

**Τ.Ε.Ι. ΠΕΙΡΑΙΑ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ**

**ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΘΕΜΑ:**

**ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΩΣΤΕ
ΑΥΤΑ ΝΑ ΕΜΦΑΝΙΖΟΥΝ ΤΗΝ ΒΕΛΤΙΣΤΗ
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ**

ΣΠΟΥΔΑΣΤΗΣ ΠΟΥΛΗΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

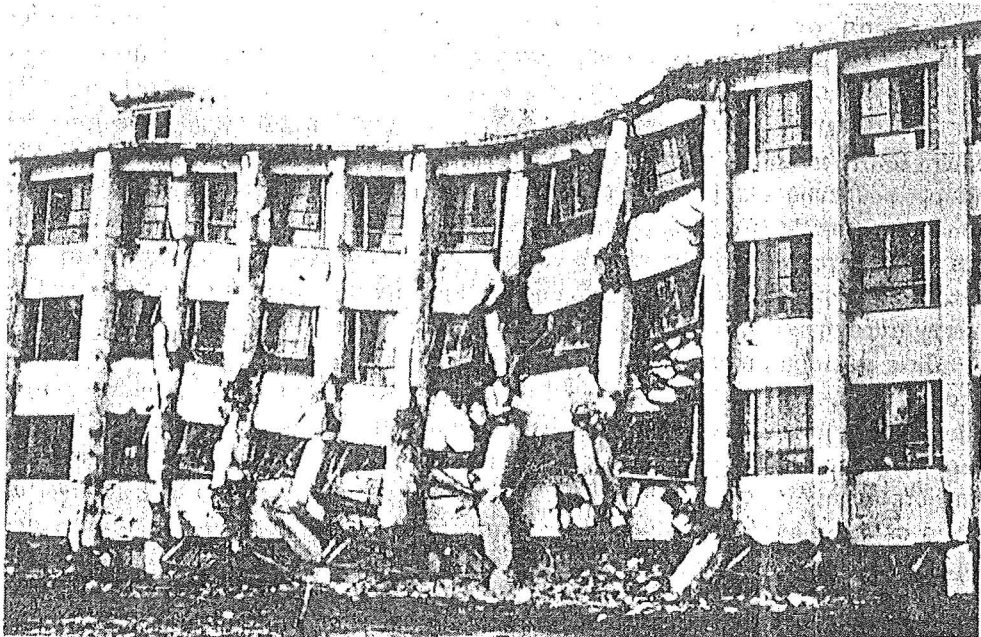


**ΕΙΣΗΓΗΤΗΣ : Δρ. Γ.Κ. ΒΑΡΕΛΙΔΗΣ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΠΟΛΕΟΔΟΜΟΣ Ε.Μ.Π.
ΑΘΗΝΑ 2011**

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. Ο ΣΕΙΣΜΟΣ ΩΣ ΔΥΝΑΜΙΚΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ	2
2. Η ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΤΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ	66
3. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	127
4. ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ	137
5. ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ	152
6. ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	170
7. ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	176
8. ΜΙΚΤΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ	192
9. ΘΕΜΕΛΕΙΩΣΕΙΣ	199
10. ΕΛΑΧΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	215
11. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ	220
12. ΠΕΡΙΛΗΨΗ	239

Ο ΣΕΙΣΜΟΣ ΩΣ ΔΥΝΑΜΙΚΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ



Γενικά

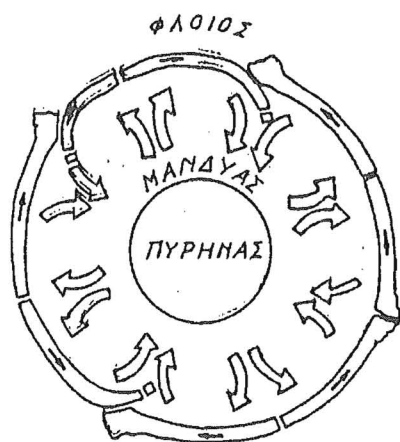
Η σεισμική δράση επάνω στις κατασκευές εξαρτάται από ένα μεγάλο αριθμό παραγόντων που αποτελούν αντικείμενο πολλών περιοχών της επιστήμης. Οι παράγοντες αυτοί θα μπορούσαν να καταταγούν σε τρεις κατηγορίες: η πρώτη περιλαμβάνει τα καθαρά σεισμολογικά δεδομένα -μέγεθος σεισμού; εστία, μηχανισμός γενέσεως, κλπ.- και αποτελεί αντικείμενο των Σεισμολόγων η δεύτερη περιλαμβάνει τα γεωλογικά, τα γεωτεκτονικά, τοπογραφικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του μέσου που διασχίζουν τα σεισμικά κύματα από την εστία μέχρι τις κατασκευές και αφορά τους Γεωλόγους και τους Εδαφομηχανικούς η τρίτη, τέλος, κατηγορία αναφέρεται τη δομή και στη σεισμική απόκριση της ίδιας της κατασκευής και αποτελεί αντικείμενο του Πολιτικού Μηχανικού των κατασκευών.

Είναι φανερό ότι η έκταση και η ποικιλία των παραπάνω παραγόντων δίνουν στη σεισμική δράση έναν εντελώς ειδικό χαρακτήρα, που δεν απαντάται στα άλλα είδη εξωτερικών δράσεων. Η ιδιαιτερότητα εν προκειμένω δεν οφείλεται μόνον στην εμπλοκή πολλών επιστημονικών κλάδων, αλλά και στην ανάγκη εξοικειώσεως του Μηχανικού με ιδιάζοντα προβλήματα που δεν θέτουν οι συνηθείς εξωτερικές δράσεις των κατασκευών, ακόμη και εκείνες που έχουν δυναμικό χαρακτήρα, όπως π.χ. η ανεμοπίεση.

Για τους παραπάνω λόγους στο παρόν πρώτο κεφάλαιο θα αναφερθούμε στα γενικά χαρακτηριστικά γνωρίσματα των σεισμών, στον τρόπο δράσεώς τους επάνω στις κατασκευές, καθώς και στη σεισμική συμπεριφορά των τελευταίων. Η σεισμική δράση θα εκφρασθεί περαιτέρω ποσοτικά με τη βοήθεια των φασμάτων αποκρίσεως και, τέλος, θα επιχειρηθεί η ανάλυση και η οριοθέτηση της έννοιας των αντισεισμικών κατασκευών και της αντισεισμικής προστασίας.

Είναι γνωστό από γεωφυσικές και γεωλογικές μελέτες ότι η Γη αποτελείται από τον πυρήνα, το μανδύα και τον εξωτερικό φλοιό (σχ. 1). Ο φλοιός και το επάνω μέρος του μανδύα συντίθεται από σκληρά πετρώματα με συνολικό πάχος 80 km περίπου και αποτελεί τη λεγόμενη λιθόσφαιρα, κάτω από την οποία βρίσκεται ένα παχύρρευστο στρώμα υλικού που αποτελεί την ασθενόσφαιρα. Η λιθόσφαιρα δεν είναι ενιαία, αλλά διαχωρίζεται σε μερικότερα τμήματα από δύο συστήματα ζωνών διαρρήξεως: το ηπειρωτικό σύστημα και το σύστημα των μεσοωκεάνιων ράχων. Τα τμήματα αυτά της λιθόσφαιρας λέγονται λιθοσφαιρικές πλάκες.

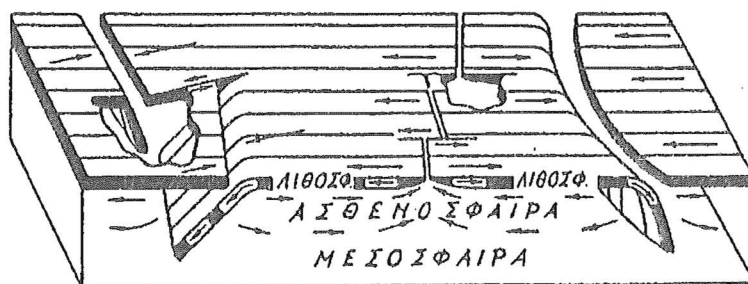
Η γένεση των σεισμών αποδίδεται στις σχετικές κινήσεις και συγκρούσεις των λιθοσφαιρικών πλακών. Οι κινήσεις αυτές οφείλονται σε επαπτομενικές πιέσεις που ασκούν στους πυθμένες των πλακών τα ρεύματα μεταφοράς του υλικού του μανδύα, λόγω των ποικίλων φυσικών διεργασιών που γίνονται στο εσωτερικό του. Έτσι, ανάλογα με την κατεύθυνση των ρευμάτων, οι λιθοσφαιρικές πλάκες μπορεί να συγκλίνουν (στις ωκεάνιες τάφρους), να αποκλίνουν (στις μεσοωκεάνιες ράχεις), ή τέλος, να βυθίζεται πλάγια η μία κάτω από την άλλη και να φθάνει σε βάθος 700 km μέσα στο μανδύα, όπου τελικά διαλύεται.



Σχ.1. Τομή της γήινης σφαίρας

Με την παραπάνω θεωρία των λιθοσφαιρικών πλακών, που γίνεται σήμερα αποδεκτή από τους Σεισμολόγους, ερμηνεύεται πλήρως η γένεση των τεκτονικών σεισμών, οι οποίοι αποτελούν και το σύνολο σχεδόν των σεισμών (1), (2). Ένας μικρός αριθμός άλλων σεισμών, οι λεγόμενοι ηφαιστειογενείς σεισμοί και οι σεισμοί εγκατακρημνίσεως, οφείλονται σε ειδικότερα αίτια.

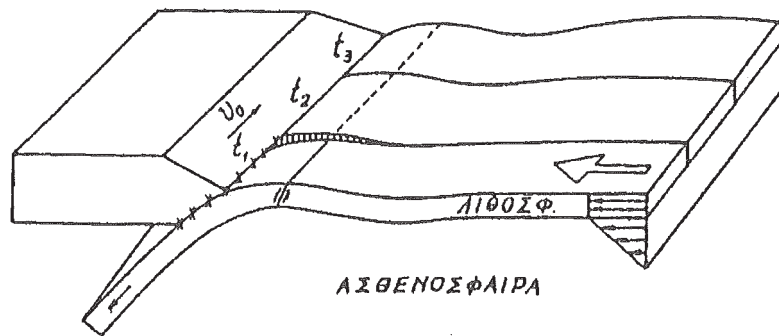
Στο σχ. 2 φαίνεται, μεταξύ άλλων, η περίπτωση των πλακών που αποκλίνουν εκατέρωθεν της μεσοωκεάνιας ράχους, όπου αναδύεται θερμό υλικό από το μανδύα και στη συνέχεια ψύχεται και δημιουργεί τις πλάκες αντίθετα, στα απέναντι σύνορα των πλακών αυτών (ηπειρωτικό σύστημα διαρρήξεως) έχουμε σύγκλιση των λιθοσφαιρικών πλακών και ειδικότερα διολίσθηση της πυκνότερης ωκεάνιας πλάκας κάτω από την ηπειρωτική και καταβύθισή της στο εσωτερικό του μανδύα.



Σχ. 2. Η κίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών από (2).

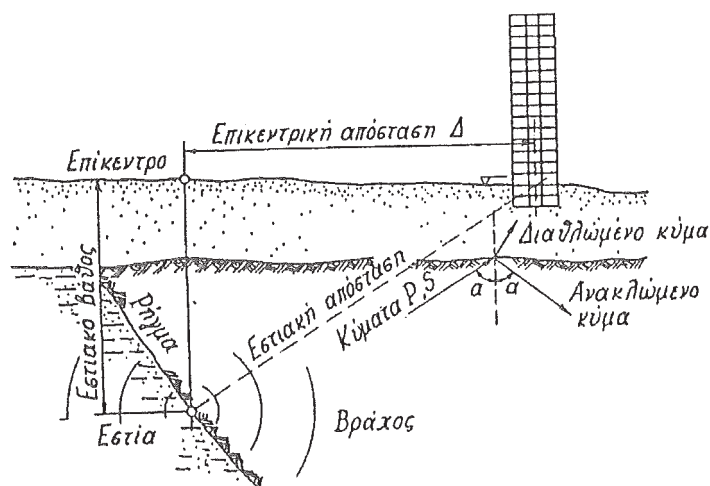
Οι προηγούμενες σχετικές κινήσεις των πλακών συνεπάγονται την προοδευτική αύξηση των τάσεων και παραμορφώσεων στις περιοχές επαφής τους και την αποθήκευση μεγάλων ποσοτήτων ενέργειας παραμορφώσεως. Έτσι, όταν οι αναπτυσσόμενες τάσεις υπερβούν την αντοχή των πετρωμάτων, επέρχεται απότομη θραύση και δημιουργία του πρώτου σεισμικού ρήγματος. Η ενέργεια που απελευθερώνεται θέτει σε παλμική κίνηση τα εκατέρωθεν του ρήγματος πετρώματα, που διαδίδεται στη συνέχεια στο χώρο με τη μορφή σεισμικών κυμάτων.

Ο μηχανισμός θραύσεως των πετρωμάτων εμφανίζει μεγάλη ποικιλία μορφών και δεν είναι εύκολο προς το παρόν να περιγραφεί με ακρίβεια και πληρότητα. Στο σχ. 3 φαίνεται το μοντέλο του Anderson, με το οποίο ερμηνεύεται η κατεύθυνση και η ταχύτητα διαδόσεως των τάσεων στο ρήγμα σε διαδοχικούς σεισμούς. Η υπόψη κατεύθυνση έχει ιδιαίτερη σημασία, γιατί έχει παρατηρηθεί ότι συμπίπτει με αύξηση των προκαλουμένων βλαβών.



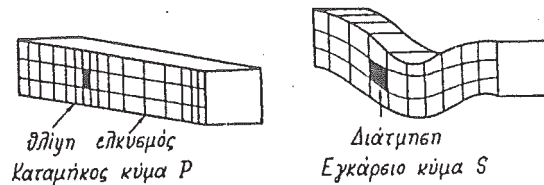
Σχ. 3. Το μοντέλο του Anderson από (2)

Η περιοχή ενάρξεως της ρήξεως -που στη συνέχεια επεκτείνεται- λέγεται εστία του σεισμού ή υπόκεντρο, ενώ το μικροσεισμικό επίκεντρο βρίσκεται στην ίδια κατακόρυφη επάνω στην επιφάνεια της Γης (σχ. 4). Ανάλογα με το εστιακό Βάθος h οι σεισμοί λέγονται επιφανειακοί ($h < 60$ km), ενδιάμεσου βάθους ($h = 60 - 300$ km) και σεισμοί βάθους ($h > 300$ km), οι οποίοι δεν γίνονται αισθητοί στην επιφάνεια της Γης. Οι επιφανειακοί σεισμοί εμφανίζονται συνήθως με τη μορφή μιας σεισμικής ακολουθίας,



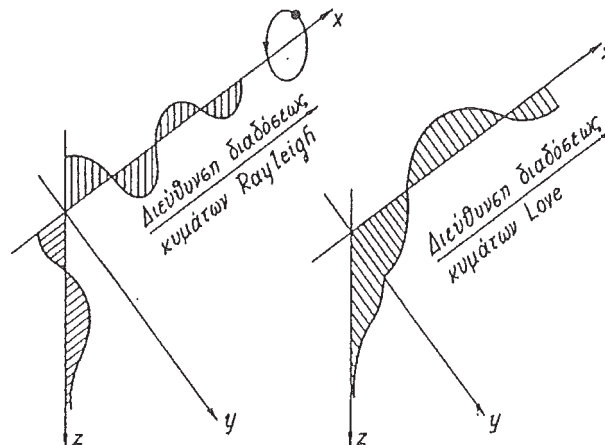
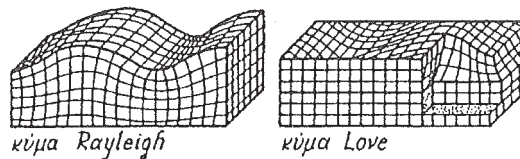
Σχ. 4. Γεωμετρικά στοιχεία σεισμού

δηλαδή υπάρχουν μικρά σχετικά χρονικά διαστήματα με έντονη σεισμική δράση. Ο μεγαλύτερος σεισμός της ακολουθίας λέγεται κύριος σεισμός, οι προηγούμενοι από αυτόν σεισμοί λέγονται προσεισμοί και οι επόμενοι μετασεισμοί. Με κέντρο την εστία η ταλάντωση διαδίδεται προς όλες τις κατευθύνσεις με τη μορφή κυμάτων χώρου (σχ. 5).



Σχ. 5. Τα κύματα χώρου

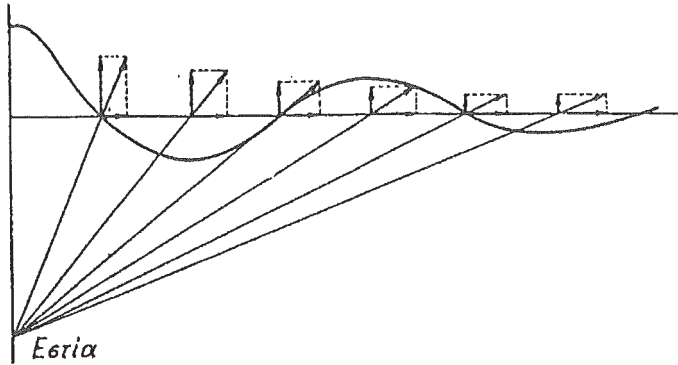
Τα κύματα αυτά διακρίνονται στα επιμήκη P, που διαδίδονται με ταχύτητα ($v_p = 8$) km/s περίπου και στα εγκάρσια S, που διαδίδονται με μικρότερη ταχύτητα ($v_s = 5$) km/s. Τα πρώτα είναι κύματα πίεσης-ελκυσμού, προκαλούν μεταβολή του όγκου και έχουν μικρή περίοδο και μικρό πλάτος ταλαντώσεως τα δεύτερα είναι διατμητικά με πολύ μεγαλύτερη περίοδο και πλάτος ταλαντώσεως, προκαλούν μεταβολή του σχήματος και για το λόγο αυτό δεν διαδίδονται σε ρευστά μέσα.



Σχ. 6. Τα επιφανειακά κύματα

Στις περιοχές ασυνεχειών των εδαφικών στρωμάτων τα παραπάνω κύματα ανακλώνται και διαθλώνται και φθάνοντας στην επιφάνεια της Γης δημιουργούν τα επιφανειακά κύματα (L - κύματα) (σχ. 6). Αυτά διαδίδονται με μικρότερη ταχύτητα από τα χωρικά, έχουν μεγάλο πλάτος ταλαντώσεως και διακρίνονται σε κύματα Rayleigh (R - κύματα) και σε κύματα Love (Q - κύματα). Όπως φαίνεται στο σχ. 6 κατά τη διάδοση των κυμάτων Rayleigh τα υλικά σημεία διαγράφουν κατακόρυφες ελλείψεις, ενώ κατά τη διάδοση των κυμάτων Love (σε στρωματοποιημένο πάντοτε μέσο) τα υλικά σημεία κινούνται παράλληλα προς την επιφάνεια και κάθετα προς τη διεύθυνση διαδόσεως.

Από τη σύνθεση όλων των προηγούμενων κυμάνσεων προκύπτει η τελική κίνηση στο τυχόν σημείο της επιφάνειας (σχ. 7). Η υπόψη κίνηση μπορεί να αναλυθεί σε τρεις ανεξάρτητες συνιστώσες, δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη.



Σχ. 7. Η οριζόντια και η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής κινήσεως.

Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες είναι περίπου ισότιμες και σαφώς μεγαλύτερες από την κατακόρυφη, εκτός από την περιοχή του επικέντρου. Είναι, τέλος, αξιοσημείωτο ότι σε δεδομένη Θέση δεν υπάρχει χαρακτηριστική διεύθυνση του σεισμού.

Αποτίμηση των σεισμών

Για τη "μέτρηση" των σεισμών και των επιπτώσεών τους στον άνθρωπο και τον περιβάλλοντα χώρο χρησιμοποιούνται δύο ποσότητες: το μέγεθος M και η ένταση I του σεισμού. Επίσης για τις εφαρμογές Πολιτικού Μηχανικού ιδιαίτερη σημασία έχουν οι καταγραφές με ειδικά όργανα (επιταχυνσιόμετρα) των εδαφικών κινήσεων στην επιφάνεια της Γης, λόγω ισχυρών σεισμικών δονήσεων (strong ground motion). Με τα όργανα αυτά, που αποτελούν ειδικό τύπο σεισμομέτρου, γίνεται απευθείας μέτρηση της επιταχύνσεως του εδάφους οριζόντια (π.χ. βορράς - νότος, ανατολή - δύση) και κατακόρυφα. Στη συνέχεια, με χρονική ολοκλήρωση, υπολογίζεται η ταχύτητα και η μετατόπιση του εδάφους στο θεωρούμενο σημείο.

α. Μέγεθος. Η ποσοτική σύγκριση διάφορων σεισμών μεταξύ τους γίνεται με τη λεγόμενη κλίμακα μεγεθών του Richter. Ο Richter, έπειτα από συγκριτικές μελέτες πολλών σεισμών στην Καλιφόρνια των Η.Π.Α., όρισε αρχικά (1935) το τοπικό μέγεθος M_L ενός σεισμού από τη σχέση [2]:

$$M_L = \text{Log } A(\Delta) / A_0(\Delta) = \text{Log } A(\Delta) - \text{Log } A_0(\Delta) \quad (1)$$

όπου Δ η επικεντρική απόσταση και A , A_0 τα μέγιστα πλάτη αναγραφής, σε σεισμόμετρο Wood-Anderson, του θεωρούμενου σεισμού και ενός πρότυπου σεισμού αντίστοιχα· ως πρότυπος σεισμός ή σεισμός μηδενικού μεγέθους ορίσθηκε ο σεισμός που γράφεται με πλάτος 1 m (μικρό) σε απόσταση $\Delta = 100$ km. Στον προηγούμενο τύπο είναι $\Delta \leq 600$ km και το $A_0(\Delta)$ δίδεται από πίνακες που έχουν συνταχθεί.

Η κλίμακα του τοπικού μεγέθους M_L στηρίζεται στη μέτρηση του μέγιστου πλάτους των εγκάρσιων κυμάτων S από τα σεισμόμετρα Wood-Anderson με ιδιοπερίοδο 0,8 sec και είναι κατάλληλη μόνο για κοντινούς σεισμούς. Έτσι, για τον υπολογισμό του μεγέθους

σεισμών με διάφορα εστιακά βάρη και μεγάλες επικεντρικές αποστάσεις, με τη χρήση οποιουδήποτε σεισμομέτρου, επινοήθηκε αργότερα από τον Gutenberg (1945) η κλίμακα του επιφανειακού μεγέθους M_S και η κλίμακα του ενιαίου Μεγέθους M_b (για εστιακά βάρη > 60 km). Η πρώτη στηρίζεται σε μετρήσεις πλατών επιφανειακών κυμάτων και η δεύτερη χωρικών P-κυμάτων.

Όλα τα παραπάνω μεγέθη συνδέονται μεταξύ τους με ορισμένες σχέσεις, ενώ με τον γενικό όρο μέγεθους M εννοούμε το επιφανειακό μέγεθος M_S . Αυτό για τον ελληνικό χώρο δίδεται από τον τύπο (1):

$$M = \text{Log } a + 1,41 \text{ Log } \Delta + 0,2 \quad (2)$$

όπου a το ημίθροισμα των μέγιστων πραγματικών πλατών των δύο οριζόντιων συνιστωσών της μέγιστης κινήσεως σε (m) και Δ η επικεντρική απόσταση σε(km).

Η κλίμακα μεγεθών είναι ανοικτή τόσο προς τα άνω όσο και προς τα κάτω. Οι σεισμοί με μέγεθος $M > 2$ γίνονται γενικά αισθητοί από τον άνθρωπο, ενώ με μέγεθος $M > 5$ προκαλούν διάφορες βλάβες σε κατοικημένες περιοχές. Ο μεγαλύτερος σεισμός στον κόσμο (Λισσαβώνα, 1755) εκτιμάται ότι είχε μέγεθος 9,25, ενώ ο μεγαλύτερος σεισμός που μετρήθηκε μέχρι σήμερα είχε μέγεθος 8,75. Σημειώνουμε, τέλος, ότι λόγω των πολλών απλουστεύσεων που γίνονται δεκτές για την περιγραφή του σύνθετου φυσικού φαινομένου, η μέτρηση του μεγέθους περιέχει πάντοτε μία αβεβαιότητα της τάξεως του 0,2 έως 0,3 (2).

Το μέγεθος ενός σεισμού, όπως προκύπτει από τον ορισμό του, αποτελεί ουσιαστικά ένα μέτρο συγκρίσεως μικρών και μεγάλων σεισμών και όχι έναν ποσοτικό δείκτη των φυσικών ιδιοτήτων της πηγής παραγωγής τους. Εντούτοις, με διάφορες μελέτες που έγιναν, επιτεύχθηκε ο συσχετισμός του μεγέθους με ένα απόλυτο φυσικό μέγεθος, ήτοι με την ενέργεια που εκλύεται στην εστία ενός σεισμού. Έτσι, βρέθηκε ότι η παραπάνω ενέργεια (σε έργια) για $M > 5$ δίδεται από τη σχέση:

$$\text{Log } E = 12,24 + 1,44 M . (3)$$

Η σχέση αυτή δηλώνει ότι αύξηση του μεγέθους κατά μία μονάδα συνεπάγεται αύξηση της ενέργειας κατά 28 φορές περίπου. Τα παραπάνω ισχύουν για μεγέθη μέχρι $M = 7$, πέρα από τα οποία το μέγεθος δεν αποτελεί κατάλληλο μέτρο της ενέργειας, λόγω του φαινομένου κορεσμού του μεγέθους. Στην περίπτωση αυτή καλύτερο μέτρο της ενέργειας αποτελεί το μέγεθος της λεγόμενης σεισμικής ροπής.

b. Ένταση. Με τον όρο μακροσεισμική ένταση I ενός σεισμού επιδιώκεται η θέσπιση ενός "μέτρου" των επιπτώσεων του υπόψη σεισμού στον άνθρωπο και στον περιβάλλοντα χώρο. Μία τέτοια όμως αντικειμενική μέτρηση θα μπορούσε θεωρητικά να γίνει με τη βοήθεια πολλών τυχαίων μεταβλητών και όχι με μία μόνη παράμετρο διότι το βλαπτικό δυναμικό ενός σεισμού εξαρτάται από τη συσχέτιση της σεισμικής κινήσεως (επιτάχυνση, συχνотικό περιεχόμενο, κλπ.) με τα δυναμικά χαρακτηριστικά των κατασκευών (ιδιοπερίοδοι, αποσβέσεις, κλπ.). Έτσι π.χ. η ίδια σεισμική δόνηση είναι δυνατόν να είναι καταστροφική για τις δύσκαμπτες κατασκευές και ελάχιστα βλαπτική για τις εύκαμπτες ή αντίστροφα.

Εντούτοις, για την ποιοτική εκτίμηση των βλαβών δεδομένων σεισμών, έχουν επινοηθεί ορισμένες εμπειρικές κλίμακες μακροσεισμικών εντάσεων με καθορισμένη, υποκειμενικά άλλωστε, βαθμονόμηση. Οι βασικές κλίμακες που χρησιμοποιούνται είναι:

- Η δωδεκαβάθμια κλίμακα Mercalli.
 - Η δωδεκαβάθμια κλίμακα Medvedev-Sponheur-Karnik (MSK).
 - Η επταβάθμια Ιαπωνική κλίμακα (JMA).
- Η πρώτη από τις παραπάνω κλίμακες προδιαγράφει ως εξής τους Βαθμούς εντάσεως:

Βαθμός I	Δεν γίνεται αντιληπτός από τον άνθρωπο.
Βαθμοί II – III	Γίνεται αντιληπτός από μικρό αριθμό ανθρώπων.
Βαθμοί IV - V	Γίνεται αντιληπτός από μεγάλο αριθμό ανθρώπων.
Βαθμός VI	Γίνεται αντιληπτός από το σύνολο σχεδόν του πληθυσμού και οι καμπάνες των εκκλησιών χτυπούν.
Βαθμός VII	Ελαφρές ζημιές σε κτίσματα.
Βαθμοί VIII - IX	Σοβαρές ζημιές σε κτίσματα και εμφάνιση ρωγμών στο έδαφος.
Βαθμός X	Γενική κατάρρευση οικοδομών.
Βαθμοί XI - XII.	Καταστροφή.

Η κλίμακα M.S.K. είναι ακριβέστερη από την προηγούμενη, γιατί λαμβάνει υπόψη το είδος και το ποσοστό των κτιρίων που έχουν υποστεί βλάβες.

Η γεωγραφική, τέλος, κατανομή των εντάσεων σε μία περιοχή γίνεται με τις ισόσειστες καμπύλες που την χωρίζουν σε τμήματα ίσης εντάσεως. Στην πλειόσειστη περιοχή έχουμε τη μέγιστη ένταση και στο κέντρο της περιοχής αυτής βρίσκεται το μακροσεισμικό επίκεντρο που, γενικά, δεν ταυτίζεται με το μακροσεισμικό επίκεντρο του σχ. 4.

Εκτός από τις προηγούμενες εμπειρικές κλίμακες που βασίζονται στην παρατήρηση πραγματικών βλαβών, έχουν προταθεί και ορισμένες άλλες ποσότητες ως «μέτρα» των μακροσεισμικών επιπτώσεων των σεισμών. Μία τέτοια ποσότητα είναι η φασματική ένταση (Housner) :

$$S_1 = \int_{0,1}^{2,5} S_v dT \quad (4)$$

όπου S_v η φασματική ταχύτητα (βλ. παραδ. 1.7) και T η Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος των κατασκευών, που βρίσκεται συνήθως στο διάστημα (0,1 = 2,5). Το S_1 συνδέεται άμεσα με τη συνολική ενέργεια που εισάγεται από το σεισμό στις κατασκευές κι η αξιοπιστία του εξαρτάται, εκτός των άλλων, από την ομοιόμορφη κατανομή των ιδιοπεριόδων των κατασκευών στο διάστημα 0,1 + 2,5. Επίσης, μία δεύτερη ποσότητα είναι η ένταση του Arias:

$$I_A = \int_0^{t_u} a^2(t) dt \quad (5)$$

όπου $a(t)$ η εδαφική επιτάχυνση και t_u ο συνολικός χρόνος του σεισμού. Εδώ λαμβάνεται υπόψη η συνδυασμένη επιρροή των επιταχύνσεων και της διάρκειας του

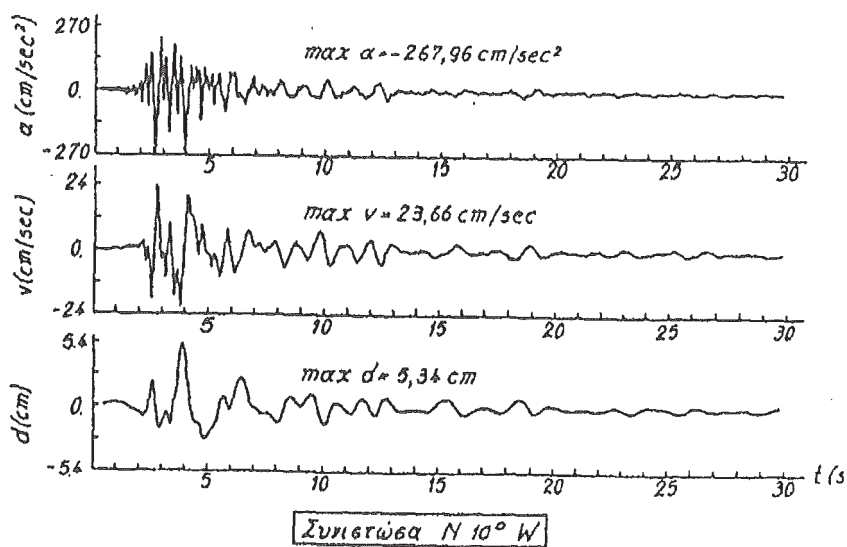
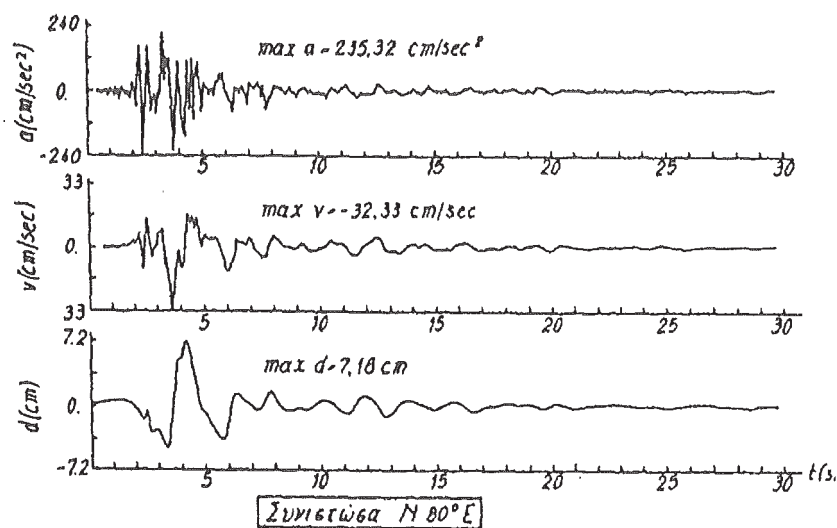
σεισμού. Πάντως, παρά τον "αντικειμενικό" χαρακτήρα των προηγούμενων μεγεθών, είναι φανερό ότι στηρίζονται σε μεμονωμένες παραμέτρους και όχι στο συνδυασμό πολλών παραμέτρων.

γ. Εδαφικές κινήσεις. Η εδαφική κίνηση στο τυχόν σημείο του εδάφους προσδιορίζεται με τη βοήθεια τριών επιταχυνσιογραφημάτων που δίνουν τις επιταχύνσεις του σημείου συναρτήσει του χρόνου· τα δύο επιταχυνσιογραφήματα αναφέρονται στις δύο οριζόντιες (και κάθετες μεταξύ τους) συνιστώσες της κινήσεως και το τρίτο στην κατακόρυφη συνιστώσα. Η καταγραφή γίνεται πρώτα σε φιλμ, κατά τη διάρκεια του σεισμού από τα επιταχυνσιόμετρα και στη συνέχεια ψηφιοποιείται και "διορθώνεται" για να απαλλαγεί από ορισμένες παρασιτικές επιρροές. Με διαδοχική ολοκλήρωση των επιταχύνσεων υπολογίζονται οι ταχύτητες και οι μετατοπίσεις του σημείου. Στα σχ. 8 α, β φαίνονται τα "διορθωμένα" διαγράμματα επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετατοπίσεων που έχουν καταγραφεί κατά το σεισμό της Καλαμάτας (13/9/86).

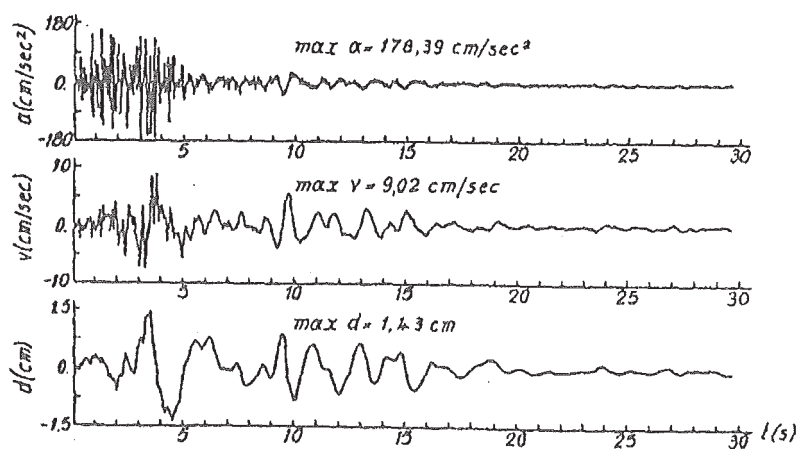
Σε ένα επιταχυνσιογράφημα διακρίνουμε, γενικά, τρεις περιοχές. Η πρώτη περιοχή, με τις πολύ μικρές τεταγμένες, αντιστοιχεί στα ταχύτερα διαδιδόμενα επιμήκη Ρ-κύματα, ενώ η δεύτερη αρχίζει με την άφιξη των εγκαρσίων S-κυμάτων που προκαλούν απότομη αύξηση των τεταγμένων από τη διαφορά των χρόνων αφίξεως των παραπάνω κυμάτων υπολογίζεται η απόσταση της εστίας από το σημείο καταγραφής. Η τρίτη περιοχή αρχίζει με την άφιξη και των επιφανειακών L-κυμάτων, εμφανίζει επίσης μεγάλες τεταγμένες και ο διαχωρισμός της από την προηγούμενη περιοχή δεν είναι σαφής.

Οι τρεις συνιστώσες των επιταχύνσεων ενός σημείου είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους, αλλά οι δύο οριζόντιες εμφανίζουν, γενικά, πολλές ομοιότητες, τόσο ως προς τις συχνότητες όσο και ως προς τις μέγιστες επιταχύνσεις. Η κατακόρυφη συνιστώσα διαφέρει εμφανώς από τις δύο οριζόντιες περιέχει κατά κανόνα υψηλές συχνότητες και η μέγιστη επιτάχυνσή της ισούται περίπου με τα 2/3 της μέγιστης οριζόντιας. Εντούτοις αυτό το τελευταίο δεν είναι απόλυτο, γιατί υπήρξαν και περιπτώσεις σεισμών όπου η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση ήταν μεγαλύτερη από την οριζόντια (π.χ. σεισμός El Centro η" 6, Καλιφόρνια 1979, με μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση 1,75 g έναντι 0,5 g της οριζόντιας).

Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι η συνάρτηση επιταχύνσεως από πιθανοτική άποψη είναι μία τυχαία συνάρτηση του χρόνου που καθορίζει μη στάσιμη διαδικασία (nonstationary process). Το γεγονός αυτό δημιουργεί μεγάλες δυσκολίες κατά την στοχαστική ανάλυση του προβλήματος, τόσο ως προς την διέγερση όσο και ως προς την απόκριση των κατασκευών, πράγμα που αποτελεί μία επιπλέον διαφοροποίηση της σεισμικής διεγέρσεως από άλλες τυχαίες διεγέρσεις με στάσιμη διαδικασία (π.χ. ανεμοπίεση).



Σχ. 8α. Οι οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού της Καλαμάτας, από (3)



Σχ. 8β. Οι κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού της Καλαμάτας, από (3)

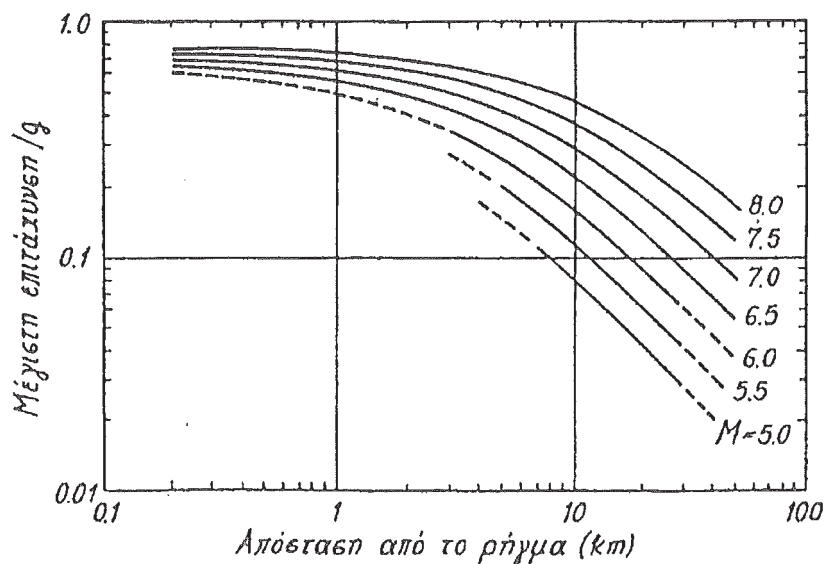
Ανεξάρτητα πάντως από τις παραπάνω δυσκολίες οι καταγραφές ισχυρών σεισμικών δονήσεων αποτελούν τα πιο χρήσιμα για τον Μηχανικό δεδομένα, διότι δίνουν τα παρακάτω ουσιώδη για τη μελέτη αντισεισμικών κατασκευών στοιχεία:

- Τη μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους, καθώς και τον αριθμό και την κατανομή των κορυφών (peak), που υπερβαίνουν μία καθορισμένη τιμή επιταχύνσεως.
- Τη διάρκεια του σεισμού, καθώς και την περιοχή συχνοτήτων της ταλαντώσεως (αριθμός διελεύσεων από το μηδέν).

Αλλά η μεγαλύτερη πρακτική αξία, ιδιαίτερα των επιταχυνσιογραφημάτων, έγκειται στο γεγονός ότι επιτρέπουν, όπως θα δούμε, την κατασκευή των φασμάτων αποκρίσεως, με τα οποία εκφράζεται ποσοτικά η σεισμική δράση σε κάθε κατασκευή ανάλογα με τις μηχανικές της ιδιότητες (ακαμψία, πλαστιμότητα, κλπ.).

Από τη σκοπιά του Πολιτικού Μηχανικού είναι προφανές ότι κατά την φάση μελέτης και κατασκευής ενός έργου ο αναμενόμενος σεισμός είναι πάντοτε άγνωστος. Τίθεται, επομένως, το πρόβλημα της εκτιμήσεως των χαρακτηριστικών του αναμενόμενου σεισμού με βάση τα προϋπάρχοντα σεισμολογικά, γεωτεκτονικά και εδαφολογικά στοιχεία. Έτσι π.χ. σε πρώτη προσέγγιση η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση μπορεί να εκτιμηθεί από εμπειρικές σχέσεις συναρτήσεως της έντασεως I ή συναρτήσεως του μεγέθους M βάσει των λεγόμενων νόμων εξασθενήσεως. Μία τέτοια σχέση είναι η ακόλουθη (1):

$$\text{Log } a = 1/3 - 1/2 \quad (6)$$



Σχ. 9 Ο νόμος εξασθενήσεως του Campbell, από (4)

όπου a η επιτάχυνση και I η ένταση στην κλίμακα Mercalli. Επίσης στο σχ. 9 φαίνεται ο νόμος εξασθενήσεως του Campbell που ισχύει για κοντινούς σεισμούς (4). Η γενικότερη όμως και ορθολογικότερη αντιμετώπιση του υπόψη προβλήματος γίνεται με ειδικές μελέτες σεισμικότητας και σεισμικής επικινδυνότητας των διαφόρων περιοχών της χώρας που αποτελούν αντικείμενο της Τεχνικής Σεισμολογίας (4),(5). Επίσης η περαιτέρω εξειδίκευση των μελετών αυτών σε πολλή στενή περιοχή (π.χ. μία πόλη) αποτελεί αντικείμενο ειδικότερων μικροζωνικών μελετών.

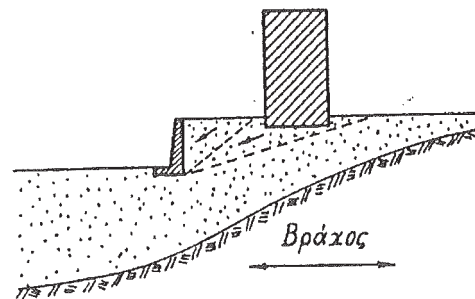
Η σεισμική δράση επάνω στις κατασκευές

Ανεξάρτητα από την γενική αποτίμηση, βασικό πρόβλημα για τον Μηχανικό αποτελεί ο μηχανισμός δράσεως των σεισμών επάνω στις κατασκευές. Έτσι, από υπολογιστική άποψη και κατ' αναλογία προς άλλες στατικές και δυναμικές φορτίσεις, η σεισμική δράση θα μπορούσε καταρχήν να θεωρηθεί σαν μία απότομη και με εναλλασσόμενη φορά κίνηση της θεμελιώσεως. Πρόκειται δηλαδή για δυναμικά επιβαλλόμενη μετακίνηση, λόγω της οποίας η κατασκευή εκτελεί εξαναγκασμένη ταλάντωση.

Εντούτοις η παραπάνω εικόνα του φαινομένου δεν είναι πλήρης. Διότι ανάμεσα στο μητρικό πέτρωμα -απαρχή της δονήσεως- και την Θεμελίωση παρεμβάλλονται συνήθως επάλληλες εδαφικές στρώσεις, που δεν αποτελούν ένα "ουδέτερο" μέσο διαδόσεως της σεισμικής δράσεως. Στην πραγματικότητα η εξαναγκασμένη κίνηση της θεμελιώσεως αποτελεί τη σεισμική απόκριση των παραπάνω εδαφικών στρώσεων ή, ακριβέστερα, τη σεισμική απόκριση του συμπλέγματος "έδαφος + κατασκευή".

Επομένως, η ποιοτική τουλάχιστον Θεώρηση του συμπλέγματος αυτού είναι υποχρεωτική, έστω και αν ο υπολογισμός περιορίζεται συνήθως μόνο στην κατασκευή. Από την άποψη αυτή ιδιαίτερη σπουδαιότητα έχουν ορισμένες μεγάλες παραμορφώσεις του εδάφους με αθροιστικό χαρακτήρα, στις οποίες θα αναφερθούμε περιληπτικά πριν προχωρήσουμε στην ανάλυση των μηχανισμών διεγέρσεως των κατασκευών.

a. Κατολισθήσεις. Προκαλούνται από έντονες διατρητικές παραμορφώσεις του εδάφους. Στο σχ. 10 φαίνεται η περίπτωση κτιρίου θεμελιωμένου επάνω σε χαλαρή εδαφική απόθεση που διατρέχει άμεσο κίνδυνο κατολισθήσεως κατά το σεισμό. Στην περίπτωση αυτή, αν δεν είναι δυνατή η πλήρης αποφυγή της, επιβάλλεται οπωσδήποτε η Θεώρηση του συμπλέγματος εδάφους - ανωδομής κατά τον υπολογισμό.



Σχ. 10. Κατασκευή σε επικλινές έδαφος

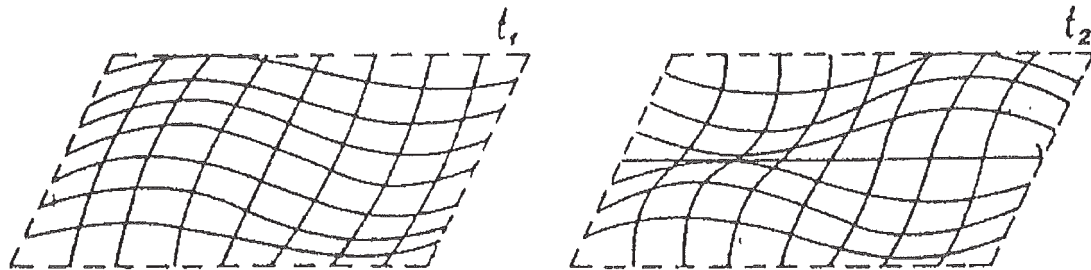
b. Επιφανειακό ρήγμα. Είναι μάλλον συνήθης η περίπτωση "ανόδου" του σεισμικού ρήγματος μέχρι την επιφάνεια του εδάφους σε επιφανειακούς σεισμούς. Αν το ρήγμα διασχίζει τη Θεμελίωση μιάς κατασκευής, η ανεπανόρθωτη βλάβη της τελευταίας - και της κατασκευής συνακόλουθα- είναι αναπότρεπτη.

c. Ρευστοποίηση εδάφους. Εμφανίζεται σε κορεσμένα αμμώδη εδάφη με ορισμένη κοκκομετρική σύνθεση, λόγω προοδευτικής αυξήσεως της πίεσεως πόρων. Το έδαφος χάνει πλήρως τη διατρητική του αντοχή με αποτέλεσμα την καθίζηση, ανατροπή, κλπ, των υπερκείμενων κατασκευών. Στη φωτογραφία της πρώτης σελίδας του κεφαλαίου αυτού φαίνονται οι συνέπειες της ρευστοποίησης του εδάφους σε ένα συγκρότημα κτιρίων κατά το σεισμό της Niigata (1964). Επίσης, εάν το ρευστοποιημένο έδαφος βρίσκεται επάνω σε κεκλιμένο υπόστρωμα, προκαλείται "ροή" μεγάλων εδαφικών όγκων και πλήρης αλλοίωση της τοπογραφίας της περιοχής.

d. Συμπύκνωση εδάφους. Οι σεισμικές ταλαντώσεις προκαλούν συμπύκνωση των μη συνεκτικών εδαφών και συνακόλουθες καθιζήσεις. Ανάλογα με τη συνοχή του εδάφους οι παραπάνω καθιζήσεις μπορούν να φθάσουν το 1% ή και περισσότερο, με αποτέλεσμα την άμεση πρόκληση βλαβών στις κατασκευές.

Σημειώνουμε, τέλος, το γενικότερο φαινόμενο της αλληλεπιδράσεως εδάφους – κατασκευής, το οποίο όμως μπορεί να είναι άλλοτε δυσμενές και άλλοτε ευμενές για τις κατασκευές. Με τον όρο αυτό εννοούμε την αλλοίωση που υφίσταται η σεισμική κίνηση στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους, δηλαδή η λεγόμενη κίνηση ελευθέρου πεδίου (*free field motion*), λόγω της παρουσίας εκεί μιας κατασκευής. Η υπόψη αλλοίωση είναι μεγάλη στην περίπτωση μαλακού εδάφους και βαριάς δύσκαμπτης κατασκευής και αμελητέα στην περίπτωση σκληρού εδάφους και εύκαμπτης κατασκευής.

Έπειτα από την προηγούμενη υπόμνηση των ειδικών περιπτώσεων "παθολογίας" του εδάφους, που συνήθως οδηγούν σε πρώιμη αστοχία των κατασκευών, θεωρούμε τη γενική περίπτωση ομαλής μεταδόσεως της σεισμικής δράσεως από το έδαφος στις υπερκείμενες κατασκευές. Στο σχ. 11 φαίνονται ενδεικτικά δύο μορφές της παραμορφωμένης επιφάνειας του εδάφους κατά το σεισμό. Το τυχόν σημείο της επιφάνειας θα εμφανίζει γενικά μία μετατόπιση στο χώρο, τα δε σημεία μιας αρχικής ευθείας θα βρίσκονται, μετά την παραμόρφωση, επάνω σε μία στρεβλή καμπύλη του



Σχ. 11. Η παραμόρφωση της επιφάνειας του εδάφους

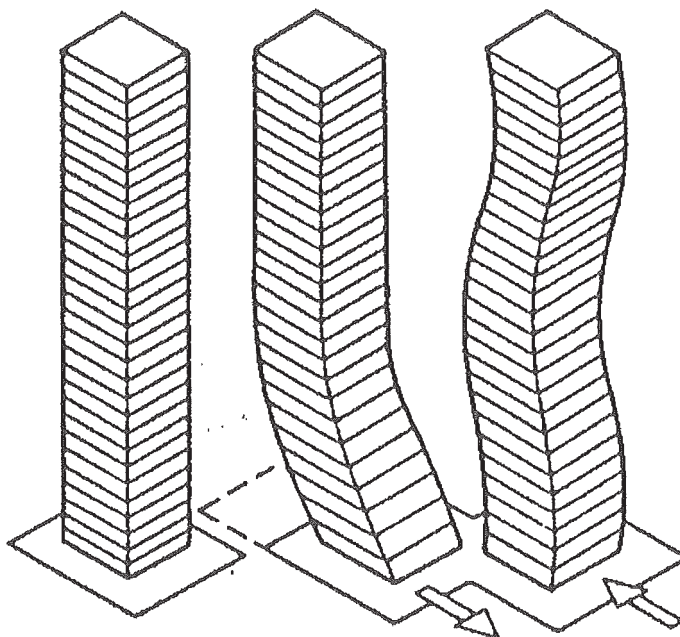
χώρου λόγω των άνισων μετατοπίσεων μεταξύ τους. Έτσι, η στρεβλή επιφάνεια του εδάφους θα εμφανίζει καμπυλότητες, τόσο σε οριζόντιο επίπεδο όσο και σε τυχόν κατακόρυφο.

Η κίνηση του εδάφους Θεμελιώσεως μιας συνήθους κατασκευής (π.χ. κτίριο) είναι δυνατόν να θεωρηθεί ότι αποτελείται:

- από μία μεταφορική κίνηση στερεού σώματος με αμετάβλητες αποστάσεις των διαφόρων σημείων και με συνιστώσες u , v και w ως προς ένα τρισσορθογώνιο σύστημα αναφοράς $Oxyz$,
- από διαφορικές μετατοπίσεις των διαφόρων σημείων λόγω παραμορφώσεως του εδάφους, μεταβλητές στην έκταση της Θεμελιώσεως.

Η παραπάνω μεταφορική κίνηση του εδάφους εξομοιώνεται με την κίνηση που μας δίνουν τα επιταχυνσιογραφήματα, όπως αναπτύχθηκε στην προηγούμενη παράγραφο. Η κίνηση αυτή εισάγεται αυτούσια στη θεμελίωση και αποτελεί το

πρωταρχικό αίτιο προκλήσεως ταλαντώσεων στο σύνολο της κατασκευής (σχ. 12). Κατά την υπόψη ταλάντωση τα διάφορα στοιχεία της κατασκευής υποβάλλονται σε κυκλικές



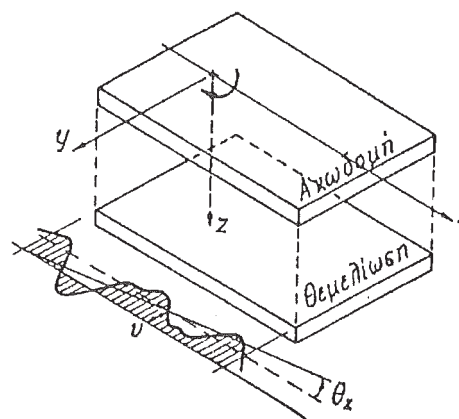
Σχ. 12. Η μεταφορική διέγερση της θεμελιώσεως

παραμορφώσεις μεγάλου πλάτους, ως επί το πλείστον στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, με παράλληλη αλλοίωση της ακαμψίας και της αντοχής (ιδιαίτερα σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα). Ο μη γραμμικός χαρακτήρας της αποκρίσεως συνεπάγεται την ταυτόχρονη Θεώρηση των τριών συνιστωσών της μεταφορικής διεγέρσεως εντούτοις, εκτός από ελάχιστες εξαιρέσεις, κατά κανόνα περιοριζόμαστε στην ανεξάρτητη θεώρηση κάθε συνιστώσας, υποθέτοντας ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής.

Το είδος, τώρα, της ταλαντώσεως εξαρτάται από τη δομή της κατασκευής. Γενικά, κάθε συνιστώσα της μεταφορικής κινήσεως της θεμελιώσεως μπορεί να προκαλέσει ταλάντωση των στοιχειωδών μαζών με έξι συνιστώσες: τρεις μεταφορικές και τρεις περιστροφικές. Στην πραγματικότητα όμως ένας πολύ μικρός αριθμός από τις συνιστώσες αυτές είναι σημαντικός για τη συνολική απόκριση της κατασκευής. Έτσι π.χ. σε ένα συμμετρικό πολυώροφο κτίριο ή μεταφορική συνιστώσα της διεγέρσεως, που βρίσκεται σε ένα επίπεδο συμμετρίας, προκαλεί οριζόντιες, κατακόρυφες και στρωφικές (με οριζόντιο άξονα) ταλαντώσεις των μαζών από αυτές όμως μόνον οι οριζόντιες συνοδεύονται από ανάπτυξη σημαντικών δυνάμεων αδράνειας, ενώ οι κατακόρυφες δυνάμεις αδράνειας και οι αδρανειακές ροπές με οριζόντιο άξονα κατά κανόνα είναι αμελητέες. Μία ενδιαφέρουσα εξαίρεση από τον κανόνα αποτελούν οι πρόβολοι που εμφανίζουν σημαντικές κατακόρυφες δυνάμεις αδράνειας, καθώς επίσης και η περίπτωση μεγάλων συγκεντρωμένων μαζών που εμφανίζουν μεγάλες αδρανειακές ροπές (π.χ. υδατόπυργοι). Αν τώρα το πολυώροφο κτίριο είναι ασύμμετρο, τότε στις οριζόντιες ταλαντώσεις προστίθενται και οι στρεπτικές των πατωμάτων, οι οποίες συνοδεύονται από μεγάλες αδρανειακές ροπές στρέψεως.

Η κατακόρυφη μεταφορική κίνηση της Θεμελιώσεως προκαλεί στα ασύμμετρα κτίρια τόσο κατακόρυφες όσο και οριζόντιες ταλαντώσεις. Οι πρώτες συνοδεύονται από σημαντικές δυνάμεις αδράνειας, λόγω γειτνιασεως των υψηλών ιδιοσυχνοτήτων των κτιρίων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση με τις επίσης υψηλές συχνότητες της διεγέρσεως, ενώ το αντίθετο συμβαίνει για τις οριζόντιες ταλαντώσεις. Αλλά και οι κατακόρυφες δυνάμεις αδράνειας, γενικά, αντισταθμίζονται από τα διατιθέμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων, εκτός από ορισμένες περιπτώσεις κάμψεως. Μεταξύ αυτών πρωτεύουσα θέση κατέχουν οι οριζόντιοι πρόβολοι, τόσο οι ίδιοι όσο και οι κατασκευές που τους υποστηρίζουν. Επίσης, η αυξομείωση των αξονικών δυνάμεων κατά την κατακόρυφη ταλάντωση μπορεί να επηρεάσει δυσμενώς ορισμένες μηχανικές ιδιότητες των κατακόρυφων στοιχείων, όπως π.χ. μείωση της πλαστιμότητας και της διατμητικής αντοχής. Σημειώνουμε, τέλος, την σπάνια περίπτωση κατακόρυφης επιταχύνσεως που υπερβαίνει την επιτάχυνση της βαρύτητας g και συνεπάγεται άμεσες μετατοπίσεις ορισμένων στοιχείων (π.χ. τοίχων).

Ερχόμαστε τώρα στην ανάλυση του μηχανισμού δράσεως των διαφορικών μετατοπίσεων του εδάφους. Η συνολική επήρεια των μετατοπίσεων αυτών στην έκταση μιας περιορισμένης και δύσκαμπτης Θεμελιώσεως μπορεί να εκφρασθεί με τη βοήθεια μιας γωνίας στρέψεως θ_z περί κατακόρυφο άξονα και δύο γωνιών περιστροφής θ_x και θ_y περί οριζόντιους άξονες. Στο σχ. 13 φαίνεται η περίπτωση της στρεπτικής διεγέρσεως θ_z της Θεμελιώσεως από τη διάδοση επιφανειακών διατρητικών κυμάτων. Δυστυχώς μέχρι σήμερα δεν υπάρχουν δεδομένα από απευθείας μέτρηση των παραπάνω γωνιακών συνιστωσών της σεισμικής διεγέρσεως. Για το λόγο αυτό ο υπολογισμός τους γίνεται έμμεσα συναρτήσσει των γραμμικών συνιστωσών u , v και w βάσει των τύπων:



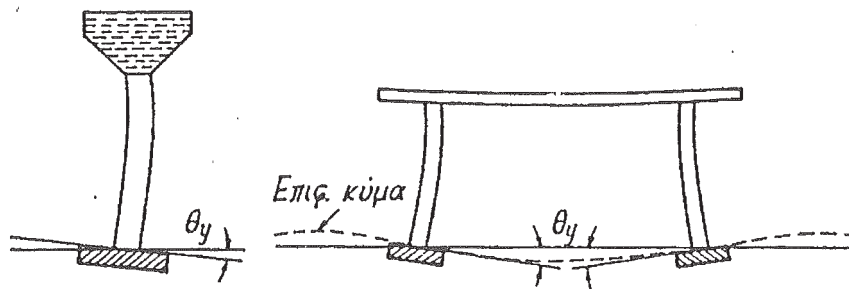
Σχ. 13. Στρεπτική διέγερση περιορισμένης και δύσκαμπτης θεμελιώσεως

$$\theta_z = 1/2(.u/.y - .u/.x), \quad \theta_x = .w/.y, \quad \theta_y = .w/.x \quad (7a, b, c)$$

που προκύπτουν από τις γενικές εξισώσεις της θεωρίας ελαστικότητας [6], [7].

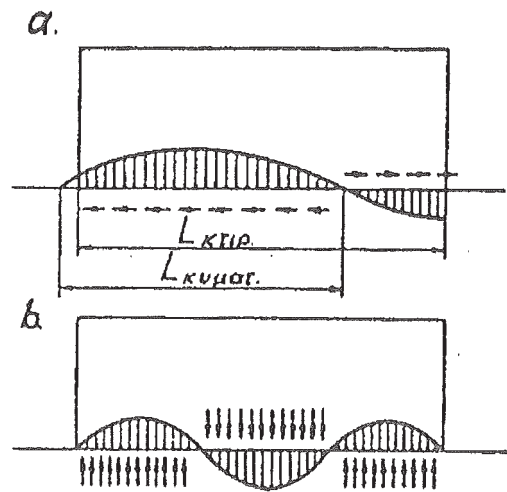
Είναι προφανές ότι η στρέψη θ_z της θεμελιώσεως προκαλεί στρεπτικές ταλαντώσεις όχι μόνον στα ασύμμετρα, αλλά και στα συμμετρικά κτίρια. Σε κάθε περίπτωση, από τη σύνθεση των αδρανειακών ροπών στρέψεως και των δυνάμεων αδράνειας λόγω μεταφορικής διεγέρσεως προκύπτει η λεγόμενη τυχηματική εκκεντρότητα των σεισμικών φορτίων. Το μέγεθος αυτό καθορίζεται προσεγγιστικά από τους κανονισμούς, λαμβάνοντας υπόψη και ορισμένες άλλες επιρροές, όπως π.χ. ανομοιομορφία ακαμψιών, μαζών, κλπ. Επίσης η παραπάνω τυχηματική εκκεντρότητα προσθαφαιρείται από τη δυναμική εκκεντρότητα, η οποία οφείλεται αποκλειστικά και μόνον σε μεταφορική διέγερση της Θεμελιώσεως και εμφανίζεται στα ασύμμετρα κτίρια. Οι γωνίες περιστροφής θ_x και θ_y της θεμελιώσεως προκαλούν μεταφορικές και ατροφικές (με οριζόντιο άξονα) ταλαντώσεις των μαζών. Η επιρροή των διεγέρσεων αυτών

συνήθως παραλείπεται, αλλά σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν να είναι σημαντική. Στο σχ. 14 φαίνονται δύο περιπτώσεις ατροφικών διεγέρσεων με σημαντική επιρροή στα υποστυλώματα. Η μεγάλη μάζα στην κορυφή του υδατόπυργου υφίσταται τόσο ατροφικές, όσο και μεταφορικές ταλαντώσεις κατά την υπόψη διέγερση.



Σχ. 14. Στροφικές διεγέρσεις θεμελιώσεων

Όλα τα προηγούμενα αναφέρονται στις συνήθεις περιπτώσεις Θεμελιώσεων μικρής εκτάσεως. Αν η Θεμελίωση είναι εκτεταμένη (γέφυρες, φράγματα, κλπ.), τότε η διάκριση των μετατοπίσεων του εδάφους σε μεταφορικές στερεού σώματος και σε διαφορικές δεν έχει έννοια. Στην περίπτωση αυτή απαιτείται η θεώρηση πολλαπλής διεγέρσεως της Θεμελιώσεως στα διάφορα σημεία της (multiple - support excitation), γιατί οι κινήσεις των σημείων αυτών είναι ανεξάρτητες. Μία τέτοια απευθείας αντιμετώπιση του προβλήματος προς το παρόν θέτει δυσεπίλυτα προβλήματα (8). Σημειώνουμε, τέλος, ότι στις επιμήκεις και δύσκαμπτες θεμελιώσεις προκαλείται κάποια απάμβλυνση των επιταχύνσεων ελευθέρου πεδίου (αλληλεπίδραση), λόγω τοπικών αλληλοαναιρέσεων κατά μήκος και καθ' ύψος (σχ. 15). Αυτό όμως συνεπάγεται τη δημιουργία αυτεντατικών καταστάσεων στη Θεμελίωση, τόσο οριζόντια όσο και κατακόρυφα, που το μέγεθός τους μπορεί να είναι σημαντικό (9).



Σχ. 15. Αυτεντατικές καταστάσεις σε επιμήκη κτίρια

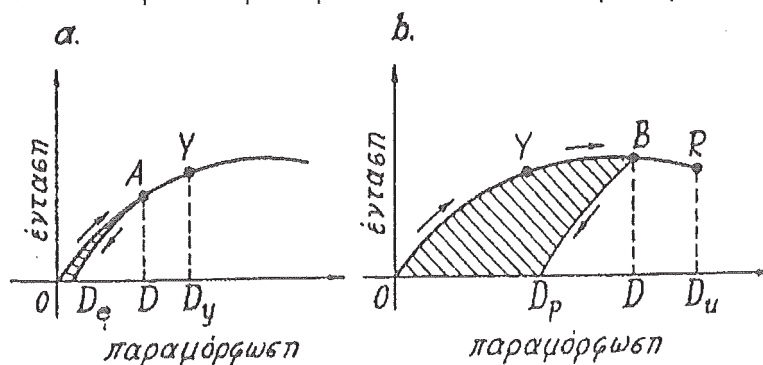
Η σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών

Μία απλή και καθολική εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών αποκτάται αν σκεφθούμε το ενεργειακό ισοζύγιο κατά τη διάρκεια της σεισμικής κινήσεως. Πράγματι, ο σεισμός εισάγει καταρχήν στην κατασκευή μία ποσότητα ενέργειας. Ένα μέρος της ενέργειας αυτής καταναλώνεται για την υπερνίκηση των ποικίλων εξωτερικών και εσωτερικών αντιστάσεων -τριβών: τριβές κατασκευής εδάφους (αλληλεπίδραση), τριβές σκελετού- στοιχείων πληρώσεως, ανελαστικές παραμορφώσεις σκελετού, κλπ. Η υπόψη ενέργεια αποσβέσεως μετατρέπεται τελικά σε θερμότητα και

αφαιρείται από το σύστημα, ενώ το εναπομένον τμήμα παραμορφώνει και θέτει σε κίνηση την κατασκευή. Το τμήμα αυτό αποτελεί τη μηχανική ενέργεια του συστήματος που αποτελείται από την ενέργεια παραμορφώσεως (ελαστικής) και από την κινητική ενέργεια. Κατά την κίνηση έχουμε αμοιβαία μετατροπή των παραπάνω δύο μορφών της μηχανικής ενέργειας, της οποίας το μέγεθος αυξομειώνεται ανάλογα με το μέγεθος της ενέργειας εισαγωγής (από το σεισμό) και της ενέργειας εξαγωγής (από τις αποσβέσεις).

Με βάση την παραπάνω ενεργειακή εικόνα η σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών από την αρχική μέχρι την τελική φάση καταρρεύσεως θα μπορούσε να συνοψισθεί ως εξής: Όσο αυξάνει η εισαγόμενη σεισμική ενέργεια τόσο αυξάνουν και οι παραμορφώσεις, χάρη στις οποίες ένα μέρος της ενέργειας αποθηκεύεται και ένα άλλο μέρος διαχέεται. Η αύξηση των παραμορφώσεων σταματά όταν οι "εξαγωγές" εξισορροπούν τις "εισαγωγές", ενώ η κατάρρευση επέρχεται όταν η κατασκευή δεν μπορεί να υποστεί τις απαιτούμενες παραμορφώσεις για την επίτευξη του παραπάνω ισοζυγίου. Είναι προφανές από τα παραπάνω ο πρωταρχικός ρόλος των μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων όχι μόνο για την αποθήκευση, αλλά κυρίως για τη διάχυση κατανάλωση μεγάλων ποσοτήτων της σεισμικής ενέργειας.

Πράγματι, από το διάγραμμα εντάσεως - παραμορφώσεως ενός στοιχείου της κατασκευής, που εμφανίζει την ελαστική (γενικά μη γραμμική) παραμόρφωση D , προκύπτει ότι η αποθηκευμένη ενέργεια στο υπόψη στοιχείο ισούται με το εμβαδόν του τριγώνου (OAD) (σχ. 16α). Κατά την αποφόρτιση η ενέργεια αυτή της ελαστικής παραμορφώσεως μετατρέπεται σχεδόν ολοκληρωτικά σε κινητική ενέργεια που δεν αφαιρείται από το σύστημα, γιατί η παραμένουσα παραμόρφωση D_e είναι πολύ μικρή. Επίσης, αν το σημείο Y παριστάνει το όριο της ελαστικής παραμορφώσεως, το εμβαδόν του τριγώνου (OYD_y) θα παριστάνει την ικανότητα αποθήκευσης του υπόψη στοιχείου. Έτσι, επειδή οι παραμορφώσεις D_y είναι μικρές, η αποθήκευση μεγάλων ποσοτήτων σεισμικής ενέργειας κατά τις ισχυρές σεισμικές δονήσεις στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς απαιτεί την κατασκευή δύσκαμπτων και ογκωδών στοιχείων που σπάνια γίνονται αποδεκτά για αισθητικούς, οικονομικούς και άλλους λόγους. Το γεγονός αυτό επιβάλλει την υποχρεωτική "έξοδο" στην ανελαστική περιοχή ($D > D_y$), όπου η ενέργεια που απορροφάται ισούται με το πολύ μεγαλύτερο εμβαδόν του τριγώνου (OBD) (σχ. 16b). Αλλά το σπουδαιότερο εν προκειμένω είναι ότι από την παραπάνω ενέργεια ένα

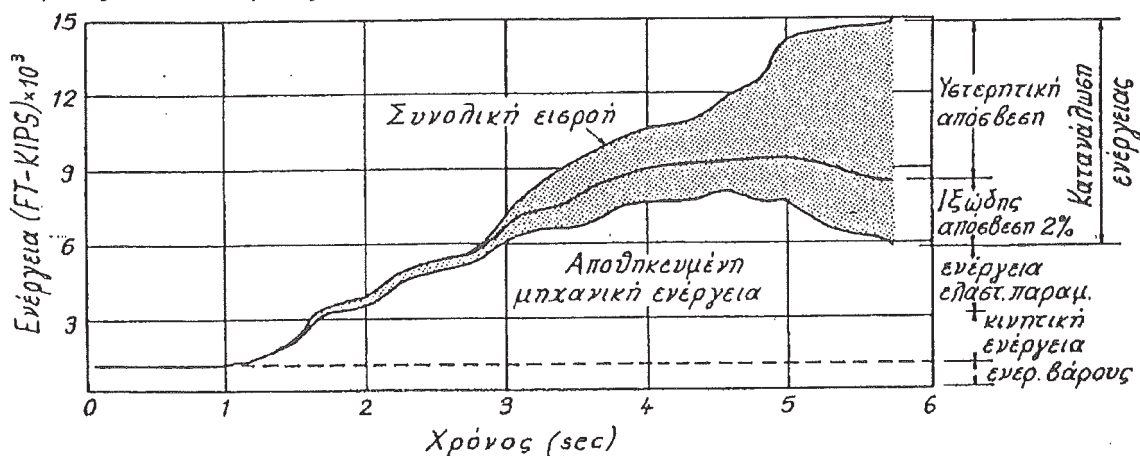


Σχ. 16 Ελαστική και ανελαστική παραμόρφωση

μικρό μόνο μέρος -ίσο με το εμβαδόν του τριγώνου (D_pBD)- αποθηκεύεται και επαναποδίδεται στο σύστημα κατά την αποφόρτιση το μεγαλύτερο μέρος -ίσο με το εμβαδόν του τριγώνου ($OBDP$)- καταναλώνεται αφού μετατραπεί σε θερμότητα, γιατί τώρα η παραμένουσα παραμόρφωση DP είναι μεγάλη. Επομένως είναι εξαιρετικά

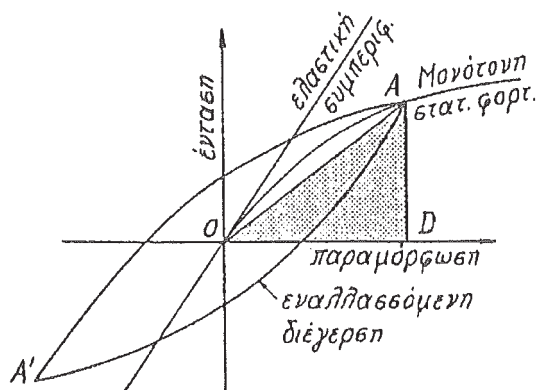
επιθυμητή η κατασκευή στοιχείων που μπορούν να υποστούν μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις μέχρι την παραμόρφωση θραύσεως D_u , γιατί τα στοιχεία αυτά θα έχουν μεγάλη ικανότητα προσωρινής απορροφήσεως και κυρίως μεγάλη ικανότητα καταναλώσεως ενέργειας. Μία τέτοια περίπτωση κτιρίου φαίνεται στο σχ. 17, όπου ένα μεγάλο μέρος της σεισμικής ενέργειας καταναλώνεται λόγω των πλαστικών παραμορφώσεων (υστερητική απόσβεση) και ένα άλλο μικρότερο μέρος λόγω των ιξοελαστικών παραμορφώσεων (ιξώδης απόσβεση).

Η κατανάλωση ενέργειας σε μία κατασκευή συναρτάται με το γενικότερο φαινόμενο αποσβέσεως, του οποίου μία μόνο μορφή -αλλά όχι η μόνη- αφορά στις μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις του σκελετού. Οι αποσβέσεις διακρίνονται, γενικά, σε εξωτερικές και εσωτερικές. Οι πρώτες οφείλονται στις πάσας φύσεως τριβές στις



Σχ. 17. Ενεργειακό ισοζύγιο κτιρίου, από (10)

επιφάνειες επαφής του σκελετού με τα διάφορα στοιχεία πληρώσεως και το έδαφος (απόσβεση τύπου Coulomb). Πρόκειται για έναν πολύ σημαντικό παράγοντα αποσβέσεως σε κτίρια με τοιχοποιίες, ο οποίος όμως υπόκειται σε απότομες μεταβολές μέχρι μηδενισμού σε περίπτωση αποδιοργανώσεως της τοιχοποιίας. Οι εσωτερικές αποσβέσεις είναι πιο αξιόπιστες και διακρίνονται στην ιξώδη απόσβεση και στην υστερητική ή δομική απόσβεση. Η ιξώδης απόσβεση αποδίδεται στην ιξοελαστικότητα και μη γραμμικότητα της ελαστικής συμπεριφοράς, ενώ η υστερητική απόσβεση είναι το αποτέλεσμα των μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων στην μετελαστική περιοχή (σχ. 16 b).



Σχ. 18. Υπολογισμός ποσοστού αποσβέσεως

Η Θεωρητική διερεύνηση του φαινομένου της αποσβέσεως είναι δυσχερέστατη και ατελής μέχρι σήμερα . Κατά κανόνα το πρόβλημα σε όλες τις μορφές του αντιμετωπίζεται πειραματικά με βάση την κατασκευή του λεγόμενου Βρόχου υστερήσεως κατά την εναλλασσόμενη κυκλική φόρτιση (σχ. 18). Είναι προφανές ότι η επιφάνεια του βρόχου αυτού ισούται με την ενέργεια που καταναλώνεται και διαχέεται με τη μορφή Θερμότητας κατά τη διάρκεια ενός πλήρους κύκλου φορτίσεως αποφορτίσεως. Λόγω όμως της πολυμορφίας των βρόχων υστερήσεως, ανάλογα με το είδος της αποσβέσεως και το υλικό, σε επίπεδο υπολογισμών η απόσβεση εξομοιώνεται κατά κανόνα με γραμμική ιξώδη που εμφανίζει ελλειπτικό βρόχο υστερήσεως. Έτσι, εξισώνοντας το εμβαδόν του πραγματικού βρόχου με το εμβαδόν της ελλείψεως, υπολογίζεται ο λεγόμενος λόγος ή ποσοστό ζ της ισοδύναμης ιξώδους αποσβέσεως που δίδεται από τον τύπο (σχ. 18):

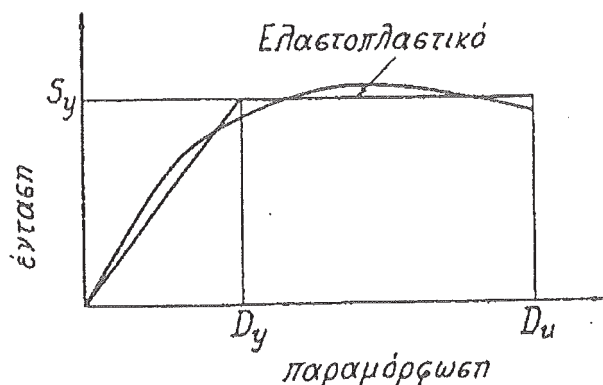
$$\zeta = (1/4\pi) * (\text{επιφ.Βρόχου} / \text{επιφ.}(OAD)) \quad (8)$$

Με το παραπάνω λογιστικό τέχνασμα ή απόσβεση εμφανίζεται γενικά στους υπολογισμούς σαν γραμμική ιξώδης, δηλαδή ισούται με το γινόμενο της ταχύτητας επί έναν σταθερό συντελεστή c που λέγεται συντελεστής αποσβέσεως. Η μέγιστη τιμή C_{cr} , του υπόψη συντελεστή πέρα από την οποία δεν είναι δυνατή η ταλάντωση του συστήματος χαρακτηρίζει τη λεγόμενη κρίσιμη απόσβεση, το δε ζ ισούται με το πηλίκο C/C_{cr} .

Στις δομικές κατασκευές οι τιμές του ποσοστού αποσβέσεως είναι γενικά μικρότερες από το 20%. Σύμφωνα με το Regulatory Guide I.61 της Atomic Energy Commission των Η.Π.Α στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς μπορούν να υιοθετηθούν οι παρακάτω τιμές ανάλογα με το είδος της κατασκευής:

- Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα: $\zeta = 7\%$
- Κατασκευές από προεντεταμένο σκυρόδεμα: $\zeta = 5\%$
- Μεταλλικές κατασκευές με κοχλιώσεις: $\zeta = 7\%$
- Μεταλλικές κατασκευές με συγκολλήσεις: $\zeta = 4\%$

Για το έδαφος θεμελιώσεως το ποσοστό αποσβέσεως μπορεί να πάρει υψηλότερες από τις παραπάνω τιμές, ανάλογα με το είδος του εδάφους και τις αναπτυσσόμενες τάσεις έτσι π.χ. η τιμή $\zeta = 7\%$ μπορεί πάντοτε να υιοθετηθεί αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα δεδομένα.



Σχ.19. Ο δείκτης πλαστιμότητας 1

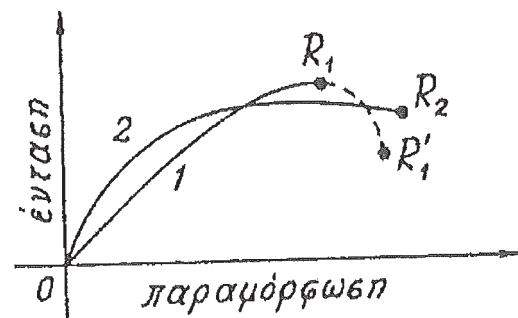
Ειδικότερα τώρα για την υστερητική απόσβεση, είναι φανερό ότι το μέγεθός της θα είναι τόσο μεγαλύτερο όσο μεγαλύτερες πλαστικές παραμορφώσεις μπορεί να υποστεί η κατασκευή υπό σταθερή περίπου φόρτιση πριν από τη θραύση. Η ιδιότητα αυτή μιας κατασκευής (ή ενός στοιχείου ή ενός υλικού) λέγεται πλαστιμότητα (ductility) και παίζει βασικό ρόλο στις αντισεισμικές κατασκευές. Στο σχ. 19 φαίνεται το διάγραμμα εντάσεως - παραμορφώσεως ενός στοιχείου για στατική φόρτιση μέχρι θραύσεως, καθώς και ένα ιδεατό ελαστοπλαστικό διάγραμμα που δίνει την ίδια ενέργεια παραμορφώσεως και επιτρέπει τον συμβατικό καθορισμό της παραμορφώσεως διαρροής D_y . Ο δείκτης πλαστιμότητας μ του υπόψη στοιχείου ορίζεται από τη σχέση:

$$\mu = Du/Dy \quad (9)$$

όπου Du η παραμόρφωση θραύσεως και αποτελεί ένα "μέτρο" της πλαστιμότητας του στοιχείου.

Η έννοια της πλαστιμότητας είναι αντίθετη προς την έννοια της ψαθυρότητας. Ένα ψαθυρό στοιχείο δεν εμφανίζει οριζόντιο κλάδο πλαστικής παραμορφώσεως, δηλαδή είναι ανίκανο να φέρει τη μέγιστη φόρτιση με αυξανόμενη παραμόρφωση: η θραύση ενός ψαθυρού στοιχείου επέρχεται είτε αμέσως υπό την μέγιστη φόρτιση R_1 είτε

υπό την πολύ μικρότερη φόρτιση R'_1 (σχ. 20). Επίσης, η πλαστιμότητα δεν πρέπει να συγχέεται με την παραμορφωσιμότητα (ή ευκαμψία) ενός στοιχείου, που είναι το αντίστροφο $1/k$ της δυσκαμψίας k και ορίζεται στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς. Η καμπύλη 1 π.χ. στο σχ. 20 μπορεί να αναφέρεται σε ένα εύκαμπτο (παραμορφώσιμο) υποστύλωμα με μηδενική πλαστιμότητα (ψαθυρό), ενώ η καμπύλη 2 σε μία πολύ πιο δύσκαμπτη δοκό με μεγάλη όμως πλαστιμότητα. Έτσι, μία



Σχ.20. Πλαστιμότητα, ψαθυρότητα και παραμορφωσιμότητα

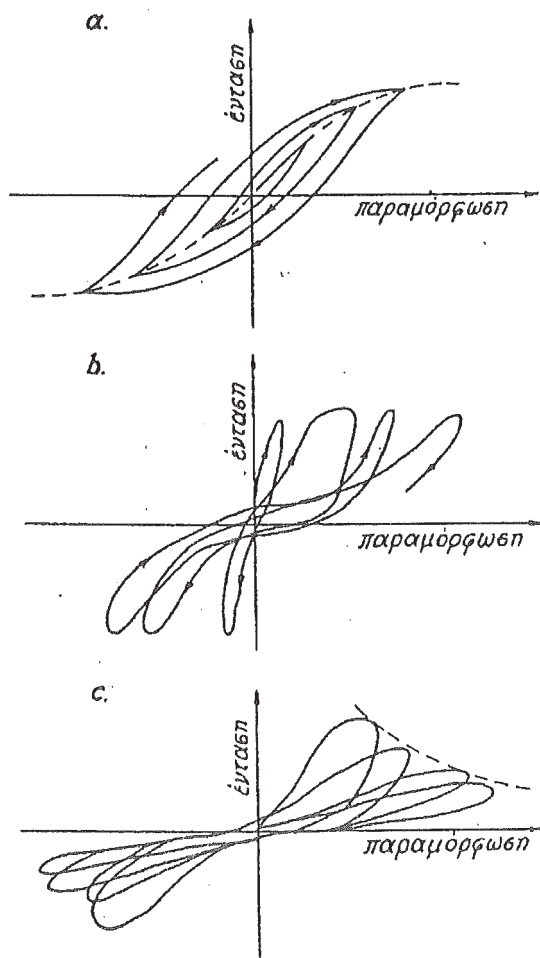
παραμορφώσιμη και μία πλάστιμη κατασκευή απορροφούν προσωρινά την ίδια περίπου σεισμική ενέργεια, αλλά ενώ η πρώτη "επιστρέφει" την ενέργεια αυτή στην κατασκευή σχεδόν ολοκληρωτικά με τη μορφή κινητικής ενέργειας, αντίθετα, η δεύτερη "καταναλώνει" το μεγαλύτερο μέρος της ενέργειας αυτής με τη μορφή θερμότητας, πράγμα που έχει ιδιαίτερη σημασία για την ασφάλεια έναντι καταρρεύσεως.

Πάντως θα πρέπει να τονισθεί ότι, σε αντίθεση με την έννοιά της που είναι σαφής, η ποσοτική έκφραση της πλαστιμότητας είναι ακόμη ατελής. Κατά κανόνα δίδεται από εξισώσεις της μορφής (9), οι οποίες αφορούν πάντοτε (ρητά ή σιωπηρά) μονοθάβμια συστήματα* και εμφανίζουν μεγάλη ποικιλία ανάλογα με τα εντατικά και κινηματικά μεγέθη που χρησιμοποιούνται κάθε φορά, καθώς και με τον συμβατικό τρόπο καθορισμού των μεγεθών D_y και D_u . Επίσης πρόσθετες δυσκολίες προκύπτουν κατά τη θεώρηση όχι στατικής, αλλά εναλλασσόμενης κυκλικής φορτίσεως.

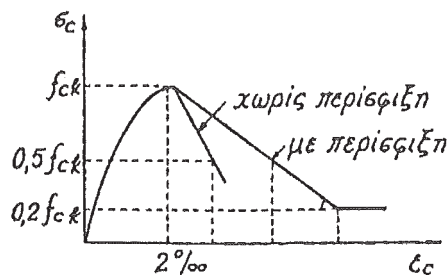
Η υστερητική συμπεριφορά των κατασκευών

Το μέγεθος της πλαστιμότητας και η μορφή του βρόχου υστερήσεως αποτελούν τους δύο βασικούς παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται η απορρόφηση και η κατανάλωση ενέργειας στις κατασκευές αλλά και ορισμένα άλλα νέα φαινόμενα αποκαλύπτονται κατά την πειραματική έρευνα των παραγόντων αυτών υπό συνθήκες ανάλογες προς τις σεισμικές. Έτσι π.χ. στο σχ. 21α φαίνεται η περίπτωση στοιχείου που εμφανίζει ευσταθείς βρόχους υστερήσεως κατά την εναλλασσόμενη κυκλική φόρτιση δηλαδή, τόσο η ακαμψία όσο και η αντοχή του στοιχείου παραμένουν ανέπαφες κατά τους διαδοχικούς κύκλους. Η συμπεριφορά αυτή είναι συνήθης στις μεταλλικές κατασκευές, αλλά και σε καμπτόμενα στοιχεία από σπλισμένο σκυρόδεμα με πυκνούς συνδετήρες και κατάλληλο ποσοστό κατα μήκος σπλισμού.

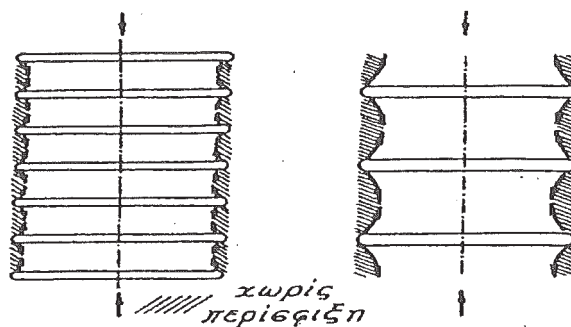
Στο σχ. 21b είναι εμφανής η προοδευτική υποβάθμιση (degradation) της ακαμψίας από κύκλο σε κύκλο, ενώ η αντοχή παραμένει σταθερή. Τέτοια



Σχ.21 υστερήσεως.. Χαρακτηριστικές μορφές βρόχων



Σχ.23. Βελτίωση της πλαστιμότητας του σκυροδέματος με περίσφιξη (διάγραμμα Kent-Park).



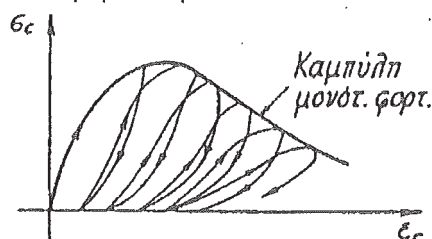
Σχ.24. Επιρροή της αποστάσεως των εγκάρσιων οπλισμών στην περίσφιξη του σκυροδέματος.

συμπεριφορά εμφανίζουν κατά κανόνα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, λόγω ρηγματώσεως και προοδευτικής απώλειας της συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και οπλισμών επίσης μπορεί να εμφανισθεί και σε μεταλλικές κατασκευές λόγω τοπικού λυγισμού. Στο σχ. 21c, τέλος, φαίνεται η περίπτωση στοιχείου που υφίσταται προοδευτική υποβάθμιση τόσο της ακαμψίας όσο και της αντοχής του επίσης, άλλο χαρακτηριστικό γνώρισμα είναι η εμφάνιση του κλάδου ολισθήσεως στους διαδοχικούς βρόχους. Η συμπεριφορά αυτού του τύπου εμφανίζεται στις τοιχοποιίες και σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα με μεγάλη τέμνουσα δύναμη.

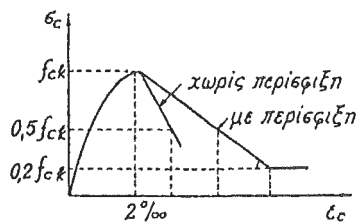
Από την παραπάνω παράθεση τριών χαρακτηριστικών περιπτώσεων γίνεται φανερή η ανάγκη λεπτομερειακής μελέτης της υστερητικής συμπεριφοράς των κατασκευών, ανάλογα με το υλικό και τη συγκεκριμένη δομή τους. Πράγματι, κατά την τελευταία εικοσαετία έχει πραγματοποιηθεί προς την κατεύθυνση αυτή εκτεταμένη πειραματική έρευνα, κυρίως στις Η.Π.Α., Ιαπωνία και Νέα Ζηλανδία, με εξαιρετικά χρήσιμα αποτελέσματα μερικά από αυτά.

α. Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.

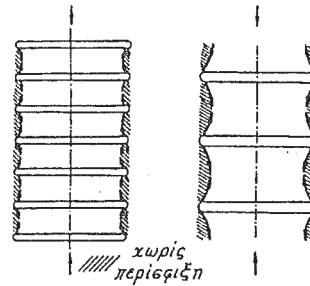
Το άοπλο σκυρόδεμα είναι ένα σχετικά ψαθυρό υλικό. Κατά την επαναλαμβανόμενη θλίψη μέχρι το όριο διαρροής οι βρόχοι υστερήσεως εμφανίζουν συνεχή υποβάθμιση της αντοχής και της ατένειας του δοκιμίου (σχ. 22). Επίσης, οι κορυφές των ρόχων βρίσκονται επάνω στην καμπύλη της μονότονης στατικής φορτίσεως, η οποία έπειτα από μία ορισμένη παραμόρφωση $\epsilon_0 = 2 \text{‰}$ εμφανίζει πάντοτε το λεγόμενο φθίνοντα κλάδο.



Είναι ενδιαφέρον ότι η παραπάνω καμπύλη είναι τόσο κλειστή-μεγάλη κλίση ανοδικού και φθίνοντα κλάδου- όσο υψηλότερης ποιότητας είναι το σκυρόδεμα. Επομένως με την αύξηση της ποιότητας του σκυροδέματος έχουμε αύξηση και της



Σχ.23 . Βελτίωση της πλαστιμότητας του σκυροδέματος με περισφιξη(Διαγραμμα Kent-Park)

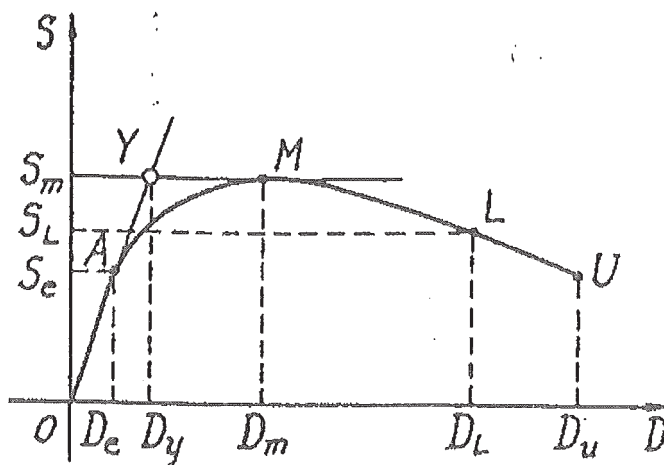


Σχ.24 . Επιρροή της αποστάσεως των εγκάρσιων οπλισμών περισφιξης του σκυροδ

φαθυρότητας που δεν είναι επιθυμητή στις αντισεισμικές κατασκευές πάντως όμως μία ελάχιστη αντοχή - π.χ. 20 . 25 Μρα -είναι πάντοτε υποχρεωτική για την αποφυγή πολύ εύκολης αποδιοργανώσεως της μάζας.

Ουσιαστική βελτίωση της συμπεριφοράς του σκυροδέματος επιτυγχάνεται με τον εγκιβωτισμό του και την συνακόλουθη ανάπτυξη τριαξονικής εντατικής καταστάσεως. Στο σχ. 23 φαίνεται η επιρροή της περισφιξεως που προσφέρουν οι εγκάρσιοι οπλισμοί σε γραμμικά στοιχεία· όσο αυξάνει το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού τόσο μειώνεται η κλίση του φθίνοντα κλάδου και άρα η συμπεριφορά γίνεται πιο πλάστιμη. Επίσης στο σχ. 24 φαίνεται η επιρροή της αποστάσεως των εγκάρσιων οπλισμών στην πληρέστερη περισφιξη της μάζας του σκυροδέματος, καθώς επίσης και στον περιορισμό του κινδύνου λυγισμού των καταμήκως οπλισμών.

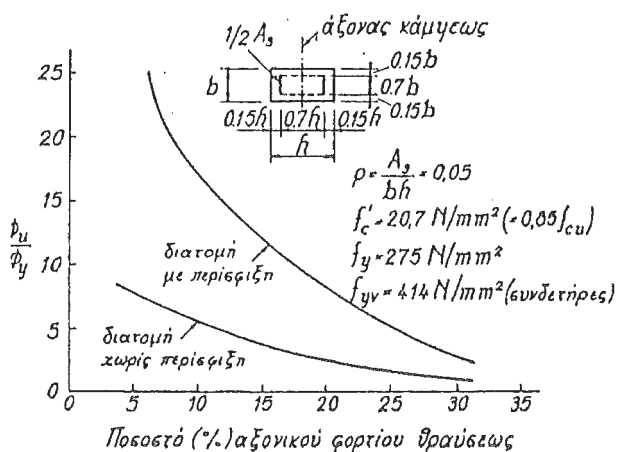
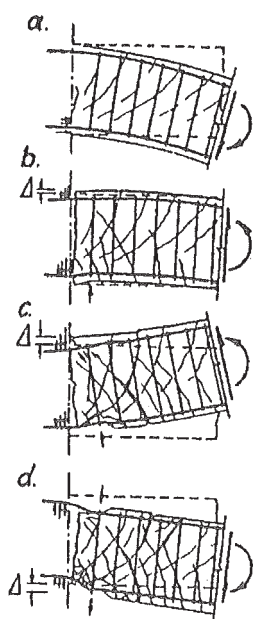
Ο δείκτης πλαστιμότητας στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα υπολογίζεται από ένα διάγραμμα εντάσεως-παραμορφώσεως, είτε από τη σχέση $\mu = Du/Dy$ είτε από τη σχέση $\mu = DL/Dy$, αν η ένταση S_u που αντιστοιχεί στην παραμόρφωση θραύσεως D_u είναι μικρότερη από την $S_L = 0,8 S_m$. Το DL υπολογίζεται από το διάγραμμα βάσει της παραπάνω τιμής του S_L (σχ. 25). Εξάλλου τα μεγέθη εντάσεως S και παραμορφώσεως D μπορεί να είναι οποιαδήποτε με ή και χωρίς εργική ανταπόκριση. Στη συνέχεια θα αναφερθούμε ειδικότερα στα βασικότερα δομικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Σχ.25.Υπολογισμός του δείκτη πλαστιμότητας σε στοιχεία Από οπλισμένο σκυρόδεμα. 1

• Δοκοί

Η υστερητική συμπεριφορά των καμπτομένων δοκών επηρεάζεται έντονα από το μέγεθος των διατμητικών τάσεων (οι αξονικές δυνάμεις θεωρούνται αμελητέες). Έτσι, για μεγάλο ανηγμένο μήκος διατμήσεως $\alpha_s = M/Qd > 7$ έχουμε ευσταθείς βρόχους υστερήσεως, σταθερή αντοχή και δυσκαμψία, η δε Θραύση προκαλείται από μηχανισμό κάμψεως (πρβλ. σχ. 21α). Αντίθετα, για μικρές τιμές του α_s , εμφανίζονται τα ανεπιθύμητα φαινόμενα υποβαθμίσεως αντοχών, δυσκαμψιών, κλπ. και η θραύση επέρχεται με μηχανισμούς διατμήσεως (πρβλ. σχ. 21 b, c). Στην πρώτη περίπτωση είναι δυνατή η επίτευξη υψηλών δεικτών πλαστιμότητας με μείωση του εφελκυόμενου σπλισμού - όχι όμως κάτω από ένα ορισμένο όριο με ενδεχόμενη αύξηση του θλιβόμενου σπλισμού, αλλά με παράλληλη καλή πλευρική συγκράτηση και τέλος, με διάταξη πυκνών και κλειστών συνδετήρων. Η θραύση από διάτμηση θα πρέπει να αποκλείεται με κατάλληλη διαστασιολόγηση. Στο σχ. 26 φαίνεται ο δυσμενής ρόλος των εναλλασσομένων διατμητικών δυνάμεων που προκαλούν προοδευτική θραύση των θλιβομένων διαγωνίων του σκυροδέματος και φαινόμενα ολισθήσεως στην πάκτωση του προβόλου· αποτέλεσμα των παραπάνω είναι το "στένεμα" του βρόχου υστερήσεως και η μείωση, γενικά, της ικανότητας καταναλώσεως ενέργειας.



Σχ.27. Επιρροή της περισιφίξεως στις τιμές του 1 δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.

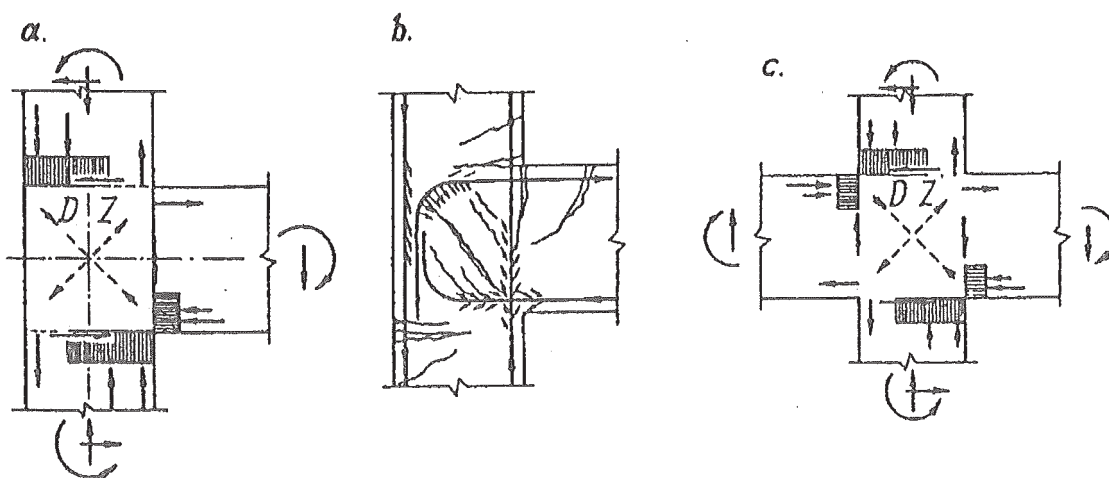
Σχ.26. Εναλλασσόμενη κυκλική διάτμηση.

• Υποστυλώματα

Η ύπαρξη μεγάλων αξονικών δυνάμεων προκαλεί κατακόρυφη πτώση της πλαστιμότητας, λόγω αδυναμίας σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων με διαρροή του οπλισμού πριν από τη θραύση του θλιβομένου σκυροδέματος. Πειραματικά έχει προκύψει ότι η μέγιστη αναμενόμενη πλαστιμότητα λαμβάνεται για αξονικό φορτίο $N = 0,40 N_{επ}$ όπου $N_{επ}$ το 1/3 τον αξονικού φορτίου θραύσεως. Αλλά πέρα από τη δραστική μείωση της αξονικής δύναμης, η σημαντική βελτίωση της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων προκύπτει από την περισφίξη του σκυροδέματος με πυκνούς συνδετήρες και ιδιαίτερα με σπείρα στα κυκλικά υποστυλώματα. Στο σχ. 27 φαίνεται η μεγάλη επιρροή της περισφίξεως στις τιμές του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu = \varphi_u / \varphi_y$.

. Κόμβοι δοκών-στύλων

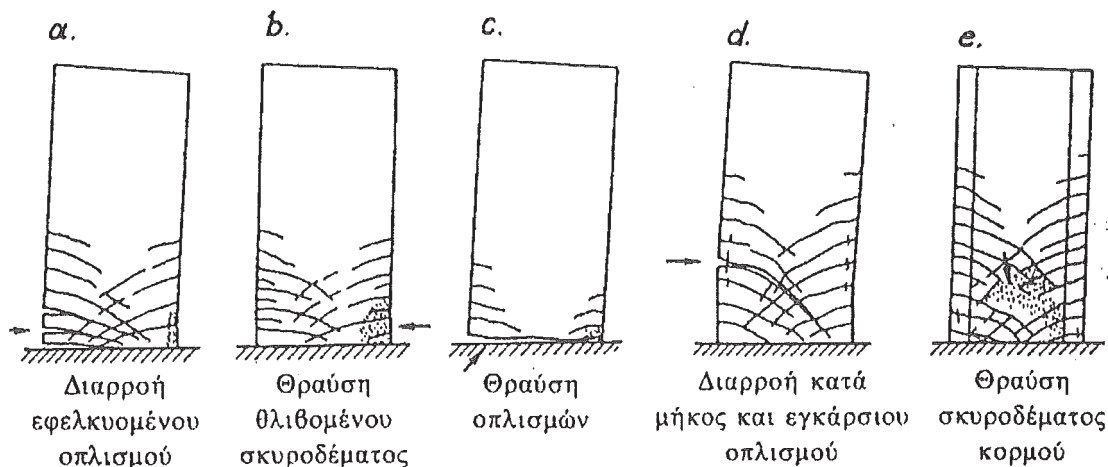
Αποτελούν τα πλέον ευαίσθητα σημεία στις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, διότι σε μία πολύ στενή και άβολη περιοχή ενεργούν τα φορτία διατομής M , Q των δοκών/στύλων με τις μέγιστες τιμές τους. Στα σχήματα 28α,β φαίνονται οι τάσεις σκυροδέματος και οπλισμών που ασκούνται επάνω στο ορθογώνιο παραλληλεπίπεδο ενός ακραίου και ενός μεσαίου κόμβου αντίστοιχα. Σε κάθε περίπτωση το παραπάνω στερεό υποβάλλεται σε εναλλασσόμενη λοξή θλίψη D και ελκυσμό Z με αποτέλεσμα τη λοξή ρηγμάτωση που φαίνεται στο σχ. 28β. Η αποτελεσματική "ραφή" των ρηγματώσεων αυτών απαιτεί ειδικά κατασκευαστικά μέτρα που πολύ συχνά οδηγούν σε εξωτερική διαπλάτυνση των ακραίων κόμβων για την επαρκή αγκύρωση των οπλισμών. Αν τώρα στα παραπάνω προστεθεί και η τοπική δράση της τοιχοπληρώσεως με τη μορφή θλιβομένης διαγωνίου (βλ. περ. γ), τότε γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι εκτός από την επιμελημένη κατασκευή απαιτείται, κατά τη γνώμη μας, η μεγαλύτερη δυνατή αποφόρτιση - ανακούφιση των κόμβων. Η υπόψη αποφόρτιση μπορεί να επιτευχθεί με κατάλληλη τοποθέτηση τοιχίων, είτε στο επίπεδο των κόμβων είτε σε άλλα επίπεδα.



Σχ.28. Ρηγμάτωση κόμβων πλαισίων. 1

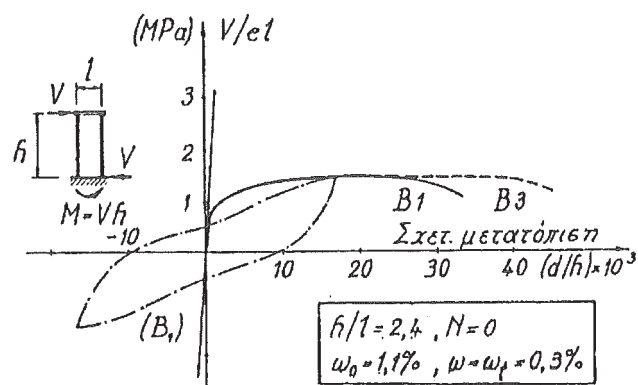
. Τοιχία

Αποτελούν τα πιο αποτελεσματικά δομικά στοιχεία για την παραλαβή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων και η πειραματική μελέτη της συμπεριφοράς τους παρουσιάζει εξαιρετικό ενδιαφέρον. Διακρίνονται καταρχήν σε επιμήκη ή λιγυρά ($h/l > 1,5$), που η συμπεριφορά τους μοιάζει με εκείνη των δοκών και σε κοντά τοιχία ($h/l < 1,5$) που η συμπεριφορά τους εμφανίζει ειδικότερα χαρακτηριστικά γνωρίσματα. Στο σχ. 29 φαίνονται τρεις μηχανισμοί θραύσεως από κάμψη και δύο μηχανισμοί θραύσεως από διάτμηση των λιγυρών τοιχιών. Ειδικότερα, για μικρή τέμνουσα και ορθή δύναμη έχουμε πρώτα διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού -οριζόντια ρήγματα - και στη συνέχεια θραύση του σκυροδέματος στο απέναντι πέλμα (σχ. 29 α). Η υστερητική συμπεριφορά του υπόψη μηχανισμού θραύσεως φαίνεται στο σχ. 30, όπου τα πέλματα του τοιχίου



ΣΧ.29. Μηχανισμοί αστοχίας λιγυρών τοιχιών.

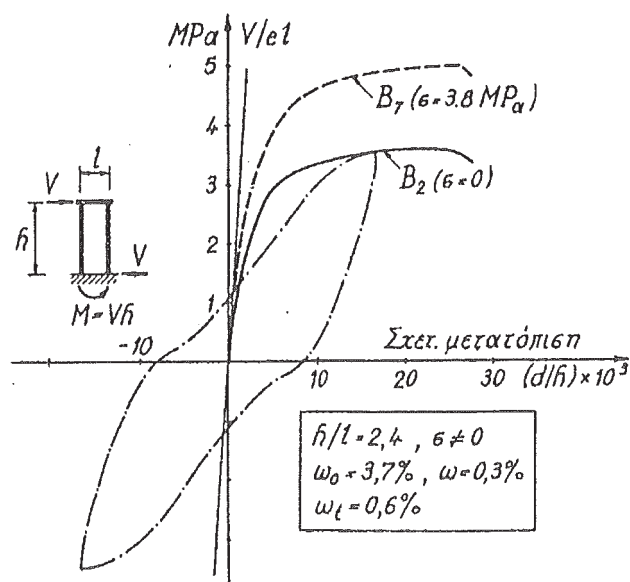
ήταν πλήρως διαμορφωμένα ως υποστυλώματα με ποσοστό οπλισμού $\omega_0 = 1,1$.. Από την περιβάλλουσα Βι των βρόχων στερήσεως προκύπτει δείκτης πλαστιμότητας της τάξεως του 30, που είναι δυνατό να αυξηθεί ακόμη περισσότερο με πύκνωση των συνδετήρων στα ακραία υποστυλώματα καμπύλη Β3). Επίσης, πέρα από την πλαστική συμπεριφορά, η μορφή του βρόχου υποδηλώνει μεγάλη ικανότητα καταναλώσεως



Σχ.30. Υστερητική συμπεριφορά τοιχίου με δεσπόζουσα κάμψη.

ενέργειας. Στο σχ. 29b φαίνεται η περίπτωση τοιχίου με μεγάλη ορθή δύναμη και ισχυρό καταμήκος οπλισμό. Εδώ έχουμε θραύση του σκυροδέματος, πτώση του δείκτη πλαστιμότητας και γενικότερα πολύ δυσμενέστερη συμπεριφορά εν σχέση προς την προηγούμενη περίπτωση. Στο σχ. 29 c, τέλος, φαίνεται η περίπτωση της πρώιμης θραύσεως των καταμήκως οπλισμών. Πρόκειται για ανεπαρκείς, κατανεμημένους οπλισμούς που συνήθως θραύονται στις στάθμες διακοπής της σκυροδετήσεως.

Στα σχήματα 29d,e φαίνονται οι μηχανισμοί θραύσεως από διάτρηση. Στην πρώτη περίπτωση, που αντιστοιχεί σ' εκείνη του σχ. 29 α, έχουμε διαρροή τόσο των καταμήκως όσο και των εγκάρσιων οπλισμών - λοξά ρήγματα - λόγω της δεσπόζουσας τέμνουσας. Αντίθετα, στη δεύτερη περίπτωση (σχ. 29e) η μεγάλη τέμνουσα δύναμη προκαλεί θραύση του σκυροδέματος στον κορμό του τοιχίου, λόγω υπάρξεως ισχυρού καταμήκως και εγκάρσιου οπλισμού. Η υστερητική συμπεριφορά του υπόψη μηχανισμού θραύσεως

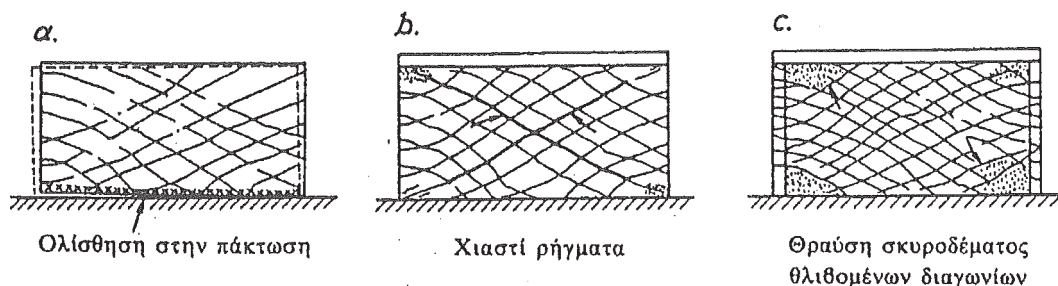


Σχ.31. Υστερητική συμπεριφορά τοιχίου με δεσπόζουσα διάτρηση.

φαίνεται στο σχ.31 και εξακολουθεί να είναι ικανοποιητική. Πάντως έχουμε πτώση του δείκτη πλαστιμότητας, καθώς και το χαρακτηριστικό "στένεμα" του βρόχου υστερήσεως.

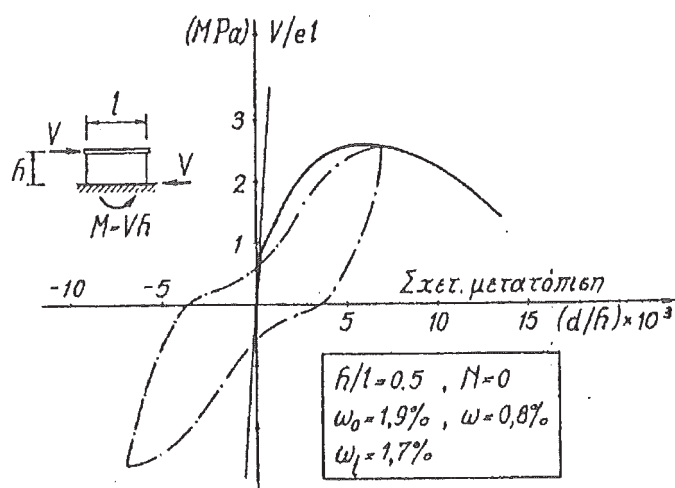
Επίσης, η ύπαρξη και αξονικής δυνάμεως προκαλεί περαιτέρω πτώση της πλαστιμότητας, αλλά και αύξηση της αντοχής (καμπύλη B₇).

Οι τρεις κυριότεροι μηχανισμοί Θραύσεως των κοντών τοιχίων φαίνονται στο σχ. 32. Στο σχ. 32α έχουμε ολίσθηση στη διατομή πακτώσεως που μπορεί να οφείλεται είτε



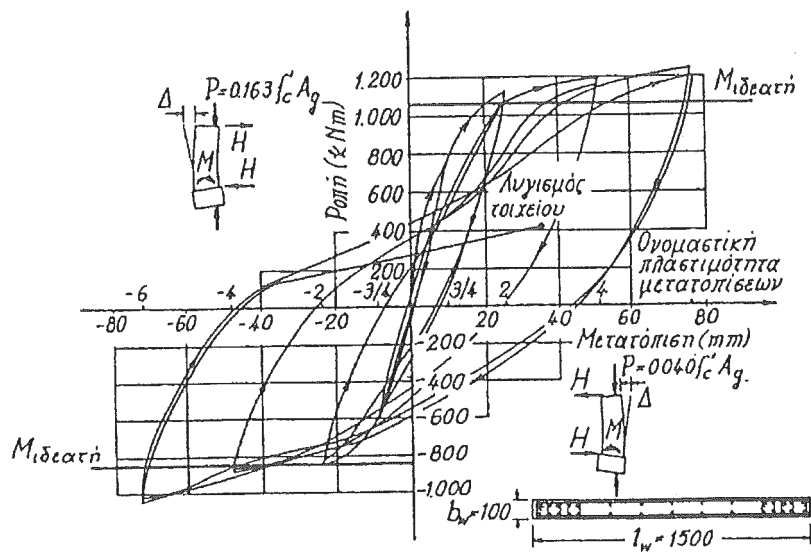
Σχ.32. Μηχανισμοί αστοχίας κοντών τοιχίων

σε προοδευτική πλαστικοποίηση των καταμήκως οπλισμών λόγω κάμψης και διατμήσεως, είτε σε ανεπάρκεια των οπλισμών αυτών. Στο σχ. 33 φαίνεται η υστερητική συμπεριφορά του παραπάνω μηχανισμού θραύσεως, με εμφανέστατη πτώση της πλαστιμότητας και το χαρακτηριστικό "στένεμα" του βρόχου υστερήσεως επίσης, η ικανότητα καταναλώσεως ενέργειας του τοιχίου εξακολουθεί να είναι σημαντική, λόγω των υψηλών ποσοστών οπλισμού. Στο σχ. 32 b φαίνεται η περίπτωση θραύσεως από



Σχ.33. Υστερητική συμπεριφορά κοντού τοιχίου.

διάτμηση -λοξά ρήγματα- κατά την οποία έχουμε διαρροή των οριζόντιων και κατακόρυφων οπλισμών. Ο μηχανισμός αυτός συνοδεύεται από περαιτέρω μείωση της πλαστιμότητας, καθώς και της ικανότητας καταλώσεως ενέργειας (στένεμα βρόχου). Στο σχ. 32c, τέλος, φαίνεται η περίπτωση θραύσεως των θλιβομένων διαγωνίων του σκυροδέματος στον κορμό. Η περίπτωση αυτή εμφανίζεται σε υπεροπλισμένα τοιχώματα με μεγάλη τέμνουσα δύναμη πρόκειται για ελάχιστα πλάσιμη συμπεριφορά, χωρίς μεγάλα περιθώρια καταναλώσεως ενέργειας.



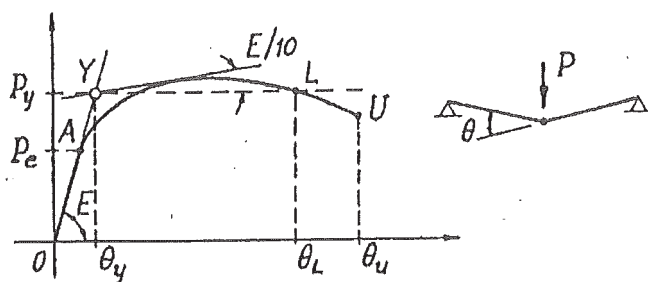
Σχ.34. Πλάσטיμη συμπεριφορά τοιχείου.

Συνοψίζοντας όλα τα προηγούμενα συμπεραίνουμε ότι, όπως προκύπτει από την πειραματική έρευνα, τα τοιχεία είναι δυνατόν με κατάλληλη διαστασιολόγηση να εμφανίζουν εξαιρετικά καλή πλάσטיμη συμπεριφορά με μεγάλα περιθώρια καταναλώσεως ενέργειας. Σημαντικό ρόλο εν προκειμένω παίζει η καλή περίσφιξη των δύο πελμάτων, τα οποία θα πρέπει να διαμορφώνονται σαν υποστυλώματα με πυκνούς συνδετήρες. Στο σχ. 34 φαίνεται η υστερητική συμπεριφορά ενός τοιχείου, το οποίο ακόμη και με αρκετή έκκεντρη αξονική δύναμη εμφανίζει ευσταθείς βρόχους υστερήσεως με ικανοποιητική πλαστικότητα

b. Μεταλλικές κατασκευές

Ο δομικός χάλυβας είναι ένα εξαιρετικά πλάστιμο υλικό. Έτσι π.χ. ο συνήθης χάλυβας St 37 εμφανίζει παραμόρφωση θραύσεως $\epsilon_u = 250 \%$ και παραμόρφωση διαρροής $\epsilon_y = 1,1 \%$, δηλαδή έχουμε δείκτη πλαστικότητας της τάξεως του 250. Επίσης σε εναλλασσόμενη κυκλική φόρτιση εμφανίζει ευσταθείς βρόχους υστερήσεως χωρίς φαινόμενα υποβαθμίσεως.

Στις μεταλλικές κατασκευές ο δείκτης πλαστικότητας υπολογίζεται από ένα διάγραμμα εντάσεως-παραμορφώσεως, όπως και στις κατασκευές σπλισμένου σκυροδέματος αλλά ενώ τα μεγέθη (ϵ_y , ϵ_u) του δομικού χάλυβα είναι μονοσήμαντα καθορισμένα, αντίθετα ο τρόπος προσδιορισμού των παραμορφώσεων διαρροής και



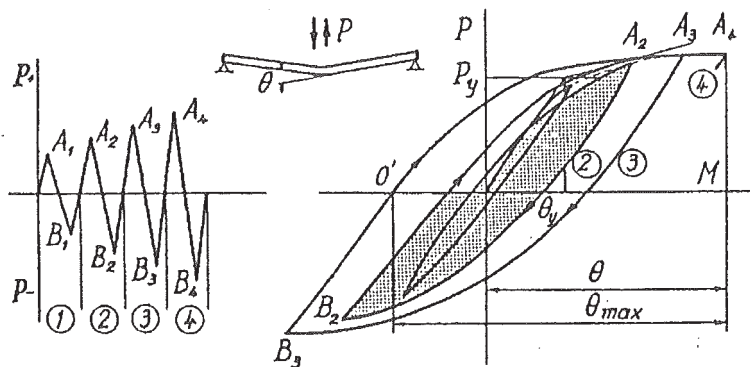
Σχ.35. Υπολογισμός του δείκτη πλαστιμότητας σε μεταλλικές κατασκευές

θραύσεως στις κατασκευές ποικίλει και δεν υπάρχουν ενιαίες προτάσεις. Στο σχ.35 φαίνεται η πρόταση του E. Ρορον, σύμφωνα με την οποία ο δείκτης πλαστιμότητας της καμπτομένης δοκού υπολογίζεται από τη σχέση $\mu = \theta_u / \theta_y$, είτε από τη σχέση $\mu = \theta_L / \theta_y$, αν $P_u < P_y$. Το θ_y υπολογίζεται από το σημείο τομής Y της ευθείας OA που αντιστοιχεί στην γραμμικά ελαστική περιοχή συμπεριφοράς και της εφαπτομένης στην καμπύλη συμπεριφοράς με κλίση $E/10$, όπου E το εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας. Στη συνέχεια θα αναφερθούμε στην υστερητική συμπεριφορά ορισμένων μεταλλικών κατασκευών, υποθέτοντας ότι οι κατασκευές αυτές δεν εμφανίζουν φαινόμενα πρώιμης αστοχίας (λυγισμός, ύβωση κ.λ.π.).

• Δοκοί

Στο σχ. 36 φαίνονται οι βρόχοι υστερήσεως μίας δοκού σε εναλλασσόμενη κάμψη. Είναι προφανές ότι πρόκειται για άμεμπτη υστερητική συμπεριφορά, με ευσταθείς βρόχους χωρίς φαινόμενα υποβαθμίσεως αντοχής και ακαμψίας. Επίσης η συμπεριφορά εξακολουθεί να είναι πολύ καλή και με αυξημένη τέμνουσα δύναμη, αρκεί να ικανοποιούνται τα κριτήρια υπολογισμού κατά τη θεωρία πλαστιμότητας αντίθετα, η παρουσία αξονικής δυνάμεως μεταβάλλει ριζικά τη συμπεριφορά και θέτει προβλήματα που δεν έχουν διερευνηθεί ακόμη.

Όπως φαίνεται στο σχήμα ο δυναμικός δείκτης πλαστιμότητας της δοκού μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση $\mu = \theta_{max} / \theta_y$, όπου θ_{max} η μέγιστη ανελαστική γωνία στροφής κατά την κυκλική φόρτιση και θ_y η γωνία στροφής κατά την πρώτη διαρροή (σχ. 35).

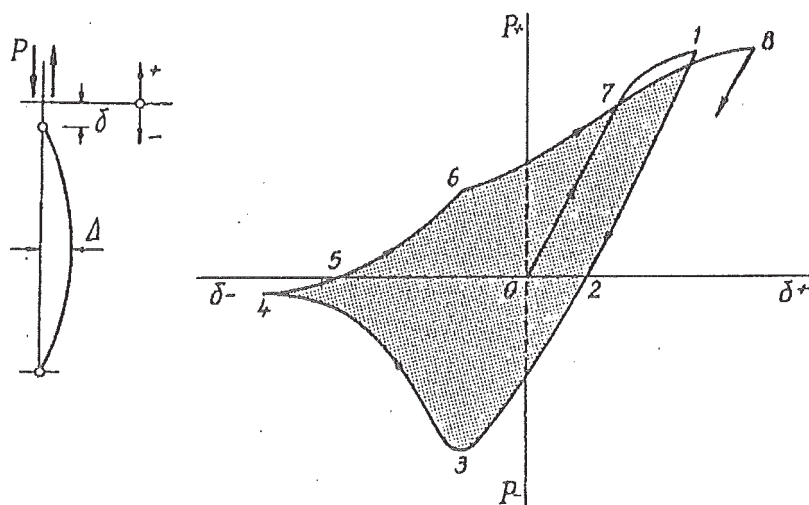


Σχ.36. Υστερητική συμπεριφορά μεταλλικής δοκού σε κάμψη.

. Υποστυλώματα

Οι βρόχοι υστερήσεως των υποστυλωμάτων για κυκλική εναλλασσόμενη φόρτιση εμφανίζουν την \square ανορθόδοξη \square μορφή που φαίνεται στο σχ. 37. Η καμπύλη 2-3-4 αντιστοιχεί στη θλιπτική φόρτιση -αποφόρτιση και η μορφή της εξαρτάται κυρίως από τη λυγηρότητα του στύλου επίσης, στην περιοχή αυτή του βρόχου (κορυφή 3) εμφανίζονται και έντονα φαινόμενα υποβαθμίσεως της θλιπτικής αντοχής κατά τους διαδοχικούς κύκλους, τα οποία αποδίδονται κυρίως στην προοδευτική συσσώρευση των παραμενουσών παραμορφώσεων. Η καμπύλη 5-6-7 αντιστοιχεί στη φόρτιση ελκυσμού που πρέπει να ασκηθεί για την εκ νέου ευθυγράμμιση του υποστυλώματος.

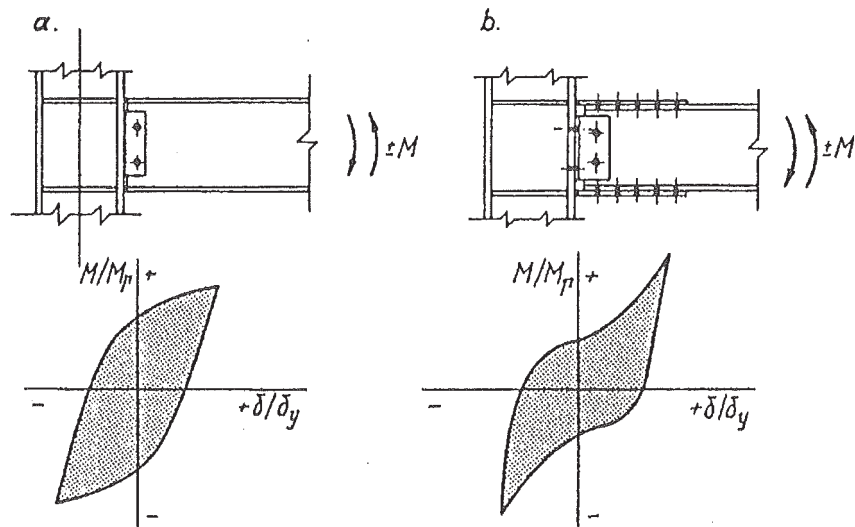
Είναι προφανές ότι η παραπάνω ανώμαλη και ασταθής υστερητική συμπεριφορά είναι ανεπιθύμητη στις αντισεισμικές κατασκευές. Θα πρέπει όμως να σημειωθεί ότι τα υποστυλώματα, λόγω των μόνιμων αξονικών φορτίων, κατά κανόνα δεν υποβάλλονται σε τέτοιου είδους κυκλικές επιπονήσεις φαινόμενα αυτού του είδους εμφανίζονται κυρίως στους χιαστί αντιανέμιους συνδέσμους, όπως θα δούμε παρακάτω.



Σχ.37. Υστερητική συμπεριφορά μεταλλικού στύλου σε ελκυσμό - θλίψη

• Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων

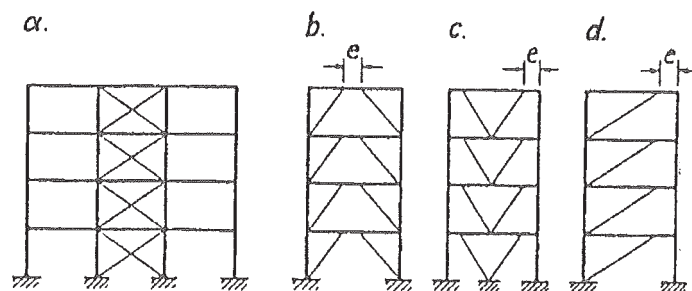
Σε αντίθεση με τους κόμβους των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, μεταλλικές κατασκευές είναι δυνατή η κατασκευή κόμβων με πλήρως ικανοποιητική υστερητική συμπεριφορά. Αυτό επιτυγχάνεται, είτε με συγκολλήσεις σε όλες τις συνδέσεις του κόμβου είτε με συγκόλληση των πελμάτων και κοχλίωση του κορμού (σχ. 38α). Αντίθετα, στην περίπτωση της καθολικής κοχλίωσης οι βρόχοι υστερήσεως εμφανίζουν τον ανεπιθύμητο κλάδο ολισθήσεως, λόγω ακριβώς των ανοχών - ολισθήσεων στις οπές των κοχλιών (σχ. 38 b).



Σχ.38. Υστερητική συμπεριφορά κόμβων με συγκόλληση ή με κοχλίωση.

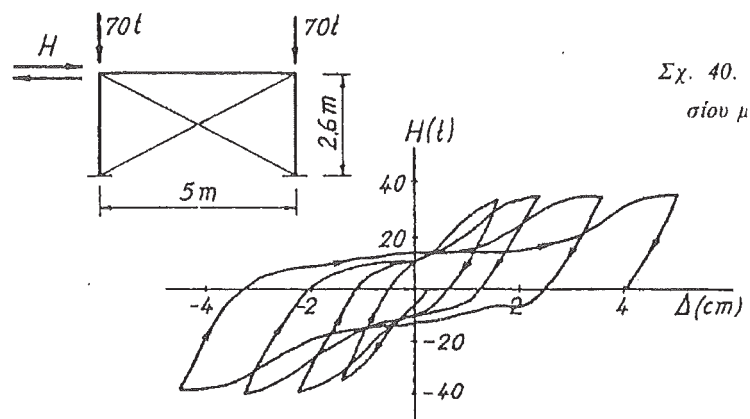
• ΠΛΑΙΣΙΑ

Τα μεταλλικά πλαίσια διακρίνονται σε δύο κατηγορίες: πλαίσια με στερεούς κόμβους και πλαίσια με χιαστί διαγώνιους, είτε με κεντρική δικτύωση (σχ. 39α) είτε με έκκεντρη δικτύωση (σχ. 39 b, γ, δ). Οι παραπάνω δύο κατηγορίες πλαισίων εμφανίζουν τελείως διαφορετική υστερητική συμπεριφορά επίσης μεγάλη διαφορά υπάρχει και ανάμεσα στην κεντρική και έκκεντρη δικτύωση.



Σχ.39. Μεταλλικά πλαίσια με χιαστί διαγώνιους.

Όπως προέκυψε από εκτεταμένη πειραματική έρευνα η υστερητική συμπεριφορά των πλαισίων με στερεούς κόμβους και συγκολλητές συνδέσεις είναι απόλυτα ικανοποιητική (ευσταθείς βρόχοι, σταθερότητα αντοχών και ακαμψιών) και μάλιστα ανεξάρτητα από την εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς ή στα υποστυλώματα. Αντίθετα, η συμπεριφορά των πλαισίων με χιαστί διαγωνίους (κεντρική δικτύωση) εμφανίζει πολλά μειονεκτήματα. Όπως προκύπτει από τα πειραματικά αποτελέσματα που φαίνονται στο σχ. 40, οι βρόχοι υστερήσεως εν προκειμένω δεν είναι ευσταθείς, ούτε η μορφή τους ικανοποιητική (υποβάθμιση ακαμψίας, κλάδος ολισθήσεως). Τα παραπάνω φαινόμενα ερμηνεύονται από τη συγκέντρωση παραμορφώσεων στις διαγωνίους, οι οποίες υποβάλλονται σε εναλλασσόμενη κυκλική θλίψη-ελκυσμό και συμπεριφέρονται άσχημα όπως διαπιστώθηκε προηγουμένως (σχ. 37).



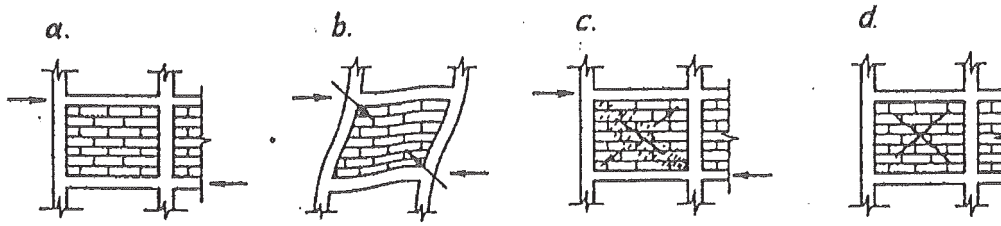
Σχ.40. Υστερητική συμπεριφορά πλαισίου με χιαστί διαγώνιους.

Για την αντιμετώπιση των παραπάνω μειονεκτημάτων έχουν προταθεί κατά την τελευταία πενταετία δύο λύσεις: είτε η τοποθέτηση ειδικού μηχανισμού τριβής στην τομή των διαγωνίων (friction device) είτε η έκκεντρη δικτύωση.

. Τοιχοποιίες

Διακρίνονται στις άοπλες, που χρησιμοποιούνται ως μη φέροντα στοιχεία πληρώσεως (τοιχοπληρώσεις) και στις οπλισμένες τοιχοποιίες, που (σπανίως) χρησιμοποιούνται ως φέροντα στοιχεία σε παραδοσιακού κυρίως χαρακτήρα κτίρια. Η άοπλη τοιχοποιία, στην οποία θα αναφερθούμε εδώ, είναι ένα ψαθυρό "υλικό", γιατί τα συνθετικά της στοιχεία -κονίαμα και οπτόπλινθοι ή τσιμεντόλιθοι είναι επίσης ψαθυρά υλικά, ολιγότερο το πρώτο και πολύ περισσότερο τα δεύτερα. Εντούτοις οι τοιχοπληρώσεις παίζουν έναν πολύ σημαντικό ρόλο, όχι μόνο γιατί επηρεάζουν έντονα την ακαμψία του σκελετού, αλλά και διότι απορροφούν ενέργεια με άλλου είδους, μη υστερητικούς, μηχανισμούς.

Στο σχ. 41 φαίνονται οι διαδοχικές φάσεις παραμορφώσεως της τοιχοποιίας ενός φανώματος μέχρι τη θραύση της, λόγω των εναλλασσόμενης φοράς θλιπτικών και εφελκυστικών διαγωνίων δυνάμεων (σχ. 41 b, c). Κατά τις παραπάνω φάσεις είναι



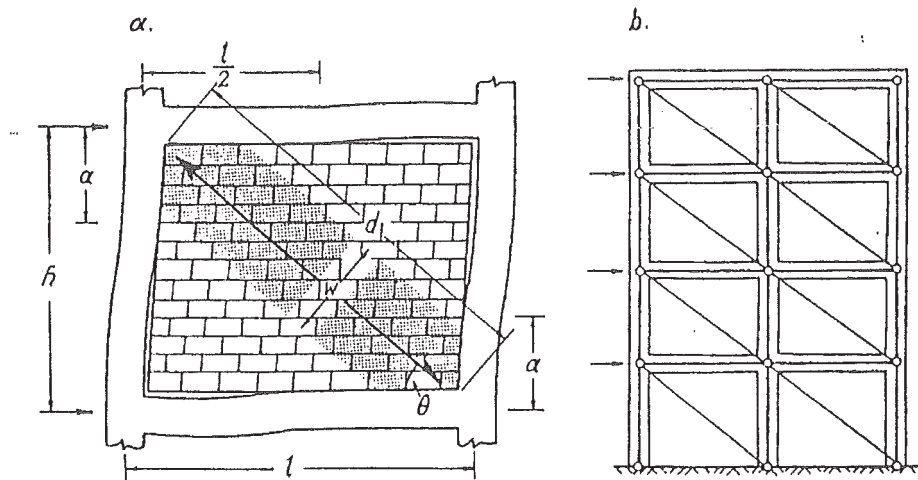
Σχ.41. Παραμόρφωση και ρηγμάτωση τοιχοπληρώσεως

προφανές ότι αναπτύσσονται δυνάμεις τριβής τόσο στο εσωτερικό της τοιχοποιίας όσο και στις επιφάνειες επαφής της με τον φέροντα σκελετό επίσης, κατά τη διεύθυνση της θλιβομένης διαγωνίου είναι εμφανής ο σχηματισμός μίας διαγώνιας λωρίδας της τοιχοποιίας που τείνει να παρεμποδίσει τη βράχυνση της υπόψη διαγωνίου (σχ. 41 c). Στο σχ. 42α φαίνεται λεπτομερέστερα η αλληλεπίδραση σκελετού - τοιχοποιίας, η οποία από άποψη στατικής λειτουργίας μπορεί να υποκατασταθεί από μία διαγώνια "τοιχοράβδο" με μέσο πλάτος w . Η υπόψη τοιχοράβδος σχηματίζει δικτύωμα με τον φέροντα σκελετό (πλαίσιο), με αποτέλεσμα την αύξηση της ακαμψίας της κατασκευής (σχ. 42 b). Το πλάτος w της τοιχοράβδου εξαρτάται από τα ελαστικά χαρακτηριστικά τόσο του σκελετού όσο και της τοιχοποιίας και μπορεί να υπολογισθεί με τη βοήθεια τύπων (19). Δεδομένου όμως ότι τα μέτρα ελαστικότητας των τοιχοποιιών εμφανίζουν πολύ μεγάλη διασπορά και συνήθως είναι άγνωστα το w μπορεί να υπολογισθεί προσεγγιστικά από την συντηρητική σχέση :

$$w = \text{mín}(d/6 , 4e)$$

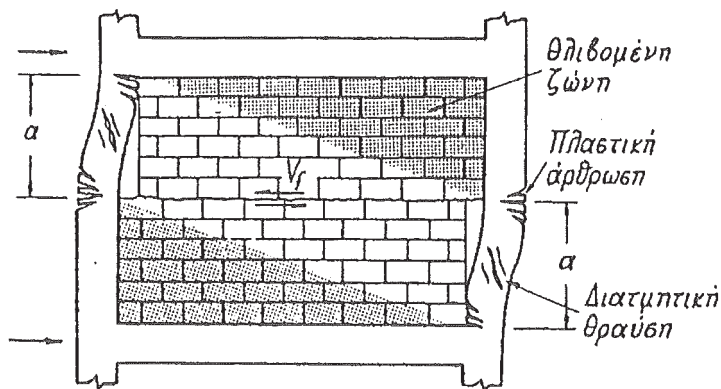
όπου e το πάχος της τοιχοποιίας.

Αλλά η παραπάνω συνεισφορά των τοιχοποιιών στην αύξηση της ακαμψίας αποτελεί το ένα μόνο σκέλος του προβλήματος. Το δεύτερο αφορά στην εκτίμηση των αποσβέσεων, δηλαδή της ενέργειας που καταναλώνεται από τους διάφορους μηχανισμούς τριβής μέχρι τη θραύση της τοιχοποιίας. Πρόκειται εν προκειμένω για αποσβέσεις τύπου Coulomb, τελείως διαφορετικές από την ιξώδη ή την υστερητική απόσβεση, για τις οποίες δυστυχώς δεν υπάρχουν πλήρη θεωρητικά ή πειραματικά



Σχ.42. Στατική λειτουργία της τοιχοπληρώσεως.

αποτελέσματα. Επίσης, ακόμη και ο μηχανισμός ρηγματώσεως που περιγράψαμε προηγουμένως δεν είναι ο μοναδικός, είναι όμως ο συνήθης για ισχυρό φέροντα σκελετό αντίθετα, για εύκαμπτο σκελετό και ισχυρή τοιχοποιία μπορεί να εμφανισθεί ο μηχανισμός ρηγματώσεως του σχήματος 43, ο οποίος είναι πολυπλοκότερος, γιατί συμπεριλαμβάνει το σύμπλεγμα σκελετού και τοιχοποιίας. Εξάλλου, στην περίπτωση αυτή, αντί της μιας τοιχοράβδου, θα έχουμε δυο τριγωνικές θλιβόμενες ζώνες τοιχοποιίας.



Σχ.43. Μηχανισμός ρηγματώσεως τοιχοποιίας και σκελετού. 1

Συμπεραίνουμε, από τα προηγούμενα ότι η εκτίμηση της συνεισφοράς των τοιχοπληρώσεων στην απόσβεση της σεισμικής ενέργειας θα απαιτήσει περαιτέρω πειραματική και θεωρητική έρευνα.

Τα φάσματα αποκρίσεως

Από τη σεισμική μετακίνηση που επιβάλλεται στη θεμελίωση θα έπρεπε, κανονικά, να υπολογίσουμε τη μετακίνηση των κατασκευών και στη συνέχεια την παραμόρφωση και την έντασή τους, λαμβάνοντας υπόψη όλα τα φαινόμενα ανελαστικής ανελαστικής συμπεριφοράς που περιγράψαμε προηγουμένως. Ένας τέτοιος όμως «άμεσος» υπολογισμός προσκρούει ακόμα και σήμερα σε ανυπέρβλητες υπολογιστικές και άλλες δυσχέρειες. Έτσι, παραδοσιακά, ακολουθείται η αντίστροφη από την παραπάνω πορεία υπολογισμού, σε αρμονία και με τις άλλες, μη σεισμικές, εξωτερικές δράσεις : δηλαδή, από τη δεδομένη σεισμική διέγερση υπολογίζονται πρώτα τα λεγόμενα «σεισμικά φορτία» των κατασκευών και στη συνέχεια, βάση αυτών, η ένταση και η παραμόρφωση. Ο προκαταρκτικός υπολογισμός των σεισμικών αυτών φορτίων γίνεται σήμερα με τη βοήθεια των φασμάτων αποκρίσεως.

Θεωρούμε το μονοβάθμιο σύστημα που φαίνεται στο σχ. 44, με συγκεντρωμένη μάζα m , συντελεστή δυσκαμψίας k και συντελεστή ιξώδους c . Η βάση του συστήματος υποβάλλεται σε απλή μεταφορική $u_0(t)$, οποία καθορίζεται από το επιταχυνσιογράφημα $\ddot{u}_0(t)$ ενός σεισμού· επίσης, η μάζα m εμφανίζει τη σχετική ως προς τη βάση μετατόπιση $u(t)$ κατά την τυχούσα χρονική στιγμή t και την ολική (ή απόλυτη) μετατόπιση:

$$v(t) = u_0(t) + u(t) \quad (10)$$

που μετρείται, όπως και η $u_0(t)$, από ένα απόλυτο (ακίνητο) σύστημα αναφοράς του χώρου.

Κατά την κίνηση- ταλάντωση επάνω στη μάζα θα ενεργεί η δύναμη D'Alembert $P_a(t) = -m\ddot{u}(t)$, η δύναμη αποσβέσεως $P_d(t) = -c\dot{u}(t)$ και η ελαστική δύναμη επαναφοράς $P_s(t) = -ku(t)$. πράγματι, η δύναμη αδράνειας P_a είναι ανάλογη προς την ολική επιτάχυνση \ddot{u} , ενώ οι P_d και P_s εξαρτώνται από τη σχετική ταχύτητα \dot{u} και μετατόπιση u , αντίστοιχα, γιατί θεωρούμε μόνο εσωτερικές αποσβέσεις και κατά την κίνηση του στερεού u_0 δεν αναπτύσσονται ελαστικές δυνάμεις. Από τη συνθήκη στατικής ισορροπίας των παραπάνω δυνάμεων, σύμφωνα με την αρχή του D' Alembert, καταλήγουμε πρώτα στη διαφορική εξίσωση ταλαντώσεως:

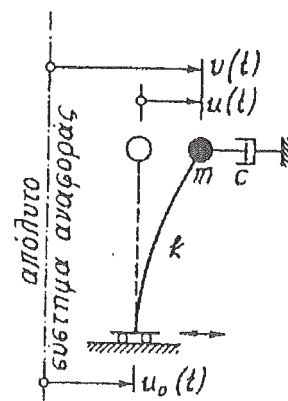
$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (11 \alpha)$$

και στη συνέχεια βάσει της (10) στην εξίσωση:

$$\ddot{u}(t) + 2\zeta\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_0(t) \quad (11 \beta)$$

όπου:

$\omega = \sqrt{k/m}$ η φυσική συχνότητα ή ιδιοσυχνότητα του συστήματος (rad/sec),



Σχ.44. Η σεισμική διέγερση του μονοβαθμίου ταλαντωτή.

$\zeta = c/c_{cr} = C/2m\omega$ το ποσοστό αποσβέσεως.

Η ειδική λύση της (11b) για μηδενικές αρχικές συνθήκες $u(0) = \dot{u}(0) = 0$ δίδεται από το παρακάτω ολοκλήρωμα του Duhamel:

$$u(t) = -1/\omega d \int_0^t \ddot{u}_0(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin \omega d(t-\tau) d\tau \quad (12)$$

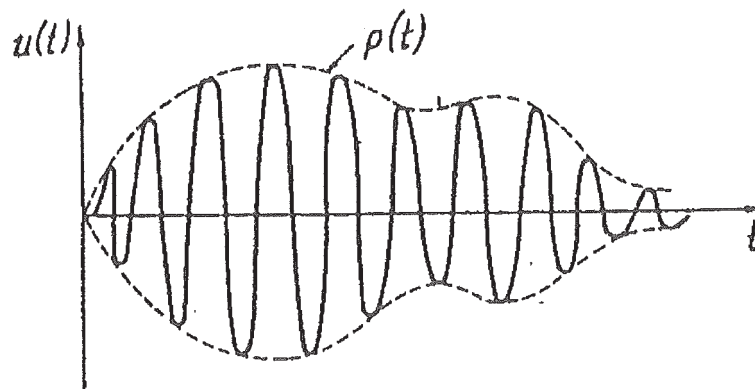
όπου $\omega d = \omega \sqrt{1-\zeta^2}$ η ιδιοσυχνότητα με απόσβεση, η οποία για $\zeta < 0,2$ πρακτικά ταυτίζεται με την ω . Παραγωγίζοντας τώρα διαδοχικά την παραπάνω έκφραση της u υπολογίζουμε τη σχετική ταχύτητα \dot{u} και την ολική επιτάχυνση $\ddot{u} = \ddot{u} + \ddot{u}_0$ και στη συνέχεια γράφουμε τις τρεις συναρτήσεις u , \dot{u} και \ddot{u} υπό την παρακάτω μορφή.

$$u(t) = -P(t) \cdot \sin [\omega d t - \varphi(t)] \quad (13 a)$$

$$\dot{u}(t) = -\omega \rho(t) \cos [\omega d t - \varphi(t) + \Theta] \quad (13 b)$$

$$\ddot{u}(t) = +\omega^2 \rho(t) \sin [\omega d t - \varphi(t) + 2\Theta] \quad (13 c)$$

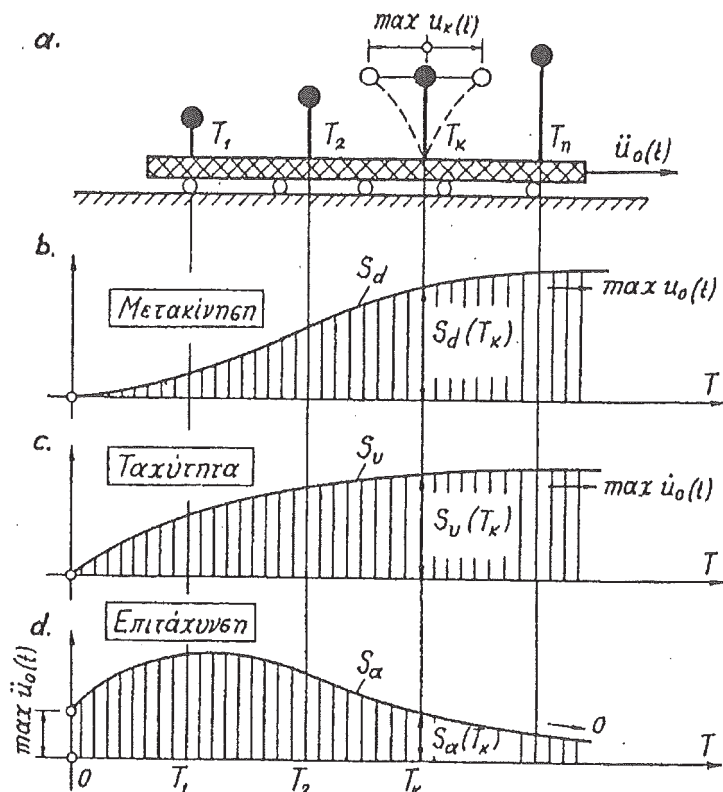
όπου $\rho(t)$ το πλάτος ταλαντώσεως, $\varphi(t)$ η γωνία φάσεως και $\Theta = \text{Arc} \sin \zeta$. Στο σχ. 45 φαίνεται η μορφή της συναρτήσεως $u(t)$, δηλαδή πρόκειται για κυματομορφή με μεταβλητό πλάτος $\rho(t)$.



Σχ. 45. Η απόκριση του μονοβαθμίου ταλαντωτή.

Έπειτα από τα προηγούμενα, σύμφωνα με τη βασική ιδέα του Biot, θεωρούμε μία ακολουθία μονοβάθμιων ταλαντωτών με αύξουσες ιδιοπεριόδους $T_i = 2\pi/\omega_i$ ($i = 1, 2, \dots, k$) που στηρίζονται επάνω σε κοινή βάση (σχ. 46). Η βάση υποβάλλεται στη σεισμική διέγερση $\ddot{u}_0(t)$ και ο ταλαντωτής (k) με ιδιοπερίοδο T_k θα εμφανίζει τη σχετική μετατόπιση και ταχύτητα $u_k(t)$ και $\dot{u}_k(t)$, καθώς και την ολική επιτάχυνση $\ddot{u}_k(t)$. Πρακτικά ενδιαφερόμαστε για τις μέγιστες τιμές των παραπάνω τριών συναρτήσεων που συμβολίζονται διεθνώς με S_d , S_v και S_a , αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές για σταθερό ποσοστό αποσβέσεως ζ θα είναι συναρτήσεις $S_d(T_k)$, $S_v(T_k)$ και $S_a(T_k)$ της ιδιοπεριόδου T_k του κάθε ταλαντωτή. Η γραφική παράσταση των συναρτήσεων αυτών με άξονα τετμημένων τις ιδιοπεριόδους T_i ($i = 1, 2, \dots$) αποτελεί το φάσμα αποκρίσεως της

σεισμικής διεγέρσεως $\ddot{u}_o(t)$ και ειδικότερα η καμπύλη $S_d(T_i)$ αποτελεί το φάσμα σχετικών μετατοπίσεων, η καμπύλη $S_v(T_i)$ το φάσμα σχετικών ταχυτήτων και η καμπύλη $S_a(T_i)$ το φάσμα ολικών επιταχύνσεων (σχ. 46). Είναι προφανές ότι αν μεταβάλλουμε το ποσοστό αποσβέσεως ζ , θα πάρουμε μία οικογένεια φασμάτων αποκρίσεως, των οποίων οι φασματικές τιμές $S_d(T, \zeta)$, $S_v(T, \zeta)$ και $S_a(T, \zeta)$ θα μειώνονται προοδευτικά όσο αυξάνει η τιμή του ζ .



Σχ. 46. Εποπτική διάταξη για την κατασκευή του φάσματος αποκρίσεως ενός σεισμού.

Η φασματική μετατόπιση S_d υπολογίζεται απευθείας από την (12) με αριθμητική ολοκλήρωση (π.χ. με τη μέθοδο Simpson) ή με τμηματική ολοκλήρωση θεωρώντας ευθύγραμμη μεταβολή της $\ddot{u}_o(t)$ μεταξύ δύο διαδοχικών κορυφών. Για το σκοπό αυτό εκλέγεται πρώτα το σταθερό ποσοστό αποσβέσεως ζ και στη συνέχεια υπολογίζεται η $u_k(t)$ για ιδιοπερίοδο $T_k = 2\pi/\omega_k$, οπότε η $\max u_k(t)$ δίδει την τιμή $S_d(T_k)$. Επαναλαμβάνοντας τον ίδιο υπολογισμό για διάφορες τιμές της ιδιοπεριόδου T (π.χ. στο διάστημα $0,0 \div 1,0$ sec) προσδιορίζουμε τη φασματική καμπύλη $S_d(T, \zeta)$ στο παραπάνω διάστημα ιδιοπεριόδων. Στη συνέχεια με την ίδια διαδικασία αλλά με άλλο ποσοστό αποσβέσεως ζ_j υπολογίζεται η καμπύλη $S_d(T, \zeta_j)$ κ.ο.κ.

Από τη φασματική μετατόπιση S_d υπολογίζεται άμεσα η μέγιστη ελαστική δύναμη του συστήματος:

$$\max P_s = k S_d \quad (14a)$$

καθώς και η μέγιστη ενέργεια παραμορφώσεως:

$$\max U = 1/2 k S_d^2 \quad (14b)$$

Η αντίστοιχη (σχετική) κινητική ενέργεια $T = 1/2 m \dot{u}^2$ μηδενίζεται, διότι κατά η μεγιστοποίηση της u θα έχουμε $\dot{u} = 0$.

Ο υπολογισμός των S_v και S_a γίνεται προσεγγιστικά συναρτήσει του S_d και για το λόγο αυτό τα μεγέθη αυτά λέγονται ακριβέστερα φασματική ψευδοταχύτητα και φασματική ψευδοεπιτάχυνση. Πράγματι, από την πρώτη των εξ. (13) και το σχ. 45 έχουμε:

$$\max u(t) = S_d = \max p(t) \quad (15a)$$

και από τις επόμενες δύο εξισώσεις:

$$\max \dot{u}(t) = S_v = \omega \max p(t) = \omega S_d \quad (15 b)$$

$$\max \ddot{u}(t) = S_a = \omega^2 \max p(t) = \omega^2 S_d \quad (15c)$$

Με τις παραπάνω προσεγγίσεις επιτυγχάνεται και η απλή έκφραση της μέγιστης ενέργειας $\max (U+T)$ που εισάγεται στο σύστημα κατά τη διάρκεια της σεισμικής διεγέρσεως. Έτσι, βάσει των εξ. (13a,b) θα έχουμε:

$$U+T = 1/2 k \rho^2 \sin^2 (\omega_d t - \varphi) + 1/2 m \rho^2 \omega^2 \cos^2 (\omega_d t - \varphi + \theta)$$

$$= 1/2 m \omega^2 \rho^2 [\sin^2 (\omega_d t - \varphi) + \cos^2 (\omega_d t - \varphi + \theta)]$$

και άρα

$$\max (U+T) = 1/2 m \omega^2 P_{\max}^2 = 1/2 m S_v^2 \quad (16)$$

διότι η έκφραση μέσα στην αγκύλη ελάχιστα διαφέρει από τη μονάδα (τα δύο τόξα διαφέρουν κατά την πολύ μικρή γωνία $\theta = \text{Arc sin } \zeta$). Αν τώρα στην παραπάνω έκφραση θέσουμε $S_v = \omega S_d$ και $m = k/\omega^2$ καταλήγουμε στην ισότητα $\max(U+T) = 1/2 k S_d^2$ που σημαίνει ότι η μέγιστη ενέργεια παραμορφώσεως της εξ. (14b) αποτελεί το άνω όριο της συνολικής ενέργειας του συστήματος κατά τη διάρκεια της σεισμικής διεγέρσεως. Επίσης από την (16) συμπεραίνουμε ότι το $1/2 S_v^2$ παριστάνει την ανά μονάδα μάζας μέγιστη ενέργεια που εισάγεται στο σύστημα για το λόγο αυτό άλλωστε ο G. Housner όρισε και την φασματική ένταση S_I του σεισμού συναρτήσει της S_v (βλ. εξ. 4).

Γενικά, η S_v διαφέρει πολύ λίγο από την $\max \dot{u}$ με εξαίρεση τις περιπτώσεις πολύ εύκαμπτων συστημάτων με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από τη συνολική διάρκεια του σεισμού. Ομοίως και η S_a πολύ λίγο διαφέρει από την $\max \ddot{u}$, με την οποία ταυτίζεται για $\zeta = 0$, όπως προκύπτει πολύ εύκολα από την εξ. (11a). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η μεγιστοποίηση της \ddot{u} γίνεται περίπου ταυτόχρονα με την u , όταν η \dot{u} έχει πολύ μικρές τιμές, οπότε ο όρος $c \dot{u} = 2m \zeta \omega \dot{u}$ στην εξ. (11a) είναι αμελητέος για $\zeta < 0,20$.

Η φασματική επιτάχυνση S° επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της μέγιστης δυνάμεως αδράνειας:

$$\max P_a = m S_a \quad (17)$$

Η δύναμη αυτή εφαρμοζόμενη στατικά στο σύστημα παράγει τη μέγιστη δυναμική μετατόπιση S_d . Πράγματι, η λόγω της $\max Pa$ στατική μετατόπιση u_{st} γράφεται:

$$u_{st} = \max Pa / k = m/k Sa = S_d \quad (18)$$

γιατί $m/k = l/\omega^2$ και $S_a = \omega^2 S_d$. Για το λόγο αυτό η αδρανειακή δύναμη $\max Pa$ -όπως και η ίση προς αυτήν ελαστική δύναμη $\max Ps$ - χαρακτηρίζεται σαν το ισοδύναμο "σεισμικό φορτίο" τον μονοβάθμιου ταλαντωτή. Επίσης, εισάγοντας στην εξ. (17) το βάρος $B = mg$ της μάζας m θα έχουμε:

$$\max Pa = m g Sa/g = \varepsilon B \quad (19)$$

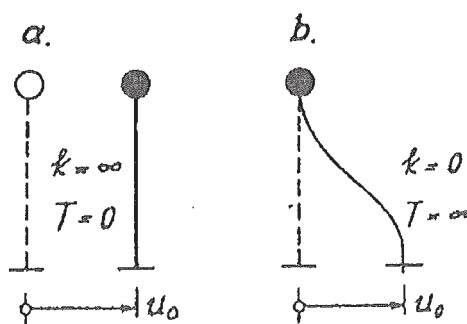
όπου $\varepsilon = Sa/g$ ο λεγόμενος σεισμικός συντελεστής. Ο συντελεστής αυτός διαφέρει από τον συντελεστή $k_s = \max \gamma/g$ που εισήγαγε ο F. Ομοί, γιατί εκφράζεται συναρτήσει της μέγιστης επιταχύνσεως S_a της μάζας και όχι της μέγιστης επιταχύνσεως $\max \gamma$ του εδάφους· ανάλογα με το μέγεθος της ιδιοπεριόδου T και της αποσβέσεως ζ , τα S_a και $\max \gamma$ διαφέρουν πολύ μεταξύ τους.

Ιδιαίτερο πρακτικό ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι οριακές τιμές των S_d , S_v και S_a για $T \rightarrow 0$ και για $T \rightarrow \infty$. Στην πρώτη περίπτωση το σύστημα θα είναι απαραμόρφωτο ($k = \infty$) και άρα θα έχουμε (σχ. 47α):

$$u(t) = 0, \quad \dot{u}(t) = 0, \quad u(t) = u_0(t)$$

οπότε:

$$S_d(0) = 0, \quad S_v(0) = 0, \quad S_a(0) = \max \ddot{u}_0. \quad (20a, b, c)$$



Σχ. 47. Οριακές τιμές φασματικών μεγεθών.

Στη δεύτερη περίπτωση το σύστημα θα είναι τελείως εύκαμπτο (π.χ. χορδή με $k=0$) και άρα θα παραμένει αμετακίνητο κατά την κίνηση της βάσης, οπότε θα έχουμε (σχ. 47b):

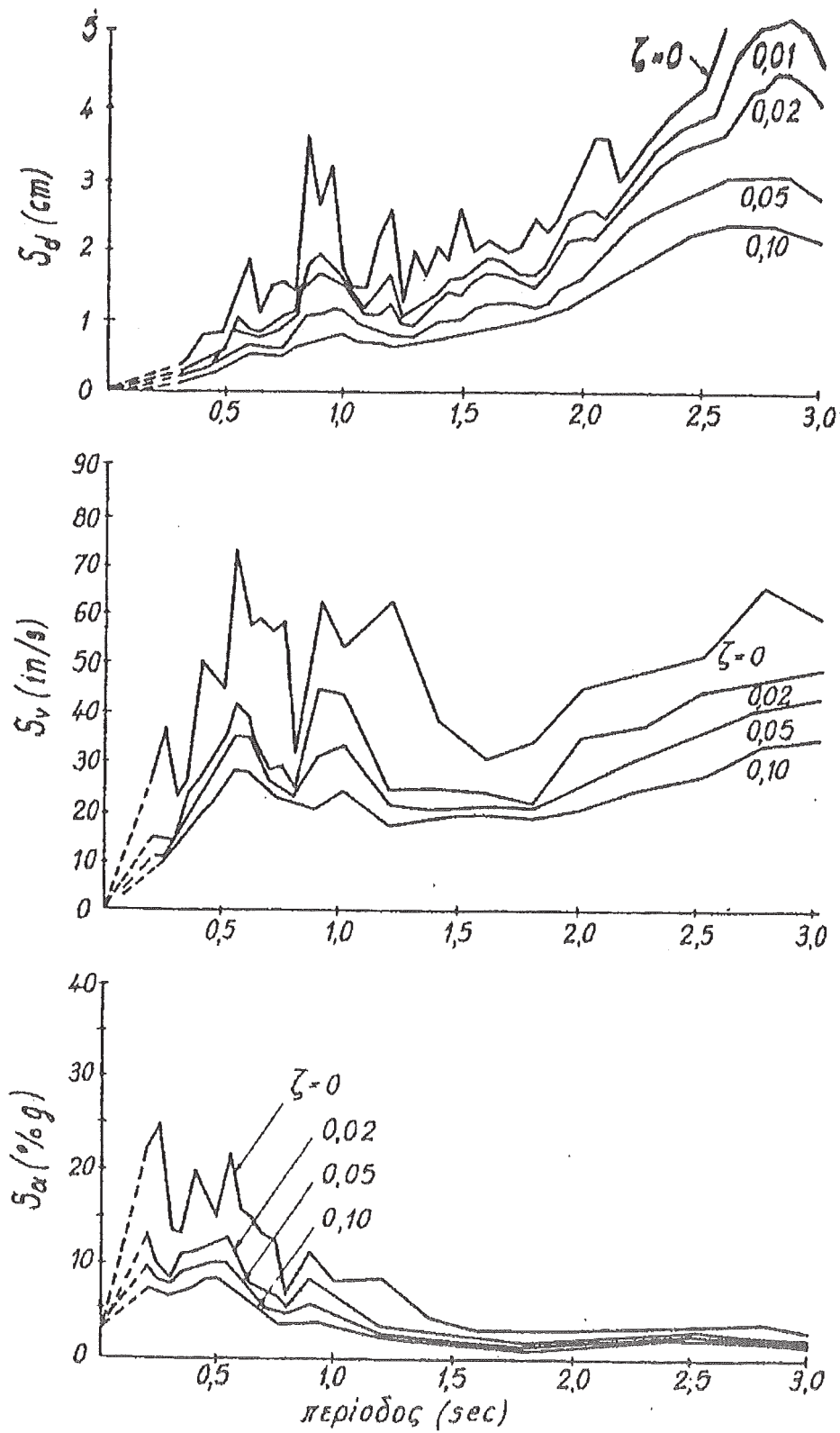
$$U(t) = -u_0(t), \quad \dot{U}(t) = -\dot{u}_0(t), \quad U(t) = 0$$

Και άρα:

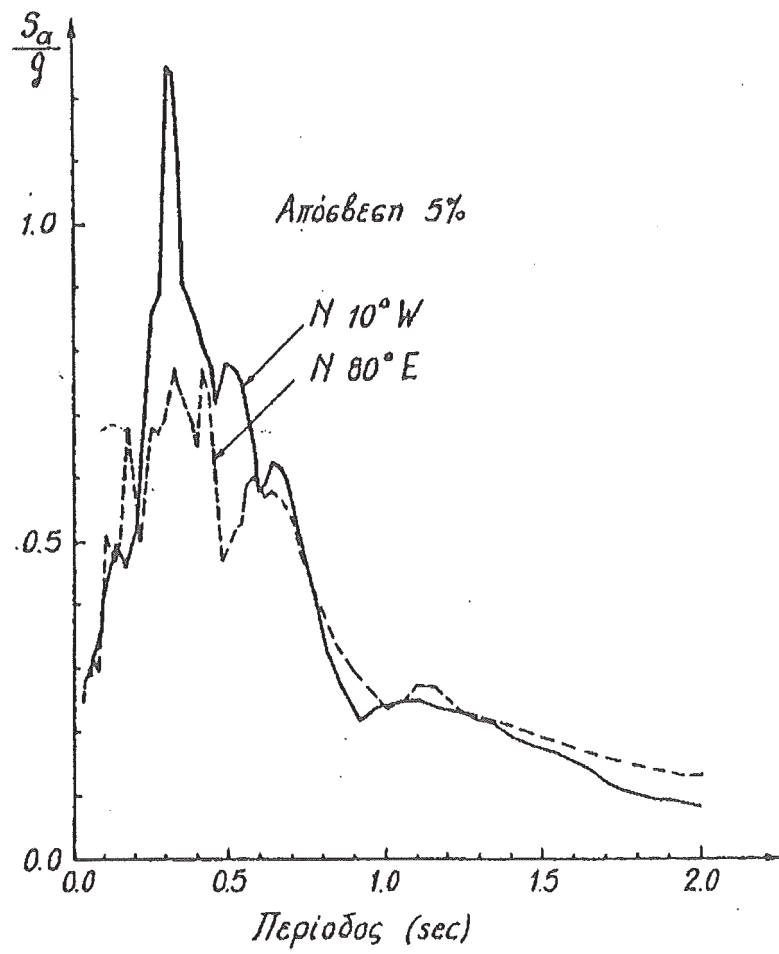
$$S_d(\cdot) = \max u_0, \quad \max \dot{U} = \max \dot{u}_0, \quad S_a(\cdot) = 0 \quad (20d, e, f)$$

Η φασματική ψευδοταχύτητα τείνει στο μηδέν $S_v(\cdot)=0$ και όχι στην τιμή $\max \dot{u}$, διότι για μεγάλες τιμές της ιδιοπεριόδου $S_v \propto \max \dot{u}$. Ο υπόψη μηδενισμός της S_v οφείλεται στο μηδενισμό της ενέργειας του συστήματος για $T \propto$ (βλ. εξ. 16).

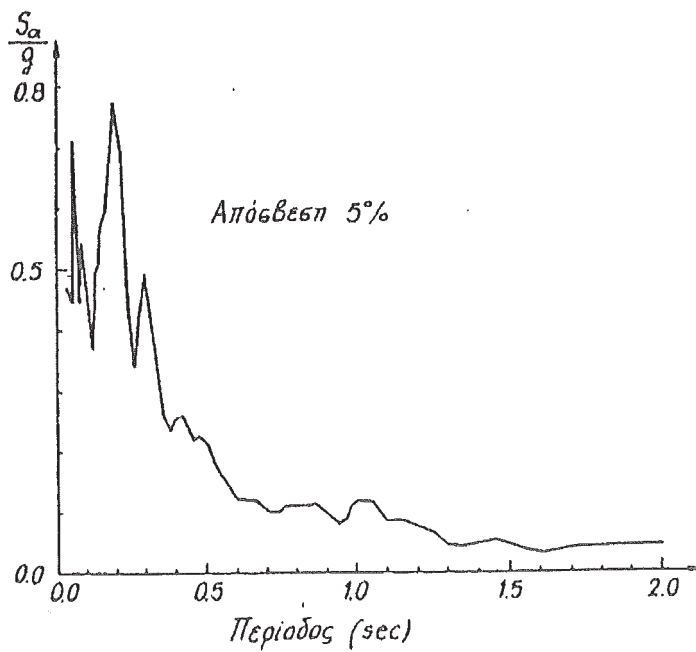
Η μορφή των φασμάτων αποκρίσεως που φαίνεται στο σχ. 46 είναι τελείως εξιδανικευμένη και μόνον χονδρικά αποδίδει τα γενικά χαρακτηριστικά τους γνωρίσματα στην πραγματικότητα οι φασματικές καμπύλες είναι πολυακανόνιστες γραμμές με οξείες γωνίες που οφείλονται σε φαινόμενα τοπικού συντονισμού. Στο σχ. 48 φαίνεται το φάσμα αποκρίσεως του σεισμού του El-Centro που υπήρξε μέχρι σήμερα αντικείμενο πολλών αναλύσεων και διερευνήσεων. Είναι φανερό ότι η επιρροή της απόσβεσης είναι έντονη σε όλα τα φασματικά μεγέθη, τα οποία μειώνονται με την αύξηση του ποσοστού απόσβεσης. Έτσι, για $\zeta=0,10$ εξαφανίζονται οι αιχμές, γιατί ατονούν τα φαινόμενα τοπικού συντονισμού και όλες οι καμπύλες γίνονται σχεδόν «λείες». Στα σχήματα 49 και 50 φαίνονται τα φάσματα (ψευδο)επιταχύνσεων των τριών συνιστωσών του σεισμού της Καλαμάτας (πρβλ. σχ.8). Οι τεταγμένες των φασμάτων αυτών έχουν διαιρεθεί με το $g=9.81\text{m} / \text{sec}^2$, οπότε τα πηλικά $S_a(T_i)/g$ δίνουν κατευθείαν την τιμή του σεισμικού συντελεστή $\varepsilon(T_i)$ που αντιστοιχεί στο μονοβάθμιο σύστημα με ιδιοπερίοδο T_i (εξ.19), δηλαδή ουσιαστικά πρόκειται για διαγράμματα σεισμικών συντελεστών. Επίσης τα πηλικά S_a/a_{\max} παριστάνουν τον συντελεστή ενισχύσεως της μέγιστης επιταχύνσεως $a_{\max}=S_a(0)$ του εδάφους που μπορεί να είναι είτε μεγαλύτερος είτε μικρότερος από τη μονάδα, όπως θα δούμε λεπτομερέστερα στην επόμενη παράγραφο. Αλλά οι παραπάνω ομόλογες απεικονίσεις χαρακτηρίζουν με τη μορφή τους και το λεγόμενο περιεχόμενο συχνοτήτων ή περιόδων της σεισμικής διεγέρσεως, που είναι βασικής σημασίας για την αντισεισμική μελέτη των κατασκευών. Έτσι π.χ. η σεισμική διέγερση του σχ. 49 είναι πλούσια σε μικρές περιόδους από 0.2sec έως 0.6sec και άρα «φορτίζει» εντονότερα τις κατασκευές που η ιδιοπερίοδος τους βρίσκεται στο παραπάνω διάστημα το ίδιο ισχύει χονδρικά και για τις τέσσερις σεισμικές δονήσεις που φαίνονται στο σχ. 51(επιφανειακοί κοντινοί σεισμοί). Αντίθετα, οι δύο σεισμικές δονήσεις που φαίνονται στο σχ. 52 εμφανίζουν τελείως διαφορετικό περιεχόμενο περιόδων: ο σεισμός της Χιλής (κοντινός – σκληρό έδαφος) είναι πλούσιος σε μικρές περιόδους της τάξης των 0.4sec και φορτίζει εντονότερα τα εύκαμπτα κτίρια. Είναι επομένως βασικής σημασίας για τον αντισεισμικό σχεδιασμό η γνώση της ζώνης δεσποζουσών περιόδων των αναμενόμενων σεισμών.



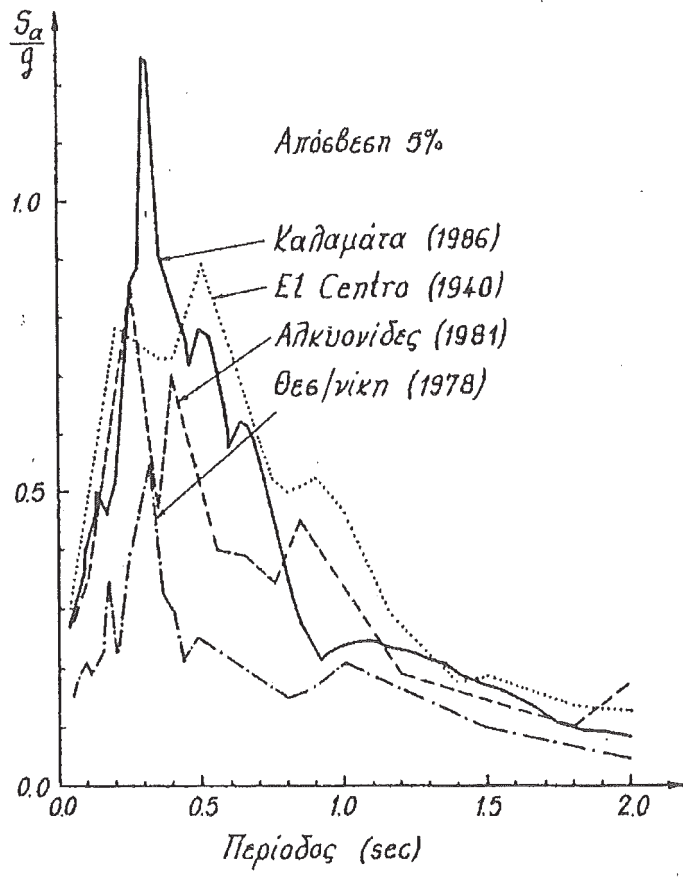
Σχ. 48. Το φάσμα αποκρίσεως του σεισμού του El Centro (18-5-1940, συνιστώσα N-S).



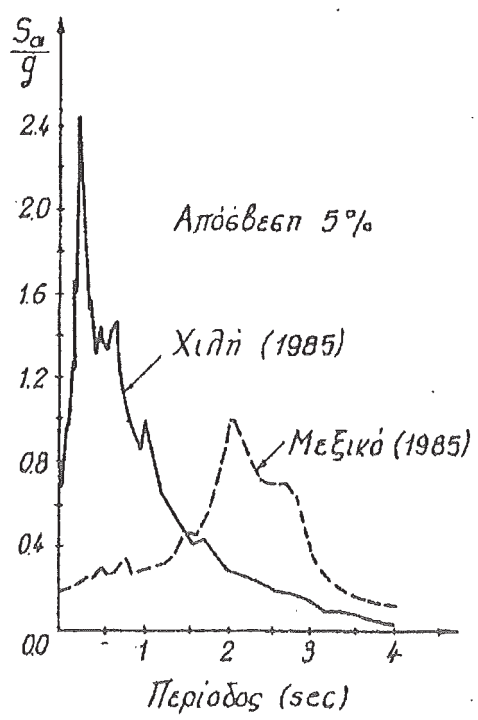
Σχ. 49. Φάσμα ψευδο-επιταχύνσεως των δυο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού της Καλαμάτας.



Σχ. 50. Φάσμα ψευδο-επιταχύνσεως της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού της Καλαμάτας.



Σχ. 51. Φάσματα ψευδο-επιταχύνσεων επιφανειακών κοντινών σεισμών.



Σχ. 52. Φάσματα ψευδο-επιταχύνσεως με διαφορετικό περιεχόμενο συχνοτήτων.

Μία άλλη απεικόνιση των φασμάτων αποκρίσεως, πολύ χρήσιμη για την περαιτέρω επεξεργασία τους, είναι η τριλογαριθμική απεικόνιση, με την οποία επιτυγχάνεται ταυτόχρονη παράσταση των τριών φασματικών μεγεθών S_d , S_v και S_a με μία μόνη καμπύλη. Για το σκοπό αυτό θεωρούμε τις σχέσεις (εξ. 15b, c):

$$S_d = 1/\omega S_v, S_a = \omega S_v \quad (21 \text{ α, β})$$

των οποίων οι δεκαδικοί λογάριθμοι γράφονται:

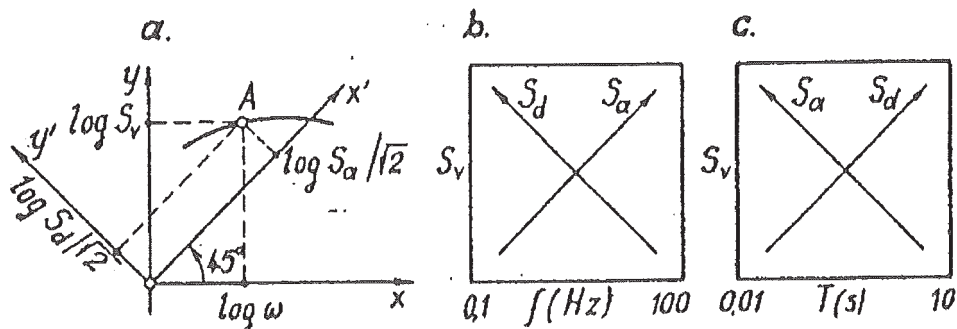
$$\log S_d = -\log \omega + \log S_v$$

$$\log S_a = +\log \omega + \log S_v$$

Αν τώρα το τυχόν σημείο A έχει τις συντεταγμένες $(\log \omega, \log S_v)$ στο σύστημα αναφοράς (x, y) , τότε βάσει των προηγούμενων σχέσεων οι συντεταγμένες του A στο στραμμένο κατά γωνία 45° σύστημα αναφοράς (x', y') θα είναι (σχ. 53α):

$$x' = x \cos 45^\circ + y \sin 45^\circ = \log S_a / \sqrt{2}$$

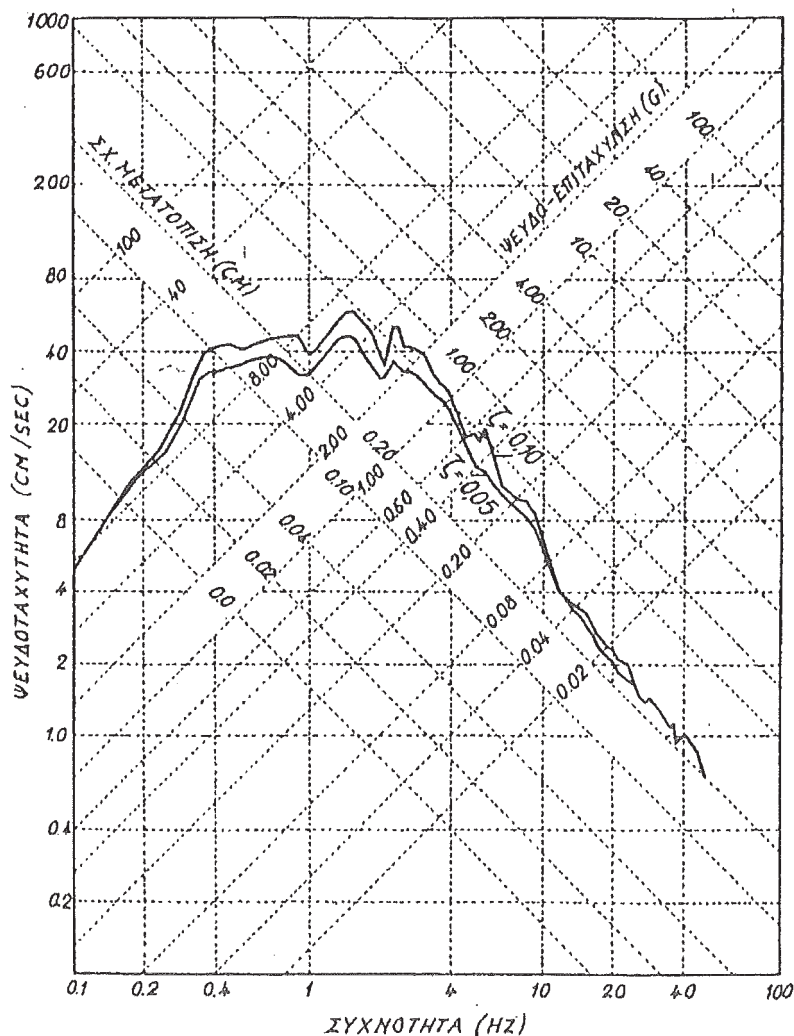
$$y' = -x \sin 45^\circ + y \cos 45^\circ = \log S_d / \sqrt{2}$$



Σχ. 53. Η τριλογαριθμική απεικόνιση του φάσματος αποκρίσεως.

Επομένως, εκλέγοντας κατάλληλη κλίμακα, είναι δυνατόν να αναγνώσουμε επάνω στους άξονες (x', y') τις τιμές των $\log S_d$ και $\log S_a$, οπότε η καμπύλη $\log S_v = F(\log \omega)$ των σημείων A θα απεικονίζει ταυτόχρονα και τα τρία φασματικά μεγέθη. Το διάγραμμα που προκύπτει με την παραπάνω διαδικασία είναι το λεγόμενο τριμερές διάγραμμα του φάσματος αποκρίσεως. Οι απεικονίσεις αυτού του είδους γίνονται με ανεξάρτητη μεταβλητή είτε τη συχνότητα $f = 1/T$ -αντί της κυκλικής συχνότητας ω - είτε την περίοδο T, οπότε γίνεται εναλλαγή των S_d και S_a επάνω στους λοξούς άξονες x' και y' (σχ. 53b,c). Στο σχ. 54 φαίνεται το τριμερές διάγραμμα του φάσματος αποκρίσεως της συνιστώσας N80°E του σεισμού της Καλαμάτας για δύο τιμές του ποσοστού αποσβέσεως. Όπως θα δούμε στην επόμενη παράγραφο η τριλογαριθμική απεικόνιση των φασμάτων αποκρίσεως είναι πολύ χρήσιμη για την επεξεργασία τους, ώστε να καταστούν κατάλληλα για τον αντισεισμικό υπολογισμό των κατασκευών.

Τα προηγούμενα φάσματα αποκρίσεως αναφέρονται στις δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διεγέρσεως επίσης, κατά κανόνα, χρησιμοποιούνται και για την κατακόρυφη συνιστώσα, έπειτα από πολλαπλασιασμό τους με τον αναγωγικό συντελεστή 2/3, παρά το γεγονός ότι η υπόψη συνιστώσα είναι πλουσιότερη σε υψηλές συχνότητες. Αναφορικά, τέλος, με τις τρεις πλασματικές συνιστώσες θ_Z, θ_λ και θ_γ της σεισμικής διεγέρσεως -που έχουν έννοια στην έκταση μιας περιορισμένης και δύσκαμπτης θεμελιώσεως- η κατασκευή αντίστοιχων φασμάτων αποκρίσεως γίνεται έμμεσα, λόγω ελλείψεως πραγματικών καταγραφών για τις γωνιακές αυτές συνιστώσες. Έτσι, σύμφωνα με μία μεθοδολογία τα φάσματα αποκρίσεως της στρεπτικής διεγέρσεως θα υπολογίζονται συναρτήσει των ταχυτήτων και επιταχύνσεων των οριζόντιων συνιστωσών u και v , χρησιμοποιώντας τη σχέση (7α) (21). Με μία άλλη μεθοδολογία επιτυγχάνεται πρώτα ο υπολογισμός των συναρτήσεων $\theta_\chi, \theta_\gamma, \theta_Z$ και στη συνέχεια, κατά τα γνωστά, υπολογίζονται τα αντίστοιχα φάσματα αποκρίσεως. Με μία τρίτη, τέλος, προσεγγιστική μέθοδο τα φάσματα αποκρίσεως των γωνιακών συνιστωσών υπολογίζονται απευθείας από τα φάσματα των μεταφορικών συνιστωσών.



Σχ. 54. Το τριμερές διάγραμμα του φάσματος αποκρίσεως του σεισμού της Καλαμάτας (συνιστώσα N80°E).

Τελειώνοντας θα πρέπει να επισημάνουμε ότι τα φάσματα αποκρίσεως, πέρα από τη μέγιστη απόκριση, αδυνατούν να δώσουν άλλες πληροφορίες, που όμως είναι βασικής σημασίας σύμφωνα με όσα αναπτύχθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Έτσι π.χ. παραμένει άγνωστο αν η μέγιστη απόκριση αποτελεί μεμονωμένο peak στην αρχή της δονήσεως ή αν, αντίθετα, προηγούνται ή έπονται και άλλα peak της αυτής τάξεως ομοίως, η συνολική διάρκεια της δονήσεως δεν υπεισέρχεται ως ανεξάρτητη παράμετρος, ενώ είναι γνωστός ο ρυθμιστής ρόλος της (ρευστοποίηση, επαύξηση της διάρκειας δονήσεως μαλακών εδαφών, κλπ.).

1.8. Τα φάσματα υπολογισμού

Ένα πρωτογενές φάσμα αποκρίσεως δεν είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί άμεσα για τον αντισεισμικό υπολογισμό των κατασκευών. Διότι το φάσμα αυτό αναφέρεται σε έναν μόνο παρελθόντα σεισμό και στο αντίστοιχο σημείο καταγραφής -των οποίων τις ιδιαιτερότητες αντιπροσωπεύει- ενώ επιθυμία μας είναι η προστασία μιας ευρύτερης περιοχής από πολλούς μελλοντικούς σεισμούς επιπλέον, κατά τον τελικό υπολογισμό των σεισμικών φορτίων θα πρέπει να ληφθεί υπόψη και η αναπότρεπτη ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών που επηρεάζει εντονότατα το μέγεθός τους. Για τους παραπάνω λόγους τα φάσματα αποκρίσεως υποβάλλονται σε μία εκτεταμένη επεξεργασία, ώστε να πάρουν την τελική μορφή ενός φάσματος υπολογισμού.

α. Τυπικά φάσματα

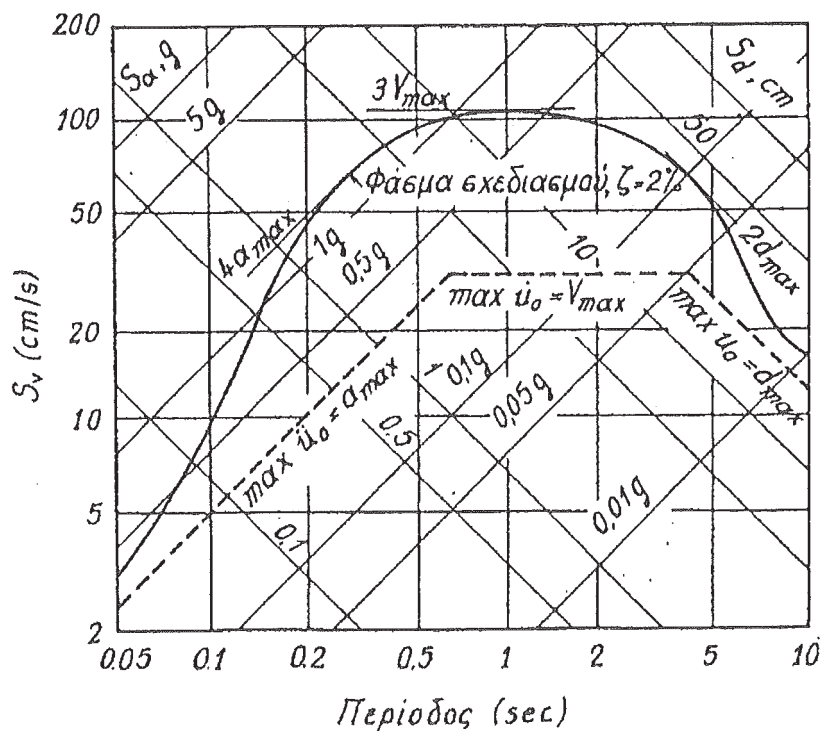
Είναι γνωστό ότι ο ίδιος σεισμός δίνει διαφορετικά φάσματα αποκρίσεως σε δύο διαφορετικά σημεία του εδάφους αλλά και αντίστροφα, στο ίδιο σημείο τα φάσματα αποκρίσεως δύο σεισμών θα είναι τελείως διαφορετικά. Εντούτοις υπάρχουν και ορισμένες γενικές ομοιότητες μεταξύ των φασμάτων, όπως π.χ. οι οριακές τιμές τους για $T = 0$ ή $T = \infty$ (εξ. 20) ή ακόμη ομοιότητες οφειλόμενες σε συγκρίσιμες συνθήκες παραγωγής των σεισμικών δονήσεων.

Για τους παραπάνω λόγους ένας επαρκής αριθμός φασμάτων είναι δυνατόν να υποβληθεί σε επεξεργασία που, γενικά, περιλαμβάνει:

- ταξινόμηση κατά κατηγορίες εδαφών,
- κανονικοποίηση, δηλαδή αναγωγή σε κοινή α_{max} ή σε κοινή φασματική ένταση SI κατά Housner .
- λήψη του μέσου όρου των τεταγμένων των διαφόρων φασμάτων ή του μέσου όρου συν μία τυπική απόκλιση,
- ομαλοποίηση της τελικής φασματικής γραμμής.

Το φάσμα που προκύπτει με την παραπάνω διαδικασία είναι το τυπικό ή χαρακτηριστικό φάσμα, με την έννοια της πιθανοτικής θεωρίας της ασφάλειας των κατασκευών. Είναι προφανές ότι ένα τέτοιο φάσμα δεν αντιστοιχεί σε καμιά πραγματική

δόνηση, αλλά είναι αντιπροσωπευτικό των ιδιοτήτων μιας οικογένειας δονήσεων, με καθορισμένη πιθανότητα μη υπερβάσεως (50% ή 84% με υπόθεση κατανομής Gauss). Επίσης, θα πρέπει να σημειωθεί ότι η κανονικοποίηση των ανεπεξέργαστων φασμάτων (διαίρεση των τεταγμένων S_a με τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} του εδάφους) δεν γίνεται ως προς το a_{max} , αλλά ως προς την μέγιστη ενεργό επιτάχυνση a_{eff} , σύμφωνα με πρόταση επιτροπής ειδικών των Η.Π.Α., γνωστής ως A.T.C. (Applied Technology Council). Το μέγεθος αυτό ορίζεται από τη σχέση $a_{eff} = S_a / 2,5$, όπου S_a η μέση φασματική επιτάχυνση στην περιοχή των μικρών περιόδων (0,1 - 0,5 sec). Με παρόμοιο τρόπο ορίζεται και η μέγιστη ενεργός ταχύτητα $v_{eff} = S_v / 2,5$, όπου S_v η μέση φασματική ταχύτητα στην περιοχή $T = 1$ sec των περιόδων. Εξάλλου τα a_{eff} και v_{eff} γράφονται και υπό τη μορφή: $a_{eff} = A a$ g και $v_{eff} = A v$ g, όπου A ένας ανηγμένος στην v_{eff} συντελεστής επιταχύνσεως, του οποίου οι τιμές δίδονται από το ATC-3 συναρτήσεϊ του v_{eff} [23]. Η χρήση του a_{eff} αντί του a_{max} οφείλεται στο γεγονός ότι το a_{max} ενδέχεται να αποτελεί μεμονωμένη αιχμή του επιταχυνσιογραφήματος και άρα να μην είναι αντιπροσωπευτικό της σοβαρότητας του σεισμού, ιδίως στην περιοχή των μικρών περιόδων ($T < 0,5$ sec).

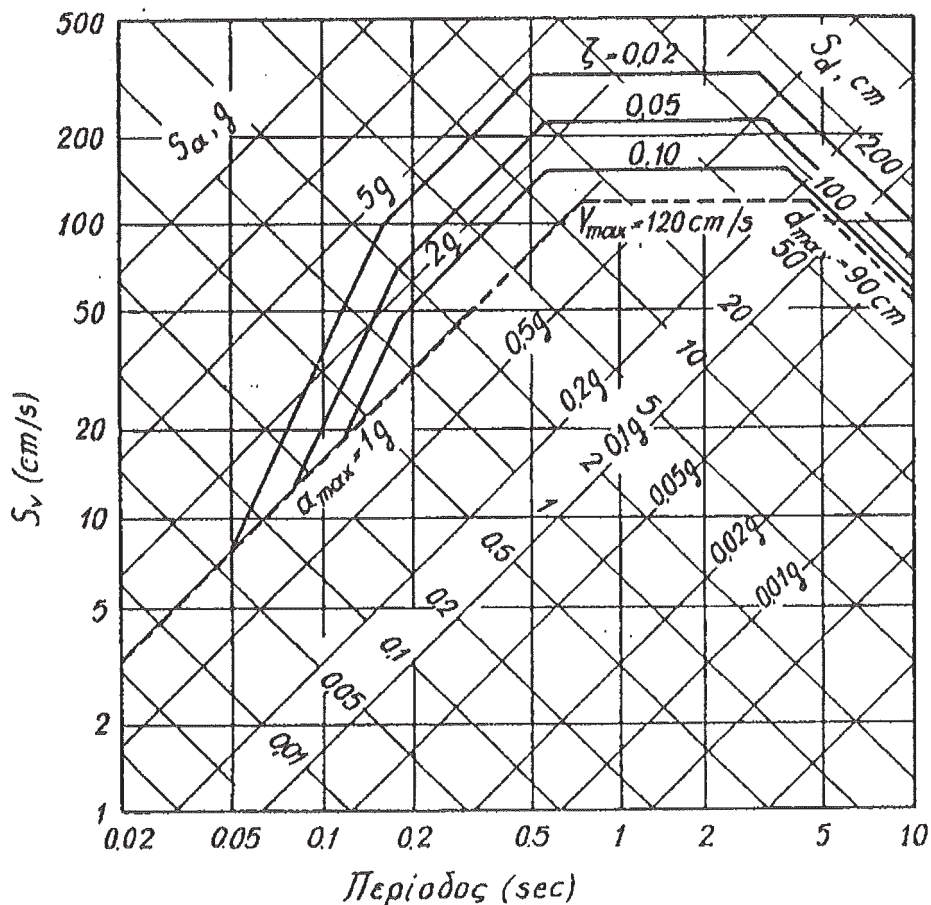


Σχ. 55. Τυπικό φάσμα των Newmark-Rosenblueth.

Τυπικά φάσματα έχουν κατασκευασθεί στις Η.Π.Α. αρχικά από τον G. Housner (1959) και στη συνέχεια από πολλούς άλλους ερευνητές, είναι δε περισσότερο γνωστά ως φάσματα σχεδιασμού (design spectrum). Ειδικότερα, από την στατιστική ανάλυση φασμάτων κοντινών σεισμών σε σκληρό έδαφος και ποσοστό αποσβέσεως 2 %, έχει διαπιστωθεί ότι κατά μέσο όρο ισχύουν οι οριακές σχέσεις: $\max S_a = 4 a_{max}$, $\max S_v = 3 V_{max}$, και $\max S_d = 1 d_{max}$, όπου a_{max} , v_{max} και d_{max} η μέγιστη επιτάχυνση, ταχύτητα και μετατόπιση του εδάφους (σχ. 55). Έτσι, λαμβάνοντας υπόψη ότι σε τριλογαριθμική απεικόνιση η φασματική καμπύλη τείνει ασυμπτωματικά στις δύο λοξές

ευθείες $\max \ddot{u}_0 = \alpha_m a_x$ και $\max u_0 = d_{\max}$, είναι σχετικά εύκολη η χάραξη του ομαλοποιημένου φάσματος. Επίσης, με την αύξηση του ποσοστού αποσβέσεως ζ οι συντελεστές ενισχύσεως (4, 3, 2) μειώνονται προοδευτικά και για $\zeta = 25$ γίνονται πρακτικά ίσοι με 1, δηλαδή το φάσμα ταυτίζεται με την τεθλασμένη γραμμή $\alpha_{\max} - v_{\max} - d_{\max}$ της μέγιστης εδαφικής κινήσεως.

Στις παραπάνω διαπιστώσεις στηρίζεται η κατασκευή των τυπικών φασμάτων Newmark - Hall, έπειτα από προεκτίμηση των τριών μέγιστων εδαφικών παραμέτρων για βραχώδη ($\alpha_{\max}=1.0 \text{ g}$, $v_{\max} = 70 \text{ cm/sec}$, $d_{\max} = 30 \text{ cm}$) και αργιλικά εδάφη ($\alpha_{\max} = 1,0 \text{ g}$, $v_{\max} = 120 \text{ cm/sec}$, $d_{\max} = 90 \text{ cm}$) (σχ. 56). Τα φάσματα αυτά είναι ανηγμένα στο $\alpha_{\max} = 1,0 \text{ g}$ και για κάθε ζ έχουν τη μορφή τεθλασμένης ευθείας γραμμής παράλληλης προς την τεθλασμένη της μέγιστης εδαφικής κινήσεως. Η ακριβής θέση κάθε γραμμής υπολογίζεται πολλαπλασιάζοντας τα α_{\max} , v_{\max} και d_{\max} με τους αντίστοιχους συντελεστές ενισχύσεως που δίδονται συναρτήσει του ζ για πιθανότητα μη υπερβάσεως 50. και 84. [18]. Επίσης, το πρώτο από αριστερά ευθύγραμμο τμήμα καθορίζεται για $\zeta = 2$ βάσει των δεδομένων τιμών των ιδιοπεριόδων (ή συχνοτήτων) στα άκρα του.



Σχ. 56. Τυπικά φάσματα Newmark – Hall.

Είναι, τέλος, ενδιαφέρον να παρατηρήσουμε ότι στα υπόψη φάσματα είναι εμφανέστατη η διάκριση τριών ζωνών επιρροής:

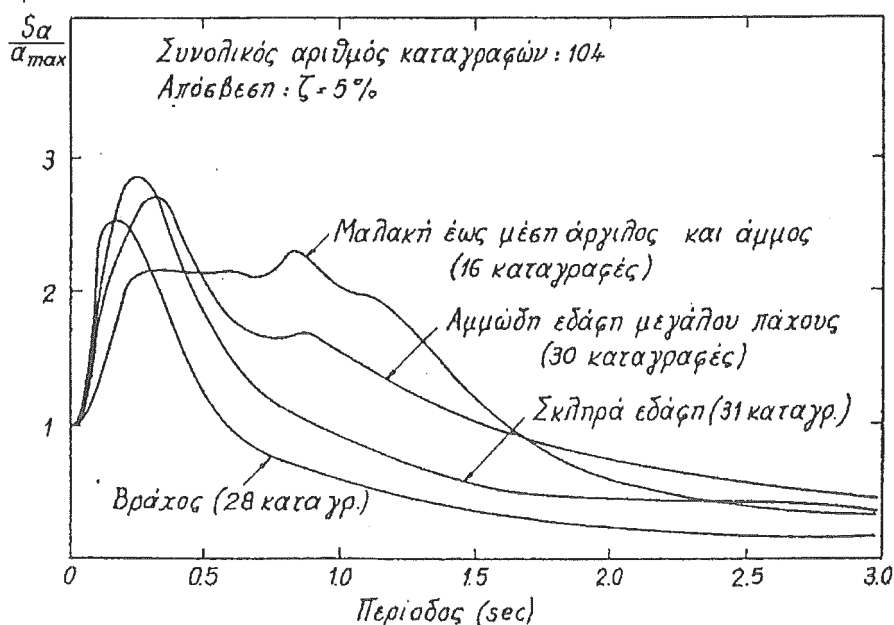
-της ζώνης επιρροής επιταχύνσεων (πρώτο και δεύτερο ευθύγραμμο τμήμα από αριστερά στο σχ. 56), που επηρεάζεται έντονα από την α_{\max} ,

- της ζώνης επιρροής ταχυτήτων (τρίτο ευθύγραμμο τμήμα), που επηρεάζεται έντονα από την v_{max} , και

- της ζώνης επιρροής μετατοπίσεων (τέταρτο ευθύγραμμο τμήμα), που επηρεάζεται έντονα από την d_{max} .

Στη ζώνη επιταχύνσεων η S_a αυξάνει προοδευτικά από την τιμή a_{max} και στο διάστημα $T = 0,2$ έως $0,6$ sec παραμένει σταθερή· στη ζώνη ταχυτήτων ($T = 0,6 \div 4$ sec) και μετατοπίσεων ($T > 4$ sec) η S_a μειώνεται ανάλογα προς το $1/T$ και προς το $1/T^2$, αντίστοιχα.

Στο σχ. 57 φαίνονται τα μέσα φάσματα των Seed-Ugas-Lysmer, τα οποία προέκυψαν από έναν μεγάλο αριθμό καταγραφών στις Η.Π.Α. και στην Ιαπωνία. Κύριο χαρακτηριστικό γνώρισμα των φασμάτων αυτών είναι η ταξινόμηση των εδαφών σε τέσσερις κατηγορίες, ώστε να καταφανεί η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη μορφή του φάσματος επιταχύνσεως. Έτσι, διαπιστώνεται ότι στα βραχώδη και σκληρά εδάφη το φάσμα είναι πλούσιο σε μικρές περιόδους $T = 0,2 \div 0,4$ sec, ενώ όσο προχωρούμε σε μαλακότερα εδάφη τόσο μετατοπίζεται προς τα δεξιά η ζώνη των δεσποζουσών περιόδων.



Σχ.57. Μέσα φάσματα επιταχύνσεως των Seed – Ugas – Lysmer.

Τα προηγούμενα τυπικά φάσματα αποτέλεσαν τη βάση για την κατασκευή απλοποιημένων μορφών φασμάτων επιταχύνσεως, τα οποία με εισήγηση του ATC έχουν υιοθετηθεί αρχικά από αμερικανικούς κανονισμούς (SEAOC, UBC) και στη συνέχεια από ευρωπαϊκούς (CEB, EUROCODE N° 8). Τα φάσματα αυτά καθορίζονται για $\zeta = 5$. από ένα μικρό αριθμό παραμέτρων και λέγονται κανονικοποιημένα ελαστικά φάσματα (normalized elastic spectra), γιατί οι τεταγμένες τους έχουν διαιρεθεί με το a_{max} (ή a_{eff}). Στο σχ. 58 φαίνεται το φάσμα που προτείνεται από τον Ευρωκώδικα N° 8 (σχέδιο) για τρεις κατηγορίες εδαφών

A = για βραχώδη και σκληρά εδάφη,

B = για αποθέσεις άμμων και αμμοχάλικων,

C = για μαλακές αργίλους.

Οι τρεις κλάδοι του φάσματος καθορίζονται από τις σχέσεις:

$$R_e(T) = 1 + (R_0 - 1)T/T_1, \quad 0 < T < T_1$$

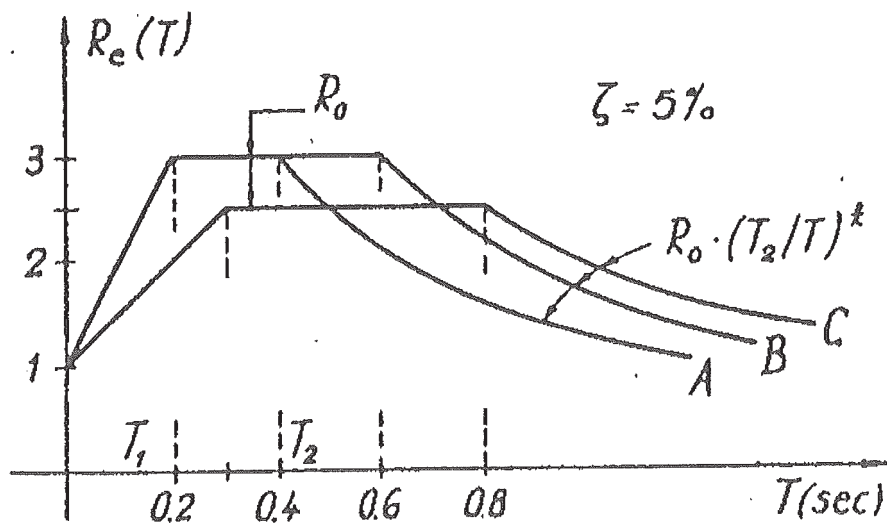
$$R_e(T) = R_0, \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$R_e(T) = R_0 (T_2/T)^k, \quad T > T_2$$

όπου:

R_0 = μέγιστος συντελεστής ενισχύσεως, ο οποίος στο διάστημα περιόδων (T_1, T_2) έχει την τιμή $R_0 = 3$ για έδαφος A, B και την τιμή $R_0 = 2,5$ για έδαφος C.

k = παράμετρος μορφής του καθοδικού κλάδου με τιμή παραπλήσια προς τη μονάδα.



Σχ.58. Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα του Ευροκώδικα N°8.

Επίσης για το T_1 προτείνονται οι τιμές 0.2, 0.2 και 0.3 και για το T_2 οι τιμές 0.4, 0.6 και 0.8 για τις τρεις κατηγορίες εδάφους A, B, C, αντίστοιχα.

Θα πρέπει πάντως να τονισθεί ότι οι προηγούμενες τιμές όλων των παραμέτρων είναι ενδεικτικές και στην πραγματικότητα εξαρτώνται από τα σεισμολογικά και εδαφολογικά δεδομένα κάθε περιοχής. Ιδιαίτερα κρίσιμη είναι η τιμή της παραμέτρου T_2 που εξαρτάται από το πηλίκο v_{eff} / a_{eff} , το οποίο μπορεί να είναι μεγάλο σε περίπτωση μακρινών σεισμών βάθους (σχ. 52, σεισμός Μεξικού).

b. Ανελαστικά φάσματα

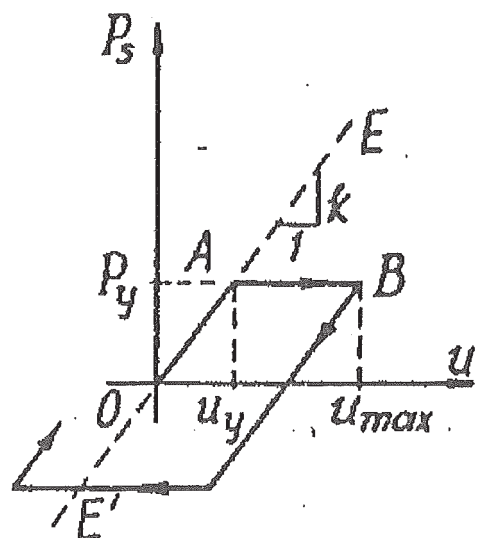
Ο υπολογισμός όλων των προηγούμενων φασμάτων στηρίχθηκε στην υπόθεση της γραμμικά ελαστικής συμπεριφοράς του μονοβάθμιου συστήματος και για το λόγο αυτό τα υπόψη φάσματα λέγονται ελαστικά φάσματα. Στην πραγματικότητα όμως η σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών, είναι κατά κανόνα ανελαστική και πολλές φορές συνοδεύεται από φαινόμενα υποβαθμίσεως ακαμψιών, αντοχών κλπ. Επομένως για τον ρεαλιστικό υπολογισμό των σεισμικών φορτίων απαιτείται η κατασκευή ανελαστικών φασμάτων αποκρίσεως λαμβάνοντας υπόψη την παραπάνω ανελαστική συμπεριφορά του μονοβάθμιου συστήματος. Τέτοια φάσματα έχουν πράγματι κατασκευασθεί αρχικά για ελαστοπλαστικό και στη συνέχεια για άλλους πολυπλοκότερους νόμους συμπεριφοράς. Εδώ θα αναφερθούμε στην περίπτωση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς, που συνδέεται άμεσα με τις διατάξεις των σημερινών αντισεισμικών κανονισμών.

Σε ένα ελαστοπλαστικό μονοβάθμιο σύστημα (βλ. σχ. 44) η ταλάντωση είναι αρχικά ελαστική, όσο η μετατόπιση u παραμένει μικρότερη από την μετατόπιση διαρροής u_y (σχ. 59). Η δύναμη επαναφοράς P_s της μάζας είναι ανάλογη προς την μετατόπιση, $P_s(t) = k u(t)$, όπου k ο συντελεστής δυσκαμψίας του συστήματος και το (P_s-u) διάγραμμα εμφανίζει τον ελαστικό κλάδο OA . Επίσης, η μετατόπιση διαρροής u υπολογίζεται από τη σχέση $u_y = P_y / k$, όπου P_y η δύναμη διαρροής ή αντοχή του συστήματος (απαιτούμενη δύναμη για την εμφάνιση πλαστικής αρθρώσεως στη βάση). Με την υπέρβαση της u_y έχουμε συνεχή αύξηση της μετατοπίσεως για $\dot{u}(t) > 0$, ενώ η δύναμη επαναφοράς P_s παραμένει σταθερά ίση με το ku_y , και το $(P_s - u)$ διάγραμμα εμφανίζει τον πλαστικό κλάδο AB που είναι παράλληλος προς τον άξονα u . Η μέγιστη μετατόπιση u_{max} , εμφανίζεται για $\dot{u}(t) = 0$, οπότε αναστρέφεται η κίνηση και έχουμε ελαστική μείωση της μετατοπίσεως, για $\dot{u}(t) < 0$, μέχρι την εμφάνιση νέας διαρροής, κ.ο.κ. Το πηλίκο:

$$\mu = u_{max} / u_y$$

παριστάνει το δείκτη της υπαιτούμενης πλαστιμότητας, δηλαδή της πλαστιμότητας που απαιτείται να έχει το σύστημα για την "ανάληψη" της συγκεκριμένης σεισμικής διεγέρσεως χωρίς πρώιμη αστοχία. Ο δείκτης αυτός δεν πρέπει να συγχέεται με το δείκτη της διαθέσιμης πλαστιμότητας της εξ. (9), ο οποίος εξαρτάται από τη δομή της κατασκευής και είναι ανεξάρτητος από τη σεισμική διέγερση.

Έπειτα από τα προηγούμενα, για την κατασκευή ανελαστικών φασμάτων αποκρίσεως, θεωρούμε την εξίσωση ταλαντώσεως (11α) του μονοβάθμιου συστήματος που τώρα γράφεται:



Σχ.59. Το $P_s - u$ διάγραμμα του ελαστοπλαστικού συστήματος.

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + P_s(u) = 0 \quad (23)$$

όπου η δύναμη επαναφοράς $P_s(u)$ θα ισούται με το $k u(t)$ κατά την ελαστική απόκριση και με το $k u_y$ κατά την πλαστική. Η εξίσωση αυτή, για γνωστό u_y , μπορεί να ολοκληρωθεί με οποιαδήποτε μέθοδο αριθμητικής ολοκλήρωσης και να υπολογισθεί έτσι η $u_{max} = S_d(\omega)$ για διάφορες τιμές της αρχικής ιδιοσυχνότητας $\omega^2 = k/m$ του ελαστοπλαστικού συστήματος· στην πραγματικότητα όμως το ανελαστικό φάσμα υπολογίζεται για προκαθορισμένες τιμές της απαιτούμενης πλαστιμότητας μ , οπότε ο καθορισμός της u_y , γίνεται με επαναληπτικές ολοκληρώσεις της (23), ώστε να ικανοποιηθεί η ισότητα $\mu = u_{max} / u_y$. Επίσης μία άλλη δυσκολία αφορά στην τριλογαριθμική απεικόνιση των ανελαστικών φασμάτων λόγω παρεμβολής της νέας παραμέτρου μ , αλλά και η δυσκολία αυτή αντιμετωπίζεται με κατάλληλο, συμβατικό, ορισμό του S_d .

Τα ανελαστικά φάσματα που προκύπτουν με την προηγούμενη διαδικασία θα πρέπει, βεβαίως, να υποβληθούν σε στατιστική επεξεργασία, ώστε να ληφθούν τα τελικά τυπικά φάσματα, όπως έχουμε περιγράψει για την περίπτωση των ελαστικών φασμάτων. Από την άποψη αυτή εμφανίζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον μία άλλη μέθοδος απευθείας κατασκευής του τυπικού ανελαστικού φάσματος από το αντίστοιχο ελαστικό με τη βοήθεια αναγωγικών συντελεστών. Τη μέθοδο αυτή θα περιγράψουμε λεπτομερέστερα όχι μόνο για την απλότητά της, αλλά και διότι αποτελεί τη βάση των σημερινών κανονισμών για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων.

Συμβολίζουμε με τα $(S_{a,p}, S_{d,p})$ τα φασματικά μεγέθη του ελαστοπλαστικού συστήματος και με $(S_{a,e}, S_{d,e})$ τα αντίστοιχα φασματικά μεγέθη ενός ιδεατού απεριόριστα ελαστικού συστήματος που η ακαμψία και η μάζα του είναι ίσες με την αρχική ακαμψία και τη μάζα του ελαστοπλαστικού συστήματος. Είναι προφανές ότι το (P_s-u) διάγραμμα του ιδεατού ελαστικού συστήματος θα είναι η ευθεία EE' (σχ. 59). Κατά τη μεγιστοποίηση της μετατοπίσεως του ελαστοπλαστικού συστήματος θα έχουμε $\dot{u}(t) = 0$ και $P_s(u) = k u_y = k u_{max} / \mu$, οπότε από την εξ. (23) προκύπτει:

$$\ddot{u}(t) = - (k/m) (u_{max}/\mu) = \omega^2 u_{max}/\mu$$

και άρα:

$$S_{a,p} = \omega^2 S_{d,p}/\mu \quad (24)$$

Επίσης, αν διαιρέσουμε κατά μέλη τη σχέση αυτή με τη γνωστή σχέση $S_{a,e} = \omega^2 S_{d,e}$ του ιδεατού ελαστικού συστήματος, καταλήγουμε στην τελική ισότητα:

$$S_{a,p} / S_{a,e} = 1/\mu \quad S_{d,p} / S_{d,e}$$

Οι Veletsos και Newmark μελέτησαν συστηματικά την απόκριση των παραπάνω δύο συστημάτων για έναν αριθμό σεισμικών διεγέρσεων και κατέληξαν στα παρακάτω γενικά συμπεράσματα .

- Για πολύ μικρές ιδιοπεριόδους ($T < 0,03$ sec) οι μέγιστες ολικές επιταχύνσεις των δύο συστημάτων είναι περίπου ίσες.

- Για ενδιάμεσες ιδιοπεριόδους ($T = 0,12 = 0,5 \text{ sec}$) οι μέγιστες ενέργειες των δύο συστημάτων είναι περίπου ίσες.

- Για μεγάλες ιδιοπεριόδους ($T > 0,5 \text{ sec}$) οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις των δύο συστημάτων είναι περίπου ίσες.

Το πρώτο από τα παραπάνω συμπεράσματα σε συνδυασμό με την εξ. (25) οδηγεί στις σχέσεις:

$$S_{a,P} = S_{a,e} , S_{d,\rho} = \mu S_{d,e}$$

που θα ισχύουν για $T < 0,03 \text{ sec}$. Σύμφωνα με το τρίτο συμπέρασμα και το σχ. 60α θα έχουμε:

$$S_{a,\rho} / S_{a,e} = P_y / P_e = u_y / u_{max} = l / \mu$$

και άρα για $T > 0,5 \text{ sec}$ θα ισχύουν οι σχέσεις:

$$S_{a,\rho} = l / \mu S_{a,e} , S_{d,P} = S_{d,e}$$

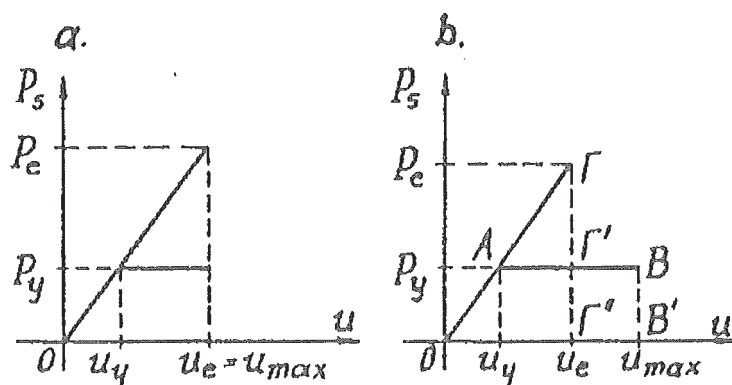
Στην ενδιάμεση, τέλος, περίπτωση των ίσων ενεργειών των δύο συστημάτων θα έχουμε βάσει τον σχ. 60 b:

$$\text{επιφ. (ΟΓΓ'')} = \text{επιφ. (ΟΑΒΒ')}$$

$$1/2 \text{ (ΟΓ'')} P_e = 1/2 u_y P_y + P_y (u_{max} - u_y)$$

και επειδή $(\text{ΟΓ''}) = u_y P_e / P_y$ τελικά προκύπτει:

$$S_{a,\rho} / S_{a,e} = P_y / P_e = l / .2\mu - l$$



Σχ.60. Συσχέτιση ελαστικού και ελαστοπλαστικού συστήματος.

Επομένως, αν ληφθεί υπόψη και η εξ. (25), στην ενδιάμεση περιοχή περιόδων θα έχουμε:

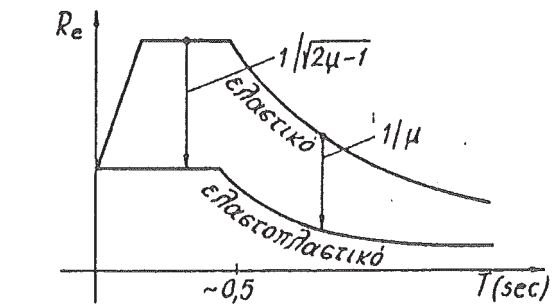
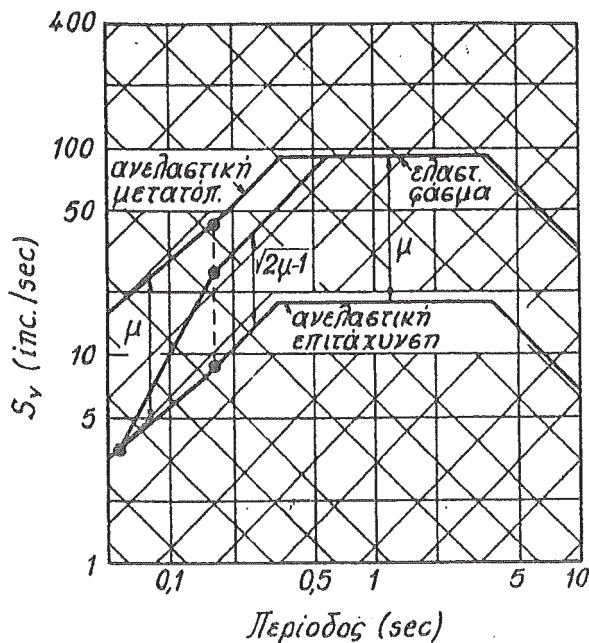
$$S_{a,p} = (1/2\mu-1) S_{a,e} \quad , \quad S_{d,p} = (\mu/2\mu-1) S_{d,e}$$

Οι προηγούμενες σχέσεις των φασματικών μεγεθών ανακεφαλαιώνονται στον παρακάτω πίνακα.

Σχέσεις φασματικών μεγεθών

Περίοδος (sec)	Διατηρούμενο μέγεθος	$S_{a,p} / S_{a,e}$	$S_{d,p} / S_{d,e}$
$< 0,03$	Επιτάχυνση	1	μ
$0,12 \div 0,5$	Ενέργεια	$1/\sqrt{2\mu-1}$	$\mu/\sqrt{2\mu-1}$
$> 0,5$	Μετατόπιση	$1/\mu$	1

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα οι Newmark-Hall κατασκεύασαν τυπικά ανελαστικά φάσματα κατευθειάν από τα αντίστοιχα ελαστικά. Στο σχ. 61 φαίνεται ένα τέτοιο φάσμα η γραμμή $S_{a,p}$ είναι παράλληλη προς τη γραμμή $S_{a,e}$ σε



Σχ. 62. Ελαστικό και ανελαστικό φάσμα επιταχύνσεως.

Σχ. 61. Ελαστικό και ανελαστικό φάσμα Newmark - Hall ($\zeta = 5\%$, $\mu = 5$).

απόσταση $(2\mu-1)$ στη ζώνη επιρροής επιταχύνσεων και σε απόσταση μ στη ζώνη επιρροής ταχυτήτων και μετατοπίσεων ($T > \sim 0,5$ sec). Για $T < 0,03$ sec οι παραπάνω δύο γραμμές ταυτίζονται, ενώ στην εναπομένουσα περιοχή ($0,03 \sim 0,12$) η $S_{a,p}$ συμπληρώνεται με ευθύγραμμο τμήμα. Η $S_{d,p}$, τέλος, διαφέρει από την $S_{a,p}$ κατά μ σε όλη την περιοχή περιόδων (εξ. 24) και για $T > \sim 0,5$ sec ταυτίζεται με την $S_{d,e}$.

Επανερχόμενοι τώρα στα κανονικοποιημένα ελαστικά φάσματα επιταχύνσεως των αντισεισμικών κανονισμών, παρατηρούμε ότι οι τεταγμένες τους θα πρέπει να διαιρεθούν με ορισμένους συντελεστές, ώστε να ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών. Έτσι, στη ζώνη επιρροής ταχυτήτων και μετατοπίσεων ο συντελεστής μείωσης είναι ίσος με το δείκτη πλαστιμότητας μ , ενώ στη ζώνη επιρροής επιταχύνσεων θα είναι ίσος με $(2\mu-1)$ (σχ. 62). Έχουμε, δηλαδή, μία δραστική μείωση των σεισμικών φορτίων λόγω της ανελαστικής συμπεριφοράς, υπό τον όρο βέβαια ότι οι κατασκευές διαθέτουν την απαιτούμενη πλαστιμότητα. Το αντίθετο από τα παραπάνω συμβαίνει με τις μετατοπίσεις, οι οποίες στην περιοχή των μικρών περιόδων ($T < \sim 0,5 \text{ sec}$) αυξάνουν κατά $\mu/(2\mu-1)$, ενώ για μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους είναι ίσες με τις ελαστοπλαστικές. Τα συμπεράσματα αυτά είναι πολύ χρήσιμα για την τελική διαμόρφωση των φασμάτων υπολογισμού.

c. 0 συντελεστής συμπεριφοράς

Είναι προφανές ότι με τα ελαστικά ή ανελαστικά φάσματα επιτυγχάνεται ο προσδιορισμός των σεισμικών φορτίων μόνο σε ένα μονοβάθμιο σύστημα. Εντούτοις, στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς τα ελαστικά φάσματα επιτρέπουν τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων και σε τυχόν ψευδώνυμο σύστημα διότι στην υπόψη περιοχή η απόκριση του τυχόντος πολυβάθμιου συστήματος υπολογίζεται ως επαλληλία των αποκρίσεων μιας ακολουθίας μονοβάθμιων συστημάτων.

Δυστυχώς δεν συμβαίνει το ίδιο και για τα ανελαστικά φάσματα, διότι στην ανελαστική περιοχή δεν ισχύει ούτε η αρχή της αναλογίας ούτε η αρχή της επαλληλίας. Έτσι, παρόλες τις προσπάθειες που έγιναν δεν κατέστη δυνατή η άμεση εφαρμογή των ανελαστικών φασμάτων και για τα πολυβάθμια συστήματα. Τα κυριότερα όμως συμπεράσματα από την μελέτη των ανελαστικών φασμάτων είναι δυνατόν να αξιοποιηθούν μέσα στα πλαίσια ενός ελαστικού υπολογισμού με κατάλληλη διόρθωση των ελαστικών φασμάτων.

Πράγματι, όπως είδαμε προηγουμένως οι μέγιστες μετατοπίσεις του ιδεατού ελαστικού συστήματος είναι ίσες με τις μέγιστες μετατοπίσεις του ελαστοπλαστικού, εκτός από τη ζώνη των μικρών περιόδων επομένως, αν είναι d οι μέγιστες μετατοπίσεις ενός ιδεατού συστήματος που εμφανίζει απεριόριστα ελαστική σεισμική συμπεριφορά, τότε οι μέγιστες μετατοπίσεις -και μόνον αυτές- του πραγματικού συστήματος θα είναι $d*\lambda(T)$, όπου $\lambda(T)$ ένας συντελεστής μεγαλύτερος από τη μονάδα, με τον οποίο λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες μετατοπίσεις στη ζώνη των μικρών περιόδων και ορισμένα άλλα φαινόμενα (συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών στα πολυβάθμια συστήματα, πιθανή συγκέντρωση παραμορφώσεων, φαινόμενα δευτέρας τάξεως). Ο συντελεστής $\lambda(T)$ αναφέρεται σε ολόκληρο το σύστημα και εξαρτάται από τη Θεμελιώδη περίοδο του T . Από τις μέγιστες μετατοπίσεις $d * \lambda(T)$ υπολογίζονται κατά τα γνωστά οι μέγιστες εσωτερικές δυνάμεις $s * \lambda(T)$ του ιδεατού ελαστικού συστήματος. Αλλά και οι μέγιστες εσωτερικές δυνάμεις του ανελαστικού συστήματος -και μόνον αυτές- είναι δυνατόν να υπολογισθούν προσεγγιστικά από τις προηγούμενες, διαιρώντας με έναν συντελεστή $q * \nu(T)$. Ο συντελεστής αυτός, όπως προκύπτει από τη μελέτη των ανελαστικών φασμάτων (βλ. σχ. 62), θα είναι επίσης μεταβλητός κατά τον άξονα των περιόδων. Έτσι, οι μέγιστες τιμές των εσωτερικών δυνάμεων του ανελαστικού συστήματος, μέσα στα πλαίσια προσεγγίσεως που εργαζόμαστε, θα δίδονται από την συμβολική σχέση:

$$S=(s/q) * (\lambda(T) / \nu(T))$$

Στο ίδιο όμως αποτέλεσμα μπορούμε να καταλήξουμε και με έναν άμεσο ελαστικό υπολογισμό βάσει του παρακάτω φάσματος:

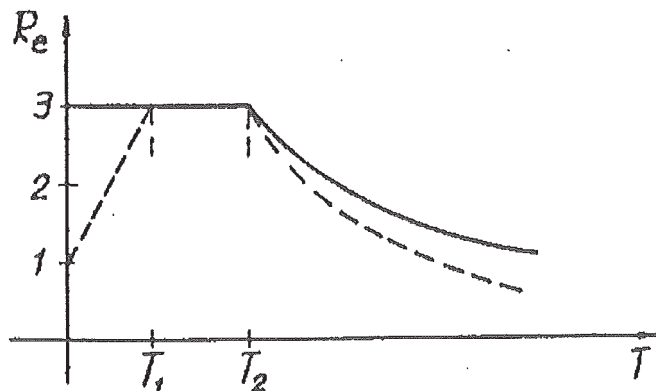
$$S_a = (1/q) \{ S_{a,e} [\lambda(T)/\nu(T)] \} = (1/q) S_{a,e}$$

Όπου:

$$S_{a,e} = S_{a,e} [\lambda(T)/\nu(T)]$$

Το διορθωμένο ελαστικό φάσμα. Το S_a επιτρέπει τον έμμεσο ελαστικό υπολογισμό των σεισμικών φορτίων στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς και λέγεται φάσμα διαστασιολογήσεως, ενώ το q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής (q factor). Εξάλλου, σύμφωνα με το προηγούμενο σκεπτικό, ο υπολογισμός των μέγιστων ανελαστικών μετακινήσεων θα πρέπει να γίνει με το φάσμα $q S_a = S_{a,e}$ δηλαδή με το διορθωμένο ελαστικό φάσμα που είναι ανεξάρτητο από τον συντελεστή συμπεριφοράς.

Το φάσμα διαστασιολογήσεως και ο συντελεστής συμπεριφοράς προσδιορίζονται εμπειρικά με βάση πειραματικά δεδομένα και κυρίως με βάση την πλούσια εμπειρία από τη συμπεριφορά των κατασκευών σε πραγματικούς σεισμούς. Στο σχ. 63 φαίνονται οι



Σχ.60. Διόρθωση ελαστικού φάσματος επιταχύνσεως.

τροποποιήσεις που γίνονται συνήθως στο κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα των κανονισμών. Έτσι, στην περιοχή των πολύ μικρών περιόδων γίνεται εξίσωση των τεταγμένων με την σταθερή μέγιστη τεταγμένη της ενδιάμεσης περιοχής (T_1, T_2) αυτό οφείλεται στην έντονη ενίσχυση των ανελαστικών μετατοπίσεων της υπόψη περιοχής, καθώς και στην αβεβαιότητα αναφορικά με τις τιμές των ιδιοπεριόδων των πολύ δύσκαμπτων κατασκευών, οι

οποίες κατά κανόνα αυξάνουν κατά το σεισμό.

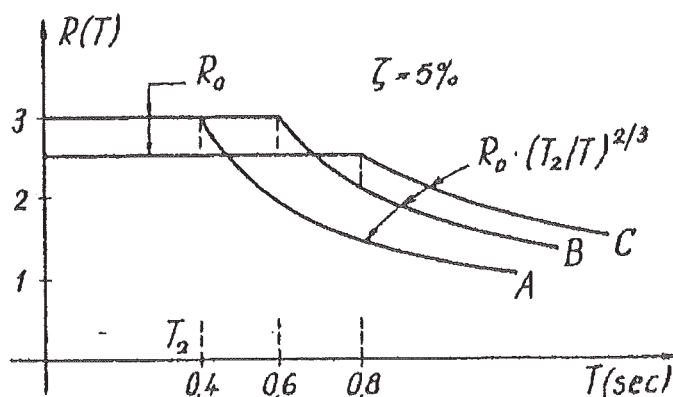
Ομοίως, γίνεται ανύψωση και του καθοδικού κλάδου, ώστε να αποκτήσει την μειωμένη κλίση του ανελαστικού φάσματος, η οποία οφείλεται στην μεγαλύτερη μείωση σεισμικών φορτίων λόγω πλαστιμότητας στην υπόψη περιοχή παρά στην ενδιάμεση (βλ. σχ. 62). Επίσης, η ανύψωση στην περιοχή αυτή των μεγάλων ιδιοπεριόδων (εύκαμπτες κατασκευές) αποσκοπεί στο να ληφθεί υπόψη η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών ταλαντώσεως -όταν γίνεται στατικός υπολογισμός με βάση την πρώτη μόνο ιδιομορφή καθώς και η ενδεχόμενη συγκέντρωση πλαστικών παραμορφώσεων και τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως.

Η έννοια του συντελεστή συμπεριφοράς q είναι πολύ γενικότερη από εκείνη του δείκτη πλαστιμότητας μ . Ο συντελεστής αυτός εκφράζει κατά έναν απλοποιημένο και καθολικό τρόπο την ικανότητα καταναλώσεως ενέργειας από την κατασκευή, η οποία στην πραγματικότητα είναι πολύπλοκη συνάρτηση της πλαστιμότητας, της αποσβέσεως, της μορφής των βρόχων υστερήσεως, των τριβών, κλπ. Πρόκειται, επομένως, για έναν εμπειρικό συντελεστή που η τιμή του δεν είναι δυνατόν να "υπολογισθεί" αναλυτικά. Έτσι, οι διάφοροι αντισεισμικοί κανονισμοί στηριζόμενοι σε εμπειρικά δεδομένα -και σε συνδυασμό με τις διατάξεις προσδιορισμού των αντοχών- καθορίζουν τις τιμές του q για τις διάφορες κατηγορίες κατασκευών. Ενδεικτικά αναφέρουμε ότι οι τιμές του q μεταβάλλονται από το 1,5 (για ελάχιστα πλαστιμες κατασκευές) έως το 5 ή 6 (για ειδικά μελετημένα πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα ή μεταλλικά πλαίσια). Επίσης, σημαντική επιρροή στην τιμή του q μπορεί να έχει η ύπαρξη ή όχι διαχωριστικών τοίχων ή ανάλογων κατασκευών πληρώσεως.

Έπειτα από τα προηγούμενα επανερχόμαστε στις διατάξεις του Ευρωκώδικα Ν° 8, στον οποίο το προτεινόμενο φάσμα διαστασιολογήσεως έχει την παρακάτω έκφραση:

$$S_a(T) = A R(T) / q$$

όπου $A = a_{max}$ (ή α_{eff}) και $R(T)$ το διορθωμένο ελαστικό φάσμα επιταχύνσεως (σχ. 64).



Σχ.64. Διορθωμένο ελαστικό φάσμα επιταχύνσεως του Ευρωκώδικα Ν° 8 (κανονικοποιημένο).

Οι τεταγμένες του φάσματος αυτού στην περιοχή των μικρών περιόδων έχουν τη σταθερή τιμή $R_0 = 3$ για τα έδαφη A, B και την τιμή $R_0 = 2,5$ για το έδαφος C. Στην περιοχή των μεγάλων περιόδων η παράμετρος μορφής των καθοδικών κλάδων έχει την τιμή $k = 2/3$, αντί της τιμής $k = 1$ (σχ. 58), ώστε να προκύψει ανύψωση των κλάδων αυτών. Με το φάσμα S_a γίνεται ο (ελαστικός) υπολογισμός των σεισμικών φορτίων και των εσωτερικών δυνάμεων στην κατάσταση διαρροής, καθώς και ο έλεγχος αντοχών βάσει των αντίστοιχων κανονισμών. Ο υπολογισμός των μετακινήσεων γίνεται με το φάσμα:

$$S_a(T) = A R(T) \quad (26 \text{ b})$$

στο οποίο δεν υπεισέρχεται καθόλου ο συντελεστής συμπεριφοράς υποθέτουμε, δηλαδή, ότι οι πραγματικές μετακινήσεις (ανελαστικές) είναι q -φορές μεγαλύτερες από τις ελαστικά υπολογιζόμενες βάσει του φάσματος S_a . Το φάσμα $S_a(T)$ χρησιμοποιείται επίσης, τόσο για διαστασιολόγηση όσο και για υπολογισμό μετακινήσεων, στις ειδικές περιπτώσεις που επιθυμούμε να έχουμε ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής κατά το σεισμό (περίπτωση καπνοδόχων, πύργων, κλπ.).

Αναφέρουμε, τέλος, ότι το φάσμα $R(T)$ πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή $\eta = .5/\zeta$ για ποσοστό αποσβέσεως $\zeta \leq 5$ και με το συντελεστή τοπογραφίας $S_2 = 1 + 0,5i$ ($S_2 < 1,3$), όπου i (.) η κλίση της επιφάνειας του εδάφους. Με τον συντελεστή αυτό λαμβάνεται υπόψη η δυσμενής επιρροή των επικλινών εδαφών στη σεισμική απόκριση των κατασκευών (σχ. 10).

Όλα τα προηγούμενα φάσματα αναφέρονται στις δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διεγέρσεως. Για την κατακόρυφη συνιστώσα γίνεται συνήθως δεκτό το ίδιο φάσμα, πολλαπλασιασμένο με τον συντελεστή $2/3$, λόγω μικρότερων (γενικά) κατακόρυφων επιταχύνσεων πάντως θα ήταν ορθότερη η χρήση άλλου φάσματος, πλουσιότερου σε υψηλές συχνότητες, όπως πράγματι συμβαίνει για την υπόψη συνιστώσα του σεισμού (βλ. παραγ. 1.3c).

Σημειώνουμε, τέλος, ότι και στον κώδικα -πρότυπο της C.E.B. (Comite Euro - International du Beton) τα προτεινόμενα φάσματα διαστασιολογήσεως συμπίπτουν ουσιαστικά με τα προηγούμενα. Ειδικότερα για το R_0 προτείνεται η τιμή 2,5 για τα εδάφη A, B και η τιμή 2 για το C (όταν το $A > 0,3$ g), επίσης στον συντελεστή συμπεριφοράς q , που συμβολίζεται με το K στον υπόψη κανονισμό, δίδονται οι τιμές: 2, 3,5 και 5 για πλαίσια συστήματα και οι τιμές: 2, 3 και 4 για μικτά συστήματα (πλαίσια+τοιχία), ανάλογα με το επίπεδο πλαστιμότητας I, II και III, αντίστοιχα, που προδιαγράφει ο κανονισμός αυτός.

Παράδειγμα. Θα υπολογίσουμε τα σεισμικά φορτία ενός Σίλος αδρανών υλικών για οριζόντια μεταφορική διέγερση της θεμελιώσεως (σχ. 65). Οι δύο κυψέλες θεωρούνται σαν απαραμόρφωτα κλειστά κιβώτια, λόγω της μεγάλης ακαμψίας των τοιχωμάτων τους, καθώς και των πλακών του πυθμένα και της οροφής κατά την οριζόντια έννοια. Η στήριξη των κυψελών γίνεται με έξι (6) όμοια υποστυλώματα που έχουν διατομή 45x45 cm και θεωρούνται πλήρως πακτωμένα, τόσο στη θεμελίωση όσο και στα τοιχώματα των κυψελών. Έτσι, κατά την οριζόντια κίνηση -κατά τη διεύθυνση των αξόνων συμμετρίας x ή y της κατασκευής- τα υποστυλώματα παραμορφώνονται ως αμφίπακτοι δοκοί και η θέση του συστήματος στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια της κοινής μετατόπισης u_x ή u_y των κεφαλών όλων των υποστυλωμάτων (μονοβάθμιο σύστημα).

Δεδομένα:	Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος	$E = 29 \cdot 10^6$ kN/m ²
	Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	$\gamma = 25$ kN/m ³
	Ειδικό βάρος αδρανών υλικών	$\gamma_{π} = 18$ kN/m ³
	Μέγιστη επιτάχυνση σεισμού	$A = 0,15$ R.

Βάρος κατασκευής (σχ. 65 α,β)

- Πυθμένας + οροφή: $4,00 \times 7,80 (0,35 + 0,10) \times 25 = 351.00$ kN

- Τοιχία: $0,20 \times 3,90 (2 \times 7,80 + 3 \times 3,60) \times 25 = 514,80 \text{ kN}$

$$G = 856,80 \text{ kN}$$

- Βάρος αδρανών : $2 \times 3,60 \times 3,60 \times 3,90 \times 18 = Q = 1\,819.58 \text{ kN}$

$$G + Q = 2\,685,38 \text{ kN}$$

Συντελεστής δυσκαμψίας συστήματος (σχ. 65c)

$$K = 6 (12EI/h^3) = 6 (12 \cdot 29 \cdot 10^6 \cdot 3.417 \cdot 10^{-3} / 4.0^3) = 111.48 \cdot 10^3 \text{ kn/m}$$

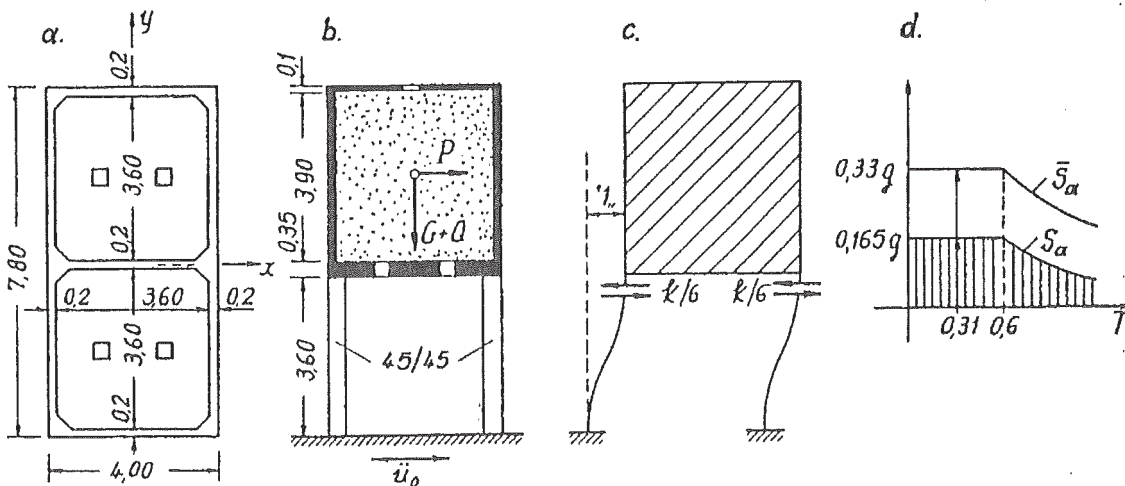
όπου $I = 3,417 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ η ροπή αδράνειας και $h = 3,60 + 0,40 = 4,0\text{m}$ το συνολικό ύψος υποστυλώματος.

Ιδιοσυχνότητα – ιδιοπερίοδος συστήματος:

$$\omega^2 = \kappa/m = (\kappa/G + Q)g = 111,48 \cdot 10^3 / 2685,38 \cdot 9,81 = 407,25, \quad \omega = 20,18 \text{ rad/sec},$$

$$T = 2\pi/\omega = 0,31 \text{ sec}, \quad f = 1/T = 3,2 \text{ Herz}.$$

Τα παραπάνω μεγέθη αναφέρονται τόσο στην καταμήκος διεύθυνση του συστήματος όσο και στην εγκάρσια, διότι τα κ και m παραμένουν αμετάβλητα κατά τις υπόψη διευθύνσεις.



Σχ.65. Silos αδρανών υλικών

Στο σχ. 65d φαίνονται τα φάσματα υπολογισμού για κατηγορία εδάφους B, συντελεστή ενισχύσεως $R_0 = 2,2$ και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 2$, ήτοι: $S_a(0) = A R_0 = 2,2 \cdot 0,15 \text{ g} = 0,33 \text{ g}$ και $S_a(0) = 1/q A R_0 = 0,165 \text{ g}$. Η σχετικά χαμηλή τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς οφείλεται στην μικρή πλαστικότητα των υποστυλωμάτων, λόγω αξονικών φορτίων, καθώς και στην έλλειψη άλλων στοιχείων καταναλώσεως της σεισμικής ενέργειας.

Με βάση τα παραπάνω φάσματα το σεισμικό φορτίο του Silos θα είναι (εξ. 19):

$$\max P = (G+Q) S_a(0,3I)/g = 0,165 \times 2685,38 = 443,09 \text{ kN} .$$

Το φορτίο αυτό χρησιμεύει για τον προσδιορισμό της εντατικής καταστάσεως των στύλων και την αντίστοιχη διαστασιολόγησή τους. Η μέγιστη μετατόπιση του συστήματος υπολογίζεται με τη βοήθεια του φάσματος S_a , ήτοι (εξ. 18):

$$\max u = S_d(0,3I) = S_a(0,3I)/\omega^2 = 0,33g/407,25 = 0,008 \text{ m} .$$

Η παραπάνω μετατόπιση χρησιμεύει για τον έλεγχο των παραμορφώσεων των υποστυλωμάτων (πλαστιμότητα, επήρεια P-Δ).

Η φιλοσοφία της αντισεισμικής ασφάλειας

Ο όρος "αντισεισμική κατασκευή" υπονοεί, τουλάχιστον στα πλαίσια της καθομιλουμένης γλώσσας, μία κατασκευή που μελετήθηκε και κατασκευάσθηκε κατά τέτοιο τρόπο, ώστε να μπορεί να αντέξει σε οποιαδήποτε σεισμική δοκιμασία. Τα πραγματικά όμως δεδομένα του φαινομένου δικαιολογούν την παραπάνω αισιόδοξη ερμηνεία; Και αν όχι, τότε πώς οριοθετείται η αναμενόμενη αντισεισμική ασφάλεια των κατασκευών; Πριν ασχοληθούμε με τις απαντήσεις που δίδονται σήμερα στα παραπάνω ερωτήματα, θεωρούμε σκόπιμο να αναφερθούμε πρώτα με συντομία στις σύγχρονες μεθόδους προσδιορισμού της ασφάλειας των κατασκευών .

α. Η πιθανοτική σύλληψη της ασφάλειας

Κατά ένα γενικό τρόπο ο προσδιορισμός της ασφάλειας των κατασκευών γίνεται με τη θεώρηση οριακών καταστάσεων, των οποίων η πιθανότητα υπερβάσεως κατά τη διάρκεια ορισμένου χρόνου αναφοράς θα πρέπει να παραμένει κατώτερη από μία προκαθορισμένη τιμή. Ο χρόνος αναφοράς λαμβάνεται ίσος με 50 χρόνια ή ίσος με την προβλεπόμενη ζωή της κατασκευής, αν αυτή υπερβαίνει τα 50 χρόνια.

Είναι φανερό ότι όσο μικρότερη είναι η πιθανότητα υπερβάσεως των οριακών καταστάσεων τόσο υψηλότερο θα είναι το κόστος κατασκευής επομένως, η επιλογή της υπόψη πιθανότητας θα προκύψει από έναν οικονομικό συγκερασμό μεταξύ αρχικού κόστους και αναμενόμενου οφέλους, λόγω περιορισμού των "απωλειών" κατά τη διάρκεια του χρόνου αναφοράς. Σημειωτέον, ότι στον τελευταίο όρο περιλαμβάνονται οι πάσης φύσεως απώλειες, υλικές ή και σε ανθρώπινες ζωές!

Πέρα όμως από τα προβλήματα ψυχολογικής και ηθικής προελεύσεως - οικονομική αποτίμηση ανθρώπινων ζωών- η παραπάνω μεθοδολογία είναι πρακτικά ανεφάρμοστη, διότι προς το παρόν είναι αδύνατος ο προσδιορισμός της πιθανότητας βλαβών με βάση τις πλήρεις στατιστικές κατανομές των εξωτερικών δράσεων και των αντοχών. Για τους λόγους αυτούς περιοριζόμαστε στη λεγόμενη " ημι-πιθανοτική" αντιμετώπιση του προβλήματος, κατά την οποία από το σύνολο των καταστάσεων στις οποίες θα βρεθεί μία κατασκευή θεωρούμε μόνον τις πιο αντιπροσωπευτικές ή κρίσιμες. Όμοια, οι πλήρεις στατιστικές κατανομές των δράσεων και αντοχών αντικαθίστανται από μία μόνη τιμή, τη λεγόμενη χαρακτηριστική τιμή, η οποία είναι εκείνη που η πιθανότητα υπερβάσεώς της (για τις δράσεις) ή μη επιτεύξεώς της (για τις αντοχές) παραμένει μικρή

και εκ των προτέρων καθορισμένη (π.χ. 5 %). Οι καταστάσεις των κατασκευών -και οι δράσεις- κατά τη διάρκεια του χρόνου αναφοράς διακρίνονται:

- σε μόνιμες, που διαρκούν όσο περίπου και ο χρόνος αναφοράς,
- σε μεταβατικές ή μεταβλητές, που έχουν σύντομη διάρκεια, αλλά επαναλαμβάνονται συχνά.
- σε τυχηματικές, που η πιθανότητα εμφανίσεώς τους με σημαντική τιμή των εξωτερικών δράσεων είναι πολύ μικρή.

Έπειτα από τις προηγούμενες παραδοχές, μία κρίσιμη κατάσταση της κατασκευής καθορίζεται με τη βοήθεια αφενός μεν ορισμένου συνδυασμού δράσεων (συνδυασμός υπολογισμού) και αφετέρου των αντίστοιχων απαιτήσεων συμπεριφοράς της κατασκευής. Οι τελευταίες επικεντρώνονται σε δύο οριακές καταστάσεις, ήτοι:

- στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, που η ενδεχόμενη υπέρβασή της δεν επιτρέπει την ομαλή χρήση της κατασκευής και
- στην οριακή κατάσταση αστοχίας, που η ενδεχόμενη υπέρβασή της θέτει την κατασκευή εκτός λειτουργίας.

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αναφέρεται σε υπερβολική παραμόρφωση ή ρηγματώση, ενώ η οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί να αφορά σε απώλεια στατικής ισορροπίας, σε υπέρβαση αντοχών, σε λυγισμό κλπ.

Εξάλλου, για την κάλυψη δυσμενών αποκλίσεων των πραγματικών τιμών των δράσεων ή αντοχών από τις χαρακτηριστικές τιμές τους, καθώς και άλλων αβεβαιοτήτων, εισάγονται δύο είδη συντελεστών ασφάλειας: οι συντελεστές γ_f με τους οποίους πολλαπλασιάζονται οι δράσεις και οι συντελεστές γ_m με τους οποίους διαιρούνται οι αντοχές. Οι τιμές των συντελεστών αυτών εξαρτώνται από τη διασπορά των αντίστοιχων μεταβλητών (μεγεθών) και καθορίζονται από τους κανονισμούς. Επίσης, χρησιμοποιούνται και οι προαιρετικοί συντελεστές γ_{ns}, (για τις δράσεις) και γ_{nr}, (για τις αντοχές), με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη, αντίστοιχα, η βαρύτητα των επιπτώσεων ενδεχόμενων βλαβών και ο τρόπος αστοχίας (με ή χωρίς προειδοποίηση). Έτσι, αν συμβολίσουμε με τα S_k και R_k τις χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων και αντοχών, τότε οι δράσεις και αντοχές υπολογισμού θα είναι συναρτήσεις της μορφής:

$$s_d = S(\dots \gamma_f S_k \dots), R_d = R(\dots 1/\gamma_m R_k \dots)$$

οι οποίες θα πρέπει να ικανοποιούν τη συνθήκη:

$$\gamma_{ns} S_d \leq 1/\gamma_{nr} R_d$$

κατά τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων. Ειδικότερα, η συνάρτηση υπολογισμού των δράσεων S_d έχει την συμβολική έκφραση:

$$s_d = S(\gamma_g G_k + \gamma_q Q_{ik} + \gamma_{\psi I} \Sigma \psi_{Ii} Q_{ik} + \gamma_p P_k), i.2. (28a)$$

που περιλαμβάνει το βασικό συνδυασμό δράσεων και την ανάλογη έκφραση:

$$S_d = S (F_k + \gamma_g G_k + \gamma_q \sum \Psi_i Q_{ik} + \gamma_p P_k) , \quad (28b)$$

που περιλαμβάνει τον τυχηματικό συνδυασμό δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Στις εκφράσεις αυτές παριστάνουν: το G_k τις μόνιμες δράσεις, το Q_k τις μεταβλητές δράσεις, το P_k τις δυνάμεις προεντάσεως και το F_k τις τυχηματικές δράσεις (χαρακτηριστικές τιμές). Το Q_{ik} παριστάνει την κύρια μεταβλητή δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος και το Q_{ik} παριστάνει τις συνακόλουθες μεταβλητές δράσεις. Τα γ_s , γ_q και γ_p είναι οι συντελεστές ασφαλείας των δράσεων (του τύπου γ_f), ενώ τα Ψ_i είναι οι συντελεστές μείωσης των συνακόλουθων μεταβλητών δράσεων, οι οποίοι για Βραχυχρόνια δράση συμβολίζονται με το Ψ_{li} και για μακροχρόνια δράση με το Ψ_{2i} . Όλοι οι παραπάνω συντελεστές δίδονται από αντίστοιχους κανονισμούς υλικών και φορτίσεων.

Είναι αξιοσημείωτο, τέλος, ότι στην έκφραση (28 b) η τυχηματική δράση F_k εισάγεται με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_f = 1$, δηλαδή η τιμή υπολογισμού της υπόψη δράσεως λαμβάνεται ίση με την χαρακτηριστική τιμή.

b. Η αντισεισμική ασφάλεια

Πώς εντάσσεται καταρχήν η σεισμική δράση μέσα στο προηγούμενο πλέγμα παραδοχών και κανόνων; Τρία είναι τα κύρια χαρακτηριστικά γνωρίσματα της υπόψη δράσεως:

- η μικρή πιθανότητα εκδηλώσεως με υψηλή ένταση, αλλά και η μεγάλη καταστρεπτικότητα στην περίπτωση αυτή,
- η μεγάλη διασπορά των υψηλών εντάσεων,
- η πολυμορφία των καθοριστικών παραγόντων, για την ίδια ένταση, που συμβάλλουν στην διαστασιολόγηση των κατασκευών (περιεχόμενο συχνοτήτων, επιταχύνσεις, διάρκεια, κλπ.).

Με βάση τα παραπάνω η σεισμική δράση εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις. Πρόκειται όμως για τυχηματική δράση με την εξής ιδιαιτερότητα: λόγω της μικρής πιθανότητας εμφάνισης, της διασποράς και πολυμορφίας, η επιδίωξη του ίδιου επιπέδου ασφαλείας με τις άλλες μη σεισμικές δράσεις αποβαίνει οικονομικά επαχθής και πρακτικά ανέφικτη με τους διατιθέμενους από το κοινωνικό σύνολο πόρους. Αναγκαστική εξαίρεση από τον κανόνα αυτό αποτελούν τα λεγόμενα έργα υψηλού κινδύνου, των οποίων η ενδεχόμενη βλάβη θα μπορούσε να έχει καταστρεπτικές συνέπειες σε μία πολύ ευρύτερη περιοχή, έξω από το ίδιο το έργο και το περιεχόμενό του. Τέτοια έργα είναι π.χ. οι πυρηνικές εγκαταστάσεις, οι εγκαταστάσεις παραγωγής τοξικών χημικών ουσιών, τα φράγματα, τα κέντρα παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας, κλπ.

Έτσι, η αντισεισμική ασφάλεια κλιμακώνεται σε δύο διαφορετικά επίπεδα: ένα για τα έργα υψηλού κινδύνου και ένα δεύτερο για τα έργα κανονικού κινδύνου, των οποίων η ενδεχόμενη βλάβη παραμένει εντοπισμένη στο ίδιο το έργο και το άμεσο περιβάλλον του. Στην πρώτη περίπτωση γίνεται λεπτομερής σεισμολογική και σεισμοτεκτονική μελέτη της

περιοχής του έργου, η δε σεισμική δράση υπολογισμού λαμβάνεται με την υψηλότερη πιθανή τιμή της- ακολουθεί ο έλεγχος των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας και αστοχίας, όπως και για τις μη σεισμικές δράσεις, ο οποίος όμως λόγω πρόσθετων περιορισμών (παραμορφώσεων, ρηγματώσεων, κλπ.) είναι δυνατόν να φθάσει στην απαίτηση πλήρους ελαστικής συμπεριφοράς.

Για τα έργα κανονικού κινδύνου οι απαιτήσεις ασφάλειας είναι ολιγότερου αυστηρές, για τους λόγους που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Η σεισμική δράση υπολογισμού καθορίζεται σε χαμηλότερα επίπεδα από εκείνα των μέγιστων αναμενόμενων εντάσεων, με παράλληλη ανοχή μεγάλων παραμορφώσεων και βλαβών στις κατασκευές. Ένας πολύ εύστοχος συγκερασμός οικονομικών και ηθικών παραγόντων -προστασία ανθρώπινης ζωής- επιτυγχάνεται εν προκειμένω με τα παρακάτω κριτήρια της σεισμολογικής επιτροπής του SEAOC (Structural Engineers Association of California):

- Πλήρης αποφυγή βλαβών για σεισμούς μικρού μεγέθους.
- Αποδοχή βλαβών σε μη φέροντα στοιχεία για σεισμούς μέσου μεγέθους.
- Ανοχή βλαβών σε φέροντα και μη φέροντα στοιχεία για τον ισχυρότερο σεισμό της περιοχής, αλλά χωρίς κατάρρευση.

Για την υλοποίηση, τώρα, των παραπάνω στόχων ακολουθείται μία εμπειρική διαδικασία καθορισμού της σεισμικής δράσεως υπολογισμού, η οποία στηρίζεται κυρίως στη μελέτη της συμπεριφοράς των κατασκευών σε πραγματικούς σεισμούς. Με τα δεδομένα αυτά επιδιώκεται η επίτευξη ενός οικονομικά και ψυχολογικά αποδεκτού επιπέδου ασφάλειας, το οποίο άλλωστε υπόκειται σε συχνές αναθεωρήσεις ενόψει νέων σεισμικών γεγονότων.

Από τα παραπάνω γίνεται φανερό ότι στην περίπτωση των έργων κανονικού κινδύνου δεν έχει ουσιαστικό περιεχόμενο ο χωριστός έλεγχος της ασφάλειας στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και αστοχίας. Ο υπόψη έλεγχος γίνεται εν προκειμένω μόνον στην οριακή κατάσταση αστοχίας με την επιλεγείσα σεισμική δράση υπολογισμού και ο αντίστοιχος τυχηματικός συνδυασμός δράσεων γράφεται (πρβλ. εξ. 28b):

$$S_d = S(E + G_k + \sum \psi_{zi} Q_{ik} + \rho_k), \quad \dot{\iota} \leq 1 \quad (29)$$

Στη συμβολική αυτή έκφραση το E παριστάνει την ουσιαστική τιμή της σεισμικής δράσεως υπολογισμού και όχι την χαρακτηριστική, όπως για τις μη σεισμικές δράσεις, λόγω του εμπειρικού και αυθαίρετου (από πιθανοτική άποψη) τρόπου καθορισμού της' επίσης, είναι αξιοπρόσεκτο ότι και όλοι οι συντελεστές ασφαλείας γφ των μόνιμων και μεταβλητών δράσεων λαμβάνονται ίσοι με 1, διότι οι υπόψη συντελεστές δεν επηρεάζουν πρακτικά την πιθανότητα βλαβών, λόγω του μεγάλου εύρους μεταβολής της σεισμικής δράσεως. Εξάλλου, ο συντελεστής μειώσεως ψ_{2i} των ωφέλιμων φορτίων με μακροχρόνια δράση παίρνει την τιμή 0,3 για κτίρια γενικώς και την τιμή 0,6 για χώρους σταθμεύσεως. Οι τιμές αυτές θεωρούνται μικρές από ορισμένους ερευνητές βάσει παρατηρήσεων σε πρόσφατους σεισμούς.

Αλλά και για τα έργα κανονικού κινδύνου γίνεται μία περαιτέρω κλιμάκωση της επιθυμητής αντισεισμικής προστασίας, ανάλογα με την σπουδαιότητα του έργου για το

κοινωνικό σύνολο. Για το σκοπό αυτό, χωρίς αλλαγή της όλης φιλοσοφίας υπολογισμού, εισάγεται ο λεγόμενος συντελεστής σπουδαιότητας 1 του έργου, με τον οποίο πολλαπλασιάζεται είτε η επιτάχυνση υπολογισμού A είτε το E στην εξ. (29).

Έτσι, τα φάσματα υπολογισμού (26) παίρνουν την τελική μορφή:

$$S_a(T) = (AI) R(T)/q, \quad S_a(T) = (AI) R(T) \quad (30\alpha, b)$$

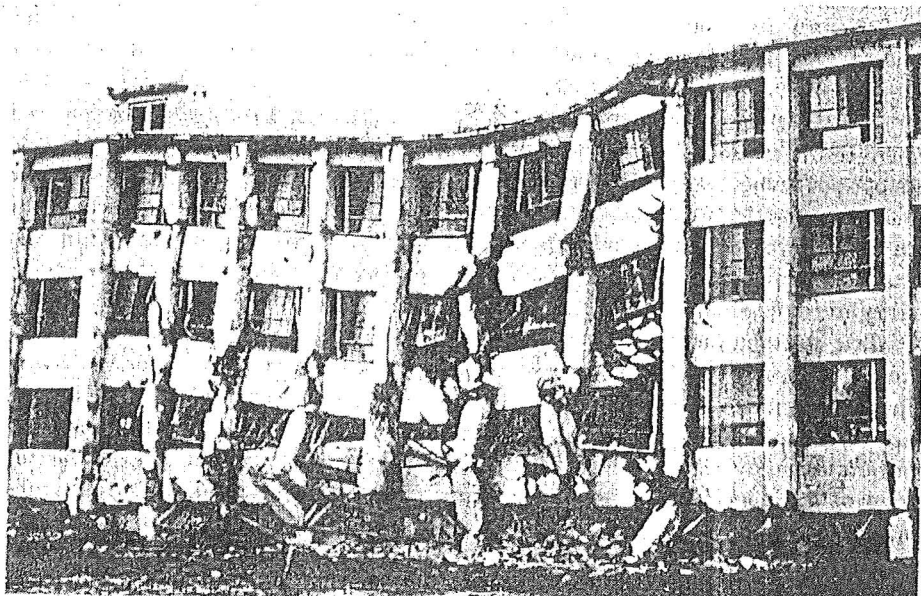
Οι τιμές του 1 κυμαίνονται από 1 έως 1,5 και καθορίζονται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς για συγκεκριμένες κατηγορίες κτιρίων.

Έπειτα από τα προηγούμενα, επανερχόμενοι στα ερωτήματα που έχουμε θέσει στην αρχή της παραγράφου αυτής, παρατηρούμε ότι προς το παρόν δεν είναι δυνατόν να δοθούν πλήρεις και κατηγορηματικές απαντήσεις. Ουσιαστικά, δηλαδή, με τον όρο "αντισεισμική κατασκευή" εννοούμε μία κατασκευή που μελετήθηκε και κατασκευάσθηκε σύμφωνα με τους κανόνες των αντισεισμικών κανονισμών και άρα διαθέτει μία ορισμένη αντοχή στις σεισμικές δράσεις. Με την πιστή εφαρμογή των κανόνων αυτών, που είναι το προϊόν μακροχρόνιας εμπειρίας και έρευνας, εξασφαλίζεται, γενικά, ικανοποιητική συμπεριφορά και ασφάλεια. Αναμφισβήτητη επιβεβαίωση τον γεγονότος αυτού αποτελεί η διαπίστωση, με την ευκαιρία πρόσφατων σεισμών στη χώρα μας και διεθνώς, ότι η συντριπτική πλειοψηφία των βλαβών σε νέες κατασκευές δεν οφείλονταν σε αντικειμενικές αδυναμίες υλικών ή φορέων, αλλά σε εμφανή σφάλματα μελέτης και κατασκευής.

Η διαπίστωση αυτή βρίσκεται σε αρμονία και με ένα σημαντικό συμπέρασμα της πιθανοτικής Θεωρίας ασφάλειας των κατασκευών, σύμφωνα με το οποίο η μείωση της πιθανότητας βλαβών επιτυγχάνεται πιο αποτελεσματικά με την μείωση της διασποράς των αντοχών και δράσεων, παρά με την αύξηση των συντελεστών ασφάλειας αντίθετα, με την αύξηση της διασποράς των αντοχών λόγω σφαλμάτων -η διασπορά της σεισμικής δράσεως είναι δεδομένη- θα έχουμε αύξηση της πιθανότητας βλαβών που δεν είναι δυνατόν να αντιμετωπισθεί με παράλληλη αύξηση των συντελεστών ασφάλειας.

Συμπερασματικά, λοιπόν, η υψηλή ποιότητα σε ολόκληρο το κύκλωμα: υλικά - μελέτη - επίβλεψη - κατασκευή, με κύριο στόχο τη δημιουργία μηχανισμών απορροφήσεως - καταναλώσεως σεισμικής ενέργειας σε όλη την έκταση της κατασκευής, αποτελεί το κλειδί για αξιόπιστη αντισεισμική προστασία. Η αλόγιστη αύξηση των σεισμικών φορτίων ελάχιστα βελτιώνει την ασφάλεια, γιατί είναι αδιάφορο αν αυτά θα είναι, αντί πέντε, τέσσερις φορές μικρότερα -αλλά οπωσδήποτε μικρότερα- από τα πραγματικά φορτία του μεγάλου καταστρεπτικού σεισμού.

Η ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΤΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ



Αποτελεί αρκετά διαδεδομένη πρακτική η μόρφωση και ο υπολογισμός του σκελετού των κτιρίων να γίνεται πρώτα με βάση τα κατακόρυφα φορτία και στη συνέχεια να επακολουθεί σαν συμπλήρωμα ο λεγόμενος "αντισεισμικός έλεγχος", δηλαδή η παραλαβή και των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που προδιαγράφουν οι κανονισμοί επίσης, τα τελευταία χρόνια, με την ευρύτερη χρήση του Η/Υ οι προηγούμενοι δύο υπολογισμοί γίνονται πολλές φορές ταυτόχρονα. Σε κάθε περίπτωση, θα πρέπει να τονιστεί ότι κύριο αντικείμενο της αντισεισμικής μελέτης αποτελεί η ορθή σύλληψη και οργάνωση του αντισεισμικού σκελετού, ενώ η συρρίκνωσή της σε πρόβλημα παραλαβής δεδομένων δυνάμεων από δεδομένη κατασκευή μπορεί να οδηγήσει σε τραγικά λάθη και μάλιστα με άλλοθι ή συνένοχο τον Η/Υ.

Οι παραπάνω σκέψεις δεν στηρίζονται μόνο στην πολυμορφία της σεισμικής δράσεως και στη βέβαιη απόκλιση των συμβατικών σεισμικών φορτίων από τα πραγματικά, αλλά και στη στενή αλληλεξάρτηση φορτίων - κατασκευής- εδάφους και στην προκαταβολική ανοχή από τους κανονισμούς ενός επιπέδου βλαβών που μπορεί να φθάσει -σε ακραία περίπτωση- μέχρι και τη μοναδική απαίτηση της μη καταρρεύσεως. Είναι φανερό ότι η επίτευξη ενός τέτοιου στόχου ελεγχόμενων Βλαβών απαιτεί πολύ περισσότερα από έναν υπολογιστικό έλεγχο απαιτεί κυρίως τη θεώρηση του συμπλέγματος έδαφος - θεμελίωση - κατασκευή από τα πρώτα βήματα της μελέτης και την εξασφάλιση ενός βέλτιστου συνδυασμού αντοχής - ακαμψίας - πλαστιμότητας για το υπόψη σύμπλεγμα.

Έτσι π.χ. η-ομοιόμορφη και γενικότερα η εύστοχη κατανομή των παραπάνω τριών ιδιοτήτων στην έκταση της κατασκευής συντελεί στη μεγιστοποίηση της απορροφούμενης

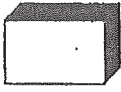
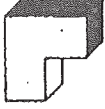

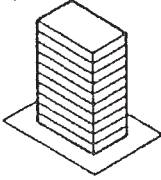
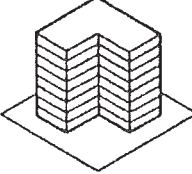
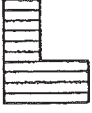
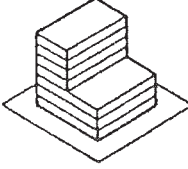
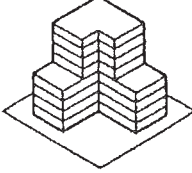
σεισμικής ενέργειας και εξαρτάται από τη γεωμετρία και την εσωτερική της δομή και οργάνωση ως ενιαίου συνόλου. Το ίδιο σημαντικός είναι και ο παράγοντας της υπερστατικότητας, γιατί επιτρέπει την ανακατανομή της εντάσεως στην έκταση της κατασκευής και άρα την επιστράτευση όλων των αποθεμάτων αντοχής κατά τη φάση της σεισμικής υπερκαταπόνησής.

Στις αντισεισμικές κατασκευές ο όρος "συγκέντρωση παραμορφώσεων" αποκτά πολύ μεγαλύτερη βαρύτητα από τον όρο "συγκέντρωση τάσεων", με τον οποίο είμαστε συνήθως εξοικειωμένοι. Διότι οι δύο αυτοί όροι είναι ισότιμοι μόνο στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς, ενώ στην ανελαστική δεν υπάρχει ούτε αναλογική ούτε αμφιμονοσήμαντη σχέση μεταξύ τους επίσης, δεν πρέπει να λησμονείται ότι ο σεισμός αποτελεί στην πραγματικότητα επιβαλλόμενη παραμόρφωση, ανεξάρτητα από τη συμβατική, για πρακτικούς λόγους, υποκατάστασή του από ένα σύστημα σεισμικών δυνάμεων. Έτσι, ο "τυφλός" υπολογισμός των παραμορφώσεων από τις παραπάνω δυνάμεις με τις εν χρήσει μεθόδους ενδέχεται να οδηγήσει σε πολύ σοβαρά λάθη, ιδίως σε ορισμένες περιοχές συγκεντρώσεως παραμορφώσεων που είναι και οι πιο κρίσιμες για την ασφάλεια.

Η πείρα έχει αποδείξει ότι η αντιμετώπιση όλων των προηγούμενων προβλημάτων και ιδιαιτεροτήτων γίνεται οικονομικότερα και ασφαλέστερα κατά την αρχική φάση συλλήψεως της μορφολογίας και της δομής του αντισεισμικού σκελετού, ενώ η εκ των υστέρων "υπολογιστική" θεραπεία των αδυναμιών αποβαίνει είτε δαπανηρή είτε απατηλή και τελικά αδύνατη. Πολύτιμο οδηγό εν προκειμένω αποτελούν τα διδάγματα που αντλούνται από τις Βλάβες των κατασκευών σε πραγματικούς σεισμούς. Για το λόγο αυτό στο παρόν κεφάλαιο θα ασχοληθούμε με τη μορφολογία και την ποιοτική περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς του αντισεισμικού σκελετού των οικοδομικών έργων σε αντιπαράβολή με την σεισμική παθολογία του φυσικά, δεν πρόκειται τόσο για παράθεση ενός εξαντλητικού καταλόγου "ορθών λύσεων" όσο για παρουσίαση γενικών αρχών και ορισμένων χαρακτηριστικών περιπτώσεων, χρήσιμων για την καθοδήγηση του απαραίτητου σε κάθε περίπτωση στοχασμού.

.Μορφολογία κτιρίων

Είναι προφανές ότι η μορφολογία των κτιρίων δημιουργεί τις πρώτες-πρώτες βασικές δεσμεύσεις αναφορικά με τη διάταξη και τη δομή του αντισεισμικού σκελετού. Επομένως, η εύστοχη παρέμβαση του Μηχανικού - σε συνεργασία με τον Αρχιτέκτονα και τον Ιδιοκτήτη - στη φάση συλλήψεως του όλου έργου σε κάτοψη και τομή είναι δυνατόν να προλάβει τη δημιουργία δισεπίλυτων προβλημάτων στη γένεσή τους.

<p>ΚΑΤΟΨΗ</p> <p>ΤΟΜΗ</p>	 <p>ΑΠΛΗ</p>	 <p>ΣΥΝΘΕΤΗ</p>
 <p>ΑΠΛΗ</p>	<p>α.</p> 	<p>γ.</p> 
 <p>ΣΥΝΘΕΤΗ</p>	<p>β.</p> 	<p>δ.</p> 

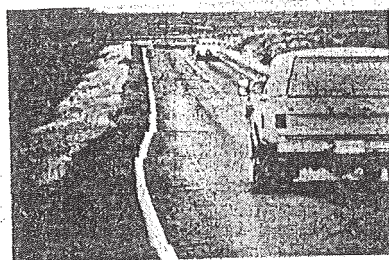
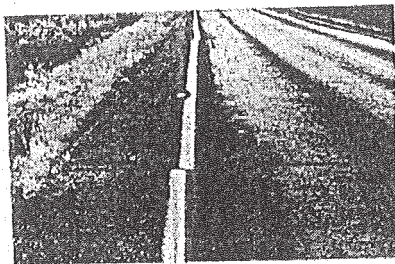
Σχ.1. Μητρώο μορφολογίας κτιρίων.

Οι μορφές των κτιρίων που απαντώνται στην πράξη είναι άπειρες, αλλά μία κατάταξη, που εξυπηρετεί τις ανάγκες του αντισεισμικού σχεδιασμού και καλύπτει σχεδόν κάθε δυνατή περίπτωση, μπορεί να γίνει σύμφωνα με το μητρώο μορφολογίας των Arnold-Reitherman [1], (σχ. 1). Το υπόψη μητρώο περιλαμβάνει τέσσερις κατηγορίες κτιρίων, όσοι είναι οι δυνατοί συνδυασμοί μιας απλής ή σύνθετης κατόψεως και τομής. Με τον όρο απλή κάτοψη -που στο σχήμα παριστάνεται με ένα ορθογώνιο- εννοείται οποιαδήποτε κάτοψη με κυρτό περίγραμμα (τεθλασμένο, καμπύλο ή μικτό). Με τον όρο σύνθετη κάτοψη - που στο σχήμα παριστάνεται με τη μορφή γωνίας- εννοείται οποιαδήποτε κάτοψη με κοίλο περίγραμμα (π.χ. πι, ταυ, ήτα, σταυρός, δέσμη, τόξο ή συνδυασμός των προηγούμενων, με ορθές ή οξείες γωνίες). Η σύνθετη τομή περιλαμβάνει εσοχές ή εξοχές ορισμένων ορόφων σε μία ή περισσότερες όψεις του κτιρίου, ενώ στην απλή τομή το περίγραμμα της κατόψεως διατηρείται σταθερό σε όλους τους ορόφους. Έτσι, οι τέσσερις κατηγορίες κτιρίων από μορφολογική άποψη θα είναι: α) απλή κάτοψη - απλή τομή, β) απλή κάτοψη - σύνθετη τομή, γ) σύνθετη κάτοψη - απλή τομή και δ) σύνθετη κάτοψη - σύνθετη τομή.

Ποια κατηγορία κτιρίων εξασφαλίζει καταρχήν -ανεξάρτητα από άλλους παράγοντες- τη βέλτιστη αντισεισμική συμπεριφορά; Πριν απαντήσουμε στο ερώτημα αυτό, θεωρούμε σκόπιμο να υπενθυμίσουμε δύο θεμελιώδεις παραδοχές του αντισεισμικού υπολογισμού των κτιρίων, ήτοι:

- η σεισμική διέγερση εξομοιώνεται με παράλληλη μεταφορά υπ(τ), σταθερή σε όλη την έκταση της θεμελιώσεως και

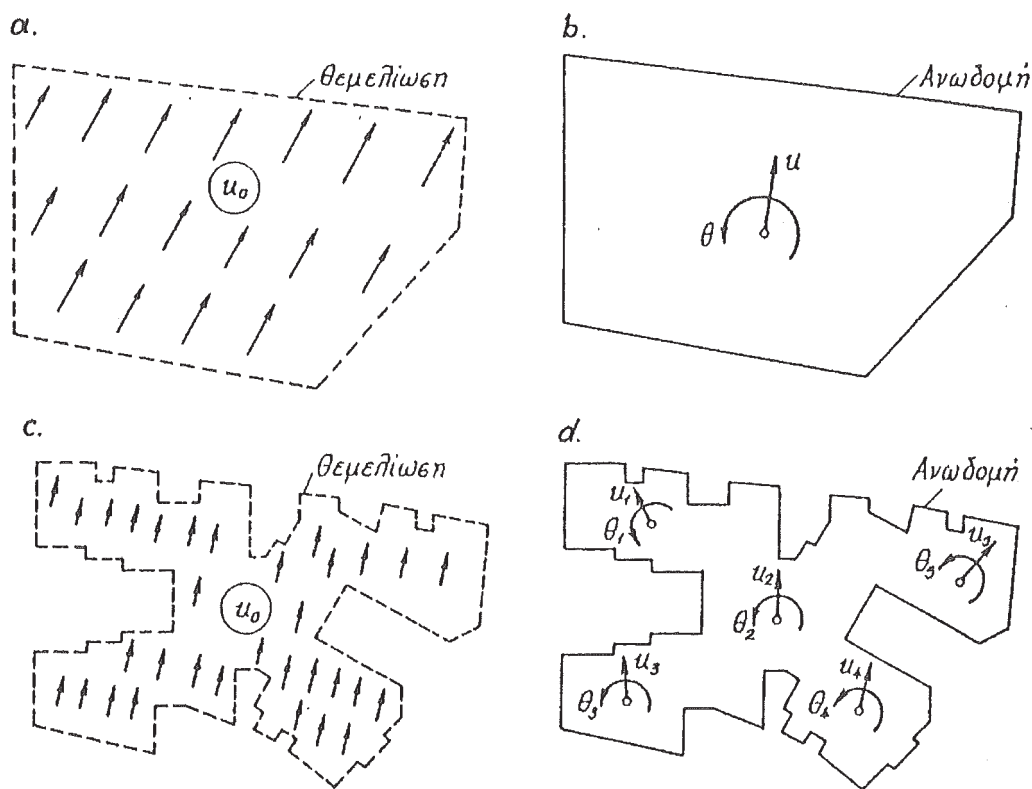
- τα πατώματα των κτιρίων θεωρούνται σαν στερεοί δίσκοι μέσα στο επίπεδό τους (διαφραγματική λειτουργία πλακών).



Φωτ 1,2 Idaho (Η.Π.Α) 1983

Η πρώτη παραδοχή ικανοποιείται με ανεκτή ακρίβεια στην περίπτωση περιορισμένης και δύσκαμπτης θεμελιώσεως όσο όμως αυξάνουν οι γεωμετρικές διαστάσεις της θεμελιώσεως τόσο αυξάνουν και οι διαφορικές κινήσεις, όπως φαίνεται χαρακτηριστικά στις φωτογραφίες 1 και 2 από τις μόνιμες παραμορφώσεις του εδάφους. Πέρα από τις μικρές διαστάσεις, ιδιαίτερα σημαντικός είναι και ο ρόλος της μονολιθικότητας της θεμελιώσεως, χάρη στην οποία ομοιομορφοποιούνται οι διαφορικές κινήσεις και μετατρέπονται σε κινήσεις στερεού σώματος της θεμελιώσεως (στρέψη, στροφή, κλπ., βλ. σχ. 1. 13).

Η δεύτερη θεμελιώδης παραδοχή ικανοποιείται, όταν η κάτοψη του κτιρίου εμφανίζει κυρτό περίγραμμα χωρίς επιμήκη πτερύγια. Στην περίπτωση αυτή οι πλάκες των πατωμάτων θα εμφανίζουν πολύ μεγάλες και συγκρίσιμες μεταξύ τους ακαμψίες μέσα στο επίπεδό τους κατά οποιαδήποτε διεύθυνση, οπότε μπορούν να προσομοιωθούν με στερεούς δίσκους αντίθετα, τα λεπτά πτερύγια τείνουν να παραμορφωθούν (ταλαντωθούν) ανεξάρτητα από το κύριο σώμα του πατώματος, οπότε προσβάλλεται η δεύτερη παραδοχή. Έτσι π.χ. η κάτοψη κτιρίου που φαίνεται στα σχήματα 2a,b, και εμφανίζει μέγιστη διάσταση της τάξεως των 50 m ικανοποιεί τις δύο θεμελιώδεις παραδοχές ειδικότερα, η κίνηση των πλακών της ανωδομής μπορεί να εκφρασθεί συναρτήσει της μετατοπίσεως $u(t)$ και της γωνίας στρέψεως $\theta(t)$ τυχόντος σημείου του επιπέδου τους, διότι πρόκειται για επίπεδη κίνηση στερεού δίσκου. Δεν συμβαίνει όμως το ίδιο και με την κάτοψη του κτιρίου των σχημάτων 2c,d, η οποία έχει τις ίδιες γενικές διαστάσεις, αλλά πολύ ακανόνιστο σχήμα. Στην περίπτωση αυτή τα τέσσερα πτερύγια τείνουν χονδρικά να αποκτήσουν ανεξάρτητη κίνηση (στερεού δίσκου) από το κεντρικό τμήμα της κατόψεως, δηλαδή προσβάλλεται η δεύτερη θεμελιώδης παραδοχή και στην πραγματικότητα θα έχουμε ένα μεταβλητό και πολύ πολύπλοκο πεδίο παραμορφώσεων στην έκταση των πατωμάτων. Η κατάσταση αυτή δεν περιπλέκει μόνο τους υπολογισμούς –που θα μπορούσαν να γίνουν σήμερα με τη χρήση του Η/Υ, τουλάχιστον στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς- αλλά έχει και άλλες ανεπιθύμητες επιπτώσεις λειτουργικότητας του κτιρίου (αποδιοργάνωση τοιχοποιιών, επενδύσεων, κλπ.). Δηλαδή, η παραδοχή του στερεού δίσκου δεν είναι μόνον υπολογιστικά απαιτητή, αλλά και λειτουργικά επιθυμητή.



Σχ.2. Απλή και σύνθετη μορφή κατόψεως.

Η μορφή της τομής των κτιρίων αποτελεί εξίσου σημαντικό με την κάτοψη παράγοντα, διότι επηρεάζει άμεσα τα δυναμικά τους χαρακτηριστικά. Καταρχήν το συνολικό γεωμετρικό ύψος H αποτελεί ανεξάρτητο από τη μορφή της τομής παράγοντα και δεν πρέπει να είναι υπερβολικά μεγάλο εν σχέσει προς το ελάχιστο πλάτος L της κατόψεως. Για μεγάλες τιμές του πηλίκου H/L τα μη γραμμικά φαινόμενα δευτέρας τάξεως είναι πιο έντονα, οι αξονικές ταλαντώσεις των στύλων και οι αδρανειακές ροπές με οριζόντιό άξονα των πατωμάτων είναι σημαντικές. Έτσι, για την αποφυγή των επιρροών αυτών που είναι πολύ δύσκολο να ληφθούν υπόψη στον υπολογισμό, είναι φρόνιμο να τηρείται η σχέση:

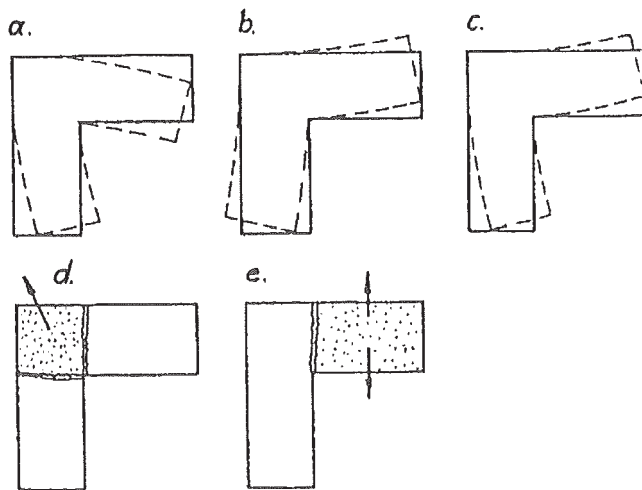
$$H/L \leq 3 \div 4$$

Οι εσοχές, τώρα, προκαλούν απότομη μεταβολή των μαζών και των ακαμψιών καθύψος, αλλοίωση των δυναμικών χαρακτηριστικών -οι ιδιομορφές ταλαντώσεως εμφανίζουν "γόνατο" στη στάθμη της απότομης μεταβολής - και τελικά συνεπάγονται αδυναμία εφαρμογής στατικών μεθόδων αντισεισμικού υπολογισμού επίσης, θα πρέπει να σημειωθεί ότι και ο συνήθης γραμμικός δυναμικός υπολογισμός αδυνατεί να προβλέψει αξιόπιστα τη συγκέντρωση παραμορφώσεων στις στάθμες απότομης μεταβολής μαζών και ακαμψιών.

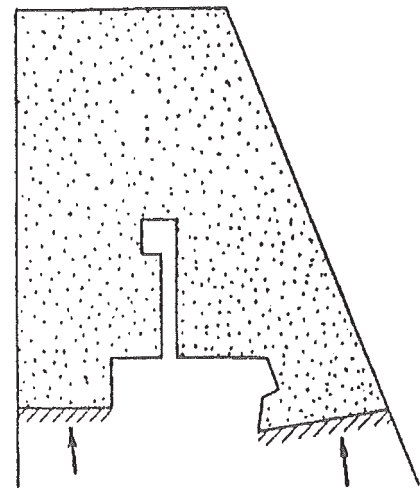
Ιδιαίτερα δυσχερής είναι η περίπτωση κτιρίων με ορόφους "εν προβάλω" επάνω από το ισόγειο. Στην περίπτωση αυτή, πέρα από τα προηγούμενα, υπεισέρχεται εντονότερα και η ταυτόχρονη δράση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, καθώς και η συνακόλουθη κατακόρυφη ταλάντωση των προβόλων, φαινόμενα που είναι πολύ δύσκολο να τεθούν υπό υπολογιστικά έλεγχο.

Συμπεραίνουμε, λοιπόν, από τα προηγούμενα ότι η πρώτη κατηγορία κτιρίων, με απλή κάτοψη-τομή και χωρίς επίμηκες σχήμα ή μεγάλη λυγρηρότητα H/L, εμφανίζει τη βέλτιστη αντισεισμική συμπεριφορά από απόψεως μορφολογίας. Στις παραπάνω ιδιότητες θα πρέπει επίσης να προστεθεί και η συμμετρία ως προς δύο τουλάχιστον άξονες για την ελαχιστοποίηση των ανεπιθύμητων πάντοτε στρεπτικών ταλαντώσεων (βλ. παραγ. 2.4). Έτσι π.χ. οι απλές ορθογωνικές, τετραγωνικές ή κυκλικές κατόψεις αποτελούν ιδεώδη γεωμετρικά σχήματα.

Είναι όμως γνωστό ότι οι παραπάνω γεωμετρικοί περιορισμοί πολύ σπάνια ικανοποιούνται στην πράξη αντίθετα, σοβαροί οικονομικοί και κοινωνικοί λόγοι επιβάλλουν τις περισσότερες φορές τις προβληματικές κατηγορίες b, c και d κτιρίων. Επίσης, σε ειδικές περιπτώσεις και λόγοι αισθητικής είναι δυνατόν να απομακρύνουν από τα κυρτά γεωμετρικά σχήματα των κατόψεων ή τις απλές τομές. Σ' αυτές ακριβώς τις περιπτώσεις ο Μηχανικός καταξιώνει κυρίως το ρόλο του με κατάλληλη παρέμβαση, που αποτελεί και το κρισιμότερο μέρος της αντισεισμικής μελέτης. Η υπόψη παρέμβαση κινείται συνήθως προς δύο κατευθύνσεις: πρώτου στην έμμεση αναγωγή του κτιρίου στην ευνοϊκή πρώτη κατηγορία μορφολογίας με τη βοήθεια κατασκευαστικών μέτρων και χωρίς επιφανειακή αλλοίωση της μορφής του και δεύτερου, αν το προηγούμενο δεν είναι δυνατό, στην απομόνωση των μορφολογικών αδυναμιών από την σωρευτική δράση και άλλων δυσμενών παραγόντων και στην εν συνεχεία αντιμετώπιση τους με όλα τα διαθέσιμα θεωρητικά, πειραματικά και τεχνολογικά μέσα. Αλλά πριν ασχοληθούμε με τις μεθόδους αυτές παρεμβάσεως, θεωρούμε απαραίτητο να αναφερθούμε σε ορισμένα παραδείγματα αστοχίας κτιρίων σε πραγματικούς σεισμούς, όπου η δυσμενής μορφολογία έπαιξε βασικό ρόλο.

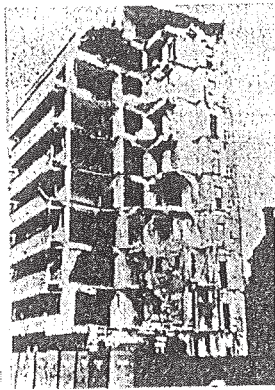


Σχ.3. Συμπεριφορά γωνιακών κτιρίων.

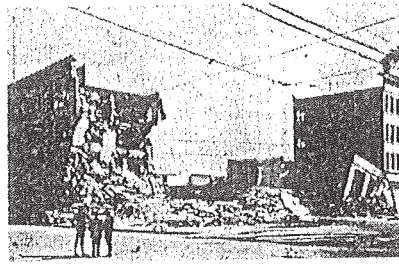


Σχ.4. Δυσμενής κάτοψη κτιρίου.

Τα γωνιακά κτίρια των οικοδομικών τετραγώνων αποτελούν χαρακτηριστικές περιπτώσεις δυσμενούς μορφολογίας. Τα κτίρια αυτά, υπό ορισμένες προϋποθέσεις γεωμετρικών διαστάσεων και δομής του σκελετού, είναι δυνατόν να εμφανίζουν σημαντικές ταλαντωτικές παραμορφώσεις μέσα στο επίπεδο των πατωμάτων (σχ. 3a,b,c). Αποτέλεσμα των παραμορφώσεων αυτών -ιδίως όταν συντρέχουν και άλλοι δυσμενείς παράγοντες- είναι η κατάρρευση είτε του γωνιακού τμήματος (σχ. 3d) είτε της

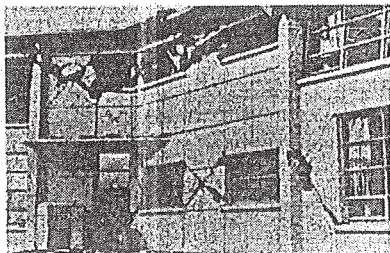


← Φωτ. 3. Ποβοανρέστι, 1977.

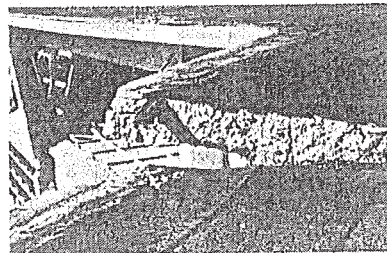


Φωτ. 4. Santa Barbara (California), 1925.

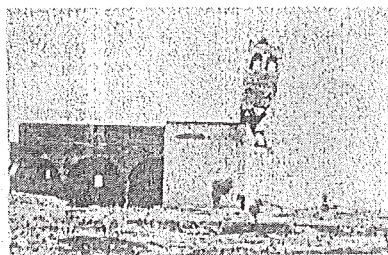
μιας πτέρυγας (σχ. 3ε) ή ακόμη και ολόκληρου του κτιρίου. Στη φωτογραφία 3 φαίνεται η κατάρρευση τον γωνιαίου τμήματος κτιρίου κατά το σεισμό του Βουκουρεστίου (Καρπαθίων), όπου σημειωτέον ότι τα 35 από τα 37 κτίρια που κατέρρευσαν ήσαν γωνιακά. Στο κτίριο της φωτογραφίας 4 κατέρρευσε μόνον η μία πτέρυγα, ενώ στις φωτογραφίες 5 και 6 φαίνονται οι εκτεταμένες βλάβες κοντά στην εισέρχουσα γωνία και στο δώμα, αντίστοιχα, ενός γωνιακού κτιρίου. Επίσης, στο σχήμα 4 φαίνεται το δυσμενές γεωμετρικό σχήμα της κατόψεως του μοναδικού πολυορόφου κτιρίου που κατέρρευσε στη Θεσσαλονίκη κατά το σεισμό της Βόλβης (1978).



Φωτ. 5. Anchorage (Αλάσκα), 1964.



Φωτ. 6. Anchorage (Αλάσκα), 1964.



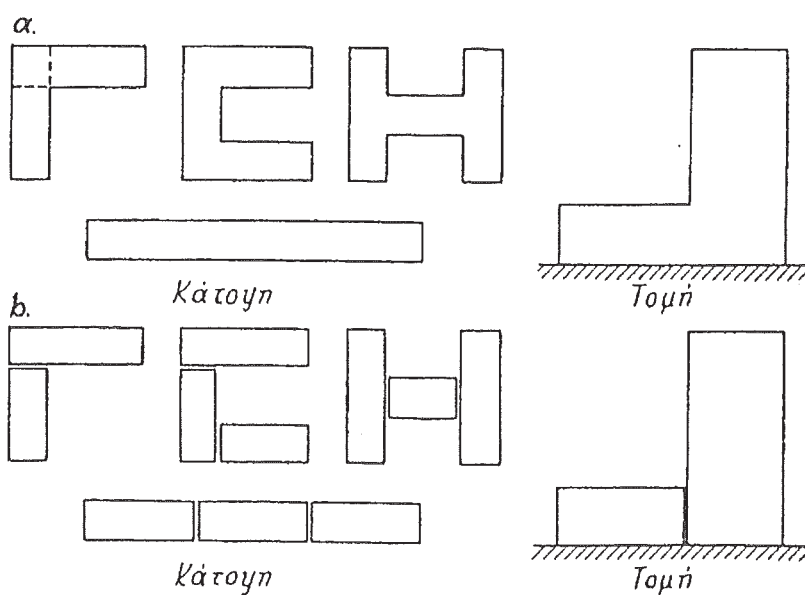
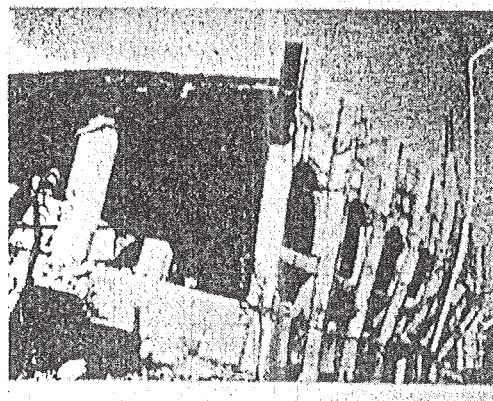
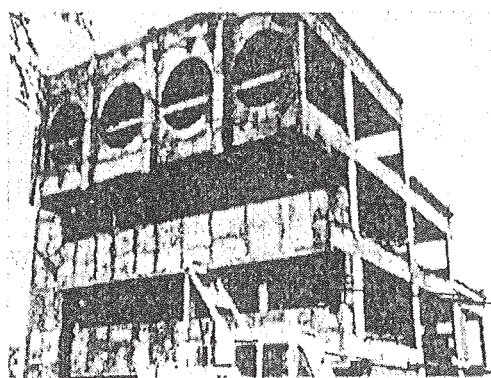
Φωτ. 7. El Asnam (Αλγερία), 1980



Φωτ. 8. El Asnam (Αλγερία), 1980. →

Μία χαρακτηριστική περίπτωση αστοχίας λόγω απότομης μεταβολής της ακαμψίας καθύψος φαίνεται στη φωτογραφία 7. Στο εύκαμπτο, ελεύθερο τμήμα, του μιναρέ αναπτύχθηκαν πολύ μεγαλύτερες επιταχύνσεις από το κατώτερο και πολύ δύσκαμπτο τζαμί, η δε θραύση πραγματοποιήθηκε ακριβώς στη στάθμη μείωσης της

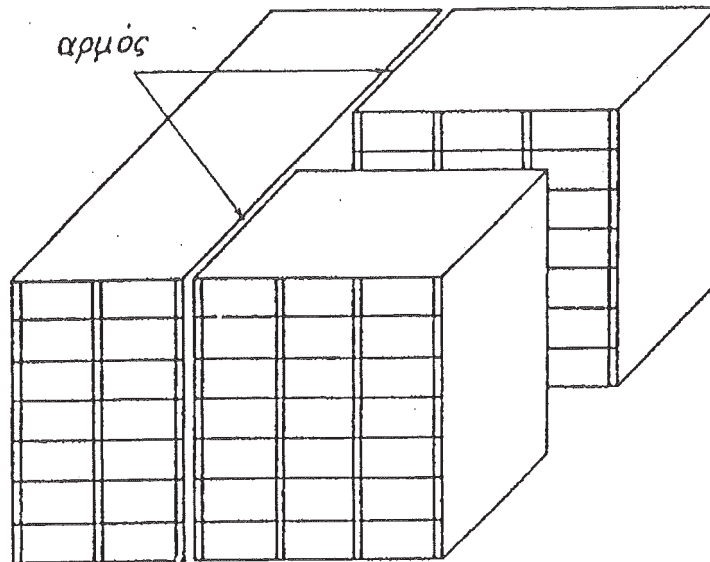
ακαμψίας (φαινόμενο μαστιγίου). Στον ίδιο σεισμό ο ελεύθερος μιναρές της φωτογραφίας 8, με σταθερή μάζα και ακαμψία καθύψος, παρουσίασε άριστη συμπεριφορά. Στις φωτογραφίες 9 και 10, τέλος, φαίνεται ο δυσμενής ρόλος των διαδοχικών εσοχών και του ορόφου σε πρόβολος η διάσωση του πρώτου από τα όμοια αυτά κτίρια οφείλεται στην συμπτωματική ύπαρξη σ' αυτό ισχυρού πυρήνα στο κλιμακοστάσιο.



Σχ.5. Διαχωρισμός με αρμό σύνθετων κατόψεων και τομών.

Από τα προηγούμενα παραδείγματα και άλλα παρεμφερή γίνεται ευδιάκριτη η τάση "αποχωρισμού" των κτιρίων σε συμπαγή τμήματα με αυτοτελή δομή, οργάνωση και συμπεριφορά κατά τη σεισμική επιπόνηση. Το γεγονός αυτό οδηγεί εύλογα στη σκέψη κατασκευαστικής υλοποίησεως ενός τέτοιου διαχωρισμού με τη βοήθεια αντισεισμικών αρμών, ώστε το κάθε αυτοτελές τμήμα του κτιρίου να αποκτήσει την επιθυμητή απλή κάτοψη και τομή και να αποφευχθεί η δυσμενής αλληλεπίδραση μεταξύ των τμημάτων αυτών. Στο σχ. 5α φαίνονται ορισμένες περιπτώσεις σύνθετων κατόψεων και τομών, οι οποίες με κατάλληλη τοποθέτηση αρμών ανάγονται στις απλές του σχ. 5b. Επίσης στο

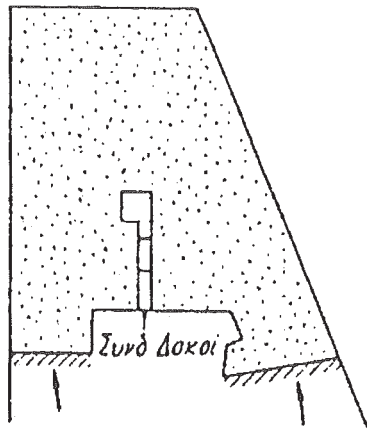
σχ. 6 φαίνονται τα απλά ορθογώνια παραλληλεπίπεδα στα οποία διαχωρίζεται ένα κτίριο με σύνθετη κάτοψη.



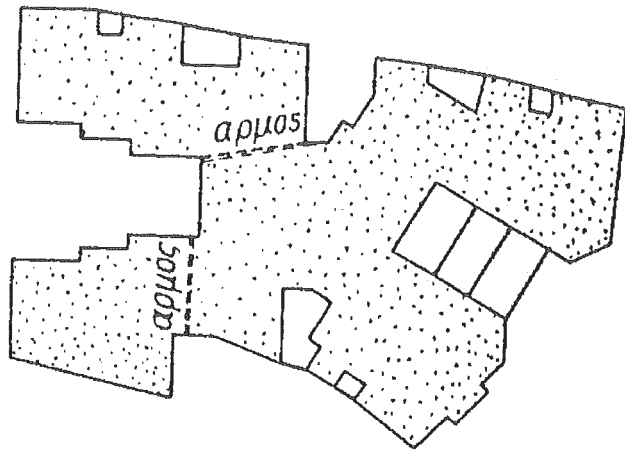
Σχ.6. Βελτίωση κατόψεως με αντισεισμικό αρμό.

Μία άλλη μέθοδος παρεμβάσεως συνίσταται στη "σύνδεση" των πτερυγωτών τμημάτων της κατόψεως με συνδετήριες δοκούς, ώστε τελικά να προκύψει κυρτός στερεός δίσκος πατωμάτων. Η υπόψη λύση απαιτεί προσεκτικό έλεγχο των συνδετηρίων δοκών σε εφελκυσμό, αλλά και σε θλίψη-λυρισμό. Έτσι, η δυσμενής κάτοψη του σχ. 4 είναι δυνατόν με την κατασκευή ορισμένου αριθμού δοκών στο φωταγωγό να αναχθεί σε αποδεκτό κυρτό τετράπλευρο, (σχ. 7). Αλλά και η τελείως ακανόνιστη κάτοψη \sim του σχ. 2d είναι δυνατόν να αναχθεί σε ορισμένο αριθμό κυρτών σχημάτων με κατάλληλο συνδυασμό αντισεισμικών αρμών και συνδετηρίων δοκών (σχ. 8).

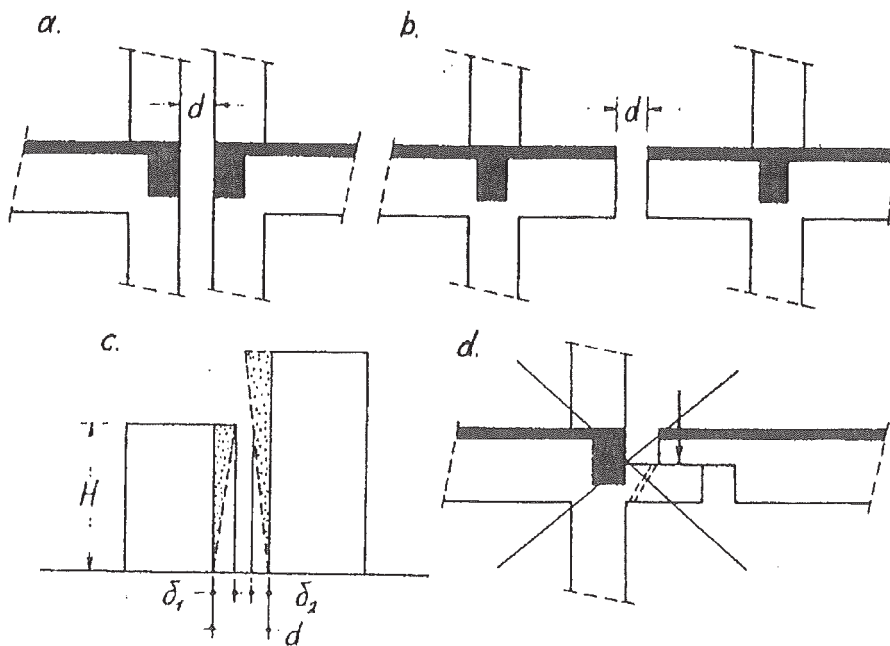
Η κατασκευαστική διαμόρφωση του αντισεισμικού αρμού θα πρέπει να εξασφαλίζει πλήρη ανεξαρτησία κινήσεων στα διαχωριζόμενα τμήματα, χωρίς αμοιβαία μεταβίβαση δυνάμεων. Στα σχήματα 9a,b φαίνονται δύο σωστές διατάξεις με τη βοήθεια διπλών υποστυλωμάτων, είτε σε επαφή με τον αρμό είτε σε ορισμένη απόσταση αντίθετα, η διάταξη του σχήματος 9d απαγορεύεται, διότι υπάρχει άμεσος κίνδυνος αστοχίας του προβολίσκου από το "σφυροκόπημα" κατά την κατακόρυφη ταλάντωση. Εξάλλου, δεν απαιτείται επέκταση του αντισεισμικού αρμού στη θεμελίωση, η οποία θα πρέπει να είναι μονολιθική.



Σχ.7. Βελτίωση κατόψεως με συνδετήρες δοκούς.



Σχ.8. Βελτίωση κατόψεως με συνδιασμό αρμών και συνδετήριων δοκών.



Σχ.9. Κατασκευαστική διαμόρφωση αντισεισμικών αρμών.

Το απαιτούμενο πλάτος d του αρμού υπολογίζεται από τη σχέση (σχ. 9c):

$$d = \delta_1 d_1 + \delta_2 d_2 \quad (2)$$

όπου $d_i = q_i \delta_k$ ($i = 1, 2$). Τα δ_1, δ_2 παριστάνουν τις μετατοπίσεις των δύο κτιρίων στη δυσμενέστερη στάθμη προσκρούσεως και τα q_1, q_2 είναι οι αντίστοιχοι συντελεστές συμπεριφοράς (π.χ. $q_1 = 4$ για πλαισιακές κατασκευές και $q_1 = 2$ για κατασκευές με τοιχία). Πέρα όμως από το θεωρητικό υπολογισμό, είναι φρόνιμο να τηρείται κατά την κρίση του μελετητή και ένα από τα παρακάτω δύο όρια:

$$d \text{ (cm)} = 3 + 2 \text{ (H(m)- 5)/5} , d= H/100 \quad (3a.b)$$

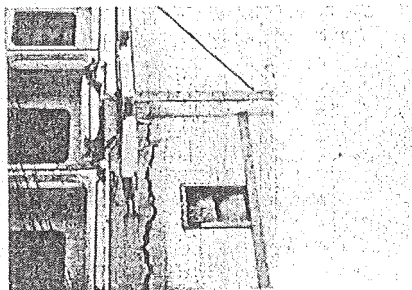
που προβλέπονται από τον σοβιετικό και τον ιταλικό κανονισμό, αντίστοιχα [3].

Αλλά η χρησιμότητα του αντισεισμικού αρμού είναι πολύ γενικότερη και ουσιαστικά αφορά όλα τα εν επαφή κτίρια ενός οικοδομικού τετραγώνου. Κατά το σεισμό τα υπόψη κτίρια υφίστανται αμοιβαίες κρούσεις, οι οποίες είναι ιδιαίτερα επικίνδυνες για τα γωνιακά και τα κτίρια με διαφορετικές στάθμες ορόφων. Στη φωτογραφία I1 φαίνονται οι βλάβες ενός ενδιάμεσου κτιρίου λόγω συγκρούσεώς του με τα παρακείμενα, ενώ στις φωτογραφίες I2 και I3 είναι εύγλωττη η καταστροφική συνέπεια της ανισοσταθμίας των πλακών επίσης, στο γωνιακό κτίριο του σχήματος 4, πέρα από τη μορφολογία και άλλους παράγοντες, πρωταγωνιστικό ρόλο για την κατάρρευση έπαιξε και η μονόπλευρη ώθησή του από το παρακείμενο.

Η Θεωρητική ανάλυση των προηγούμενων φαινομένων και η ποσοτική εκτίμηση των αντίστοιχων επιπλονήσεων είναι δυσχερέστατη, ακόμη και για πολύ απλά συστήματα. Έτσι η υποχρεωτική πρόβλεψη αντισεισμικού αρμού μεταξύ των κτιρίων αποτελεί το μοναδικό μέσου προστασίας τους από αμοιβαία σύγκρουση, είναι δε λυπηρό ότι στη χώρα μας δεν έχει επιβληθεί ακόμη η υποχρεωτική τήρηση του υπόψη αρμού. Βεβαίως, από την άλλη πλευρά, δεν πρέπει να υποτιμηθούν και τα τεχνολογικά προβλήματα υδρομονώσεων, θερμομονώσεων και ηχομονώσεων που δημιουργούν οι αντισεισμικοί αρμοί, ιδιαίτερα όταν βρίσκονται στο ίδιο κτιριακό συγκρότημα όμως, δεν πρέπει να λησμονείται ότι σε πολλές περιπτώσεις η πρόβλεψη αρμού και η επιμελημένη αντιμετώπιση των παραπάνω προβλημάτων αποτελούν ένα πολύ σημαντικό μέρος της αντισεισμικής μελέτης.



Φωτ. 11 Μεξικό, 1985.



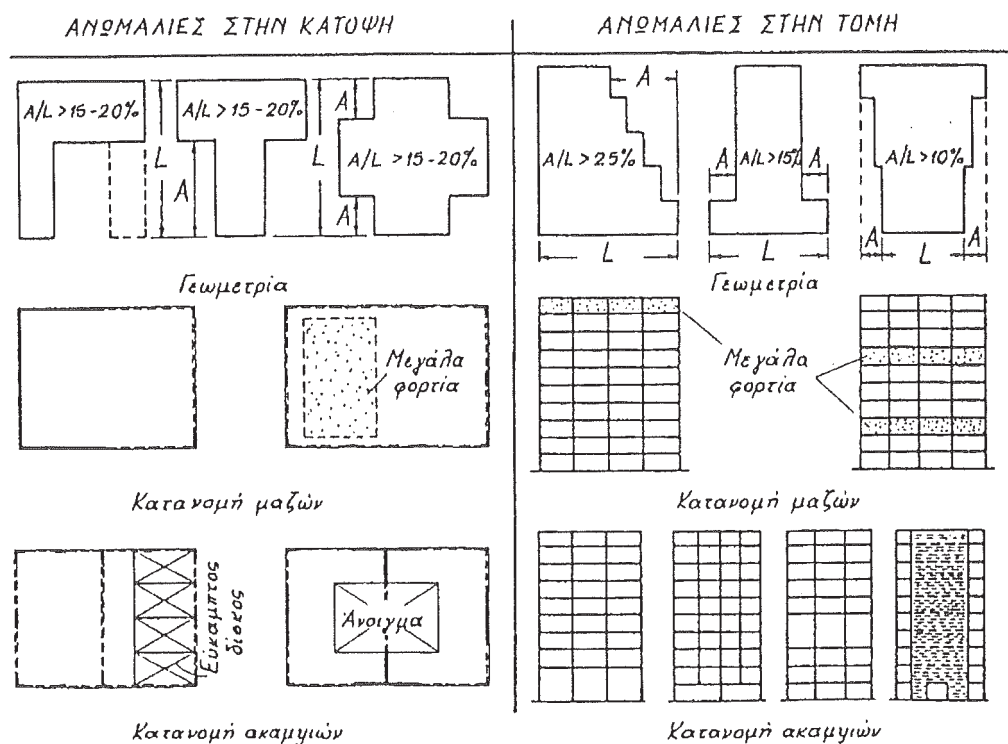
Φωτ. 12. Μανίλα, 1968.



Φωτ. 13. El Asnam (Αλγερία), 1980.

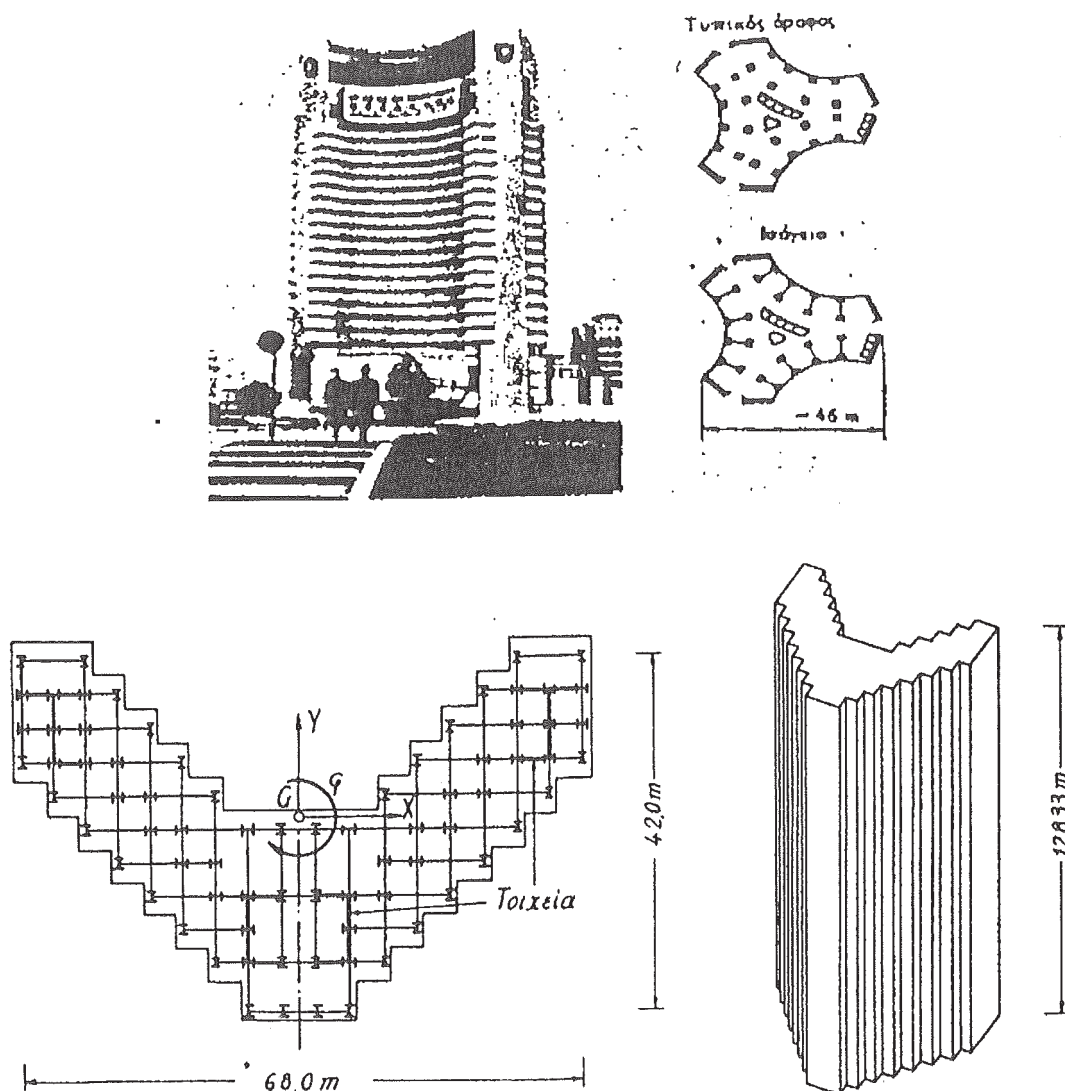
Η σπουδαιότητα των μορφολογικών παραγόντων εκδηλώνεται σε επίπεδο αντισεισμικών κανονισμών με τη διάκριση των κτιρίων σε ομαλά ή κανονικά (regular) και σε ανώμαλα ή μη κανονικά (irregular). Η διάκριση αυτή, όπως θα δούμε στο Κεφάλαιο 3, γίνεται με κριτήριο τη δυνατότητα αποδόσεως της δυναμικής συμπεριφοράς με βάση μόνον την θεμελιώδη ιδιομορφή ταλαντώσεως, παραλείποντας την (επουσιώδη) επιρροή

όλων των επόμενων ιδιομορφών. Έτσι, στα κανονικά κτίρια, στα οποία η προηγούμενη παράλειψη θεωρείται θεμιτή, είναι δυνατή η εφαρμογή απλοποιημένων μεθόδων στατικού αντισεισμικού υπολογισμού αντίθετα, στα μη κανονικά κτίρια επιβάλλεται η θεώρηση περισσότερων ιδιομορφών ταλαντώσεως, δηλαδή επιβάλλεται ουσιαστικά η εφαρμογή μεθόδων δυναμικού αντισεισμικού υπολογισμού, πράγμα το οποίο έχει υιοθετηθεί τελευταία από πολλούς κανονισμούς.



Σχ.10. Τυπικές ανωμαλίες κτιρίων.

Η προκαταβολική, τώρα, κατάταξη των κτιρίων σε κανονικά και μη κανονικά, χωρίς προηγούμενη ιδιομορφική ανάλυση, είναι προφανές ότι δεν μπορεί να γίνει κατά τρόπο αυστηρό και αντικειμενικό. Γενικά, τα κτίρια της κατηγορίας α του μητρώου μορφολογίας (βλ. σχ. 1) μπορούν να θεωρηθούν κανονικά εφόσον επιπλέον εμφανίζουν ομαλή κατανομή μαζών και ακαμψιών σε κάτοψη και σε τομή. Στο σχ. 10 φαίνονται ορισμένες τυπικές "ανωμαλίες" που αφορούν τη γεωμετρία, τη μάζα και τις ακαμψίες σε κάτοψη και τομή. Η μεταβολή μαζών/ακαμψιών από όροφο σε όροφο δεν πρέπει να υπερβαίνει το 30. περίπου στα κανονικά κτίρια, αλλά η θέσπιση ανάλογου ποσοτικού κριτηρίου για την κάτοψη των κτιρίων συναντά αντικειμενικές δυσχέρειες συνήθως, για το σκοπό αυτό χρησιμοποιείται η απόσταση του κέντρου βάρους από το ελαστικό κέντρο (εκκεντρότητα μαζών), το οποίο όμως στα πολυόροφα κτίρια γενικά δεν ορίζεται!. Στην περίπτωση αυτή η προσεγγιστική συμμετρία των κατακόρυφων στοιχείων ακαμψίας αποτελεί το ασφαλέστερο κριτήριο.



Σχ.11. Κτίριο ξενοδοχείου στην Akatsaka (Ιαπωνία)

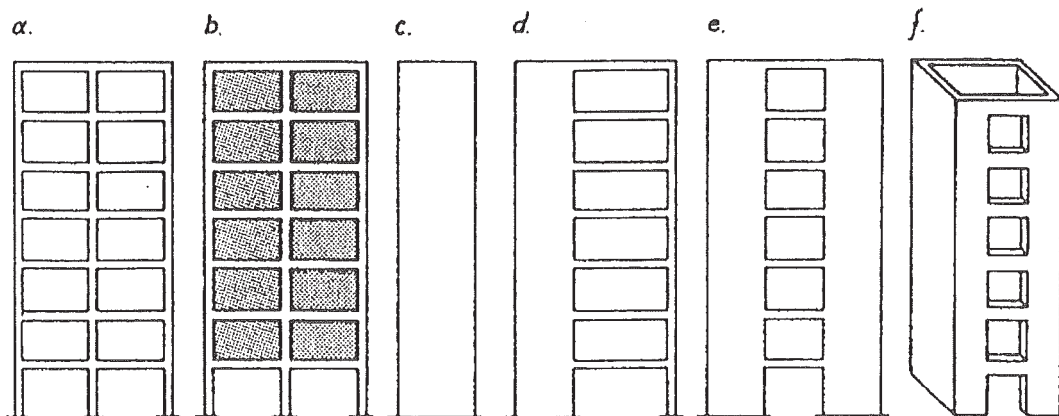
Τελειώνοντας, θεωρούμε σκόπιμο να επισημάνουμε ότι οι μορφολογικές απαιτήσεις αντισεισμικότητας δεν πρέπει να ερμηνευθούν αναγκαστικά ως φραγμός στην αρχιτεκτονική δημιουργία με συνεπεία τον εγκλωβισμό της στο απλό ορθογώνιο παραλληλεπίπεδο σχήμα. Η κατασκευή κτιρίων με υψηλές απαιτήσεις αισθητικής είναι δυνατή στις περιπτώσεις εκείνες που επιτυγχάνεται σύγκλιση ανάμεσα στην εκλογικευμένη αρχιτεκτονική σύλληψη και στην απλή και ορθολογική διάταξη του σκελετού για την υλοποίησή της. Έτσι π.χ. το 24-όροφο κτίριο της φωτογραφίας 14 δεν παρουσίασε καμιά ουσιαστική βλάβη κατά το σεισμό του Βουκουρεστίου (1977), παρά το γεγονός ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του ($T = 1.15 \text{ sec}$) βρίσκονταν στη ζώνη των δεσποζουσών περιόδων του παραπάνω σεισμού (2). Επίσης, το 39-όροφο κτίριο που φαίνεται στο σχ. 11, παρά την εξεζητημένη κάτοψη σε μορφή V, διαθέτει απλό και σαφή χαλύβδινο σκελετό, ενισχυμένο σε κατάλληλες θέσεις με ειδικά μελετημένα τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα για την αντιμετώπιση των στρεπτικών επιπονήσεων. Θα

πρέπει να παρατηρήσουμε ακόμη, ότι στα προηγούμενα δύο κτίρια ικανοποιούνται όλες οι άλλες απαιτήσεις καλής σεισμικής συμπεριφοράς εκτός από τη μορφή της κατόψεως, πράγμα που διευκολύνει στην αξιόπιστη αντιμετώπιση και του μειονεκτήματός αυτού.

.Τα κατακόρυφα αντισεισμικά στοιχεία

Η ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών φορτίων σε κτίρια από σπλισμένο σκυρόδεμα γίνεται κατά κανόνα από τα επόμενα είδη φορέων (σχ. 12):

- πλαίσια με ή χωρίς τοιχοπλήρωση,
- απλά τοιχεία, '
- συζευγμένα τοιχεία ή συζευγμένα τοιχεία και πλαίσια, που θα ονομάζουμε γενικά μικτά πλαίσια.
- σύνθετα τοιχεία ή πυρήνες.



Σχ.12. Τα κατακόρυφα αντισεισμικά στοιχεία.

Επίσης, στις σιδηρές κατασκευές χρησιμοποιούνται και τα πλαίσια με χιαστί διαγωνίους. Οι παραπάνω φορείς αναλαμβάνουν ταυτόχρονα και τα κατακόρυφα φορτία, όμως η λειτουργία τους διαφέρει ουσιαστικά στις δύο περιπτώσεις. Στη συνέχεια θα ασχοληθούμε με την ποιοτική περιγραφή της σεισμικής συμπεριφοράς των υπόψη φορέων σε συνδυασμό με την αντίστοιχη παθολογία τους.

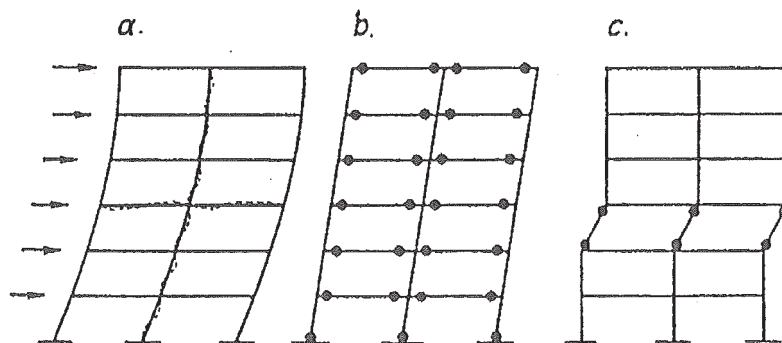
α. Πλαίσια

Πρόκειται για τους πιο εύχρηστους φορείς για την ανάληψη κυρίως κατακόρυφων, αλλά και οριζόντιων φορτίων η ένταξή τους σε κάτοψη και τομή εμφανίζει μεγάλη ευελιξία και δεν δημιουργεί προβλήματα λειτουργικότητας. Τα πλαίσια είναι εύκαμπτοι φορείς και για οριζόντια φόρτιση η ελαστική τους παραμόρφωση είναι "διατμητικού" τύπου, δηλαδή

η καμπύλη των μετατοπίσεων των ορόφων στρέφει πάντοτε τα κοίλα προς την πλευρά της φορτίσεως (σχ. 13α). Η μικρή ακαμψία συνεπάγεται μεγάλη Θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ταλαντώσεως T , η οποία συχνά βρίσκεται στην περιοχή του καθοδικού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεως επομένως θα έχουμε για τους υπόψη φορείς σχετικά μικρότερα σεισμικά φορτία, αλλά και μεγάλες μετατοπίσεις, διότι

$$S_d = S_a/\omega^2 = (T^2/(4\pi)^2)S_0$$

Στα πλαίσια με τοιχοπλήρωση οι διαγώνιες "τοιχοράβδοι" της τοιχοποιίας προκαλούν αλλοίωση του διατρητικού χαρακτήρα της ελαστικής γραμμής λόγω αύξησεως των αξονικών παραμορφώσεων των στύλων και μεγάλη αύξηση της ακαμψίας (βλ. σχ. 1.42). Τούτο συνεπάγεται τη μείωση της ιδιοπεριόδου ταλαντώσεως (περίπου στο μισό) και την αύξηση των σεισμικών φορτίων. Αλλά η κυριότερη ιδιαιτερότητα των τοιχοπληρώσεων οφείλεται στην ενδεχόμενη απουσία τους από έναν μόνο όροφο του πλαισίου (π.χ. το ισόγειο). Τούτο συνεπάγεται την εμφάνιση "γόνατος" στην πρώτη ιδιομορφή ταλαντώσεως -δηλαδή αλλοίωση της καθύψος κατανομής των σεισμικών δυνάμεων- καθώς και συγκέντρωση μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων στη στάθμη του γόνατος, όπως θα δούμε στη συνέχεια.



Σχ.13. Ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά πλαισίων.

Ανεξάρτητα, τώρα, από την ευκαμψία και παραμορφωσιμότητα, τη πλαίσια είναι δυνατόν να εμφανίζουν και εξαιρετικά καλή πλάστιμη συμπεριφορά ($g = 3$ έως 5) με κατάλληλη διαστασιολόγηση και όπλιση, γεγονός με ιδιαίτερη σημασία για τον έλεγχο των βλαβών και της ασφάλειας σε κατάρρευση. Πράγματι, για υψηλές στάθμες φορτίσεως, στα άκρα των γραμμικών μελών των πλαισίων είναι δυνατόν να σχηματισθούν πλαστικές αρθρώσεις που επιτρέπουν μεγάλες αμοιβαίες στροφές των υπόψη μελών πρόκειται, ουσιαστικά, για ζώνες συγκεντρώσεως μεγάλων πλαστικών πηραμορφώσεων, όπου γίνεται απορρόφηση και κατανάλωση μεγάλων ποσοτήτων της σεισμικής ενέργειας. Η θέση των πλαστικών αρθρώσεων επηρεάζει αποφασιστικά το μέγεθος της παραπάνω ενέργειας και συνακόλουθα το μέγεθος του δείκτη πλαστιμότητας του πλαισίου. Στο σχ. 13 b φαίνεται ο πιο ευνοϊκός μηχανισμός πλαστικών αρθρώσεων, ενώ εκείνος τον σχ. 13c είναι δυσμενής. Πράγματι, στην πρώτη περίπτωση έχουμε τα παρακάτω πλεονεκτήματα:

- Μεγάλο αριθμό πλαστικών αρθρώσεων σε όλη την έκταση του φορέα και άρα μεγαλύτερη κατανάλωση σεισμικής ενέργειας.
- Μικρές αξονικές δυνάμεις και καμπυλότητες των δοκών που ευνοούν στο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων.
- Πρακτικά ελαστική συμπεριφορά υποστυλωμάτων και άρα μικρή επήρεια Ρ-Δ.

Στη δεύτερη περίπτωση συμβαίνουν τα ακριβώς αντίθετα άλλωστε και μόνη η ύπαρξη των μεγάλων αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα περιορίζει δραστικά τα περιθώρια σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Στις προηγούμενες διαπιστώσεις, που έχουν επιβεβαιωθεί Θεωρητικά και πειραματικά, στηρίζεται ο κατασκευαστικός κανόνας : "ισχυρά υποστυλώματα - ασθενείς δοκοί"

που αποτελεί τη βάση του λεγόμενου "ικανοτικού σχεδιασμού".

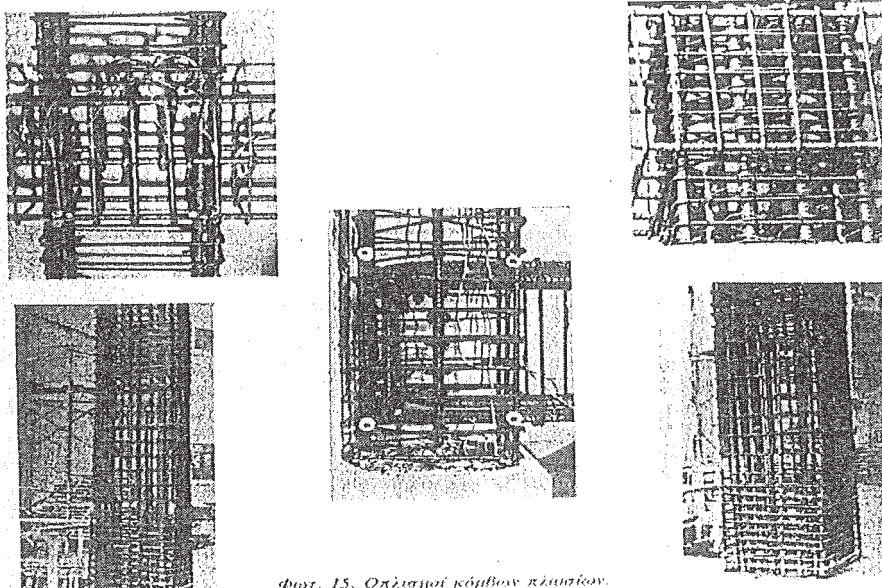
Αλλά όλα τα προηγούμενα ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι είναι εξασφαλισμένη ή πλάστιμη συμπεριφορά της πολύ ευαίσθητης περιοχής των κόμβων των πλαισίων. Στη φωτογραφία 15 φαίνονται οι απαιτούμενοι οπλισμοί για την αποτελεσματική "ραφή" των λοξών ρηγμάτων στο εσωτερικό των κόμβων, καθώς και οι πυκνοί συνδετήρες στις κρίσιμες περιοχές των άκρων των δοκών και υποστυλωμάτων [9]. Πρόκειται -ειδικά στην περιοχή των κόμβων- για ασυνήθη συσσώρευση οπλισμών, οι οποίοι, αν ληφθεί υπόψη ότι κατά κανόνα πρόκειται για κόμβους διασταυρούμενων πλαισίων, απαιτούν εξαιρετική επιμέλεια για την τοποθέτηση και αγκύρωσή τους και αυτό πολλές φορές δεν συμβαίνει στην πράξη για διάφορους λόγους.

Έτσι, η μετελαστική συμπεριφορά των πλαισίων μέχρι θραύσεως παρουσιάζει στενή εξάρτηση και ευαισθησία από πλήθος κατασκευαστικών παραγόντων, προβλέψιμων και μη προβλέψιμων ή τυχαίων, πράγμα το οποίο ελάχιστα συμβαίνει στην ελαστική περιοχή. Οι παράγοντες αυτοί -απότομες μεταβολές αντοχών, ακαμψιών, ρόλος τοιχοποιιών, κλπ.- εμφανίζουν πολύ μεγάλη ποικιλία μορφών και συνδυασμών και ως επί το πλείστον έχουν "αποκαλυφθεί" από παρατηρήσεις σε πραγματικούς σεισμούς, όπως θα δούμε στη συνέχεια.

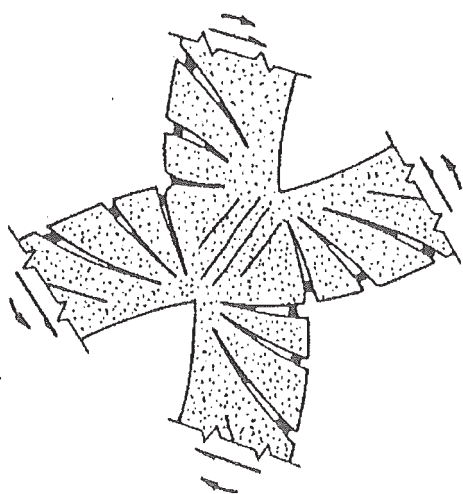
• Κόμβοι πλαισίων

Στο σχ. 14 φαίνεται η "κανονική" ρηγμάτωση ενός κόμβου. καλής κατασκευής σε προχωρημένη φάση επιπονήσεως με την αναστροφή της σεισμικής φορτίσεως στο εσωτερικό του κόμβου θα έχουμε χιαστί ρήγματα, τα οποία γίνονται πολυπλοκότερα αν ο κόμβος ανήκει σε διασταυρούμενα πλαίσια. Είναι φανερό ότι η πολύ πιθανή κατασκευαστική αδυναμία -μήκη αγκυρώσεως, συνδετήρες, συμπύκνωση σκυροδέματος, κ.λ.π.- μπορεί να είναι η αιτία καταλύψεως του κόμβου. Στη φωτογραφία 16 φαίνεται μία περίπτωση αποσυνθέσεως όλων των γωνιακών κόμβων σε πολυόροφο κτίριο.

Αλλά και η τοπική δράση των τοιχοποιιών έχει δυσμενείς επιπτώσεις, τόσο στην αντοχή του κόμβου όσο και στην αντοχή του υποστυλώματος που συμβάλλει σ' αυτόν. Στο σχ. 15α φαίνεται η θλιπτική δύναμη D της τοιχοράβδου και οι συνιστώσες της (H , V) που τείνουν να "ανοίξουν" τον κόμβο επίσης, η ώθηση "εν κενώ" H αυξάνει την διάτμηση του υποστυλώματος, ενώ συγχρόνως η διατμητική του αντοχή μπορεί να μειωθεί σημαντικά λόγω εφελκυσμού από την V και από ταυτόχρονη δράση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού. Η τοπική επήρεια αυτού του τύπου προφανώς διπλασιάζεται



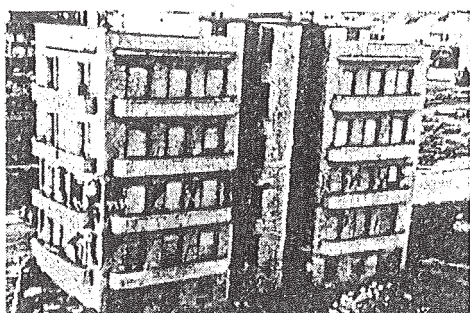
Φωτ. 15. Οπλισμοί κόμβων πλαισίου.



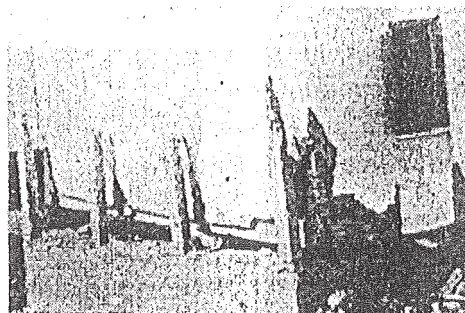
Σχ.14. Ρηγμάτωση κόμβου πλαισίου.



Φωτ. 16. Μεξικό, 1985.

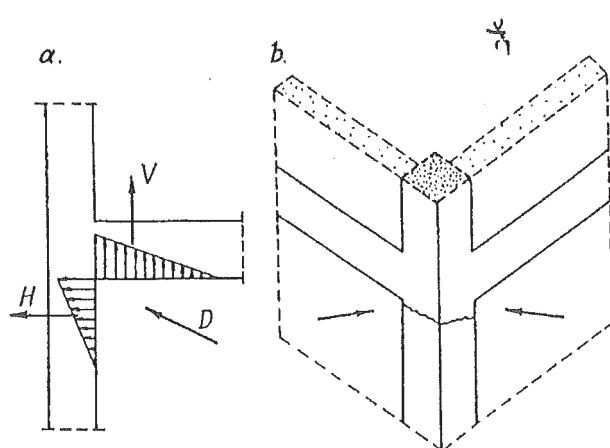


Φωτ. 17. Agadir (Μαρόκο), 1960.

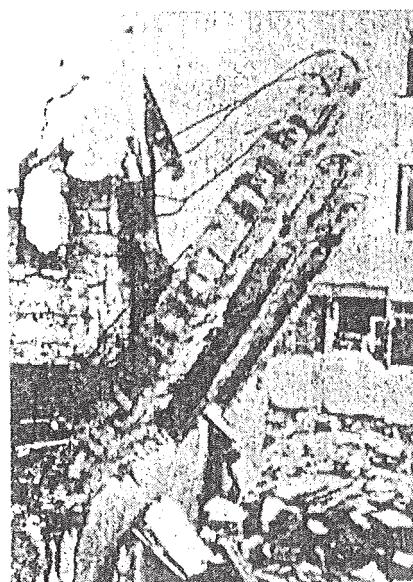


Φωτ. 18. El Asnam (Αλγερία), 1980.

στα γωνιακά υποστυλώματα (σχ. 15b). Στις φωτογραφίες 17, 18 και 19 φαίνονται οι συνέπειες των παραπάνω φαινομένων.



Σχ.15. Τοπική δράση τοιχοπληρώσεως σε ακραίο και γωνιακό κόμβο πλαισίου.

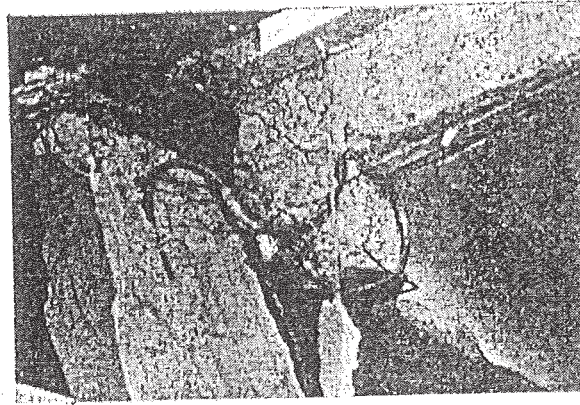


Φωτ. 19 El Asnam (Αλγερία), 1980

• Εύκαμπτα υποστυλώματα

Με τον παραπάνω όρο εννοούμε τα συνήθη υποστυλώματα με το κανονικό ύψος ορόφου h (π.χ. $h/d=10.15$). Στα υποστυλώματα αυτά είναι καταρχήν δυνατός ο σχηματισμός πλαστικών- αρθρώσεων για μικρές τιμές των (N, Q) και πυκνή διάταξη συνδετήρων εάν δεν πληρούνται οι όροι αυτοί, τότε σε προχωρημένο στάδιο επιπονήσεως εμφανίζονται αστοχίες ποικίλων μορφών στα άκρα τους, ανάλογη με τις σχετικές τιμές των φορτίων διατομής (N, Q, M) και διάφορους κατασκευαστικούς παράγοντες. Έτσι π.χ. στη φωτογραφία 20 φαίνεται ο πλήρης αποχωρισμός (με ολίσθηση) του υποστυλώματος από τον κόμβο, λόγω κακότεχνου αρμού διακοπής σκυροδετήσεως και ελλείψεως συνδετήρων. Στη βάση του υποστυλώματος της φωτογραφίας, 21 έχουμε προοδευτική θραύση και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος

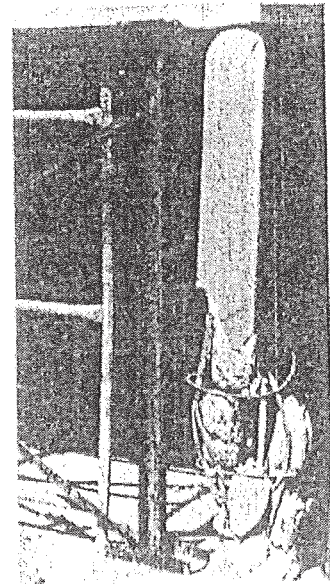
λόγω (N, M) και ανεπαρκών συνδετήρων πρόκειται για φαθυρή θραύση που μπορεί να επεκταθεί πολύ περισσότερο με την περαιτέρω αύξηση της N, όπως φαίνεται στην περίπτωση του υποστυλώματος της φωτογραφίας 22.



Φωτ. 20. Κιάτο, 1981.



Φωτ. 21. Agadir (Μαρόκο), 1960.



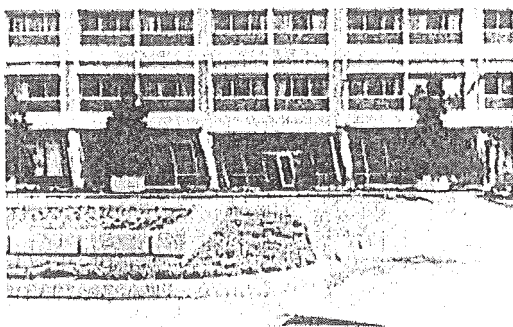
Φωτ. 22. Καλαμίτα, 1986. →

Στα πλαίσια με τοιχοπλήρωση η απότομη μείωση της ακαμψίας λόγω ελλείψεως τοιχοποιιών στο ισόγειο προκαλεί μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας και συνήθως οδηγεί στις προηγούμενες βλάβες στη άκρα των στύλων του ισογείου ή και σε άλλες ποικίλων μορφών. πρόκειται για το γνωστό πρόβλημα του "ευκάμπτου" ορόφου που παρουσιάζεται στα κτίρια με ελεύθερο ισόγειο (pilotis) όχι μόνο από την έλλειψη τοιχοποιιών, αλλά και από την ενδεχόμενη διακοπή στην οροφή του ισογείου τοιχίων από σπλισμένο σκυρόδεμα που υπάρχουν στους ορόφους (φυτευτά τοιχία). Δύο είναι οι βασικές συνέπειες από την απότομη μείωση της ακαμψίας στο ισόγειο:

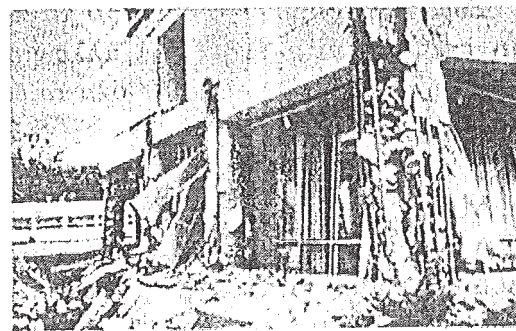
- Στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς, αλλοίωση της καθύψος κατανομής των σεισμικών φορτίων και αύξηση των τεμνουσών δυνάμεων, ιδιαίτερα στο ισόγειο. Δηλαδή στην περίπτωση αυτή δεν ισχύει η απλοποιημένη «τριγωνική» κατανομή των σεισμικών

φορτίων, ανεξάρτητα ην κατά τον εν συνεχεία στατικό υπολογισμό λαμβάνεται υπόψη ή όχι (ως συνήθως) η μεταβολή της ακαμψίας. Απαιτείται εξαρχής δυναμικός υπολογισμός για την ακριβέστερη εκτίμηση της καθύψος κατανομής των σεισμικών φορτίων κατά ιδιομορφές ταλαντώσεως.

- Στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς, συγκέντρωση παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του ισόγειου, ενώ οι υπόλοιποι όροφοι συμπεριφέρονται (περίπου) σαν στερεά σώματα (γρήγορη "εκτόνωση" της παραμορφώσεως πέρα από τη στάθμη πλαστικοποιήσεως). Ο υπολογισμός των παραμορφώσεων απαιτεί τώρα μη γραμμικό δυναμικό υπολογισμό.



Φωτ. 23, San Fernando, 1971



Φωτ. 24, San Fernando, 1971

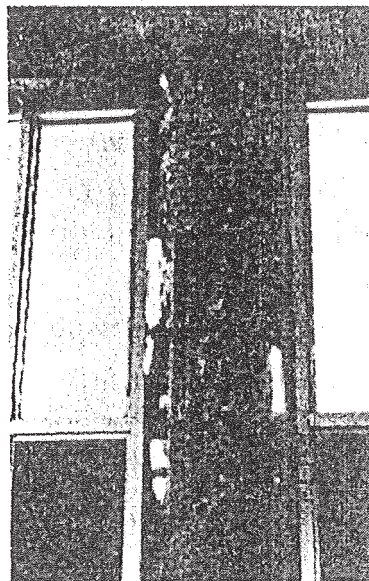
Αλλά πέρα από υπολογισμούς είναι φανερό ότι στην παρούσα περίπτωση το σύνολο της σεισμικής ενέργειας καλούνται να απορροφήσουν και καταναλώσουν ουσιαστικά μόνον τα υποστυλώματα του ισόγειου ο υπόλοιπος φορέας όχι μόνον δεν καταναλώνει ενέργεια γιατί λειτουργεί κυρίως ελαστικά (βλ. φωτ. 23), αλλά επιπλέον με το βάρος του επιδεινώνει και τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως στο ισόγειο (επήρεια P-Δ). Έτσι, για την εξισορρόπηση των μεγάλων "εισαγωγών" σεισμικής ενέργειας από αντίστοιχες "εξαγωγές" στις ζώνες πλαστικοποίησης των υποστυλωμάτων απαιτούνται πολύ μεγάλες μετακινήσεις, δηλαδή πολύ μεγάλες σωρευτικές απαιτήσεις πλαστιμότητας μετατοπίσεων. Οι απαιτήσεις αυτές σε περίπτωση ασυμμετριών, στροφών, κλπ., γίνονται τεράστιες και είναι αδύνατο να καλυφθούν ακόμη και από εξαιρετικά επιμελημένη κατασκευή άλλωστε, λόγω των μεγάλων τιμών (Q, N) δεν μπορεί να γίνει λόγος για πλαστικές αρθρώσεις, αλλά για ψαθυρή θραύση συνήθως λόγω Q και σπανιότερα λόγω N.

Μία κλασική περίπτωση αστοχίας κτιρίου λόγω διακοπής των τοιχίων ακαμψίας στο ισόγειο αποτελεί το Olive View Hospital που φαίνεται στη φωτογραφία 23 (το κτίριο κατεδαφίσθηκε τελικά). Στο κτίριο αυτό τα τρία υποστυλώματα της φωτογραφίας 24 με σπειροειδείς συνδετήρες παρουσίασαν ασυγκρίτως καλύτερη συμπεριφορά από το τέταρτο με τους κοινούς συνδετήρες, το οποίο υπέστη πλήρη αποσύνθεση. Ο καθοριστικός ρόλος της σπείρας για την περίσφιξη του σκυροδέματος φαίνεται ανάγλυφα και στην περίπτωση ενός άλλου κτιρίου (φωτ. 25), όπου παρά την υπέρμετρη διατρητική καταπόνηση η θραύση του υποστυλώματος είναι τουλάχιστον ... αξιοπρεπής. Επίσης

χαρακτηριστική είναι και η περίπτωση της φωτογραφίας 26, όπου στο ίδιο υποστυλώμα φαίνεται η έντονη διαφορά μεταξύ πυκνών και αραιών συνδετήρων.



Φωτ. 25. Μανίλλα, 1968



Φωτ. 26. Περού, 1974

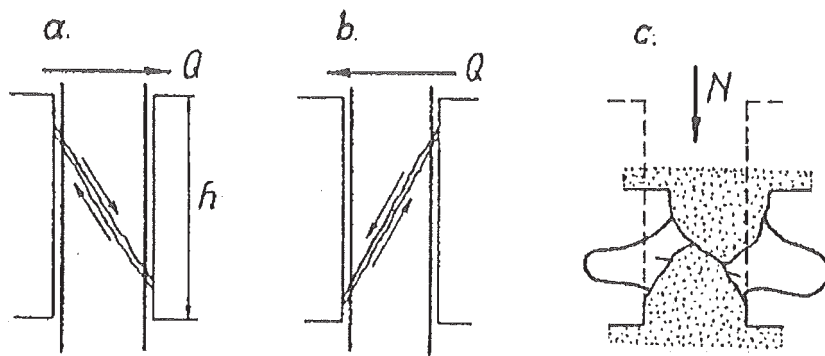
Συμπεραίνουμε, λοιπόν, από τα προηγούμενα ότι στα κτίρια με ελεύθερο ισόγειο επιβάλλεται, πλην των άλλων που θα δούμε στην επόμενη παράγραφο, η πύκνωση των συνδετήρων σε όλο το ύψος των υποστυλωμάτων.

- Κοντά υποστυλώματα

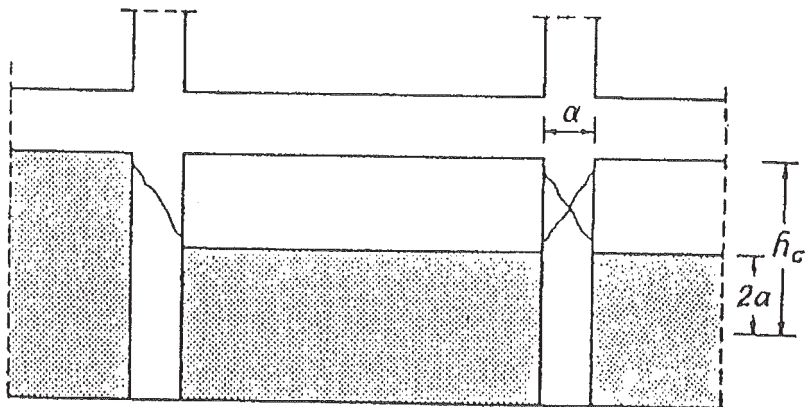
Με τον παραπάνω όρο εννοούμε τα υποστυλώματα με $h/d < 10$. Στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς ιδιαίτερη προσοχή απαιτεί η περίπτωση συνεργασίας κοντών με συνήθη υποστυλώματα στον ίδιο όροφο, διότι τότε τα πρώτα αναλαμβάνουν πολύ μεγαλύτερη τέμνουσα δύναμη. Επιπλέον, με την περαιτέρω αύξηση της επιπονήσεως τα κοντά υποστυλώματα εμφανίζουν πάντοτε ψαθυρή διατμητική θραύση λόγω $Q+N$ (σχ. 16), η οποία μπορεί να είναι διαρρηκτικού τύπου για ανηγμένο μήκος διατμήσεως $M/Qd < 2$.

Αλλά η πιο επικίνδυνη, κατάσταση δημιουργείται με την παρέμβαση των τοιχοποιιών, οι οποίες σε περίπτωση καθύψος διακοπής τους εξαναγκάζουν τα συνήθη υποστυλώματα να λειτουργήσουν σαν κοντά στο εναπομένον ελεύθερο ύψος τους (σχ. 17). Πρόκειται για πολύ συνηθισμένη περίπτωση βλαβών σε υποστυλώματα, όπως φαίνεται στις φωτογραφίες 27, 28, και 29.

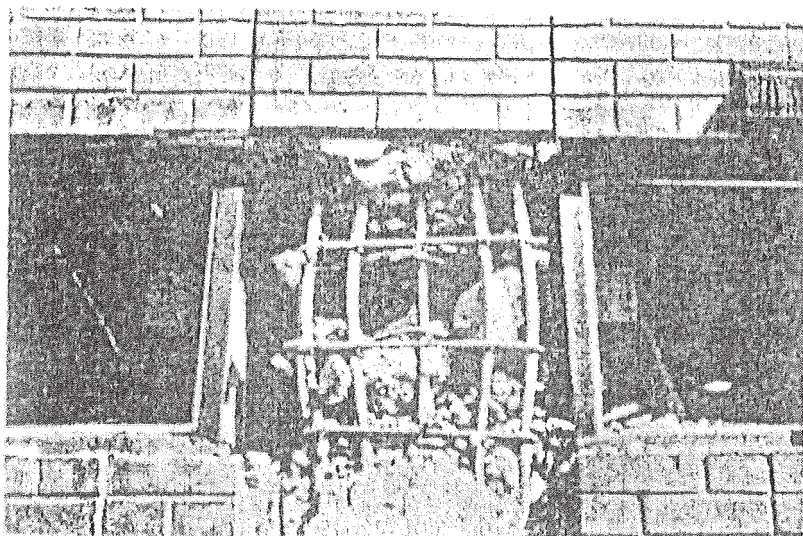
Για τους παραπάνω λόγους επιβάλλεται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς πύκνωση των συνδετήρων για $M/Qd < 3,5$ σε όλο το ύψος των κοντών υποστυλωμάτων ή στο κρίσιμο ύψος h_c των συνήθων (σχ. 17), καθώς και αύξηση κατά 20. του διαμήκους σπλισμού.



Σχ.16. Μηχανισμός αστοχίας κοντών υποστυλωμάτων



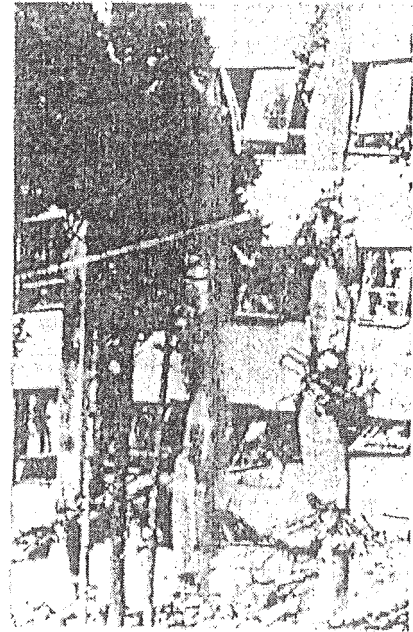
Σχ.17. Μείωση του ελεύθερου ύψους υποστηλωμάτων από τις τοιχοποιίες.



Φωτ. 27. Χιλή, 1985



Φωτ. 28 Tochaki-Oki (Ιαπωνία), 1968

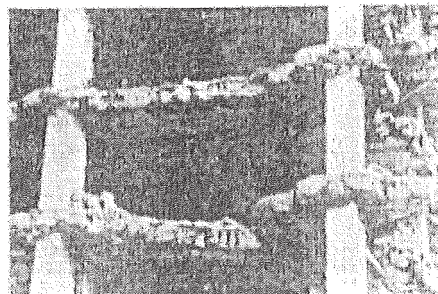
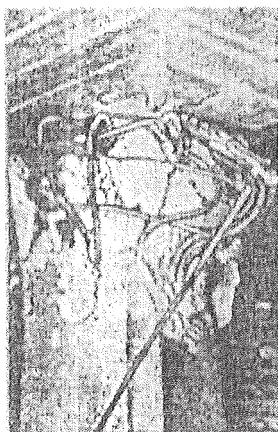


Φωτ. 29 Tochaki-Oki (Ιαπωνία), 1968

• Μικητοιδή πατώματα

Οι κατασκευές αυτού του είδους, είτε πρόκειται για στύλους με ή χωρίς κιονόκρανα είτε πρόκειται για πεπλατυσμένες "δοκούς" ζυγμάτων, είναι τελείως ακατάλληλες για την παραλαβή οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, διότι συνήθως είναι αδύνατη η πλάστιμη συμπεριφορά στην περιοχή των κόμβων. Αυτό οφείλεται στις υπάρχουσες υψηλές τάσεις σκυροδέματος και στα υψηλά ποσοστά οπλισμών λόγω των κατακόρυφων φορτίων, που δεν επιτρέπουν διαρροή του οπλισμού χωρίς προηγούμενη θραύση του σκυροδέματος κατά την σεισμική φόρτιση. Στις φωτογραφίες 30 και 31 φαίνονται τα παραπάνω φαινόμενα ψαθυρής θραύσεως του σκυροδέματος στο υποστύλωμα και στην πλάκα αντίστοιχα.

Στα μικητοιδή πατώματα η παραλαβή των σεισμικών φορτίων θα πρέπει να γίνεται από άλλα αντισεισμικά στοιχεία (τοιχία, πλαίσια, κλπ.).

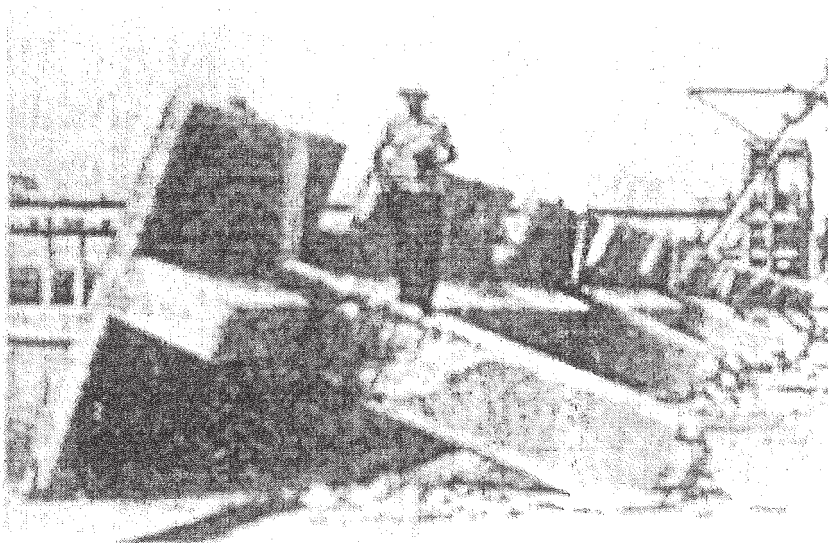


Φωτ. 31 Μεξικό, 1983.

Φωτ. 30 Βινγκορσίτι, 1977

- Ασύζευκτα πλαίσια

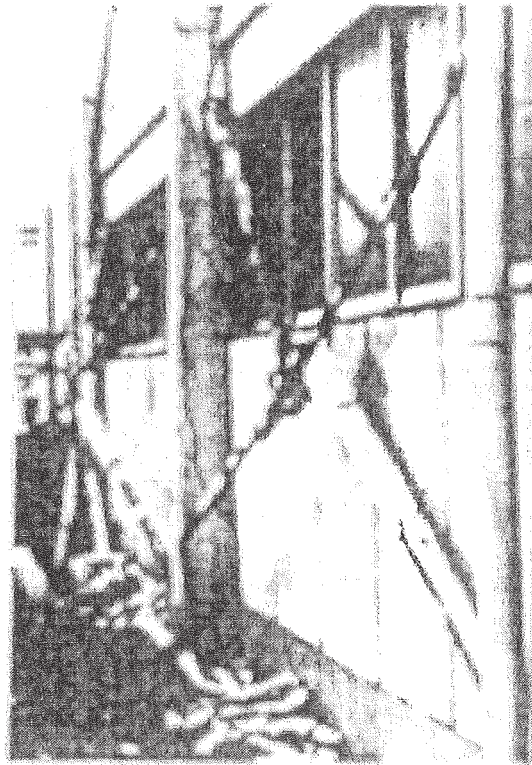
Πρόκειται για κατασκευές που χρησιμοποιούνται για στήριξη υπερυψωμένων αγωγών ή ως προστεγάσματα σε σταθμούς αυτοκινήτων και σιδηροδρόμων. Η έλλειψη υπερστατικότητας κάθετα προς το επίπεδο των πλαισίων αυτών οδηγεί στην άμεση κατάρρευσή τους, ως απλών προβόλων, με την εμφάνιση της πρώτης πλαστικής αρθρώσεως στη βάση (φωτ. 32). Οι κατασκευές αυτές θα πρέπει να υπολογίζονται κατά την παραπάνω διεύθυνση με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1y$, δηλαδή με το q -πλαίσιο του φορτίου που χρησιμοποιείται για το πλαίσιο (ελαστική συμπεριφορά).



Φωτ. 32. Μεξικό, 1985

- Πλαίσια με χιαστί διαγωνίους

Όπως διαπιστώθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο η υστερητική συμπεριφορά των πλαισίων αυτών δεν είναι καλή εξαιτίας της εναλλασσόμενης κυκλικής θλίψεως-ελκυσμού των διαγωνίων (βλ. σχ. 1.37, 1.40). Στη φωτογραφία 33 φαίνεται η αστοχία των υπόψη διαγωνίων. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού εφαρμόζεται η λύση της εκκέντρου δικτυώσεως ή η χρήση ειδικών διατάξεων αποσβέσεως κατά την κεντρική δικτύωση (friction devices).



Φωτ. 33. Tochaki-Oki (Ιαπωνία), 1968

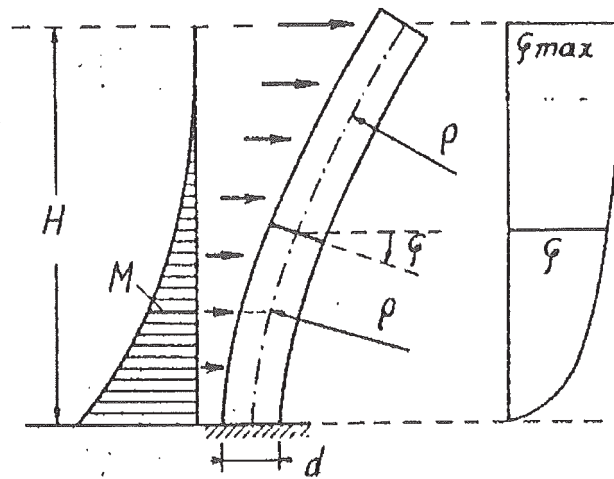
Ανάλογη είναι και η περίπτωση ορισμένων κλιμάκων από σπλισμένο σκυρόδεμα που δεν είναι αναρτημένες από τοιχίο-πυρήνα, αλλά συνδέουν τις πλάκες διαδοχικών ορόφων, είτε απευθείας είτε με την παρεμβολή ενός πλατυσκάλου στο μέσου του ορόφου. Οι λοξές βαθμιδοφόροι των κλιμάκων αυτών υποβάλλονται σε εναλλασσόμενη θλίψη-ελκυσμό για κίνηση των πλακών κατά τη διεύθυνση της βαθμιδοφόρου, διότι το μόνιμο αξονικό φορτίο τους είναι ασήμαντο (πρακτικά μηδενικό). Επίσης και κατά την κάθετη διεύθυνση της βαθμιδοφόρου θα έχουμε εξίσου κακή υστερητική συμπεριφορά λόγω απότομης μεταβολής της ακαμψίας μεταξύ πλάκας-βαθμιδοφόρου, οπότε η αστοχία των στοιχείων αυτών σε προχωρημένη φάση επιπονήσεως είναι αναπότρεπτη.

Στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς οι εισαγόμενες από τις βαθμιδοφόρους πρόσθετες κινηματικές δεσμεύσεις προκαλούν έντονη τοπική διατάραξη της εντάσεως των κατακόρυφων στοιχείων με πολλές ασάφειες και δύσκολο υπολογιστικό έλεγχο. Έτσι, είναι σκόπιμο να αποφεύγονται οι υπόψη κλίμακες και σε αντίθετη περίπτωση να κατασκευάζεται αρμός στη θέση πλάκας-βαθμιδοφόρου.

b. Απλά τοιχία

Χρησιμοποιούνται κυρίως ως μέλη των μικτών πλαισίων, των οποίων τις ιδιότητες προδιαγράφουν σε πολύ μεγάλο βαθμό. Ένα μεμονωμένο τοιχίο πακτωμένο στο έδαφος λειτουργεί ως καμπτικός πρόβολος με κύριο χαρακτηριστικό γνώρισμα τις στροφές φ των διατομών του, σε αντίθεση με τα πλαίσια που χαρακτηρίζονται από τις αμοιβαίες ολισθήσεις των ορόφων (διατομών) τους (σχ. 18). Έτσι, τα ελεύθερα (ασύζευκτα) τοιχία

εμφανίζουν, για οριζόντια φόρτιση, ελαστική γραμμή "καμπτικού τύπου που στρέφει πάντοτε τα κυρτά προς την πλευρά της φορτίσεως. Η καμπυλότητα τον τοιχίου: $1/\rho = M/EI$, όπου EI η ακαμψία της διατομής, είναι μεγάλη κοντά στην πάκτωση, όπως φαίνεται αμέσως από το διάγραμμα των ροπών κάμψεως M . Συνέπεια του γεγονότος αυτού είναι η γρήγορη αύξηση των γωνιών στροφής φ των διατομών κοντά στην πάκτωση και η εν συνεχεία πολύ αργή σταθεροποίηση τους στην τιμή φ_{max} , διότι οι γωνίες αυτές προκύπτουν με "άθροιση" των καμπυλοτήτων από την πάκτωση προς την κορυφή. Για το λόγο αυτό στο ανώτερο τμήμα τον πρόβολου η ελαστική γραμμή είναι περίπου ευθύγραμμη ($\varphi = \text{σταθ.}$) και οι μετατοπίσεις αυξάνουν αναλογικά με το ύψος, ενώ στα πλαίσια έχουμε σταθεροποίηση των μετατοπίσεων και όχι αναλογική αύξηση (πρβλ. σχ. 13α).

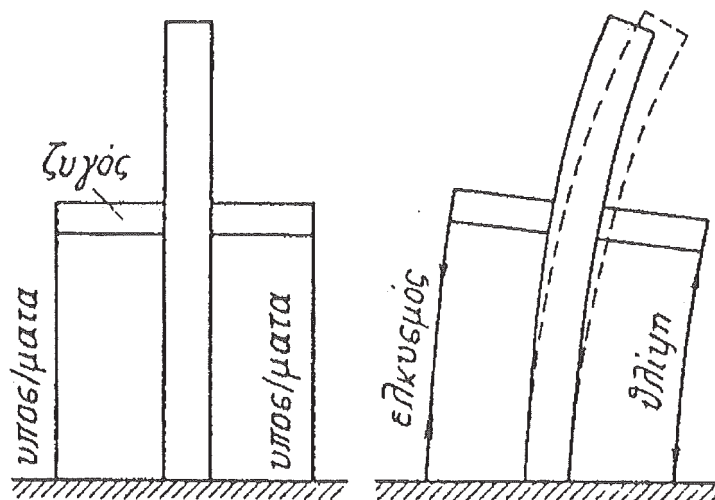


Σχ.18 .Ο καμπτικός πρόβολος-τοιχίο.

Οι διατμητικές παραμορφώσεις των τοιχίων είναι γενικά μικρές και για $N/d > 4$ μπορούν να αμεληθούν αντίθετα, για $H/d < 1$ το τοιχίο παύει να λειτουργεί ως καμπτικός πρόβολος και η συμπεριφορά του αποτελεί πλέον αντικείμενο της γενικής θεωρίας ελαστικότητας (θεωρία δίσκων) και όχι της τεχνικής θεωρίας κάμψεως των δοκών. Εντούτοις και στην περίπτωση αυτή είναι δυνατόν να θεωρήσουμε προσεγγιστικά το τοιχίο σαν διατμητικό πρόβολο με διατμητική ακαμψία GA_s , όπου G το μέτρο ολισθήσεως και A_s τα $5/6$ της διατομής του. Με την προσέγγιση αυτή, που είναι επαρκής στις αντισεισμικές κατασκευές, τα κοντά τοιχία θα εμφανίζουν μόνον αμοιβαίες ολισθήσεις των διατομών τους και όχι στροφές ($EI = \cdot$), η δε ελαστική τους γραμμή θα είναι πλέον διατμητικού τύπου όπως στα πλαίσια.

Συμπεραίνουμε, λοιπόν, από τα προηγούμενα ότι οι γωνίες στροφής των διατομών ευθύνονται για τις ανεπιθύμητες μεγάλες μετατοπίσεις των τοιχίων. Μείωση των γωνιών αυτών επιδιώκεται καταρχήν με αύξηση της ακαμψίας EI , είτε αυξάνοντας το μήκος d του τοιχίου είτε διαπλατώνοντας τα άκρα του, ώστε να πάρει τη μορφή διπλού ταυ. Στο σχ. 19 φαίνεται μία άλλη μέθοδος μείωσης των γωνιών στροφής τοιχίων-πυρήνων που εφαρμόζεται την τελευταία εικοσαετία στα υψηλά κτίρια με επιτυχία πρόκειται για το σύστημα ζυγού (outrigger system) που αποτελείται από μία δύσκαμπτη δοκό πακτωμένη στο τοιχίο-πυρήνα, της οποίας η στροφή παρεμποδίζεται από τα

περιμετρικά υποστυλώματα (16), (17). Αλλά ο απλούστερος και πιο συνηθής στον ελληνικό χώρο τρόπος μείωσης των γωνιών στροφής των τοιχίων είναι η σύζευξή τους με πλαίσια, όπως θα δούμε παρακάτω.

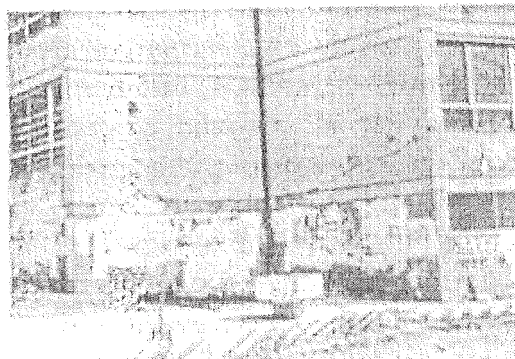


Σχ.19 . Το σύστημα ζυγού για τη μείωση των οριζόντιων μετατοπίσεων.

Η ανελαστική συμπεριφορά των τοιχίων έχει παρουσιασθεί ήδη στο προηγούμενο κεφάλαιο (παραγ. 1.6), όπου διαπιστώθηκε η δυνατότητα εξασφάλισης ικανοποιητικής πλαστιμότητας με κατάλληλη διαστασιολόγηση και όπλιση. Για το σκοπό αυτό ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στον αποκλεισμό της διατμητικής αστοχίας και στην περίσφιξη των άκρων των τοιχίων που θα πρέπει να διαμορφώνονται σαν υποστυλώματα (με ή χωρίς διαπλάτυνση). Από απόψεως βλαβών σε πραγματικούς σεισμούς, στον ελληνικό χώρο οι συνηθεις βλάβες που παρατηρήθηκαν ήταν από διάτμηση (φωτ. 34) και σπανιότερα από κάμψη (φωτ. 35). Στην πρώτη φωτογραφία το τοιχίο είχε ανεπαρκή εγκάρσιο οπλισμό και μικρή αξονική δύναμη, ενώ στη δεύτερη επήλθε πρόωμη θραύση των ανεπαρκέστατων καταμήκων οπλισμών.



Φωτ. 34. Καλαμάτα, 1986



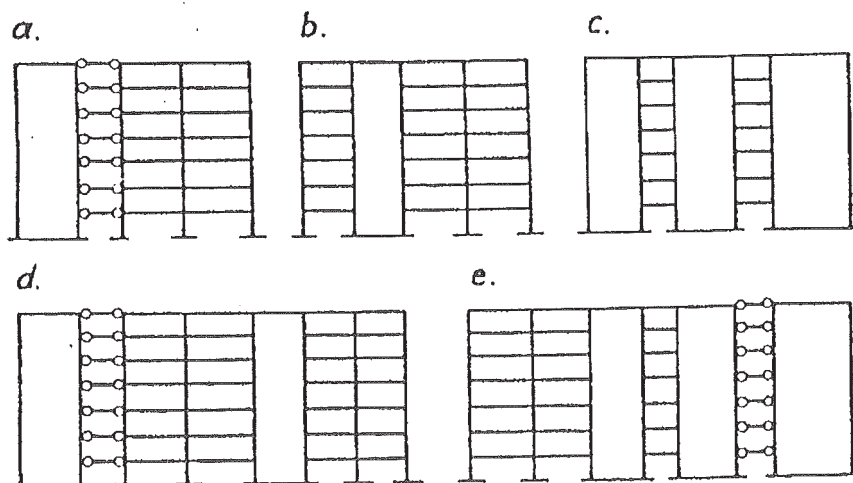
Φωτ. Καλαμάτα, 1986

c. Μικτά πλαίσια

Η ελαστική συμπεριφορά των πλαισίων και των απλών τοιχίων εμφανίζει τις παρακάτω αδυναμίες:

- Τα πλαίσια ως εύκαμπτοι φορείς παρουσιάζουν μεγάλες μετατοπίσεις, τόσο ολικές όσο και διαφορικές στους κάτω ορόφους.
- Τα τοιχία με κατάλληλη εκλογή του μήκους d της διατομής τους μπορούν να αποκτήσουν μεγάλη δυσκαμψία με συνέπεια την μείωση των ολικών και διαφορικών μετατοπίσεων, ιδίως στο κατώτερο τμήμα τους εντούτοις, στο ανώτερο τμήμα οι μετατοπίσεις (ολικές και διαφορικές) αυξάνουν πολύ γρήγορα με την αύξηση του ύψους (βλ. σχ. 18).

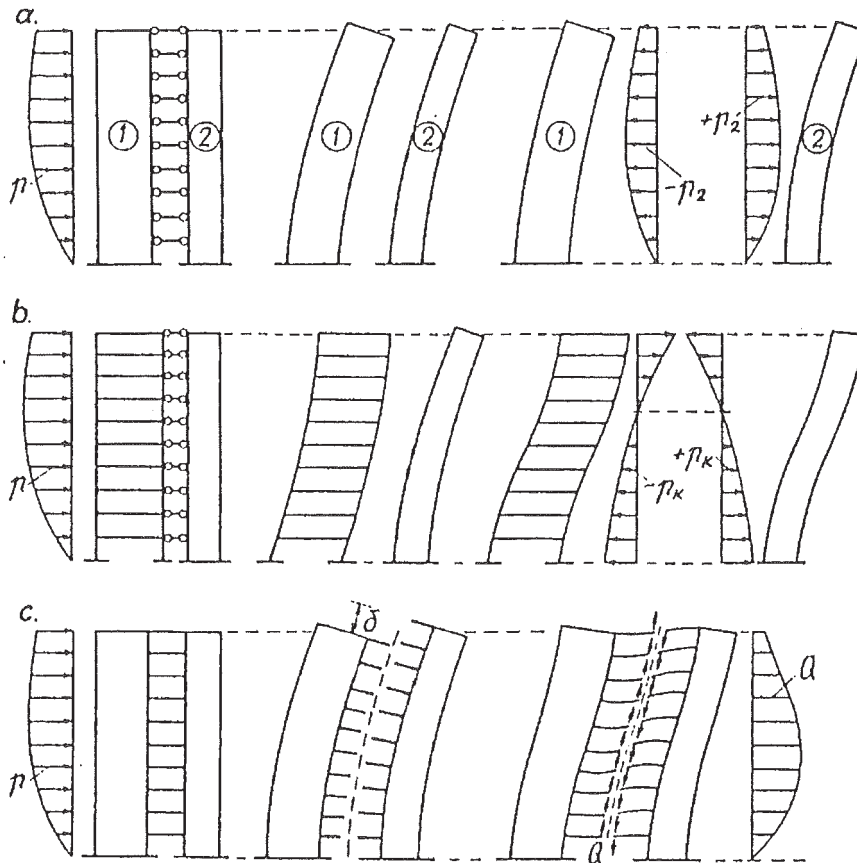
Οι παραπάνω αδυναμίες εξουδετερώνονται σε μεγάλο βαθμό με την αμοιβαία σύζευξη τοιχίων και πλαισίων, οπότε προκύπτει μία μεγάλη ποικιλία φορέων: τα μικτά πλαίσια (σχ. 20). Η υλοποίηση της συζεύξεως γίνεται είτε με αμφίπακτες δοκούς είτε με ιδεατές αμφιαρθρωτές ράβδους που παριστάνουν την διαφραγματική δράση των πλακών, όπως θα αναλυθεί λεπτομερέστερα σε επόμενα κεφάλαια.



Σχ.20 .Μικτά πλαίσια.

Στο σχ. 21 φαίνονται οι τρεις βασικές περιπτώσεις συζεύξεως, από το συνδυασμό των οποίων προκύπτει οποιαδήποτε μορφή μικτού πλαισίου (σχ. 20d, e). Απλούστερη όλων είναι η περίπτωση της αρθρωτής συζεύξεως δύο τοιχίων (σχ. 21α), κατά την οποία οι δυνάμεις αλληλεπιδράσεως ρ_2 -ίσες με τις δυνάμεις που αναλαμβάνει το τοίχιο 2- παραμένουν ανάλογες προς τις εξωτερικές δυνάμεις ρ του συστήματος ($\rho_2 = k_2\rho$, $k_2 = l_2/l_1 + l_2$). Αν οι εξωτερικές δυνάμεις ενεργούν επάνω στο τοίχιο 2, τότε οι δυνάμεις αλληλεπιδράσεως θα είναι ίσες με τις δυνάμεις ρ_1 που αναλαμβάνει το τοίχιο 1 ($\rho_1 + \rho_2 = \rho$). Η παραπάνω αναλογική κατανομή της εξωτερικής φορτίσεως οφείλεται στον ίδιο νόμο ελαστικής παραμορφώσεως των ασύζευκτων τοιχίων, όπως φαίνεται στο σχήμα (καμπτικού τύπου παραμόρφωση). Αναλογική κατανομή της εξωτερικής φορτίσεως Οα έχουμε επίσης και στην περίπτωση της αρθρωτής συζεύξεως δύο πλαισίων (με

διατμητικού τύπου παραμόρφωση) και γενικότερα σε κάθε περίπτωση αρθρωτής συζεύξεως στοιχείων που εμφανίζουν οποιοδήποτε κοινό νόμο ελαστικής παραμορφώσεως.

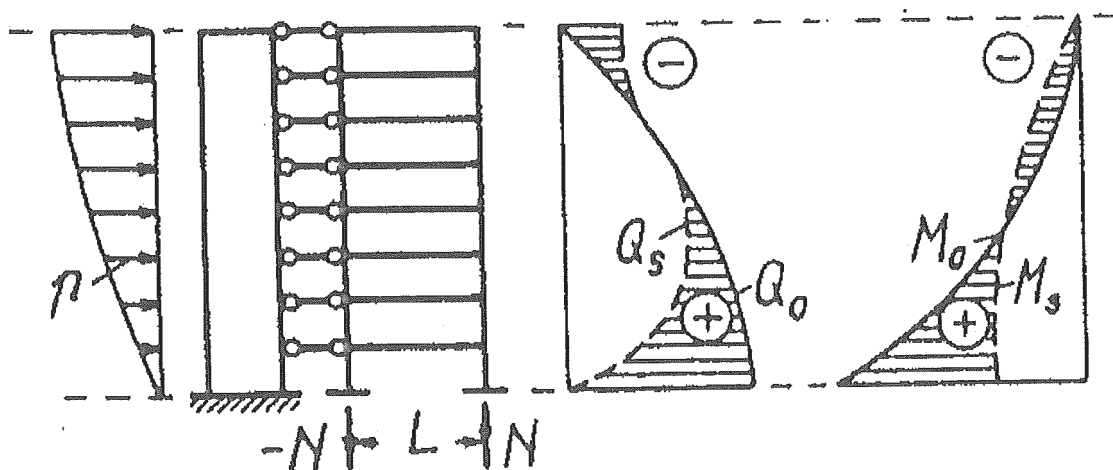


Σχ.21 . Οι τρεις βασικές περιπτώσεις συζεύξεως.

Στο σχ. 21 b φαίνεται η αρθρωτή σύζευξη πλαισίου-τοιχίου. Στην περίπτωση αυτή, λόγω του διαφορετικού νόμου παραμορφώσεως των επιμέρους φορέων (διατμητικός-καμπτικός), οι δυνάμεις αλληλεπιδράσεως δεν ακολουθούν τον γνωστό νόμο κατανομής των εξωτερικών φορτίων, αλλά πολυπλοκότερο νόμο καθύψους μεταβολής ειδικότερα, στο επάνω μέρος το πλαίσιο τείνοντας να διατηρήσει τον διατμητικό χαρακτήρα της παραμορφώσεώς του έλκει το τοίχιο, ενώ στο κάτω μέρος ωθεί το τοίχιο, το οποίο επίσης τείνει να διατηρήσει τον καμπτικό χαρακτήρα της παραμορφώσεώς του. Αποτέλεσμα του παραπάνω ανταγωνισμού είναι η μείωση των διαφορικών μετατοπίσεων των ορόφων σε όλο το ύψος του συστήματος, γιατί η ελαστική γραμμή είναι τώρα μικτού τύπου με ένα σημείο καμπής στο μεσαίο τρίτο του ύψους (περίπου). Έτσι εξουδετερώνονται σε μεγάλο βαθμό οι αδυναμίες των πλαισίων (<3το κάτω μέρος) και των τοιχίων (στο επάνω μέρος), αλλά και γενικότερα οι μέγιστες ολικές μετατοπίσεις είναι μικρότερες.

Η εντατική κατάσταση του συστήματος παρουσιάζει επίσης πολλές ιδιομορφίες που οφείλονται στις αρνητικές δυνάμεις αλληλεπιδράσεως στην κεφαλή του τοιχίου (αντιφορτία). Οι δυνάμεις αυτές αποφορτίζουν το τοίχιο και υπερφορτίζουν το πλαίσιο στο επάνω μέρος του συστήματος, ενώ στο κάτω συμβαίνει το αντίθετο. Στο σχ. 22

φαίνονται τα διαγράμματα (Q_0 , M_0) του ισοστατικού προβόλου από τα οποία με αφαίρεση των διαγραμμάτων (Q_s , M_s) του πλαισίου προκύπτουν τα αντίστοιχα διαγράμματα του τοιχίου (διαγραμμισμένες επιφάνειες). Το Q_s παριστάνει την τέμνουσα δύναμη του πλαισίου και το $M_s = N L$ την αναλαμβανόμενη ροπή ανατροπής (οι ροπές κάμψεως των στύλων του πλαισίου παραλείπονται ως αμελητέες). Το τοίχιο αναλαμβάνει το σύνολο σχεδόν της εξωτερικής τέμνουσας Q_0 στη βάση του συστήματος, ενώ η τέμνουσα δύναμη του πλαισίου μεγιστοποιείται στο μεσαίο τρίτο του ύψους και στη συνέχεια διατηρεί αξιόλογη τιμή μέχρι την κορυφή του συστήματος επίσης, η ροπή κάμψεως του τοιχίου στη βάση είναι της αυτής τάξεως με την ροπή M_s που αναλαμβάνει το πλαίσιο και στη συνέχεια μειώνεται γρήγορα για να αλλάξει πρόσημο στο επάνω μέρος του συστήματος. Στη συνήθη περίπτωση ελαστικής πακτώσεως του τοιχίου στο έδαφος, αυξάνουν όλα τα εντατικά μεγέθη του πλαισίου, αλλά η αύξηση αυτή εμφανίζει γρήγορη απόσβεση προς τα άνω και ουσιαστικά περιορίζεται στο κατώτερο τρίτο του συστήματος.



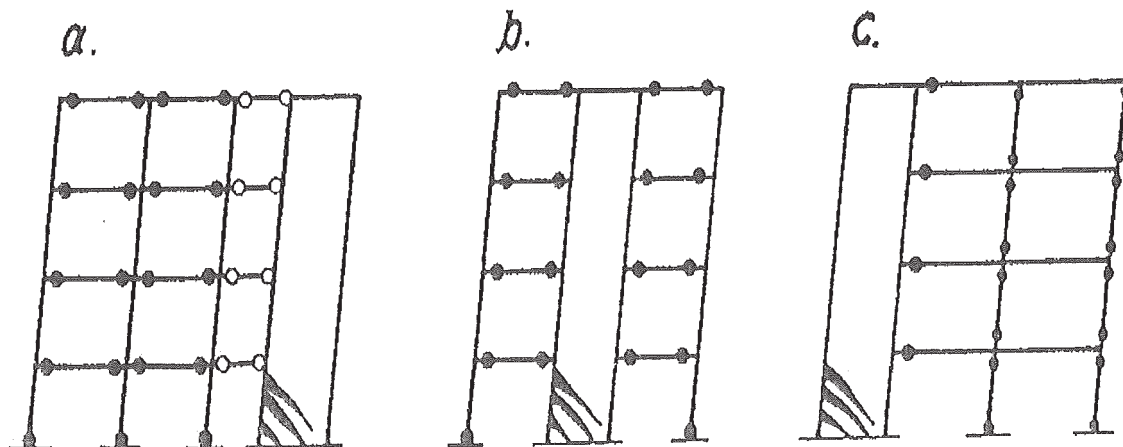
Σχ. 22. Φορτία διατομής μικτού πλαισίου.

Θεωρούμε τώρα την τρίτη περίπτωση συζεύξεως δύο τοιχίων με αμφίπακτες δοκούς (σχ. 21 c). Αν με μία κατακόρυφη τομή στο μέσον των δοκίδων -όπου μηδενίζονται οι ροπές κάμψεως- αποχωρίσουμε τα δύο τοιχία, τότε αυτά ως ελεύθεροι πρόβολοι θα εμφανίζουν τον ίδιο νόμο καμπτικής παραμορφώσεως καθύψος επομένως και οι αξονικές δυνάμεις αλληλεπιδράσεως, δηλαδή οι αξονικές δυνάμεις των δοκίδων, θα είναι καταρχήν ανάλογες προς την εξωτερική φόρτιση, όπως στην περίπτωση του σχ. 21α. Τώρα όμως υπάρχουν και οι τέμνουσες δυνάμεις Q των δοκίδων, με τις οποίες γίνεται το "κλείσιμο" του χάσματος δ που δημιουργείται στα χείλη των τομών κατά την ελεύθερη παραμόρφωση των προβόλων. Το χάσμα αυτό είναι μεταβλητό καθύψος - ανάλογο προς την γωνία στροφής φ των διατομών των προβόλων- οπότε και η απαιτούμενη τέμνουσα δύναμη Q για το κλείσιμό του θα είναι επίσης μεταβλητή καθύψος (σχ. 21c). Η υπόψη τέμνουσα δύναμη είναι υπεύθυνη για την αλλοίωση της αρχικής - καμπτικού τύπου- ελαστικής γραμμής των τοιχίων, διότι όπως στο σύστημα ζυγού (βλ. σχ. 19) προκαλεί μείωση των μετατοπίσεων των διατομών, ιδίως στο επάνω μέρος του συστήματος. Έτσι, η διατμητική δράση των δοκίδων είναι παρόμοια προς την δράση του

πλαisiού του σχ. 21 b και η τελική ελαστική γραμμή των τοιχίων θα είναι μικτού τύπου με όλα τα συνακόλουθα πλεονεκτήματα. Επίσης, είναι ενδιαφέρον να παρατηρήσουμε ακόμη ότι το διάγραμμα μεταβολής της Q είναι όμοιο προς το διάγραμμα των τεμνουσών δυνάμεων Q_s του παραπάνω πλαisiού (βλ. σχ. 22), γεγονός που επιβεβαιώνει τον ταυτόσημο ρόλο δοκίδων και πλαisiού για τα αντίστοιχα μικτά πλαίσια.

Έπειτα από την προηγούμενη ποιοτική περιγραφή, συμπεραίνουμε ότι τα μικτά πλαίσια παρόλη την μεγάλη ποικιλία μορφών εμφανίζουν κοινή ελαστική συμπεριφορά. Κύριο χαρακτηριστικό γνώρισμα της υπόψη συμπεριφοράς είναι η αμοιβαία μεταφορά δυνάμεων μεταξύ καμπτικών και διατρητικών μελών του συστήματος κατά έναν νόμο που δεν συμπίπτει με τον νόμο της καθύψους μεταβολής των εξωτερικών φορτίων -όπως αυτό συμβαίνει στην περίπτωση της αρθρωτής συζεύξεως δύο τοιχίων. Ο νόμος της παραπάνω μεταφοράς δυνάμεων είναι κοινός σε όλα τα μικτά πλαίσια, γεγονός που επιτρέπει και τον ενιαίο στατικό υπολογισμό τους.

Οι ευνοϊκές συνέπειες από τη σύζευξη τοιχίων-πλαisiών εκδηλώνονται και στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς. Πράγματι, στην υπόψη περιοχή τα ανεξάρτητα πλαίσια εμφανίζουν μεγάλες διαφορικές μετατοπίσεις ορόφων και κίνδυνο εμφάνισης μηχανισμού καταρρεύσεως υποστυλωμάτων επίσης, ιδιαίτερα επικίνδυνη είναι η περίπτωση καταλύσεως των κόμβων λόγω ποικίλων αιτιών και αβεβαιοτήτων, όπως έχει αναπτυχθεί στα προηγούμενα. Εξάλλου, τα ελεύθερα τοιχία κινδυνεύουν από άμεση απώλεια της ευστάθειας και ισορροπίας τους με τον σχηματισμό της πρώτης πλαστικής αρθρώσεως. Αντίθετα, με τη σύζευξη των φορέων αυτών είναι δυνατόν να επιτευχθεί πλάσטיμη συμπεριφορά και απορρόφηση-κατανάλωση μεγάλων ποσοτήτων σεισμικής ενεργείας, χωρίς τα προηγούμενα μειονεκτήματα.

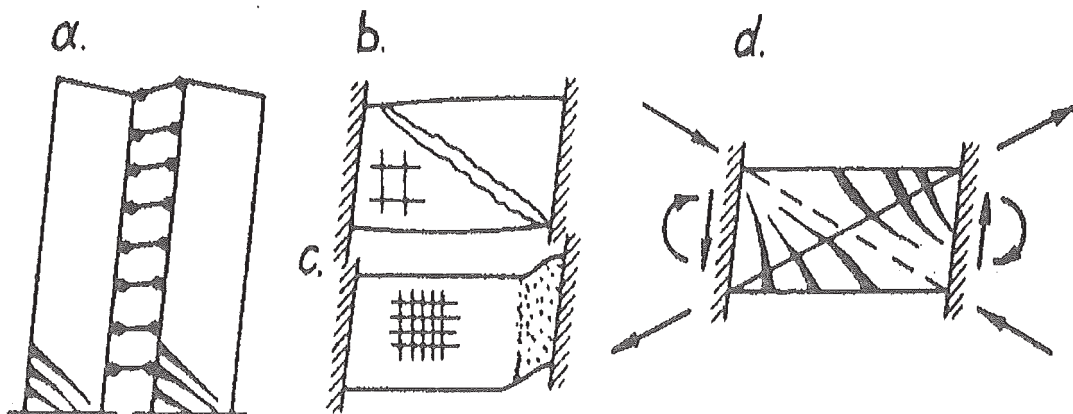


Σχ.23 . Μηχανισμοί αστοχίας μικτών πλαisiών.

Ειδικότερα, η επιτυγχανόμενη αποφόρτιση-ανακούφιση των κόμβων των πλαisiών αποτελεί γεγονός ιδιαίτερης σπουδαιότητας για την πρόληψη καταρρεύσεως. Για το σκοπό αυτό, μέσα στα πλαίσια των αρχών του ικανοτικού σχεδιασμού τοιχίων και πλαisiών, επιδιώκεται η εκ των προτέρων ιεράρχηση αντοχών των υπόψη φορέων με τρεις κύριους στόχους: πρώτον τον αποκλεισμό της διατμητικής αστοχίας του τοιχίου, δεύτερον τον σχηματισμό μηχανισμού καταρρεύσεως δοκών στο πλαίσιο και τρίτον την εμφάνιση μίας πλαστικής αρθρώσεως στη βάση του τοιχίου, ενώ όλο το υπόλοιπο

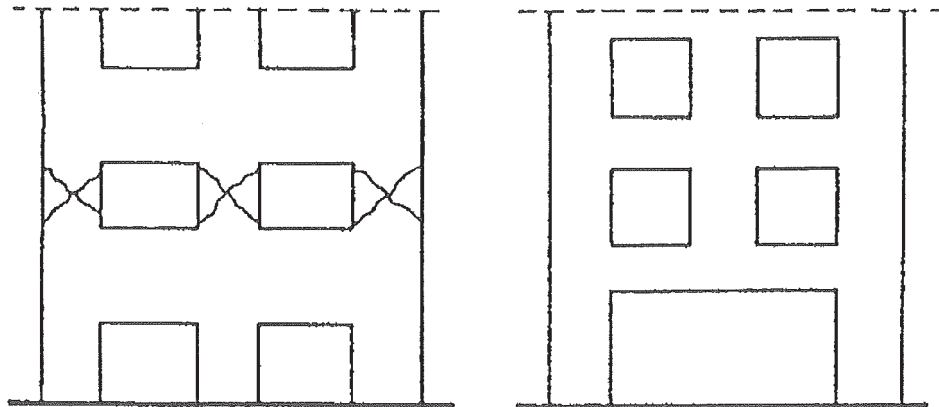
παραμένει στην ελαστική περιοχή. Στα σχήματα 23α,β φαίνονται οι επιθυμητοί μηχανισμοί αστοχίας μικτών πλαισίων, οι οποίοι εντάσσονται ουσιαστικά στον γενικό κανόνα "ισχυρά υποστυλώματα - ασθενείς δοκοί". Τώρα όμως, σε ειδικές περιπτώσεις δοκών μεγάλου ανοίγματος, θα μπορούσε να γίνει αποδεκτός και ο μηχανισμός του σχήματος 23c, διότι το τοίχιο παρεμποδίζει την πλευρική απόκλιση των στύλων, υπό τον όρο βέβαια της αποφυγής πρώιμης αστοχίας τους από μεγάλη ορθή δύναμη. Όλα τα παραπάνω φαίνεται να τεκμηριώνονται από αναλυτικές έρευνες, χωρίς προς το παρόν να υπάρχουν διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα.

Εκτεταμένη πειραματική και αναλυτική έρευνα, με γενικώς αποδεκτά ποιοτικά και ποσοτικά συμπεράσματα, έγινε στην ειδική περίπτωση της στερεάς συζεύξεως δύο τοιχίων. Υπό την πάγια προϋπόθεση αποκλεισμού μηχανισμών διαρροής από τέμνουσα δύναμη στα τοιχία, η απορρόφηση-κατανάλωση σεισμικής ενέργειας εντοπίζεται εν προκειμένω κυρίως στις δοκούς συζεύξεως (σχ. 24 α). Η ανελαστική συμπεριφορά των δοκών αυτών επηρεάζεται έντονα από το μήκος τους. Έτσι, για μεγάλο μήκος δοκών επιτυγχάνεται σχετικά εύκολα καλή υστερητική συμπεριφορά, αλλά οι δοκοί μικρού μήκους απαιτούν ιδιαίτερα κατασκευαστικά μέτρα. Στην περίπτωση αυτή όχι μόνον οι επιβαλλόμενες καμπυλότητες στα άκρα τους είναι πολύ μεγάλες, αλλά και οι μηχανισμοί αστοχίας από διάτμηση ή ολίσθηση αναπόφευκτοι· πράγματι, στην περίπτωση του συνήθους ορθογωνικού πλέγματος οπλισμών η αστοχία των κοντών δοκών εκδηλώνεται με χιαστί ρήγματα, ενώ με περαιτέρω πύκνωση του οπλισμού αυτού εκδηλώνονται φαινόμενα ολισθήσεως στα άκρα, δηλαδή σε κάθε περίπτωση η υστερητική συμπεριφορά δεν είναι ικανοποιητική (σχ: 24b,c). Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού, όπως έχει αποδειχθεί πειραματικά και αναλυτικά από τον Paulay, η πλέον ενδεδειγμένη λύση είναι η χρήση διαγώνιων οπλισμών (σχ. 24d).



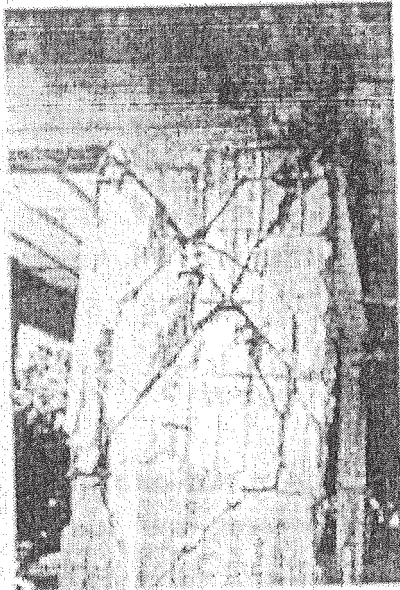
Σχ. 24. Μηχανισμός αστοχίας συζευγμένων τοιχίων.

Με κατάλληλη διαστασιολόγηση και τοποθέτηση των οπλισμών αυτών είναι δυνατή η επίτευξη ικανοποιητικής υστερητικής συμπεριφοράς των δοκών συζεύξεως σε όλο το ύψος του συστήματος. Ένας άλλος παράγοντας που δεν πρέπει επίσης να λησμονείται κατά την μελέτη των συζευγμένων τοιχίων είναι η αξονική δύναμη των δοκών διότι η δύναμη αυτή μπορεί να αγνοείται μόνον στην περίπτωση μονολιθικής συνδέσεως των δοκών με την πλάκα του πατώματος, διαφορετικά η δράση της επαυξάνει τον κίνδυνο ψαθυρής αστοχίας της δοκού (με ορθογωνική διατομή). Στο σχ. 25, τέλος, φαίνονται δύο περιπτώσεις κακής μορφολογίας συζευγμένων τοιχίων. Στην πρώτη περίπτωση, οι δοκοί συζεύξεως έχουν μεγαλύτερη ακαμψία από τα τοιχία, τα οποία λειτουργούν σαν κοντά υποστυλώματα, ενώ στη δεύτερη περίπτωση έχουμε απότομη μείωση της ακαμψίας στο ισόγειο (εύκαμπτο ισόγειο).

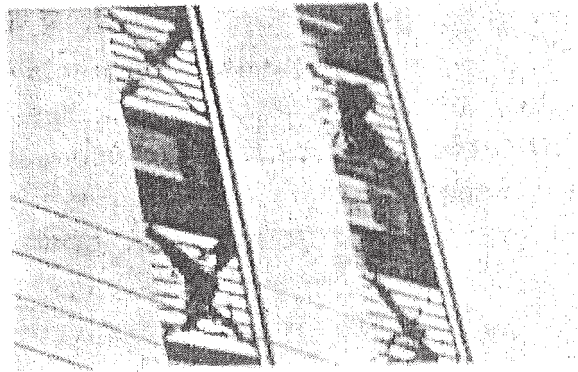
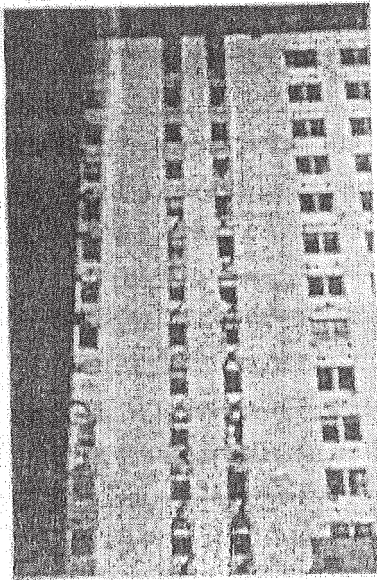


Σχ. 25. Τοιχία με κακή μορφολογία

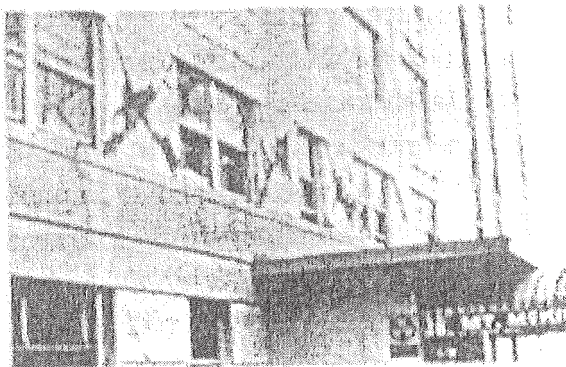
Οι σεισμικές βλάβες των μικτών πλαισίων είναι παρόμοιες προς τις βλάβες των τοιχίων και των πλαισίων που αναφέραμε στα προηγούμενα. Στη φωτογραφία 36 φαίνεται η συνήθης περίπτωση της διατμητικής θραύσεως τοιχίου. Επίσης, πολύ ενδιαφέρουσα είναι η περίπτωση του κτιρίου Mt. Mc Kinley με συζευγμένα τοιχία (φωτ. 37), στο οποίο παρατηρήθηκαν τα χαρακτηριστικά χιαστί ρήγματα τόσο στις κοντές δοκούς συζεύξεως όσο και σε ορισμένα τοιχία με ακαμψία μικρότερη από εκείνη των δοκών συζεύξεως (φωτ. 38).



Φωτ. 36 Καλαμάτα, 1986.



Φωτ. 37 Anchorage (Alaska), 1964.



Φωτ. 38 Anchorage (Alaska), 1964

d. Σύνθετα τοιχία

Οι πυρήνες, όπως λέγονται απλούστερα τα σύνθετα τοιχία, είναι φορείς με πολύ μεγάλη ακαμψία και αντοχή που μπορούν να αναλάβουν το μεγαλύτερο ποσοστό των σεισμικών δυνάμεων ή ακόμη και το σύνολό τους σε ειδικές περιπτώσεις. Μία συνήθης θέση κατασκευής πυρήνων χωρίς λειτουργικά προβλήματα είναι ο χώρος του κλιμακοστασίου και του ασανσέρ, ενώ σε άλλες θέσεις της κατόψεως οι υπόψη φορείς δημιουργούν γενικά προβλήματα λειτουργίας, ιδίως στο ισόγειο.

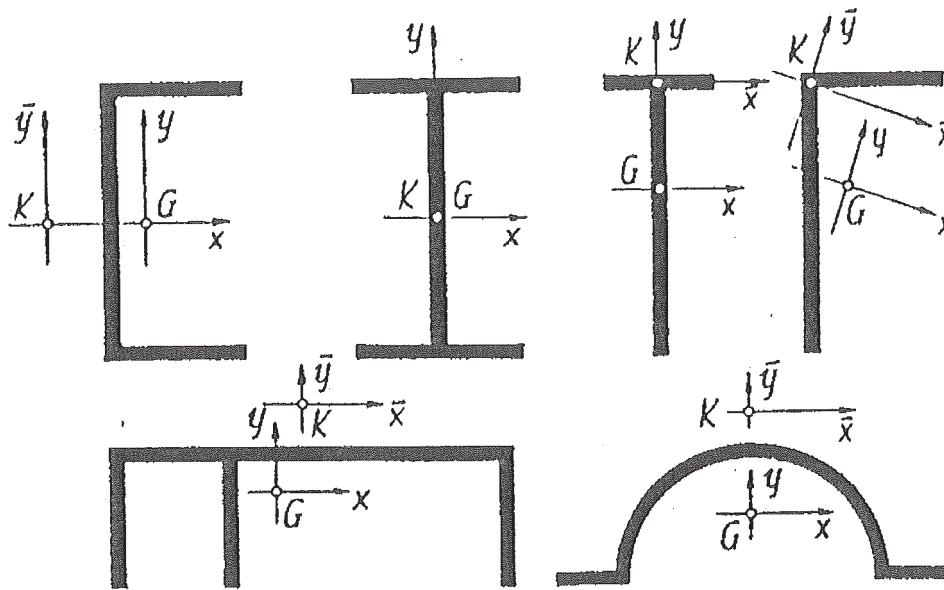
Οι διατομές των πυρήνων είναι είτε ανοικτές είτε κλειστές πολυκυψελικές, αλλά με ένα τουλάχιστον άνοιγμα λειτουργίας σε κάθε κυψέλη, οπότε τελικά ανάγονται πάντοτε σε ανοικτές. Στη συνέχεια θα περιγράψουμε ποιοτικά την ελαστική συμπεριφορά των τριών τύπων πυρήνων που απαντώνται στην πράξη.

• Ανοικτοί πυρήνες

Πρόκειται για κατακόρυφους προβόλους με ανοικτή λεπτότοιχη διατομή που μπορεί να εμφανίζει μεγάλη ποικιλία μορφών (σχ. 26). Οι υπόψη πρόβολοι, σε αντίθεση με τα επίπεδα πλαίσια και τοιχία που είδαμε στα προηγούμενα, είναι φορείς του χώρου, δηλαδή μπορούν να αναλάβουν οποιοδήποτε σύστημα δυνάμεων ή ροπών του χώρου. Σύμφωνα με τη θεωρία του Vlassov (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α) ένας τέτοιος πρόβολος χαρακτηρίζεται:

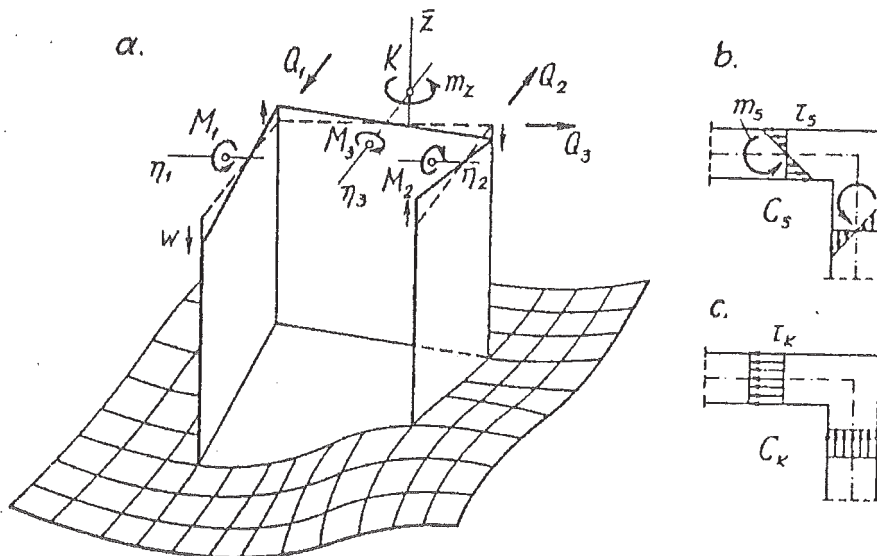
- από τον κατακόρυφο κεντροβαρικό του άξονα Gz και τους κάθετους προς αυτόν κύριους άξονες αδράνειας Gx και Gy , όπου G το κέντρο βάρους της λεπτότοιχης διατομής,
- από τον κατακόρυφο ελαστικό του άξονα Kz και τους κάθετους προς αυτόν κύριους άξονες ελαστικότητας Ks και Ky , όπου K το ελαστικό κέντρο της λεπτότοιχης διατομής.

Όπως φαίνεται στο σχ. 26 τα παραπάνω δύο συστήματα αξόνων είναι παράλληλα και διάφορα μεταξύ τους, ταυτίζονται δε μόνον στην ειδική περίπτωση διατομής με διπλή συμμετρία.



Σχ. 26. Ανοικτοί πυρήνες.

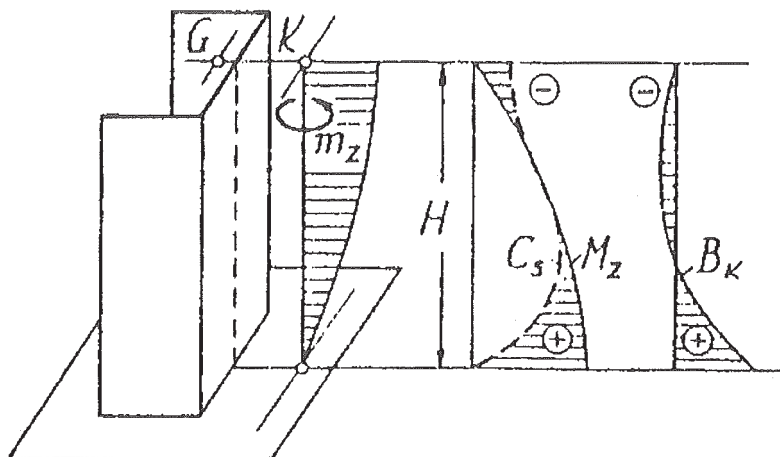
Όταν η οριζόντια φόρτιση του προβόλου βρίσκεται μέσα στα κύρια ελαστικά επίπεδα (x, τ) ή (y, τ) , τότε ο πυρήνας υφίσταται απλή κάμψη μέσα στα επίπεδα αυτά σαν απλό τοίχιο και για το λόγο αυτό τα παραπάνω επίπεδα λέγονται και κύρια επίπεδα κάμψεως· οι αντίστοιχες ακαμψίες του πυρήνα θα είναι EI_y και EI_x όπου I_x και I_y οι ροπές αδράνειας της λεπτότοιχης διατομής ως ορός του κεντροβαρικού άξονες x και y . Είναι προφανές ότι για την αύξηση των παραπάνω ακαμψιών και μείωση των παραμορφώσεων θα πρέπει οι διάφορες επιφάνειες της διατομής να είναι όσο το δυνατόν πιο απομακρυσμένες από το κέντρο βάρους G . Εξάλλου, η ελαστική γραμμή του πυρήνα μέσα στα κύρια επίπεδα κάμψεως (x, z) ή (y, z) θα είναι καμπτικού τύπου και γενικότερα θα έχει όλα τα χαρακτηριστικά γνωρίσματα της κάμψεως του απλού τοιχίου (βλ. σχ. 18).



Σχ. 27. Στρέψη ανοικτού πυρήνα και αντιστρεβλωτική δράση πλακών.

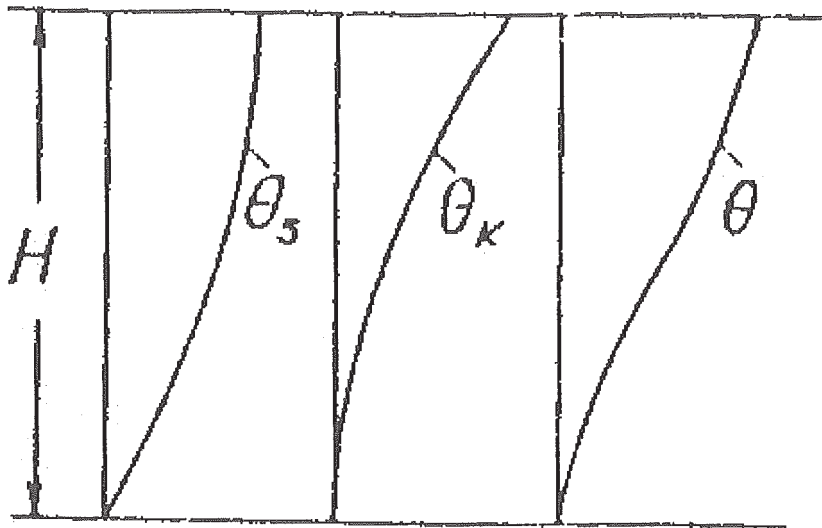
Αλλά ο πυρήνας, ως φορέας τον χώρου, μπορεί να αναλάβει και οριζόντια στρεπτικά ζεύγη δυνάμεων που μεταβιβάζονται σ' αυτόν από τις πλάκες που τον περιβάλλουν. Στο σχ. 27 φαίνεται η στρέψη μιας διατομής πη λόγω των εξωτερικών στρεπτικών ροπών mZ , που προκύπτουν με αναγωγή της στρεπτικής φορτίσεως στον ελαστικό άξονα K τ του πυρήνα. Η στρέψη της διατομής γίνεται με πόλο το ελαστικό της κέντρο K , ενώ ταυτόχρονα οι τρεις πλευρές του πυρήνα υφίστανται κάμψη μέσα στο επίπεδό τους με αποτέλεσμα την στρέβλωση της αρχικά επίπεδης διατομής (διακεκομμένη γραμμή). Κατά την καθαρή στρέψη της διατομής (με πόλο τον K) αναπτύσσονται οι τριγωνικά κατανεμημένες κατά το πάχος της διατομής διατρητικές τάσεις t_s που συντίθενται στις ανά μονάδα μήκους της μέσης γραμμής στρεπτικές ροπές m_s με συνισταμένη C , σε όλη την έκταση της διατομής (σχ. 27b). Κατά την καμπτική στρέψη της διατομής οι τρεις πλευρές της κάμπτονται γύρω από τους αντίστοιχους ουδέτερους άξονες η_1 , η_2 και η_3 , ως προς τους οποίους οι αναπτυσσόμενες ορθές τάσεις της διατομής δίνουν τις ροπές κάμψεως M_1 , M_2 και M_3 των πλευρών του πυρήνα· επίσης, από τις αντίστοιχες τέμνουσες δυνάμεις Q_1 , Q_2 και Q_3 των πλευρών αυτών προκύπτουν οι διατρητικές τάσεις t_k της διατομής, κατανεμημένες ομοιόμορφα κατά το πάχος της (σχ. 27c), καθώς και η ροπή καμπτικής στρέψεως $C_k = r_1 Q_1 + r_2 Q_2 + r_3 Q_3$, όπου r_i η απόσταση του K από την πλευρά i (με πρόσημο). Η συνολική, λοιπόν, στρέψη του πυρήνα εμφανίζει δύο αδιάσπαστες μορφές: την καθαρή στρέψη (Saint-Venant) και την καμπτική στρέψη (Vlassov), από τη σύνθεση των οποίων προκύπτει η συνολική ροπή στρέψεως της διατομής $M_z = C_s + C_k$ και οι συνολικές διατμητικές τάσεις $\tau = t_s + t_k$. Για τους παραπάνω λόγους η υπόψη επιπόνηση λέγεται μικτή στρέψη, κύριο χαρακτηριστικό γνώρισμα της οποίας είναι η στρέβλωση των διατομών και η ανάπτυξη όχι μόνον διατμητικών αλλά και ορθών τάσεων. Οι ορθές αυτές τάσεις συντίθενται αρχικά στις επιμέρους συνισταμένες ροπές κάμψεως M_1 , M_2 και M_3 των πλευρών του πυρήνα και στη συνέχεια στο μοναδικό, για το σύνολο της διατομής, στατικό μέγεθος $B_k = r_1 M_1 + r_2 M_2 + r_3 M_3$ που λέγεται διρροπή (bimoment) ή ροπή στρεβλώσεως (warping moment) της λεπτότοιχης διατομής.

Στο σχ. 28 φαίνονται τα διαγράμματα των τριών φορτίων διατομής C_s , C_k και B_k του προβόλου-πυρήνα για τυχούσα στρεπτική φόρτιση mZ . Στην τυχούσα στάθμη η ροπή καμπτικής στρέψεως C_k (διαγραμμισμένη επιφάνεια) υπολογίζεται με αφαίρεση της ροπής καθαρής στρέψεως C_s από την συνολική στρεπτική ροπή M_z στην υπόψη στάθμη· επίσης, είναι ενδιαφέρον ότι τα μεγέθη C_k και B_k αλλάζουν πρόσημο στο επάνω μέρος του προβόλου, ενώ στη βάση αναλαμβάνουν εξολοκλήρου την εξωτερική στρεπτική φόρτιση, γιατί η C_s μηδενίζεται. Γενικότερα, στο κάτω μέρος του προβόλου η εξωτερική στρεπτική φόρτιση εξισορροπείται κυρίως από λειτουργία καμπτικής στρέψεως, ενώ στο επάνω μέρος -όπου η C_s διατηρεί αξιόλογη τιμή- από λειτουργία καθαρής στρέψεως. Οι ιδιότητες αυτές της μικτής στρέψεως είναι όμοιες με τις αντίστοιχες ιδιότητες των μικτών πλαισίων, γεγονός άλλωστε που πιστοποιείται άμεσα από την αντιπαραβολή των διαγραμμάτων των σχημάτων 28 και 22. Ειδικότερα, στην διατμητική συμπεριφορά του πλαισίου αντιστοιχεί η καθαρή στρέψη (μεγέθη Q_s και C_s), ενώ στην καμπτική συμπεριφορά του τοιχίου αντιστοιχεί η καμπτική στρέψη (μεγέθη $Q_{\text{τοιχ}}$, $M_{\text{τοιχ}}$ και C_k , B_k).



Σχ. 28. Φορτία διατομής λόγω μικτής στρέψεως.

Η στρεπτική παραμόρφωση του προβόλου εκφράζεται με τη γωνία στρέψεως Θ των διατομών του. Αν υποθέσουμε ότι ο πρόβολος λειτουργεί μόνο σε καθαρή στρέψη, τότε η γωνία στρέψεως Θ , εξαρτάται από την αστρεψία $G1s$ της διατομής και η καθύψος μεταβολή της είναι διατμητικού τύπου, όπως ακριβώς η ελαστική γραμμή των πλαισίων αντίθετα, αν υποθέσουμε ότι ο πρόβολος λειτουργεί μόνο σε καμπτική στρέψη, τότε η αντίστοιχη γωνία στρέψεως B_k θα εξαρτάται από την στρεβλωτική ακαμψία EI_w της διατομής και η καθύψος μεταβολή της θα είναι καμπτικού τύπου, όπως ακριβώς η ελαστική γραμμή των τοιχιών (σχ. 29). Στην πραγματικότητα όμως η καθαρή και η καμπτική στρέψη είναι αδιάσπαστες -δηλαδή ο πρόβολος λειτουργεί σε μικτή στρέψη- οπότε από τον ανταγωνισμό καθαρής και καμπτικής στρέψεως προκύπτει η πραγματική γωνία στρέψεως Θ , της οποίας η καθύψος μεταβολή είναι μικτού τύπου με ένα σημείο καμπής στο μεσαίο τρίτο του ύψους (περίπου). Το γεωμετρικό μέγεθος I_w λέγεται στρεβλωτική αδράνεια της διατομής και υπολογίζεται από τη σχέση $I_w = r_{12}^2 I_1 + r_{22}^2 I_2 + r_{32}^2 I_3$, όπου I_i η ροπή αδράνειας της πλευράς i της διατομής ως προς τον ουδέτερο άξονα η_i ($i = 1, 2, 3$).



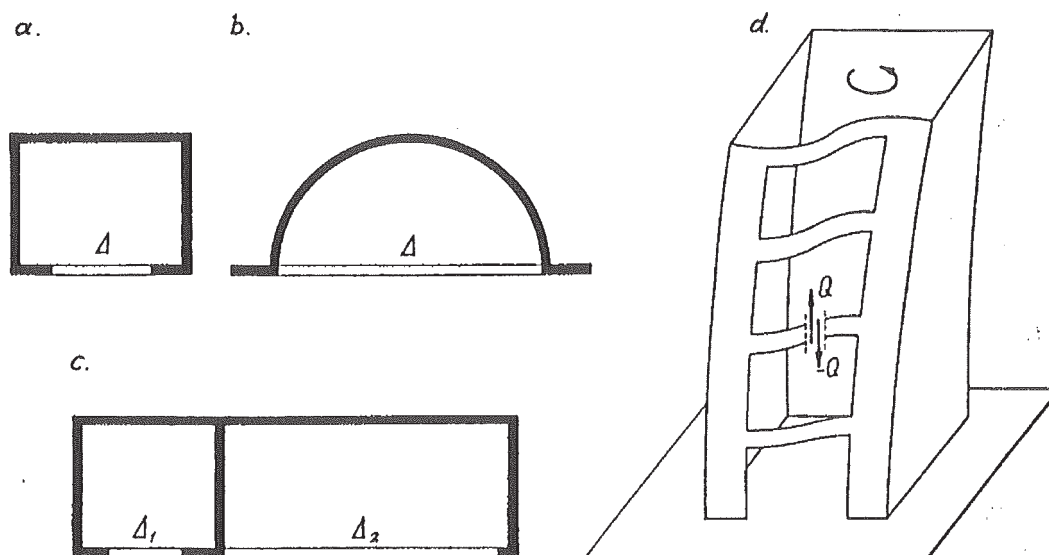
Σχ. 29 . Καθαρή στρέψη (θ_s), καμπτική στρέψη (θ_κ), και μικτή στρέψη (θ).

Είναι φανερό από τα προηγούμενα, ότι η καμπτική στρέψη εμφανίζει τις αδυναμίες των καμπτικών συστημάτων -μεγάλες ολικές και διαφορικές γωνίες στρέψεως στο επάνω μέρος του προβόλου (πρβλ. σχ. 18) -ενώ η καθαρή στρέψη εμφανίζει τις αδυναμίες των διατμητικών συστημάτων - μεγάλες ολικές και διαφορικές γωνίες στρέψεως στο κάτω μέρος του προβόλου (πρβλ. σχ. 13α). Αμοιβαία εξουδετέρωση των αδυναμιών αυτών επιτυγχάνεται κατά την μικτή στρέψη διότι μειώνονται οι τιμές της παραγώγου θ' -δηλαδή της συστροφής- με άμεση συνέπεια τη μείωση και των στρεβλωτικών αξονικών μετατοπίσεων $w = -\omega \theta'$ (βλ. σχ. 27), που είναι ανάλογες προς την συστροφή θ' . Αυτό όμως προϋποθέτει αξιόλογες τιμές της αστρεψιάς GIs , πράγμα το οποίο στους ανοικτούς πυρήνες γενικά δεν συμβαίνει με αποτέλεσμα την υπεροχή της καμπτικής στρέψεως. Μία πρώτη βελτίωση του μειονεκτήματος αυτού των ανοικτών πυρήνων προκύπτει από την αντιστρεβλωτική δράση των πλακών στα υψηλά ιδίως κτίρια πράγματι, οι πλάκες κατά την εγκάρσια παραμόρφωσή τους παρεμποδίζουν την στέβλωση, όπως φαίνεται στο σχ. 27. Επίσης, ένα ανάλογο αποτέλεσμα προκύπτει και με την αυτοσύζευξη του πυρήνα, όπως θα δούμε αμέσως παρακάτω.

• Ημιανοικτοί πυρήνες

Οι πυρήνες κλιμακοστασίου - ασανσέρ είναι δυνατόν να θεωρηθούν και ως μονοκυψελικά ή πολυκυψελικά κλειστά κιβώτια, τα οποία όμως διαθέτουν σε κάθε κυψέλη επάλληλα ανοίγματα λειτουργίας (πόρτες, παράθυρα). Έτσι, μεταξύ των διαδοχικών ανοιγμάτων καθύψος σχηματίζονται συνδετήριες δοκοί με την αφαίρεση των οποίων προκύπτει ενιαίος πυρήνας με ανοικτή λεπτότοιχη διατομή (σχ. 30). Οι πυρήνες

αυτού του τύπου που, ουσιαστικά, εμφανίζουν αυτοσύζευξη στα ελεύθερα άκρα τους θα λέγονται ημιανοικτοί.



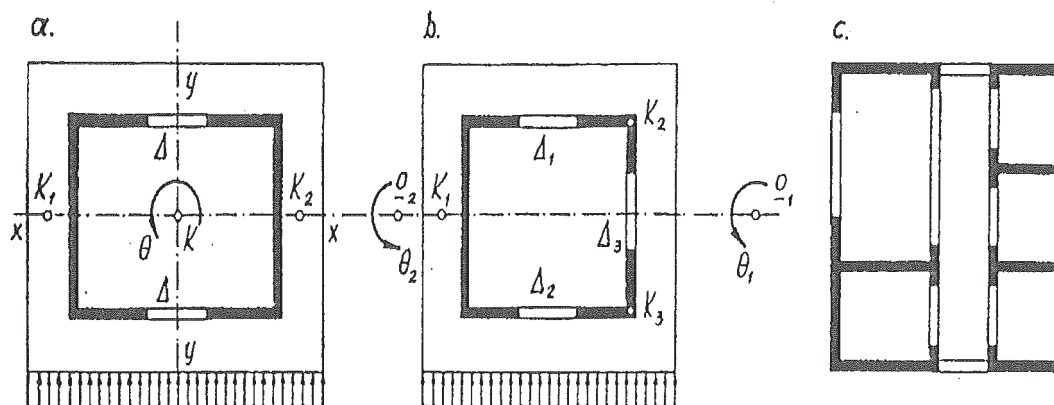
Σχ. 30. Ημιανοικτοί πυρήνες.

Κατά την κάμψη των ημιανοικτών πυρήνων μέσα στα κύρια επίπεδα κάμψεως οι συνδετήριες δοκοί παραμένουν αδρανείς, διότι ισχύει η επιπεδότητα των διατομών του ενιαίου ανοικτού πυρήνα- αντίθετα, κατά την στρέψη έχουμε ενεργοποίηση των δοκών συζεύξεως λόγω στρεβλώσεως της διατομής του πυρήνα και επιβολής διαφορετικών μετατοπίσεων στα άκρα τους (σχ. 30d). Η αντιστρεβλωτική αυτή δράση των δοκών συζεύξεως είναι όμοια με εκείνη των δοκών συζεύξεως δύο τοιχίων και οι αναπτυσσόμενες τέμνουσες δυνάμεις Q στις δύο αυτές περιπτώσεις μεταβάλλονται καθύψος με τον ίδιο νόμο (βλ. σχ. 21c). Έτσι, με την αυτοσύζευξη του ανοικτού πυρήνα αυξάνεται η διατμητική του ακαμψία GI (μέχρι και 100 φορές) και μειώνονται τόσο οι ολικές όσο και οι διαφορικές γωνίες στρέψεως θ .

• Συζευγμένοι πυρήνες

Με την σύζευξη αυτοτελών πυρήνων - ανοικτών ή ημιανοικτών - προκύπτουν φορείς του χώρου με πολύ μεγάλη ακαμψία και αντοχή, κατάλληλοι για την αντισεισμική προστασία υψηλών κτιρίων (σχ. 31). Οι συζευγμένοι πυρήνες δεν διαθέτουν, γενικά κύρια επίπεδα κάμψεως, ούτε επομένως ελαστικό άξονα και ελαστικό κέντρο, εκτός από ειδικές περιπτώσεις συμμετρίας. Έτσι π.χ. τα δύο επίπεδα συμμετρίας των συζευγμένων πυρήνων του σχήματος 31α θα αποτελούν κύρια επίπεδα κάμψεως και η τομή τους θα είναι ο ελαστικός άξονας του συστήματος. Ειδικότερα, κατά την ορθή κάμψη μέσα στο επίπεδο $y - y$ το σύστημα συμπεριφέρεται σαν απλό τοίχιο (πρβλ. σχ. 18) με αδρανείς τις δύο δοκούς συζεύξεως κατά την κάμψη όμως μέσα στο επίπεδο $x - x$ θα έχουμε ενεργοποίηση των δοκών συζεύξεως και το σύστημα θα συμπεριφέρεται όπως τα συζευγμένα απλά τοιχία (πρβλ. σχ. 21 ε), ενώ κατά την στρέψη γύρω από τον ελαστικό άξονα θα ισχύουν όσα αναπτύχθηκαν προηγουμένως περί μικτής στρέψεως. Στην

περίπτωση του σχήματος 31b έχουμε ένα μόνο επίπεδο συμμετρίας, που θα είναι ταυτόχρονα και κύριο επίπεδο κάμψεως. Κατά την κάμψη μέσα στο επίπεδο αυτό η δοκός Δ3 παραμένει αδρανής και το σύστημα συμπεριφέρεται όπως τα συζευγμένα απλά τοιχία.



Σχ. 31. Συζευγμένοι πυρήνες.

Θεωρούμε, τώρα, την περίπτωση φορτίσεως του παραπάνω συστήματος κατά τη διεύθυνση $y-y$. Οι ελαστικές γραμμές του αυτοτελούς πυρήνα K , και των συζευγμένων πυρήνων K_2 και K_3 κατά την υπόψη διεύθυνση θα είναι διαφορετικού νόμου, δηλαδή καμπτικού και μικτού αντίστοιχα επομένως, για τη φόρτιση αυτή το σύστημα θα υφίσταται υποχρεωτικά στρέψη με ταυτόχρονη ενεργοποίηση όλων των δοκών συζεύξεως και άρα δεν θα διαθέτει κύριο επίπεδο κάμψεως κατά την διεύθυνση $y-y$, ούτε ελαστικό άξονα και ελαστικό κέντρο (βλ. και επόμενη παράγραφο). Μπορεί όμως να αποδειχθεί ότι διαθέτει πάντοτε δύο άξονες στρέψεως Ω_1 και Ω_2 και ότι η συνολική γωνία στρέψεως θ του συστήματος προκύπτει από την επαλληλία δύο καταστάσεων μικτής στρέψεως περί τους άξονες αυτούς ($\theta = \theta_1 + \theta_2$) για οποιαδήποτε εξωτερική φόρτιση. Αν το άνοιγμα της Δ_3 μειωθεί προοδευτικά, τότε οι πόλοι στρέψεως Ω_1 και Ω_2 μετατοπίζονται προς τα δεξιά και στην οριακή κατάσταση μηδενικού ανοίγματος -οπότε το σύστημα ταυτίζεται με εκείνο του σχ. 31α - ο μόνος πόλος Ω_1 απομακρύνεται στο άπειρο, ο δε πόλος Ω_2 ταυτίζεται με το ελαστικό κέντρο K .

Γενικότερα, μπορεί να αποδειχθεί ότι το τυχόν σύστημα συζευγμένων πυρήνων (σχ. 31 ε) διαθέτει πάντοτε τρεις άξονες στρέψεως Ω_1 , Ω_2 και Ω_3 , η δε συμπεριφορά του στο χώρο μπορεί να θεωρηθεί ως επαλληλία τριών καταστάσεων μικτής στρέψεως περί τους άξονες αυτούς [22]. Για οποιαδήποτε (επίπεδη καθύψος) εξωτερική φόρτιση το σύστημα θα παρουσιάζει μία συνολική γωνία στρέψεως $\theta = \theta_1 + \theta_2 + \theta_3$, η οποία μόνον σε μία στάθμη είναι δυνατόν να μηδενισθεί με κατάλληλη εκλογή της θέσεως του επιπέδου φορτίσεως. Σε περίπτωση απλής συμμετρίας με άξονα $x-x$ ο πόλος Ω_2 απομακρύνεται στο άπειρο και η αντίστοιχη κατάσταση μικτής στρέψεως εκφυλίζεται σε μικτή κάμψη μέσα στο επίπεδο συμμετρίας (σχ. 31b). Ομοίως, σε περίπτωση διπλής συμμετρίας οι δύο πόλοι Ω_1 και Ω_2 απομακρύνονται στο άπειρο, οι αντίστοιχες καταστάσεις μικτής στρέψεως εκφυλίζονται σε μικτές κάμψεις μέσα στα επίπεδα

συμμετρίας (κύρια επίπεδα κάμψεως) και ο τρίτος πόλος $\Omega 3$ ταυτίζεται με το ελαστικό κέντρο K τον συμμετρικού συστήματος (σχ. 31α).

Η αναλυτική και πειραματική έρευνα της ανελαστικής συμπεριφοράς των πυρήνων είναι δυστυχώς περιορισμένη. Εντούτοις, τα βασικά συμπεράσματα από τη μελέτη της συζεύξεως δύο τοιχιών είναι δυνατόν να επεκταθούν άμεσα και στην περίπτωση της συζεύξεως συμμετρικών πυρήνων [20]. Επίσης, κατά τη μικτή στρέψη είναι βέβαιο ότι η διατρητική ακαμψία C15 των ανοικτών πυρήνων υφίσταται ταχύτατη πτώση λόγω ρηγματώσεως (π.χ. στο $1/6$ της τιμής της), ενώ η στρεβλωτική ακαμψία E1w μειώνεται όπως περίπου και η ακαμψία EI [23], [24]. Στη διαπίστωση αυτή στηρίζεται η δυνατότητα παραλείψεως του GIs των ανοικτών πυρήνων στους υπολογισμούς- όχι όμως και της διατμητικής ακαμψίας που προσφέρουν οι δοκοί συζεύξεως ή οι πλάκες.

Οι βλάβες των πυρήνων σε πραγματικούς σεισμούς είναι όμοιες με τις βλάβες των τοιχιών που αναφέρθηκαν στα προηγούμενα. Αναφέρονται συνήθως σε διατμητική αστοχία λόγω ανεπαρκούς εσχάρας οπλισμών και σπανιότερα σε καμπτική αστοχία λόγω ανεπάρκειας των καταμήκους οπλισμών. Επίσης, μία άλλη "ανορθόδοξη" βλάβη είναι οι οριζόντιες διαμπερείς ρωγμές στις στάθμες διακοπής σκυροδετήσεως, οι οποίες οφείλονται στην έλλειψη καθαρισμού των διατομών του σκυροδέματος από τα υπάρχοντα ξένα σώματα κατά την επανάληψη της σκυροδετήσεως.

Ένα άλλο, τέλος, πρόβλημα σχετικό με τη μόρφωση και τον υπολογισμό των πυρήνων είναι η υποθετική διάσπασή τους σε απλά τοιχία για την διευκόλυνση του υπολογισμού, που επιτρέπεται συνήθως από τους κανονισμούς. Θα πρέπει να επισημανθεί εν προκειμένω ότι πρόκειται για αυθαίρετη παρέμβαση που συνεπάγεται μείωση της ακαμψίας του πυρήνα και διατάραξη της κατανομής των δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία, χωρίς να είναι πάντοτε προβλέψιμος ο ευμενής ή δυσμενής χαρακτήρας της υπόψη διαταράξεως. Σήμερα, με τα διατιθέμενα Θεωρητικά και υπολογιστικά μέσα, επιβάλλεται ο υπολογισμός των πυρήνων ως ενιαίων διατομών, όπως άλλωστε επιβάλλουν οι κανονισμοί και για την κατασκευαστική τους διαμόρφωση· εξάλλου, η αγκύρωση των οπλισμών στις γωνίες για την ασφαλή μεταβίβαση των διατρητικών τάσεων -οι ορθές τάσεις σε είναι αμελητέες- δεν είναι ιδιαίτερα δύσκολη, όπως στους κόμβους των πλαισίων, γιατί τώρα υπάρχει άνεση χώρου χωρίς συσσώρευση πολλών οπλισμών.

• Το αντισεισμικό δομικό σύμπλεγμα

Το σύνολο των κατακόρυφων αντισεισμικών στοιχείων και των οριζόντιων πλακών ενός κτιρίου αποτελεί ένα μονολιθικό δομικό σύμπλεγμα που παραλαμβάνει τα σεισμικά φορτία και τα μεταβιβάζει μέσω της θεμελιώσεως στο έδαφος. Πρόκειται για πολύ σύνθετο φορέα του χώρου, του οποίου η ελαστική συμπεριφορά εξαρτάται από το

είδος και τη διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων, αλλά και από τις σχετικές κτηματικές δεσμεύσεις που επιβάλλουν οι πλάκες στις στάθμες των ορόφων. Με τη συνήθη παραδοχή απαραμόρφωτων πλακών μέσα στο επίπεδό τους -διαφραγματική λειτουργία πλακών- επιτυγχάνεται απλούστατη διατύπωση των παραπάνω δεσμεύσεων που συνεπάγονται επίπεδη κίνηση στερεού δίσκου του χωρικού φορέα στις στάθμες των ορόφων.

Από την άλλη πλευρά θα πρέπει να επισημανθεί ότι μία από τις κυριότερες ιδιαιτερότητες της σεισμικής φορτίσεως, που την αντιδιαστέλλει από τις υπόλοιπες δυναμικές φορτίσεις -π.χ. την ανεμοπίεση-, είναι η επαναδραστική σχέση σεισμικών φορτίων-κατασκευής δηλαδή, οι αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται εξαρτώνται, πέραν όλων των άλλων παραγόντων, και από την εσωτερική δομή της κατασκευής, η οποία επηρεάζει αποφασιστικά το μέγεθος και την κατανομή τους. Έτσι, η σύνθεση του αντισεισμικού δομικού συμπλέγματος ενός κτιρίου αποκτά καίρια σημασία, διότι προδιαγράφει όχι μόνον τη μηχανική συμπεριφορά του, αλλά και την αναμενόμενη σεισμική φόρτιση, πράγμα που δεν ισχύει για τις άλλες φορτίσεις.

Από άποψη μηχανικής συμπεριφοράς η διαφραγματική λειτουργία των πλακών επιβάλλει, ουσιαστικά, χωρική σύζευξη των κατακόρυφων στοιχείων*, πολύ γενικότερη από την επίπεδη σύζευξη που είδαμε στην προηγούμενη παράγραφο (προβλ.σχ. 21) και με νέες χαρακτηριστικές ιδιότητες. Οι ιδιότητες αυτές αναφέρονται τώρα στη στρέψη των πατωμάτων-δίσκων (στροφή με κατακόρυφο άξονα) και χρησιμεύουν για την ορθή σύλληψη και διάταξη των κατακόρυφων αντισεισμικών στοιχείων. Πράγματι, η υπόψη στρέψη είναι πάντοτε ανεπιθύμητη, διότι προκαλεί υπέρμετρη καταπόνηση των περιμετρικών ιδίως στοιχείων, τόσο στην ελαστική όσο και στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς (συγκέντρωση παραμορφώσεων).

Έτσι, βασικό κριτήριο για την επιλογή του είδους και της διατάξεως σε κάτοψη των κατακόρυφων αντισεισμικών στοιχείων αποτελεί η επιδίωξη ελαχιστοποίησης της στρέψεως των πλακών, πράγμα το οποίο επιτυγχάνεται κατά τον πλέον αποτελεσματικό τρόπο στην περίπτωση των συμμετρικών ως προς δύο (τουλάχιστον) άξονες κτιρίων. Θα πρέπει, βέβαια, να υπομνησθεί ότι και στα απολύτως συμμετρικά κτίρια ή στρέψη δεν μηδενίζεται· διότι πρώτου υπάρχει πάντοτε η στρεπτική διέγερση της θεμελιώσεως (βλ. σχ. 1.13) και δεύτερου οι μάζες των κτιρίων, όπως και οι αντοχές/ακαμψίες, εμφανίζουν πάντοτε κάποιο βαθμό ασυμμετρίας που συνεπάγεται στρεπτικές ταλαντώσεις ακόμη και για μεταφορική διέγερση της βάσεως μέσα σε επίπεδο συμμετρίας. Για τους παραπάνω λόγους όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί επιβάλλουν τον στρεπτικό έλεγχο και των συμμετρικών κτιρίων, εισάγοντας την λεγόμενη τυχηματική εκκεντρότητα των σεισμικών φορτίων (*accidental eccentricity*).

Αλλά το πρόβλημα της στρέψεως γίνεται πολυπλοκότερο στα μη συμμετρικά κτίρια, των οποίων η στρεπτική συμπεριφορά εξαρτάται άμεσα από το νόμο της ελαστικής παραμορφώσεως των κατακόρυφων στοιχείων. Η εξάρτηση αυτή, που μέχρι πρόσφατα πολύ, λίγο μελετήθηκε και διερευνήθηκε, αποτελεί συνέπεια της χωρικής συζεύξεως, με την οποία επεκτείνονται στο χώρο και γενικεύονται τα συμπεράσματα της επιπέδου συζεύξεως. Με τη βοήθεια δύο απλών παραδειγμάτων

- αντίστροφη θεώρηση του χωρικού συμπλέγματος ως συνόλου επάλληλων στερεών δίσκων, συνδεομένων με ελαστικά ανεξάρτητους ανά όροφο ελαστικούς συνδέσμους, αποτελεί ειδική περίπτωση που αφορά μόνον στα λεγόμενα διατμητικά κτίρια (*Shear*

Buildings). Η ελαστική συμπεριφορά των κτιρίων αυτών μελετήθηκε διεξοδικά από τον Α. Ρουσόπουλο. Στα υπόψη κτίρια αποκλείεται η ύπαρξη κατακόρυφων τοιχίων και πυρήνων.-

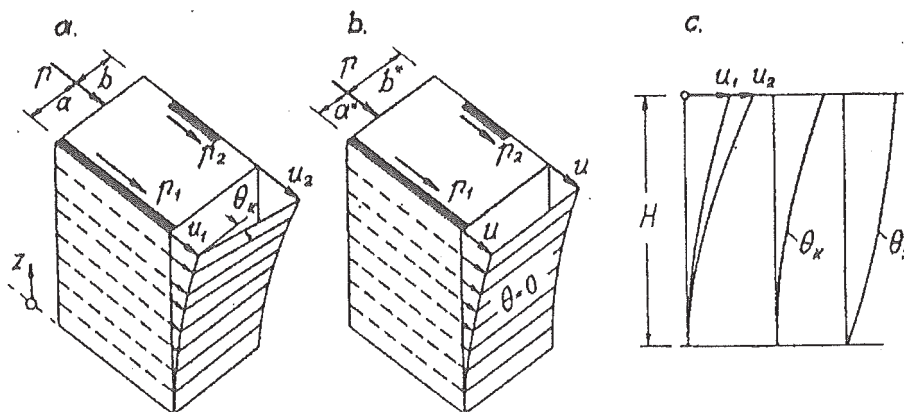
θα δούμε τον μηχανισμό της στρεπτικής αλληλεπίδρασης πλακών-στοιχείων ακαμψίας.

Θεωρούμε πρώτα την περίπτωση κτιρίου με δύο παράλληλα και ομότροπα στοιχεία, δηλαδή στοιχεία που εμφανίζουν τον ίδιο νόμο ελαστικής παραμορφώσεως

- π.χ. δύο τοιχία με καμπτικού τύπου παραμόρφωση (σχ. 32α). Η παράλληλη προς τα δύο τοιχία εξωτερική φόρτιση p κατανέμεται σ' αυτά σύμφωνα με τους τύπους της αμφιέριστης δοκού ($L = a + b$):

$$P_1(z) = P(z) b/L, P_2(z) = P(z) a/L,$$

επειδή πρόκειται για "ισοστατικό" σύστημα. Έτσι, για τυχούσα θέση του επιπέδου φορτίσεως, τα δύο τοιχία θα εμφανίζουν υπό την επήρεια των φορτίων τους p_1 και p_2 καμπτικού τύπου ελαστικές γραμμές μέσα στα επίπεδά τους*, με μέγιστες μετατοπίσεις στην κορυφή u_1 και u_2 αντίστοιχα. Η γωνία στρέψεως στην κορυφή του κτιρίου δίδεται από τη σχέση $\theta_k = (u_2 - u_1)/L$ και θα είναι διάφορη του μηδενός σε όλο το ύψος, γιατί οι μετατοπίσεις των τοιχίων είναι άνισες επιπλέον και η καθύψος μεταβολή της θ_k θα είναι καμπτικού τύπου, γιατί πρόκειται για γραμμική συνάρτηση των καμπτικού τύπου ελαστικών γραμμών των τοιχίων (σχ. 32c). Αν τώρα μετατοπίσουμε το επίπεδο φορτίσεως παράλληλα προς τον εαυτό του, είναι δυνατόν να επιτύχουμε εξίσωση των μετατοπίσεων στην κορυφή $u_1 = u_2 = u$, οπότε οι ελαστικές γραμμές των δύο τοιχίων αναγκαστικά θα ταυτίζονται, γιατί είναι του ίδιου τύπου (καμπτικού).



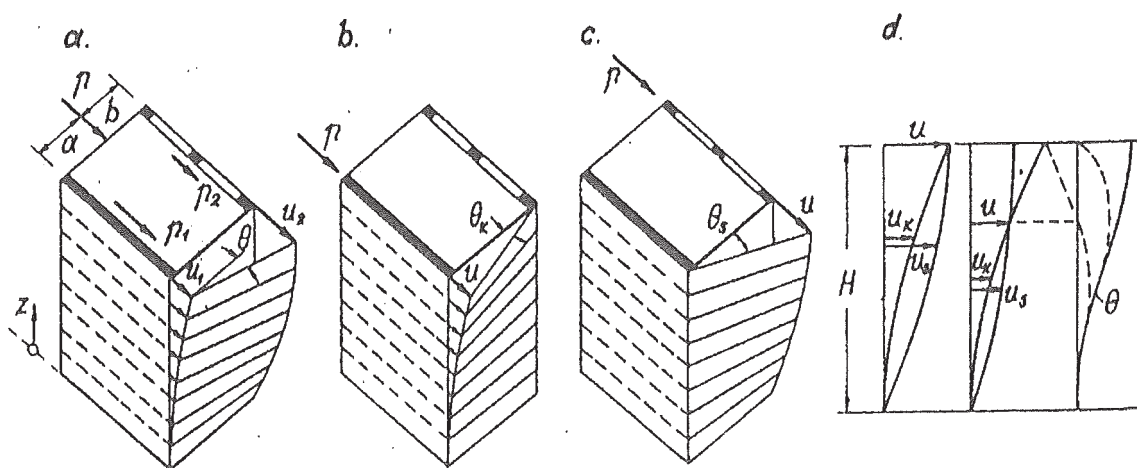
Σχ. 32. Στρεπτική αλληλεπίδραση πλακών και ομότροπων στοιχείων ακαμψίας.

Επομένως, για την παραπάνω θέση του επιπέδου φορτίσεως θα έχουμε μηδενική στρέψη σε όλο το ύψος και το επίπεδο αυτό θα αποτελεί κύριο επίπεδο κάμψεως του συστήματος (σχ. 32b). Επίσης, αν υπάρχει και ένα δεύτερο κύριο επίπεδο κάμψεως κατά την κάθετη προς την εξεταζόμενη διεύθυνση, τότε το πολυώροφο σύστημα θα διαθέτει ελαστικό άξονα -τομή των δύο αυτών

*Η ακαμψία των τοιχίων κάθετα προς το επίπεδά τους θεωρείται μηδενική και οι μετατοπίσεις του συστήματος κατά την υπόψη διεύθυνση δεν έχουν σχεδιασθεί στο σχήμα.

επιπέδων- καθώς και ελαστικό κέντρο -τομή του ελαστικού άξονα με τα επίπεδα των πλακών. Είναι προφανές εξάλλου ότι όλα τα προηγούμενα διατηρούν την ισχύ τους αν, αντί δύο τοιχίων, έχουμε δύο πλαίσια, με διατρητικού τύπου ελαστική παραμόρφωση. Στην περίπτωση αυτή θα αλλάξει βέβαια η θέση του κύριου επιπέδου κάμψεως και για το τυχόν επίπεδο φορτίσεως η γωνία στρέψεως θ_s θα είναι διατμητικού τύπου (σχ. 32c).

Θεωρούμε, τώρα, ότι τα δύο στοιχεία ακαμψίας του κτιρίου είναι ετερότροπα, δηλαδή εμφανίζουν διαφορετικούς νόμους ελαστικής παραμορφώσεως -π.χ. ένα τοιχίο και ένα πλαίσιο (σχ. 33α). Οι προηγούμενοι τύποι κατανομής της εξωτερικής φορτίσεως εξακολουθούν να ισχύουν, αλλά τώρα το μεν τοιχίο θα εμφανίζει καμπτικού τύπου ελαστική γραμμή, το δε πλαίσιο διατμητικού τύπου. Έτσι, με παράλληλη μεταφορά του επιπέδου φορτίσεως είναι αδύνατη πλέον η ταύτιση των παραπάνω ελαστικών γραμμών, ανεξάρτητα από την ενδεχόμενη εξίσωση των μετατοπίσεων u_k και u_s των δύο στοιχείων ακαμψίας στην κορυφή ή σε οποιαδήποτε άλλη στάθμη (σχ. 33d). Επομένως, το εξεταζόμενο σύστημα θα εμφανίζει πάντοτε μία γωνία στρέψεως $\theta = (u_s - u_k)/L$, της οποίας η καθύψως μεταβολή θα είναι μικτού τύπου με ένα το πολύ ή κανένα σημείο μηδενισμού επίσης, στις δύο οριακές περιπτώσεις συμπτώσεως του επιπέδου φορτίσεως με το επίπεδο του τοιχίου ή του πλαισίου η γωνία στρέψεως θα είναι καμπτικού ή διατμητικού τύπου αντίστοιχα (σχ. 33b, c).



Σχ. 33. Στρεπτική αλληλεπίδραση πλακών και ετερότροπων στοιχείων ακαμψίας.

Συμπεραίνουμε, λοιπόν, από τα προηγούμενα ότι στην περίπτωση των ετερότροπων στοιχείων ακαμψίας το πολυώροφο σύστημα δεν διαθέτει κύριο επίπεδο κάμψεως ούτε ελαστικό άξονα και άρα θα υφίσταται πάντοτε στρέψη για οποιαδήποτε θέση του επιπέδου φορτίσεως. Εξαιρέση από τον κανόνα αυτό αποτελούν μόνο τα μονοώροφα κτίρια, στα οποία η εξίσωση των μετατοπίσεων $u_k = u_s$ στη στάθμη της

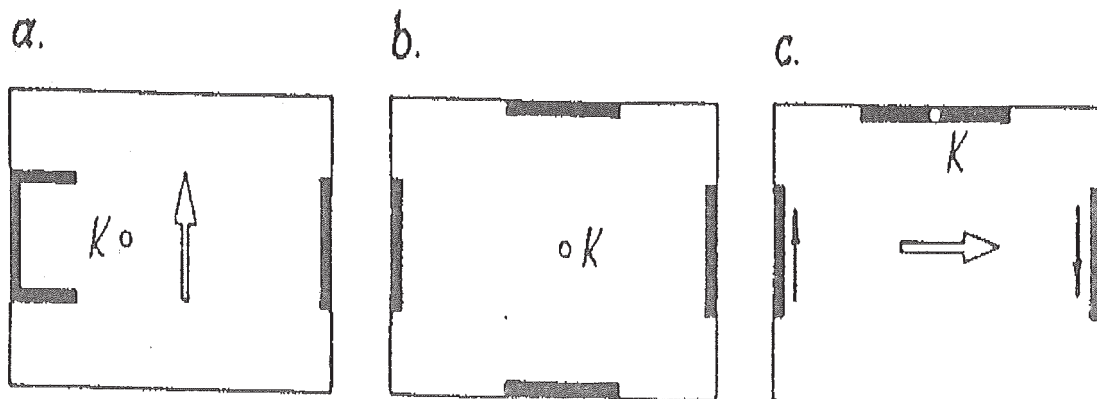
πλάκας συνεπάγεται το μηδενισμό της στρέψεως της άλλωστε, στην υπόψη περίπτωση δεν έχει έννοια η διάκριση σε ομότροπα και ετερότροπα στοιχεία ακαμψίας.

Έπειτα από την προηγούμενη ανάλυση διακρίνουμε δύο κατηγορίες πολυώροφων συστημάτων: τα αμιγή συστήματα που αποτελούνται από ομότροπα στοιχεία ακαμψίας και διαθέτουν ελαστικό άξονα και τα, αμιγή συστήματα που αποτελούνται από ετερότροπα στοιχεία ακαμψίας και δεν διαθέτουν ελαστικό άξονα.

Αμιγή συστήματα

Στην κατηγορία αυτή υπάγονται τα κτίρια με συνήθη πλαισιακό σκελετό χωρίς καθόλου τοιχία ή αντίστροφα, τα κτίρια με ασιζευκτα τοιχία χωρίς καθόλου πλαίσια επίσης είναι δυνατόν -χωρίς αυτό να συνίστάται- στη μία διεύθυνση του κτιρίου να υπάρχουν μόνον πλαίσια και στην άλλη μόνον ασύζευκτα τοιχία. Γενικότερα, σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου ή στο σύνολό του θα πρέπει να υπάρχουν ομότροπα στοιχεία ακαμψίας. Στο σημείο αυτό θα πρέπει να σημειωθεί ότι αποτελεί, γενικά, λάθος ή ενίοτε αγνόηση υπαρχόντων πλαισίων, ώστε να προκύψει αμιγής σκελετός τοιχίων, διότι είναι άγνωστο εκ των προτέρων αν η υπόψη αγνόηση λειτουργεί προς την πλευρά της ασφάλειας ή όχι για όλα τα κατακόρυφα στοιχεία ακαμψίας.

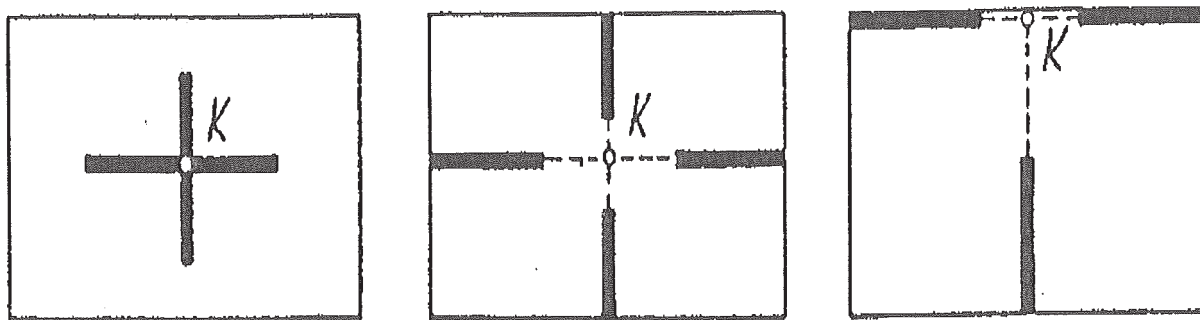
Η μόρφωση του σκελετού των αμιγών συστημάτων γίνεται με βάση το κριτήριο της συμπτώσεως του κέντρου Βάρους της κατόψεως με το ελαστικό τους κέντρο K , ώστε να ελαχιστοποιηθεί η στρεπτική φόρτιση. Πρόκειται για πολύ απλό και εύχρηστο κριτήριο, γιατί η θέση του ελαστικού κέντρου μπορεί να εκτιμηθεί προσεγγιστικά χωρίς υπολογισμούς κατά τη φάση συνθέσεως του σκελετού (βλ. [25] και Κεφ. 5). Η παραπάνω σύμπτωση επιτυγχάνεται σχετικά εύκολα στην περίπτωση αμιγούς πλαισιακού σκελετού, όχι όμως και στην περίπτωση των τοιχίων, τα οποία δημιουργούν λειτουργικά προβλήματα. Ευνοϊκή θέση για την τοποθέτηση των τοιχίων, πέρα από το κλιμακοστάσιο, είναι η περίμετρος, γιατί προκύπτει μεγάλη στρεβλωτική ακαμψία του κτιρίου και μείωση των γωνιών στρέψεως (σχ. 34).



Σχ. 34. Διάταξη τοιχίων.

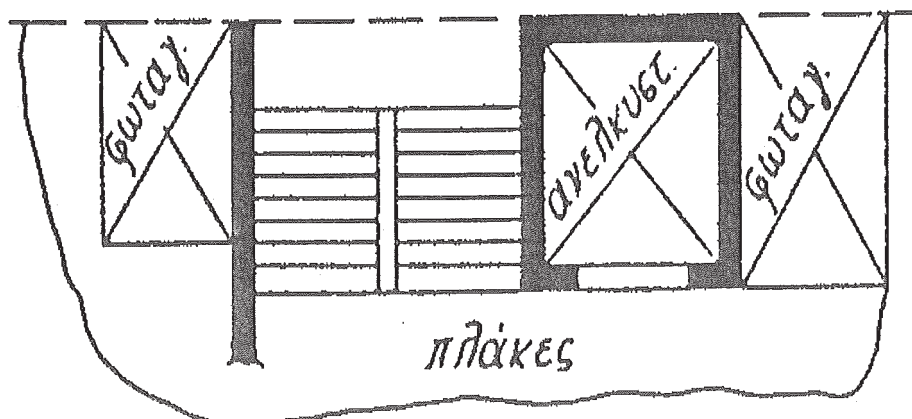
Σε περίπτωση μη συμπτώσεως κέντρου βάρους και ελαστικού κέντρου (σχ. 34α, c) τα σεισμικά φορτία θα εμφανίζουν στατική εκκεντρότητα ίση με την απόσταση των σημείων αυτών και το κτίριο θα υφίσταται ανεπιθύμητη στρέψη· επίσης, λόγω στρεπτικών

ταλαντώσεων, η δυναμική εκκεντρότητα των σεισμικών φορτίων θα είναι μεγαλύτερη από την στατική κατά 50% περίπου και ακόμη θα πρέπει να προστεθεί και η τυχηματική εκκεντρότητα που αναφέρθηκε προηγουμένως. Είναι φανερό, λοιπόν, ότι στα παραπάνω έκκεντρα κτίρια θα πρέπει να επιδιώκεται η μεγαλύτερη δυνατή μείωση της εκκεντρότητας και επίσης η ύπαρξη δύο τοιχίων, τουλάχιστον κατά την μία διεύθυνση, για την παραλαβή της στρεπτικής φορτίσεως (σχ. 34 ε).



Σχ. 35. Ασταθείς διατάξεις τοιχίων.

Οι ασταθείς διατάξεις του σχήματος 35 με μηδενικά στρεβλωτική ακαμψία θα πρέπει να αποκλείονται. Επίσης δύο άλλοι σημαντικοί παράγοντες που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη είναι η ομοιόμορφη κατανομή πολλών τοιχίων σε όλη την έκταση της κατόψεως και η πληρέστερη δυνατή σύνδεση τοιχίων-πλακών για την ομαλή μεταβίβαση των οριζόντιων δυνάμεων. Έτσι π.χ. στην περίπτωση του σχήματος 36 η ύπαρξη πολλών ανοιγμάτων στην πλάκα δεν επιτρέπει την ομαλή μεταβίβαση δυνάμεων.



Σχ. 36. Ανεπαρκής σύνδεση πλακών-τοιχίων.

Η ανελαστική συμπεριφορά των τοιχίων σε προχωρημένη φάση επιπονήσεως θέτει πρόσθετες απαιτήσεις ομοιόμορφης κατανομής αντοχών/ακαμψιών στην κάτοψη, ώστε η απορρόφηση-κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας να γίνεται ταυτόχρονα από

πολλά στοιχεία. Αυτό επιτυγχάνεται εύκολα στις συμμετρικές διατάξεις (σχ. 34b), όχι όμως και στις ασύμμετρες έτσι π.χ. στη διάταξη του σχήματος 34a το απλό τοίχιο με την μικρότερη αντοχή και την μεγαλύτερη μετατόπιση θα χρειασθεί να καταναλώσει μόνο του τη σεισμική ενέργεια, γιατί ο πυρήνας με την πολλαπλάσια αντοχή και την μικρότερη μετατόπιση θα λειτουργεί ελαστικά. Για την αποφυγή παρόμοιων φαινομένων συγκεντρώσεως ανελαστικών παραμορφώσεων και υπέρμετρης αυξήσεως των απαιτήσεων πλαστιμότητας, είναι σκόπιμη η διάσπαση των ισχυρών τοιχίων για την ομοιομορφοποίηση αντοχών/ακαμψιών.

Αναφέρουμε, τέλος, ότι η αναλυτική μελέτη της ανελαστικής συμπεριφοράς των μη συμμετρικών συστημάτων είναι εξαιρετικά περιορισμένη αφορά σε πολύ απλά μονόροφα μοντέλα, χωρίς προς το παρόν να καταλήγει σε γενικώς αποδεκτά συμπεράσματα.

Μικτά συστήματα

Τα αμιγή συστήματα, είτε του καμπτικού τύπου με τοιχία είτε του διατμητικού τύπου με πλαίσια, εμφανίζουν αντίστοιχα τις αδυναμίες των επίπεδων καμπτικών συστημάτων -γρήγορη αύξηση ολικών και διαφορικών μετατοπίσεων στους τελευταίους ορόφους- και των επίπεδων διατμητικών συστημάτων -μεγάλες ολικές και διαφορικές μετατοπίσεις στους κάτω ορόφους. Επίσης, στα έκκεντρα συστήματα θα έχουμε περαιτέρω επιδείνωση της υπόψη συμπεριφοράς, όπως φαίνεται από τα διαγράμματα των γωνιών στρέψεως θ_k και θ_s του σχήματος 32c. Αμοιβαία εξουδετέρωση των παραπάνω αδυναμιών επιτυγχάνεται με την επίπεδη και χωρική σύζευξη τοιχίων -πλαισίων- πυρήνων, οπότε προκύπτουν τα μικτά συστήματα του χώρου που αποτελούν τον κανόνα στις ελληνικές κατασκευές.

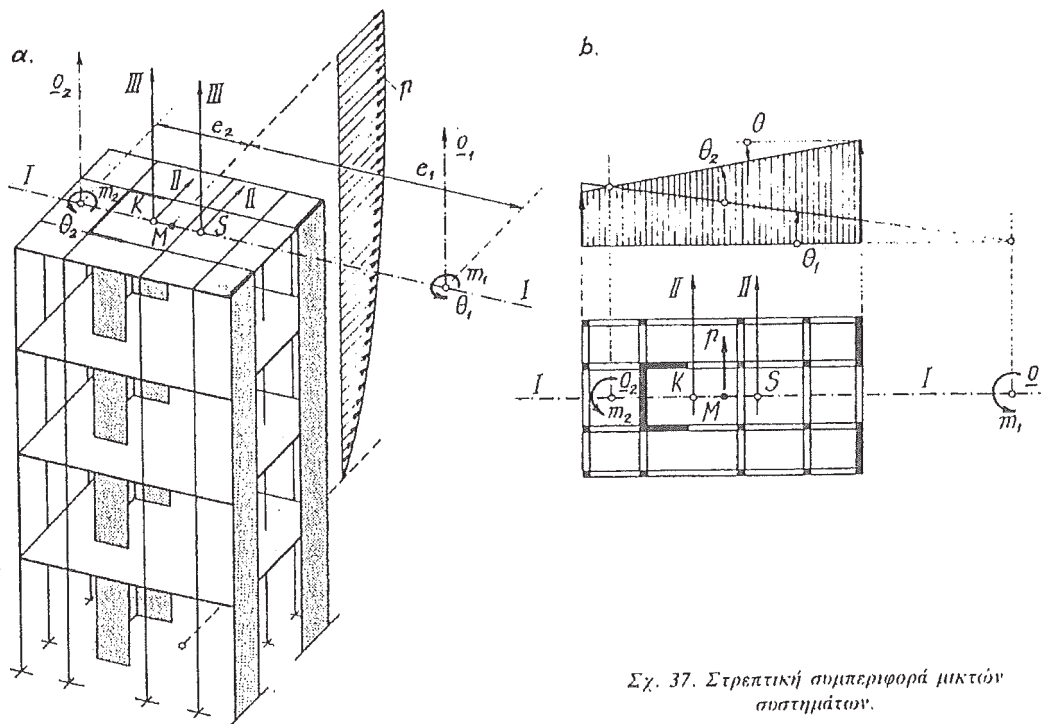
Τα μικτά συστήματα, όπως δείξαμε στην αρχή αυτής της παραγράφου, δεν διαθέτουν κύρια επίπεδα κάμψεως ούτε ελαστικό άξονα και ελαστικό κέντρο, γεγονός που δυσχεραίνει τη διατύπωση απλών κανόνων σχεδιασμού για την ελαχιστοποίηση της στρέψεως άλλωστε, η υπόψη στρέψη θα είναι διάφορη του μηδενός για οποιαδήποτε διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων ακαμψίας. Εντούτοις, είναι δυνατόν και στην παρούσα γενική περίπτωση φορέων του χώρου να διατυπωθούν ορισμένες γενικότερες προτάσεις που διέπουν τη στρεπτική τους συμπεριφορά και χρησιμεύουν για την επιλογή της πιο ευνοϊκής διατάξεως του σκελετού.

Θεωρούμε το μικτό σύστημα του σχήματος 37, το οποίο για τη διευκόλυνση της παρουσιάσεως διαθέτει τον άξονα συμμετρίας (I-I), χωρίς αυτό να σημαίνει αναγκαστικά και περιορισμό της γενικότητας. Στο σύστημα αυτό μπορούμε πάντοτε να ορίσουμε, κατ' αναλογία προς τα αμιγή συστήματα, τους παρακάτω κύριους άξονες ελαστικότητας:

- Τους καμπτικούς κύριους άξονες ελαστικότητας K (I, II, III), οι οποίοι να φέρονται μόνον στα καμπτικού τύπου στοιχεία ακαμψίας (καμπτικό υποσύστημα).
- Τους διατμητικούς κύριους άξονες ελαστικότητας S (I, II, III), οι οποίοι να φέρονται μόνον στα διατμητικού τύπου στοιχεία ακαμψίας (διατμητικό υποσύστημα).

Τα παραπάνω δύο συστήματα αποτελούν τους σχετικούς κύριους άξονες του μικτού συστήματος και χαρακτηρίζουν την ελαστική συμπεριφορά του αντίστοιχου υποσυστήματος. Έτσι π.χ. ο (K, III) θα είναι ο ελαστικός άξονας του καμπτικού υποσυστήματος, το οποίο προκύπτει από το μικτό με αγνόηση των στοιχείων ακαμψίας διατμητικού τύπου, ενώ ο (S,III) θα είναι ο ελαστικός άξονας του διατμητικού υποσυστήματος; το οποίο προκύπτει με αγνόηση των καμπτικού τύπου στοιχείων ακαμψίας. Εξάλλου, ο άξονας συμμετρίας (I, I) θα αποτελεί κοινό κύριο άξονα ελαστικότητας των δύο υποσυστημάτων, επάνω στον οποίο θα βρίσκονται τα αντίστοιχα ελαστικά κέντρα K και S.

Αλλά πέρα από τους σχετικούς, το μικτό σύστημα διαθέτει και απόλυτους κύριους άξονες που προκύπτουν βάσει των προηγούμενων και χαρακτηρίζουν την ελαστική συμπεριφορά του στο χώρο. Πρόκειται, στην προκειμένη περίπτωση, για δύο κύριους άξονες στρέψεως Ω_1 και Ω_2 μέσα στο επίπεδο συμμετρίας (I-I), με τη βοήθεια των οποίων η μετακίνηση του μικτού συστήματος για τυχούσα οριζόντια φόρτιση p υπολογίζεται ως επαλληλία δύο περιστροφών θ_1 και θ_2 γύρω από τους άξονες αυτούς (σχ. 37b). Ειδικότερα, για τον υπολογισμό των γωνιών θ_1 και θ_2 το σύστημα προσομοιώνεται με έναν πρόβολο με ανοικτή λεπτότοιχη διατομή, η οποία διαθέτει τους πόλους στρέψεως Ω_i , τις αστρεψίες GJ_{Ω_i} και τις στρεβλωτικές ακαμψίες EJ_{Ω_i} ($i = 1, 2$). Ο υπόψη ιδεατός πρόβολος υποβάλλεται διαδοχικά σε μικτή στρέψη γύρω από τους άξονες Ω_i με εξωτερική στρεπτική φόρτιση $m_i = e_i p$ ($i = 1, 2$) και από την επίλυσή του υπολογίζονται οι γωνίες θ_1 , θ_2 και η τελική γωνία στρέψεως $\theta = \theta_1 + \theta_2$.



Σχ. 37. Στρεπτική συμπεριφορά μικτών συστημάτων.

Σχ. 37. Στρεπτική συμπεριφορά μικτών συστημάτων.

Οι πόλοι στρέψεως Ω_1 και Ω_2 βρίσκονται πάντοτε έξω από το ευθύγραμμο τμήμα KS και η θέση τους εξαρτάται από τις σχετικές ακαμψίες του καμπτικού και του διατμητικού υποσυστήματος. Αν υποθέσουμε ότι μειώνονται προοδευτικά οι ακαμψίες

του διατμητικού υποσυστήματος, τότε οι δύο πόλοι στρέψεως κινούνται προς τα δεξιά ~ στην οριακή κατάσταση μηδενισμού των υπόψη ακαμψιών -οπότε το σύστημα γίνεται αμιγές καμπτικό- ο μεν πόλος Ω απομακρύνεται στο άπειρο, ο δε πόλος Ω_2 ταυτίζεται με το καμπτικό ελαστικό κέντρο K. Αντίστοιχα, για προοδευτική μείωση των ακαμψιών του καμπτικού υποσυστήματος, οι δύο πόλοι κινούνται προς τα αριστερά στην οριακή κατάσταση μηδενισμού των υπόψη ακαμψιών - οπότε το σύστημα γίνεται αμιγές διατμητικό - ο πόλος Ω_2 απομακρύνεται στο άπειρο και ο πόλος Ω ταυτίζεται με το διατμητικό ελαστικό κέντρο S.

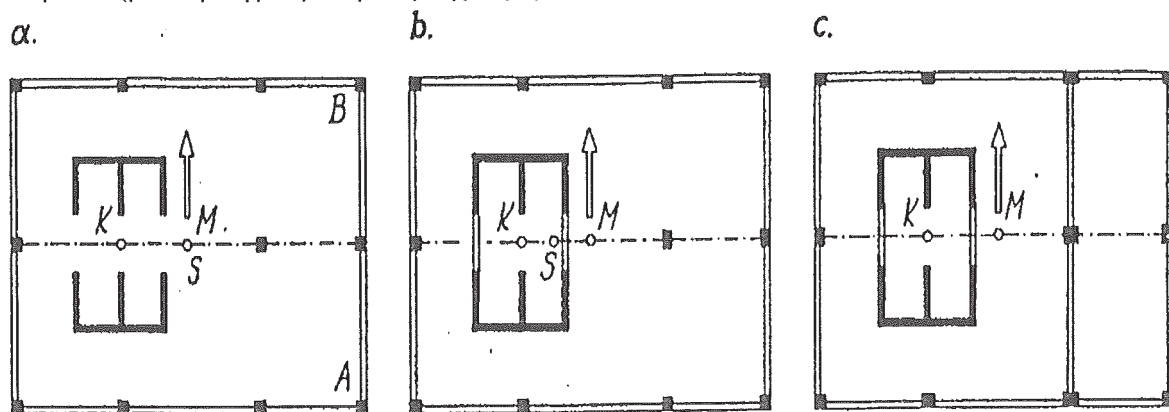
Στη γενική περίπτωση, το τυχόν πολυόροφο κτίριο μπορεί να προσομοιωθεί με έναν ιδεατό πρόβολο με ανοικτή λεπτότοιχη διατομή που διαθέτει τρεις πόλους στρέψεως Ω_i και τις αντίστοιχες διατμητικές ακαμψίες GJ_{si} (αστρεψίες) και στρεβλωτικές ακαμψίες $EJ_{\omega i}$ ($i = 1, 2, 3$). Για τυχούσα οριζόντια φόρτιση η ένταση και η μετακίνηση του κτιρίου υπολογίζεται βάσει της μεθόδου των τριών πόλων ως επαλληλία τριών καταστάσεων μικτής στρέψεως του ιδεατού προβόλου γύρω από τους άξονες στρέψεως Ω_i .

Όταν το κτίριο διαθέτει έναν άξονα συμμετρίας ο ένας από τους τρεις πόλους απομακρύνεται στο άπειρο κατά την κάθετη προς τον άξονα συμμετρίας διεύθυνση και το επίπεδο συμμετρίας αποτελεί κύριο επίπεδο κάμψεως του κτιρίου (σχ: 37). Στην περίπτωση της διπλής συμμετρίας και ο δεύτερος πόλος απομακρύνεται στο άπειρο, ενώ ο τρίτος πόλος μαζί με τα δύο σχετικά ελαστικά κέντρα K και S συμπίπτουν και αποτελούν το ελαστικό κέντρο O του μικτού συστήματος δηλαδή, στην περίπτωση της διπλής συμμετρίας το μικτό σύστημα αποκτά δύο κύρια επίπεδα κάμψεως (επίπεδα συμμετρίας), ελαστικό άξονα (τομή των επιπέδων συμμετρίας), καθώς και τους κύριους άξονες ελαστικότητας (O, I) και (O, II) που συμπίπτουν με τους άξονες συμμετρίας. Η γενικότερη, τέλος, περίπτωση υπάρξεως ελαστικού άξονα σε ένα μικτό σύστημα είναι εκείνη κατά την οποία τα δύο συστήματα των σχετικών κύριων αξόνων K(I, II, III) και S(I, II, III) συμπίπτουν χωρίς το σύστημα να είναι αναγκαστικά συμμετρικό.

Όλη η προηγούμενη ποιοτική ανάλυση είναι ιδιαίτερα χρήσιμη κατά την αρχική φάση μορφώσεως του σκελετού και καθορισμού των σεισμικών φορτίων. Έτσι π.χ. για την ελαχιστοποίηση της στρέψεως είναι σκόπιμο το κέντρο βάρους M του κτιρίου να βρίσκεται μεταξύ των δύο ελαστικών κέντρων K και S ή πολύ κοντά τους, ώστε οι γωνίες στρέψεως θ_1 και θ_2 να είναι ετερόσημες (σχ. 37b). Η πιο δυσμενής, εξάλλου, περίπτωση είναι εκείνη κατά την οποία το M βρίσκεται έξω από το διάστημα $\Omega_1\Omega_2$, οπότε οι παραπάνω γωνίες θα είναι ομόσημες. Αλλά εκτός από το μέγεθος ενδιαφέρει και η μορφή της καμπύλης μεταβολής της γωνίας στρέψεως θ κατά την έννοια του ύψους. Εννοϊκή είναι η καμπύλη μικτού τύπου (συνεχής γραμμή στο σχ. 33d), διότι θα έχουμε μικρότερες διαφορικές γωνίες στρέψεως και άρα μικρότερες διαφορικές μετατοπίσεις διαδοχικών ορόφων. Η παραπάνω μορφή επιτυγχάνεται για $l < l_i$ $H < 15$, όπου $l_i^2 = GJ_{si} / EJ_{\omega i}$. Το κατώτερο όριο αντιστοιχεί σε σύστημα με πολλά τοιχία (καμπτικό), ενώ το ανώτερο σε σύστημα με λίγα τοιχία και πολλά πλαίσια (διατμητικό).

Ως παράδειγμα εφαρμογής των προηγούμενων θεωρούμε το πολυόροφο κτίριο του σχ. 38α με τον έκκεντρο πυρήνα, στο οποίο για διάφορους λόγους δεν είναι δυνατή η κατασκευή τοιχιών στην πλευρά AB. Το διατμητικό υποσύστημα του κτιρίου (πλαίσια) είναι συμμετρικό και άρα το S θα συμπίπτει με το κέντρο βάρους M. Οι κύριες γωνίες στρέψεως θ_1 , και θ_2 θα είναι ετερόσημες, αλλά λόγω του μικρού αριθμού πλαισίων οι αστρεψίες GJ_{si} θα είναι μικρές με αποτέλεσμα να υπερισχύει η καμπτική στρέψη και να

έχουμε γρήγορη αύξηση της τελικής γωνίας στρέψεως στους ανώτερους ορόφους. Μία πρώτη βελτίωση της στρεπτικής συμπεριφοράς προκύπτει με τη σύζευξη των δύο πυρήνων και τη συνακόλουθη αύξηση της αστρεψιάς του συστήματος αυτό όμως συνεπάγεται μετατόπιση του διατμητικού κέντρου S προς τα αριστερά με ενδεχόμενη εμφάνιση ομόσημων γωνιών στρέψεως θ_1 και θ_2 (σχ. 38b). Έτσι αποτελεσματικότερη βελτίωση της στρεπτικής συμπεριφοράς θα προκύψει με την κατασκευή ενός ή περισσότερων πλαισίων στο δεξιό τμήμα του κτιρίου, οπότε θα έχουμε αύξηση της αστρεψιάς με μικρή ή καθόλου απομάκρυνση του M από το ελαστικό κέντρο S (σχ. 38c). Αν τώρα η κατασκευή των πλαισίων αυτών δεν είναι επιτρεπτή, τότε η ενίσχυση του διατμητικού υποσυστήματος μπορεί να γίνει με πύκνωση των περιμετρικών υποστυλωμάτων (σύστημα tube - in - tube). Σημειώνουμε, τέλος, ότι η κατασκευή φυτευτών τοιχίων επάνω από το ισόγειο στην πλευρά AB του κτιρίου αποτελεί τη χειρότερη λύση, λόγω συγκεντρώσεως παραμορφώσεων στα υποστυλώματα του ισόγειου (βλ. προηγούμενη παράγραφο).



Σχ. 38. Βελτίωση της στρεπτικής συμπεριφοράς κτιρίου.

Συστηματική επιβεβαίωση τον δυσμενούς ρόλου της στρέψεως των κτιρίων γίνεται έπειτα από κάθε ισχυρό σεισμό. Κλασικό παράδειγμα εν προκειμένω αποτελούν τα γωνιακά κτίρια, τα οποία πολύ συχνά διαθέτουν έκκεντρο πυρήνα κλιμακοστασίου (προς το μέρος της εσωτερικής γωνίας) και επιπλέον πολύ δύσκαμπτα πλαίσια στις εν επαφή προς τα γειτονικά κτίρια πλευρές (λόγω τοιχίων ή συμπαγών τοιχοποιιών). Το μεγαλύτερο ποσοστό καταρρεύσεων αφορά κατά κανόνα σε κτίρια του παραπάνω τύπου (φωτ. 39). Αλλά στο σημείο αυτό θα πρέπει να επισημανθεί ότι ο παράγων της στρέψεως γίνεται ιδιαίτερα επικίνδυνος και οδηγεί σε αναπότρεπτη αστοχία, όταν συνοδεύεται και από άλλους δυσμενείς παράγοντες που επιτείνονται λόγω της στρέψεως. Μεταξύ αυτών αναφέρουμε τους παρακάτω δύο δυσμενείς συνδυασμούς:

«στρέψη + εύκαμπτο ισόγειο»

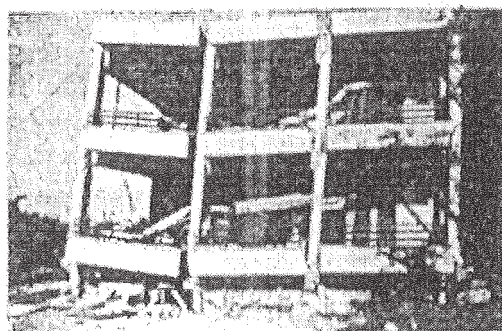
«στρέψη + κοντά υποστυλώματα»

οι οποίοι θα πρέπει να αποκλείονται πάση θυσία διότι οδηγούν σε βέβαιη αστοχία. Το Olive View Hospital (φωτ. 23) αποτελεί ένα παράδειγμα αστοχίας κτιρίου λόγω του πρώτου συνδυασμού. Επίσης, χαρακτηριστικό παράδειγμα αστοχίας λόγω του δεύτερου συνδυασμού αποτελούν τα δίδυμα κτίρια, σε απόσταση ολίγων μέτρων, που φαίνονται στις φωτογραφίες 40 και 41. Η πλήρης θραύση των κοντών υποστυλωμάτων του πρώτου

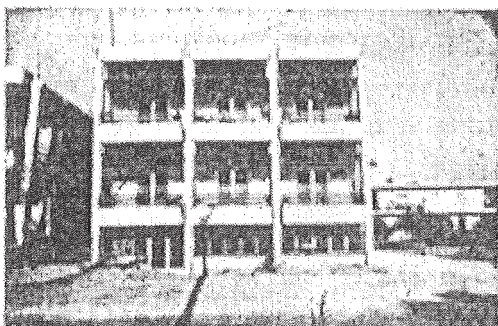
κτιρίου (φωτ. 42) οφείλεται στην έντονη στρέψη λόγω των εκκέντρων τοιχίων στο ημιυπόγειο (σχ. 39b), ενώ η στρέψη στο δεύτερο κτίριο εξουδετερώθηκε από το ζεύγος τοιχίων T₁-T₃ (σχ. 39α).



Φωτ. 39. Μεξικό, 1985



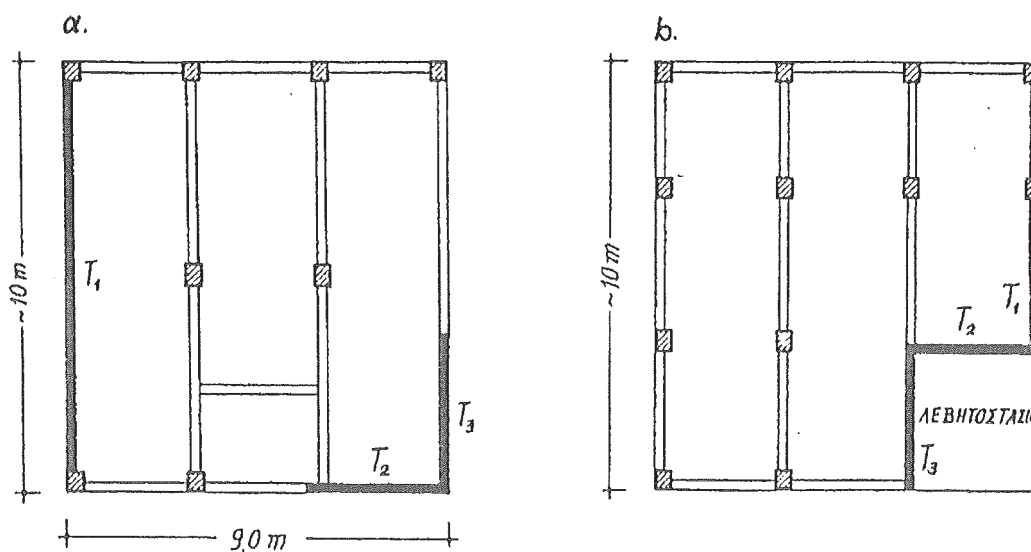
Φωτ. 40. Καλαμίνα, 1986.



Φωτ. 41. Καλαμίνα, 1986.



Φωτ. 42. Καλαμάτα, 1986



Σχ. 39. Ξυλότυποι ημιυπόγειου δύο όμοιων κτιρίων.

Για την αποτελεσματική αντιμετώπιση των δύο προηγούμενων δυσμενών συνδυασμών απαιτείται η ύπαρξη δύο τουλάχιστον τοιχίων με μεγάλο μοχλοβραχίονα και επαρκή ακαμψία, ώστε να μειωθούν οι μετατοπίσεις στα επίπεδα των κρίσιμων πλαισίων. Στα γωνιακά κτίρια η παραπάνω απαίτηση συνεπάγεται την κατασκευή τοιχίου σε μία τουλάχιστον από τις δύο προσόψεις που κατά κανόνα είναι ανεπιθύμητη, αλλά δεν φαίνεται να υπάρχει και άλλη διέξοδος.

Τελειώνοντας με το θέμα της συνθέσεως του αντισεισμικού δομικού συμπλέγματος στο χώρο θα αναφερθούμε σε τρεις γενικότερους παράγοντες που δεν πρέπει να λησμονούνται σε κάθε περίπτωση.

. Απλότητα και σαφήνεια

Τα συνήθη κτίρια κατοικιών-γραφείων με μικρό ή μεσαίο ύψος παρουσιάζουν μεγάλη ποικιλία μορφών, εσωτερικών λειτουργιών και άλλων δεσμεύσεων, γεγονός που δεν επιτρέπει την ταξινόμηση του σκελετού σε καθορισμένους τύπους με προδιαγεγραμμένες ιδιότητες. Σε όλες όμως τις περιπτώσεις επιβάλλεται η ύπαρξη απλής και σαφής στατικής λειτουργίας με στόχο:

«τη μεταφορά των φορτίων από το συντομότερο δρόμο μέχρι τη Θεμελίωση».

Ένα σταθερό σημείο αναφοράς αποτελεί πάντοτε ο χώρος κλιμακοστασίου-ασανσέρ, όπου η κατασκευή ενός ισχυρού πυρήνα από τη θεμελίωση μέχρι το δώμα εξασφαλίζει την παραλαβή μεγάλου ποσοστού των σεισμικών δυνάμεων. Ο πυρήνας αυτός ενσωματώνεται μονολιθικά μέσα σε ένα πλέγμα επιπέδων πλαισίων, το οποίο θα πρέπει να έχει την απλούστερη δυνατή διάταξη, ώστε να μην υπάρχουν αμφιβολίες για τη στατική λειτουργία του. Συνηθισμένες περιπτώσεις ασαφούς λειτουργίας αποτελούν οι έμμεσες στηρίξεις δοκών, η καθύψος μετάθεση ή διακοπή στύλων/τοιχίων και γενικότερα η "τεθλασμένη" διαδρομή των φορτίων. Ανάλογη είναι και η περίπτωση υπάρξεως αναβαθμών στο ίδιο πάτωμα, όπου θα πρέπει να εξασφαλίζεται η οριζόντια λειτουργία στερεού δίσκου.

. Ρόλος τοιχοπληρώσεων

Οι συμπαγείς τοιχοπληρώσεις είναι γνωστό ότι πολλαπλασιάζουν την ακαμψία των γυμνών πλαισίων με αποτέλεσμα την ανακατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία τόσο οριζοντίως όσο και κατακορύφως, όταν διακόπτονται σε ορισμένους ορόφους (π.χ. στο ισόγειο). Η υπόψη ανακατανομή θα πρέπει να υπολογίζεται έστω και χονδρικά με την μεθοδολογία της διαγώνιας τοιχοράβδου και με εκτίμηση του μέτρου ολισθήσεως της τοιχοποιίας.

Αλλά είναι επίσης γνωστή η πρόωρη ρηγμάτωση του ψαθυρού αυτού υλικού και η απότομη μετάδοση δυνάμεων στον περιβάλλοντα σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα και στη συνέχεια σε άλλα στοιχεία ακαμψίας. Έτσι, η συμπαγής τοιχοπλήρωση απαιτεί και ισχυρό πλαίσια, ικανό να παραλάβει τα παραπάνω πρόσθετα φορτία χωρίς να αστοχήσει

πριν ή μαζί με την τοιχοποιία, γιατί διαφορετικά προκύπτουν πολύ ακανόνιστες καταστάσεις αλληλεπιδράσεως (πρβλ. σχ. 1.43). Τα παραπάνω φαινόμενα επιβάλλουν, ουσιαστικά, και έναν δεύτερο υπολογισμό χωρίς τις τοιχοποιίες, αλλά είναι φανερό ότι αξιόπιστη υπολογιστική αντιμετώπιση του υπόψη προβλήματος δεν είναι δυνατή χωρίς τεχνολογική παρέμβαση, ώστε να αποκτήσει το ίδιο το υλικό ιδιότητες επιδεκτικές υπολογισμού. Ένα παράδειγμα παρεμβάσεως αυτού του είδους αποτελούν τα ειδικά τοιχοπετάσματα που μελετήθηκαν από το Ινστιτούτο Muto και χρησιμοποιήθηκαν ως στοιχεία ακαμψίας στο κτίριο του σχήματος 11. Η σύνδεση των στοιχείων αυτών με τον χαλύβδινο σκελετό έγινε σε διακριτά σημεία με ηλεγμένη πειραματικά συμπεριφορά τόσο στην ελαστική όσο και στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς, ώστε να επιτευχθεί συμβιβαστή πλάσιμη συμπεριφορά των δύσκαμπτων πετασμάτων με τον εύκαμπτο μεταλλικό σκελετό.

. Εύκαμπτη ή δύσκαμπτη κατασκευή;

Οι αμιγείς πλαισιακές κατασκευές, με πλήρη διαχωρισμό των τοιχοπληρώσεων από τον σκελετό, είναι δυνατόν να αποκτήσουν μεγάλη πλαστιμότητα και ιδιοπερίοδο, οπότε επιτυγχάνεται γενικά μείωση των σεισμικών φορτίων, όπως αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με τον ευκολότερο και πιο αξιόπιστο υπολογισμό, θα μπορούσε να αποτελέσει ισχυρό κίνητρο για την προτίμηση τέτοιων κατασκευών.

Εντούτοις, τα προηγούμενα πλεονεκτήματα ακυρώνονται σε μεγάλο βαθμό από μία σειρά αστάθμητων παραγόντων και στην πραγματικότητα έχουμε μετατόπιση των δυσχερειών από μία περιοχή σε πολλές άλλες. Έτσι π.χ. το είδος του σεισμού (κοντινός μικρού βάθους ή μακρινός μεγάλου βάθους) και το είδος του εδάφους (σκληρό ή μαλακό) μπορεί άλλοτε να ευνοεί και άλλοτε όχι τις εύκαμπτες κατασκευές- επίσης, η πλήρης ανεξαρτητοποίηση των συνήθων τοιχοποιιών από τον σκελετό είναι εξαιρετικά δύσκολη και πρακτικά ανέφικτη. Αλλά και η ίδια η κατασκευή πλάσιμων πλαισίων απαιτεί πολύ επιμελημένη εκτέλεση και υπόκειται σε πλήθος αβεβαιοτήτων, ώστε θα ήταν παράτολμο να βασισθεί μόνον σε ένα παράγοντα η πρόληψη της καταρρεύσεως.

Αντίθετα, πιο ρεαλιστική φαίνεται η παραίτηση από την προστάθεια της -αβέβαιης άλλωστε- μειώσεως των σεισμικών φορτίων και η εξασφάλιση πολλαπλών γραμμών άμυνας, για την ασφαλή απορρόφηση -κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας με ελεγχόμενες βλάβες χωρίς κατάρρευση. Από την άποψη αυτή περισσότερο πλεονεκτήματα προσφέρουν οι μικτές δύσκαμπτες κατασκευές χωρίς απομόνωση των τοιχοπληρώσεων, οι οποίες μάλιστα αποτελούν και την πρώτη γραμμή άμυνας. Πράγματι, η ρηγμάτωση των τοιχοπληρώσεων σε όλους τους ορόφους αποτελεί δείκτη καλής μετελαστικής συμπεριφοράς και συνεπάγεται απορρόφηση μεγάλων ποσοτήτων

της σεισμικής ενέργειας. Επίσης, ο μικτός δύσκαμπτος σκελετός είναι λιγότερο ευαίσθητος και περισσότερο "ανεκτικός" σε πιθανές κακοτεχνίες και επιπλέον η αυξημένη δυσκαμψία των τοιχίων:

- μειώνει τις διαφορικές μετατοπίσεις των ορόφων,
- προστατεύει τους τοίχους και τις επενδύσεις από εκτεταμένη ρηγμάτωση,
- ανακουφίζει τους κόμβους των πλαισίων και
- υποβαθμίζει τον ρόλο των φαινομένων δευτέρας τάξεως.

Στις περιπτώσεις, τέλος, των μέτριων σεισμών -που είναι και οι περισσότεροι- η κατασκευή λειτουργεί ελαστικά χωρίς εμφάνιση βλαβών στα μη φέροντα στοιχεία.

Θεμελιώσεις

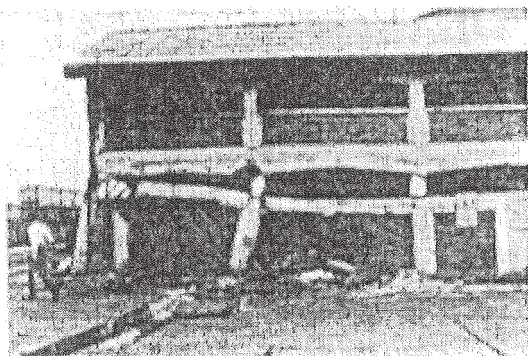
Είναι γνωστό ότι οι θεμελιώσεις αποτελούν τα δομικά εκείνα στοιχεία που χρησιμεύουν για την ομαλή μεταβίβαση των φορτίων της ανωδομής στο έδαφος. Η αντίληψη αυτή όμως, που προϋποθέτει το έδαφος σαν παθητικό "αποδέκτη" φορτίων, είναι ατελής ακόμη και για τις μη σεισμικές φορτίσεις, ενώ στην περίπτωση των τελευταίων μπορεί να οδηγήσει σε τραγικά λάθη. Διότι στην πραγματικότητα το σύμπλεγμα έδαφος -Θεμελίωση- ανωδομή αποτελεί ενιαίο σύνολο με αυτοτελή δυναμική συμπεριφορά, που είναι συνάρτηση των ιδιοτήτων των τριών συστατικών του μερών και ιδιαίτερα του εδάφους, από το οποίο άλλωστε γίνεται και η "εισαγωγή" της σεισμικής διεγέρσεως.

Από την άλλη όμως πλευρά θα πρέπει να αναγνωρισθεί ότι η παραπάνω καθολική αντιμετώπιση του προβλήματος, περισσότερο γνωστή με τον όρο αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής, θέτει προς το παρόν δισεπίλυτα προβλήματα και είναι πρακτικά ανεφάρμοστη. Έτσι, σε πρώτη προσέγγιση επιχειρείται η "συναρμογή" της δυναμικής συμπεριφοράς εδάφους- ανωδομής στη στάθμη της θεμελίωσης με τη βοήθεια ελατηρίων. αντιπροσωπευτικών των δυναμικών χαρακτηριστικών του εδάφους επίσης, μία περαιτέρω απλοποίηση του προβλήματος γίνεται με την αποδοχή στατικής συμπεριφοράς των υπόψη ελατηρίων με αντίστοιχα μεγέθη που την εκφράζουν ποσοτικά (συντελεστές δυσκαμψίας) και τέλος απλούστερη όλων είναι ειδική περίπτωση της πλήρους πακτώσεως στο έδαφος, η οποία μπορεί να γίνει αποδεκτή υπό ορισμένες προϋποθέσεις (π.χ. Θεμελίωση σε βράχο).

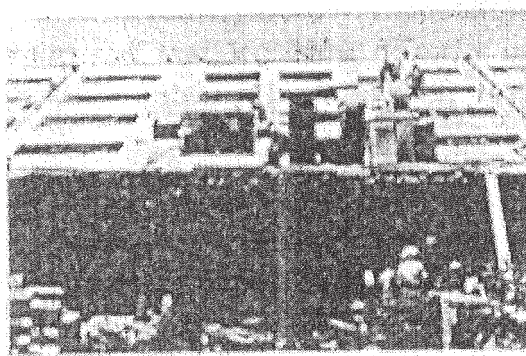
Αλλά οι προηγούμενες απλοποιήσεις του προβλήματος δεν είναι χωρίς συνέπειες, η αγνόηση των οποίων μπορεί να οδηγήσει σε σοβαρά λάθη κατά την μελέτη της Θεμελίωσης. Έτσι, και μόνη η ποιοτική γνώση ορισμένων παραγόντων, που ενδεχομένως δεν υπεισέρχονται ρητά στους υπολογισμούς, είναι δυνατόν να αποδειχθεί πολύ χρήσιμη και να προφυλάξει την ανωδομή από δυσάρεστες εκπλήξεις. Στη συνέχεια θα αναφερθούμε περιληπτικά στους παράγοντες αυτούς που αποτελούν αντικείμενο της Εδαφοδυναμικής και των Θεμελίωσεων.

•Έδαφος Θεμελιώσεως

Υπάρχουν καταρχήν ορισμένα εδάφη σχεδόν απαγορευτικά για δόμηση, διότι υφίστανται πολύ μεγάλες αθροιστικές παραμορφώσεις κατά τους σεισμούς και προ καλούν άμεση αστοχία των υπερκείμενων κατασκευών. Τέτοια εδάφη είναι όσα βρίσκονται κοντά σε επιφανειακά τεκτονικά ρήγματα που είναι δυνατόν να επανενεργοποιηθούν τα κατολισθαίνοντα εδάφη επάνω σε πλαγιές ή επάνω σε αναβαθμό του βραχώδους υπεδάφους (βλ. σχ. 1.10) και επίσης οι κορεσμένες αμμώδεις αποθέσεις που κινδυνεύουν από ρευστοποίηση. Στη φωτογραφία 43 φαίνεται η αστοχία κτιρίου που διασχίζεται από επιφανειακό σεισμικό ρήγμα, ενώ στη φωτογραφία 44 φαίνεται η πλήρης ανατροπή κτιρίου λόγω της ρευστοποίησης του εδάφους Θεμελιώσεως.



Φωτ. 43. Χιλή, 1985.



Φωτ. 44. Niigata (Ιαπωνία), 1964

Η ενδεχόμενη δόμηση σε εδάφη των παραπάνω κατηγοριών προϋποθέτει την ύπαρξη πλήρων σεισμολογικών δεδομένων της περιοχής και προσεκτική μελέτη του συμπλέγματος έδαφος - Θεμελίωση - ανωδομή.

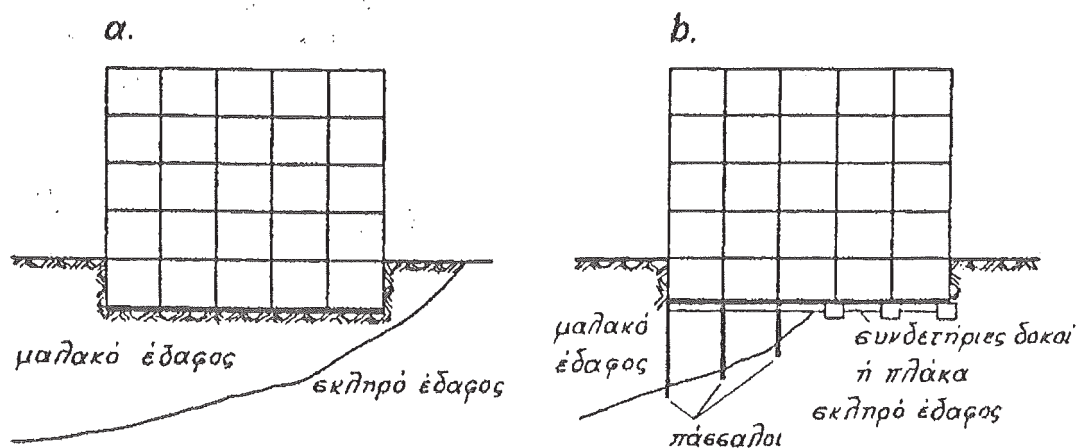
Η εμπειρία από πολλούς ισχυρούς σεισμούς έχει δείξει ότι, γενικά, τα σκληρά εδάφη είναι προτιμότερα από τα μαλακά για τη Θεμελίωση των κατασκευών, όπως άλλωστε συμβαίνει και για τα συνήθη κατακόρυφα φορτία. Έτσι, κατά σειρά προτιμήσεως, Θα έχουμε την επόμενη κατάταξη των εδαφών

- Βραχώδη ή ημιβραχώδη εδάφη.
- Εκτεταμένες στρώσεις από πυκνό χονδρόκοκκο υλικό ή από σκληρή προσυμπιεσμένη άργιλο.
- Επιτόπου αποσαθρωμένα βραχώδη υλικά, χονδρόκοκκα υλικά μέσης πυκνότητας και μετρίως σκληρή άργιλος.
- Χαλαρά χονδρόκοκκα υλικά μικρής πυκνότητας και ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής σκληρότητας.

Ειδικότερα, συνιστάται η Θεμελίωση εύκαμπτων κατασκευών σε βραχώδη εδάφη και δύσκαμπτων κατασκευών σε μαλακά εδάφη. Διότι στην πρώτη περίπτωση το φάσμα του σεισμού θα είναι πλούσιο σε μικρές περιόδους και άρα οι εύκαμπτες κατασκευές θα είναι λιγότερο ευπρόσβλητες, ενώ στη δεύτερη περίπτωση το φάσμα θα είναι πλούσιο σε μεγάλες περιόδους και άρα οι δύσκαμπτες κατασκευές θα είναι λιγότερο ευπρόσβλητες. Επίσης, θα πρέπει να σημειωθεί ότι στα μαλακά εδάφη εκτός από το "φιλτράρισμα" των μικρών περιόδων έχουμε και αύξηση του συνολικού χρόνου της δονήσεως, που αποτελεί πάντοτε δυσμενή παράγοντα.

- Ομοιογένεια του εδάφους

Το έδαφος θεμελιώσεως μαζί με τη Θεμελίωση θα πρέπει να αποτελούν ένα ομοιογενές σύνολο, ώστε οι σεισμικές κινήσεις στα διάφορα σημεία να είναι ομοειδείς. Αυτό σημαίνει ότι είναι πάντοτε προτιμητέα η ύπαρξη της ίδιας εδαφικής στρώσεως και η επιλογή του ίδιου συστήματος θεμελιώσεως σε όλη την έκταση της κατασκευής (σχ. 40α). Αντίθετα, σε περίπτωση διαφορετικού εδάφους θεμελιώσεως (π.χ. βράχος-μαλακό έδαφος), οπότε και το σύστημα Θεμελιώσεως θα είναι διαφορετικό, συνιστάται ο πλήρης διαχωρισμός με αρμό των δύο τμημάτων της κατασκευής. Αν ο διαχωρισμός είναι αδύνατος για διάφορους λόγους, τότε επιβάλλεται η καλή σύνδεση των δύο συστημάτων Θεμελιώσεως με συνδετήριες δοκούς για τον μετριασμό των ανομοειδών κινήσεων του εδάφους (σχ. 40b).

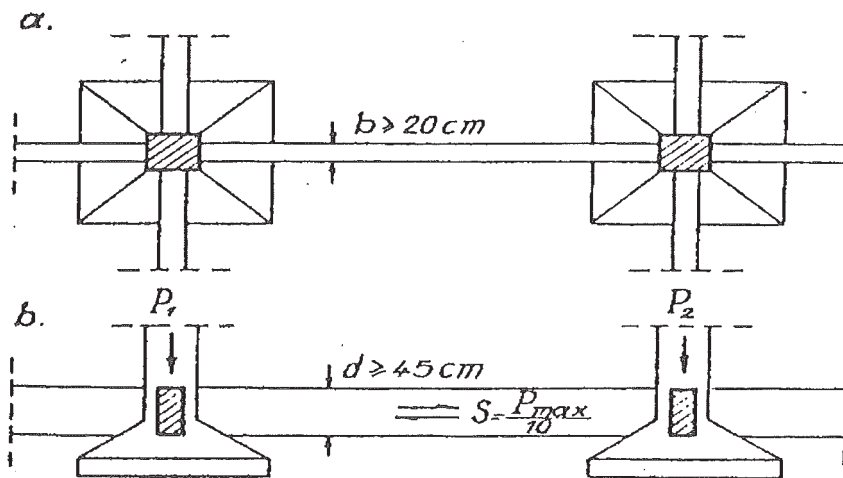


Σχ. 40. Θεμελίωση σε ομοιογενές και ανομοιογενές έδαφος.

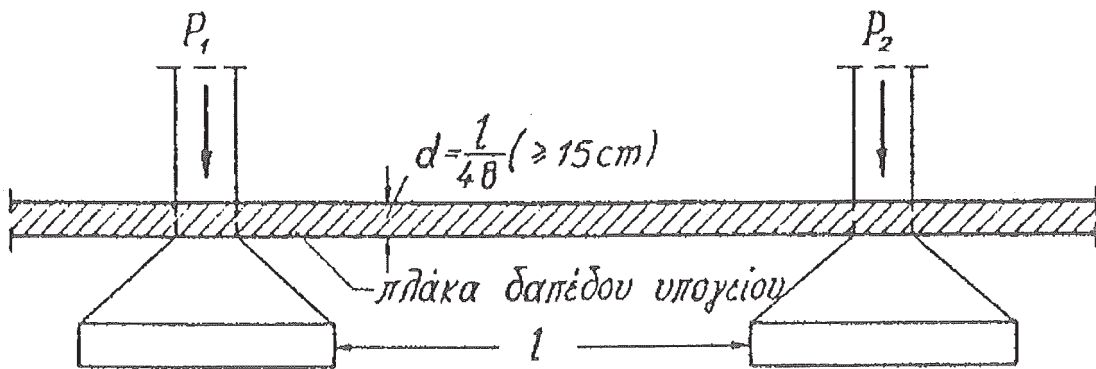
- Μονολιθικότητα της Θεμελιώσεως

Η μονολιθικότητα μαζί με τη μεγάλη ακαμψία και μάζα της θεμελιώσεως αποτελούν "ασπίδα" προστασίας της ανωδομής από τις διαφορικές μετατοπίσεις του εδάφους που κατά κανόνα δεν είναι επιδεκτικές υπολογισμού (σχ. 1.15). Εξαιρέση αποτελούν μόνο τα βραχώδη εδάφη, όπου η μονολιθικότητα της Θεμελιώσεως είναι πάντοτε εξασφαλισμένη.

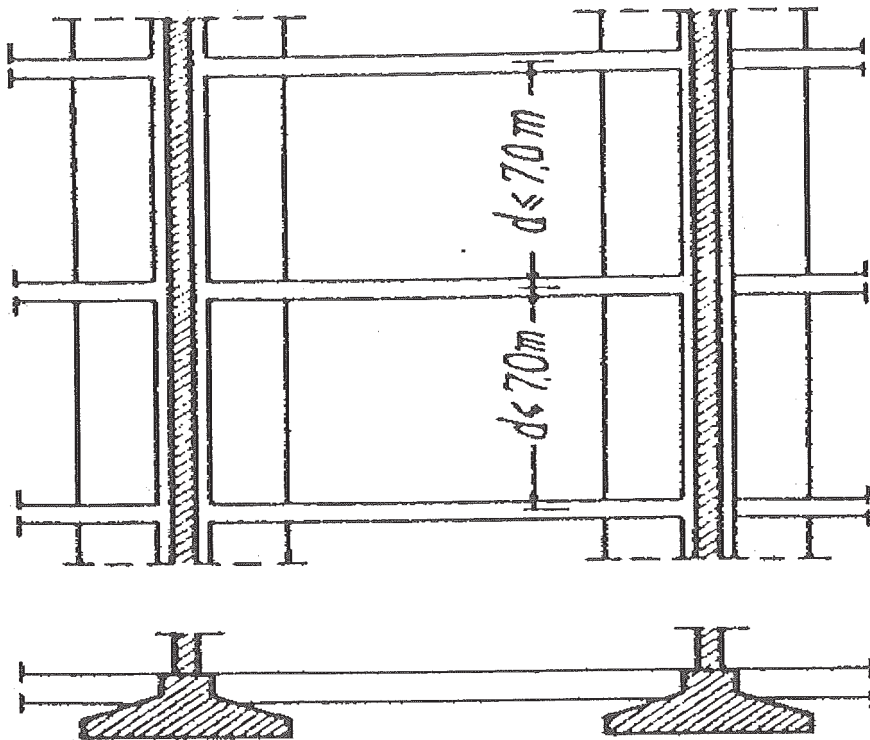
Έτσι, σε κάθε άλλη περίπτωση εδάφους επιβάλλεται η κατασκευή μίας εσχάρας συνδετήριων δοκών, ικανής να παρεμποδίσει τις αμοιβαίες μετατοπίσεις των πέλδλων (σχ. 41) Συνήθως ο υπολογισμός των δοκών αυτών γίνεται για αξονική φόρτιση (θλιπτική ή εφελκυστική) ίση με το 10~ του μέγιστου φορτίου των πέλδλων που συνδέουν επίσης, στην περίπτωση υπάρξεως υπογείου, η σύνδεση των πέλδλων μπορεί να γίνεται με κατάλληλη διαστασιολόγηση και όπλιση της πλάκας του δαπέδου του υπογείου, λαμβάνοντας υπόψη το παραπάνω αξονικό φορτίο (σχ. 42). Η εσχάρα πεδιλοδοκών δεν απαιτεί πρόσθετα μέτρα, αλλά οι πεδιλοδοκοί κατά μία μόνο διεύθυνση ή τα παράλληλα πέλδλα με μορφή ταινίας. Θα πρέπει να συνδεόνται με εγκάρσιες δοκούς(σχ. 43). Σημειώνουμε, τέλος, ότι η αξονική επιπόνηση των συνδετηρίων δοκών ή πεδιλοδοκών επιπροστίθεται στις υπάρχουσες άλλες επιπονήσεις τους (π.χ. από έκκεντρα πέλδλα).



Σχ. 41. Συνδετήριες δοκοί μεμονωμένων πέλδλων.



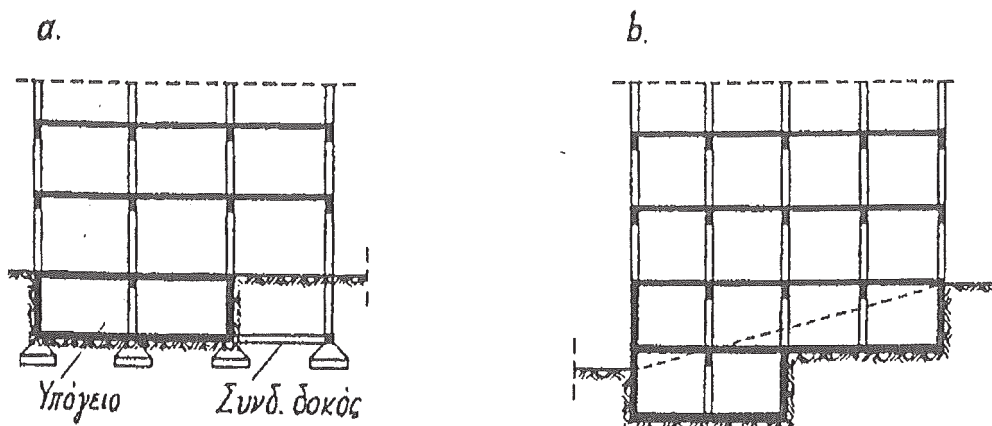
Σχ.42. Οπλισμένη πλάκα δαπέδου για τη σύνδεση των πέλδλων.



Σχ. 43.Σύνδεση θεμελιολωρίδων (ή πεδιλοδοκών).

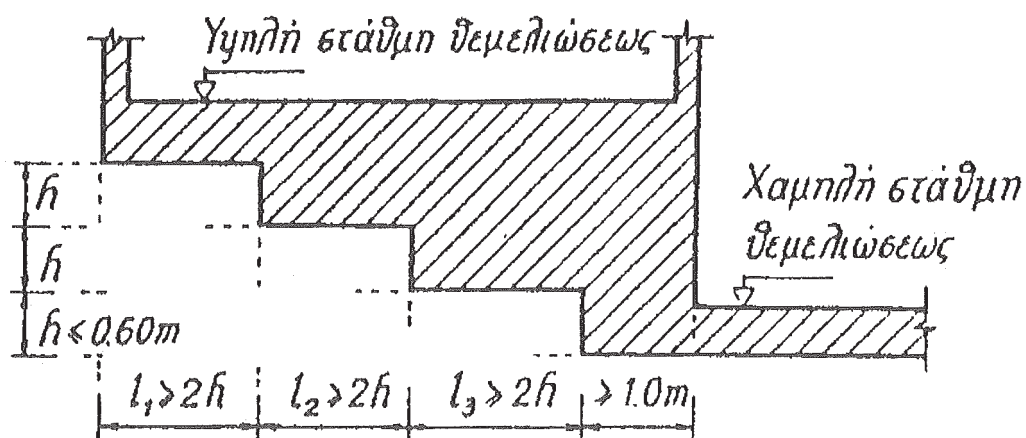
- Στάθμη Θεμελιώσεως

Το μεγάλο βάθος Θεμελιώσεως -ιδίως στην περίπτωση υπάρξεως ενός ή δύο υπογείων- σε συνδυασμό με την μεγάλη ακαμψία βελτιώνει ουσιαστικά την αντισεισμική συμπεριφορά των κτιρίων, διότι μειώνονται οι επιταχύνσεις "εισόδου" στη θεμελίωση (πέρα από την αύξηση της αντοχής του εδάφους). Ιδιαίτερη προσοχή απαιτούν οι ανισοσταθμίες Θεμελιώσεως, οι οποίες θα πρέπει να αποφεύγονται ή να λαμβάνονται πρόσθετα μέτρα εξασφάλισης της μονολιθικότητας του συνόλου της θεμελιώσεως. Έτσι π.χ. αν το υπόγειο δεν εκτείνεται σε όλη την έκταση του κτιρίου, τα εκτός υπογείου υποστυλώματα θα πρέπει να θεμελιώνονται στην ίδια στάθμη με τα υπόλοιπα και να συνδέονται μ' αυτά με συνδετήριες δοκούς (σχ. 44α). Δυσκολότερη είναι η περίπτωση κατασκευής σε έδαφος με μεγάλη κλίση, κατά την οποία προκύπτει και ένα δεύτερο υπόγειο σε τμήμα της κατόψεως. Στην περίπτωση αυτή τα δύο υπόγεια θα πρέπει να διαμορφώνονται σαν άκαμπτα κλειστά κιβώτια με τη βοήθεια των οριζόντιων πλακών, των περιμετρικών τοιχίων και ενδεχομένως πρόσθετων εσωτερικών τοιχίων (σχ. 44b). Στο σχ. 45, τέλος, φαίνεται η περίπτωση κατασκευής αναβαθμών στο τμήμα συναρμογής μεταξύ εκτεταμένων θεμελιώσεων σε δύο διαφορετικά επίπεδα.



Σχ.44.Ανισοσταθμίες θεμελιώσεως.

Με βάση τα συμπεράσματα από τη μελέτη των προηγούμενων βασικών παραγόντων γίνεται η επιλογή του συστήματος θεμελιώσεως, το οποίο μπορεί να είναι μεμονωμένα πέδιλα, εσχάρα πεδιλοδοκών, γενική κοιτόστρωση και πάσσαλοι ή συνδυασμός των προηγούμενων. Οι τύποι αυτοί της Θεμελιώσεως, με τη σειρά αναγραφής τους, αντιστοιχούν περίπου στην κατάταξη εδαφών που έγινε προηγουμένως από τα καλύτερα προς τα χειρότερα, ανάλογα βέβαια και με το μέγεθος των φορτίων (αριθμό ορόφων) και το είδος της κατασκευής.



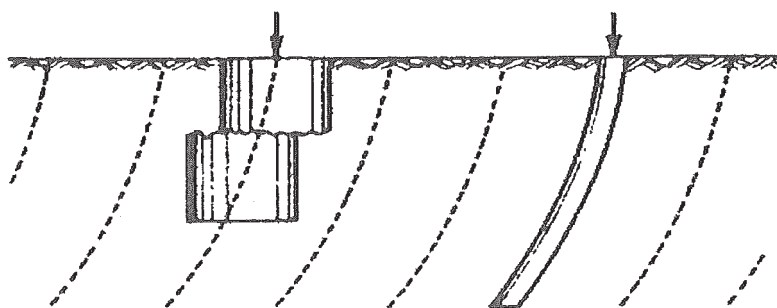
Σχ. 45.Συναρμογή ανισοσταθμιών θεμελιώσεως.

Στα έκκεντρα πέδιλα απαιτείται ιδιαίτερη μέριμνα για την παραλαβή του ζεύγους ανατροπής, η οποία συνήθως γίνεται με τη βοήθεια συνδετήριων δοκών που υπολογίζονται ανάλογα. Επίσης, τα πέδιλα με διπλή εκκεντρότητα εμφανίζουν πρόσθετες δυσκολίες υπολογισμού των τάσεων και των οπλισμών τους. Τα περιμετρικά τοιχεία των υπογείων, μαζί με τα αντίστοιχα υποστυλώματα, είναι σκόπιμο να έχουν κοινό συνεχές πέδιλο, σταθερού συνήθως πλάτους, τόσο για λόγους μονολιθικότητας και απλότητας της κατασκευής όσο και λόγω της διανεμητικής δράσεως των τοιχείων κατά την κάθοδο των

φορτίων αν το πέδιλο αυτό είναι έκκεντρο, τότε θα πρέπει να παραλαμβάνεται η ροπή εκκεντρότητας με εγκάρσιες συνδετήριες δοκούς.

Η Θεμελίωση των πυρήνων απαιτεί συνήθως πλάκα Θεμελιώσεως για την παραλαβή των μεγάλων ροπών πακτώσεως των υπόψη φορέων. Δεν είναι καθόλου σκόπιμη η παραδοχή μικρού Βαθμού πακτώσεως για την μείωση της παραπάνω ροπής - ακόμη και αν απαιτούνται πάσσαλοι- διότι λόγω της μεγάλης στροφής της βάσεως χάνεται μεγάλο μέρος της ευεργετικής δράσεως των πυρήνων στην ανωδομή (προστασία πλαισίων, τοίχων, κ.λ.π). Για το λόγο αυτό η πληρέστερη δυνατή πάκτωση των πυρήνων στο έδαφος θα πρέπει να εξασφαλίζεται επιπλέον και με τη βοήθεια δύσκαμπτων συνδετήριων δοκών κατά τις δύο κάθετες διευθύνσεις της κατόψεως της πλάκας Θεμελιώσεως. Σημειώνουμε, τέλος ότι η παραπάνω πάκτωση εξασφαλίζεται σε πολύ μεγάλο βαθμό στην περίπτωση υπάρξεως υπογείου, λόγω του αναπτυσσομένου ζεύγους δυνάμεων στο δάπεδο και στην οροφή του υπογείου στην περίπτωση αυτή όμως απαιτείται η ασφαλής μεταβίβαση της αντιδράσεως από την οροφή του υπογείου στα περιμετρικά τοιχία, δηλαδή απαιτείται η πλήρης ενσωμάτωση του πυρήνα στο πλέγμα δοκών της οροφής του υπογείου .

Η μελέτη των πασσάλων Θεμελιώσεως για την παραλαβή των σεισμικών φορτίων γίνεται με τελείως διαφορετικά κριτήρια συγκριτικά με τις μη σεισμικές φορτίσεις. Στην προκειμένη περίπτωση θα πρέπει να εγκαταλειφθεί η Θεώρηση των πασσάλων ως στοιχείων φορτιζομένων στην κεφαλή τους με δεδομένες δυνάμεις που εξισορροπούνται από τις αντιδράσεις του εδάφους και η επιδίωξη αυξημένης δυσκαμψίας τους. Διότι στην πραγματικότητα κατά την σεισμική επιπόνηση συμβαίνει το, αντίθετο: το έδαφος επιβάλλει στον πάσσαλο την παραμόρφωσή του και στην παραμορφωμένη αυτή κατάσταση ο πάσσαλος οφείλει να παραλάβει και τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής . Έτσι, σήμερα επιδιώκεται η κατασκευή εύκαμπτων πασσάλων με αυξημένη πλαστιμότητα στην κεφαλή τους (πυκνοί συνδετήρες, επιμελημένος κεφαλόδεσμος), των οποίων η παραμόρφωση προδιαγράφεται χονδρικά από την δυναμική συμπεριφορά του ελεύθερου εδαφικού προφίλ (ημιτονοειδής ελαστική γραμμή πασσάλου) (σχ. 46).



Σχ. 46.Σεισμική συμπεριφορά δύσκαπτου και εύκαπτου πασσάλου.

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

Η φιλοσοφία σχεδιασμού είναι ένας κάπως πομπώδης όρος που χρησιμοποιούμε για να αναφερθούμε στις θεμελιώδεις βάσεις του σχεδιασμού. Οι βάσεις αυτές καλύπτουν τους λόγους επιλογής των φορτίων και δυνάμεων σχεδιασμού, τις αναλυτικές τεχνικές και διαδικασίες σχεδιασμού, τις προτιμήσεις μας για συγκεκριμένες διαμορφώσεις δομικών συστημάτων και συγκεκριμένα υλικά, και τους στόχους μας για οικονομική βελτιστοποίηση. Η σημασία μίας ορθολογικής φιλοσοφίας σχεδιασμού γίνεται ύψιστη όταν οι σεισμικές θεωρήσεις κυριαρχούν στο σχεδιασμό. Αυτό συμβαίνει επειδή τυπικά αποδεχόμαστε υψηλότερο κίνδυνο βλάβης από σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού παρά από άλλα συγκρίσιμα ακραία φορτία, όπως το μέγιστο κινητό φορτίο ή η ανεμοπύση. Για παράδειγμα,, οι σύγχρονοι οικοδομικοί κανονισμοί τυπικά καθορίζουν μία ένταση σεισμού σχεδιασμού που για συνηθισμένες κατασκευές, όπως τα κτίρια γραφείων, αντιστοιχεί σε περίοδο επανάληψης σεισμού 100 έως 500 ετών. Οι αντίστοιχες δυνάμεις σχεδιασμού είναι γενικά πολύ μεγάλες για να εξισορροπηθούν στην ελαστική περιοχή απόκρισης του υλικού, και είναι συνηθισμένο να γίνεται σχεδιασμός για αντοχές που είναι κλάσμα, τόσο μικρό όσο το 10 έως 25%, της αντοχής που αντιστοιχεί στην ελαστική περιοχή, και να προσδοκούμε ότι οι κατασκευές θα επιβιώσουν από ένα σεισμό με τη βοήθεια μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων και διάχυσης ενέργειας που αντιστοιχούν σε σοβαρή καταπόνηση του υλικού. Το αποτέλεσμα είναι ότι μπορεί να αναπτυχθεί η πλήρης αντοχή του κτιρίου καθώς αυτό αντιδράει σε δυνάμεις που προκαλούνται από πολύ μικρότερους σεισμούς, που συμβαίνουν πολύ συχνότερα από το σεισμό σχεδιασμού. Η ετήσια πιθανότητα ανάπτυξης της πλήρους αντοχής του κτιρίου σε σεισμική καταπόνηση μπορεί να φτάσει έτσι το 1 έως 3%. Αυτή πρέπει να συγκριθεί με την αποδεκτή ετήσια πιθανότητα ανάπτυξης της πλήρους αντοχής σε φορτία βαρύτητας, που φτάνει ίσως το 0.01%. Συμπεραίνεται λοιπόν ότι οι συνέπειες που προκύπτουν από την έλλειψη ορθολογικής φιλοσοφίας αντισεισμικού σχεδιασμού πιθανότατα να είναι σοβαρές.

Η ενσωμάτωση διαδικασιών αντισεισμικού σχεδιασμού στη μελέτη κτιρίων υιοθετήθηκε γενικότερα για πρώτη φορά τις δεκαετίες του 1920 και 1930, όταν άρχισε να εκτιμάται η σημασία των αδρανειακών φορτίσεων στα κτίρια. Ελλείπει αξιόπιστων μετρήσεων των εδαφικών επιταχύνσεων και εξαιτίας της έλλειψης λεπτομερειακής γνώσης της δυναμικής απόκρισης των κατασκευών, το μέγεθος των σεισμικών αδρανειακών δυνάμεων δεν μπορούσε να εκτιμηθεί με αξιοπιστία. Τυπικά, είχε υιοθετηθεί σχεδιασμός για οριζόντιες δυνάμεις που αντιστοιχούσαν στο 10% του βάρους του κτιρίου. Αφού ο ελαστικός σχεδιασμός με επιτρεπόμενες τάσεις χρησιμοποιούνταν αδιακρίτως, οι πραγματικές αντοχές του κτιρίου σε οριζόντιες δυνάμεις ήταν γενικά κάπως μεγαλύτερες.

Στη διάρκεια της δεκαετίας του 1960, τα επιταχυνσιογραφήματα που έδιναν λεπτομερείς πληροφορίες για την εδαφική επιτάχυνση άρχισαν να είναι γενικότερα διαθέσιμα. Η έλευση των φιλοσοφιών σχεδιασμού με συνολική αντοχή και η ανάπτυξη περίπλοκων αναλυτικών διαδικασιών με υπολογιστές διευκόλυνε μία λεπτομερέστερη εξέταση της

σεισμικής απόκρισης κατασκευών με πολυβάθμια ελευθερία κινήσεων. Σύντομα έγινε προφανές ότι σε πολλές περιπτώσεις ο αντισεισμικός σχεδιασμός, με το μέγεθος των οριζοντίων δυνάμεων που καθορίζονταν στους κανονισμούς, ήταν ανεπαρκής για να εξασφαλίσει ότι οι απαιτήσεις μίας ισχυρής εδαφικής δόνησης δε θα υπερέβαιναν την αντοχή της κατασκευής. Την ίδια εποχή, οι παρατηρήσεις των αποκρίσεων των κτιρίων σε πραγματικούς σεισμούς έδειχναν ότι αυτή η έλλειψη αντοχής δεν είχε πάντοτε αποτέλεσμα την αστοχία, ούτε ακόμη και τη σοβαρή βλάβη. Εφόσον η αντοχή της κατασκευής μπορούσε να διατηρηθεί χωρίς υπερβολική αποδιοργάνωση καθώς αναπτύσσονταν οι μετελαστικές παραμορφώσεις, η κατασκευή μπορούσε να επιβιώσει στο σεισμό, και συχνά να επισκευαστεί οικονομικά. Ωστόσο, όταν οι μετελαστικές παραμορφώσεις είχαν αποτέλεσμα σοβαρή μείωση της αντοχής, όπως για παράδειγμα συχνά συμβαίνει σε περίπτωση διατμητικής αστοχίας στοιχείων σκυροδέματος ή τοιχοποιίας, τότε ήταν συνηθισμένες οι σοβαρές βλάβες ή ακόμη και η κατάρρευση.

Με αυξανόμενη την επίγνωση ότι η πλεονάζουσα αντοχή δεν είναι ουσιώδης και ούτε απαραίτητα επιθυμητή, η έμφαση στο σχεδιασμό μετατέθηκε από την αντίσταση στις μεγάλες σεισμικές δυνάμεις στην "υπεκφυγή" αυτών των δυνάμεων. Η μετελαστική συμπεριφορά των κατασκευών προέκυψε από την ασάφεια των υποθετικών παραδοχών κι έγινε μία αναγκαία πραγματικότητα στο σχεδιασμό των κατασκευών για σεισμικές δυνάμεις. Η αλήθεια ότι όλες οι μετελαστικές μορφές παραμόρφωσης δεν είναι εξίσου βιώσιμες έχει γίνει αποδεκτή. Όπως σημειώθηκε παραπάνω, μερικές οδηγούν στην αστοχία κι άλλες παρέχουν πλαστιμότητα, που μπορεί να θεωρηθεί το βασικό χαρακτηριστικό διατήρησης της αντοχής όταν η κατασκευή υποβάλλεται σε αναστροφές μετελαστικών παραμορφώσεων λόγω σεισμικής καταπόνησης.

Έτσι, σχετικά πρόσφατα, έγινε αποδεκτό ότι ο αντισεισμικός σχεδιασμός πρέπει να ενθαρρύνει περισσότερο τη χρήση μορφών κατασκευών που είναι πιθανότερο να διαθέτουν πλαστιμότητα παρά αυτών που δεν τη διαθέτουν. Γενικά, αυτό σχετίζεται με θέματα κανονικότητας της κατασκευής και προσεκτικής επιλογής των θέσεων, που συχνά ονομάζονται πλαστικές αρθρώσεις, όπου μπορούν να αναπτυχθούν μετελαστικές παραμορφώσεις. Σε συνδυασμό με την προσεκτική επιλογή της διαμόρφωσης της κατασκευής, αυξάνουν εκούσια οι απαιτούμενες αντοχές για τις ανεπιθύμητες μορφές μετελαστικών παραμορφώσεων σε σχέση μ' αυτές των επιθυμητών. Έτσι για κατασκευές από σκυρόδεμα και τοιχοποιία, η απαιτούμενη διατηρητική αντοχή πρέπει να υπερβαίνει την απαιτούμενη καμπτική, ώστε να εξασφαλίζεται ότι δε θα συμβούν μετελαστικές διατμητικές παραμορφώσεις, που συνδυάζονται με μεγάλη αποδιοργάνωση της ακαμψίας και της αντοχής, που μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία. Αυτές οι απλές έννοιες, δηλαδή (1) η επιλογή κατάλληλης μορφής του δομικού συστήματος για μετελαστική απόκριση, (2) η επιλογή καταλλήλων και σωστά κατανεμημένων θέσεων (πλαστικών αρθρώσεων) για τη συγκέντρωση των μετελαστικών παραμορφώσεων, και (3) η εξασφάλιση, με την κατάλληλη διαφοροποίηση των αντοχών, ότι η μετελαστική παραμόρφωση δε θα συμβεί σε ανεπιθύμητες θέσεις ή σε ανεπιθύμητες στατικές καταστάσεις αποτελούν τις βάσεις της φιλοσοφίας του ικανοτικού σχεδιασμού, που αναπτύσσεται εκτενέστερα σ' αυτό το κεφάλαιο, και περιγράφεται και παρουσιάζεται με λεπτομέρειες στα επόμενα.

Παρά την αυξημένη επίγνωση και κατανόηση των παραγόντων που επηρεάζουν τη συμπεριφορά των κατασκευών σε σεισμό, συνεχίζει σε πολλές χώρες να υπάρχει σημαντική απόκλιση μεταξύ της θεωρίας της αντισεισμικής μηχανικής, όπως εκτίθεται για παράδειγμα στα πρακτικά των προσφάτων Διεθνών Συνεδρίων Αντισεισμικής Μηχανικής [1968-1988],

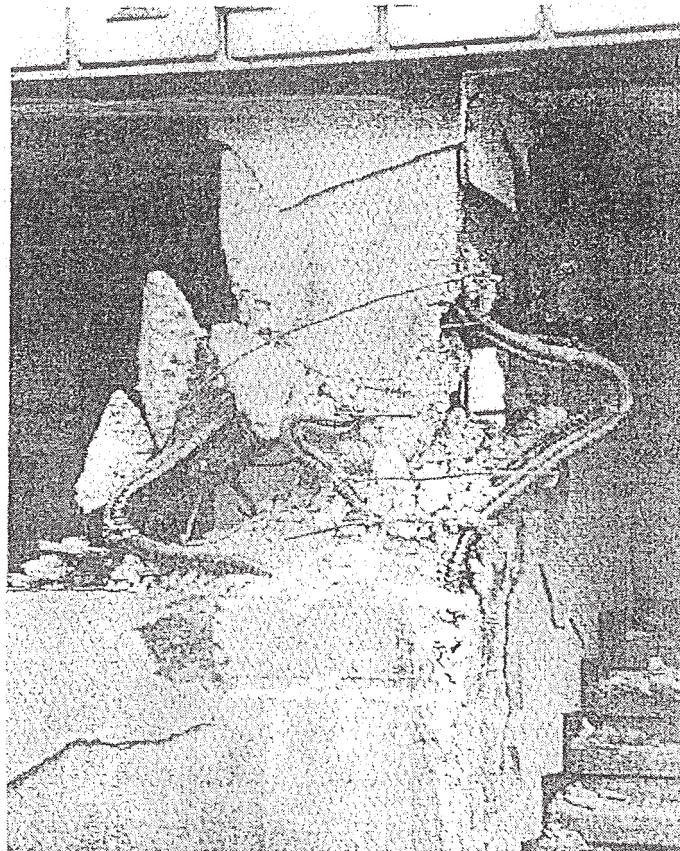
και της εφαρμογής της στη μελέτη και την κατασκευή. Οι βλάβες, ακόμη και η κατάρρευση, πολλών σχετικά σύγχρονων κτιρίων σε σεισμικά ενεργές περιοχές, που φαίνονται στα Σχήματα 1.1 έως 1.7, υπογραμμίζει αυτή την απόκλιση.



Σχήμα 1.1. Μηχανισμός μαλακού ορόφου , σεισμός Φιλιππίνων 1990.

Το Σχήμα 1.1 απεικονίζει μία από τις συνηθέστερες αιτίες αστοχίας σε σεισμούς, το "μαλακό όροφο". Εδώ, κάποια στάθμη (όροφος), συνήθως η κατώτερη, είναι ασθενέστερη από τις ανώτερες, κι έτσι μπορεί να αναπτυχθεί πλαστικός μηχανισμός υποστυλώματος με απαίτηση υψηλής τοπικής πλαστιμότητας. Σε κτίρια ψηλότερα απ' αυτό που απεικονίζεται στο Σχήμα 1.1, συχνά προκύπτει αυτή η κατάσταση από τη λειτουργική απαίτηση για όσο το δυνατόν πιο ανοικτούς χώρους στην κατώτερη στάθμη, οπότε οι κάλυπτες ανάγκες καταστημάτων λιανικής και χώρων στάθμευσης αυτοκινήτων.

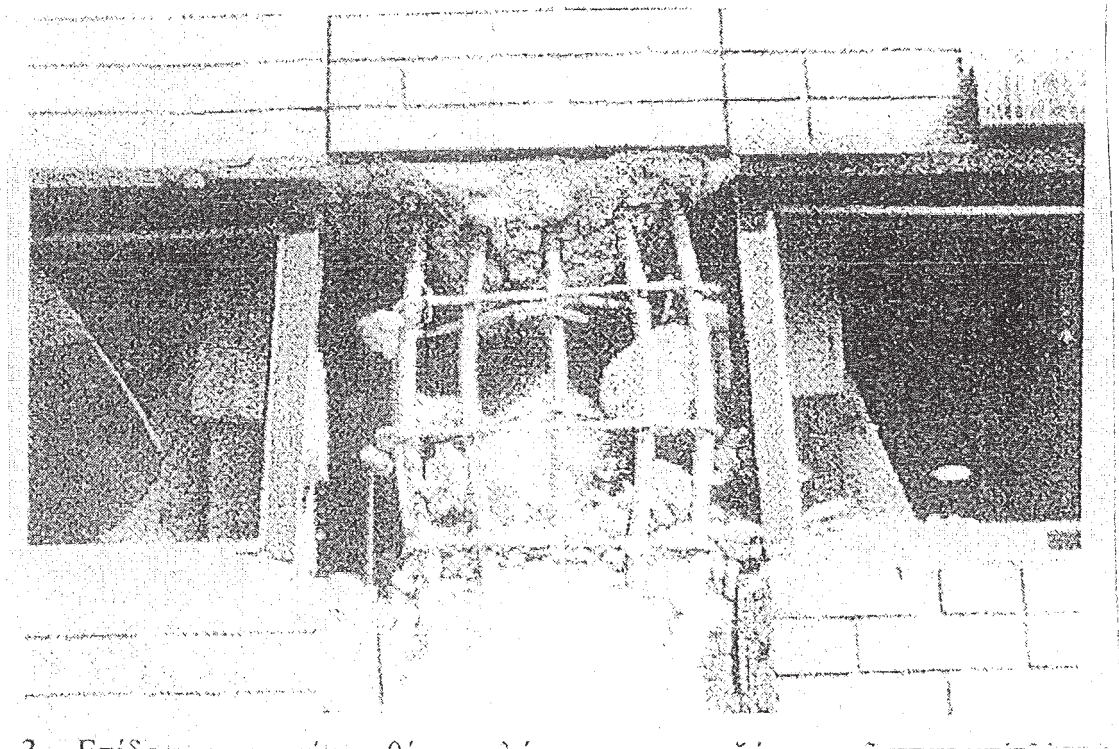
Το Σχήμα 1.2, επίσης από το σεισμό των Φιλιππίνων τον Ιούλιο του 1990, δείχνει μία αστοχία περίσφιγξης στον πόδα υποστυλώματος πρώτου ορόφου. Κατά την πλαστική συμπεριφορά σε σεισμούς, αναμένονται υψηλές θλιπτικές παραμορφώσεις από τη συνδυασμένη δράση αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής. Αν στην περιοχή της πιθανής πλαστικής άρθρωσης δεν τοποθετηθούν πυκνοί συνδετήρες (εγκάρσιος οπλισμός), με σωστά διαμορφωμένες λεπτομέρειες, ακολουθεί αποφλοίωση του σκυροδέματος με επακόλουθη αστάθεια του θλιπτικού οπλισμού. Στο παράδειγμα του Σχήματος 1.2, υπάρχει σαφώς ανεπαρκής εγκάρσιος οπλισμός συνδετήρων για να περισφίξει τον πυρήνα του σκυροδέματος και να περιορίσει το λυγισμό του οπλισμού κάμψης, που έχει τοποθετηθεί σε δέσμες. Εδώ πρέπει να τονιστεί ότι, ακόμη και με τη φιλοσοφία σχεδιασμού ασθενούς δοκού/ισχυρού υποστυλώματος, που έχει στόχο τη διάχυση της σεισμικής ενέργειας κυρίως σε καλά περιορισμένες πλαστικές αρθρώσεις δοκών, η πλαστική άρθρωση του υποστυλώματος πρέπει να σχηματιστεί στον πόδα του υποστυλώματος. Πολλές κατασκευές έχουν καταρρεύσει εξαιτίας της ανεπαρκούς περίσφιγξης αυτής της άρθρωσης.



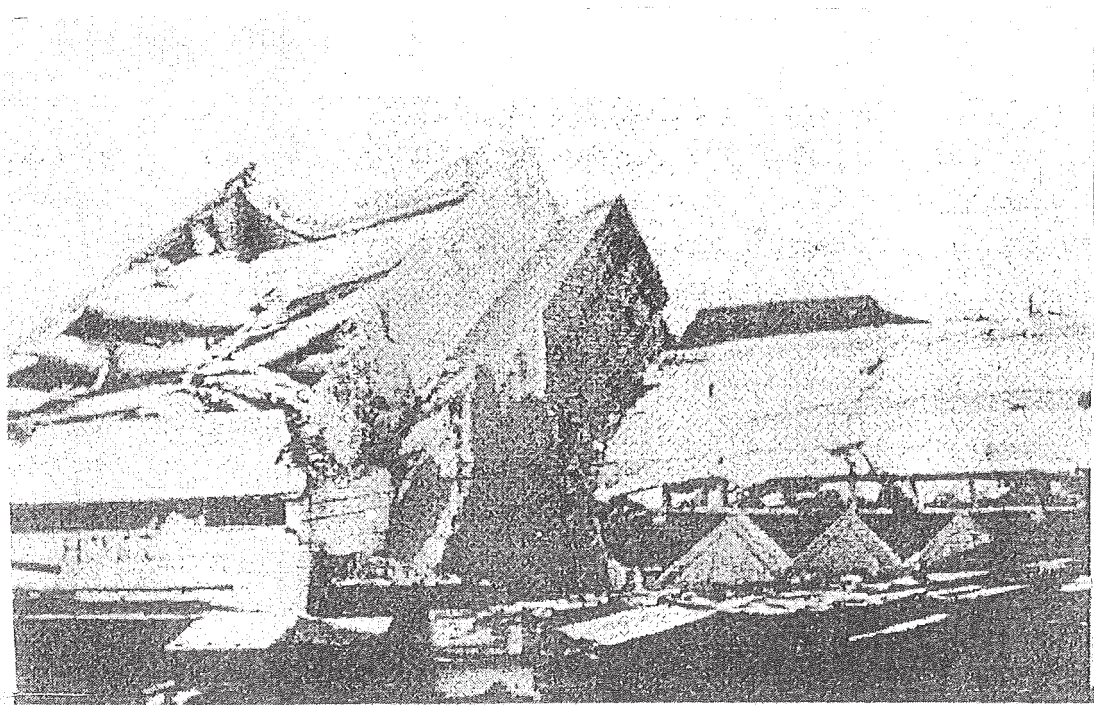
Σχήμα 1.2. Αστοχία περίσφιξης στον πόδα υποστυλώματος 10-όροφου κτιρίου. (EQE Engineering, Inc.)

Η διατμητική αστοχία ενός υποστυλώματος κτιρίου στο σεισμό της χιλής το 1985, που φαίνεται στο Σχήμα 1-3, δείχνει τις συνέπειες της αύξησης της ακαμψίας που προκύπτει από τη μερική καθύψωση πλήρωση με μη φέρουσα τοιχοποιία ή σκυρόδεμα που έχει ενσφηνωθεί στο υποστύλωμα. Η ακαμψία του υποστυλώματος αυξάνει σε σχέση με αυτή των υπολοίπων υποστυλωμάτων της ίδιας στάθμης, που μπορεί να μην έχουν παρακείμενη πλήρωση (π.χ., εσωτερικά υποστυλώματα); προσελκύνοντας έτσι υψηλότερης έντασης διάτμηση στα βραχύτερα υποστυλώματα, με συχνά καταστροφικές συνέπειες. Αυτή η συνηθισμένη ατέλεια στατικής λειτουργίας μπορεί εύκολα να αποφευχθεί με τη διάθεση επαρκούς ελεύθερου χώρου μεταξύ της πλήρωσης και του υποστυλώματος, ώστε το υποστύλωμα να παραμορφωθεί ελεύθερα στη διάρκεια της σεισμικής καταπόνησης, χωρίς περιορισμό από την πλήρωση.

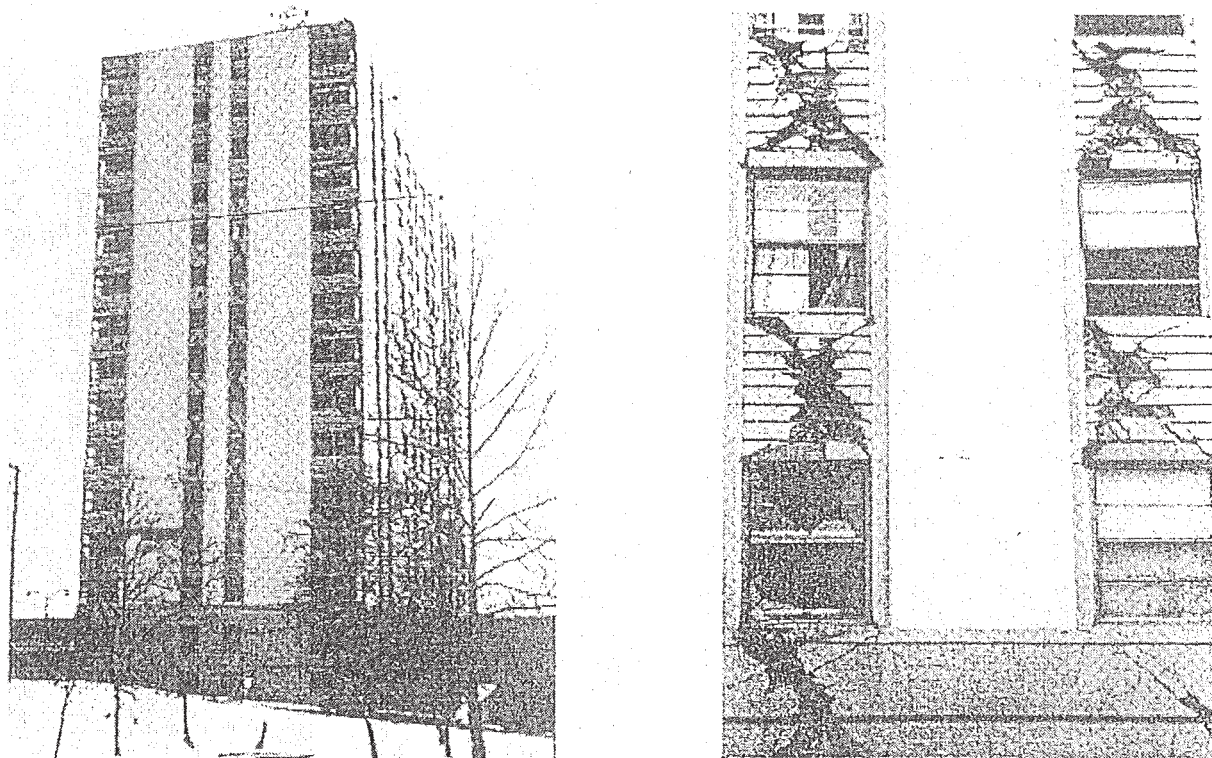
Στα τοιχώματα, που αποτελούν τα κύρια στοιχεία αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις, μπορεί να αναπτυχθούν καμπτικές ή διατρητικές αστοχίες, εκτός αν έχουν μελετηθεί με επάρκεια για τη στάθμη της καμπτικής πλαστιμότητας και διατρητικής δύναμης που αναμένεται ότι θα αναπτυχθούν στη διάρκεια των ισχυρών εδαφικών δονήσεων. Ένα τέτοιο παράδειγμα, από το σεισμό των Φιλιππίνων του 1990, φαίνεται στο Σχήμα 1.4. όπου η αστοχία έχει συμβεί στη στάθμη που αντιστοιχεί σε σημαντική μείωση της ακαμψίας και της αντοχής του συστήματος αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις -δηλαδή μία συνηθισμένη θέση συγκέντρωσης βλαβών.



Σήμα 1.3. Επίδραση μερικής καθύψος πλήρωσης που αυξάνει τη διατμητική δύναμη του υποστυλώματος.



Σχήμα1.4. αστοχία φέροντος τοιχώματος από ανεπαρκή καμπτική και διατμητική αντοχή (σεισμός Φιλιππίνων 1990).(Ege Engineering Inc.)



Σχήμα 1.5. Αστοχία δοκών ζεύξης μεταξύ διατμητικών τοιχωμάτων (σεισμός Αλάσκας 1964.) (American Iron and Steel Institute.)

Οι δοκοί ζεύξης τοιχωμάτων συχνά έχουν απαιτήσεις υψηλής πλαστιμότητας και υποβάλλονται σε υψηλές διατμητικές δυνάμεις, εξαιτίας του μικρού τους μήκους. Σ' αυτά τα στοιχεία, είναι πολύ δύσκολο να αποφύγει κανείς την υπερβολική αποδιοργάνωσή της αντοχής, όπως φαίνεται και στην αστοχία του Μεγάρου McKinley στη διάρκεια του σεισμού της Αλάσκας το 1964, που απεικονίζεται στο Σχήμα 1.5, εκτός αν έχουν ληφθεί ειδικά μέτρα για τις λεπτομέρειες όπλισης, τα οποία περιλαμβάνουν διαγώνιο σπλισμό στις δοκούς ζεύξης.

Το Σχήμα. 1.6, δείχνει μία άλλη συνηθισμένη αστοχία, που προκύπτει από "μη φέρουσες" τοιχοπληρώσεις ενός πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος. Η αύξηση της ακαμψίας που προκαλεί η πλήρωση προσελκύει στο πληρωμένο πλαίσιο υψηλότερες σεισμικές δυνάμεις, που έχουν αποτέλεσμα τη διάτμητική αστοχία της πλήρωσης, ακολουθούμενη από βλάβη ή αστοχία των υποστυλωμάτων. Όπως και στη μερική καθύψος πλήρωση του Σχήματος 1.3, το αποτέλεσμα της μη φέρουσας πλήρωσης είναι η μεταβολή της αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις με τρόπο που δεν προβλέπεται από τη μελέτη.

Το τελευταίο παράδειγμα, του Σχήματος 1.7, δείχνει την αστοχία της σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος σ' ένα πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος. Ο κόμβος δεν προορίζεται να αποτελέσει τον ασθενή κρίκο μεταξύ των τεσσάρων στοιχείων. Τέτοια στοιχεία συνήθως υποβάλλονται σε πολύ μεγάλες διατμητικές δυνάμεις στη διάρκεια της σεισμικής ραστηριότητας, και στην περίπτωση που δεν είναι επαρκώς οπλισμένα .

Αν και πάντα υπάρχει κάτι νεότερο να μάθουμε από κάθε σεισμό, μπορούμε να πούμε ότι θα έπρεπε να έχουμε μάθει τα περισσότερα από τα μαθήματα στατικής

λειτουργίας σχετικά με τους σεισμούς. Οι μορφές που παρατηρούνται στις βλάβες που προκαλούν οι σεισμοί έχουν αναγνωριστεί και αναφερθεί για αρκετό χρονικό διάστημα.

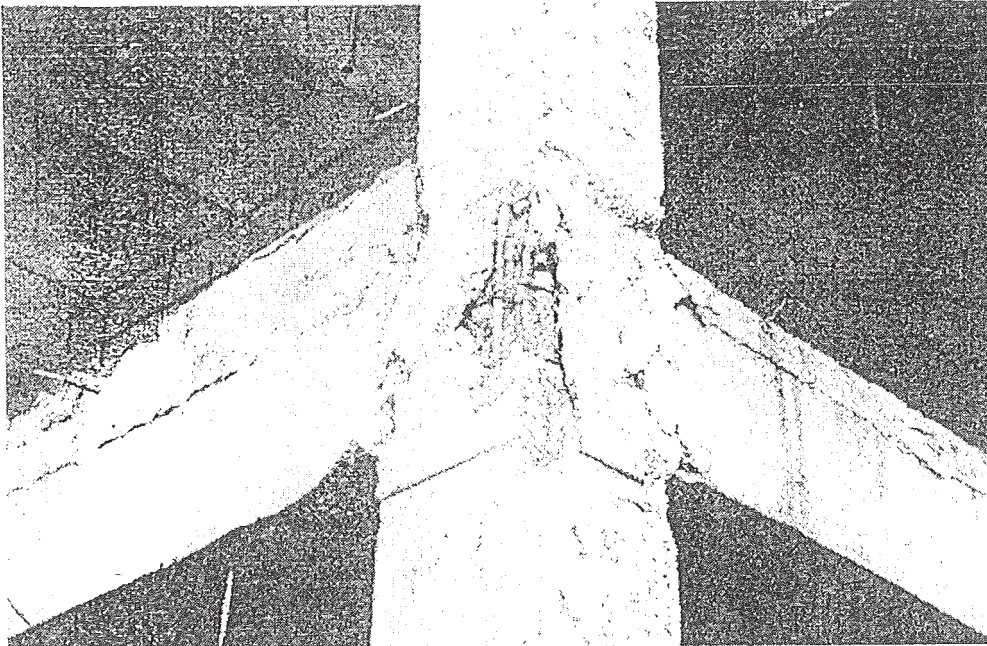


Σχήμα 1.6. Αστοχία της κατώτερης στάθμης πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος με τοιχοπήρωση.(σεισμός Φιλιππίνων 1990.)

Ωστόσο, επαναλαμβάνονται πολλά λάθη σύλληψης του φορέα, σχεδιασμού, και κατασκευής, που είναι υπεύθυνα για δομικές βλάβες σε κτίρια. Πολλά απ' αυτά τα λάθη προέρχονται από παραδοσιακές διαμορφώσεις κτιρίων και κατασκευαστικές πρακτικές που οι τοπικές κοινωνίες ή η οικοδομική βιομηχανία κάθε τόπου είναι απρόθυμες να εγκαταλείψουν. Ακόμη, είναι διαδεδομένο να μην εκτιμώνται εκείνες οι επιδράσεις των σεισμών στα κτίρια, που είναι προβλέψιμες και μπορούν να ποσοτικοποιηθούν, αλλά ούτε και η επίδραση των σεισμικών φαινομένων στη φιλοσοφία σχεδιασμού των κατασκευών.

Οι καθιερωμένες τεχνικές που χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της ασφαλούς αντίστασης των κατασκευών σε σχέση με διάφορα στατικά φορτία, που περιλαμβάνουν και τις ανεμοπιέσεις, δεν μπορούν να επεκταθούν απλά και να εφαρμοστούν στις συνθήκες που προκύπτουν στη διάρκεια των σεισμών. Αν και πολλοί μελετητές προτιμούν να εκτιμούν τις επιδράσεις που προκαλούν οι σεισμοί με όρους ισοδύναμων στατικών φορτίων ή δυνάμεων, πρέπει να κατανοηθεί ότι η πραγματική απόκριση σε σεισμό είναι δυναμική και σχετίζεται κυρίως με επιβαλλόμενη παραμόρφωση παρά ε δυνάμεις. Οι

περισσότερες κατασκευές, για να μπορέσουν να απορροφήσουν τις μεγάλες παραμορφώσεις που προκαλούνται από τους σεισμούς, πρέπει να είναι πλάστιμες.



Σχήμα 1.7. Αστοχία σύνδεσης δοκού-υποστηλωματος (σεισμος φιλιππινων 1990)

Ετσι, στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών είναι προτιμότερο να δεχόμαστε δυνάμεις που παράγονται από παραμορφώσεις που προκαλούνται από σεισμούς αντί να δεχόμαστε το συμβατικά φορτία. Επειδή τα μεγέθη των μέγιστων δυνάμεων που παράγονται από σεισμικές παραμορφώσεις σε μία πλάστιμη κατασκευή εξαρτώνται από την αντοχή της, η εκτίμηση της τελευταίας είναι σημαντική.

Οριακές Καταστάσεις Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Συνηθίζεται να εξετάζουμε διάφορες στάθμες προστασίας, που κάθε μία δίνει έμφαση και σε κάποια διαφορετική άποψη που λαμβάνει υπόψη του ο μελετητής. Γενικά, αυτές οι στάθμες προστασίας σχετίζονται με τη διατήρηση της λειτουργικότητας, τους διάφορους βαθμούς προσπάθεια; για την ελαχιστοποίηση των βλαβών που μπορεί να προκληθούν από ένα σημαντικό σεισμικό γεγονός, και την αποφυγή απώλειας ανθρωπίνων ζών.

Ο βαθμός στον οποίο μπορούν να παρέχονται οι στάθμες προστασίας εξαρτάται από την προθυμία της κοινωνίας να κάνει θυσίες κι από τους οικονομικούς περιορισμούς με τους οποίους πρέπει να συμβιβαστεί η κοινωνία. Ενώ οι περιοχές σεισμικότητας είναι πλέον καλά καθορισμένες σε εύλογα όρια, η πρόβλεψη ενός σεισμικού γεγονότος μέσα στο προβλεπόμενο όριο ζωής ενός κτιρίου είναι εξαιρετικά χονδροειδής. Ωστόσο, οι εκτιμήσεις των πιθανών και ενδεχομένων ζημιών στις πληγόμενες περιοχές πρέπει να γίνονται στα πλαίσια μίας προσπάθειας βελτιστοποίησης της σχέσης μεταξύ του βαθμού προστασίας που επιδιώκεται και του κόστους που απαιτείται.

(α) Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας Οι σχετικά συχνοί σεισμοί που προκαλούν συγκριτικά μικρής έντασης εδαφικές δονήσεις δεν πρέπει να εμποδίζουν τη λειτουργικότητα, όπως η ομαλή λειτουργία του κτιρίου ή του εργοστασίου που στεγάζει αυτό. Αυτό σημαίνει ότι δεν πρέπει να προκληθεί καμία βλάβη στο φέροντα οργανισμό, σε μη φέροντα στοιχεία, αλλά ούτε και στα περιεχόμενα του κτιρίου, που θα απαιτούσε επισκευή. Η αντίστοιχη προσπάθεια στο σχεδιασμό θα συγκεντρωθεί στον έλεγχο και τον περιορισμό των παραμορφώσεων, που μπορεί να συμβούν στη διάρκεια του αναμενόμενου σεισμού, και στην εξασφάλιση επαρκούς αντοχής σε όλα τα στοιχεία της κατασκευής για να αντιδράσουν στις δυνάμεις που προκαλούνται από το σεισμό ενώ ουσιαστικά θα παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Οι κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας μπορεί να αναπτύξουν εκτεταμένες ρηγματώσεις στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, αλλά δεν πρέπει να προκληθεί σημαντική διαρροή του οπλισμού που θα έχει επακόλουθο μεγάλες ρωγμές, ούτε και θραύση σκυροδέματος ή τοιχοποιίας. Η συχνότητα με την οποία μπορεί να αναμενεται ένα σεισμικό γεγονός που αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση λειτουργίας εξαρτάται από τη σπουδαιότητα διατήρησης της λειτουργικότητας του κτιρίου. Έτσι, για τα κτίρια γραφείων, η οριακή κατάσταση λειτουργίας μπορεί να επιλεγεί ώστε να αντιστοιχεί σε μία στάθμη δονήσεων που κατά μέσο όρο είναι πιθανό να συμβεί μία φορά κάθε 50 χρόνια (δηλαδή ένας σεισμός με περίοδο επανάληψης 54 χρόνια). Για νοσοκομεία, πυροσβεστικούς σταθμούς, ή τηλεπικοινωνιακά κέντρα, που απαιτούν υψηλό βαθμό προστασίας, για να διατηρήσουν τη λειτουργικότητά τους σε επείγουσες ανάγκες, ο αντίστοιχος σεισμός θα έχει πολύ μεγαλύτερη περίοδο επανάληψης

(β) Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών. Για εδαφικές δονήσεις με ένταση μεγαλύτερη απ' αυτή που αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση λειτουργίας, μπορεί να συμβούν ορισμένες βλάβες. Η διαρροή του οπλισμού μπορεί να προκαλέσει ρωγμές μεγάλου εύρους που να απαιτούν επισκευαστικές εργασίες, όπως ενέσεις, για να αποφευχθούν μελλοντικά προβλήματα διάβρωσης. Επίσης, μπορεί να συμβεί θραύση ή αποφλοίωση του σκυροδέματος, που απαιτεί την αντικατάσταση του ακατάλληλου σκυροδέματος. Εδώ μπορεί να οριστεί μία δεύτερη οριακή κατάσταση που θα καθορίζει το όριο μεταξύ των οικονομικά επισκευάσιμων βλαβών και των μη επισκευάσιμων βλαβών ή εκείνων που η επισκευή τους δε συμφέρει οικονομικά. Η εδαφική δόνηση με ένταση που είναι πιθανό να προκαλέσει απόκριση που αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών, πρέπει να έχει μικρή πιθανότητα εμφάνισης στη διάρκεια της αναμενόμενης ζωής του κτιρίου. Αναμένεται ότι μετά από ένα σεισμό που θα προκαλέσει εδαφική δόνηση τέτοιας ή μικρότερης έντασης, το κτίριο θα επισκευαστεί επιτυχώς και θα αποκατασταθεί πλήρως η λειτουργία του.

(γ) Οριακή Κατάσταση Επιβίωσης/Αποφυγής Κατάρρευσης. Κατά την ανάπτυξη των σύγχρονων στρατηγικών αντισεισμικού σχεδιασμού, δίνεται ιδιαίτερα μεγάλη έμφαση στο κριτήριο της πρόληψης απώλειας ανθρώπινων ζωών ακόμη και στη διάρκεια της ισχυρότερης εδαφική δόνησης που είναι δυνατόν να συμβεί στη θέση του έργου. Γι' αυτόν το λόγο, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή σε κείνες τις απόψεις της σεισμικής συμπεριφοράς που είναι σχετικές μ' αυτή τη μοναδικά πολύ σημαντική Θέωση σχεδιασμού: την επιβίωση. Για τα περισσότερα κτίρια, οι εκτεταμένες βλάβες στην κατασκευή και στα περιεχόμενα του κτιρίου, που προκαλούνται από τέτοια σοβαρά αλλά σπάνια σεισμικά γεγονότα, πρέπει να γίνονται αποδεκτές. Σε μερικές περιπτώσεις, αυτές οι βλάβες δεν είναι επισκευάσιμες, αλλά δεν πρέπει να συμβεί κατάρρευση του κτιρίου. Κατά κανόνα, οι μετελαστικές

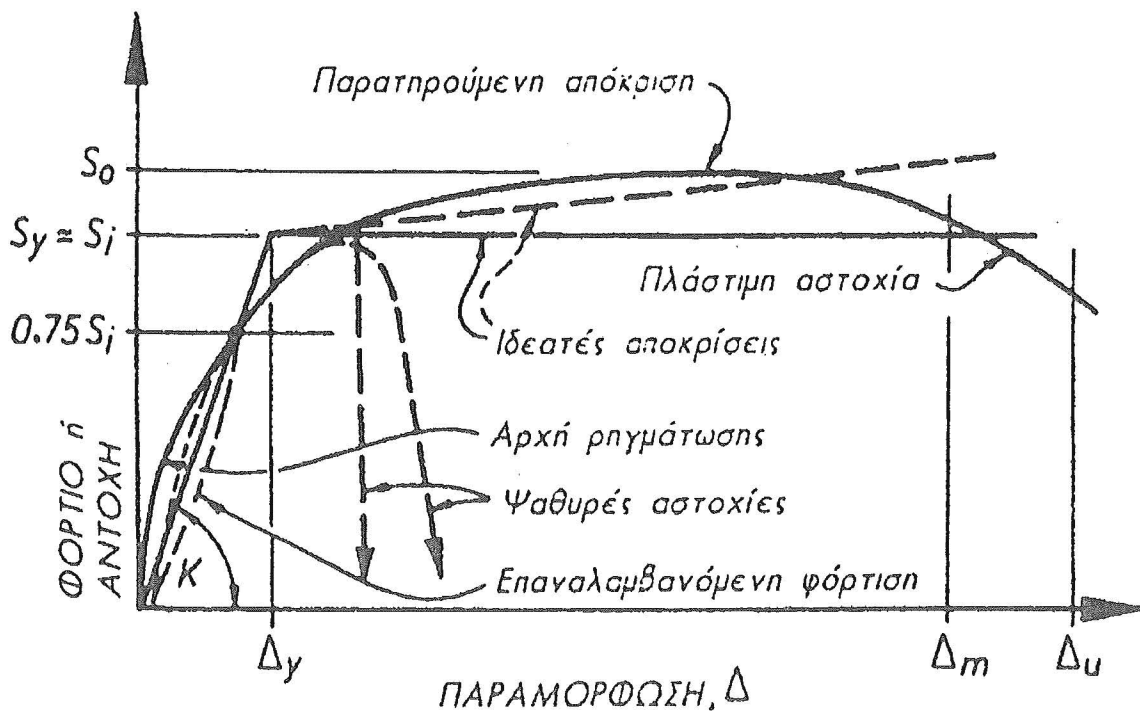
παραμορφώσεις στη διάρκεια σημαντικών σεισμικών γεγονότων είναι αναμενόμενες, εκτός αν οι κατασκευές διαστασιολογούνται ώστε να έχουν εξαιρετικά μεγάλη αντοχή σε σχέση με τις οριζόντιες δυνάμεις, γεγονός που συνήθως συνεπάγεται και σημαντική αύξηση του κόστους. Συνεπώς, ο μελετητής πρέπει να συγκεντρώσει την προσοχή του στις στατικές ιδιότητες που θα εξασφαλίσουν, για την αναμενόμενη διάρκεια ενός σεισμού, ότι οι σχετικά μεγάλες παραμορφώσεις θα μπορούν να αντιμετωπιστούν χωρίς σημαντική απώλεια της αντίστασης σε οριζόντιες δυνάμεις, και ότι θα διατηρηθεί η ακεραιότητα του κτιρίου για την υποστήριξη των μόνιμων φορτίων.

Πρέπει να γίνει κατανοητό ότι τα όρια μεταξύ των διαφόρων εντάσεων εδαφικής δόνησης, που απαιτούνται για την εξασφάλιση των παραπάνω τριών επιπέδων προστασίας, δεν μπορούν να οριστούν με ακρίβεια. Οι προτάσεις των αντισεισμικών κανονισμών περικλείουν έναν πολύ μεγαλύτερο βαθμό αβεβαιότητας για τον καθορισμό της έντασης των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού, παρά για οποιοδήποτε άλλο είδος φόρτισης στο οποίο μπορεί να υποβληθεί ένα κτίριο. Η διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού, αποσκοπεί στο να αντιμετωπίσει αυτή την αβεβαιότητα. Για να επιτευχθεί αυτό, πρέπει να συλλάβουμε τα στατικά συστήματα που θα είναι ανεκτικά στις χονδροειδείς εκτιμήσεις των σεισμολογικών προβλέψεων.

ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ

Οι ειδικές στατικές ιδιότητες που πρέπει να εξεταστούν σε συνδυασμό με τα τρία επίπεδα σεισμικής προστασίας που αναφέρθηκαν στο προηγούμενο εδάφιο περιγράφονται παρακάτω.

(α) Ακαμψία. Για να μπορούν να ποσοτικοποιηθούν αξιόπιστα οι παραμορφώσεις που προκαλούνται από τη δράση των οριζοντίων δυνάμεων και στη συνέχεια να ελεγχθούν, οι μελετητές πρέπει να κάνουν μία ρεαλιστική εκτίμηση της σχετικής ιδιότητας, δηλαδή της ακαμψίας. Αυτό το μέγεθος συσχετίζει φορτία ή δυνάμεις με τις προκύπτουσες παραμορφώσεις της κατασκευής. Οι γνωστές σχέσεις προκύπτουν εύκολα από τις βασικές αρχές της Στατικής, με τη χρήση των γεωμετρικών ιδιοτήτων των μελών της κατασκευής και του μέτρου ελαστικότητας του υλικού. Ωστόσο, σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας, αυτές οι σχέσεις δεν είναι τόσο απλές όσο θα τις εμφάνιζε ένα εισαγωγικό βιβλίο. Αν τα κριτήρια λειτουργικότητας πρόκειται να ικανοποιηθούν με εύλογο βαθμό αξιοπιστίας, τότε πρέπει να εξεταστεί η έκταση και η επίδραση της ρηγμάτωσης των μελών και η συμβολή του σκυροδέματος ή της τοιχοποιίας στον εφελκυσμό, σε συνδυασμό με τις συμβατικές θεωρήσεις της γεωμετρίας των μελών και των ιδιοτήτων των υλικών.



Σχήμα 1.8 Τυπική σχέση φορτίου-παραμόρφωσης για στοιχείο οπλισμένου σκυροδέματος.

Στο Σχήμα 1.8 φαίνεται μία τυπική μη γραμμική σχέση μεταξύ των επιβαλλόμενων δυνάμεων ή φορτίων και των παραμορφώσεων, που περιγράφει την απόκριση ενός στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος που υποβάλλεται σε συνεχώς αυξανόμενες παραμορφώσεις. Για τους σκοπούς των τρεχόντων υπολογισμών σχεδιασμού, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μία από τις δύο διγραμμικές προσεγγίσεις, όπου S_y ορίζει το σημείο διαρροής και S_i το θεωρητικό σημείο διαρροής του στοιχείου. Η κλίση της ιδεατής γραμμικής ελαστικής απόκρισης, $K = S_y/\Delta_y$, χρησιμεύει για να ποσοτικοποιεί την ακαμψία. Αυτή πρέπει να βασίζεται στην ενεργό τέμνουσα ακαμψία από την πραγματική καμπύλη φορτίου-παραμόρφωσης σε φορτίο περίπου $0.75S_y$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.8, καθώς για την εκτίμηση της απόκρισης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ενδιαφέρει η ενεργός ακαμψία κοντά στο όριο διαρροής. Με την επαναλαμβανόμενη φόρτιση σε υψηλές στάθμες "ελαστικής" απόκρισης, η αρχικά κυρτή καμπύλη φορτίου-παραμόρφωσης τροποποιείται και συμπίπτει με τη γραμμική σχέση της ιδεατής απόκρισης. Μία από τις πρώτες εργασίες στη διαδικασία σχεδιασμού είναι ο έλεγχος των σχετικών μεταθέσεων των ορόφων με τη χρήση ρεαλιστικών τιμών δυσκαμψίας για την ικανοποίηση τοπικών απαιτήσεων λειτουργικότητας .

(β) Αντοχή. Αν μία κατασκευή σκυροδέματος ή τοιχοποιίας πρόκειται να προστατευτεί από βλάβες στη διάρκεια ενός επιλεγμένου ή καθορισμένου σεισμικού γεγονότος, τότε πρέπει να προληφθούν μετελαστικές εκτροπές στη διάρκεια της δυναμικής του απόκρισης. Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή πρέπει να έχει επαρκή αντοχή για να αντιδράσει σε εσωτερικές δράσεις που παράγονται στη διάρκεια της ελαστικής δυναμικής απόκρισης της κατασκευής. Συνεπώς, η κατάλληλη τεχνική για την εκτίμηση των σειсмоγενών δράσεων είναι η ελαστική ανάλυση, βασισμένη σε ιδιότητες ακαμψίας που περιγράφηκαν στο προηγούμενο εδάφιο. Αυτές οι σεισμικές δράσεις, συνδυασμένες με κείνες των άλλων φορτίων της κατασκευής, όπως η βαρύτητα, θα οδηγήσουν, ίσως με μικρές τροποποιήσεις, στη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων. Άρα ο μελετητής μπορεί να παρέχει την επιθυμητή αντοχή, που φαίνεται στο Σχήμα 1.8 σαν S_i με όρους αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις που αντιμετωπίζονται.

(γ) Πλαστιμότητα. Για να ελαχιστοποιηθούν οι κύριες βλάβες και να εξασφαλιστεί η επιβίωση των κτιρίων με μέτρια αντίσταση σε οριζόντιες δυνάμεις, οι κατασκευές πρέπει να είναι ικανές να διατηρήσουν υψηλό ποσοστό της αρχικής τους αντοχής όταν ένας σημαντικός σεισμός επιβάλει μεγάλες παραμορφώσεις. Αυτές οι παραμορφώσεις μπορεί να είναι πέρα από το όριο ελαστικότητας. Αυτή η ικανότητα της κατασκευής, των στοιχείων της, ή των χρησιμοποιούμενων υλικών να προβάλλουν αντίσταση στη μετελαστική περιοχή απόκρισης, περιγράφεται με το γενικό όρο πλαστιμότητα. Αυτή περιλαμβάνει την ικανότητα της κατασκευής να υπομένει μεγάλες παραμορφώσεις και να απορροφάει ενέργεια με υστερητική συμπεριφορά. Γι' αυτόν το λόγο είναι η σπουδαιότερη ιδιότητα που πρέπει να επιζητεί ο μελετητής των κτιρίων που κατασκευάζονται σε περιοχές σημαντικής σεισμικότητας.

Το όριο πλαστιμότητας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.8 με τη μετατόπιση Δ_u , συνήθως αντιστοιχεί σ' ένα καθορισμένο όριο αποδιοργάνωσης της αντοχής. Αν και η επίτευξη αυτού του ορίου ονομάζεται μερικές φορές αστοχία, μπορεί να είναι ακόμη δυνατόν να συμβούν σημαντικές πρόσθετες μετελαστικές παραμορφώσεις χωρίς αστοχία του φέροντας οργανισμού. Συνεπώς η πλάσιμη αστοχίες πρέπει να αντιπαραβληθεί με την ψαθυρή αστοχία, που αναπαριστάται στο Σχήμα 1.8 με τις διακεκομμένες καμπύλες. Η ψαθυρή

αστοχία συνεπάγεται σχεδόν ολοκληρωτική απώλεια της αντοχής, συχνά πλήρη αποδιοργάνωση, καθώς και την έλλειψη επαρκούς προειδοποίησης. Η φαθυρή αστοχία πρέπει να αποφεύγεται για προφανείς λόγους, αφού μπορεί να λεχθεί ότι αποτελεί τη συντριπτική αιτία για την κατάρρευση κτιρίων σε σεισμούς και την επακόλουθη απώλεια ανθρώπινων ζωών.

Η πλαστιμότητα ορίζεται από το λόγο της συνολικής μετατόπισης που επιβάλλεται οποιαδήποτε στιγμή, προς αυτή που επιβάλλεται κατά την έναρξη της διαρροής Δy Χρησιμοποιώντας το ιδεατό διάγραμμα του Σχήματος 1.8, αυτό εκφράζεται σαν

$$\mu = \Delta/\Delta y > 1 \quad (1)$$

Οι μετατοπίσεις Δy και Δ στην εξίσωση (1) και στο Σχήμα 1.8 μπορούν να αντιπροσωπεύουν ανηγμένη παραμόρφωση, καμπυλότητα, στροφή, ή βέλος. Η πλαστιμότητα που αναπτύσσεται όταν επίκειται η αστοχία είναι, σύμφωνα με το Σχήμα 1.8, $\mu = \Delta u/\Delta y$. Η πλαστιμότητα είναι η μηχανική ιδιότητα στην οποία πρέπει να βασιστεί κανείς για τα περισσότερα κτίρια, ώστε να επιτευχθεί ικανοποιητική συμπεριφορά στην οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών και επιβίωσης. Σ' ένα σημαντικό θέμα, στον καθορισμό της απαιτούμενης σεισμικής αντίστασης, είναι η μη υπέρβαση του δυναμικού πλαστιμότητας μ από την εκτιμώμενη μέγιστη απαίτηση πλαστιμότητας στη διάρκεια της δόνησης

$$\mu_m = \Delta m/\Delta y \quad (\text{Σχήμα 1.8}).$$

Ο ρόλος της ακαμψίας και της αντοχής, καθώς και η ποσοτικοποίησή τους είναι καλά καθορισμένα. Οι πηγές, η ανάπτυξη, η ποσοτικοποίηση, και η χρησιμοποίηση της πλαστιμότητας ώστε να εξυπηρετηθεί καλύτερα τις προθέσεις του μελετητή, είναι γενικά λιγότερο κατανοητά.

Κατασκευές που, λόγω της φύσης και της σπουδαιότητάς τους για την κοινωνία, σχεδιάζονται για να αποκρίνονται ελαστικά, ακόμη και στη διάρκεια του μεγαλύτερου αναμενόμενου σεισμικού γεγονότος, μπορούν εύκολα να μελετηθούν με τα καλά καθιερωμένα εργαλεία της Στατικής.

Η πλαστιμότητα στα δομικά στοιχεία μπορεί να αναπτυχθεί μόνον αν τα συστατικά υλικά είναι κι αυτά πλάσιμα/όλκιμα. Έτσι, είναι σχετικά εύκολο να επιτευχθεί η επιθυμητή πλαστιμότητα αν η αντίσταση παρέχεται από το χάλυβα που εντείνεται σε εφελκυσμό. Ωστόσο, χρειάζεται να λαμβάνονται προφυλάξεις όταν ο χάλυβας εντείνεται σε Θλίψη, ώστε να εξασφαλιστεί ότι ο πρόωρος λυγισμός δε θα εμποδίσει την ανάπτυξη των μεγάλων επιθυμητών Θλιπτικών παραμορφώσεων.

Το σκυρόδεμα και η τοιχοποιία είναι εγγενώς φαθυρά υλικά. Αν και η εφελκυστική τους αντοχή δεν είναι αξιόπιστη ως κύρια πηγή αντίστασης, είναι κατεξοχήν κατάλληλα για να αναλαμβάνουν Θλιπτικές τάσεις. Ωστόσο, οι μέγιστες τάσεις που αναπτύσσονται σε Θλίψη είναι μάλλον περιορισμένες, εκτός αν ληφθούν ειδικά μέτρα. Ο κύριος σκοπός της λεπτομερούς διαστασιολόγησης των σύνθετων κατασκευών που αποτελούνται από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία και χάλυβα είναι ο συνδυασμός αυτών των υλικών με τρόπο που να παραχθούν όλκιμα μέλη που θα είναι ικανά να ικανοποιήσουν τις απαιτήσεις μετελαστικής παραμόρφωσης που επιβάλλονται από σοβαρούς σεισμούς.

Σχετικά με κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας, ο όρος διαμόρφωση

ση λεπτομερειών αναφέρεται στην ετοιμασία των σχεδίων τοποθέτησης οπλισμών, των αναπτυγμάτων των οπλισμών, και των καταλόγων των οπλισμών, που χρησιμεύουν για την

ετοιμασία και τοποθέτηση των οπλισμών στις κατασκευές. Όμως η μελέτη των λεπτομερειών περιλαμβάνει και μία διαδικασία σχεδιασμού. Μ' αυτή ο μελετητής εξασφαλίζει ότι κάθε τμήμα της κατασκευής μπορεί να αποδώσει με ασφάλεια στις συνθήκες φορτίων λειτουργίας καθώς κι όταν ειδικά επιλεγμένες περιοχές πρόκειται να αναπτύξουν μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις. Ειδικότερα, η διαμόρφωση λεπτομερειών καλύπτει θέματα όπως η επιλογή διαμέτρων των ράβδων του οπλισμού, η κατανομή των ράβδων, και οι λεπτομέρειες κλιμάκωσης και ένωσης με παράθεση των οπλισμών κάμψης. Επίσης, καλύπτει την επιλογή διαμέτρων και αποστάσεων και τη διαμόρφωση και αγκύρωση του εγκάρσιου οπλισμού, που αποσκοπεί στην παροχή διατμητικής αντοχής και πλαστιμότητας σε κρίσιμες περιοχές. Η διαμόρφωση των λεπτομερειών που βασίζεται στην κατανόηση και την αίσθηση της στατικής συμπεριφοράς, στην εκτίμηση των μεταβαλλόμενων οικονομικών απαιτήσεων, και στους περιορισμούς της κατασκευαστικής πρακτικής, είναι τουλάχιστον εξίσου σημαντική όπως και οι υπόλοιπες συνιστώσες της τέχνης του στατικού σχεδιασμού .

ΥΛΙΚΑ

Μη Περισφιγμένο Σκυρόδεμα

(α) Διαγράμματα Τάσεων Παραμορφώσεων για μη Περισφιγμένο σκυρόδεμα Η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων για μη περισφιγμένο σκυρόδεμα υπό την επίδραση μονοαξονικής τάσης εξετάζεται σε πολυάριθμα κείμενα, οπότε δεχόμαστε ότι ο αναγνώστης γνωρίζει τις βασικές σχέσεις. Συνεπώς, εδώ θα παρουσιάσουμε πολύ σύντομα μόνο την περιγραφή της συμπεριφοράς του μη περισφιγμένου σκυροδέματος σε Θλίψη. Το Σχήμα 3.1 δείχνει τυπικές καμπύλες για σκυροδέματα διαφορετικής αντοχής, όπου η Θλιπτική αντοχή τυποποιημένων κυλινδρικών δοκιμών ηλικίας 28 ημερών ορίζεται ως $f'c$.

Πρέπει να σημειωθεί ότι, καθώς αυξάνει η Θλιπτική αντοχή $f'c$, μειώνεται η παραμόρφωση στη μέγιστη τάση και στη στιγμή έναρξης της διάρρηξης. Αυτή η φαινόμενη ψαθυρότητα στο σκυρόδεμα υψηλής αντοχής έχει σοβαρή σημασία και πρέπει να εξετάζεται όταν οι απαιτήσεις πλαστιμότητας καταλήγουν σε μεγάλες Θλιπτικές παραμορφώσεις του σκυροδέματος.

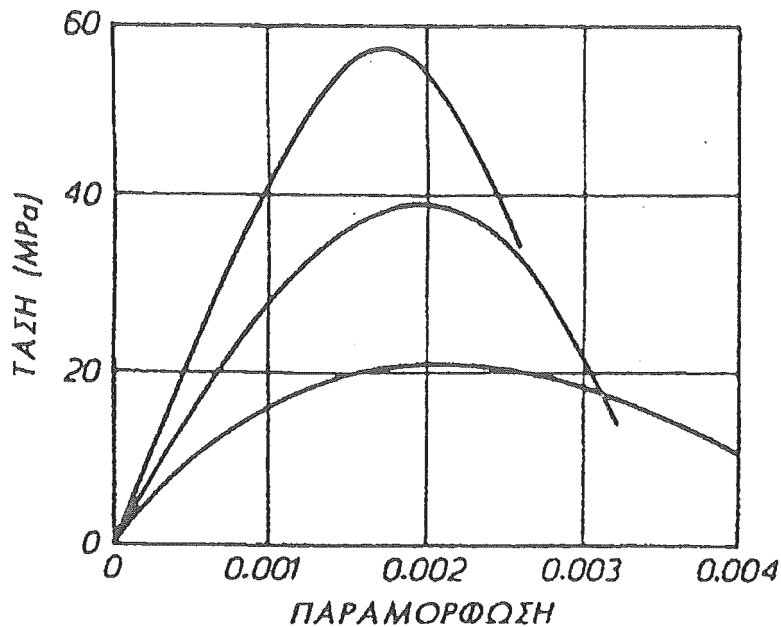
Το μέτρο ελαστικότητας E_c που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό γενικά βασίζεται στη μέτρηση του επιβατικού μέτρου κατά τη βραδεία επιβολή Θλιπτικού φορτίου μέχρι τη μέγιστη τάση $0.5f'c$. Οι σχέσεις σχεδιασμού συνδέουν το θλιπτικό μέτρο ελαστικότητας και τη Θλιπτική αντοχή με εξισώσεις της μορφής

$$E_c = 0.043w^{1.5} \cdot f'c \quad (\text{MPa}) \quad (3.1)$$

για τιμές του φαινόμενου βάρους του σκυροδέματος w μεταξύ 1400 και 2500 kg/m³. Για σκυρόδεμα κανονικού βάρους, χρησιμοποιείται συχνά η σχέση

$$E_c = 4700 \cdot f'c \quad (\text{MPa}) \quad (3.2)$$

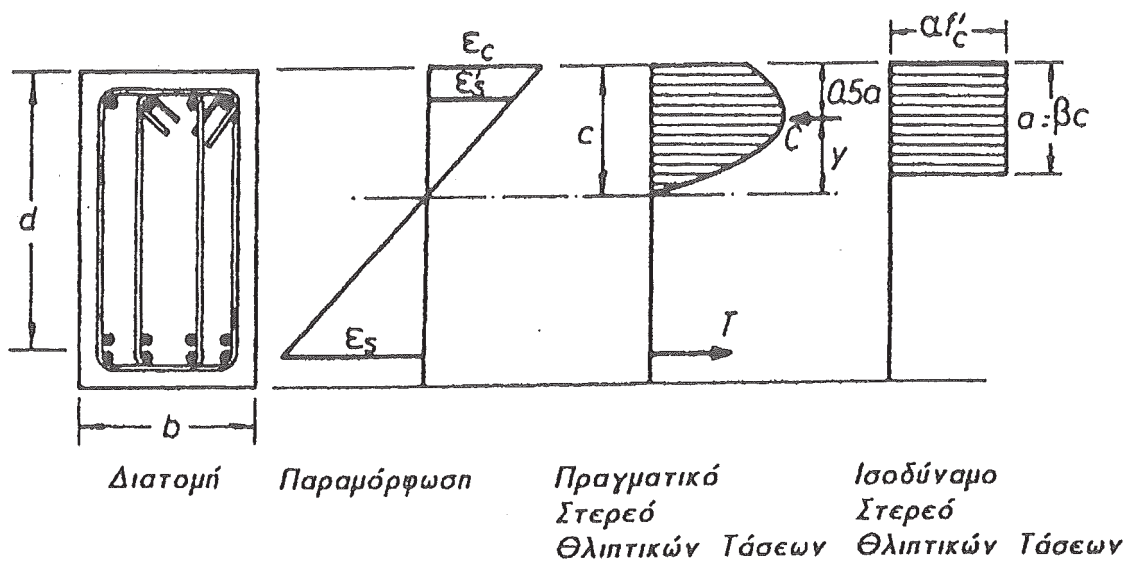
Πρέπει να σημειωθεί ότι οι Εξισώσεις (3.1) και (3.2) έχουν διατυπωθεί αρχικά με την πρόθεση να παρέχουν συντηρητικές (δηλαδή μεγάλες) εκτιμήσεις των εγκάρσιων μετακινήσεων, ιδιαίτερα των δοκών και πλακών, και επομένως τείνουν να υποτιμούν τις μέσες τιμές του E_c που προκύπτουν από κυλινδρικά δοκίμια. Με βάση τις δοκιμές φυσικής κλίμακας σε φορείς σκυροδέματος, έχει παρατηρηθεί ότι τα κυλινδρικά δοκίμια δίνουν χαμηλή εκτίμηση του επιτόπου μέτρου ελαστικότητας. Επίσης, η πραγματική αντοχή του σκυροδέματος σε φορέα τείνει να υπερβαίνει την καθοριζόμενη ή ονομαστική αντοχή των 28 ημερών. Τέλος, τα μέτρα ελαστικότητας για δυναμικές ταχύτητες φόρτισης, που είναι χαρακτηριστικές για τους σεισμούς,



Σχήμα 3.1 Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων για κυλινδρικά δοκίμια σκυροδέματος σε μονοαξονική θλίψη.

είναι υψηλότερα από τις τιμές που δίνονται από δοκιμές χαμηλής ταχύτητας παραμόρφωσης

Συνέπεια αυτών των παρατηρήσεων είναι ότι οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας που βασίζονται στις Εξισώσεις (3.1) και (3.2), με χρήση της καθοριζόμενης θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού, μπορούν να είναι μέχρι και 30 έως 40% χαμηλότερες από τις πραγματικές. Αν κι αυτό είναι συντηρητικό και ίσως επιθυμητό για τον υπολογισμό μετακινήσεων από στατικά φορτία, έχει διαφορετική σημασία στον αντισεισμικό σχεδιασμό. Οι υπολογισμένες ιδιοπερίοδοι κτιρίων που βασίζονται σε χαμηλές τιμές του E_c υπερβαίνουν τις πραγματικές τιμές. Γενικά, αυτό σημαίνει ότι οι συντελεστές σεισμικής τέμνουσας θα είναι μικρότεροι απ' αυτούς που αντιστοιχούν στην πραγματική τιμή του E_c . Αν πρόκειται να εφαρμόσουμε συντηρητική φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού, κατά τον υπολογισμό της ακαμψίας των στοιχείων που ανθίστανται στις οριζόντιες δυνάμεις, υπάρχει λόγος να αυξηθεί το E_c που δίνεται από τις Εξισώσεις (3.1) και (3.2), ως πούμε κατά 30%.



Σχήμα 3.2 Παραμέτροι σχεδιασμού του στερεού θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος για υπολογισμούς καμπτικής αντοχής.

(α) Παράμετροι Σχεδιασμού Στερεού Θλιπτικών Τάσεων για Μη Περισφιγμένο Σκυρόδεμα.

Η καμπτική αντοχή στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος, που υποβάλλονται σε κάμψη με ή χωρίς αξονικό φορτίο, θα βασιστεί στην ευρύτερα αποδεκτή έννοια του ισοδύναμου ορθογωνικού στερεού τάσεων για το σκυρόδεμα σε Θλίψη που υιοθετεί το ACI [A1]. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2, για λόγους ευκολίας στους υπολογισμούς το πραγματικό στερεό των τάσεων αντικαθίσταται από ισοδύναμο ορθογωνικό στερεό με τάση $\alpha f'_c$ και ύψος βc από την ακραία Θλιβόμενη ίνα όπου c είναι απόσταση από την ακραία Θλιβόμενη ίνα μέχρι τον ουδέτερο άξονα. Τα βασικά χαρακτηριστικά του στερεού των τάσεων είναι ότι πρέπει να έχει την ίδια επιφάνεια και κεντροβαρικό ύψος μ' αυτά του πραγματικού στερεού των τάσεων. Άρα, αναφερόμενοι στην ορθογωνική διατομή του Σχήματος 3.2. έχουμε

$$\alpha \beta c f'_c = C \quad (3.3)$$

$$\alpha \beta (1 - 0.5\beta) bc^2 f'_c = Cy \quad (3.4)$$

όπου C η συνισταμένη του στερεού των θλιπτικών τάσεων, που εφαρμόζεται σε απόσταση y από τον ουδέτερο άξονα. Για μη περισφιγμένο σκυρόδεμα, οι τιμές των α και β που συνήθως υιοθετούνται είναι

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.85 \text{ για όλες τις τιμές του } f'_c \\ \text{και } 0.85 \leq \beta &= 0.85 - 0.008 (f'_c - 30) \cdot 0.65 \\ &= 0.85 - 0.055 (f'_c - 4.35) \cdot 0.65 \end{aligned} \quad (3.5)$$

Η άλλη παράμετρος σχεδιασμού που απαιτείται για τους υπολογισμούς αντοχής και πλαστιμότητας είναι η οριακή Θλιπτική παραμόρφωση, ϵ_{cu} . Η κανονικά αποδεκτή τιμή για μη περισφιγμένο σκυρόδεμα είναι 0.003. Ωστόσο, αυτή η τιμή βασίζεται σε δοκιμές που έγιναν σε στοιχεία σκυροδέματος που υποβάλλονται σε μονοαξονική Θλίψη ή σταθερή

ροπή. Οι κρίσιμες περιοχές μελών σκυροδέματος σε σεισμική φόρτιση γενικά υποβάλλονται σε σημαντικές κλίσεις (μεταβολές) ροπών. Αυτή είναι ιδιαίτερα η περίπτωση μελών αντισεισμικών πλαισίων, και οι δοκιμές σε τέτοια μέλη δείχνουν πάντοτε ότι η αρχή της ορατής Θραύσης καθυστερεί μέχρι οι παραμορφώσεις να υπερβούν σημαντικά το 0.003, και μερικές φορές ακόμη και το 0.006 έως 0.008. Για τέτοια μέλη, μπορεί να υιοθετηθεί συντηρητικά οριακή θλιπτική παραμόρφωση 0.004.

Εφελκυστική Αντοχή Σκυροδέματος. Η συμμετοχή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος στην αξιόπιστη αντοχή των μελών κάτω από σεισμική δράση πρέπει να αμελείται, λόγω της μεταβλητής φύσης της και της πιθανής επιρροής της ρηγμάτωσης λόγω συστολής ξήρανσης ή της ρηγματώσης που προκαλείται από κίνηση. Ωστόσο, ίσως είναι αναγκαίο να εκτιμηθεί η εφελκυστική ή καμπτική συμπεριφορά ενός μέλους στην αρχή της ρηγμάτωσης, για να εξασφαλιστεί σε ορισμένες περιπτώσεις ότι δεν έχουμε υπερβεί την ικανότητα εφελκυσμού της διατομής. Για το σκοπό αυτόν, μπορούν να γίνουν δεκτές οι επόμενες συντηρητικά υψηλές τιμές της εφελκυστικής αντοχής:

$$\text{Σκυρόδεμα σε άμεσο εφελκυσμό: } f'_t = 0.5 f'_c \quad (\text{MPa}) \quad (3.6\alpha)$$

$$\text{Σκυρόδεμα σε καμπτικό εφελκυσμό: } f'_t = 0.75 f'_c \quad (\text{MPa}) \quad (3.6\beta)$$

Σε υψηλές ταχύτητες παραμόρφωσης, η εφελκυστική αντοχή μπορεί να υπερβεί σημαντικά αυτές τις τιμές. Πρέπει να τονιστεί ότι, αν και η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αμελείται στους υπολογισμούς καμπτικής αντοχής, έχει κρίσιμο ρόλο στην επιτυχή αντίσταση σε δράσεις που προκαλούνται από διάτρηση, δυνάμεις συνάφειας, και αγκυρώσεις οπλισμών.

Περισφιγμένο Σκυρόδεμα

(α) Περίσφιγξη λόγω Εγκάρσιου Οπλισμού. Σε πολλές περιπτώσεις, η οριακή παραμόρφωση του μη περισφιγμένου σκυροδέματος είναι ανεπαρκής για να επιτρέπει φορέα να πετύχει τη στάθμη πλαστιμότητας σχεδιασμού χωρίς υπερβολική αποφυγή σκυροδέματος επικάλυψης. Αν δε διατίθεται επαρκής εγκάρσιος οπλισμός για να το θλιβόμενο σκυρόδεμα της περιοχής του πυρήνα, και να προλάβει το λυγ διαμήκους θλιβόμενου οπλισμού, μπορεί να συμβεί αστοχία. Ιδιαίτερα επικίνδυνο περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων, σε μέλη που υποστηρίζουν σημαντικά φορτία, όπως υποστυλώματα στη βάση πλαισίων σε κτίρια, όπου πρέπει να ανελαστικές παραμορφώσεις για να αναπτυχθεί πλήρης μηχανισμός αρθρώσεων, όταν ο σχεδιασμός βασίζεται στη φιλοσοφία ασθενούς δοκού/ισχυρού υποστυλώματος.

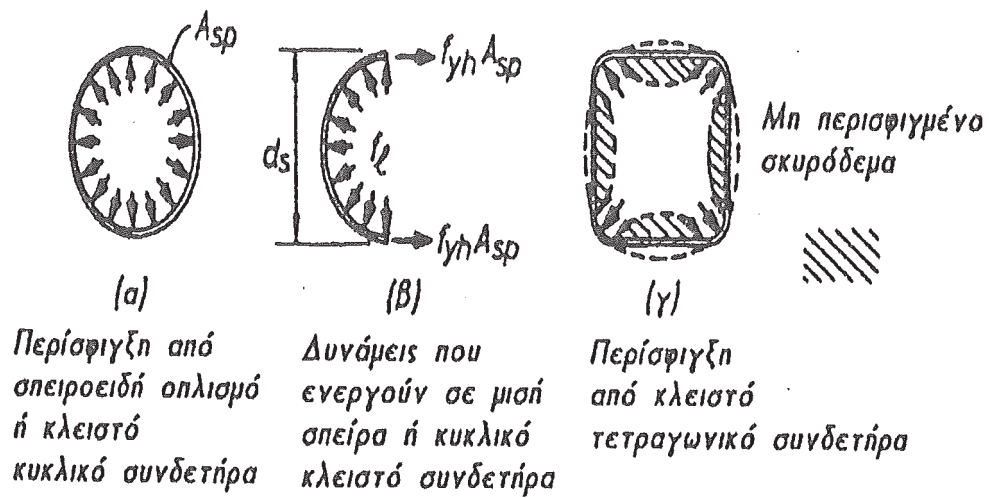
Όταν το μη περισφιγμένο σκυρόδεμα υποβάλλεται σε στάθμες θλιπτικής τιμής πλησιάζουν την αντοχή θραύσης, αναπτύσσονται υψηλές εγκάρσιες εφευρετικές παραμορφώσεις, εξαιτίας σχηματισμού και διάδοσης διαμήκων μικρορωγμών καταλήγει σε αστάθεια της θλιβόμενης ζώνης και αστοχία. Ο πυκνός εγκάρσιος οπλισμός συνδυασμό με διαμήκη οπλισμό λειτουργεί για να περιορίσει την εγκάρσια διάδοση σκυροδέματος, επιτρέποντας στη θλιβόμενη ζώνη να αναλάβει υψηλότερες θλιπτικές τιμές και, το πιο σημαντικό, πολύ υψηλότερες θλιπτικές παραμορφώσεις πριν συμβεί αστοχία.

Ο σπειροειδής οπλισμός ή οι κυκλικοί κλειστοί συνδετήρες, λόγω του σχήματός τους εντείνονται σε εφελκυσμό δακτυλίου από το διογκούμενο σκυρόδεμα, κι έτσι τρέφουν συνεχές γραμμικό φορτίο περίσφιγξης στην περιφέρεια του κύκλου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3(α). Η μέγιστη ενεργός εγκάρσια πίεση f_t που μπορεί να επιβληθεί στο σκυρόδεμα συμβαίνει όταν οι σπείρες ή οι δακτύλιοι (τσέρκια) εντείνονται μέχρι το όριο διαρροής f_{yh} . Αναφερόμενοι στο ελεύθερο σώμα του Σχήματος 3.3(β), η ισορροπία απαιτεί

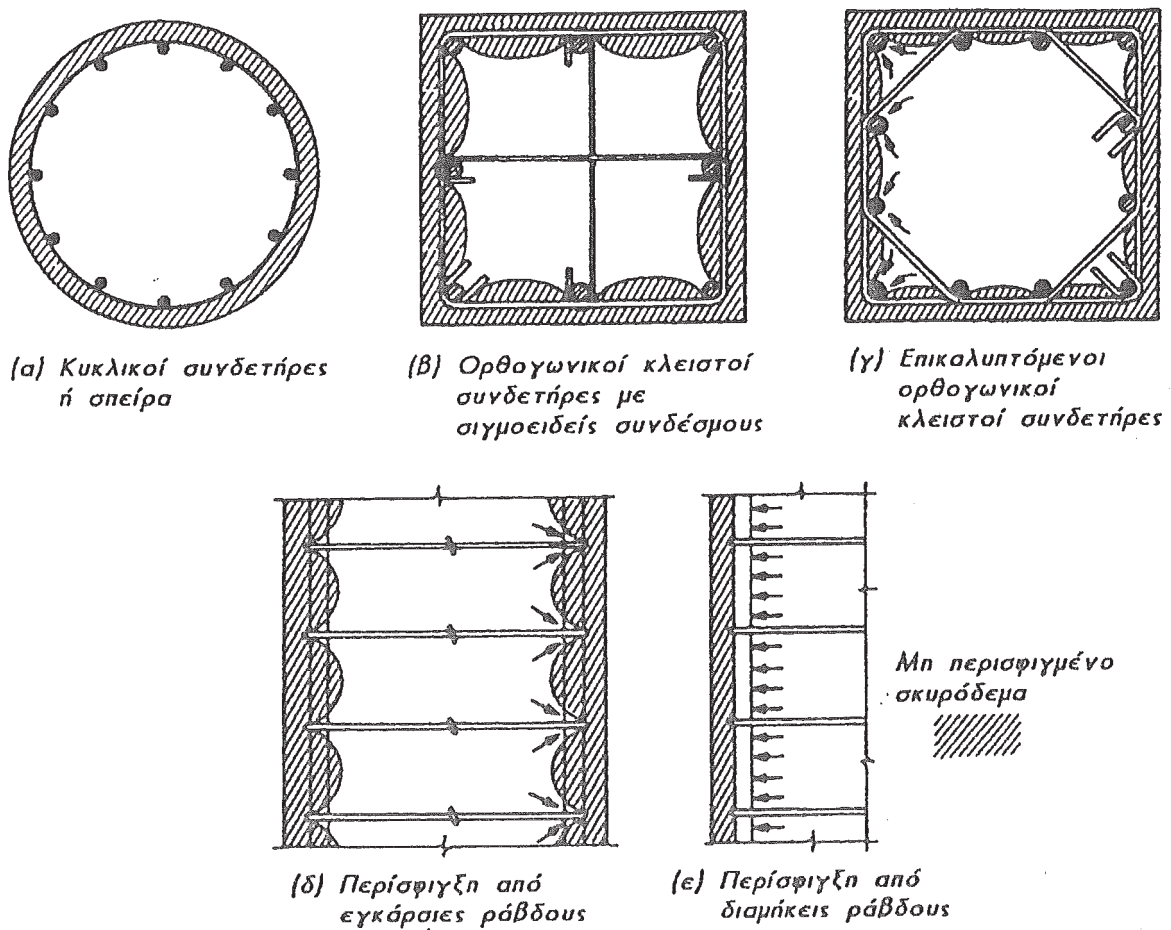
$$f_t = 2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp} / dsSh \quad (3.7)$$

όπου ds είναι η διάμετρος του δακτυλίου ή της σπείρας που έχει διατομή ράβδου sh είναι το βήμα της σπείρας.

Ωστόσο, κλειστοί τετράγωνοι συνδετήρες μπορούν να εφαρμόσουν αναπτυχθεί πλήρους περίσφιγξης μόνο κοντά στις γωνίες τους, επειδή η πίεση του σκυροδέματος στις πλευρές του συνδετήρα τείνει να κάμψει τις πλευρές προς τα έξω [όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3(γ) με διακεκομμένες γραμμές]. Η περίσφιγξη που παρέχουν τετράγωνοι ορθογωνικοί κλειστοί συνδετήρες μπορεί να βελτιωθεί σημαντικά με τη χρήση πολλών συνδετήρων ή συνδετήρων με σιγμοειδείς συνδέσμους, οπότε τη διατομή διατρέχουν σκέλη οπλισμού. Η καλύτερη περίσφιγξη που προκύπτει από την παρουσία εγκάρσιων ράβδων



Σχήμα 3.3 Περίσιξη σκυροδέματος από κυκλικούς και τετράγωνους κλειστούς συνδετήρες.



Σχήμα 3.4 Περίσιξη διατομών υποστυλωμάτων από εγκάρσιο και διαμήκη οπλισμό.

απεικονίζεται στα Σχήματα 3.4(β) και (γ). Η λειτουργία Θόλου είναι πιο αποτελεσματική επειδή οι Θόλοι είναι χαμηλότεροι και συνεπώς περισφίγγεται αποτελεσματικά μεγαλύτερη

επιφάνεια σκυροδέματος. Γι' αυτόν το λόγο γίνονται συστάσεις για την ελάχιστη απόσταση των κατακορύφων ράβδων στα υποστυλώματα.

Η παρουσία πολλών διαμήκων ράβδων καλά κατανεμημένων στην περίμετρο της διατομής και συνδεδεμένων χιαστί στη διατομή θα βοηθήσει επίσης στην περίσφιγξη του σκυροδέματος. Το σκυρόδεμα στηρίζεται στις διαμήκεις ράβδους κι ο εγκάρσιος οπλισμός παρέχει σ' αυτές αντιδράσεις περίσφιγξης (δείτε τα Σχήματα 3.4(δ) και (ε)).

Σαφώς, η περίσφιγξη του σκυροδέματος βελτιώνεται εφόσον οι στρώσεις του εγκαρσίου οπλισμού τοποθετούνται σχετικά πυκνά κατά μήκος του διαμήκους άξονα. Επίσης, θα υπάρχει κάποια κρίσιμη απόσταση στρώσεων του εγκαρσίου οπλισμού, πάνω από την οποία η διατομή στο μεσοδιάστημα μεταξύ εγκαρσίων οπλισμών δε θα είναι περισφιγμένη αποτελεσματικά, και ο μέσος όρος που συνεπάγεται η Εξίσωση (3.7) δε θα ισχύει.

Παρόλα αυτά, έχει βρεθεί ότι γενικά επιβάλλεται σημαντικότερος περιορισμός στη διαμήκη απόσταση του εγκαρσίου οπλισμού s_v , από την ανάγκη αποφυγής λυγισμού του διαμήκους οπλισμού, όταν αυτός υποβάλλεται σε θλιπτικό φορτίο. Οι δοκιμές έχουν δείξει ότι, μέσα στις περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων, αυτή η απόσταση δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από έξι φορές τη διάμετρο της διαμήκους ράβδου που πρόκειται να περισφιχθεί.

(β) Σχέσεις θλιπτικών Τάσεων-παραμορφώσεων για Περισφιγμένο Σκυρόδεμα.

Αποτέλεσμα της περίσφιγξης είναι η αύξηση της θλιπτικής αντοχής και οριακής παραμόρφωσης του σκυροδέματος, όπως αναφέρθηκε παραπάνω κι όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 3.5. Για το περισφιγμένο σκυρόδεμα έχουν αναπτυχθεί πολλές διαφορετικές σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων. Για το μελετητή, οι σημαντικές παράμετροι είναι η θλιπτική αντοχή, η οριακή θλιπτική παραμόρφωση (που χρειάζεται στους υπολογισμούς πλαστιμότητας), και οι παράμετροι του ισοδύναμου στέρεου τάσεων.

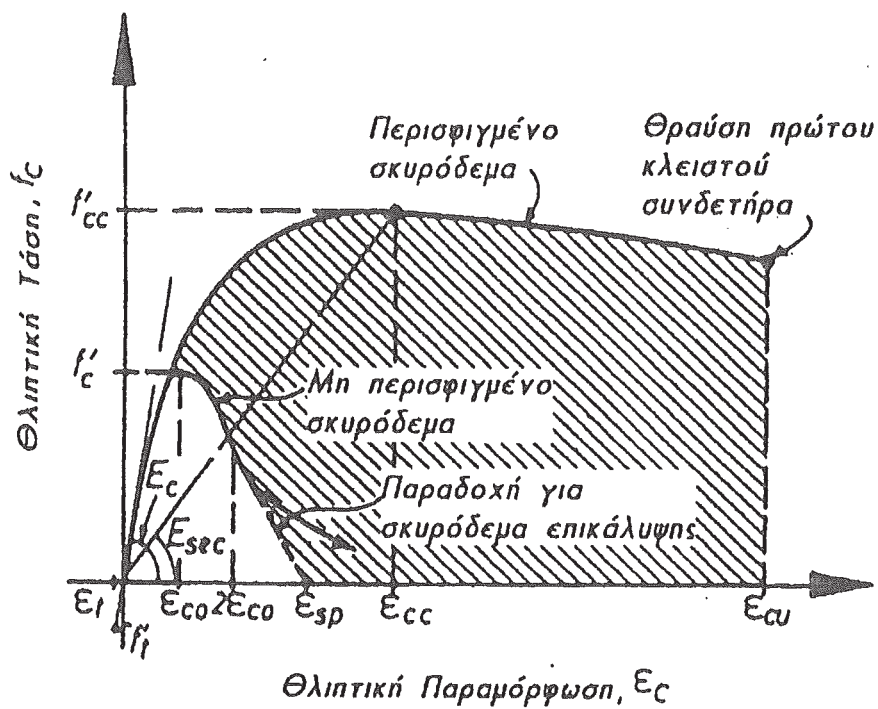
(i) **Θλιπτική Αντοχή Περισφιγμένου Σκυροδέματος:** Η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος συνδέεται άμεσα με την ενεργό τάση περίσφιγξης $f'_{l'}$ που μπορεί να αναπτυχθεί κατά τη διαρροή του εγκαρσίου οπλισμού, που για κυκλικές διατομές δίνεται από τη σχέση

$$f'_{l'} = K_e f_l \quad (3.8)$$

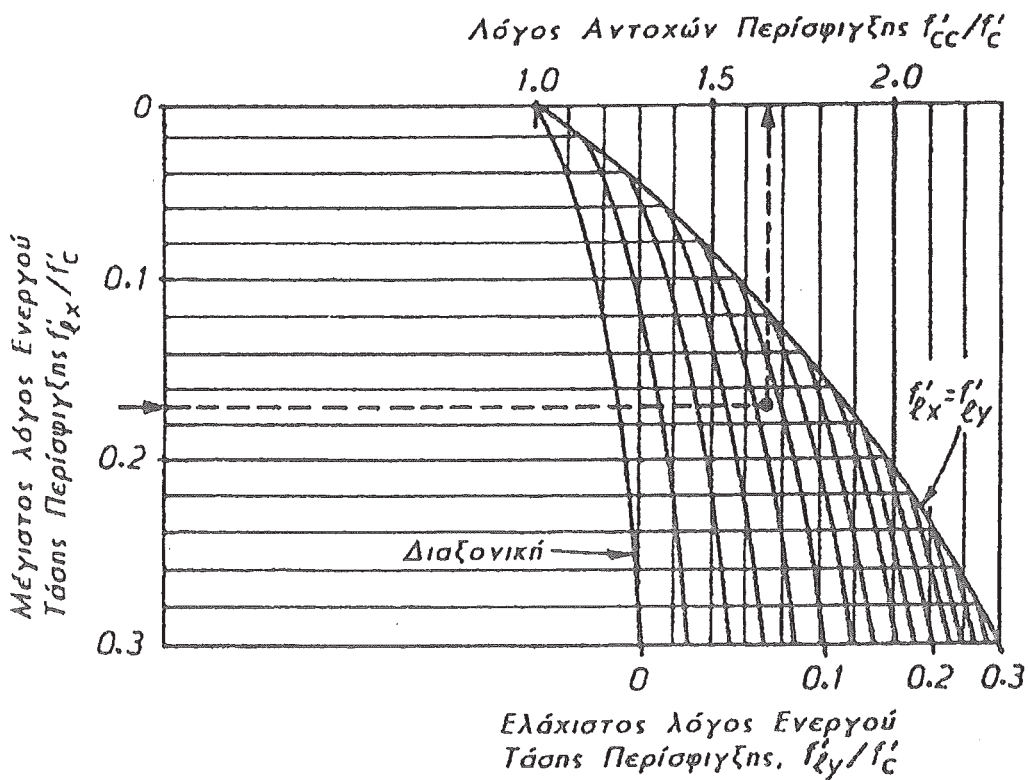
και για ορθογωνικές διατομές από τη σχέση

$$f'_{l'x} = K_e p_x f_y h \quad (3.9\alpha)$$

$$f'_{l'y} = K_e p_y f_x h \quad (3.9\beta)$$



Σχήμα 3.5 Μοντέλο τάσεων παραμορφώσεων για μονότονη φόρτιση μη περισφιγμένου και περισφιγμένου σκυροδέματος σε θλίψη.



Σχήμα 3.6 Προσδιορισμός θλιπτικής αντοχής περισφιγμένου σκυροδέματος από τις εγκάρσιες τάσεις περισφιγξης για ορθογώνιες διατομές.

στις διευθύνσεις x και y αντίστοιχα, όπου f_l δίνεται από την Εξίσωση (3.7), r_x και r_y είναι το ποσοστό του ενεργού εγκάρσιου σπλισμού προς το σκυρόδεμα πυρήνα για διατομές κάθετα στις διευθύνσεις x και y , όπως φαίνεται στα Σχήμα 3.4(β) και (γ), και K_e συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης που συνδέει την ελάχιστη επιφάνεια του αποτελεσματικά περισφιγμένου πυρήνα (δείτε το Σχήμα 3.4) με την ονομαστική επιφάνεια πυρήνα που περιορίζεται από την αξονική γραμμή των περιμετρικών συνδετήρων. Τυπικές τιμές του K_e , είναι 0.95 για κυκλική διατομή, 0.75 για ορθογωνική διατομή, υποστυλωμάτων, και 0.6 για ορθογωνική διατομή τοιχωμάτων.

Η θλιπτική αντοχή, f'_{cc} περισφιγμένων κυκλικών διατομών, ή ορθογωνικών διατομών με ίση ενεργό τάση περίσφιγξης f'_l στις κάθετες διευθύνσεις x και y , συνδέεται με τη μη περισφιγμένη αντοχή με τη σχέση

$$K = f'_{cc} / f'_c (-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + (7.94 f'_l / f'_c) - 2 f'_l / f'_c}) \quad (3.10)$$

Για ορθογωνική διατομή με ίσες ενεργούς τάσεις περίσφιγξης f'_lx και f'_ly ο $K = f'_{cc} / f'_c$ μπορεί να βρεθεί από το Σχήμα 3.6, όπου $f'_ly > f'_lx$. Η μέγιστη τάση επιτυγχάνεται (Σχήμα 3.5) σε παραμόρφωση

$$\epsilon_{cc} = 0.002(1 + 5(f'_{cc} / f'_c - 1)) \quad (3.11)$$

(ii) Οριακή Θλιπτική Παραμόρφωση: Η παραμόρφωση στη μέγιστη τάση που δίνει η Εξίσωση (3.11) δεν αντιπροσωπεύει τη μέγιστη χρησιμοποιήσιμη παραμόρφωση για σκοπούς σχεδιασμού, καθώς μπορούν να διατηρηθούν υψηλές Θλιπτικές τάσεις σε παραμορφώσεις πολλές φορές μεγαλύτερες (Σχήμα 3.5). Το χρησιμοποιήσιμο όριο είναι όταν θραυσθεί ο εγκάρσιος χάλυβας περίσφιγξης, και μπορεί να εκτιμηθεί αν εξισώσουμε την ικανοτική ενέργεια παραμόρφωσης του εγκάρσιου σπλισμού κατά τη Θραύση με την αύξηση της απορροφώμενης από το σκυρόδεμα ενέργειας, που φαίνεται σκιασμένη στο Σχήμα 3.5 [M5]. Μία συντηρητική εκτίμηση για την οριακή Θλιπτική παραμόρφωση δίνει η εξίσωση

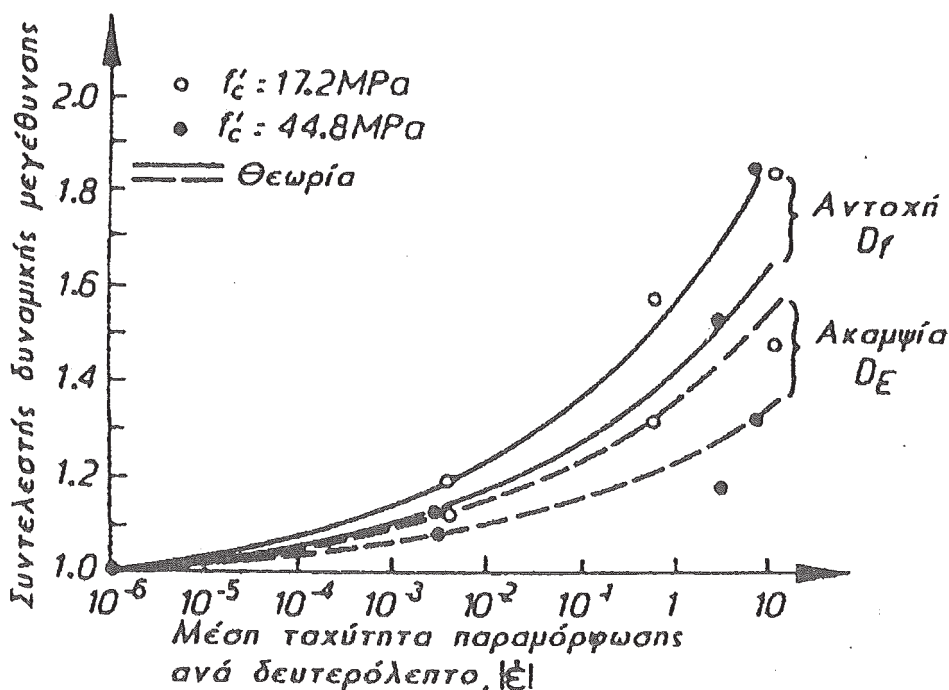
$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{sm} / f'_{cc} \quad (3.12)$$

όπου ϵ_{sm} , είναι η παραμόρφωση του χάλυβα στη μέγιστη εφελκυστική τάση και ρ_s το ποσοστό του σπλισμού περίσφιγξης κατ' όγκο. Για ορθογωνικές διατομές, $\rho_s = \rho_x + \rho_y$. Τυπικές τιμές του ϵ_{cu} , κυμαίνονται από 0.012 έως 0.05, δηλαδή 4-πλάσια μέχρι 16-πλάσια αύξηση σε σχέση με την παραδοσιακά παραδεκτή τιμή για μη περισφιγμένο σκυρόδεμα.

(γ) Επιρροή της Κυκλικής Φόρτισης στη Σχέση Τάσεων-Παραμορφώσεων του Σκυροδέματος. Δοκιμές σε μη περισφιγμένο και περισφιγμένο σκυρόδεμα σε επαναλαμβανόμενη φόρτιση, έδειξαν ότι η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων της μονότονης φόρτισης σχηματίζει μία περιβάλλουσα στην απόκριση τάσεων-παραμορφώσεων της επαναλαμβανόμενης φόρτισης. Συνεπώς, κατά τον υπολογισμό της αντοχής σε κάμψη, στοιχείων σκυροδέματος που υποβάλλονται στις τυπικές αναστροφές της σεισμικής φόρτισης δεν απαιτείται καμία τροποποίηση της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων.

(δ) **Επιρροή της Ταχύτητας Παραμόρφωσης στη Σχέση Τάσεων - Παραμορφώσεων του Σκυροδέματος.** Το σκυροδέμα εμφανίζει σημαντική αύξηση στην αντοχή και την ακαμψία του όταν φορτίζεται με αυξημένες ταχύτητες παραμόρφωσης. Η απόκριση στη σεισμική φόρτιση είναι δυναμική και οι ταχύτητες θλιπτικής παραμόρφωσης στις κρίσιμες περιοχές πλαστικών αρθρώσεων μπορούν να υπερβούν τα 0.05 sec^{-1} . Η πραγματική μέγιστη ταχύτητα παραμόρφωσης είναι συνάρτηση της μέγιστης παραμόρφωσης στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης και της ενεργού περιόδου ταλάντωσης των παραμορφώσεων της κρίσιμης ανελαστικής απόκρισης του φορέα.

Το Σχήμα 3.7 παρουσιάζει τυπικές αυξήσεις στην αντοχή και την αρχική ακαμψία του θλιβόμενου σκυροδέματος σε συνάρτηση με την ταχύτητα παραμόρφωσης, και υποδηλώνει ότι για ταχύτητα παραμόρφωσης 0.05 sec^{-1} και τυπική αντοχή $f'_c = 30 \text{ MPa}$, η θλιπτική αντοχή αυξάνει κατά 27% και η ακαμψία κατά 16% σε σύγκριση με τις στατικές ταχύτητες παραμόρφωσης. Με επαναλαμβανόμενη παραμόρφωση, αυτή η αύξηση χάνεται και η ενεργός ταχύτητα παραμόρφωσης που ισχύει είναι από την αρχή της δοκιμής μέχρι την τρέχουσα στιγμή.

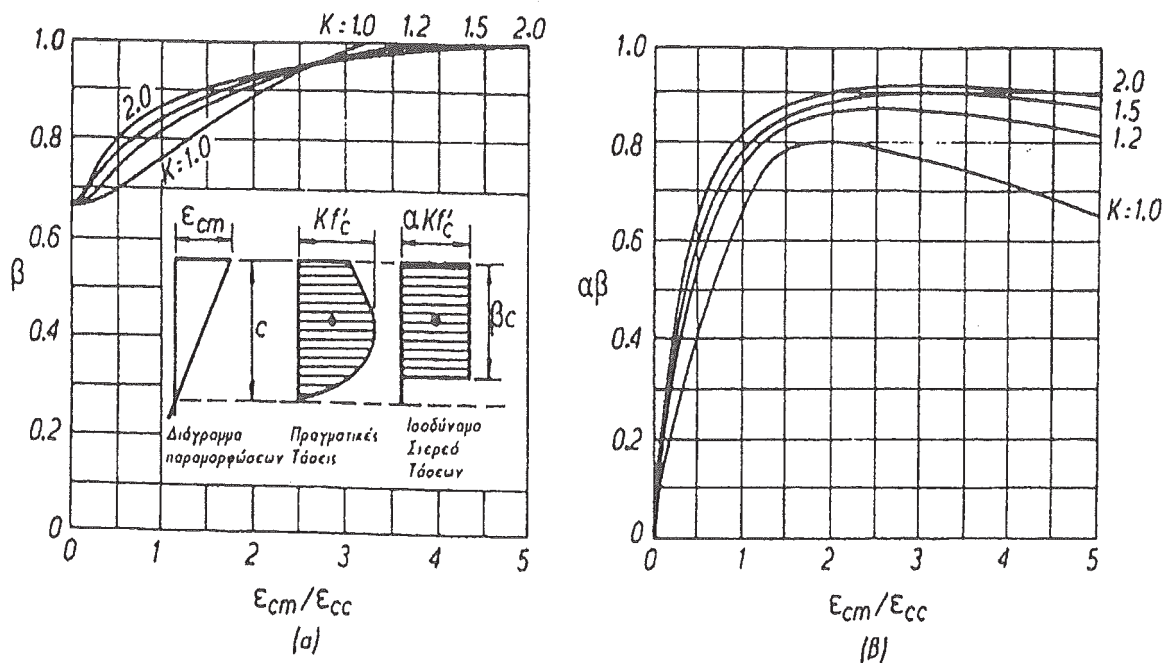


Σχήμα 3.7. Συντελεστές δυναμικής μεγέθυνσης D_f και D_E για την επίδραση της ταχύτητας φόρτισης στην αντοχή και την ακαμψία.

(ε) **Παράμετροι Σχεδιασμού Στερεού θλιπτικών Τάσεων για Περισφιγμένο Σκυρόδεμα.** Η προσέγγιση που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του ισοδύναμου στερεού θλιπτικών τάσεων για το μη περισφιγμένο σκυρόδεμα μπορεί να επεκταθεί και στο περισφιγμένο, εφόσον η μέση τάση $\alpha f'_c$ που φαίνεται στο Σχήμα 3.2 οριστεί ως $\alpha K f'_c$, όπου το K που δίνεται από την Εξίσωση (3.10) ή το Σχήμα 3.6 βρίσκεται από την εκτιμώμενη αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος. Οι κατάλληλες τιμές των α και β εξαρτώνται από την τιμή του K κι από την παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας. Οι τιμές σχεδιασμού

του β και του γινομένου $\alpha\beta$ περιλαμβάνονται στο Σχήμα 3.8 για διάφορες τιμές της μέγιστης θλιπτικής παραμόρφωσης ϵ_{cm} εκφρασμένης ως λόγου $\epsilon_{cm}/\epsilon_{cc}$.

Οι τιμές των α και β από το Σχήμα 3.8 μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε συνδυασμό με την υπολογισμένη τιμή του K , για να προβλέψουν την καμπτική αντοχή των περισφιγμένων ορθογωνικών διατομών. Ωστόσο, πρέπει να αντιληφθούμε ότι οι παράμετροι ισχύουν μόνο για τον περισφιγμένο πυρήνα. Σε υψηλές στάθμες ταχύτητας παραμόρφωσης, η επικάλυψη του σκυροδέματος Θ έχει αποφλοιωθεί και Θ είναι αναποτελεσματική. Γι' αυτό, όταν υπολογίζεται η καμπτική αντοχή, πρέπει να χρησιμοποιούνται οι διαστάσεις του πυρήνα μετρημένες μέχρι την αξονική γραμμή του εγκάρσιου οπλισμού περισφιγξης.



Σχήμα 3.8. Παράμετροι στερεού θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος για ορθογωνικές διατομές, με σκυρόδεμα περισφιγμένο με ορθογωνικούς κλειστούς συνδετήρες. Για χρήση στις Εξισώσεις (3.3 και (3.4).

ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ

Όλα τα στατικά συστήματα δε δημιουργούνται ίσα όσον αφορά την απόκρισή τους σε σεισμικές δυνάμεις. Για να αποτιμηθεί τη απόκρισή τους πρέπει να εξεταστούν από την άποψη της στατικής μορφολογίας, συμμετρίας, κατανομής μαζών, και κατακόρυφης κανονικότητας, και να εκτιμηθεί η σημασία της αντοχής, ακαμψίας, και πλαστιμότητας σε σχέση με την αποδεκτή απόκριση. Το πρώτο καθήκον του μελετητή είναι να επιλέξει ένα στατικό σύστημα που θα συντελεί όσο περισσότερο γίνεται στην ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά, σεβόμενο τους περιορισμούς που υπαγορεύονται από τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Όπου είναι δυνατόν, ο αρχιτέκτονας και ο στατικός μελετητής πρέπει να εξετάζουν εναλλακτικές διαμορφώσεις του στατικού συστήματος στα πρώτα στάδια της σύλληψης της κατασκευής ώστε, πριν αρχίσει ο στατικός σχεδιασμός, να εξασφαλίσουν ότι δε θα εγκλωβιστεί στο στατικό σύστημα κάποια ανεπιθύμητη γεωμετρική μορφή.

Οι μορφολογικές ανωμαλίες, συχνά αναπόφευκτες, συμβάλλουν στην πολυπλοκότητα της στατικής συμπεριφοράς. Γι' αυτό, όταν δεν εντοπίζονται, μπορεί να καταλήξουν σε απρόσμενες βλάβες, ακόμη και σε κατάρρευση. Υπάρχουν πολλές αιτίες μη κανονικής στατικής συμπεριφοράς. Μερικές μόνον από τις πιθανές αιτίες είναι οι δραστικές αλλαγές στη γεωμετρία, η διακοπή της διαδρομής των φορτίων, οι ασυνέχειες στην αντοχή και την ακαμψία, οι διαταραχές σε κρίσιμες περιοχές από την παρουσία ανοιγμάτων, οι ασυνήθιστες αναλογίες μελών της κατασκευής, οι εσοχές, η απουσία υπερστατικότητας, και η παρεμπόδιση επιδιωκομένων παραμορφώσεων ή παραμορφώσεων που έχουν γίνει δεκτές στις παραδοχές. Η αναγνώριση πολλών απ' αυτές τις μορφολογικές ανωμαλίες, καθώς και η επινόηση επανορθωτικών μέτρων για την αποφυγή ή μετρίαση των ανεπιθύμητων συνεπειών τους, βασίζονται στην ορθή κατανόηση της στατικής λειτουργίας και συμπεριφοράς. Η επαγρύπνηση για την παρουσία ανεπιθύμητων στατικών χαρακτηριστικών και η εμπειρία στο σχεδιασμό είναι ανεκτίμητα προσόντα. Η σχετική σπουδαιότητα μερικών μορφολογικών ανωμαλιών μπορεί να ποσοτικοποιηθεί. Σχετικά μ' αυτό, μερικοί κανονισμοί παρέχουν περιορισμένη καθοδήγηση. Πριν όμως από την πιο λεπτομερειακή εξέταση αυτών των θεμάτων, στη συνέχεια αυτού του κεφαλαίου είναι αναγκαίο να αναφερθούμε σε μερικά γενικά θέματα σχετικά με τις σεισμικές δυνάμεις και τα στατικά συστήματα.

Στατικά Συστήματα για Σεισμικές Δυνάμεις

Ο πρωταρχικός σκοπός όλων των κατασκευών που χρησιμοποιούνται για κτίρια είναι να παραλάβουν τα φορτία βαρύτητας. Ωστόσο, στα κτίρια μπορεί να επιβληθούν και οριζόντιες δυνάμεις από ανεμοπύεση ή σεισμούς. Όσο ψηλότερα είναι ένα κτίριο, τόσο σημαντικότερες θα είναι οι επιπτώσεις των οριζοντίων δυνάμεων. Εδώ, δεχόμαστε ότι στο σχεδιασμό για την αντίσταση των κτιρίων σε οριζόντιες δυνάμεις επικρατούν τα σεισμικά κριτήρια και όχι οι

ανεμοπιέσεις ή οι δυνάμεις από εκρήξεις. Στο βιβλίο αυτό, εξετάζονται τρεις τύποι κατασκευών που χρησιμοποιούνται συνηθέστερα για κτίρια.

(α) Στατικά Συστήματα Πλαισίων. Συχνά, οι φέροντες οργανισμοί των πολυωρόφων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούνται από πλαίσια. Οι δοκοί που υποστηρίζουν τις πλάκες και τα υποστυλώματα είναι συνεχείς και συναντώνται σε κόμβους, που συχνά αποκαλούνται "άκαμπτες" συνδέσεις. Τέτοια πλαίσια μπορούν να φέρουν τα φορτία βαρύτητας με ευκολία, ενώ διαθέτουν επαρκή αντίσταση και στις οριζόντιες δυνάμεις που δρουν σε οποιαδήποτε διεύθυνση .

(β) Στατικά Συστήματα Τοιχωμάτων. Όταν το επιτρέπουν οι λειτουργικές απαιτήσεις, η αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις μπορεί να ανατεθεί αποκλειστικά σε τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή τοιχοποιία . Οι επιδράσεις των φορτίων βαρύτητας σε τέτοια τοιχώματα σπάνια έχουν σημασία και δεν κυριαρχούν στο σχεδιασμό τους. Συνήθως, μέσα σ' ένα τέτοιο κτίριο υπάρχουν κι άλλα στοιχεία, στα οποία έχει ανατεθεί να φέρουν μόνο φορτία βαρύτητας. Η συμβολή των στοιχείων αυτών στην αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις, αν υπάρχει, συχνά αμελείται. Τα ειδικά χαρακτηριστικά της οπλισμένης τοιχοποιίας, που είναι ιδιαίτερα κατάλληλη για την κατασκευή τοιχωμάτων που ανθίστανται σε φορτία βαρύτητας και οριζόντιες δυνάμεις.

(γ) Μικτά Συστήματα. Σ' αυτά τα κτίρια, πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος αλληλεπιδρούν με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος ή τοιχοποιίας και μαζί παράγουν την απαραίτητη αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις, ενώ κάθε σύστημα αναλαμβάνει το μερίδιο που του αναλογεί από τα φορτία βαρύτητας. Αυτοί οι τύποι φορέων είναι ,γνωστοί ως μικτά ή υβριδικά στατικά συστήματα, ή ως συστήματα πλαισίων-τοιχωμάτων.

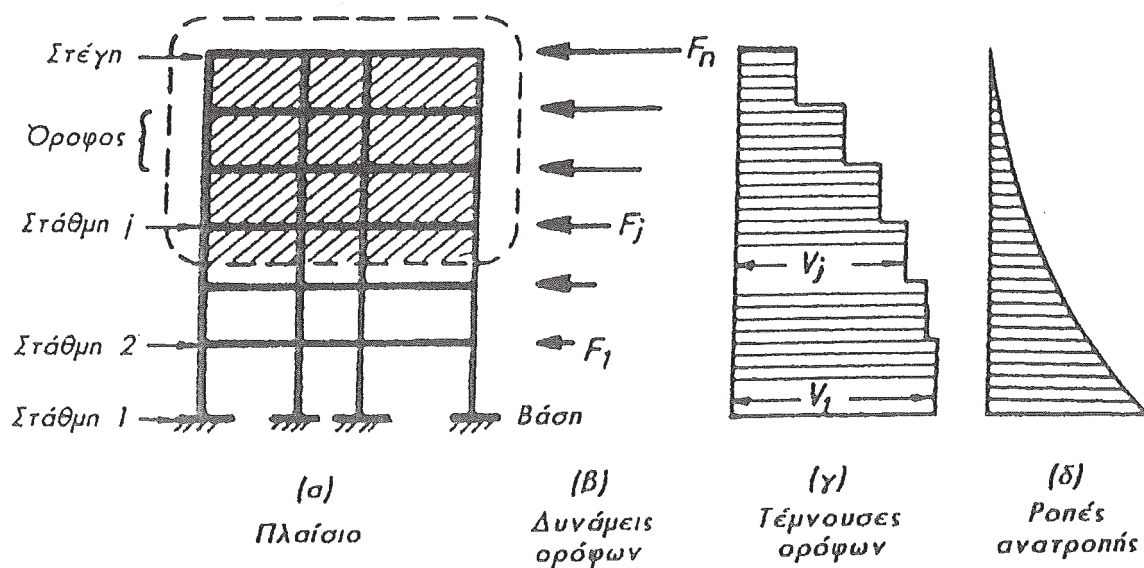
Η επιλογή στατικών συστημάτων για κτίρια επηρεάζεται κυρίως από την επιδιωκόμενη χρήση, τις αρχιτεκτονικές Θεωρήσεις, τη ροή της εσωτερικής κυκλοφορίας, το ύψος και το λόγο των διαστάσεων, και σε μικρότερο βαθμό από την ένταση της φόρτισης: Η επιλογή της μορφολογίας ενός κτιρίου, που είναι ένα από τα πιο σημαντικά βήματα στο συνολικό σχεδιασμό , μπορεί να επιβάλλει σοβαρούς περιορισμούς στο φέροντα οργανισμό, όσο αφορά το ρόλο του να παρέχει σεισμική προστασία. Επειδή η πρόθεση αυτού του βιβλίου είναι να παρουσιάσει αρχές και έννοιες σχεδιασμού κι όχι ένα σύνολο λύσεων, δε θα εξετάσουμε τις διάφορες εναλλακτικές λύσεις στην κάθε μία από τις τρεις ομάδες των διαφορετικών στατικών συστημάτων που προαναφέραμε. Ωστόσο, μερικές από τις στατικές μορφές παραλείπονται εκούσια. Για παράδειγμα, οι κατασκευές που αποτελούνται από επίπεδες πλάκες στηριζόμενες σε υποστυλώματα (μυκητοειδείς πλάκες) Θεωρούνται ακατάλληλες να έχουν από μόνες τους ικανοποιητική συμπεριφορά στις σεισμικές δράσεις. Αυτό οφείλεται στις υπερβολικές οριζόντιες μεταθέσεις, και στη δυσκολία εξασφάλισης της επαρκούς και αξιόπιστης μεταβίβασης της διάτμησης μεταξύ υποστυλωμάτων και πλακών, που είναι αναγκαία για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων επιπρόσθετα στα φορτία βαρύτητας.

Συνολική Σεισμική Απόκριση

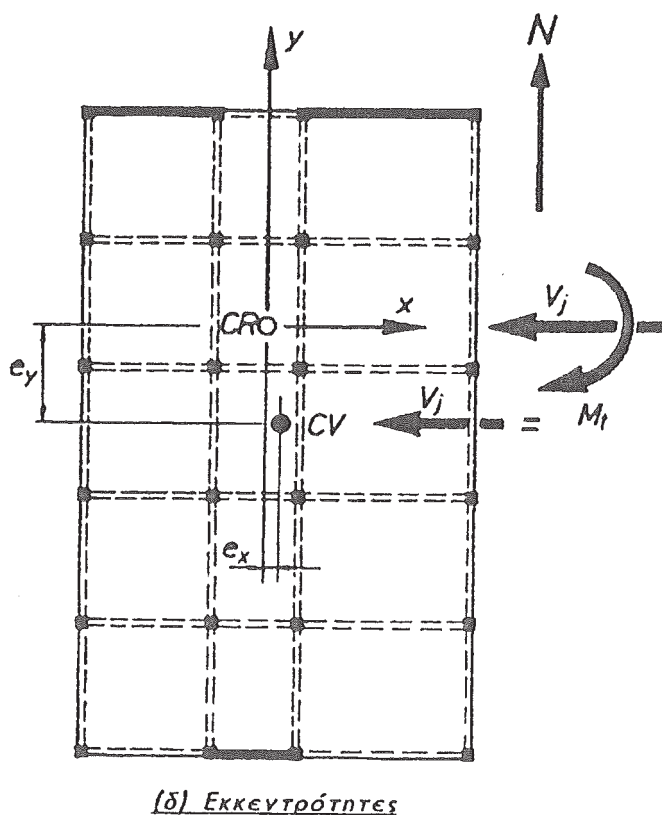
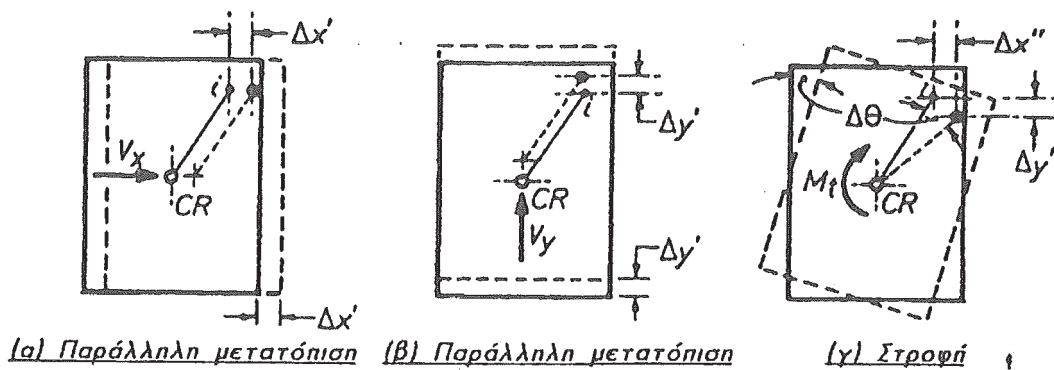
(α) Απόκριση Καθύψος: Το Κτίριο ως Κατακόρυφος Πρόβολος. Όταν ένα κτίριο καταπονείται μόνον από οριζόντιες δυνάμεις, θα λειτουργήσει σαν κατακόρυφος πρόβολος. Η προκύπτουσα συνολική οριζόντια δύναμη και η ροπή ανατροπής θα μεταβιβαστούν στη στάθμη των θεμελίων. Μόλις γίνουν γνωστές οι οριζόντιες δυνάμεις που δρουν σε κάθε στάθμη του κτιρίου, μπορούν να προκύψουν εύκολα από τις συνηθισμένες σχέσεις ισορροπίας οι διατμητικές δυνάμεις σε κάθε όροφο καθώς και το μέγεθος της ροπής ανατροπής σε οποιαδήποτε στάθμη, όπως φαίνονται στο Σχήμα 1.9. Για παράδειγμα, στο Σχήμα 1.9(α), το άθροισμα V_j όλων των δυνάμεων ορόφων που δρουν στο σκιασμένο τμήμα του κτιρίου πρέπει να εξισορροπηθεί από τέμνουσες, αξονικές, και ροπές κάμψη των κατακορυφών στοιχείων του τρίτου ορόφου.

Για την περιγραφή πολυωρόφων κτιρίων σ' αυτό το βιβλίο, θα χρησιμοποιηθεί η ορολογία που ακολουθεί. Όλες οι κατασκευές θεωρείται ότι θεμελιώνονται στη βάση ή στη στάθμη 1. Η θέση ενός ορόφου θα καθορίζεται από τη στάθμη του πάνω από τη βάση. Η στάθμη της στέγης είναι ταυτόσημη με την ανώτατη στάθμη. Ο χώρος ή η κατακόρυφη απόσταση ανάμεσα σε δύο γειτονικές στάθμες ορίζεται ως όροφος. Έτσι, ο πρώτος όροφος είναι ανάμεσα στις στάθμες 1 και 2, και ο ανώτατος όροφος είναι κάτω από τη στάθμη τη στέγης (Σχήμα 1.9).

(β) Απόκριση σε Κάτοψη: Κέντρο Μάζας και Κέντρο Ακαμψίας. Το στατικό σύστημα μπορεί να αποτελείται από πλήθος πλαισίων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.9(α), ή τοιχωμάτων, ή και συνδυασμό των δύο [Σχήμα 1.10(δ)]. Η θέση της συνισταμένης δύναμης V_j στο οριζόντιο επίπεδο εξαρτάται από την κατανομή των κατακορυφών στοιχείων στην κάτοψη, και πρέπει κι αυτή να ληφθεί υπόψη. Συνεπώς πρέπει να οριστούν δύο σημαντικές έννοιες. Αυτές θα επιτρέψουν την καλύτερη εκτίμηση της επιρροής της μορφολογίας των κτιρίων στην απόκριση των



Σχήμα 1.9 Επιδράσεις των οριζόντιων δυνάμεων σ' ένα κτίριο.



Σχήμα 1.10 Σχετική μετακίνηση ορόφου.

στατικών συστημάτων στις οριζόντιες δυνάμεις. Η εκτίμηση της επιρροή των οριζοντίων δυνάμεων, όπως αυτών που φαίνονται στο Σχήμα 1.9(α).

(i) **Κέντρα Μάζας:** Στη διάρκεια ενός σεισμού παράγονται σε κάθε στάθμη ορόφου, όπου μπορεί να υποθεθεί ότι είναι συγκεντρωμένη η μάζα ενός ολοκλήρου ορόφου, αδρανειακές δυνάμεις που προκαλούνται από την επιτάχυνση. Έτσι, η θέση μίας δύναμης σε συγκεκριμένη στάθμη καθορίζεται από το κέντρο της επιταχυνόμενης μάζας σ' αυτή τη στάθμη. Σε κανονικά κτίρια, όπως αυτά που φαίνονται στο Σχήμα 1.10(δ), οι θέσεις των κέντρων μάζας των ορόφων διαφέρει πολύ λίγο από στάθμη σε στάθμη. Ωστόσο, η ακανόνιστη κατανομή της μάζας καθύψος του κτιρίου μπορεί να επιφέρει μεταβολές στα

κέντρα μάζας, που θα πρέπει να εκτιμηθούν. Η άθροιση όλων των δυνάμεων ορόφων, F_j στο Σχήμα 1.9(α), πάνω από ένα δεδομένο όροφο, λαμβάνοντας υπόψη την οριζοντιογραφική θέση κάθε δύναμης, θα δώσει τη θέση της συνισταμένης V_j σ' αυτόν τον όροφο. Για παράδειγμα, η θέση της τέμνουσας V_j στον τρίτο όροφο καθορίζεται από το σημείο CV στο Σχήμα 1.10(δ), όπου αυτή η δύναμη εμφανίζεται να δρα στη διεύθυνση ανατολής-δύσης. Ανάλογα με τη διεύθυνση που έχει η σεισμογενής επιτάχυνση κάθε στιγμή, η τέμνουσα V_j που διέρχεται απ' αυτό το σημείο μπορεί να δρα σε οποιαδήποτε διεύθυνση. Ωστόσο, για ένα κτίριο του τύπου που φαίνεται στο Σχήμα 1.10(δ), αρκεί να εξετάσουμε σεισμικές δράσεις μόνο κατά μήκος των δύο κύριων αξόνων της κάτοψης.

(ii) Κέντρο Ακαμψίας: Αν, ως αποτέλεσμα των οριζοντίων δυνάμεων, ένας όροφος του κτιρίου στο Σχήμα 1.9 υποστεί παράλληλη οριζόντια μετατόπιση σαν στερεό σώμα σε σχέση με τον από κάτω όροφο, όπως δείχνει το Σχήμα 1.10(α), τότε θα επιβληθεί μία σταθερή σχετική μετατόπιση ορόφου Δx σε όλα τα πλαίσια και τοιχώματα αυτού του ορόφου. Συνεπώς, οι επαγόμενες δυνάμεις σ' αυτά τα ελαστικά πλαίσια και τοιχώματα, που είναι στα επίπεδα με διεύθυνση Α-Δ, θα είναι ανάλογες με τις αντίστοιχες ακαμψίες. Η συνολική συνισταμένη δύναμη, $V_j = V_x$ που προκαλείται από τις παράλληλες μετατοπίσεις Δx , θα διέρχεται από το κέντρο ακαμψίας (CR) στο Σχήμα 1.10δ. Παρόμοια, μία παράλληλη σχετική μετατόπιση ορόφου προς βορρά, που φαίνεται στο Σχήμα 1.10(β) σαν $\Delta y'$, θα προκαλέσει αντίστοιχες δυνάμεις σε καθένα από τα τέσσερα πλαίσια [Σχήμα 1.10(δ)], που η συνισταμένη τους, V_y επίσης θα διέρχεται από το σημείο CR. Αυτό το σημείο, που ορίζεται ως κέντρο ακαμψίας ή κέντρο δυσκαμψίας, εντοπίζει τη θέση της τέμνουσας ορόφου V_j η οποία θα προκαλέσει μόνο παράλληλες σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων.

Η θέση του κέντρου ακαμψίας μπορεί να είναι διαφορετική σε κάθε όροφο, και έχει σχέση με τις τέμνουσες ορόφου που εφαρμόζονται σε οποιαδήποτε διεύθυνση στο οριζόντιο επίπεδο. Μία τέτοια δύναμη μπορεί να αναλυθεί σε συνιστώσες, όπως η V_x και V_y που φαίνονται στο Σχήμα 1.10(α) και (β), οι οποίες προκαλούν αντίστοιχες ταυτόχρονες παράλληλες μετατοπίσεις ορόφων Δx και $\Delta y'$.

Αφού η τέμνουσα ορόφου V_j στο Σχήμα 1.10(δ) διέρχεται από το σημείο CV αντί από το κέντρο ακαμψίας CR, θα προκαλέσει και στροφή του ορόφου εκτός από τη σχετική μετατόπισή του. Για λόγους ευκολίας, η V_j μπορεί να αντικατασταθεί από ίση δύναμη που θα διέρχεται από το CR και θα προκαλεί μόνο παράλληλη μετατόπιση, και ροπή $M_t = e_y \cdot V_j$ περί το CR, που προκαλεί στον όροφο στροφή στερεού σώματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.10(γ). Η γωνία στροφής $\Delta \theta$ ονομάζεται στροφή ορόφου. Αυτή προκαλεί πρόσθετες σχετικές μετακινήσεις ορόφου Δx και Δy στα στοιχεία αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις, και στις δύο κύριες διευθύνσεις, x και y . Οι μετακινήσεις λόγω της στροφής ορόφου είναι ανάλογες με την απόσταση του στοιχείου από το κέντρο στροφής, [δηλαδή από το κέντρο ακαμψίας (CR)].

Οι μετακινήσεις λόγω στροφής του ορόφου, όταν συνδυάζονται μ' αυτές που προκαλούνται από τις παράλληλες μετατοπίσεις του, μπορούν να δώσουν συνολικές σχετικές μετακινήσεις στοιχείων του ορόφου που να είναι δύσκολο να αναληφθούν. Για το λόγο αυτόν, ο μελετητής πρέπει να προσπαθεί να ελαχιστοποιήσει το μέγεθος της στρεπτικής ροπής ορόφου. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με την εκούσια απόδοση ακαμψίας στα στοιχεία που αντιδρούν στις οριζόντιες δυνάμεις, όπως είναι τα πλαίσια ή τα τοιχώματα, με τρόπο που να ελαχιστοποιεί την απόσταση μεταξύ κέντρου ακαμψίας (CR) και της γραμμής ενέργειας της τέμνουσας ορόφου (CV). Για να επιτευχθεί αυτό με όρους δυνάμεων

ορόφου, πρέπει να ελαχιστοποιηθεί η απόσταση μεταξύ κέντρου ακαμψίας και κέντρου μάζας.

Επιρροή της Μορφολογίας του Κτιρίου στη Σεισμική Απόκριση

Μία άποψη του αντισεισμικού σχεδιασμού, με ίση αν όχι και μεγαλύτερη σημασία από τη στατική ανάλυση, είναι η επιλογή της μορφολογίας του κτιρίου. Τηρώντας τις επόμενες Θεμελιώδεις αρχές σχετικά με τη σεισμική απόκριση, μπορούμε να υιοθετήσουμε καταλληλότερα στατικά συστήματα.

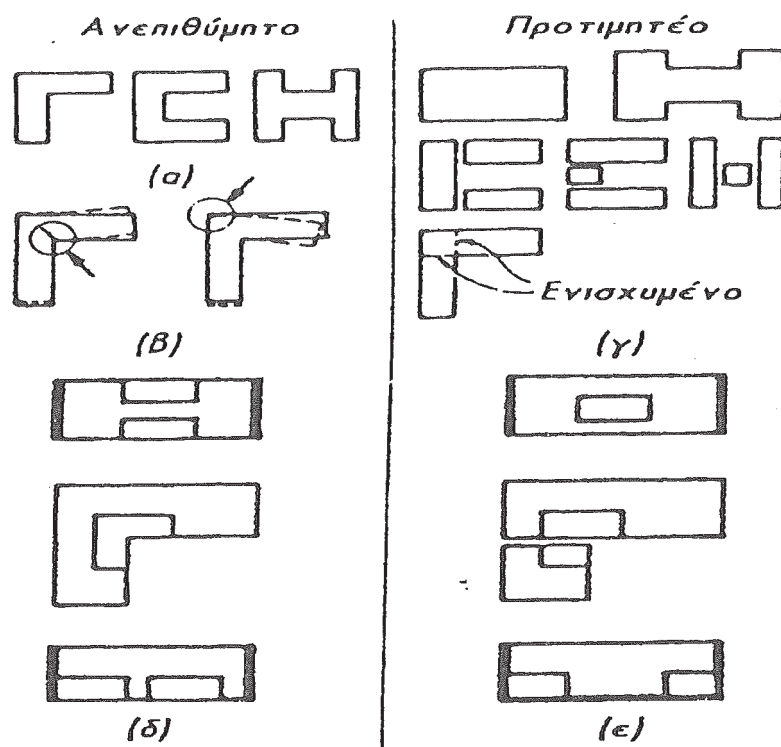
1. Προτιμώνται οι απλές κανονικές κατόψεις. Κτίρια με μη κλειστές κατόψεις όπως σχήματα Γ και Τ πρέπει να αποφεύγονται ή να διασπώνται σε απλούστερες μορφές (Σχήμα 1.11).

2. Όπου είναι δυνατόν, πρέπει να επιδιώκεται η συμμετρική κάτοψη. Η καθολική έλλειψη συμμετρίας μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική στρεπτική απόκριση, που η αξιόπιστη πρόβλεψή της είναι συχνά δύσκολη. Πολύ μεγαλύτερες βλάβες λόγω σεισμών έχουν παρατηρηθεί σε γωνιακά κτίρια που είναι τοποθετημένα σε διασταυρώσεις οδών, επειδή εκεί είναι πιο δύσκολη η επίτευξη συμμετρίας απ' ό,τι σε ενδιάμεσα κτίρια όπου μπορεί να χρησιμοποιηθεί μία πιο απλή ορθογωνική, και συχνά συμμετρική, κάτοψη του φέροντος οργανισμού.

3. Ανά ολοκληρωμένο σύστημα θεμελίωσης πρέπει να συνδέει μεταξύ τους όλα τα κατακόρυφα στοιχεία του φέροντας οργανισμού, και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Θεμελιώσεις που εδράζονται κατά ένα μέρος σε μαλακό έδαφος και κατά άλλο σε βράχο είναι προτιμότερο να αποφεύγονται.

4. Τα συστήματα αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις του ίδιου κτιρίου που έχουν σημαντικά διαφορετικές ακαμψίες, όπως τα τοιχώματα και τα πλαίσια, πρέπει να διατάσσονται με τέτοιο τρόπο ώστε σε κάθε στάθμη να μην παραβιάζεται σημαντικά η συμμετρία της ακαμψίας για οριζόντιες δυνάμεις. Μ' αυτόν τον τρόπο ελαχιστοποιούνται οι ανεπιθύμητες στρεπτικές επιδράσεις.

5. Η κανονικότητα πρέπει να επικρατεί καθύψως, τόσο στη γεωμετρία όσο και στη μεταβολή της ακαμψίας των ορόφων.



Σχήμα 1.11. Μορφολογία κτιρίων σε κάτοψη.

Οι αρχές που περιγράφονται παραπάνω εξετάζονται πιο αναλυτικά στα επόμενα εδάφια:

(α) Ρόλος του Διαφράγματος. Οι απλές και κατά προτίμηση συμμετρικές κατόψεις κτιρίων υπόσχονται αποδοτικότερη και πιο προβλέψιμη σεισμική απόκριση κάθε δομικού στοιχείου: Προϋπόθεση για την επιθυμητή αλληλεπίδραση μέσα στο κτίριο όλων των κατακορύφων δομικών στοιχείων που αντιδρούν στις οριζόντιες δυνάμεις είναι η αποτελεσματική και άκαμπτη σύνδεσή τους στις κατάλληλες στάθμες. Αυτό συνήθως επιτυγχάνεται με τη χρήση πλακών που γενικά διαθέτουν μεγάλη ακαμψία στο επίπεδό τους. Έτσι, τα κατακόρυφα στοιχεία θα συμβάλουν στη συνολική αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις ανάλογα με την ακαμψία τους. Με τη μεγάλη ακαμψία στο επίπεδό τους, τα δάπεδα μπορούν να λειτουργήσουν σαν διαφράγματα. Μ' αυτόν τον τρόπο, σε κάθε στάθμη θα υπάρχει μία σχεδόν γραμμική σχέση μεταξύ των οριζοντίων μετακινήσεων των διαφόρων κατακορύφων δομικών στοιχείων που αντιδρούν στις οριζόντιες δυνάμεις. Από τις παράλληλες μετατοπίσεις και στροφές στερεού σώματος που φαίνονται στο Σχήμα 1.10, μπορούν εύκολα να προκύψουν οι σχετικές μετακινήσεις των κατακορύφων στοιχείων.

Μία άλλη λειτουργία του συστήματος δαπέδου που λειτουργεί σαν διάφραγμα είναι να μεταβιβάζει αδρανειακές δυνάμεις, που προκαλούνται από σεισμικές επιταχύνσεις της μάζας του δαπέδου σε δεδομένη στάθμη, σε όλα τα στοιχεία που αντιδρούν στις οριζόντιες δυνάμεις. Σε ορισμένες στάθμες, ιδιαίτερα στους κατώτερους ορόφους, μπορεί να χρειαστεί να μεταβιβαστούν σημαντικές οριζόντιες δυνάμεις από το ένα στοιχείο, όπως ένα πλαίσιο, σε κάποιο άλλο στοιχείο, συνήθως μεγαλύτερης ακαμψίας, όπως ένα τοίχωμα. Αυτές οι λειτουργίες μπορεί να δημιουργήσουν μέσα στο διάφραγμα σημαντικές τέμνουσες και καμπτικές ροπές. Στα κοντά ορθογωνικά διαφράγματα, οι προκύπτουσες τάσεις γενικά είναι

ασήμαντες. Ωστόσο, το ίδιο μπορεί να μη συμβαίνει όταν πρέπει να χρησιμοποιηθούν επιμήκεις και μη κλειστές κατόψεις, όπως αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 1.11(α). Η σχέση μεταξύ των οριζοντίων μετακινήσεων των κατακορύφων στοιχείων [Σχήμα 1.11(β)] είναι πολύ δυσκολότερο να διατυπωθεί σ' αυτές τις περιπτώσεις. Οι εσοχές, που προκαλούν συγκεντρώσεις τάσεων, μπορεί να υποστούν πρόωρες βλάβες. Όταν αυτές οι μορφολογίες κατόψεων είναι αναγκαίες, είναι προτιμότερο να δημιουργούνται αρμοί. Αυτό μπορεί να οδηγήσει σε πλήθος απλών, συμπαγών, και ανεξαρτήτων κατόψεων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.11(γ). Τα κενά που χωρίζουν τις γειτονικές κατασκευές πρέπει να είναι αρκετά μεγάλα ώστε, ακόμη και στη διάρκεια ενός μεγάλου σεισμικού γεγονότος, να εξασφαλίζουν ότι δε θα συμβεί πρόσκρουση μεταξύ γειτονικών κατασκευών λόγω της διαφοράς φάσης στη σχετική κίνηση των ανεξάρτητων υποσυστημάτων. Γι' αυτό πρέπει να ληφθούν υπόψη οι μετελαστικές μετατοπίσεις που προκύπτουν από την πλάσιμη δυναμική απόκριση.

Η διαφραγματική λειτουργία μπορεί να τεθεί σε κίνδυνο στην περίπτωση που υπάρχουν ανοίγματα, αναγκαία για την κατακόρυφη κυκλοφορία μέσα σ' ένα κτίριο ή και για άλλους σκοπούς, που μειώνουν σημαντικά την ικανότητα του διαφράγματος να αντιδράει σε κάμψη ή διάτμηση μέσα στο επίπεδό του, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.11(δ). Η σχετική σπουδαιότητα των ανοιγμάτων μπορεί να εκτιμηθεί εύκολα με μία απλή αξιολόγηση της ροής, μέσα στο διάφραγμα, των δυνάμεων που είναι αναγκαίες για την ικανοποίηση των κριτηρίων ισορροπίας. Προτάσεις για προτιμώμενες θέσεις τέτοιων ανοιγμάτων δίνονται στο Σχήμα 1.11(ε).

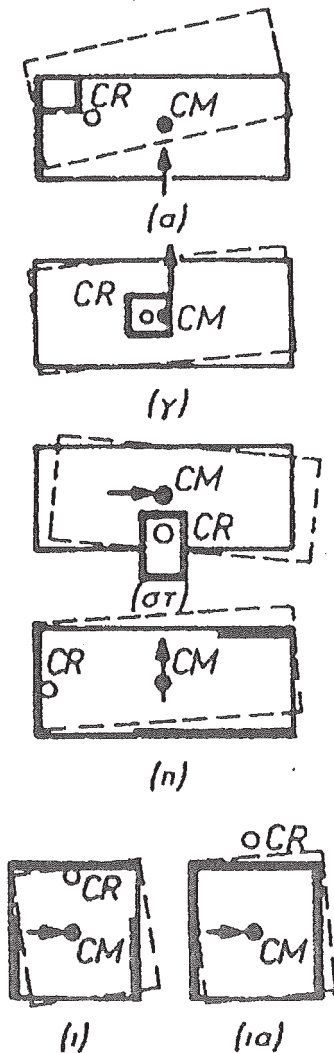
Σαν γενικός κανόνας, τα διαφράγματα πρέπει να μελετώνται για να αποκρίνονται ελαστικά, καθώς δεν είναι κατάλληλα για να απορροφούν ενέργεια με τη δημιουργία πλαστικών περιοχών. Με τη χρήση των αρχών του ικανοτικού σχεδιασμού που θα εξεταστούν στη συνέχεια, είναι σχετικά εύκολο να εκτιμηθεί το μέγεθος των μεγαλύτερων δυνάμεων που μπορεί να επιβληθούν στα διαφράγματα. Αυτές οι δυνάμεις συνήθως μπορούν εύκολα να αναληφθούν από το διάφραγμα.

(β) Ελαχιστοποίηση των στρεπτικών επιδράσεων. Για την αποφυγή των υπερβολικών μετακινήσεων στα στοιχεία που αντιδρούν στις οριζόντιες δυνάμεις τα οποία είναι τοποθετημένα σε δυσμενείς θέσεις μέσα στην κάτοψη του κτιρίου, πρέπει να ελαχιστοποιηθούν οι στρεπτικές επιδράσεις. Αυτό επιτυγχάνεται με τη μείωση της απόστασης μεταξύ κέντρου μάζας (CM), στο οποίο εφαρμόζονται οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις, και κέντρου ακαμψίας (CR) (Σχήμα 1.10). Στο Σχήμα 1.12 δίνονται για λόγους σύγκρισης κάποια παραδείγματα ανεπιθύμητης τοποθέτησης κύριων στοιχείων αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις, που αποτελούνται από πλαίσια και τοιχώματα, μαζί με τις προτιμώμενες θέσεις. Για λόγους σαφήνειας, γενικά δεν εμφανίζεται σε κάθε κάτοψη η θέση των πλαισίων που απαιτούνται για την ανάληψη μόνο φορτίων βαρύτητας. Αν και ο κύριος ρόλος των πλαισίων σ' αυτά τα παραδείγματα είναι η παραλαβή των φορτίων βαρύτητας, πρέπει να γίνει κατανοητό ότι συμβάλλουν και στην αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις και στη στρεπτική ακαμψία.

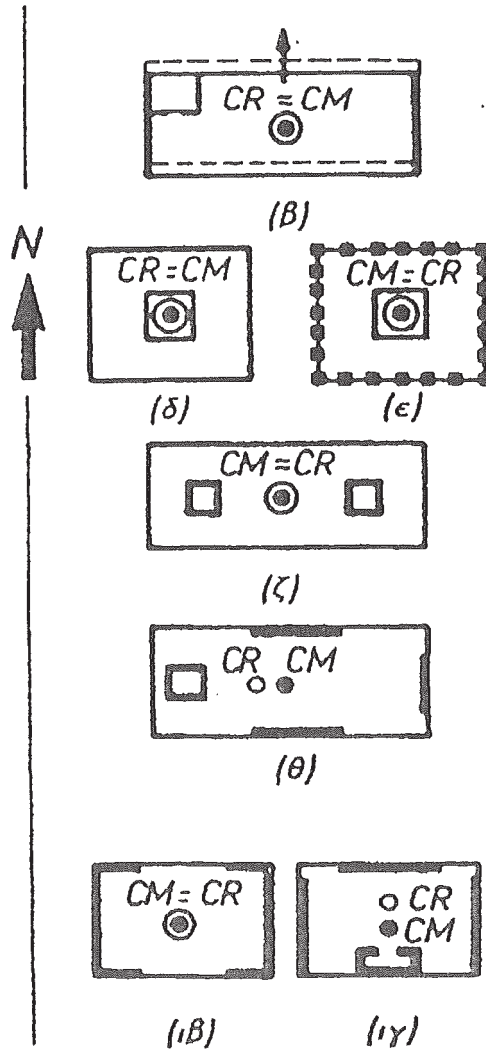
Το Σχήμα 1.12(α) δείχνει ότι, λόγω της παρουσίας ενός άκαμπτου τοιχώματος στη δυτική πλευρά του κτιρίου, θα συμβούν μεγάλες μετακινήσεις στην ανατολική πλευρά, ως αποτέλεσμα παραλλήλων μετατοπίσεων και στροφών των πλακών. Συνέπεια αυτού είναι ότι τα μέλη ενός πλαισίου που βρίσκεται στην ανατολική πλευρά μπορεί να υποβληθούν σε

υπερβολικές μεταλαστικές παραμορφώσεις (πλαστιμότητα). Οι απαιτήσεις υπερβολικής πλαστιμότητας σε μία τέτοια θέση μπορούν να προκαλέσουν σημαντική αποδιοργάνωση της ακαμψίας ενός πλαισίου. Αυτό θα οδηγήσει σε περαιτέρω μετατόπιση του κέντρου ακαμψίας και σε επακόλουθη μεγέθυνση των στρεπτικών επιδράσεων. Μία πιο βελτιωμένη λύση φαίνεται στο Σχήμα 1.12(β). Εκεί, ο πυρήνας των εξυπηρετήσεων (π.χ. φρεάτιο ανελκυστήρα) έχει σχηματιστεί από μη φέροντα στοιχεία κι έχει προστεθεί ένα φέρον τοίχωμα στην ανατολική πλευρά, που σχεδόν εξασφαλίζει τη σύμπτωση των κέντρων μάζας και ακαμψίας. Έτσι θα αναμένονται μόνον οι κύριες παράλληλες μετατοπίσεις των πλακών, που επιβάλλουν παρόμοιες απαιτήσεις πλαστιμότητας σε όλα τα πλαίσια και τοιχώματα που αντιδρούν στις οριζόντιες δυνάμεις.

Ανεπιθύμητη διάταξη



Προτιμώμενη διάταξη



Σχήμα 1.12 Σχέση κέντρου μάζας και κέντρου ακαμψίας στις κατόψεις ορόφων. (Σε κάθε κάτοψη δεν εμφανίζεται ο κανναβος των πλαισίων που απαιτούνται κυρίως για την ανάληψη φορτίων βαρύτητας).

Η στατική ανάλυση μπορεί να δείξει ότι σε μερικά κτίρια οι στρεπτικές επιδράσεις [Σχήμα 1.12(γ)] μπορεί να είναι αμελητέες. Ωστόσο, ως αποτέλεσμα συνηθισμένων μεταβολών στις ιδιότητες των υλικών και στη γεωμετρία της διατομής, καθώς και λόγω των επιδράσεων των στρεπτικών συνιστωσών της εδαφικής κίνησης, μπορούν να αναπτυχθούν στρεπτικές καταπονήσεις ακόμη και σε κτίρια που θεωρητικά έχουν τέλεια συμμετρία. Γι' αυτόν το λόγο, οι κανονισμοί απαιτούν να υπάρχουν σε όλα τα κτίρια ανοχές για τις λεγόμενες "τυχηματικές" στρεπτικές καταπονήσεις.

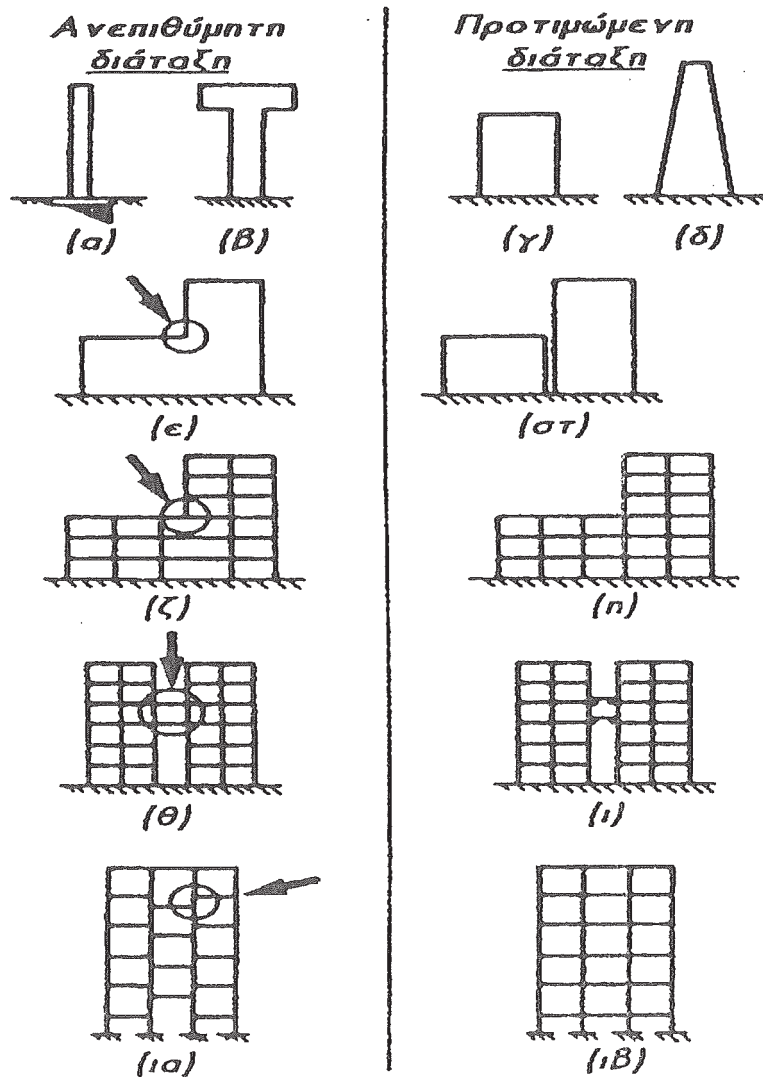
Αν κι ένας πυρήνας οπλισμένου σκυροδέματος ή τοιχοποιίας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.12(γ), μπορεί να εμφανίζει καλή στρεπτική αντοχή, η στρεπτική του ακαμψία, ιδιαίτερα μετά την αρχή της διαγώνιας ρηγματώδης, μπορεί να είναι πολύ μικρή για να εμποδίσει τις υπερβολικές παραμορφώσεις στην ανατολική και στη δυτική πλευρά του κτιρίου. Ωστόσο, παρόμοιες στροφές μπορεί να οδηγήσουν σε αποδεκτές μετακινήσεις στην περίμετρο τετραγωνικών κατόψεων με σχετικά μεγάλους πυρήνες, όπως στο Σχήμα 1.12(δ). Τα πυκνά υποστυλώματα που συνδέονται με σχετικά άκαμπτες δοκούς και είναι τοποθετημένα στην περίμετρο τέτοιων κτιρίων [Σχήμα 1.12(ε)] μπορούν να προσφέρουν άριστο έλεγχο της στρεπτικής απόκρισης. Ο έκκεντρα τοποθετημένος πυρήνας εξυπηρετήσεων, που φαίνεται στο Σχήμα 1.12(στ), μπορεί να οδηγήσει σε υπερβολικές στρεπτικές επιδράσεις στη διάρκεια σεισμών με κατεύθυνση Α-Δ, εκτός αν υπάρχουν στην περίμετρο στοιχεία αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις που θα περιορίσουν τις στρεπτικές μετακινήσεις.

Τα πλεονεκτήματα της διάταξης των Σχήματος 1.12(ζ) στην απόκριση στις οριζόντιες δυνάμεις είναι προφανή. Στο Σχήμα 1.12(η), ενώ η θέση των τοιχωμάτων που αντιδρούν στις οριζόντιες δυνάμεις είναι ικανοποιητική, η μεγάλη εκκεντρότητα του κέντρου μάζας σε σχέση με το κέντρο ακαμψίας θα προκαλέσει μεγάλη στρεπτική καταπόνηση όταν εφαρμοστούν οριζόντιες δυνάμεις στη διεύθυνση Β-Ν. Η τοποθέτηση τουλάχιστον ενός δύσκαμπτου στοιχείου πάνω ή πολύ κοντά σε κάθε μία από τις πλευρές των κτιρίων, όπως στο Σχήμα 1.12(θ), παρέχει μία πολύ επιθυμητή στατική διάταξη. Στα Σχήματα 1.12(ι) έως (ιγ) δίνονται περισσότερα παραδείγματα, που δείχνουν τη διάταξη τοιχωμάτων με μεγάλες εκκεντρότητες και τις προτιμώμενες εναλλακτικές λύσεις. Αν και στα παραδείγματα των Σχημάτων 1.12(ι) και (ια) εμφανίζονται μεγάλες εκκεντρότητες, η ακαμψία και η αντοχή αυτών των τοιχωμάτων μπορεί να είναι επαρκής για να αναλάβουν στρεπτικές καταπονήσεις.

Τα παραδείγματα του Σχήματος 1.12 έχουν εφαρμογή σε κατασκευές όπου τα τοιχώματα παρέχουν την κύρια αντίσταση στα οριζόντια φορτία. Οι βασικές, αρχές εφαρμόζονται επίσης και σε συστήματα πλαισίων, αν και είναι λιγότερο συνηθισμένο να αναπτύσσονται στρεπτικές καταπονήσεις σε φέροντες οργανισμούς με πλαίσια.

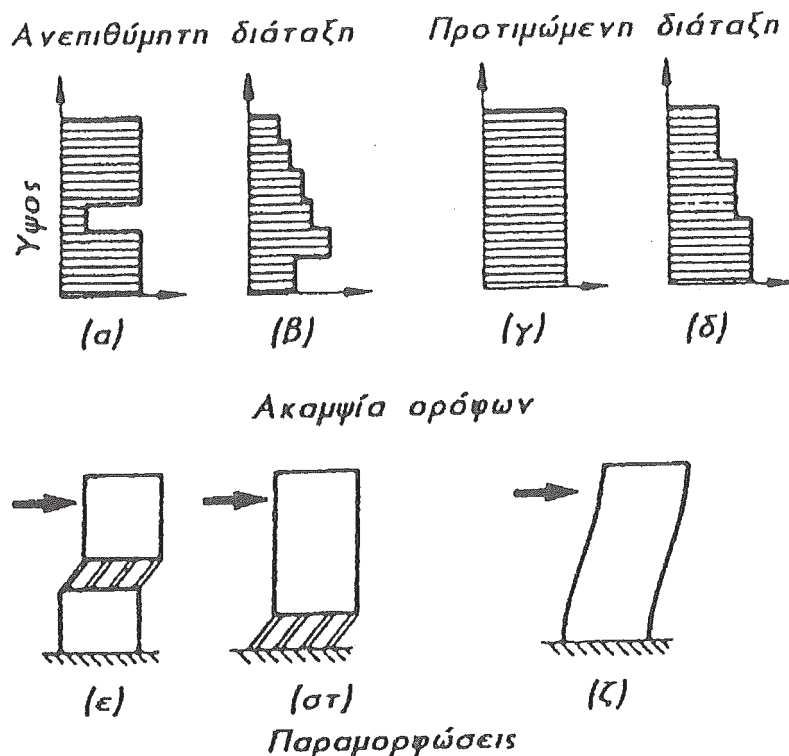
(γ) Μορφολογία στην όψη. Στο Σχήμα 1.13 δίνεται μία επιλογή ανεπιθύμητων και προτιμώμενων μορφολογιών. Τα ψηλά και στενά κτίρια [Σχήμα 1.13(α)] ίσως απαιτήσουν μεγάλα θεμέλια για να επιτρέψουν στις μεγάλες ροπές ανατροπής να μεταβιβαστούν στο έδαφος χωρίς προβλήματα ευστάθειας. Οι συγκεντρωμένες μάζες στην κορυφή του κτιρίου [Σχήμα 1.13(β)], όταν υποβληθούν σε σεισμικές επιταχύνσεις, επιβάλλουν επίσης υψηλές απαιτήσεις στους κατώτερους ορόφους και στη θεμελίωση της κατασκευής. Συγκρινόμενες με τις προηγούμενες, οι μορφολογίες στην όψη των Σχημάτων 1.13(γ) και (δ) έχουν προφανή πλεονεκτήματα.

Μία απότομη αλλαγή στη μορφολογία στην όψη, όπως αυτή που φαίνεται στο Σχήμα 1.13(ε) που ονομάζεται και εσοχή, μπορεί να έχει αποτέλεσμα τη συγκέντρωση των δράσεων κοντά και στη στάθμη της ασυνέχειας. Το μέγεθος τέτοιων δράσεων, που αναπτύσσονται στη διάρκεια της δυναμικής απόκρισης του κτιρίου, είναι δύσκολο να προβλεφθεί χωρίς πολύπλοκες αναλυτικές μεθόδους.



Σχήμα 1.13 Κατακόρυφη μορφολογία κτιρίων.

Ο διαχωρισμός σε δύο απλά κανονικά στατικά συστήματα, με επαρκές κενό μεταξύ τους [Σχήμα 1.13(στ)], είναι μία προτιμότερη εναλλακτική λύση. Οι μορφολογικές ανωμαλίες στο πλαίσιακό σύστημα, όπως η δραστική επέμβαση στη φυσική ροή των φορτίων βαρύτητας και των φορτίων υποστυλωμάτων που προκαλούνται από τις οριζόντιες δυνάμεις στο κέντρο του πλαισίου του Σχήματος 1.13(ζ), πρέπει να αποφεύγονται.

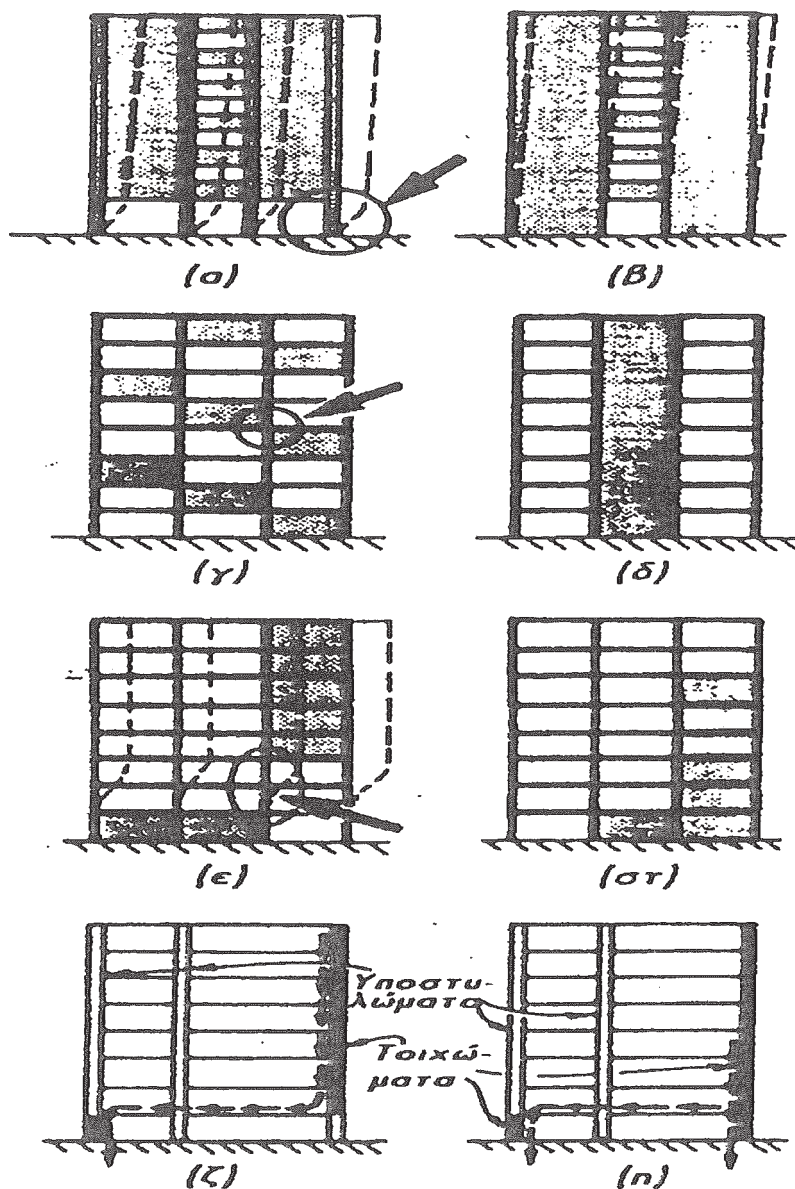


Σχήμα 1.14 Αλληλεπιδρώντα πλαίσια και τοιχώματα.

Αν και δύο γειτονικά κτίρια μπορεί να δείχνουν όμοια, δεν υπάρχει εξασφάλιση ότι η απόκρισή τους στην εδαφική δόνηση θα είναι συγχρονισμένη. Συνεπώς, οποιεσδήποτε επιθυμητές συνδέσεις (γεφυρώσει) μεταξύ των δύο [Σχήμα 1.13(Θ)] θα πρέπει να υλοποιούνται με τρόπο που να παρεμποδίζει τη μεταβίβαση οριζοντίων δυνάμεων μεταξύ των δύο φορέων [Σχήμα 1.13(Ι)].

Οι διατάξεις ανισόσταθμων δαπέδων, όπως στο Σχήμα 1.1.3(ια), μπορεί να αχρηστεύσουν την άκαμπτη σύνδεση όλων των κατακορύφων στοιχείων που αντιδρούν στις οριζόντιες δυνάμεις, που η σημασία της τονίστηκε στο Εδάφιο 1.2.3(α). Οι οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται στη διάρκεια της δυναμικής απόκρισης μπορεί να επιβάλλουν σοβαρές απαιτήσεις, ιδιαίτερα στα κοντά εσωτερικά υποστυλώματα. Ενώ τέτοια πλαίσια [Σχήμα 1.13(ια)] μπορούν να αναλυθούν με ευκολία για τα οριζόντια στατικά φορτία, τα αποτελέσματα των αναλύσεων για μετελαστική δυναμική απόκριση σε πραγματική εδαφική δόνηση πρέπει να εξετάζονται με δυσπιστία.

Οι μεγάλες αποκλίσεις από τη συνεχή καθύψος μεταβολή της ακαμψίας και της αντοχής είναι πιθανό να προκαλέσουν κακή και, συχνά, επικίνδυνη στατική συμπεριφορά. Λόγω των απότομων αλλαγών της ακαμψίας των ορόφων, που υποδηλώνεται στα Σχήματα 1.14(α) και (β), η δυναμική απόκριση των αντιστοίχων φορέων [Σχήμα 1.14(ε) και (στ)] μπορεί να κρίνεται από τους εύκαμπτους ορόφους. Η μειωμένη ακαμψία ορόφου είναι ενδεχόμενο να συνοδεύεται από μειωμένη αντοχή, κι αυτό μπορεί να προκαλέσει τη συγκέντρωση εξαιρετικά μεγάλων μετελαστικών παραμορφώσεων σ' αυτόν τον όροφο [Σχήμα 1.14(ε) και (στ)]. Αυτό το χαρακτηριστικό είναι υπεύθυνο για την πλειονότητα των καταρρεύσεων κτιρίων στη



Σχήμα 1.15 Μεταβολή της ακαμψίας ορόφου καθ' ύψος.

διάρκεια προσφάτων σεισμών. Η σταθερή ή βαθμιαία μειούμενη καθύψος ακαμψία και αντοχή των ορόφων [Σχήμα 1.14(γ), (δ), και (ζ)] μειώνει την πιθανότητα συγκέντρωσης πλαστικών παραμορφώσεων στη διάρκεια σοβαρών σεισμικών γεγονότων, πέρα από την ικανότητα των προσβαλλόμενων μελών.

Στο Σχήμα 1.15, δίνονται παραδείγματα ανωμαλιών στη μορφολογία στην όψη κτιρίων που χρησιμοποιούν τοιχώματα σαν κύρια στοιχεία αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις, μαζί με τις προτεινόμενες βελτιώσεις. Όταν προβλέπεται μεγάλος ανοικτός χώρος στον πρώτο όροφο, οι μελετητές συχνά μπαίνουν στον πειρασμό να τερματίσουν στη στάθμη 2 τα τοιχώματα, που μπορεί να εκτείνονται σε όλο το υπόλοιπο ύψος του κτιρίου [Σχήμα 1.15(α)]. Στην περίπτωση αυτή, αναπτύσσεται μαλακός όροφος, εκτός αν προβλεφθεί η κατασκευή άλλων παραλλήλων τοιχωμάτων, ίσως στα όρια της κάτοψης του ορόφου.

Η δημιουργία μαλακού ορόφου είναι ενδεχόμενο να επιβάλλει απαιτήσεις πλαστιμότητας σε υποστυλώματα τα οποία μπορεί να έχουν υπερβεί κοινά πολύ την πλαστιμη ικανότητά τους. Από την άλλη, η συνέχιση των τοιχωμάτων μέχρι τη θεμελίωση με διασύνδεσή τους σε κάθε όροφο με δοκό ζεύξης, όπως στο Σχήμα 1.15(β), θα δώσει μία από τις πιο επιθυμητές μορφολογίες φορέα.

Τα οριζόντια μετατεθειμένα φατνώματα τοιχωμάτων, που φαίνονται στο Σχήμα 1.15(γ), μπορούν να προσφέρουν μία άκαμπτη διαδρομή φορτίων για τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις. Ωστόσο, η μεταβίβαση αυτών των δυνάμεων στις γωνίες κάνει εξαιρετικά δύσκολη τη διαμόρφωση των λεπτομερειών του οπλισμού που απαιτούνται για την εξασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας. Ωστόσο, η συνάθροιση όλων των φατνωμάτων των τοιχωμάτων σ' ένα μόνο πρόβολο [Σχήμα 1.15(δ)], με ή χωρίς αλληλεπιδρώντα πλαίσια, καταλήγει σ' ένα άριστο σύστημα αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις.

Η διακοπή των τοιχωμάτων σ' έναν ή περισσότερους ενδιάμεσους ορόφους [Σχήμα 1.15(ε)] προκαλεί συγκεντρώσεις σχετικών μεταθέσεων σ' αυτούς τους ορόφους, όπως φαίνεται στα Σχήμα 1.14(α) και (ε). Από την άλλη, οι ασυνέχειες του τύπου που φαίνεται στο Σχήμα 1.15(στ) είναι αποδεκτές, καθώς η καθύψος κατανομή της ακαμψίας και της αντοχής είναι συμβατή με τις αναμενόμενες δυνάμεις και μετακινήσει.

Η πλάγια όψη του φορέα που φαίνεται στο Σχήμα 1.15(α) μπορεί να είναι όπως αυτή στο Σχήμα 1.15(ζ). Αυτή η διάταξη μας δείχνει ότι ένα μεγάλο μέρος σεισμικών δυνάμεων συσσωρευμένων από τις ανώτερες στάθμες, που προκαλούν μεγάλης έντασης διάτμηση στη στάθμη 2 του τοιχώματος που εκτείνεται πάνω απ' αυτή τη στάθμη, χρειάζεται να μεταβιβαστούν σ' ένα πολύ άκαμπτο κοντό τοίχωμα στην απέναντι πλευρά του κτιρίου. Τα βέλη στο Σχήμα 1.15(ζ) δείχνουν τη μεγάλη απόκλιση της διαδρομής των εσωτερικών δυνάμεων που οδηγούνται στη Θεμελίωση. Η απόκλιση αυτή μπορεί να επιβάλλει υπερβολικές απαιτήσεις σε στρέψη του πρώτου ορόφου και σε δράσεις μέσα στο διάφραγμα της πλάκας του δαπέδου. Και οι δύο αυτές ανεπιθύμητες επιδράσεις μπορούν να ανακουφιστούν αν το ψηλό τοίχωμα τερματιστεί στη θεμελίωση [Σχήμα 1.15(ο)], ενώ η τέμνουσα βάση θα μοιράζεται με την προσθήκη ενός κοντού τοιχώματος, όπως στο Σχήμα 1.15(η).

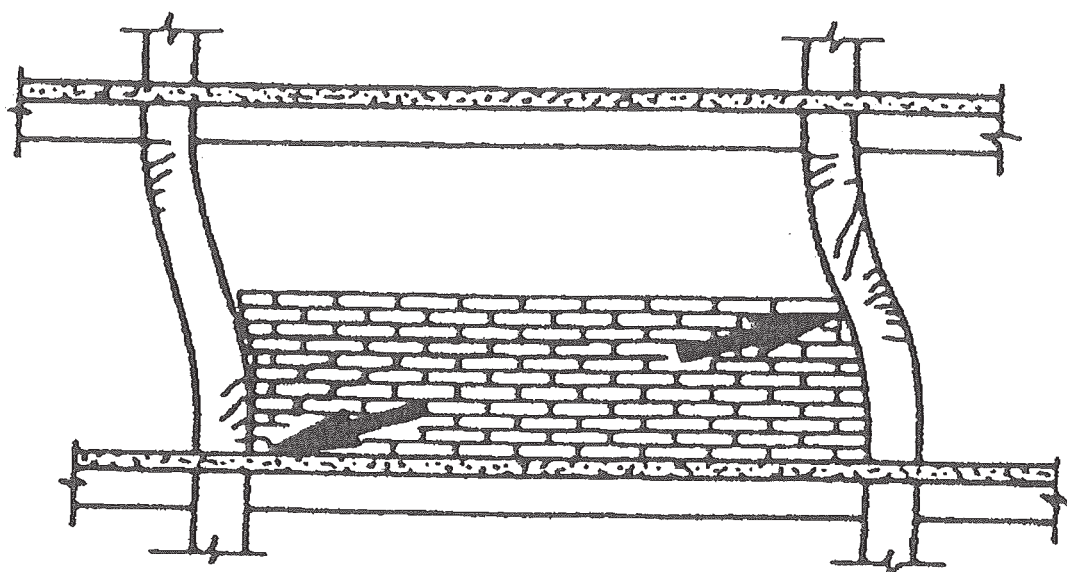
Μία άλλη πηγή μεγάλων βλαβών, ιδιαίτερα σε υποστυλώματα, που παρατηρείται επανειλημμένα στους σεισμούς είναι η παρεμπόδιση των φυσικών παραμορφώσεων των μελών από άκαμπτα μη φέροντα στοιχεία όπως οι τοιχοπληρώσεις. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.16, η πάνω ακμή ενός τουβλότοιχου μειώνει το ενεργό μήκος ενός από τα υποστυλώματα, αυξάνοντας μ' αυτόν τον τρόπο την ακαμψία του στις οριζόντιες δυνάμεις. Αφού οι σεισμικές δυνάμεις έλκονται ανάλογα με την ακαμψία των στοιχείων, το υποστυλώμα μπορεί να προσελκύσει μεγαλύτερες οριζόντιες τέμνουσες απ' αυτές που είναι ικανό να αντέξει. Επιπλέον, μπορεί να συμβεί μία σχετικά ψαθυρή καμπτική αστοχία σε θέση όπου δεν έχει προβλεφθεί κατάλληλη διαμόρφωση λεπτομερειών για πλαστικές περιοχές (στο μέσο του ύψους). Η μη αναμενόμενη αστοχία τέτοιων κύριων στοιχείων ανάληψης φορτίων βαρύτητας μπορεί να οδηγήσει στην κατάρρευση ολοκλήρου του κτιρίου. Συνεπώς, ένα πολύ σημαντικό καθήκον του μελετητή είναι να εξασφαλίσει, τόσο στο σχεδιασμό όσο και στη διάρκεια της κατασκευής, ότι οι επιδιωκόμενες παραμορφώσεις, στις οποίες περιλαμβάνονται και κίνες των κυρίων στοιχείων αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις μέσα στην ελαστική περιοχή της σεισμικής απόκρισης, μπορούν να πραγματοποιηθούν χωρίς παρεμπόδιση.

Στο βιβλίο των Arnold και Reitherman εξετάζεται σε βάθος ένα ευρύ φάσμα μορφολογικών ανωμαλιών, μαζί με άλλα πολύ σημαντικά θέματα, σχετικά με το συνολικό σχεδιασμό των κτιρίων και την επιλογή καταλλήλων στατικών μορφών που υπακούουν σε συνηθισμένους αρχιτεκτονικούς περιορισμούς. Στα πλαίσια του αντισεισμικού σχεδιασμού, η τήρηση των αρχών της μορφολογίας είναι τουλάχιστον εξίσου σημαντική με την τήρηση των αρχών της στατικής ανάλυσης, την τέχνη διαμόρφωσης λεπτομερειών για την πλαστιμότητα κρίσιμων περιοχών, και την εξασφάλιση τεχνικής εργασίας άριστης ποιότητας στη διάρκεια της κατασκευής.

Κατάταξη Φορέων Σύμφωνα με τη Στάθμη Πλαστιμότητας Σχεδιασμού

Τα κριτήρια συμπεριφοράς των οριακών καταστάσεων περιορισμού βλαβών και αποφυγής κατάρρευσης είναι δυνατόν να ικανοποιηθούν με μία από τις τρεις διαφορετικές προσεγγίσεις σχεδιασμού που σχετίζονται με τη στάθμη πλαστιμότητας που επιτρέπεται στο φορέα. Μία ποιοτική απεικόνιση αυτών των προσεγγίσεων δίνεται στο Σχήμα 1.17, όπου συσχετίζεται η αντοχή SE, που απαιτείται για να αντιδράσει ο φορέας στις δυνάμεις που προκαλούνται από το σεισμό, και οι μετακινήσεις Δ που αναπτύσσονται σ' αυτόν στις διαφορετικές στάθμες αντοχής.

(α) Ελαστική απόκριση. Λόγω της μεγάλης τους σπουδαιότητας, ορισμένα κτίρια χρειάζεται να διαθέτουν επαρκή αντοχή που να εξασφαλίζει ότι ουσιαστικά θα παραμείνουν στην ελαστική περιοχή. Ωστόσο άλλοι φορείς, ίσως μικρότερης σπουδαιότητας, μπορούν να διαθέτουν τέτοια στάθμη εγγενούς αντοχής που να εξασφαλίζει την ελαστική απόκριση. Η ανάλυση και ο σχεδιασμός και των δύο κατηγοριών φορέων μπορεί να γίνει με συμβατικές διαδικασίες. Αν και ο καθορισμός της απαιτούμενης αντίστασης σε κάθε κρίσιμη διατομή συνήθως θα βασίζεται στις αρχές του σχεδιασμού με συνολική αντοχή, υποδηλώνοντας ότι θα επιτευχθεί πλαστική κατάσταση σ' αυτές τις διατομές, είναι μάλλον απίθανο να αναπτυχθούν στο φορέα μετελαστικές παραμορφώσεις κάποιας σημασίας όταν θα επιβληθούν οι οριζόντιες δυνάμεις σχεδιασμού. Αυτό συμβαίνει επειδή στη διαστασιολόγηση των μελών χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές των ιδιοτήτων αντοχής των υλικών και οι διάφοροι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας. Η πρόσθετη προστασία που παρέχεται μ' αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζει ότι στη διάρκεια ενός σεισμού θα αναμένονται μόνον ασήμαντες μετελαστικές παραμορφώσεις.

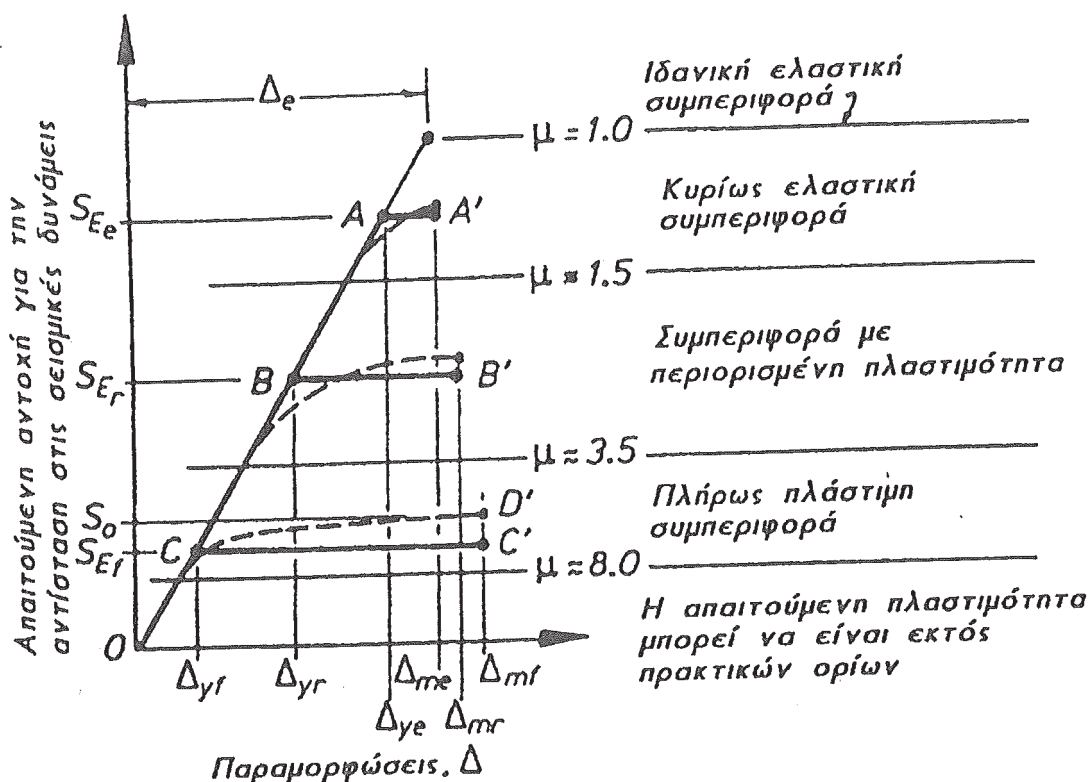


Σχήμα 1.16 Αθέλητη παρεμπόδιση της παραμόρφωσης του φορέα.

Συνεπώς, δεν προκύπτει ανάγκη ειδικής διαμόρφωσης λεπτομερειών για πιθανές πλαστικές περιοχές. Ακόμη και με την πρακτική διαμόρφωση λεπτομερειών για φορείς σπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας που υποβάλλονται μόνο σε φορτία βαρύτητας και ανεμοπιέσεις, πάντοτε μπορεί να αναπτυχθεί κάποιος βαθμός πλαστιμότητας. Σ' αυτό το βιβλίο, δε θα αναφερθούμε περισσότερο σ' αυτά τα κτίρια, καθώς στο σχεδιασμό τους δεν εμφανίζονται ιδιαίτερα χαρακτηριστικά, ακόμη κι όταν υποβάλλονται σε ισχυρότατης έντασης σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού. .

Η ιδεατή απόκριση ενός τέτοιου φορέα φαίνεται στο Σχήμα 1.17 με τη διγραμμική διαδρομή ΟΑΑ' αντοχής-παραμόρφωσης. Η μέγιστη μετακίνηση Δ_{me} πλησιάζει πολύ τη μετακίνηση Δ_e του ιδεατού ελαστικού φορέα καθώς και τη μετακίνηση Δ_{ye} , του πραγματικού φορέα στην αρχή της διαρροής.

(β) Πλάστιμη Απόκριση. Τα περισσότερα κοινά κτίρια σχεδιάζονται για να αντιδρούν σε οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις μικρότερες απ' αυτές που αναπτύσσονται σ' έναν ελαστικά αποκρινόμενο φορέα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.17, αυτό συνεπάγεται την απαίτηση από το φορέα να υποστεί μετελαστικές παραμορφώσεις και, συνεπώς, να διαθέτει πλαστιμότητα. Ανάλογα με τη στάθμη αντοχής που έχει υιοθετηθεί για το σχεδιασμό με συνολική αντοχή, η απαιτούμενη στάθμη πλαστιμότητας μπορεί να είναι ασήμαντη, χωρίς απαιτήσεις ειδικής διαμόρφωσης λεπτομερειών, έως σημαντική, οπότε απαιτείται πολύ προσεκτική εξέταση των λεπτομερειών. Η εξέταση των πλάστιμα αποκρινόμενων φορέων διευκολύνεται με το διαχωρισμό τους στις δύο επόμενες υποκατηγορίες.



Σχήμα 1.17 Σχέση μεταξύ της αντοχής και πλαστικότητας.

(i) **Πλήρως Πλάστιμοι Φορείς.** Αυτοί μελετώνται ώστε να διαθέτουν το μέγιστο δυναμικό πλαστικότητας -που μπορεί εύλογα να επιτευχθεί σε πλαστικές περιοχές στις οποίες ο εντοπισμός και η διαμόρφωση των λεπτομερειών τους έχει γίνει με προσοχή. Για να εξασφαλιστεί ότι δε θα συμβούν παραμορφώσεις με μη πλάστιμες μορφές ή σε ανεπιθύμητες θέσεις, πρέπει να εξεταστούν πλήρως τα αποτελέσματα της δυναμικής απόκρισης με τη χρήση απλοποιημένων διαδικασιών σχεδιασμού.

Η ιδεατή διγραμμική απόκριση φορέων αυτού του τύπου φαίνεται στο Σχήμα 1.17 με τη διαδρομή OCC'. Το μέγεθος της πλαστικότητας που συνεπάγεται είναι $\mu_f = \Delta_{mf} / \Delta_{yf}$ όπου Δ_{mf} και Δ_{yf} είναι αντίστοιχα η μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση και η μετακίνηση διαρροής, και SE_f είναι η απαιτούμενη αντοχή του πλήρως πλάστιμου συστήματος. Οι λεπτομέρειες αυτών των σχέσεων φαίνονται στο Σχήμα 1.8. Μία πιο πραγματική διαδρομή αντοχής-παραμόρφωσης είναι η καμπύλη OD', που δείχνει ότι η αντοχή S_o , που αναπτύσσεται στη μέγιστη μετακίνηση Δ_{mf} μπορεί στην πραγματικότητα να είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη αντοχή SE_f ; που χρησιμοποιείται για τους σκοπούς του σχεδιασμού.

(ii) **Φορείς με Περιορισμένη Πλαστικότητα.** Ορισμένοι φορείς διαθέτουν εγγενώς σημαντική αντοχή σε οριζόντιες δυνάμεις. Για παράδειγμα, αυτό συμβαίνει ως συνέπεια της παρουσίας τοιχωμάτων μεγάλης επιφάνειας. Για την επίτευξη σεισμικής αντίστασης με ελαστική απόκριση, κάλλιστα μπορεί να απαιτείται πολύ μικρή ή και καθόλου επιπλέον αντοχή πέρα απ' αυτή που διατίθεται για την αντίσταση στα φορτία βαρύτητας και τις ανεμοπιέσεις. Σε άλλα κτίρια, λόγω της όχι και τόσο ιδανικής μορφολογίας του φορέα, ίσως είναι δύσκολο να αναπτυχθούν μεγάλες πλαστικότητες, που θα επέτρεπαν τη χρήση σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού μικρής έντασης. Αντίθετα, για να μειωθούν οι απαιτήσεις

πλαστιμότητας, μπορεί να είναι δυνατό με σχετική ευκολία να διατεθεί μεγαλύτερη αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις. Αυτοί είναι φορείς με περιορισμένη πλαστιμότητα.

Παράδειγμα απόκρισης φορέα με περιορισμένη πλαστιμότητα φαίνεται στο Σχήμα 1.17 με την καμπύλη ΟΒΒ'. Αυτή δείχνει ότι η απαίτηση πλαστιμότητας μετακινήσεων είναι $1 < \mu_f = \Delta m_f / \Delta y_f < \mu_f$. Μία πιο πραγματική απόκριση δίνεται από τη διακεκομμένη καμπύλη. Επειδή οι απαιτήσεις σεισμικής αντοχής αυτών των φορέων σπάνια είναι κρίσιμες, μερικοί κανονισμοί προτείνουν τη χρήση απλούστερων διαδικασιών σχεδιασμού, σε συνδυασμό με απλούστερες απαιτήσεις διαμόρφωσης λεπτομερειών για τα μέλη του φορέα:

Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι δεν είναι δυνατόν να τεθούν ακριβή όρια μεταξύ φορέων με πλήρη ή περιορισμένη πλαστιμότητα. Η μετάβαση από το ένα σύστημα στο άλλο είναι βαθμιαία. Το Σχήμα 1.17 δίνει προσεγγιστικές τιμές των συντελεστών πλαστιμότητας $\mu = \Delta m / \Delta y$, που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σαν καθοδηγητικά όρια των κατηγοριών που εξετάστηκαν. Αν και σε φορείς σπλισμένου σκυροδέματος με καλά διαμορφωμένες λεπτομέρειες μπορεί να αναπτυχθούν πλαστιμότητες μετακινήσεων μεγαλύτερες από 8, οι σχετικές μέγιστες μετακινήσεις Δm_f θα είναι πιθανότατα πέρα από τα όρια που θέτουν άλλα κριτήρια σχεδιασμού, όπως η ελαστοπλαστική ευστάθεια. Ελαστικά αποκρινόμενοι φορείς, που συνεπάγονται αμελητέες ή μηδενικές απαιτήσεις πλαστιμότητας, αντιπροσωπεύουν το άλλο όριο. Αυτό υποδηλώνει ότι στο σχεδιασμό των φορέων με περιορισμένη πλαστιμότητα, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μία διαδικασία που θα ενσωματώνει στις απαιτήσεις της μεταβατικές περιπτώσεις για φορείς με πλήρως πλάστιμη απόκριση έως φορείς με ελαστική απόκριση.

ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Κύρια Χαρακτηριστικά

Οι διαδικασίες για την εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού σε πλάστιμους φορείς που μπορεί να υποβληθούν σε καταπονήσεις από μεγάλους σεισμούς έχουν αναπτυχθεί κυρίως στη Νέα Ζηλανδία τα τελευταία 20 χρόνια [P1, P3, P4, P6, P17], όπου και χρησιμοποιήθηκαν εκτενώς. Η φιλοσοφία αυτή υιοθετήθηκε με μερικές τροποποιήσεις και σε άλλες χώρες. Ωστόσο, για συγκεκριμένες περιπτώσεις, η εφαρμογή των αρχών του ικανοτικού σχεδιασμού είχε ήδη υποδηλωθεί σε παλαιότερες εκδόσεις ορισμένων κανονισμών. Η στρατηγική του αντισεισμικού σχεδιασμού που υιοθετείται σ' αυτό το βιβλίο βασίζεται σ' αυτή τη φιλοσοφία. Είναι μία προσέγγιση ορθολογική, ντετερμινιστική, και σχετικά απλή.

Στον ικανοτικό αντισεισμικό σχεδιασμό φορέων, επιλέγονται διακεκριμένα στοιχεία του κύριου συστήματος για την αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις, των οποίων οι διαστάσεις και λεπτομέρειες μελετώνται κατάλληλα ώστε, κατά την επιβολή σημαντικών παραμορφώσεων, να επιτυγχάνεται διάχυση ενέργειας. Οι κρίσιμες περιοχές αυτών των μελών, που συχνά ονομάζονται πλαστικές αρθρώσεις, έχουν κατασκευαστικές λεπτομέρειες μελετημένες για μετελαστική καμπτική δράση ενώ η διατμητική αστοχία εμποδίζεται με κατάλληλη διαφορά αντοχής. Στη συνέχεια, όλα τα άλλα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι δράσεων που θα μπορούσαν να προκαλέσουν αστοχία, με τη χορήγηση σ' αυτά αντοχής μεγαλύτερης από κείνη που αντιστοιχεί στην ανάπτυξη της μέγιστης εφικτής αντοχής στις περιοχές των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων.

Πρέπει να γίνει κατανοητό ότι, σ' ένα στοιχείο που υποβάλλεται σε απαιτήσεις πλήρους ή μειωμένης πλαστιμότητας, η αντοχή που αναπτύσσεται είναι σημαντικά μικρότερη απ' αυτή που αντιστοιχεί σε ελαστική απόκριση, όπως φαίνεται για παράδειγμα στο Σχήμα 1.17. Συνεπάγεται λοιπόν ότι θα αναπτυχθεί η πραγματική αντοχή και όχι η ονομαστική ή υπολογιστική αντοχή, και στη μέγιστη παραμόρφωση αναμένεται απόκριση υπεραντοχής S_o . Τα μη πλάστιμα στοιχεία, που ανθίστανται σε δράσεις που προκαλούνται από πλαστικές αρθρώσεις, πρέπει συνεπώς να σχεδιαστούν για αντοχή βασισμένη στην υπεραντοχή S_o , και όχι στην καθοριζόμενη από τον κανονισμό αντοχή S_u η οποία χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των απαιτούμενων αξιόπιστων αντοχών στις περιοχές αρθρώσεων. Αυτή η διαδικασία "ικανοτικού" σχεδιασμού εξασφαλίζει ότι τα επιλεγμένα μέσα για τη διάχυση της ενέργειας μπορούν να διατηρηθούν.

Η διαδικασία αυτή έχει τα επόμενα χαρακτηριστικά:

1. Οι περιοχές ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων μέσα στο φορέα καθορίζονται σαφώς. Αυτές σχεδιάζονται ώστε να έχουν αξιόπιστες καμπτικές αντοχές, όσο γίνεται πρακτικά πλησιέστερες στην απαιτούμενη αντοχή S_u . Στη συνέχεια, γίνεται προσεκτική διαμόρφωση λεπτομερειών γι' αυτές τις περιοχές ώστε να εξασφαλιστεί ότι οι εκτιμώμενες απαιτήσεις

πλαστιμότητας γι' αυτές μπορούν να καλυφθούν αξιόπιστα. Αυτό επιτυγχάνεται κυρίως με πυκνό και καλά αγκυρωμένο εγκάρσιο οπλισμό.

2. Οι ανεπιθύμητες μορφές μετελαστικής παραμόρφωσης, σαν αυτές που μπορεί να προκληθούν από διάτρηση, αστοχία αγκυρώσεων, και αστάθεια, σε μέλη που περιλαμβάνουν πλαστικές αρθρώσεις, εμποδίζονται εξασφαλίζοντας αντοχές γι' αυτές τις μορφές αστοχίας που υπερβαίνουν την ικανότητα των πλαστικών αρθρώσεων όταν αναπτύσσουν την υπεραντοχή τους.

3. Ενδεχομένως ψαθυρές περιοχές ή στοιχεία τα οποία δεν είναι κατάλληλα για σταθερή διάχυση ενέργειας προστατεύονται εξασφαλίζοντας ότι η αντοχή τους υπερβαίνει τις απαιτήσεις που προκαλούνται από την υπεραντοχή των πλαστικών αρθρώσεων. Συνεπώς, αυτές οι περιοχές σχεδιάζονται ώστε να παραμένουν ελαστικές, ασχέτως με την ένταση του εδαφικού κραδασμού ή το μέγεθος των μετελαστικών παραμορφώσεων που μπορεί να συμβούν. Αυτή η ιτροσέγγιση επιτρέπει κατά την κατασκευή να εφαρμοστεί συμβατική ή παραδοσιακή διαμόρφωση των λεπτομερειών αυτών των στοιχείων, όπως αυτές χρησιμοποιούνται για φορείς που σχεδιάζονται για να ανθίστανται μόνο σε φορτία βαρύτητας και ανεμοπιέσεις.

Η ένταση των σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού και των δράσεων πάνω στο φορέα που προκύπτουν απ' αυτές είναι μάλλον χονδροειδείς εκτιμήσεις, ανεξάρτητα από το βαθμό εκλέπτυνσης των αναλύσεων που χρησιμοποιούνται. Με δεδομένη την εξασφάλιση της αποσκοπούμενης αντίστασης του φορέα στις οριζόντιες δυνάμεις, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εύλογες προσεγγίσεις στην ανάλυση και το σχεδιασμό, χωρίς να επηρεάσουν με κανέναν τρόπο την αντισεισμική συμπεριφορά του φορέα. Η περιοχή μεγαλύτερης αβεβαιότητας στην απόκριση φορέων που σχεδιάζονται ικανοτικά είναι η στάθμη των μετελαστικών παραμορφώσεων που μπορεί να συμβούν στη διάρκεια ισχυρών εδαφικών κινήσεων. Ωστόσο, η υψηλή ποιότητα σχεδιασμού των λεπτομερειών στις πιθανές πλαστικές περιοχές εξασφαλίζει ότι σημαντικές διακυμάνσεις των απαιτήσεων πλαστιμότητας από την αναμενόμενη τιμή μπορούν να διευθετηθούν χωρίς απώλεια της αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις. Συνεπώς, οι πλαστικοί φορείς που μελετώνται με τη χρήση του ικανοτικού σχεδιασμού είναι εξαιρετικά ανεκτικοί όσο αφορά τις επιβαλλόμενες σεισμικές παραμορφώσεις.

Πρέπει να τονίσουμε ότι ο ικανοτικός σχεδιασμός, δεν είναι μία τεχνική ανάλυσης, αλλά ένα ισχυρό εργαλείο σχεδιασμού. Βοηθάει το μελετητή "να υπαγορεύσει στο φορέα τι θα κάνει" και να τον απευαισθητοποιήσει ως προς τα χαρακτηριστικά του σεισμού, που σε τελική ανάλυση είναι άγνωστα. Η επακόλουθη συνετή διαμόρφωση των λεπτομερειών όλων των πιθανών πλαστικών περιοχών θα επιτρέψει στο φορέα να ικανοποιήσει τις προθέσεις του μελετητή.

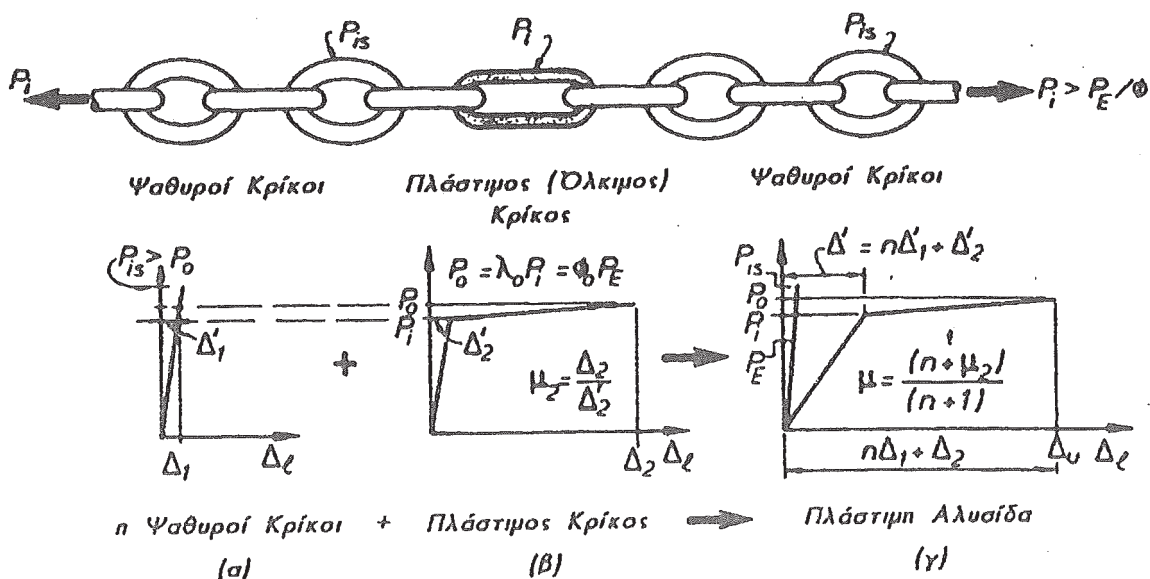
Παραστατική Αναλογία

Για να παρουσιάσουμε ανάγλυφα τις απλές έννοιες της φιλοσοφίας του ικανοτικού σχεδιασμού, εξετάζουμε την αλυσίδα που φαίνεται στο Σχήμα 1.18. Χρησιμοποιώντας τη ρήση ότι μία αλυσίδα αντέχει όσο ο ασθενέστερος κρίκος της, μπορούμε να

χρησιμοποιήσουμε έναν πολύ πλάστιμο κρίκο για να πετύχουμε επαρκή πλαστιμότητα για ολόκληρη την αλυσίδα. Η υπολογιστική ή ονομαστική αντοχή αυτού του πλαστικού (όλκιμου) χαλύβδινου κρίκου είναι P_i , αλλά η πραγματική αντοχή υπόκειται στις κανονικές αβεβαιότητες της αντοχής του υλικού και της κράτυνσης του υλικού στις μεγάλες παραμορφώσεις. Οι άλλοι κρίκοι υποτίθεται ότι είναι ψαθυροί. Σημειώστε ότι, αν είχαν σχεδιαστεί ώστε να έχουν την ίδια ονομαστική αντοχή όπως ο πλάστιμος κρίκος, η τυχαιότητα της διακύμανσης της αντοχής μεταξύ όλων των κρίκων, συμπεριλαμβανομένου και του πλάστιμου, θα συνεπάγονταν μεγάλη πιθανότητα ότι η αστοχία θα συνέβαινε σ' έναν ψαθυρό κρίκο και η αλυσίδα δε θα είχε πλαστιμότητα. Ωστόσο, η αστοχία όλων των άλλων κρίκων μπορεί να εμποδιστεί αν η αντοχή τους υπερβαίνει τη μέγιστη εφικτή αντοχή του ασθενούς κρίκου, που αντιστοιχεί στη στάθμη πλαστιμότητας που προβλέπεται. Η αξιόπιστη αντοχή ϕP_i των ισχυρών κρίκων δεν πρέπει συνεπώς να είναι μικρότερη από την υπεραντοχή P_o του πλάστιμου κρίκου $\lambda_o P_i$. Καθώς δεν εγείρονται απαιτήσεις πλαστιμότητας για τους ισχυρούς κρίκους, αυτοί μπορεί να είναι ψαθυροί (από χυτοσίδηρο).

Η αλυσίδα σχεδιάζεται για να αναλαμβάνει μία εφελκυστική δύναμη προκαλούμενη από σεισμό $P_u = PE$. Συνεπώς, η υπολογιστική αντοχή του ασθενούς κρίκου πρέπει να είναι $P_i > PE/\phi$ [Εξίσωση (1.8)]. Εχοντας επιλέξει τον κατάλληλο πλάστιμο κρίκο, η υπεραντοχή του μπορεί εύκολα να προσδιοριστεί {δηλαδή, $P_o = \lambda_o P_i = \phi_o PE$ } [Εξίσωση (1.10) και (1.11), και να αποτελέσει τη δύναμη σχεδιασμού P_{us} , και συνεπώς την απαιτούμενη αντοχή για τους ισχυρούς ψαθυρούς κρίκους. Άρα, η υπολογιστική ή ονομαστική αντοχή του ισχυρού κρίκου πρέπει να είναι

$$P_{is} > P_{us} / \phi_s = P_o / \phi_s = \phi_o PE / \phi_s$$



Σχήμα 1.18 Αρχή περιορισμού της αντοχής εφαρμοσμένη σε μια πλάστιμη αλυσίδα.

όπου τα μεγέθη με δείκτη s αναφέρονται στους ισχυρούς κρίκους. Για παράδειγμα, όταν $\phi = 0.9\lambda_o = 1.3$, και $\phi_s = 1.0$, έχουμε ότι $P_i > 1.11 PE$ και $P_{is} > 1.3 (1.11 PE) / 1.0 = 1.44PE$.

Το παράδειγμα του Σχήματος 1.18 μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για να επισύρει την προσοχή σε μία σημαντική σχέση μεταξύ δυναμικού πλαστιμότητας ολόκληρης της αλυσίδας και της αντίστοιχης απαίτησης πλαστιμότητας του ενός πλάστιμου κρίκου. Για όλους τους κρίκους γίνεται παραδοχή γραμμικής ή διγραμμικής σχέσης δύναμης-επιμήκυνσης, όπως στα Σχήματα 1.18(β) και (γ). Μετελαστικές επιμηκύνσεις μπορούν να αναπτυχθούν μόνο στον πλάστιμο κρίκο. Όπως δείχνει και το Σχήμα 1.18, οι επιμηκύνσεις στην αρχή της διαρροής των ψαθυρών και του πλάστιμου κρίκου είναι αντίστοιχα $\Delta'1$ και $\Delta'2$. Η επακολουθούσα σημαντική διαρροή του ασθενούς κρίκου θα αυξήσει την επιμήκυνσή του από $\Delta'2$ σε $\Delta2$ ενώ η αντίστασή του αυξάνεται από $P\gamma = P\iota$ σε $P\theta$ λόγω κράτυνσης. Έτσι ο ασθενής κρίκος εμφανίζει πλαστιμότητα $\mu2 = \Delta2/\Delta'2$. Όπως δείχνει το Σχήμα 1.18(γ), η συνολική επιμήκυνση της αλυσίδας, που περιλαμβάνει τον ασθενή κρίκο και η ισχυρούς κρίκους, στην αρχή της διαρροής του ασθενούς κρίκου θα είναι $\Delta' = n\Delta'2 + \Delta'2$. Κατά την ανάπτυξη της υπεραντοχής της αλυσίδας (δηλ. αυτής του ασθενέστερου κρίκου), η επιμήκυνση ενός ισχυρού κρίκου αυξάνει μόνον ελαφρά, από $\Delta'1$ σε $\Delta1$. Έτσι, τελικά η επιμήκυνση ολόκληρης της αλυσίδας γίνεται $\Delta\mu = \eta\Delta1 + \Delta2$. Όπως δείχνει το Σχήμα 1.18, η πλαστιμότητα της αλυσίδας είναι

$$\mu = \Delta\mu / \Delta' = (\eta\Delta1 + \Delta2) / (\eta\Delta'1 + \Delta'2)$$

Με την προσέγγιση ότι $\Delta1 = \Delta'1 = \Delta'2 = \Delta\gamma$, η σχέση μεταξύ της πλαστιμότητας της αλυσίδας μ κι αυτής του ασθενούς κρίκου $\mu2$ είναι

$$\mu = (\eta + \mu2) / (\eta + 1)$$

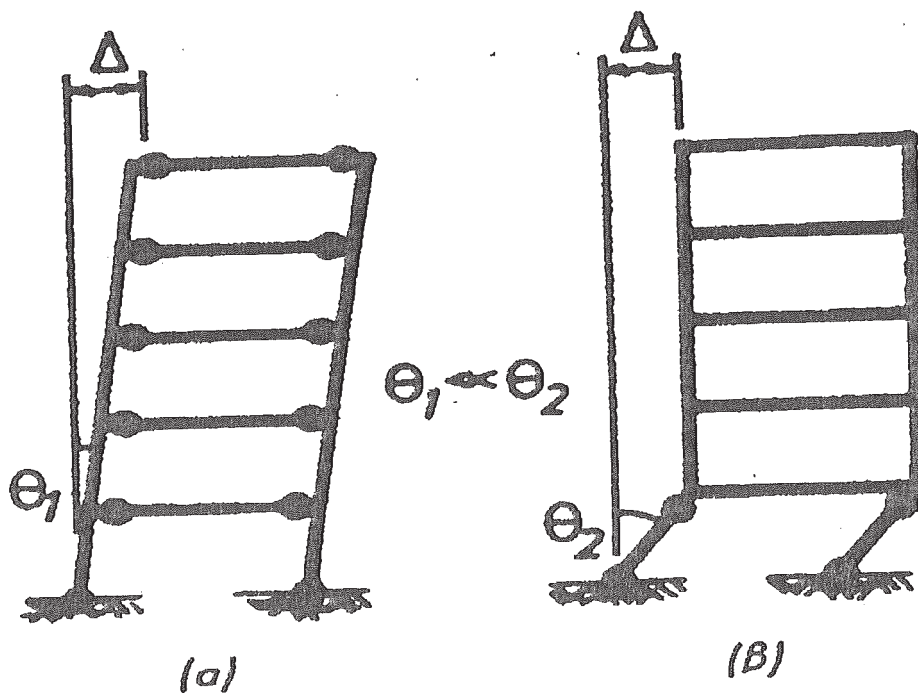
Αν η αλυσίδα του παραδείγματος του Σχήματος 1.18 αποτελούνταν από οκτώ ισχυρούς κρίκους και η μέγιστη επιμήκυνση του ασθενούς κρίκου $\Delta2$ επρόκειτο να περιοριστεί στο δεκαπλάσιο της επιμήκυνσής της στη διαρροή, $\Delta'2$ (δηλαδή $\mu2 = 10$), βλέπουμε ότι η πλαστιμότητα της αλυσίδας περιορίζεται σε $\mu = (8 + 10)/(8 + 1) = 2$. Αντίστοιχα, αν η αλυσίδα αναμένεται να αναπτύξει πλαστιμότητα $\mu = 3$, η απαίτηση πλαστιμότητας για τον ασθενή κρίκο αυξάνεται σε $\mu2 = 19$. Το παράδειγμα χρησιμοποιήθηκε για να αποδείξει τις πολύ μεγάλες διαφορές στο μέγεθος των συνολικών πλαστιμοτήτων και των τοπικών πλαστιμοτήτων που μπορεί να παρουσιαστούν σε ορισμένους τύπους φορέων. Σε μερικούς φορείς, η συνολική πλαστιμότητα που θα ληφθεί υπόψη στο σχεδιασμό χρειάζεται να περιοριστεί, για να εξασφαλιστεί ότι οι απαιτήσεις πλαστιμότητας σε κάποια κρίσιμη θέση δε θα γίνουν υπερβολικές.

Ικανοτικός Σχεδιασμός Φορέων

Οι αρχές που σκιαγραφούνται στην αλυσίδα του παραδείγματος στο Σχήμα 1.18 μπορούν να επεκταθούν για να συμπεριλάβουν τον πιο σύνθετο σχεδιασμό ενός μεγάλου φορέα (π.χ., ενός πολυωρόφου κτιρίου). Η διαδικασία αποτελείται από το επόμενο κύρια βήματα:

1. Επιλέγεται ένας κινηματικά αποδεκτός πλαστικός μηχανισμός.

2. Ο μηχανισμός που επιλέγεται πρέπει να είναι τέτοιος ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί η απαραίτητη συνολική πλαστιμότητα μετακινήσεων με τις μικρότερες απαιτήσεις μετελαστικής στρώσης στις πλαστικές αρθρώσεις (Σχήμα 1.19α).
3. Μόλις επιλεγεί ο κατάλληλος πλαστικός μηχανισμός, προσδιορίζονται οι περιοχές απορρόφησης ενέργειας (δηλαδή οι πλαστικές αρθρώσεις) με σχετικά μεγάλο βαθμό προσέγγισης.
4. Τμήματα του φορέα που με οποιοσδήποτε συνθήκες πρέπει να παραμείνουν ελαστικά σχεδιάζονται ώστε, κάτω από την επίδραση των μεγίστων εφικτών δράσεων που αντιστοιχούν στην ανάπτυξη υπεραντοχής στις πλαστικές αρθρώσεις, να μην αναπτυχθούν μετελαστικές παραμορφώσεις σ' αυτά. Έτσι, είναι αδιάφορο αν θα είναι ψαθυρή ή πλάσιμη η Θραύση των περιοχών που επιδιώκεται να παραμείνουν ελαστικές (Σχήμα 1.18). Οι δράσεις που πηγάζουν από τις πλαστικές αρθρώσεις είναι αυτές που συνδέονται με την υπεραντοχή αυτών των περιοχών. Η απαιτούμενη αντοχή όλων των υπολοίπων περιοχών



Σχήμα 1.19 Σύγκριση μηχανισμών διάχυσης ενέργειας.

Θα υπερβαίνει την απαίτηση αντοχής που αντιστοιχεί στην υπεραντοχή των σχετικών πλαστικών αρθρώσεων.

5. Γίνεται μία σαφής διάκριση ως προς τη φύση και την ποιότητα της διαμόρφωσης των λεπτομερειών, για τις πιθανές πλαστικές περιοχές και γι' αυτές που πρόκειται να παραμείνουν ελαστικές σε οποιοσδήποτε συνθήκες.

Η σύγκριση των δύο πλαισίων του παραδείγματος στο Σχήμα 1.19 δείχνει ότι, για την ίδια μέγιστη μετακίνηση Δ στη στάθμη της στέγης; οι στρώσεις των πλαστικών αρθρώσεων Θ_1 στην περίπτωση (α) είναι πολύ μικρότερες απ' αυτές στην περίπτωση (β), Θ_2 . Συνεπώς, η

απαιτήση συνολικής πλαστιμότητας, από την άποψη του μεγάλου βέλους Δ, επιτυγχάνεται πολύ ευκολότερα όταν οι πλαστικές αρθρώσεις αναπτύσσονται σε όλες τις δοκούς κι όχι μόνο στα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου. Ο μηχανισμός άρθρωσης υποστυλώματος, που φαίνεται στο Σχήμα 1.19(β), που αναφέρεται και ως "μαλακός" όροφος, μπορεί να επιβάλλει στροφές πλαστικών αρθρώσεων που ακόμη και με καλή διαμόρφωση λεπτομερειών των επηρεαζόμενων περιοχών Θα ήταν δύσκολο να διευθετηθούν. Αυτός ο μηχανισμός είναι υπεύθυνος για πολυάριθμες καταρρεύσεις πλαισιωτών κτιρίων σε πρόσφατους σεισμούς. Στην περίπτωση του παραδείγματος στο Σχήμα 1.19, ο πρωταρχικός σκοπός του ικανοτικού σχεδιασμού Θα ήταν να εμποδίσει το σχηματισμό ενός μαλακού ορόφου και, ως συνέπεια, να εξασφαλίσει ότι Θα μπορεί αναπτυχθεί μόνον ο μηχανισμός που φαίνεται στο Σχήμα 1.19(α).

Η προσέγγιση του ικανοτικού σχεδιασμού είναι πιθανό να εξασφαλίζει προβλέψιμη και ικανοποιητική μετελαστική απόκριση, κάτω από συνθήκες για τις οποίες ακόμη και τεχνικές εκλεπτυσμένης δυναμικής ανάλυσης δεν μπορούν να αποδώσουν τίποτε περισσότερο από χονδρικές εκτιμήσεις. Αυτό συμβαίνει επειδή ο φορέας που σχεδιάζεται ικανοτικά δεν μπορεί να αναπτύξει ανεπιθύμητους μηχανισμούς αρθρώσεων ή ανεπιθύμητες μορφές μετελαστικής παραμόρφωσης, και συνεπώς δεν είναι "ευαίσθητος" στα χαρακτηριστικά του σεισμού, εκτός βέβαια από ό,τι αφορά το μέγεθος των μετελαστικών καμπτικών παραμορφώσεων. Όταν συνδυάζεται με κατάλληλη διαμόρφωση λεπτομερειών για εξασφάλιση πλαστιμότητας, ο ικανοτικός σχεδιασμός επιτρέπει την επίτευξη της βέλτιστης διάχυσης ενέργειας μέσω ορθολογικά επιλεγμένων πλαστικών μηχανισμών. Επιπλέον, όπως προαναφέρθηκε, οι φορείς που σχεδιάζονται μ' αυτόν τον τρόπο Θα είναι εξαιρετικά ανθεκτικοί, σχετικά με το μέγεθος των απαιτήσεων πλαστιμότητας που μπορεί να επιβάλλουν μελλοντικοί μεγάλοι σεισμοί.

ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

ΣΥΣΤΗΜΑ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

Για τη διευκόλυνση του διαχωρισμού των διαφόρων προβλημάτων που ανακύπτουν με το σχεδιασμό των φερόντων τοιχωμάτων, είναι πρόσφορη η καθιέρωση ταξινόμησης με τη βοήθεια της γεωμετρικής μορφολογίας.

Στρατηγικές στην Τοποθέτηση Φερόντων Τοιχωμάτων

Τα ανεξάρτητα τοιχώματα μπορεί να υποβληθούν σε αξονικές, μεταφορικές, και στρεπτικές μετακινήσεις. Η έκταση στην οποία ένα τοίχωμα θα συμβάλλει στην αντίσταση στις ροπές ανατροπής, τις τέμνουσες ορόφου, και τις στρεπτικές ροπές ορόφου, εξαρτάται από τη γεωμετρική του μορφολογία, τον προσανατολισμό, και τη θέση του στην κάτοψη του κτιρίου. Οι θέσεις των φερόντων τοιχωμάτων μέσα σ' ένα κτίριο συνήθως υπαγορεύονται από τις λειτουργικές απαιτήσεις. Αυτές μπορεί να ταιριάζουν στο στατικό σχεδιασμό ή όχι. Ο σκοπός ενός κτιρίου και η επακόλουθη διάθεση των χώρων στον όροφο μπορεί να υπαγορεύσει διάταξη τοιχωμάτων που συχνά μπορούν εύκολα να χρησιμοποιηθούν για την αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις. Από την άλλη πλευρά, η θέση του έργου, τα αρχιτεκτονικά ενδιαφέροντα, ή οι επιθυμίες του ιδιοκτήτη, μπορεί να οδηγήσουν σε θέσεις τοιχωμάτων που είναι ανεπιθύμητες από στατική άποψη. Σ' αυτό το σημείο θα πρέπει να εκτιμηθεί ότι, ενώ είναι σχετικά εύκολο να διευθετηθεί οποιαδήποτε διάταξη τοιχωμάτων για την παραλαβή των ανεμοπιέσεων, είναι πολύ πιο δύσκολο να εξασφαλιστεί ικανοποιητική συνολική απόκριση του κτιρίου σε ισχυρούς σεισμούς όταν οι θέσεις των τοιχωμάτων παρεκκλίνουν σημαντικά απ' αυτές που υπαγορεύουν οι αντισεισμικές θεωρήσεις. Η διαφορά αυτή προκύπτει από το γεγονός ότι, στην περίπτωση των ανεμοπιέσεων, αναμένεται πλήρως ελαστική απόκριση ενώ στη διάρκεια ισχυρών σεισμών απαιτούνται ανελαστικές παραμορφώσεις.

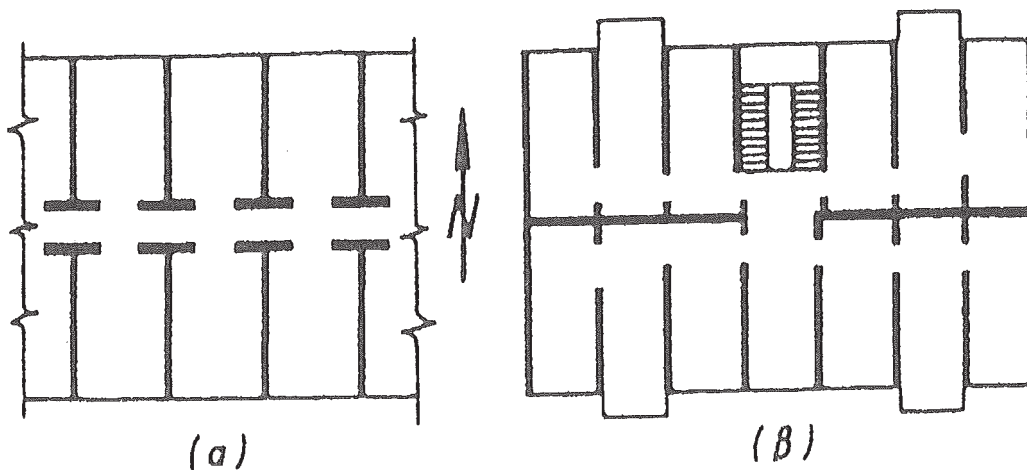
Ωστόσο, οι δομοστατικοί μελετητές, σε συνεργασία με τους αρχιτέκτονες, συχνά θα είναι σε θέση να συμβουλευθούν για τις πιο κατάλληλες θέσεις φερόντων τοιχωμάτων, ώστε να βελτιστοποιήσουν τη σεισμική απόκριση. Οι κύριες στατικές θεωρήσεις για τα μεμονωμένα τοιχώματα αφορούν θέματα συμμετρίας στην ακαμψία, στρεπτικής ευσταθείας, και διαθέσιμης αντίστασης των Θεμελίων σε ανατροπή. Το κλειδί της στρατηγικής στη διάταξη των φερόντων τοιχωμάτων, είναι η επιθυμία οι ανελαστικές παραμορφώσεις να έχουν λογικά ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την κάτοψη του κτιρίου αντί να είναι συγκεντρωμένες σε λίγα μόνο τοιχώματα. Η τελευταία περίπτωση οδηγεί στην ελλιπή χρησιμοποίηση μερικών τοιχωμάτων, ενώ άλλα μπορεί να υποβάλλονται σε απαιτήσεις υπερβολικής πλαστιμότητας.

Όταν απαιτείται σταθερή και ταυτόσημη, ή παρόμοια, υποδιαίρεση της επιφάνειας της κάτοψης σε όλους τους ορόφους, όπως στην περίπτωση ξενοδοχείων ή πολυκατοικιών, μπορούν να χρησιμοποιηθούν πολυάριθμα φέροντα τοιχώματα, όχι μόνο για την αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις αλλά και για να αναλάβουν φορτία βαρύτητας. Τυπικές διατάξεις τέτοιων τοιχωμάτων φαίνονται στο Σχήμα 5.1. Στη διεύθυνση B-N, η οριζόντια δύναμη ανά

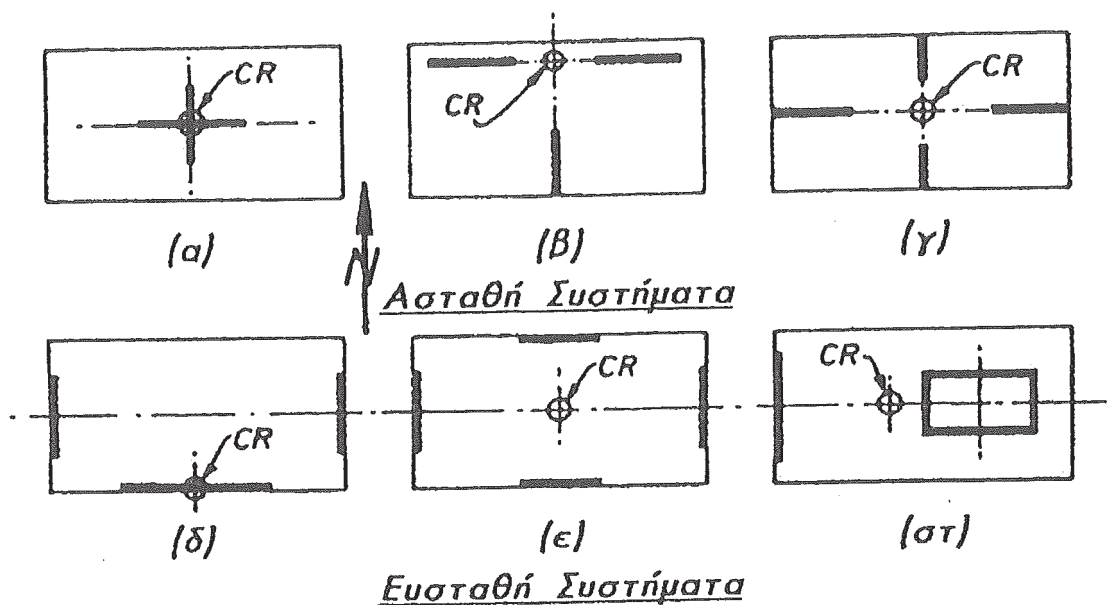
τοίχωμα θα είναι μικρή, ως αποτέλεσμα τον μεγάλου αριθμού των τοιχωμάτων. Συχνά, το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού τοιχωμάτων που καθορίζουν οι κανονισμοί επαρκεί για να εξασφαλίσει την ελαστική απόκριση ακόμη και σε ισχυρούς σεισμούς. Η συμπεριφορά στη διεύθυνση Α-Δ στο φορέα του Σχήματος 5.1(α) θα είναι πιο κρίσιμη, λόγω της μειωμένης επιφάνειας των τοιχωμάτων και του μεγάλου αριθμού των ανοιγμάτων (θυρών).

Τα πολυάριθμα τοιχώματα μικρού μήκους, λόγω των ανοιγμάτων των θυρών, που φαίνονται στο Σχήμα 5.1(β), συμπληρώνουν τη μεγάλη αντοχή των ακραίων τοιχωμάτων στη διάρκεια σεισμικής προσβολής στη διεύθυνση Β-Ν. Οι οριζόντιες δυνάμεις στη διεύθυνση Α-Δ θα αναληφθούν από τα δύο κεντρικά τοιχώματα, που συνδέονται με τα ακραία τοιχώματα σχηματίζοντας διατομή Τ [Σχήμα 5.1(β)]. Η επικράτηση των σεισμικών επιδράσεων στα τοιχώματα μπορεί να εκφραστεί εύκολα με το λόγο των επιφανειών όλων των τοιχωμάτων, που είναι ενεργά σε μία από τις κύριες διευθύνσεις, προς τη συνολική επιφάνεια του ορόφου.

Εκτός από το μεγάλο αριθμό τοιχωμάτων, η καταλληλότητα των συστημάτων που φαίνονται στα Σχήματα 5.1 πηγάζει από την εγγύτητα ή σύμπτωση των κέντρων μάζας και ακαμψίας. Αυτό έχει αποτέλεσμα μικρή στατική εκκεντρότητα. Κατά την εκτίμηση της στρεπτικής ευσταθείας σε συστήματα τοιχωμάτων, εκτός από την



Σχήμα 5.1. Τυπικές διατάξεις τοιχωμάτων σε κτίρια ξενοδοχείων και πολυκατοικιών.



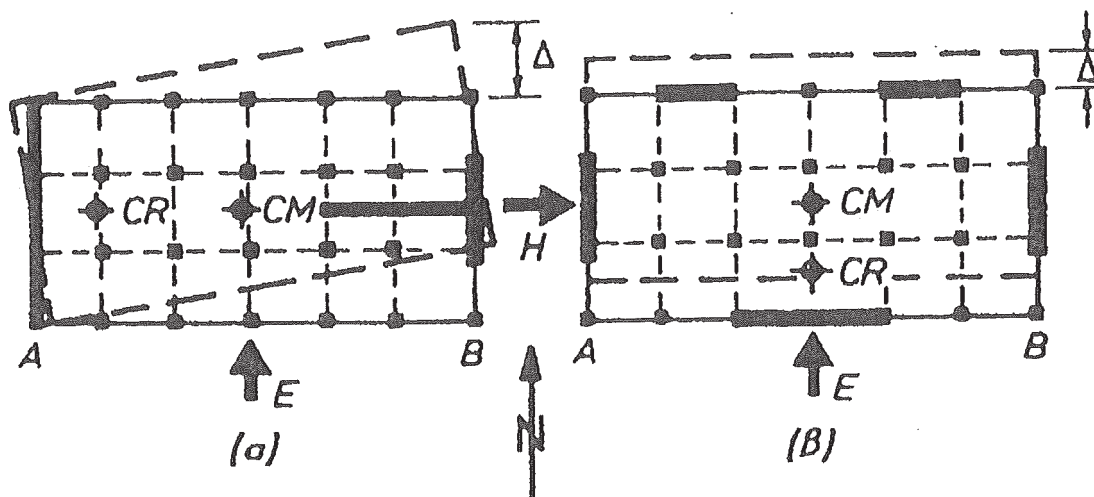
Σχήμα 5.2 Παραδείγματα στρεπτικής ευστάθειας σε συστήματα τοιχωμάτων.

ασυμμετρία των μεμονωμένων τοιχωμάτων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η διάταξή τους. Είναι προφανές ότι, ενώ η ακαμψία των εσωτερικών τοιχωμάτων που φαίνονται στο Σχήμα 5.1(β) είναι σημαντική για σεισμική δράση στη διεύθυνση Β-Ν, αυτά είναι εξαιρετικά εύκαμπτα σε δυνάμεις στη διεύθυνση Α-Δ. Γι' αυτόν το λόγο, η συμβολή τους στην παραλαβή οριζοντίων δυνάμεων που ενεργούν στη διεύθυνση Α-Δ μπορεί να αμεληθεί. Η στρεπτική ευστάθεια σε συστήματα τοιχωμάτων μπορεί να εξεταστεί με τη βοήθεια του Σχήματος 5.2. Πολλά φέροντα τοιχώματα είναι ανοικτές λεπτότοιχες διατομές με μικρές ασυμμετρίες. Συνεπώς, στον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι συνηθισμένο να αμελείται η στρεπτική αντίσταση μεμονωμένων τοιχωμάτων. Εξαιρεση αποτελούν οι σωληνωτές διατομές. Βλέπουμε ότι η στρεπτική αντίσταση των διατάξεων τοιχωμάτων στα Σχήματα 5.2(α)(β) και (γ), μπορεί να επιτευχθεί μόνον αν η αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις κάθε τοιχώματος προς τον ασθενή του άξονα είναι σημαντική. Καθώς αυτό δε συμβαίνει, αυτά τα παραδείγματα αντιπροσωπεύουν στρεπτικά ασταθή συστήματα. Στην περίπτωση της διάταξης του Σχήματος 5.2(α) και (γ), οι υπολογισμοί μπορεί να δείξουν ότι δεν υπάρχει εκκεντρότητα αδρανειακών δυνάμεων. Ωστόσο, αυτά τα συστήματα δεν μπορούν να αναλάβουν στρέψη λόγω άλλων αιτιών, που συλλογικά αναφέρονται ως τυχηματική εκκεντρότητα.

Τα Σχήματα 5.2(δ) έως (στ) δείχνουν στρεπτικά ευσταθείς μορφολογίες. Ακόμη και στην περίπτωση της διάταξης του Σχήματος 5.2(δ), όπου υπάρχει σημαντική εκκεντρότητα για δυνάμεις στη διεύθυνση Α-Δ, η στρεπτική αντίσταση μπορεί να προσφερθεί αποδοτικά από τις δράσεις που προκαλούνται στο επίπεδο των τοιχωμάτων μικρού μήκους. Ωστόσο, τα έκκεντρα συστήματα, όπως αυτά που εκπροσωπούνται από τα Σχήματα 5.2(δ) και (στ), είναι συγκεκριμένα παραδείγματα που δεν πρέπει να προτιμώνται σε πλάστιμα αντισεισμικά κτίρια, εκτός αν συνυπάρχουν πρόσθετα συστήματα αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις όπως το πλάστιμα πλαίσια.

Για να δώσουμε ένα παράδειγμα στρεπτικής αστάθειας ανελαστικών συστημάτων τοιχωμάτων, μπορούμε να εξετάσουμε τις διατάξεις που φαίνονται στο Σχήμα 5.3. Η

οριζόντια δύναμη H , στη διεύθυνση του μήκους, μπορεί να αναληφθεί αποτελεσματικά και από τα δύο συστήματα. Στην περίπτωση του Σχήματος 5.3(α), αν υπάρχει εκκεντρότητα Θ_a είναι μικρή, και τα σ τοιχεία στη διεύθυνση του πλάτους παρέχουν στρεπτική αντίσταση ακόμη κι αν το πέγμα της διατομής T μπορεί να υποβάλλεται σε ανελαστικές παραμορφώσεις λόγω της σεισμικής τέμνουσας H .



Σχήμα 5.3 Στρεπτική ευστάθεια ανελαστικών συστημάτων τοιχωμάτων.

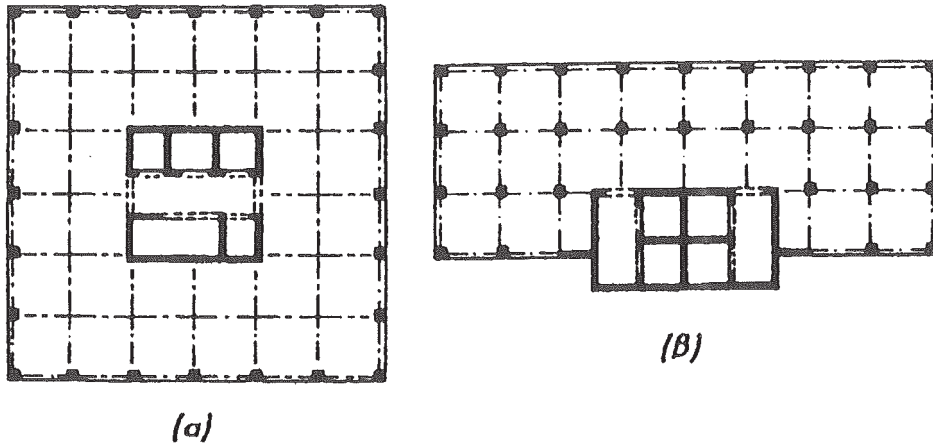
Σε σεισμική προσβολή E παράλληλα με τη διεύθυνση του πλάτους, ο φορέας του Σχήματος 5.3(α) είναι προφανώς ευσταθής, παρά τη σημαντική εκκεντρότητα μεταξύ κέντρου μάζας (CM) και κέντρου ακαμψίας (CR), τα οποία φαίνονται στο Σχήμα 1.12. Ωστόσο, όσο προσεκτικά κι αν υπολογιστούν οι αντοχές των δύο τοιχωμάτων που είναι παράλληλα με την Σ , θα είναι σχεδόν αδύνατο, να εξασφαλιστεί ότι τα δύο τοιχώματα Θ_a φτάσουν ταυτόχρονα στη διαρροή, λόγω της αναπόφευκτης αβεβαιότητας στην κατανομή μάζας και ακαμψίας. Αν το ένα τοίχωμα, έστω το B , φτάσει πρώτο στη διαρροή, η αυξητική του ακαμψία Θ_a μειωθεί στο μηδέν προκαλώντας υπερβολικές στροφές ορόφων, όπως φαίνεται στο Σχήμα. Στη εγκάρσια προς την E διεύθυνση (δηλαδή του μήκους), δεν υπάρχουν τοιχώματα για να προσφέρουν αντίσταση σ' αυτή τη στροφή, και συνεπώς ο φορέας είναι στρεπτικά ασταθής.

Αντίθετα, στο Σχήμα 5.3(β), αν διαρρεύσει πρώτο ένα από τα δύο τοιχώματα που είναι παράλληλα στην Σ , όπως και πάλι είναι πιθανό, τα τοιχώματα στη διεύθυνση του μήκους, που παραμένουν ελαστικά υπό την επίδραση της E , εμποδίζουν την ανεξέλεγκτη στροφή με την ανάπτυξη συνεπίπεδης τέμνουσας, και συνεπώς ο φορέας είναι στρεπτικά ευσταθής.

Τα φρεάτια ανελκυστήρων και τα κλιμακοστάσια είναι πρόσφορα για τη διαμόρφωση πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτά έχουν παραδοσιακά χρησιμοποιηθεί για να παρέχουν ένα κύριο στοιχείο αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις για πολυώροφα κτίρια γραφείων. Αν είναι αναγκαίο, πρόσθετη αντίσταση μπορεί να προκύψει από περιμετρικά πλαίσια όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.4(α). Ένας τέτοιος μεγάλος πυρήνας, τοποθετημένος κεντρικά, μπορεί επίσης να προσφέρει επαρκή στρεπτική αντίσταση.

Όταν τα οικόπεδα είναι μικρά, συχνά είναι αναγκαίο να τοποθετηθεί ο πυρήνας πολύ κοντά στα όρια. Όμως, οι εκκεντρα τοποθετημένοι πυρήνες εξυπηρετήσεων, όπως φαίνεται

στο Σχήμα 5.4(β), οδηγούν σε μεγάλη στρεπτική ανισοροπία. Θα ήταν προτιμότερο να εξασφαλιστεί στρεπτική ισοροπία με



Σχήμα 5.4 Αντίσταση σε οριζόντιες δυνάμεις που παρέχεται από πυρήνες οπλισμένου σκυροδέματος.

πρόσθετα τοιχώματα στις άλλες τρεις πλευρές του κτιρίου. Προσέξτε ότι η παρουσία ενός τοιχώματος μόνο, κατά μήκος της μεγάλης πλευράς απέναντι από τον πυρήνα, είναι ανεπαρκής για την στρεπτική ισοροπία, για τους λόγους που αναφέρθηκαν σε σχέση με τη διάταξη τοιχωμάτων στο Σχήμα 5.3(α). Αν δεν είναι δυνατή η εξασφάλιση αυτής της στρεπτικής ισοροπίας, θα ήταν προνοητικότερο να απαλειφθούν τα φέροντα τοιχώματα σκυροδέματος, μόνο λειτουργικά ή και τελείως, και να βασιστεί η αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις σ' ένα στρεπτικά ισοροπημένο σύστημα πλάσιμων πλαισίων. Σε τέτοιες περιπτώσεις, τα φρεάτια εξυπηρέτησης μπορούν να κατασκευαστούν από μη φέροντα υλικά, προσεκτικά διαχωρισμένα από το πλαίσιο ώστε να προστατεύονται από βλάβες στη διάρκεια ανελαστικής απόκρισης του πλαισίου.

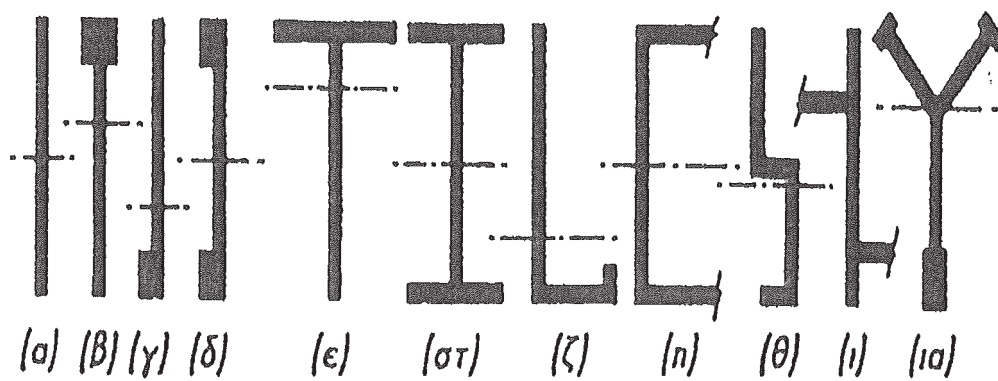
Για καλύτερη κατανομή του χώρου ή και για λόγους αισθητικής, τα τοιχώματα μπορούν να διαταχθούν σε μη ευθύγραμμα σχήματα, κυκλικά, ελλειπτικά, αστεροειδή, ακτινωτά, ή καμπύλα. Ενώ η κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων, στα στοιχεία ενός τέτοιου πολύπλοκου συστήματος φερόντων τοιχωμάτων, μπορεί να απαιτεί ειδική εξέταση, οι υποκείμενες αρχές της στρατηγικής αντισεισμικού σχεδιασμού, ιδιαίτερα αυτές που σχετίζονται με την στρεπτική ισοροπία, παραμένουν ίδιες μ' αυτές που περιγράφηκαν πιο πάνω για τα απλά ευθύγραμμα συστήματα τοιχωμάτων στα παραδείγματα.

Με την επιλογή των καταλλήλων θέσεων για τα φέροντα τοιχώματα αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις, πρέπει να εξεταστούν τρία πρόσθετα θέματα:

1. Για καλύτερη στρεπτική αντίσταση, στην περίμετρο του κτιρίου πρέπει να τοποθετούνται όσο το δυνατόν περισσότερα τοιχώματα. Ένα τέτοιο παράδειγμα φαίνεται στο Σχήμα 5.50(α). Τα τοιχώματα κάθε πλευράς μπορούν να είναι ανεξάρτητοι πρόβολοι, ή μπορεί να είναι συζευγμένα μεταξύ τους.
2. Όσο περισσότερο φορτίο βαρύτητας μπορεί να διοχετευθεί στα θεμέλια μέσω ενός φέροντας τοιχώματος τόσο μικρότερη θα είναι η απαίτηση οπλισμού κάμψης σ' αυτό το

τοίχωμα και τόσο ευκολότερα θα μπορούν να προσφερθούν τα θεμέλια για την απορρόφηση των ροπών ανατροπής που προκαλούνται σ' αυτό το τοίχωμα.

3. Σε πολυώροφα κτίρια που βρίσκονται σε περιοχές υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας, η συγκέντρωση του συνόλου της αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις σε ένα ή δύο φέροντα τοιχώματα, είναι πιθανό να εισαγάγει πολύ μεγάλες δυνάμεις στο φορέα της θεμελίωσης, έτσι που να απαιτούνται ειδικά διευρυμένα θεμέλια.



Σχήμα 5.5 συνηθισμένες διατομές φέροντων τοιχωμάτων.

Μορφές Διατομών

Τα μεμονωμένα φέροντα τοιχώματα μίας ομάδας μπορούν να έχουν διαφορετικές διατομές. Μερικές τυπικές μορφές φαίνονται στο Σχήμα 5.5. Το πάχος τέτοιων τοιχωμάτων συχνά καθορίζεται από ελάχιστες απαιτήσεις του κανονισμού για την εξασφάλιση της εργασιμότητας του νωπού σκυροδέματος ή την ικανοποίηση μέτρων πυρασφάλειας. Όταν οι σεισμικές δυνάμεις είναι σημαντικές, οι απαιτήσεις ~ς διατηρητικής αντοχής και ευσταθείας, που θα εξεταστούν με λεπτομέρειες στη συνέχεια, μπορεί να κάνουν αναγκαία την αύξηση του πάχους.

Ακραία στοιχεία, όπως αυτά που φαίνονται στα Σχήματα 5.5(β) έως (δ), συχνά εμφανίζονται για να επιτρέπουν την αποτελεσματική αγκύρωση των εγκαρσίων δοκών. Ακόμη και χωρίς δοκούς, συχνά κατασκευάζονται για να υποδεχτούν τον κύριο σπλισμό κάμψης, να παρέχουν ευστάθεια έναντι εγκάρσιου λυγισμού (ύβωσης) κάποιας λεπτότοιχης διατομής και, εφόσον είναι αναγκαίο, για να επιτρέψουν την αποδοτικότερη περίσφιγξη του Θλιβομένου σκυροδέματος στις πιθανές πλαστικές αρθρώσεις.

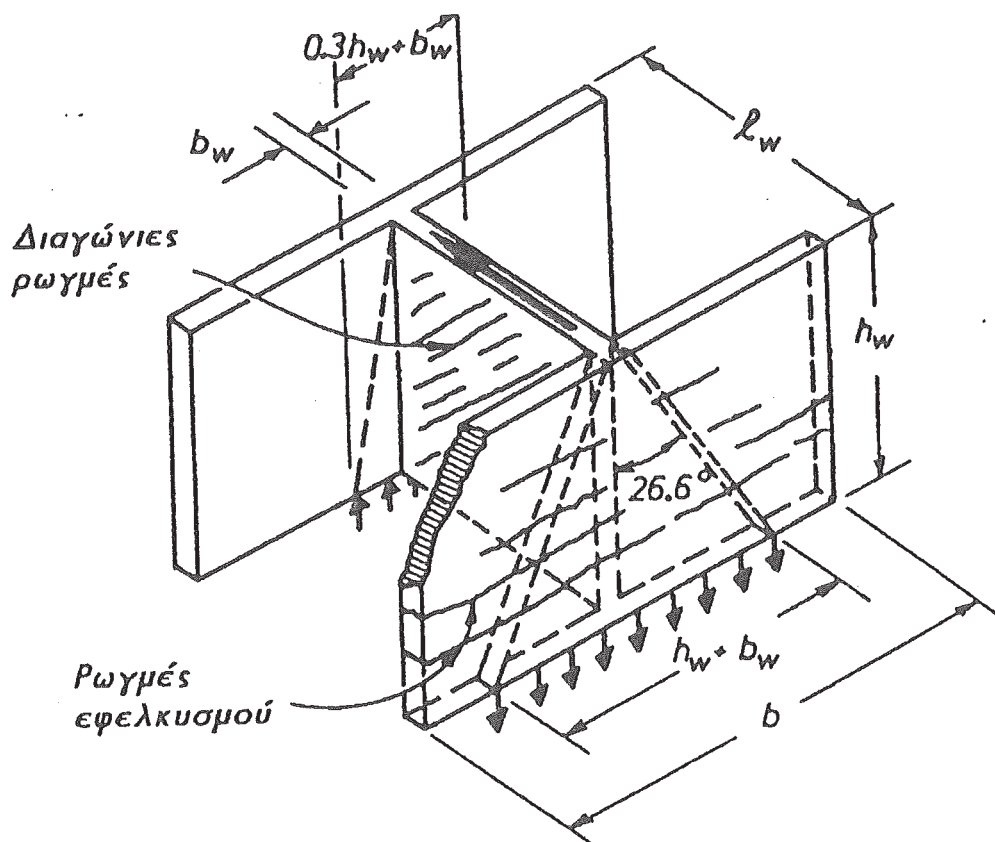
Τα τοιχώματα που συναντώνται μεταξύ τους με ορθή γωνία, έχουν αποτέλεσμα διατομές με πέλματα. Τέτοια τοιχώματα κανονικά απαιτούνται για την αντίσταση στις σεισμικές δυνάμεις και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Συχνά διαθέτουν μεγάλη πιθανή αντοχή. Στη συνέχεια θα δείξουμε ότι, όταν τα πέλματα Θλίνονται, τα τοιχώματα μπορούν να εκδηλώσουν μεγάλη πλαστιμότητα. Όταν όμως το πέλμα εφελκύεται σε τοιχώματα με διατομές Τ και Γ, όπως του Σχήματος 5.5(ε) και (ζ), τότε αυτά μπορούν να έχουν περιορισμένη μόνο πλαστιμότητα.

Μερικά πέλματα αποτελούνται από επιμήκη εγκάρσια τοιχώματα, όπως στο Σχήμα 5.5(η) και (ι). Τότε ο μελετητής πρέπει να καθορίσει πόσο είναι το συνεργαζόμενο πλάτος τέτοιων επιμήκων πελμάτων. Οι διατάξεις των κανονισμών για το συνεργαζόμενο πλάτος Θλιβομένων πελμάτων μονόπλευρων και αμφίπλευρων πλακοδοκών (διατομής Γ και Τ) μπορούν να θεωρηθούν κατάλληλες για τον καθορισμό της αξιόπιστης αντοχής, αν ως ισοδύναμο άνοιγμα δοκού ληφθεί το διπλάσιο ύψος του τοιχώματος-προβόλου.

Όπως στην περίπτωση δοκών σε πλάστιμα πολυώροφα πλαίσια, θα είναι επίσης αναγκαίο να καθοριστεί η καμπτική υπεραντοχή της κρίσιμης διατομής των πλάστιμων φερόντων τοιχωμάτων. Στα τοιχώματα με πέλματα, αυτή η υπεραντοχή θα εξαρτάται κυρίως από την ποσότητα του εφελκυσμένου σπλισμού που θα ενεργοποιηθεί στη διάρκεια μεγάλης ανελαστικής σεισμικής μετακίνησης. Έτσι απαιτείται κάποια κρίση για την εκτίμηση του συνεργαζόμενου πλάτους του εφελκυσμένου πέλματος. Το πλάτος που γίνεται δεκτό για το Θλιβόμενο πέλμα θα έχει αμελητέα επίδραση στην εκτίμηση της καμπτικής υπεραντοχής.

Μία προτεινόμενη προσέγγιση για το συνεργαζόμενο πλάτος σε φέροντα τοιχώματα με επιμήκη πέλματα δίνεται στο Σχήμα 5.6. Αυτή βασίζεται στην παραδοχή ότι οι κατακόρυφες δυνάμεις, λόγω διατηρητικών τάσεων που εισάγονται από τον κορμό του τοιχώματος στο εφελκυσμένο πέλμα, διανέμονται με κλίση 1:2 (δηλαδή 26.6°). Σύμφωνα με το συμβολισμό του Σχήματος 5.6, το συνεργαζόμενο πλάτος του εφελκυσμένου πέλματος είναι

$$b_{eff} = h_w + b_w \cdot b \quad (5.1)$$



Σχήμα 5.6 Εκτίμηση συνεργαζόμενου πλάτους πέλματος σε φέροντα τοιχώματα.

Για την εκτίμηση της καμπτικής υπεραντοχής, η παραπάνω παραδοχή πιθανόν να είναι ακόμη μη συντηρητική. Δοκιμές σε διατομές τοιχωμάτων τοιχοποιίας σε μορφή T έδειξαν ότι ενεργοποιήθηκαν οι εφελκυσμένες ράβδοι μέσα σε γωνία μέχρι και 45° .

"Όπως είπαμε νωρίτερα, η καμπτική υπεραντοχή διατομών τοιχωμάτων, με το πέλμα να θλίβεται, είναι ανεπηρέαστη από το μέγεθος του συνεργαζόμενου πλάτους. Ωστόσο, θα πρέπει να σημειωθεί ότι, μετά από σημαντική εκτροπή σε εφελκυστική διαρροή, η θλιβόμενη επιφάνεια επαφής γίνεται αρκετά μικρή μετά την αναστροφή φορτίου, με τις εξωτερικές ράβδους προς τα άκρα του πέλματος να έχουν ακόμη εφελκυστικές παραμορφώσεις. Μπορεί να υποθεθεί ότι το συνεργαζόμενο πλάτος σε θλίψη είναι

$$b_{eff} = 0.3h_w + b_w \cdot b \quad (5.1\beta)$$

Οι παραπάνω προσεγγίσεις είναι συμβιβαστικές, αφού δεν μπορεί να προσδιοριστεί μονοσήμαντα το συνεργαζόμενο πλάτος επιμήκων πελμάτων στην ελαστική κατάσταση. "Όσο μεγαλύτερες είναι οι στροφές στην περιοχή πλαστικής άρθρωσης του τοιχώματος με πέλματα, τόσο μεγαλύτερο θα είναι το πλάτος που θα ενεργοποιηθεί για να αναπτύξει εφελκυσμό. Το σύστημα θεμελίωσης πρέπει να εξεταστεί για να εξασφαλιστεί ότι οι δυνάμεις πέλματος που έχουν γίνει δεκτές μπορούν πραγματικά να μεταβιβαστούν στη βάση του τοιχώματος.

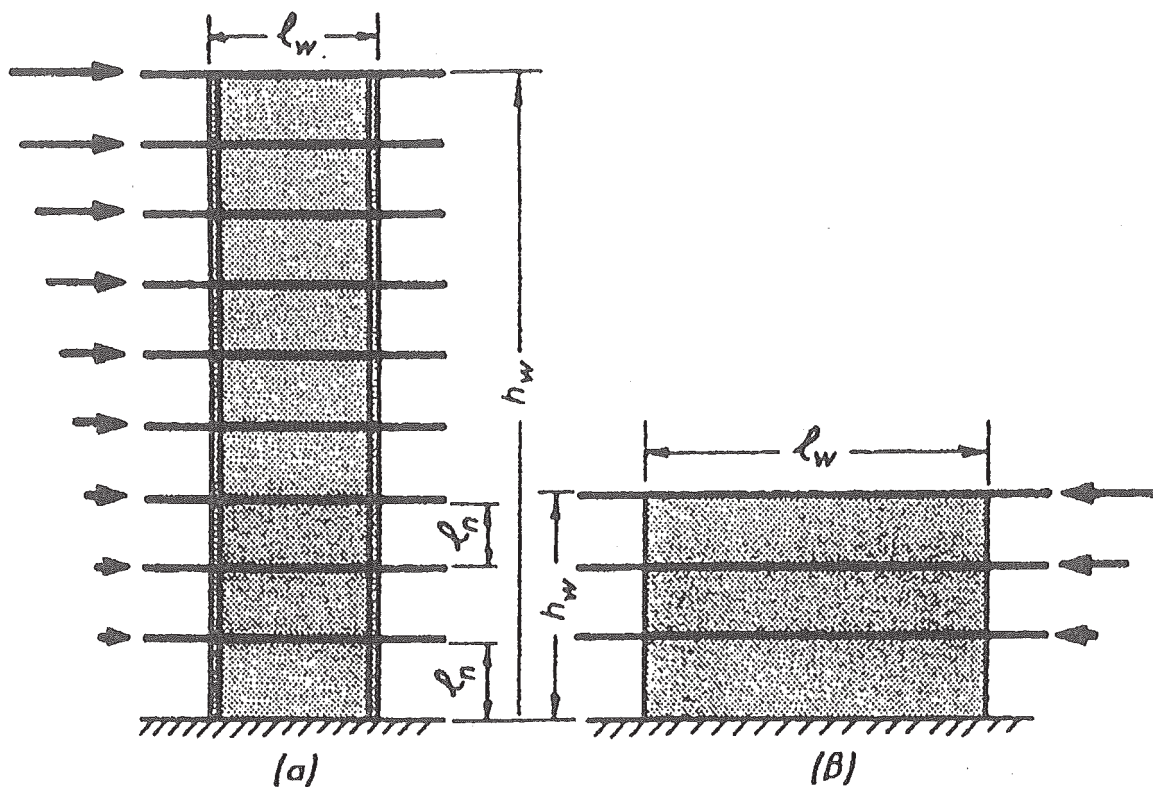
Μεταβολές στην Όψη

Σε μεσαίου μεγέθους κτίρια, και ιδιαίτερα σε πολυκατοικίες, η διατομή ενός τοιχώματος όπως αυτού που φαίνεται στο Σχήμα 5.5 δεν αλλάζει καθύψος. Αυτή είναι η περίπτωση των απλών τερισματικών τοιχωμάτων. Όμως, η απαίτηση αντοχής λόγω οριζοντίων δυνάμεων μειώνεται στους ανώτερους ορόφους υψηλών κτιρίων. Άρα οι διαστάσεις των τοιχωμάτων, και συγκεκριμένα τα πάχη τους, μπορούν να μειωθούν αντίστοιχα.

Στις περισσότερες περιπτώσεις, τα τοιχώματα έχουν ανοίγματα είτε στον κορμό της διατομής είτε στο πέλας. Εδώ απαιτείται κάποια κρίση για να εκτιμηθεί αν τέτοια ανοίγματα είναι μικρά, ώστε να αμεληθούν στους υπολογισμούς σχεδιασμού, ή αρκετά μεγάλα για να επηρεάσουν την αντοχή σε διάτρηση ή κάμψη. Στη δεύτερη περίπτωση, πρέπει να δοθεί ανάλογη προσοχή στην εκτίμηση της αντοχής και στις λεπτομέρειες όπλισης. Στη συνέχεια διευκολύνει να εξεταστούν χωριστά τα ολόσωμα φέροντα τοιχώματα μορφής προβόλου κι αυτά που είναι διάτρητα με ανοίγματα σε κάποια διάταξη.

(α) Τοιχώματα Πρόβολοι Χωρίς Ανοίγματα. Τα περισσότερα τοιχώματα-πρόβολοι, όπως αυτά που φαίνονται στο Σχήμα 5.7(α), μπορούν να θεωρηθούν κοινές δοκοί ή υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Οι οριζόντιες δυνάμεις εισάγονται με σειρά σημειακών φορτίων από τα δάπεδα, που λειτουργούν σαν διαφράγματα. Επίσης, η πλάκα δαπέδου σταθεροποιεί το τοίχωμα έναντι εγκαρσίου λυγισμού (ύβωσης) κι αυτό επιτρέπει τη χρήση σχετικά λεπτότοιχων διατομών, όπως αυτών που φαίνονται στο Σχήμα 5.5. Εφόσον απαιτηθεί σε τέτοια τοιχώματα, είναι σχετικά εύκολο να εξασφαλιστεί η ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους, με επαρκή ικανότητα πλαστικής στροφής.

Σε χαμηλά κτίρια ή στους κατώτερους ορόφους υψηλών ή μέσου ύψους κτιρίων, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τοιχώματα του τύπου που φαίνεται στο Σχήμα 5.1(β). Αυτά χαρακτηρίζονται από μικρό λόγο ύψους προς μήκος h_w/l_w . Η πιθανή καμπτική αντοχή τέτοιων τοιχωμάτων μπορεί να είναι πολύ μεγάλη σε σχέση με τις οριζόντιες δυνάμεις, ακόμη κι όταν χρησιμοποιούνται τα ελάχιστα ποσοστά κατακόρυφου οπλισμού που καθορίζουν οι κανονισμοί. Λόγω του μικρού ύψους, πρέπει να προκληθούν σχετικά μεγάλες τέμνουσες για να αναπτυχθεί η καμπτική αντοχή στη βάση. Συνεπώς, η ανελαστική συμπεριφορά τέτοιων τοιχωμάτων συχνά επηρεάζεται έντονα από διατμητικές επιδράσεις. Ωστόσο, η διάχυση ενέργειας μπορεί να μειωθεί από τις διατρητικές επιδράσεις. Άρα είναι σκόπιμο τέτοια "κοντά" τοιχώματα να σχεδιάζονται για μεγαλύτερη αντίσταση σε οριζόντιες δυνάμεις, ώστε να μειώνονται οι απαιτήσεις πλαστιμότητας.



Σχήμα 5.7 φέροντα τοιχώματα – πρόβολοι.

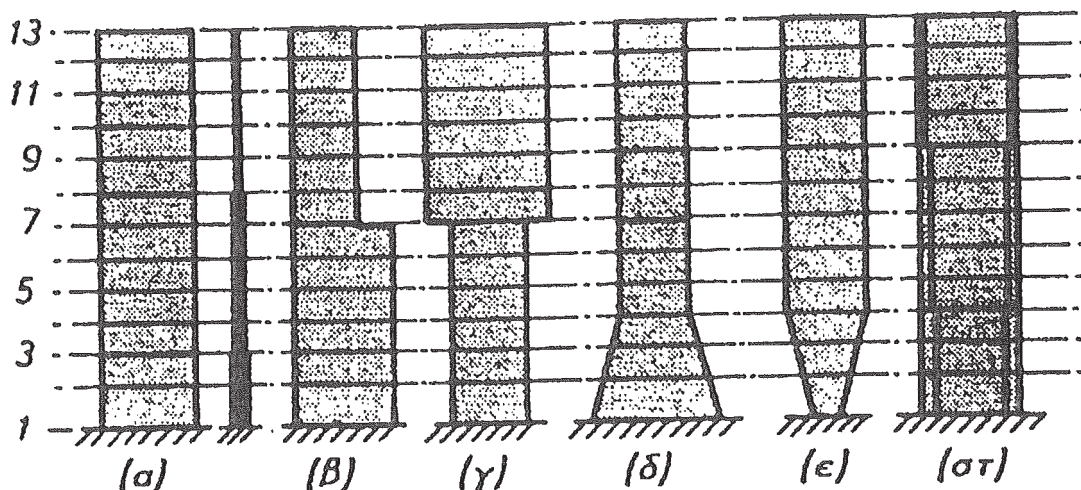
Για να ληφθεί υπόψη η επίδραση των "κοντών" τοιχωμάτων, έχει προταθεί η οριζόντια δύναμη σχεδιασμού, που καθορίζεται για συνηθισμένα φέροντα τοιχώματα, να αυξάνεται με το συντελεστή Z_I , όπου

$$1.0 < Z_I = 2.5 - 0.5h_w / l_w < 2.0 \quad (5.2)$$

Βλέπουμε ότι αυτό ισχύει όταν ο λόγος $h_w / l_w < 3$. Στις περισσότερες περιπτώσεις, προκύπτει ότι αυτή η απαίτηση δεν αποτελεί επιβάρυνση λόγω της μεγάλης εγγενούς καμπήκης αντοχής τέτοιων τοιχωμάτων.

Ενώ το μήκος διατομής του τοιχώματος και το πλάτος των πελμάτων είναι τυπικά σταθερά καθύψος του κτιρίου, το πάχος του τοιχώματος [Σχήμα 5.8(α)], μερικές φορές του κορμού και των πελμάτων [Σχήμα 5.8(στ)], μπορεί να μειώνεται στους ανώτερους ορόφους. Η μείωση ακαμψίας χρειάζεται να ληφθεί υπόψη όταν εκτιμάται η αλληλεπίδραση πολλών τέτοιων τοιχωμάτων, όπως θα εξεταστεί στο Εδάφιο 5.3.2(α). Οι πιο δραστικές αλλαγές στην ακαμψία συμβαίνουν όταν αλλάζει το μήκος διατομής των τοιχωμάτων-προβόλων, είτε κλιμακωτά είτε βαθμιαία, όπως φαίνεται στα Σχήματα 5.8(β) έως (ε). Τα κωνικά διαμορφωμένα τοιχώματα, όπως αυτά του Σχήματος 5.8(δ), είναι αποδοτικά από στατική άποψη. Ωστόσο, πρέπει να δοθεί προσοχή στον εντοπισμό των θέσεων και του μήκους των περιοχών πιθανών πλαστικών αρθρώσεων, καθώς αυτές επηρεάζουν κρίσιμα το χαρακτήρα των λεπτομερειών όπλισης που θα εφαρμοστούν. Η αναποτελεσματικότητα του κωνικού τοιχώματος στο Σχήμα 5.8(ε), που μερικές φορές προτιμάται ως μορφή αρχιτεκτονικής έκφρασης, είναι προφανής. Αν απαιτηθεί να αναπτυχθεί μία πλαστική άρθρωση στη βάση αυτού του τοιχώματος, το μήκος της θα περιοριστεί κρίσιμα. Συνεπώς για δεδομένη

απαίτηση πλαστιμότητας μετακινήσεων, θα αναπτυχθεί υπερβολική πλαστιμότητα καμπυλοτήτων. Τέτοια τοιχώματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε συνδυασμό με πλάστιμα πλαίσια, οπότε μπορεί να είναι επωφελές να διαμορφωθεί η βάση του τοιχώματος σαν πραγματική άρθρωση.



Σχήμα 5.8 Μη πρισματικά τοιχώματα – πρόβολοι

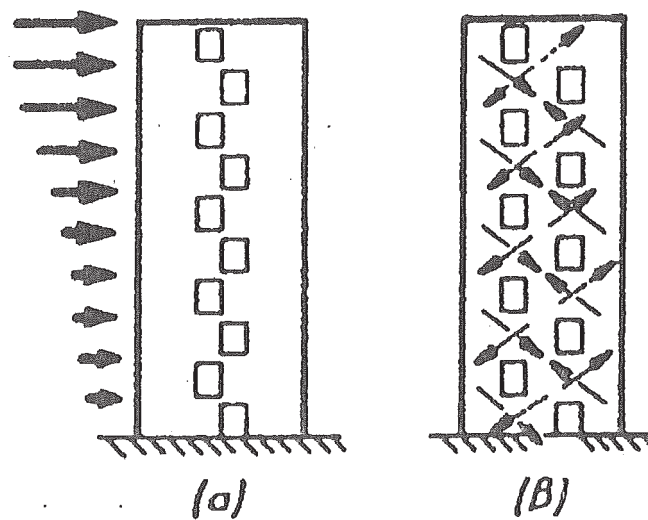
(β) Φέροντα Τοιχώματα με Ανοίγματα. Σε πολλά φέροντα τοιχώματα απαιτείται κανονική διάταξη ανοιγμάτων για να υποδεχθούν Θύρες ή παράθυρα, ή και τα δύο. Όταν διατάσσονται ανοίγματα, είναι βασικό να εξασφαλιστεί ότι θα προκύψει ορθολογικός φορέας, που η συμπεριφορά του μπορεί να προβλεφθεί με απλή παρατήρηση. Ο μελετητής πρέπει να εξασφαλίσει ότι η ακεραιότητα του φορέα, με όρους καμπτικής αντοχής, δε διακινδυνεύει από χονδροειδή μείωση της επιφάνειας του τοιχώματος κοντά στις ακραίες ίνες της διατομής. Παρόμοια, η διατμητική αντοχή του τοιχώματος στην κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση πρέπει να είναι εφικτή και να παραμένει επαρκής, ώστε να εξασφαλίζεται ότι θα αναπτυχθεί πλήρως η καμπτική του αντοχή.

Μερικές φορές, τοποθετούνται παράθυρα στα κλιμακοστάσια με τέτοιο τρόπο, που προκύπτει εξαιρετικά ασθενής διατμητική ίνα εκεί όπου ευθυγραμμίζονται οι εσωτερικές πλευρές των ανοιγμάτων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.9(α). Είναι πολύ δύσκολο αυτές οι συνδέσεις να γίνουν αρκετά πλάστιμες και να αποφευχθεί η πρώιμη βλάβη σε σεισμούς, και συνεπώς είναι προτιμότερο να αποφεύγεται τέτοια διάταξη ανοιγμάτων. Όμως, μία μεγαλύτερη απόσταση μεταξύ των εναλλασσόμενων ανοιγμάτων θα επιτρέπει την ανάπτυξη διαγωνίου θλιπτικού και εφελκυστικού πεδίου, μετά το σχηματισμό των διαγώνιων ρωγμών [Σχήμα 5.9(χ)]. Όταν οι περιοχές αυτές σπλιστούν κατάλληλα, ίσως με τη χρήση διαγωνίου σπλισμού, μπορεί να προληφθεί η καταπόνηση λόγω διάτρησης μεταξύ των ανοιγμάτων και να επιβληθεί εύκολα μία πλάστιμη απόκριση προβάλλου λόγω καμπτικής διαρροής μόνο στη βάση.

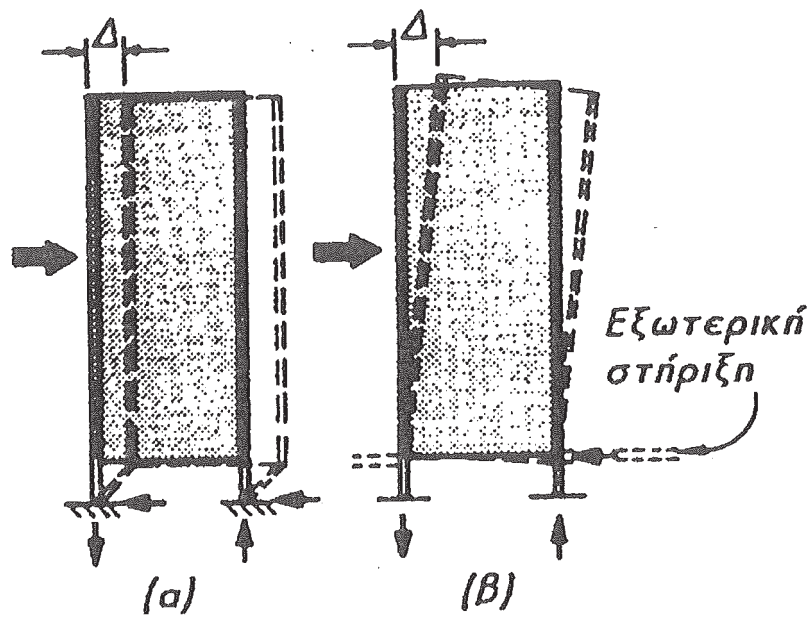
Ο συνολικός σχεδιασμός του κτιρίου μπορεί μερικές φορές να απαιτήσει τα τοιχώματα-πρόβολοι να διακοπούν στη στάθμη 2 για να αφήσουν ένα συνεχόμενο χώρο μεταξύ της στάθμης 1 και 2. Έτσι μπορεί να προκύψει φορέας βασισμένος σε μη ορθολογική σύλληψη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.10(α), στον οποίο η πιο κρίσιμη περιοχή εξασθενείται εκούσια. Η μεταβίβαση τέμνουσας από το τοίχωμα στη θεμελίωση θα περιλαμβάνει

μηχανισμό μαλακού ορόφου, με μεγάλη πιθανότητα υπερβολικών απαιτήσεων πλαστιμότητας για τα υποστυλώματα. Η ροπή ανατροπής πιθανό να επιβάλλει ταυτόχρονα πολύ μεγάλες αξονικές δυνάμεις σε ένα από τα υποστηρίζοντα υποστυλώματα. Αυτό το σύστημα πρέπει να αποφεύγεται! Ωστόσο, συχνά είναι δυνατόν να μεταβιβαστεί η συνολική σεισμική τέμνουσα πάνω από το άνοιγμα με τη βοήθεια άκαμπτης σύνδεσης με διάφραγμα, όπως για παράδειγμα με τα άλλα φέροντα τοιχώματα, και να αποφευχθεί μ' αυτόν τον τρόπο ο μηχανισμός υποστυλωμάτων. Αυτό φαίνεται στο Σχήμα 5.100). Λόγω της πιθανότητας εγκάρσιου λυγισμού των υποστυλωμάτων υπό την επίδραση αναστρεφόμενων επαναλαμβανόμενων αξονικών δυνάμεων, που περιλαμβάνει διαρροή σε όλο το μήκος τους, είναι μάλλον προτιμότερο να σχεδιάζονται ώστε να παραμένουν ελαστικά.

Εξαιρετικά αποδοτικά στατικά συστήματα, ιδιαίτερα κατάλληλα για πλάσιμη απόκριση με πολύ καλά χαρακτηριστικά διάχυσης ενέργειας, μπορούν να καταστρωθούν όταν τα ανοίγματα είναι διατεταγμένα σε κανονικό και ορθολογικό σχήμα. Παραδείγματα δίνονται στο Σχήμα 5.11, όπου πλήθος τοιχωμάτων

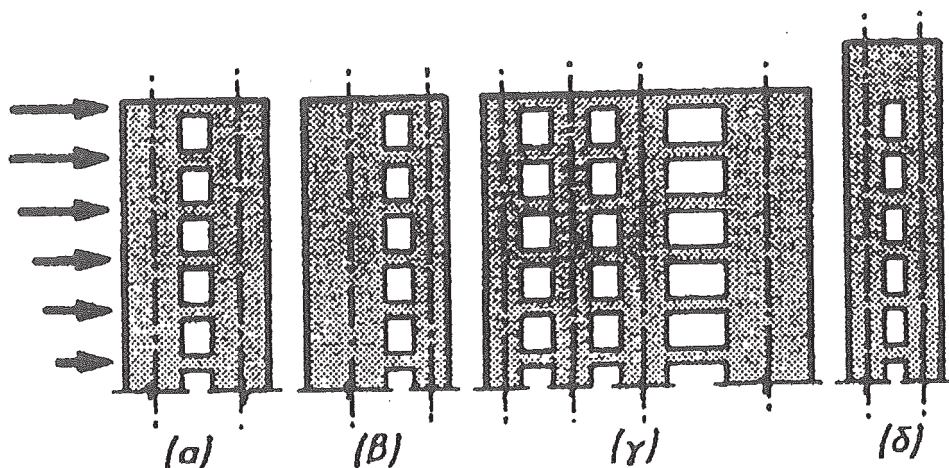


Σχήμα 5.9 Διατμητική αντοχή τοιχωμάτων όπως επηρεάζεται από ανοίγματα.



Σχήμα 5.10 Φέροντα τοιχώματα στηριγμένα σε υποστυλώματα.

διασυνδέονται ή έχουν συζευχθεί μεταξύ τους με δοκούς. Γι' αυτόν το λόγο, αναφέρονται γενικώς ως συζευγμένα φέροντα τοιχώματα. Αυτός ο όρος υποδηλώνει ότι οι συνδέουσες δοκοί, που μπορούν να είναι σχετικά μικρού μήκους και μεγάλου ύψους, είναι σημαντικά ασθενέστερες από τα τοιχώματα. Συνεπώς, τα τοιχώματα που συμπεριφέρονται κυρίως σαν πρόβολοι μπορούν να επιβάλλουν σ' αυτές τις συνδέουσες δοκούς επαρκείς στροφές ώστε να τις εξαναγκάσουν να διαρρεύσουν. Οι δοκοί, εφόσον έχουν κατάλληλες λεπτομέρειες όπλισης, είναι ικανές να διαχύσουν ενέργεια στο ύψος ολοκλήρου του φορέα. Δύο ίδια τοιχώματα [Σχήμα 5.11(α)], ή δύο τοιχώματα με διαφορετικές ακαμψίες [Σχήμα 5.11(β)], μπορούν να συζευθούν με μία απλή κατακόρυφη σειρά δοκών. Σε άλλες περιπτώσεις, μία σειρά τοιχωμάτων μπορούν να διασυνδεθούν μεταξύ τους με κατακόρυφες σειρές δοκών, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.11(γ). Οι δοκοί ζεύξης μπορούν να είναι ίδιες σε όλους τους ορόφους ή μπορεί να έχουν διαφορετικά ύψη και πάχη. Σε πυρήνες (φρέατα) εξυπηρετήσεων, τα συζευγμένα τοιχώματα μπορεί να επεκτείνονται πάνω από τη στάθμη στέγης, όπου τοποθετούνται τα μηχανοστάσια των ανελκυστήρων ή χώροι για άλλες εξυπηρετήσεις. Σε τέτοιες περιπτώσεις, τα τοιχώματα μπορούν να θεωρηθούν διασυνδεδεμένα στην κορυφή με διάφραγμα άπειρης ακαμψίας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.11(δ).



Σχήμα 5.11 Τύποι συζευγμένων φερόντων τοιχωμάτων.

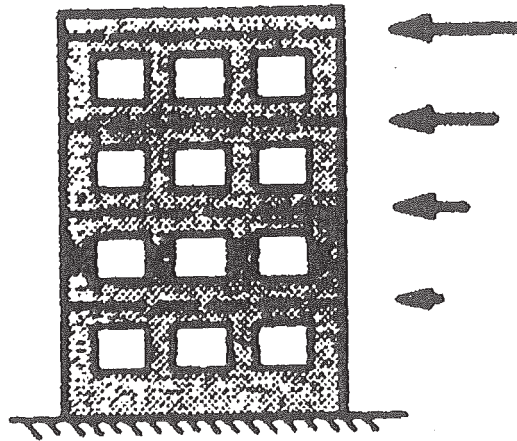
Ανεπιθύμητο στατικό σύστημα από άποψη αντισεισμικότητας μπορεί να προκύψει σε μέσου ύψους ή υψηλά κτίρια όταν τα ανοίγματα είναι διατεταγμένα με τέτοιο τρόπο που οι συνδέουσες δοκοί να είναι ισχυρότερες από τα τοιχώματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.12, σε τέτοιο σύστημα είναι πιθανό να αναπτυχθεί μηχανισμός ορόφου, επειδή μπορεί να υπερφορτίζεται μία σειρά υποστυλωμάτων σε συγκεκριμένο όροφο, ενώ καμία από τις υψίκορμες δοκούς δε συμπεριφέρεται ανελαστικά. Λόγω του μικρού ύψους τέτοιων συμβατικά οπλισμένων υποστυλωμάτων, η απόκρισή τους σε ισχυρούς σεισμούς χαρακτηρίζεται από διατρητική αστοχία με περιορισμένη πλαστιμότητα και μειωμένη διάχυση ενέργειας. Ακόμη κι αν η προσέγγιση ικανοτικού σχεδιασμού εξασφαλίζει ότι η διατμητική αντοχή των υποστυλωμάτων υπερβαίνει την καμπτική αντοχή, και πάλι θα προκύψει μηχανισμός μαλακού ορόφου με απαιτήσεις υπερβολικής πλαστιμότητας για τα υποστυλώματα που σχηματίζουν αρθρώσεις. Τέτοια συστήματα τοιχωμάτων πρέπει να αποφεύγονται ή, αν πρόκειται να χρησιμοποιηθούν, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη πολύ μεγαλύτερη οριζόντια δύναμη σχεδιασμού, για να εξασφαλιστεί ότι θα ανακύψει απαίτηση μόνο μειωμένης, αν όχι καθόλου, πλαστιμότητας.

Οι μελετητές μερικές φορές αντιμετωπίζουν δίλημμα, ιδιαίτερα όταν εξετάζουν τη διατρητική αντοχή, για το αν πρέπει να μεταχειριστούν συζευγμένα τοιχώματα, όπως αυτά που φαίνονται στα Σχήματα 5.11(α) ή (δ), σαν δύο διασυνδεδεμένα τοιχώματα ή σαν ένα τοίχωμα με σειρά ανοιγμάτων. Το θέμα μπορεί να λυθεί αν εξεταστεί η συμπεριφορά και οι μηχανισμοί αντίστασης ενός τοιχώματος-προβόλου και συγκριθούν με των συζευγμένων τοιχωμάτων. Αυτές οι θεωρήσεις αποδίδονται ποιοτικά στο Σχήμα 5.13, που συγκρίνει τη μορφή καμπτικής αντίστασης τοιχωμάτων που είναι συζευγμένα με δοκούς ζεύξης διαφορετικής αντοχής με κείνη ενός απλού τοιχώματος-προβόλου.

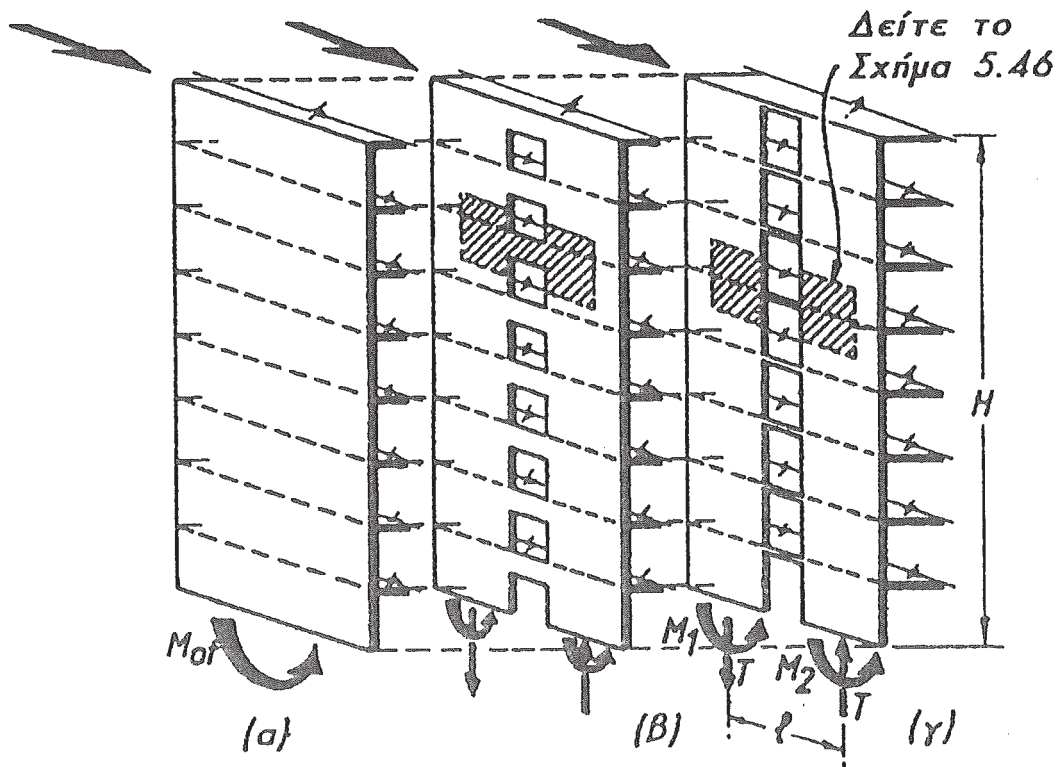
Βλέπουμε ότι η συνολική ροπή ανατροπής, M_{ot} , αναλαμβάνεται στη βάση του προβόλου [Σχήμα 5.13(α)] με την παραδοσιακή μορφή καμπτικών τάσεων, ενώ στα συζευγμένα τοιχώματα αναλαμβάνονται, εκτός από ροπές, και αξονικές δυνάμεις. Αυτές ικανοποιούν την επόμενη απλή συνθήκη ισορροπίας:

$$M_{ot} = M_1 + M_2 + IT \quad (5.3)$$

ώστε τα συζευγμένα τοιχώματα να αναλαμβάνουν την ίδια ροπή με το τοίχωμα-πρόβολο.



Σχήμα 5.12 Διατρητά τοιχώματα, ανεπιθύμητα για αντίσταση σε σεισμό.



Σχήμα 5.13. Σύγκριση μηχανισμών καμπτικής αντίστασης σε φέροντα τοιχώματα.

Το μέγεθος της αξονικής δύναμης, που ισούται με το άθροισμα των τεμνουσών όλων των δοκών ζεύξης στις ανώτερες στάθμες, εξαρτάται από την ακαμψία και την αντοχή αυτών των δοκών. Η εξαγωγή των αξονικών δυνάμεων για τα τοιχώματα ακολουθεί τις ίδιες αρχές που ισχύουν για υποστυλώματα πολυωρόφων πλαισίων. Για παράδειγμα, σε φορέα με ισχυρές δοκούς ζεύξης, όπως αυτός που φαίνεται στο Σχήμα 5.13(β), η συμβολή της αξονικής δύναμης στη συνολική αντίσταση σε κάμψη, όπως εκφράζεται από την παράμετρο

$$A = Tl / Mot \quad (5.4)$$

Θα είναι σημαντική. Συνεπώς, αυτός ο φορέας μπορεί να συμπεριφερθεί με τρόπο αρκετά παρόμοιο με κείνον του προβόλου στο Σχήμα 5.13(α). Άρα ολόκληρος ο φορέας μπορεί να θεωρηθεί ως ένα τοίχωμα.

Όταν η σύζευξη είναι σχετικά ασθενής, όπως συχνά συμβαίνει σε κτίρια πολυκατοικιών όπου λόγω του περιορισμού του ελεύθερου ύψους είναι δυνατή η σύζευξη μόνο με πλάκες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.13(γ), το μεγαλύτερο μέρος της αντίστασης στη ροπή είναι από τις συνιστώσες ροπών M_1 και M_2 . Σ' αυτή την περίπτωση η τιμή του A [Εξίσωση (5.4)] είναι μικρή. Έτσι, πρέπει κάθε τοίχωμα να εξετάζεται μεμονωμένα με σχετικά μικρό αξονικό φορτίο που προκαλείται από τις σεισμικές δράσεις. Παράδειγμα αυτής της αλληλεπίδρασης σε συζευγμένα τοιχώματα δίνεται στο Σχήμα 5.22.

Σε αναγνώριση της σημαντικής συμβολής, που έχουν οι δοκοί με κατάλληλα διαμορφωμένες λεπτομέρειες στη διάχυση ενέργειας σε κάθε όροφο από τα τοιχώματα με ισχυρή σύζευξη [Σχήμα 5.12(β)], έχει προταθεί να λαμβάνονται υπόψη σαν πλάστιμα πλαίσια σκυροδέματος. Σύμφωνα μ' αυτό, ο συντελεστής συμπεριφοράς R , που δίνεται στον Πίνακα 2.4, μπορεί να ληφθεί με τιμή ενδιάμεση, μεταξύ των ορίων που προτείνονται για λυγηρά τοιχώματα-προβόλους και πλάστιμα πλαίσια, ανάλογα με την αποδοτικότητα της σύζευξης που ορίζεται από την Εξίσωση (5.4), σύμφωνα με την επόμενη σχέση:

$$5 < R = 3A + 4 \cdot 6 \quad (5.5)$$

όταν

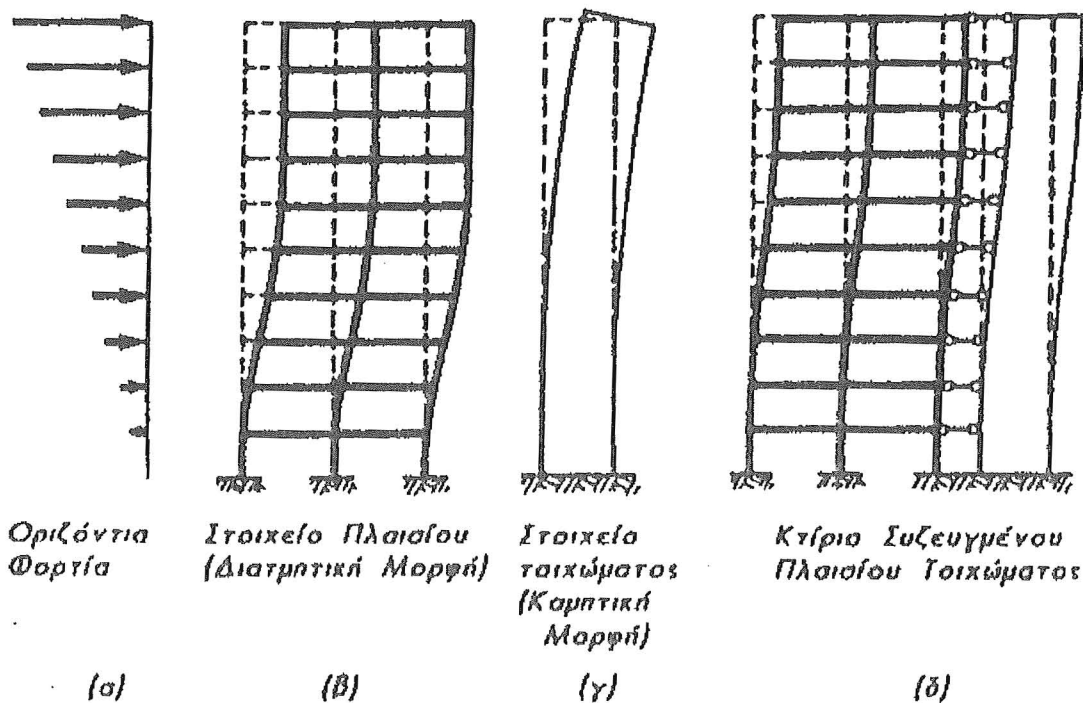
$$1/3 < A = Tl / Mot \cdot 2/3 \quad (5.6)$$

ΜΙΚΤΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ

Όταν η αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις του σεισμού παρέχεται από τη συνδυασμένη συμβολή πλαισίων και φερόντων τοιχωμάτων, είναι συνηθισμένο αυτά να αναφέρονται με τον όρο μικτό σύστημα ή με τον όρο υβριδικός φορέας.

Τα μικτά συστήματα συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα των συνιστώντων στοιχείων τους. Τα πλάσιμα πλαίσια που αλληλεπιδρούν με τοιχώματα μπορούν να εξασφαλίζουν σημαντική διάχυση ενέργειας όταν απαιτείται, ιδιαίτερα στους ανώτερους ορόφους ενός κτιρίου. Από την άλλη, ως αποτέλεσμα της μεγάλης ακαμψίας των τοιχωμάτων, μπορεί να επιτευχθεί ικανοποιητικός έλεγχος της σχετικής μετάθεσης ορόφων στη διάρκεια του σεισμού, και εύκολα να αποφευχθεί η ανάπτυξη μηχανισμών ορόφου που περιλαμβάνουν αρθρώσεις υποστυλωμάτων (δηλαδή μαλακών ορόφων).

Παρά την ελκυστικότητα και την επικράτηση των μικτών συστημάτων, η ερευνητική προσπάθεια μόνο πρόσφατα έχει προσανατολιστεί στην ανάπτυξη σχετικών μεθοδολογιών αντισεισμικού σχεδιασμού. Αυτή η έρευνα, που περιλαμβάνει αναλυτικές μελέτες υπαρχόντων κτιρίων και πειραματικές εργασίες με τη χρήση στατικών δοκιμών και δοκιμών δονητικής τράπεζας, έχει δώσει ενδείξεις για δυναμικό άριστης ανελαστικής σεισμικής υπόκρισης. Συνεπώς, αυτό το κεφάλαιο θα επικεντρωθεί στη συμπεριφορά μικτών συστημάτων, με ισχυρή έμφαση στην ανελαστική απόκριση, στην αλληλεπίδραση μεταξύ πλαισίων και τοιχωμάτων, και στη συνολική απόκριση.



Σχήμα 1. Μορφές παραμορφώσεων λόγω οριζόντιων δυνάμεων σε στοιχείο πλαισίου τοιχώματος και μικτού συστήματος.

Κάτω από την επίδραση οριζοντίων δυνάμεων, ένα πλαίσιο Θα παραμορφωθεί κυρίως διαμητικά, ενώ ένα τοίχωμα Θα συμπεριφερθεί σαν κατακόρυφος πρόβολος με κυρίως καμπτικές παραμορφώσεις, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1(β) και (γ). Το συμβιβαστό των παραμορφώσεων απαιτεί τα πλαίσια και τα τοιχώματα να υποβάλλονται σε κάθε στάθμη βασικά σε ταυτόσημες οριζόντιες μετακινήσεις [Σχήμα 1(δ)]. Επειδή η προτιμώμενη μορφή μετακινήσεων των δύο στοιχείων που φαίνονται στα Σχήματα 1(β) και (γ) μεταβάλλεται, βρίσκουμε ότι τα τοιχώματα και τα πλαίσια συμμετέχουν από κοινού στην παραλαβή των τεμνουσών ορόφου στους κατώτερους ορόφους, αλλά στις ανώτερες στάθμες τείνουν να είναι ανταγωνιστικά μεταξύ τους. Ο τρόπος καταμερισμού της αντίστασης στις οριζόντιες δυνάμεις μεταξύ τοιχωμάτων και πλαισίων ενός μικτού συστήματος επηρεάζεται επίσης έντονα από τα χαρακτηριστικά δυναμικής απόκρισης και την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στη διάρκεια ενός μείζονος σεισμικού γεγονότος, και μπορεί να είναι πολύ διαφορετικός από αυτόν που προβλέπεται από μία ελαστική ανάλυση. Συνεπώς, στην περίπτωση μικτού συστήματος, οι απλοποιημένες ελαστικές αναλύσεις πιθανότατα είναι παραπλανητικές. Συγκεκριμένα, η συνήθης πρακτική απόδοση μέρους των οριζοντίων δυνάμεων στα πλαίσια και του υπολοίπου στα τοιχώματα, και στη συνέχεια η ανεξάρτητη ανάλυση του καθενός, είναι τελείως ακατάλληλη. Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση που βασίζεται στο συμβιβαστό των παραμορφώσεων των δύο στοιχείων.

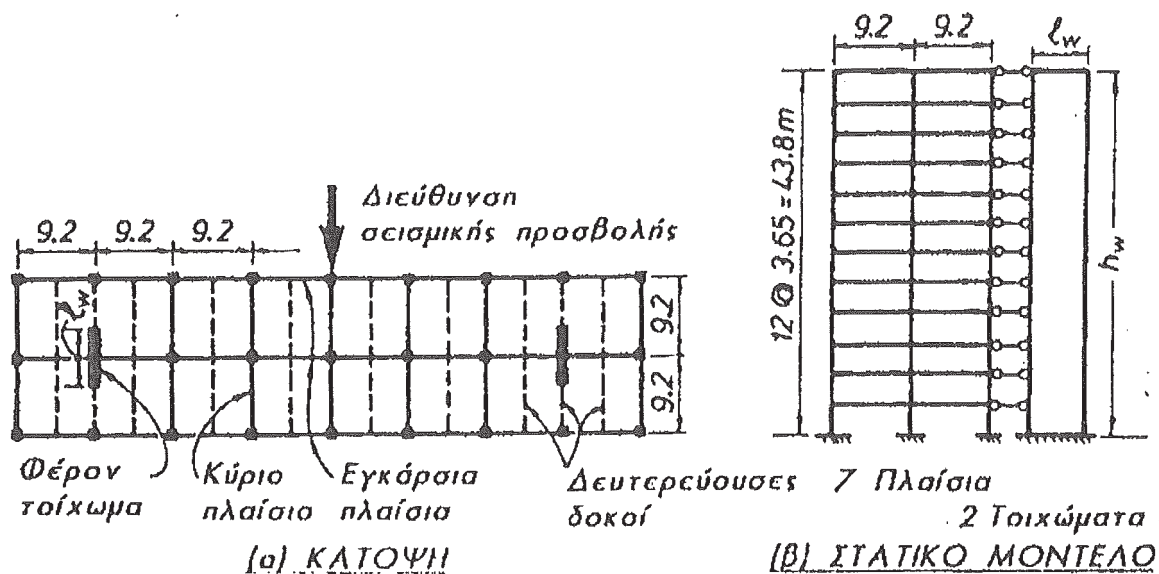
Αν και εξετάζονται πολλές μεταβλητές που επηρεάζουν την αλληλεπίδραση πλαισίων και τοιχωμάτων, εδώ δεν είναι δυνατόν να εξετάσουμε όλους τους πιθανούς συνδυασμούς. Ωστόσο, η προσέγγιση που παρουσιάζεται μπορεί να επεκταθεί για να καλύψει και μη συμβατικές λύσεις. Αναγκαστικά, όταν γίνεται αυτό θα απαιτηθεί η χρήση της τεχνικής κρίσης σε κάποιο βαθμό.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ, ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ, ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΙΚΤΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ.

Στα επόμενα, περιγράφονται κάποιες διαφορετικές κατηγορίες αλληλεπιδρώντων πλαισίων και φερόντων τοιχωμάτων, και εξετάζονται σε συντομία κατάλληλες τεχνικές αναλυτικής προσομοίωσης για την εκτίμηση της ελαστικής τους απόκρισης. Τα αποτελέσματα τέτοιων αναλύσεων μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως βάση για την απόδοση αντοχής στα μέλη. Σε μερικές περιπτώσεις όμως, θα χρειαστεί να γίνει σημαντική προσαρμογή των αποτελεσμάτων. Επίσης, γίνονται προτάσεις επιλογής καταλλήλων συστημάτων διάχυσης ενέργειας στα μικτά συστήματα. Το Σχήμα 6.2(α) δείχνει σε κάτοψη την κάπως εξιδανικευμένη διάταξη πλαισίων και τοιχωμάτων σ' ένα παράδειγμα συμμετρικού 12-όροφου δομήματος. Οι ιδιότητες όλων των τοιχωμάτων και πλαισίων μπορούν εύκολα να συγκεντρωθούν σ' ένα μόνο πλαίσιο κι ένα τοίχωμα-πρόβολο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2(β). Αν και στο Σχήμα 2 φαίνονται τοιχώματα-πρόβολοι, συχνά χρησιμοποιούνται περιμετρικοί πυρήνες ή συζευγμένα φέροντα τοιχώματα που αλληλεπιδρούν με πλαίσια.

Όπως περιγράφηκε, είναι συνηθισμένο να γίνεται η παραδοχή, σε όλες τις στάθμες, ότι οι πλάκες δαπέδων έχουν απείρου μεγέθους ακαμψία στο επίπεδό τους. Τέτοια διαφράγματα μπορούν συνεπώς να δώσουν, με απλή γραμμική σχέση, τις μετακινήσεις ορόφου όλων των πλαισίων και τοιχωμάτων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.10. Ωστόσο, όταν τα διαφράγματα είναι σχετικά λιγυρά κι όταν χρειάζεται να εισαχθούν

μεγάλες συγκεντρωμένες οριζόντιες δυνάμεις ορόφων σε σχετικά άκαμπτα τοιχώματα, και ιδιαίτερα όταν αυτά τα τοιχώματα έχουν μεγάλη απόσταση μεταξύ τους, ίσως χρειαστεί να ληφθεί υπόψη η ευκαμψία των διαφραγμάτων των δαπέδων

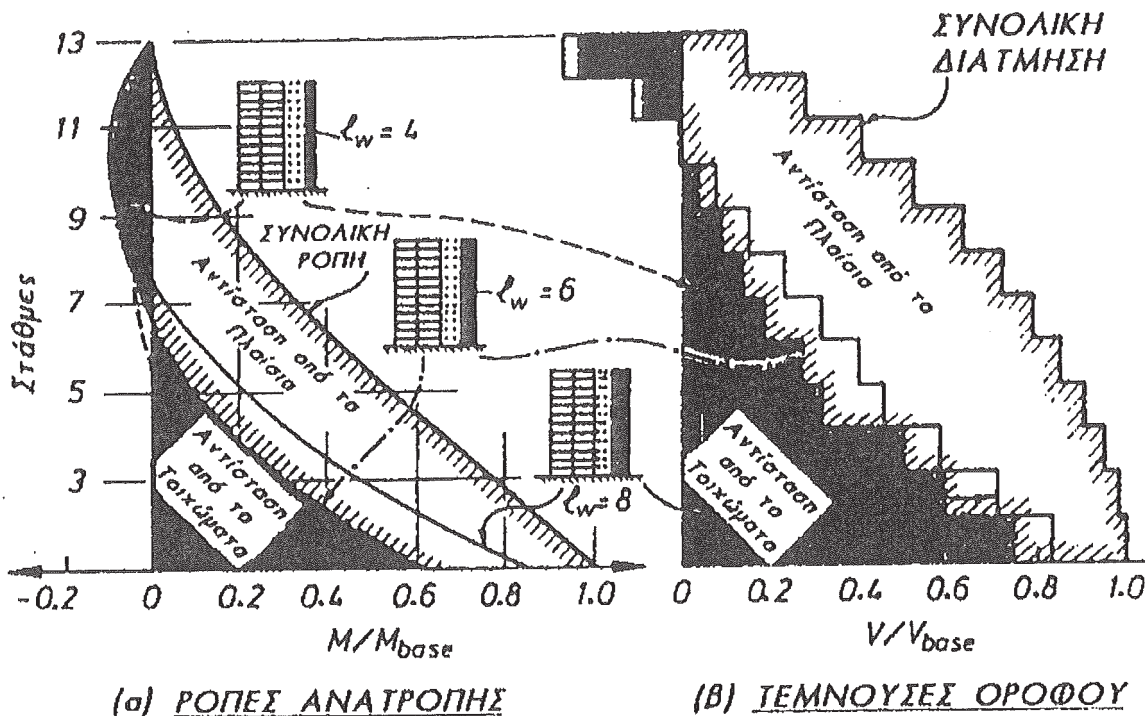


Σχήμα 2. Προσομείωση τυπικού συστήματος τοιχώματος - πλασίου

Η οριζόντια σύνδεση μεταξύ των συγκεντρωμένων πλαισίων και τοιχωμάτων σε κάθε όροφο, που διαθέτει άπεφη ατένεια, και παρουσιάζεται στο Σχήμα 2(β) με τις αμφιαρθρωτές ράβδους, επιτρέπει την ταχύτατη ανάλυση τέτοιων φορέων που υποβάλλονται σε οριζόντιες δυνάμεις. Αρχικά γίνεται δεκτό ότι ο φορέας της θεμελίωσης παρέχει πλήρη πάκτωση στη βάση των τοιχωμάτων και των υποστυλωμάτων. Όμως, η επιρροή της στροφής της θεμελίωσης μπορεί να είναι σημαντική.

Τυπικά αποτελέσματα τέτοιων αναλύσεων δίνονται στο Σχήμα 3 για τρία παραδείγματα ελαστικών φορέων. Τα κτίρια που επιλέχθηκαν έχουν κάτοψη όπως στο Σχήμα 2(α). Αποτελούνται από επτά τρίστηλα πλαίσια και δύο τοιχώματα-προβόλους. Για να δείξουμε την επίδραση της ακαμψίας των τοιχωμάτων στον καταμερισμό των φορτίων μεταξύ αυτών των συνιστώντων φορέων, το μήκος των τοιχωμάτων που εξετάστηκε ήταν 4, 6, και 8 m, αντίστοιχα. Αυτά αντιπροσωπεύουν σχετική ακαμψία τοιχωμάτων περίπου 0.13, 0.42, και 1.00. Κάθε 12-όροφο κτίριο υποβλήθηκε σε ταυτόσημες οριζόντιες δυνάμεις που προέκυψαν με τη χρήση των εξισώσεων και καταλήγουν σε ταυτόσημες ροπές ανατροπής σε κάθε στάθμη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3(α). Όπως αναμένεται, με αυξημένη ακαμψία τοιχώματος (δηλαδή μήκος τοιχώματος) η συμμετοχή των τοιχωμάτων στην αντίσταση στη ροπή βάσης αυξάνει. Ωστόσο, στις ανώτερες στάθμες όλα τα τοιχώματα γίνονται λιγότερο αποτελεσματικά και η συμμετοχή τους στην αντίσταση στη ροπή στο μέσο του ύψους του κτιρίου γίνεται αμελητέα. Άρα, οι διαφορές μεταξύ της συνολικής ροπής σε οποιαδήποτε στάθμη και του μεριδίου των τοιχωμάτων αναλαμβάνεται από τα επτά πλαίσια. Αυτός ο καταμερισμός της αντίστασης στη ροπή ανατροπής τονίζεται με γραμμοσκίαση για το τοίχωμα 6m στο Σχήμα 3(α). Λόγω της χονδροειδούς ασυμβατότητας των παραμορφώσεων των ανεξαρτήτων στοιχείων στους ανώτερους ορόφους, που φαίνονται στα Σχήματα 1(β) και (γ), απαιτείται από τα πλαίσια

σ' αυτές τις στάθμες να αντισταθούν σε ροπές ανατροπής μεγαλύτερες από τις συνολικές ροπές ανατροπής που προκαλούνται από τις εξωτερικές οριζόντιες δυνάμεις.



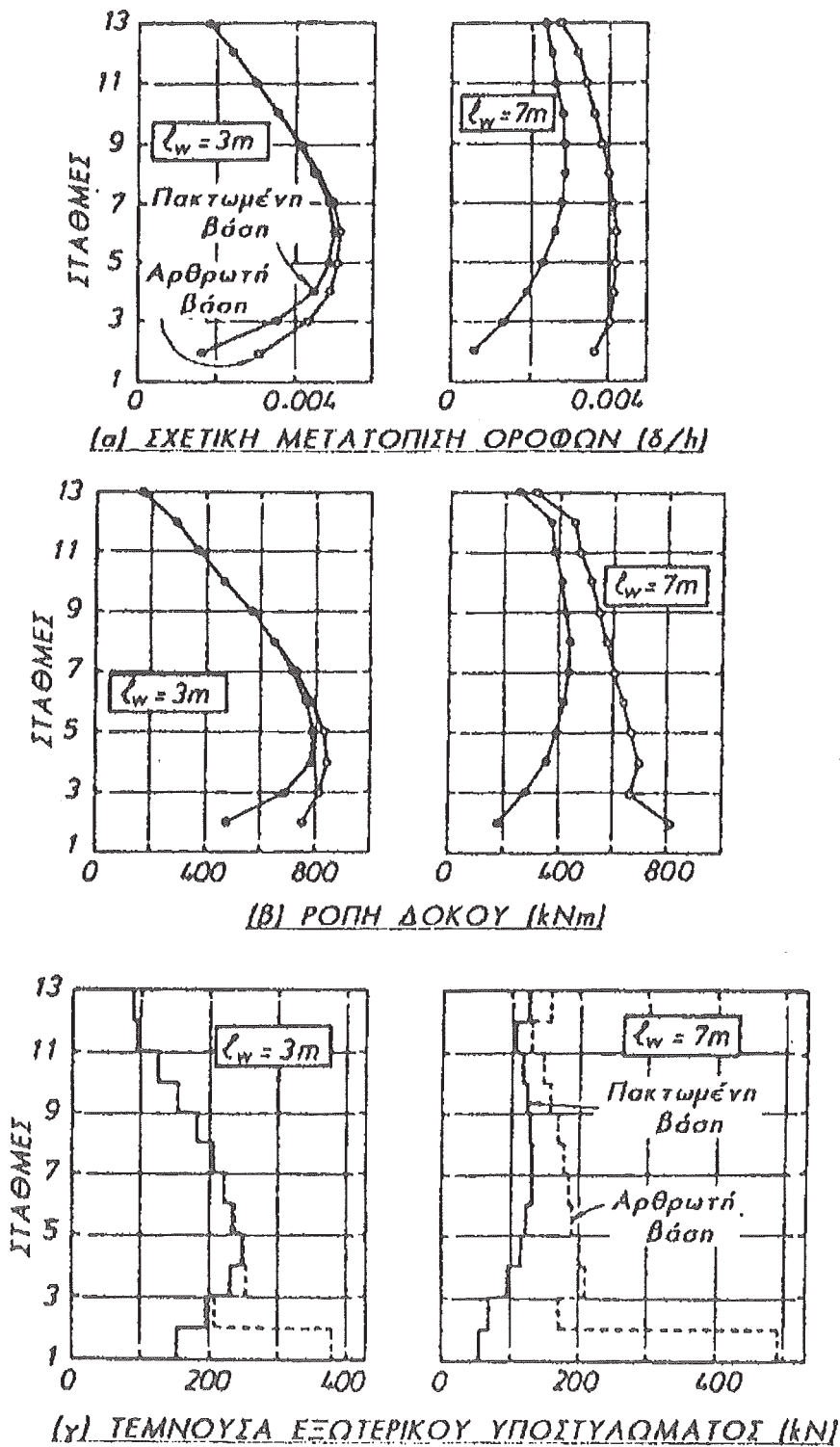
Σχήμα 3. Συμμετοχές τοιχώματος και πλαισίου στην παραλαβή των ροπών ανατροπής και τεμνουσών ορόφων, σε τρία παραδείγματα ελαστικών φορέων

Το Σχήμα 3(β) δείχνει τον καταμερισμό των οριζοντίων τεμνουσών ορόφων μεταξύ τοιχωμάτων και πλαισίων. Βλέπουμε ότι όσο πιο εύκαμπτα είναι τα τοιχώματα τόσο ταχύτερα μειώνεται με το ύψος η συμμετοχή τους στη διατμητική αντίσταση. Για παράδειγμα, χρησιμοποιώντας τοίχωμα 4 m, περισσότερο από το 80% των τεμνουσών ορόφων, πάνω από τον τρίτο όροφο, πρέπει να αναληφθεί από τα υποστυλώματα των πλαισίων. Το Σχήμα 3 τονίζει το γεγονός ότι τοιχώματα-πρόβολοι υβριδικών συστημάτων μπορούν να έχουν σημαντική συμμετοχή στην αντίσταση των οριζοντίων δυνάμεων, αλλά μόνο στους κατώτερους ορόφους.

Για λόγους ευκολίας, η σχετική συμμετοχή των συνολικών οριζοντίων δυνάμεων στατικής φόρτισης στο κτίριο, στη βάση όλων των τοιχωμάτων-προβόλων, στη διατμητική αντίσταση, μπορεί να εκφραστεί από το λόγο του αθροίσματος των οριζοντίων τεμνουσών που αποδίδονται στα τοιχώματα και της συνολικής τέμνουσας που θα αναληφθεί, όπου και οι δύο τιμές έχουν ληφθεί στη βάση του φορέα. Αυτός ο λόγος τέμνουσας τοιχώματος, θα χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια για την εκτίμηση των μεγίστων πιθανών απαιτήσεων τέμνουσας τοιχώματος στη διάρκεια διατμητικής απόκρισης. Ο λόγος αυτός δεν ισχύει για την κατανομή ροπής των τοιχωμάτων. Για τα τρία παραδείγματα φορέων που έχουν επιλεγεί, οι σχετικές τιμές για αυξανόμενο μήκος τοιχώματος είναι $\eta_w = 0.59, 0.75,$ και 0.83 , όπως δείχνει και το Σχήμα 3(β).

Η συμβολή υποστυλωμάτων και δοκών στη συνολική αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις ενός φορέα παρόμοιου με του Σχήματος 2, με αλληλεπιδρώντες εύκαμπτους και σχετικά άκαμπτους προβόλους, παρουσιάζεται με τις συνεχείς καμπύλες στο Σχήμα

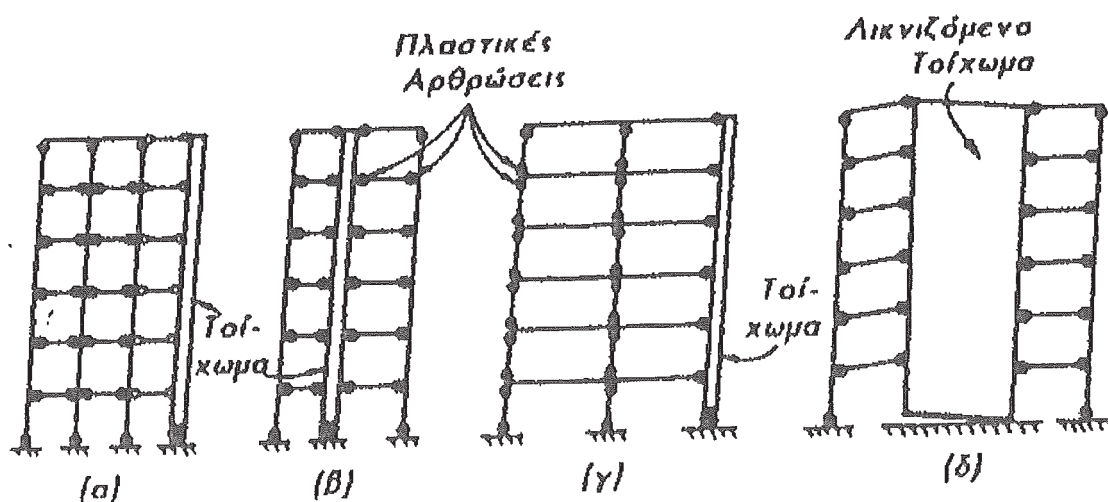
4(β) και (γ). Όπως αναμένεται, τα διαγράμματα κατανομής των ροπών δοκών και τεμνουσών υποστηλωμάτων καθύψος είναι πολύ παρόμοια. Η επίδραση της ακαμψίας ενός μεγαλύτερου τοιχώματος, με όρους περιορισμού της σχετικής μετατόπισης ορόφων, φαίνεται όταν συγκρίνονται οι κατανομές στο Σχήμα 4(α).



Σχήμα 4. Σύγκριση (α) σχετικών μετατοπίσεων ορόφων, (β) ροπών δοκών και (γ) τεμνουσών υποστηλωμάτων

Καθώς η καμπτική απόκριση των τοιχωμάτων αποσκοπεί στον περιορισμό των βελών στα μικτά συστήματα, δε θα πρέπει να ανακύπτει κίνδυνος ανάπτυξης μαλακού ορόφου. Ο μελετητής, επομένως, μπορεί να επιλέξει ελεύθερα εκείνα τα μέλη ή τις θέσεις στα πλαίσια όπου θα συμβεί διάχυση ενέργειας. Ένας προτιμώμενος και πρακτικός μηχανισμός για τον τύπο πλαισίου του Σχήματος 2 φαίνεται στο Σχήμα 5(α). Σ' αυτό το πλαίσιο, οι πλαστικές αρθρώσεις υποχρεώνονται να αναπτυχθούν σε όλες τις δοκούς και στη βάση όλων των κατακορύφων στοιχείων. Στη στάθμη της στέγης, οι πλαστικές αρθρώσεις μπορούν να σχηματιστούν είτε στις δοκούς είτε στα υποστυλώματα. Το κύριο πλεονέκτημα αυτού του μηχανισμού είναι στη διαμόρφωση λεπτομερειών των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων. Γενικά, είναι ευκολότερο να διαμορφωθούν οι λεπτομέρειες για πλαστική στροφή δοκού παρά των άκρων υποστυλώματος. Επιπλέον, η αποφυγή πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα επιτρέπει την κατασκευή ενώσεων με παράθεση στο κάτω άκρο, παρά στο μέσο του ύψους, των υποστυλωμάτων σε κάθε ανώτερο όροφο.

Όταν χρησιμοποιούνται δοκοί μεγάλου ανοίγματος, και ιδιαίτερα όταν η αντοχή των δοκών διέπεται από φορτία βαρύτητας παρά από σεισμικές δυνάμεις, ίσως είναι προτιμότερο να επιτραπεί η ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων και στα δύο άκρα όλων των υποστυλωμάτων, σε όλο το ύψος του φορέα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5(7γ).



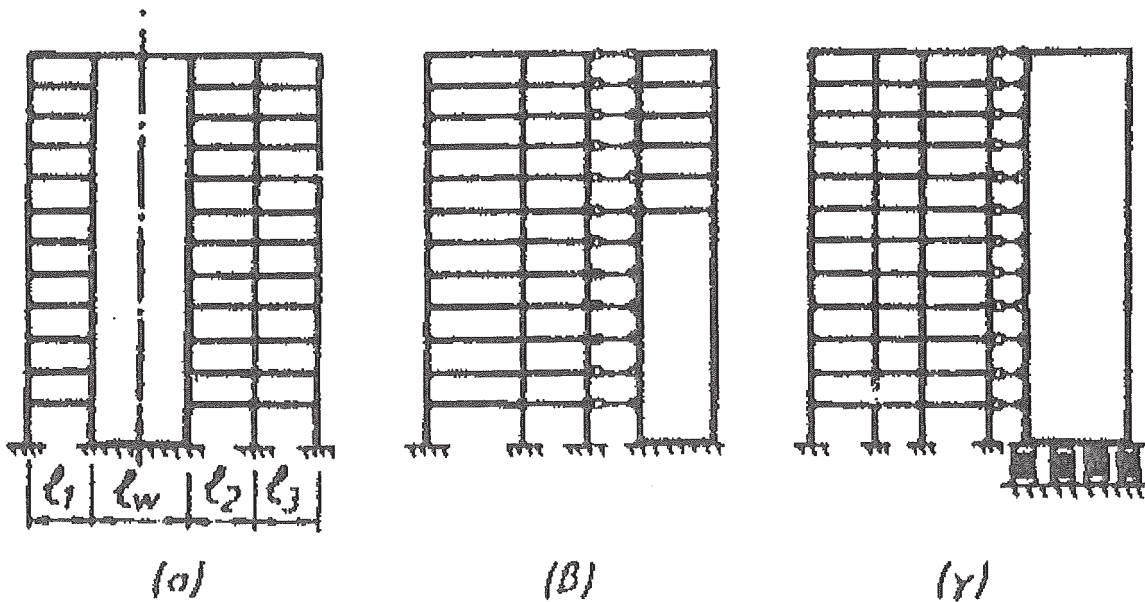
Σχήμα 5. Μηχανισμοί διάχυσης ενέργειας που συνδέονται με διαφορετικά μικτά συστήματα.

Πλάστιμα Πλαίσια και Τοιχώματα Συζευγμένα με Δοκούς

Αντί να αποτελούν μεμονωμένους ανεξάρτητους προβόλους, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1, τα φέροντα τοιχώματα μπορεί να συνδέονται με τα γειτονικά πλαίσια με συνεχείς δοκούς, παράλληλες στο επίπεδό τους. Το μοντέλο τέτοιου συστήματος φαίνεται στο Σχήμα 6(α). Δοκοί με μήκος ανοίγματος l_1 και l_2 , συνδέονται άκαμπτα με τα τοιχώματα. Αυτοί οι φορείς μπορούν να προσομοιωθούν με πλαίσια, στα οποία οι δοκοί που συνδέονται με το τοίχωμα επεκτείνονται με βραχίονες άπεφης ακαμψίας που καταλήγουν και συνδέονται στον άξονα του τοιχώματος.

Αυτός ο τύπος συστήματος μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί στο κτίριο που φαίνεται στο Σχήμα 2(α), εφόσον τα τοιχώματα πρόκειται να συνδεθούν με τα γειτονικά υποστυλώματα με τη χρήση δοκών που αναλαμβάνουν κυρίως οριζόντια φορτία. Σ' αυτή την περίπτωση, ολόκληρο το στατικό σύστημα θα αποτελείται από επτά πλάστιμα πλαίσια, που φαίνονται στο Σχήμα 2(β), και δύο συζευγμένα πλαίσια τοιχωμάτων του τύπου που δίνεται στο Σχήμα 6(α).

Πριν οριστικοποιηθεί ο σχεδιασμός των μεμονωμένων μελών, είναι αναγκαίο να εντοπιστούν σαφώς στις δοκούς και τα υποστυλώματα οι θέσεις στις οποίες αποσκοπείται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, ώστε να επιτραπεί η εφαρμογή της διαδικασίας του ικανοτικού σχεδιασμού. Ένας πιθανός μηχανισμός, που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σ' αυτόν τον τύπο συστήματος, φαίνεται στο Σχήμα 5(β). Οι αρθρώσεις δοκών πρέπει να σχηματιστούν κοντά ή στα άκρα των τοιχωμάτων. Στα υποστυλώματα όμως, ο μελετητής μπορεί να αποφασίσει να επιτρέψει το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς ή στα υποστυλώματα, πάνω ή κάτω από κάθε στάθμη ορόφου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5(γ).



Σχήμα 6. Προσομείωση διαφορετικών τύπων μικτών συστημάτων.

ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ένα σημαντικό κριτήριο για το σχεδιασμό θεμελίωσεων αντισεισμικών κατασκευών είναι ότι το σύστημα θεμελίωσης πρέπει να είναι ικανό να στηρίξει τα φορτία σχεδιασμού λόγω βαρύτητας ενώ παράλληλα να διατηρεί τους επιλεγμένους μηχανισμούς διάχυσης της σεισμικής ενέργειας. Το σύστημα θεμελίωσης σ' αυτή την περίπτωση περιλαμβάνει το φορέα θεμελίωσης από οπλισμένο σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, τους πασσάλους ή τα φρέατα, και το έδαφος έδρασης. Σ' αυτό το κεφάλαιο, σκοπεύουμε να τονίσουμε μόνο μερικά ειδικά σεισμικά χαρακτηριστικά του συστήματος θεμελίωσης.

Για τη σύλληψη ενός αξιόπιστου συστήματος θεμελίωσης, είναι βασικό να ορίζονται με σαφήνεια όλοι οι μηχανισμοί με τους οποίους μεταβιβάζονται στο έδαφος οι σεισμικές δράσεις του φορέα. Στη συνέχεια, ο ρόλος της διάχυσης ενέργειας μπορεί να αποδοθεί στην ανωδομή ή και στο φορέα θεμελίωσης, με τρόπο που οι αναμενόμενες απαιτήσεις τοπικής παραμόρφωσης να παραμείνουν μέσα στις αναγνωρισμένες δυνατότητες των επιλεγμένων στοιχείων σκυροδέματος ή τοιχοποιίας. Είναι ιδιαίτερα σημαντικό να εξασφαλιστεί ότι οποιαδήποτε βλάβη μπορεί να προκληθεί στο σύστημα θεμελίωσης δε θέτει σε κίνδυνο τη φέρουσα ικανότητα σχετικά με τα φορτία βαρύτητας.

Κατά την ανασκόπηση των γενικών αρχών που μπορεί να διέπουν την επιλογή συστήματος θεμελίωσης, θα εξεταστούν οι δυνατοί μηχανισμοί αστοχίας οι σχετικοί με τις σεισμικές δράσεις. Στην ανασκόπηση αυτή, δίνεται ιδιαίτερη προσοχή ξεχωριστά στα συστήματα θεμελίωσης που είναι κατάλληλα να στηρίζουν ανωδομές τύπου πλάστιμου πλαισίου και ανωδομές τύπου φέροντος τοιχώματος. Ωστόσο, δεν επιχειρούμε να δώσουμε λεπτομερείς συστάσεις για τη διαστασιολόγηση και διαμόρφωση λεπτομερειών των στοιχείων φορέων θεμελίωσης, καθώς εφαρμόζονται οι αρχές που ισχύουν για τα στοιχεία τυπικών ανωδομών, που έχουν καλυφθεί σε προηγούμενα κεφάλαια.

Η αναμενόμενη σεισμική απόκριση του φορέα θεμελίωσης υπαγορεύει την αναγκαία διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης. Όπου δεν υπάρχει δυνατότητα να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις στη διάρκεια σεισμικής απόκρισης, είναι επαρκής η διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης, όπως στα στοιχεία θεμελίωσης που υποβάλλονται σε φορτία προκαλούμενα από βαρύτητα και άνεμο. Όμως, όπου στη διάρκεια επιβολής σεισμικών δράσεων πρέπει να συμβεί διαρροή σε ορισμένα από τα στοιχεία του φορέα θεμελίωσης, τα επηρεαζόμενα στοιχεία πρέπει να έχουν διαμόρφωση λεπτομερειών σύμφωνα με τις αρχές που παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια, για να τους επιτρέψουν να υποστηρίξουν τις επιβαλλόμενες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Άρα, στο στάδιο σύλληψης του σχεδιασμού πρέπει να ληφθεί σαφής απόφαση σχετικά με την αποδοχή ανελαστικών παραμορφώσεων μέσα στο σύστημα θεμελίωσης. Επίσης, σ' αυτό το κεφάλαιο εξετάζουμε ξεχωριστά τα ελαστικά και τα πλάστιμα συστήματα θεμελίωσης.

Οι ροπές και οι τέμνουσες στο σύστημα θεμελίωσης μπορεί να επηρεαστούν έντονα από την κατανομή των εδαφικών πιέσεων αντίδρασης, που προκαλούνται στο έδαφος έδρασης. Συνεπώς, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι αβεβαιότητες της αντοχής και

ακαμψίας του εδάφους, ιδιαίτερα σε επαναλαμβανόμενες δυναμικές δράσεις, εξετάζοντας διάστημα πιθανών τιμών για τις εδαφικές ιδιότητες.

ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΚΟΠΟΥΜΕΝΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Πρέπει να γίνει σαφής διάκριση μεταξύ ελαστικής και ανελαστικής απόκρισης για την ανωδομή και για το σύστημα Θεμελίωσης. Αυτή η διάκριση είναι προϋπόθεση της τερμινιστικής φιλοσοφίας του αντισεισμικού σχεδιασμού που έχει διατυπωθεί στα προηγούμενα κεφάλαια. Αν και υπάρχουν περιπτώσεις όπου το σύνθετο σύστημα ανωδομής- Θεμελίωσης δε συμφωνεί εύκολα με τις κατηγορίες που παρουσιάζονται εδώ, οι αρχές που περιγράφονται επιτρέπουν στους μελετητές να αναπτύξουν με ευκολία κατάλληλες προσεγγίσεις για ενδιάμεσα συστήματα. Η επιλογή μεταξύ ελαστικής και ανελαστικής απόκρισης Θεμελίωσης εξαρτάται σε κάποιο βαθμό από τη φιλοσοφία που υιοθετείται για το σχεδιασμό της ανωδομής.

Πλάστιμες Ανωδομές

Σε προηγούμενα κεφάλαια, περιγράψαμε αναλυτικά την εφαρμογή των αρχών του ικανοτικού σχεδιασμού σε πλάστιμες ανωδομές, με τρόπο που να εξασφαλίζει ότι διάχυση ενέργειας προκύπτει μόνον από πλάστιμους μηχανισμούς ενώ οι υπόλοιπες περιοχές διαθέτουν επαρκή εφεδρική αντοχή για να αποκλείουν σε κάθε ενδεχόμενο τη δυνατότητα ψαθυρής αστοχίας. Για να επιτρέψουμε σε μία τέτοια πλάστιμη ανωδομή να αναπτύξει την πλήρη αντοχή της κάτω από την επίδραση οριζοντίων δυνάμεων, και συνεπώς και την αποσκοπούμενη πλαστιμότητα, ο φορέας Θεμελίωσης πρέπει να είναι ικανός να μεταβιβάσει τις δράσεις υπεραντοχής από την ανωδομή στο έδαφος έδρασης ή τους πασσάλους.

Ελαστικές Ανωδομές

Σε ορισμένες περιπτώσεις, η απόκριση της ανωδομής στον ισχυρότερο αναμενόμενο σεισμό είναι ελαστική. Αυτό μπορεί να είναι αποτέλεσμα απόφασης σχεδιασμού ή απαιτήσεων κανονισμού για ελάχιστα ποσοστά οπλισμού στην ανωδομή, το οποία παρέχουν επαρκή αντοχή για πραγματικά ελαστική απόκριση. Συστήματα θεμελίωσης που στηρίζουν τέτοιες ελαστικές ανωδομές μπορούν συνεπώς να καταταχθούν σε τρεις ομάδες:

(α) Ελαστικά Συστήματα Θεμελίωσης. Όταν είναι κατάλληλη η διαδικασία σχεδιασμού ελαστικής απόκρισης, ολόκληρο το δόμημα μαζί με τη θεμελίωση αναμένεται να αποκριθεί μέσα στα ελαστικά όρια. Συνήθως, τα κριτήρια συνολικής ευστάθειας (ανατροπής) γι' αυτή την υψηλή στάθμη οριζοντίων δυνάμεων μπορούν να ικανοποιηθούν μόνο σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας ή σε χαμηλά κτίρια με φέροντα τοιχώματα.

(β) Πλάστιμα Συστήματα Θεμελίωσης. Όταν η πιθανή αντοχή της ανωδομής σε σχέση με τις καθοριζόμενες οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις είναι υπερβολική, ο μελετητής μπορεί να

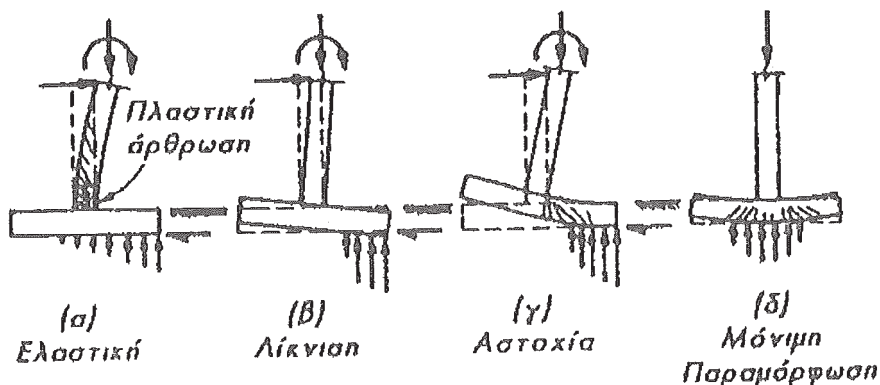
επιλέξει το φορέα Θεμελίωσης για να περιορίσει τις οριζόντιες δυνάμεις που πρόκειται να αναληφθούν. Σε τέτοιες περιπτώσεις, επιλέγεται ο φορέας Θεμελίωσης παρά η ανωδομή ως ώρια πηγή διάχυσης ενέργειας στη διάρκεια της ανελαστικής απόκρισης. Όλες οι απαιτήσεις σχετικά με την πλάσιμη συμπεριφορά είναι εφαρμόσιμες στο σχεδιασμό στοιχείων ενός τέτοιου φορέα Θεμελίωσης. Όμως, πριν επιλέξει ένα τέτοιο σύστημα, ο μελετητής πρέπει να σταθμίσει προσεκτικά τις συνέπειες πιθανής βλάβης στη διάρκεια σεισμών μέτριας έντασης. Οι ρωγμές, που μπορεί να είναι μεγάλες αν έχει συμβεί κάποια διαρροή, και οι αποφλοιώσεις του σκυροδέματος μπορεί να είναι δύσκολο να εντοπιστούν. Επιπλέον, λόγω της δυσκολίας πρόσβασης στα μέλη του φορέα Θεμελίωσης, η οποία μπορεί κάλλιστα να είναι κάτω από τη στάθμη των υπογείων υδάτων, οι εργασίες επισκευών θα είναι μάλλον δαπανηρές.

(γ) Λικνιζόμενα Στατικά Συστήματα. Ένα συνηθισμένο χαρακτηριστικό στο σχεδιασμό αντισεισμικών φερόντων τοιχωμάτων είναι η δυσκολία με την οποία το σύστημα θεμελίωσης μπορεί να απορροφήσει την καμπτική ικανότητα τέτοιων τοιχωμάτων, ακόμη κι όταν είναι μέτρια σπλισμένα, χωρίς να γίνει ασταθές (δηλαδή χωρίς να ανατραπεί). Σε τέτοιες περιπτώσεις, ο μελετητής μπορεί να επιλέξει ως ώριο μηχανισμό αντίστασης στο σεισμό τη λίκνιση μερών ή και ολόκληρου του φορέα. Επομένως, τα λικνιζόμενα μέρη της ανωδομής και τα αντίστοιχα μέλη της Θεμελίωσης μπορούν να σχεδιαστούν ώστε να παραμείνουν ελαστικά στη διάρκεια των λικνιστικών κινήσεων.

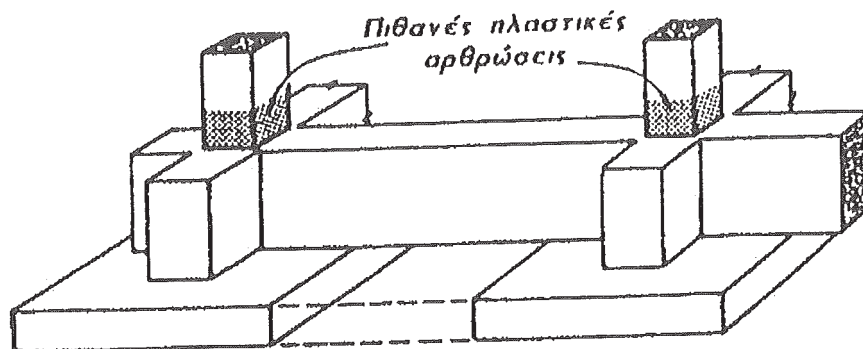
ΦΟΡΕΙΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Μεμονωμένα Πέδιλα

Δυνάμεις από φορτία βαρύτητας και σεισμικές δυνάμεις σε μεμονωμένα υποστυλώματα μπορούν να μεταβιβαστούν στο έδαφος Θεμελίωσης με μεμονωμένα πέδιλα, που φαίνονται στο Σχήμα 1. Η ικανοτική ροπή ανατροπής τέτοιων πεδίων εξαρτάται από το αξονικό θλιπτικό φορτίο, που δρα στα υποστυλώματα ταυτόχρονα με την οριζόντια σεισμική δύναμη, κι από τις διαστάσεις του πεδίου.



Σχ.1. Απόκριση μεμονωμένων πεδίων.



Σχ.2. Συνεργαζόμενα πέλδια.

Η συνηθισμένη και επιθυμητή περίπτωση, όπου η πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος μπορεί να ανυπτυχθεί με καμπτική υπεραντοχή ενώ το υποστύλωμα παραμένει ελαστικό, φαίνεται στο Σχήμα 1(α). Αν το πέλδιλο δεν είναι αρκετά μεγάλο, μπορεί να συμβεί λίκνιση ή κλίση λόγω πλαστικών παραμορφώσεων στο έδαφος. Όταν το πέλδιλο δεν προστατεύεται με την εφαρμογή αρχών ικανοτικού σχεδιασμού, μπορεί να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις μόνο στο πέλδιλο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1(γ). Αν συμβούν αυτές οι παραμορφώσεις λόγω σεισμικής προσβολής και στην άλλη διεύθυνση, μπορεί να χαθεί η φέρουσα ικανότητα στις ακμές του πεδίλου, για την ανάληψη φορτίων βαρύτητας [Σχήμα 1(δ)]. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στη διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης του κόμβου υποστυλώματος-πεδίλου. Μεμονωμένα πέλδια του τύπου που εξετάστηκε εδώ είναι κατάλληλα μόνο για μονώροφα ή διώροφα κτίρια.

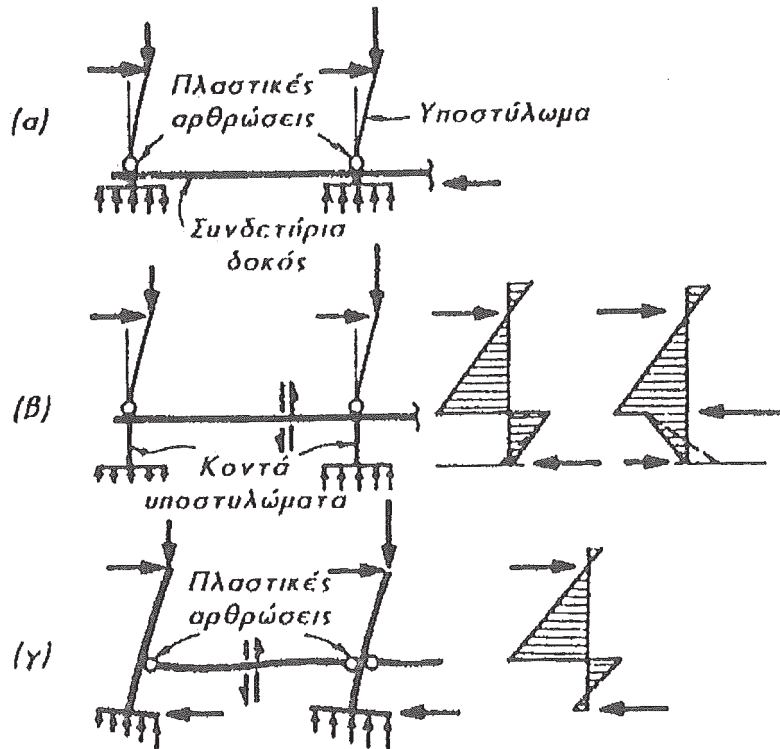
Πέλδια με Συνδετήριες Δοκούς

Ένας πιο εφικτός τρόπος για την απορρόφηση μεγάλων ροπών που μεταβιβάζονται από πλαστικές αρθρώσεις στις βάσεις υποστυλωμάτων είναι η χρήση ακάμπτων συνδετηρίων δοκών μεταξύ των πεδίων. Το Σχήμα 2 δείχνει ότι μπορεί να παρασχεθεί υψηλός βαθμός ελαστικής πάκτωσης των υποστυλωμάτων έναντι στροφής. Το ύψος των συνδετηρίων δοκών συνήθως επιτρέπει τις ροπές υπεραντοχής από τις βάσεις των υποστυλωμάτων να αναληφθούν με ευκολία από την υπολογιστική αντοχή των δοκών. Αν και τα ίδια τα πέλδια μπορεί να μεταβιβάζουν κάποιες ροπές, συνήθως αρκεί αυτά να σχεδιαστούν για να μεταβιβάζουν στο έδαφος μόνο τα αξονικά φορτία των υποστυλωμάτων, λόγω δυνάμεων βαρύτητας και σεισμικών δυνάμεων. Οι δεύτερες συνδέονται με τις δράσεις υπεραντοχής του μηχανισμού που αναπτύσσεται στην ανωδομή πλάστιμου πλαισίου, όπως αυτές έχουν εξαχθεί στο Εδάφιο 4.6.6. Οι τέμνουσες από τις συνδετήριες δοκούς πρέπει επίσης να περιληφθούν. Το μοντέλο αυτού του φορέα φαίνεται στο Σχήμα 9.3(α).

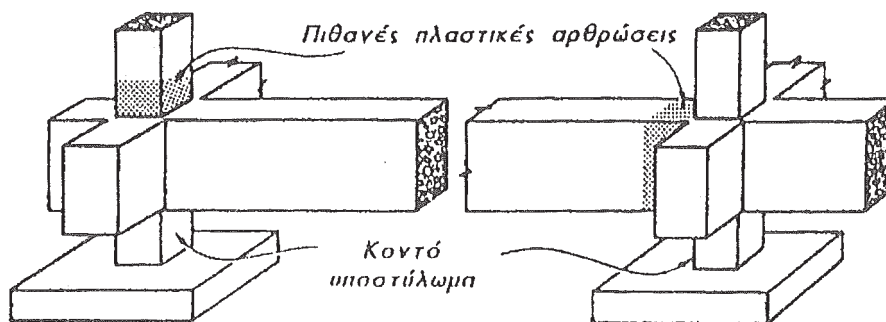
Όταν η υπολογιστική αντοχή του φορέα Θεμελίωσης, που φαίνεται στο Σχήμα 2, βασίζεται στο φορτίο που εισάγεται από την ανωδομή σε στάθμη υπεραντοχής, δε θα συμβεί διαρροή και συνεπώς δε χρειάζεται να εφαρμοστούν οι ειδικές απαιτήσεις λεπτομερειών όπλισης για πλαστιμότητα.

Οι κόμβοι μεταξύ υποστυλωμάτων και συνδετηρίων δοκών πρέπει να τύχουν της δέουσας προσοχής. Αν χρειάζεται να μειωθεί η τάση έδρασης των πεδίων, τότε μπορούν

να ενωθούν όπως δείχνουν οι διακεκομμένες γραμμές στο Σχήμα 2, για να προκύψει κοινό πέδιλο.



Σχ.3. Μοντέλα πεδίων με συνδετήριες δοκούς.



Σχ.4. Συνεργαζόμενα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς και κοντά υποστυλώματα.

Όταν το στρώμα ασφαλούς έδρασης είναι σε μεγαλύτερο βάθος, συχνά χρησιμοποιούνται κοντά υποστυλώματα ή βάρθρα που εκτείνονται μεταξύ του πεδίου και της συνδετήριας δοκού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4. Τα κοντά υποστυλώματα απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή αν πρόκειται να αποφευχθούν οι ανελαστικές παραμορφώσεις και η διατμητική αστοχία. Γενικά, είναι προτιμότερο να περιοριστεί η διάχυση ενέργειας στις πλαστικές αρθρώσεις των υποστυλωμάτων πάνω από τις συνδετήριες δοκούς, όπως δείχνει το αριστερό τμήμα του Σχήματος 4. Το μοντέλο του Σχήματος 3(β) δείχνει ότι οι ροπές και οι τέμνουσες για τα κοντά υποστυλώματα θα επηρεαστούν από τη μορφή της οριζόντιας

διατμητικής σεισμικής αντίστασης και το βαθμό στρεπτικής πάκτωσης που παρέχει το πέδιλο. Συνεπώς, είναι σημαντικό να αποδείξουμε αν οι τέμνουσες υποστυλώματος αναλαμβάνονται στη στάθμη των πεδίων ή στη στάθμη της συνδετήριας δοκού.

Σε εξαιρετικές περιπτώσεις, οι συνδετήριες δοκοί μπορεί να εξαναγκαστούν στην ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3(γ) και στο δεξιό τμήμα του Σχήματος 4. Συνδετήριες δοκοί που εκτείνονται και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις εξυπηρετούν επίσης το σκοπό εξασφάλισης της ενεργού αλληλεπίδρασης όλων των στοιχείων μέσα στο σύστημα Θεμελίωσης, ως ενιαίας μονάδας.

Οι εκτιμήσεις μεταβίβασης οριζοντίου φορτίου μεταξύ πεδίων και εδάφους είναι μάλλον χονδροειδείς. Συνεπώς, πρέπει να γίνει κάποια πρόβλεψη για την οριζόντια ανακατανομή των οριζοντίων δυνάμεων μεταξύ μεμονωμένων βάσεων υποστυλωμάτων. Οι κανονισμοί συνιστούν αυθαίρετες στάθμες αξονικών δυνάμεων που παράγουν θλίψη ή εφελκυσμό, που πρέπει να ληφθούν υπόψη μαζί με τις ροπές κάμψης που δρουν στις συνδετήριες δοκούς ή Θεμελιοδοκούς. Η τυπική στάθμη της δύναμης σχεδιασμού για τέτοια δοκό είναι της τάξης του 10ο/ο του μεγίστου αξονικού φορτίου που θα μεταβιβαστεί από οποιοδήποτε από τα δύο γειτονικά υποστυλώματα.

Προσοχή πρέπει να δοθεί στην προσομοίωση της βάσης υποστυλωμάτων για πλάστιμα πλαίσια. Η κοινή παραδοχή πλήρους πάκτωσης στη βάση του υποστυλώματος μπορεί να ισχύει μόνο για υποστυλώματα που στηρίζονται σε άκαμπτες θεμελιώσεις με γενική κοιτόστρωση, ή σε μεμονωμένα πέδιλα που εδράζονται σε κοντούς άκαμπτους πασσάλους ή σε τοιχώματα υπογείων. Πέδιλα θεμελίων που εδράζονται σε παραμορφώσιμο έδαφος μπορεί να έχουν σημαντική δυνατότητα στροφής, που καταλήγει σε ροπές υποστυλωμάτων του κατώτερου ορόφου σημαντικά διαφορετικές απ' αυτές που προκύπτουν με την παραδοχή άκαμπτης βάσης. Η συνέπεια μπορεί να είναι μη αναμενόμενη άρθρωση υποστυλώματος στην κορυφή των υποστυλωμάτων του κατώτερου ορόφου. Σε τέτοιες περιπτώσεις, η βάση του υποστυλώματος πρέπει να προσομοιώνεται με στρεπτικό ελατήριο [Σχήμα 5(β)], με ακαμψία

$$M/\theta = K_f = k_s I_f \quad (9.1)$$

όπου k_s είναι ο κατακόρυφος δείκτης εδάφους [μονάδες: MPa/m] και I_f είναι η ροπή αδρανείας της διεπιφάνειας πεδίου/εδάφους που αντιστοιχεί στη στροφή του πεδίου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5(α). Για προγράμματα υπολογιστή που δεν έχουν την ευκολία άμεσης εισαγωγής των χαρακτηριστικών στρεπτικών ελατηρίων, η δυνατότητα στροφή της Θεμελίωσης μπορεί να προσομοιωθεί με τη χρήση πλασματικού μέλους υποστυλώματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5(γ), με μήκος l και ακαμψία EI , έτσι ώστε

$$K = 4EI/l = k_s I_f \quad (9.2)$$

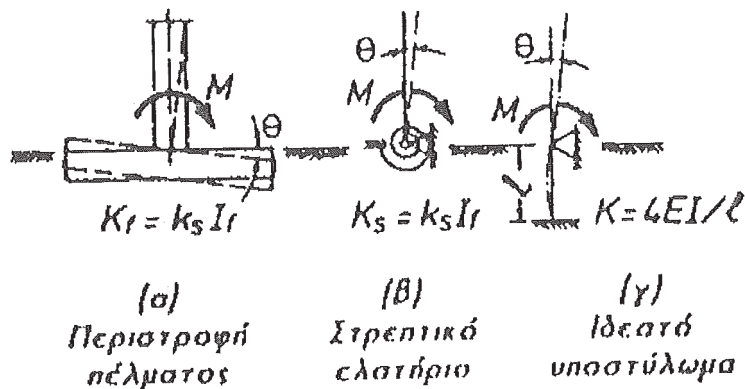
Υπόγεια

Όταν υπάρχουν υπόγεια που εκτείνονται σε έναν ή περισσότερους ορόφους κάτω από το ισόγειο, και η σχετική μετακίνηση στο πρώτο ή το δεύτερο υπόγειο είναι πολύ μικρή λόγω της παρουσίας των τοιχωμάτων του υπογείου, τότε έχουμε ιδανικές συνθήκες

Θεμελίωσης για τα πλάστιμα πλαίσια της ανωδομής. Επομένως, κανονικά δεν πρέπει να προκύψουν δυσκολίες στην εξασφάλιση ελαστικού συστήματος Θεμελίωσης που θα απορροφήσει με ευκολία τις δράσεις από την ανωδομή στη στάθμη υπεραντοχής.

ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

Συχνά, η σεισμική αντίσταση, αντί να είναι κατανεμημένη σε ολόκληρη την κάτοψη του κτιρίου, είναι συγκεντρωμένη σε μερικές θέσεις όπου έχουν τοποθετηθεί φέροντα τοιχώματα. Ως επακόλουθο, η τοπική απαίτηση για τη Θεμελίωση μπορεί να είναι πολύ μεγάλη και μάλιστα κρίσιμη. Η συμπεριφορά του συστήματος Θεμελίωσης επηρεάζει έντονα την απόκριση της ανωδομής από φέροντα τοιχώματα. Γι' αυτούς τους λόγους, οι φορείς Θεμελίωσης που στηρίζουν συστήματα τοιχωμάτων εξετάζονται εδώ πιο αναλυτικά.



Σχ.5. Μοντέλο στρεπτικής ακαμψίας βάσης υποστυλώματος.

Ελαστικές Θεμελιώσεις Τοιχωμάτων

Ο σχεδιασμός ελαστικών συστημάτων Θεμελίωσης για ελαστικά αποκρινόμενους φορείς δεν είναι πολύπλοκος. Οι απλές αρχές που αφορούν τις πλάστιμες αναδομές μπορούν να διατυπωθούν ως εξής:

1. Οι δράσεις που μεταβιβάζονται στο φορέα Θεμελίωσης πρέπει να προκύψουν από τον κατάλληλο συνδυασμό σεισμικών δράσεων και δράσεων βαρύτητας, κατά την ανάπτυξη υπεραντοχής των σχετικών διατομών που διαρρέουν σε κάμψη σύμφωνα με τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού. Για να προσδιοριστούν οι αντίστοιχες δράσεις σχεδιασμού σε διάφορα στοιχεία του φορέα Θεμελίωσης, πρέπει να προσδιοριστούν οι κατάλληλες

"εδαφικές αντιδράσεις" ή "αντιδράσεις πασσάλων" .Σ' αυτή τη διαδικασία, ίσως χρειαστεί να γίνουν περιοριστικές παραδοχές για να καλυφθούν αβεβαιότητες στην αντοχή και την ακαμψία του εδάφους.

Όταν οι θεμελιώσεις σχεδιάζονται για πλάστιμα τοιχώματα-προβόλους, οι δράσεις που μεταβιβάζονται από την ανελαστική ανωδομή στο φορέα θεμελίωσης πρέπει να είναι:

(α) Η ροπή κάμψης πρέπει να είναι αυτή που αντιστοιχεί στην καμπτική υπεραντοχή της διατομής βάσης του τοιχώματος, που αναπτύσσεται ταυτόχρονα με το φορτίο βαρύτητας πολλαπλασιασμένο με τους κατάλληλους συντελεστές. Αυτή η ροπή θα είναι, από την Εξίσωση (5.13), $\varphi_0 \cdot \omega \cdot M_E$, όπου φ_0 , ω συντελεστής υπεραντοχής τοιχώματος και M_E ροπή βάσης που προκύπτει από τις οριζόντιες δυνάμεις που καθορίζει ο κανονισμός.

(β) Η σεισμική τέμνουσα, που υποτίθεται ότι μεταβιβάζεται στη βάση του προβόλου, πρέπει να λαμβάνεται ως η κρίσιμη τέμνουσα που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό της ζώνης πλαστικής άρθρωσης του τοιχώματος, δηλαδή $V_{wall} = \omega_0 \cdot \varphi_0 \cdot V_E$ όπου ω_0 είναι συντελεστής δυναμικής μεγέθυνσης τέμνουσας και V_E τέμνουσα που λαμβάνεται από τις οριζόντιες δυνάμεις που καθορίζει ο κανονισμός.

2. Όλα τα στοιχεία του φορέα θεμελίωσης πρέπει να έχουν υπολογιστικές αντοχές ίσες ή μεγαλύτερες από τις ροπές και τις δυνάμεις που προκύπτουν από τη σεισμική υπεραντοχή της ανωδομής τοιχωμάτων.

3. Οι επιφάνειες έδρασης των πεδίων, πασσάλων, ή φρεάτων πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να αναπτύσσονται αμελητέες ανελαστικές παραμορφώσεις στο έδαφος έδρασης, κάτω από την επίδραση των δράσεων που αντιστοιχούν στην υπεραντοχή της ανωδομής.

4. Επειδή η διαρροή, και συνεπώς η διάχυση ενέργειας, δεν αναμένεται να συμβεί σε στοιχεία φορέα θεμελίωσης που έχει σχεδιαστεί μ' αυτόν τον τρόπο, δε χρειάζεται να ικανοποιούνται οι ειδικές απαιτήσεις για αντισεισμική διαμόρφωση των λεπτομερειών όπλισης. Αυτό, για παράδειγμα, σημαίνει ότι μπορεί να δοθεί αξιοπιστία στη συμβολή του σκυροδέματος να αναλάβει τέμνουσες, και ότι ο εγκάρσιος οπλισμός περίσφιξης του σκυροδέματος ή σταθεροποίησης των θλιβομένων ράβδων χρειάζεται να διατίθεται μόνο σε φορείς οπλισμένου σκυροδέματος με φορτία βαρύτητας.

5. Οι αρχές που περιγράφονται πιο πάνω ισχύουν εξίσου για τοιχώματα από τοιχοποιία και τοιχώματα πλάστιμων μικτών στατικών συστημάτων.

Πλάστιμες Θεμελιώσεις Τοιχωμάτων

Για τον τύπο απόκρισης θεμελίωσης, η κύρια πηγή διάχυσης ενέργειας αναμένεται να είναι ο φορέας θεμελίωσης. Και πάλι τονίζεται ότι οι συνέπειες της εκτεταμένης ρηγματώσεως των στοιχείων που είναι κάτω από την επιφάνεια του εδάφους πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά πριν υιοθετηθεί αυτό το σύστημα. Όταν προχωρήσουμε στο σχεδιασμό, πρέπει να ληφθούν υπόψη τα επόμενα θέματα:

1. Θεμελίωσης, ο μελετητής πρέπει να ορίσει με σαφήνεια τις περιοχές διαρροής. Επιπλέον, όταν τα μέλη έχουν διαστάσεις αξιοσημείωτα διαφορετικές από εκείνες που συναντώνται σε πλαίσια, η ικανότητα πλαστιμότητας που πιθανόν θα απαιτηθεί στις πιθανές πλαστικές αρθρώσεις ίσως χρειαστεί να ελεγχθεί. Αν πρόκειται να συμβεί διάχυση ενέργειας σε στοιχεία του φορέα 'Όταν το στοιχείο θεμελίωσης είναι κοντό, ο λόγος μήκους προς ύψος πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον προσδιορισμό της πλαστιμότητας που μπορεί αξιόπιστα να αναπτύξει, όπως για τοιχώματα-προβόλους. Σ' αυτή την περίπτωση, ως μήκος της συνδετήριας δοκού ή του τοιχώματος πρέπει να λαμβάνεται η απόσταση μεταξύ του σημείου μηδενικής ροπής και της διατομής με τη μέγιστη ροπή, στην οποία αποσκοπείται η ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης.

2. Τέτοιες Θεμελίώσεις είναι πιθανό να ανήκουν στην κατηγορία φορέων με περιορισμένη ικανότητα πλαστιμότητας. Για το σχεδιασμό αυτών των φορέων, πρέπει να χρησιμοποιηθούν αντίστοιχα αυξημένες οριζόντιες δυνάμεις .

3. Οι τέμνουσες σχεδιασμού για στοιχεία του φορέα Θεμελίωσης πρέπει να βασίζονται στις διαδικασίες του ικανοτικού σχεδιασμού, με την εκτίμηση της καμπτικής υπεραντοχής των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων. Σε μέλη Θεμελιώσεων με μεγάλο ύψος διατομής όπου η διάτρηση είναι κρίσιμη, ίσως είναι κατάλληλος ο διαγώνιος κύριος σπλισμός, όπως στο σύστημα που χρησιμοποιείται στις δοκούς ζεύξης συζευγμένων τοιχωμάτων. Λόγω σπανιότητας της πειραματικής μαρτυρίας σε σχέση με την πλάσιμη συμπεριφορά συστημάτων Θεμελίωσης, πρέπει να υιοθετούνται με προσοχή συντηρητικές διαδικασίες διαμόρφωσης λεπτομερειών. Οι υπάρχουσες συστάσεις των κανονισμών δεν καλύπτουν τους κινδύνους για τέτοιες περιπτώσεις.

4. Για να προσδιοριστεί η απαιτούμενη αντοχή της ελαστικής ανωδομής, εφαρμόζεται η διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού με αντίστροφο τρόπο απ' ό,τι εφαρμόζεται, για παράδειγμα, στα πλάσιμα πλαίσια. Αυτό επιτρέπει την εκτίμηση της έντασης των οριζοντίων δυνάμεων σχεδιασμού που αναλαμβάνονται από ολόκληρο το στατικό σύστημα. Από την υπολογισμένη υπεραντοχή του πλαστικού μηχανισμού του συστήματος θεμελίωσης, μπορεί εύκολα να εκτιμηθεί η ροπή ανατροπής $\phi_{of ME}$, που εφαρμόζεται στην κορυφή του φορέα Θεμελίωσης, για να ικανοποιηθούν τα κριτήρια ισορροπίας. Η ροπή ανατροπής και η τέμνουσα βάσης στην κορυφή του φορέα Θεμελίωσης, που προκαλούνται από τις δυνάμεις που καθορίζει ο κανονισμός, είναι ME και VE , αντίστοιχα, και ϕ_{of} είναι ο συντελεστής καμπτικής υπεραντοχής για το φορέα θεμελίωσης. Συνεπώς, η υπολογιστική καμπτική αντοχή της βάσης του τοιχώματος πρέπει να είναι:

$$M_i . \phi_{of ME} (9.3)$$

και η κλιμάκωση του καμπτικού σπλισμού του τοιχώματος πρέπει να ικανοποιεί την περιβάλλουσα ροπών. Επίσης, Θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι επιδράσεις των ανωτέρων ιδιόμορφων στη διάρκεια της δυναμικής απόκρισης του φορέα, στις απαιτήσεις διάτμησης, για να εξασφαλιστεί επαρκής διατμητική αντοχή των τοιχωμάτων σε όλες τις στάθμες. Αντίστοιχα, η υπολογιστική διατμητική αντοχή του τοιχώματος πρέπει να είναι:

Vi . ωυ Φοf VE (9.4)

όπου ο συντελεστής δυναμικής μεγέθυνσης τέμνουσας ω .

5. Ανωδομές τοιχωμάτων που η υπολογιστική αντοχή τους υπερβαίνει την αντίστοιχη καμπτική υπεραντοχή του πλάστιμου συστήματος Θεμελίωσης δε χρειάζεται να ικανοποιούν τις ειδικές αντισεισμικές απαιτήσεις διαμόρφωσης λεπτομερειών.

Λικνιζόμενα Συστήματα Τοιχωμάτων

Έχει πια αναγνωριστεί ότι, με την κατάλληλη μελέτη, η λίκνιση μπορεί να είναι ένας αποδεκτός τρόπος διάχυσης ενέργειας. Για την ακρίβεια, η ικανοποιητική απόκριση ορισμένων φορέων στους σεισμούς μπορεί να αποδοθεί μόνο στη λίκνιση της θεμελίωσης. Για τους μηχανισμούς λίκνισης, η ανωδομή τοιχωμάτων και ο φορέας Θεμελίωσής της πρέπει να θεωρηθούν ενιαίο στοιχείο. Σ' αυτή την περίπτωση, η λίκνιση συνεπάγεται αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Εδώ, δεν υποδηλώνεται λίκνιση σε άλλες στάθμες του κτιρίου ή λίκνιση ενός μέρους της ανωδομής πάνω σε άλλο. Για να επαληθευτεί η βιωσιμότητα, ο σχεδιασμός πρέπει να βασίζεται σε ειδικές μελέτες, στις οποίες να συμπεριλαμβάνονται και οι κατάλληλες δυναμικές αναλύσεις. Τα επόμενα θέματα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όταν σχεδιάζονται οι Θεμελιώσεις:

1. Το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού πάνω στο λικνιζόμενο φορέα θεμελίωσης τοιχώματος πρέπει να προσδιορίζεται από τα φορτία βαρύτητας πολλαπλασιασμένα με τους αντίστοιχους συντελεστές, μαζί με τις συμβολές από τις πλάκες, τις δοκούς, και τα υπόλοιπα στοιχεία που γειτονεύουν με τα τοιχώματα, και προκαλούνται από τις σχετικές μετακινήσεις λόγω λίκνισης. Το ενδεχόμενο σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, πιθανόν με υπεραντοχή, εξαρτάται από το μέγεθος των παραμορφώσεων που επιβάλλονται στα επηρεαζόμενα μέλη. Η δυναμική ανάλυση δίνει το μέγεθος των παραπάνω μετακινήσεων. Σε μερικές περιπτώσεις, μία απλή προσέγγιση φάσματος απόκρισης παρέχει επαρκή πρόβλεψη των μετακινήσεων. Τα στοιχεία που συνδέονται με το τοίχωμα μπορεί να διαρρέουν στη διάρκεια λίκνισης του τοιχώματος. Ο τρισδιάστατος χαρακτήρας της συμπεριφοράς ολόκληρου του φορέα πρέπει επίσης να ληφθεί υπόψη. Οι εγκάρσιες δοκοί, που μπορεί να εκτείνονται μεταξύ λικνιζόμενου τοιχώματος και γειτονικών μη λικνιζόμενων πλαισίων, πρέπει να έχουν λεπτομέρειες διαμορφωμένες για πλαστιμότητα, για να διατηρήσουν τουλάχιστον την ακεραιότητά τους για την ανάληψη των φορτίων βαρύτητας. Τέτοια μέλη πρέπει να υποβάλλονται σε, διαδικασίες ικανοτικού σχεδιασμού.

2. Οι συνολικές αναλαμβανόμενες οριζόντιες δυνάμεις, που δρουν ταυτόχρονα με το κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν υπό τις πιο πάνω θεωρήσεις, πρέπει να προσδιοριστούν από τις οριζόντιες δυνάμεις που προκαλούν τη λίκνιση των τοιχωμάτων και τις επιδράσεις των συνδέσεων με άλλα τοιχώματα ή πλαίσια μέσω των διαφραγμάτων των δαπέδων. Το σύνολο των οριζοντίων δυνάμεων που αναλαμβάνονται από ολόκληρο το φορέα μπορεί στη συνέχεια να προκύψει από την άθροιση της οριζόντιας αντίστασης όλων

των λικνιζόμενων τοιχωμάτων και μη λικνιζόμενων πλαισίων, που όλα τους είναι ενεργά συνδεδεμένα με άκαμπτα διαφράγματα δαπέδων.

3. Το κάτω όριο για την αντίσταση των τοιχωμάτων στις οριζόντιες δυνάμεις, στο οποίο μπορεί να επιτραπεί η έναρξη της λίκνισης, πρέπει να βασίζεται σε Θεώρηση ελέγχου των βλαβών. Σχετικά μ' αυτό, η λίκνιση υποδηλώνει στροφή στερεού σώματος του τοιχώματος περί το θεωρητικό σημείο ανατροπής, που συνεπάγεται απώλεια επαφής με το έδαφος για το μεγαλύτερο μέρος της αρχικής επιφάνειας έδρασης. Οι ανελαστικές παραμορφώσεις σε πλάστιμες ανωδομές δεν αναμένεται να συμβούν πριν η ένταση της οριζόντιας δύναμης, που εφαρμόζεται στο κτίριο συνολικά, πλησιάσει την αξιόπιστη αντοχή συστήματος σε σχέση με τη σεισμική δύναμη σχεδιασμού. Για να εξασφαλιστούμε από πρόωρες βλάβες στα λικνιζόμενα συστήματα, τα ελαστικά φέροντα τοιχώματα δεν πρέπει να αρχίσουν τη λίκνιση σε ένταση οριζόντιας δύναμης μικρότερη απ'αυτή που συνδέεται με τη σεισμική δύναμη που καθορίζει ο κανονισμός.

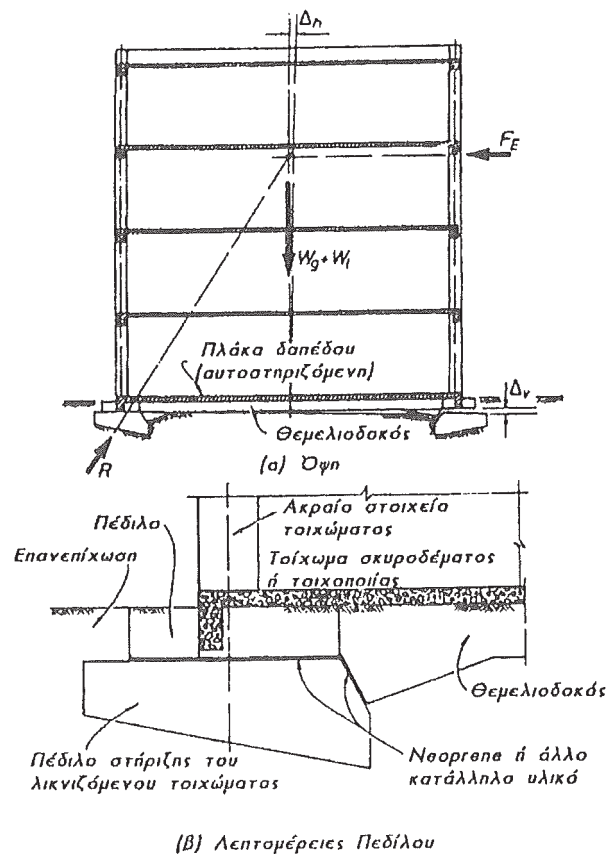
4. Πρέπει να γίνει ανάλυση όλων των φερόντων στοιχείων του κτιρίου για να εκτιμηθούν οι απαιτήσεις πλαστιμότητας, που συνεπάγονται οι κατακόρυφες και οριζόντιες μετακινήσεις του λικνιζόμενου τοιχώματος ή τοιχωμάτων, για να εξασφαλιστεί ότι αυτές δε θα υπερβούν την ικανότητα πλαστιμότητας των στοιχείων.

5. Τα λικνιζόμενα τοιχώματα μπορεί να επιβάλλουν μεγάλες δυνάμεις στο έδαφος έδρασης. Συνεπώς, οι επιφάνειες έδρασης στο φορέα Θεμελίωσης πρέπει κατά προτίμηση να είναι έτσι διαστασιοποιημένες, ώστε να προστατεύουν το έδαφος από πλαστικές παραμορφώσεις που μπορεί να καταλήξουν σε πρόωρη μετατόπιση του κατά τα άλλα άθικτου φέροντας τοιχώματος ή και ολόκληρου του κτιρίου. Αυτή η θεώρηση μπορεί να οδηγήσει σε επιλογή μεμονωμένων πεδίων επαρκών διαστάσεων, που να μπορούν να διανείμουν το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του τοιχώματος στο έδαφος σε σημεία ή γραμμές λίκνισης. Έτσι μπορεί να εξασφαλιστεί ότι οι πλαστικές παραμορφώσεις θα είναι αμελητέες ή ότι δε θα συμβαίνουν στο έδαφος. Εναλλακτικά, μπορούν να διατεθούν υπερδιαστασιοποιημένα πέδιλα για να περιορίσουν την εδαφική τάση σε ασφαλή τιμή στη διάρκεια λίκνισης της ανωδομής. Το Σχήμα 6(α) δείχνει σχηματικά τις λεπτομέρειες για λικνιζόμενο τοίχωμα. Μία μικρών διαστάσεων θεμελιοδοκός, κατά μήκος του τετραόροφου τοιχώματος οπλισμένης τοιχοποιίας, διανέμει το σχετικά μικρό φορτίο βαρύτητας στο έδαφος θεμελίωσης. Στην περίπτωση λίκνισης λόγω σεισμού, ολόκληρο το φορτίο βαρύτητας Wg και οι πρόσθετες δυνάμεις Wt που ενεργοποιούνται στις πλάκες δαπέδου και τις ακραίες δοκούς, εγκάρσια στο τοίχωμα, από τη μετακίνηση ανύψωσης Δu , πρέπει να μεταβιβαστούν στο έδαφος στο αριστερό σημείο λίκνισης. Το Σχήμα 6(β) δείχνει λεπτομέρειες ενός μεμονωμένου πεδίου οπλισμένου σκυροδέματος διαχωρισμένου από τον υπόλοιπο φορέα, που μπορεί να μεταβιβάσει κατακόρυφη και οριζόντια συνιστώσα της συνισταμένης δύναμης R . Η διαμόρφωση άρθρωσης στη Θεμελιοδοκό γίνεται για να εισαχθεί η οριζόντια σεισμική δύναμη FE που αρχίζει την κίνηση λίκνισης.

6. Λικνιζόμενες ανωδομές τοιχωμάτων και οι Θεμελιώσεις τους, που οι υπολογιστικές τους αντοχές υπερβαίνουν τις δράσεις που προκύπτουν από τις διαδικασίες του ικανοτικού σχεδιασμού και που αναφέρονται σε όλα τα διασυνδεδεμένα στοιχεία, δε χρειάζεται να ικανοποιούν τις ειδικές αντισεισμικές απαιτήσεις πλαστιμότητας

Θεμελιώσεις με Πασσάλους

(α) Μηχανισμοί Αντίστασης στο Σεισμό Τα συστήματα Θεμελιώσεων με πασσάλους που στηρίζουν φέροντα τοιχώματα μπορούν να υποβληθούν σε μεγάλες συγκεντρωμένες δυνάμεις, ως αποτέλεσμα ροπών ανατροπής και τεμνουσών που αναπτύσσονται στο τοίχωμα στη διάρκεια σεισμού. Το Σχήμα 7 παρουσιάζει τρεις διακεκριμένες περιπτώσεις, για να εξεταστούν μερικά θέματα σχεδιασμού. Γίνεται δεκτό ότι παρόμοιας έντασης οριζόντιες δυνάμεις και φορτία βαρύτητας, απαιτούν σε κάθε μία απ' αυτές τις περιπτώσεις ο αριστερός πάσσαλος ή φρέαρ να αναπτύξει σημαντική εφελκυστική αντίδραση. Μικρά βέλη υποδηλώνουν τις θέσεις όπου μπορεί να εφαρμοστούν στον πάσσαλο οι αναγκαίες οριζόντιες και κατακόρυφες δυνάμεις από το περιβάλλον έδαφος.

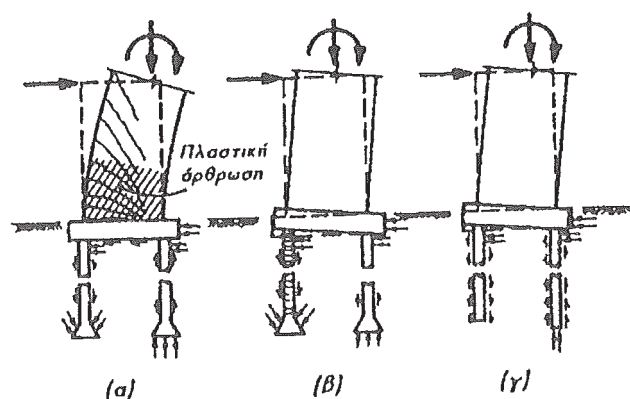


Σχ.6. Σχηματικές λεπτομέρειες λικνιζόμενου τοιχώματος.

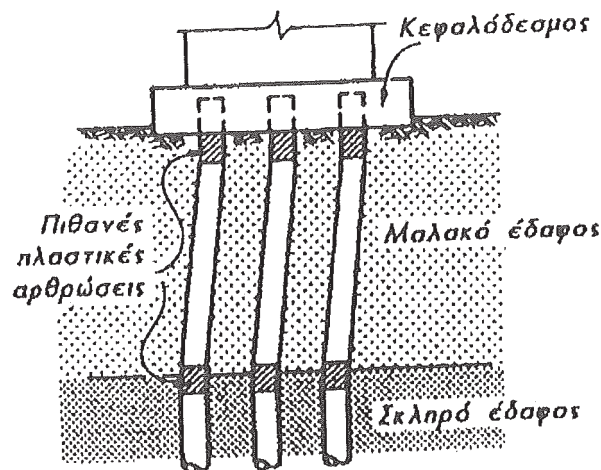
Η πιο συνηθισμένη και επιθυμητή κατάσταση, που φαίνεται στο Σχήμα 7(α), είναι εκείνη του πλάστιμου τοιχώματος-προβόλου, με πασσάλους και θεμελιοδοκό (κεφαλοδέσμου) σχεδιασμένους για να αναλάβουν στην υπολογιστική αντοχή τους το εισαγόμενο φορτίο υπεραντοχής από την ανωδομή. Σε ορισμένες περιπτώσεις όμως όπως θα δείξουμε στη συνέχεια, θα χρειαστεί μεγαλύτερος βαθμός συντηρητικότητας απ' αυτόν που χρησιμοποιείται στον ικανοτικό σχεδιασμό ανωδομών, αν θέλουμε να εξασφαλίσουμε ότι οι πάσσαλοι θα παραμείνουν ελαστικοί σε όλες τις περιπτώσεις.

Για μη ελαστικό σύστημα Θεμελίωσης, θα μπορούσε να αποδοθεί διάχυση ενέργειας στους πασσάλους ενώ το υπερκείμενο τοίχωμα θα παραμένει ελαστικό. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τη διαρροή του διαμήκους οπλισμού του εφελκυσμένου πασσάλου [Σχήμα 7(β)] ή με τη χρήση πασσάλων τριβής [Σχήμα 7(γ)]. Κανένα από το δύο ενδεχόμενα δεν είναι ιδιαίτερα επιθυμητό. Στην πρώτη περίπτωση, μπορεί κάλλιστα να αναπτυχθούν μεγάλοι εύρους ρωγμές κάτω από τη στάθμη των υπογείων αδύτων, και ως αποτέλεσμα των εναλλασσομένων εφελκυστικών και θλιπτικών δράσεων στον πάσσαλο θα απαιτηθεί μεγάλη ποσότητα οπλισμού περίσφιγξης. Στη δεύτερη περίπτωση, βασιζόμεστε στην πλευρική τριβή, που η τιμή της είναι αβέβαιη στη διάρκεια της σεισμικής απόκρισης, όπως αποδείχτηκε από την ολική εξόλκευση τέτοιου πασσάλου στη διάρκεια του σεισμού του Μεξικού το 1985.

(β) Επιδράσεις των Οριζοντίων Δυνάμεων στους Πασσάλους. Η συμπεριφορά πασσάλων, που περιβάλλονται από έδαφος και υποβάλλονται σε οριζόντιες δυνάμεις και τις επακόλουθες ροπές κάμψης, τέμνουσες, και παραμορφώσεις, είναι εξαιρετικά δύσκολο να προβλεφθεί με ακρίβεια. Οι προβλέψεις της δυναμικής απόκρισης τέτοιων πασσάλων εξαρτώνται, μεταξύ άλλων μεταβλητών, από τις τεχνικές προσομοίωσης που χρησιμοποιούνται και την εξομοίωση κατανομής της ακαμψίας και πυκνότητας του εδάφους, τη μεταβλητότητα συχνοτήτων των εδαφικών αντιδράσεων, και την απόσβεση που προκαλείται από την εκπομπή κυμάτων και την εσωτερική τριβή [W5]. Σε πιο απλοποιημένες προσεγγίσεις, χρησιμοποιείται το μοντέλο του Winkler για δοκούς σε ελαστική βάση, στο οποίο μπορεί να ληφθεί υπόψη η σχετική θέση του πασσάλου μέσα στην ομάδα με την κατάλληλη μεταβολή του δείκτη εδάφους κατά μήκος του πασσάλου. Κανονικά όμως, θα απαιτηθούν μη γραμμικά ελατήρια Winkler για να αναπαραστήσουν ικανοποιητικά τις εδαφικές ιδιότητες σε ισχυρή σεισμική απόκριση.



Σχ.7. Τοιχώματα που στηρίζονται σε πασσάλους ή φρέατα.



Σχ.8. θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε πασσάλους.

Μέσα στο έδαφος, η οριζόντια εδαφική μετακίνηση θα επηρεαστεί από τη σεισμική απόκριση της ανωδομής (δυναμικές επιδράσεις) και, σε ορισμένες περιπτώσεις, και από τις κινήσεις του περιβάλλοντος εδάφους (κινηματικές επιδράσεις). Η προκύπτουσα αλληλεπίδραση πασσάλου-εδάφους μπορεί να προκαλέσει μεγάλες τοπικές καμπυλότητες στους πασσάλους, ιδιαίτερα όταν αυτοί διασχίζουν διεπιφάνεια μεταξύ σκληρών και μαλακών στρωμάτων εδάφους. Σε τέτοιες περιπτώσεις, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8, ίσως να μην είναι εφικτό να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, ακόμη κι αν είχε χρησιμοποιηθεί η προσέγγιση ικανοτικού σχεδιασμού σε μία προσπάθεια προστασίας του πάσσαλου από βλάβη στη διάρκεια αδρανειακής απόκρισης της ανωδομής. Ενώ η συνολική τέμνουσα βάση που μεταβιβάζεται στην ανωδομή κατά την ανάπτυξη της υπεραντοχής της μπορεί να προσδιοριστεί με εύλογη ακρίβεια, η εκτίμηση του μεγέθους των ροπών κάμψης και των τεμνουσών κατά μήκος πασσάλων όπως αυτών του Σχήματος 8 είναι πολύ περισσότερο αβέβαιη. Αυτό συμβαίνει επειδή, εκτός από τη μεταβλητότητα των εδαφικών χαρακτηριστικών, μπορεί να μεταβάλλονται σημαντικά στην περιοχή του έργου και οι στάθμες στις οποίες οι πάσσαλοι δεσμεύονται έναντι στροφής, που συνήθως δεν επαληθεύονται για κάθε πάσσαλο. Συνεπώς, σε τέτοιες περιπτώσεις χρειάζεται συντηρητικότητα μετριασμένη με τεχνική κρίση. Αυτό συνεπάγεται εκούσια υποεκτίμηση της απόστασης μεταξύ μεγίστων ροπών για την εκτίμηση της μέγιστης απαίτησης τέμνουσας. Επειδή η θέση των μεγίστων ροπών, εκτός απ' αυτή που γειτονεύει με τον κεφαλόδεσμο, είναι αβέβαιη, η διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης, τουλάχιστον για περιορισμένη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων, πρέπει να εκτείνεται σε σημαντικό μήκος στις θέσεις όπου οι μεγάλες ροπές είναι εφικτές για τον πάσσαλο.

Όταν χρησιμοποιούνται θεμελιώσεις με πασσάλους, η ενεργός μεταβίβαση τέμνουσας βάσης, με άλλους τρόπους εκτός από τους πασσάλους, πρέπει να γίνεται δεκτή μόνον αν μπορεί να αποδειχθεί ότι:

1. Οι τέμνουσες μπορούν να μεταβιβαστούν αποτελεσματικά, από το έδαφος σε επαφή με εκτεταμένο φορέα θεμελίωσης, μέσω τριβής και πιέσεων που εφαρμόζονται σε όνυχες που εισδύουν σε αδιατάρακτο έδαφος ή σε παρειές σκυροδέματος που έχουν εγχυθεί απευθείας στο έδαφος (δηλαδή όχι εκείνων που αντιστηρίζουν επανεπιχώσεις).

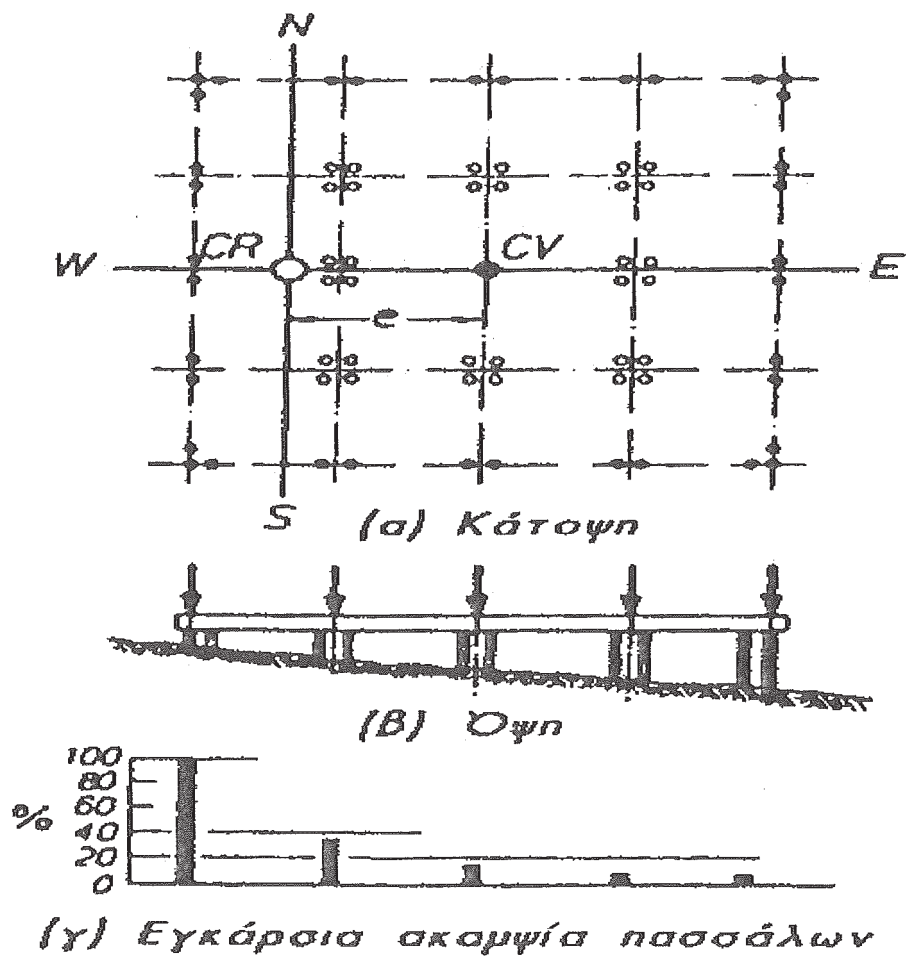
2. Στη διαδικασία μεταβίβασης τέμνουσας, οι εδαφικές διατρητικές παραμορφώσεις, σε στρώματα ακριβώς κάτω από τον κεφαλόδεσμο, είναι αμελητέες. Οι συνιστώμενες τιμές συντελεστών τριβής δίνονται στον Πίνακα 1. Αυτές οι τιμές είναι οριακές και η ανάπτυξη τους απαιτεί κάποια κίνηση πριν συμβεί αστοχία. Η επίδραση της συνάφειας, όπου ισχύει, έχει περιληφθεί στο συντελεστή τριβής.

ΠΙΝΑΚΑΣ Ι Συντελεστές τριβής για έγχυτο σκυρόδεμα σε διάφορα υλικά θεμελίωσης

Υλικά Θεμελίωσης	Συντελεστής Τριβής
Καθαρός υγιής βράχος	0.70
Καθαροί χάλικες, αμμοχάλικο, χονδρόκοκκη άμμος	0.55 - 0.60
Καθαρή λεπτομεσόκοκκη άμμος, ιλυώδης μεσοχονδρόκοκκη άμμος, ιλυώδεις ή αργιλώδεις χάλικες	0.45 - 0.55
Καθαρή λεπτή άμμος, ιλυώδης ή αργιλώδης λεπτομεσόκοκκη άμμος	0.35 - 0.45
Λεπτή αμμώδης ιλύς, μη πλαστική ιλύς	0.30 - 0.35
Πολύ στιφρή και σκληρή υπολειμματική ή προστερεοποιημένη άργιλος	0.40 - 0.50
Μέσης συνεκτικότητας και στιφρή άργιλος και ιλυώδης άργιλος	0.30 - 0.35

Κτίρια σε κεκλιμένες περιοχές μπορούν να στηριχθούν σε πασσάλους, μερικοί από τους οποίους θα εκτείνονται σε μεγάλο μήκος από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι τον κεφαλόδεσμο. Όταν αποδίδονται οριζόντιες δυνάμεις σε πασσάλους, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η διατμητική τους ακαμψία. Για παράδειγμα, κυκλικός ελαστικός πάσσαλος στην ανατολική πλευρά του κτιρίου με συμμετρική κάτοψη, που φαίνεται στο Σχήμα 9, θα αναλάβει μόνο 4% περίπου της οριζόντιας δύναμης που προκαλείται σε πάσσαλο στη δυτική πλευρά, με την προϋπόθεση ότι όλοι οι πάσσαλοι έχουν την ίδια διάμετρο και ότι τα μήκη έχουν τις αναλογίες που φαίνονται. Όπως δείχνει το Σχήμα 9(γ), η αποδοτικότητα των πασσάλων στην παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων μειώνεται δραματικά καθώς αυξάνουν τα μήκη των πασσάλων. Ενώ το σύστημα Θεμελίωσης στο Σχήμα 9 είναι συμμετρικό στη σεισμική απόκριση ανατολικά-δυτικά, υπάρχει μεγάλη εκκεντρότητα, όταν οι οριζόντιες δυνάμεις εφαρμόζονται στη διεύθυνση βορρά-νότου. Η εκκεντρότητα e που φαίνεται στο Σχήμα 9(α) έχει σχεδιαστεί υπό κλίμακα, και βασίζεται στην παραδοχή ότι το έδαφος έχει κλίση μόνο στη διεύθυνση ανατολικά-δυτικά. Σ' αυτό το παράδειγμα φορέα, οι ελαστικές μετακινήσεις βορρά-νότου των πασσάλων στην ανατολική πλευρά, μόνο λόγω στρέψης,

είναι περίπου 1.5 φορά εκείνων που οφείλονται στην παράλληλη μετακίνηση του κεφαλοδέσμου.



Σχ.9. Πάσσαλοι σε εδάφη με κλίση.

ΕΛΑΧΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Διαμόρφωση του Στατικού Συστήματος

Στη φάση σύνθεσης του στατικού συστήματος πρέπει να επιδιώκεται ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων της σεισμικής συμπεριφοράς του. Σαν γενική κατεύθυνση η μόρφωση του συστήματος πρέπει να στοχεύει στο μέγιστο εφικτό βαθμό απλότητας και κανονικότητας αλλά συγχρόνως και υπερστατικότητας του συστήματος ώστε να εξασφαλίζονται εναλλακτικοί δρόμοι στήριξης. Πρέπει ακόμη να αποφεύγονται δυσμενείς αλληλεπιδράσεις του φέροντα οργανισμού και του οργανισμού πλήρωσης.

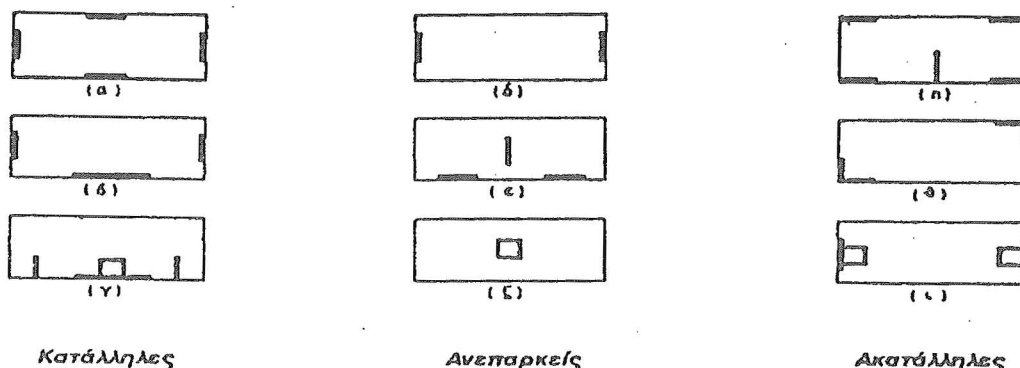
Ειδικότερα πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη των ακόλουθων στόχων:

(α) Κατά τη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη

(1) Διάταξη κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων ή/και τοιχωμάτων) που να ελαχιστοποιεί την στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων κοντά στην περίμετρο, ή όπου αυτό δεν είναι δυνατόν, με τη διάταξη τοιχωμάτων παράλληλα και κοντά σε τρεις τουλάχιστον πλευρές της περιμέτρου.

Στο επόμενο σχήμα δίνονται σχηματικά παραδείγματα καταλληλων, ανεπαρκών και ακατάλληλων διατάξεων τοιχωμάτων. Οι διατάξεις (α), (β) και (γ) είναι κατάλληλες, τόσο από σεισμική, όσο και από γενικότερη, στατική άποψη. Οι διατάξεις (δ), (ε) και (ζ) είναι ανεπαρκείς από σεισμική άποψη και, επομένως, ακατάλληλες. Οι διατάξεις (η), (θ) και (ι), ενώ παρέχουν σημαντική αστρεψία και είναι σεισμικά επαρκείς, είναι ακατάλληλες σε περίπτωση επιμήκων κτιρίων, επειδή προκαλούν μεγάλες εντάσεις καταναγκασμού (από συστολή ξήρανσης και μεταβολή Θερμοκρασίας).

Σχηματικές Διατάξεις Τοιχωμάτων



(2) Εξασφάλιση ουσιαστικής πλαισιακής λειτουργίας στο μέγιστο ποσοστό των υποστυλωμάτων σε συνδυασμό με ζυγώματα (δοκούς) επαρκούς ακαμψίας. Όπου αυτό δεν

είναι δυνατόν (π.χ. σε πλάκες χωρίς δοκούς ή φαινωματικές) είναι απαραίτητη η διάταξη επαρκών τοιχωμάτων και στις 2 διευθύνσεις .

(3) Κατάλληλη μορφή της κάτωσης της πλάκας κάθε ορόφου που να εξασφαλίζει ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία (λειτουργία άκαμπτου δίσκου) τόσο από άποψη παραμόρφωσης όσο και από άποψη αντοχής. Γι' αυτό πρέπει να αποφεύγονται επιμήκεις κατόψεις με λόγο μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση άνω του 4,0 καθώς και κατόψεις που προέρχονται από συνδυασμό επιμήκων στοιχείων (μορφής L, Π κ.λπ.). Όπου αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με επαρκή προσέγγιση η επίδραση της παραμόρφωσης του δίσκου στην κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων. Επίσης πρέπει να αποφεύγονται μεγάλες εσοχές που δημιουργούν ασθενείς περιοχές στο διάφραγμα. Η επάρκεια του διαφράγματος σε τέτοιες θέσεις πρέπει να ελέγχεται και να προβλέπεται επαρκής σπλισμός έστω και με χρήση απλοποιητικών αλλά συντηρητικών παραδοχών. Για τον ίδιο λόγο πρέπει ν' αποφεύγονται ανισοσταθμίες πλακών μέσα στον ίδιο όροφο. Τέλος πρέπει να εξασφαλίζεται η επάρκεια της σύνδεσης τοιχωμάτων με την πλάκα κάθε ορόφου κατά τη διεύθυνση του τοιχώματος σε περιοχές κλιμακοστασίων, φρεάτων ανελκυστήρων, οπών διέλευσης καναλιών, φωταγωγών κ.λπ.

Σε περίπτωση περιορισμένης σύνδεσης τοιχώματος με πλάκα πρέπει να ελέγχεται η ανάληψη της μεταβιβαζόμενης δύναμης εξ ολοκλήρου από σπλισμό. Ο έλεγχος αυτός θα γίνεται με υπολογιστική τιμή της δύναμης όπως προκύπτει από ικανοτικό σχεδιασμό του τοιχώματος ή με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1,0$.

(4) Για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων στη μετελαστική αλληλεπίδραση του φέροντα οργανισμού με οργανισμό πλήρωσης που διαθέτει σημαντική ακαμψία, είναι σκόπιμη η επιλογή μικτού συστήματος πλαισίων και τοιχωμάτων. Η επιλογή αυτή είναι υποχρεωτική σε κτίρια με 4 και πλέον ορόφους όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού ή είναι δυνατό να αποκτήσει στο μέλλον, ασυνέχεια σε έναν όροφο (π.χ. Pilotis ή κσταστήματα χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο).

Στον όροφο που εμφανίζεται η ασυνέχεια και στις περιπτώσεις που επιτρέπεται να μην χρησιμοποιηθούν τοιχώματα η υπολογιστική σεισμική ένταση θα αυξάνεται κατά 50 %.

β. Κατά τη διαμόρφωση κατά το ύψος

(1) Συνεχής και κανονική κατανομή της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων (πλαisiών ή τοιχωμάτων) καθώς και των μαζών και των τοιχοπληρώσεων. Σε θέσεις έντονης μεταβολής (ασυνέχειας) της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων (π.χ. στη διακοπή σημαντικών τοιχωμάτων σε κάποιο όροφο ή λόγω της εισαγωγής των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου κάτω από το δάπεδο του ισόγειου) πρέπει να εξασφαλίζεται η αναγκαία ανακατανομή της τέμνουσας στα κατακόρυφα στοιχεία μέσω της διαφραγματικής δράσης της αντίστοιχης πλάκας. Σε περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες η επάρκεια της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας πρέπει να ελέγχεται έστω και με προσεγγιστικές μεθόδους.

(2) Ισόσταθμη και κατά το δυνατόν ομοιογενής Θεμελίωση των κατακόρυφων στοιχείων.

γ. Κατά τη διαμόρφωση των λεπτομερειών

(1) Σε στοιχεία από σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα επί τόπου, τήρηση ελάχιστων διαστάσεων των κυρίων φέροντων στοιχείων που να εξασφαλίζουν αξιόπιστη ποιότητα κατασκευής. Για κύρια υποστυλώματα και τοιχώματα που δεν καταλήγουν σε υποστυλώματα στα άκρα, η ελάχιστη διάσταση δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 25 εκ.

(2) Αποφυγή έκκεντρων συνδέσεων οριζοντίων με κατακόρυφα στοιχεία σε κόμβους πλαισίων.

(3) Σε κατακόρυφα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν επιτρέπεται η κατά μήκος διέλευση σωλήνων αποστράγγισης, ύδρευσης αποχέτευσης κ.λπ. ούτε καλωδίων εντός της μάζης του σκυροδέματος. Επίσης δεν επιτρέπεται η εγκάρσια διέλευση σωλήνων μέσω κατακόρυφων στοιχείων σε περιοχές πιθανών ή ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων.

(4) Είναι γνωστό ότι στην Ελλάδα δεν υφίστανται εν γένει (και πάντως δεν εφαρμόζονται) προδιαγραφές τοιχοπληρώσεων, αλλά και των συνιστώντων στοιχείων (κονίαμα, πλίνθοι, τσιμεντόλιθοι). Είναι, επίσης, γνωστό ότι γίνονται εντελώς ανεξέλεγκτα εκτεταμένες μετατροπές των τοιχοπληρώσεων, τόσο κατά την διάρκεια της κατασκευής, όσο και κατά την χρήση των κτιρίων. Έτσι, στην εγγενή ψαθυρότητα των τοιχοπληρώσεων προστίθενται και ιδιαίτερα αυξημένες αβεβαιότητες συμπεριφοράς υπό την ισχυρή και κυκλικού χαρακτήρα σεισμική καταπόνηση. Οι αβεβαιότητες αυτές μειώνουν την αξιοπιστία της συμπεριφοράς των τοιχοπληρώσεων, σε βαθμό που καθιστά επικίνδυνη οποιαδήποτε υπόθεση για συμβολή τους στην ανάληψη σεισμικών δυνάμεων.

Γι' αυτό το λόγο, συνεχίζοντας την σχετική παράδοση, ο παρών κανονισμός δεν επιτρέπει εν γένει να ληφθεί υπόψη συμβολή των τοιχοπληρώσεων στην ανάληψη σεισμικών δράσεων. Επιβάλλει, όμως, να αντιμετωπιστούν οι ενδεχόμενες δυσμενείς επιδράσεις των τοιχοπληρώσεων στον φέροντα οργανισμό.

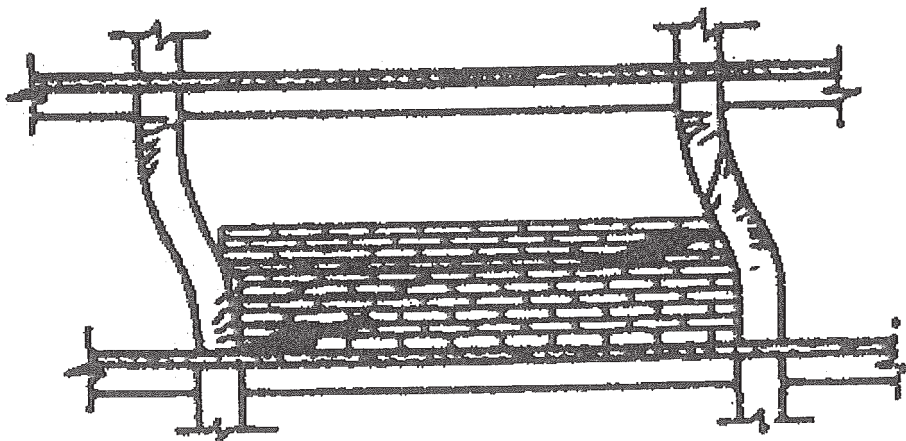
Οι τοιχοπληρώσεις είναι δυνατό να διαθέτουν πολύ μεγάλη αρχική διατμητική ακαμψία, που μπορεί να μεταβάλλει ριζικά την κατανομή των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων, σε σχέση με εκείνη που προκύπτει από θεώρηση γυμνού σκελετού, στη πρώτα στάδια της σεισμικής απόκρισης. Η κατανομή αυτή μπορεί να εκτιμηθεί με κάποιο βαθμό αξιοπιστίας, αλλά αυτό δεν ωφελεί ιδιαίτερα, επειδή στο στάδιο αυτό η ανακουφιστική δράση της τοιχοπλήρωσης είναι τόσο έντονη, ώστε η καταπόνηση του σκελετού να είναι πολύ χαμηλή. Στα επόμενα στάδια απόκρισης σε μια ισχυρή σεισμική δράση, προκαλείται προοδευτική εξουδετέρωση της αντίστασης των έντονα καταπονούμενων στοιχείων της τοιχοπλήρωσης, που αρχίζει από τα ασθενέστερα και μπορεί να επεκταθεί στο σύνολο των στοιχείων ενός ορόφου.

Έτσι, προκαλούνται νέες μεταβολές της κατανομής των δυνάμεων, που είναι ιδιαίτερα έντονες στους ορόφους που υπόκεινται σε σημαντική διατμητική παραμόρφωση. Η φάση αυτή είναι η πιο επικίνδυνη, επειδή έχει μειωθεί σημαντικά η ανακουφιστική δράση των τοιχοπληρώσεων, ενώ μπορεί να προκαλείται έντονη παραμορφωτική επιρροή στην

κατανομή των δυνάμεων. Συνέπεια της επιρροής αυτής των τοιχοπληρώσεων είναι σημαντική αύξηση της αβεβαιότητας στην ελαστική και, κυρίως, στην μετελαστική συμπεριφορά του κτιρίου.

Μια από τις δυσμενέστερες περιπτώσεις είναι εκείνη της εξουδετέρωσης των τοιχοπληρώσεων σε έναν μόνο όροφο (συνήθως στο ισόγειο), στον οποίο και περιορίζεται στην συνέχεια η δημιουργία του ελαστοπλαστικού μηχανισμού του σκελετού, με συνέπεια την εμφάνιση μαλακού ορόφου. Στην περίπτωση αυτή, ο ικανοτικός υπολογισμός των υποστυλωμάτων (πρόβλεψη πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς), δεν εξασφαλίζει επαρκώς την αποφυγή δημιουργίας μαλακού ορόφου.

Η πιθανότητα εμφάνισης τέτοιων φαινομένων είναι ιδιαίτερα μεγάλη, όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού (ή είναι δυνατό να αποκτήσει ύστερα από μετατροπές) ασυνέχεια σε έναν όροφο (Pilotis ή καταστήματα χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο). Η επιλογή μικτού συστήματος τοιχωμάτων και πλαισίων, το είναι σ' αυτές τις περιπτώσεις, το μοναδικό αξιόπιστο μέσο εξασφάλισης ικανοποιητικής μετελαστικής συμπεριφοράς.



Επικίνδυνη διακοπή τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος.

Επαφή με Γειτονικά Κτίρια

(1) Πρέπει να λαμβάνονται μέτρα προστασίας, τόσο του υπό μελέτη όσο και του υφιστάμενου κτιρίου, από δυσμενείς συνέπειες προσκρούσεων κατά τη διάρκεια της σεισμικής απόκρισης.

(2) Οι συνέπειες μπορεί να είναι ιδιαίτερα δυσμενείς όταν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων του ενός κτιρίου από πλάκες ή άλλα στοιχεία του παρακείμενου. Στην περίπτωση αυτή τα προστατευτικά μέτρα μπορούν να είναι είτε πρόβλεψη σεισμικού αρμού πλήρους διαχωρισμού είτε κατασκευή κατάλληλων προστατευτικών τοιχωμάτων προσκρουστήρων.

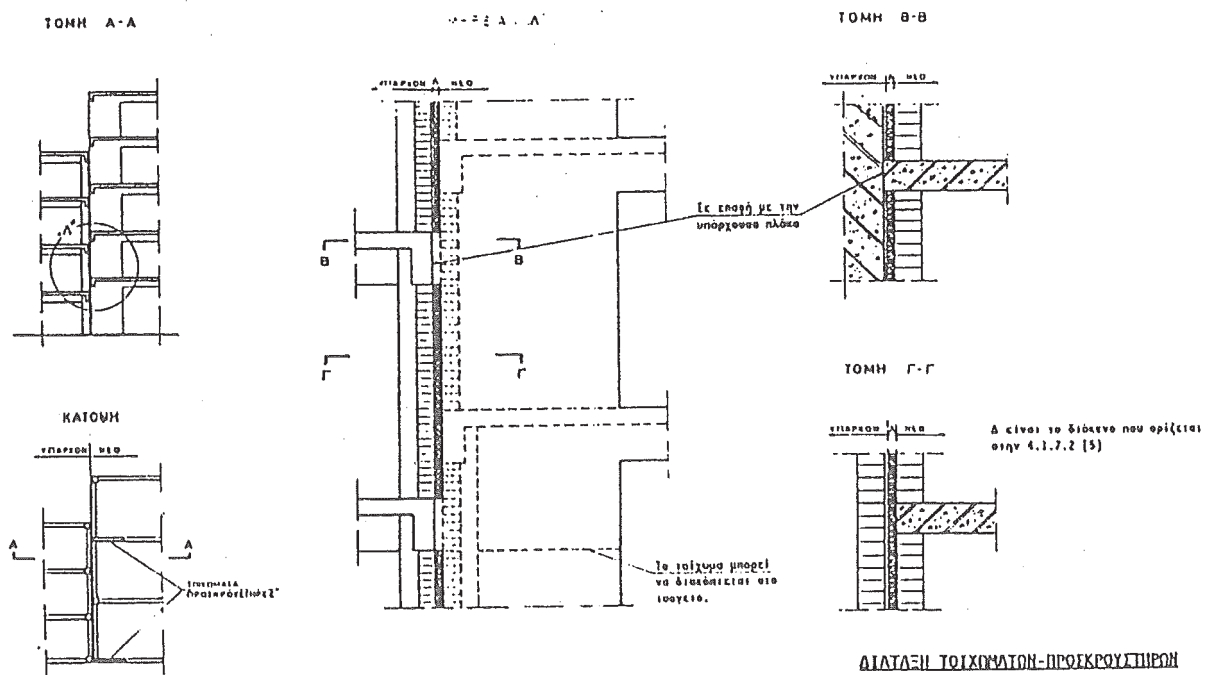
(3) Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός ο σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού μπορεί να έχει εύρος ίσο με το άθροισμα των μεγίστων σεισμικών μετακινήσεων ($\Delta = q\Delta_{ελ}$) των δύο κτιρίων στις θέσεις των επικίνδυνων υποστυλωμάτων, συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής περί κατακόρυφο άξονα. Αν δεν είναι δυνατή ακριβέστερη εκτίμηση των μετακινήσεων του υφιστάμενου κτιρίου, μπορούν να ληφθούν ίσες με τις αντίστοιχες του υπό μελέτη κτιρίου.

(4) Τα δύο τοιχώματα - προσκρουστήρες πρέπει να είναι διατεταγμένα κάθετα στην επιφάνεια επαφής, κοντά στα κατακόρυφα όρια της και να σκυροδετούνται σε επαφή με τις πλάκες του υφιστάμενου κτιρίου, ενώ ο υπόλοιπος φέρων οργανισμός απέχει τουλάχιστον 4 cm από την επιφάνεια επαφής.

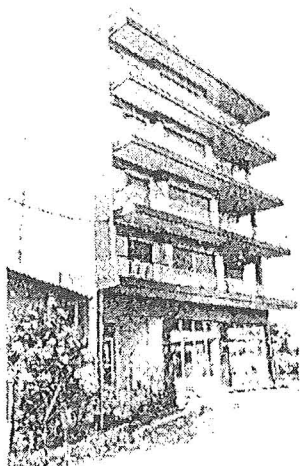
(5) Σε κτίρια που βρίσκονται σε επαφή, και όταν δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων σε κανένα από τα δύο κτίρια, το εύρος του αντίστοιχου αρμού, εφόσον δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να καθορίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων ως εξής:

- 4 cm για επαφή μέχρι και 3 ορόφους
- 8 cm για επαφή από 4 έως 8 ορόφους
- 10 cm για επαφή σε περισσότερους από 8 ορόφους

Στους υπόγειους ορόφους αρκεί εύρος αρμού 2.5 cm.



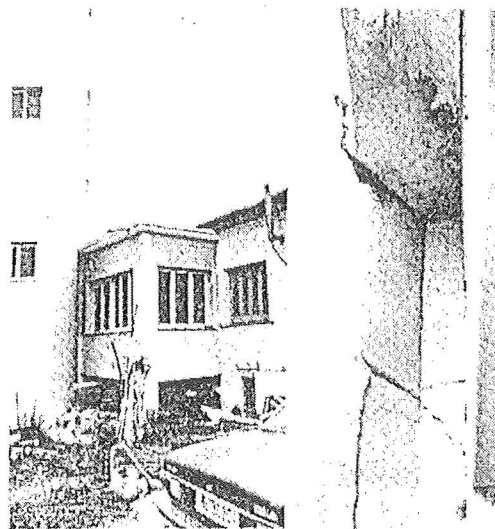
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ



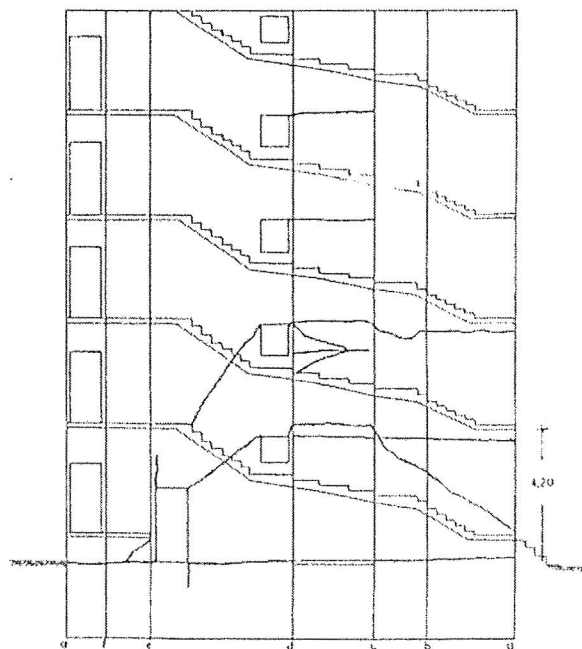
(1) Ν. όψη



(2) ΝΑ όψη

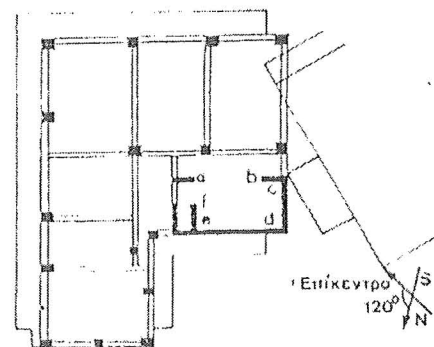


(3) Αερομέτρητα γυαφής (ΒΔ όψη)

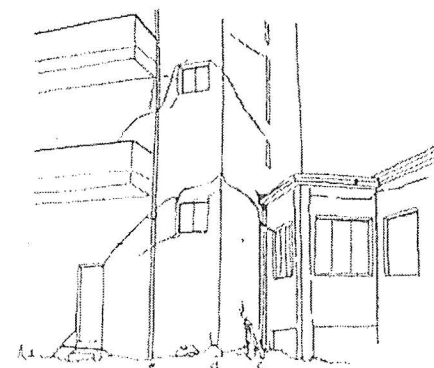


(4) Έσωτερική όψη αναπτύγματος βίαιου πυρ ΤΠΣ με τύς βλάβες του

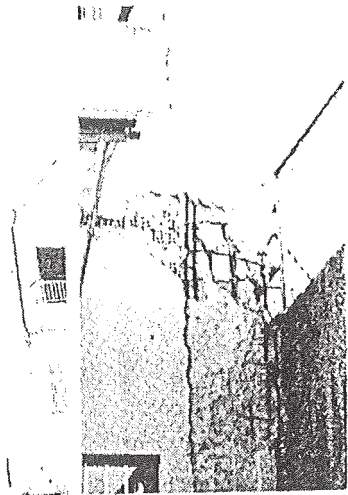
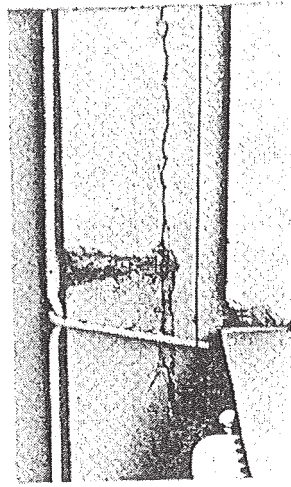
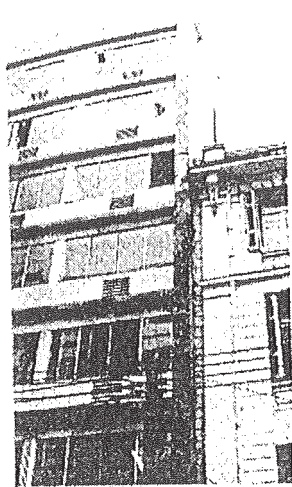
(α) Άνισοήφεις κατασκευές, Βλάβη βιολικού τοιχώματος Δ.Υ. 20 λεπτά, Βόμβος 1978, Λαγκαδάς



(5) Περίοχη γυαφής, κατασκευών και γυαφών επί ύψιστου βόμβου ΤΠΣ (ΒΔ όψη)



Αίτια υπερκαταπόνησως, Άλληλεπίδραση Παρακείμενων Κατασκευών



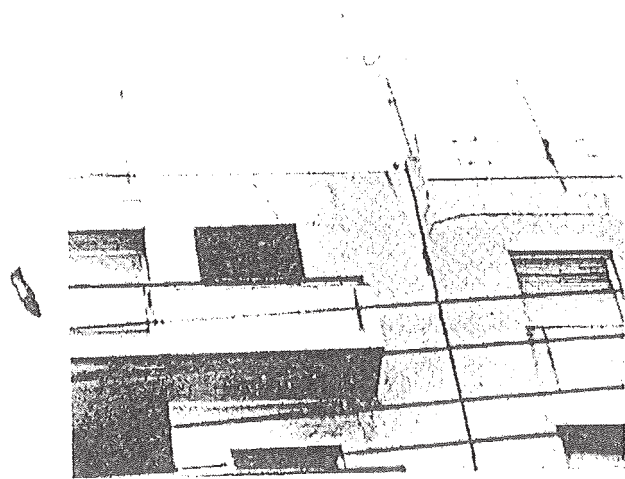
Εξωτερική όψη

Εσωτερική όψη

(1) Σεισμός Βόλβης 1978. Θεσ/νύκη

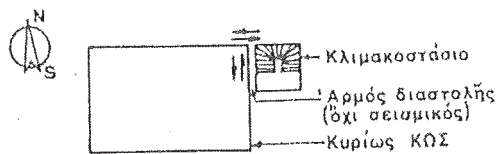
(2) Σεισμός Αλκυονίδων 1981. Λουτράκι

(β) Άνισοϋφείς ΚΩΣ. Βλάβη υποστυλώματος στην περιοχή έπαφής

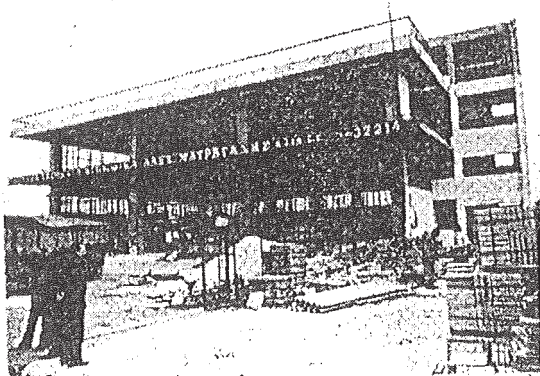


(γ) Ισοϋφείς ΚΩΣ (ή δεξιά γωνιακή). Μικρές βλάβες. Μικρή διαφορική καθύεση της δεξιάς
Σεισμός Βόλβης 1978. Θεσ/νύκη

Λίτιδα υπερκαταπόνησεως. Άλληλεπίδραση Παρακείμενων Κατασκευών



(1) Κάτοψη



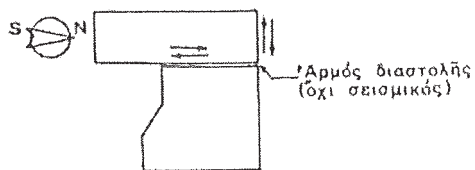
(2) Όψη



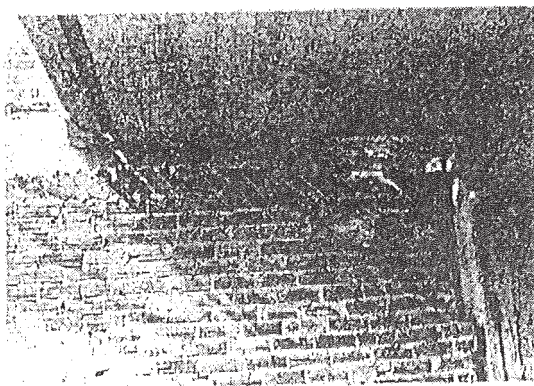
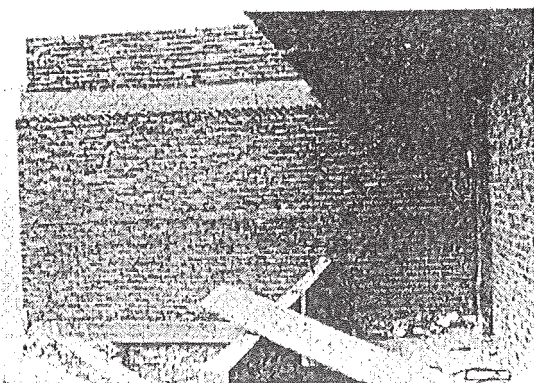
(3) Λεπτομέρεια βλάβης στην περιοχή άρμου διαστολής

(α) Η σχεδόν συμμετρική κυρίως κατασκευή εξαιτίας της αλληλεπιδράσεως με το κλιμακοστάσιο καταπονήθηκε σε στροφή. Βαρείες βλάβες στα βραχεία, περιμετρικά υποστολώματα του ισόγειου

Σεισμός 'Αλκυονίδων 1981, Κιάτο



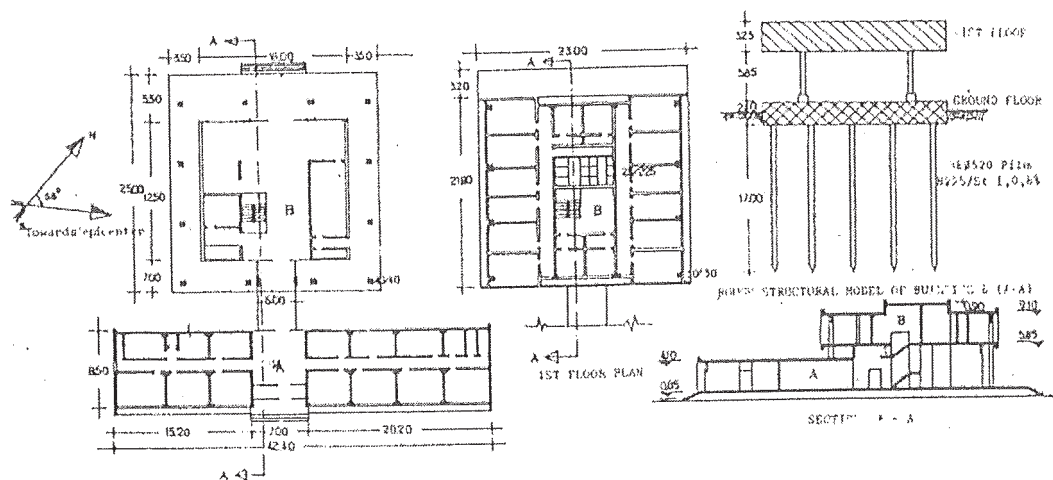
(1) Κάτοψη



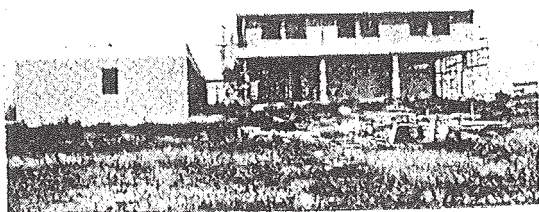
(2) Λεπτομέρεια βλάβης στην περιοχή άρμου διαστολής. Βλάβες της ήμετελους κατασκευής μόνο στην περιοχή του άρμου και στο κλιμακοστάσιο

(β) Σεισμός 'Αλκυονίδων 1981, Αουτράκι

Αίτια υπερκαταπονήσεως, 'Αλληλεπίδραση Τμημάτων Κατασκευών

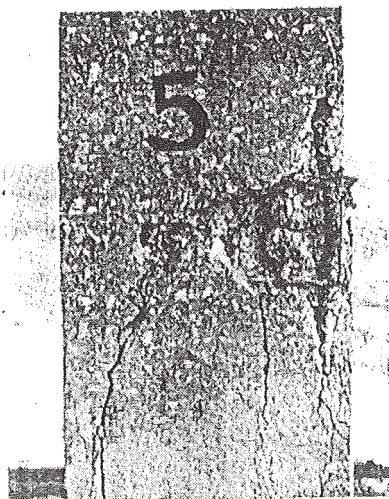


Βασικά σχέδια κτηρίων



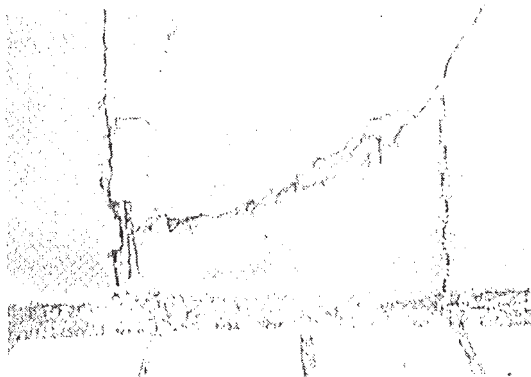
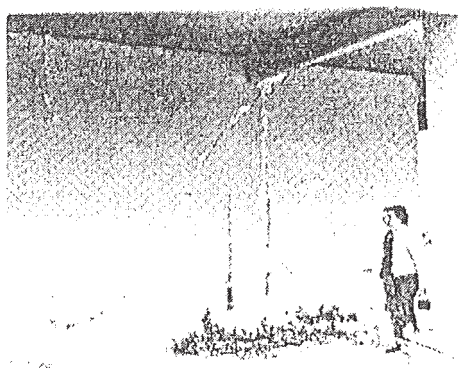
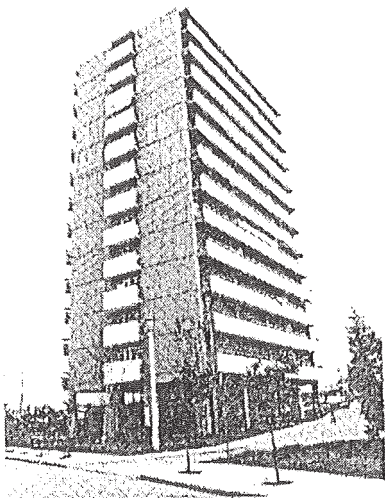
Υπό κατασκευή
 Σκυρόδεμα/Χάλυβας : B 225 / St III
 Έδαφος /Θεμελίωση: Ίλις/ πάσσαλοι

Ανατολική όψη

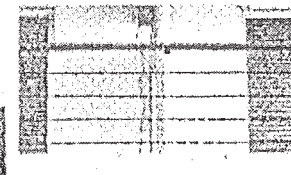


Τυπικές αστοχίες υποστυλωμάτων ίσογειου

- (1) Pilotis. Στο κτήριο Β: Ευκαμπτη θεμελίωση επί πασσάλων, άκαμπτο δάπεδο ίσογειου, ευκαμπτο ισόγειο, δύσκαμπτος όροφος. Αστοχία όλων των υποστυλωμάτων και των ελάχιστων τοιχοποιιών του ίσογειου. Το κτήριο Α και ο όροφος του κτηρίου Β χωρίς βλάβες.
 Έκθεση Βόλβης 1978, Θεσ/νίκη
- (α) Απότομη μεταβολή δυσκαμψίας καθ' ύψος
 Αίτια υπερκαταπονήσεως. Προβλήματα Μορφολογίας



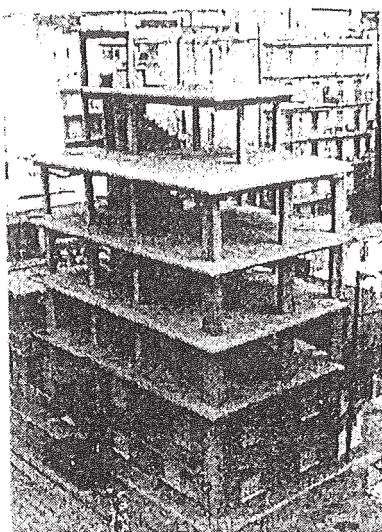
(2) Pilotis. Άστοχία βασικού τοιχώματος ΩΣ έσογείου. Σεισμός 'Αλκυονίδων 1981. 'Αθήνα



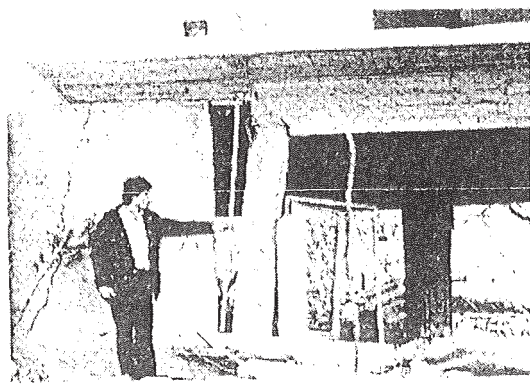
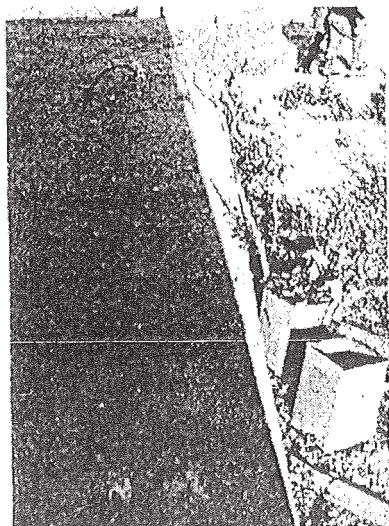
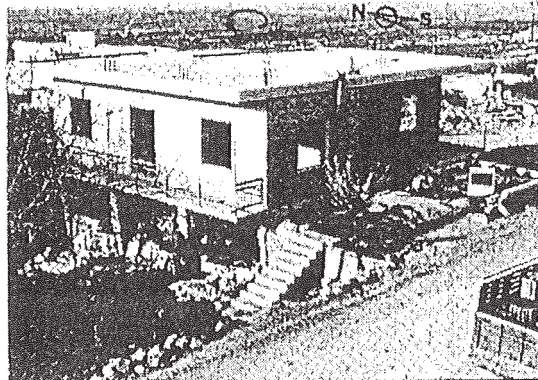
(3) Pilotis. Βλάβες στο έσόγειο. Μόνιμη κλίση υποστυλοματών έσογείου. Σεισμός 'Αλκυονίδων 1981. Λουτράκι

(α) Απότομη μεταβολή διακαμψίας καθ' ύψος

Αίτια υπερκαταπόνησεως. Προβλήματα Μορφολογίας

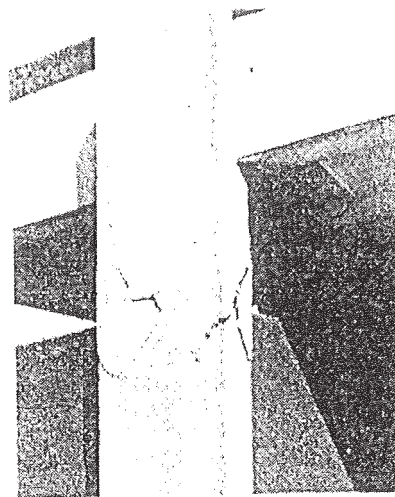
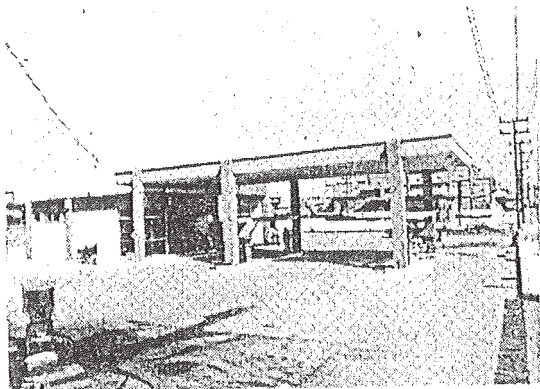


(1) Άστοχία υποτυπωμάτων εξαιτίας καί στροφικών ταλαντώσεων ΚΩΣ. Λουτράκι

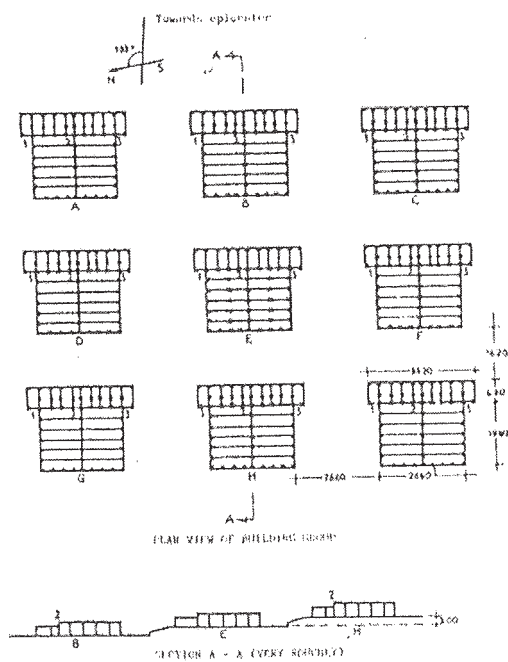
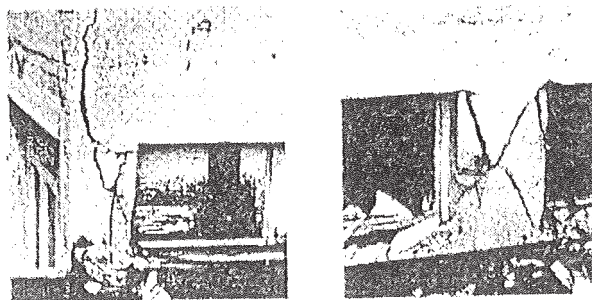
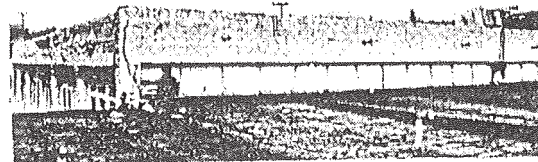
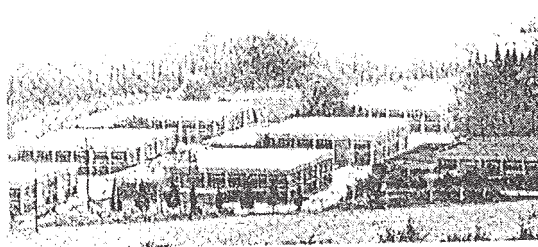


(2) Στροφή περί κατακόρυφο άξονα ΚΩΣ εξαιτίας άσυμμετρίας. Η Ν. πλευρά του Ισόγειου της κατασκευής συνδεόμενη κατά τό Δ. άκρο της με τούχομα αντίστηρίξεως. Πλαταιές
 (β) Άσυμμετρία. Γενικός Άλκυονίδων 1981

Αίτια υπερκαταπονήσεως. Προβλήματα Μορφολογίας



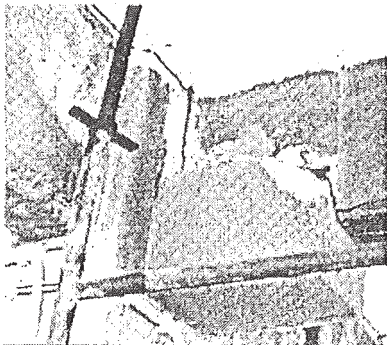
(1) Έναρξη άστοχίας βραχέων υποστυλωμάτων από M+V. Τέσσερις πανομοιότυπες κατασκευές με την αυτήν άκριβως βλάβη σε διάφορες περιοχές της θεσ/νύκης. Σεισμός Βόλβης 1978. θεσ/νύκη



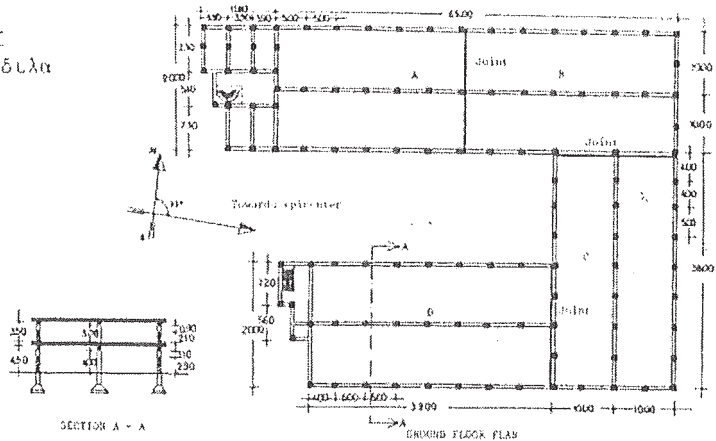
- (2) Συστηματική άστοχία των βραχέων υποστυλωμάτων (1,2,3) στα 8 κτήρια (Α,Β,Γ,Δ,Ε,Ζ,Η,Θ). Στο κτήριο Ε (διαφορετική μορφολογία) τα υποστυλώματα 1,2,3 δεν παρουσίασαν βλάβη. Σεισμός Βόλβης 1978. Ήραϊόκαστρο
- (γ) Συνεργασία καταδόσεων Δ.Σ.τ. (υποστυλωμάτων) διαφορετικής δυσκαμψίας (βραχεία-λυγυρά)

Αίτια υπερκαταπονήσεως. Προβλήματα Μορφολογίας

Έτος κατασκευής : 1976
 Σημύδωμα/Χάλυβας: B225/St III
 Έδαφος/Θεμελίωση : Άργιλος/Πέδιλα



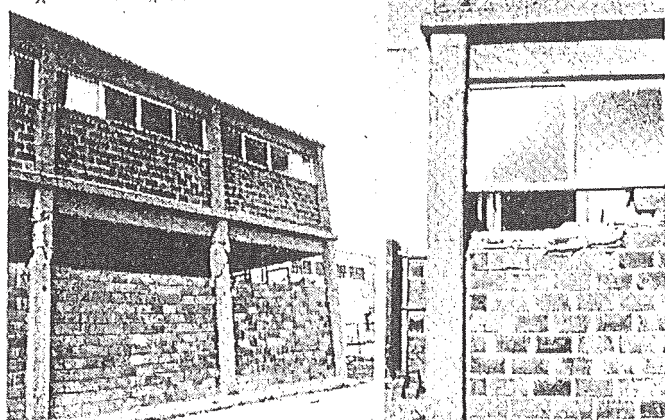
ΑΕΤΚ στον άξονα CD



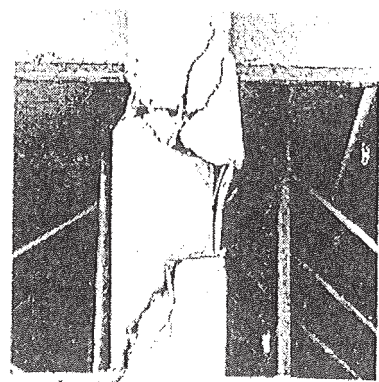
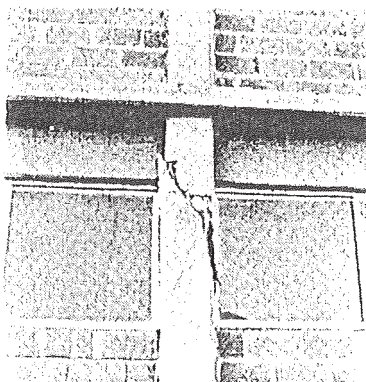
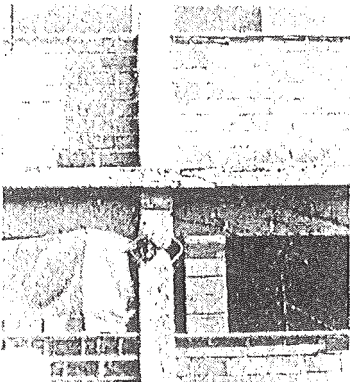
Βασικά σχέδια κτηρίου



Τά εσωτερικά υποστυλώματα χωρίς ναυμιά βλάβη



Άστοχία όλων των περιμετρικών υποστυλωμάτων εκτός των γωνιακών

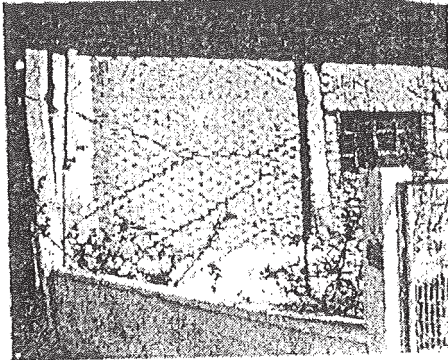
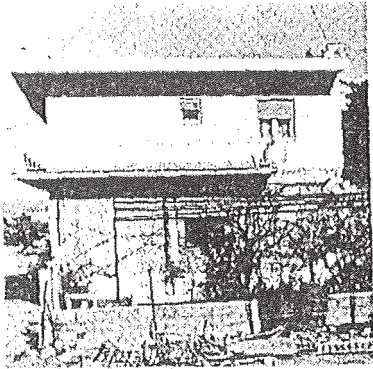


Τυπικές άστοχίες βραχέων υποστυλωμάτων. Η τοιχοκοιλία ανέπαφη

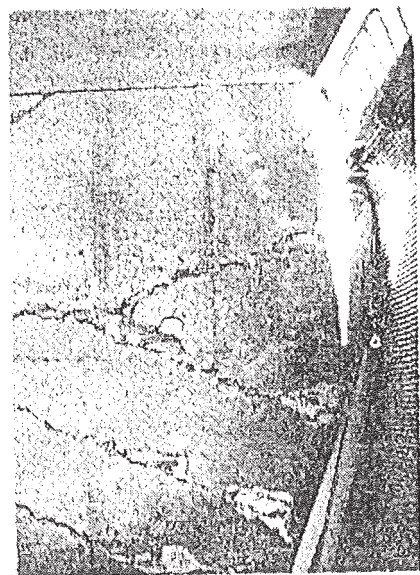
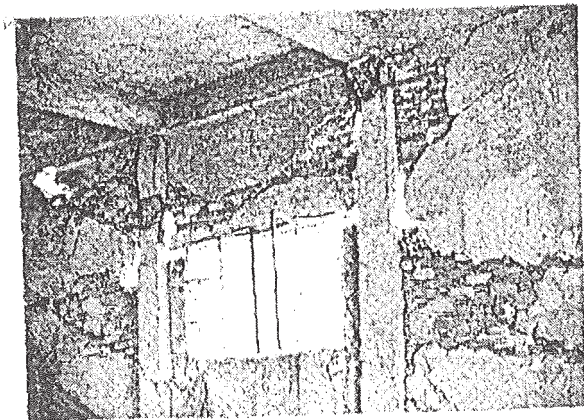
- (3) Συστηματική άστοχία των περιμετρικών βραχέων υποστυλωμάτων εκτός των γωνιακών. Δημιουργία βραχέων υποστυλωμάτων εξαιτίας της λαχυρής τοιχοκοιλίας. Σεισμός Βόλβης 1978. Ήραιόκαστρο.

(γ) Συνεργασία καταπόρων Δ.Σ.τ(υποστυλωμάτων) διαφορετικής δυσκαμψίας (βραχεία-λυγερά).

Αίτια υπερκαταπόνησης. Προβλήματα Μορφολογίας



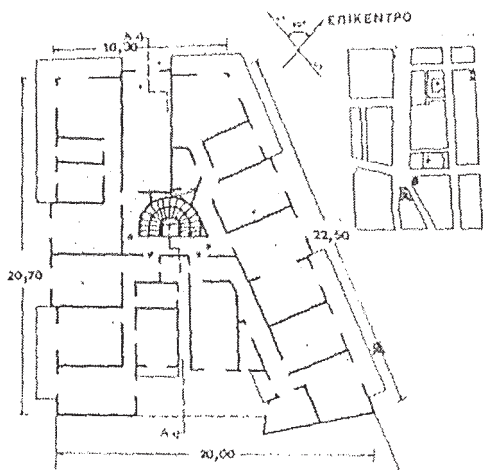
Άστοχία γωνιακού υποστυλώματος σε μη αναμενόμενη θέση
 (1) Έξωτερική όψη



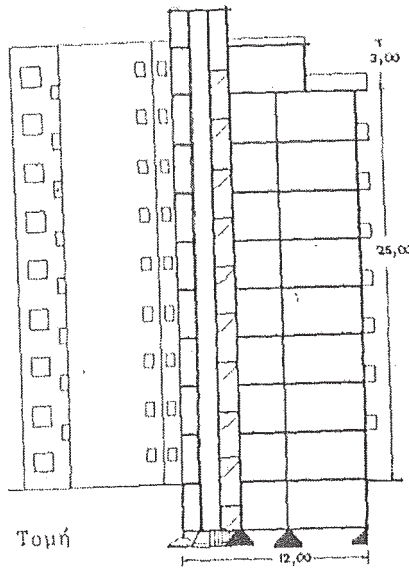
Άστοχία περιμετρικών υποστυλωμάτων σε μη αναμενόμενη θέση
 (2) Έσωτερική όψη

(ε) Άσθενή υποστυλώματα-τοιχοποιία μέτριας ποιότητας. Άστοχία υποστυλωμάτων σε μη αναμενόμενες θέσεις. Οι ρωγμές της τοιχοποιίας διασχίζουν και τα υποστυλώματα
 Σεισμός Άλιμου 1981. Παπαγιάννης

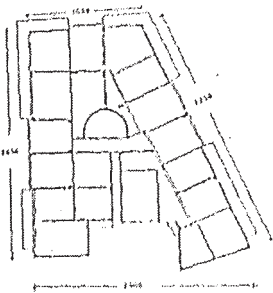
Άλληλεπίδραση πλασιών ΩΣ-τοιχοποιίας πληρότητας



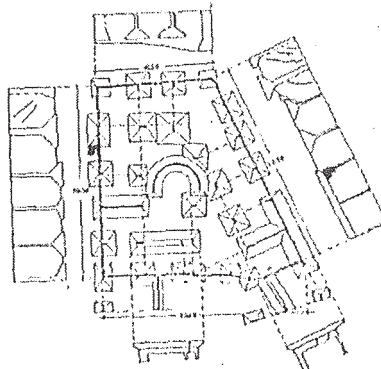
Κάτοψη 1ου όρόφου



Τομή



Δ.Συ. κατόψεως 1ου όρόφου



Κάτοψη και βλάβες ΔΣΤΘ

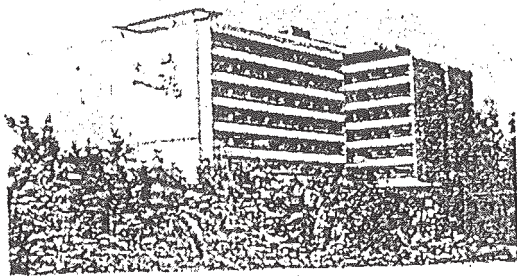


Όψη καταρρεύσεως από ΝΑ
Κατασκευή 1957-1959, Β 120x160/Στ Ι, ΑΕΠΚ. Κακή μορφολογία. Έλλειψη έλαρκοῦς και
κατάλληλου όπλισμοῦ κόμβων
κατάρρευση 1x2μήν μετά τό τέλος τοῦ σεισμοῦ. 36 νεκροῦ

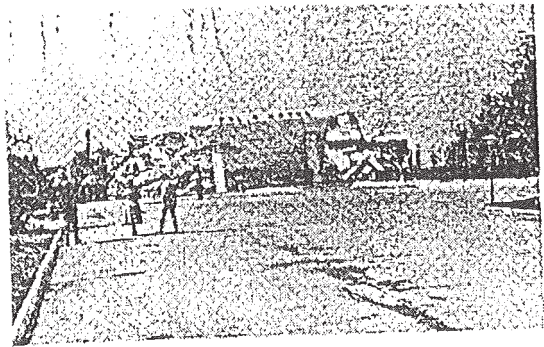


Όψη καταρρεύσεως από ΒΑ
Πλήρης

8/όροφη πολυκατοικία οδού Ἴπποδρομίου. Σεισμός Βόλβης 1978. Θεοτόκη



ΒΑ όψη πρό του σεισμού



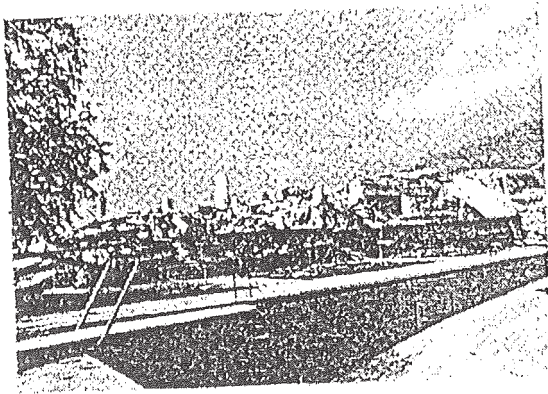
Α όψη μετά τον σεισμό



ΝΑ όψη μετά τον σεισμό



ΝΔ όψη μετά τον σεισμό



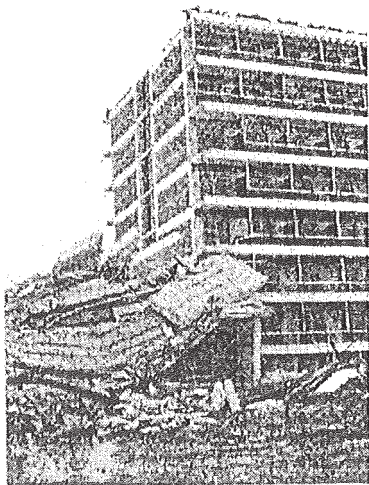
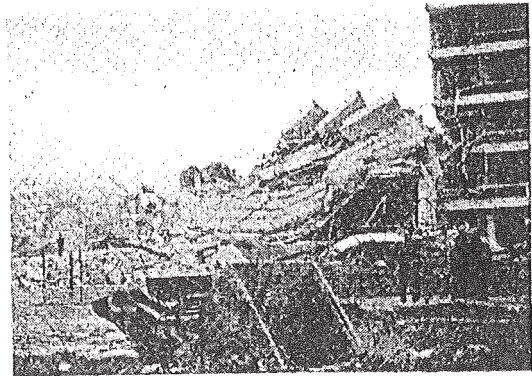
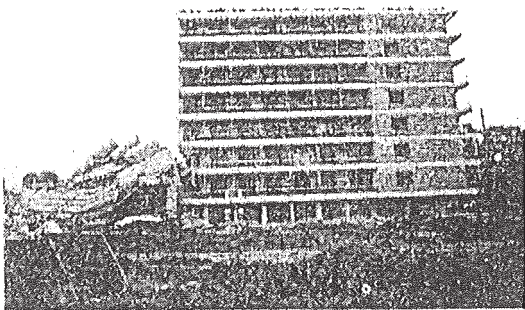
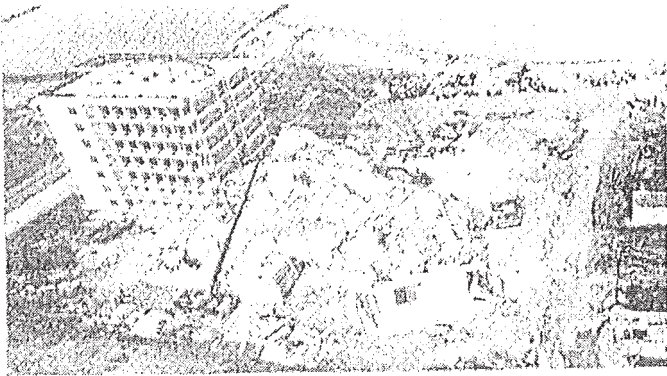
ΝΑ όψη μετά τον σεισμό



Άλλεπάλληλες κλάιες στην κορυφή τμήματος τοιχώματος

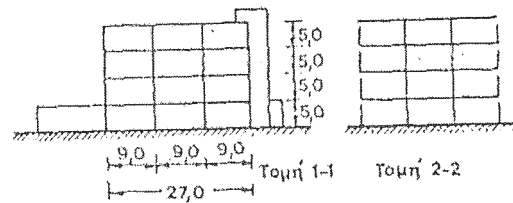
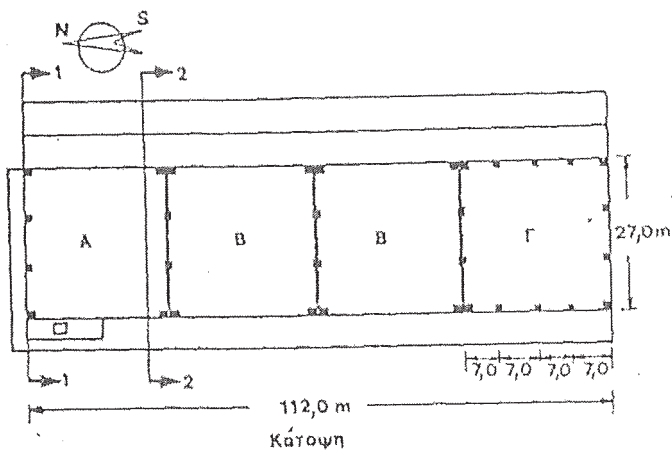
Πρόσφατη κατασκευή. Καλή ποιότητα υλικών. Θεμελίωση σε χαλινοαμμώδες έδαφος με ύψηλό υπόγειο ύδαιτικό όριζοντιο(καριλία). Χωροστά, βλάβες και τοιχοί, με προμεταφρεσίτιες, με την δόνηση της 22.57/24.2.81 (6.6R). Πλήρης κατάρρευση με την δόνηση της 4.36/25.2.81 (6.4R)

ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΟ ΑΠΟΛΛΩΝ 500 ΚΑΙΝΩΝ ΚΟΥΤΡΑΚΙΟΥ, ΣΕΙΣΜΟΣ ΑΚΚΟΥΝΙΩΝ 1981

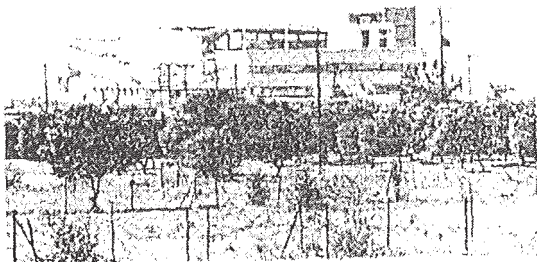


Πρόσφατη μετασκευή, αμείωση σε χαλικοαμύδρες έδαφος με ύψηλό υπόγειο ύδατα κέ
όρυζοντα (καφαλία). ΑΕΠΕ. Πλήρης πατάρρευση τοῦ ἑνός τμήματος.
Μέτρες βλάβες τοῦ ὑπολοίπου

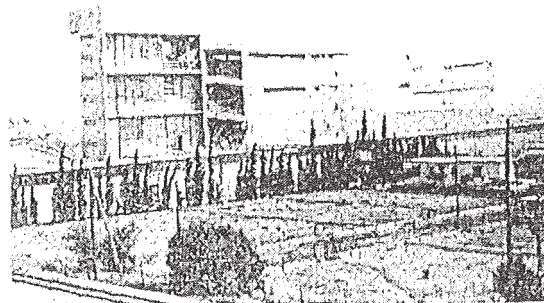
Ξενοδοχεῖο ΓΑΛΛΕΙΑΣ 500 κλινῶν στό Βραχάτι. Σεισμός Ἀλκωνίδων 1981



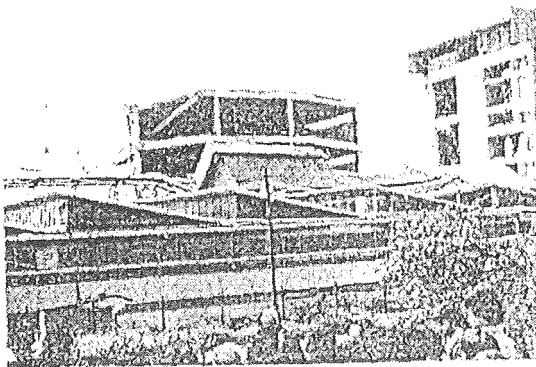
Βασικό Δ.Συ.



BA όψη



BA όψη



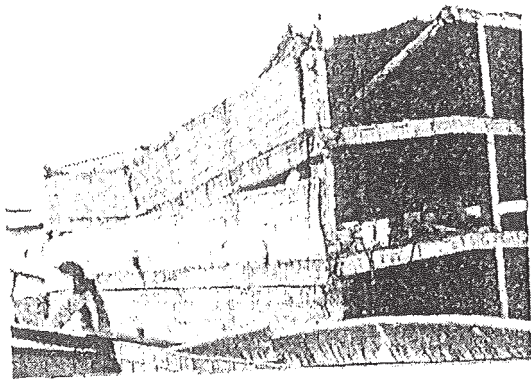
BA όψη



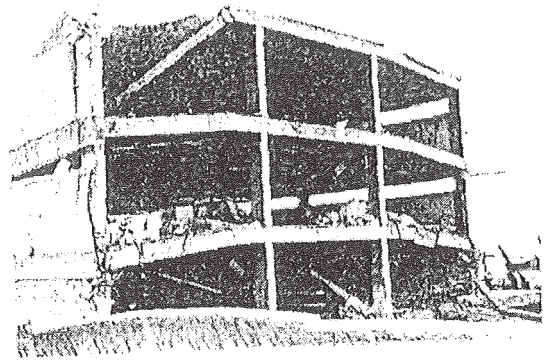
NA όψη

Κατασκευή 1972-1977, α' φάση: τμήμα Α, δρόμοι 1,2,3. Β' φάση: τμήματα ΒΓ, δρόμοι 1,2,3. Υ' φάση: τμήματα ΑΒΓ, δρόμος 4, ΑΓΠΕ, βραχίονα διανομολόμενα. Θερ. λύση σε αμφοχλωροειδές γέφυρο με όψιμο ύψυλο διατετακό ορόσηνο (παραλία). Κατάρτιση τμήματος Α με την δόσηση της 22.57/24.7.81(6.6R). Κατάρτιση (μερικη) τμημάτων Β και Γ με την δόσηση της 9.36/25.2.81(6.4R)

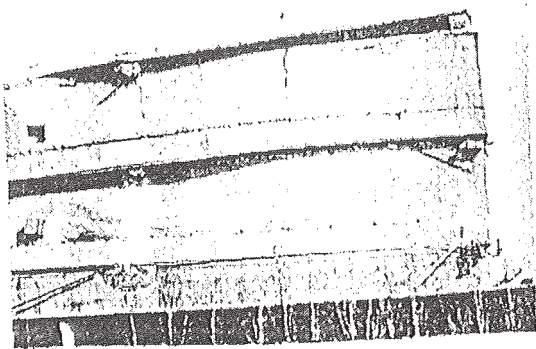
Έργοστάσιο ΚΕΡΑΦΙΝΑ, Σεισμός Άλκυονίδων 1981, Γισθμία



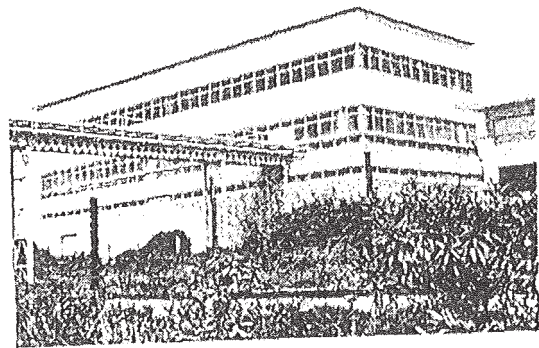
ΒΑ όψη τῶν τμημάτων Β καὶ Γ



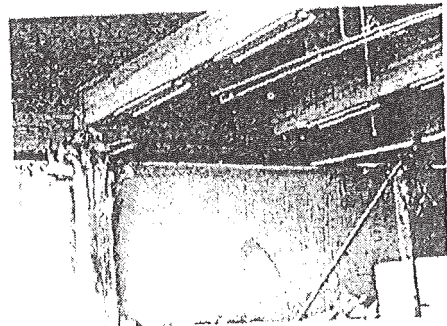
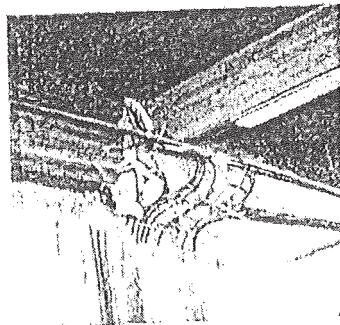
ΒΑ όψη. Λεκτομέρεια τοῦ Δ.Σο. (τμήμα Β)



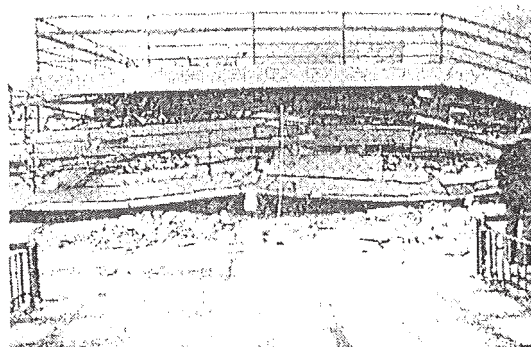
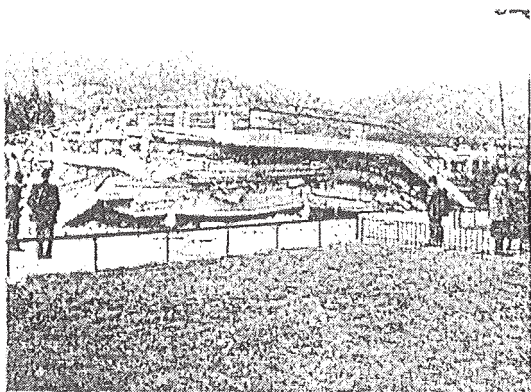
Δ όψη τμήματος Γ



Τό κτήριο αὐτό σέ ἀπόσταση 100m παρουσιάζει ελάχιστες βλάβες.



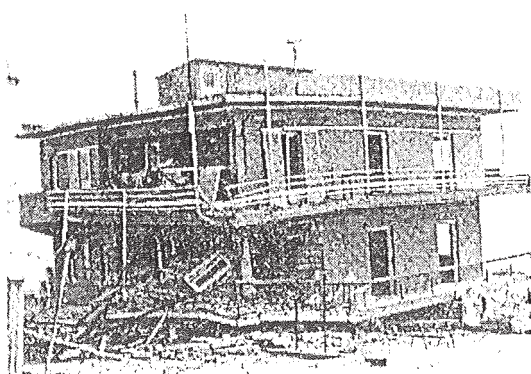
Πλήρης ἀστοχία τῶν βραχέων περιμετρικῶν υποστυλωμάτων
 Ἐργοστάσιο ΚΕΡΑΦΙΝΑ. Σεισμός Ἀλκυονίδων 1981. Ἴσομια



(α) 3/όροφο!!! Ξενοδοχείο στην Κινέττα. Πλάκες χωρίς δοκούς. Θεμελίωση σε γαλκιοαμμώδες έδαφος στην παραλία. Πλήρης κατάρρευση

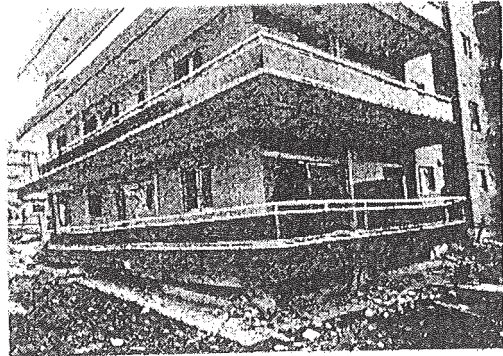
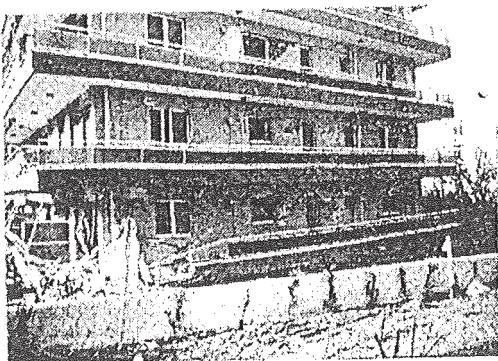
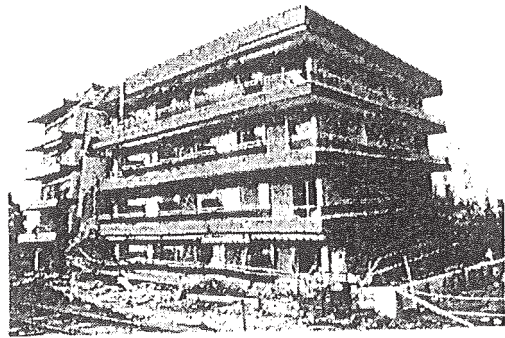
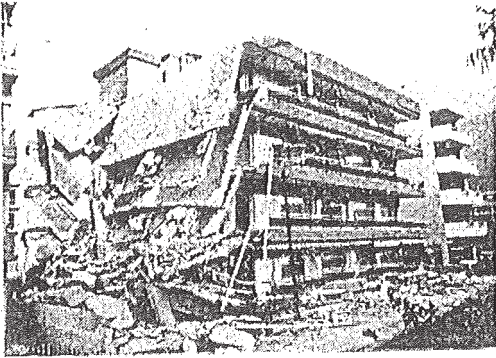


(β) 2/όροφο!!! κατοικίες στον Χγένο. Θεμελίωση σε αμιβάλες έδαφος με ύψηλό φρεάτιο όρίζοντα. Πλήρης κατάρρευση ίσογειού.

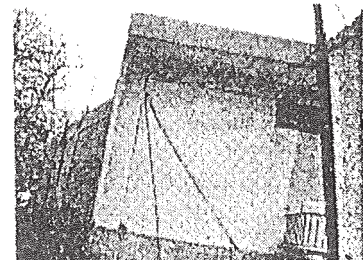
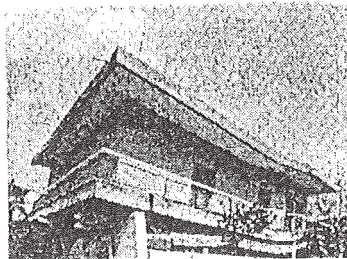
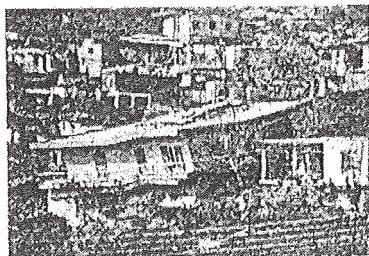


(γ) 3/όροφη!! κατοικία στο Κιάτο. Θεμελίωση σε ιλυώδες έδαφος με ύψηλό φρεάτιο όρίζοντα. Πλήρης κατάρρευση ίσογειού

Χαρακτηριστικές γενικές άστοχίες ΚΩΣ κατά τόν σεισμό
Αλκυονίδων 1981



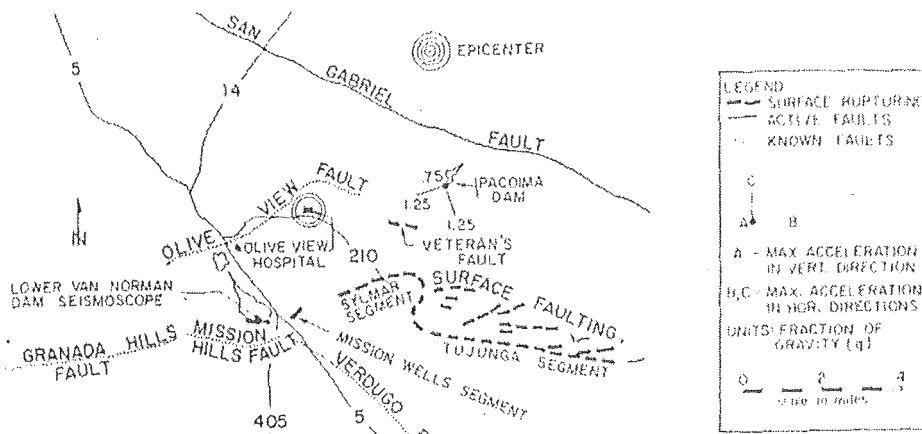
(δ) 5/όροφη πρόσφατη σιλοδομή οδού Κορύνθου 40, Λουτράκι. Θεμελίωση σε χαλικοκοιμώδες έδαφος με ύψηλό ύδατικό όριζόντιο. Άστοχία ύπαστολωμάτων έσογείου κατά τήν δόνηση τής 22.57'/24.2.81(6.6R). Κατάρρευση έσογείου καί τμήματος τής κατασκευής κατά τήν δόνηση τής 4.36'/25.2.81(6.4R). Οί διπλανές κώσ με μέτριες βλάβες



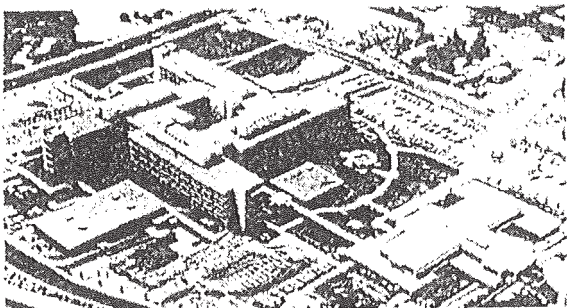
(ε) 2-1/όροφη κατασκευή σε έδαφος με μεγάλη κλίση του έμπρόσθιου τμήματος. Περαχώρα

Κατάρρευση

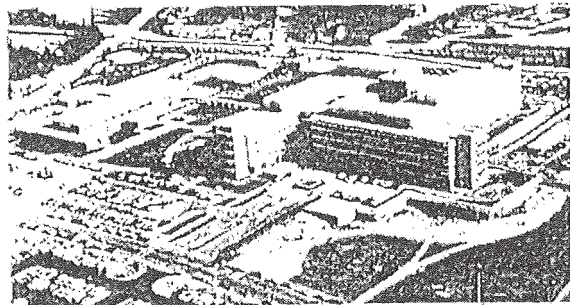
Χαράκτηριστικές γενικές άστοχίες κώσ κατά τόν σεισμό Άλκυονίδων 1981



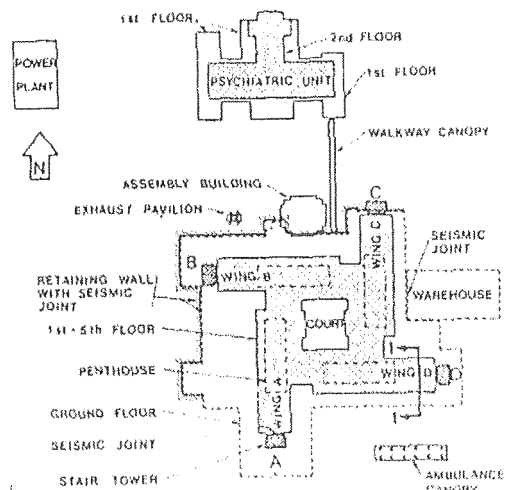
(1) Θέση συγκροτήματος ως προς το επίκεντρο ($S=9\text{km}$, $S_p=1,5\text{km}$) (MM XI)



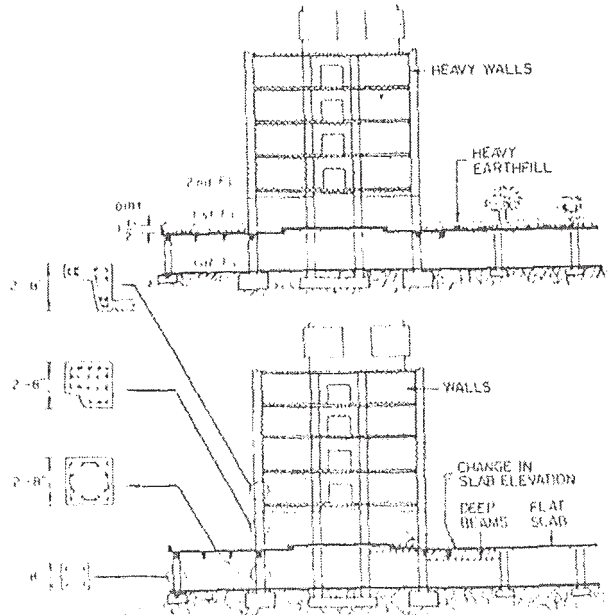
(2) ΒΑ άποψη συγκροτήματος



(3) ΝΑ άποψη συγκροτήματος



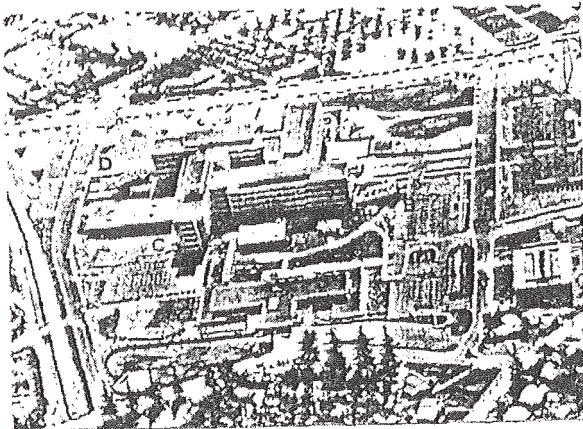
(4) Κάτοψη συγκροτήματος



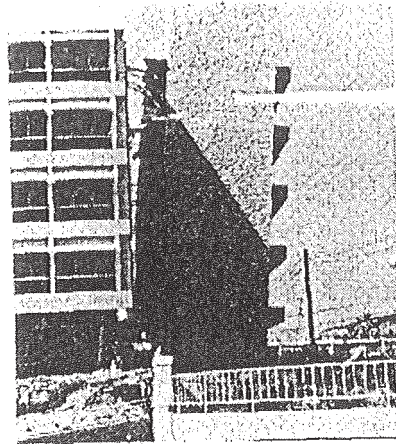
(5) Τομές κυρίως Δ.Συ.(1-1)

(α) Θέση συγκροτήματος ως προς το επίκεντρο και γενικά χαρακτηριστικά βασικού Δ.Συ.

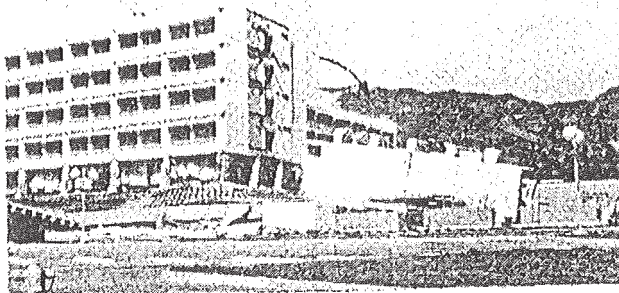
Olive View Hospital. Σεισμός San Fernando 9.02.71



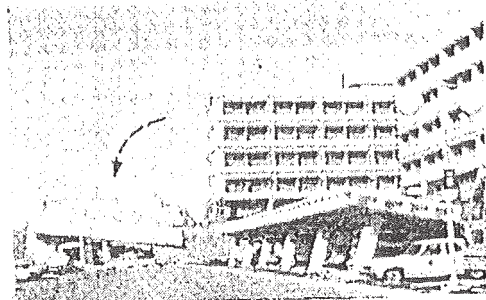
(1) Γενική άποψη από Β. Κλιμακοστάσια Α, Β, Δ άνωτράτηκαν



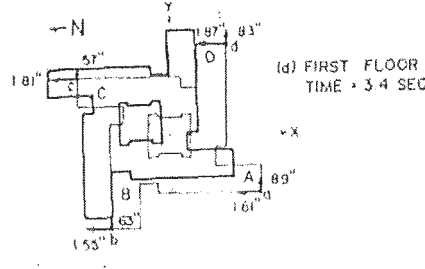
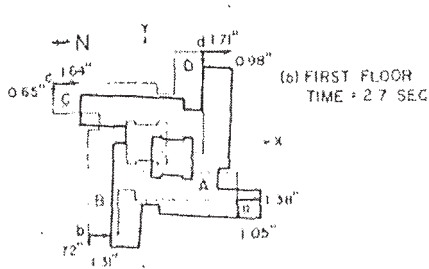
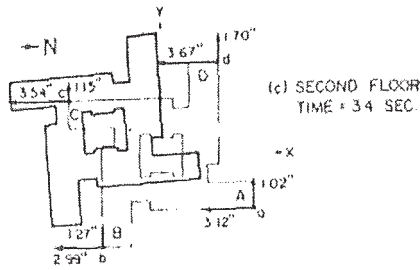
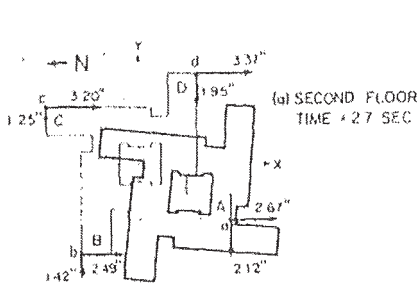
(2) Μόνιμη μετακίνηση κλιμακοστασίου C (Α.δψη)



(3) Άποψη πτέρυγας D από ΝΑ (άνατραπέν κλιμακοστάσιο D)

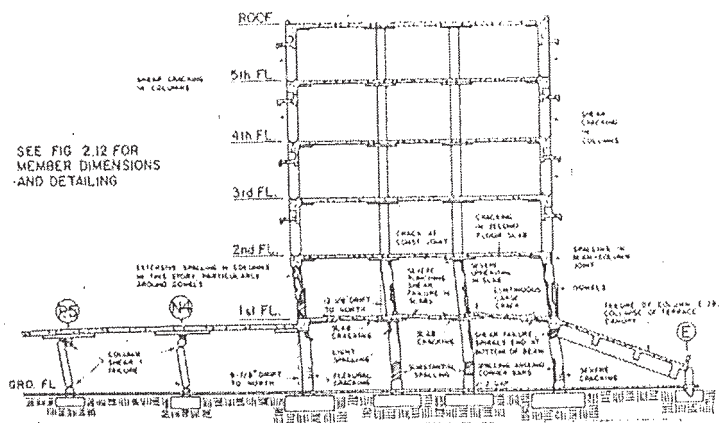


(4) Άποψη πτέρυγας Α από Α.

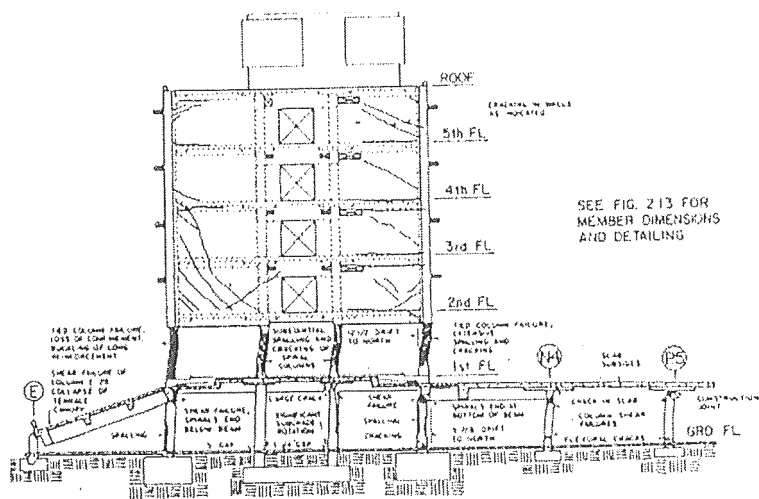


(5) Μετακινήσεις 1ου καί 2ου όρόφου (άναλυτικά άποτελέσματα)
(β) Τυπικές πρωτεύουσες βλάβες

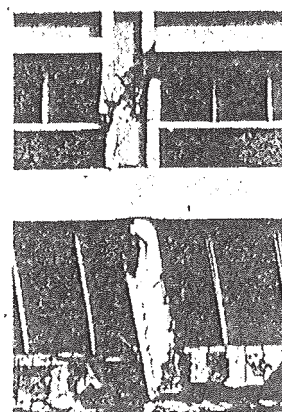
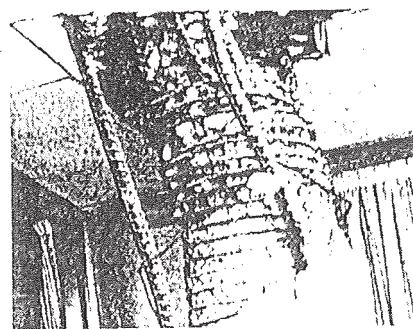
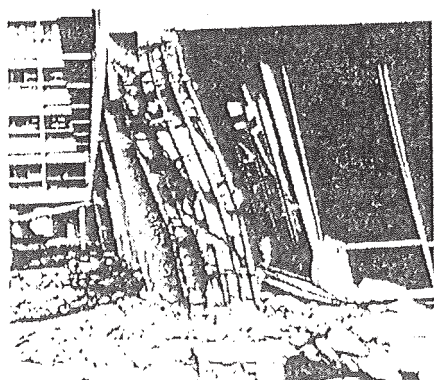
Olive View Hospital, Σεισμός San Fernando 9.02.71



(6) Βλάβες ενδιάμεσου πλαισίου (χωρίς τοιχώματα) πτέρυγας D



(7) Βλάβες άκρου διαδικτύ Δ.Σ. pilotis πτέρυγας D



(8) Σύγκριση συμπεριφοράς όπισθολοιμάτων με κοινούς συνδέτηρες και σπείρα
 (Β) Τυπικές προτεταύουσες βλάβες (Συνέχεια)
 Olive View Hospital. Σεισμός San Fernando 9.02.71

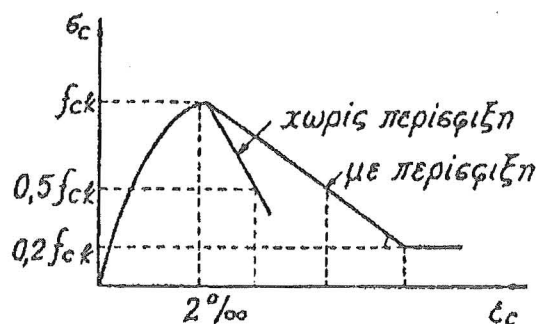
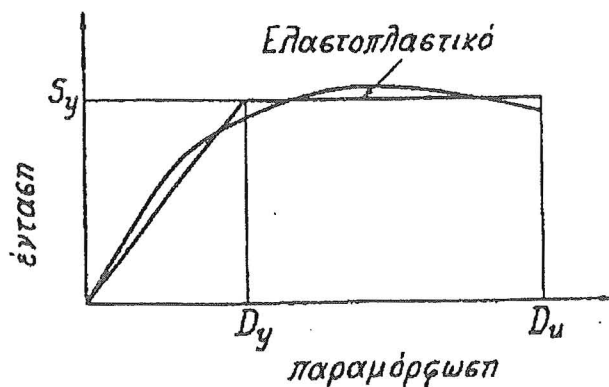
ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η ενέργεια ενός σεισμού φτάνει διαμέσου του εδάφους στις κατασκευές υπο τη μορφή κύματος. Το σεισμικό αυτό κύμα αποτελείται από κάποιες ιδιοσυχνότητες ταλάντωσης που είναι διαφορετικές για κάθε σεισμό. Η ιδιοσυχνότητα της δόνησης επηρεάζεται από το είδος του εδάφους που το κύμα διανύει. Το κύμα του σεισμού επιβάλλει στις κατασκευές να ταλαντωθούν. Ανάλογα με την ιδιοσυχνότητα της κάθε κατασκευής (ύψος, ακαμψίες, ελαστικότητα υλικού) η ταλάντωση είναι διαφορετική. Η σεισμική αυτή ενέργεια καταναλώνεται λόγω των πλαστικών παραμορφώσεων (υστερητική απόσβεση) και σε μικρότερο ποσοστό λόγω των ιζοελαστικών παραμορφώσεων (ιξώδης απόσβεση).

Η ενέργεια που απορροφά το κτίριο υπολογίζεται βάση δυναμικής ανάλυσης, με τη βοήθεια των φασμάτων αποκρίσεως. Βλέπουμε λοιπόν την ανάγκη ένα κτίριο να αποτελείται από σκελετό μεγάλης πλαστιμότητας.

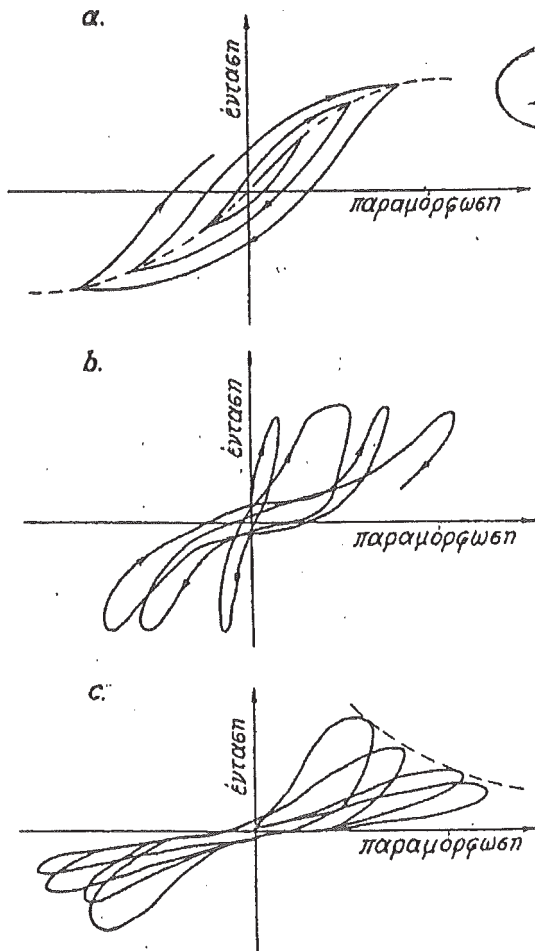
Πλαστιμότητα

Ο δείκτης πλαστιμότητας μ ισούται με D_u/D_y . Καταφέρνουμε να επιτύχουμε μεγάλη πλαστιμότητα με περισφογμένο σκυρόδεμα.



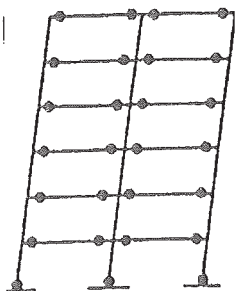
Υστερητική συμπεριφορά

Το μέγεθος της πλαστιμότητας και η μορφή του βρόχου υστερήσεως αποτελούν τους δύο βασικούς παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται η απορρόφηση και η κατανάλωση ενέργειας στις κατασκευές. Δηλαδή ένα υλικό είναι κατάλληλο όταν σε διαδοχικούς κύκλους φορτίσεων-αποφορτίσεων διατηρεί σταθερή την αντοχή του αλλά και την ακαμψία του.



Πλαστικές αρθρώσεις

Για να είναι το κτίριο σταθερό, αλλά και να μπορεί να καταναλώνει σεισμική ενέργεια παίρνουμε ορισμένα μέτρα ώστε η πλαστική παραμόρφωση των μελών της να συμβαίνει σε συγκεκριμένα σημεία του σκελετού του. Το πιο κατάλληλο σημείο για τον παραπάνω σκοπό είναι οι δοκοί και συγκεκριμένα ακριβώς μετά τους κόμβους.

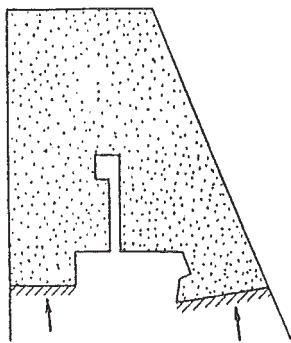
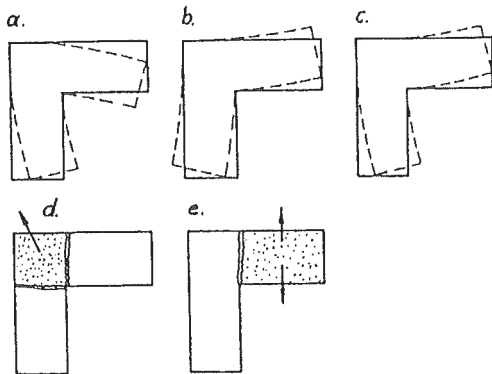


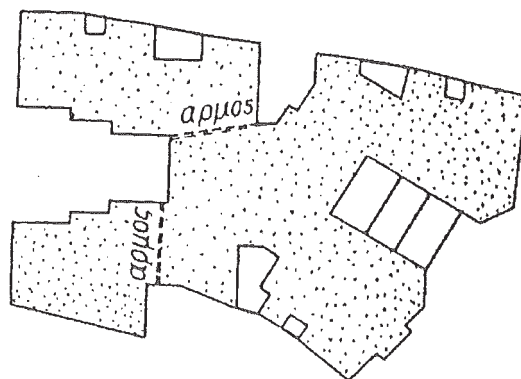
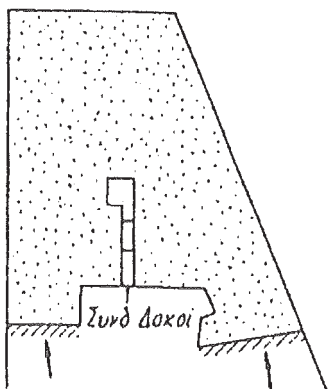
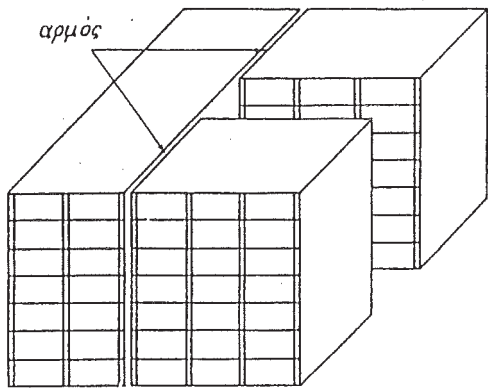
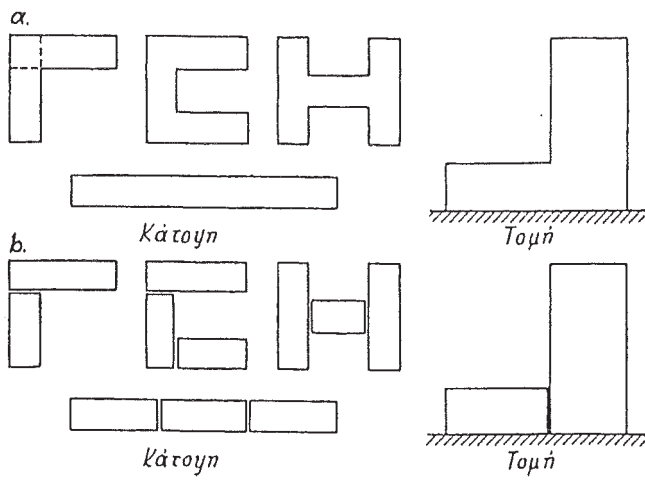
Μορφολογία κτιρίων

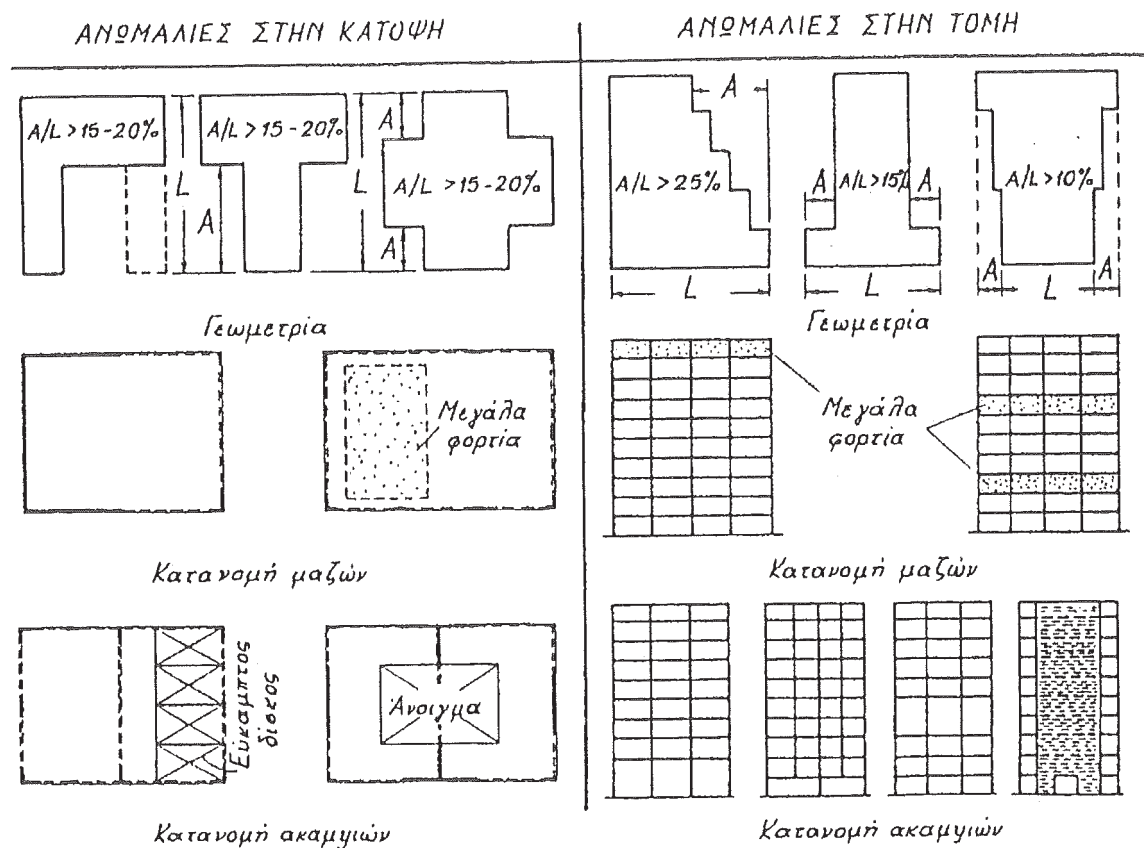
Τα κτίρια όπως και όλα τα φυσικά σώματα έχουν ένα κέντρο μάζας. Τα κτίρια επίσης έχουν και κάποιο κέντρο ακαμψίας το οποίο η θέση του εξαρτάται από τη θέση, το είδος και τον αριθμό των στοιχείων ακαμψίας του. Για να μην δημιουργούνται στα κτίρια στροφικές δυνάμεις πρέπει το κέντρο ακαμψίας του να είναι πλησίον του κέντρου μάζας.

Τα κτίρια για να είναι ανθεκτικά στον σεισμό πρέπει να έχουν όσο το δυνατόν πιο συμμετρική και απλή κάτοψη. Επίσης πρέπει τα φορτία να είναι και αυτά συμμετρικά κατανομημένα. Επίσης η ακαμψία των κτιρίων πρέπει να είναι συνεχής χωρίς απότομες αλλαγές, γιατί διαφορετικά στα σημεία της απότομης αλλαγής δημιουργούνται μεγάλες τάσεις που είναι δύσκολο να αντιμετωπιστούν.

Τα γωνιακά κτίρια είναι ευάλωτα στο σημείο σύνδεσης των δύο σκελών τους. Για να ξεπεράσουμε αυτό το πρόβλημα αρκεί να χωρίσουμε το κτίριο σε δύο ή περισσότερα μέλη με αντισεισμικό αρμό. Τα ψηλά και στενά κτίρια χρειάζονται εκτεταμένα θεμέλια για να αντιμετωπιστούν οι μεγάλες δυνάμεις ανατροπής.

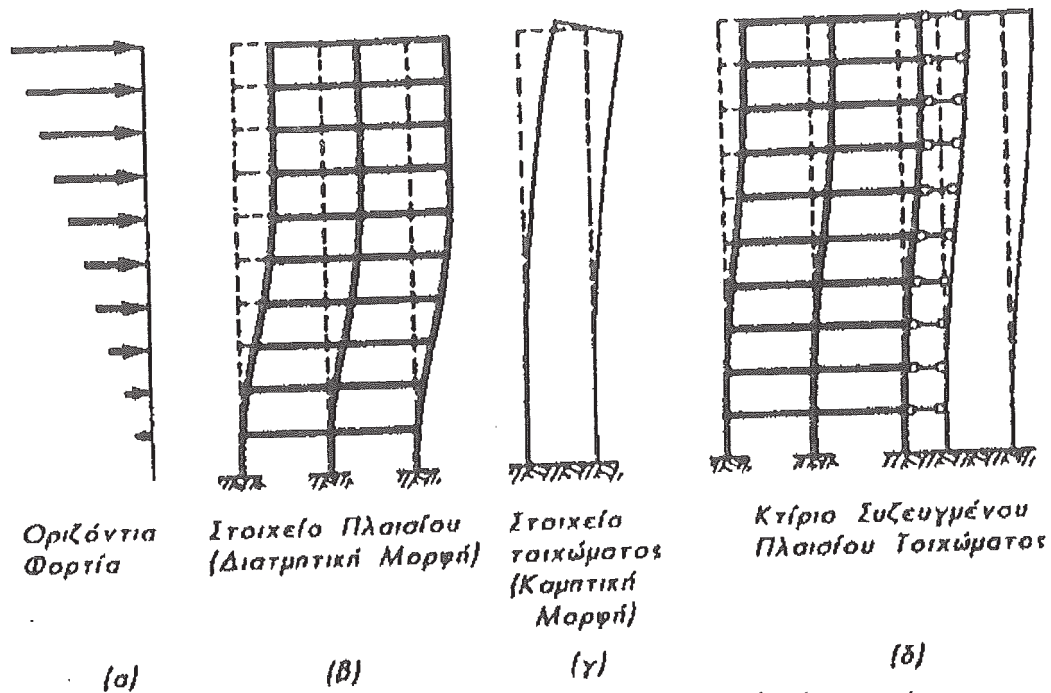




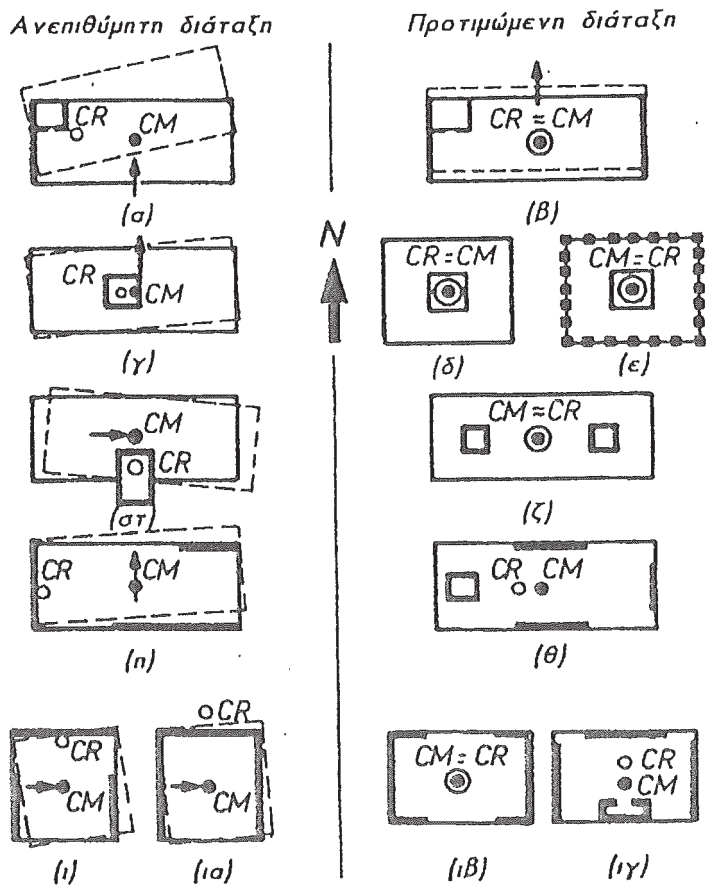


Γενικοί κανόνες τοποθέτησης τοιχίων

Τα τοιχεία είναι σχετικά άκαμπτα στις σεισμικές δυνάμεις και έτσι μειώνουν τις μεταθέσεις των ορόφων. Τα τοιχεία τα τοποθετούμε κυρίως στην περίμετρο του κτιρίου ώστε να αντιστέκονται και στις δυνάμεις στρέψεως του κτιρίου. Το κλιμακοστάσιο είναι ένα άκαμπτο τοίχωμα. Τοποθετείται σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις αλλά σε συνδυασμό με άλλα τοιχεία ώστε να μειώνονται οι δυνάμεις στρέψεως που προκύπτουν από την έκκεντρη τοποθέτησή του.



Μορφές παραμορφώσεων λόγω οριζόντιων δυνάμεων σε στοιχείο πλαισίου τοιχώματος και μικτού συστήματος.



Σχέση κέντρου μάζας και κέντρου καμψίας στις καταόψεις ορόφων (σε κάθε κατά οψη δεν εμφανίζεται ο κανναβός των πλαισίων που απαιτούνται κυρίως για την ανάληψη φορτίων βαρύτητας).