

259

ΠΟΛ

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ

ΠΕΙΡΑΙΑ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΕΜΑ

Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΒΑΣΙΛΟΠΟΥΛΟΣ ΜΑΡΙΟΣ

ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ : ΓΑΡΔΕΛΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ Α.Μ. 19501

ΜΑΝΤΕΛΛΟΣ ΧΡΗΣΤΟΣ Α.Μ. 21043

ΠΕΙΡΑΙΑΣ 2000

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΘΕΜΑ

		ΣΕΛ.
ΚΕΦ. 1.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1.	Το σφοδρό φαινόμενο	3
1.2.	Χαρακτηριστικά του σεισμού	8
<< Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ ΣΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ >>		
ΚΕΦ. 2.	ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ	12
2.1.	Γενικά	13
2.2.	Αξονικός θεμελιώσιμος	13
2.3.	Αποκλινομενός θεμελιώσιμος	21
	ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΒΑΣΙΛΟΠΟΥΛΟΣ ΜΑΡΙΟΣ	26
	ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ : ΓΑΡΔΕΛΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ Α.Μ. 19501	31
	ΜΑΝΤΕΛΛΟΣ ΧΡΗΣΤΟΣ Α.Μ. 21043	33
2.7.	Βύθιος θεμελιώσιμος	40
ΚΕΦ. 3.	ΔΕΙΓΜΑΤΑ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	49
3.1.	Η σφοδρή βύθιση ΠΕΙΡΑΙΑΣ 2000	53
ΚΕΦ. 4.	ΑΣΦΑΛΕΙΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	63

4.1.	Μέτρα ασφαλείας	80
4.2.	Θεμελίωση θεμελίωσης	87
ΚΕΦ. 5.	ΒΕΛΤΙΩΣΕΙΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΟΡΜΕΛΙΩΣΗΣ	103
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ		
5.1.	Μεθόδους αντιμετώπισης	103
5.2.	Συμπύκνωση σε ρηθός	107
5.3.	Αποστράγγιση	Σελ.
5.4.	Θυμωτός ρηθός	120
ΚΕΦ. 1.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1.	Το σεισμικό φαινόμενο	3
1.2.	Χαρακτηριστικά του σεισμού	6
1.3.	Έδαφος θεμελίωσης	9
ΚΕΦ. 2.	ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ.ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ	12
2.1.	Γενικά	13
2.2.	Αβαθείς θεμελιώσεις	13
2.3.	Απομονωμένα θεμέλια	21
2.4.	Μερική κοιτόστρωση.Πεδιλοδοκοί.	26
2.5.	Γενική κοιτόστρωση	31
2.6.	Θεμελίωση για συστήματα φερόντων τοιχωμάτων	33
2.7.	Βαθείς θεμελιώσεις	40
ΚΕΦ. 3.	ΣΕΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	69
3.1.	Η σεισμική δράση πάνω στις κατασκευές	69
ΚΕΦ. 4.	ΑΣΦΑΛΕΙΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	80

4.1.	Μέτρα ασφαλείας	80
4.2.	Βελτίωση θεμελίωσης	87
ΚΕΦ. 5.	ΒΕΛΤΙΩΣΕΙΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	102
5.1.	Μέθοδοι αντικατάστασης του εδάφους	103
5.2.	Συμπύκνωση σε βάθος	107
5.3.	Αποστράγγιση	115
5.4.	Θερμικές μέθοδοι	120
5.5.	Σταθεροποίηση με ενέσεις	126
ΚΕΦ. 6.	ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	132
6.1.	Προσωρινά μέτρα ενίσχυσης θεμελίωσης	132
6.2.	Τυπικοί βαθμοί βλάβης	133
6.3.	Τεχνικές επισκευών	134
6.4.	Μέθοδοι επισκευών	137
6.5.	Υλικά επισκευών	145
ΚΕΦ. 7.	ΝΕΟΣ ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ	152
7.1.	Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού	152
7.2.	Καταλληλότητα υπεδάφους θεμελίωσης	158
7.3.	Θεμελιώσεις	160
7.4.	Επίδραση του τρόπου θεμελιώσεως	167
7.5.	Αντοχή του εδάφους	173
	ΕΠΙΛΟΓΟΣ	180
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	183

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1. Εισαγωγή

Οι σεισμοί αποτελούν έναν από τους καταστροφικότερους φυσικούς κινδύνους στον πλανήτη. Από τους αρχαίους χρόνους έχουν προκαλέσει αμέτρητες καταστροφές πόλεων και χωριών σχεδόν σε κάθε ήπειρο. Παλαιότερα θεωρείτο υπερφυσικό γεγονός και η λιγότερο κατανοητή από τις υπόλοιπες φυσικές καταστροφές. Οι σεισμοί έχουν προκαλέσει μια έντονη ανησυχία όχι μόνο εξαιτίας των καταστροφών που προκαλούν, αλλά επειδή η σχεδόν ακαριαία εκδήλωση ενός μεγάλου σεισμού έχει μια μοναδική ψυχολογική επίδραση, που οπωσδήποτε χρειάζεται μια σοβαρή αντιμετώπιση από τις σύγχρονες κοινωνίες .

Οι κίνδυνοι που δημιουργούνται από τους σεισμούς είναι μοναδικοί από πολλές απόψεις, και συνεπώς ο τρόπος περιορισμού των κινδύνων αυτών αποτελεί μια ιδιαίτερη αντιμετώπιση από τεχνικής πλευράς. Σημαντική ιδιαιτερότητα του σεισμικού προβλήματος είναι το γεγονός ότι ο κίνδυνος για την ανθρώπινη ζωή προέρχεται σχεδόν αποκλειστικά από τις κατασκευές που έχει φτιάξει ο ίδιος ο άνθρωπος.

Είναι προφανές όμως ότι, ακόμα και μια επιτυχής πρόβλεψη σεισμού δεν εξαλείφει τους κινδύνους. Ακόμα και αν όλοι οι κάτοικοι απομακρυνθούν ασφαλώς, οι κατασκευές που σε μεγάλο βαθμό καθορίζουν το επίπεδο ζωής της κοινωνίας παραμένουν, η δε καταστροφή τους μπορεί να καταφέρει βαρύτατο πλήγμα στην οικονομία της περιοχής. Η πλευρά αυτή των σεισμικών κινδύνων μπορεί να αντιμετωπιστεί μόνο με το σχεδιασμό αντισεισμικών κατασκευών. Από την άλλη μεριά, με την αποτελεσματική

εφαρμογή της γνώσης της αντισεισμικής μηχανικής μπορεί να αποφευχθεί η κατάρρευση των κατασκευών και η επακόλουθη απώλεια ανθρώπινων ζωών, γεγονός που μειώνει σημαντικά την αξία ενός προγράμματος σχετικής πρόβλεψης.

Οι σεισμοί θέτουν ακόμα ένα ξεχωριστό τεχνικό πρόβλημα, αφού ένας δυνατός σεισμός αποτελεί τη δυσμενέστερη φόρτιση στην οποία είναι πιθανό να υποβληθούν οι περισσότερες κατασκευές, παρόλο που η πιθανότητα μιας δοσμένης κατασκευής να υποστεί ένα μεγάλο σεισμό είναι μικρή. Η καλύτερη πρακτική προσέγγιση αυτού του συνδυασμού συνθηκών είναι να σχεδιαστεί η κατασκευή έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η μη κατάρρευση στην περίπτωση ενός πιθανού ισχυρού σεισμού. Για να το εξασφαλίσουμε θα πρέπει να εφαρμόσουμε την κατάλληλη θεμελίωση κάθε φορά.

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 αναγνωριστεί ότι η παραπάνω καθολική αντιμετώπιση του προβλήματος, περισσότερο γνωστή με τον όρο αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής, θέτει προς το παρών

δυσεπίλυτα προβλήματα και είναι πρακτικά ανεφάρμοστη. Έτσι, 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, μια 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 κάτω από 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 μόνο 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.

1.1 Το σεισμικό φαινόμενο

Είναι γνωστό από γεωφυσικές και γεωλογικές μελέτες ότι η γη αποτελείται από τον πυρήνα, το μανδύα και τον εξωτερικό φλοιό (σχήμα 1). Ο φλοιός και το επάνω μέρος του μανδύα συντίθεται από σκληρά πετρώματα με συνολικό πάχος 80 km περίπου και αποτελεί την 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.

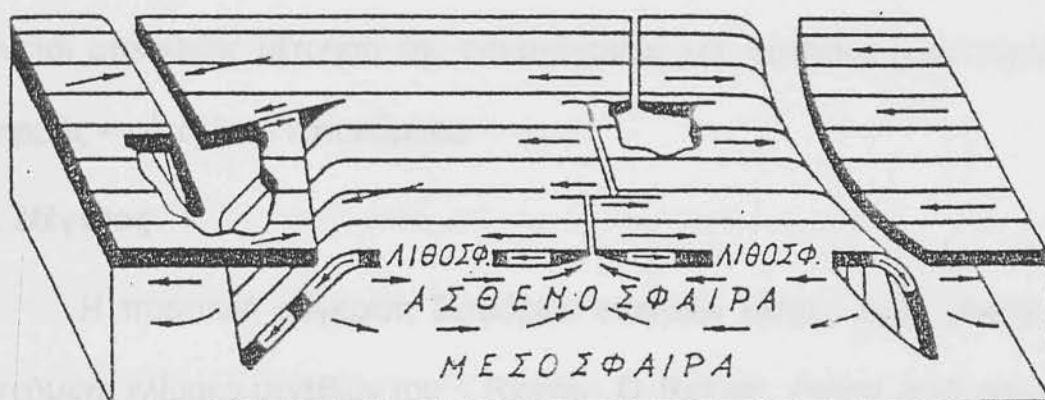
Η γένεση των σεισμών αποδίδεται στις σχετικές κινήσεις και συγκρούσεις των λιθοσφαιρικών πλακών. Οι κινήσεις αυτές οφείλονται σε εφαπτομενικές πιέσεις που ασκούν στους πυθμένες των πλακών τα ρεύματα μεταφοράς του υλικού του μανδύα, λόγω των ποικίλων φυσικών διεργασιών που γίνονται στο εσωτερικό του. 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 φθάσει σε βάθος 700 km μέσα στο μανδύα, όπου τελικά διαλύεται.



Σχήμα 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 το σύνολο σχεδόν των σεισμών (1), (2). Ένας μικρός αριθμός άλλων σεισμών, οι λεγόμενοι ηφαιστιογενείς σεισμοί και οι σεισμοί εγκατακρημνίσεως, οφείλονται σε ειδικότερα αίτια.

Στο σχήμα (2) φαίνεται, μεταξύ άλλων, η περίπτωση των πλακών που αποκλίνουν εκατέρωθεν της μεσοωκεάνιας ράχης, 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 καταβύθιση της στο εσωτερικό του μανδύα.



Σχήμα 2 Η κίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών

Οι προηγούμενες σχετικές κινήσεις των πλακών συνεπάγονται την προοδευτική αύξηση των τάσεων και των 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.

1.2 Χαρακτηριστικά του σεισμού

Για τη μέτρηση των σεισμών και των επιπτώσεων 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. Με τα όργανα αυτά που αποτελούν ειδικό τύπο σεισμομέτρου, γίνεται απευθείας μέτρηση της επιταχύνσεως του εδάφους (για παράδειγμα βορράς – νότος) και κατακόρυφα.

a. Μέγεθος

Η ποσοτική σύγκριση διαφόρων 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 (1953) το τοπικό μέγεθος M_l ενός σεισμού. Για τον υπολογισμό του μεγέθους σεισμών με διάφορα εστιακά βάθη 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 βάθη >60 km). Όλα τα παραπάνω μεγέθη συνδέονται μεταξύ τους με ορισμένες σχέσεις, ενώ με τον γενικό όρο μέγεθος

Μ εννοούμε, το επιφανειακό μέγεθος M_s . Αυτό για την Ελληνικό χώρο δίνεται από τον τύπο:

$$M = \text{Log} (a) + 1.41 \text{ Log} (\Delta) + 0.2$$

Όπου a το ημιάθροισμα των μέγιστων πλατών των δύο οριζοντίων συνιστωσών της μέγιστης κίνησης σε (μέτρα) και Δ η επικεντρική απόσταση σε (χιλιόμετρα).

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 (Λισσαβόνα, 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.

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, δηλαδή με την ενέργεια που εκλύεται στην εστία ενός σεισμού. Έτσι, βρέθηκε ότι η παραπάνω ενέργεια για $M > 5$ δίνεται από τη σχέση:

$$\text{Log } E = 12.24 + 1.44 M$$

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 την βοήθεια πολλών τυχαίων μεταβλητών και όχι με μία μόνη παράμετρο, διότι το βλαπτικό δυναμικό ενός σεισμού εξαρτάται από τη συσχέτιση της σεισμικής κινήσεως (επιτάχυνση, συχνοτικό περιεχόμενο κ.τ.λ.) με τα δυναμικά χαρακτηριστικά των κατασκευών (ιδιοπερίοδοι, αποσβέσεις κ.τ.λ.). Έτσι π.χ. η ίδια σεισμική δόνηση είναι δυνατόν να είναι καταστροφική για τις δύσκαμπτες κατασκευές και ελάχιστα βλαπτική για τις εύκαμπτες ή αντίστροφα.

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 παρακάτω κλίμακες προδιαγράφει ως εξής

τους βαθμούς εντάσεως:

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 την βοήθεια πολλών τυχαίων μεταβλητών και όχι με μία μόνη παράμετρο, διότι το βλαπτικό δυναμικό ενός σεισμού εξαρτάται από τη συσχέτιση της σεισμικής κινήσεως (επιτάχυνση, συχνοτικό περιεχόμενο κ.τ.λ.) με τα δυναμικά χαρακτηριστικά των κατασκευών (ιδιοπερίοδοι, αποσβέσεις κ.τ.λ.). Έτσι π.χ. η ίδια σεισμική δόνηση είναι δυνατόν να είναι καταστροφική για τις δύσκαμπτες κατασκευές και ελάχιστα βλαπτική για τις εύκαμπτες ή αντίστροφα.

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 παρακάτω κλίμακες προδιαγράφει ως εξής

τους βαθμούς εντάσεως:

- Βαθμός I Δεν γίνεται αντιληπτός από τον άνθρωπο.
- Βαθμός II-III Γίνεται αντιληπτός από μικρό αριθμό ανθρώπων.
- Βαθμός 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.
- Βαθμός VIII-IX Σοβαρές ζημιές σε κτίσματα και εμφάνιση ρωγμών στο έδαφος.
- Βαθμός X Γενική κατάρρευση οικοδομών.
- Βαθμοί XI-XII Καταστροφή.

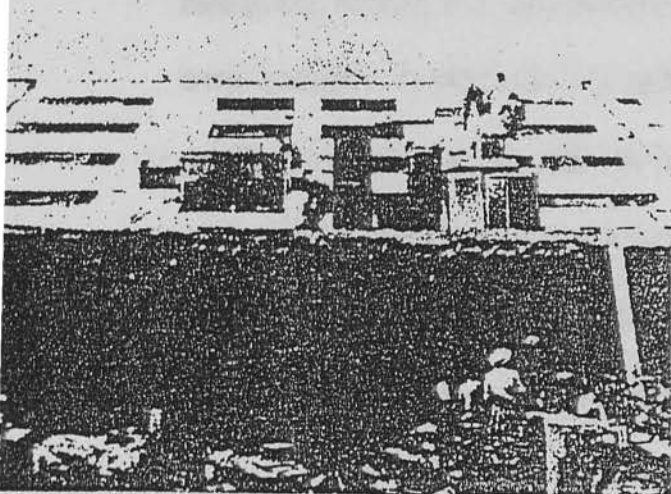
Η κλίμακα M.S.K. είναι ακριβέστερη από την προηγούμενη, γιατί λαμβάνει υπόψη το είδος και το ποσοστό των κτιρίων που έχουν υποστεί βλάβες.

1.3 Έδαφος θεμελίωσης

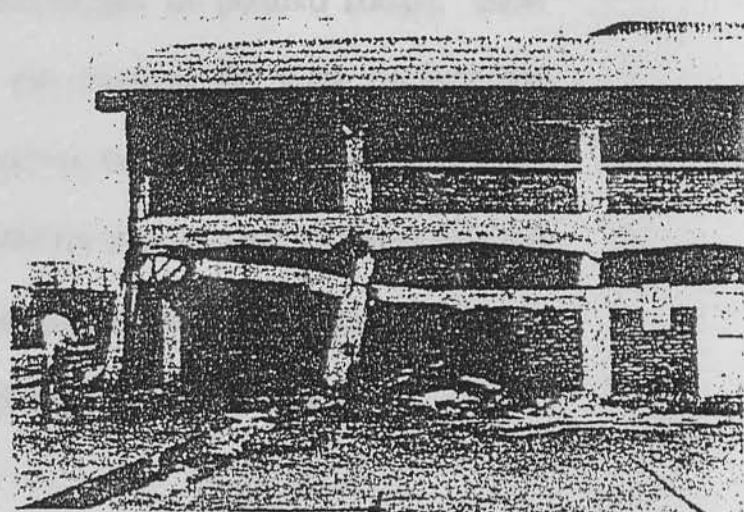
Πολλοί θεωρούν το έδαφος ως παθητικό αποδέκτη φορτίων κάτι το οποίο δεν αληθεύει αφού στην πραγματικότητα το σύμπλεγμα έδαφος - θεμελίωση - ανωδομή αποτελεί ενιαίο σύνολο με αυτοτελή δυναμική συμπεριφορά, που είναι συνάρτηση των ιδιοτήτων των τριών συστατικών του μερών και ιδιαίτερα του εδάφους, από το οποίο άλλωστε γίνεται και η εισαγωγή της σεισμικής διεγέρσεως.

Υπάρχουν καταρχήν ορισμένα εδάφη σχεδόν απαγορευτικά για δόμηση, διότι υφίστανται πολύ μεγάλες αθροιστικές παραμορφώσεις κατά τους σεισμούς και προκαλούν άμεση αστοχία των υπερκείμενων κατασκευών.

Τέτοια εδάφη είναι όσα βρίσκονται κοντά σε τεκτονικά ρήγματα που είναι δυνατόν να επανενεργοποιηθούν, τα κατολισθαίνοντα εδάφη επάνω σε πλαγιές ή επάνω σε αναβαθμό του βραχώδους υπεδάφους και επίσης οι κορεσμένες αμμώδεις αποθέσεις που κινδυνεύουν από ρευστοποίηση . Στη φωτογραφία 1 φαίνεται η αστοχία κτιρίου που διασχίζεται από επιφανειακό σεισμικό ρήγμα, ενώ στη φωτογραφία 2 φαίνεται η πλήρης ανατροπή κτιρίου λόγω της ρευστοποίησης του εδάφους θεμελίωσης.



Φωτογραφία 1



Φωτογραφία 2

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 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 συνίσταται 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 μεγάλες περιόδους και άρα οι δύσκαμπτες κατασκευές θα είναι λιγότερο ευπρόσβλητες. 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.

2. Αντισεισμικός σχεδιασμός θεμελιώσεων

Ένα σημαντικό κριτήριο για το σχεδιασμό θεμελιώσεων αντισεισμικών κατασκευών είναι ότι το σύστημα θεμελίωσης πρέπει να είναι ικανό να στηρίξει τα φορτία σχεδιασμού λόγω βαρύτητας. Το σύστημα θεμελίωσης σε αυτή την περίπτωση περιλαμβάνει το φορέα θεμελίωσης από σπλισμένο σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, τους πασσάλους ή τα φρεάτια και το έδαφος έδρασης.

Παραμένει λοιπόν να σχεδιαστεί η θεμελίωση για τις κατάλληλες σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται απευθείας από την παραμόρφωση του εδάφους, και σαν αποτέλεσμα των σεισμικών δυνάμεων που ενεργούν στην ανωδομή. Ενώ όμως η δυνατότητα μας να εκτιμήσουμε τις σεισμικές δυνάμεις είναι αρκετά ανεπτυγμένη, υπάρχει μεγάλη αβεβαιότητα για το μέγεθος και την επίδραση των δυνάμεων που προέρχονται απευθείας από το έδαφος.

Οι ροπές και οι τέμνουσες στο σύστημα θεμελίωσης μπορεί να επηρεαστούν έντονα από την κατανομή των εδαφικών τάσεων 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. Η διαστασιολόγηση της θεμελίωσης θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε οι μέγιστες αναπτυσσόμενες τάσεις εδάφους λόγω των ροπών ανατροπής και των ίδιων βαρών δεν ξεπερνούν τις επιτρεπόμενες τιμές με σεισμό, για το συγκεκριμένο έδαφος.

2.1 Γενικά

Σε κάθε θεμελίωση διακρίνουμε δυο είδη εργασιών : Το πρώτο είναι η προετοιμασία της επιφάνειας του εδάφους, όπου το θεμέλιο θα μεταφέρει τα φορτία του έργου. Το δεύτερο είναι η κυρίως κατασκευή των θεμελίων, των δοκιμών στοιχείων δηλαδή, που έρχονται σε επαφή με την επιφάνεια του εδάφους και μεταφέρουν σ' αυτό τα φορτία του έργου.

Στα συνηθισμένα συστήματα θεμελιώσεων τα δυο αυτά είδη εργασιών γίνονται σε δυο χωριστές φάσεις, που ακολουθούν η μια την άλλη με τη σειρά που αναφέραμε. Αυτές οι θεμελιώσεις λέγονται **αβαθείς**.

Υπάρχουν όμως και θεμελιώσεις, που λέγονται **βαθείς**, όπου τα δυο είδη εργασιών γίνονται συγχρόνως. Αυτό γίνεται ακριβώς, γιατί δεν συμφέρει να γίνονται χωριστά οι εργασίες του πρώτου είδους σε τόσο μεγάλο βάθος.

Στις αβαθείς θεμελιώσεις η πρώτη φάση μπορεί να περιορισθεί μόνο στη μόρφωση των επιφανειών του εδάφους. Τότε οι θεμελιώσεις λέγονται **άμεσες**. Μπορεί όμως σε άλλες περιπτώσεις να περιλαμβάνει και ποιοτική προετοιμασία, δηλαδή **βελτίωση του εδάφους** θεμελιώσεως με διάφορα μέσα, οπότε οι θεμελιώσεις δεν είναι πια άμεσες. Τέλος η αβαθής θεμελίωση μπορεί να εκτελείται σε στεγνό περιβάλλον ή μέσα στο νερό.

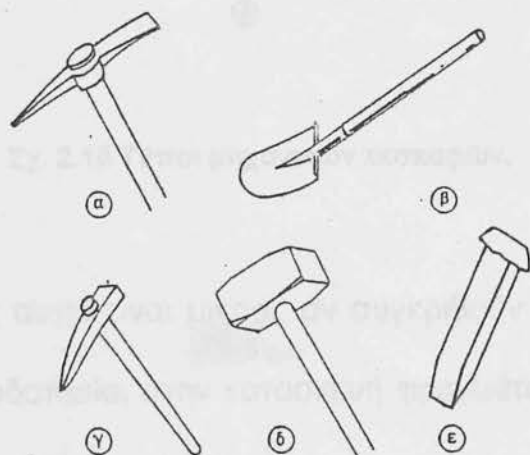
2.2 Αβαθείς θεμελιώσεις

2.2.1 Εκσκαφή θεμελίων

Εξετάζουμε την πιο απλή περίπτωση, δηλαδή την άμεση αβαθή θεμελίωση, που εκτελείται σε στεγνό περιβάλλον. Η πρώτη φάση των εργασιών περιορίζεται στην εκτέλεση μερικών απλών χωματουργικών εργασιών, εκσκαφών που λέγονται **εκσκαφές θεμελίων**. **Επιχώσεις** γίνονται

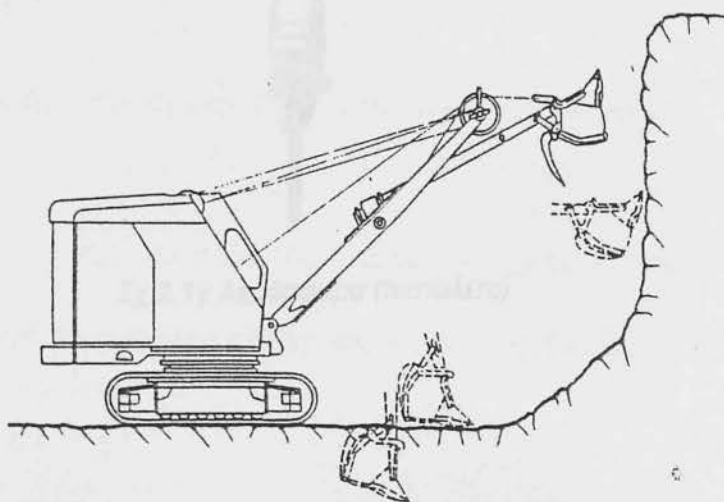
συνήθως μόνον, όταν τελειώσουν οι εργασίες, αφού δηλαδή κατασκευασθούν τα θεμέλια, για να ξαναγεμίσουν τα ορύγματα, αν το σχήμα των θεμελίων είναι τέτοιο, ώστε να μη καταλαμβάνει όλο τους το χώρο.

Κατά τις εκσκαφές των θεμελίων γίνονται παλαιότερα χρήση της **σκαπάνης (κασμά)** και του **φτυαριού**, όταν το έδαφος ήταν σχετικά μαλακό και του **πικουνιού (γενηίδος)**, όταν ήταν σκληρότερο (σχ. 2.1α).



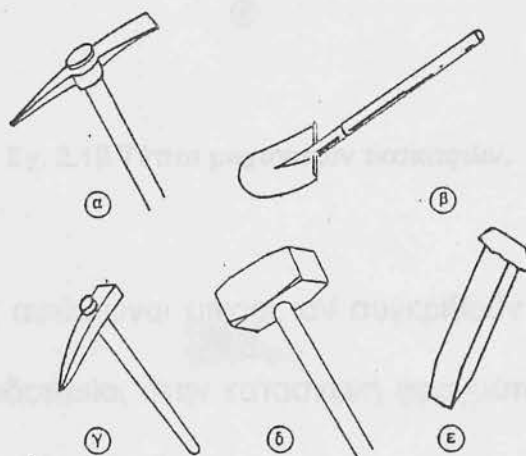
Σχ. 2.1α Εργαλεία για χωματουργικές εργασίες: α) Σκαπάνη (κασμάς). β) Φτυάρι. γ) Πικούνι (γενηίς). δ) Σφυρί (βαρειά). ε) Σφήνα.

Στην πρώτη περίπτωση το έδαφος χαρακτηρίζεται **γαιώδες** και στη δεύτερη **ημιβραχώδες**. Με τα σημερινά ημερομίσθια δεν συμφέρει πια αυτή η μέθοδος και τα θεμέλια σκάβονται κατά κανόνα με μηχανικά μέσα, δηλαδή με εκσκαφές διαφόρων τύπων (σχ. 2.1β). Επειδή βέβαια οι εκσκαφές θεμελίων έχουν γενικά περιορισμένες



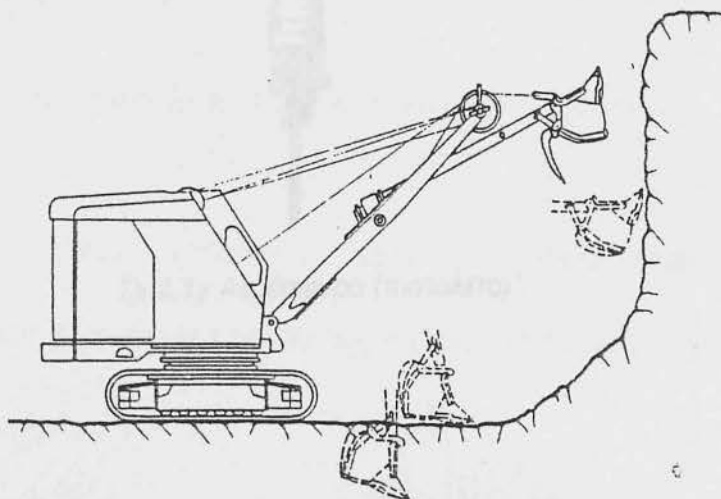
συνήθως μόνον, όταν τελειώσουν οι εργασίες, αφού δηλαδή κατασκευασθούν τα θεμέλια, για να ξαναγεμίσουν τα ορύγματα, αν το σχήμα των θεμελίων είναι τέτοιο, ώστε να μη καταλαμβάνει όλο τους το χώρο.

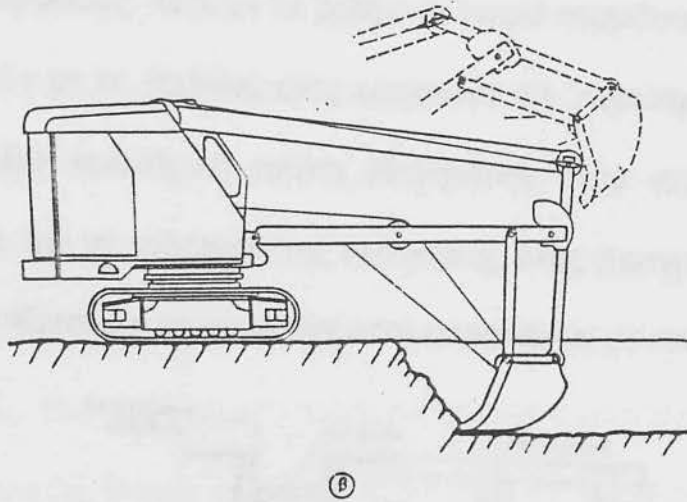
Κατά τις εκσκαφές των θεμελίων γίνονται παλαιότερα χρήση της **σκαπάνης (κασμά)** και του **φτυαριού**, όταν το έδαφος ήταν σχετικά μαλακό και του **πικουνιού (γενηίδος)**, όταν ήταν σκληρότερο (σχ. 2.1α).



Σχ. 2.1α Εργαλεία για χωματουργικές εργασίες: α) Σκαπάνη (κασμάς). β) Φτυάρι. γ) Πικούνι (γενηίς). δ) Σφυρί (βαρειά). ε) Σφήνα.

Στην πρώτη περίπτωση το έδαφος χαρακτηρίζεται **γαιώδες** και στη δεύτερη **ημιβραχώδες**. Με τα σημερινά ημερομίσθια δεν συμφέρει πια αυτή η μέθοδος και τα θεμέλια σκάβονται κατά κανόνα με μηχανικά μέσα, δηλαδή με εκσκαφές διάφορων τύπων (σχ. 2.1β). Επειδή βέβαια οι εκσκαφές θεμελίων έχουν γενικά περιορισμένες

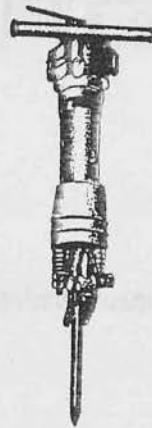




Σχ. 2.1β Τύποι μηχανικών εκσκαφών.

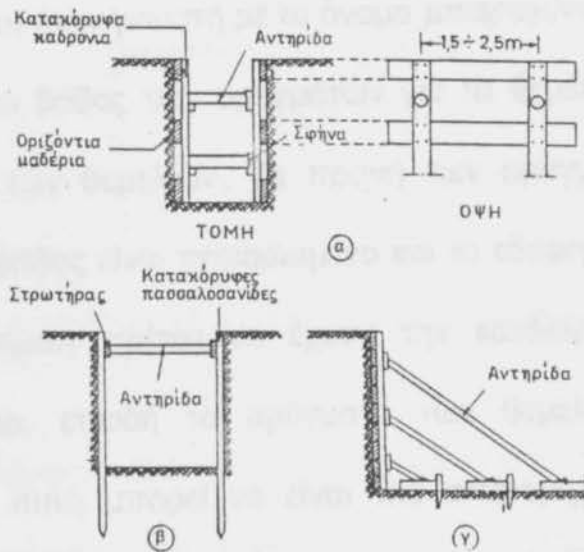
διαστάσεις, οι εκσκαφείς αυτοί είναι μικροί, αν συγκριθούν με τους εκσκαφείς, που χρησιμοποιούνται στην οδοποιία, στην κατασκευή φραγμάτων, στα εγγειοβελτιωτικά έργα, στα επιφανειακά μεταλλεία κτλ..

Όταν το έδαφος είναι βραχώδες, είναι προτιμότερο να χρησιμοποιηθεί **αερόσφυρα** (πιστολέτο) (σχ. 2.1γ), δηλαδή ένα εργαλείο κοπτικό, που λειτουργεί με πεπιεσμένο αέρα. Παλαιότερα στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιούσαν σιδερένιες **σφήνες** και βαριά **σφυριά (βαριές)** (σχ. 2.1δ & ε).

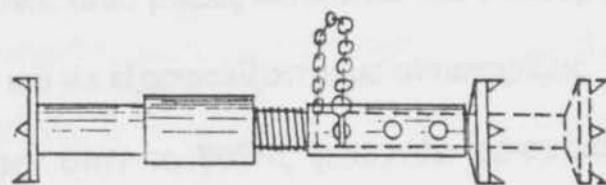


Σχ.2.1γ Αερόσφυρα (πιστολέτο)

Οι αερόσφυρες είναι δυο ειδών : **κρουστικές** και **περιστροφικές**. Οι **κρουστικές αερόσφυρες** κόβουν το βράχο σε μικρά κομμάτια, που μπορούν έπειτα να απομακρυνθούν με τη βοήθεια ενός εκσκαφέα. Οι **περιστροφικές αερόσφυρες** ανοίγουν μια βαθιά κυλινδρική τρύπα (**διάτρημα**), που γεμίζεται με κατάλληλη εκρηκτική ύλη. Με την πυροδότηση της εκρηκτικής ύλης πραγματοποιείται η έκρηξη, ο βράχος θρυμματίζεται και τα προϊόντα απομακρύνονται με τον εκσκαφέα.



Σχ. 2.15 Αντιστηρίξεις για πρανή ορυγμάτων: α) Ορύγματα με μικρό πλάτος (χαντάκια). β) Εδάφη πολύ ασταθή και ιδιαίτερα μέσα στο νερό. γ) Ορύγματα με μεγάλες διατάσεις.



Σχ. 2.16 Αντηρίδα από μεταλλικό σωλήνα για αντιστήριξη πρανών.

Εκρηκτικές ύλες χρησιμοποιούνται, όταν ο βράχος είναι σκληρός και συμπαγής. Αν υπάρχουν ρωγμές, τα αέρια της εκρήξεως διαφεύγουν απ' αυτές και

τα αποτελέσματα δεν είναι ικανοποιητικά. Εξ' άλλου δεν επιτρέπεται η χρήση εκρηκτικών υλών, όταν δίπλα υπάρχει άλλο έργο ή μέσα σε κατοικημένες περιοχές. Γενικά η μέθοδος περικλείει κινδύνους και πρέπει να συνοδεύεται από προστατευτικά μέτρα, να διέπεται από αυστηρούς κανονισμούς και να εκτελείται από ειδικευμένο και υπεύθυνο προσωπικό.

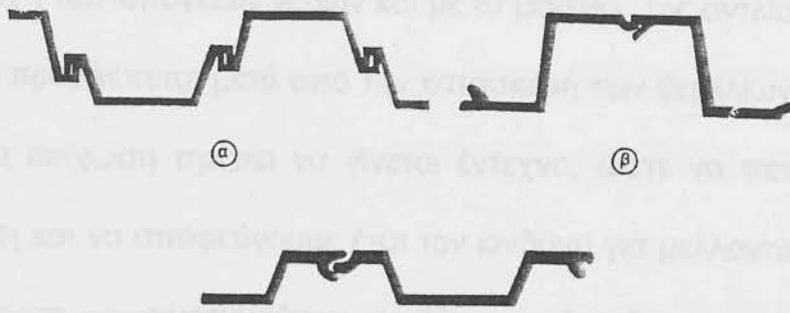
Παλαιότερα τα διατρήματα ανοίγονταν με τα χέρια με τη βοήθεια μιας ατσαλένιας ράβδου, που ήταν γνωστή με το όνομα **μπαραμίνα** (barre a mine).

Το σχήμα και το βάθος των ορυγμάτων για τα θεμέλια εξαρτώνται από το σχήμα και το βάθος των θεμελίων. Τα πρηνή των ορυγμάτων διαμορφώνονται κατακόρυφα, όταν το βάθος είναι περιορισμένο και τα εδάφη βραχώδη ή συνεκτικά. Στην αντίθετη περίπτωση πρέπει να έχουν την κατάλληλη κλίση, για να μη καταρρεύσουν. Βέβαια, επειδή τα ορύγματα των θεμελίων είναι προσωρινές κατασκευές, η κλίση αυτή μπορεί να είναι πιο απότομη από κείνη, που θα επιτρεπόταν σε μια μόνιμη κατασκευή, ιδίως όταν οι εργασίες εκτελούνται σε περίοδο που δεν βρέχει.

Όταν το έδαφος είναι πολύ χαλαρό ή υδαρές, οι κλίσεις που θα χρειαζόταν να πάρουν τα πρηνή, είναι τόσο μικρές ώστε είναι πιο οικονομικό να διαμορφώνονται τα πρηνή κατακόρυφα και να εξασφαλίζονται με αντιστηρίξεις. Το ίδιο συμβαίνει και στα πιο συνεκτικά εδάφη, όταν το βάθος ξεπερνάει ορισμένα όρια, που είναι βέβαια διαφορετικά για κάθε είδος εδάφους.

Στο σχήμα 2.1δ φαίνονται μερικά απλά συστήματα αντιστηρίξεων. Αποτελούνται κυρίως από ξύλα, μαδέρια και καδρόνια, με μερικά μεταλλικά στοιχεία. Όταν το πλάτος των ορυγμάτων είναι πολύ μικρό, όπως π.χ. στην περίπτωση θεμελίων για τοίχους, συμφέρει το ένα πρηνές να στηρίζει το άλλο με τη βοήθεια οριζοντίων αντηρίδων. Οι αντηρίδες αυτές να είναι καδρόνια, που σφίγγουν στη θέση

τους με ξύλινες σφήνες ή μεταλλικοί σωλήνες, που βιδώνουν μεταξύ τους για να αποκτούν ακριβώς το μήκος που χρειάζεται (σχ. 2.1ε).



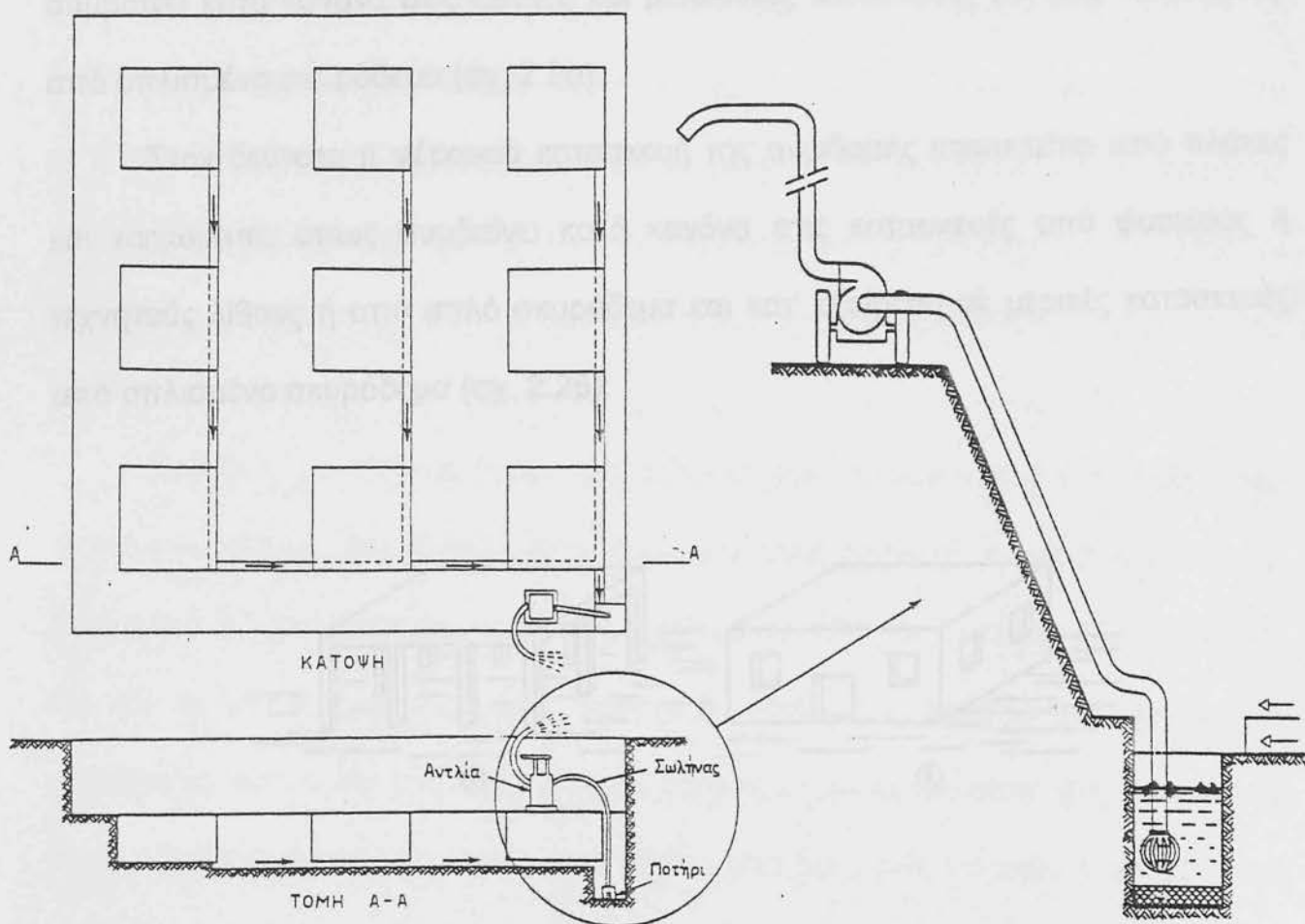
Σχ. 2.1στ Χαρακτηριστικές διατομές μεταλλικών πασσαλοσανίδων.

Σε εξαιρετικά δυσμενή εδάφη η αντιστήριξη πρέπει να συνοδεύεται και με επένδυση όλης της επιφάνειας των πρανών, για να μη διαρρέει το έδαφος από τα κενά ανάμεσα από τα στοιχεία της αντιστηρίξεως. Για το σκοπό αυτό μπορούν να χρησιμοποιηθούν και ειδικές πασσαλοσανίδες, που καρφώνονται στο έδαφος, πριν αρχίσει το σκάψιμο, με τη βοήθεια ενός μικρού πασσαλοπήκτη. Υπάρχουν μεταλλικές πασσαλοσανίδες με κατάλληλο σχήμα διατομής (σχ. 2.1στ), ώστε και η αντιστήριξη να περιπτεύει, ή τουλάχιστον να περιορίζεται σε λίγα και απλά στοιχεία, και να σχηματίζουν ένα συνεχές τοίχωμα. Οι κατακόρυφοι αρμοί τους θηλυκώνουν και έτσι εξασφαλίζεται κάποια στοιχειώδης στεγανότητα.

Όταν υπάρχουν υπόγεια νερά και θέλουμε να γίνει η θεμελίωση σε στεγνό περιβάλλον, πρέπει να τα αντλούμε. Για να αντληθούν τα νερά, συνδέονται τα ορύγματα μεταξύ τους, είτε όλα μεταξύ είτε κατά ομάδες με ένα σύστημα αυλακιών, που ο πυθμένας τους είναι λίγο βαθύτερα από τον πυθμένα των θεμελίων. Τα αυλάκια αυτά οδηγούν τα νερά σε ένα ή περισσότερα σημεία, που είναι προτιμότερο

να βρίσκονται έξω από την κάτοψη των θεμελίων. Στα σημεία αυτά κατασκευάζονται μικρά φρεάτια λίγο βαθύτερα από τα αυλάκια και μέσα σ' αυτά τοποθετείται το ποτήρι της αντλίας (σχ. 2.1ζ). Η άντληση γίνεται συνεχώς ή με διαλείμματα ανάλογα με την παροχή των υπογείων νερών και με το μέγεθος της αντλίας.

Όταν προβλέπεται μετά από την κατασκευή των θεμελίων να ξαναγεμίσουν τα ορύγματα, η επίχωση πρέπει να γίνεται έντεχνα, ώστε να πετυχαίνουμε μια καλή συμπύκνωση και να αποφεύγουμε έτσι τον κίνδυνο για μελλοντικές καθιζήσεις. Όταν για την επίχωση χρησιμοποιούνται προϊόντα από εκβραχισμούς, είναι καλύτερα να τοποθετούνται προσεκτικά με το χέρι, ώστε να σχηματίζουνε ένα είδος ξερολιθιάς.



Σχ. 2.1ζ Εσκαφή θεμελίων με σύγχρονη άντληση των νερών.

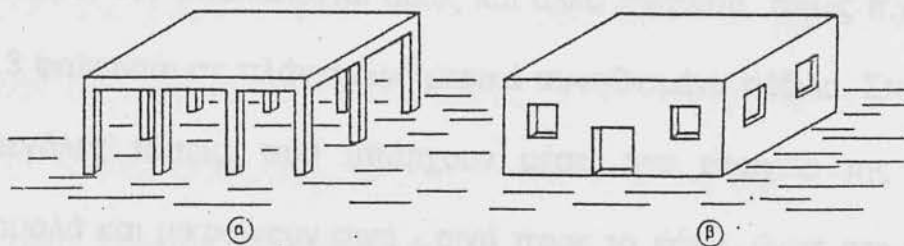
2.2.2) Υλικά και μέθοδοι για την κατασκευή των θεμελίων.

Στις άμεσες θεμελιώσεις, που γίνονται σε στεγνό περιβάλλον, χρησιμοποιούνται τα ίδια υλικά και οι ίδιες μέθοδοι, όπως και στην ανωδομή των δομικών έργων. Τα υλικά είναι κυρίως το απλό ή το οπλισμένο σκυρόδεμα και οι φυσικοί ή, σπανιότερα, οι τεχνητοί λίθοι. Γενικά δεν χρησιμοποιούνται μέταλλα και ξύλα στα θεμέλια, επειδή τα υλικά αυτά μέσα στο έδαφος καταστρέφονται πολύ γρήγορα.

Ως προς τη μορφή τους τα θεμέλια, που εξετάζουμε, διακρίνονται σε δυο κύριες ομάδες :

Στην πρώτη η φέρουσα κατασκευή της ανωδομής έχει μορφή σκελετού, όπως συμβαίνει κατά κανόνα στις ξύλινες και μεταλλικές κατασκευές και στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα (σχ. 2.2α).

Στην δεύτερη η φέρουσα κατασκευή της ανωδομής αποτελείται από πλάκες και τοιχώματα, όπως συμβαίνει κατά κανόνα στις κατασκευές από φυσικούς ή τεχνητούς λίθους ή από απλό σκυρόδεμα και κατ' εξαίρεση σε μερικές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα (σχ. 2.2β).



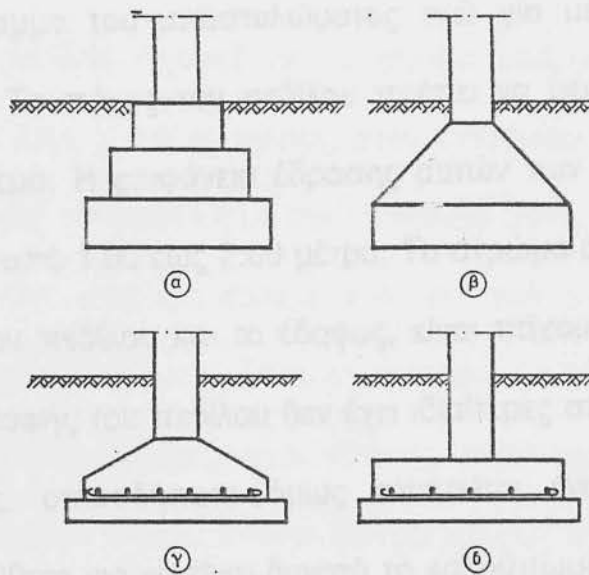
Σχ. 2.2 Τυπικές περιπτώσεις για φέρουσες κατασκευές δομικών έργων : α) Με μορφή σκελετού, β) Με κατακόρυφα στοιχεία συνεχή.

Στην πρώτη ομάδα τα φορτία της ανωδομής φθάνουν στα θεμέλια συγκεντρωμένα σε μικρές περιοχές, που μπορούμε να τις εξομοιώσουμε με σημεία. Στη δεύτερη τα φορτία αυτά είναι μοιρασμένα σε μακρόστενες λουρίδες, που μπορούμε να τις εξομοιώσουμε με γραμμές. Στην τελευταία αυτή περίπτωση τα θεμέλια είναι αναγκαστικά συνεχή, ενώ στην πρώτη μπορεί να είναι και απομονωμένα, αν το επιτρέπει η αντοχή του εδάφους.

2.3 Απομονωμένα θεμέλια.

Τα απομονωμένα θεμέλια ή απομονωμένα **πέδιλα** κατασκευάζονται κάτω από τα σημεία, όπου καταλήγουν τα συγκεντρωμένα φορτία της ανωδομής, όταν η φέρουσα κατασκευή της έχει μορφή σκελετού. Για να διαλέξουμε μια τέτοια θεμελίωση, πρέπει η αντοχή του εδάφους να είναι τόσο μεγάλη και τα συγκεντρωμένα φορτία τόσο μικρά, ώστε το μέγεθος της επιφάνειας, που χρειάζεται κάθε πέδιλο για την έδρασή του, να μην είναι υπερβολικό. Το μέγεθος του πεδίου θεωρείται υπερβολικό, όταν απομένουν πολύ μικρές αποστάσεις ανάμεσα στα γειτονικά πέδιλα.

Συνήθως τα πέδιλα έχουν για κάτοψη ένα τετράγωνο ή ένα ορθογώνιο παραλληλόγραμμο, δεν αποκλείονται όμως και άλλα σχήματα, όπως π.χ. ο κύκλος. Στο σχήμα 2.3 φαίνονται σε πλάγια όψη μερικά συνηθισμένα πέδιλα. Στα πέδιλα (α) και (β) οι μεγάλες τάσεις, που υπάρχουν μέσα στα στοιχεία της ανωδομής, μοιράζονται ομαλά και μικραίνουν σιγά - σιγά προς τα κάτω, ώστε στην επιφάνεια, όπου εδράζεται το πέδιλο, έχουν πια φθάσει στα όρια των ανεκτών επιβαρύνσεων του εδάφους. Έτσι μέσα στο σώμα του πεδίου αναπτύσσονται παντού τάσεις θλιπτικές και επομένως μπορούμε να τα κατασκευάσουμε με πέτρες ή με απλό σκυρόδεμα.



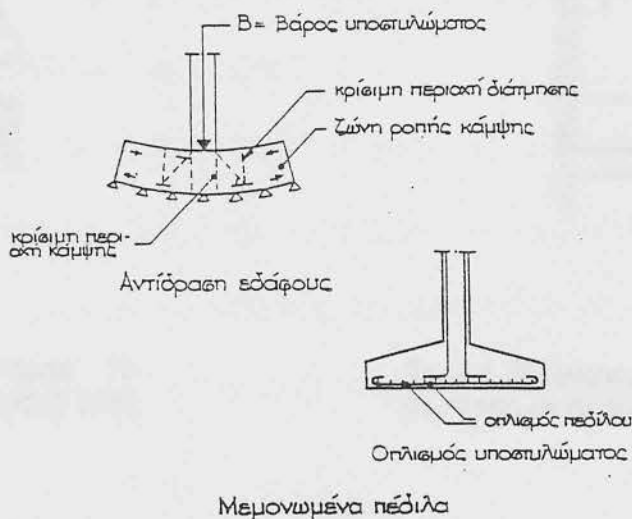
Σχ. 2.3 Απομονωμένα πέδιλα : α), β) Χωρίς οπλισμό, γ), δ) Με σιδερένιο οπλισμό.

Στα πέδιλα (γ) και (δ) το ύψος τους είναι μικρό και δεν προφταίνουν να μοιραστούν οι τάσεις. Αναπτύσσονται αντίθετα σημαντικές καμπτικές ροπές και επομένως είναι απαραίτητο να κατασκευασθούν από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συνήθως και σ' αυτή την περίπτωση κάτω από το κυρίως πέδιλο κατασκευάζεται ένα στρώμα από απλό σκυρόδεμα, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.3 (γ) και (δ). Το στρώμα αυτό χρησιμεύει κυρίως, για να δημιουργηθεί μια καθαρή επιφάνεια για την έδρασή του πεδίου. Πάνω στην επιφάνεια αυτή μπορούμε να χαράξουμε με ακρίβεια τη θέση του πεδίου και να τοποθετήσουμε τον οπλισμό. Έτσι ο οπλισμός δεν λερώνεται με χώματα κατά την τοποθέτησή του και είναι καλύτερα προφυλαγμένος από την υγρασία του εδάφους, όταν τελειώσει το έργο. Εξ άλλου το στρώμα του απλού σκυροδέματος μπορεί να θεωρηθεί ως μια ακόμα διαπλάτυνση του πεδίου, που βοηθάει να μικρύνουν ακόμα περισσότερο οι πιέσεις πάνω στην επιφάνεια του εδάφους και έτσι να μη ξεπερνούν τα ανεκτά όρια.

Ο οπλισμός τοποθετείται στο κάτω μέρος και κατά τις δυο διευθύνσεις, ώστε να αντιμετωπίζονται οι καμπτικές ροπές. Οπλισμός διάτμησης δεν προβλέπεται. Για την περίπτωση υποστυλώματος από σκυρόδεμα η κρίσιμη περιοχή κάμψης

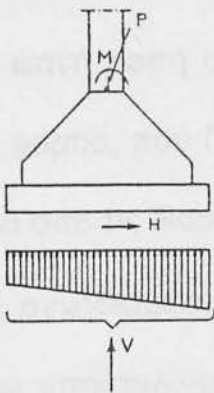
βρίσκεται στο περίγραμμα του υποστύλωματος ενώ για μεταλλικό υποστύλωμα βρίσκεται στο κέντρο. Το πάχος του πεδίου πρέπει να μειώνεται στις άκρες για οικονομία, σε σκυρόδεμα. Η επιφάνεια έδρασης αυτών των πεδίων βρίσκεται σε βάθος που κυμαίνεται από 1.00 έως 2.00 μέτρα. Το στρώμα άοπλου σκυροδέματος, ανάμεσα στη βάση του πεδίου και το έδαφος, είναι πάχους 10-15 εκατοστών. Η διαμόρφωση της εκσκαφής του πεδίου δεν έχει ιδιαίτερες απαιτήσεις, λόγω μικρής έκτασης και βάθους, οπωσδήποτε όμως απαιτείται ένα πλάτος μεγαλύτερο περιμετρικά κατά 15-20cm για να είναι δυνατό το καλούπωμα των γυρτών πλευρών του πεδίου.

Σ' αυτόν τον τύπο θεμελίωσης χρησιμοποιούνται μεταλλικές δοκοί, για να αποφεύγονται οι ροπές κάμψης και οι διατμητικές τάσεις. Σε μεμονωμένα υποστύλωματα με ορθογωνική θεμελίωση τοποθετούνται δοκοί όπως φαίνεται στο σχήμα σε δυο στρώσεις με πλάτος της μιας, όσο το μήκος της άλλης. Το υποστύλωμα δια μέσου κομβοελάσματος βιδώνεται στην πάνω στρώση των μεταλλικών δοκών. Οι δοκοί τοποθετούνται σε απόσταση ανάμεσα τους, ώστε να εισχωρήσει παντού το σκυρόδεμα γεμίσματος. Αυτός ο τύπος θεμελίωσης είναι αντιοικονομικός και χρησιμοποιείται σπάνια, όταν έχουμε μεταλλικά υποστύλωματα με μεγάλα φορτία και το βάρος θεμελίωσης είναι υποχρεωτικά μικρός, λόγω κατωτέρων μικρής αντοχής στρωμάτων.

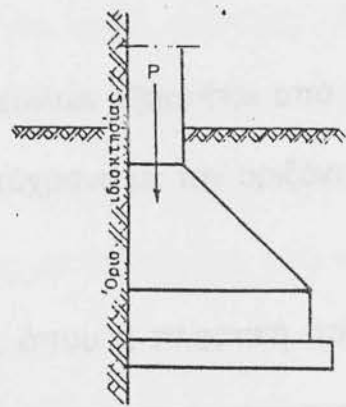


Η θέση του πεδίου σχετικά με το σημείο εφαρμογής των φορτίων της ανωδομής επιλέγεται έτσι, ώστε οι πιέσεις στην επιφάνεια εδράσεως να είναι όσο γίνεται πιο ομοιόμορφες και κάθετες με την επιφάνεια αυτή. Αυτό είναι εύκολο να το πετύχουμε κατά κανόνα στις εσωτερικές κολώνες των οικοδομικών έργων, που μεταφέρουν κατακόρυφες δυνάμεις. Τότε, αν η επιφάνεια εδράσεως είναι οριζόντια, οι πιέσεις που είναι κατακόρυφες, είναι κάθετες προς αυτή. Αν φροντίσουμε να περνάει και το κατακόρυφο φορτίο από το κέντρο βάρους της επιφάνειας εδράσεως, τότε οι πιέσεις θα είναι ομοιόμορφες.

Πρέπει πάντως να σημειώσουμε ότι σχεδόν πάντοτε οι δυνάμεις, που εφαρμόζονται σε κάθε πέδιλο, μεταβάλλονται και κατά το μέγεθος και κατά τη διεύθυνση, όταν το έργο λειτουργεί, επομένως όσα είπαμε προηγουμένως, δεν ισχύουν με αυστηρότητα. Δεν είναι άλλωστε σπάνιες και οι περιπτώσεις, που σ' ένα πέδιλο εκτός από τη δύναμη εφαρμόζεται και μια ροπή (σχ. 2.4i). Σ' όλες αυτές τις περιπτώσεις οι πιέσεις του εδάφους δεν είναι ομοιόμορφες, ούτε κάθετες στην επιφάνεια εδράσεως του πεδίου. Πρέπει πάντως να προσπαθούμε, ώστε οι παρεκκλίσεις αυτές να είναι όσο γίνεται μικρότερες.



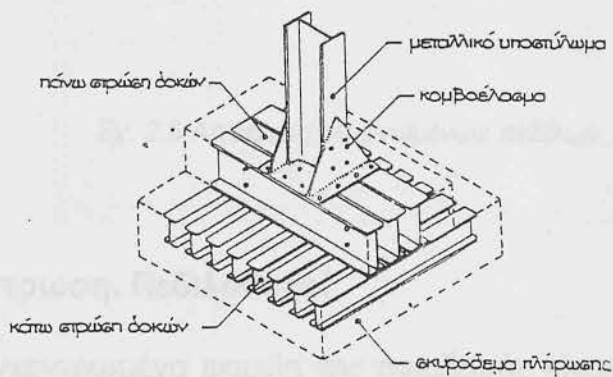
Σχ. 2.4 i) Γενική περίπτωση. Το πέδιλο φορτίζεται με μια δύναμη λοξή και μια ροπή.



Σχ. 2.4 ii) Έκκεντρο πέδιλο οικοδομής σε επαφή με το όριο της ιδιοκτησίας.

Στα οικοδομικά έργα, όπου τύχει να ισχύει το συνεχές οικοδομικό σύστημα, υπάρχουν σχεδόν πάντοτε πέλδιλα στα όρια του οικοπέδου. Τα πέλδιλα αυτά φορτίζονται με δυνάμεις, που βρίσκονται κι αυτές πολύ κοντά στα όρια του οικοπέδου. Επειδή πρέπει ολόκληρα τα πέλδιλα να βρίσκονται μέσα στο οικόπεδο, δεν μπορούμε να τα μορφώσουμε έτσι, ώστε η συνισταμένη των φορτίων να περνάει από το κέντρο βάρους της επιφάνειας εδράσεως (σχ. 2.4ii).

Στα πέλδιλα αυτά, που ονομάζονται **έκκεντρα**, οι πιέσεις του εδάφους διαφέρουν πάρα πολύ από τη μια άκρη τους στην άλλη. Τα έκκεντρα πέλδιλα δημιουργούν δυσμενείς επιβαρύνσεις στο έδαφος, αλλά και πρόσθετες επιβαρύνσεις στην ανωδομή, γι' αυτό πρέπει να αποφεύγονται τουλάχιστον στα σοβαρά έργα.

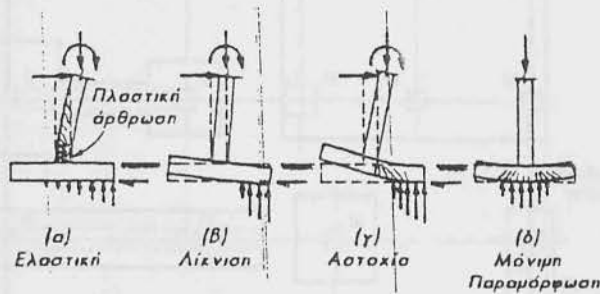


Μεμονωμένο πέλδιλο από μεταλλική γαρά.

Η ικανή ροπή ανατροπής μεμονωμένων πεδίων εξαρτάται από το αξονικό θλιπτικό φορτίο, που δρα στα υποστυλώματα ταυτόχρονα με την οριζόντια σεισμική δύναμη κι από τις διαστάσεις του πεδίου.

Η συνηθισμένη και επιθυμητή περίπτωση, όπου η πλαστική άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος μπορεί να αναπτυχθεί με καμπτική υπεραντοχή ενώ το υποστυλίσμα παραμένει ελαστικό, φαίνεται στο σχήμα 2.5 (α). Αν το πέλδιλο δεν είναι αρκετά μεγάλο, μπορεί να συμβεί λίκνιση ή κλίση λόγω πλαστικών παραμορφώσεων

στο έδαφος. Όταν το πέδιλο δεν προστατεύεται με την εφαρμογή αρχών ικανού σχεδιασμού, μπορεί να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις μόνο στο πέδιλο, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.5(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 (σχ. 2.5 (δ)).



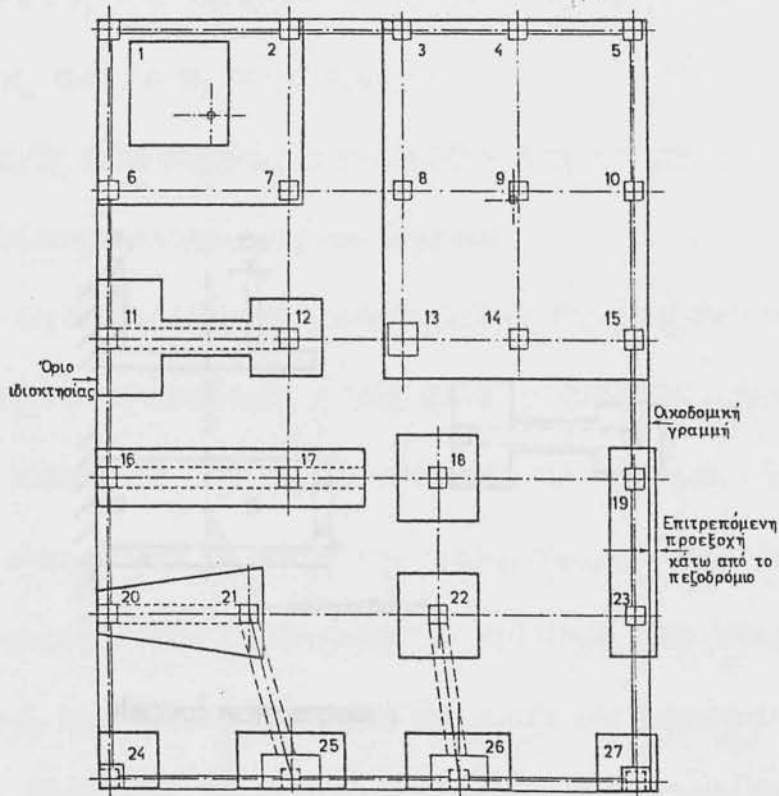
Σχ. 2.5 Απόκριση μεμονωμένων πεδίων.

2.4 Μερική κοιτόστρωση. Πεδιλοδοκοί

Όταν τα συγκεντρωμένα φορτία της ανωδομής είναι πολύ μεγάλα, ή όταν οι ανεκτές επιβαρύνσεις του εδάφους είναι πολύ μικρές, οι διαστάσεις των πεδίων, που προκύπτουν από τους υπολογισμούς, είναι πολύ μεγάλες. Είναι τότε προτιμότερο συνήθως να κατασκευάζονται κοινά θεμέλια κάτω από δυο ή περισσότερα από τα σημεία, όπου καταλήγουν τα φορτία της ανωδομής, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.6. Η λύση αυτή μπορεί να μας απαλλάξει και από τα έκκεντρα πέδιλα, αν συνδυάσουμε τη θεμελίωση της κολώνας, που βρίσκεται κοντά στο όριο της ιδιοκτησίας, με τη θεμελίωση μιας άλλης γειτονικής της.

Η πολλαπλή θεμελίωση, που δημιουργείται μ' αυτό τον τρόπο, λέγεται **μερική κοιτόστρωση**. Το πιο κατάλληλο υλικό γι' αυτού του είδους τα θεμέλια είναι το οπλισμένο σκυρόδεμα. Κάτω από το καθαυτό θεμέλιο κατασκευάζεται συνήθως και

μια στρώση από απλό σκυρόδεμα με τον ίδιο τρόπο και για τους ίδιους λόγους όπως και στα απομονωμένα πέλδια.

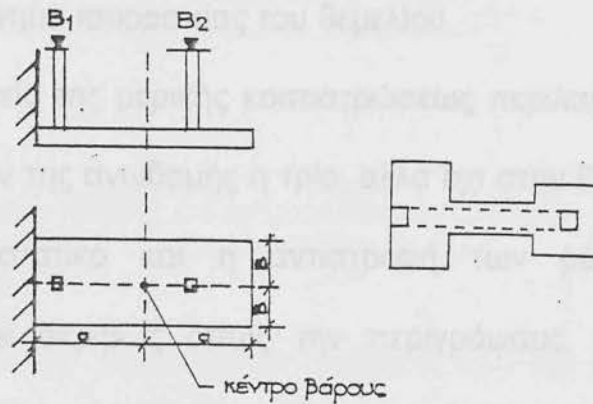


Σχ. 2.6 Παράδειγμα θεμελιώσεως κτιρίου με απομονωμένα πέλδια και μερική κοιτόστρωση. Εφαρμόστηκαν διάφοροι συνδυασμοί για τη θεμελίωση των στύλων.

Όταν εφαρμόζεται η μερική κοιτόστρωση, πρέπει πάλι να γίνεται προσπάθεια, ώστε οι πιέσεις στην επιφάνεια εδράσεως να είναι κάθετες προς την επιφάνεια αυτή και όσο γίνεται πιο ομοιόμορφες. Για να πετύχουμε αυτό το τελευταίο, πρέπει το κέντρο βάρους της επιφάνειας εδράσεως να συμπίπτει με το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης των φορτίων της ανωδομής. Επειδή το σημείο αυτό δεν είναι σταθερό, προσπαθούμε να βρούμε τη μέση θέση του και να φέρουμε σε σύμπτωση με το κέντρο βάρους της επιφάνειας εδράσεως.

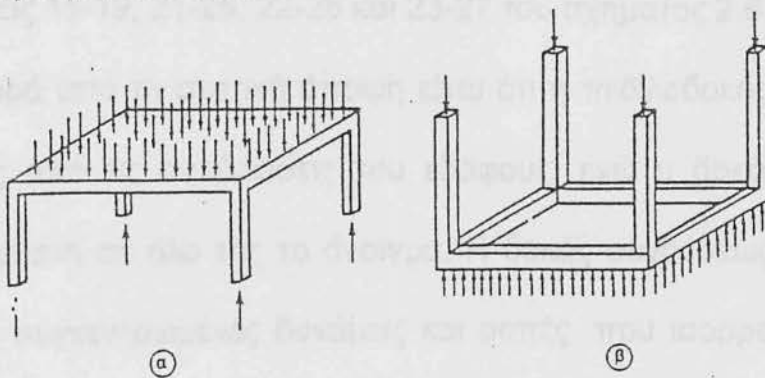
Η κάτοψη των στοιχείων, μιας μερικής κοιτοστρώσεως παρουσιάζει αρκετή ποικιλία, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.6.

Αφού γίνει η απαιτούμενη εκσκαφή, πρέπει να χύνεται ένα στρώμα gross - beton πάχους 10cm κι εκεί πάνω να καλουπώνεται η θεμελίωση και να τοποθετείται ο οπλισμός.



Μερική κοιτόστρωση.

Για να μπορούν τα στοιχεία να πιέζουν το έδαφος σε όλη τους την έκταση και όχι κάτω από τα σημεία που φορτίζονται, πρέπει να είναι δύσκαμπτα. Για το σκοπό αυτό κατασκευάζονται σχεδόν πάντοτε νευρώσεις, που ενώνουν τα στοιχεία της ανωδομής, που μεταφέρουν τα φορτία. Οι νευρώσεις αυτές ονομάζονται **πεδילוδοκοί ή θεμελιοδοκοί**.



Σχ. 2.7 Από τη στατική άποψη μια κυτόστρωση λειτουργεί, όπως ένα πάτωμα γυρισμένο ανάποδα.

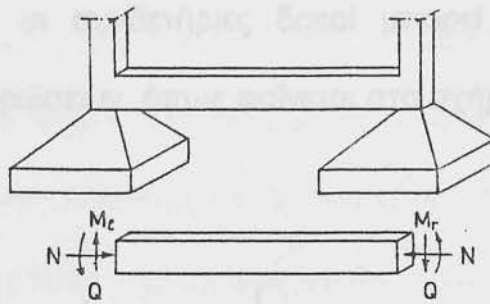
Έτσι η κοιτόστρωση λειτουργεί περίπου, όπως ένα πάτωμα γυρισμένο ανάποδα (σχ. 2.7). Το θεμέλιο μπορεί να θεωρηθεί σαν μια πλάκα, που δέχεται από κάτω φορτία. Τα φορτία αυτά είναι οι αντιδράσεις του εδάφους και είναι ίσες και αντίθετες με τις πιέσεις, που εφαρμόζει το θεμέλιο στο έδαφος. Η πλάκα στηρίζεται στις πεδιλοδοκούς, που με τη σειρά τους στηρίζονται στα στοιχεία ανωδομής. Τα φορτία της ανωδομής είναι ακριβώς οι αντιδράσεις στις στηρίξεις των πεδιλοδοκών, που κλείνουν το σύστημα ισορροπίας του θεμελίου.

Όταν το στοιχείο της μερικής κοιτοστρώσεως περιλαμβάνει μόνο δυο σημεία εφαρμογής δυνάμεων της ανωδομής η τρία, αλλά όχι στην ίδια ευθεία και τα τρία, το σύστημα είναι ισοστατικό και η αντιστροφή των ρόλων, που αναφέραμε προηγουμένως, είναι ακριβώς όπως την περιγράψαμε. Όταν όμως τα σημεία εφαρμογής των φορτίων είναι περισσότερα, το σύστημα είναι **υπερστατικό** και τα πράγματα δεν είναι τόσο απλά. Τα φορτία της ανωδομής διαφέρουν γενικά από τις αντιδράσεις, που βρίσκουμε, όταν λύσουμε στατικά το σύστημα σαν ένα ανάποδο πάτωμα. Υπάρχουν πολλές θεωρητικές απόψεις, με σκοπό να παρακαμφθεί αυτή η ασυμφωνία, οδηγούν όμως σε αρκετά πολύπλοκους υπολογισμούς.

Όταν οι νευρώσεις, που συνδέουν τα σημεία εφαρμογής των φορτίων της ανωδομής, έχουν μικρό πλάτος εδράσεως πάνω στο έδαφος, δε τις λέμε πεδιλοδοκούς, αλλά **δοκούς συνδέσεως**. Παραδείγματα τέτοιων δοκών φαίνονται στις περιπτώσεις 15-19, 21-25, 22-26 και 23-27 του σχήματος 2.6.

Η διαφορά από τη στατική άποψη είναι ότι η πεδιλοδοκός φορτίζεται σε όλο της το μήκος από τις αντιδράσεις του εδάφους, ενώ η δοκός συνδέσεως είναι πρακτικά αφόρτιστη σε όλο της το άνοιγμα. Η δοκός συνδέσεως δέχεται μόνο στις δυο της άκρες συγκεντρωμένες δυνάμεις και ροπές, που ισορροπούν τις διαφορές

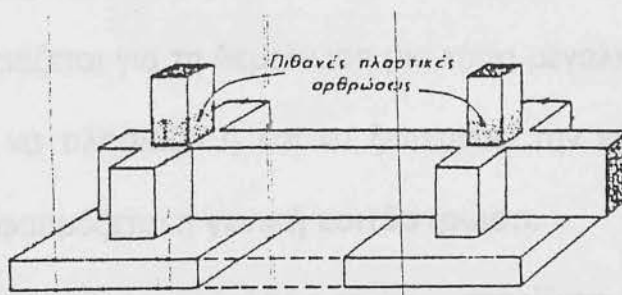
ανάμεσα στα φορτία της ανωδομής και στις τοπικές συνισταμένες των αντιδράσεων του εδάφους (σχ. 2.8).



Σχ. 2.8 Δοκός συνδέσεως πεδίων. Στο σχήμα φαίνεται απομονωμένη η δοκός με τις δυνάμεις που ενεργούν στις δυο της άκρες.

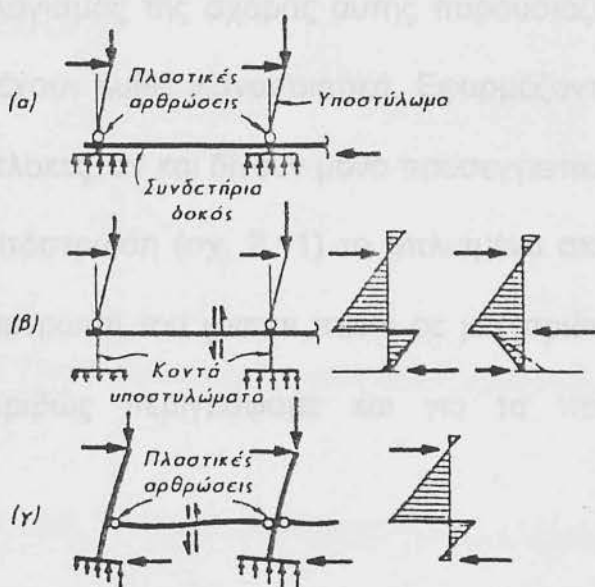
Ο οπλισμός των συνδετήριων πεδילוδοκών είναι ελαφρός. Το στάδιο κατασκευής τους είναι μεταγενέστερο του πεδίου αφού αφήσουμε αναμονές. Οι συνδετήριοι πεδילוδοκοί για λόγους οικονομίας στο καλούπωμα στηρίζονται στο έδαφος. Τοποθετούμε μόνο πλευρικό πέτσωμα. Το βάθος θεμελίωσής τους για λόγους πάλι οικονομίας στην εκσκαφή μπορεί να είναι μικρότερο απ' το βάθος του πεδίου.

Αν χρειάζεται να μειωθεί τάση έδρασης των πεδίων τότε μπορούν να ενωθούν όπως δείχνουν οι διακεκομμένες γραμμές στο σχήμα 2.9 για να προκύψει κοινό πέδιλο.



Σχ. 2.9 Συνεργαζόμενα πέδιλα.

Το μοντέλο του σχήματος 2.10 (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. Σε εξαιρετικές περιπτώσεις, οι συνδετήριες δοκοί μπορεί να εξαναγκαστούν στην ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.10 (γ).



Σχ. 2.10 Μοντέλα πεδίων με συνδετήριες δοκούς.

2.5 Γενική κοιτόστρωση

Όταν τα φορτία του έργου είναι πάρα πολύ μεγάλα και η αντοχή του εδάφους μικρή, μπορεί να χρειάζεται για τη θεμελίωση μια τόσο μεγάλη επιφάνεια εδράσεως, που το εμβαδό της να πλησιάζει ή και να ξεπερνάει την κάτοψη του έργου. Στις περιπτώσεις αυτές εφαρμόζεται η **γενική κοιτόστρωση**.

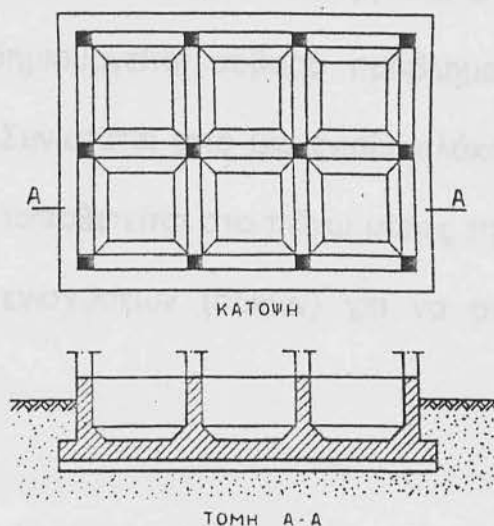
Στη γενική κοιτόστρωση ολόκληρο το έργο στηρίζεται πάνω σ' ένα μοναδικό θεμέλιο, που εκτείνεται σ' όλη την κάτοψη του έργου. Κατά κανόνα μάλιστα το

θεμέλιο εξέχει γύρω από το περίγραμμα του έργου σχηματίζοντας μια διαπλάτυνση. Η διαπλάτυνση αυτή είναι απαραίτητη, όταν το εμβαδό της κατόψεως δεν φθάνει για να θεμελιωθεί το έργο, χωρίς οι πιέσεις του εδάφους να ξεπεράσουν τα ανεκτά όρια.

Η γενική κοιτόστρωση δεν διαφέρει από τη μερική ως προς την κατασκευή της. Η πλάκα της είναι και πάλι ενισχυμένη με πεδιλοδοκούς, που είναι σκόπιμο να σχηματίζουν μια σχάρα ακολουθώντας και τις δυο κύριες διευθύνσεις του έργου.

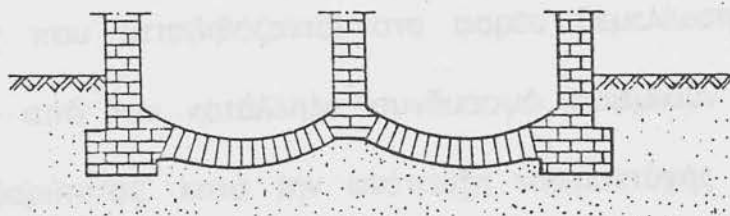
Ο στατικός υπολογισμός της σχάρας αυτής παρουσιάζει σοβαρά θεωρητικά προβλήματα, που δεν έχουν λυθεί ικανοποιητικά. Εφαρμόζονται διάφορες μέθοδοι, που είναι αρκετά πολύπλοκες, αν και δίνουν μόνο προσεγγιστικές λύσεις.

Για τη γενική κοιτόστρωση (σχ. 2.11) το οπλισμένο σκυρόδεμα είναι το πιο κατάλληλο υλικό. Η διάστρωσή του γίνεται πάνω σε μια πρώτη στρώση από απλό σκυρόδεμα, όπως ακριβώς περιγράψαμε και για τα πέδιλα και τη μερική κοιτόστρωση.



Σχήμα 2.11 Γενική κοιτόστρωση από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Σε χώρες, όπου το σίδηρο είναι φτηνό, γίνεται καμιά φορά και συνδυασμός του οπλισμένου σκυροδέματος με μεταλλική κατασκευή. Παλαιότερα η γενική κοιτόστρωση γινόταν με λίθους φυσικούς ή τεχνητούς, που σχημάτιζαν ανάποδους θόλους (σχ. 2.12).



Σχήμα 2.12 Γενική κοιτόστρωση από λιθοδομή με ανάποδους θόλους.

Η χρήση αυτού του τύπου θεμελίωσης δεν συμφέρει οικονομικά σε βάθη μεγαλύτερα από 5 μέτρα εφόσον, βέβαια δεν ζητείται εκμετάλλευση των υπόγειων χώρων, κι αυτό γιατί δημιουργείται σοβαρό πρόβλημα για την αντιστήριξη των πρανών της εκσκαφής. Συνίσταται από μια ενιαία πλάκα πάχους όχι μεγαλύτερου από 30cm. Ο οπλισμός τοποθετείται στο πάνω μέρος της πλάκας. Στις άκρες είναι σκόπιμη η κατασκευή ενισχύσεων (δοκών) για να συγκρατούν το υποκείμενο έδαφος.

2.6 Θεμελίωση για συστήματα φερόντων τοιχωμάτων

Συχνά, η σεισμική απόκριση, 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

μην είναι πολύ μεγάλη και μάλιστα κρίσιμη. Η συμπεριφορά του συστήματος θεμελίωσης επηρεάζει έντονα την απόκριση της ανωδομής από φέροντα τοιχώματα.

2.6.1 Ελαστικές θεμελιώσεις τοιχωμάτων

Ο σχεδιασμός ελαστικών συστημάτων θεμελίωσης δεν είναι πολύπλοκος. Οι απλές αρχές που αφορούν τις πλάστιμες ανωδομές 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. Για να προσδιοριστούν οι αντίστοιχες δράσεις σχεδιασμού σε διάφορα στοιχεία του φορέα θεμελίωσης, πρέπει να προσδιοριστούν οι κατάλληλες εδαφικές αντιδράσεις ή αντιδράσεις πασσάλων.
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 πεδίλων, 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' αυτό τον τρόπο, δεν 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 σπλισμός περίσφυξης του σκυροδέματος ή σταθεροποίησης των θλιβομένων ράβδων χρειάζεται να διατίθεται μόνο σε φορείς σπλισμένου σκυροδέματος με φορτία βαρύτητας.

2.6.2 Πλαστικές 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 ρηγμάτωσης 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. Αν πρόκειται να συμβεί διάχυση ενέργειας σε στοιχεία του φορέα 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 να απαιτηθεί στις πιθανές πλαστικές αρθρώσεις ίσως χρειαστεί να ελεγχθεί. 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. Σε 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 αποσκοπείτε η ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης.
2. Τέτοιες θεμελιώσεις είναι πιθανό να ανήκουν στην κατηγορία φορέων με περιορισμένη ικανότητα πλαστιμότητας. Για τον 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 ικανού σχεδιασμού, με την εκτίμηση της καμπτικής υπεραντοχής των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων. Σε μέλη θεμελιώσεων με μεγάλο ύψος διατομής όπου η διάτμηση 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 πλάστιμη συμπεριφορά τοιχωμάτων 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 ικανού σχεδιασμού με αντίστροφο τρόπο από ότι εφαρμόζεται για παράδειγμα, στα πλάστιμα πλαίσια. Αυτό επιτρέπει την εκτίμηση της έντασης των οριζοντίων δυνάμεων σχεδιασμού που αναλαμβάνονται από ολόκληρο το στατικό σύστημα.

2.6.3 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 θεμελίωσης της πρέπει να θεωρηθούν ενιαίο στοιχείο. Σ' αυτήν 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 επαναληφθεί 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 ;

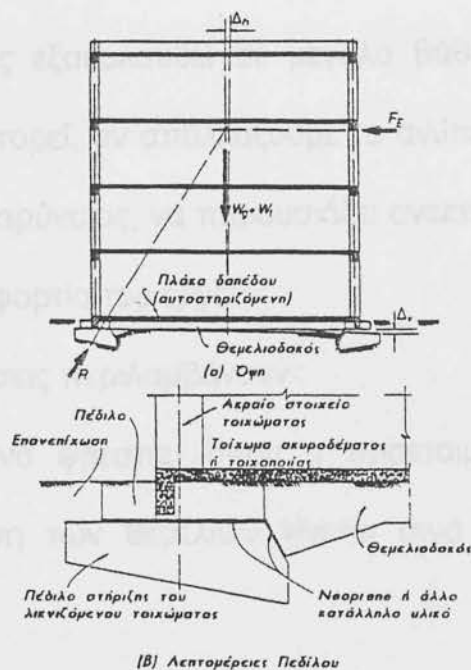
1. Το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού πάνω στο λικνιζόμενο φορέα θεμελίωσης τοιχώματος πρέπει να προσδιορίζεται από τα φορτία βαρύτητας πολλαπλασιασμένα με τους κατάλληλους συντελεστές,, μαζί με τις συμβολές από τις πλάκες, τις δοκούς, και τα υπόλοιπα στοιχεία που γειτονεύουν με τα τοιχώματα, και προκαλούνται από τις σχετικές μετακινήσεις λόγω λίκνισης. Το ενδεχόμενο σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, πιθανό 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, μια 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 ακεραιότητα τους για την ανάληψη των φορτίων βαρύτητας. Τέτοια μέλη πρέπει να υποβάλλονται σε διαδικασίες ικανού σχεδιασμού.

2. Οι συνολικές αναλαμβανόμενες οριζόντιες δυνάμεις, που δρουν ταυτόχρονα με τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από 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 πλαστικές ανωδομές δεν αναμένεται να συμβούν πριν η ένταση της οριζόντιας δύναμης, που εφαρμόζεται στο κτίριο συνολικά, πλησιάσει την αξιόπιστη αντοχή συστήματος σε σχέση με την σεισμική δύναμη σχεδιασμού. Για να εξασφαλιστούμε από πρόωρες βλάβες στα λικνιζόμενα συστήματα, τα ελαστικά φέρονται τοιχώματα δεν πρέπει να αρχίσουν την 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 δεν 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 διαστασιολογμένες, ώστε να προστατεύουν το έδαφος από πλαστικές παραμορφώσεις που μπορεί να καταλήξουν σε πρόωρη μετατόπιση του κατά τα άλλα άθικτου φέροντος 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 υπερδιαστασιολογημένα πέδιλα για να περιορίσουν την εδαφική τάση σε ασφαλή τιμή στη διάρκεια λίκνισης της ανωδομής. Το σχήμα 2.13(β) δείχνει σχηματικά τις λεπτομέρειες για λικνιζόμενο τοίχωμα. Μια μικρών διαστάσεων θεμελιοδοκός, κατά μήκος του τετραωρόφου τοιχώματος οπλισμένης τοιχοποιίας, διανέμει το σχετικό μικρό φορτίο βαρύτητας στο έδαφος θεμελίωσης. Στην περίπτωση λίκνισης λόγω σεισμού, ολόκληρο το φορτίο βαρύτητας W_g και οι πρόσθετες διανύμεις W_i , που ενεργοποιούνται στις πλάκες δαπέδου και τις ακραίες δοκούς, εγκάρσια στο τοίχωμα, από τη μετακίνηση ανύψωσης Δ_u πρέπει να μεταβιβαστούν στο έδαφος στο αριστερό σημείο λίκνισης. Το σχήμα 2.13(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 F_E που αρχίζει την κίνηση λίκνισης.



Σχήμα 2.13 Σχηματικές λεπτομέρειες λικνιζόμενου τοιχώματος

2.7 Βαθιές θεμελιώσεις

Οι βαθιές θεμελιώσεις είναι γενικά δύσκολες και δαπανηρές. Για να κατασκευαστούν, χρειάζεται σχεδόν πάντοτε βαρύς μηχανικός εξοπλισμός, ενώ ο κατασκευαστής πρέπει να έχει πείρα σε τέτοιες εργασίες. Αν δεν υπάρχει πείρα και ο εξοπλισμός είναι ακατάλληλος, είναι δυνατόν οι εργασίες να αποτύχουν, και σ' αυτήν την περίπτωση μια αποτυχία σημαίνει μεγάλες υλικές ζημιές. Γι' αυτό, πριν καταλήξουμε στην απόφαση ότι χρειάζεται μια βαθιά θεμελίωση, χρειάζεται να γίνει συστηματική έρευνα και μελέτη του θέματος.

Δυο είναι οι περιπτώσεις που δικαιολογούν βαθιά θεμελίωση :

- 1) Όταν το στερεό έδαφος που μπορεί να αναλάβει με ασφάλεια τα φορτία του έργου, βρίσκεται σε μεγάλο βάθος, ώστε να μη συμφέρει να σκάψουμε όλα τα στρώματα του εδάφους, που το σκεπάζουν, για να εδράσουμε σ' αυτό ένα συνηθισμένο θεμέλιο.
- 2) Όταν το έδαφος εξακολουθεί σε μεγάλο βάθος να έχει την ίδια μικρή αντοχή, αλλά μπορεί, αν απαλλάξουμε τα ανώτερα στρώματα, του από τις πρόσθετες επιβαρύνσεις, να παρουσιάζει ανεκτές καθιζήσεις και επομένως να αναλάβει τα φορτία του έργου.

Οι βαθιές θεμελιώσεις περιλαμβάνουν :

α) Τα καταδύόμενα φρεάτια, όπου η προετοιμασία των επιφανειών του εδάφους για την έδραση των θεμελίων γίνεται σιγά - σιγά όσο προχωράει η κατασκευή τους.

β) Τις πασσαλώσεις με προκατασκευασμένους πασσάλους, όπου οι επιφάνειες για την έδραση των θεμελίων μορφώνονται αυτόματα, όσο προχωρούν οι πάσσαλοι.

γ) Τις πασσαλώσεις με πασσάλους, που κατασκευάζονται μια και καλή στην οριστική τους θέση. Οι πασσαλώσεις αυτές μπορούν να θεωρηθούν ως συνδυασμός των δυο προηγούμενων μεθόδων.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ένα έργο και μια ενδιάμεση κατασκευή, που μεταφέρει τα φορτία της ανωδομής στη βαθιά θεμελίωση. Η κατασκευή αυτή έχει πολλά κοινά χαρακτηριστικά με μια αβαθή θεμελίωση.

Η διαφορά ανάμεσα σε μια βαθιά και μια αβαθή θεμελίωση, σχετικά με τη επιβάρυνση του εδάφους, φαίνεται καθαρά στο σχήμα 2.14. Στη βαθιά θεμελίωση ολόκληρος ο βολβός του εδάφους, όπου τα φορτία του έργου, προκαλούν αύξηση

Δυο είναι οι περιπτώσεις που δικαιολογούν βαθιά θεμελίωση :

- 1) Όταν το στερεό έδαφος που μπορεί να αναλάβει με ασφάλεια τα φορτία του έργου, βρίσκεται σε μεγάλο βάθος, ώστε να μη συμφέρει να σκάψουμε όλα τα στρώματα του εδάφους, που το σκεπάζουν, για να εδράσουμε σ' αυτό ένα συνηθισμένο θεμέλιο.
- 2) Όταν το έδαφος εξακολουθεί σε μεγάλο βάθος να έχει την ίδια μικρή αντοχή, αλλά μπορεί, αν απαλλάξουμε τα ανώτερα στρώματα, του από τις πρόσθετες επιβαρύνσεις, να παρουσιάζει ανεκτές καθιζήσεις και επομένως να αναλάβει τα φορτία του έργου.

Οι βαθιές θεμελιώσεις περιλαμβάνουν :

α) Τα καταδύόμενα φρεάτια, όπου η προετοιμασία των επιφανειών του εδάφους για την έδραση των θεμελίων γίνεται σιγά - σιγά όσο προχωράει η κατασκευή τους.

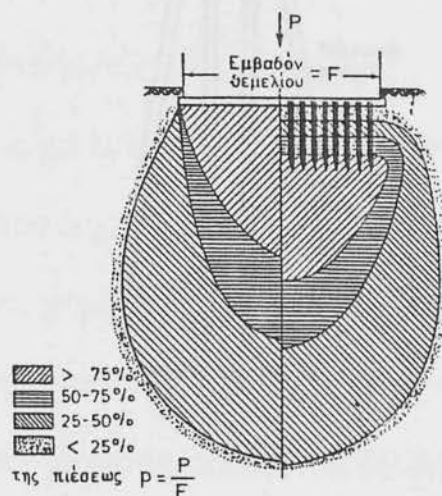
β) Τις πασσαλώσεις με προκατασκευασμένους πασσάλους, όπου οι επιφάνειες για την έδραση των θεμελίων μορφώνονται αυτόματα, όσο προχωρούν οι πάσσαλοι.

γ) Τις πασσαλώσεις με πασσάλους, που κατασκευάζονται μια και καλή στην οριστική τους θέση. Οι πασσαλώσεις αυτές μπορούν να θεωρηθούν ως συνδυασμός των δυο προηγούμενων μεθόδων.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ένα έργο και μια ενδιάμεση κατασκευή, που μεταφέρει τα φορτία της ανωδομής στη βαθιά θεμελίωση. Η κατασκευή αυτή έχει πολλά κοινά χαρακτηριστικά με μια αβαθή θεμελίωση.

Η διαφορά ανάμεσα σε μια βαθιά και μια αβαθή θεμελίωση, σχετικά με τη επιβάρυνση του εδάφους, φαίνεται καθαρά στο σχήμα 2.14. Στη βαθιά θεμελίωση ολόκληρος ο βολβός του εδάφους, όπου τα φορτία του έργου, προκαλούν αύξηση

των πιέσεων, μετατοπίζεται προς τα κάτω. Έτσι τα ανώτερα στρώματα, που κατά κανόνα είναι και τα πιο αδύνατα, απαλλάσσονται από τις αυξήσεις των πιέσεων και δεν παραμορφώνονται. Στη θέση τους παραμορφώνονται άλλα στρώματα, που βρίσκονται πολύ βαθύτερα, αλλά οι παραμορφώσεις είναι πολύ μικρότερες, επειδή τα στρώματα αυτά έχουν προσυμπιεστεί από το βάρος του εδάφους που τα καλύπτει. Η διαφορά ανάμεσα στη βαθιά και στην αβαθή θεμελίωση είναι πιο έντονη, όσο είναι μεγαλύτερο το βάθος της πρώτης σχετικά με τις οριζόντιες διαστάσεις του έργου.

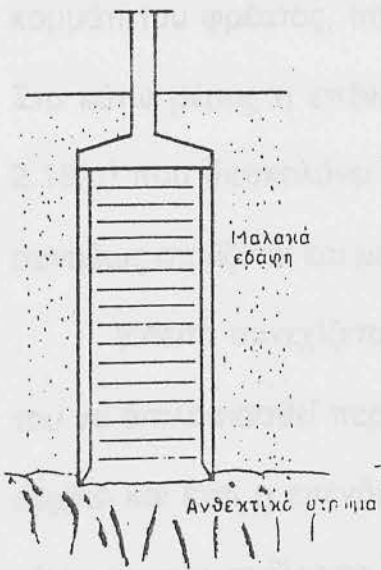


Σχ. 2.14 Στις βαθιές θεμελιώσεις στα ανώτερα στρώματα του εδάφους, δεν υπάρχουν σημαντικές αυξήσεις πίεσεως.

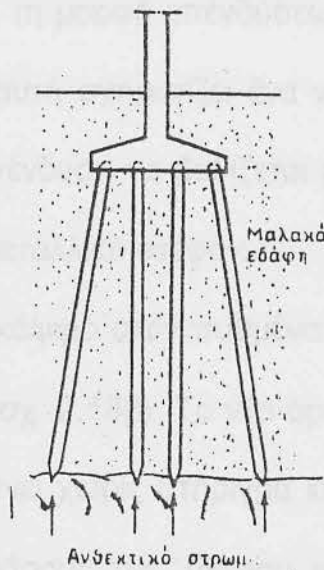
Το συμπέρασμα είναι ότι συμφέρει να διαλέξουμε τη βαθιά θεμελίωση, όταν τα ανώτερα στρώματα του εδάφους είναι πάρα πολύ συμπιεστά σε σύγκριση με τα βαθύτερα, ενώ συγχρόνως η αφαίρεσή τους ή η βελτίωσή τους είναι πολύ δαπανηρές. Χρειάζεται τότε να προηγηθεί μια συγκριτική μελέτη, για να εξακριβώνεται αν συμφέρει ή όχι να προτιμηθεί η βαθιά θεμελίωση, που γενικά είναι ακριβότερη από την αβαθή.

Θα πρέπει να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι η συμπίεση ενός στρώματος εδάφους δεν εξαρτάται μόνο από την αύξηση της πίεσεως, αλλά και από το πόσο

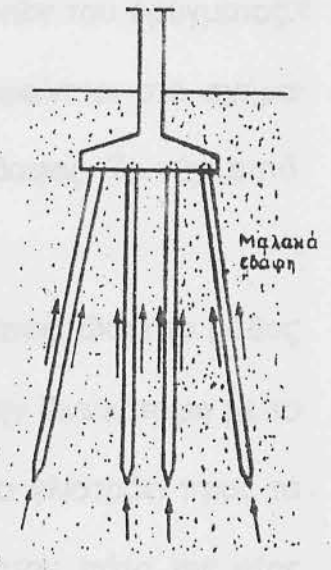
μεγάλη είναι αυτή η αύξηση σχετικά με την αρχική πίεση. Έτσι τα βαθύτερα στρώματα, όπου οι αρχικές πιέσεις είναι μεγαλύτερες, παραμορφώνονται λιγότερο από τα ανώτερα, εστω και για την αύξηση της πίεσεως. Στη βαθιά θεμελίωση λοιπόν οι καθιζήσεις είναι μικρότερες, όχι μόνο όταν τα βαθύτερα στρώματα είναι πιο ανθεκτικά, αλλά και όταν το έδαφος είναι ομοιόμορφο σε πολύ μεγάλο βάθος.



Σχ. 2.15 Καταδυσόμενα φρέατα.



Σχ. 2.16 Πάσσαλοι αιχμής, δηλαδή πάσσαλοι που στηρίζονται σε ένα στρώμα εδάφους με μεγάλη αντοχή.



Σχ. 2.17 Πάσσαλοι τριβής, που βρίσκονται ολόκληροι μέσα σε έδαφος μαλακό, δηλαδή με μικρή αντοχή.

A) Καταδυσόμενα Φρέατα.

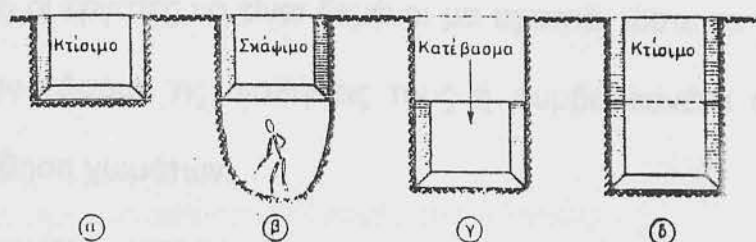
Τα καταδυσόμενα φρέατα εφαρμόζονται κυρίως, όταν τα εδάφη είναι χαλαρά ή υδαρή και το στερεό έδαφος δεν βρίσκεται σε πολύ μεγάλο βάθος. Οι οριζόντιες διαστάσεις τους είναι συνήθως 2 ως 3 m και το βάθος τους 10 ως 15m.

Η μέθοδος αυτή διαφέρει από τις αβαθείς θεμελιώσεις, επειδή το σκάψιμο για το θεμέλιο γίνεται σύγχρονα με την κατασκευή του και έτσι δεν χρειάζεται να αντιστηριχθούν τα πρανή. Εκτός από αυτό και ο όγκος των εκσκαφών περιορίζεται,

επειδή δεν απαιτείται να δώσουμε κλίση στα πρανή. Τέλος και η κατασκευή του θεμελίου γίνεται πιο οικονομικά, γιατί εκτελείται πάντοτε κοντά στην επιφάνεια του εδάφους και όχι στο βάθος του ορύγματος.

Για την κατασκευή ενός καταδυσμένου φρέατος σκάβεται πρώτα ένα ρηχό όρυγμα (σχ. 2.18) συνήθως κυκλικό και μέσα σ' αυτό κατασκευάζεται το χαμηλότερο κομμάτι του φρέατος, που έχει τη μορφή επένδυσης των πρανών του ορύγματος. Στο κάτω μέρος η επένδυση αυτή σχηματίζει ένα νύχι, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.18(α) που διευκολύνει την επένδυση να βυθίζεται μέσα στο έδαφος. Το νύχι αυτό συνήθως σπλίζεται και με ένα μεταλλικό στεφάνι.

Έπειτα συνεχίζεται το σκάψιμο στον πυθμένα του ορύγματος, ώστε το βάθος του να διπλασιασθεί περίπου (σχ. 2.18β). Το νέο όρυγμα έχει την ίδια κάτοψη με το αρχικό και έτσι η επένδυση μένει χωρίς στήριγμα και αρχίζει να γλιστράει προς τα κάτω με την επίδραση του βάρους της, ώσπου να φθάσει στον πάτο της νέας εκσκαφής (σχ. 2.18γ). Τότε κατασκευάζεται ένα δεύτερο στοιχείο της επένδυσης ακριβώς στο πρώτο (σχ. 2.18δ).



Σχήμα 2.18 (α,β,γ,δ)

Διαδοχικές φάσεις εργασίας για την κατασκευή καταδυσμένου φρέατος.

Ακολουθεί νέο σκάψιμο, νέο γλίστρημα της επένδυσης του φρέατος προς τα κάτω, κατασκευή νέου τμήματος κ.ο.κ., ώσπου να φθάσουμε στο στερεό έδαφος και να ακουμπήσει καλά σ' αυτό ολόκληρο το νύχι του πρώτου τμήματος. Το φρέαρ

μπορεί τότε να συμπληρωθεί με απλό σκυρόδεμα ή λιθόδεμα (σχ. 2.18ε) ή και να μείνει άδειο, αλλά να σκεπασθεί μόνο με μια χοντρή πλάκα από σκυρόδεμα (σχ. 2.18στ), ανάλογα και με την ποιότητα του εδάφους, που βρίσκεται από κάτω του.

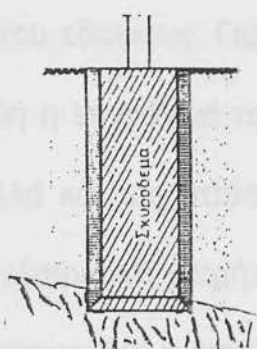
Κατά κανόνα το έδαφος, όπου γίνονται τα καταδυόμενα φρέατα, είναι τόσο χαλαρό ή υδαρές, ώστε αρκεί να σκάβεται μόνο το κέντρο του ορύγματος. Με το σκάψιμο αυτό γίνονται κατολισθήσεις στα πρανή και η επένδυση γλιστράει προς τα κάτω, ενώ στο ανώτερο μέρος της συνεχίζεται το κτίσιμό της. Έτσι η κατασκευή προχωρεί σχεδόν συνεχώς και όχι με ξεχωριστά βήματα, όπως την περιγράψαμε.

Υπάρχουν όμως και περιπτώσεις, που το έδαφος δεν αφήνει την επένδυσή του να γλιστρήσει μόνη της με το βάρος της. Χρειάζεται τότε να τοποθετούμε επάνω στην επένδυση προσωρινά φορτία, για να την αναγκάσουμε να προχωρήσει προς τα κάτω.

Επειδή η εκσκαφή των καταδυομένων φρεάτων γίνεται σε μεγάλο βάθος, η εργασία είναι πάντοτε επικίνδυνη. Γι' αυτό είναι απαραίτητο να υπάρχει παροχή καθαρού αέρα, επειδή στο βάθος της εκσκαφής συγκεντρώνεται διοξείδιο του άνθρακα ή άλλα βάρια αέρια, που μπορούν να προκαλέσουν συμπτώματα ασφυξίας. Είναι επίσης σκόπιμο οι εργάτες να είναι δεμένοι με σχοινιά, ώστε να μπορούμε να τους ανασύρουμε, αν χάσουν τις αισθήσεις τους ή συμβεί κανένα ατύχημα από απρόβλεπτη κατολίσθηση χωμάτων.

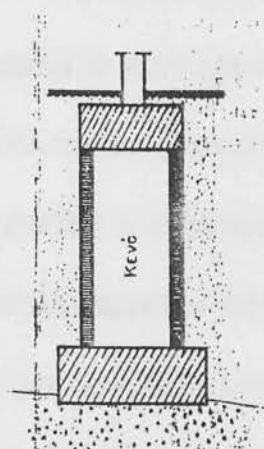
Όταν η φέρουσα κατασκευή της ανωδομής έχει μορφή σκελετού, κατασκευάζεται ένα καταδυόμενο φρέαρ κάτω από κάθε σημείο, όπου καταλήγουν τα φορτία της ανωδομής. Όταν η φέρουσα κατασκευή είναι συνεχής κατασκευάζονται περισσότερα από ένα φρέατα κάτω από κάθε στοιχείο της και πάνω τους στηρίζεται μια θεμελιοδοκός, που αποτελεί και τη χαμηλότερη ζώνη του στοιχείου της φέρουσας κατασκευής.

Παλαιότερα τα καταδυόμενα φρέατα κτιζόταν με πέτρες ή τούβλα συμπαγή και με υδραυλικό κονίαμα (θηραϊκόκονίαμα). Σήμερα κατασκευάζονται γενικά με σκυρόδεμα οπλισμένο ή και απλό. Πρέπει πάντως να σημειώσουμε ότι όλο και λιγότερο εφαρμόζεται αυτή η μέθοδος θεμελίωσης, επειδή η πρόοδος της τεχνολογίας επιτρέπει σήμερα να γίνονται πασσαλώσεις με πασσάλους πολύ μεγάλης διαμέτρου, που λέγονται **φρεατοπάσσαλοι**, και έχουν περίπου το ίδιο αποτέλεσμα με τα καταδυόμενα φρέατα.



Σχ. 2.18 (ε)

Καταδυόμενο φρέαρ, που στηρίζεται βραχώδες έδαφος. Ισοπεδώνεται ο βράχος και το φρέαρ συμπληρώνεται με σκυρόδεμα ή λιθόδεμα.



2.18 (στ)

Καταδυόμενο φρέαρ, που μένει άδειο, αυτό εδράζεται σε έδαφος με αντοχή σχετικά μικρή

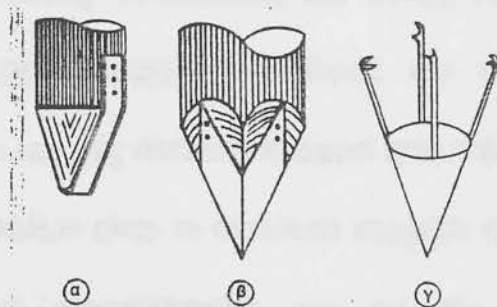
Β) Πασσαλώσεις με προκατασκευασμένους πασσάλους.

Η πασσάλωση ως μέθοδος κατασκευής εφαρμόζεται από πολύ παλιά. Οι προϊστορικές λιμναίες κατοικίες στηρίζονταν πάνω σε πασσάλους. Γενικά σε περιοχές ελώδεις ή με εδάφη μαλακά ασταθή η συνηθισμένη λύση ήταν πάντοτε η θεμελίωση με πασσάλους. Οι πάσσαλοι αρχικά ήταν ξύλινοι. Ξύλινοι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται ακόμα και σήμερα σε μικρά έργα και σε περιοχές, όπου η ξυλεία είναι άφθονη.

Στα νεώτερα χρόνια οι ξύλινοι πάσσαλοι τείνουν να αντικατασταθούν εντελώς από τους μεταλλικούς και περισσότερο από τους πασσάλους από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι τελευταίοι έχουν το πλεονέκτημα να μη σαπίζουν ούτε να σκουριάζουν μέσα στο έδαφος, ενώ αντίθετα αυτό συμβαίνει στους άλλους, ιδιαίτερα όταν βρίσκονται σε περιοχές, όπου η στάθμη των υπογείων νερών άλλοτε είναι ψηλά και άλλοτε χαμηλά.

Με προκατασκευασμένους πασσάλους μπορούν να πραγματοποιηθούν **πασσαλώσεις αιχμής, πασσαλώσεις τριβής** ή και πασσαλώσεις μόνο για τη βελτίωση του εδάφους. Για τις πασσαλώσεις τριβής αυτοί οι πάσσαλοι μειονεκτούν λίγο, επειδή η επιφάνειά τους είναι σχετικά λεία και έτσι ο συντελεστής τριβής είναι μικρός. Αλλά και ως πάσσαλοι αιχμής μειονεκτούν, επειδή η επιφάνεια εδράσεώς τους είναι εξαιρετικά μικρή. Παρ' όλα αυτά οι προκατασκευασμένοι πάσσαλοι έχουν το πλεονέκτημα ότι η ποιότητά τους, το σχήμα τους και γενικά η κατασκευή τους ελέγχονται πολύ καλύτερα απ' όσο σε κείνους, που κατασκευάζονται μέσα στο έδαφος.

Άσχετα με το υλικό κατασκευή σε κάθε προκατασκευασμένο πάσσαλο διακρίνουμε την **αιχμή**, τον **κορμό** και την **κεφαλή**. Η κάτω άκρη του πασσάλου πρέπει να είναι όσο γίνεται πιο μυτερή, για να εισδύει ευκολότερα στο έδαφος, γι' αυτό άλλωστε λέγεται και αιχμή. Στους μεταλλικούς πασσάλους η αιχμή διαμορφώνεται από το ίδιο το υλικό, τους ξύλινους όμως και στους πασσάλους από σκυρόδεμα προβλέπεται συνήθως μια επένδυση με ένα χαλύβδινο **πέδιλο**, όπως αυτά που φαίνονται στο σχήμα 2.19.



Σχήμα 2.19
Χαλύβδινες αιχμές για πασσάλους : α), β) Από ξύλο, γ) Από σκυρόδεμα

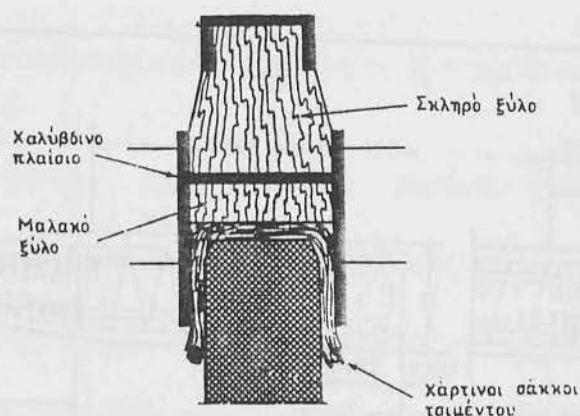
Ο κορμός των ξύλινων πασσάλων είναι συνήθως κυλινδρικός, επειδή προέρχεται από τον κορμό κάποιου δένδρου. Στους μεταλλικούς πασσάλους ο κορμός έχει συνήθως διατομή διπλού του και σπανιότερα σχηματίζεται από σωλήνες. Οι πάσσαλοι από σκυρόδεμα έχουν συνήθως διατομή τετραγωνική, επειδή αυτή κατασκευάζεται πιο εύκολα, μπορεί όμως η διατομή να είναι και κυκλική, οκταγωνική ή παρόμοια.

Τελευταία χρησιμοποιούνται πάσσαλοι από σκυρόδεμα με διατομή σε σχήμα κύκλου ή δακτυλίου, που κατασκευάζονται με μια μέθοδο, που λέγεται **φυγοκέντριση**. Όταν κατασκευασθούν αυτοί οι πάσσαλοι και προτού πήξουν και ξεκαλουπωθούν, περιστρέφονται γύρω από τον άξονά τους με μεγάλη ταχύτητα με τη βοήθεια ειδικής συσκευής. Αναπτύσσεται έτσι μεγάλη φυγόκεντρος δύναμη, που προκαλεί έντονη συμπύκνωση του σκυροδέματος. Με τη συμπύκνωση αυτή αυξάνεται σημαντικά τόσο η αντοχή όσο και η στεγανότητα του σκυροδέματος και έτσι προστατεύεται και ο οπλισμός του από την υγρασία του εδάφους.

Το μήκος των πασσάλων κυμαίνεται συνήθως από 5 ως 20m. Σπάνια χρησιμοποιούνται μεγαλύτεροι προκατασκευασμένοι πάσσαλοι. Ο κορμός του πασσάλου μπορεί να έχει την ίδια διατομή σ' όλο το μήκος του και αυτό συμβαίνει

κατά κανόνα στους μεταλλικούς πασσάλους και στους κοινούς πασσάλους από σκυρόδεμα. Αντίθετα στους ξύλινους πασσάλους και στους πασσάλους, που γίνονται με φυγοκέντρωση, ο κορμός στενεύει ελαφρά από πάνω προς τα κάτω.

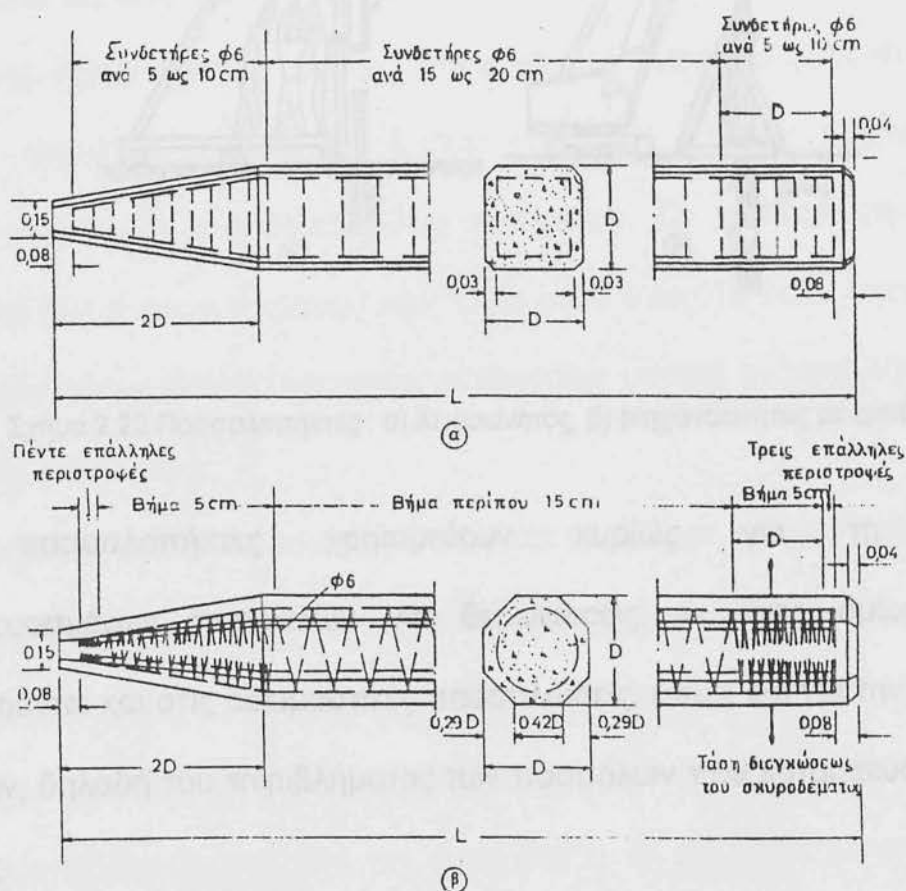
Η κεφαλή των πασσάλων είναι το ανώτερο κομμάτι τους. Πάνω της συνήθως προσαρμόζεται ένα ξύλινο **προσκέφαλο**, για να την προστατεύει από την καταστροφή, όταν δέχεται τα κτυπήματα του πασσαλοπήκτη (σχ. 2.20).



Σχ. 2.20 Προσκέφαλο πασσάλου από σκυρόδεμα.

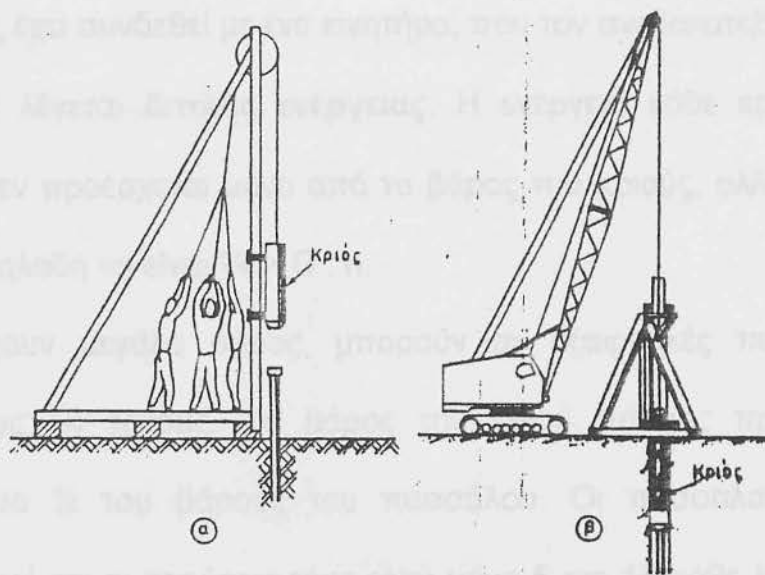
Όταν μπήγεται στο έδαφος ένας πάσσαλος, αναπτύσσονται σ' αυτό πολύ μεγάλες τάσεις, που προκαλούν τη θραύση του και επιτρέπουν έτσι στον πάσσαλο να προχωρήσει. Αξιόλογες τάσεις όμως αναπτύσσονται και μέσα στο σώμα του πασσάλου. Ιδιαίτερα μεγάλες τάσεις υπάρχουν κοντά στη κεφαλή του, όπου δέχεται τα κτυπήματα του πασσαλοπήκτη και κοντά στην αιχμή του, όπου ενεργούν οι αντιδράσεις του εδάφους. Γι' αυτό το λόγο χρειάζεται το **προσκέφαλο** και το **μεταλλικό πέδιλο** της αιχμής. Για τον ίδιο λόγο ο σπλισμός στους πασσάλους από σκυρόδεμα ενισχύεται στις δυο τους άκρες. Κυρίως πυκνώνονται οι συνδετήρες, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.21, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος να διασταλεί το

σκυρόδεμα εγκάρσια, όταν η καταπόνησή του σε θλίψη κατά την διεύθυνση του άξονα του πασσάλου αυξάνεται πολύ.



Σχήμα 2.21 Παραδείγματα πασσάλων προκατασκευασμένων από οπλισμένο σκυρόδεμα :
 α) Με διατομή τετραγωνική, β) με διατομή οκταγωνική.

Οι πάσσαλοι μπηγόνται στο έδαφος με ειδικά μηχανήματα, που ονομάζονται **πασσαλοπήκτες**. Υπάρχουν πολλών ειδών πασσαλοπήκτες. Μπορεί να είναι απλές πρόχειρες διατάξεις, που να επιτρέπουν σε ένα βάρος να πέφτει ελεύθερα και πολλές φορές πάνω στην κεφαλή του πασσάλου. Μπορεί όμως να είναι και μεγάλα συγκροτήματα ρυμουλκούμενα ή ιδιοκίνητα, που λειτουργούν με ατμό ή πετρεωμένο αέρα (σχ. 2.22).



Σχήμα 2.22 Πασσαλοπήκτες : α) Χειροκίνητος, β) Μηχανοκίνητος με ερπύστριες.

Οι πασσαλοπήκτες χρησιμεύουν κυρίως για τη διείδυση προκατασκευασμένων πασσάλων για θεμελιώσεις, οι ίδιες όμως συσκευές χρησιμοποιούνται και στις δοκιμαστικές πασσαλώσεις, όπως και για την τοποθέτηση των χιτώνων, δηλαδή του περιβλήματος των πασσάλων που κατασκευάζονται μέσα στο έδαφος.

Γενικά κάθε πασσαλοπήκτης αποτελείται από ένα κινητό ψηλό ικρίωμα, ανάλογο με το μήκος των πασσάλων. Το ικρίωμα έχει δυο κατακόρυφους οδηγούς, και ανάμεσά τους ανεβοκατεβαίνει ο **κρίος**, δηλαδή το βάρος, που πέφτει στην κεφαλή του πασσάλου.

Όταν ο κρίος ανυψώνεται με κάποιο τρόπο σ' ένα ορισμένο ύψος και έπειτα πέφτει ελεύθερα, ο πασσαλοπήκτης λέγεται **απλής ενέργειας**.

Έτσι η ενέργεια για κάθε κρούση υπολογίζεται, αν πολλαπλασιάσουμε το βάρος G του κριού με το ύψος h , από όπου πέφτει, και αφαιρέσουμε τις απώλειες από την τριβή του πάνω στους οδηγούς, δηλαδή : $W = G \cdot h - \text{απώλειες}$.

Όταν ο κριός έχει συνδεθεί με ένα κινητήρα, που τον ανεβοκατεβάζει συνέχεια, ο πασσαλοπήκτης λέγεται **διπλής ενέργειας**. Η ενέργεια κάθε κρούσεως στην περίπτωση αυτή δεν προέρχεται μόνο από το βάρος του κριού, αλλά και από τον κινητήρα, μπορεί δηλαδή να είναι $W > G \cdot h$.

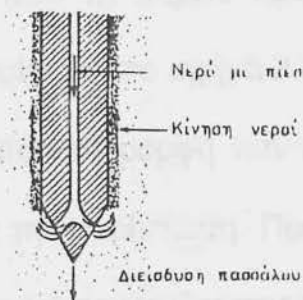
Οι κριοί έχουν μεγάλο βάρος, μπορούν σε εξαιρετικές περιπτώσεις να φθάνουν και στους 10 τόνους. Το βάρος του κριού πάντως πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το $\frac{1}{2}$ του βάρους του πασσάλου. Οι πασσαλοπήκτες απλής ενέργειας είναι αργοί και οι κρούσεις τους είναι μόνο 5 ως 15 κάθε λεπτό. αντίθετα στους πασσαλοπήκτες διπλής ενέργειας οι κρούσεις μπορεί να είναι 100 ως 200 ή ακόμα και 300 κάθε λεπτό.

Οι πάσσαλοι μπορούν να καρφωθούν και με άλλους τρόπους. Αν μέσα από τον πάσσαλο περνάει νερό με μεγάλη πίεση και βγαίνει από τρύπες κοντά στην αιχμή του, τότε το νερό ξανάρχεται στην επιφάνεια του εδάφους ακολουθώντας το εξωτερικό του πασσάλου. Έτσι το νερό από τη μια μεριά σκάβει το έδαφος ακριβώς κάτω από τον πάσσαλο, και από την άλλη παίζει το ρόλο του λιπαντικού μέσου ανάμεσα στον πάσσαλο και το έδαφος. Μ' αυτό τον τρόπο το βάρος του πασσάλου, με τη βοήθεια και κάποιου μικρού φορτίου, αν χρειάζεται, τον κάνει να βυθίζεται μέσα στο έδαφος. Βεβαίως η μέθοδος αυτή απαγορεύεται να εφαρμοσθεί σε πασσάλωση τριβής. Η επιτυχία της περιορίζεται κυρίως σε αμμώδη εδάφη ή το πολύ σε μαλακούς πηλούς και αργίλους (2.23).

Οι πάσσαλοι μπορούν να καρφωθούν και με περιστροφή, με τον τρόπο δηλαδή που γίνονται οι περιστροφικές γεωτρήσεις, αλλά η μέθοδος αυτή δεν συνηθίζεται.

Οι πάσσαλοι είναι κατά κανόνα κατακόρυφοι επειδή και τα φορτία, που μεταβιβάζουν, είναι και αυτά σχεδόν κατακόρυφα. Όταν όμως υπάρχουν και

αξιόλογα οριζόντια φορτία, όπως π.χ. ωθήσεις από θόλους, χώματα, σεισμό κλπ, μερικοί ή και όλοι οι πάσσαλοι τοποθετούνται με κάποια κλίση.

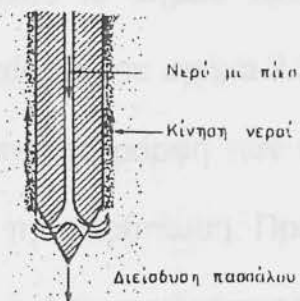


Σχήμα 2.23 Η διείσδυση πασσάλου αιχμής μπορεί να γίνει ευκολότερα και με την παροχή νερού με πίεση.

Η τοποθέτηση πασσάλων με κλίση παρουσιάζει αρκετές δυσκολίες κατά την εκτέλεση, επειδή απαιτείται ειδικός πασσαλοπήκτης ή τουλάχιστον ειδική ρύθμιση του πασσαλοπήκτη. Επίσης, αν οι πάσσαλοι δεν είναι όλοι παράλληλοι, χρειάζεται μεγάλη προσοχή στη μελέτη, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος, όταν μπαίνει ένας πάσσαλος, να συναντήσει κάποιον άλλο μέσα στο έδαφος. Συνήθως η κλίση των λοξών πασσάλων είναι μικρή και δεν πρέπει να ξεπερνάει το 1:5 ή το πολύ το 1:4 σχετικά με την κατακόρυφη.

Όταν η φέρουσα κατασκευή της ανωδομής του έργου έχει τη μορφή σκελετού, χρειάζονται συνήθως δυο ή περισσότεροι πάσσαλοι κάτω από κάθε σημείο, όπου καταλήγουν τα φορτία της ανωδομής. Παρόμοια και κάτω από τα συνεχή φέροντα στοιχεία χρειάζονται περισσότεροι από ένας πάσσαλοι. Για τον λόγο αυτό οι κεφαλές των πασσάλων, που στηρίζουν το ίδιο στοιχείο, κολώνα ή τοίχο, συνδέονται μεταξύ τους με μια κατασκευή, που ονομάζεται **πασσαλοσχάρα ή πασσαλόδεσμος**.

αξιόλογα οριζόντια φορτία, όπως π.χ. ωθήσεις από θόλους, χώματα, σεισμό κλπ, μερικοί ή και όλοι οι πάσσαλοι τοποθετούνται με κάποια κλίση.



Σχήμα 2.23 Η διείσδυση πασσάλου αιχμής μπορεί να γίνει ευκολότερα και με την παροχή νερού με πίεση.

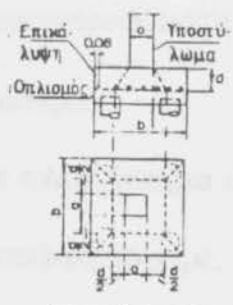
Η τοποθέτηση πασσάλων με κλίση παρουσιάζει αρκετές δυσκολίες κατά την εκτέλεση, επειδή απαιτείται ειδικός πασσαλοπήκτης ή τουλάχιστον ειδική ρύθμιση του πασσαλοπήκτη. Επίσης, αν οι πάσσαλοι δεν είναι όλοι παράλληλοι, χρειάζεται μεγάλη προσοχή στη μελέτη, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος, όταν μπαίνει ένας πάσσαλος, να συναντήσει κάποιον άλλο μέσα στο έδαφος. Συνήθως η κλίση των λοξών πασσάλων είναι μικρή και δεν πρέπει να ξεπερνάει το 1:5 ή το πολύ το 1:4 σχετικά με την κατακόρυφη.

Όταν η φέρουσα κατασκευή της ανωδομής του έργου έχει τη μορφή σκελετού, χρειάζονται συνήθως δυο ή περισσότεροι πάσσαλοι κάτω από κάθε σημείο, όπου καταλήγουν τα φορτία της ανωδομής. Παρόμοια και κάτω από τα συνεχή φέροντα στοιχεία χρειάζονται περισσότεροι από ένας πάσσαλοι. Για τον λόγο αυτό οι κεφαλές των πασσάλων, που στηρίζουν το ίδιο στοιχείο, κολώνα ή τοίχο, συνδέονται μεταξύ τους με μια κατασκευή, που ονομάζεται **πασσαλοσχάρα ή πασσαλόδεσμος**.

Παλαιότερα η κατασκευή αυτή γινόταν με ξύλα, που σχημάτιζαν μια πραγματική σχάρα, τώρα όμως γίνεται συνήθως από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι πάσσαλοι μπαίνουν με τέτοιο τρόπο, ώστε οι κεφαλές τους να παίρνουν μια συμμετρική διάταξη γύρω από το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης των φορτίων της ανωδομής, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.24. Στο ίδιο σχήμα βλέπουμε ότι οι πασσαλοσχάρες έχουν περίπου τη μορφή των απομονωμένων πεδίων ή των συνεχών θεμελίων, ανάλογα με την περίπτωση. Πράγματι η μόνη διαφορά είναι ότι από κάτω δέχονται τις συγκεντρωμένες αντιδράσεις των πασσάλων, αντί να δέχονται τις μοιρασμένες αντιδράσεις του εδάφους.

Επειδή οι πασσαλώσεις χρησιμοποιούνται σε ασταθή εδάφη και υπάρχει πάντα η πιθανότητα να παρουσιασθούν διαφορετικές καθιζήσεις στα διάφορα σημεία της θεμελιώσεως, είναι σωστό να συνδέονται όλες οι πασσαλοσχάρες μεταξύ τους. Η σύνδεση γίνεται ή με ένα σύστημα δοκών συνδέσεως ή με μια συνεχή πλάκα. Οι δοκοί συνδέσεως λειτουργούν όπως και στις αβαθείς θεμελιώσεις, η πλάκα όμως λειτουργεί εντελώς διαφορετικά από την πλάκα μιας γενικής κοιτοστρώσεως επειδή οι αντιδράσεις του εδάφους, που τη φορτίζουν από κάτω, είναι εντελώς ασήμαντες. Αν αυτές οι αντιδράσεις είναι μεγάλες, το έργο τότε δεν στηρίζεται μόνο στους πασσάλους, αλλά κυρίως στο έδαφος, που έχει απλώς βελτιωθεί, επειδή μπήκαν οι πάσσαλοι. Μια τέτοια θεμελίωση, όπως αναφέραμε και στην πιο παραπάνω παράγραφο, δεν χαρακτηρίζεται ως βαθιά θεμελίωση, αλλά ως αβαθής με βελτίωση του εδάφους θεμελιώσεως.



Πλήθος πασσάλων	Κάτοψη	Πλήθος πασσάλων	Κάτοψη
5		11	
6		12	
7		13	
8		14	
9		15	
10		16	

Πλήθος πασσάλων	Κάτοψη
1	
2	
3	
4	

Σχ. 2.24 Τυπικές μορφές για πασσαλοσχάρες.

Γ) Πασσαλώσεις με πασσάλους που κατασκευάζονται μέσα στο έδαφος.

Οι πάσσαλοι, που κατασκευάζονται μέσα στο έδαφος, μπορεί να λειτουργήσουν και ως πάσσαλοι αιχμής και ως πάσσαλοι τριβής. Και για τις δυο περιπτώσεις είναι καλύτεροι από τους προκατασκευασμένους, επειδή έχουν πολύ μεγαλύτερη βάση και πολύ πιο ανώμαλη επιφάνεια. Για τους λόγους αυτούς τους προτιμούμε στα πιο σημαντικά έργα και στις πιο δύσκολες περιπτώσεις.

Η κατασκευή των πασσάλων αυτών είναι γενικά πιο δαπανηρή από την κατασκευή και την έμπηξη των προκατασκευασμένων, εκτός αν το βάθος της θεμελιώσεως είναι εξαιρετικά μεγάλο. Η μεταφορά και η έμπηξη προκατασκευασμένων πασσάλων με πολύ μεγάλο μήκος δημιουργεί τόσα προβλήματα, που δεν συμφέρει πια να τους χρησιμοποιήσουμε. Οι πάσσαλοι

αντίθετα, που κατασκευάζονται μέσα στο έδαφος, μπορεί να έχουν μήκος 30 m ή και ακόμα μεγαλύτερο.

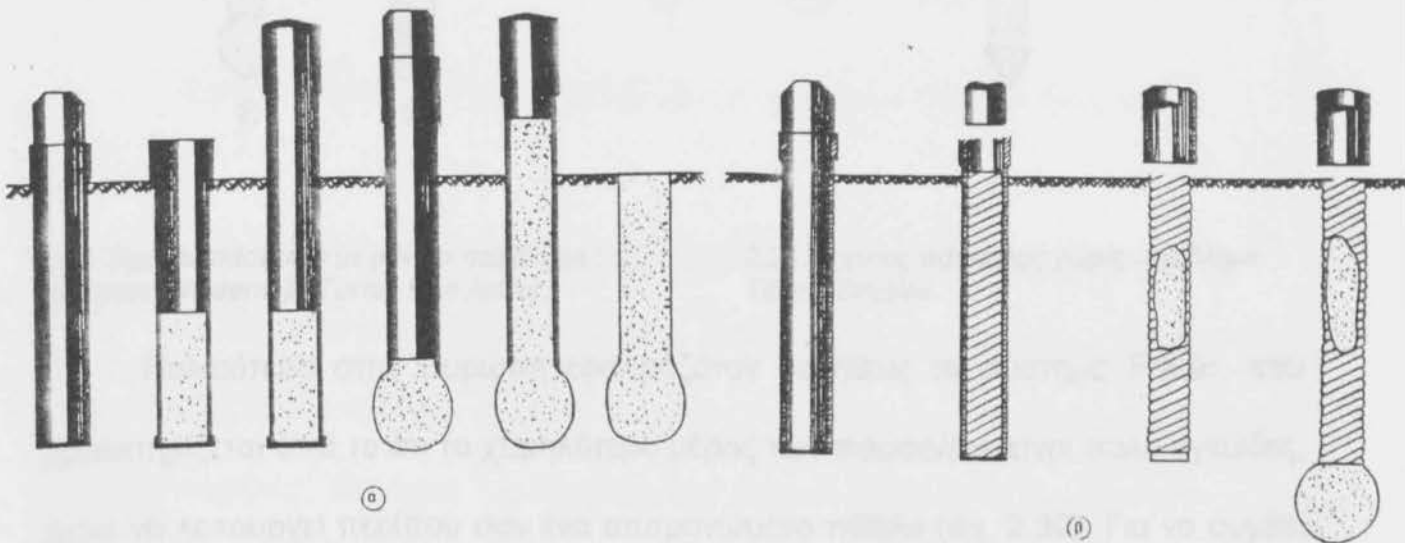
Ένα άλλο πλεονέκτημα αυτών των πασσάλων είναι ότι δεν χρειάζεται χώρος για να τους αποθηκεύσουμε, ούτε χάνεται χρόνος, ώσπου να πήξουν και να αποκτήσουν αρκετή αντοχή, ώστε να μπορούμε να τους χρησιμοποιήσουμε. Τέλος οι πάσσαλοι αυτοί κατασκευάζονται ακριβώς στο μήκος που χρειάζεται, ενώ στους προκατασκευασμένους χρειάζεται κατά κανόνα, όταν μπηχτούν ή να τους κόψουμε τις κεφαλές ή να τους προσθέσουμε από πάνω ένα κομμάτι.

Υπάρχουν πολλά συστήματα για την κατασκευή πασσάλων μέσα στο έδαφος που προστατεύονται συνήθως με διπλώματα ευρεσιτεχνίας. Δυο παραδείγματα τέτοιων συστημάτων φαίνονται στο σχήμα 2.25. Το υλικό της κατασκευής τους είναι το σκυρόδεμα, απλό ή οπλισμένο. Η γενική αρχή είναι ότι ανοίγεται μια τρύπα στο έδαφος και έπειτα γεμίζεται με σκυρόδεμα, γι' αυτό και οι πάσσαλοι αυτοί λέγονται και **έγχυτοι**.

Ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους οι πάσσαλοι μπορεί να φέρουν ή να μην φέρουν επένδυση. Όταν το έδαφος είναι συνεκτικό και δεν υπάρχει κίνδυνος να γεμίσει η τρύπα με χώματα ή νερό, τότε ο πάσσαλος μπορεί να κατασκευασθεί χωρίς επένδυση. Βεβαίως πρέπει το έδαφος να είναι ακόμα ικανό να προστατεύει τον πάσσαλο, που ακόμα δεν έχει πήξει καλά, όταν δίπλα του ανοίγονται καινούργιες τρύπες.

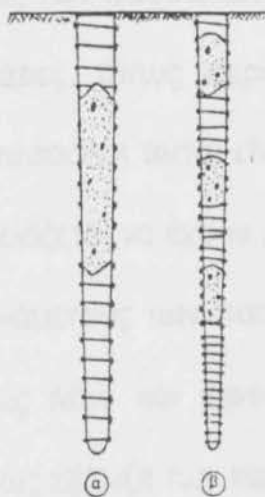
Αντίθετα, όταν το έδαφος είναι χαλαρό, είναι απαραίτητο να επενδυθεί η τρύπα με ένα μεταλλικό χιτώνα, που παραμένει σα νόμιμο περίβλημα του πασσάλου. Το περίβλημα αυτό έχει συνήθως ανώμαλη επιφάνεια, μοιάζει δηλαδή με αυλακωτή λαμαρίνα, ώστε οι δυνάμεις τριβής να είναι μεγαλύτερες.

Και στις δυο περιπτώσεις είναι συνήθως ανάγκη να επενδυθούν προσωρινά τα τοιχώματα της τρύπας με ένα σωλήνα με χοντρά τοιχώματα, που τον ανασύρουμε σιγά - σιγά, όσο προχωράει η κατασκευή του πασσάλου (σχ. 2.25).

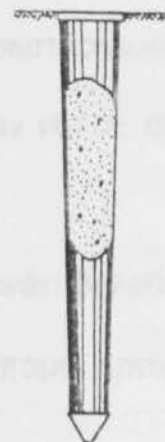


Σχ. 2.25 Διαδοχικές φάσεις εργασίας για την κατασκευή πασσάλων μέσα στο έδαφος : α) Χωρίς μόνιμη επένδυση, β) Με μόνιμη επένδυση.

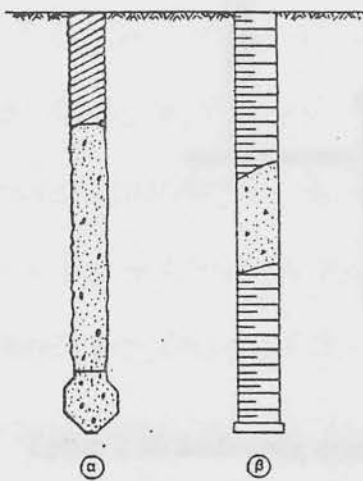
Τα διάφορα συστήματα χαρακτηρίζονται κυρίως από τη μορφή και τον σπλισμό του χαμηλότερου μέρους του πασσάλου. Διαφέρουν επίσης και οι λεπτομέρειες των διαφόρων φάσεων της κατασκευής. Τα σχήματα 2.26, 2.27, 2.28 και 2.29 δείχνουν παραδείγματα τέτοιων συστημάτων, που εφαρμόζονται κυρίως στην Αμερική.



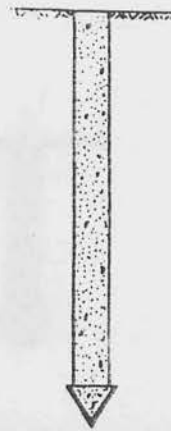
Σχ. 2.26 Έγχυτοι πάσσαλοι με μόνιμο περίβλημα τύπου Raymond



2.27 Έγχυτος πάσσαλος με μόνιμο περίβλημα τύπου Union.



2.28 Έγχυτοι πάσσαλοι με μόνιμο περίβλημα :
α) Τύπου Western, β) Τύπου Mac Arthur.

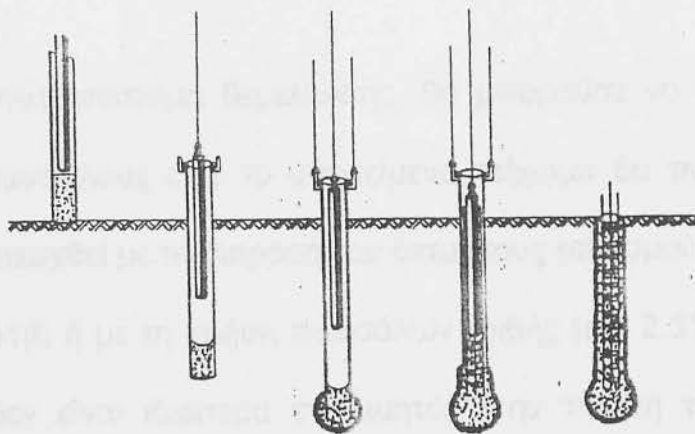


2.29 Έγχυτος πάσσαλος χωρίς περίβλημα
Τύπου Simplex.

Παλαιότερα στην Ευρώπη εφαρμοζόταν συνήθως το σύστημα Franki, που χαρακτηρίζεται από το ότι το χαμηλότερο μέρος των πασσάλων είναι πολύ ογκώδες, ώστε να λειτουργεί περίπου σαν ένα απομονωμένο πέδιλο (σχ. 2.30). Για να συμβεί αυτή η διόγκωση, το σκυρόδεμα συμπιέζεται με τις κρούσεις ενός κριού και συγχρόνως προχωρεί και ανοίγει την τρύπα, όπου κατασκευάζεται ο πάσσαλος. Στη χώρα μας εφαρμόζονται πολλά συστήματα εγχύτων πασσάλων, γιατί οι μεγάλες κατασκευαστικές εταιρείες έχουν φέρει από το εξωτερικό τον κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό.

Οι κεφαλές των πασσάλων που κατασκευάζονται μέσα στο έδαφος, ενώνονται με πασσαλοσχάρες, όπως ακριβώς και οι κεφαλές των προκατασκευασμένων. Επίσης και οι πάσσαλοι αυτοί είναι κατά κανόνα κατακόρυφοι, αν και σε ορισμένες περιπτώσεις χρειάζεται να έχουν μια μικρή κλίση.

Όταν η διάμετρος των πασσάλων είναι πολύ μεγάλη, περνάει δηλαδή το ένα μέτρο, τότε τους λέμε και **φρεατοπασσάλου**, που, όπως είπαμε, μπορούν να θεωρηθούν και ως εξέλιξη των καταδυομένων φρεάτων.



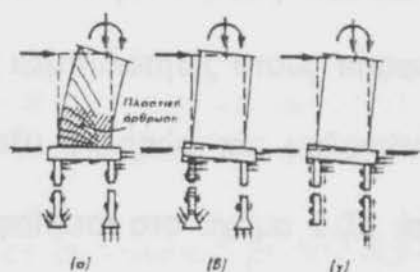
Σχήμα 2.30 Διαδοχικές φάσεις για την κατασκευή έγχυτου πάσσάλου τύπου Franki.

2.7.1 Αντισεισμικός σχεδιασμός θεμελιώσεων με πάσσάλους.

(α) **Μηχανισμοί Αντίστασης στο Σεισμό.** Τα συστήματα θεμελιώσεων με πάσσάλους 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 2.31 παρουσιάζει τρεις διακεκριμένες περιπτώσεις, για να εξεταστούν μερικά θέματα σχεδιασμού. Γίνεται δεκτό ότι παρόμοιας έντασης οριζόντιες δυνάμεις και φορτία βαρύτητας, απαιτούν σε κάθε μια 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.

Η πιο συνηθισμένη και επιθυμητή κατάσταση, που φαίνεται στο σχήμα 2.31(α) είναι εκείνη του πλάστιμου τοιχώματος - προβόλου, με πάσσάλους 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 ικανό 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 υποκείμενο τοίχωμα θα παραμένει ελαστικό. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τη διαρροή του διαμήκους οπλισμού του εφεκλυομένου πασσάλου (σχ. 2.31β) ή με τη χρήση πασσάλων τριβής (σχ. 2.31γ). Κανένα από τα δυο ενδεχόμενα δεν είναι ιδιαίτερα επιθυμητό. Στην πρώτη περίπτωση, μπορεί κάλλιστα να αναπτυχθούν μεγάλοι εύρους ρωγμές κάτω από τη στάθμη των υπογείων υδάτων, και ως αποτέλεσμα των εναλλασσομένων εφελκυστικών και θλιπτικών δράσεων στο πάσσαλο θα απαιτηθεί μεγάλη ποσότητα οπλισμού περίσφυξης. Στη δεύτερη περίπτωση βασιζόμαστε στην πλευρική τριβή, που η τιμή της είναι αβέβαια στη διάρκεια της σεισμικής απόκρισης, όπως αποδείχθηκε από την ολική εξόλκευση τέτοιου πασσάλου στη διάρκεια του σεισμού του Μεξικού το 1985.



Σχ. 2.31 Τοιχώματα που στηρίζονται σε πασσάλους ή φρέατα.

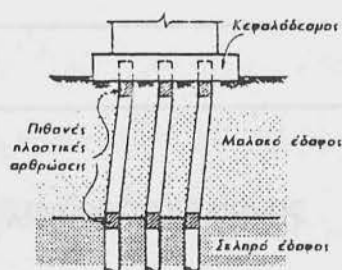
β) Επιδράσεις των Οριζοντίων Δυνάμεων στους Πασσάλους. Η

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. 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.

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 2.32, ίσως να μην είναι εφικτό να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, ακόμη κι αν είχε χρησιμοποιηθεί η προσέγγιση ικανού σχεδιασμού σε μια προσπάθεια προστασίας του πασσάλου από βλάβη στη διάρκεια αδρανειακής απόκρισης της ανωδομής. Ενώ η συνολική τέμνουσα βάσης 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 2.32 είναι πολύ περισσότερο αβέβαιη. Αυτό συμβαίνει επειδή, εκτός από 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 πάσσαλοι. 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 κεφαλοδεσμό, 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.



Σχήμα 2.32 Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε πασσάλους.

Όταν χρησιμοποιούνται θεμελιώσεις με πασσάλους, η ενεργός μεταβίβαση τέμνουσας βάσης, με άλλους τρόπους έκτος 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 πορείες σκυροδέματος που έχουν εγχυθεί απευθείας στο έδαφος (δηλαδή όχι εκείνων που αντιστηρίζουν επανεπιχώσεις).

2. Στη διαδικασία μεταβίβασης τέμνουσας, οι εδαφικές διατμητικές παραμορφώσεις, σε στρώματα ακριβώς κάτω από τον κεφαλόδεσμο, είναι αμελητέες.

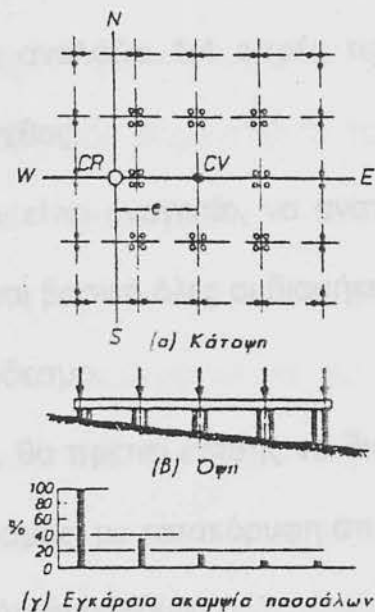
Οι συνιστώμενες τιμές συντελεστών τριβής δίνονται στον Πίνακα 1. Αυτές οι τιμές είναι οριακές και η ανάπτυξή τους απαιτεί κάποια κίνηση πριν συμβεί αστοχία. Η επίδραση της συνάφειας, όπου ισχύει, έχει περιληφθεί στο συντελεστή τριβής.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1 : 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, ιδυώδεις 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 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 2.33, 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 2.33γ, η αποδοτικότητα των πασσάλων στην παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων μειώνεται δραματικά καθώς αυξάνουν τα μήκη των πασσάλων. Ενώ το σύστημα θεμελίωσης στο σχήμα 2.33 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 2.33(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 φορές εκείνων που οφείλονται στην παράλληλη μετακίνηση του κεφαλοδέσμου.



Σχ. 2.33 Πάσσαλοι σε εδάφη με κλίση.

γ) Λεπτομέρειες Όπλισης Πασσάλων

(i) Πάσσαλοι Όπλισμένου Σκυροδέματος: Η διαστασιολόγηση και η διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης των πασσάλων οπλισμένου σκυροδέματος πρέπει να ακολουθεί τη μεθοδολογία που συνιστάται για υποστυλώματα στις ανώτερες στάθμες πλάστιμων πλαισίων που έχουν σχεδιαστεί ικανά. Η περιοχή μερικής περίσφιγξης ίσως χρειαστεί να επεκταθεί σημαντικά, ώστε να καλύψει τις πιθανές θέσεις μεγίστων ροπών κατά μήκος του πασσάλου.

Αν και οι υπολογισμοί σχεδιασμού μπορεί να δείξουν ότι δε θα εφαρμοστεί εφέλκυστικό φορτίο σε πάσσαλο οπλισμένου σκυροδέματος με συνολική επιφάνεια διατομής A_g , πρέπει να διατεθεί ελάχιστος διαμήκης οπλισμός με συνολικής επιφάνεια $A_{st} = \rho_p A_g$ ώστε :

1. Να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις από τη μεταβίβαση εφέλκυσμού που προκύπτουν από τις δράσεις σχεδιασμού, ή
2. $\rho_p \geq 1.4/f_y$ (Mpa)
3. $\rho_{min} \geq 0.7/f_y$ (Mpa) όταν μπορεί να αποδειχθεί ότι το ποσοστό οπλισμού που απαιτείται για να αναλάβει 1,4 φορές τις δράσεις σχεδιασμού δεν υπερβαίνει αυτό το μέγεθος.

Για να μπορέσει, εφόσον είναι αναγκαίο, να αναπτυχθεί η καμπτική αντοχή της διατομής του πασσάλου, είναι βασικό όλες οι διαμήκεις ράβδοι να είναι επαρκώς εγκυρωμένες μέσα στον κεφαλόδεσμο.

Σε μη κρίσιμες περιοχές, θα πρέπει επίσης να διατεθούν ελάχιστοι εγκάρσιοι συνδετήρες ή σπειροειδής οπλισμός, με κατακόρυφη απόσταση όχι μεγαλύτερη από 16 φορές τη διάμετρο των διαμήκων ράβδων.

(ii) Πάσσαλοι Προεντεταμένου Σκυροδέματος : Όπου χρησιμοποιούνται πάσσαλοι προεντεταμένου σκυροδέματος με ή χωρίς πρόσθετες μη προεντεταμένες

ράβδους, μπορεί να αναπτυχθούν στροφές πλαστικών αρθρώσεων που αντιστοιχούν σε συντελεστή πλαστιμότητας μέλους ίσο με 8, εφόσον διατίθεται εγκάρσιος οπλισμός. Ωστόσο, οι όροι στις παρενθέσεις σ' αυτή την εξίσωση, που λαμβάνουν υπόψη επίδραση της έντασης του αξονικού φορτίου, πρέπει να αντικατασταθούν από τον όρο.

$$\left(\frac{P_u}{f_c' A_g} + f_p - 0.08 \right)$$

όπου f_p είναι η θλιπτική τάση στο σκυρόδεμα λόγω της προέντασης μόνο. Όταν οι προεντεταμένοι πάσσαλοι προστατεύονται από το σχηματισμό άρθρωσης, στη βάση των αρχών του ικανού σχεδιασμού, το 50% του οπλισμού περίσφιγξης που προορίζεται για περιοχές πλαστικών αρθρώσεων θεωρείται επαρκές για περιοχές μεγίστων ροπών κατά μήκος πασσάλων.

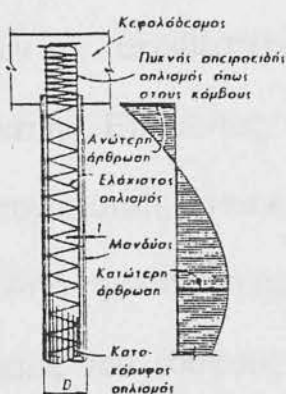
Επειδή ο εγκάρσιος (σπειροειδής) οπλισμός απαιτείται επίσης για να παρέχει εγκάρσια στήριξη στο διαμήκη οπλισμό και να εμποδίζει τον πρόωρο λυγισμό στις κρίσιμες περιοχές, η κατακόρυφη απόσταση ή βήμα πρέπει να περιορίζεται όπως για τα υποστυλώματα. Η παρεμπόδιση του λυγισμού των ανεξαρτήτων τενόντων προέντασης, που έχουν παραμορφωθεί πέρα από το όριο διαρροής σε εφελκυσμό, είναι πιο δύσκολο να παρασχεθεί. Περιορισμένος αριθμός πειραμάτων έχει δείξει ότι, για να καθυστερήσει ο λυγισμός των τενόντων, το μέγιστο βήμα του εγκάρσιου οπλισμού περίσφιγξης πρέπει να περιοριστεί σε $s_h \leq 3.5 d_b$, είναι η ελάχιστη διάμετρος του χρησιμοποιούμενου τένοντα προέντασης.

(iii) Πάσσαλοι Σκυροδέματος με Χαλύβδινους Μανδύες : Πάσσαλοι με πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος που περιβάλλονται από χαλύβδινο μανδύα έχουν συμπεριφερθεί καλά σε πειράματα που εξομοιώνουν σεισμική απόκριση. Όπως δείχνει το σχήμα 2.34 πρέπει να εξεταστούν δυο χαρακτηριστικές περιπτώσεις. Στην

κορυφή του πασσάλου, ο μανδύας κανονικά διακόπτεται στη βάση του κεφαλοδέσμου ή λίγο πιο πάνω. Ο διαμήκης οπλισμός στον πάσσαλο είναι συνεπώς αναγκαίος σ' αυτή την κρίσιμη διατομή για να παρέχει την απαιτούμενη ικανή ροπή, και πρέπει να είναι καλά αγκυρωμένος στον κεφαλόδεσμο. Ο μανδύας όμως δρα ως πολύ αποτελεσματικός εγκάρσιος οπλισμός για την περιοχή της πλαστικής άρθρωσης στην κορυφή του πασσάλου, εμποδίζοντας τις διαμήκεις ράβδους να λυγίσουν και περισφίγγοντας το σκυρόδεμα. Εφόσον το ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης $p_s = 4t/D$, όπου t = πάχος μανδύα και D = διάμετρος μανδύα, υπερβαίνει αυτό που απαιτείται για υποστυλώματα σκυροδέματος, απαιτείται μόνον ο ελάχιστος σπειροειδής οπλισμός στο σκυρόδεμα πυρήνα για την τοποθέτηση του διαμήκους οπλισμού. Ωστόσο, θα απαιτηθεί πυκνότερη τοποθέτηση του σπειροειδούς οπλισμού μέσα στον κεφαλόδεσμο για να βοηθήσει στην ανάληψη των τεμνουσών κόμβου. Πειράματα σε συνδέσεις πασσάλου - κεφαλοδέσμου, που είχαν σχεδιαστεί, που είχαν σχεδιαστεί μ' αυτόν τον τρόπο, έδωσαν αποτελέσματα εξαιρετικά πλάστιμης απόκρισης, με την καμπτική αντοχή να υπερβαίνει τις προβλέψεις λόγω της πίεσης που ασκεί ο μανδύας στον κεφαλόδεσμο από τη θλιβόμενη πλευρά, λειτουργώντας ως θλιβόμενος οπλισμός.

Η δεύτερη κρίσιμη θέση συναντάται σε κάποιος βάθος από την επιφάνεια, όπου αναπτύσσονται ροπές κάμψης αντιθέτου προσήμου απ' αυτές του κεφαλοδέσμου. Σ' αυτή τη θέση, η εντατική κατάσταση στο μανδύα είναι σύνθετη, καθώς αναπτύσσονται διαμήκεις τάσεις λόγω της καμπτικής δράσης, τάσεις δακτυλίου λόγω περίσφιγξης, και διατμητικές τάσεις λόγω τεμνουσών. Παρόλα αυτά, είναι επαρκώς ακριβές να δεχτούμε ότι ο μανδύας είναι ικανός να αναπτύξει ανεξάρτητα την αντοχή διαρροής του σε καμπτική δράση και σε περίσφιγξης.

Πειράματα σε κρίσιμες διατομές πασσάλων με χαλύβδινο μανδύα, όπου ο μανδύας είναι συνεχής στην κρίσιμη περιοχή, δείχνουν ότι μπορεί να αναμένεται πλήρως σύνθετη δράση. Η ικανότητα πλαστιμότητας μετακινήσεων που βρίσκεται από απλές δοκιμές πακτωμένων προβόλων είναι τυπικά $M_δ \geq 4$, με το όριο να αντιστοιχεί στην αρχή του λυγισμού του μανδύα στη θλιβόμενη πλευρά. Βρέθηκε ότι ο λυγισμός συμβαίνει σ' αυτή τη στάθμη ανεξάρτητα από το λόγο διαμέτρου προς πάχος μέσα στα όρια $30 \leq D/t < 200$. Έτσι φαίνεται ότι υπάρχει ασήμαντος λόγος για τον περιορισμό του D/t όπως συνηθίζεται σε πολλούς κανονισμούς. Πρέπει επίσης να γίνει κατανοητό ότι πλαστική άρθρωση που σχηματίζεται σε βάθος μέσα στο έδαφος θα κατανεμηθεί σε πολύ μεγαλύτερο μήκος απ' αυτή που αντιστοιχεί σε πακτωμένο πρόβολο, λόγω της μικρής κλίσης μεταβολής της ροπής στην κρίσιμη διατομή (δείτε το σχήμα 2.34). Ως επακόλουθο, η πραγματική ικανότητα πλαστιμότητας πιθανόν να είναι μεγαλύτερη από δυο φορές εκείνης που δείχνουν οι δοκιμές προβόλων.



Σχ. 2.34 Πάσσαλος οπλισμένος σκυροδέματος σε χαλύβδινο μανδύα με σπειροειδή οπλισμό περίσφιγξης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3. ΣΕΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

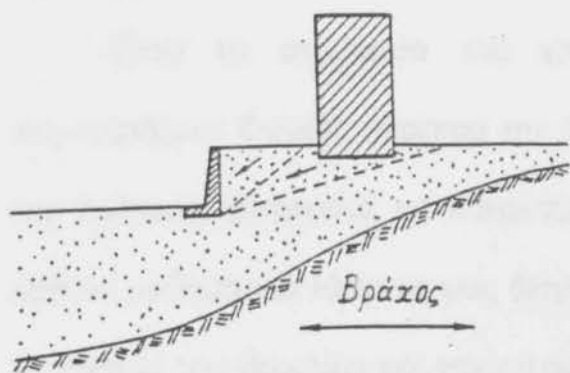
3.1 Η σεισμική δράση επάνω στις κατασκευές

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 μια 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 - αρχή 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.

α. Κατολισθήσεις. Προκαλούνται από έντονες διατμητικές παραμορφώσεις του εδάφους. Στο σχ. 3.1 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. 3.1 Κατασκευή σε επικλινές έδαφος.

β. 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 μιας κατασκευής, η ανεπανόρθωτη βλάβη της τελευταίας - και της κατασκευής συνακόλουθα - είναι αναπότρεπτη.

γ. Ρευστοποίηση εδάφους.

Εμφανίζεται σε κορεσμένα αμμώδη έδαφη με ορισμένη κοκκομετρική σύνθεση, λόγω προοδευτικής αυξήσεως της πίεσεως πόρων. Το έδαφος χάνει πλήρως τη διατμητική του αντοχή με αποτέλεσμα την καθίζηση, ανατροπή, κλπ, των υπερκείμενων κατασκευών. Επίσης, εάν το ρευστοποιημένο έδαφος βρίσκεται επάνω σε κεκλιμένο υπόστρωμα, προκαλείται «ροή» μεγάλων εδαφικών όγκων και πλήρης αλλοίωση της τοπογραφίας της περιοχής.

δ. 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.

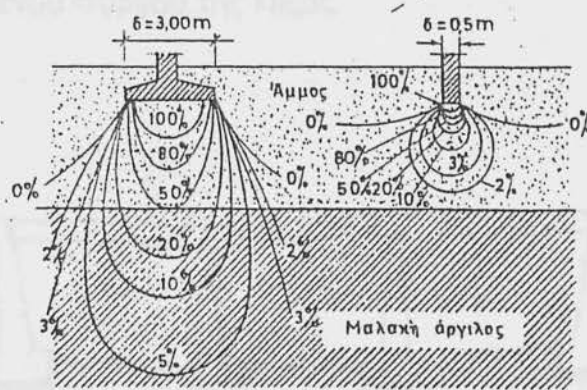
Σημειώνουμε, τέλος, το γενικότερο φαινόμενο της αλληλεπιδράσεως εδάφους - κατασκευής, το οποίο όμως μπορεί να είναι άλλοτε δυσμενές και άλλοτε ευμενές για τις κατασκευές. Με τον όρο αυτό εννοούμε την αλλοίωση που υφίσταται η σεισμική

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.

Όταν τα στρώματα του εδάφους είναι περίπου εξ ίσου συμπιεστά, παρουσιάζουν δηλαδή περίπου την ίδια παραμόρφωση για μια ορισμένη μεταβολή της πίεσεως, μπορούμε να καταλήξουμε σε κάποιο προσεγγιστικό νόμο, που με κάποιο μαθηματικό τύπο να μας δείχνει πόση θα είναι η καθίζηση, όταν γνωρίζουμε το πλάτος του θεμελίου και την πίεση, που εφαρμόζει στην επιφάνεια του εδάφους. Όταν αντίθετα, όπως άλλωστε συμβαίνει τις περισσότερες φορές, κάθε στρώμα εδάφους έχει διαφορετική συμπιεστότητα, ο υπολογισμός των καθιζήσεων γίνεται δυσκολότερος. Όταν το πλάτος του θεμελίου μεγαλώσει, μπορεί αυτό να προκαλέσει την παραμόρφωση ενός βαθύτερου στρώματος, που για μικρότερα πλάτη θεμελίων βρίσκεται έξω από το βολβό των πιέσεων (σχ. 3.2). Αν το βαθύτερο στρώμα είναι λιγότερο συμπιεστό, η καθίζηση θα είναι μικρότερη από αυτή που μας δίνουν οι υπολογισμοί, αν όμως συμβαίνει το αντίθετο, η καθίζηση μπορεί να αυξηθεί απότομα. Αυτός είναι ο κυριότερος λόγος, που η δοκιμαστική φόρτιση του εδάφους δεν θεωρείται καλή μέθοδος για την έρευνα του εδάφους. Αντίθετα οι γεωτρήσεις, όταν μάλιστα συνοδεύονται από συστηματικές δοκιμές πρότυπης διεισδύσεως, μας δίνουν όλες τις απαραίτητες πληροφορίες για μια καλή προσέγγιση στην πρόβλεψη των καθιζήσεων.

Το μέγεθος των καθιζήσεων του εδάφους, που θεωρούνται ανεκτές, διαφέρει από έργο σε έργο. Σε ένα λιμενικό έργο π.χ. μπορούμε να δεχθούμε καθιζήσεις αρκετών εκατοστών του μέτρου, πράγμα που θα ήταν απαράδεκτο για ένα κτήριο.

Αυτό που ενοχλεί πιο πολύ, δεν είναι οι ίδιες οι καθιζήσεις, αλλά οι διαφορές τους από το ένα σημείο του θεμελίου στο άλλο. Αν μπορούσαμε να εξασφαλίσουμε ότι οι καθιζήσεις σε όλα τα σημεία των θεμελίων ενός δομικού έργου θα ήταν ακριβώς οι ίδιες, τότε θα κατασκευάζαμε το έργο τόσο ψηλότερα, όσο θα προβλέπαμε ότι θα ήταν το μέγεθος της καθιζήσεως. Έτσι τελικά θα πετυχαίναμε το επιθυμητό αποτέλεσμα.

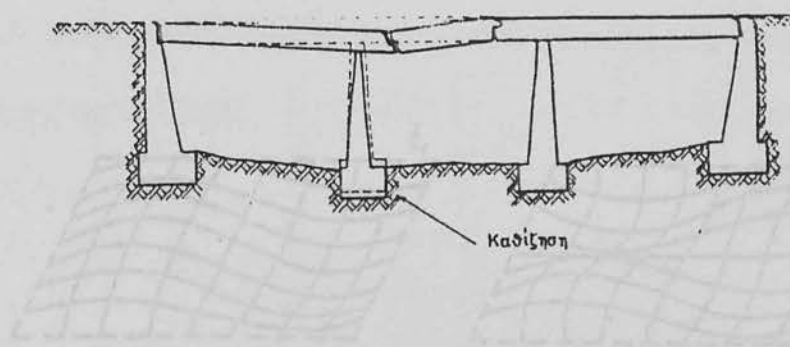


Σχ. 3.2 Οι καθιζήσεις αυξάνουν απότομα, όταν το πλάτος των θεμελίων μεγαλώσει τόσο, ώστε ν' αρχίσουν να παρουσιάζουν αυξήσεις πιέσεων στρώματα εδάφους πολύ μαλακά, που μπορεί να βρισκονται σε σχετικά μεγάλο βάθος

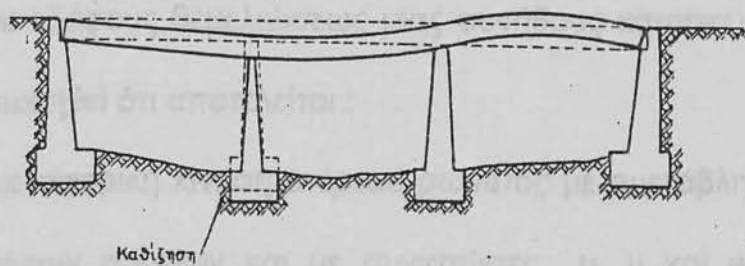
Στην πράξη οι καθιζήσεις σε κάθε σημείο των θεμελίων είναι διαφορετικές και, το χειρότερο, μόνο προσεγγιστικά μπορούμε να προβλέψουμε το μέγεθός τους. Οι διαφορές των καθιζήσεως οφείλονται :

- α) Στις διαφορετικές πιέσεις, που αναπτύσσονται σε κάθε σημείο του θεμελίου.
- β) Στις διαφορετικές διαστάσεις των διαφόρων τμημάτων των θεμελίων.
- γ) Στην ποιότητα του εδάφους, που μπορεί να διαφέρει από τη μια θέση στην άλλη.

Αλλά και οι διαφορές των καθιζήσεων του εδάφους, που θεωρούνται ανεκτές, διαφέρουν από έργο σε έργο. Αν προβλέπεται ότι το έργο θα κατασκευασθεί με τέτοιο τρόπο, ώστε ορισμένα του κομμάτια να μπορούν να αλλάζουν λίγο τη θέση τους ανεξάρτητα από τα γειτονικά τους, μπορούμε να ανεχθούμε αρκετά μεγάλες διαφορές καθιζήσεων. Αν αντίθετα το έργο δεν παρουσιάζει τέτοιες δυνατότητες, οι διαφορές των καθιζήσεων μπορεί να είναι καταστρεπτικές. Εξ άλλου οι διαφορές αυτές μπορούν να δώσουν σ' ένα έργο απαράδεκτες κλίσεις, όπως στο κλασσικό παράδειγμα του κεκλιμένου πύργου της Πίζας.

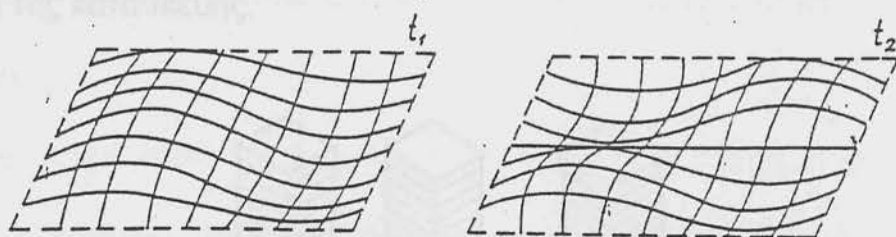


Παραμόρφωση ισοστατικής γέφυρας, όταν υποχωρήσει ένα μεσόβαθρό της. Δεν αναπτύσσονται πρόσθετες επιβαρύνσεις



Παραμόρφωση υπερστατικής γέφυρας όταν υποχωρήσει ένα μεσόβαθρό της. Αναπτύσσονται πρόσθετες επιβαρύνσεις.

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 σχήμα 3.3 φαίνονται ενδεικτικά δυο μορφές της παραμορφωμένης επιφάνειας του εδάφους κατά το σεισμό. Το τυχόν σημείο της επιφάνειας θα εμφανίζει γενικά μια μετατόπιση στο χώρο, τα δε σημεία μιας αρχικής ευθείας θα βρίσκονται, μετά την παραμόρφωση, επάνω σε μια *στρεβλή* καμπύλη του 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.

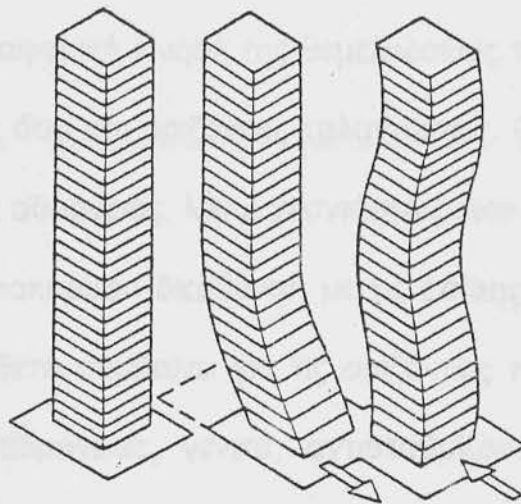


Σχ.3.3 Η παραμόρφωση της επιφάνειας του εδάφους.

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

- από μια 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 (σχήμα 3.4). Κατά την υπόψη ταλάντωση τα διάφορα στοιχεία της κατασκευής υποβάλλονται σε κυκλικές 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.



Σχ.3.4 η μεταφορική διεγερση της θεμελίωσης.

Το είδος, τώρα, της ταλαντώσεως εξαρτάται από τη δομή της κατασκευής. Γενικά, κάθε συνιστώσα της μεταφορικής κινήσεως της θεμελίωσης 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 στροφικές (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.

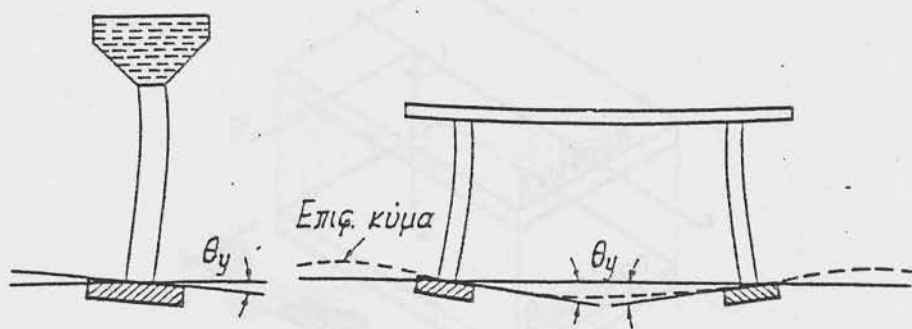
Η κατακόρυφη μεταφορική κίνηση της θεμελιώσεως προκαλεί στα ασύμμετρα κτίρια τόσο κατακόρυφες όσο και οριζόντιες ταλαντώσεις. Οι πρώτες συνοδεύονται από σημαντικές δυνάμεις αδράνειας, λόγω γειτνιάσεως των υψηλών ιδιοσυχνοτήτων των κτιρίων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση με τις επίσης υψηλές συχνότητες 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* επίηρεια 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 δυο γωνιών περιστροφής θ_x και θ_y περί οριζόντιους άξονες. Στο σχήμα 3.5 φαίνεται η περίπτωση της στρεπτικής διεγέρσεως θ_z της θεμελιώσεως από τη διάδοση επιφανειακών διατμητικών 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* συναρτήσεσι των γραμμικών συνιστωσών u , v και w βάσει των τύπων :

$$\theta_z = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} \right), \quad \theta_x = \frac{\partial w}{\partial y}, \quad \theta_y = \frac{\partial w}{\partial x}$$

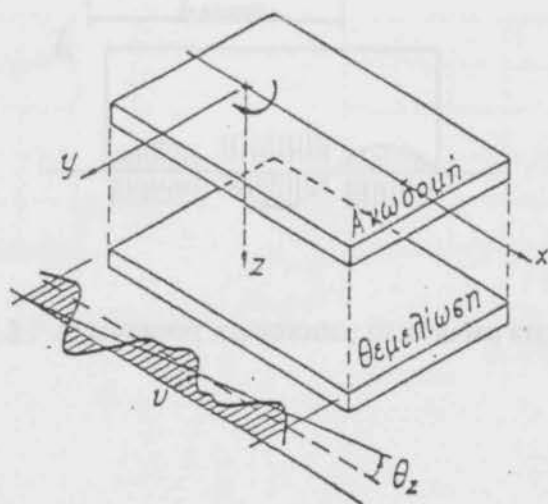
που προκύπτουν από τις γενικές εξισώσεις της θεωρίας ελαστικότητας.



Σχ. 3.5 Στρεπτική διεγέρση περιορισμένης και δύσκαμπτης θεμελιώσεως.

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 στροφικές (με οριζόντιο άξονα) ταλαντώσεις των μαζών. Η επιρροή των διεγέρσεων αυτών συνήθως παραλείπεται, αλλά σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν να είναι σημαντική. Στο σχήμα 3.6 φαίνονται δυο περιπτώσεις στροφικών διεγέρσεων με σημαντική επιρροή στα υποστυλώματα. Η μεγάλη μάζα στην κορυφή του υδατόπυργου υφίσταται τόσο στροφικές, όσο και μεταφορικές ταλαντώσεις κατά την υπόψη διέγερση.



Σχ 3.6 στροφικές διεγέρσεις θεμελιώσεων.

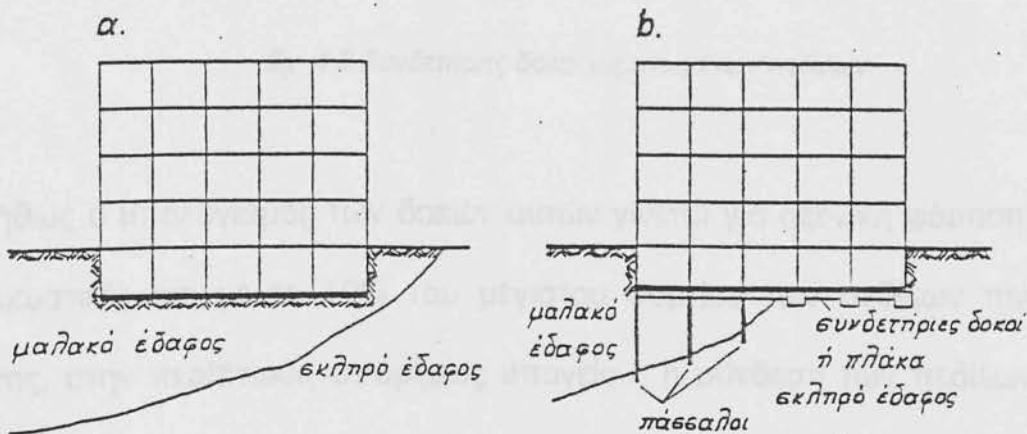
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4°

4. Ασφάλεια της κατασκευής

4.1 Μέτρα ασφάλειας

Ομοιογένεια του εδάφους

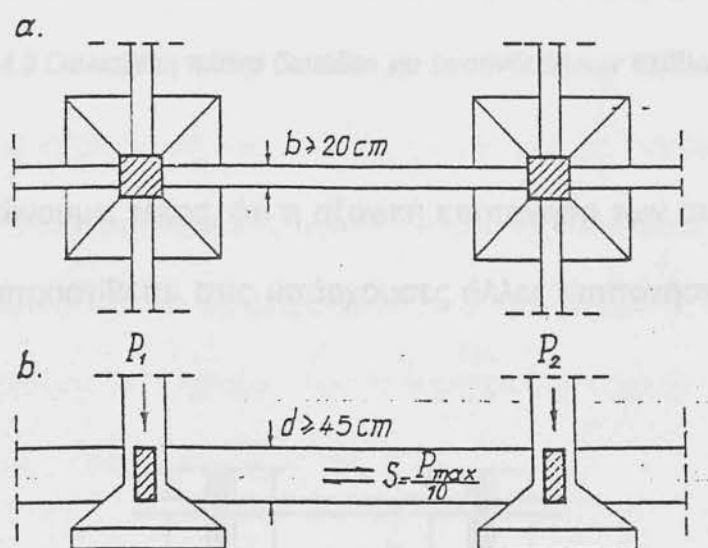
Το έδαφος θεμελιώσεως μαζί με τη θεμελίωση θα πρέπει να αποτελούν ένα ομοιογενές σύνολο, ώστε οι σεισμικές κινήσεις στα διάφορα σημεία να είναι ομοειδείς. Αυτό σημαίνει ότι είναι πάντοτε προτιμητέα η ύπαρξη της ίδιας εδαφικής στρώσεως και η επιλογή του ίδιου συστήματος θεμελιώσεως σε όλη την έκταση της κατασκευής (σχήμα 4.1α). 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 δυο τμημάτων της κατασκευής. Αν ο διαχωρισμός είναι δυνατός για διάφορους λόγους, τότε επιβάλλεται η καλή σύνδεση των δυο συστημάτων θεμελιώσεως με συνδετήριες δοκούς για τον μετριασμό των ανομοειδών κινήσεων του εδάφους (σχήμα 4.1β).



Σχ. 4.1 Θεμελίωση σε ομοιογενές και ανομοιογενές έδαφος.

Μονολιθικότητα της θεμελιώσεως

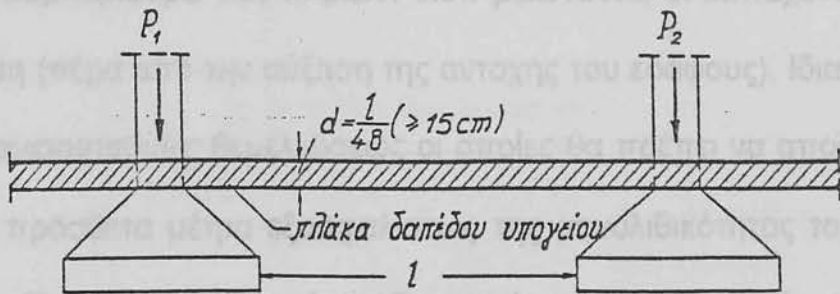
Η μονολιθικότητα μαζί με τη μεγάλη ακαμψία και μάζα της θεμελιώσεως αποτελούν «ασπίδα» προστασίας της ανωδομής από τις διαφορικές μετατοπίσεις του εδάφους που κατά κανόνα δεν είναι επιδεκτικές υπολογισμού. Εξαιρέση αποτελούν μόνο τα βραχώδη εδάφη, όπου η μονολιθικότητα της θεμελιώσεως είναι πάντοτε εξασφαλισμένη. Έτσι, σε κάθε άλλη περίπτωση εδάφους επιβάλλεται η κατασκευή μιας εσχάρας συνδετηρίων δοκών, ικανής να παρεμποδίσει τις αμοιβαίες μετατοπίσεις των πεδίων (σχήμα 4.2).



Σχ. 4.2 Συνδετήριες δοκοί μεμονωμένων πεδίων.

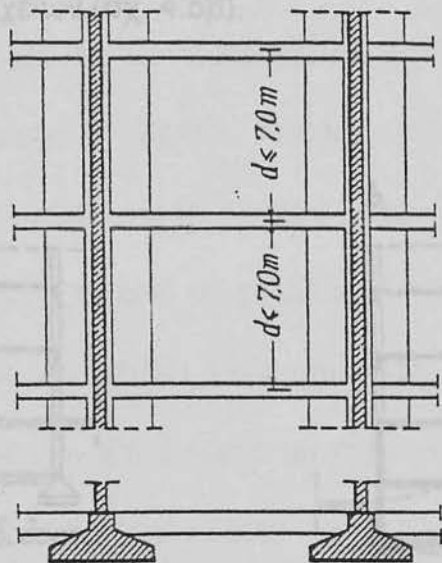
Συνήθως ο υπολογισμός των δοκών αυτών γίνεται για αξονική φόρτιση (θλιπτική ή εφελκυστική) ίση με το 10% του μέγιστου φορτίου των πεδίων που συνδέουν επίσης, στην περίπτωση υπάρξεως υπογείου, η σύνδεση των πεδίων μπορεί να γίνει και με κατάλληλη διαστασιολόγηση και όπλιση της πλάκας του δαπέδου του υπογείου, λαμβάνοντας υπόψη το παραπάνω αξονικό φορτίο (σχήμα 4.3). Η σχάρα πεδילוδοκών δεν απαιτεί πρόσθετα μέτρα, αλλά οι πεδילוδοκοί κατά μια μόνο

διεύθυνση ή τα παράλληλα πέδιλα με μορφή ταινίας θα πρέπει να συνδέονται με εγκάρσιες δοκούς



Σχ. 4.3 Οπλισμένη πλάκα δαπέδου για τη σύνδεση των πεδίων. (σχήμα 4.5α).

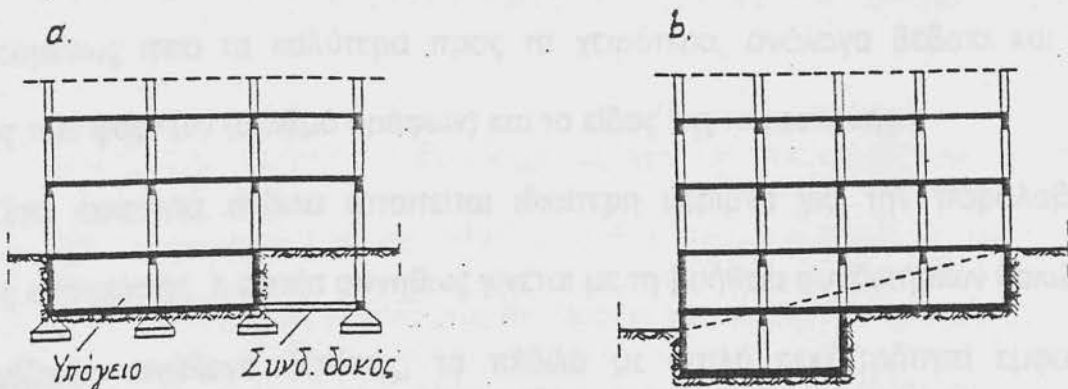
Δυσκολότερη είναι η περίπτωση κατασκευής σε ελάφους με μεγάλη κλίση, κατά την (σχήμα 4.4). Σημειώνουμε, τέλος, ότι η αξονική επιπρόννηση των συνδετήριων δοκών ή πεδילוδοκών επιπροστίθεται στις υπάρχουσες άλλες επιπρόνήσεις τους (π.χ. από



Σχ. 4.4 Σύνδεση θεμελιολωρίδων (ή πεδילוδοκών)

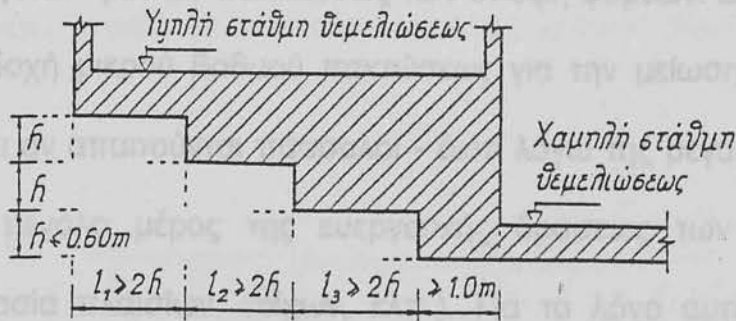
Στάθμη θεμελιώσεως

Το μεγάλο βάθος θεμελιώσεως - ιδίως στην περίπτωση υπάρξεως ενός ή δυο 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 (σχήμα 4.5α). 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 δυο υπόγεια θα πρέπει να διαμορφώνονται σαν άκαμπτα κλειστά κιβώτια με τη βοήθεια των οριζόντιων πλακών, των περιμετρικών τοιχείων και ενδεχομένως πρόσθετων εσωτερικών τοιχείων (σχ. 4.5β).



Σχ. 4.5 Ανισοσταθμίες θεμελιώσεως.

Στο σχήμα 4.6, τέλος, φαίνεται η περίπτωση κατασκευής αναβαθμών στο τμήμα συναρμογής μεταξύ εκτεταμένων θεμελιώσεων σε δυο διαφορετικά επίπεδα.



Σχ. 4.6 Συναρμογή ανισοσταθμίων 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, σχάρα 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.

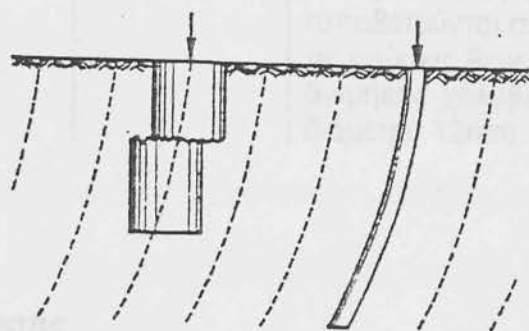
Στα έκκεντρα πέδιλα απαιτείται ιδιαίτερη μέριμνα για την παραλαβή του ζεύγους ανατροπής, η οποία συνήθως γίνεται με τη βοήθεια συνδετήριων δοκών που υπολογίζονται ανάλογα. Επίσης, τα πέδιλα με διπλή εκκεντρότητα εμφανίζουν πρόσθετες δυσκολίες υπολογισμού των τάσεων και των οπλισμών τους. Τα περιμετρικά 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 να 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, κλπ.). 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 δυο 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 τοιχεία, 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. 4.7).



Σχ. 4.7 Σεισμική συμπεριφορά δύσκαμπτου και εύκαμπτου πασσάλου.

Ο πίνακας παρουσιάζει μέτρα για την αύξηση της αντισεισμικότητας των θεμελιώσεων κτιρίων με τοιχοποιίες σε συνάρτηση με το είδος του εδάφους και τη σεισμικότητα υπολογισμού της κατασκευής.

Πίνακας 4.1

Έδαφος θεμελίωσης	Σεισμικότητα υπολογισμού	Μέτρα για την επαύξηση της αντισεισμικότητας θεμελιώσεων και τοίχων υπογείου σε κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία.
Βράχος, ημιβράχος, στερεό χαλικοπαγές πέτρωμα προερχόμενο από μεγάλο θραύσματα.	7 και 8 9	Δεν απαιτούνται Οι ενώσεις προχύτων θεμελιών με τοίχους υπογείου οπλίζονται με χαλύβδινους συνδετήρες.
Συμπαγής άργιλος μικρής συμπιεστότητας, πηλός και αμμώδης πηλός.	7 και 8	Τέσσερις ράβδοι Φ8-Φ10mm δεμένες με εγκάρσιες Φ6mm ανά 30-40cm τοποθετούνται στην κεφαλή των προχύτων πεδίων μέσα σε στρώση κονιάματος ποιότητας 50.

Μακροπορώδης πηλός, χαλαρή άμμος και επιχώσεις	9	Εκτός από τα παραπάνω μέτρα για εντάσεις 7 και 8, γίνεται και πρόβλεψη για οπλισμό όλων των ενώσεων τοίχων υπογείου από μεγάλες δοκιμές μονάδες με συρμάτινο πλέγμα
	8	Στις επί τόπου θεμελιώσεις τοποθετούνται τέσσερις φάβδοι Φ10mm δεμένες με εγκάρσιες Φ6mm ανα 30-40cm, σε στρώση κονιάματος ποιότητας 50 και σε ύψος 20-30cm από τη βάση. Στις πρόχυτες θεμελιώσεις και τοίχους υπογείου, η πεδילוωρίδα πρέπει να κατασκευάζεται με επί τόπου χυτό οπλισμένο σκυρόδεμα. Σταθεροποίηση του εδάφους
	9	Εκτός από τα μέτρα για ένταση 8, πρέπει να τοποθετούνται συνδετήρες οπλισμού σε όλες τις ενώσεις θεμελίων και τοίχων υπογείου. Ο διαμήκης χάλυβας οπλισμού πρέπει να έχει διάμετρο 12mm.

4.2 Βελτίωση θεμελίωσης

4.2.1 Διαπότιση και αγκύρωση

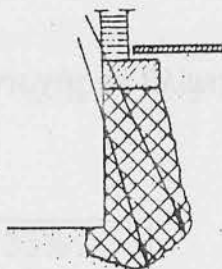
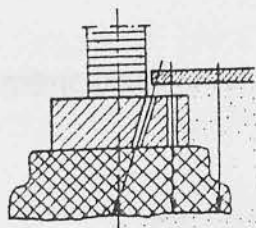
Οι βελτιώσεις θεμελιώσεων, δηλαδή η λήψη μέτρων κατά διαφορετικών καθιζήσεων, κινδύνου θραύσεως εδάφους, κινδύνων λόγω αύξησεως φορτίου υπαρχόντων θεμελίων, βλαβών θεμελίων και αναγκών υποθεμελιώσεων, μπορούν να αντιμετωπισθούν απλά με τις εξής τεσσάρεις δοκιμές μεθόδους :

- μεγέθυνση των υπαρχόντων θεμελίων,
- κατασκευή νέων προσθετικών θεμελίων δίπλα στα υπάρχοντα (ενδεχομένως και πάσσαλοι) που θα συμμετάσχουν στην ανάληψη φορτίων μέσω διαδοκίδων,
- αύξηση της ασφαλείας κατά θραύση εδάφους,
- βελτίωση του υπεδάφους.

Η προσφορότερη μέθοδος, ακόμη και για την αρμονικότητα του υπάρχοντος κτηρίου, είναι αναμφισβήτητα η αύξηση αντοχής του εδάφους, οπότε αποφεύγονται

καθιζήσεις, ρωγμές και διασεισεις. Δεν επιδέχονται όμως όλα τα εδάφη αυτή τη μέθοδο. Επιδεκτικά διαποτίσεως είναι βασικά όλα τα εδάφη που διαρρέονται από νερά. Πρόκειται για ένα πότισμα του εδάφους (που υπόκειται των υπ' όψη θεμελίων) με κατάλληλα μέσα που οδηγούν σ' ένα είδος απολίθωσης και μεγαλώνουν την επιφάνεια εδράσεως (σχ. 4.8). Καθοδηγητικό για την εκτέλεση είναι το DIN 4093 (6/1962) «Θεμελιώσεις, καταθλίψεις στο υπέδαφος και δομικά έργα. Οδηγίες για σχεδιασμό και εκτέλεση».

Με κατάθλιψη διαλυμάτων, γαλακτωμάτων και αιωρήσεων στο έδαφος, κλείνονται τα κενά (πόροι, πτυχώσεις, ρωγμές, αρμοί) και η αντοχή βελτιώνεται. Ανάλογα με το είδος εδάφους και το μέγεθος κόκκων, ο διαποτισμός γίνεται με τσιμέντο (κάποτε και προσθήκη άμμου), κολλοειδές τσιμέντο (αλεσμένο πολύ λεπτά), μίγματα τσιμέντου - μπετονίτη ή χημικά διαλύματα όπως η ορυκτή γέλα (π.χ. με βάση νίτρου - υδρύαλου), οργανικές ρητίνες ή ασφαλτικά γαλακτώματα.



Σχ. 4.8 Ενίσχυση θεμελίου με στερέωση του εδάφους. Διαπλάτυνση υπό γωνία 60 μοιρών. Η περιοχή επιρροής των διατρήσεων να είναι κλειστή.

Σχ. 4.9 Υποθεμελίωση σαν τοίχος αντιστηρίξεως υπό ώθηση γαιών. Ακόμη και ως μόνιμη κατάσταση. Επί μεγάλου πάχους λειτουργεί σαν τοίχος βαρύτητας.

Πίνακας 4.2

Υλικά διαποτισμού για διάφορα είδη εδάφους

Είδος εδάφους	Όρια διαμέτρου κόκκων	Μέσον διαποτισμού
Χαλίκι	$\geq 1 \text{ mm}$ έως 10mm	Τσιμέντο ενδεχ. λεπτά αλεσμένο
Άμμος	$\geq 0,06 \text{ mm}$ έως 0,6mm	Υδρύαλος
Ιλύς	$\geq 0,02 \text{ mm}$ έως 0,2mm	Χημικά μέσα

Συνήθως χρησιμοποιείται το λιγότερο χρησιμοποιήσιμο δαπανηρό υλικό διαποτισμού. Σε συνεκτικά εδάφη οι τσιμεντενέσεις δεν είναι δυνατές.

Οι επόμενες αντοχές σε θλίψη επιτυγχάνονται κατά τον Weissenbach για διαποτισμούς, σε συσχέτισμό προς την τάξη μεγέθους κόκκων :

Αιωρήματα τσιμέντου (αριάνι)	έως 10 N/mm^2
Μέθοδος Josten	3 έως 6 N/mm^2
Μέθοδος Monodur	2 έως 5 N/mm^2

Επίσης δίνονται οι κάτωθι τιμές αντοχής σε % αντοχής σε θλίψη :

Αντοχή σε διάτμηση	$\approx 35\%$
Αντοχή σε κάμψη	$\approx 15\%$
Αντοχή σε εφελκυσμό	$\approx 12\%$

Η σύνθλιψη όταν υπάρχει συντελεστής ασφαλείας 3 κατά θραύση εδάφους $\approx 2\%$. Οι εφικτές αντοχές του διαποτισμένου εδάφους είναι σε κάθε περίπτωση επαρκείς προς ενίσχυση θεμελίων υπό την συνήθη γωνία κατανομή των 60° .

Υπολείπεται μόνον ο έλεγχος της πίεσεως επαφής. Δεν συμβαίνει πρόσθετη καθίζηση, ούτε υπάρχει φόβος να παρουσιασθούν νέες ρωγμές στην οικοδομή. Η πίεση λόγω διαποτισμού φθάνει μέχρι 30bar και φυσικά πρέπει να βρίσκει αντίστοιχο αντέρεισμα. Εδώ εύκολα μπορούν να συμβούν πολλά : η θραύση του κοιλαδοφράγματος Malpasset το 1959 πάνω από την πολίχνη Frejus που είχε 400 νεκρά θύματα, αποδίδεται από τον Szechy σε θραύση στο βραχώδες έδαφος κάτω από τον τοίχο αντιστηρίξεως και οφείλεται σε εκρηκτική ενέργεια των ενέσεων εδάφους υπό τρομακτικές πιέσεις. Μεταβολές θέσεων και ύψων δομικών έργων και περιοχών που μπορούν να προκληθούν από μεγάλες συμπιέσεις πρέπει να παρακολουθούνται με την αποκατάσταση σταθερών σημείων. Οι μετρήσεις πρέπει να γίνονται προ, κατά και μετά την κατάθλιψη των ενέσεων εδάφους. Η αντοχή της υπ' όψη περιοχής διαπιστώνεται με δοκιμές συμπιέσεως επί τόπου ή εις το εργαστήριο βάσει δειγμάτων εδάφους.

Οι διατρήσεις για την εκτέλεση των ενέσεων ρυθμίζονται, από άποψη αποστάσεων, βάθους και διεύθυνσης, κατά τρόπον ώστε οι περιοχές των ενέσεων να είναι κλειστές για να μην απομένουν ασυμπιέστες ζώνες. Οι διατρήσεις θα γίνουν τόσο πυκνότερα όσο :

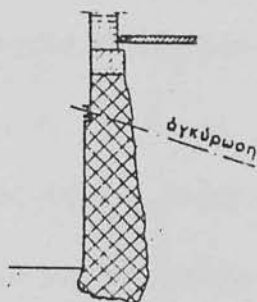
- μικρότερη είναι η διαπερατότης του υπεδάφους και συνεπώς η ακτίνα δράσεως της ενέσεως,
- μεγαλύτερη η ιξότητα του υλικού των ενέσεων,
- χαμηλότερη είναι η πίεση καταθλίψεως.

Όταν ενισχυμένα δομικά μέλη, όπως οι τοίχοι αντιστηρίξεως, υποβάλλονται σε ώθηση γαιών, τότε απαιτείται φυσικά ένας υπολογιστικός έλεγχος. Όταν πρόκειται για μεγάλο πλάτος και όχι πολύ μεγάλο πάχος της ενισχυτικής στρώσης, θα

χρειαστεί ενδεχομένως να ενσωματωθεί και ένα περίζωμα δυσκαμψίας με κατάλληλη πίσω αγκύρωση (σχ. 4.10).

Οι βελτιώσεις εδάφους μέσω ενέσεων (άλλες μέθοδοι όπως π.χ. η «συμπύκνωση δια υπογείου» δεν εξετάζονται εδώ γιατί δεν ανήκουν στο τομέα επισκευών), ανήκουν στα δύσκολα δομικά έργα και πρέπει ν' ανατίθενται σε ειδικές φέρμες ύστερα από συνεννόηση με ειδικό επιστήμονα.

Σχ. 4.10 Υποθεμελίωση σαν υποκείμενος σε ώθηση γαιών τοίχος αντιστηρίξεως. Επί μεγάλου ύψους και μικρού πάχους χρειάζεται ενισχυτική περίζωση. Εδώ η κατανομή οριζοντίων δυνάμεων, με αγκύρωση.

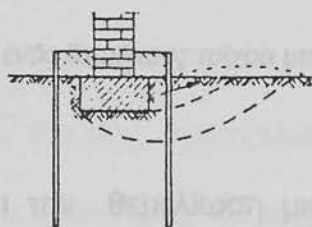


Παρέχεται ακόμη η πληροφορία, ότι τουλάχιστον για ενισχύσεις με χημικά μέσα που θα διαμορφώσουν ένα φέρον δομικό στοιχείο διαρκείας, όχι δηλαδή προς προσωρινή συγκράτηση του ορύγματος θεμελιώσεως αλλά σαν μελλοντικό τοίχο υπογείου, χρειάζεται συγκατάθεση των Πολεοδομικών Αρχών, γιατί πρόκειται περί της έννοιας των νεωτέρων τρόπων δομήσεως (π.χ. παρ. 23 Γ.Ο.Κ. Β. Ρηνανίας - Βεσφαλίας) που εμπίπτουν στους νέους πολιτειακούς Κανονισμούς. Αντιθέτως, επιτρέπονται ελεύθερα οι ενισχύσεις με τσιμεντενέσεις έστω και προκειμένων κατασκευών διαρκείας.

4.2.2. Ασφάλεια και θραύση εδάφους

Όταν δεν πρόκειται περί κινδύνου καθίζησης αλλά θραύσης του εδάφους, δεν προστρέχουμε απαραίτητως σε στερεοποίηση ή βελτίωση του εδάφους ή ακόμη σε διεύρυνση των υπαρχόντων θεμελίων, αλλά σε εμπόδιση της πλευρικής διαφυγής

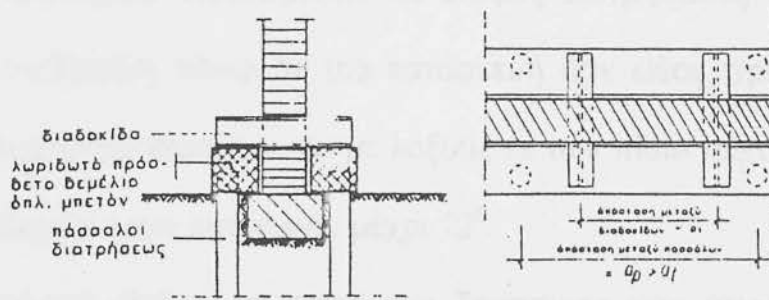
του εδάφους κατόπιν διογκώσεως (θραύση εδάφους) με τη βοήθεια ασφαλιστικών διατάξεων εκατέρωθεν και κατά μήκος του συνεχούς θεμελίου. Παράδειγμα : με την έμπηξη πασσαλοσανίδων σε σειρά, μετατοπίζεται η επιφάνεια ολισθήσεως προς τα κάτω τόσο πολύ, ώστε να δημιουργείται συνεργασία ενός μεγάλου σώματος γαιών σαν αντίβαρο προς το φορτίο μετακινήσεως (σχ. 4.11).



Σχ. 4.11 Αύξηση της ασφάλειας κατά θραύση εδάφους με πασσαλοσανίδες.

4.2.3 Πάσσαλοι και νέα συνεχή θεμέλια

Η υποστήριξη τοίχων με τη βοήθεια νέων προσθέτων λωριδών θεμελίων εκατέρωθεν του υπάρχοντος είναι κλασσική. Τα νέα πρόσθετα φορτία - κυρίως από προσθήκη ορόφων - αναλαμβάνονται από τα νέα αυτά λωριδωτά θεμέλια, τουλάχιστον κατά μέγα μέρος, με τη μεσολάβηση χαλύβδινων διαδοκίδων που διαπερνούν την τοιχοποιία. Τα μέχρι τώρα φορτία εξακολουθούν να φορτίζουν το παλιό θεμέλιο εξ ολοκλήρου. Για το καινούργιο θεμέλιο γίνεται χρήση και πασσάλων διατρήσεως που η κεφαλή τους δένεται μέσα στο οπλισμένο μπετόν των δοκών θεμελιώσεως (σχ. 4.12). Οι ίδιοι οι πάσσαλοι αυτοί παρουσιάζουν μικρότερη μάζα καθιζήσεως, πλην όμως επηρεάζουν κάπως τα υπάρχοντα θεμέλια λόγω της αναπότρεπτης χαλάρωσης του εδάφους και της αρνητικής τριβής. Επιτυχώς χρησιμοποιούνται και ειδικοί πάσσαλοι μπετόν δια πίεσεως).



Σχήμα 4.12 Υποστήριξη ενός διαμήκου τοίχου υπογείου (αύξηση φορτίου).

Ο Van Derk περιγράφει την θεμελίωση μιας έτοιμης σιδηροδρομικής άνω διαβάσεως με πλαισιωτή κατασκευή από οπλισμένο μπετόν, μέσω 16 πασσάλων μπετόν δια πίεσεως. Οι συνολικώς 8m μήκους πάσσαλοι συντέθησαν από τεμάχια μήκους 50cm είχαν διάμετρο 34cm και πάχος τοιχώματος 8cm. Κατά την έμπηξη τους εφαρμόστηκε θλίψη 600kN μέσω χαλύβδινου περιβλήματος και ο χωμάτινος πυρήνας αντικαταστάθηκε κατόπιν με μπετόν. Φορτίζονταν με υπολογιστικό φορτίο 350kN.

Αυτοί οι δια πίεσεως πάσσαλοι μπετόν εκ τεμαχίων μήκους 50cm ταιριάζουν ιδιαίτερα σε εργασίες υποθεμελιώσεων υπαρχόντων τοίχων αντιστηρίξεως κ.ά. Ως εκ της ισχυρής συμπίεσεως ισοφαρίζονται περίπου οι παραμορφώσεις αρχικής συστολής από την τοιχοποιία ή το μπετόν της υποθεμελιώσεως. Οι συνήθως αναπόφευκτες ρηγματώσεις, μπορούν εδώ ν' αποφευχθούν σχεδόν καθ' ολοκληρίαν. Πάντως, στα χέρια απρόσεκτων εργολάβων ενέχουν μερικούς κινδύνους, γιατί σε ορισμένες χρονικές στιγμές παραμένει κάποιο μήκος του τοίχου αστήρικτο και χρειάζεται οριζόντια στήριξη ή αγκύρωση.

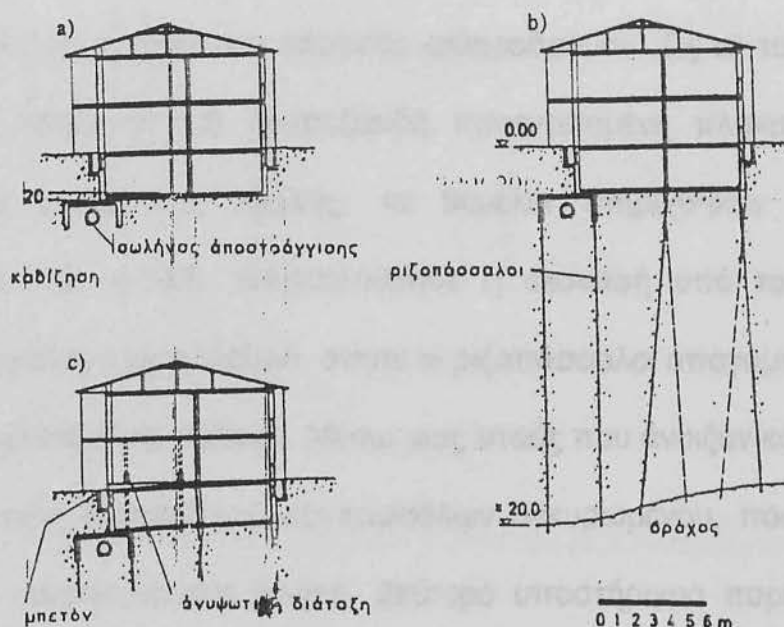
Επί «υπερκειμένων» κτιρίων, κάτω από τα οποία π.χ. διέρχεται υπόγειος σιδηρόδρομος, γίνεται με θεμελίωση κειμένη πίσω, με τη βοήθεια

προκατασκευασμένων πασσάλων που εμπύγνυται υδραυλικά μέσω πυκνόρρευστων υγρών ή και πασσάλων εισαγομένων σε έτοιμες διατρηθείσες οπές. Η οικοδομή μένει τότε αποτεθειμένη πάνω σε μια κατασκευή σαν είδος προβόλου. Τελευταία γίνεται διασφάλιση των θεμελίων και με λοξούς εκ των πίσω τοίχους ασφαλείας που συναντούν το δομικό έργο υπό γωνία μέχρι 12° .

Μια επισκευή κτιρίων σε σειρά στο Tegernsee που παρουσιάζουν ισχυρές διαφορικές καθιζήσεις ανακοίνωσε ο Frank σε συμπόσιο θεμελιώσεων. Τα σπίτια αυτά κτίσθηκαν τα έτη 1965/66 σε υπέδαφος από αργιλλοαμμώδη ιλύν με εντοπίσεις λιγνιτικές. Πιο κάτω ακολουθεί ιλυώδες αμμοχάλικο και σε βάθος 20m βρίσκεται στρώμα συμπαγούς μάργας που στέκεται όρθιο μέχρι τη παρακείμενη λίμνη.

Η θεμελίωση είχε γίνει επί κολυμβητών πασσάλων μέχρι βάθους 6m υπό το πέλμα. Ήδη από τις προκαταρκτικές εργασίες παρουσιάσθηκαν διαφορικές καθιζήσεις με κλίση προς την απέχουσα 10m όχθη της λίμνης (σχ. 4.13α). Έφθαναν τον Ιανουάριο 1967 τα 4 έως 5 cm και κατά τη διαγώνιο τα 8cm. Μέχρι τέλους 1969 είχαν αυξηθεί σε 13 έως 17cm προς τη λίμνη και κατά τη διαγώνιο σε 24cm. Μια που οι καθιζήσεις δεν σταματούσαν προτάθηκε η λεγόμενη ριζοπάσσάλωση για την εξισορρόπηση των κτιρίων.

Ριζοπάσσαλοι είναι μικροί πάσσαλοι διατρήσεως με πάχη 12 έως 24cm που δεν αναφέρονται στο DIN. Η έμπηξή τους γίνεται με τη μέθοδο της περιστροφικής διείδυσης, οπλίζονται με διαμήκειες ράβδους και ελικοειδή συνδετήρα, η διάστρωση μπετόν γίνεται με τη μέθοδο Kontraktor και το μπετόν συμπυκνώνεται με αέρα. Ένα μέρος του τσιμεντοπολτού συμπιέζεται στο περιβάλλον έδαφος. Τα αναγκαία εργαλεία είναι μικρά και ελαφρά, τόσο που οι ριζοπάσσαλοι μπορούν να εμπηχθούν ακόμη και στο εσωτερικό υπογείων.



Σχ. 4.13 Θεμελίωση σπιτιών σε σειρά: α) Μονόπλευρη καθίζηση β) υποθεμελίωση με ριζοπάσσαλους γ) άνυψωση.

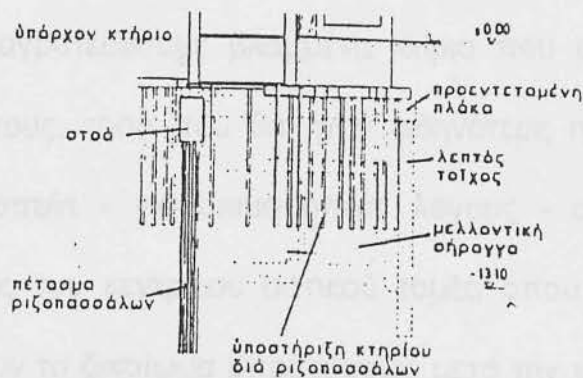
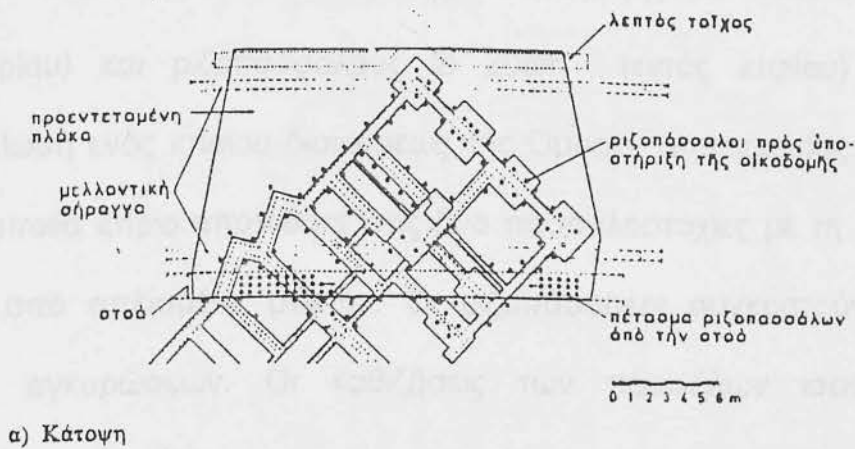
Κατά το πιο πάνω παράδειγμα, τα κτίρια επαναθεμελιώθηκαν επί ριζοπάσσάλων πάχους 15cm που λόγω των χαλαρών ενδιάμεσων εδαφικών στρωμάτων έφθασαν μέχρι το στέρεο έδαφος. Το φορτίο ανά πάσσαλο προσδιορίστηκε σε 300 kN. Οι εργασίες άρχισαν από την πλευρά της όχθης της λίμνης για να προληφθεί λόξευση των κτιρίων περαιτέρω καθιζήσεων προς την πλευρά αυτή, πράγμα όμως που συνέβη παρ' όλα αυτά, αλλά σε πολύ μικρό βαθμό (σχ. 4.13β). Μετά την έμπηξη των πασσάλων δεν παρουσιάσθηκαν άλλες καθιζήσεις.

Για να ξαναγίνουν τα σπίτια κατοικήσιμα, ανυψώθηκαν μέχρι ισοφαρίσεως των διαφορικών καθιζήσεων με τη βοήθεια υδραυλικών γρύλων που στηρίχθηκαν στην άνω παρειά των πλακών καλύψεως υπογείων (σχ. 4.13γ).

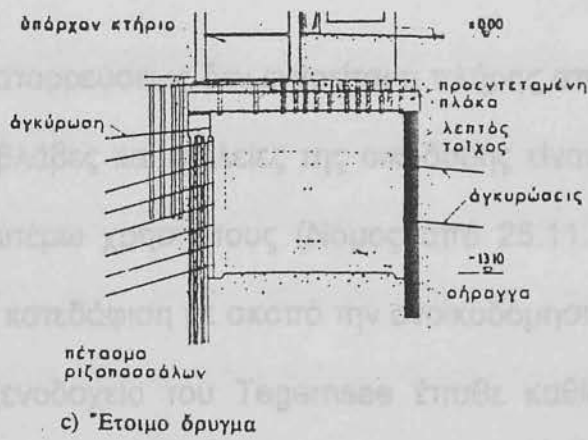
Κατά τη δημιουργία διαβάσεως σιδηροδρόμου (City - S - Bahn - Lones Venesburg στο Αμβούργο) κάτω από το κτίριο «Hohler Weg 10», δεν ήταν δυνατή η κατασκευή φέρουσας σχάρας υποβαστάσεως λόγω της λοξής εν κατοψει θέσεως του

κτιρίου ως προς το όρυγμα του υπογείου σιδηροδρόμου. Ως εκ τούτου η οικοδομή τοποθετήθηκε πάνω σε μια τραπεζοειδή προεντεταμένη πλάκα. Πριν από την αποκατάσταση αυτής της πλάκας, τα θεμέλια στηρίχθηκαν προσωρινά επί ριζοπασσάλων (σχ. 4.14β). Επακολούθησε η εκσκαφή υπό το κτίριο με τρεις προσβάσεις (σύστημα μεταλλείων), οπότε οι ριζοπάσσαλοι απογυμνώθηκαν μέχρι το ύψος της προεντεταμένης πλάκας. Μέσω μιας στοάς που άνοιξαν κάτω από το κτίριο έγινε έμπηξη ενός πετάσματος ριζοπασσάλων αγκυρωμένου, που προορίζεται να συγκρατεί την προεντεταμένη πλάκα. Δεύτερο υποστήριγμα παρέχει ένας λεπτός τοίχος έξω από το κτίριο.

Ύστερα από τη διάστρωση της δοκού κατανομής εις το κάτω ήμισυ της στοάς (σχ. 4.14. γ) έγινε η κατά τμήματα (με μεταλλευτική μέθοδο) εκσκαφή και διαστρώθηκε η προεντεταμένη πλάκα. Μετά την αποπεράτωση της πλάκας, μπόρεσε να επακολουθήσει



β) Κατακόρυφη τομή πρό των έκσκαφών



Σχ. 4.14 Υποθεμελίωση ενός κτιρίου από το οποίο θα διαβεί υπόγειος σιδηρόδρομος.

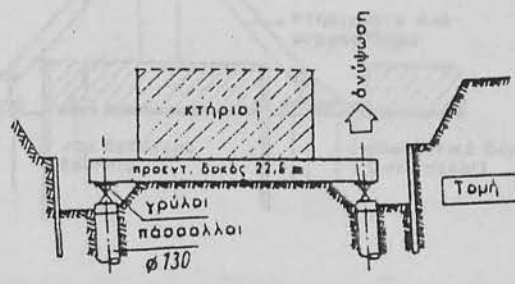
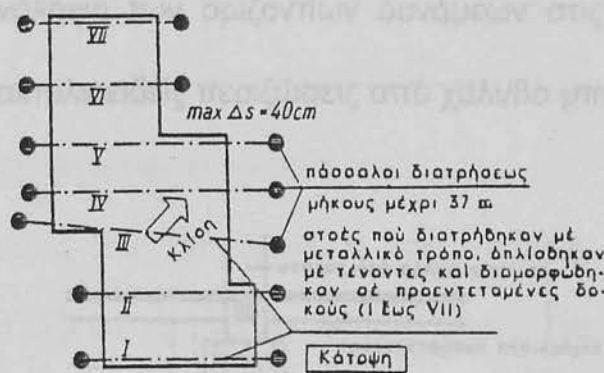
η πλήρης εκσκαφή για τον υπόγειο σιδηρόδρομο, οπότε αποκόπηκαν οι ριζοπάσσαλοι κάτω από την πλάκα και συντελέσθηκε μεταφόρτωση του κτιρίου, από τους βοηθητικούς πασσάλους προς την προεντεταμένη πλάκα, (αυτά παρέχονται εις το «Spzialtiefbau» που είναι ένα φυλλάδιο των Held & Francke Bau AG, Μόναχο 1972).

Σαν παράδειγμα συνδυασμένης υποστήριξης με πασσάλους διατήρησης (ενός κτιρίου) και ριζοπασσάλους \varnothing 20cm (εντός κτιρίου) παρέχουμε την υποθεμελίωση ενός κτιρίου διοικήσεως της Ομοσπ. Δημοκρατίας. Το πενταώροφο από τοιχοποιία κτίριο αποτέθηκε στις δυο πασσαλοστοχίες με τη μεσολάβηση μιας εσχάρας από οπλισμένο μπετόν. Οι ριζοπάσσαλοι συγκρατούνται από πολλές στρώσεις αγκυρώσεων. Οι καθιζήσεις των πασσάλων ισοφαρίζονται μέσω υδραυλικών πιεστηρίων.

Στη συνέχεια θα πραγματευθούμε βλαμμένα κτίρια που απαιτούν μεγάλη δαπάνη για την επισκευή τους, τόσο που θα ήταν φθηνότερη η κατεδάφιση και ανακατασκευή, αλλά στα οποία - για οιοσδήποτε λόγους - αρνήθηκαν άδεια οικοδομής. Π.χ. κτίρια εκτός του κεντρικού αστικού τομέα όπου δεν επιτρέπεται σήμερα η οικοδόμηση χάνουν το δικαίωμα υποστάσεως μετά την κατάρρευσή τους.

Με την έννοια της καταρρεύσεως δεν εννοείται η πλήρης απώλεια μόνον, αλλά και η περίπτωση που οι βλάβες και ατέλειες της οικοδομής είναι τόσο σοβαρές ώστε να αποκλείεται η περαιτέρω χρήση τους (Νόμος από 25.11.1970). Τις ίδιες νομικές συνέπειες έχει και η κατεδάφιση με σκοπό την ανοικοδόμηση.

Το πρώην ξενοδοχείο του Tegernsee έπαθε καθίζηση με ανομοιομορφία μέχρι 40cm και έπρεπε να θεμελιωθεί εκ νέου. Έγινε έμπηξη μέχρι βάθους 37,5m (φορτοϊκανόν εδαφικό στρώμα) ανά 7 πασσάλων διατρήσεως διαμέτρου 1,30m εμπρός και πίσω από το κτίριο και σε απόσταση υπό το κτίριο 7 στοές με σύστημα μεταλλευτικό που αντιστηρίχθηκαν καταλλήλως. Οι στοές άφησαν δίοδο σε τένοντες προεντάσεως και διαμορφώθηκαν, αφού γέμισαν με μπετόν, σε προεντεταμένες δοκούς μήκους 22,50m που στηρίζονταν στις κεφαλές των πασσάλων (σχ. 4.15).



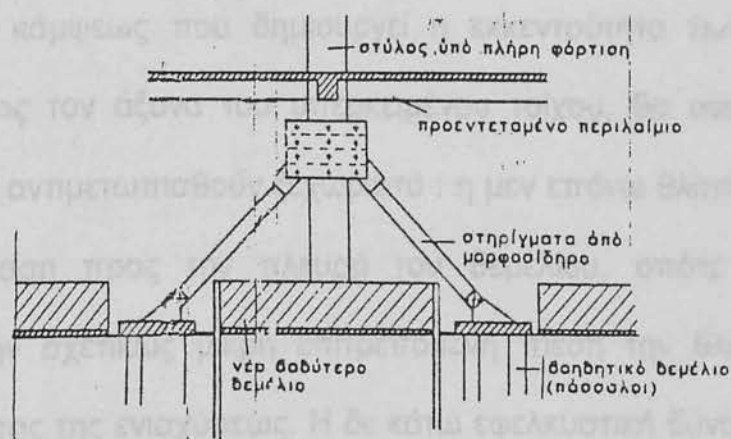
Σχ. 4.15 Επέκταση προς το κέντρο από οριζόντιων δυνάμεων στις κεφαλές πασσάλων πραγματοποιείται με βύθισμα των στοών από χυμένο μπετόν (Σχ. 4.18).

Σχ. 4.15 Ανύψωση και αναθεμελίωση κτιρίου που έγερνε.

Μεταξύ κεφαλής πασσάλου και προεντεταμένης δοκού τοποθετήθηκαν υδραυλική γρύλοι με ηλεκτρονικό χειρισμό, που επανύψωσαν το κτίριο στην αρχική οριζόντια θέση του. Η ταχύτητα ανυψώσεως ήταν μεταξύ 1 και 3 cm/ώρα.

Άξια προσοχής είναι και η επόμενη μέθοδος επεκτάσεως προς τα κάτω στύλων από οπλισμένο μπετόν, προκειμένου να γίνει προσθήκη υπογείου ορόφου ή ν' ανοιχθεί δίοδος σε υπόγειο σιδηρόδρομο :

Στην κεφαλή του στύλου τοποθετείται ένα περιλαίμιο από προεντεταμένο μπετόν από όπου και διαμέσου του στύλου θα περάσουν οι τένοντες. Βάσει μέσης τιμής συμπίεσεως 3N/mm^2 θα ακολουθήσει ο υπολογισμός με συντελεστή τριβής μπετόν - μπετόν ίσον προς 0,7. Από το περιλαίμιο εκπορεύονται 4 ελάσματα μορφοσιδήρου σαν λοξά στηρίγματα πάνω σε βοηθητικό θεμέλιο (επί πασσάλων). Ενδιάμεσα έχουν τοποθετηθεί υδραυλικοί γρύλοι για να ισοφαρίζουν τις παραμορφώσεις. Η ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων στις κεφαλές πασσάλων πραγματοποιείται με δακτυλιοειδείς περιζώσεις από χάλυβα μπετόν $\varnothing 26$ (σχ. 4.16).



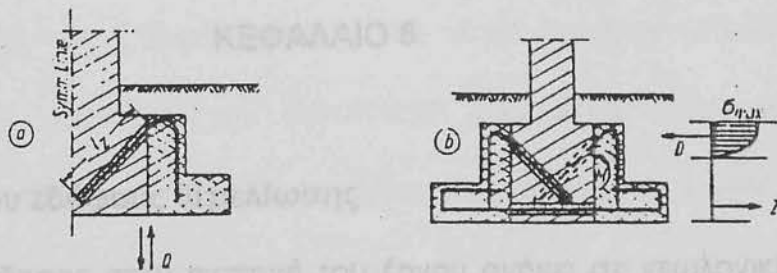
Σχ. 4.16 Επέκταση προς τα κάτω στύλων από οπλισμένο μπετό.

Με την κατασκευή διατηρείται ανέγγιχτη η χρήση του επάνω ορόφου. η ανάληψη των φορτίων στύλων όλων των ορόφων μέσω υποστηρίξεως όλων των

δοκών και δοκίδων κάθε ορόφου περιττεύει, πράγμα που άλλως θα ενοχλούσε την εμπορική ή επαγγελματική λειτουργία.

Η διεύρυνση υπαρχόντων θεμελίων (δηλαδή αύξηση της φέρουσας ικανότητάς του) με νέα συνεχόμενα σώματα μπετόν, εκτός του γεγονότος ότι το έδαφος έχει προφορτισθεί ήδη από τα υπάρχοντα, παρουσιάζει και δυσχέρειες κατά την ανάληψη (ή μάλλον μεταβίβαση) τεμνουσών δυνάμεων και ροπών. Ο Gunther ασχολείται με τέτοιες εκ των υστέρων διευρύνσεις θεμελίων σε παλιά ευαίσθητα δομικά έργα. Για τη μεταβίβαση των τεμνουσών δυνάμεων ελεύθερα τάσεων μέχρι πραγματοποίησεως περαιτέρω καθιζήσεων, προς το υπάρχον που ως επί το πλείστον θα παρουσιάζει λείες πλευρικές παρειές, χρειάζεται να δημιουργηθεί μια οδόντωση. Τη διάτμηση μπορούν να αναλάβουν και ραβδοσίδηροι μέσα σε μπετόν οι οποίες θα τοποθετηθούν σε οπές (κανάλια) που θα διατρηθούν λοξά (χωρίς δονήσεις). Το μήκος προσφύσεως των ράβδων, η σύνδεση του καταθλιβομένου κονιάματος και η κατά ανάγκη διάτρηση του παλιού θεμελίου, θα ρυθμιστούν ανάλογα προς τις ειδικές επιτόπιες συνθήκες.

Οι ροπές κάμψεως που δημιουργεί η εκκεντρότητα των νέων τμημάτων θεμελίου ως προς τον άξονα του υπερκειμένου τοίχου, θα αναλυθούν σε ζεύγη δυνάμεων και θα αντιμετωπισθούν ξεχωριστά : η μεν επάνω θλιπτική δύναμη σαν εξ επαφής μεταβίβαση προς την πλευρά του θεμελίου, οπότε η τοιχοποιία θα περιορίσει με την σχετικώς μικρή επιτρεπόμενη πίεση την θλιπτική δύναμη και συνεπώς το πλάτος της ενισχύσεως. Η δε κάτω εφελκυστική δύναμη, μέσω ράβδων χάλυβος που εισάγονται ύστερα από διάτρηση και περιβάλλονται από μπετόν και που μπορούν, προκειμένων στενών θεμελίων, να τεθούν με ανάκαμψη (σχ. 4.17).



α) Ανάλυση της τέμνουσας δύναμης με οδόντωση ή με λοξές ράβδους ύστερα από διάτρηση όπλης

β) Ανάλυση ροπής κάμψης με σύνδεση έπαφης και ανάκαμπτές ράβδους

Σχ. 4.17 Διεύρυνση συνεχούς θεμελίου.

Όταν η αξία της οικοδομής δικαιολογεί τη δαπάνη, η προένταση θα μπορούσε να προτιμηθεί για τη μεταβίβαση των διατμηματικών δυνάμεων λόγω τριβής. Προς τούτο, περίξ του υφισταμένου θεμελίου στύλων και υποστυλωμάτων, διαστρώνεται μια στεφάνη μπετόν και ύστερα προεντείνεται. Έτσι οι βραχύνσεις δημιουργούν πιέσεις πάνω στις πλευρές. Κάποτε περιβάλλεται ο κορμός του στύλου κατά τον τρόπο αυτό και ο δακτύλιος αυτός θεμελιώνεται εκ νέου (επίπεδη ή επί πασάλλων).

5. Βελτιώσεις του εδάφους θεμελίωσης

Όταν το έδαφος στην περιοχή του έργου ανήκει σε γεωλογικά νέους σχηματισμούς, προερχόμενο συνήθως από αποθέσεις και περιέχει σε μεγάλο ποσοστό οργανικά συστατικά, ο Μηχανικός πρέπει να προσέξει ιδιαίτερα, επειδή τα εδάφη αυτού του είδους σχεδόν πάντα δεν είναι σε θέση ανταποκριθούν στις εδαφοτεχνικές μας απαιτήσεις. Κοκκώδη (μη συνεκτικά) εδάφη με πολύ χαλαρή εναπόθεση και αντοχή. Τα εδάφη αυτά δεν είναι δυνατό να αποφευχθούν ούτε να απομακρυνθούν ολοκληρωτικά για διάφορους λόγους, όχι μόνον οικονομικούς, και ο μηχανικός πρέπει να επιδιώξει να βελτιώσει τις εδαφομηχανικές τους ιδιότητες. Το είδος και η έκταση των μέτρων που θα εφαρμοστούν εξαρτώνται από το είδος του έργου και την επίδραση του στο έδαφος. Άλλα μέτρα θα χρησιμοποιηθούν για αβαθείς θεμελιώσεις και θεμελιώσεις σε βάθος καθώς και για αναχώματα και φράγματα που καταπονούν περισσότερο και σε μεγαλύτερο βάθος το έδαφος, και άλλα για κυκλοφορικά έργα όπως οδούς, μεταφορικές ταινίες, πίστες αεροδρομίων, τα οποία έχουν βασικά επιφανειακή επίδραση στο έδαφος.

Όλα τα μέτρα βελτίωσης του εδάφους αποσκοπούν κατά βάση στη μείωση του δείκτη πόρων. Εκτός από την κύρια συνέπεια - περιορισμός ή και αποκλεισμός επιπλέον καθιζήσεων - και την βελτίωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους λόγω της αύξησης της διατμητικής αντοχής, προκαλεί σειρά ολόκληρη ευνοϊκών επιδράσεων. Π.χ. μειώνεται η ικανότητα πρόσληψης του νερού, το έδαφος γίνεται περισσότερο αδιαπέρατο και κατά συνέπεια επιτυγχάνεται και ασφάλεια σε παγετό σε έναν ορισμένο βαθμό.

Η ανάπτυξη της Εδαφομηχανικής και νέων δομικών μηχανημάτων παρέχουν και θα παρέχουν την δυνατότητα εφαρμογής νέων μεθόδων θεμελιώσεων. Εκτός από τις γνώσεις Εδαφομηχανικής, οι μελετητές και κατασκευαστές πρέπει σήμερα να διαθέτουν σε όλο και μεγαλύτερη έκταση γνώσεις των φυσικών και χημικών συνθηκών στο έδαφος καθώς και σημαντική ενημέρωση πάνω στα σύγχρονα δομικά μηχανήματα, ώστε να μπορούν πάντοτε να δώσουν ασφαλείς, άψογες και συγχρόνως οικονομικές λύσεις.

Αντίστοιχα προς τα είδη των έργων αναπτύχθηκαν σήμερα δυο περιοχές εφαρμογής των βελτιώσεων του εδάφους θεμελίωσης :

- Βελτιώσεις του εδάφους για κάθε είδους θεμελιώσεις

Μέθοδοι : Αντικατάσταση του εδάφους

Συμπύκνωση σε βάθος

Αποστράγγιση

- Βελτιώσεις του εδάφους για τα συγκοινωνιακά έργα

Μέθοδοι : Επιφανειακή συμπύκνωση

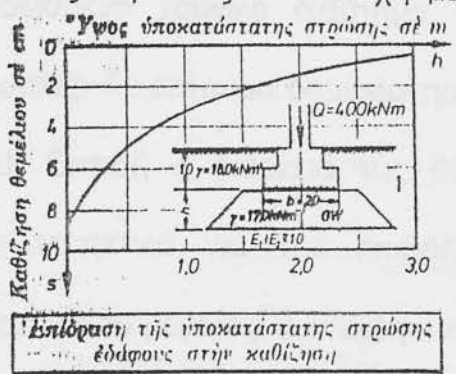
Στερεοποίηση του εδάφους

5.1 Μέθοδοι αντικατάστασης του εδάφους

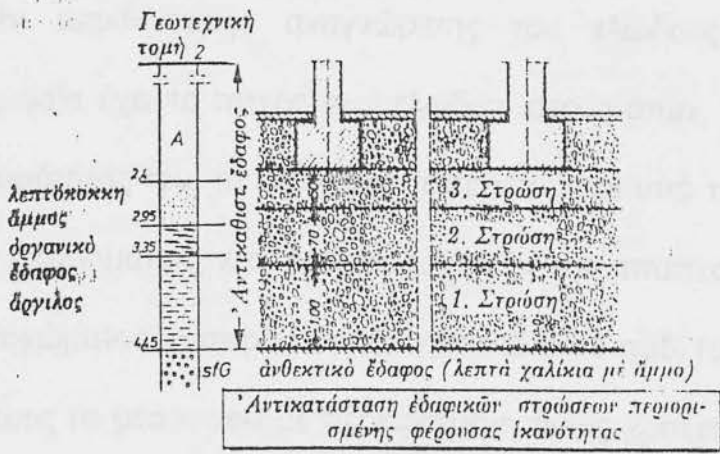
Όταν οι εδαφικές στρώσεις αμέσως κάτω από το θεμέλιο δεν ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις μας και έχουν περιορισμένο πάχος (3 ως 4 cm), ή το βάθος επιρροής των τάσεων έδρασης είναι σχετικά μικρό, είναι δυνατό να συμφέρει οικονομικά η απομάκρυνσή τους και η αντικατάστασή τους με μια εδαφική στρώση που θα συμπυκνωθεί καλά. Σε αβαθείς

Θεμελιώσεις πεδίων ή θεμελιολωρίδων γενικά είναι ευνοϊκότερη η απομάκρυνση του εδάφους σε όλη την έκταση του έργου, παρά η διαμόρφωση πρισματικών ζωνών βελτιωμένου εδάφους. Οι εκσκαφές και η συμπύκνωση του υποκατάστατου κοκκώδους εδάφους εκτελούνται τότε ευκολότερα. Οι επιτρεπόμενες μέσες τάσεις έδρασης είναι δυνατό να καθοριστούν τότε ενιαία κατά DIN 1054, Πιν. 5.1 και συνεπώς να αποφευχθούν άνισες καθιζήσεις. Για καλά συμπυκνωμένα υποκατάστατα στρώματα αμμοχάλικου με μέτρο συμπίεσης E_s 100000 kNm⁻² επαρκεί βάθος υποκατάστατου στρώματος b για να μην έχουν σημασία οι καθιζήσεις. Οποσδήποτε όμως πρέπει να ελέγχεται αν οι κατακόρυφες ορθές τάσεις στο υπόλοιπο μαλακό στρώμα παραμένουν σε ανεκτά όρια. Τυχόν επικαλύψεις των βολβών τάσεων πρέπει να αποφεύγονται ή να ελέγχεται η επίδρασή τους (σχ. 5.1α). Η διάστρωση και συμπύκνωση του νέου στρώματος πρέπει να γίνεται κατά οριζόντιες στρώσεις κατά πάχη μειούμενα από κάτω προς τα

πάνω (σχ. 5.1β).



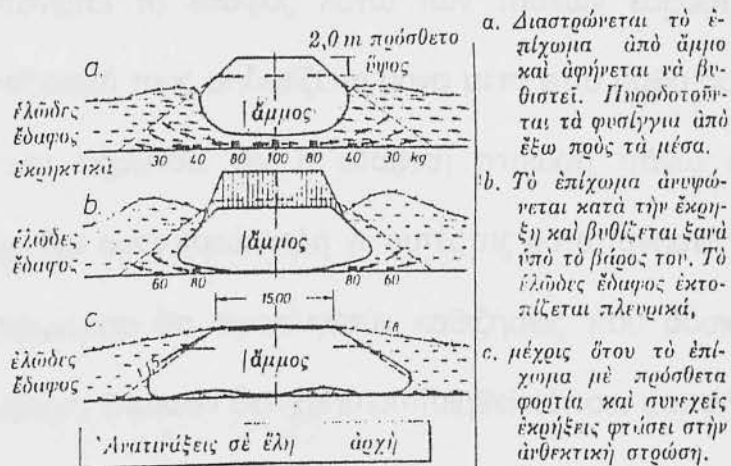
1. Άργιλος μίσης πλαστικότητας



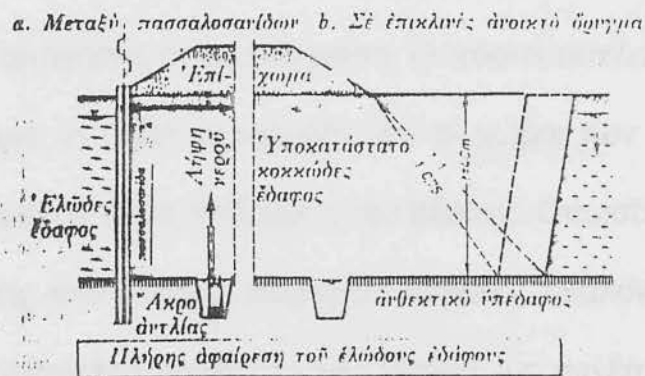
Σχήματα 5.1α (πάνω) και 5.1β (κάτω).

Όταν υπάρχει υπόγειο νερό, η αντικατάσταση του εδάφους γίνεται προβληματική επειδή πρέπει να συγκρατηθούν τα νερά. Στις περιπτώσεις αυτές καταφεύγουμε είτε σε ειδικά σκυροδέματα (π.χ. έτοιμο σκυρόδεμα σε σάκους - preprakt), είτε προτιμούμε θεμελίωση σε βάθος. Αν κάτω από τον αρμό θεμελίωσης υπάρχει μόνον ένα σχετικά λεπτό μαλακό στρώμα, είναι δυνατό να αντικατασταθεί το έδαφος με σκυρόδεμα B5). Το πλάτος του σκάμματος πρέπει να αντιστοιχεί περίπου στο πλάτος του θεμέλιου. Μια παραλλαγή της μεθόδου είναι η πλευρική εκτόπιση του εδάφους, η οποία εφαρμόζεται ενίοτε στην κατασκευή φραγμάτων και αναχωμάτων σε μαλακά ως πολτώδη, κυρίως οργανικά εδάφη (ελώδη εδάφη, τύρφες κ.ά.). Καθώς προχωρεί η κατασκευή του φράγματος, το υπέδαφος συμπυκνώνεται ή συνθλίβεται πλευρικά, είτε τέλος εκτοπίζεται προς τις πλευρές. Στο επίχωμα δίνεται περισσότερο κατασκευαστικό ύψος από το τελικά απαιτούμενο και μετά από ένα ορισμένο χρονικό διάστημα το σύστημα φτάνει σε μια κατάσταση ισορροπίας. Το επίχωμα δημιουργήσε μόνο του τη θεμελίωση του και τελικά ηρεμεί. Επειδή η διάρκεια της βύθισης δεν είναι ασήμαντη, χρησιμοποιούνται εκρηκτικά για την επιβοήθηση και επιτάχυνση του φαινομένου. Η θέση και το μέγεθος των εκρηκτικών υλικών καθορίζονται από τα συμπεράσματα ακριβέστερης αναγνώρισης του ελώδους εδάφους. Αποφασιστική σημασία έχει το πάχος των ελωδών στρωμάτων, η σύνθεση και ο βαθμός χαλαρότητάς του. τα εκρηκτικά τοποθετούνται υπό το επίχωμα, συνήθως σε οπές διατρημάτων, και πυροδοτούνται με την αποπεράτωση της κατασκευής του επιχώματος. Η σειρά πυροδότησης είναι το πόδι του πρानούς του επιχώματος προς το μέσον του με περιορισμένη όμως χρονική διαφορά. Η ποσότητα της εκρηκτικής ύλης αυξάνεται με την ίδια σειρά. Πρώτα

πυροδοτούνται τα φυσίγγια που βρίσκονται στο μέσον της στρώσης ελώδους εδάφους εκτός του επιχώματος ώστε να σχηματιστεί ο απαραίτητος χώρος για την πλευρική εκτόπιση, και ακολουθούν τα φυσίγγια στο κάτω σύνορο της στρώσης. Λόγω της καλής διάστρωσης του επιχώματος, η εκτόπιση του μαλακού εδάφους είναι δυνατή μόνο προς την εξωτερική περιοχή. Το επίχωμα τότε βυθίζεται υπό το βάρος του και σχηματίζει την θεμελίωση του (σχ. 5.2). Όταν η αντοχή του ελώδους εδάφους είναι περιορισμένη, η εργασία γίνεται κατά βήματα και το επίχωμα επεκτείνεται σταδιακά προς τα έξω. Όταν το βάθος του ελώδους εδάφους δεν ξεπερνά τα 3 - 4 m, πρέπει να προτιμάται η πλήρης εκσκαφή. Όταν το ελώδες έδαφος έχει μεγάλη περιεκτικότητα σε νερό κατασκευάζονται πασσαλοσανίδες και το έδαφος απομακρύνεται με εκσκαφείς εφοδιασμένους με αναρροφητικό σύστημα. Όταν το ελώδες έδαφος ή η τύρφη δεν έχουν μεγάλη περιεκτικότητα σε νερό, είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν εκσκαφείς με αρπάγη και οι εργασίες να γίνουν σε ανοικτό όρυγμα (σχ. 5.3).



Σχήμα 5.2 Εκτόπιση του εδάφους με ανατινάξεις.



Σχήμα 5.3 Απομάκρυνση του ελιώδους εδάφους.

5.2 Συμπύκνωση σε βάθος

Σε χαμηλότερες αντοχές των εδαφικών στρώσεων αντιστοιχούν αυξημένες διαστάσεις των θεμελίων. Έτσι όμως αυξάνεται το βάθος κατά το οποίο καταπονείται το έδαφος λόγω των τάσεων έδρασης. Όπως είναι γνωστό, η επίδρασή τους μηδενίζεται μόνο μετά από βάθη δυο ή τρεις φορές το πλάτος του θεμέλιου. Αν η εδαφική στρώση πάνω στην οποία θα θεμελιώσουμε δεν είναι κατάλληλη γι' αυτές τις καταπονήσεις και έχει αρκετό πάχος, αναπόφευκτα θα προκληθούν καθιζήσεις που δύσκολα μπορεί να δεχθεί η ανωδομή. Εφόσον δεν χρησιμοποιηθεί κάποια μορφή θεμελίωσης σε βάθος, μόνο η βελτίωση του εδάφους θεμελίωσης, όπως η συμπύκνωση και μάλιστα μέχρι το κατάλληλο βάθος, αποτελεί λύση. Είδη συμπύκνωσης είναι η

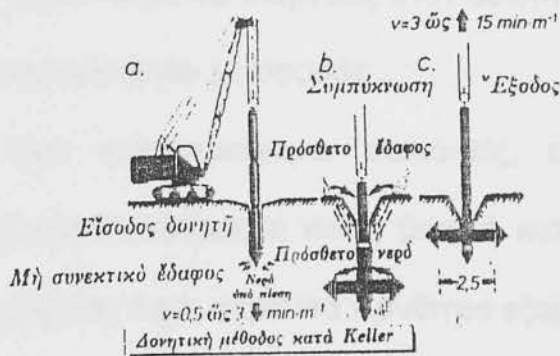
στατική θλίψη (επιφόρτιση) και η δυναμική καταπόνηση (δόνηση ή κοπάνισμα). Η στατική επιφόρτιση έχει την μικρότερη αποτελεσματικότητα.

Τα μη συνεκτικά εδάφη συμπυκνώνονται καλά μέσω κάποιας δυναμικής καταπόνησης όπως η δόνηση. Οι κόκκοι εκτελούν ταλάντωση περί την θέση ηρεμίας, η τριβή καταργείται και οι χώροι των πόρων μειώνονται λόγω της αυξημένης τώρα επίδρασης του βάρους. Οποσδήποτε η απόσβεση της ταλάντωσης στο έδαφος περιορίζει σοβαρά, ανάλογα με το είδος του εδάφους, την αποτελεσματικότητα του μέτρου, με συνέπεια η συμπύκνωση παχέων εδαφικών στρώσεων μη συνεκτικών υλικών από την επιφάνεια να παρουσιάζει σημαντικές δυσκολίες. Τα συνεκτικά εδάφη καθώς και τα ιδιαίτερα λεπτόκοκκα μη συνεκτικά εδάφη με $k = 10^{-3} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ σχεδόν είναι αδύνατο να συμπυκνωθούν με δόνηση. Σχεδόν πάντα δεν είναι δυνατό με αυτόν τον τρόπο να ξεπεραστούν οι χημικές δυνάμεις μεταξύ των κόκκων (συνοχής στην πρώτη και πρόσφυσης στη δεύτερη περίπτωση) ώστε να διαχωριστούν οι κόκκοι του υλικού και να σχηματίσουν μια νέα διάταξη. Στις περιπτώσεις αυτές απαιτούνται υψηλές επαναλαμβανόμενες καταπονήσεις, όπως οι κρουστικές δυνάμεις κατά το κοπάνισμα ή την ζύμωση. Και πάλι όμως η εμβέλεια της μεθόδου είναι περιορισμένη με αποτέλεσμα να αποκλείεται ικανοποιητική συμπύκνωση από την επιφάνεια του εδάφους των συνεκτικών εδαφικών στρώσεων με κάποιο πάχος.

5.2.1 Δονητική μέθοδος (σχ. 5.4)

Όταν το πάχος χαλαρών αποθέσεων μη συνεκτικών υλικών φτάνει μια τιμή (περίπου το $t = 1\text{m}$) στην οποία δεν είναι δυνατό να χρησιμοποιηθεί η συμπύκνωση με επιφανειακές δονήσεις, πρέπει να εξεταστεί η

χρησιμοποίηση δονητικών μηχανημάτων, τα οποία μπορούν να προωθηθούν σε μεγαλύτερα βάθη. Εδώ και 40 χρόνια, μηχανήματα αυτού του είδους αναπτύσσονται σταθερά τόσο στη Γερμανία όσο και στις Η.Π.Α. Η δομή τους είναι παρόμοια και αποτελούνται κατά βάση από τα εξής τμήματα :



Σχήμα 5.4.

α) Δονητής

Ένα χαλύβδινο σωληνωτό στέλεχος με συμπαγή χαλύβδινη αιχμή και με διάμετρο περίπου 40cm φέρει 1) στην αιχμή τις οπές εξόδου του νερού ή του αέρα υπό πίεση, 2) στο κατώτερο μέρος του τον διεγέρτη - περιμετρικά τοποθετημένες μάζες περί έναν άξονα που στρέφεται περί την κατακόρυφο - και 3) στο ανώτερο μέρος την κίνηση, ηλεκτρική ή υδραυλική. Το συνολικό ύψος του στελέχους φτάνει τα 2,5 - 3 m. Ο δονητής παράγει οριζόντιες διαμήκεις ταλαντώσεις (κύματα πίεση) με συχνότητα 30 ως 50Hz. Τα παραπάνω στοιχεία είναι μόνον ενδεικτικά. Οι διαστάσεις μεταβάλλονται από περίπτωση σε περίπτωση ανάλογα με το έργο. Στο ανώτερο μέρος του δονητή, αμέσως κάτω από την ανάρτησή του, υπάρχουν οι οπές εξόδου του πρόσθετου νερού.

β) Σωλήνωση ανάρτησης

Προσοχή Ο δονητής και η σωλήνωση ανάρτησης συνδέονται ελαστικά. Σχηματίζουν μια ενότητα, το μήκος της οποίας εξαρτάται από το πάχος της προς συμπύκνωση στρώσης. Η σωλήνωση ανάρτησης φέρει τον δονητή, παρεμποδίζει την καταστροφή των τοιχωμάτων της οπής και χρησιμοποιείται για την μεταφορά νερού, αέρα και ενέργειας στον δονητή.

Λεπτό γ) Όχημα στερέωσης και μεταφοράς

Συνήθως είναι ερπυστριοφόροι εκσκαφείς, εκσκαφείς - γερανοί, ερπυστριοφόροι ή ελαστικοφόροι, ή και η βασική κατασκευή εκσκαφέα με «βηματισμό». Το μέγεθος και η φέρουσα ικανότητα εξαρτώνται από το πάχος του προς συμπύκνωση στρώματος.

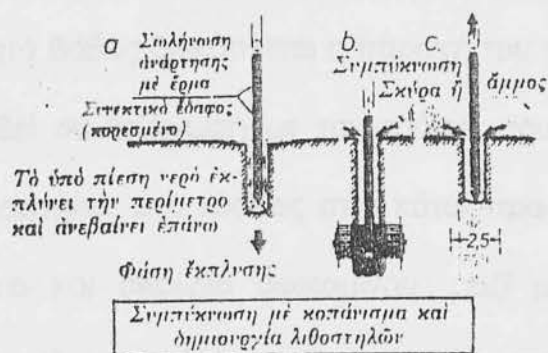
Ο δονητής μέσω της σωλήνωσης ανάρτησης κρέμεται από το όχημα μεταφοράς και ακουμπά στο έδαφος. Το υπό πίεση νερό που εξέρχεται από την ακμή του προκαλεί έκπλυση του εδάφους. Με την επίδραση της δόνησης και της προκαλούμενης υδραυλικής υποσκαφής, ο πάσσαλος φτάνει μέχρι το απαιτούμενο βάθος. Η βύθιση διαρκεί 0,5 ως 3 λεπτά ανά μέτρο βάθους. Ήδη διακόπτεται η παροχή νερού υπό πίεση στην αιχμή και διοχετεύεται νερό υπό κανονική πίεση στο άνω άκρο του δονητή (πρόσθετο νερό στο σχήμα) και αρχίζει η φάση της καθαυτό συμπύκνωσης. Υπό την επίδραση των ταλαντώσεων του δονητή και ενώ το πρόσθετο νερό δρα σαν λιπαντικό, προκαλείται αναδιάταξη των κόκκων. Η συμπύκνωση βάθους 1m απαιτεί 3 ως 15 λεπτά και συνεπώς η ημερήσια απόδοση φτάνει τις μια ως τέσσερις οπές βάθους μέχρι 35m ανάλογα με το είδος του εδάφους. Το μέτρο της συμπύκνωσης φαίνεται από την προκαλούμενη βύθιση μορφής χοάνης στη θέση του δονητή, η οποία αντανακλά την μείωση του όγκου του υπεδάφους. Οι υποχωρήσεις εξισώνονται με συνεχή πρόσθεση άμμου και χαλικιών.

Προσθέτοντας συνειδητά υλικό της κοκκομετρικής περιοχής που λείπει από το έδαφος, επιτυγχάνουμε ιδιαίτερα καλή σχετική πυκνότητα. Δείκτες για την συμπύκνωση που επιτυγχάνεται, αποτελούν η μάζα του πρόσθετου εδάφους και η ενέργεια που καταναλώνει ο δονητής. Φυσικά η εμβέλεια και αυτής της μεθόδου περιορίζεται από την απόσβεση, ιδιαίτερα αν το έδαφος είναι λεπτόκοκκο. Οι συμπυκνωθείς στήλες εδάφους έχουν διάμετρο 1,50 ως 2,50 m, δηλαδή επιφάνεια 1,80 ως 5,00 m². Η κατάλληλη διάταξη των οπών στις κορυφές ενός τριγωνικού δικτύου επιτρέπει την ομοιόμορφη και σε σημαντικό βάθος συμπύκνωση σημαντικής έκτασης. Η συμπύκνωση δεν προκαλεί ένταση στο έδαφος και συνεπώς δεν είναι δυνατό να δημιουργηθούν μετά το τέλος της συμπύκνωσης χαλαρώσεις λόγω απίσωσης των τάσεων. Μεταγενέστεροι κραδασμοί δεν μπορούν να επηρεάσουν το έδαφος, επειδή σχεδόν πάντα έχουν συχνότητες χαμηλότερες από την περιοχή συχνοτήτων της συμπύκνωσης.

5.2.2 Μέθοδος κοπανίσματος και δημιουργίας λιθοστηλών (σχ. 5.5)

Όπως ήδη αναφέραμε, η δονητική μέθοδος δεν είναι δυνατό να εφαρμοστεί σε λεπτόκοκκα εδάφη της περιοχής της αργίλου και της λεπτοκόκκης ιλύος ή σε εδάφη με σημαντικό ποσοστό αυτών των εδαφικών υλικών, επειδή δεν είναι δυνατή η λύση των χημικών δυνάμεων μεταξύ των κόκκων μόνο με ταλαντώσεις του εδάφους. Μόνο σημαντικές επαναλαμβανόμενες καταπονήσεις όπως π.χ. λόγω κρουστικών φορτίων, μπορούν να προκαλέσουν αμοιβαία μετάθεση και αναδιάταξη των κόκκων. Το επιδιωκόμενο αποτέλεσμα επιτυγχάνεται με την πρόσθεση υλικού στην κοκκομετρική περιοχή των 20 ως 70 mm, κυρίως χαλίκια, σκύρα, σκουριά υψικαμίνου. Το υλικό αυτό ταλαντώνεται κατά την δόνηση του εδάφους. Εκτός

από την συμπίκνωση προκαλείται και αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής λόγω της αναδιάταξης των κόκκων, καθώς και βελτίωση της διαπερατότητας από την ίδια αιτία. Η τελευταία συνέπεια διευκολύνει την εκροή του νερού των πόρων. Συνεπώς αυξάνεται η αντοχή του εδάφους και μειώνονται οι καθιζήσεις. Η μέθοδος διαφορίζεται ανάλογα με την περιεκτικότητα του εδάφους σε νερό.



Σχήμα 5.5.

α) Εδάφη με περιορισμένη περιεκτικότητα σε νερό

Στην περίπτωση αυτή η συσκευή μεταδίδει κραδασμούς στο έδαφος χωρίς να διοχετεύεται νερό. Όταν η είσοδος της συσκευής είναι αργή, οι δονήσεις δεν μπορούν να προκαλέσουν σημαντική πλαστικοποίηση του περιβάλλοντος εδάφους. Για τον λόγο αυτό η σωλήνωση ανάρτησης εφοδιάζεται με έρμα ώστε να αυξηθεί το βάρος της. Όταν ο δονητής φτάσει στο απαιτούμενο βάθος, έλκεται ξανά προς τα έξω. Η οπή δεν συγκρατείται από σωλήνωση και κινδυνεύει να κλείσει κατά την έξοδο της μηχανής. Γι' αυτό το λόγο διοχετεύεται αέρας υπό πίεση από την αιχμή του δονητή, όταν περάσει τον υδροφόρο ορίζοντα. Στη συνέχεια στην οπή τοποθετούνται

πρόσθετα υλικά ύψους 1 m σε στρώσεις τα οποία συμπυκνώνονται και εκτοπίζονται πλευρικά όσο δέχεται το έδαφος. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρις ότου γεμίσει και κοπανιστεί όλη η οπή.

β) Εδάφη με μεγάλη περιεκτικότητα σε νερό

Στην αρχή βυθίζεται ο δονητής, ενώ διοχετεύεται νερό από την αιχμη του. Έτσι δημιουργείται ένα ρεύμα νερού από κάτω προς τα πάνω το οποίο καταλαμβάνει ένα χώρο μεταξύ δονητή, σωλήνωσης και εδάφους. Όταν φτάσει στο επιθυμητό βάθος διακόπτεται η παροχή του νερού, τοποθετούνται σκύρα και ακολουθεί συμπύκνωση με τον τρόπο που περιγράψαμε. Έτσι δημιουργούνται λιθοστήλες στο έδαφος από κάτω προς τα πάνω. Τα υλικά είναι σκύρα, χαλίκια και σκουριά υψικαμίνου, μαζί με πολύ συνεκτικού εδάφους ο οποίος παίζει τον ρόλο κονιάματος και η στήλη αποκτά αξιόλογη αντοχή (Πιν. 5.2).

Εκτός από τις παραπάνω μεθόδους που σήμερα χρησιμοποιούνται σε μεγάλη έκταση, υπάρχουν και παλαιότερες και επιτυχημένες μέθοδοι. Παρόμοιες στήλες από πρόσθετο υλικό και συνεκτικό έδαφος στο εσωτερικό του εδάφους θεμελίωσης κατασκευάζονται με τη μέθοδο Franki αν αντί για σκυρόδεμα χρησιμοποιηθεί χαλίκι ή σκύρα. Η συμπύκνωση του εδάφους γίνεται σε δυο στάδια. Στην αρχή κατασκευάζονται οι κύριοι πάσσαλοι διαμέτρου 50 ως 60 cm σε αποστάσεις 2,50 ως 3,0 m, οι οποίοι περατώνονται 2,0 ως 3,0 m πάνω από το ανθεκτικό έδαφος.

Πίνακας 5.2 : Αποτελέσματα της συμπύκνωσης με κοπάνισμα στην ιλύ

Εδαφική παράμετρος (μέθοδος μέτρησης)	Μετρούμενη τιμή πριν τη συμπύκνωση	Μετρούμενη τιμή μετά τη συμπύκν.		
		Εσωτερ.	Σύνορο	Σύνορο
Απόσταση από σ.σ.	-	0,90m	1,00m	2,00m
Ειδ. Πυκνότητα γ (χρήση ισοτόπων)	14,80 kNm ³	18,50 kNm ³	17,90 kNm ³	14,20 kNm ³
Αντίσταση στην έμπηξη ελαφρή δοκιμή διείσδυσης βαριά δοκιμή διείσδυσης	Αριθμός κτιπημάτων ανά 10 cm $n_{10} = 7,45$ $n_{10} = 4,70$	27 44,65	14,40 -	8 -
Μέτρο συμπίεσης E_s	4875 kNm ⁻² (συμπιεσόμετρο)	- 41200 (πρεσόμετρο)	-	-
Διατμητ. αντοχή (πτερύγιο)	10,0 kNm ⁻²	965 kNm ⁻²	-	-

Στη δεύτερη φάση οι ενδιάμεσες περιοχές συμπυκνώνονται με παρόμοιους - μικρότερου μήκους - πασσάλους από αμμοχάλικο. Οι λιθοστήλες που δημιουργούνται με μια από τις προηγούμενες μεθόδους συμπύκνωσης σε βάθος δεν χρησιμεύουν μόνο στην αύξηση της αντοχής και τον περιορισμό των καθιζήσεων, αλλά αυξάνουν και την ευστάθεια πρανών, βελτιώνουν την σταθερότητα αγκυρώσεων και αυξάνουν την εφελκυστική δύναμη στις εφελκυσόμενες αγκυρώσεις. Γενικά υπάρχει ευρύ πεδίο εφαρμογή εφαρμογής τους στα έργα υποδομής.

Όταν αμέσως κάτω από την στάθμη έδρασης υπάρχουν συνεκτικά εδάφη χωρίς επαρκή αντοχή, είναι δυνατό ένα επιφανειακό κοπάνισμα να βελτιώσει σημαντικά την αντοχή του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή κατασκευάζεται λιθοσκελετός από σωρούς λίθων με ακμή 20 ως 50 cm, οι οποίοι κοπανίζονται με επιφανειακό δονητή βάρους μέχρι 200 kN που αναρτάται σε εκσκαφέα. Οι κραδασμοί του δονητή μεταφέρονται στους λίθους μέσω στερεής σχάρας και προκαλούν μείωση της εσωτερικής τριβής. Οι λίθοι βυθίζονται στο μαλακό έδαφος το οποίο εκτοπίζεται και ανασηκώνεται. Η

μέθοδος εφαρμόζεται μεχρις ότου δεν είναι δυνατή η βύθιση άλλων λίθων. Έτσι δημιουργείται ένας αρκετά ισχυρός και ανθεκτικός λιθοσκελετός, στοκαρισμένος με εδαφικό υλικό, που δεν επιτρέπει σημαντικές καθιζήσεις.

5.3 Αποστράγγιση

Στα μαλακά συνεκτικά ή οργανικά εδάφη, τα εκτεταμένα φορτία ανωδομής - όπως αναχώματα, επιχώσεις, δεξαμενές πετρελαίου κ.ά. - παράγουν πιέσεις στο νερό των πόρων, οι οποίες μειώνονται με πολύ αργό ρυθμό εξαιτίας της περιορισμένης διαπερατότητας αυτών των εδαφών. Οι σημαντικές συνολικές καθιζήσεις αναπτύσσονται μετά από χρόνια, κάποτε μετά δεκαετίες. Ενδεικτικά αναφέρεται πως σε ελώδη εδάφη της βόρειας Γερμανίας είναι τρέχον φαινόμενο καθιζήσεις αυτού του είδους της τάξεως των 1,0 ως 2,0m για στρώματα πάχους 10,0 ως 15,0m. Το μέγεθος των συνολικών καθιζήσεων αποτελεί μικρότερο πρόβλημα για τα σχεδόν πάντα όχι ευαίσθητα στην καμπτική καταπόνηση δομικά έργα από την βραδύτητα της ανάπτυξης τους και τις κάποτε σημαντικές δευτερογενείς καθιζήσεις.

Επειδή η μείωση της πίεσης του νερού των πόρων και συνεπώς και η ταχύτητα ανάπτυξης των συνολικών καθιζήσεων εξαρτώνται από τη διαπερατότητα του εδάφους και τον δρόμο εκροής που πρέπει να διατρέξει το νερό, η λύση του προβλήματος βρίσκεται στη βελτίωση αυτών ακριβώς των ιδιοτήτων. Οι χρόνοι καθιζήσεων μειώνονται σημαντικά με την εγκατάσταση κατακόρυφων στραγγιστηρίων σε μικρές αποστάσεις, τα οποία προσφέρουν στο υπό πίεση νερό τον συντομότερο δρόμο εκροής και μέσω των οποίων το τελευταίο μπορεί να φτάσει σε ανώτερες ή κατώτερες στρώσεις μεγαλύτερης

διαπερατότητας. Συνήθως με τον τρόπο αυτό, οι καθιζήσεις παίρνουν την τελική τους τιμή σε ένα χρόνο. Αξίζει να αναφερθεί πως υπολογισμοί του χρόνου και της διάρκειας καθιζήσεων επαληθεύθηκαν πειραματικά για εδάφη που αποτελούνταν από αργιλώδεις ως αμμώδεις ιλύες με οργανικές προσμίξεις. Αντίστοιχη επαλήθευση δεν έγινε δυνατή για ελώδη εδάφη ίσως λόγω της κάποιας πλευρικής εκτόπισης του εδάφους που παρατηρήθηκε. Τέλος πρέπει να σημειωθεί πως αυτά τα μαλακά εδάφη με μεγάλη συμπίεσότητα μόνο περιορισμένη αντοχή διαθέτουν. Από την άλλη πλευρά, το φορτίο των επιχώσεων στην αρχή πρέπει να αναληφθεί ολόκληρο από την υδατική πίεση, εφόσον δεν επιβάλλεται με βραδείς ρυθμούς. Αν δεν ληφθεί υπόψη αυτό το στοιχείο, οι συνέπειες θα είναι φαινόμενα θραύσης και θολωτής λειτουργίας του εδάφους και αστοχίας από διάτμηση των στραγγιστηρίων, με αποτέλεσμα αδυναμία λειτουργίας των. Πάντως με τα την ολοκλήρωση της αποστράγγισης παρουσιάζεται σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής η οποία οφείλεται τόσο στην αύξηση της συνοχής όσο και της εσωτερικής τριβής λόγω της πυκνής διάταξης των αμμοστραγγιστηρίων.

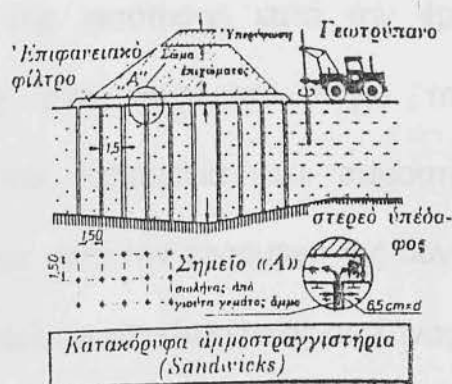
Βασικά διακρίνονται δυο μέθοδοι που παρουσιάζουν ορισμένες κατασκευαστικές παραλλαγές ανάλογα και με το έδαφος.

- κατακόρυφα αμμοστραγγιστήρια,
- κατακόρυφα στραγγιστήρια από χαρτονένιους σωλήνες.

5.3.1 Κατακόρυφοι αμμοστραγγιστήρια (σχ. 5.6)

Είναι η αρχαιότερη μέθοδος, γνωστή από παλιά στην Ολλανδία (πόλντερς). Περιλαμβάνει τη διάνοιξη οπών μέχρι το διαπερατό υπέδαφος,

εφόσον υπάρχει, αλλιώς μέχρι το ανθεκτικό έδαφος. Εφαρμόζονται μέθοδοι γεώτρησης με ή χωρίς έκπλυση (υδραυλ. υποσκαφή), κρουστικές μέθοδοι ως και η δονητική μέθοδος (βλ. προηγούμενα). Συνειδητά εκλέγονται μεγάλες διαμέτροι 200 ως 270 mm, επειδή η τοποθέτηση της άμμου του φίλτρου δεν είναι δυνατή χωρίς κενά και φωλιές εδαφικού υλικού. Η άμμος του φίλτρου πρέπει να αντιστοιχεί προς το προς αποστράγγιση έδαφος κατά τον κανόνα του φίλτρου του Terzaghi. Όταν τα βάθη είναι μικρότερα από 5,00m, τα αμμοστραγγιστήρια πρέπει να απέχουν 2,50m, αλλιώς 2,00m. Μια βρετανική μέθοδος χρησιμοποιεί σωλήνες από γιούτα, διαμέτρου 65mm, γεμάτες με άμμο (μέθοδος Sandwich). Ο από πριν έτοιμος σωλήνας βυθίζεται σε έτοιμη οπή χωρίς κινδύνους δημιουργίας φωλιών. Οι αποστάσεις είναι δυνατό να μειωθούν σε 1,20 m, οπότε μειώνεται το μήκος του δρόμου ροής και αυξάνεται η αποτελεσματικότητα του συστήματος. Όταν η επίχωση δεν αποτελείται από κοκκώδες εδαφικό υλικό, οι απολήξεις των στραγγιστηρίων στην επιφάνεια καλύπτονται με μια οριζόντια στρώση φίλτρου πάχους 30cm που επιτρέπει την πλευρική διαφυγή του νερού.



Σχήμα 5.6 Κατακόρυφα αποστραγγιστήρια.

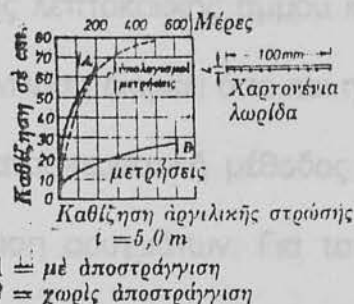
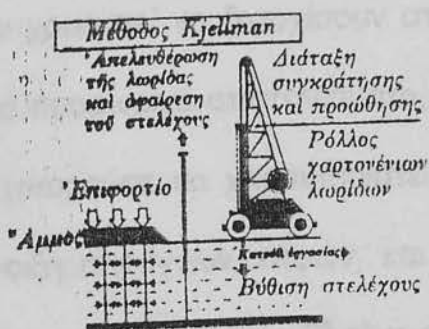
Από όλες τις μεθόδους γεώτρησης περισσότερο κατάλληλο είναι η εκπίλυση (υδραυλική υποσκαφή). Στο κατώτερο άκρο της σωλήνωσης εξέρχεται το νερό με πίεση 3 ως 4 bar από τρία ακροφύσια, τοποθετημένα λοξά προς τα πάνω. Ένας περιμετρικός σωλήνας ύψους 1,0m με εγκοπές διευκολύνει την προς τα άνω διοχέτευση του νερού, το οποίο χαλαρώνει και θρυμματίζει τα γυμνά τοιχώματα, ώστε η άμμος που θα τοποθετηθεί αργότερα να αποκτήσει άμεση επαφή με τις εδαφικές στρώσεις. Η απόδοση της μεθόδου είναι μεγάλη. Οι γεμάτες νερό οπές της γεώτρησης διατηρούνται μέρες ολόκληρες χωρίς σωλήνωση. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτεί η απαγωγή του νερού που διοχετεύεται πλουσιοπάροχα στο ήδη υγρό υπέδαφος.

Η μέθοδος ξηρής γεώτρησης δεν είναι τόσο διαδομένη λόγω του μεγάλου κόστους προσωπικού και της χαμηλής απόδοσης. Η μέθοδος αποκτά ενδιαφέρον αν χρησιμοποιηθούν γεωτρήπανα προσαρμοσμένα σε σχήματα και με πλήρη μηχανοποίηση. Όταν χρησιμοποιείται κρουστικό γεωτρήπανο, βυθίζεται στο έδαφος σωλήνας με αιχμή που εγκαταλείπεται στο έδαφος. Κατά την έξοδο του σωλήνα διοχετεύεται άμμος. Η συμπύκνωση του εδάφους λόγω της εκτόπισης κατά την έμπηξη και η δημιουργία ολισθηρής κρούστας στα τοιχώματα λόγω του σωλήνα, αποτελούν μειονεκτήματα για την λειτουργία του αμμοστραγγιστήριου. Παρόμοια φαινόμενα εμφανίζονται κατά την εφαρμογή της δονητικής μεθόδου, κατά την οποία όμως χρησιμοποιείται και εξωτερικός σωλήνας σαν χιτώνιο.

5.3.2 Στραγγιστήρια από χαρτονένιους σωλήνες - Μέθοδος

Kjellmann (σχ. 5.7)

Η μέθοδος αυτή στηρίζεται στην ίδια αρχή με τα αμμοστραγγιστήρια. Αντι των τελευταίων χρησιμοποιούνται λωρίδες πλάτους 100 mm και πάχους 4 mm από ειδικό μαλακό αναρροφητικό χαρτί, φτιαγμένο από παλιό χαρτί και ράκη, το οποίο δεν σαπίζει. Οι λωρίδες περικλείουν δυο τριχοειδείς σωλήνες γεμάτους νήματα γιούτας και διατομής 3mm². Κατά την μέθοδο Franki - Kjellman βυθίζονται στο έδαφος με διατρητικό κοίλο στέλεχος. Όταν το στέλεχος φτάσει στο απαιτούμενο βάθος, η χαρτονένια λωρίδα απελευθερώνεται από τη διάταξη συγκράτησης και το στέλεχος αφαιρείται ενώ η λωρίδα παραμένει στο έδαφος. Τα στραγγιστήρια αυτού του τύπου διατάσσονται πυκνότερα από τα αμμοστραγγιστήρια. Συχνά τα πάχη των εδαφικών φτάνουν τα 20,0m. Ο αντίστοιχος χρόνος εργασίας είναι 5 λεπτά. Η ελαστικοφόρος διατρητική συσκευή δεν είναι μικρή και ο χειρισμός της δεν είναι εύκολος σε μαλακό έδαφος. Η μέθοδος εφαρμόστηκε με επιτυχία κατά την κατασκευή αναχωμάτων στον Κάτω Ρήνο στην περιοχή συμβολής ενός παραποτάμου μετά την εκτροπή του. Γενικά η μέθοδος εφαρμόζεται εκεί όπου η εκσκαφή των ελωδών εδαφών είναι αντιοικονομική, ή είναι τεχνικά αδύνατη η μέθοδος του κοπανίσματος όπως και η μέθοδος των ανατινάξεων.



Σχήμα 5.7 Επιτάχυνση των καθιζήσεων με τη μέθοδο Kjellmann.

Φυσικά τα συνεκτικά εδάφη είναι δυνατό να αποστραγγιστούν είτε με άντληση ή με την ηλεκτροσμητική μέθοδο όταν είναι πολύ λεπτόκοκκα. Οι μέθοδοι αυτές όμως δεν έχουν και πολύ μεγάλη σημασία για την βελτίωση των εδαφών. Περισσότερο χρησιμοποιούνται για την διαρκή συγκράτηση του νερού κατά την διάρκεια της κατασκευής.

5.4 Θερμικές μέθοδοι

Οι θερμικές μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους είναι ιδιαίτερα κατάλληλες μόνο για ορισμένα είδη εδαφών. Υπάρχουν δυο βασικές θερμικές μέθοδοι :

- μέθοδος ψύξης και παγοποίησης του νερού στο έδαφος με σκοπό οι εδαφικοί κόκκοι να αποκτήσουν στερεή σύνδεση και οι κενοί χώροι να σταθεροποιηθούν και να γίνουν αδιαπέραστοι.
- μέθοδος θέρμανσης και ξήρανσης του εδάφους. Ανάλογα με την θερμοκρασία επιτυγχάνεται αύξηση της συνοχής ή μεταβολή του εσωτερικού ιστού.

Η πρώτη μέθοδο χρησιμοποιείται από παλιά στα μεταλλευτικά έργα όταν χρειαστεί να διασχίσουν στρώματα υγρής λεπτόκοκκης άμμου και έχει μόνο προσωρινά αποτελέσματα, δηλαδή η βελτίωση διαρκεί όσο και η ψύξη. Θα μπορούσε να χαρακτηριστεί βοηθητική κατασκευαστική μέθοδος για τη διάνοιξη σηράγγων, στοών, και την εξασφάλιση ορυγμάτων. Για τον λόγο αυτό περιγράφεται στον 2^ο τόμο στο Κεφάλαιο «Ορύγματα».

Η δεύτερη μέθοδος προκαλεί μόνιμη βελτίωση των εδαφικών ιδιοτήτων. Ακόμη και μεταγενέστερη ύγρανση του εδάφους δεν μπορεί να

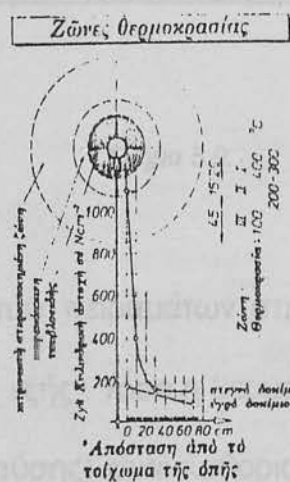
μεταβάλλει τις ιδιότητές του. Βασικά χρησιμοποιείται για τη βελτίωση μη κορεσμένων Loess και ιλύων που αλλιώς είναι επιρρεπείς σε καθιζήσεις όταν διαβραχούν. Αν και η μέθοδος δεν έχει εφαρμοστεί ακόμη στην Δ. Ευρώπη, υπάρχει σχετική εμπειρία και ερευνητικά αποτελέσματα στην Α. Ευρώπη και την Ιαπωνία. Εκεί η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε με επιτυχία.

- στη βελτίωση του εδάφους (περιορισμός καθιζήσεων),
- στην υποθεμελίωση υπάρχοντων έργων,
- στην αποφυγή και διακοπή κατολισθήσεων πρηνών και παρόμοιων φαινομένων διαρροής.

Οποσδήποτε πρέπει να σημειωθεί πως η μέθοδος είναι οικονομική μόνο για μεγάλα έργα με σημαντικά πάχη εδαφικών στρώσεων. Συνεπώς η υποθεμελίωση δευτερευόντων έργων είναι αντιοικονομική με την μέθοδο αυτή. Θα μπορούσε όμως να είναι ενδιαφέρουσα για περιοχές, όπου για πρώτη φορά κατασκευάζονται έργα όταν η μεταφορά πολύ βαρύτερων υλικών και μηχανημάτων είναι εξαιρετικά αντιοικονομική ή αδύνατη.

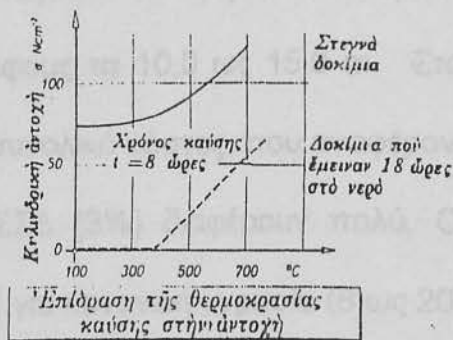
Η αρχή της μεθόδου είναι γνωστή από την όπτηση των τούβλων, τώρα όμως το καύσιμο μεταφέρεται στο έδαφος όπου και γίνεται η καύση. Η στερεοποίηση γίνεται σε δυο φάσεις που αντιστοιχούν σε δυο περιοχές θερμοκρασιών. Στην αρχή η εξάτμιση του νερού των πόρων ξηραίνει το έδαφος (αποξήρανση). Οι προκαλούμενες τάσεις τριχοειδών μειώνουν τον όγκο των πόρων και δημιουργούν συρρίκνωση. Η επιπλέον αύξηση της θερμοκρασίας μετά τους 400°C προκαλεί χημική και ορυκτολογική μεταβολή των εδαφικών μορίων, η οποία δημιουργεί την καθαυτό στερεοποίηση του εδάφους (στερεοποίηση). Κατά την μέθοδο αυτή η θερμότητα μεταβιβάζεται από τα τοιχώματα της γεώτρησης προς το περιβάλλον κυρίως με ροή και

δευτερευόντως με μεταφορά. Στην πρώτη περίπτωση η διάδοση γίνεται με την περικύλιση των σωματιδίων λόγω της κίνησης των μορίων και στη δεύτερη από σωματίδιο σε σωματίδιο. Το έδαφος με συντελεστή θερμοαγωγιμότητας $\lambda=2$ είναι κακός αγωγός της θερμότητας. Η ροή της θερμότητας επηρεάζεται από την θερμοκρασία ενώ η θερμοαγωγιμότητα δεν μεταβάλλεται. Περί το μεσαίο σημείο της καύσης σχηματίζονται τρεις ομόκεντρες ζώνες διαφορετικής στερεοποίησης (σχ. 5.8) λόγω της πτώσης της θερμοκρασίας από μέσα προς τα έξω.



Σχήμα 5.8.

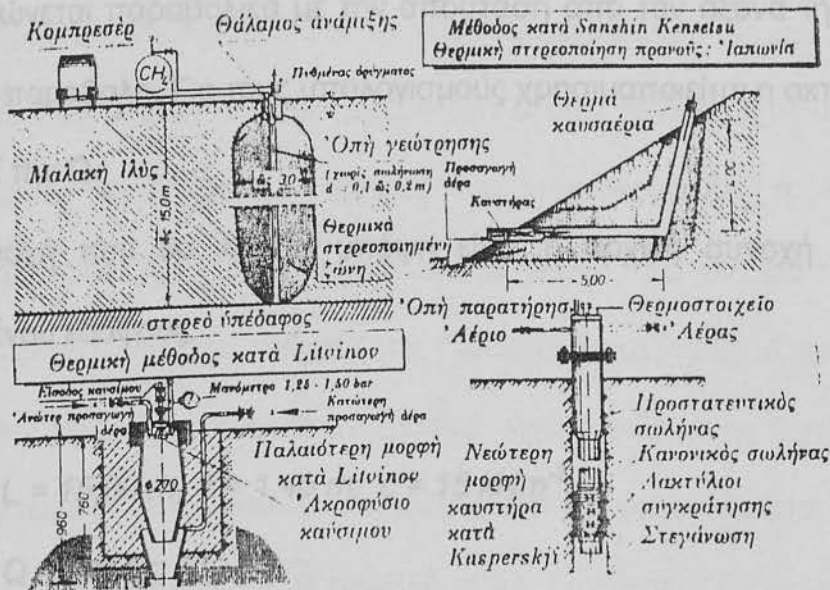
Ήδη η μείωση του όγκου κατά την ξήρανση προκαλεί περιορισμό των καθιζήσεων, ενώ οι συνέπειες μιας νέας ύγρανσης θα είναι περιορισμένες. Η πυράκτωση στις υψηλές θερμοκρασίες δεν προκαλεί άλλες μεταβολές πέραν των μειώσεων του όγκου που έγιναν στο όριο συρρίκνωσης. Οι αντοχές όμως αυξάνονται σημαντικά όπως φαίνεται από το σχ. 5.9 (αντοχή κυλινδρικού δοκίμιου ιλύος).



Σχήμα 5.9.

Τα συμπεράσματα των πειραμάτων στην Ιαπωνία, την Ρουμανία και την ΕΣΣΔ συνοψίζονται ως εξής : τόσο η θερμοκρασία όσο και η διάρκεια της επίδρασής της (διάρκεια καύσης) είναι καθοριστικές για τις μόνιμες αυξήσεις της αντοχής που επιτεύχθηκαν. Κυλινδρικά δοκίμια που εκτέθηκαν σε θερμοκρασίες πάνω από 500⁰ C παρουσίασαν αντοχές σ 850 Ncm⁻² ακόμη και μετά μακρά παραμονή στο νερό (18 ώρες). Οι αντοχές αυξήθηκαν ακόμη περισσότερο όταν αυξήθηκαν οι θερμοκρασίες. Ακόμη και για θερμοκρασίες κάτω απ 400⁰C, οι αντοχές ήταν για 200⁰C 50% μεγαλύτερες και για 300⁰C 200% μεγαλύτερες από τις αρχικές αντοχές, όταν η διάρκεια της καύσης ήταν μεγάλη. Σε δοκιμές συμπίεσόμετρου διαπιστώθηκε αξιόλογη μείωση της συμπίεσότητας σε θερμοκρασία 300⁰C, ενώ η διαπερατότητα αυξάνεται από τις αρχικές τιμές των $k = 2 \text{ ως } 9 \cdot 10^{-5} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ σε τιμές $k = 1 \text{ ως } 6 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ και μειώνεται μόνον όταν η θερμοκρασία φτάσει στην περιοχή τήξης των

εδαφικών σωματιδίων. Οι σημερινές μέθοδοι χρησιμοποιούν μείγμα φυσικού αερίου και αέρα το οποίο καίγεται στην οπή της γεώτρησης, η οποία έχει στεγανοποιηθεί στο πάνω μέρος της (σχ. 5.10). Συνήθως η θερμοκρασία εργασίας είναι 600 ως 900°C. Ο καυστήρας πρέπει να τίθενται όσο το δυνατό βαθύτερα στην οπή. Η αναγκαία πίεση φτάνει τα 0,25 ως 0,50 bar και το βάθος βελτίωσης του εδάφους τα 10,0 ως 15,0 m. Στοιχεία για το κόστος καυσίμου, ανοιγμένο στο συνολικό κόστος, που αναφέρονται από την Ιαπωνία (30 ως 40%) και την ΕΣΣΔ (3%) διαφέρουν πολύ. Οι ανάγκες σε αέρα φτάνουν τα 40 m³ (m³ h)⁻¹ για κανονική υγρασία (8 ως 20%).



Σχήμα 5.10.

Η φέρουσα ικανότητα αυτών των στερεοποιημένων εδαφικών στηλών, οι οποίες σμικρύνονται κάπως καθώς το βάθος αυξάνει, υπολογίζονται από τον απλό τύπο :

$$Q = 2\pi r \cdot c \text{ σε } \text{kNm}^{-1}$$

Επειδή δεν είναι δυνατό να μεταβιβαστούν σημαντικές δυνάμεις στο έδαφος από την εδαφική στήλη μέσω της πίεσης αιχμής, καθοριστική για την παραλαβή των φορτίων είναι η διατμητική αντοχή κατά μήκος της πλευρικής επιφάνειας του «πασσάλου». Η τριβή δεν είναι δυνατό να ενεργοποιηθεί επειδή απαιτούνται μικρές καθιζήσεις και συνεπώς απομένει μόνον η συνοχή. Στον θερμικό πάσσαλο ισχύει τότε :

$$c = f_{(r)} \text{ (σχ. 5.11)}$$

Καθοριστική για τη διαστασιολογική είναι φυσικά η μικρότερη τιμή της φέρουσας ικανότητας Q . Αν η c ήταν σταθερή, ανεξάρτητα από την απόσταση r από το μέσο της οπής, η Q θα ήταν αύξουσα γραμμική συνάρτηση. Επειδή όμως η c μειώνεται παραβολικά με την απόσταση από τον άξονα της οπής, και η Q είναι παραβολή. Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιείται η ακτίνα που ελαχιστοποιεί την Q .

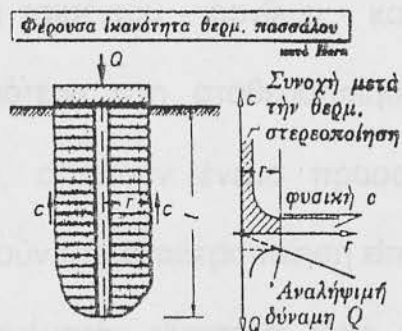
Η συνοχή που θα ληφθεί υπόψη είναι η αρχική συνοχή του μη στερεοποιημένου εδάφους.

Παράδειγμα :

$$L = 15,00 \text{ m}, \quad r = 1,40 \text{ m}, \quad c = 15 \text{ kNm}^{-2}$$

$$Q = 2\pi r \cdot c \cdot L$$

$$Q = 2\pi \cdot 1,4 \cdot 15 \cdot 15 = 1979 \text{ kN}$$



Σχήμα 5.11.

5.5 Σταθεροποίηση με ενέσεις

Όλες οι μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους που αναπτύχθηκαν πιο πάνω - με εξαίρεση τις θερμικές μεθόδους για τις οποίες δεν υπάρχει ακόμη επαρκής εμπειρία στην Ο.Δ.Γ. - είναι δυνατό να εφαρμοστούν μόνο πριν την κατασκευή του έργου λόγω των αναπόφευκτων καθιζήσεων κατά την εφαρμογή τους.

Επιπλέον υπάρχουν όρια απόστασης του σημείου εφαρμογής τους από το δομικό έργο. Ιδιαίτερη σημασία έχουν οι κραδασμοί που προκαλούν μερικές από τις μεθόδους. Για υποθεμελιώσεις και εξασφαλίσεις υπαρχόντων έργων απαιτούνται μέθοδοι που δεν προκαλούν μείωση του όγκου. Μια λύση είναι η διοχέτευση ρευστών υλών υπό πίεση στους εδαφικούς πόρους : το νερό των πόρων εκτοπίζεται, ο χώρος των πόρων γεμίζει, η πήξη των ρευστών υλών «στοκάρει» τον εδαφικό ιστό με τελικό αποτέλεσμα τη μείωση της συμπιεστότητας και την αύξηση της διατμητικής αντοχής. Δημιουργείται ένα παρόμοιο προς το σκυρόδεμα εδαφικό υλικό αυξημένης αντοχής. Ως ενέματα χρησιμοποιούνται διαλύματα, αιωρήματα και γαλακτώματα, ανάλογα με το είδος του εδάφους και του προβλήματος. Οι ενέσεις σε *ρηγματωμένα βραχώδη πετρώματα* αποτελούνται από σχετικά χονδρόκοκκα αιωρήματα - τσιμέντου - άμμου και τσιμέντου - αργίλου - και αποσκοπούν βασικά στη στεγάνωση και σπανιότερα στη σταθεροποίηση. Οι ενέσεις σε χαλαρά πετρώματα (πορώδη), απαιτούν ένεμα προσαρμοσμένο στο είδος του εδάφους είτε αποσκοπούν στη σταθεροποίηση είτε στη στεγάνωση. Επειδή το βάθος είσδυσης του ενέματος εξαρτάται τόσο από τη διαπερατότητα του εδάφους όσο κι από το μέγεθος και τις αμοιβαίες συνδέσεις των πόρων, έχει

αποφασιστική σημασία το ιξώδες και το μέγεθος των σωματιδίων του αιωρήματος. Για τους λόγους αυτούς αιωρήματα τσιμέντου χρησιμοποιούνται μόνο σε χαλικιώδη εδάφη ή χονδρόκοκκες άμμους με ελάχιστη διάμετρο κόκκου 0,8 mm. Στις χαμηλότερες κοκκομετρικές περιοχές με διαπερατότητα $k = 10^{-1}$ ως $10^{-2} \text{ cm}^5 \text{ s}^{-1}$ (σχ. 5.12) θα χρησιμοποιηθούν χημικά διαλύματα. Η πίεση με την οποία καταθλίβεται το ένεμα δεν πρέπει να ξεπερνά τα 10 bar, οπωσδήποτε όμως πρέπει να ρυθμίζεται έτσι ώστε να μην προκαλούνται τοπικές θραύσεις και ανυψώσεις.



Σχήμα 5.12 Όρια των δυνατοτήτων εισπίεσης.

Θεωρητικά, αυξάνοντας την πίεση μπορούμε να καταθλίψουμε ρευστά οποιουδήποτε ιξώδους (συνεκτικότητας) η. Όταν αυξάνεται όμως το ιξώδες, μειώνεται το βάθος εισδουσης του ενέματος, το έδαφος φορτίζεται από την αναγκαία υδροστατική πίεση και χάνει τη διαπερατότητά του. Το άνω όριο της δυνατότητας κατάθλιψης χημικών διαλυμάτων βρίσκεται π.χ. στα 700 ως 800 cP (0,01 Poise = $0,01 \text{ cm}^{-1} \text{ g} \text{ s}^{-1}$ μονάδα της δυναμικής συνεκτικότητας).

Συνεπώς η άψογη εκτέλεση βελτιώσεων του εδάφους με ενέσεις προϋποθέτει μια κατά το δυνατόν ακριβή γνώση του εδαφικού υλικού. Η σχετική πυκνότητα, το πάχος, η σύνθεση, η διαπερατότητα και η περιεκτικότητα σε νερό αποτελούν παράγοντες που επηρεάζουν την εκλογή της μεθόδου και τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες. Οποσδήποτε πρέπει να συμβουλευτείται κανείς τα DIN 4093 «Εισπιέσεις στο υπέδαφος και τα δομικά έργα» και DIN 18309 «Εργασίες εισπίεσεως».

5.5.1 Αιωρήματα

Τα αιωρήματα είναι ρευστά, συνήθως νερό, μέσα στο οποίο αιωρούνται λεπτότατα σωματίδια άλλου υλικού. Τα αιωρήματα διατηρούνται στην κατάσταση αυτή για ένα ορισμένο χρονικό διάστημα. Συνήθως παρασκευάζονται αιωρήματα τσιμέντου, μπετονίτη και τσιμέντου - αργίλου. Το ποσοστό του νερού στα αιωρήματα τσιμέντου φυσικά είναι πάντοτε αρκετά μεγαλύτερο από την ποσότητα που απαιτείται για την ενυδάτωση του τσιμέντου. Συγκεντρώσεις πάνω από 1:1 (τσιμέντο : νερό) δεν χρησιμοποιούνται, επειδή τότε η κινηματική συνεκτικότητα u είναι τριπλάσια από την συνεκτικότητα του νερού και προκαλεί μεγάλες δυσκολίες κατά την εισπίεση. Επειδή το νερό δεν είναι δυνατό να καταναλωθεί από πήξη του τσιμέντου θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη πως θα φιλτραριστεί και οι πόροι τμηματικά θα γεμίσουν ενώ η αντίσταση στην εισπίεση συνεχώς θα αυξάνεται. Συνεπώς η πίεση στην αντλία θα πρέπει συνεχώς να αυξάνεται. Όταν το ένεμα διοχετεύεται σε οπή γεώτρησης, ο χώρος περί τον σωλήνα ένεσης πρέπει να περικλειστεί με κάποιο «συσσκευαστή».

Τα θιξοτροπικά αιωρήματα, τα οποία παρασκευάζονται σχεδόν πάντα με τον αργιλικό ορυκτό μπετονίτη και με νερό, είναι σε πηκτική κατάσταση όταν ηρεμούν, ενώ μόλις κινηθούν, γίνονται ρευστά. Αυτά τα κολλοειδή πήγματα δε δέχονται το νερό και προσφέρονται ιδιαίτερα για στεγανώσεις επειδή παρουσιάζουν και μία ορισμένη αντίσταση και στο κινούμενο νερό. Οπωσδήποτε δεν προσφέρονται για σταθεροποίηση του εδάφους, σταθεροποιούν όμως τα αιωρήματα τσιμέντου. Μικρές δόσεις μέχρι 2% περιορίζουν την δυνατότητα έκπλυσης τους και αυξάνουν την αντοχή τους.

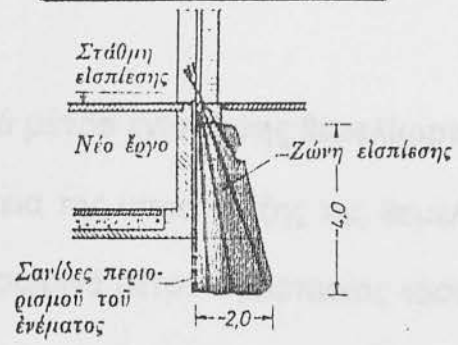
5.5.2 Διαλύματα

Τα **διαλύματα** είναι ομογενή μίγματα μιας αέριας, ρευστής, ή στερεάς ύλης με ένα ρευστό, το διαλυτικό μέσο. Δεν υπάρχει κάποια χημική σύνδεση μεταξύ του διαλυμένου υλικού και του διαλυτικού μέσου, η οποία να υπακούει σε απλούς στοιχειομετρικούς νόμους ακέραιων αριθμών. Όταν αναμιχθούν δυο κατάλληλα διαλύματα, είναι δυνατό να συμβούν βραδύτερες ή ταχύτερες χημικές αντιδράσεις, κατάλληλες για τις χημικές ενέσεις. Γρήγορες χημικές αντιδράσεις (συνεπώς και χωριστή μεταφορά μέχρι το σημείο που θα γίνει η αντίδραση στο έδαφος) παρουσιάζονται στη μέθοδο Joosten, όπου χρησιμοποιείται διάλυμα υδρυάλου (πυριτικό άλας του νατρίου) και χλωρίουχο ασβέστιο. Η αντίδραση είναι ακαριαία και δίνει ένα κολλοειδές πήγμα πυριτικών αλάτων, το οποίο είναι κατάλληλο για τη σταθεροποίηση του εδάφους. Βραδύτερες αντιδράσεις, οι οποίες επιτρέπουν την μίξη πριν την κατάθλιψη, παρουσιάζουν τα κολλοειδή πήγματα Monodur και ειθυλικών οξικών αλάτων, πάντοτε σε βάση υδρυάλου. Κατάλληλο πήγμα σχηματίζεται

και από τα αποπλύματα θειωδών αλάτων - τα οποία δημιουργούνται κατά την παραγωγή χαρτιού - και χρωμιούχα άλατα. Εδώ και μερικό καιρό διατίθενται στην αγορά και τεχνητές ύλες, όπως εποξειδικές ρητίνες, πολυθιξίνη κ.ά., οι οποίες αποτελούνται από δυο συστατικά και χρησιμοποιούνται όπως και τα άλλα διαλύματα. Όμως έχουν υψηλές τιμές και οι μεγάλες αντοχές που προσφέρουν σπάνια απαιτούνται. Για την ένεση εισάγεται στο έδαφος με εισπίεση ή διάτρηση σωλήνας 1 ½" διάτρητος κατά τα τελευταία 50 cm. Κατά την μέθοδο Joosten το διάλυμα πυριτικού νατρίου διοχετεύεται κατά την εισχώρηση του σωλήνα και το διάλυμα χλωριούχου ασβεστίου στο τέλος κατά την εξαγωγή. Στην μέθοδο Monodur η εισπίεση γίνεται από κάτω προς τα πάνω. Οι πιο πάνω μέθοδοι έχουν ιδιαίτερη σημασία για τις εκτεταμένες υποθεμελιώσεις και υποστηρίξεις κτιρίων που απαιτούνται κατά την κατασκευή μετρό. Με τον τρόπο αυτό υποθεμελιώνονται γειτονικά (σχ. 5.13). Ο χώρος που θα εκταθεί το ένεμα μπορεί να περιοριστεί με σανίδες ή ελαφρές πασσαλοσανίδες. Με τον τρόπο αυτό σταθεροποιείται η περιοχή σήραγγων και αποφεύγονται δευτερογενείς καθιζήσεις. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιήθηκε μερικά και για την δημιουργία στεγανωτικών τοιχωμάτων ή δακτυλίων κατά το μέτωπο εκσκαφής όταν χρειάστηκε σήραγγες να διασχίσουν κορεσμένα χαλαρά εδάφη ή συνέβησαν διαρρήξεις τοιχωμάτων τους από το νερό. Πρόσφατα όμως επεκτείνεται στις περιπτώσεις αυτές η εφαρμογή της παγοποίησης του εδάφους, ώστε μετά την κατασκευή της σήραγγας να είναι ευχερής η κατάργηση της στεγανωτικής διάταξης, δηλαδή του εμποδίου που συναντά το υπόγειο νερό.

8. ΕΠΙΧΕΙΡΗΚΑ ΕΡΓΑ

Εξασφάλιση θεμέλιον με χημικό ένεμα



Σχήμα 5.13 Εξασφάλιση θεμέλιου με χημικό ένεμα.

6. ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

6.1 Προσωρινά μέτρα ενίσχυσης θεμελίωσης

Κατά την διάρκεια της υποστήριξης της θεμελίωσης ενός κτιρίου απαραίτητο είναι να ληφθούν προσωρινά μέτρα προστασίας τόσο για την ίδια τη θεμελίωση όσο και για το έδαφος θεμελίωσης.

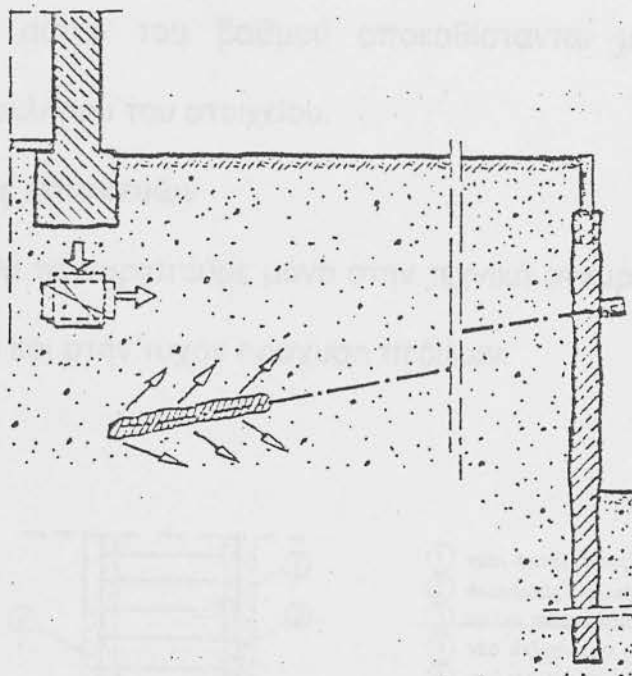
Όπως έχει αναφερθεί και παραπάνω, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται τόσο στη μελέτη όσο και την εκτέλεση αυτών των έργων για την αποφυγή πρόσθετων και ίσως καταστρεπτικών ζημιών στο κτίριο. Σε όλες τις φάσεις της εφαρμογής τους πρέπει να γίνονται συνεχώς μετρήσεις για να ελέγχεται η επίδρασή τους στο όλο έργο και να αντιμετωπιστεί έγκαιρα κάποια απρόσμενη αντίδραση εξ αιτίας τους.

Την σπουδαιότερη ίσως θέση στα προσωρινά μέτρα υποστήριξης κατέχει η χρήση επίπεδων γρύλων. Άλλα μέτρα είναι η συγκράτηση και σύσφιξη των θεμελίων με τένοντες και αγκυρώσεις.

Η εκσκαφή για εργασίες στη θεμελίωση σε χαλαρά εδάφη πρέπει να αντιστηρίζεται με ξυλότυπο αν είναι μικρή, ή με τοίχους αντιστήριξης και αγκυρώσεις αν είναι μεγάλη. Στο σχήμα 6.1 φαίνεται η κακή επίδραση αγκύρωσης σε υπάρχουσα θεμελίωση που είχε σαν αποτέλεσμα τον αποχωρισμό του πλαϊνού τοίχου από το υπόλοιπο κτίριο.

Κατά τη διάρκεια μιας εκσκαφής σε αργιλικό έδαφος, αν τα φορτία είναι έκκεντρα και κοντά στην οριακή αντοχή του εδάφους, μπορεί να υπάρξει κίνδυνος

ανύψωσης του γειτονικού εδάφους. Για τον λόγο αυτό θα πρέπει το βάρος του χώματος που αφαιρείται να αντικαθιστά από ίσο βάρος σάκων άμμου.



Σχ. 6.1 Δυσμενής επίδραση αγκυρώσεων σε υπάρχουσα θεμελίωση παλιού κτιρίου.

6.2 Τυπικοί βαθμοί βλάβης

α) Απλή ρηγμάτωση

Οι βλάβες σ' αυτό το βαθμό αποκαθίστανται με χρήση εποξειδικών ρητινών, με συγκόλληση νέων οπλισμών η και με προσθήκη εξωτερικών συνδετήρων (κολάρων).

β) Μερική αποδιοργάνωση

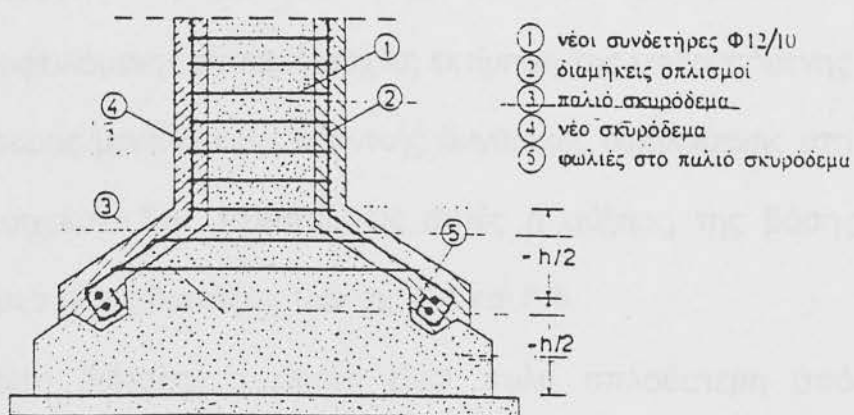
Οι βλάβες αυτού του βαθμού αποκαθίστανται με μερική καθαίρεση του βλαμμένου σκυροδέματος και αντικατάσταση αυτού με έγχυτο η εκτοξευμένο σκυρόδεμα με ενίσχυση με νέους οπλισμούς, με συγκόλληση χαλύβδινων ελασμάτων η και με προσθήκη εξωτερικού μανδύα.

γ) Διακοπή συνεχείας από πλήρη αποδιοργάνωση σκυροδέματος η βλάβη οπλισμών

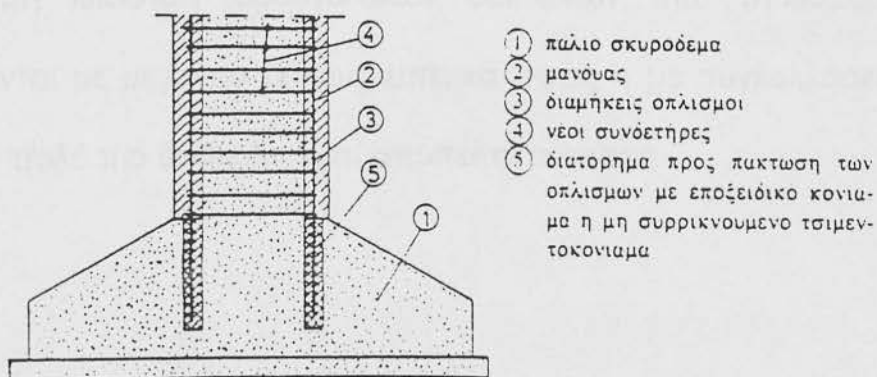
Οι βλάβες αυτού του βαθμού αποκαθίστανται με πλήρη επισκευή η αντικατάσταση ολοκλήρου του στοιχείου.

6.3 Τεχνικές επισκευών

Έτσι, εδώ θα περιοριστούμε μόνο στην τεχνική αγκυρώσεως του μανδύα του στύλου στο πέδιλο και στην τυχόν ενίσχυση πέλδων.



Σχ. 6.2 Πέρασ μανδύα στο πέδιλο.



Σχ. 6.3 Αγκύρωση οπλισμών μανδύα στύλου στο πέδιλο.

i) Σύνδεση μανδύα στύλου με πέδιλο

Δοθέντος ότι η κρίσιμη περιοχή από πλευράς ροπών σε ένα υποστύλωμα βρίσκεται στην κεφαλή ή τη βάση του, έπεται ότι ο μανδύας ενός υποστυλώματος πρέπει να συνεχίζεται πέραν του σημείου συνδέσεως του υποστυλώματος με το πέδιλο, ώστε οι σπλισμοί να έχουν το απαιτούμενο μήκος αγκυρώσεως. Αυτό επιτυγχάνεται είτε με τη διάταξη του σχήματος 6.2 είτε με τη διάταξη του σχήματος 6.3

ii) Ενίσχυση πέδιλου

Η επαύξηση της βάσης του πέδιλου αποφασίζεται είτε για λόγους ανεπάρκειας οφειλόμενης σε κακή αρχική εκτίμηση της επιτρεπόμενης τάσης είτε για λόγους μεταφοράς μεγαλύτερης αξονικής δυνάμεως οφειλόμενης στη διάταξη νέων φερόντων στοιχείων. Στις περιπτώσεις αυτές η αύξηση της βάσης του πέδιλου γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις των σχ. 6.4 και 6.5.

Η πρώτη διάταξη, η οποία είναι πολύ απλούστερη από τη δεύτερη, εφαρμόζεται όταν η ενίσχυση του πέδιλου συνεχίζεται με μανδύα στο υποστύλωμα. Στην περίπτωση αυτή για την παραλαβή των απαιτούμενων δυνάμεων εκτροπής (σχ.6.4) προς μεταφοράν των εδαφικών πιέσεων στο μανδύα του στύλου απαιτείται η τοποθέτηση κλειστών ορθογωνικών δακτυλίων από σπλισμούς οι οποίοι διαμορφώνονται με μεγάλου μήκους υπερκαλύψεις ή με συγκολλήσεις. Η δεύτερη διάταξη είναι πολύ πιο δύσκολη γιατί απαιτείται εκσκαφή.

6.4 Μέθοδοι επισκευών

α) Επισκευή με έγχυτο σκυρόδεμα

Το έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται για επισκευές σε περιπτώσεις που μπορούν να χωρέσουν σχετικώς χονδρά αδρανή και σε επιφάνειες όπου μπορεί να ασταθή το επί τόπου χυνόμενο σκυρόδεμα π.χ. μέσα σε τύπους για να αποτελέσει μανδύα υποστυλωμάτων η και για κάλυψη των τυχόν πρόσθετο σπλισμό ενισχύσεως.

Οι κυριότερες απαιτήσεις για το έγχυτο σκυρόδεμα στις επισκευές είναι επιμελημένη προετοιμασία και προσεκτική εκτέλεση της σκυροδετήσεως, δηλαδή:

- Αποκάλυψη των υπαρχόντων σπλισμών
- Αφαίρεση του σαθρού σκυροδέματος και διαμόρφωση φωλεών και κοιλοτήτων για τον καλύτερο εγκιβωτισμό του νέου έγχυτου σκυροδέματος.
- Εκτράχυνση του παλαιού σκυροδέματος με εργαλεία λιθοξών η με αμμοβολή.
- Έκπλυση με άφθονο νερό υπό πίεση και διαβροχή του παλαιού σκυροδέματος επί τριήμερο μέχρι κορεσμού μέχρι της προηγούμενης της διαστρώσεως
- Διάστρωση του νέου σκυροδέματος μετά από διύγρανση του παλαιού.

Η μεγίστη διάσταση κόκκου των αδρανών του έγχυτου σκυροδέματος δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1/5 της μικρότερης ελεύθερης διαστάσεως του χώρου που σκυροδετείτε.

Το διαστρωνόμενο έγχυτο σκυρόδεμα πρέπει να έχει την κατάλληλη ρευστότητα για τον καλό εγκιβωτισμό και την καλή πρόσφυση με το παλαιό σκυρόδεμα και τους σπλισμούς.

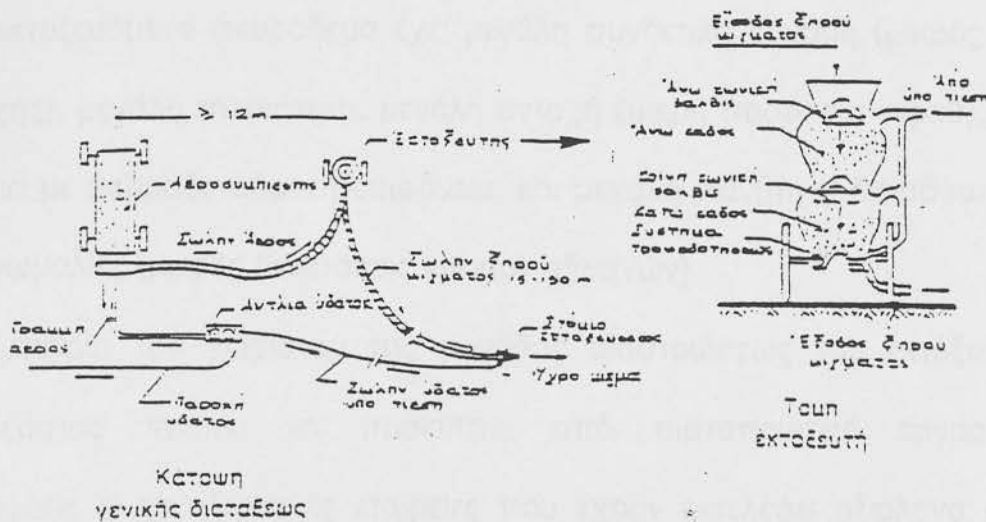
Πρέπει να χρησιμοποιηθεί δονητής κατά τη διάστρωση.

Χρειάζεται να διατηρείται συνεχώς υγρή η επιφάνεια της σκυροδοτήσεως κατά την πρώτη εβδομάδα της σκυροδετήσεως κατά την πρώτη εβδομάδα της σκληρύνσεως.

Η αντοχή του νέου σκυροδέματος πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή του παλαιού κατά 50 kg/cm^2

β) Επισκευή με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει περισσότερες δυνατότητες χρησιμοποιήσεως σε επισκευές γιατί διαστρώνεται σε επιφάνειες οποιασδήποτε κλίσεως ακόμα και σε επιφάνειες οροφών, χωρίς τη χρήση ξυλοτύπων. Χρειάζεται όμως το συνεργείο όμως το συνεργείο να έχει πλήρη γνώση και εμπειρία της τεχνικής της διαστρώσεως του εκτοξευομένου σκυροδέματος και τα κατάλληλα υλικά και μηχανήματα.



Η χρήση του εκτοξευομένου συνδυάζεται συνήθως με την ενίσχυση με νέους οπλισμούς και με τη στερέωση λεπτού δομικού πλέγματος εξωτερικώς για τη συγκράτησή του, ιδίως σε στρώσεις μεγάλου πάχους.

Και στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα χρειάζεται επιμελημένη προετοιμασία και προσεκτική εκτέλεση, δηλαδή:

- Αποκάλυψη των υπαρχόντων οπλισμών τουλάχιστον όσο χρειάζεται για να συγκολληθούν νέοι
- Αφαίρεση του σαθρού σκυροδέματος και διαμόρφωση φωλεών και κοιλοτήτων, για τον καλύτερο εγκιβωτισμό του εκτοξευομένου σκυροδέματος
- Εκτράχυνση του παλαιού σκυροδέματος με εργαλεία λιθοξόων ή με αμμοβολή
- Εκπλήσσει με άφθονο νερό υπό πίεση και στέγνωμα ώστε να μη μείνει νερό στην επιφάνεια.

Ως αδρανές θα χρησιμοποιείται άμμος καθαρή που να περνά από κόσκινο των 5μμ με εξαιρετικώς καλή κοκκομετρική διαβάθμιση

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει μεγάλη συνδετική δύναμη (μικρός χρόνος διαβροχής), μεγάλη πυκνότητα, μεγάλη αντοχή (μικρή ποσότητα νερού), μεγάλη συνάφεια με σκυροδετούμενη επιφάνεια, και μεγάλη ικανότητα διεισδύσεως στις μικροανωμαλίες (μικρές διαστάσεις κόκκων αδρανών).

Η εμπειρία του χειριστού της μονάδας διαστρώσεως του εκτοξευομένου σκυροδέματος πρέπει να προκύπτει από πιστοποιητικά εργασίας σε οργανισμούς ή εργοληπτικές εταιρείες που έχουν εκτελέσει αξιόλογα έργα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Ο χειριστής πρέπει να είναι σε θέση να ρυθμίζει ανάλογα με την περίπτωση τις παραμέτρους της εκτοξεύσεως, δηλαδή, την ποσότητα νερού, την ταχύτητα εξόδου του υγρού μίγματος, την απόσταση από την σκυροδετούμενη επιφάνεια,

τη γωνία προσπτώσεως, τη μείωση στο ελάχιστο του υλικού που αναπηδά, την κατεύθυνση σκυροδετήσεως κλπ.

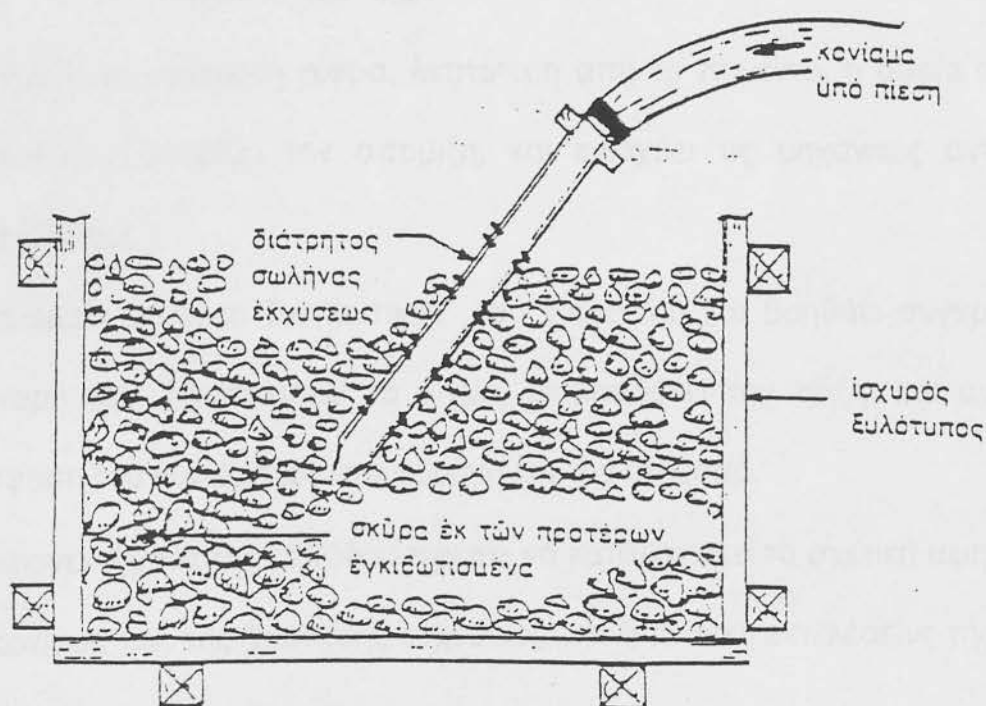
Μετά την εκτόξευση, και επί μια εβδομάδα, πρέπει να διατηρείται συνεχώς υγρή η επιφάνεια του εκτοξευθέντος σκυροδέματος για τον πρόσθετο λόγο ότι λόγω λεπτών αδρανών έχουμε μεγαλύτερη συστολή ξηράνσεως και επομένως μεγαλύτερο κίνδυνο ρηγματώσεως.

γ) Εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα

Το εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα εφαρμόζεται σε σχετικά μεγάλες διατομές.

Παρασκευάζεται ως εξής:

- Τα χονδρά αδρανή (σκύρα) εγκιβωτίζονται εκ των προτέρων σε ενισχυμένο ξυλότυπο
- Στη συνέχεια με κατάλληλη συσκευή εκχύνεται υπό πίεση, ειδικό κονίαμα στα κενά των σκύρων



Η μέθοδος αυτή έχει πολλές εφαρμογές τόσο στις επισκευές, όσο και σε καινούργιες κατασκευές.

Το εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα παρουσιάζει ευκολία εφαρμογής, βεβαιότητα στο αποτέλεσμα, και φτάνει σε μέρη της κατασκευής που δεν είναι προσιτά με άλλα συστήματα.

Η μέθοδος του εγκιβωτισμένου σκυροδέματος έχει αποτελέσει, ως προς τη σύνθεση των ειδικών κονιαμάτων, αντικείμενο διαφόρων πατέντων (pregrakt. colcrete, coigrout κλπ).

Η έκθεση του Ο.Η.Ε. δίνει την επόμενη σύνθεση σε βάρος σαν κατάλληλη για παρασκευή ειδικού κονιάματος για έκχυση σε εγκιβωτισμένο σκυρόδεμα:

Τσιμέντο	1,00
Νερό	0,70
Άμμος	1,50 ως 2,30
Alfesil	0,50
Intrusion aid	0,01

- Το alfesil είναι ιπτάμενη τέφρα, λεπτότερη από το τσιμέντο, η οποία αυξάνει τη ρευστότητα, εμποδίζει την απόμιξη, και ενισχύει τις μηχανικές αντοχές του σκυροδέματος.
- Το intrusion aid είναι διογκωτικό του τσιμέντου και βοηθάει συγχρόνως στη διασπορά του. Ρευστοποιεί το μίγμα, επιβραδύνει την πήξη, και αυξάνει την πρόσφυση του κονιάματος στα αδρανή και τον σπλισμό.
- Στα μειονεκτήματα της μεθόδου πρέπει να καταλογιστεί το σχετικά υψηλό κόστος των κονιαμάτων, της συσκευής εκχύσεως, και η ανάγκη εκτελέσεως της εργασίας από ειδικευμένο προσωπικό.

δ) Επίσκευή με εποξειδικές ρητίνες, εποξειδικά κονιάματα και εποξειδικά σκυροδέματα

i) Η χρήση εποξειδικών ρητινών για τις επισκευές βλαβών προϋποθέτει την εκλογή της κατάλληλης ρητίνης και σκληρυντού, όπως επίσης και τη σχολαστική τήρηση των αναλογιών του μίγματος για το συγκεκριμένο στοιχείο στο οποίο θα εφαρμοσθή.

Οι εποξειδικές ρητίνες μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε αυτούσιες σε ρευστή κατάσταση, είτε σαν εποξειδικό κονίαμα με αναλογία βάρους άμμου 1:1 ως 1:7, είτε σαν εποξειδικό σκυρόδεμα.

Ο τύπος της εποξειδικής ρητίνης και η μορφή με την οποία θα χρησιμοποιηθεί θα αναφέρονται στην έκθεση επισκευής των βλαβών για το συγκεκριμένο έργο.

Οι εποξειδικές ρητίνες αυτούσιες στη ρευστή τους κατάσταση θα χρησιμοποιούνται για τη συγκόλληση ρωγμών πλάτους από 0,1μμ ως 3μμ σε άοπλο και σε οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ακόμα εποξειδικές ρητίνες θα χρησιμοποιούνται για τη συγκόλληση νέου σκυροδέματος σε παλαιό και για τη συγκόλληση οπλισμού ή μεταλλικών ενισχύσεων σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Σε κάθε περίπτωση χρησιμοποίησεως της εποξειδικής ρητίνης χρειάζεται επιμελημένος καθαρισμός της επιφάνειας και προσεκτική εκτέλεση της εργασίας.

Για την εκτέλεση της εργασίας αυτής χρειάζεται εξειδικευμένο προσωπικό και πρέπει να υπάρχουν οι απαραίτητες και κατάλληλες συσκευές, τόσο για τον καθαρισμό των ρωγμών, όσο και για την εκτέλεση των ενέσεων, ανάλογα με την τεχνική που θα εφαρμοσθή.

ii) Εφ' όσον πρόκειται για τη συγκόλληση νέου τσιμεντοκονιάματος η σκυροδέματος σε παλαιό σκυρόδεμα θα ακολουθείται η εξής τεχνική:

- Επιμελημένος καθαρισμός της επιφάνειας του παλαιού σκυροδέματος και ξήρανση
- Επάλειψη της ξηρής επιφάνειας με εποξειδική ρητίνη
- Διάστρωση του νωπού σκυροδέματος πριν αρχίσει η σκλήρυνση της ρητίνης.

iii) Εφ' όσον πρόκειται για τη συγκόλληση οπλισμού ή μεταλλικών ενισχύσεων σε οπλισμένο σκυρόδεμα με εποξειδική ρητίνη πρέπει να ακολουθείται η εξής τεχνική:

1. Τοποθέτηση ράβδων σαν ενίσχυση επιφάνειας
 - Δημιουργία αυλάκων στο σκυρόδεμα βάθους 3 ως 5 cm και πλάτους 3 ως 4 φορές τη διάμετρο της ράβδου
 - Καθαρισμός της επιφάνειας των αυλάκων
 - Επάλειψη των αυλάκων ελαφρά με εποξειδική ρητίνη
 - Επάλειψη των σιδηρών ράβδων με εποξειδική ρητίνη και τοποθέτηση στις αύλακες
 - Πλήρωση των αυλάκων με εποξειδικό κονίαμα
2. Τοποθέτηση μεταλλικών πλακών σαν εξωτερική ενίσχυση

Γενικά οι εργασίες με εποξειδική ρητίνη απαιτούν εξειδικευμένο προσωπικό. Αυτό πρέπει να γνωρίζει και να τηρεί τα μέτρα ασφαλείας που απαιτεί η χρησιμοποίηση των εποξειδικών ρητίνων όπως αυτά καθορίζονται από τους προμηθευτές των εποξειδικών ρητίνων.

Τα εποξειδικά κονιάματα χρησιμοποιούνται για τη συγκόλληση ρωγμών όταν αυτές έχουν πλάτος μεγαλύτερο των 3 mm.

Κατά την εφαρμογή των εποξειδικών κονιαμάτων και εποξειδικών σκυροδεμάτων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ο μέγιστος χρόνος για τη χρησιμοποίηση μετά την ανάμιξη.

ε) Ενίσχυση οπλισμών με ηλεκτροσυγκόλληση νέων

Οι νέες ράβδοι οπλισμού προτιμότερο να είναι από χάλυβα ST I, χωρίς να αποκλείονται και οι ράβδοι από ST III, εάν ο ηλεκτροσυγκολλητής είναι έμπειρος.

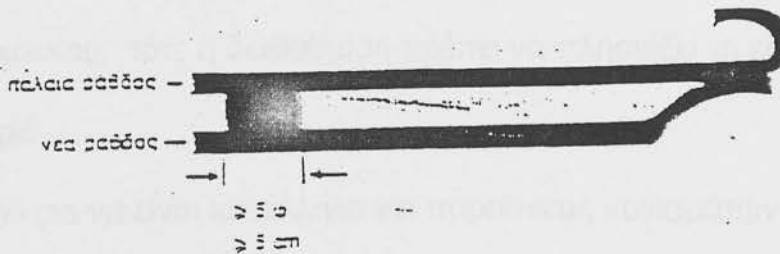
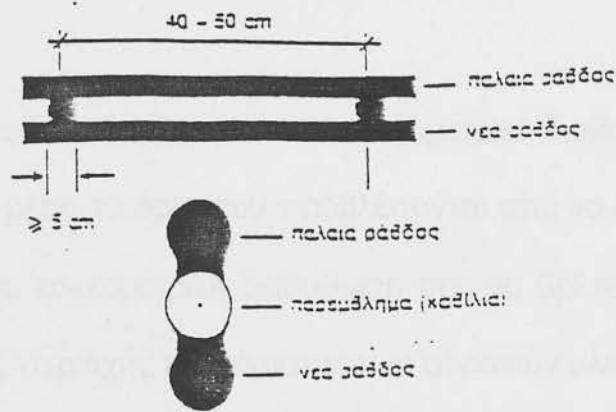
Οι νέες ράβδοι συγκολούνται πάνω στις παλιές με ηλεκτροσυγκόλληση και με τη βοήθεια παρεμβλημάτων της ίδιας διαμέτρου και μήκους τουλάχιστον 5Φ ή ≥ 5 cm.

Στις θέσεις τελειώματος οι νέες ράβδοι συγκολλούνται απευθείας πάνω στις παλιές με ελαφρά ανάκαμψη.

Η ραφή θα θεωρείται επαρκής όταν για μήκος ραφής 10Φ απαιτείται όγκος ηλεκτροδίου ίσος τουλάχιστον με $1 \Phi^3$.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται τύποι χρησιμοποιούμενων καλωδίων: T:VII (πάνω) και T:VIII (κάτω).

Η ένταση του ηλεκτρικού ρεύματος πρέπει να είναι κατά το δυνατό μικρή, ώστε να εκλύεται μικρή ποσότητα θερμότητας. Οι ηλεκτροσυγκολλητές πρέπει να έχουν την αντίστοιχη άδεια ασκήσεως επαγγέλματος του υπουργείου βιομηχανίας. Με τη συγκόλληση νέων ράβδων οπλισμού συνδυάζεται κατά κανόνα η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, χωρίς να αποκλείεται και το έγχυτο.



6.5 Υλικά επισκευών

6.5.1 Απλά υλικά

1. Τσιμέντο

Θα χρησιμοποιηθούν τσιμέντα Πόρτλαντ ελληνικής κατασκευής σύμφωνα με το διάταγμα 18/2/54 <<Κανονισμός διά την μελέτη και την εκτέλεσιν οικοδομικών έργων έξ ωπλισμένου σκυροδέματος>>.

2. Κονίες - άσβεστος, γύψος και οργανικά συνδετικά υλικά

(πλαστικά γαλακτώματα κ.λ.π.)

Όλα τα ανωτέρω υλικά υποβάλλονται σε ενδεδειγμένους κατά περίπτωση εργαστηριακούς ποιοτικούς ελέγχους, οπότε και κρίνεται ανάλογα ο βαθμός της καταλληλότητας των. Ειδικώτερα για την περίπτωση των οργανικών συνδετικών υλικών ο προμηθευτής πρέπει να αναγράφει πάνω στη συσκευασία του υλικού την ποσοστιαία περιεκτικότητα του σε καθαυτό συνδετικό υλικό.

3. Αδρανή υλικά

Θα χρησιμοποιηθούν αδρανή υλικά, φυσικά ή θραυστά απηλλαγμένα από επιβλαβείς προσμίξεις οι οποίες καθορίζονται από τις ισχύουσες ελληνικές

προδιαγραφές, διάταγμα 18/2/54 κ.λ.π. Η κοκκομετρική διαβάθμιση κάθε υλικού πρέπει να βρίσκεται μέσα τα όρια που προβλέπονται από το διάταγμα 18/2/54 ή το μίγμα τους να δίνει κοκκομετρική διαβάθμιση που να βρίσκεται μέσα στα όρια της εξαιρετικής καλής περιοχής του μίγματος των αδρανών υλικών.

Σε περίπτωση που επιβάλλεται η χρησιμοποίηση μικρότερου μεγέθους μεγίστου κόκκου, τότε η διαβάθμιση πρέπει να πλησιάζει τη καμπύλη Fuiler.

4. Νερό

Το νερό για να είναι κατάλληλο για παρασκευή κονιαμάτων και σκυροδεμάτων πρέπει να είναι απηλλαγμένο από επιβλαβείς προσμίξεις και να ανταποκρίνεται στην προδιαγραφή Δ18 – 303 (ΦΕΚ/1297/10/11/75 τεύχος Β) του υπουργείου δημοσίων έργων. Βασικά το πόσιμο νερό είναι κατάλληλο για την παρασκευή σκυροδεμάτων και κονιαμάτων.

5. Χάλυβες

Στην κατηγορία των χαλύβων για την επισκευή βλαβών υπάγονται :

- α. Σιδηρός σπλισμός σκυροδέματος της κατηγορίας I ή III του διατάγματος 18/2/54.
- β. Μορφοχάλυβες (προφίλ) διατομής διπλού T και Π.
- γ. Λεπτά χαλυβοελάσματα της επιθυμητής, για κάθε περίπτωση κατηγορίας χάλυβα.
- δ. Δομικά πλέγματα από χάλυβες κατηγορίας I ή IV του ίδιου διατάγματος και συρματόπλεγμα (κοτετσόσυρμα και άλλων μορφών πλέγματα π.χ. νεβρομετάλ).
- ε. Κοχλιωτοί σφικτήρες

Η ποιότητα των υλικών αυτών θα ελέγχεται σύμφωνα με το διάταγμα 18/2/54 και με ενδεδειγμένους, κατά περίπτωση, εργαστηριακούς ελέγχους.

6. Πρόσθετα βελτιωτικά για κονιάματα και σκυροδέματα

Μπορούν να χρησιμοποιηθούν στα κονιάματα και στα σκυροδέματα πρόσθετα βελτιωτικά όπως:

- α. Πλαστικοποιητικά
- β. Επιταχυντικά
- γ. Επιβραδυντικά πήξεως
- δ. Αερακτικά
- ε. Στεγανοποιητικά

Όλα τα ανωτέρω υλικά υποβάλλονται σε ενδεδειγμένους κατά περίπτωση εργαστηριακούς ποιοτικούς ελέγχους. Σε καμιά περίπτωση δεν πρέπει να χρησιμοποιούνται υλικά που μειώνουν την αντοχή του σκυροδέματος.

1. Εποξειδικές ρητίνες

Οι εποξειδικές ρητίνες θα είναι δύο συστατικών. Το κύριο συστατικό είναι η εποξειδική ρητίνη και το άλλο ο σκληρυντής. Τα δύο αυτά συστατικά πρέπει να είναι διαφορετικού χρώματος. Επίσης η συσκευασία των συστατικών αυτών πρέπει να γίνεται σε δοχεία διαφορετικού χρώματος για να μη γίνονται λάθη. Ο προμηθευτής πρέπει να δίνει πλήρεις οδηγίες αναλογιών και χρήσεως του υλικού. Κατά την ανάμιξη των δύο συστατικών δεν επιτρέπεται απόκλιση αναλογιών εκάστου συστατικού πλέον του 2%.

Οι εποξειδικές ρητίνες πρέπει να αποθηκεύονται σε περιβάλλον δροσερό, με θερμοκρασία 10 έως 20° C και να απόφευγεται η έκθεση των δοχείων στον ήλιο. Η αποθήκευση των ρητίνων δεν πρέπει να είναι μακροχρόνια. Σε κάθε περίπτωση μεταβολής του ιξώδους των κατά την αποθήκευση, πρέπει να επαναφέρεται με θέρμανση σε υδρόλουτρο και να ελέγχονται στη συνέχεια οι ιδιότητες του υλικού που θα χρησιμοποιηθεί.

Μετά την εφαρμογή των ρητίνων στο κτίριο οι τεχνολογικές ιδιότητες τους είναι σταθερές μέχρι την θερμοκρασία των 65° C, πάνω από τους 65 ° C αρχίζει η μεταβολή τους. Στην τελευταία περίπτωση καλό είναι να λαμβάνονται μέτρα επιφανειακής προστασίας των έναντι της θερμοκρασίας.

Οι εποξειδικές ρητίνες δεν εφαρμόζονται σε τμήματα οπλισμένου σκυροδέματος που έχουν σημαντικές βλάβες ή σε ρωγμές που έχουν πλάτη μικρότερα από 0.1 mm και μεγαλύτερα από 3 mm. Για μεγαλύτερα πλάτη ρωγμών ή διακένων μπορεί να γίνει ανάμιξη εντελώς ξηρής άμμου, ύστερα από επιμελημένη φυσική ή τεχνητή ξήρανση, και στην οποία μπορεί να προστεθεί και κονία τσιμέντου (σαν αδρανές) και κατάλληλων εποξειδικών ρητίνων σε ποσοστά μέχρι 30% κατ' όγκο, ανάλογα με την περίπτωση.

Στις περιπτώσεις αποκατάστασης βλαβέντων στοιχείων του σκυροδέματος του κτιρίου στις οποίες θα χρειαστεί να σκυροδετηθεί νωπό σκυρόδεμα πάνω στο παλαιό, θα χρησιμοποιηθεί κατάλληλος τύπος εποξειδικής ρητίνης. Η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος, ύστερα από προηγούμενο επιμελημένο καθαρισμό και ξήρανση θα επαληφθεί με την εποξειδική ρητίνη και αμέσως στη συνέχεια πριν από την έναρξη της σκληρύνσεως της θα διαστρωθεί το νωπό σκυρόδεμα.

7.5.2 Σύνθετα υλικά

1. Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα αυτό δεν πρέπει να έχει αντοχές χαμηλότερες της κατηγορίας B160 των Ελληνικών κανονισμών και να ακολουθεί τις απαιτήσεις της αντίστοιχης προδιαγραφής διάταγμα 18/2/54.

Το σκυρόδεμα πρέπει να παρασκευάζεται από αδρανή υλικά καλής κοκκομετρικής διαβαθμίσεως μεγίστου όγκου μέχρι του 1/5 της μικρότερης ελευθέρως διαστάσεως που σκυροδετείται.

Η κοκκομετρική διαβάθμιση του μίγματος των αδρανών υλικών πρέπει να είναι άριστη και να πλησιάζει κατά περίπτωση, ανάλογα με το μέγιστο μέγεθος όγκου, την καμπύλη Fuller.

Πρέπει να γίνεται καλή ανάμιξη του υλικού, το μίγμα να έχει την κατάλληλη ρευστότητα για το σκοπό που χρησιμοποιείται και η συμπύκνωση του να γίνεται με δονητή. Η ρευστότητα μπορεί να βελτιωθεί με την προσθήκη εγγυημένης ποιότητας πλαστικοποιητικών υλικών. Πριν από τη διάστρωση του νέου σκυροδέματος επιβάλλεται η διαβροχή του παλαιού σκυροδέματος. Πρέπει να γίνεται καλή συντήρηση του διαστρωθέντος νέου σκυροδέματος με διαβροχή. Η αντοχή του νέου σκυροδέματος ως προς το παλαιό πρέπει να είναι μεγαλύτερη κατά 50 kg/cm^2 τουλάχιστο.

2. Έτοιμα τσιμεντοκονιάματα σε σακκιά

Είναι νεώτερα προϊόντα της τεχνολογίας και φέρονται στο εμπόριο σε σάκκους των 25 χιλιογράμμων έτοιμα για χρήση. Απαιτείται μόνο να προσθέσει κανείς την κατάλληλη ποσότητα νερού αναμίξεως. Η ποσότητα αυτή του νερού είναι τόση όση χρειάζεται για να παρασκευαστεί κονίαμα που ρέει με ευκολία. Συμπληρώνει μόνο του τις ζώνες του στοιχείου του φέροντος οργανισμού από τις οποίες έχουμε προηγουμένως αποξηλώσει τα βλαβένετα τμήματα και ενισχύσει με το ενδεδигμένο πρόσθετο σιδηροπλισμό.

Στην περίπτωση αυτή προηγείται η επιβαλλόμενη υποστύλωση του κτιρίου, η αφαίρεση του βλαβέντος τμήματος του κατεστραμμένου στοιχείου και ο επιμελημένος καθαρισμός με αέρα και νερό με πίεση και η πλήρης διύγρυνση

των επιφανειών από την προηγούμενη μέρα. Μετά την κατάλληλη τοπική ενίσχυση με σιδηροπλισμό ακολουθεί η πλήρωση του τύπου με το κονίαμα αυτό, με φυσική ροή.

Βασικές ιδιότητες του υλικού αυτού είναι ότι αντικαθιστά στις επισκευές το συνηθισμένο σκυρόδεμα, παρουσιάζει μεγάλες μηχανικές αντοχές που αναπτύσσονται γρήγορα, βελτιώνει την πρόσφυση με το παλαιό σκυρόδεμα και δεν εμφανίζει ρηγματώσεις, λόγω ελαφράς διογκώσεως του και έτσι αντισταθμίζει τις συστολές πήξεως.

Ευαίσθητο σημείο είναι ότι πρέπει να διαβρέχεται επιμελημένα με νερό για μερικές μέρες για να μην διακοπούν οι αντιδράσεις σκληρύνσεως.

Επίσης με το ίδιο υλικό, λόγω των ιδιοτήτων του, μπορεί να πραγματοποιηθεί λεπτού πάχους ολική επένδυση του φέροντος στοιχείου σε περίπτωση που επαρκή λεπτός οπλισμένος μανδύας. Τα προϊόντα αυτά θα πρέπει να είναι αναγνωρισμένων εργοστασίων, ενώ η ποιότητα αυτών να κρίνεται ύστερα από εργοστηριακό έλεγχο.

3. Εκτοξευμένο σκυρόδεμα και εκτοξευμένο κονίαμα

Χρησιμοποιείται για κατασκευή μικρού πάχους επενδύσεων όχι μικρότερων των 2 cm.

Μπορεί να γίνει χρήση των κατωτέρων τύπων:

- α. Ξηράς ανάμιξης υλικών, όπου η προσθήκη του νερού στο μίγμα τσιμέντου και αδρανών γίνεται στο στόμιο εκτοξεύσεως.
- β. Υγράς αναμίξεως υλικών, όπου η προσθήκη του νερού γίνεται πριν την εισαγωγή του μίγματος στον ελαστικό σωλήνα εκτοξεύσεως και
- γ. Έτοιμου μίγματος νωπού σκυροδέματος, που αναμιγνύεται χωριστά σε συνήθη μπετονιέρα και εισάγεται μετά για εκτόξευση σε ειδικό τύπο εκτοξευτού.

Ανάλογα με το είδος επισκευής ο κόκκος των αδρανών υλικών μπορεί να φτάσει μέχρι 15 mm. Το μίγμα των αδρανών πρέπει να είναι αρίστης κοκκομετρικής διαβαθμίσεως ενώ οι κόκκοι να είναι από θραυστά αδρανή. Η αντοχή του σε ηλικία 28 ημερών να είναι μεγαλύτερη των 225 kg/cm^2 .

Ειδικές ιδιότητες του υλικού αυτού είναι :

1. Μεγάλη πυκνότητα του σκυροδέματος.
2. Μεγάλη αντοχή λόγω περιορισμένης ποσότητας νερού (μικρός συντελεστής νερού – τσιμέντου).
3. Μεγάλη πρόσφυση στις επιφάνειες που σκυροδετείται και οι οποίες προηγουμένως πρέπει να καθαριστούν με αέρα και νερό υπό πίεση.
4. Μεγάλη ικανότητα διεισδύσεως στις μικροανωμαλίες.

Για την ανάπτυξη βελτιωμένων ιδιοτήτων και για την αποφυγή ρηγματώσεων απαιτείται επιμελημένη συντήρηση με διαβροχή επί μερικές μέρες.

7. ΝΕΟΣ ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

7.1 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

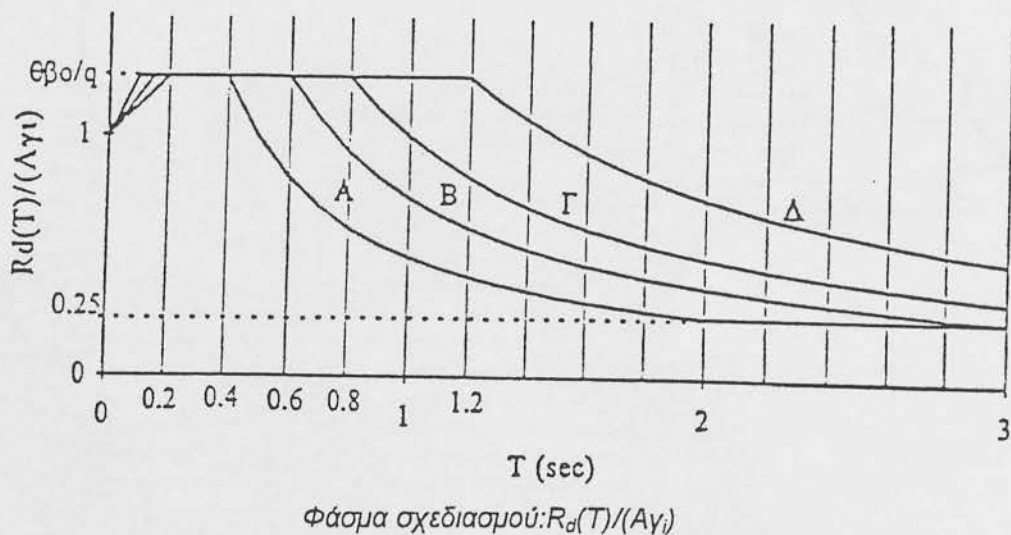
Ο σεισμός είναι φαινόμενο που εκδηλώνεται με κινήσεις του εδάφους, οι οποίες μεταβάλλονται ταχύτητα ως προς την κατεύθυνση και το μέγεθος και, επομένως, έχουν τον χαρακτήρα κραδασμών. Βεβαίως, το αποτέλεσμα είναι να αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις στα δομήματα, οι οποίες και προκαλούν την καταπόνηση τους, αλλά η φύση των σεισμικών δράσεων είναι η κίνηση.

7.1.1 Διεύθυνση και στάθμη εφαρμογής

1. Οι σεισμικές κινήσεις συνίστανται από οριζόντιες συνιστώσες και μία κατακόρυφη. Οι τρεις συνιστώσες θεωρούνται ότι είναι στατικά ανεξάρτητες.
2. Οι σεισμικές κινήσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.
3. Για κτίρια και γενικώς για δομήματα που είναι αντικείμενο του παρόντος κανονισμού, οι σεισμικές σχεδιασμού θεωρούνται αμετάβλητες από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι και την στάθμη ή τις στάθμες θεμελιώσεως. Ειδικότερα, στην περίπτωση κτιρίου με διάφορες στάθμες θεμελιώσεως, η σεισμική κίνηση σχεδιασμού υποτίθεται ενιαία σε όλες τις στάθμες.
4. Για δομήματα με κάτοψη συνηθισμένων διαστάσεων και, γενικώς, για κτίρια οι σεισμικές μετακινήσεις του εδάφους λαμβάνονται ενιαίες σε ολόκληρη την κάτοψη των θεμελίων.

7.1.2 Καθορισμός σεισμικών κινήσεων σχεδιασμού

1. Οι σεισμικές κινήσεις σχεδιασμού καθορίζονται από φάσματα επιταχύνσεων σχεδιασμού που δίνουν την μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης $R_d(T)$ που υφίσταται ένας απλός ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο T κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού.
2. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα σεισμική απόκριση του δομήματος δεν επιτρέπεται να είναι ευμενέστερη εκείνης που προκύπτει από τους υπολογισμούς με βάση τα φάσματα επιταχύνσεων σχεδιασμού.

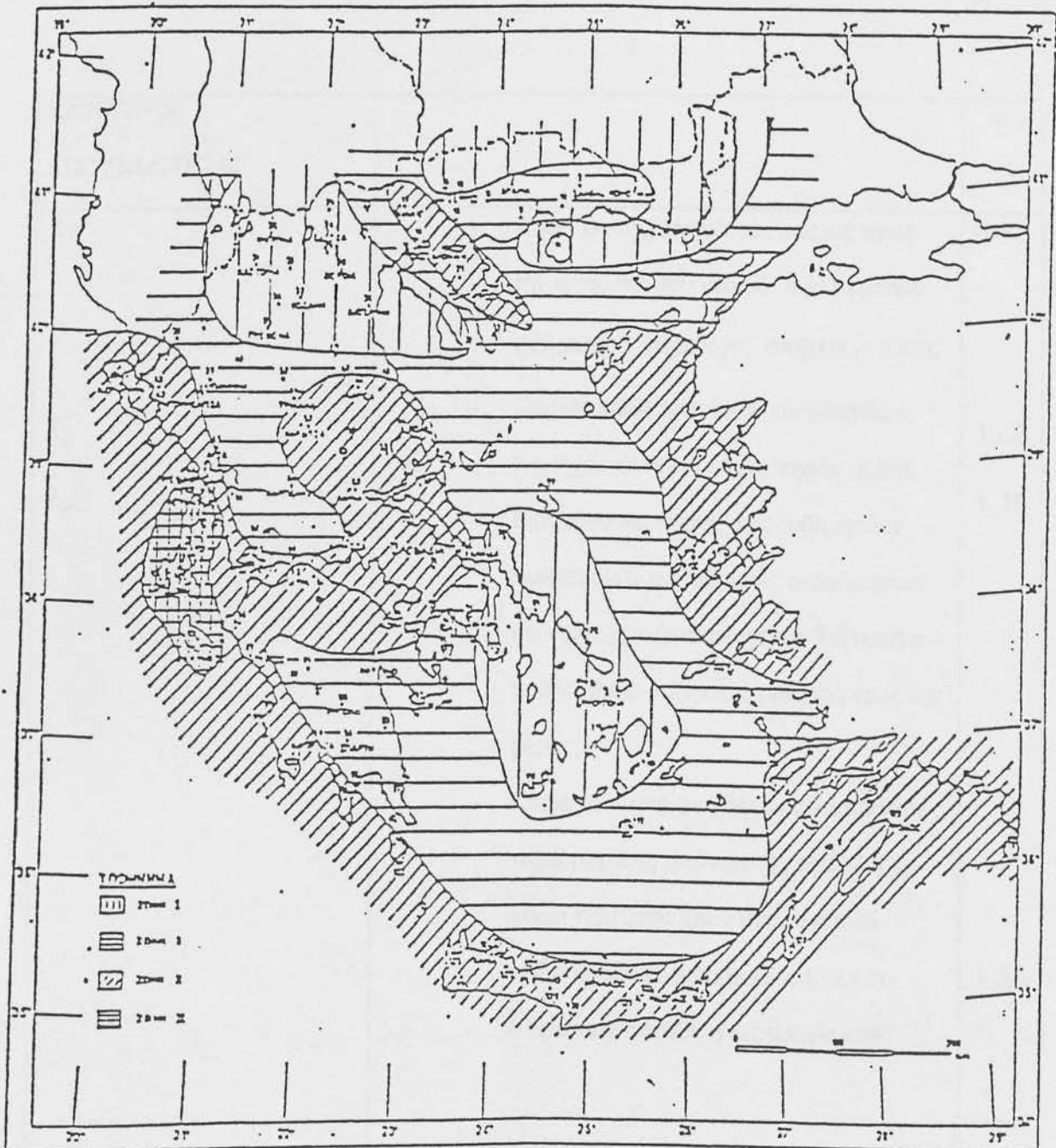


7.1.2.1 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

1. Για την εφαρμογή του παρόντος κανονισμού η Χώρα υποδιαιρείται σε τέσσερις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II, III, IV, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος.
2. Σε κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A.
3. Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους του πίνακα 1 εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

7.1.2.2 Συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος

1. Τα δομήματα κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.
2. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 σύμφωνα με τον πίνακα 2.



Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Πίνακας 1

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A = a \cdot g$ (g : επιτάχυνση της βαρύτητας).

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III	IV
A	0.12	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 2 Συντελεστές σπουδαιότητας

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ		γ_1
Σ_1 :	- Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, (υπόστεγα, στάβλοι), κ.λ.π.	0.85
Σ_2 :	- Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία. κ.λ.π.	1.00
Σ_3 :	- Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημοσίων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία βρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος της μέρας.	1.15
	- Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής αξίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες), κ.λ.π.	1.30
	- Κτίρια των οποίων η λειτουργία κατά	

Σ ₄ :	<p>την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών μέσων.</p> <p>- Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία, κ.λ.π.).</p>	
------------------	--	--

7.1.2.3 Κατάταξη εδαφών

1. Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Χ, που περιγράφονται στον πίνακα 3.
2. Δόμηση μόνιμων έργων σε εδάφη κατηγορίας Χ μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες και εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτιώσεως των ιδιοτήτων του εδάφους και αντιμετωπισθούν ειδικώς τα συγκεκριμένα προβλήματα που υπάρχουν.
3. Σχηματισμός πάχους μικροτέρου των 5 m μπορεί να θεωρείται ότι ανήκει στην αμέσως προηγούμενη κατηγορία εδαφους με εξαίρεση την κατηγορία Χ.

Πίνακας 3 Κατηγορίες εδαφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	<ul style="list-style-type: none"> - Βραχώδεις ή ημιβραχώδης σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση. - Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό

	<p>ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70 μ.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου, πάχους μικρότερου των 70 μ.
Β	<ul style="list-style-type: none"> - Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. - Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5 μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70 μ. - Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70 μ.
Γ	<ul style="list-style-type: none"> - Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5 μ. , ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70 μ. - Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής, σε πάχος μεγαλύτερο των 5 μ.
Δ	<ul style="list-style-type: none"> - Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10 μ.

7.1.2.4 Συντελεστής θεμελίωσης θ

1. Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης.
2. Σε εδάφη κατηγορίας Α ή Β ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1.00. Σε εδάφη κατηγορίας Γ ή Δ ο συντελεστής θ επιτρέπεται να λαμβάνει τιμές που δίνονται στον πίνακα 4, όταν συντρέχει τουλάχιστον μία από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στον πίνακα 4 και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκειπτε από για έδαφος κατηγορίας Β.

Πίνακας 4 Συντελεστής θεμελίωσης θ

	Προϋποθέσεις	θ
1α. 1β. 1γ.	<p>Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο.</p> <p>Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση.</p> <p>Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς συνδέσεως στην κεφαλή.</p>	0.90
2α. 2β. 2γ.	<p>Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια.</p> <p>Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση.</p> <p>Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι ανγκαστικά ενιαίου πάχους).</p>	0.80

Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχεία έτσι, ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.

7.2 Καταλληλότητα Υπεδάφους Θεμελίωσης

Το υπέδαφος, η τοπογραφία και η γενικότερη γεωλογία της περιοχής ενός δομικού έργου πρέπει να εξασφαλίζουν με επαρκή πιθανότητα ότι δεν θα υπάρξει

κίνδυνος εδαφικής διάρρηξης, αστάθειας πρανών, ή εκτεταμένης ρευστοποίησης κατά την διάρκεια σεισμικού κραδασμού συμβιβαστού με την ένταση και τα φασματικά χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού που προβλέπει ο παρών κανονισμός.

α. Γειτνίαση Ενεργών Σεισμοτεκτονικών Ρηγμάτων

Δεν επιτρέπεται η δόμηση κτισμάτων σπουδαιότητας Σ3 και Σ4 στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων που χαρακτηρίζονται σαν σεισμικώς ενεργά. Ο χαρακτηρισμός θα γίνεται με βάση σεισμοϊστορικά και σεισμοτεκτονικά δεδομένα και λαμβάνεται υπόψη και το πιθανό μέγεθος τυχόν σεισμικής διάρρηξης. Απαγορεύεται η δόμηση σπουδαιότητας Σ2 επί σεισμικώς ενεργών σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων. Η επισήμανση και ο χαρακτηρισμός σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων αποτελεί εν γένει αντικείμενο ειδικής μελέτης που αφορά στην ευρύτερη περιοχή οικοδόμησης και όχι σε μεμονωμένα κτίρια.

β. Ευστάθεια Πρανών

Επιβάλλεται ο έλεγχος (μέσω κατάλληλης γεωτεχνικής διερεύνησης) της γενικότερης ευστάθειας έναντι ολισθήσεως του πρανούς επί του οποίου θα εδρασθεί η κατασκευή, αλλά και πρανών των οποίων η αστοχία μπορεί να επηρεάσει την κατασκευή. Εξαίρεση από τον έλεγχο επιτρέπεται μόνον για δευτερεύουσες κτιριακές κατασκευές σπουδαιότητας Σ1, εφόσον υπάρχει σημαντική τοπική εμπειρία που συνηγορεί υπέρ της ευστάθειας του συγκεκριμένου πρανούς.

γ. Κίνδυνος Ρευστοποίησης

Ο κίνδυνος εκτεταμένης ρευστοποίησης χαλαρών κορεσμένων εδαφικών υλικών πρέπει να ελέγχεται με βάση καθιερωμένες μεθόδους της εδαφοσεισμικής μηχανικής.

7.3 ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

Κριτήρια και Κανόνες Εφαρμογής:

1. Υπό τον σεισμό σχεδιασμού το σύστημα θεμελίωσης πρέπει να εξασφαλίζει με αξιοπιστία την μεταφορά στο έδαφος των δράσεων κάθε εδραζομένου στοιχείου της ανωδομής, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.
2. Ο σχεδιασμός του συστήματος πρέπει να ελαχιστοποιεί τις αβεβαιότητες της σεισμικής απόκρισης. Γι' αυτόν τον λόγο δεν πρέπει κατά κανόνα να προβλέπεται απελευθέρωση ενέργειας μέσω έντονων πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους.

7.3.1 Πρέπει γενικά να επιδιώκεται όλα τα τμήματα της κατασκευής να θεμελιώνονται σε ενιαίο οριζόντιο επίπεδο. Σε ειδικές μόνο περιπτώσεις με ιδιαίτερα δυσμενείς τοπογραφικές ή εδαφικές συνθήκες, είναι επιτρεπτή η θεμελίωση τμημάτων της κατασκευής σε διαφορετικά επίπεδα, με τις προϋποθέσεις της παρ.

7.3.3.

7.3.2 Η θεμελίωση πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να μεταβιβάζονται ασφαλώς στο έδαφος ή συνολική διατμητική δύναμη και η συνολική ροπή, οι οποίες αναπτύσσονται στη βάση της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού.

7.3.2.1 Η διατμητική δύναμη μπορεί να μεταβιβασθεί στο έδαφος με έναν ή και περισσότερους απ' τους ακόλουθους τρόπους:

α. Με τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ θεμελίου εδάφους στην επιφάνεια επαφής τους. Η μέγιστη επιτρεπτή δύναμη τριβής παρέχεται απ την τριβή ολισθήσεως του θεμελίου ως προς το έδαφος, αφού διαιρεθεί με τον συντελεστή ασφαλείας, ίσον, εδώ, με 1.5.

Η τριβή ολισθήσεως μπορεί να βρεθεί:

- Για απλές κατασκευές, από σχετικές συντηρητικές ενδείξεις της βιβλιογραφίας ή από την μέση ελάχιστη γωνία τριβής των υποκειμένων υλικών, λαβαίνοντας υπόψη και την ανομοιομορφία που υπάρχει.
- Για σοβαρότερα έργα, από επιτόπιες δοκιμαστικές φορτίσεις.

β. Με πλευρική πίεση του εδάφους σε κατακόρυφες επιφάνειες της θεμελιώσεως.

γ. Με παράπλευρη πίεση του εδάφους επί πασσάλων, βάθρων και φρεάτων. Η μέγιστη επιτρεπόμενη συνολική οριζόντια δύναμη πρέπει να υπολογίζεται έτσι ώστε η μετακίνηση στη βάση της κατασκευής να είναι η οριακή ανεκτή (από στατική άποψη), χωρίς όμως να έχουμε θραύση του εδάφους ή του θεμελίου (πασσάλου, βάθρου, φρέατος).

δ. Με κεκλιμένους (λοξούς) πασσάλους, οι οποίοι καταπονούνται κυρίως με αξονικές, αλλά και με εγκάρσιες δυνάμεις.

ε. Με συνδυασμούς των πιο πάνω τρόπων. Η τριβή μεταξύ κεφαλοδέσμων πασσάλων, βάθρων ή φρεάτων και εδάφους αγνοείται.

Σχόλια:

Η μέγιστη πιθανή πλευρική πίεση είναι το ένα τρίτο ($1/3$) της παθητικής ωθήσεως του εδάφους υπό τον όρο ότι η απαιτούμενη απόλυτη μετακίνηση (συμπίεση του πλευρικού εδάφους) θα είναι ανεκτή για την κατασκευή, ιδίως προκειμένου για μεγάλο βάθος. Φυσικά, ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας θα πολλαπλασιάζει την παραπάνω τιμή διαθέσιμης παθητικής ωθήσεως.

Δεν συνιστάται η χρήση τέτοιων πασσάλων όταν αναμαίνονται μεγάλες σχετικές μετακινήσεις των μαλακών εδαφικών στρωμάτων ως προς το στερεό υπέδαφος (κίνδυνος μεγάλων τεμνουσών πάνω σε αμετακίνητους πασσάλους).

Εξαίρεση μπορεί να γίνει μόνο σε περιπτώσεις εκτεταμένων πλακών εδραζομένων επί πασσάλων των οποίων η πυκνότητα είναι σχετικά μικρή. Επίσης στις περιπτώσεις που ένα τμήμα του έργου θεμελιώνεται με γενική κοιτόστρωση και ένα άλλο με πασσάλους, επιτρέπεται να λαβαίνει υπόψη η τριβή μεταξύ γενικής κοιτοστρώσεως και εδάφους.

Σ' όλες αυτές τις περιπτώσεις ο συντελεστής ασφαλείας σε ολίσθηση θα λαβαίνεται ίσος με 3.

7.3.2.2 Η συνολική ροπή μεταβιβάζεται στο έδαφος:

α. Με κάθετες δυνάμεις που αναπτύσσονται μεταξύ θεμελίου εδάφους στην επιφάνεια επαφής τους. Οι δυνάμεις αυτές προστίθενται στις δυνάμεις που οφείλονται στα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής. Συνιστάται ο έλεγχος των αναμενόμενων πρόσθετων καθιζήσεων του εδάφους.

β. Με πλευρική πίεση του εδάφους σε κατακόρυφους τοίχους της κατασκευής.

γ. Εναλλακτικά (αντί για την παρ. α.) με αξονικές, κατακόρυφες δυνάμεις σε πασσάλους, βάθρα και φρέατα που προκαλούν δυνάμεις οι οποίες προστίθενται στις προϋπάρχουσες δυνάμεις από τα κατακόρυφα στοιχεία.

δ. Με δυνατούς συνδυασμούς των πιο πάνω τρόπων.

Σχόλια:

Πρέπει να ληφθεί υπόψη, και η παρακάτω παρατήρηση: καθώς οι συνολικές δυνάμεις μεταξύ θεμελίου εδάφους δεν μπορεί να είναι εφελκυστικές (αρνητικές), η αντίστοιχη δυσανάλογη αύξηση των θλιπτικών δυνάμεων προς την αντίθετη (τη θλιβόμενη) πλευρά, θα λαβαίνεται κατάλληλα υπόψη.

7.3.3 Μεμονωμένα πέδιλα, κεφαλόδεσμοι πασσάλων, βάθρων και φρεάτων και πεδιλόδοκοι μιας κατευθύνσεως θα συνδέονται υποχρεωτικά μεταξύ τους με συνδετήρια δοκάρια, εφόσον το έδαφος θεμελιώσεως είναι κατηγορίας Γ η κατηγορίας Β σε περιοχές σεισμικότητας III και IV .

Συνδετήρια δοκάρια πρέπει να τοποθετούνται κατά δυο διευθύνσεις και μάλιστα κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μη δημιουργούνται φατνώματα με διαστάσεις μεγαλύτερες από 10.00 μέτρα.

Κάθε συνδετήρια δοκός θα υπολογίζεται έτσι ώστε να είναι σε θέση να παραλάβει χωρίς θραύση εφελκυστική η θλιπτική αξονική δύναμη ίση με 15% του μέγιστου από τα κατακόρυφα φορτία των πέδιλων η κεφαλόδεσμων που συνδέει, εκτός αν μπορεί να αποδειχθεί ότι εξασφαλίζεται με άλλα μέσα ισοδύναμος περιορισμός κινητότητας των πέδιλων η κεφαλόδεσμων.

Η τοποθέτηση άκαμπτων συνδετήρων δοκών είναι υποχρεωτική ακόμα και σε έδαφος κατηγορίας Α όταν το επίπεδο θεμελιώσεως δεν είναι οριζόντιο αλλά παρουσιάζει μικρή κλίση.

Σχόλια:

Σε εδάφη κατηγορίας Β με σεισμικότητα Ι και ΙΙ η σε εδάφη κατηγορίας Α η τοποθέτηση συνδετήριων δοκών είναι προαιρετική. Υπενθυμίζεται όμως ότι ο παράγοντας θ μικραίνει όταν αυξάνει η ακαμψία της θεμελιώσεως, πράγμα που πετυχαίνεται εν μέρει και με τη χρήση συνδετήριων δοκών.

7.3.4 Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται σε περιπτώσεις όπου δημιουργούνται σημαντικές εκκεντρότητες στη θεμελίωση υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων (στην περίμετρο της κατασκευής συνήθως).

Σχόλια:

Σε κάθε περίπτωση οι ελάχιστες διαστάσεις των συνδετήριων αυτών δοκών πρέπει να είναι 20 εκ. πλάτος Χ 40 εκ. ύψος και ελάχιστος οπλισμός 4 Φ 14 χιλ. (ένα σε κάθε γωνιά) και συνδετήρες Φ 6 χιλ. ανά 25 εκ.

Ένα τέτοιο μέσο μπορεί να είναι π.χ. η παθητική ώθηση των γαιών όταν τα πέδιλα ή οι κεφαλόδεσμοι βρίσκονται σε αρκετό βάθος από την επιφάνεια του εδάφους.

Εντελώς ενδεικτικά αναφέρονται σαν μέγιστες τιμές επιτρεπόμενης κλίσεως:

20% για έδαφος Α

10% για έδαφος Β και

5% για έδαφος Γ

Για την ανάληψη σχετικώς μεγάλων τέτοιων ροπών συνιστάται η θεμελίωση με εσχάρα πεδילוδοκών ή γενική κοιτόστρωση μεγάλης κατά το δυνατόν ακαμψίας. Εάν η λύση αυτή είναι οικονομικά ασύμφορη, επιβάλλεται η κατασκευή συνδετήριων δοκών για να μεταφέρουν ένα μέρος της ροπής λόγω εκκεντρότητας στα πέδιλα των εσωτερικών υποστυλωμάτων ή στα θεμέλια των εσωτερικών τοιχωμάτων, τα οποία είναι παράλληλα προς τα περιμετρικά τοιχώματα.

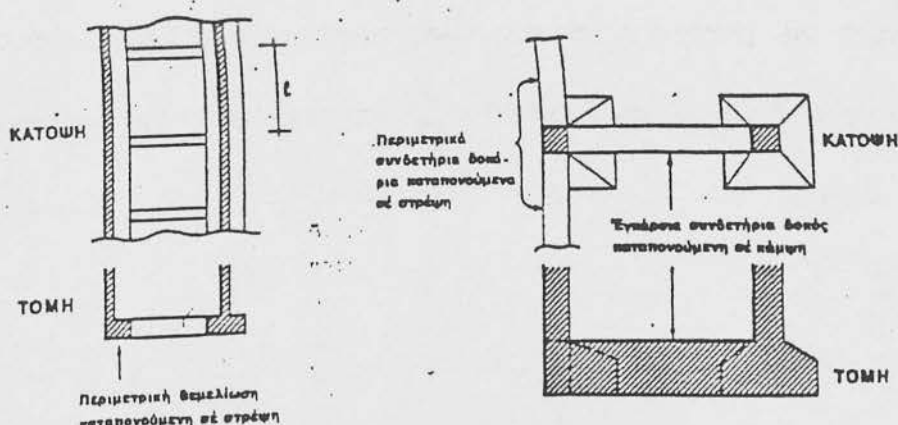
Σε περίπτωση μερικής μόνο αναλήψεως της ροπής (εύκαμπτα συνδετήρια δοκάρια) η θεμελίωση των έκκεντρων τοιχωμάτων θα υπολογίζεται και θα κατασκευάζεται ώστε να αντέχει σε στρέψη λόγω αναμοιόμορφης στροφής πέλδων. Συνδετήρια δοκάρια κατά μήκος της περιμέτρου πρέπει να ελέγχονται και να κατασκευάζονται ώστε να αναλαμβάνουν ένα μέρος της ροπής λόγω εκκεντρότητας υπό μορφή στρέψεως.

7.3.5 Οι συχνές βάσεις θεμελίωσης (π.χ. γενικές κοιτοστρώσεις η θεμελιωδοκοί) θα ελέγχονται σε οριζόντια κάμψη, θεωρούμενοι ως δοκοί η δίσκοι με στηρίγματα στις θέσεις των εγκάρσιων βάσεων και φορτιζόμενοι με αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις, ενδεχομένως δε και με ωθήσεις γαιών που δρουν κατά τη μια μόνο κατεύθυνση.

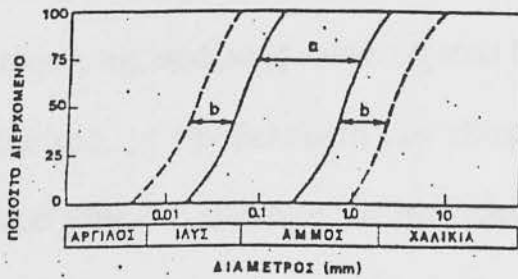
7.3.6 Η πιθανότητα ρευστοποιήσεως κοκκωδών εδαφών που βρίσκονται υπό τον υδάτινο ορίζοντα θα διερευνάται κατά κάποιον απλουστευμένο τρόπο, με βάση την κοκκομετρική σύνθεση και τον αριθμό των κρούσεων της ΠΔΔ.

Εφόσον το συμπέρασμα της απλουστευμένης αυτής μελέτης είναι θετικό (υπάρχει δηλαδή, κατ' αρχήν, κίνδυνος ρευστοποιήσεως), δεν θα επιτρέπεται η θεμελίωση κατασκευής στο έδαφος αυτό εκτός εάν:

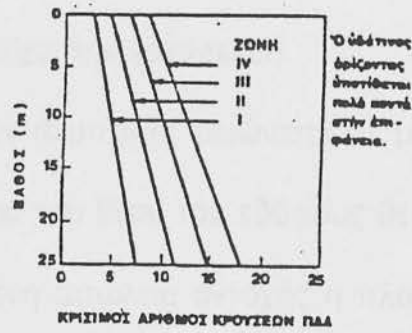
- α. με εμπειριστατωμένη διεξοδική μελέτη, αποδειχθεί ότι ο κίνδυνος ρευστοποιήσεως είναι πολύ μικρός η εάν
- β. ληφθούν μέτρα βελτιώσεως των ιδιοτήτων του εδάφους.



Ενδεικτικά παρέχονται οι επικίνδυνες περιοχές του διαγράμματος κοκκομετρικής συνθέσεως και ο κρίσιμος αριθμός κρούσεων συναρτήσει του βάθους για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.



Περιοχή α : Μεγάλη πιθανότητα ρευστοποίησης
 β : Πιθανότητα ρευστοποίησης



7.4 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΤΡΟΠΟΥ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ

Η επίδραση του τρόπου θεμελιώσεως μιας κατασκευής στην συνολική της ασφάλεια κατά την διάρκεια μιας σεισμικής δονήσεως είναι τριπλή. Πρώτα – πρώτα η θεμελίωση αποτελεί μια επέμβαση στο έδαφος που έχει συνέπεια τη βελτίωση, σε μικρό ή μεγάλο βαθμό, των ιδιοτήτων του εδάφους, με αποτέλεσμα αντίστοιχη τροποποίηση της σεισμικής κινήσεως που διεγείρει την κατασκευή.

Δεύτερο, με την βελτίωση των εδαφικών ιδιοτήτων, μειώνεται σε μικρότερο ή μεγαλύτερο βαθμό ο κίνδυνος για την ασφάλεια του ίδιου του εδάφους θεμελιώσεως από ενδεχόμενη δυναμική καθίζηση, ενδεχόμενη απώλεια αντοχής ή πλαστικότητας λόγω επαναληπτικών φορτίσεων η και ρευστοποίηση.

Η ασφάλεια της κατασκευής στην περίπτωση μιας τέτοιας αστοχίας του εδάφους, επηρεάζεται σημαντικά από την μορφή και ακαμψία της θεμελιώσεως. Τρίτο, τέλος, φαινόμενο του οποίου η ευνοϊκή επίδραση εξαρτάται από την ακαμψία και το βάθος της θεμελιώσεως είναι η δυναμική αλληλεπίδραση του εδάφους κατασκευής, που οδηγεί σε μείωση των υψηλής συχνότητας συνιστωσών του σεισμικού κραδασμού . Το γεγονός είναι ιδιαίτερα σημαντικό για κατασκευές (π.χ. ολιγώροφα κτίρια).

Στην ίδια κατηγορία εντάσσεται και το φαινόμενο της αποσβέσεως (suppression) των υψηλών συχνοτήτων σεισμικών κυμάτων που διαδίδονται, υπό γωνία ως προς την ελεύθερη επιφάνεια η και επιφανειακών κυμάτων.

Η ακριβής αξιολόγηση όλων των παραπάνω φαινομένων ξεφεύγει από την προοπτική ενός αντισεισμικού κανονισμού. Οι προτεινόμενοι πίνακες, διαφοροποιούν κατά απλό τρόπο τον παράγοντα θ ανάλογα με την ακαμψία της πλάκας θεμελιώσεως (μικρή ή μεγάλη ακαμψία) και το βάθος θεμελιώσεως (μικρό μεγάλο). Βάσει του δεύτερου αυτού διαχωρισμού είναι ο λόγος Δ/B , βάθος προς συνολικό

πλάτος κατασκευής κατά την θεωρούμενη διεύθυνση. Με δοσμένη την ακαμψία και το βάθος θεμελιώσεως ο παράγοντας θ μεγαλώνει καθώς χειροτερεύει το έδαφος θεμελιώσεως, λόγω μεγαλύτερων κινδύνων αστοχίας η και απλής διαφορικής καθιζήσεως του εδάφους.

Η μείωση του θ όταν αυξάνει το βάθος Δ , για μια συγκεκριμένη μορφή θεμελιώσεως, οφείλεται κυρίως στην μείωση των φασματικών επιταχύνσεων λόγω αλληλοεπιδράσεως η οποία, όπως δείχνει το σχ. α, είναι τόσο μεγαλύτερη όσο και το βάθος Δ . Ακόμα μεγαλύτερη είναι η μείωση του θ όταν, διατηρώντας σταθερό το βάθος Δ , αυξάνουμε την ακαμψία της θεμελιώσεως τούτο δε δια τους εξής λόγους. Πρώτα γιατί η κατασκευή προστατεύεται καλύτερα από τον κίνδυνο διαφορικών καθιζήσεων η άλλης αστοχίας του εδάφους όταν η θεμελίωση είναι άκαμπτη. Και δεύτερο γιατί η ευνοϊκή επίδραση της αλληλεπιδράσεως εδάφους κατασκευής και αποσβέσεως των υψηλών συχνοτήτων επιφανειακών κυμάτων είναι τόσο μεγαλύτερη όσο και η ακαμψία της κατασκευής, όπως δείχνει το σχ. β.

Βέβαια, κατά πόσο οι τιμές του πίνακα 1 διαφοροποιούν ικανοποιητικά τα φάσματα σχεδιασμού ανάλογα με το είδος και βάθος θεμελιώσεως, είναι δύσκολο να απαντηθεί με σιγουριά. Το σίγουρο, είναι δύσκολο να απαντηθεί με σιγουριά. Το σίγουρο είναι ότι οι τιμές αυτές, τουλάχιστον ποιοτικά, αντανakλούν τις τελευταίες εξελίξεις της επιστήμης στον τομέα της δυναμικής συμπεριφοράς των εδαφών και των κατασκευών που θεμελιώνονται σ' αυτές.

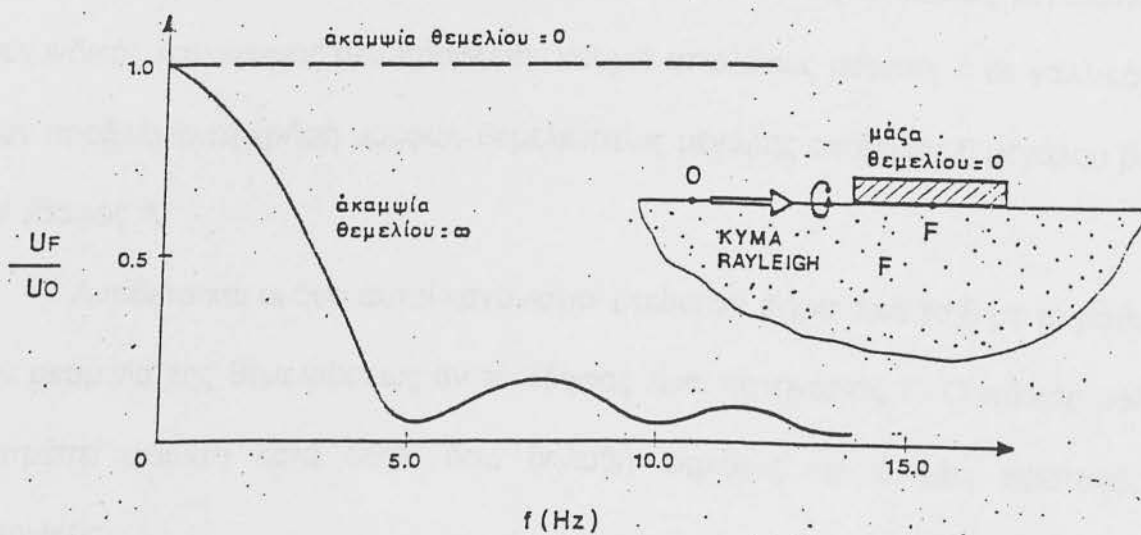
Ξεχωριστό ενδιαφέρον απ' αυτή την άποψη παρουσιάζουν ο γαλλικός και ο ινδικός αντισεισμικός κανονισμός, των οποίων οι πίνακες υπολογισμού του παράγοντα θεμελιώσεως θ δίδονται παρακάτω (πιν. 1 και πιν. 2). Είναι προφανής η ομοιότητα των δύο κανονισμών μεταξύ τους και με τον εδώ προτεινόμενο π.χ. η επιβαλλόμενη αύξηση του θ όταν η θεμελίωση γίνεται με ασύνδετα πέδιλα σε έδαφος

κατηγορίας Γ (σε σχέση με το θ για το έδαφος Α) είναι 50% κατά τον ινδικό κανονισμό, 30% κατά τον γαλλικό κανονισμό ενώ κατά τον προτεινόμενο είναι περίπου 37%.

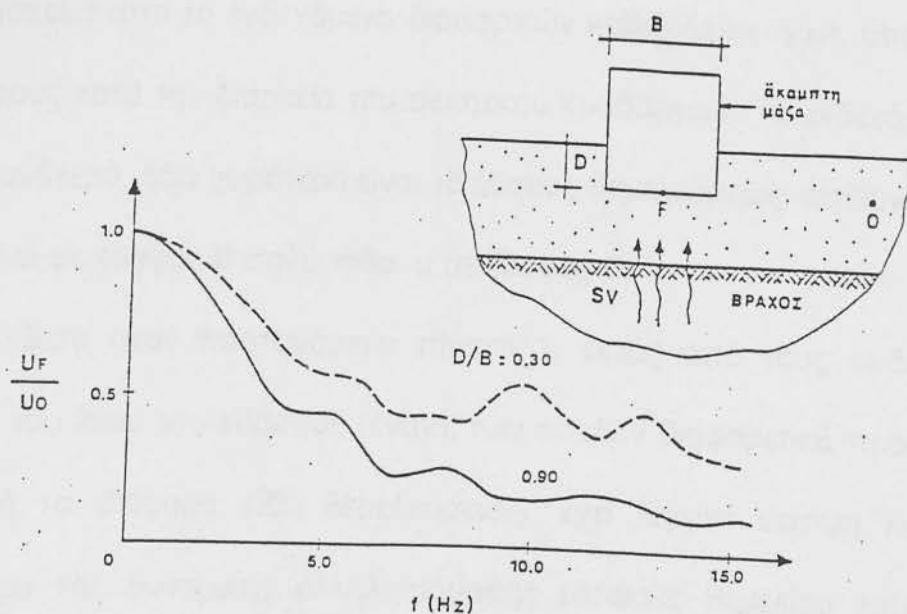
ΠΙΝΑΚΑΣ 1 : Τιμές «θ» Γαλλικού Κανονισμού				
ΕΙΔΟΣ	Ε Δ Α Φ Ο Σ			
ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ	A	B	C	D
1) Μεμονωμένα επιφανειακά πέδιλα	1.00	1.15	1.25	-
2) θεμελίωση με φρέατα	0.90	1.00	1.15	-
3) Γενική κοιτόστρωση	-	1.00	1.10	1.20
4) Πάσσαλοι αιχμής διερχόμενοι από εδάφη Β, C ή D	-	1.10	1.15	1.30
5) Αιωρούμενοι πάσσαλοι (τριβής)	-	1.10	1.30	-

ΠΙΝΑΚΑΣ 2 : Τιμές «θ» Ινδικού Κανονισμού			
ΕΙΔΟΣ	Ε Δ Α Φ Ο Σ		
ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ	A	B	C
• Μεμονωμένα πέδιλα χωρίς συνδετήριες δοκούς	1.0	1.2	1.5
• Πέδιλα με συνδετήριες δοκούς εσχάρες θεμελιοδοκών αιωρούμενοι πάσσαλοι (τριβής)	1.0	1.0	1.2
• Γενική κοιτόστρωση ή πάσσαλοι αιχμής, «εδραζόμενοι» σε έδαφος Α.	1.0	1.0	1.0

Η αύξηση αυτή (για έδαφος Γ σε σχέση με έδαφος Α) όταν η θεμελίωση είναι μέσης ακαμψίας (π.χ. εσχάρες θεμελιοδοκών) είναι 20%, 27% και περίπου 25%, αντίστοιχος κατά τον ινδικό, γαλλικό και προτεινόμενο ελληνικό κανονισμό.



Σχ. α Η ευνοϊκή επίδραση του μεγάλου βάθους θεμελίωσης.



Σχ. β Η ευνοϊκή επίδραση της ακαμψίας του θεμελίου.

Η κυριότερη διαφορά των τριών κανονισμών, πέρα από την προφανώς σημαντικότερη διάκριση ως προς την ακαμψία και το βάθος θεμελίωσης του

προτεινόμενου ελληνικού κανονισμού, είναι ότι ενώ για τον ελληνικό κανονισμό προτείνεται μείωση του θ μέχρι 25% περίπου (από 1.10 σε 0.80) ακόμα και σε έδαφος κατηγορίας A καθώς η ακαμψία και το βάθος θεμελιώσεως μεγαλώνουν, ο μιν ινδικός κανονισμός δεν προβλέπει καμιά απολύτως μείωση, ο δε γαλλικός ούτε καν προβλέπει τη χρήση μορφών θεμελιώσεως μεγάλης ακαμψίας ή μεγάλου βάθους σε έδαφος A.

Αντίθετα και οι δυο αυτοί κανονισμοί μειώνουν σημαντικά το θ με το βάθος και την ακαμψία της θεμελιώσεως αν το έδαφος είναι κατηγορίας Γ. Ο ινδικός μάλιστα, επιτρέπει μείωση κατά 50%, όσο δηλαδή ακριβώς και ο εδώ προτεινόμενος ελληνικός.

Από τα παραπάνω είναι φανερή η λογική του πίνακα 2 του ινδικού κανονισμού: Αύξηση του βάθους και της ακαμψίας της θεμελιώσεως, προστατεύουν την κατασκευή από το ενδεχόμενο διαφορικών καθιζήσεων ή και απώλειας αντοχής του εδάφους κατά την διάρκεια του σεισμικού κραδασμού. Τα ενδεχόμενα αυτά είναι τόσο πιθανότερα, όσο χειρότερο είναι το έδαφος θεμελιώσεως: απίθανα σε έδαφος A, λίγο πιθανά σε έδαφος B πολύ πιθανά σε έδαφος Γ.

Αντίθετα στον προτεινόμενο πίνακα 1, εκτός από τους κινδύνους για την ασφάλεια του ίδιου του εδάφους (έναντι των οποίων διαφορετικά προστατεύουν την κατασκευή τα διάφορα είδη θεμελιώσεων), έχει ληφθεί υπόψη και το ευνοϊκό αποτέλεσμα της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους θεμελίου κατασκευής όταν έχουμε άκαμπτες και βαθιές θεμελιώσεις. Η αναγνώριση και κατανόηση του φαινομένου αυτού συντελέστηκε μόλις στα τελευταία έξη επτά χρόνια και είναι απόλυτα δικαιολογημένο να επηρεάσει έναν κανονισμό, σ' αντίθεση με τους άλλους δύο κανονισμούς που γράφτηκαν παλιότερα.

7.4.1 Δράσεις σχεδιασμού

1. Οι δράσεις σχεδιασμού S_{rd} , σε σχέδιο θεμελίωσης θα υπολογίζεται γενικά με βάση την υπεραντοχή του εδραζομένου πλάστιμου στοιχείου της ανωδομής, ως εξής:

$$S_{rd} = S_v + \alpha_{cd} S_E \quad (1)$$

όπου:

S_v είναι εντατικό μέγεθος από το σύνολο των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού σχεδιασμού και

S_E είναι το ίδιο μέγεθος από την σεισμική δράση στην οποία αχτιστοιχεί η σεισμική ροπή που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή α_{cd} .

Η εφαρμογή της σχέσης (1) επιτρέπεται να ανεξάρτητα για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσεις του σεισμού.

2. Σε θεμελιώσεις υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων, ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης α_{cd} θα υπολογίζεται, ξεχωριστά για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού, από την σχέση:

$$\alpha_{cd} = 1.2 M_R / M_E \leq \alpha \quad (2)$$

όπου:

M_R και M_E είναι αντίστοιχα η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή στην πλησιέστερη θέση πιθανής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης στο στοιχείο της ανωδομής που εδράζεται στο υπό εξέταση στοιχείο θεμελίωσης.

3. Όταν το στοιχείο θεμελίωσης φέρει περισσότερα του ενός στοιχεία θεμελίωσης (πεδילוδοκοί, πλάκες κοιτοστρώσεως κ.λ.π.), επιτρέπεται να εφαρμόζεται η

σχέση (1) με ενιαία τιμή του α_{cd} , είτε ίση προς 1.35 είτε υπολογιζόμενη από το στοιχείο της ανωδομής που έχει την μέγιστη πλάστιμη σεισμική δράση.

Δράσεις υπολογισμού:

Οι δράσεις υπολογισμού στην επιφάνεια έδρασης των στοιχείων θεμελίωσης, όπως υπολογίζεται από τις σχέσεις (1) και (2), αντιστοιχούν σε ύψος σεισμικής δράσης που προκαλεί πλαστική άρθρωση στην πλησιέστερη προς την έδραση πιθανή θέση πλαστικοποίησης. Η δράση αυτή αντιστοιχεί στην τελική υπολογιστική αντοχή σε κάμψη της διατομής πλαστικής αύξησης προσαυξημένης κατά 20% για να καλυφθεί η διαφορά μεταξύ υπολογιστικής και χαρακτηριστικής αντοχής του οπλισμού ή του χάλυβα και κάποια απόκλιση της αντοχής και κράτυνση.

7.5 Αντοχή του εδάφους

7.5.1 Γενικά

1. Η ικανοτική ένταση που ορίζεται στην προηγούμενη παράγραφο πρέπει να μπορεί να μεταφερθεί στο έδαφος χωρίς υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους – θεμελίου. Κατά κανόνα μπορεί να χρησιμοποιείται η στατική φέρουσα ικανότητα του εδάφους με εδαφικές παραμέτρους που λαμβάνουν υπόψη τον ανακυκλικό χαρακτήρα, την ταχύτητα, και το μέγεθος των σεισμικών παραμορφώσεων του εδάφους.
2. Εξαίρεση αποτελούν εδάφη ευπαθή στην ανακυκλική σεισμική δράση. Τέτοια είναι κυρίως τα χαλαρά κορεσμένα αμμώδη και αμμοϊλιώδη εδάφη καθώς και στρώσεις μαλακής κορεσμένης αργίλου με αυξημένη ευαισθησία. Στα εδάφη αυτά πρέπει η εδαφοτεχνική μελέτη να δίνει κατάλληλα μειωμένη φέρουσα

ικανότητα υπό σεισμική φόρτιση, ώστε να αποφεύγονται οι μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις από την ανακυκλική σεισμική δράση.

3. Ειδικότερα, για την μεταφορά οριζοντίων δυνάμεων στο έδαφος μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθοι μηχανισμοί:

- ο Αντίσταση τριβής στην διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου με συντελεστή ασφαλείας σε ολίσθηση 1,10. Όταν το θεμέλιο σκυροδετείται επί τόπου μπορεί να χρησιμοποιηθεί η διατμητική αντοχή του εδάφους.
- ο Πλευρική αντίσταση από παθητικές ωθήσεις σε κατακόρυφα μέτωπα. Επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη ποσοστό μέχρι 30% της πλήρους παθητικής ώθησης σε συνδυασμό όχι με αντιστάσεις τριβών, υπό την ακόλουθη προϋπόθεση: Κατά την κατασκευή θα εξασφαλίζεται η πλήρης επαφή των κατακόρυφων παρειών είτε με το αδιατάρακτο έδαφος είτε με επαρκώς συμπυκνωμένη επίχωση της εκσκαφής και δεν θα υπάρχει πιθανότητα μελλοντικής αφαίρεσης του αντιστηρίζοντος εδάφους.

Με εξαίρεση τις περιπτώσεις εδαφών ευπαθών σε σεισμική δράση η φέρουσα ικανότητα που θα χρησιμοποιηθεί στους σεισμικούς ελέγχους, μπορεί να βασίζεται σε εδαφικές παραμέτρους υπό ταχεία στατική φόρτιση. Για τέτοια εδάφη, η σχέση με την ευρέως χρησιμοποιούμενη σήμερα επιτρεπόμενη τάση έδρασης, υπό φορτία λειτουργίας, εξαρτάται από τον συντελεστή ασφαλείας που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της επιτρεπόμενης τάσης από την φέρουσα ικανότητα. Έτσι, αν υποθεθεί ότι η επιτρεπόμενη τάση προκύπτει από φέρουσα ικανότητα ύστερα από διαίρεση με συντελεστή ασφαλείας 2,0, η τάση που αντιστοιχεί στη σεισμική ικανότητα είναι διπλάσια της επιτρεπόμενης.

Η μείωση της παθητικής ώθησης στο 30% γίνεται, ώστε να περιορισθούν οι μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.

7.5.2 Επιφανειακές θεμελιώσεις

Η αδρανής περιοχή πεδίου δεν επιτρέπεται εν γένει να υπερβαίνει το 1/2 της συνολικής επιφάνειας εδράσεως. Σε περίπτωση εδαφών ευπαθών σε αυξημένες μόνιμες παραμορφώσεις υπό ανακυκλική ένταση η αδρανής περιοχή δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1/4 της επιφάνειας εδράσεως.

Σε πέδιλα με ορθογωνική κάτοψη a_x , a_ψ , οι προαναφερόμενες συνθήκες μπορούν να αντικατασταθούν από τους ακόλουθους περιορισμούς των ανηγμένων εκκεντρότητων $\epsilon_x = e_x/a_x$ και $\epsilon_\psi = e_\psi/a_\psi$

$$\square \epsilon_x^2 + \epsilon_\psi^2 < 1/9 \quad \text{εν γένει}$$

$$\square \epsilon_x^2 + \epsilon_\psi^2 < 1/16 \quad \text{σε σεισμικά ευπαθή εδάφη,}$$

όπου e_x και e_ψ είναι οι μέγιστες εκκεντρότητες.

Ο περιορισμός της αδρανούς περιοχής στο 1/2 της συνολικής επιφάνειας έδρασης ισοδυναμεί με συντελεστή ασφαλείας σε ανατροπή 1.50. Ο περαιτέρω περιορισμός στο 1/4 σε ευπαθή εδάφη γίνεται με σκοπό να περιορισθούν οι μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.

7.5.3 Βαθιές θεμελιώσεις (πάσσαλοι, διαφράγματα, φρέατα)

1. Αν δεν γίνει ακριβέστερη προσέγγιση η ανάλυση μπορεί να γίνεται με ισοδύναμο ελαστικό ή ενελαστικό προσομοίωμα, συνεχές ή διακριτό στο οποίο απεικονίζονται σε επαρκή ακρίβεια:

- Η πλευρική αντίσταση του εδάφους υπό συνθήκες ανακυκλικής φόρτισης και μεγέθους παραμορφώσεων κατάλληλες για την αναμενόμενη σεισμική απόκριση.
 - Η ακαμψία του πασσάλου (καμπτική και διαμήκης).
 - Η ενδεχόμενη επιρροή δυναμικής αλληλεπίδρασης μεταξύ των πασσάλων, σε ομάδες πασσάλων.
 - Η ακαμψία των κεφαλόδεσμων και της ανωδομής.
2. Η πλευρική αντίσταση επιφανειακών στρώσεων ευαίσθητων σε ρευστοποίηση ή απώλεια αντοχής πρέπει να αγνοείται.
 3. Δεν συνίσταται η μεταφορά οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων στο έδαφος μέσω αξονικών δυνάμεων κεκλιμένων πασσάλων. Αν χρησιμοποιηθούν κεκλιμένοι πάσσαλοι θα ελέγχεται απαραίτητως και η καμπτική τους καταπόνηση.
 4. Σε περίπτωση σεισμού η καταπόνηση πασσάλων ή άλλων στοιχείων βαθιάς θεμελίωσης προέρχεται εν γένει από τις ακόλουθες αιτίες:
 - α. Την δράση στήριξης δηλαδή την μεταφορά των δυνάμεων από την ανωδομή στο έδαφος και αντίστροφα και
 - β. Την κινηματική καταπόνηση, από την παραμόρφωση που υφίσταται το περιβάλλον έδαφος κατά την διέλευση των σεισμικών κυμάτων.

Οι πάσσαλοι και οι πασσαλόδεσμοι ελέγχονται πάντοτε για την δράση στήριξης.

5. Σε θεμελίωση με πασσάλους πρέπει να εξασφαλίζεται (μέσω ελέγχων με τις ικανοτικές δράσεις της σχέσεως (1)) ότι οι πάσσαλοι παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Όταν αυτό δεν είναι δυνατό πρέπει να γίνεται πρίσφιξη των πιθανών και ενδεχόμενων περιοχών πλαστικών αρθρώσεων και ικανός

έλεγχος των πασσάλων σε διάτμηση με εφαρμογή δράσεων αναλόγων προς τις (1) και (2).

6. Πιθανή περοχή πλαστικής άρθρωσης θεωρείται περιοχή μήκους $2d$ κάτω από τον κεφαλόδεσμο. Αν ο πάσσαλος διέρχεται μέσω διεπιφάνειας επαλλήλων εδαφικών στρώσεων οι οποίες έχουν πολύ διαφορετικά μέτρα διατμήσεως (λόγος μέτρων διατμήσεως >8), περιοχές μήκους $K \cdot 2d$ περί τα πιθανά όρια της διεπιφάνειας θα θεωρούνται περιοχές ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεων. Στις περιοχές αυτές θα προβλέπεται περίσφιξη, και καμπτική αντοχή ίση με εκείνη της κεφαλής του πασσάλου. Από τον κανόνα αυτό εξαιρείται η περιοχή της στρώσης εδράσεως σε εδραζομένους πασσάλους, εφόσον δεν δημιουργούνται συνθήκες πλήρους πάκτωσης των πασσάλων.
7. Η κινηματική καταπόνηση πρέπει να λαμβάνεται υποχρεωτικός υπόψη, έστω και με απλοποιημένη μεθοδολογία, όπου συντρέχουν οι ακόλουθες συνθήκες:
 - Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ που περιλαμβάνει στρώσεις με εντόνως διαφορετικές ιδιότητες.
 - Περιοχή σεισμικότητας III ή IV
 - Δόμημα σπουδαιότητας Σ3 ή Σ4

Στην περίπτωση αυτή και εφόσον στην θέση της εδαφικής ασυνέχειας προκύψει καμπτική ροπή μικρότερη από το 30 % της ροπής της κεφαλής του πασσάλου η αντίστοιχη περιοχή δεν χρειάζεται να θεωρηθεί ως ενδεχόμενη πλαστική άρθρωση.

7.5.4 Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων

7.5.4.1 Γενικά

Το σύστημα θεμελιώσεως πρέπει να είναι ομοιογενές και να εξασφαλίζει την κατά το δυνατό πιο ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών δράσεων στο έδαφος.

Πρέπει να αποφεύγεται η διάταξη των επιφανειακών εδράσεων κατακόρυφων στοιχείων του ίδιου κτιρίου σε διαφορετικά οριζόντια επίπεδα με σημαντικές υψομετρικές διαφορές. Όταν αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνονται κατασκευαστικά μέτρα που να εξασφαλίζουν κοινές οριζόντιες μετακινήσεις των ανισόσταθμων εδράσεων.

7.5.4.2 Συνδετήριες δοκοί

1. Μεμονωμένα πέλδρα και κεφαλόδεσμοι πασσάλων θα συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις.
2. Οι συνδέτηριες δοκοί θα έχουν ελάχιστη διάσταση 0.25 m, ελάχιστη επιφάνεια 0.10 m² και επιτρέπεται να μην λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση του φορέα. Θα ελέγχονται πάντως κατ' ελάχιστο με δράση αξονικής δύναμης

$$F_d = \zeta \alpha N_m \quad (3)$$

όπου:

α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ($=A/g$)

N_m είναι ο μέσος όρος των κατακόρυφων φορτίων των συνδεομένων στοιχείων και

$\zeta = 0.4$ για έδαφος κατηγορίας Α

0.5 για έδαφος κατηγορίας Β

0.6 για έδαφος κατηγορίας Γ

3. Η διάταξη συνδετηρίων δοκών δεν είναι υποχρεωτική στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Σε εδάφη κατηγορίας Α και περιοχές σεισμικότητας Ι και ΙΙ, εφόσον όλες οι εδράσεις γίνονται στο ίδιο οριζόντιο επίπεδο.

- Μεταξύ πεδίων υποστυλωμάτων υποστέγων με άνοιγμα μεγαλύτερο από 12.0 m, κατά την διεύθυνση του ανοίγματος.

4. Σε περίπτωση έκκεντρων πεδίων πρέπει να διατάσσονται πάντοτε συνδετήριες δοκοί κατά την διεύθυνση της εκκεντρότητας. Στον έλεγχο των δοκών αυτών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι καμπτικές ροπές που αναλαμβάνουν λόγω της εκκεντρότητας των κατακόρυφων φορτίων, στις τιμές των οποίων θα συμπεριλαμβάνεται και η δυσμενέστερη συμβολή της σεισμικής δράσης σύμφωνα με την σχέση (1).

7.5.4.3 Θεμελιώσεις φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής

1. Σε κτίρια που δεν έχουν υπογείους ορόφους είναι σκόπιμο να προβλέπεται κοινή θεμελίωση με παρακείμενα στοιχεία, μέσω πεδילוδοκών ή συνδετηρίων δοκών επαρκούς ακαμψίας.
2. Σε κτίρια με υπογείους ορόφους που διαθέτουν περιμετρικά τοιχώματα, οι μέγιστες ροπές (και οι πιθανές πλαστικές αρθρώσεις) των τοιχωμάτων εμφανίζονται εν γένει στο δάπεδο του ισογείου. Οι αντίστοιχες σεισμικές εν γένει στο δάπεδο του ισογείου. Οι αντίστοιχες σεισμικές τέμνουσες μεταφέρονται με διατμητική δράση των διαφραγμάτων των πλακών στα περιμετρικά τοιχώματα και από εκεί στο έδαφος. Τα περιμετρικά τοιχώματα των υπογείων πρέπει να κατασκευάζονται και να οπλίζονται κατάλληλα για να εξασφαλίσουν την παραπάνω μεταφορά των δυνάμεων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επάρκεια της διατμητικής σύνδεσης της πλάκας δαπέδου του ισογείου με τα περιμετρικά τοιχώματα σε περιοχές ανοιγμάτων.

ΕΠΙΛΟΓΟΣ

Από τη φύση του το σεισμικό φαινόμενο εμφανίζει τυχηματικό χαρακτήρα, σπανιότατα επαναλαμβάνεται με τα ίδια χαρακτηριστικά (ένταση, διεύθυνση, επιτάχυνση, περιεχόμενο συχνοτήτων, κ.τ.λ.), με αποτέλεσμα οι σεισμικές δράσεις για τον σχεδιασμό του φορέα, σε κάθε περίπτωση να είναι άγνωστες. Όλα τα παραπάνω θέτουν ως βασικό στόχο για ένα ορθό αντισεισμικό σχεδιασμό την αποφυγή της κατάρρευσης, όσο ισχυρός και αν είναι ο σεισμός, την μείωση των μετακινήσεων καθώς και την όσο το δυνατό συντομότερη επαναφορά στην αρχική ισορροπία.

Πιο συγκεκριμένα, η θεμελίωση πρέπει να ικανοποιεί τις ακόλουθες απαιτήσεις:

1. Η θεμελίωση οφείλει να λειτουργεί στο σεισμό σαν ενιαίο σύνολο.

□ Διαφορικές μετατοπίσεις μεταξύ επιμέρους τμημάτων και περιοχών μιας θεμελίωσης πρέπει να περιορίζονται ή να αποκλείονται εντελώς:

- οριζόντια: αντί των μεμονωμένων θεμελίων και θεμελιολωρίδων πρέπει να προτιμώνται πλάκες θεμελίωσης ή συνδετήριες δοκοί μεταξύ των μεμονωμένων πεδίων και των θεμελιολωρίδων,
- κατακόρυφα: οι πλάκες θεμελίωσης πρέπει να ενισχύονται μέσω φερόντων τοιχωμάτων, οι συνδετήριες δοκοί πρέπει να προβλέπονται με ικανή διατμητική αντίσταση.

- Μία θεμελίωση σε πολύ ανομοιογενές και αντίστοιχα διαφορετικής σκληρότητας εδάφη πρέπει να αποφεύγεται (ή πρέπει να προβλέπεται μία πολύ δύσκαμπτη θεμελίωση που να εξουδετερώνει τις ανομοιογένειες).

2. Στη θεμελίωση δεν πρέπει να υπάρχει κίνδυνος να επέλθει διαρροή.

Πλαστικοποιούμενες περιοχές σε μία θεμελίωση:

- Καταλήγουν εν γένει σε μία ακαθόριστη συμπεριφορά ολόκληρου του δομικού έργου.
- Προκαλούν συνήθως στην ανωδομή μεγάλες πρόσθετες καταπονήσεις και παραμορφώσεις.
- Συνήθως δεν μπορεί ή αυτό γίνεται με μεγάλη μόνο δυσκολία να επισκευασθούν (αδυναμία προσπέλασης).

Τέλος είναι ιδιαίτερα σημαντικό να επισημανθεί ότι για την εξασφάλιση ενός ολοκληρωμένου αντισεισμικού σχεδιασμού θεμελίωσης είναι αναγκαία η διασφάλιση της ποιότητας των υλικών (μηχανικά χαρακτηριστικά, ολκιμότητα χάλυβα, σύνθεση σκυροδέματος, κ.α.), η ορθή επίβλεψη του φέροντος οργανισμού καθώς και η σωστή κατασκευή με ιδιαίτερη προσοχή στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες των δομικών στοιχείων (σωστή εκτέλεση όπλισης κόμβων, δοκών, πεδίων, σωστή εκτέλεση συγκολλήσεων κ.α.). Με την βοήθεια των κατάλληλων υλικών, επίβλεψης και κατασκευής μειώνονται ακόμη περισσότερο οι αβεβαιότητες που υπεισέρχονται στα υπολογιστικά μοντέλα, με άμεσο αποτέλεσμα την καλύτερη συμπεριφορά του φορέα σε σεισμικές δράσεις μεγαλύτερες από αυτές για τις οποίες έχει σχεδιαστεί .

Θα πρέπει να αναφέρουμε ότι το υλικό της πτυχιακής εργασίας, με θέμα: << Η επίδραση του σεισμού στη θεμελίωση των κατασκευών >>, το αναζητήσαμε στη βιβλιοθήκη, του Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδος (Τ.Ε.Ε.), του Ευγενιδίου Ιδρύματος, του Εθνικού Μετσοβείου Πολυτεχνείου (Ε.Μ.Π.), του τεχνολογικού Ιδρύματος Πειραιά (Τ.Ε.Ι. ΠΕΙΡΑΙΑ), και του Ινστιτούτου Γεωλογικών και Μεταλλευτικών Εφαρμογών (Ι.Γ.Μ.Ε.). Τέλος ευχαριστούμε θερμά τους συγγραφείς της βιβλιογραφίας, και τον καθηγητή κ.Βασιλόπουλο Μάριο για την πολύτιμη βοήθεια του.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ:

1. Κ. ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗ, << Αντισεισμικές κατασκευές >>, Τόμος Ι, Θεσσαλονίκη, 1989.
2. S. POLYAKOV, << Αντισεισμικές κατασκευές >>, εκδόσεις Γκιούρδας, 1984.
3. D.J. DOWRICK, << Αντισεισμικός σχεδιασμός >>, 1983.
4. Θέματα Πολιτικού Μηχανικού, << Δομικά έργα >>, (Ν.Ε.Α.Κ., αποφάσεις, εγκύκλιοι), Σ.Π.Μ.Ε., 1997.
5. Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός κανονισμός (Ν.Ε.Α.Κ.), Αθήνα 1995.
6. Ν.ΦΙΝΤΙΚΑΚΗΣ, << Κατασκευές Κτιρίων I&II >>, Αθήνα, 1997.
7. Γ.ΦΟΥΝΤΑΣ, Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ν.Ε.Α.Κ.), Αθήνα.
8. Περιοδικό, << Ύλη & Κτίριο >>, Ένθετο: Αντισεισμική Προστασία Των Κτιρίων, τεύχος 48, Μάϊος, 2000.
9. ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ, << Κατευθυντήριες προδιαγραφές και οδηγίες για επισκευές κτιρίων με βλάβες από σεισμό >>, Αθήνα, Σεπτέμβριος 1999.
10. Α.ΔΕΪΜΕΖΗ, << Στοιχεία Εδαφομηχανικής – Θεμελιώσεις >>, Ίδρυμα Ευγενίδου.
11. Α.Α.ΛΟΪΖΟΣ, << Εδαφομηχανική – θεμελιώσεις >>, 1981.
12. Α.Γ.Αναγνωστόπουλος, << Θεμελιώσεις με πασσάλους >>, 1990.
13. Γ.ΠΕΝΕΛΗΣ, << Σύγχρονες τάσεις στο σχεδιασμό αντισεισμικών κατασκευών – Κανονισμοί >>, Θεσσαλονίκη, 1979.

14. Α.ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗΣ, << Επεμβάσεις σε κτίρια με βλάβες από σεισμό >>, Ένθετο: Ύλη & Κτίριο, τεύχος 47.
15. Θ.Π.ΤΑΣΙΟΣ, και Γ.ΓΚΑΖΕΤΑΣ, << Ένα πιθανό προσχέδιο για ένα νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό >>, Αθήνα, 1979.