάζεται άλλη μία, και τελευταία, επαλληλία!

Είναι γενικά αποδεκτό ότι οι οριζόντιες ορθογώνιες συνιστώσες (ακτινική και εφαπτομενική ως προς το επίκεντρο) x, y του σεισμικού κραδασμού είναι μεγέθη μεταξύ τους στατιστικά ασυσχέτιστα [PENZ74]. Είναι προφανές ότι τον Μηχανικό ενδιαφέρει ο προσδιορισμός της διεύθυνσεως της διέγερσης για την οποία προκύπτει η μέγιστη τιμή κάποιου μεγέθους έντασης ή παραμόρφωσης έστω R . Η παραδοχή του ασυσχέτιστου των μεγεθών έχει ως συνέπεια να είναι δυνατή η εφαρμογή της μεθόδου της απλής τετραγωνικής επαλληλίας SRSS για την εύρεση της μέγιστης απόκρισης του συστήματος ([GUPT90], πρβλ. [ABPA92]) μέσω της σχέσης.

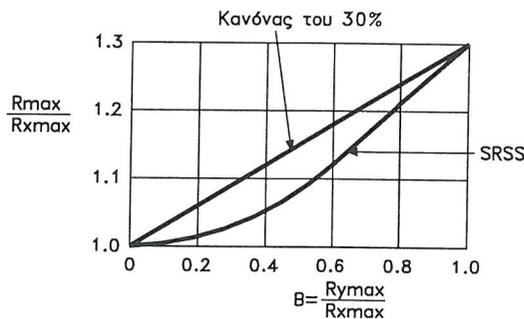
$$R_{\max}^2 = R_{x,\max}^2 + R_{y,\max}^2$$

Μια άλλη μέθοδος που έχει εφαρμοστεί πολύ και για πολύ χρόνο είναι η πρόταση του Newmark σύμφωνα με την οποία:

$$R_{\max} = |R_{x,\max}| + 0.3|R_{y,\max}|, |R_{x,\max}| \geq |R_{y,\max}|$$

Αυτό αποκαλείται και κανόνας του 30%. Παρόμοια συμπεράσματα ισχύουν για τρεις σεισμικές συνιστώσες (δύο οριζόντιες και η κατακόρυφη).

Σύγκριση των δύο μεθόδων περιέχει το σχήμα 13, [CLOU93].



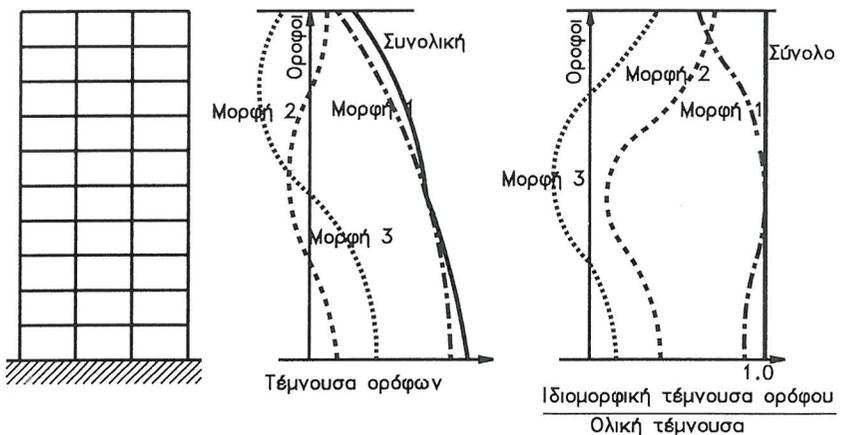
Σχήμα 13. Σύγκριση μεθόδων χωρικής επαλληλίας.

4.7 Τα Ψηλά ή μη Κανονικά Κτίρια

Για μια τυπική τιμή του $X_1=0.75$, φαίνεται ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι πιθανό να συνεισφέρει το μεγαλύτερο ποσοστό π.χ. της τέμνουσας βάσης (εκτός εάν οι φασματικές επιταχύνσεις άλλων ιδιομορφών είναι πολύ υψηλότερες). Αυτό εξηγεί τον προηγούμενο ισχυρισμό ότι σε πολλές περιπτώσεις ένα κτίριο μπορεί να θεωρηθεί ότι λειτουργεί ως μονοβάθμιο σύστημα που αποκρίνεται στην θεμελιώδη ιδιομορφή του.

Η δυναμική ανάλυση για μη κανονικά κτίρια είναι αναγκαία!

Εν τούτοις, όπου η πρώτη ιδιομορφή είναι μακριά, αλλά η δεύτερη και η τρίτη πλησιάζουν το σημείο συγχρονισμού για ένα δεδομένο σεισμικό φάσμα (όπως συχνά συμβαίνει με πολυώροφα κτίρια), οι τέμνουσες σε ψηλότερους ορόφους καθορίζονται από τις υψηλότερες ιδιομορφές. (Σχήμα 14). Από την άλλη πλευρά για **μη κανονικά** κτίρια η τιμή του ποσοστού συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής X_1 **μειώνεται ραγδαία** με παράλληλη αύξηση της συμμετοχής των άλλων ιδιομορφών.



Σχήμα 14. Συμμετοχή τεμνουσών ορόφων από κάθε ιδιομορφή.

Είναι λοιπόν **απαραίτητο** για πολυώροφα ή για μη κανονικά κτίρια να γίνεται ανάλυση πολλών βαθμών ελευθερίας (δυναμική) και όχι μόνο ανάλυση της θεμελιώδους ιδιομορφής (πρβλ. [ΑΝΑΣ926]).

4.8 Τα Διαγράμματα Ροπών και Τεμνουσών

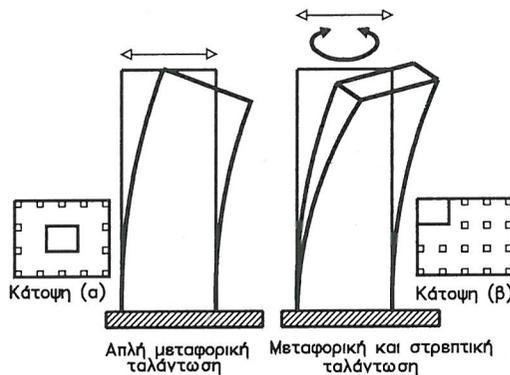
Σοβαρή συνέπεια των διαφορετικών επιρροών των διαφόρων ιδιομορφών στα εντατικά μεγέθη (π.χ. τέμνουσες), καθ' ύψος της κατασκευής, είναι ότι για παράδειγμα η μέγιστη τέμνουσα σε κάποιο όροφο είναι απίθανο να εμφανισθεί την ίδια χρονική στιγμή με την μέγιστη ροπή, ή με άλλα μέγιστα σε παρακαίμενο όροφο.

Τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών μόνο ως περιβάλλουσες!

Από τα προηγούμενα συνάγεται ότι, τα διαγράμματα τεμνουσών και καμπτικών ροπών, που προκύπτουν από την φασματική ανάλυση, είναι μόνο περιβάλλουσες μεγίστων και όχι αποτέλεσμα καταστάσεων στατικής ισορροπίας.

4.9 Στρεπτική απόκριση, Εκκεντρότητες, Συντελεστές ξ

Οι κινήσεις του εδάφους λόγω σεισμού είναι κυρίως μεταφορικές και όχι στρεπτικές. Εν τούτοις, όταν στο κτίριο υπάρχει απόσταση μεταξύ του κέντρου μάζας (ΚΜ) και του κέντρου διάτμησης (ΚΔ), αναπτύσσονται στρεπτικές ταλαντώσεις και κατά συνέπεια στρεπτικές και μεταφορικές αποκρίσεις (Σχήμα 15).



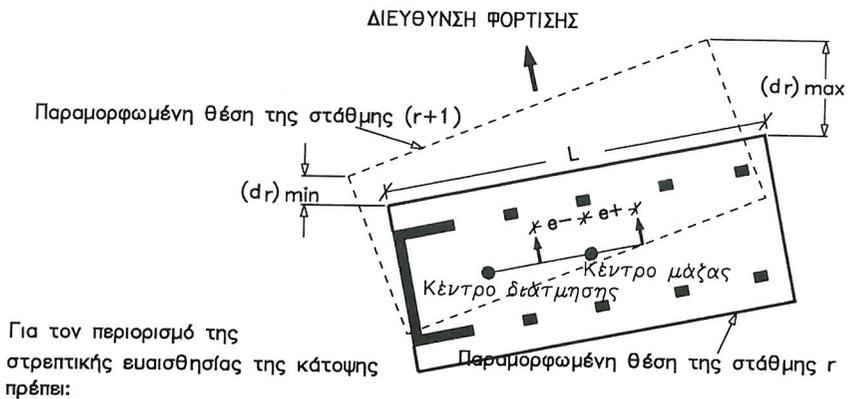
Σχήμα 15. Οι κατασκευές με μεγάλη απόσταση ΚΜ-ΚΔ έχουν χειρότερη συμπεριφορά στο σεισμό, και απαιτούν οπωσδήποτε ανάλυση με προγράμματα 3 διαστάσεων και πιστή εφαρμογή των αντισεισμικών κανονισμών.

Πολύ προηγμένα προγράμματα χρησιμοποιούν ιδιαίτερες τεχνικές για να μειώσουν την απόσταση ΚΜ - ΚΔ, προτείνοντας τις κατάλληλες διαστάσεις ή και διάταξη κατακόρυφων στοιχείων [FESP95].

Ο Αντισεισμικός Κανονισμός λαμβάνοντας υπ όψιν την δυσμενή αυτή συμπεριφορά των κτιρίων σε στροφικές ταλαντώσεις επιβάλλει πρόσθετη τυχηματική εκκεντρότητα, που είναι 5-15% του μήκους του κτιρίου. Για τον ακριβή προσδιορισμό του ποσοστού αυτού χρησιμοποιείται ο μεγεθυντικός συντελεστής ξ (Σχήμα 16).

Η τυχηματική εκκεντρότητα (e) επιβάλλεται ώστε να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες που αφορούν :

1. Τυχαίες αποκλίσεις στις θέσεις και τα μεγέθη των μαζών.
2. Αποκλίσεις στην ακαμψία των κατακόρυφων στοιχείων, υπολογιστικές και κατασκευαστικές.
3. Επιδράσεις των μη φερόντων στοιχείων.
4. Επιδράσεις γεωμετρικών αποκλίσεων των οριζόντιων σεισμικών κινήσεων καθώς και της στροφικής τους συνιστώσας.



$$\frac{(d_r)_{\max}}{[(d_r)_{\min} + (d_r)_{\max}]/2} \leq 1.2$$

$$e = 0.05L\xi$$

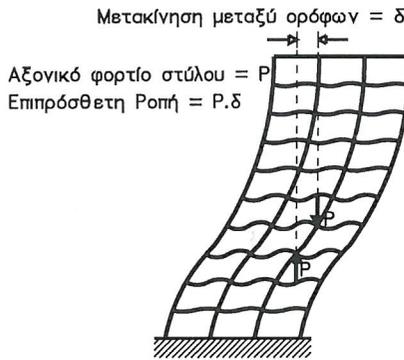
$$\xi = \left[\frac{(d_r)_{\max}}{1.2 [(d_r)_{\min} + (d_r)_{\max}]/2} \right]^2$$

Σχήμα 16. Περιορισμός της μη κανονικότητας της κάτοψης.

Ο μεγεθυντικός συντελεστής (ξ) που λαμβάνει τιμές 1.0 - 3.0 αντιπροσωπεύει στην αύξηση της εκκεντρότητας που είναι δυνατόν να προκύψει σε μετελαστικό στάδιο από τη διαρροή των στοιχείων της περιμέτρου του κτιρίου που καταπονούνται εντονότερα και διαρρέουν πρώτα (Σχήμα 16).

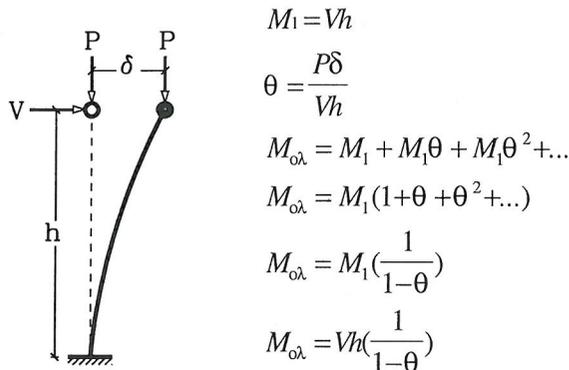
4.10 Οι Συντελεστές Ευσταθείας θ , Φαινόμενα P- δ

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις προκαλούν την δημιουργία ροπών λόγω βαρύτητας (Σχήμα 17α). Συνήθως, οι ροπές αυτές είναι μικρές, αλλά όταν το γινόμενο των φορτίων λόγω ίδιου βάρους κ.λ.π. επί την οριζόντια παραμόρφωση είναι σημαντικό ποσοστό της ροπής ανατροπής λόγω σεισμού, πρέπει να λαμβάνεται υπ'όψιν στον υπολογισμό το φαινόμενο "P- δ " (δυναμική αστάθεια).



Σχήμα 17α. Φαινόμενα «P - δ », δυναμική αστάθεια

Ο υπολογισμός αποκρίσεων που συνδέονται με την αστάθεια αποτελεί κύριο αντικείμενο προγραμμάτων που κάνουν **μη γραμμική** ανάλυση. Οι μέθοδοι γραμμικής δυναμικής ανάλυσης δεν προσφέρουν λύση, και αναγκαστικά πρέπει να εφαρμόζονται οι Αντισεισμικές διατάξεις (περιορισμός των μεγίστων επιτρεπόμενων μετατοπίσεων ορόφων - συντελεστών θ σχήμα 176), για να επιτρέπεται η εφαρμογή τους.



$$M_1 = Vh$$

$$\theta = \frac{P\delta}{Vh}$$

$$M_{ολ} = M_1 + M_1\theta + M_1\theta^2 + \dots$$

$$M_{ολ} = M_1(1 + \theta + \theta^2 + \dots)$$

$$M_{ολ} = M_1 \left(\frac{1}{1 - \theta} \right)$$

$$M_{ολ} = Vh \left(\frac{1}{1 - \theta} \right)$$

Σχήμα 176. Συντελεστής ευστάθειας θ

5

Μέθοδοι Αντισεισμικής Ανάλυσης

Περιεχόμενα

- 5.1 Η ισοδύναμη στατική μέθοδος
- 5.2 Η φασματική ανάλυση
- 5.3 Η μέθοδος της εν χρόνω ολοκλήρωσης

5.1 Η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός πρέπει να λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική φύση της φόρτισης. Εν τούτοις για απλές κανονικές κατασκευές είναι αρκετές φορές επαρκής η ισοδύναμη στατική μέθοδος. Αυτή επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε κανονικά κτίρια χαμηλού ή μέσου ύψους και αρχίζει με εκτίμηση του μέγιστου σεισμικού φορτίου που υπολογίζεται ως συνάρτηση των εξής παραμέτρων:

- Γεωγραφική θέση.
- Είδος εδάφους θεμελιώσεως.
- Σπουδαιότητα του κτιρίου (εξαρτώμενη από το αποδεκτό επίπεδο βλαβών).
- Κατασκευαστική μορφή (που επηρεάζει την διαθέσιμη πλαστιμότητα).
- Ιδιο βάρος και κινητά φορτία κατασκευής.
- Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής.

Η σεισμική δύναμη εφαρμόζεται στην κατασκευή ως ένα σύνολο στατικών οριζοντίων φορτίων με καθορισμένη καθ' ύψος κατανομή, που να ταιριάζει στη θεμελιώδη ιδιομορφή ενός κανονικού κτιρίου. Για πολυώροφα κτίρια, όπου ίσως είναι κρίσιμες οι υψηλότερες ιδιο-

μορφές, οι Κανονισμοί επιβάλλουν την εφαρμογή μεγαλύτερου ποσοστού οριζόντιας φόρτισης στους ανώτερους ορόφους (συγκεντρωμένο φορτίο στην κορυφή).

Η θεωρητική εξήγηση που επιτρέπει την εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης συνίσταται στο ό,τι επιλέγονται τέτοιες στατικές δυνάμεις ώστε να παράγουν τις ίδιες μέγιστες παραμορφώσεις στην κατασκευή με εκείνες που αναμένεται να προκύψουν σε κάποια χρονική στιγμή λόγω του σεισμού. Αυτό βεβαίως είναι αληθινό για κτίρια όπου μόνο η πρώτη ιδιομορφή είναι η σημαντική (π.χ. είναι >75%, κανονικά κτίρια).

Ψηλά ή μη κανονικά κτίρια για τα οποία η δεύτερη και οι υψηλότερες ιδιομορφές μπορούν να είναι σημαντικές, καθώς επίσης και εκείνα που εμφανίζουν στροφές, δεν πρέπει να μελετώνται με την ισοδύναμη στατική μέθοδο. Το κυριότερο μειονέκτημα όμως, της ισοδύναμης στατικής μεθόδου, είναι η έλλειψη πειστικού ποσοτικού κριτηρίου για την κατάταξη των κατασκευών σε κανονικές και μη (χωρίς βεβαίως να χρειαστεί να συμβουλευθεί κανείς προηγουμένως τα αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης πρβλ. [ΑΝΑΣ92α]).

5.2 Η Φασματική Ανάλυση

Με την παρουσία των ισχυρών προσωπικών υπολογιστών αυτός ο τύπος της ανάλυσης είναι η συνηθισμένη πρακτική για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Για την υπό ανάλυση κατασκευή πρώτα υπολογίζονται οι ιδιομορφές της. Κατόπιν υπολογίζονται οι μέγιστες αποκρίσεις για κάθε μία από τις ιδιομορφές με τη βοήθεια του φάσματος σχεδιασμού. Οι μέγιστες αυτές αποκρίσεις αθροίζονται με κατάλληλες μεθόδους (βλ. 4.5) και δίνουν την ολική μέγιστη απόκριση από την οποία θα προκύψει η διαστασιολόγηση των διατομών [ΑΝΑΓ86α].

Τα μεγαλύτερα **πλεονεκτήματα** της μεθόδου αυτής συγκρινόμενης με την πιο σύνθετη μέθοδο της εν χρόνω ολοκλήρωσης που θα περιγράψουμε παρακάτω, είναι τα ακόλουθα:

- Το μέγεθος του προβλήματος μειώνεται λόγω του υπολογισμού μόνο των μεγίστων αποκρίσεων περιορισμένου αριθμού ιδιομορφών. Σε αντίθεση, η εν χρόνω ολοκλήρωση προϋποθέτει τον υπολογισμό όλων των αποκρίσεων κατά τη διάρκεια του σεισμού.

- Προσεκτική παρατήρηση των ιδιομορφών και των ιδιοπεριόδων μιας κατασκευής δίνει στο Μελετητή μια καλή αίσθηση για τη δυναμική της συμπεριφορά.
- Η χρήση του περιβάλλοντος φάσματος σχεδιασμού καθιστά την ανάλυση ουσιαστικά ανεξάρτητη από τα χαρακτηριστικά ενός συγκεκριμένου σεισμού.

Δεν πρέπει όμως να παραβλέπουμε ότι:

- Η φασματική ανάλυση είναι γραμμική και μπορεί να εφαρμόζεται μόνο προσεγγιστικά σε περιπτώσεις ανάλυσης κατασκευών με μη γραμμική συμπεριφορά.
- Τα αποτελέσματα είναι συνάρτηση ακραίων τιμών των αποκρίσεων και δεν περιέχουν πληροφορίες για το περιεχόμενο, τη συχνότητα, τη φάση και τον αριθμό των επαναλήψεων.
- Οι μέγιστες αποκρίσεις **δεν προκύπτουν ταυτόχρονα.**
- Οι ροπές κάμψης που υπολογίζονται από τη φασματική ανάλυση είναι περιβάλλουσες μεγίστων τιμών, που δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα, με αποτέλεσμα να μην είναι δυνατή η απεικόνιση της στατικής ισορροπίας τους με τις τέμνουσες δυνάμεις, οι οποίες είναι επίσης περιβάλλουσες μεγίστων τιμών, που κι' αυτές δεν προκύπτουν ταυτόχρονα.
- Διαφορές σε ποσοστά απόσβεσης μιας κατασκευής (π.χ. μεταξύ ανωδομής και εδάφους) μπορούν να ληφθούν υπ' όψιν μόνο προσεγγιστικά.
- Η φασματική ανάλυση υποθέτει ότι όλα τα μέρη της κατασκευής που βρίσκονται σε επαφή με το έδαφος δέχονται ενιαία κίνηση. Αυτό μπορεί να είναι αναληθές για εκτεταμένα συστήματα, όπως φράγματα ή μεγάλες γέφυρες.

5.3 Η Μέθοδος της εν Χρόνω Ολοκλήρωσης

Η πλήρης εν χρόνω απόκριση μιας κατασκευής σε ένα σεισμό βρίσκεται με υπολογισμό των αποκρίσεων της σε διαδοχικά διακριτά χρονικά διαστήματα, με βήμα αρκετά μικρό ώστε να επιτρέπεται η μετάδοση (παρεκβολή) από τη μια χρονική στιγμή στην επόμενη. Η μέθοδος της γραμμικής εν χρόνω ολοκλήρωσης ξεπερνάει τα προ-

βλήματα της μεθόδου της φασματικής επαλληλίας, με την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν φαινόμενα μη γραμμικής συμπεριφοράς. Όμως, απαιτεί πολύ μεγαλύτερη υπολογιστική προσπάθεια και προϋποθέτει τουλάχιστον τρεις αντιπροσωπευτικές σεισμικές φορτίσεις για να ξεπεράσει την αβεβαιότητα της ακριβούς σεισμικής κατάστασης για τη δεδομένη ανάλυση.

Διαστασιολόγηση Στοιχείων Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα Υπό Σεισμική Ενταση

Περιεχόμενα

- 6.1 Το πρόβλημα των ταυτοχρόνων μεγεθών
- 6.2 Η μέθοδος υπολογισμού ταυτοχρόνων τιμών (Ελλειψη Gupta)
- 6.3 Η μέθοδος των μεγίστων τιμών

6.1 Το Πρόβλημα των Ταυτοχρόνων Μεγεθών

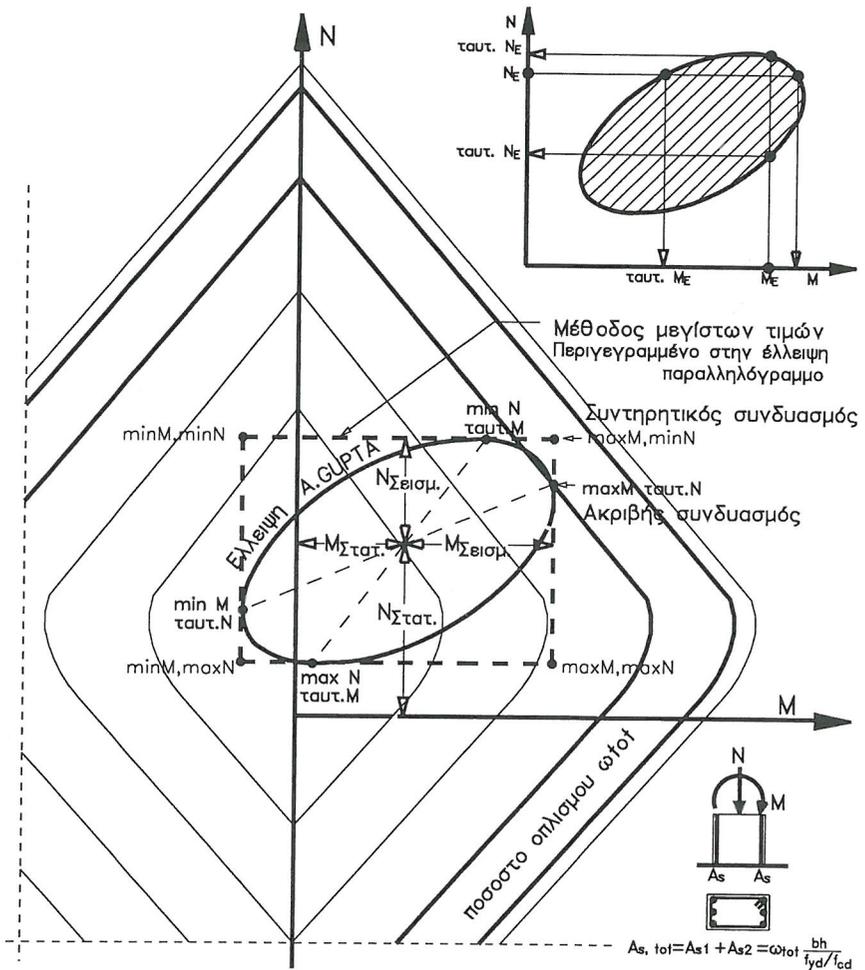
Η διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα υπό σεισμική ένταση εμφανίζει ιδιαίζοντα προβλήματα, ένα από τα οποία είναι το ότι οι πιθανές μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών μιας διατομής **δεν είναι ταυτόχρονες** ([GUPT90], πρβλ. [ABPA92]).

Η παραπάνω ιδιαιτερότητα οφείλεται στο γεγονός ότι, η κατασκευή αποκρίνεται στο σεισμικό κραδασμό αναπτύσσοντας εντάσεις στις διατομές των δομικών της στοιχείων· οι εντάσεις αυτές παριστάνονται με διανυσματικά συστήματα (ένταση διατομής), των οποίων οι συνιστώσες μεταβάλλονται χρονικά ανεξάρτητα η μία από την άλλη, οπότε η μεγιστοποίησή τους **δεν είναι ταυτόχρονη**. Επομένως, η έννοια του "μεγίστου" ή "ελαχίστου" χάνει τη σημασία της για τα παραπάνω διανυσματικά συστήματα και σε ό,τι αφορά τη διαστασιολόγηση αντικαθίσταται από τη γενικότερη έννοια του "δυσμενούς συνδυασμού" των συνιστωσών τους. Έτσι για παράδειγμα σε μια διατομή υποστυλώματος αναπτύσσονται άπειρες τριάδες εντατικών μεγεθών (M_y , M_z , N) και οι μέγιστες τιμές τους $M_{y,max}$, $M_{z,max}$, και N_{max} δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα. Η "μέγιστη" τριάδα ($M_{y,max}$, $M_{z,max}$, N_{max}) **δεν έχει φυσική υπόσταση**. Έτσι, για τη διαστασιολόγηση απαιτείται η επιλογή ενός ελαχίστου αριθμού ταυτόχρονων τριάδων που να ε-

ξασφαλίζουν την ασφάλεια της διατομής σύμφωνα με τους κανονισμούς. Οι τριάδες αυτές αποτελούν τους ζητούμενους "δυσμενείς συνδυασμούς" των εντατικών μεγεθών M_y , M_z και N .

6.2 Η Μέθοδος Υπολογισμού Ταυτοχρόνων Τιμών

Η έλλειψη Gupta



Σχήμα 18. Διαγράμματα αλληλεπιδράσεως για τον συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίων.

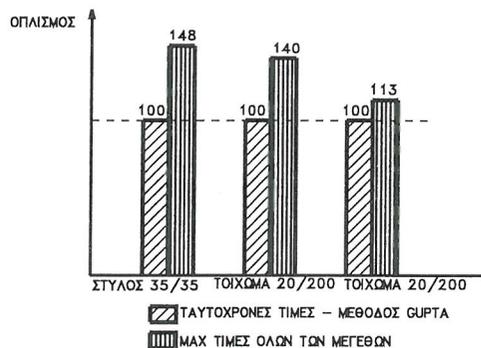
Οι πιθανές ταυτόχρονες τιμές των εντατικών μεγεθών ευρίσκονται, όπως απέδειξε ο A.Gupta [GUPT77], για την περίπτωση δύο μεγε-

θών (π.χ. M και N), στο εσωτερικό ελλείψεως όπως φαίνεται στο σχήμα 18, ή στο εσωτερικό ελλειψοειδούς στο χώρο για τρία μεγέθη (M_y , M_z , N : διαξονική κάμψη υποστυλώματος), ή στο εσωτερικό ενός γενικότερου σχήματος (υπερελλειψοειδές) για περισσότερα μεγέθη (M_{y1} , M_{z1} , M_{y2} , M_{z2} , N : έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος). Μετά από αυτά είναι φανερό ότι, είναι δυνατός ο προσδιορισμός των πιθανών ταυτόχρονων τιμών αυτών των μεγεθών, οπότε για παράδειγμα η διαστασιολόγηση σε λοξή κάμψη υποστυλώματος απαιτεί τον έλεγχο έξι τριάδων, ως εξής:

1. N_{max} $M_{yταυν}$ $M_{zταυτ}$
2. N_{min} $M_{yταυν}$ $M_{zταυτ}$
3. $N_{ταυν}$ M_{ymax} $M_{zταυτ}$
4. $N_{ταυν}$ M_{ymin} $M_{zταυτ}$
5. $N_{ταυν}$ $M_{yταυν}$ M_{zmax}
6. $N_{ταυν}$ $M_{yταυν}$ M_{zmin}

6.3 Η Μέθοδος των Μεγίστων Τιμών

Κατά τη μέθοδο αυτή χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση οι τιμές των κορυφών του περιγεγραμμένου στο ελλειψοειδές παραλληλεπίπεδου, οπότε για λοξή κάμψη υποστυλώματος απαιτούνται οκτώ συνδυασμοί [ΣΕΑΚ92] Σ4.1.3.[2]. Η μέθοδος αυτή έχει ως αποτέλεσμα **πολύ συντηρητική** διαστασιολόγηση όπως μπορεί να καταλάβει κανείς από το σχήμα 18 και δίνει αποτελέσματα αυξημένα σε οπλισμό μέχρι 50% σε σχέση με την προηγούμενη μέθοδο των ταυτόχρονων τιμών. Στο σχήμα 19 φαίνεται η σύγκριση της οικονομικότητας των δύο μεθόδων [ΠΑΝΕ94].



Σχήμα 19. Διάγραμμα οικονομίας οπλισμών [ΠΑΝΕ94]

Η μέθοδος ταυτόχρονων τιμών δίνει μέχρι και 50% λιγότερους οπλισμούς.

Μη Γραμμική Απόκριση

Περιεχόμενα

- 7.1 Η απόκριση μετά την διαρροή
- 7.2 Η πλαστιμότητα
- 7.3 Τροποποιημένα φάσματα απόκρισης
- 7.4 Οι συνέπειες της απόκρισης διαρροής
- 7.5 Οι τεχνικές για την αντιμετώπιση των φαινομένων της διαρροής
- 7.6 Η επιρροή των μη φερόντων στοιχείων

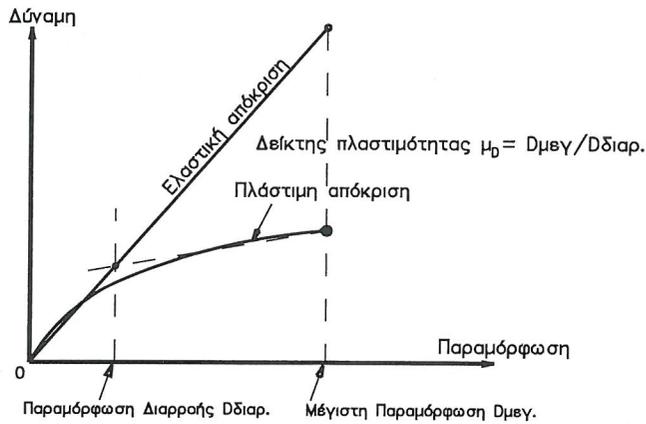
7.1 Η Απόκριση μετά την Διαρροή

Μέχρι τώρα, όλα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, προϋποθέτουν **γραμμική** ελαστική απόκριση. Εν τούτοις, επειδή τα κτίρια σύμφωνα με τον κανονισμό σχεδιάζονται ώστε να **διαρρέουν** σε μεγάλους σεισμούς, πρέπει να εξετασθεί η συμπεριφορά τους μετά τη διαρροή.

Στα παρακάτω εδάφια θα παρουσιαστούν οι επιβαλλόμενες από τον κανονισμό ρυθμίσεις, που αφορούν στην κατασκευαστική διαμόρφωση των διαφόρων στοιχείων των κατασκευών (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα), αλλά και στην τροποποίηση των φασμάτων σχεδιασμού που θα επιτρέψουν την εφαρμογή της δυναμικής ανάλυσης για κατασκευές που λειτουργούν σε κατάσταση διαρροής.

7.2 Η Πλαστιμότητα

Πλαστιμότητα είναι η ιδιότητα μιας κατασκευής να απορροφά ενέργεια, δηλαδή να υφίσταται μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις υπό σταθερή περίπου απόκριση (δύναμη) πριν από τη θραύση, χωρίς σημαντική απώλεια της συνοχής της.

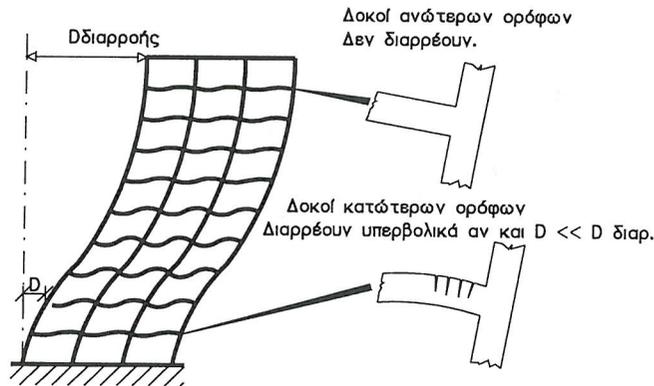


Σχήμα 20. Ποσοτικοποίηση του δείκτη πλαστιμότητας μ .

Στο σχήμα 20 ορίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας μετατόπισης, για ένα απλό σύστημα που διαρρέει. Είναι χρήσιμο επίσης να ορισθεί ο δείκτης πλαστιμότητας αναφορικά με την τοπική καμπυλότητα, που στην περίπτωση δοκών είναι ο λόγος της μέγιστης καμπυλότητας μιας διατομής $(1/r)_{μεγ}$ προς την καμπυλότητα στο σημείο διαρροής του εφελκυόμενου χάλυβα $(1/r)_{διαρ}$.

$$\mu_{1/r} = (1/r)_{μεγ} / (1/r)_{διαρ}$$

Αν θεωρήσουμε ότι, στο σχήμα 20 παρουσιάζεται η παραμόρφωση της κορυφής ενός κτιρίου ως συνάρτηση της τέμνουσας βάσης, το σχήμα 21 δείχνει ότι μερικά στοιχεία του κτιρίου θα αρχίσουν να διαρρέουν αρκετά πριν παρουσιασθεί η παραμόρφωση διαρροής $D_{διαρ}$.

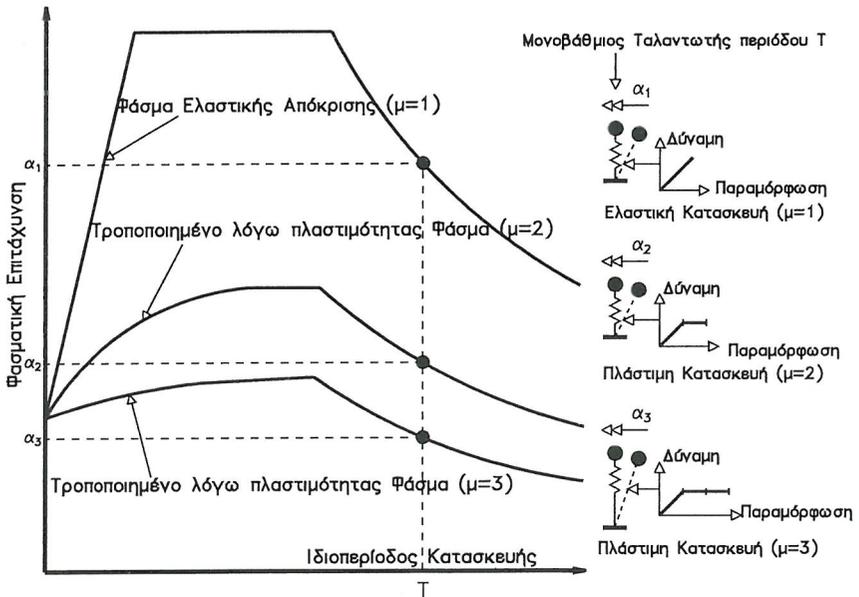


Σχήμα 21. Σχέση μεταξύ παραμόρφωσης και διαρροής

Επιπλέον, μετά την αρχή του σταδίου διαρροής, η πρόσθετη παραμόρφωση τείνει να συγκεντρώνεται μάλλον στις περιοχές του κτιρίου που διαρρέουν, απ' ο,τι σ' αυτές που παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Ως εκ τούτου η απαιτούμενη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων, π.χ. για τις δοκούς που διαρρέουν, θα είναι πολλαπλάσια της ολικής απαιτούμενης πλαστιμότητας, σε όρους μετακινήσεων, για το κτίριο ως σύνολο. Η παρατήρηση αυτή της πολλαπλάσιας πλαστιμότητας που απαιτείται για τις δοκούς σε σχέση με την απαιτητή πλαστιμότητα της όλης κατασκευής, ισχύει και για όλα σχεδόν τα μέλη που τη συνθέτουν.

7.3 Τα Τροποποιημένα Φάσματα Απόκρισης

Όπως τα γραμμικά ελαστικά φάσματα, έτσι υπολογίζονται και τα τροποποιημένα λόγω πλαστιμότητας φάσματα, για μονοβάθμια συστήματα με διαρρέοντα ελατήρια και για διάφορα επίπεδα επιθυμητής πλαστιμότητας (Σχήμα 22).



Σχήμα 22. Τροποποιημένα φάσματα λόγω πλαστιμότητας.

Για ιδιοπεριόδους που υπερβαίνουν την προεξάρχουσα περίοδο του σεισμού (π.χ 0.3 sec ή λιγότερο για βραχώδη εδάφη, 1 sec ή περισσότερο για μαλακά εδάφη), η φασματική επιτάχυνση είναι σχεδόν ίση με την ελαστική απόκριση για απόσβεση 5%, διαιρούμενη με τον δείκτη πλαστιμότητας μ (εννοείται σε όρους μετακινήσεων). Αντιθέτως, για πολύ άκαμπτα συστήματα ο συντελεστής μείωσης γίνεται μικρότερος και σχεδόν 1 για περιόδους πολύ μικρές (π.χ 0.05s), όσο μεγάλη και να είναι η πλαστιμότητα. Ενδιάμεσες μειώσεις λόγω πλαστιμότητας εφαρμόζονται μεταξύ της κύριας σεισμικής περιόδου και αυτής των 0.05sec. Για τον ίδιο λόγο η απόκριση πολύ άκαμπτων κατασκευών δεν επηρεάζεται από το μέγεθος της απόσβεσης.

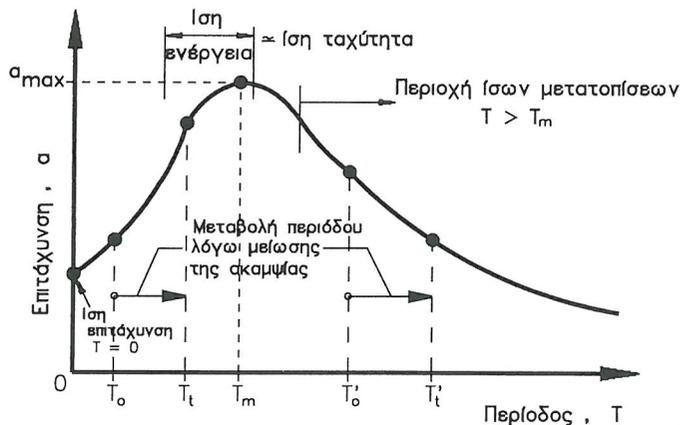
Δεν υπάρχει θεωρητική τεκμηρίωση για την εφαρμογή των τροποποιημένων λόγω πλαστιμότητας φασμάτων, σε μια δυναμική ανάλυση πολλών βαθμών ελευθερίας. Προφανείς αιτίες είναι ότι οι ιδιομορφές είναι από τη φύση τους ελαστικά φαινόμενα τα οποία δεν έχουν πλέον εφαρμογή στην περιοχή της διαρροής. Η αρχή της "πλάστιμης ιδιομορφής" δεν έχει γίνει δυνατό να οριστεί ή να ποσοτικοποιηθεί μέχρι σήμερα.

Παρ' όλα αυτά υπονοείται στον Αντισεισμικό Κανονισμό, ότι ένα φάσμα απόκρισης πολλών ιδιομορφών μπορεί να εφαρμόζεται σε διαρρέοντα συστήματα με πολλούς βαθμούς ελευθερίας, με τον ίδιο τρόπο όπως σε γραμμικά συστήματα. Τέτοιες αναλύσεις πρέπει να εφαρμόζονται με προσοχή και με αυστηρή τήρηση των κανόνων για τις λεπτομέρειες όπλισης και τον ικανοτικό σχεδιασμό των στοιχείων, ιδίως όταν η απόκριση καθορίζεται έντονα από περισσότερες της μιας ιδιομορφές.

7.4 Οι Συνέπειες της Απόκρισης Διαρροής

Υπάρχει, λόγω διαρροής των στοιχείων ενός κτιρίου, ένας αριθμός σημαντικών συνεπειών που πρέπει ο Μελετητής να έχει πάντα υπ' όψη του.

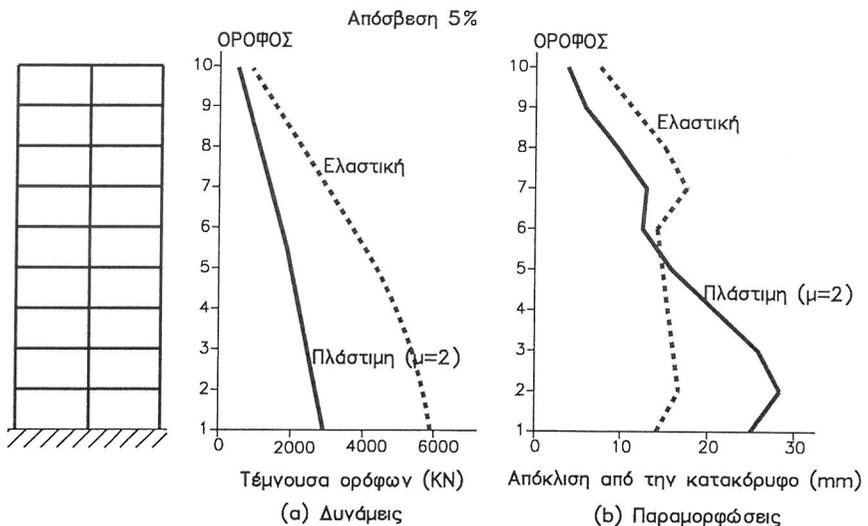
1. Η εντατική κατάσταση στα μέλη της κατασκευής παραμένει σε χαμηλότερα επίπεδα από εκείνα που θα έφθανε, αν η κατασκευή λειτουργούσε συνεχώς στην ελαστική περιοχή, με επακόλουθο βεβαίως την έναρξη ρωγμών, βλαβών, κ.λ.π. Δηλαδή οι ροπές και οι τέμνουσες υπολογισμού (λαμβάνοντας υπ' όψη την ελαστοπλαστική συμπεριφορά της όλης κατασκευής) είναι **μειωμένες** συγκριτικά με εκείνες που θα αναπτύσσονταν υπό ελαστική απόκριση. Η μειωμένη αυτή απόκριση οφείλεται στην απόσβεση λόγω **υστέρησης** που είναι συνδεδεμένη με την συμπεριφορά της κατασκευής μετά τη διαρροή και μάλιστα υπό ανακύκλωση (Σχήμα 23).



Σχήμα 23. Επιρροή της ιδιοπεριόδου στη μείωση ή αύξηση των δυνάμεων

Σε κατασκευές με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από την κύρια περίοδο του σεισμού, η αύξηση της ιδιοπεριόδου λόγω διαρροής θα ελαττώσει την απόκριση. Δεν συμβαίνει το ίδιο σε άκαμπτες κατασκευές, που επιπρόσθετα δεν επηρεάζονται τόσο από μεγάλα ποσοστά απόσβεσης (Σχήμα 23).

2. Το διάγραμμα παραμορφώσεων σε κατάσταση διαρροής είναι πολύ διαφορετικό από εκείνο της ελαστικής κατάστασης (Σχήμα 24). Στις περιοχές μιας κατασκευής που έχει επέλθει διαρροή (συνήθως στους κατώτερους ορόφους του κτιρίου), οι παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες από τις ελαστικές, ενώ την ίδια στιγμή σε άλλες περιοχές είναι μικρότερες από τις ελαστικές. Η υποθετική παραδοχή των κανονισμών ότι οι παραμορφώσεις είναι ίδιες με τις ελαστικές (για απόσβεση 5%), είναι μάλλον αναληθής, ενώ για τους κατώτερους ορόφους δεν είναι και προς την πλευρά της ασφαλείας.



Σχήμα 24. Σύγκριση παραμορφώσεων και δυνάμεων για ελαστική και πλαστική απόκριση.

Ελαστική. Αναφέρεται στα αποτελέσματα της ανάλυσης στη γραμμική περιοχή (ελαστικό φάσμα).

Πλαστική. Αναφέρεται στα αποτελέσματα με τροποποιημένο φάσμα σχεδιασμού λόγω πλαστιμότητας.

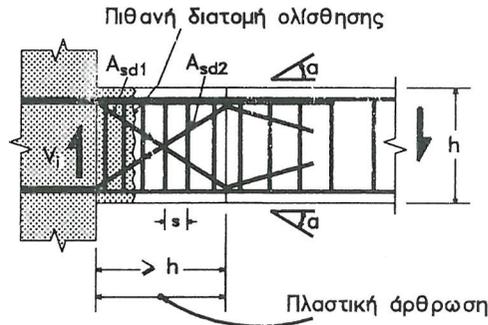
Φαίνεται καθαρά η διαφορά των δύο περιπτώσεων σε μέγεθος και μορφή κατά όροφο.

3. Η διαρροή των μελών της κατασκευής, μπορεί επίσης να έχει ως αίτιο την απομείωση αντοχής τους λόγω μεγάλου αριθμού ανακυκλήσεων. Έχει λοιπόν σημασία όχι μόνο η ένταση αλλά και ο **αριθμός των ανακυκλήσεων** της έντασης.
4. Η αύξηση του λόγου των παραμορφώσεων προς τις δράσεις επαναφοράς, σημαίνει ότι τα φαινόμενα "P-δ" αποκτούν μεγαλύτερη βαρύτητα.

7.5 Τεχνικές για την Αντιμετώπιση των Φαινομένων της Διαρροής

1. Η μείωση των εντατικών μεγεθών στα μέλη της κατασκευής επιτρέπεται, κατά κανόνα, μέσω πολλαπλασιασμού των ελαστικών δυνάμεων της με κατάλληλο μειωτικό συντελεστή που εξαρτάται από την πλαστιμότητά της. Ο συντελεστής αυτός με την ονομασία συντελεστής συμπεριφοράς q δίνεται από τον Κανονισμό ανάλογα με τον τύπο του φέροντος οργανισμού της κατασκευής (π.χ. πλαίσιοι, κατασκευή με τοιχώματα, κ.λπ.).
2. Παραμορφώσεις σε κατάσταση διαρροής, που υπολογίστηκαν με ελαστικές μεθόδους μπορούν να λαμβάνονται υπ' όψιν μόνο με επιφύλαξη (οι πραγματικές παραμορφώσεις μπορεί να είναι σημαντικά μεγαλύτερες) για τους λόγους που ήδη εξηγήθηκαν πιο πάνω (7.4.2).
3. Το φαινόμενο της απομείωσης της αντοχής, που ενδέχεται να προκληθεί, από την λόγω σεισμού ανακύκλιση των εντάσεων, στα μέλη της κατασκευής, πρέπει πέραν των άλλων να αντιμετωπίζεται και με σωστή όπλιση. Ο Αντισεισμικός Κανονισμός προβλέπει π.χ. για περιπτώσεις όπου κυρίαρχη φόρτιση είναι η διατμητική, συνδυασμό πυκνών συνδετήρων με διάταξη δισδιαγώνιου οπλισμού (λοξά και αντιλοξά σίδερα), τούτο συμβαίνει κυρίως σε δοκούς και σε περιοχές όπου είναι αναμενόμενη και επιθυμητή η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων (Σχήμα 25). Σε περιπτώσεις που κυρίαρχη φόρτιση είναι η θλιπτική (κυρίως σε υποστυλώματα που είναι πιθανός και ο συνδυασμός καμπτικής και διατμητικής έντονης έντασης), ο Κανονισμός επιβάλλει διάταξη πυκνών και κλειστών συνδετήρων, ώστε μέσω της περισφίξεως του σκυροδέματος να αυξηθούν οι οριακές παραμορφώσεις

αστοχίας του, και να περιορισθεί η μείωση της αντοχής και της ακαμψίας λόγω της ανακυκλήσεως σε κατάσταση διαρροής.



Σχήμα 25. Διάταξη διαδιαγώνιου (λοξών, αντιλοξών ράβδων) οπλισμού διάτμησης και πυκνών συνδετήρων

4. Η ανακατανομή των ροπών έχει σημαντικά αποτελέσματα, κυρίως σε κτίρια που η ένταση λόγω ίδιου βάρους (στατικά φορτία), παράγει ροπές οι οποίες αποτελούν μεγάλο ποσοστό των ροπών διαρροής.

7.6 Η Επιρροή των μη Φερόντων Στοιχείων

Μη φέροντα στοιχεία, όπως τοιχοποιίες, και διαχωριστικά φαντώματα, δεν υπεισέρχονται συνήθως στην ανάλυση, αλλά μπορεί να παίζουν σημαντικό ρόλο, όχι πάντοτε ευεργετικό, στην απόκριση της κατασκευής (τουλάχιστον στα πρώτα στάδια καταπονήσεως).

Σαν παράδειγμα αναφέρεται η περίπτωση που η τοιχοποιία δεν φτάνει μέχρι τη στάθμη της δοκού, με αποτέλεσμα, τα υποστυλώματα στα οποία απολήγει να έχουν ένα βραχύ τμήμα, του οποίου ο λόγος διαμήσεως, $M/(V^*d)$, να παίρνει τιμές τέτοιες που να οδηγούν σε ψαθυρή αστοχία της περιοχής αυτής των υποστυλωμάτων, («κοντά» υποστυλώματα).

Κατάλληλος σχεδιασμός και κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα, μπορούν να περιορίσουν σημαντικά τις αβεβαιότητες λόγω μη φερόντων στοιχείων και να συμβάλλουν τόσο στην ακεραιότητα αυτών των στοιχείων όσο και στη θετική αντισεισμική επιρροή τους.

Ο Ικανοτικός Σχεδιασμός

Περιεχόμενα

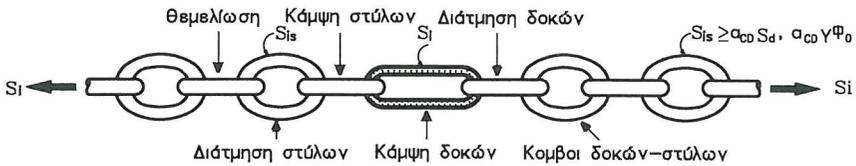
- 8.1 Οι βασικές αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού
- 8.2 Το παράδειγμα της αλυσίδας
- 8.3 Ολική και τοπική πλαστιμότητα
- 8.4 Οι υπολογισμοί που πιστοποιούν την πλάστιμη συμπεριφορά
- 8.5 Οι "αδύνατοι όροφοι" και οι μηχανισμοί αιώρας δοκών και στύλων
- 8.6 Η επιθυμητή ιεραρχία αντοχών
- 8.7 Κατασκευαστική διαμόρφωση των ζωνών πλαστικών αρθρώσεων
- 8.8 Πλάστιμα θεμέλια από οπλισμένο σκυρόδεμα

8.1 Οι Βασικές Αρχές του Ικανοτικού Σχεδιασμού

Η πλάστιμη συμπεριφορά ενός κτιρίου προϋποθέτει ότι η δυνατότητα διαρροής αναπτύσσεται πρώτα σε πλάστιμες μορφές απόκρισης (κάμψη καλά διαμορφωμένων δοκών) και ακολουθεί σε ψαθυρές μορφές (διάτμηση ασθενώς διαμορφωμένων δοκών). Αυτός ο τρόπος διαστασιολόγησης - σχεδιασμού, γνωστός ως ικανοτικός σχεδιασμός, μπορεί να υλοποιηθεί με κατάλληλη ανάλυση, η οποία θα ελέγχει την απαιτούμενη ιεραρχία αντοχών. *Δηλαδή, οι πλάστιμες μορφές αστοχίας οφείλουν να είναι πιο αδύνατες από τις ψαθυρές και άρα να διαρρέουν πρώτες.* Εκτός από αυτή τη βασική αρχή του ικανοτικού σχεδιασμού (δηλαδή να προηγούνται οι πλάστιμες των ψαθυρών αστοχιών), δεύτερος στόχος είναι και ο περιορισμός των αβεβαιοτήτων της αντισεισμικής ανάλυσεως (όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη ή το μέγεθος του σεισμικού κραδασμού), που όπως φάνηκε στα προηγούμενα είναι πολλές και σημαντικές.

8.2 Το Παράδειγμα της Αλυσίδας

Για τις ανάγκες της εξήγησης των βασικών αρχών του ικανοτικού σχεδιασμού ο T. Paulay παρομοίασε τις κατασκευές, με μία αλυσίδα της οποίας κάθε κρίκος παριστά ένα δυνατό μηχανισμό αστοχίας σ' ένα ή περισσότερα μέλη τους. Η αντοχή της κατασκευής εξαρτάται αποκλειστικά από τον ασθενέστερο κρίκο της αλυσίδας. Η οριακή κατάσταση αστοχίας είναι αυτή που καθορίζει την ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή κάθε κρίκου (Σχήμα 26). Στη διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού της αλυσίδας του παραδείγματος, ένας κρίκος επιλέγεται να κατασκευασθεί ώστε να έχει μεγάλη πλαστιμότητα. Όλοι οι άλλοι κρίκοι κατασκευάζονται ισχυρότεροι από τον πλάστιμο για να εξασφαλισθεί ότι στην περίπτωση ενός μείζονος σεισμικού κλονισμού, θα λειτουργήσει ο επιλεγμένος πλάστιμος μηχανισμός⁵ (τούτο σημαίνει ότι ο πλάστιμος κρίκος θα παίξει το ρόλο που παίζει η ασφάλεια σε ένα ηλεκτρικό κύκλωμα).



Σχήμα 26. Το παράδειγμα της αλυσίδας

Σ' αυτόν τον υπολογισμό είναι αναγκαίο να εκτιμηθεί η μέγιστη δυνατή αντοχή του "κρίκου ασφαλείας". Η μέγιστη αυτή αντοχή ονομάζεται **υπεραντοχή**.

Κατά τον προσδιορισμό της τιμής της υπεραντοχής πρέπει να ληφθεί υπ' όψιν ότι:

- Η αντοχή των υλικών μπορεί να είναι μεγαλύτερη από την χαρακτηριστική τους τιμή.
- Οι δράσεις είναι δυνατόν να ανακατανεμηθούν σημαντικά.

Συνεκτιμώντας αυτούς τους δύο παράγοντες η υπεραντοχή πρέπει να υπολογισθεί ως $S_d \Phi_0$ όπου Φ_0 είναι ένας "συντελεστής υπεραντο-

⁵ Όλος ο συλλογισμός στηρίζεται στο ότι το επιβαλλόμενο μέγεθος είναι η ολική παραμόρφωση της αλυσίδας όπως φαίνεται στο σχήμα 27.

χής" που καθορίζεται από τις δράσεις της υπεραντοχής στην πλαστική άρθρωση και S_d είναι η δράση όπως προέκυψε από την ανάλυση.

Η αντοχή των άλλων κρίκων στην αλυσίδα καθορίζεται ώστε να είναι μεγαλύτερη από την μέγιστη δράση που μπορεί να ενεργήσει σ' αυτούς, καθώς δυνάμεις ίσες με την υπεραντοχή αναπτύσσονται στον "κρίκο ασφαλείας". Για τον καθορισμό αυτής της τιμής πρέπει να ληφθεί υπ' όψιν ότι μία πλειάδα αιτιών μπορεί να προκαλέσει μία διακύμανση στην τιμή της σεισμικής απόκρισης. Για παράδειγμα, μια υψηλής μορφής απόκριση μπορεί να υποχρεώσει δράσεις, όπως οι ροπές σε ένα υποστύλωμα, να αυξηθούν περισσότερο απ' ότι θα προέβλεπε μία απλή μεγέθυνση των τιμών σχεδιασμού.

Για να ληφθεί υπ' όψιν το φαινόμενο αυτό εισάγεται ένας δυναμικός μεγεθυντικός συντελεστής γ . Μετά από αυτά η απαιτούμενη αντοχή όλων των κρίκων πλην του κρίκου "ασφαλείας" δρίσκεται ως:

$$S_{is} \geq \gamma \Phi_o S_d \quad \text{ή} \quad S_{is} \geq \alpha_{cD} S_d, \quad \alpha_{cD} = \gamma \Phi_o.$$

Τιμές του συντελεστή γ δίνοντας κατ' ευθείαν από τον κώδικα και πινακοποιούνται στον πιο κάτω πίνακα.

Ελεγχος	γ
Ελεγχος κόμβων	1.40
Διάτμηση στύλων	1.40
Διάτμηση τοιχωμάτων	1.40
Διάτμηση δοκών	1.20
Θεμέλια	1.20

8.3 Ολική και Τοπική Πλαστιμότητα

Με το ίδιο παράδειγμα μπορεί να επιδειχθεί η μεγάλη σπουδαιότητα που υπάρχει στη σχέση της πλαστιμότητας που έχει μια κατασκευή σαν **σύνολο** και των αναλόγων **τοπικών** πλαστιμοτήτων που υπάρχουν σε διάφορα μέρη της κατασκευής.

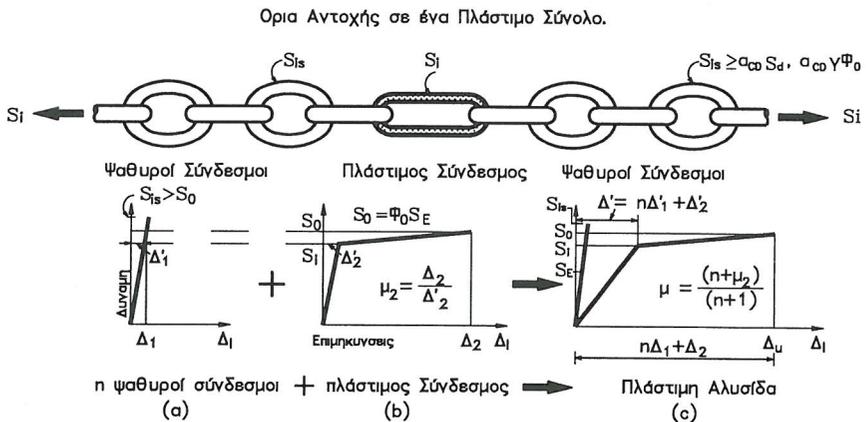
Οι δύο αυτές πλαστιμότητες, συχνά και λανθασμένα, εκλαμβάνονται ως ίσες.

Τα διαγράμματα δυνάμεων - επιμηκύνσεων του σχήματος 27 αφορούν κατά σειρά σε: Ισχυρό σύνδεσμο, ασθενή και πλάστιμο σύνδεσμο, το σύνολο των συνδέσμων (αλυσίδα).

Από τα διαγράμματα προκύπτει ότι:

$$\mu = \frac{n + \mu_2}{n + 1}$$

όπου με μ συμβολίζεται η (ολική) πλαστιμότητα ενός συνόλου που αποτελείται από n ισχυρούς συνδέσμους, και με μ_2 η μεγάλη τοπική πλαστιμότητα του ασθενούς συνδέσμου. Για παράδειγμα αν η επιμήκυνση του ασθενούς πλάστιμου συνδέσμου είναι δεκαπλάσια της επιμήκυνσης διαρροής (δηλαδή $\mu_2=10$) και υπάρχουν 8 ακόμη ισχυροί σύνδεσμοι στο σύνολο με $\mu_1=1$, η πλαστιμότητα του συνόλου είναι $\mu=2$.



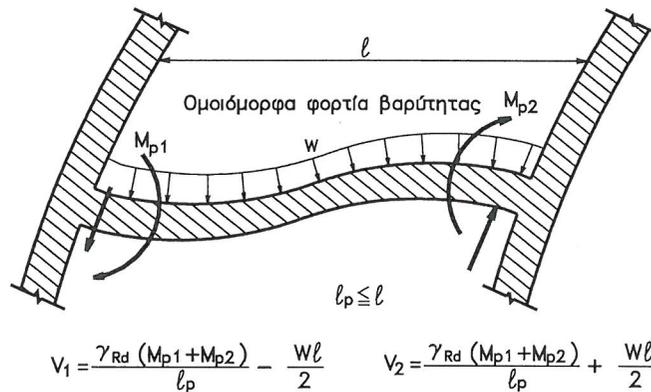
Σχήμα 27. Ορια αντοχής σε ένα πλάστιμο σύνολο.

Με το απλό αυτό παράδειγμα γίνεται φανερό ότι σε μια κατασκευή η ολική πλαστιμότητά της και κατά συνέπεια η διαθέσιμη αντοχή που καλείται να παραλάβει τη σεισμική φόρτιση, θα περιορίζεται από τη διαθέσιμη πλαστιμότητα του πιο κρίσιμου (ασθενούς) πλάστιμου τμήματος (π.χ. ένας ασθενής όροφος μεταξύ άλλων ισχυρών).

**Σημαντικά σημεία για ένα σωστό ικανοτικό σχεδιασμό
είναι τα πιο κάτω:**

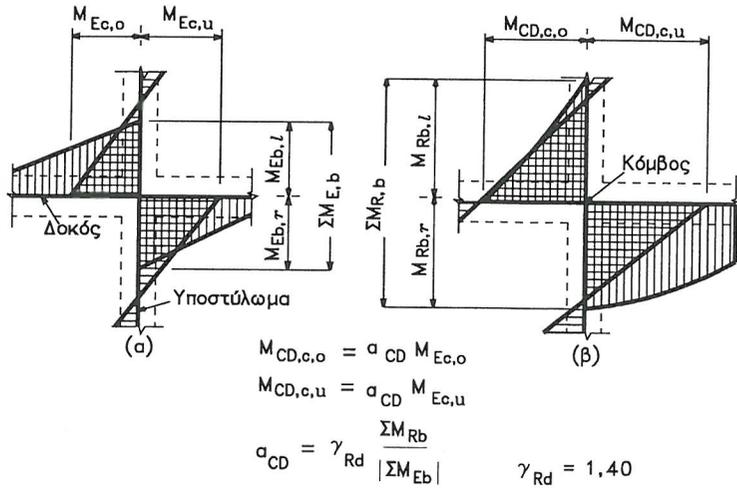
- Πρέπει να εκλέγεται για κάθε κατασκευή ένας κατάλληλος πλάστιμος μηχανισμός διαρροής.

- Οι αντοχές των επιλεγμένων θέσεων διαρροής (πλαστικές αρθρώσεις) πρέπει να εκτιμώνται με βάση τον οπλισμό που τελικά θα τοποθετηθεί, ο οποίος είναι δυνατόν γενικά να ξεπερνά τον ελάχιστο απαιτούμενο από τη μελέτη με βάση την ένταση. Κατά συνέπεια, ο ικανοτικός σχεδιασμός μπορεί να γίνει μόνο μετά την επιλογή του οπλισμού στις θέσεις αυτές.
- Δοκοί πλαισίων που περικλείονται μεταξύ δύο πλαστικών αρθρώσεων γνωστής αντοχής παρουσιάζουν ισοστατική συμπεριφορά. Γι' αυτό μπορούν να υπολογιστούν οι διατμητικές δυνάμεις και στη συνέχεια να ελεγχθούν οι διατομές ως προς τη διατμητική τους αντοχή, ούτως ώστε να πιστοποιηθεί η επαρκής παρουσία διατμητικού οπλισμού (Σχήμα 28) ο οποίος και θα εξασφαλίσει τη λειτουργία της πλαστικής άρθρωσης.



Σχήμα 28. Εξασφάλιση επάρκειας διατμητικής αντοχής δοκών.

- Εν τούτοις, οι δυνάμεις στα υποστυλώματα πλαισίων είναι στατικά αόριστες, και η κατανομή τους επηρεάζεται από την διαρροή των δοκών. Ο Αντισεισμικός Κανονισμός παρέχει μέθοδο για τον καθορισμό των καταλλήλων δυνάμεων σχεδιασμού. Αυτό περιλαμβάνει τον πολλαπλασιασμό των δυνάμεων που προέκυψαν από την ανάλυση, με δύο συντελεστές (Σχήματα 29, 30).

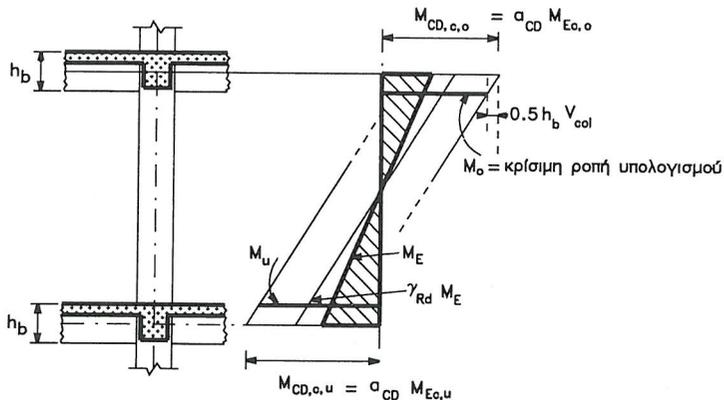


Σχήμα 29. Σχέση μεταξύ ροπών (δοκών και υποστυλωμάτων) σε ένα κόμβο. Ικανοτικός σχεδιασμός.

- α) το συντελεστή υπεραντοχής $\Phi_0 =$ υπεραντοχή της δοκού προς την σεισμική δύναμη στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης.
- β) το συντελεστή μεγέθυνσης γ που επιτρέπει την ύπαρξη ελαστικών φαινομένων όπως περιγράφηκαν παραπάνω.

Οι δύο αυτοί συντελεστές συμποσούνται στο συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης α_{cD}

$$\alpha_{cD} = \gamma \Phi_0$$

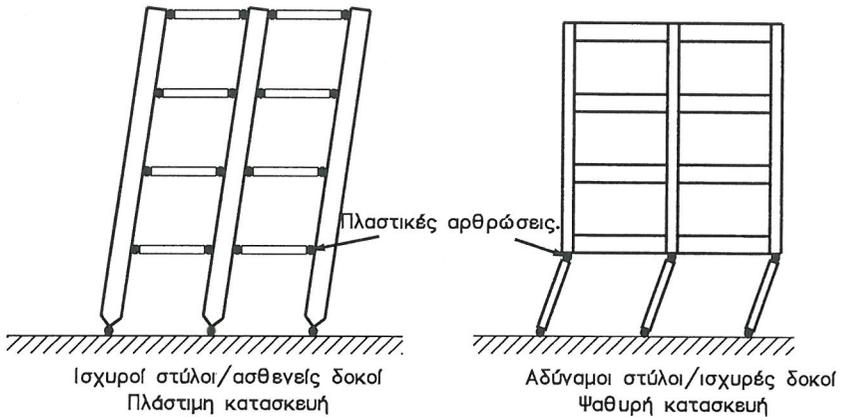


Σχήμα 30. Προσδιορισμός ροπών σχεδιασμού στα υποστύλωματα.

8.4 Οι Υπολογισμοί που Πιστοποιούν την Πλάσטיμη Συμπεριφορά

Τα μέλη πλάστιμων καμπτικών πλαισίων πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω απαιτήσεις ώστε να είναι ικανά να αντέξουν σε ακραίες σεισμικές καταπονήσεις. Προϋποτίθεται ότι έχουν εφαρμοστεί ήδη σε αυτά όλες οι απαιτήσεις για πλαστιμότητα.

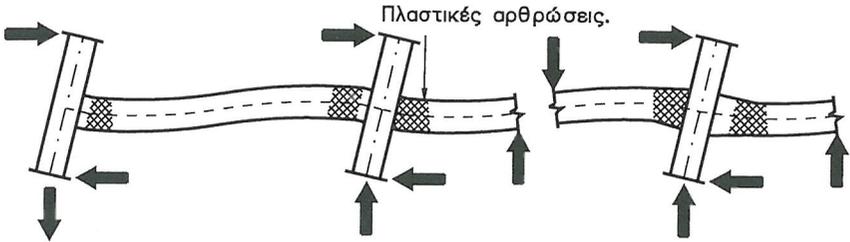
1. Οι σχετικές αντοχές δοκών και υποστυλωμάτων πρέπει να είναι διατεταγμένες έτσι ώστε να είναι δυνατή η δημιουργία αρθρώσεων στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα (Σχήμα 31).



Σχήμα 31. Πιθανοί μηχανισμοί αιώρας δοκών - στύλων.

2. Η διατμητική αντοχή δοκών και υποστυλωμάτων πρέπει να είναι επαρκής για να αντέξει την ένταση που σχετίζεται με τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων (Σχήμα 28). Επιπλέον διόρθωση (επαύξηση) επί της αντοχής της πλαστικής άρθρωσης πρέπει να γίνει, τόσο για το φαινόμενο της κράτυνσης των οπλισμών, όσο και επειδή η πραγματική αντοχή είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σχεδιασμού. Παρόμοιες απαιτήσεις αντοχής ισχύουν και για τον κόμβο δοκού - υποστυλώματος.
3. Οι περιοχές στις οποίες είναι δυνατόν να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να αναγνωρίζονται και να οπλίζονται λεπτομερώς ώστε να μπορούν αναπτύξουν τις απαιτούμενες μεταλαστικές παραμορφώσεις (Σχήμα 32). Το ίδιο πρέπει να γίνεται και

στις περιοχές όπου "εξ' ορισμού" δεν πρέπει να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις (Σχήμα 33).



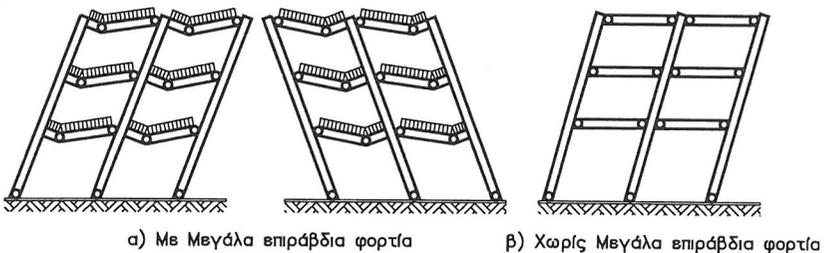
Σχήμα 32. Τυπικές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς.

Τα τρία αυτά σημεία αναλύονται με μεγαλύτερη λεπτομέρεια παρακάτω.

8.5 Οι "Αδύνατοι Ορόφοι", Οι Μηχανισμοί Αιώρας Δοκών και Στύλων

Σύγκριση των δύο μηχανισμών που φαίνονται στο πιο πάνω σχήμα 31 δείχνει ότι η δημιουργία μηχανισμών στα υποστυλώματα έχει μια σειρά από μειονεκτήματα. (Οι αδύνατοι ορόφοι πρέπει να διαχωρίζονται αυστηρά από τους εύκαμπτους (μαλακούς) ορόφους. Σε μια πολύωροφη κατασκευή ο εύκαμπτος όροφος παραμορφώνεται πολύ περισσότερο από ότι οι γειτονικοί του ορόφοι αλλά δε μορφώνει κατ' ανάγκην πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των υποστυλωμάτων)

ο Δυνατή θέση Πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα 33. "Μηχανισμοί Αιώρας" Καμπτικού Πλαισίου.

Τα πλαίσια σχεδιάστηκαν έτσι ώστε να αποφευχθεί ή δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα.

Τα μειονεκτήματα αυτά είναι:

- Οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στα υποστυλώματα και συγκεντρώνονται σε σχετικά λίγα σημεία. Κατά συνέπεια σε κάθε άρθρωση θα πρέπει να απορροφάται (καταναλώνεται) ένα μεγάλο ποσό ενεργείας, με κίνδυνο ο στύλος να μην μπορεί να φέρει τα φορτία βαρύτητας, επειδή αυτή η κατανάλωση ενέργειας θα έχει προκαλέσει μείωση της αντοχής του. Μια σχετική παρατήρηση είναι ότι η στροφή που προκύπτει από δεδομένη παραμόρφωση, είναι πολύ μεγαλύτερη σε άρθρωση υποστυλώματος από ότι σε άρθρωση στο άκρο μιας δοκού, σε ένα μηχανισμό δοκών (Σχήμα 31).
- Αστοχία ενός υποστυλώματος μπορεί να προκαλέσει απώλεια στήριξης σε όλους τους υπερκείμενους ορόφους, ενώ αστοχία μιας δοκού επηρεάζει μια πολύ πιο μικρή περιοχή της κατασκευής.
- Τα φαινόμενα "P- δ" είναι πολύ ισχυρά λόγω των πλαστικών παραμορφώσεων στον αδύνατο όροφο.
- Η αστοχία υποστυλώματος, τις περισσότερες φορές, συνοδεύεται από αστοχία του σκυροδέματος και όχι του χάλυβα, λόγω των θλιπτικών αξονικών δυνάμεων που δημιουργούν τα φορτία βαρύτητας. Εξ' αυτού η διαθέσιμη ικανότητα στροφής είναι μικρότερη (και η ψαθυρότητα μεγαλύτερη) από ότι στις δοκούς, εκτός εάν υπάρχει μεγάλη πυκνότητα συνδετήρων, την οποία άλλωστε επιβάλλει ο Κανονισμός. Όπως φαίνεται στο σχήμα 33 πλαστικές αρθρώσεις συνήθως εμφανίζονται στη **βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου** ακόμα και σε μηχανισμούς δοκών και γι' αυτό εκεί πρέπει να λαμβάνονται **ιδιαίτερα** μέτρα (περίσφιξη υποστυλωμάτων).

Τα μειονεκτήματα των μηχανισμών αιώρας στύλων δεν είναι απλά θεωρητικά. Η ιστορία των σεισμών είναι γεμάτη από καταστροφές κτιρίων που είχαν **κακώς** σχεδιαστεί με ισχυρές δοκούς και αδύνατα υποστυλώματα (η φωτογραφία είναι από τον σεισμό των Αλκωνίδων του 1981).



8.6 Η Επιθυμητή Ιεραρχία Αντοχών

Μια κατασκευή που αποτελείται κυρίως από καμπτικά πλαίσια θεωρείται ότι έχει μεγάλη πλαστιμότητα όταν η αστοχία από κάμψη εμφανίζεται όχι μόνο πριν από την δημιουργία καμπτικών αρθρώσεων στους υποστυλώματα (εκτός αυτών που εμφανίζονται στις βάσεις των υποστυλωμάτων ισογείου), αλλά και πριν από την εμφάνιση αστοχίας λόγω διάτμησης στις δοκούς ή και υποστυλώματα, όπως επίσης και πριν την αστοχία των κόμβων ή των αγκυρώσεων.

Διατάσσοντας έτσι την επιθυμητή ιεράρχηση των αντοχών, εξασφαλίζεται ότι μπορεί να υπάρξει ελεγχόμενη μετελαστική - μεταδαρροϊκή συμπεριφορά.

Κάτω από ισχυρές διεγέρσεις, θα παρουσιασθούν πλαστικές παραμορφώσεις σε προκαθορισμένες θέσεις, οι οποίες θα έχουν κατάλληλα οπλισθεί κατασκευαστικά ούτως ώστε να αστοχήσουν πλάστιμα και όχι ψαθυρά. Επιπροσθέτως εάν οι περιοχές αστοχίας είναι σωστά διαμορφωμένες, δε θα υπάρχει σημαντική μείωση της αντοχής ή της ακαμψίας λόγω επαναλαμβανόμενων φορτίσεων. Αυτό είναι αναγκαίο για την προστασία τόσο των φερόντων όσο και των μη φερόντων στοιχείων, και ίσως εμποδίζει τη δημιουργία σοδαρών φαινομένων "P-δ".

Η στρατηγική αυτή συνοψύεται στην πρόβλεψη και κατασκευή πλάστιμων "*βαλβίδων ασφαλείας*", οι οποίες εμποδίζουν τις δράσεις να φθάσουν σε επίπεδα αστοχίας ακολουθώντας αναξιόπιστες ή ψαθυρές μορφές. Προσφέρει δε το πρόσθετο πλεονέκτημα ότι η συμπεριφορά της κατασκευής επηρεάζεται λιγότερο από την ακριβή φύση των εδαφικών κινήσεων. Και αυτό διότι, δεδομένης της ιεραρχημένης αντοχής των τμημάτων της κατασκευής, τα οποία σχεδιάστηκαν για να λειτουργούν στην μετελαστική κατάσταση, οι βλάβες θα περιορισθούν μόνο στις πλάστιμες "*βαλβίδες ασφαλείας*",

ανεξάρτητα από την εδαφική διέγερση που δεν είναι ακριβώς γνωστή τη στιγμή του σχεδιασμού του δομήματος. Ιδιαίτερη σημασία έχει η εκτίμηση της απαιτούμενης αντοχής στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, ώστε να αποφευχθεί η πρόωγη ενεργοποίηση αυτών των μηχανισμών, που μπορεί να προέλθει και από μία υψηλής μορφής απόκριση. Η δυναμική ανάλυση παρέχει την αναγκαία ακρίβεια που θα επιτρέψει την ρεαλιστική και ασφαλή εφαρμογή των μεθόδων του ικανοτικού σχεδιασμού.

8.7 Κατασκευαστική Διαμόρφωση των Ζωνών Πλαστικών Αρθρώσεων

Σε κατασκευές με αυξημένη πλαστιμότητα, οι περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων θα παρουσιάσουν κατά τη διάρκεια του σεισμού μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις. Πρέπει λοιπόν να είναι κατάλληλα οπλισμένες (Σχήμα 25) ώστε να μη παρουσιάσουν σημαντική απώλεια αντοχής και ακαμψίας (π.χ. πύκνωση συνδετήρων - διαδιαγώνιοι διατημητικοί οπλισμοί κλπ).

8.8 Πλάστιμα Θεμέλια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Δεν είναι λίγες οι περιπτώσεις κατασκευών που κατέρρευσαν μετά από σεισμό από αιτίες που βρίσκονταν στη θεμελίωσή τους. Τα κύρια σημεία που πρέπει να δοθεί προσοχή είναι:

- Κύρια απαίτηση σχεδιασμού είναι το σύστημα έδαφος - θεμελίωση να μπορεί να διατηρήσει την ολική κατακόρυφη και οριζόντια σταθερότητα της ανωδομής, όταν εμφανισθεί η μεγαλύτερη αναμενόμενη σεισμική διέγερση.
- Η θεμελίωση πρέπει κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, να μπορεί να μεταφέρει τις στατικές και δυναμικές δράσεις που αναπτύσσονται μεταξύ ανωδομής και θεμελίωσης, χωρίς να παρουσιάζει υπερβολικές μετακινήσεις, για το λόγο αυτό πρέπει η θεμελίωση να μορφώνεται και να λειτουργεί κατά το δυνατόν ως ένα ενιαίο σύνολο.

- Η πιθανότητα μείωσης της αντοχής του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν.
- Δεν είναι σωστό να σχεδιάζεται μια τέλεια πλάσιμη ανωδομή, η οποία όμως στηρίζεται σε μια θεμελίωση που διαρρέει ή και αστοχεί με ψαθυρό τρόπο, πριν η ανωδομή προλάβει να αναπτύξει την ικανότητά της για μεγάλες παραμορφώσεις.
- Όπως στην ανωδομή έτσι και στη θεμελίωση πρέπει να αποφεύγονται τα μη κανονικά συστήματα, όπως ανάμεικτοι τύποι θεμελιώσεων, διαφορετικό βάθος θεμελίωσης, διαφορετικά είδη εδάφους, κ.λ.π. [ΣΠΥΡ79].
- Οι θεμελιώσεις με πασσάλους ή με άλλα ειδικά συστήματα χρειάζονται ειδική εξέταση.

Συμπεράσματα

Στα προηγούμενα εδάφια έγινε περιγραφή, σε αδρές γραμμές, της στρατηγικής που εισάγει ο νέος Αντισεισμικός Κανονισμός για τον σχεδιασμό δομικών έργων. Δόθηκε έμφαση στις νεοεισαγόμενες έννοιες της δυναμικής ανάλυσης, της πλαστιμότητας, και του ικανοτικού σχεδιασμού των κατασκευών, όπως επίσης και στον πιθανοτικό χαρακτήρα του σεισμικού κραδασμού. Η στρατηγική του σχεδιασμού συνοψίζεται στα ακόλουθα συμπεράσματα.

1. Η κοινή εμπειρία των Μηχανικών που ασχολούνται με τις κατασκευές διδάσκει ότι η ακρίβεια στην πρόβλεψη των πιθανών χαρακτηριστικών των εδαφικών κινήσεων που προέρχονται από ισχυρές σεισμικές δονήσεις είναι μικρή. Κάτω απ' αυτές τις περιστάσεις κάθε προσπάθεια να επιτευχθεί, μέσω αναλυτικών μεθόδων, ένας βαθμός ακριβείας συγκρίσιμος με τον καθιερωμένο για την μελέτη οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας και αστοχίας υπό στατικά φορτία, θα καταλήξει σε αδιέξοδο.
2. Ας υποθέσουμε ότι επιλέγεται το επιθυμητό επίπεδο αντίστασης σε οριζόντια φόρτιση και μάλιστα εκείνο που περιγράφεται από τον Αντισεισμικό Κανονισμό. Αυτό εισάγει αμέσως στους υπολογισμούς μια πρόβλεψη για τις ενδεχόμενες κινήσεις του εδάφους. Τα λάθη που προέρχονται από την ανακρίβεια σ' αυτήν την πρόβλεψη θα έχουν ως αποτέλεσμα λανθασμένες προβλέψεις για τις μετακινήσεις του κτιρίου, **απαιτώντας πλαστιμότητα**. Εξ' αυτού προκύπτει ότι, η ικανότητα για μετακινήσεις είναι η σπουδαιότερη αντισεισμική ιδιότητα των κατασκευών.
3. Με τη διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού εγκαθίσταται μια κατάλληλη **ιεραρχία αντοχών** μεταξύ των μελών της κατασκευής και επιλέγονται τα είδη και οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων,

στις οποίες θα καταναλωθεί η ενέργεια του σεισμού. Όλοι οι ασθενείς, και εξ' αυτού απαραίτητως πλάστιμοι, σύνδεσμοι πρέπει να σχεδιασθούν ώστε να επαρκούν για το προκαθορισμένο επίπεδο οριζόντιας φόρτισης και οι τιμές των δράσεων να υπολογισθούν με κατάλληλες μεθόδους (δυναμική ανάλυση), ώστε να έχουν τον απαιτούμενο βαθμό αξιοπιστίας που θα **αποτρέπει την πρόωγη ενεργοποίηση των μηχανισμών ασφαλείας**. Ο προσδιορισμός των ελαχίστων αντοχών στις υπόλοιπες θέσεις της πλάστιμης κατασκευής μπορεί πια να βασιστεί σε μία ανάλυση απλών ελαστικών συστημάτων, με τη συνεπακόλουθη **ανακατανομή των δράσεων** από λιγότερο σε περισσότερο επιθυμητές θέσεις. Σε ένα τέτοιο πλάστιμο σύστημα η αντίσταση που πρέπει να αναπτυχθεί, κατά τη διάρκεια ενός εξαιρετικά μεγάλου σεισμικού κραδασμού, μπορεί να εκτιμηθεί με έναν ικανοποιητικό βαθμό ακριβείας.

4. Η επιμέλεια στις **κατασκευαστικές λεπτομέρειες** ενός κτιρίου μπορεί να του προσδώσει μεγάλη πλαστιμότητα με σχετική ευκολία και μικρό πρόσθετο κόστος. Οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες των διατομών οπλισμένου σκυροδέματος, πολύ συχνά θεωρούνται μια δευτερεύουσα, υποτιμημένη σχεδιαστική διαδικασία με προφανή έλλειψη διανοητικού ενδιαφέροντος² αξίζει τουλάχιστον τόση προσοχή όση και η αναλυτική διαδικασία που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των δράσεων σχεδιασμού. Οι αστοχίες στη λεπτομέρεια είναι οι πρώτες που θα φανερωθούν κατά τη διάρκεια του σεισμού, αφού είναι οι επικρατέστερες αιτίες αστοχίας των κατασκευών. Ο σχεδιασμός των λεπτομερειών των πλαστικών αρθρώσεων είναι εν μέρει μια τέχνη. Βασίζεται στην αίσθηση και στην κατανόηση της φύσεως και της ροής των εσωτερικών δυνάμεων. Επιμελώς σχεδιασμένα πλάστιμα συστήματα **θα επιδεικνύουν ανοχή** στις επιβαλλόμενες σε αυτά σεισμικές μετατοπίσεις, ένα πολύτιμο χαρακτηριστικό που μπορεί να αντισταθμίσει τον χονδροειδή χαρακτήρα της πρόβλεψης αυτών των μεταθέσεων.
5. Η έμφαση στην περιγραφή της στρατηγικής του ικανοτικού σχεδιασμού που έγινε στα προηγούμενα εδάφια είχε ως σκοπό να τονίσει τη δυνατότητα του Μηχανικού **«απλά να πει στην κατασκευή τι να κάνει»** όταν συμβεί μεγάλος σεισμός. Κάτω από αυτές τις συνθήκες η στρατηγική του σχεδιασμού έχει μετατραπεί

πλέον από **πιθανοτική σε αιτιοκρατική**: αυτό θα εμποδίσει την ενεργοποίηση άλλων μηχανισμών εκτός από εκείνους που έχουν επιλεγεί. Ως εκ τούτου τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι δυνατόν να προικιστούν με την ικανότητα ανοχής μεγάλων μετακινήσεων και να ικανοποιούν ένα μεγάλο εύρος απαιτήσεων πλαστιμότητας. Γι' αυτούς τους λόγους μπορεί κανείς να είναι βέβαιος ότι τα κτίρια θα συμπεριφερθούν όπως τους «έχει πει».

Περίληψη

Συνοπτικά η φασματική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού περιλαμβάνει τα εξής βήματα:

1. Καθορισμός - επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του κτιρίου κ.λ.π.
2. Εκτίμηση ποσοστού ιδιομορφικών αποσβέσεων.
3. Εξιδανίκευση του κτιρίου και καθορισμός προσωμοιώματος.
4. Υπολογισμός μητρών μάζας $[M]$ και ακαμψίας $[K]$.
5. Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των υψηλότερων ιδιοπεριόδων T_i και των αντίστοιχων ιδιομορφών.
6. Υπολογισμός μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής:
 - α. Για κάθε ιδιοπερίοδο T_i και ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ζ ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης S_{ai}
 - β. Με βάση τα S_{ai} υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων.
 - γ. Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.
7. Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος CQC).
8. Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις τρεις συνιστώσες του σεισμικού κραδασμού (κανόνας του 30% ή SRSS).
9. Υπολογισμός των ταυτόχρονων (με τις μέγιστες) τιμών των εντατικών μεγεθών (έλλειψη Gupta).

10. Ανακατανομή των ροπών ώστε να προκύπτουν ελάχιστοι οπλισμοί με την προϋπόθεση διατήρησης της ισορροπίας δυνάμεων κόμβων και πλαισίων.
11. Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλάστιμη κατασκευή σε δύο φάσεις.
 - φάση α.* Ανθεκτική κατασκευή. Υπολογισμός οπλισμών που να καλύπτουν τις εφελκυστικές τάσεις σε κάθε θέση του φορέα.
 - φάση β.* Ικανοτικός σχεδιασμός (πλάστιμη κατασκευή). Σχεδιασμός πλαστικών αρθρώσεων. Υπολογισμός και διάταξη οπλισμών σε κάθε θέση που μπορεί να προκύψει ψαθυρή θραύση ή αστοχία σε δομικό στοιχείο.
12. Έλεγχος αποτελεσμάτων.

Βιβλιογραφία

Ελληνική

- [ABPA92] **Ι. Ε. Αθραμίδη και Κ. Αναστασιάδη**, «Δυσμενείς διευθύνσεις σεισμικής διεγέρσεως κτιρίων», 1ο Ελληνικό συνέδριο αντισεισμικής μηχανικής και τεχνικής σεισμολογίας, τομ.Α, σελ. 252-263, Αθήνα 1992.
- [ΑΘΑΝ92] **Α. Αθανατοπούλου**, «Επιρροή της παραμορφωσιμότητας της πλάκας στον στατικό και δυναμικό αντισεισμικό υπολογισμό κτιρίων με κάτοψη σχήματος Π (πι)», 1ο Ελληνικό συνέδριο αντισεισμικής μηχανικής και τεχνικής σεισμολογίας, τομ.Α, σελ. 219-229, Αθήνα 1992.
- [ΑΝΑΓ86α] **Σ. Α. Αναγνωστόπουλου**, «Στοιχεία αντισεισμικής δυναμικής ανάλυσης κατασκευών με φάσματα απόκρισης-σχεδιασμού», εργασία Ι.Τ.Σ.Α.Κ. 86-01, Θεσσαλονίκη 1986.
- [ΑΝΑΓ86β] **Σ. Α. Αναγνωστόπουλου και Ν. Π. Θεοδουλίδη και Β. Α. Λεκίδη και Β. Ν. Μάργαρη**, «Οι σεισμοί της Καλαμάτας του Σεπτ. 86», εργασία Ι.Τ.Σ.Α.Κ. 86-06, έκδοση Τ.Ε.Ε. 1986.
- [ΑΝΑΣ89] **Κ. Κ. Αναστασιάδη**, «Αντισεισμικές κατασκευές Ι», εκδόσεις Computer Techines, 1989.
- [ΑΝΑΣ92α] **Κ. Αναστασιάδη και Τ. Μακάριου**, «Δυναμικές εκκεντρότητες σε μεικτά πολυώροφα συστήματα», 1ο Ελληνικό συνέδριο αντισεισμικής μηχανικής και τεχνικής σεισμολογίας, τομ.Α, σελ. 427-436, Αθήνα 1992.
- [ΑΝΑΣ92β] **Κ. Αναστασιάδη και Τ. Μακάριου και Ε. Μητσοπούλου**, «Σύγκριση ψευδοστατικού και δυναμικού φασματικού υπολογισμού σε εκκεντρα πολυώροφα κτίρια», 1ο Ελληνικό συνέδριο αντισεισμικής μηχανικής και τεχνικής σεισμολογίας, τομ.Α, σελ. 437-446, Αθήνα 1992.
- [FESP95] «Πρόγραμμα FESPA 2004-Dynamic», οδηγίες χρήσεως, **ΛΗ.Λογισμική**, Αθήνα 1995.
- [NEAK92] «Νέος Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός», **Φ.Ε.Κ 613**, 12/10/1992.

- [ΝΚΩΣ91] «Νέος κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος», **Φ.Ε.Κ 1068**, 31/12/1991.
- [ΝΚΩΣ94] «Νέος κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος», **Φ.Ε.Κ. 227B**, 28/3/1995.
- [ΠΑΝΕ94] **Π. Πανέτσου και Κ. Αναστασιάδη**. «Διαστασιολόγηση στοιχείων από ωπλισμένο σκυρόδεμα υπό σεισμική ένταση», 11ο Ελληνικό συνέδριο σκυροδέματος, εκδόσεις Τ.Ε.Ε. τομ. ΙΙ, σελ. 267-281, 1994.
- [ΠΕΝΕ90] **Γ. Πενέλη και Α. Κάπλου**. «Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα», εκδόσεις Ζήτη Θεσ/νίκη, 1990.
- [ΡΟΥΣ69] **Α. Ρουσόπουλου**, «Αντισεισμικά κατασκευαί», εκδόσεις Τ.Ε.Ε. 1969.
- [ΣΕΑΚ92] «Σχόλια και αιτιολογική έκθεση νέου Ελληνικού αντισεισμικού κανονισμού», Ενημερωτικό δελτίο Τ.Ε.Ε. Τεύχ. 1757, 1993.
- [ΣΠΥΡ79] **Π. Ι. Σπυρόπουλου και Μ. Κ. Καραβεζύρογλου**, «Αντισεισμικά κτίρια», εκδόσεις Χιωτέλη, 1979.
- [ΤΑΣΙ78] **Θ. Π. Τάσιου**, «Το ωπλισμένο σκυρόδεμα υπό σεισμική ένταση», Αθήνα 1978.
- [ΤΑΣΙ94] **Θ. Π. Τάσιου και Π. Ι. Γιαννόπουλου και Κ. Γ. Τρέζου και Σ. Γ. Τσουναντά**, «Ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση το νέο κανονισμό σκυροδέματος», εκδόσεις Πολυτεχνειακό, Αθήνα 1994.

Αγγλική

- [BATH76] **K. J. Bathe and E. L. Wilson**, "Numerical methods in finite element analysis", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1976
- [BATH80] **K. J. Bathe and S. Romaswamy**, "An Accelerated subspace iteration method", J. Computer Methods in Appl. Mechanics and Eng. Vol. 23, pp. 313-331, 1980
- [BOOT84] **E. D. Booth and J. W. Pappin and J. J. B. Evans**, "Computer based analysis methods for the design of earthquake resistant structures", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, part 1, pp. 671-691, (August) 1984.
- [CARY82] **P. G. Carydis and H. P. Mouzakis**, "Ambient vibration measurements of undamaged and seismically damaged buildings", 7 E.C.E.E. Vol. 3, pp. 323-330, 1982.
- [CLOU93] **R. W. Clough and J. Penzien**. "Dynamics of Structures", McGraw - Hill, 1993.
- [DOWR87] **D. J. Dowrick**, "Earthquake Resistant Design", J. Wiley, New York, 1987.

- [EVER79] **G. C. Everstine**, "A comparison of three resequencing algorithms for the reduction of matrix profile and wavefront", *Int. J. for Num. Meth. in Eng.* Vol. 14, pp. 837-853, 1979.
- [FENW89] **R. C. Fenwick** and **B. J. Davidson**, "Dynamic behavior of multi-storey buildings", Report No 463, University of Auckland New Zealand, 1989.
- [FENW91] **R. C. Fenwick** and **B. J. Davidson**, "The seismic response of multi-storey buildings", Report No 495, University of Auckland New Zealand, 1991.
- [GUPT90] **A. K. Gupta**, "Response Spectrum Method in Seismic Analysis and Design of Structures", Blackwell Scientific Publications Cambridge MA, 1990.
- [GUPT77] **A. K. Gupta** and **M. P. Singh**, "Design of column sections subjected to three components of earthquake", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 41, pp. 129-133, 1977.
- [MAIS83] **B. F. Maison** and **C. F. Neuss**, "The comparative performance of seismic response spectrum Combination rules in building analysis", *Earthquake Eng. and Struct. Dyn.* Vol. 1, pp. 623-647, 1983.
- [McLE90] **I. A. MacLeod**, «Analytical modelling of structural systems», Ellis Horwood, 1990
- [MOND74] **D. P. Mondkar** and **G. H. Powell**, "Towards optimal in core equation solving", *Computer & Structures*, Vol. 4, pp. 531-548, 1974.
- [PAUL92] **T. Paulay** and **M. J. N. Priestley**, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", J. Wiley & Sons, 1992.
- [PENZ74] **J. Penzien** and **M. Watabe**, "Simulation of 3 dimensional earthquake ground motion", *Bulletin of Int. Inst. of Seismology and Earthquake Eng.* Vol. 12, pp. 103-115, 1974.
- [WILS81] **E. L. Wilson** and **A. Der Kiureghian** and **E. P. Bayo**, "A replacement for the SRSS method in seismic analysis", *Earthquake Eng. and Struct. Dyn.* Vol. 9, No 2, pp. 187-192, 1981.
- [WILS83] **E. L. Wilson** and **T. Itoh**, "An eigensolution strategy for large systems", *Computer & Structures*, Vol. 16, No 1-4, pp. 259-265, 1983.
- [ZIEN89] **O. C. Zienkiewicz** and **R. T. Taylor**, "The finite element method", 4th ed., Vol. 1-2, McGraw Hill, 1989.

Ευρετήριο Όρων

C

CQC, 23, 29, 30

G

Gupta, 30, 42

S

SRSS, 29, 30, 31

A

αδύνατοι όροφοι, 53, 60

ακαμψία, 18, 19, 25, 26, 28, 34, 63, 64

απόσβεση, 10, 13, 16, 17, 18, 19, 24, 25, 39, 48, 49, 50

αστοχίας, 53, 54, 63, 67, 68

B

βαθμοί ελευθερίας, 13, 19, 23, 49

Δ

διαρροή, 18, 34, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 56, 57

διάτμησης, 63

διάτμησης κέντρο, 28, 33

διαφραγματική λειτουργία, 19, 20

δοκός, 53, 55, 57, 58, 59, 61

δυναμική, 7, 8, 9, 10, 19, 21, 23, 32, 35, 37, 38, 39, 45, 48, 67

δυναμική ανάλυση, 19

δυναμική αστάθεια, 35

E

εκκεντρότητα, 23, 33

ελαστικά φάσματα, 47

ενεργειακό κριτήριο, 23, 27, 28

επαλληλία, 23, 29, 30, 31, 40

επιτάχυνση φασματική, 27

ευστάθεια, 23

Θ

θεμελιώδης, 18, 26, 28, 32, 37, 50

θεμελιώδης ιδιομορφή, 28, 32

θεμελιώδης μορφή, 26

θεμελίωση, 53, 64, 65

I

ιδιομορφή, 23, 26, 28, 32, 38, 48, 49

ιδιοπερίοδος, 13, 14, 17, 18, 29, 37, 39, 50

ιδιοτιμές, 13, 19, 20, 21

ικανοτικός, 7, 11, 49, 53, 54, 56,
57, 58, 67, 68
ιξώδης, 16, 17, 19
ιξώδης απόσβεση, 16
ισοδύναμη στατική, 37, 38

Κ

κανονικά κτίρια, 23, 32, 37, 38
κράτυνση, 59

Μ

μαλακός όροφος, 60
μεταφορικές ταλαντώσεις, 28
μη γραμμική, 11, 35, 39, 45
μηχανισμοί αιώρας, 62

Π

πασσάλους, 65
περίοδος, 9, 10, 13, 17, 18
πιθανοτικά μεγέθη, 29, 30
πλαστικές αρθρώσεις, 53, 57, 59,
60, 61, 64, 67, 68
πλάστιμα, 63, 68
πλάστιμες, 53, 63
πλάστιμη, 11, 16, 50, 53, 65, 68
πλαστιμότητα, 37, 45, 47, 48, 53,
54, 56, 59, 63, 64, 67, 68, 69

Σ

ΣΕΑΚ92, 9, 10, 43

σεισμός, 9, 10, 16, 33, 39, 62, 64
στατικά φορτία, 52, 67
στρεπτική, 23, 33
στύλων, 53, 55, 58, 59, 62
συντελεστής ξ, 34
συντονισμός, 13, 14

Τ

ταυτόχρονες τιμές, 42, 43
τοιχοποιία, 52

Υ

υπεραντοχή, 54, 55, 58
υποστύλωμα, 41, 43, 55, 59, 61
υποστυλωμάτων, 58, 59, 60, 61, 63
υστερητική απόσβεση, 16

Φ

φάσμα σχεδιασμού, 38, 39
φάσματα, 23, 24, 45, 47, 48
φασματική, 7, 23, 25, 33, 39, 48
φασματική ανάλυση, 37
φασματικής, 40

Ψ

ψαθυρά, 63
ψευδοχωρικά προσωμοιώματα, 20