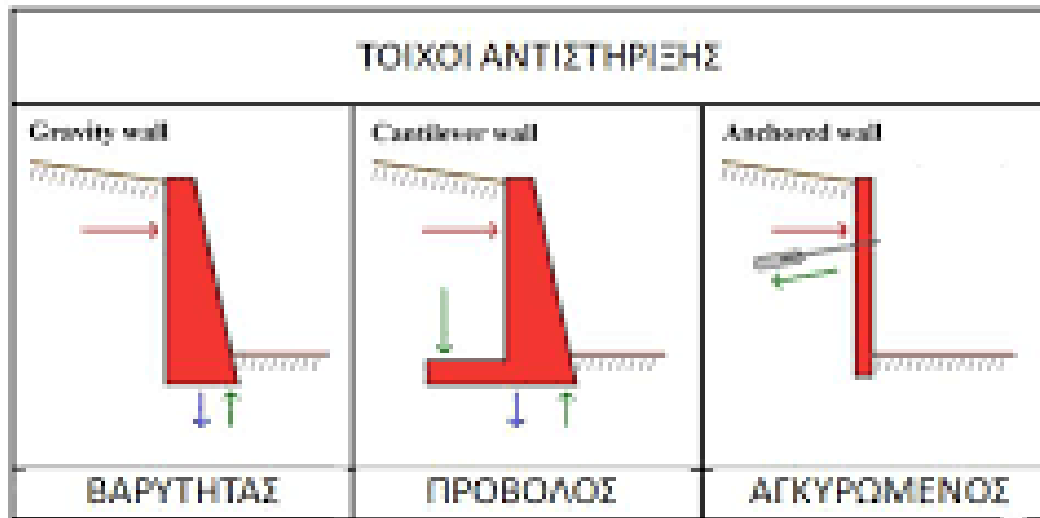


ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ-- ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



ΤΕΧΝΙΚΑ ΕΡΓΑ ΟΔΟΠΟΙΑΣ

3^η ΔΙΑΛΕΞΗ – ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΟΥ ΕΛΑΦΟΥΣ–
ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΓΕΩΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2020

• ***ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ***

5.1. Διάκριση παραμέτρων μηχανικής αντοχής

- ❖ Η κατασκευή οδικών έργων = μεγάλη ποικιλία προβλημάτων μηχανικής συμπεριφοράς και μηχανικής αντοχής του εδάφους,
 - θέματα έδρασης και διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων,
 - παραμορφωσιμότητας και
 - συνίζησης επιχωμάτων,
 - καθίζησης υπεδάφους
 - έδρασης γεωκατασκευών,
 - ευστάθειας πρανών και τοίχων αντιστήριξης.
- Η μελέτη των θεμάτων προϋποθέτει σαφή γνώση της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους, των παραμέτρων μηχανικής αντοχής, επιφορτίσεων, υδροφορίας και συνθηκών αποστράγγισης καθώς και κλιματικών συνθηκών.

5.1. Διάκριση παραμέτρων μηχανικής αντοχής

- Το σχετικά χαμηλό κόστος βασικών συστατικών υλικών μιας οδού:
 - Ο κυριότερος ανασταλτικός παράγοντας δοκιμών μηχανικής αντοχής του εδάφους (χρονοβόρες και δαπανηρές)
- ✓ Η γενική τάση στον χώρο της μελέτης οδοστρωμάτων και γεωκατασκευών, για οδούς του επαρχιακού και διακοινοτικού δικτύου, *έχει κατεύθυνση προς μια τυποποίηση διαστασιολόγησης και ελέγχου ευστάθειας χωματουργικών και τεχνικών έργων,*
- ✓ αποκλείοντας μία εκτεταμένη πολυδάπανη έρευνα για εξακρίβωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των εδαφικών υλικών.

5.1. Διάκριση παραμέτρων μηχανικής αντοχής

- Ημ εμπειρικές μέθοδοι ανάλυσης συμπεριφοράς των εδαφικών δομών της οδού,
- Παράγοντες που αγνοούνται πολλοί - παραδοχές συχνά αυθαίρετες,
- Χρήση “προσεγγιστικών τύπων” για τον προσδιορισμό διαφόρων μηχανικών παραμέτρων από δοκιμές κατάταξης,
- Δεδομένα κοκκομετρικής ανάλυσης και ορίων Atterberg.
- Η εκτέλεση, σημαντικών έργων προϋποθέτει ελέγχους ευστάθειας των κατασκευών και υπολογισμούς για πρόβλεψη της συμπεριφοράς δομής της οδού μέσα στο χρόνο,
- Μελέτες, δι’ αναλυτικών μεθόδων και ημ εμπειρικών σχέσεων.

5.1. Διάκριση παραμέτρων μηχανικής αντοχής

- Θέματα μηχανικής συμπεριφοράς των γεωκατασκευών, είναι δυνατό να μελετηθούν με μεγαλύτερη ακρίβεια, δι' ενός κατάλληλου μαθηματικού ομοιώματος, με δεδομένα όλες οι εδαφικές παράμετροι, κυρίως σχετικά με την μηχανική αντοχή των εδαφικών υλικών.
- Τότε μία διεξοδική εργαστηριακή έρευνα προσδιορισμού των μηχανικών παραμέτρων είναι απαραίτητη.
- Η υλοποίηση, μεγάλων έργων οδοποιίας στην Ελλάδα ανέστρεψε, εν μέρει, το κλίμα του “εμπειρισμού” - γενικότερη αλλαγή σε θέματα σχεδιασμού και μηχανικής αντοχής των γεωκατασκευών.
- Σε πολλά δημόσια και ιδιωτικά εργαστήρια η εκτέλεση δοκιμών μηχανικής αντοχής εδαφικών υλικών αποτελεί πλέον μια μάλλον συνήθη διαδικασία.
- Αντίστοιχα και επιπρόσθετα, επί τόπου δοκιμές μηχανικής αντοχής εκτελούνται συχνά σε χωματουργικά έργα μεγάλης σημασίας

5.1. Διάκριση παραμέτρων μηχανικής αντοχής

Ο σχεδιασμός των γεωκατασκευών οδοποιίας προϋποθέτει:

- Ελέγχους μηχανικής επάρκειας των έργων και υπολογισμούς πρόβλεψης της συμπεριφοράς της κάθε επιμέρους δομής της οδού μέσα στο χρόνο.
- Οι μελέτες επιλύουν προβλήματα μέσω μοντέλων μηχανικής συμπεριφοράς δι' αριθμητικών μεθόδων (πεπερασμένες διαφορές, πεπερασμένα στοιχεία).
- Σημαντικό ζήτημα για μελετητή-μηχανικό, και για κάθε μηχανικό οδοποιίας, είναι :
 - Να κατανοήσει πλήρως τις ιδιαιτερότητες της υλοποίησης μιας γεωκατασκευής και να χρησιμοποιήσει τις κατάλληλες μηχανικές παραμέτρους αλλά και τις προσφορότερες μεθόδους ανάλυσης για τη μαθηματική επίλυση του κάθε προβλήματος.
 - Στα θέματα επίλυσης, πρόοδος μεγάλη -διάφορα “πακέτα λογισμικού” που κυκλοφορούν παρέχουν εχέγγυα ταχύτητας και ακρίβειας,
 - **Ωστόσο ο μηχανικός οριοθετεί το κάθε πρόβλημα (γεωμετρίας και καταστατικών νόμων συμπεριφοράς των υλικών. Ο μηχανικός θα καθορίσει απαραίτητες εργαστηριακές και επί τόπου δοκιμές, και θα προσδιορίσει τις παραμέτρους που θα χρησιμεύσουν ως δεδομένα εισαγωγής στις κατάλληλες μεθόδους.**

5.1. Διάκριση παραμέτρων μηχανικής αντοχής

✓ Το κλασικό -χαρακτηριστικό πρόβλημα μηχανικής συμπεριφοράς στην Οδοποιία :

□ Πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας του εδάφους έδρασης και

□ Των υλικών επιχώματος και οδοστρωσίας.

Οι βασικές μηχανικές παράμετροι της Οδοποιίας αναφέρονται στην φέρουσα ικανότητα του εδάφους.

Οι πλέον διαδεδομένες από τις παραμέτρους αυτές είναι :

- Ο Καλιφορνιακός δείκτης,
- Το μέτρο παραμόρφωσης,
- Το μέτρο αντίδρασης.

➤ Οι ίδιες αυτές παράμετροι είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν για τις διαμορφωμένες στρώσεις βάσης και υπόβασης ευκάμπτων οδοστρωμάτων.

✓ Ο προσδιορισμός των παραμέτρων φέρουσας ικανότητας διαφόρων υλικών εδάφους έδρασης και οδοστρωσίας απαραίτητο στοιχείο για διαστασιολόγηση οδοστρωμάτων.

5.1. Διάκριση παραμέτρων μηχανικής αντοχής

Ειδικά γεωτεχνικά προβλήματα που απαιτούν ανάλυση της μηχανικής συμπεριφοράς:

- καθιζήσεις υψηλών επιχωμάτων,
- ευστάθεια πρανών,
- συνθήκες θεμελίωσης τεχνικών έργων αντιστήριξης και
- αποχέτευσης.

Οι παράμετροι ποικίλες για την επίλυση των προβλημάτων

Ανάλογα απαιτείται ο προσδιορισμός

- της συνοχής,
- της γωνίας τριβής,
- των παραμέτρων συμπιεστότητας,
- της διαπερατότητας, αλλά και κατά περίπτωση,
- η εκτίμηση για μηχανικά χαρακτηριστικά βραχωδών σχηματισμών.

5.1. Διάκριση παραμέτρων μηχανικής αντοχής

Κύριες παράμετροι μηχανικής αντοχής του εδάφους σε έργα οδοποιίας διακρίνονται σε:

❖ Παραμέτρους φέρουσας ικανότητας και σε:

❖ Παραμέτρους διατμητικής αντοχής.

Οι πρώτες χρησιμοποιούνται σε προβλήματα:

□ διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων,

□ συνίζησης επιχωμάτων και

□ παραμορφωσιμότητας υπεδάφους.

Οι δεύτερες είναι απαραίτητες σε θέματα:

➤ ευστάθειας πρανών και

➤ αντιμετώπισης κατολισθήσεων, σε θέματα

➤ διαστασιολόγησης έργων αντιστήριξης και

➤ οπλισμένων επιχωμάτων.

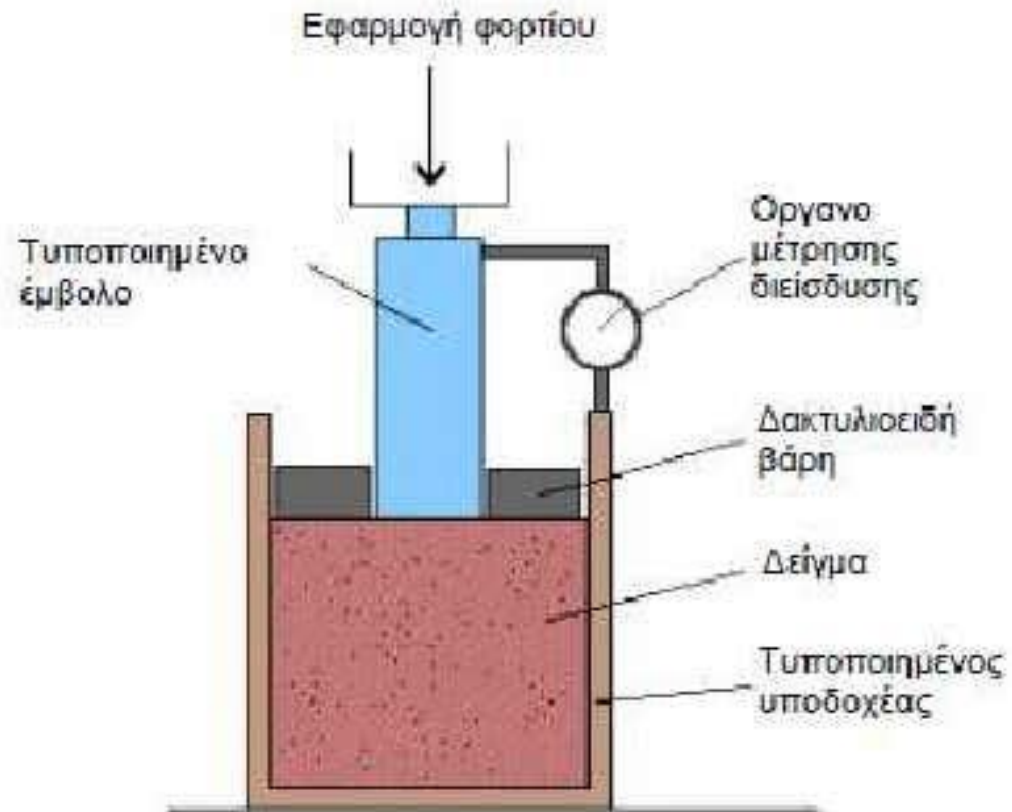
5.2. Καλιφορνιακός δείκτης

- ✓ Πλέον διαδεδομένη παράμετρος φέρουσας ικανότητας εδαφικών υλικών σε μελέτες οδών και οδοστρωμάτων είναι ο Καλιφορνιακός δείκτης ή δείκτης CBR (California Bearing Ratio).
- ✓ Δημιούργημα των μηχανικών της Διεύθυνσης Οδών της Καλιφόρνιας (1938), ο Καλιφορνιακός δείκτης –
- ❖ Αποτελεί έως σήμερα τη σημαντικότερη παράμετρο μηχανικής αντοχής εδαφικών και θραυστών υλικών στις περισσότερες μεθόδους διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων.
- Ο εργαστηριακός προσδιορισμός του δείκτη CBR βασίζεται στη μέτρηση της αντίστασης σε διείσδυση ενός εμβόλου εντός προπαρασκευασμένου δοκιμίου εδάφους.
- Η αντίστοιχη δοκιμή συνίσταται (AASHTO T-193) στην προεργασία και συμπύκνωση ενός δοκιμίου εντός κυλινδρικής συσκευής με τις επί τόπου αναμενόμενες συνθήκες ή, εναλλακτικά, σύμφωνα με τις βέλτιστες συνθήκες κατά Proctor.
- Το πείραμα εκτελείται είτε αμέσως μετά τη συμπύκνωση του δοκιμίου είτε μετά από υδρεμποτισμό 4 ημερών.

5.2. Καλιφορνιακός δείκτης

- Στη δεύτερη περίπτωση, (μετά συμπύκνωση), το δοκίμιο φορτίζεται με πίεση ίση με την επί τόπου αναμενόμενη min ίση προς 4,54 kg και τοποθετείται στο υδατόλουτρο.
- Μετά 4 ημέρες ακολουθεί η στράγγιση του δείγματος επί 15-30' και η διάτρηση.
- Συνήθως η αντοχή που προσδιορίζεται μέσω της δοκιμής υδρεμποτισμού δίδει τιμές του δείκτη CBR μικρότερες της αντίστοιχης “εν ξηρώ” δοκιμής.
- Η απόκλιση των τιμών του δείκτη CBR που προσδιορίζεται “εν ξηρώ” από εκείνες της δοκιμής δι’ υδρεμποτισμού είναι μεγάλη.
- Η δοκιμή σε δείγματα με υδρεμποτισμό δίδει τιμές κατά 10% (περίπου) μικρότερες σε χονδρόκοκκο εδάφη, κατά 50% μικρότερες σε συνεκτικά εδάφη και 2-3 φορές μικρότερες σε αποσαθρούμενα αργιλοχαλικώδη και ιλυοχαλικώδη υλικά, χωρίς, ωστόσο, να έχει ευρεθεί κάποια ακριβέστερη συσχέτιση μεταξύ των δύο αυτών τιμών του δείκτη CBR.

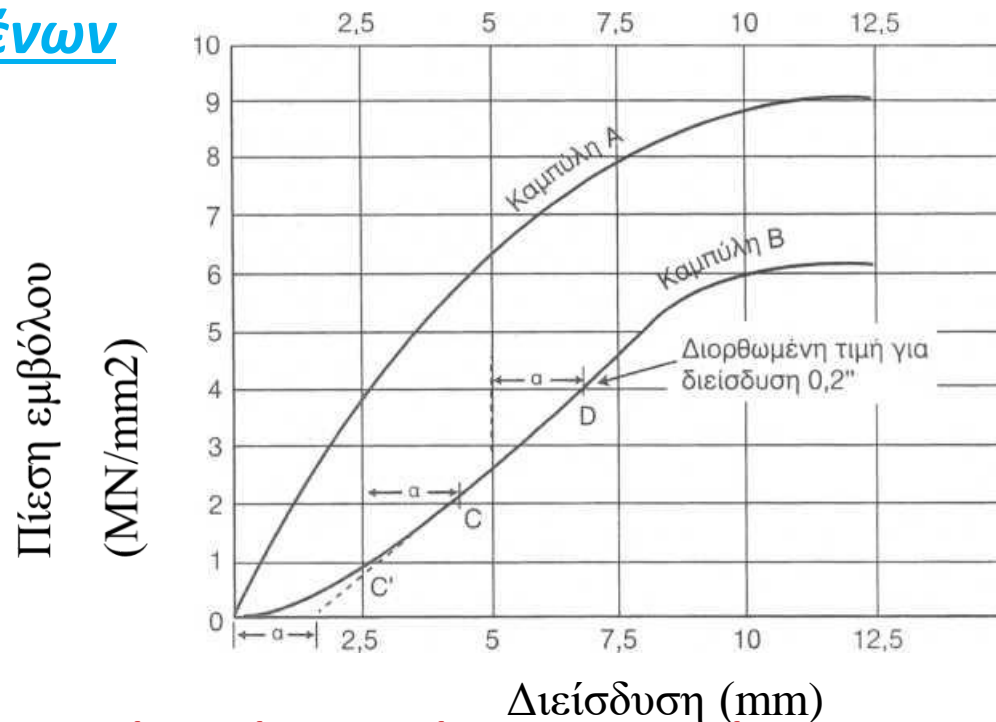
5.2. Καλιφορνιακός δείκτης



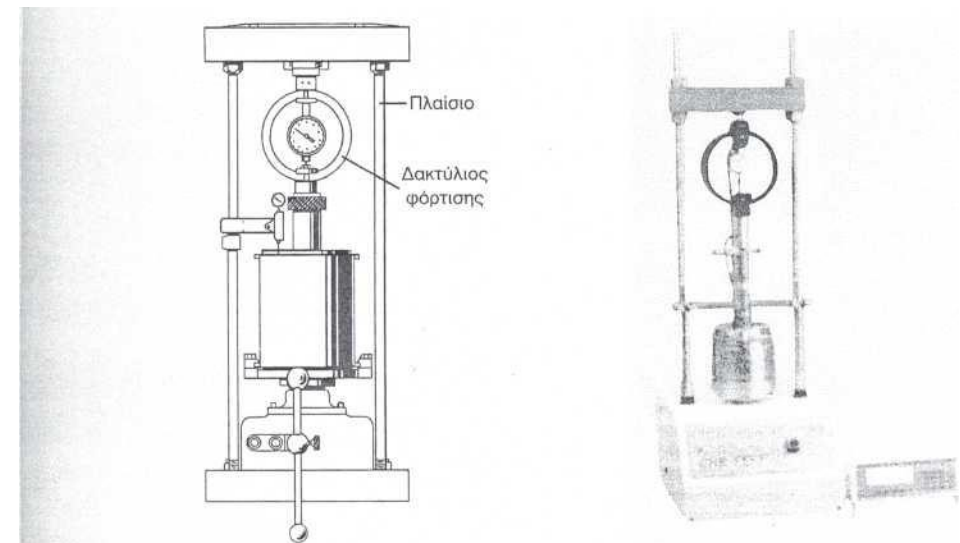
Συσκευή CBR

5.2. Καλιφορνιακός δείκτης

- Καμπύλη πίεσης-διείσδυσης γραμμική για μικρές τιμές του φορτίου και στη συνέχεια στρέφει ελαφρώς τα κοίλα προς τα κάτω (καμπύλη Α-Σχ. 12).
- Συχνά, είτε λόγω επιφανειακής ανωμαλίας του δείγματος, είτε λόγω χαμηλής επιφανειακής συμπύκνωσης, μπορεί να παρατηρηθεί καμπυλότητα προς τα άνω στα πρώτα στάδια της φόρτισης (καμπύλη Β - Σχ. 12).
- Τότε, απαιτείται διόρθωση της καμπύλης με μετάθεση της αρχής των αξόνων στο σημείο Κ, όπου η νοητή προέκταση του ευθύγραμμου τμήματος της καμπύλης Β τέμνει τον άξονα των τετμημένων



Σχήμα 12. Καμπύλες πίεσης-διείσδυσης δοκιμής CBR.



Σχήμα 13. Συσκευή Καλιφορνιακής δοκιμής.

5.2. Καλιφορνιακός δείκτης

- Το δοκίμιο διαμορφώνεται από υλικό που διέρχεται από το κόσκινο 3/4".
- Το συγκρατούμενο στα 3/4" ποσοστό αντικαθίσταται με ισοβαρές διαβάθμισης 5-20 mm.
- Η αντικατάσταση δεν αλλοιώνει τη μηχανική αντοχή του υλικού, (για ποσοστό <του 10%.)
- Αν, το εδαφικό δείγμα περιέχει > 10% στοιχεία επί του κόσκινου 3/4", τα αποτελέσματα της δοκιμής δεν είναι απολύτως αντιπροσωπευτικά της φέρουσας ικανότητας του υλικού.
- Όταν το συγκρατούμενο στο κόσκινο 3/4" > 30% τότε η δοκιμή δεν μπορεί να εφαρμοσθεί.

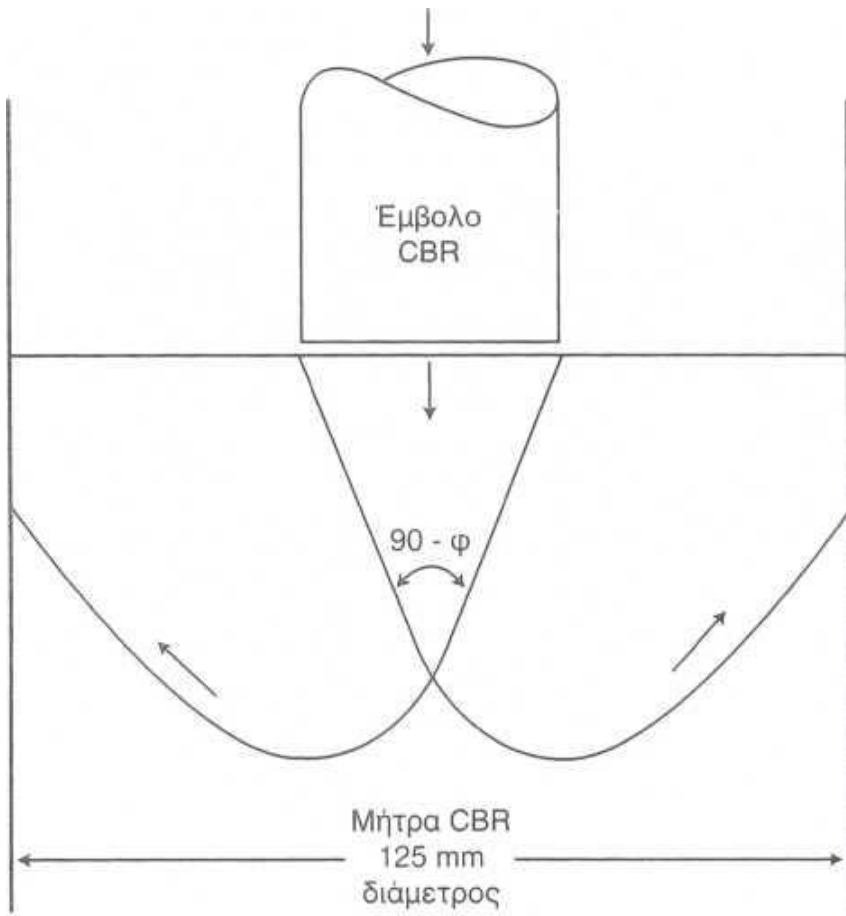
➤ Κατά την εκτέλεση της δοκιμής, δι' ενός εμβόλου κυκλικής διατομής $d = 4,9 \text{ cm}$ προκαλείται, με σταθερή ταχύτητα $v = 1,27 \text{ mm/min}$ διάτρηση του δοκιμίου. Μετράται η πίεση p_1 η οποία προκαλεί διείσδυση του εμβόλου 2,5 mm και η πίεση p_2 , η οποία προκαλεί διείσδυση 5 mm.

➤ Ο δείκτης CBR είναι εξ ορισμού η μεγαλύτερη από τις δύο τιμές: $(\frac{100 p_1}{P_{01}}), (\frac{100 p_2}{P_{02}})$

5.2. Καλιφορνιακός δείκτης

- όπου $p_{01} = 70,3 \text{ kg/cm}^2 (= 1000 \text{ psi})$ $p_{02} = 105,5 \text{ kg/cm}^2 (= 1500 \text{ psi})$.
- Η τιμή CBR = 100 αναπαριστά ένα ιδεατό θραυστό υλικό λατομείου συμπυκνωμένο κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες στο οποίο αντιστοιχούν οι πρότυπες τιμές πίεσης p_{01} και p_{02} .
- Σε ορισμένα θραυστά υλικά εξαιρετικής ποιότητας ο δείκτης CBR μπορεί να ξεπερνά το 100.
- Κατά τη δοκιμή CBR με υδρεμποτισμό, μετράται μέσω καταλλήλου εξοπλισμού (μηκυνσιόμετρα κλπ.) ο δείκτης διόγκωσης του εδάφους.
- Ο δείκτης διόγκωσης είναι, στην πραγματικότητα, το ποσοστό διόγκωσης για το συγκεκριμένο ύψος του δοκιμίου.
- Εδάφη που παρουσιάζουν δείκτη διόγκωσης μεγαλύτερο του 2 (%) μπορεί να εμφανίσουν προβλήματα για χρήση σε γεωκατασκευές
- ενώ όταν ο δείκτης λάβει τιμές μεγαλύτερες του 5 (%), κάθε χρήση των εδαφών αυτών θα πρέπει να αποφεύγεται, ακόμη και σε μικρής σημασίας έργα οδοποιίας.

5.2. Καλιφορνιακός δείκτης



Σχήμα 14. Μηχανισμός αστοχίας κατά τη δοκιμή CBR.

- Η δοκιμή CBR εκτελείται και επί τόπου, με κατάλληλο εξοπλισμό, στην επιφάνεια του εδάφους.
- Συνοδεύεται από τον προσδιορισμό της φυσικής υγρασίας και του ξηρού ειδικού βάρους του υλικού.
- Διαφέρει από την εργαστηριακή δοκιμή, (σε δοκίμια), ως προς το “αδιατάρακτο των δειγμάτων” που ευρίσκονται σε φυσική κατάσταση, - η αξιοπιστία της ως προς τη δυνατότητα αναπαράστασης των μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους είναι μεγαλύτερη.
- Για την εκτέλεση της επί τόπου δοκιμής χρειάζεται ένα αντίβαρο, (φορτηγό, στο οποίο προσαρμόζεται ο γρύλος του μανομέτρου άσκησης της πίεσης), ενώ και μία κατάλληλη προετοιμασία της επιφάνειας του εδάφους είναι απαραίτητη

5.2. Καλιφορνιακός δείκτης

- Συμβαίνει, για το ίδιο υλικό, τα αποτελέσματα της επί τόπου δοκιμής διαφέρουν αισθητά από εκείνα της εργαστηριακής.
- Το φαινόμενο είναι ιδιαίτερα έντονο στα χονδρόκοκκα εδάφη όπου η τοποθέτηση του δείγματος μέσα στη συσκευή παίζει καθοριστικό ρόλο για την εκτέλεση της δοκιμής.
- Αντίθετα τα αργιλώδη εδάφη παρουσιάζουν συνήθως μικρές αποκλίσεις μεταξύ CBR εργαστηρίου και επί τόπου, υπό την προϋπόθεση ότι οι δοκιμές εκτελούνται κάτω από τις ίδιες συνθήκες συμπίκνωσης.
- Τα αποτελέσματα των δοκιμών που παρουσιάζονται στον Πίνακα 15 προέρχονται προφανώς από δοκιμές που διεξήχθησαν υπό διαφορετικές συνθήκες υγρασίας και συμπίκνωσης.

<i>Κατηγορία εδάφους</i>	<i>WL</i>	<i>WP</i>	<i>Y_d (t/m³)</i>	<i>W(%)</i>	<i>CBR εργαστηρίου</i>	<i>CBR επί τόπου</i>
Πλαστική άργιλος	69	27	1,5	25	9	8
Άργιλος	59	22	1,5	25	4	3
Ιλυώδης άργιλος	37	23	1,7	19	5	11
Ιλυώδης άργιλος	37	23	1,7	16	22	22
Αμμώδης άργιλος	30	18	1,5	19	2	3
Αργιλώδης άμμος	—	—	1,8	12	14	7
Αργιλώδης άμμος	—	—	1,8	13	10	9
Ισόκοκκη άμμος	—	—	1,6	8	24	8
Θραυστή σκωρία	—	—	2,2	5	41	44

Πίνακας 15. Τιμές δείκτη CBR στο εργαστήριο και επί τόπου

5.3. Υπολογισμός δείκτη CBR ενός εδάφους

- Ο υπολογισμός της τιμής του δείκτη CBR ενός εδαφικού υλικού με συγκεκριμένη διαδικασία, από τα εξής στάδια:

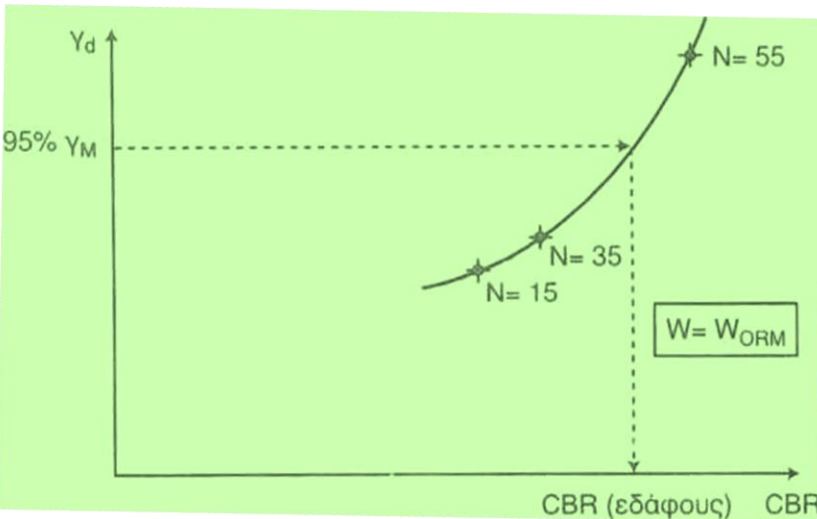
✓ εκτελείται μια τροποποιημένη δοκιμή Proctor και υπολογίζεται η βέλτιστη τιμή της φυσικής υγρασίας W_{ORM} και η μέγιστη ξηρά πυκνότητα

✓ κατά Proctor $\gamma_M = \gamma_{ORM}$

✓ Μετά εκτελούνται 3 δοκιμές CBR με υγρασία $W = W_{ORM}$ σε δοκίμια συμπυκνωμένα με: α) 55 κτύπους (τροπ. Proctor) β) 35 κτύπους γ) 15 κτύπους

✓ Υπολογίζονται αντίστοιχα οι τιμές CBR και γ_d για το κάθε δοκίμιο και τοποθετούνται τα σημεία στο αντίστοιχο διάγραμμα (Σχ. 15)

✓ η τιμή του δείκτη CBR του εδάφους ευρίσκεται για τιμή της ξηράς πυκνότητας $\gamma_d = 95\% \gamma_M$, εκτός αν καθορίζουν διαφορετικά οι προδιαγραφές του έργου, π.χ. η τιμή του δείκτη CBR για $\gamma_d = 90\% \gamma_M$.



Σχήμα 15. Προσδιορισμός δείκτη CBR ενός εδάφους

5.3. Υπολογισμός δείκτη CBR ενός εδάφους

□ ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

- Μέθοδος στην Ελλάδα - αριθμός των κτύπων είναι αντίστοιχα $N = 65, 30$ και 10 χωρίς να αλλάζει η ουσία ή το τελικό αποτέλεσμα του εργαστηριακού ελέγχου.
- Σε κάθε περίπτωση, η καμπύλη του διαγράμματος υπολογισμού του δείκτη CBR στρέφει ελαφρώς τα κοίλα προς τα άνω.
- Για να μπορεί να θεωρηθεί ρεαλιστική η διαδικασία και η τιμή CBR που τελικώς προκύπτει για ένα συγκεκριμένο εδαφικό υλικό, θα πρέπει οι επιτόπου συνθήκες υγρασίας και συμπίκνωσης να ανταποκρίνονται στις αντίστοιχες εργαστηριακές.
- Γενικώς, ωστόσο, η δοκιμή δι' υδρεμποτισμού, που συνήθως χρησιμοποιείται ως εργαστηριακή διαδικασία δίδει τα δυσμενέστερα δυνατά αποτελέσματα, τα οποία και ευρίσκονται σαφώς προς την πλευρά της ασφαλείας.

5.3. Υπολογισμός δείκτη CBR ενός εδάφους

Χαρακτηρισμός εδάφους	Εμπειρίες LCPC	Διεθνής βιβλιογραφία	Προτεινόμενη τιμή
GW (ΔΠ Νο 200 < 5%, U > 4) αμμοχάλικο καλής διαβάθμισης	>22	>30	20
GP (ΔΠ Νο 200 < 5%, U < 4) αμμοχάλικο κακής διαβάθμισης	—	>30	20
GM (ΔΠ Νο 200 < 12%) ιλυώδες αμμοχάλικο	36 (IP<7) 13 (IP>7)	>40 > 20	20 10
GC (ΔΠ Νο 200 > 12%) αργιλώδες αμμοχάλικο	> 17	> 20	10
SW (U > 6) άμμος καλής διαβάθμισης	>25	>20	10
SP (U < 6) άμμος κακής διαβάθμισης	>6	> 10	6 + 8

Πίνακας 16. Τιμές δείκτη CBR χονδρόκοκκων εδαφών

Οι τιμές του δείκτη CBR για χονδρόκοκκα εδάφη όπως προτείνονται μετά από μακροχρόνιες εργαστηριακές εμπειρίες του Γαλλικού Ερευνητικού Κέντρου LCPC φαίνονται στον Πίνακα 16.

Από τον πίνακα φαίνεται ότι οι προτεινόμενες από το Ερευνητικό Κέντρο τιμές είναι σχετικά μικρές, αλλά είναι βέβαιο ότι η τιμή μιας μηχανικής παραμέτρου που υπεισέρχεται σε υπολογισμούς, όταν δεν βασίζεται σε εργαστηριακά δεδομένα, θα πρέπει να ευρίσκεται προς την πλευρά της ασφαλείας.

5.3. Υπολογισμός δείκτη CBR ενός εδάφους

- Για το σύνολο των εδαφών, ορισμένα ερευνητικά κέντρα προτείνουν τιμές του δείκτη CBR σύμφωνα με εμπειρίες από εργαστηριακές αναλύσεις της φέρουσας ικανότητας.
- Συνοπτικά παρουσιάζονται ορισμένες επιλεγμένες προτάσεις για μία πρώτη προσέγγιση της τιμής του δείκτη CBR ανά κατηγορία εδάφους (Πίν. 17).
- Στον πίνακα παρατηρείται μια τάση για σχετικά υψηλές τιμές του δείκτη από ορισμένα ερευνητικά κέντρα και αντίστοιχες αρχές (FAA, DOT). Αυτό πιθανότατα οφείλεται στο γεγονός ότι ορισμένες δοκιμές έχουν γίνει εν ξηρώ (χωρίς υδρεμποτισμό) και τα αποτελέσματά τους έχουν συμπεριληφθεί στο συνολικό εύρος τιμών του δείκτη.
- Η δοκιμή CBR μπορεί να εφαρμοσθεί και σε αδιατάρακτα δείγματα συνεκτικών εδαφών.
- Η επιλογή του είδους της δοκιμής Καλιφορνιακού δείκτη, σε κάθε περίπτωση γεωτεχνικού έργου, εναπόκειται στην κρίση του υπεύθυνου μηχανικού.

5.3. Υπολογισμός δείκτη CBR ενός εδάφους

Κανόνες γενικής ισχύος για την εφαρμοσιμότητα της κάθε δοκιμής CBR είναι οι εξής:

- Η εργαστηριακή δοκιμή υδρεμποτισμού -πλέον διαδεδομένη- αποτελεί συνήθως τη βάση για τη διαστασιολόγηση οδοστρωμάτων.
- Οι τιμές του δείκτη CBR είναι συνήθως οι δυσμενέστερες, τουλάχιστον για τα συνεκτικά εδάφη και για τα θραυστά υλικά αποσαθρωμένων βράχων.
- Η δοκιμή σε αδιατάρακτα δοκίμια έχει εφαρμογή σε συνεκτικά εδάφη (δυσμενέστερη κατάσταση από πλευράς υγρασίας) στη φυσική τους κατάσταση.

Δεν έχει εφαρμογή σε τεχνητές στρώσεις έδρασης οδοστρωμάτων και σε επιχώματα.

- Η εργαστηριακή δοκιμή εν ξηρώ έχει εφαρμογή σε στρώσεις επιχωμάτων και στρώσεις έδρασης οδοστρωμάτων που είναι προστατευμένες έναντι κατείσδυσης όμβριων.
- Δεν μπορεί να εφαρμοσθεί σε διατομές σε όρυγμα με υψηλό υπόγειο ορίζοντα και σε επιχώματα επί φυσικών κλιτύων.
- Η επί τόπου δοκιμή εφαρμόζεται υπό τις δυσμενέστερες αναμενόμενες επί τόπου συνθήκες, ώστε οι τιμές CBR να είναι αντιπροσωπευτικές.

➤ *Η δοκιμή τείνει να αντικατασταθεί από τη δοκιμή δυναμικής διείσδυσης (DCP).*

5.3. Υπολογισμός δείκτη CBR ενός εδάφους

<i>α/α</i>	<i>Κατάταξη AASHTO</i>	<i>Κατάταξη uses</i>	<i>HIM (FAA)</i>	<i>HIM (DOT)</i>	<i>Ολλανδία (CROW)</i>	<i>Γαλλία (LCPC)</i>	<i>ΑΠΘ</i>
1.	A-1-α (*)	GW	>50	>55	>30	—	>45
2.	A-1 (**)	GW, GM	30-60	>40	>20	>22	20-50
3.	A-2-4, A-2-5	GM, SW	20-60	30-60	15-35	20-40	20-30
4.	A-2-6, A-2-7	GC, SC	10-30	15-30	10-20	15-25	10-20
5.	A-3	SP, SM	30-60	30-70	10-20	20-40	15-25
6.	A-4	ML, CL, SC	3-20	8-50	4-8	< 10	5-15
7.	A-5	OL, ML, MH	2-7	<5	3-7	< 10	2-5
8.	A-6	CL, CH	2-7	<5	2-5	<5	3-8
9.	A-7	CH, OH	1-5	<5	2-5	<5	1-5

(*) Θραυστό υλικό, (**) Εδαφικό υλικό

Πίνακας 17. Εμπειρικές τιμές δείκτη CBR διαφόρων ομάδων εδάφους

5.3. Υπολογισμός δείκτη CBR ενός εδάφους

- Οι τιμές του δείκτη CBR με υδρεμποτισμό είναι οι μικρότερες, ενώ ανάλογες, και της αυτής τάξης μεγέθους, είναι και οι τιμές της επί τόπου δοκιμής, όταν αυτή εκτελείται υπό τις δυσμενέστερες συνθήκες φυσικής υγρασίας.
- Οποιαδήποτε απόπειρα συσχέτισης των τιμών των διαφόρων δοκιμών CBR είναι εντελώς αυθαίρετη, αφού εξαρτάται από το είδος του εδάφους και από τις συνθήκες εκτέλεσης του κάθε πειράματος.
- Σε διαστασιολόγηση οδοστρωμάτων με μεθόδους με δεδομένο εισαγωγής την τιμή του δείκτη CBR για το έδαφος έδρασης αλλά και, ενδεχομένως, για τις στρώσεις βάσης και υπόβασης, απαιτείται η τιμή σχεδιασμού του Καλιφορνιακού δείκτη.
- Η τιμή αυτή επιλέγεται (με δοκιμές), συνήθως 5-10, ως η CBR_{50} , CBR_{85} , CBR_{90} , (οι δείκτες 50, 85, 90) το ποσοστό των τιμών οι οποίες υπερβαίνουν την αντίστοιχη τιμή σχεδιασμού.
- Έτσι, η τιμή CBR_{50} είναι, ουσιαστικά, η μέση τιμή CBR ενώ η τιμή CBR_{90} είναι η τιμή που είναι μικρότερη από το 90% των διατιθέμενων τιμών από τα αποτελέσματα των δοκιμών.
- Η επιλογή της τιμής σχεδιασμού είναι συνάρτηση της σημασίας του έργου και της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων των δοκιμών.

5.4. Δείκτης πενετρόμετρου κώνου (DCP)

- Τελευταία, υπάρχει μία διεθνής τάση αντικατάστασης της επί τόπου δοκιμής CBR από την επί τόπου δοκιμή δυναμικού πενετρόμετρου κώνου (DCP).
- ✓ Η δοκιμή αυτή είναι μία επί τόπου δοκιμή διείσδυσης που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας εδαφικών δομών αλλά και στρώσεων θραυστών αδρανών.
- Η διαδικασία της δοκιμής συνίσταται στην πτώση ενός συγκεκριμένου φορτίου επί ενός εμβόλου που απολήγει στον κώνο διείσδυσης.
- Το μέγεθος της εισχώρησης του κώνου εντός του εδάφους χαρακτηρίζει τη μηχανική του αντοχή.
- Οι μετρήσεις της εισχώρησης γίνονται για κάθε κτύπο αν η εισχώρηση είναι μεγαλύτερη από 20 mm.

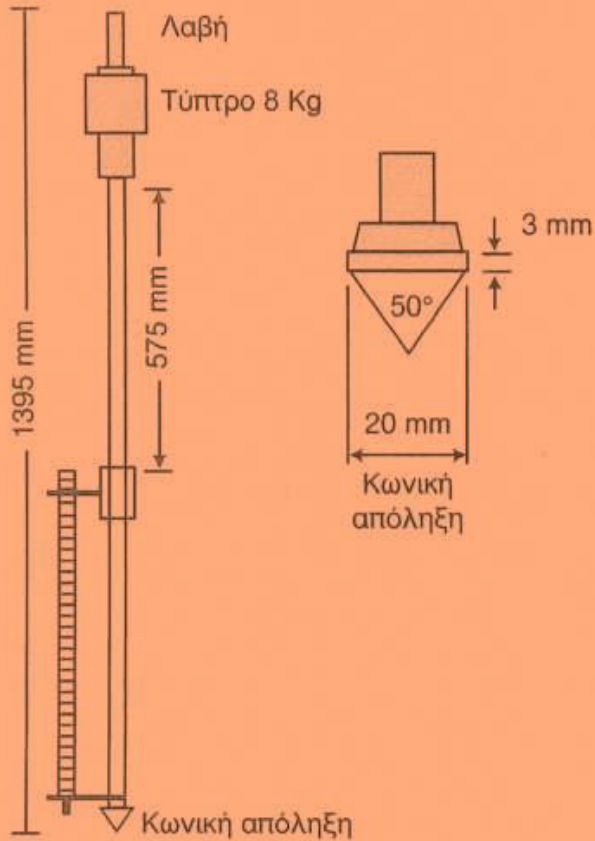


Σχήμα 16. Δοκιμή δυναμικού πενετρόμετρου κώνου (DCP).

5.4. Δείκτης πενετρόμετρου κώνου (DCP)

Αντίθετα, αν η εισχώρηση είναι μικρότερη από 20 mm, οι μετρήσεις λαμβάνονται:

- μία ανά δυο κτύπους για εισχώρηση 10-20 mm
 - μία ανά πέντε κτύπους για εισχώρηση 5-9 mm
 - μία ανά δέκα κτύπους για εισχώρηση 2-4 mm.
- Ο δείκτης DCP εκφράζεται σε χιλιοστά ανά κτύπο (mm/blow) (διαφορετικές τιμές σε κάθε εδαφικό υλικό διαφορετικής σύστασης).
- Μία εμπειρική σχέση συνδέει τον δείκτη DCP με την επί τόπου τιμή του δείκτη CBR (in-situ CBR): $\log CBR = 2,628 - 1,273 \log DCP$
- όπου ο δείκτης CBR σε ποσοστό επί τοις εκατό (%) και ο δείκτης DCP σε χιλιοστά ανά κτύπο.
 - **Ανάλογα με τη φύση του υλικού καθορίζεται και το ελάχιστο απαιτούμενο βάθος διείσδυσης ώστε να υπάρχει ακρίβεια αποτελεσμάτων.**
 - Η ετερογένεια και η επακόλουθη ανομοιομορφία των αποτελεσμάτων είναι μεγαλύτερη στα κοκκώδη εδάφη, στα οποία και απαιτείται μεγαλύτερο βάθος διείσδυσης, ώστε η τιμή της παραμέτρου να είναι ακριβής.

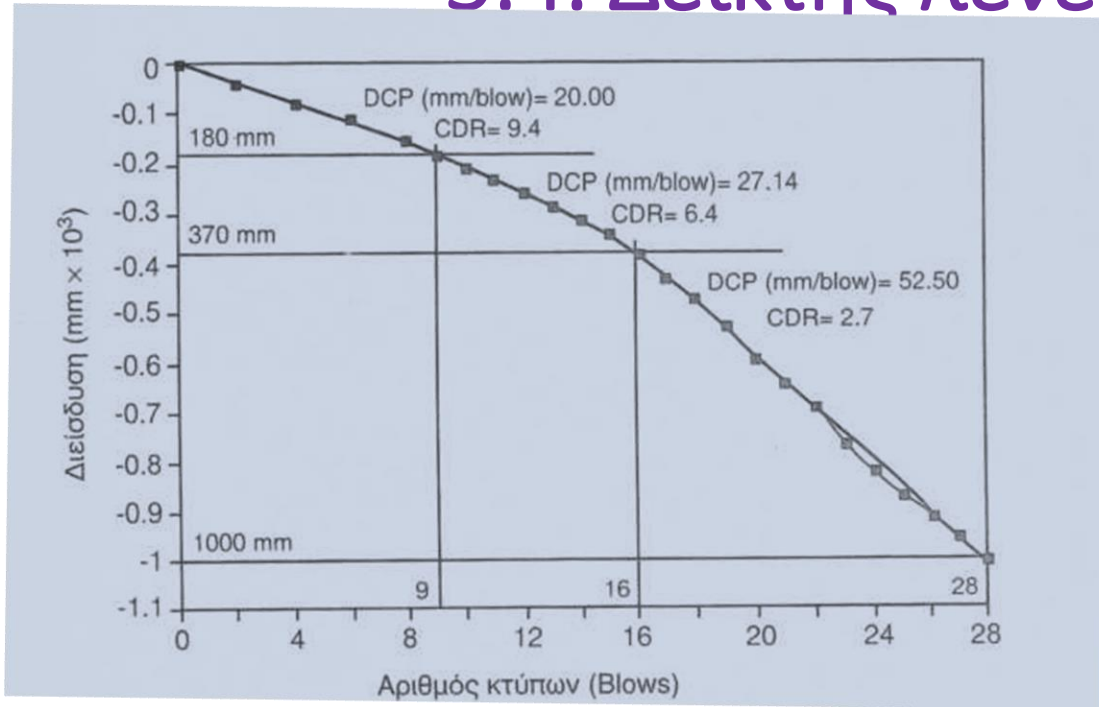


Σχήμα 17. Συσκευή δυναμικού πενετρόμετρου κώνου.

5.4. Δείκτης πενετρόμετρου κώνου (DCP)



5.4. Δείκτης πενετρόμετρου κώνου (DCP)



Σχήμα 18. Προσδιορισμός δείκτη DCP εδαφικών στρώσεων

<i>ala</i>	Κατηγορία εδάφους	Βάθος διείσδυσης (cm)
1	CH	5
2	CL	10
3	SC	10
4	SW	10
3	SM	15
6	GP	15
7	SP	30

Εργαστηριακές και επιτόπιες έρευνες σε θέματα φέρουσας ικανότητας εδαφικών υλικών επεχείρησαν να συσχετίσουν τον δείκτη DCP (ή DPI, όπως αναφέρεται από άλλους ερευνητές) με τον δείκτη CBR που προκύπτει από εργαστηριακές δοκιμές. Είναι προφανές ότι οι συσχετίσεις αυτές είναι λιγότερο ακριβείς επειδή οι δοκιμές γίνονται υπό διαφορετικές συνθήκες:

$$\log CBR = 2,18 - 0,87 \log DCP \text{ (CBR εν ξηρώ)}$$

$$\log CBR = 1,67 - 0,58 \log DCP \text{ (CBR με υδρεμποτισμό).}$$

Πίνακας 18. Ελάχιστο βάθος διείσδυσης δοκιμής DCP

5.5. Πενετρόμετρο CBR

- Εδαφικά υλικά με χαμηλή φέρουσα ικανότητα- ΧΡΗΣΗ και από Πενετρόμετρο CBR ή στατικό Πενετρόμετρο κώνου, (διείσδυση κωνικής αιχμής στο έδαφος μέσω ενός εμβόλου).
- Από δοκιμή η τιμή του CBR του εδάφους μέχρις ένα βάθος 60 cm, για τις συνθήκες του πειράματος, υπό την προϋπόθεση ότι η τιμή αυτή παραμένει χαμηλή, $CBR < 15$.
- Η διείσδυση πρέπει να γίνεται με σταθερό ρυθμό, $v = 2,5 \text{ cm/sec}$ και, αντίστοιχα, να γίνεται η ανάγνωση των ενδείξεων του οργάνου.
- Σε κάθε “θέση” πρέπει να εκτελούνται 4-5 μετρήσεις, ενώ για μια περαιωμένη στρώση πρέπει να ελέγχονται τουλάχιστον 10 θέσεις για να εξαχθούν ασφαλή συμπεράσματα.
- Σε κάθε θέση ο δείκτης CBR για κάθε “βάθος” προκύπτει ως μέσος όρος των 4-5 μετρήσεων, που έχουν πραγματοποιηθεί στο συγκεκριμένο βάθος.

5.5. Πενετρόμετρο CBR

- Για το σύνολο των μετρήσεων και σε ολόκληρη την ελεγχόμενη κατασκευή, ο δείκτης CBR ορίζεται ως η ελάχιστη τιμή των ως άνω μέσων όρων, ανεξαρτήτως βάθους μέτρησης (SNV 670-316).
- Μέσω του στατικού πενετρόμετρου κώνου μπορεί να προσδιορισθεί η επί τόπου τιμή του δείκτη CBR υπό την προϋπόθεση ότι η υγρασία και η πυκνότητα του υλικού αντιστοιχούν σε εκείνες της δοκιμής Proctor.

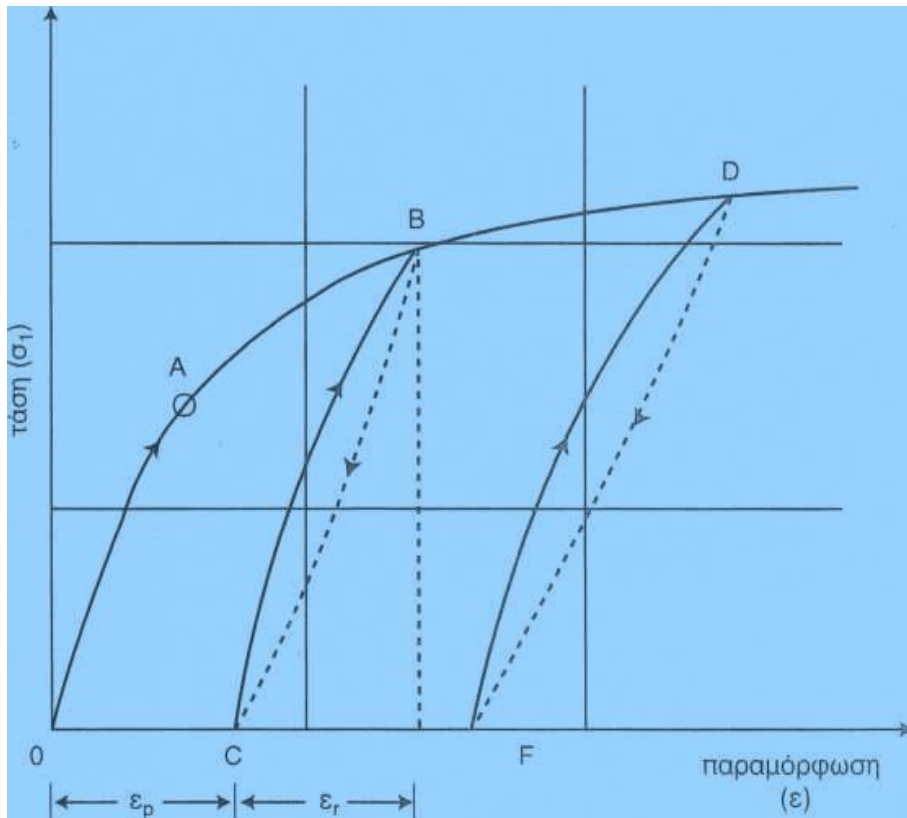


Εικόνα 11. Στατικό Πενετρόμετρο κώνου.

5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

- Η ισορροπία και η παραμορφωσιμότητα μιας εδαφικής δομής, που δέχεται κατακόρυφα φορτία λόγω υπερκείμενου επιχώματος, το οδόστρωμα και τα φορτία κυκλοφορίας, -ένα από τα βασικά προβλήματα της Οδοποιίας.
- Το φαινόμενο και η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων μπορούν να εγγραφούν μέσα στο χώρο της ελαστικής-πλαστικής ισορροπίας υπό τον όρο ότι τα φορτία παραμένουν μικρά.
- Όταν οι τάσεις φθάσουν στο όριο θραύσης τότε οι παραμορφώσεις αυξάνουν ραγδαία και παρατηρείται διαρροή του εδάφους.
- Σε τριαξονική δοκιμή εδαφικού δείγματος, αυξάνοντας την κατακόρυφη φόρτιση, στο διάγραμμα πίεσης-παραμόρφωσης η αντίστοιχη σχέση εκφράζεται από μία καμπύλη γραμμή.
- Η αποφόρτιση δεν αποκαθιστά την αρχική ισορροπία, αλλά αφήνει ένα μέρος της παραμόρφωσης ϵ_p , το οποίο ονομάζεται πλαστική (παραμένουσα) παραμόρφωση.

5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας



Σχήμα 19. Διάγραμμα τάσης -παραμόρφωσης

- Η δεύτερη επιβολή της φόρτισης δημιουργεί μία νέα καμπύλη πίεσης-παραμόρφωσης, η οποία δεν είναι παράλληλη προς την αρχική.
- Συνήθως, η δεύτερη καμπύλη φόρτισης είναι πιο απότομη από την πρώτη, γεγονός που υποδηλώνει μια “κράτυνση”, μια μικρότερη παραμορφωσιμότητα, του υλικού.
- Το μέτρο παραμόρφωσης, που είναι αντίστοιχο προς το μέτρο ελαστικότητας για ένα μέσο το οποίο δεν είναι απόλυτα ελαστικό, προκύπτει από τη δεύτερη φόρτιση και είναι γενικά μεγαλύτερο από εκείνο της αρχικής φόρτισης $E_{v2} > E_{v1}$.
- Διαπιστώνεται, κατά συνέπεια, ότι το έδαφος έχει μία συμπεριφορά, η οποία γενικά δεν είναι ούτε απόλυτα ελαστική ούτε σταθερή κάτω από επανάληψη φορτίσεων.

5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

- Στα διάφορα μαθηματικά μοντέλα συμπεριφοράς οδοστρωμάτων αποδεκτή:
 - Η γραμμική ελαστική συμπεριφορά του εδάφους που αναπαρίσταται από τις ελαστικές παραμέτρους E (μέτρο ελαστικότητας) και ν (συντελεστή Poisson).
 - Στις διάφορες μεθόδους διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων ημ εμπειρικές και αναλυτικές, ως μέτρο ελαστικότητας, το μέτρο παραμόρφωσης E που προκύπτει από τη δοκιμή πλάκας (plate bearing test) ή το αντίστοιχο που προσδιορίζεται από εργαστηριακή τριαξονική δοκιμή και μέτρο επανάταξης M_R (resilient modulus).
- Οι προδιαγραφές από χώρα σε χώρα σχετικά με τους όρους εκτέλεσης της δοκιμής πλάκας είναι διαφορετικές.
- Οι παράμετροι που επηρεάζουν τα αποτελέσματα είναι:
 - τα γεωμετρικά στοιχεία της πλάκας,
 - η ταχύτητα και
 - ο χρόνος επιβολής των φορτίων καθώς και
 - η ασκούμενη πίεση.

5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

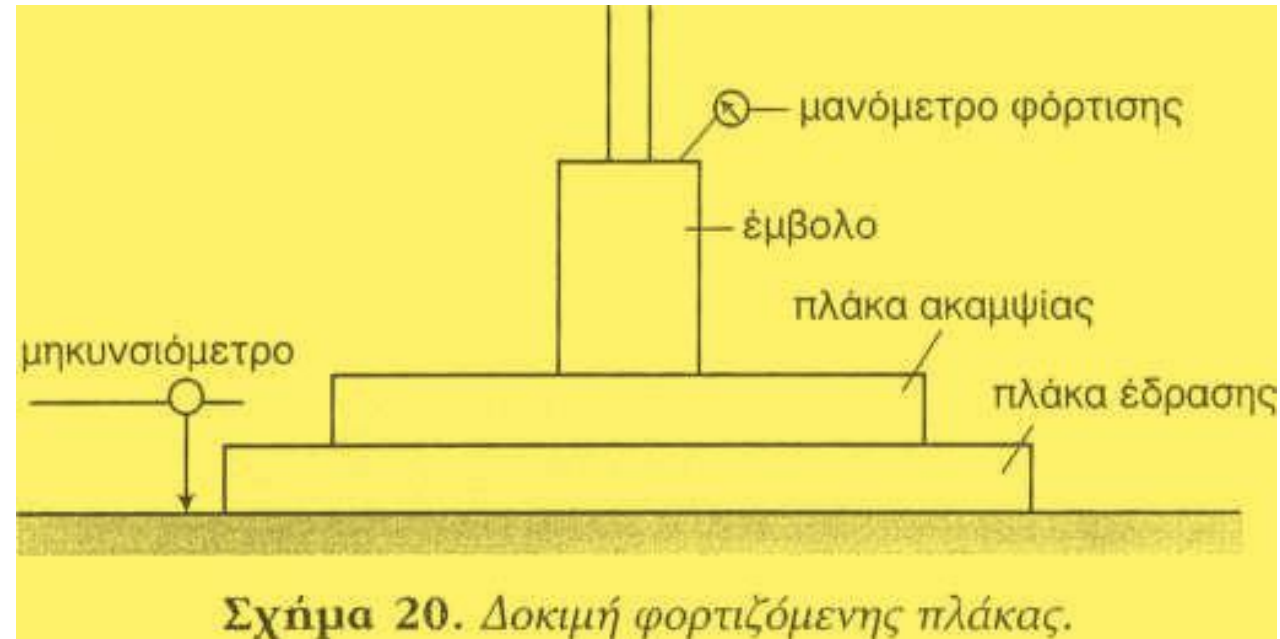
- Οι πλάκες έχουν διάμετρο 30-60-76 cm, ενώ η μέγιστη ασκούμενη πίεση είναι 2,5 kg/cm².
- Κατά τη δεύτερη φόρτιση η ασκούμενη πίεση μπορεί να είναι επίσης 2,5 kg/cm² ή 2 kg/cm², κατά τις γαλλικές προδιαγραφές.
- Σε περίπτωση που η δοκιμή εκτελείται επί στρώσεων οδοστρωσίας η ασκούμενη πίεση είναι 5 kg/cm².
- Συνήθως χρησιμοποιείται πλάκα διαμέτρου 30 cm σε οδόστρωμα οδών και αυτοκινητοδρόμων με ενδεικτική τιμή βύθισης (deflection) 5 mm-
- Σε οδοστρώματα αεροδρομίων χρησιμοποιείται πλάκα διαμέτρου 76 cm με ενδεικτική τιμή της βύθισης 13 mm.
- Γενικώς, η διάμετρος της πλάκας πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το τριπλάσιο του μεγέθους του μέγιστου κόκκου του συστατικού υλικού κάθε ελεγχόμενης στρώσης.
- Σε στρώσεις οδοστρωσίας πρέπει να χρησιμοποιείται πλάκα διαμέτρου 30 ή 60 cm.

5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

- Η δοκιμή συνίσταται στην εφαρμογή μιας ορισμένης δύναμης P δια μέσου μιας πλάκας διαμέτρου $2a$ επί του εδάφους και στη μέτρηση της κατακόρυφης βύθισης Δz .

- Η διαδικασία είναι δυνατό να επαναληφθεί η φορές και αντίστοιχα να προσδιορισθεί το μέτρο E_{η} .

- Στην Ελλάδα υπολογίζεται συνήθως το μέτρο παραμόρφωσης που αντιστοιχεί στη δεύτερη φόρτιση E_{v2} , το οποίο θεωρείται ως αντιπροσωπευτικό της φέρουσας ικανότητας του εδάφους.



5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

- Η δεύτερη επιβολή του φορτίου δεν οδηγεί την παραμόρφωση σε επαναφορά της ελαστικής βύθισης, στο σημείο B του διαγράμματος (Σχ. 19), αλλά προσθέτει και διευρύνει ακόμη περισσότερο τη συνολική βύθιση σε σχέση με τον πρώτο κύκλο φόρτισης.
 - Στους υπολογισμούς λαμβάνεται υπόψη, σε κάθε κύκλο φόρτισης, η βύθιση Δz που αντιστοιχεί στην παραμόρφωση του συγκεκριμένου σταδίου φόρτισης, αγνοώντας την προηγούμενη παραμένουσα βύθιση.
 - Συνήθως, της εκτέλεσης της δοκιμής προηγείται το στάδιο της προφόρτισης με εφαρμογή πίεσης που προκαλεί βύθιση 0,25 έως 0,5 mm.
 - Εναλλακτικά, η προφόρτιση είναι ίση με 0,2 kg/cm² και στο στάδιο αυτό της φόρτισης μηδενίζονται οι ενδείξεις των μηκυνσιομέτρων.
 - Εν συνεχεία, η δοκιμή εκτελείται με σταδιακή αύξηση της πίεσης και αντίστοιχα χρονικά διαστήματα μεταξύ των σταδίων φόρτισης.
- Η κατακόρυφη βύθιση προκύπτει ως μέσος όρος των ενδείξεων των μηκυνσιομέτρων.

5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

- Γενικά, η μέθοδος υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας E (elastic modulus) για στατικά φορτία βασίζεται στη θεωρία Boussinesq, σύμφωνα με:

$$E = \frac{2pa}{\Delta z} (1 - \nu^2)C$$

όπου p : η ασκούμενη πίεση ($=P/\pi a^2$)

a : η ακτίνα της πλάκας

Δz : η κατακόρυφη βύθιση

C : συντελεστής ακαμψίας της πλάκας

($C = \pi/4$ για δύσκαμπτη πλάκα, $C = 1$ για εύκαμπτη πλάκα)

5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

- Το μέτρο ελαστικότητας από τη δοκιμή πλάκας ισχύει στην περίπτωση που το έδαφος έδρασης εμφανίζει μία σημαντική ομοιογένεια.
- ✓ Παρά, τις αδυναμίες, σχετικά με τη δυνατότητα επακριβούς απεικόνισης της συμπεριφοράς του εδάφους, το μέτρο ελαστικότητας τοποθετείται στην πρώτη σειρά μηχανικών παραμέτρων στο χώρο της οδοποιίας, λόγω ακριβώς, της μεθόδου προσδιορισμού του, που αναπαριστά ουσιαστικά τον τρόπο επιβολής των φορτίων στο έδαφος έδρασης των οδών.
- Παρά την υπεροχή της εν λόγω δοκιμής έναντι εκείνης του CBR, υπάρχουν και για την δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας όρια του πεδίου εφαρμογής.
- Συγκεκριμένα, θα πρέπει να θεωρηθεί ότι η αναπαράσταση της φέρουσας ικανότητας της φορτιζόμενης μάζας εκτείνεται μέχρις ένα βάθος που δεν ξεπερνά το πενταπλάσιο της ακτίνας της πλάκας:

$$H = 5a$$

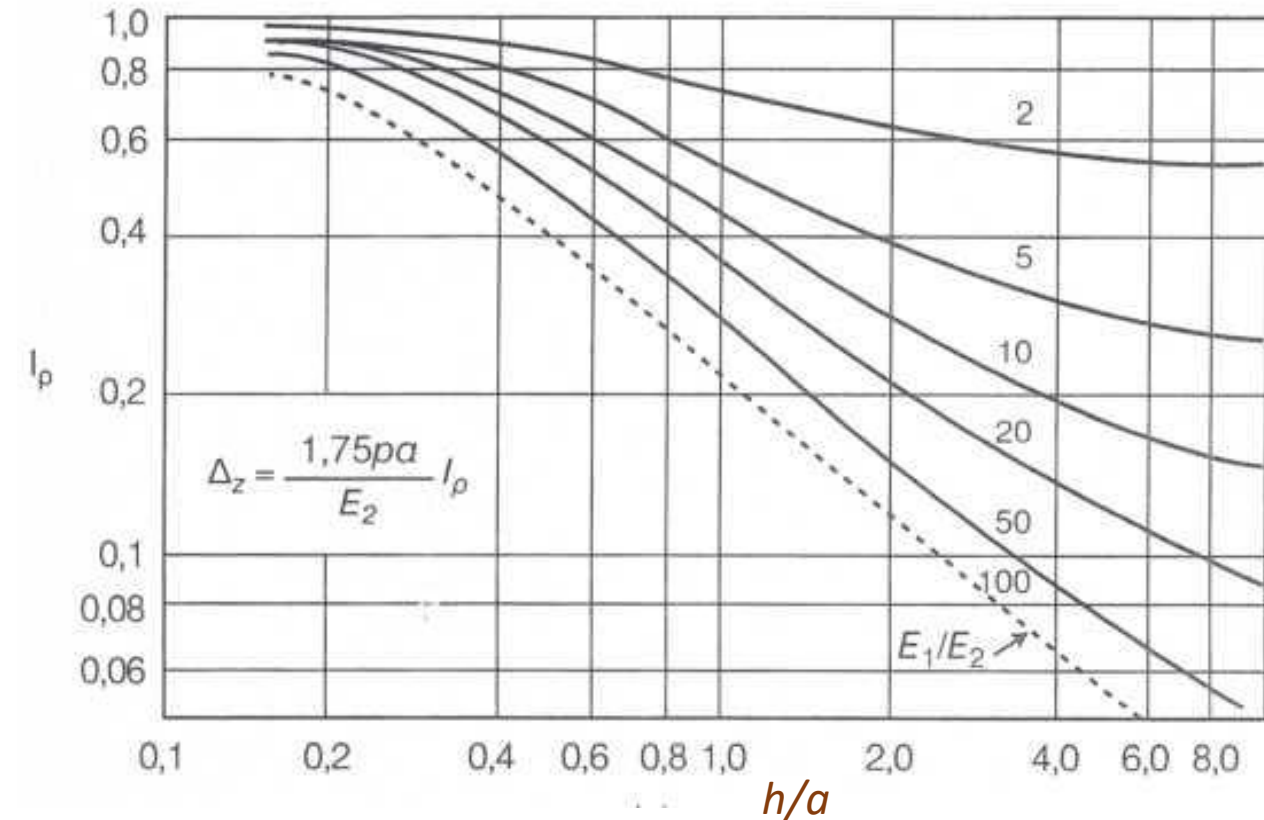
5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

- Ο έλεγχος φορτιζόμενης πλάκας αναφέρεται σε διαμορφωμένες στρώσεις υλικών κατασκευής επιχωμάτων ή οδοστρωσίας, πεπερασμένου πάχους και όχι σε ημιάπειρες μάζες.
- Η τιμή του μέτρου ελαστικότητας E , δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε μεθόδους διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων, παρά μόνον στη φάση κατασκευής.
- Αντίθετα, σε στάδιο μελέτης αντί της παραμέτρου E , χρησιμοποιείται η αντίστοιχη εργαστηριακή παράμετρος M_R (resilient modulus) που προκύπτει από τριαξονικές εργαστηριακές δοκιμές.
- Όταν πρόκειται για δοκιμή επί στρώσης βάσης ή υπόβασης που τοποθετείται επί φυσικού εδάφους θα πρέπει να συνυπολογισθεί, για τον προσδιορισμό του μέτρου E_1 του θραυστού υλικού, η επίδραση του μέτρου E_2 του εδάφους.

5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

- Ο υπολογισμός, για πάχος h της υπερκείμενης στρώσης και $\nu_x = \nu_2 = 0,35$, γίνεται με τη βοήθεια της σχέσης του Thegn de Barros και του σχετικού νομογραφήματος (Σχ. 21):

$$\Delta z = \frac{1,75pa}{E_2} I_\rho$$



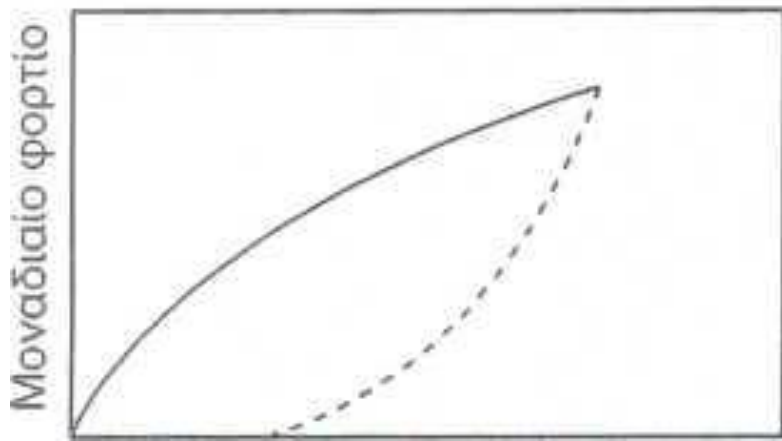
Σχήμα 21. Κατακόρυφη βύθιση δίσκου σε διαστρωματικό μέσο.

5.6. Η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας

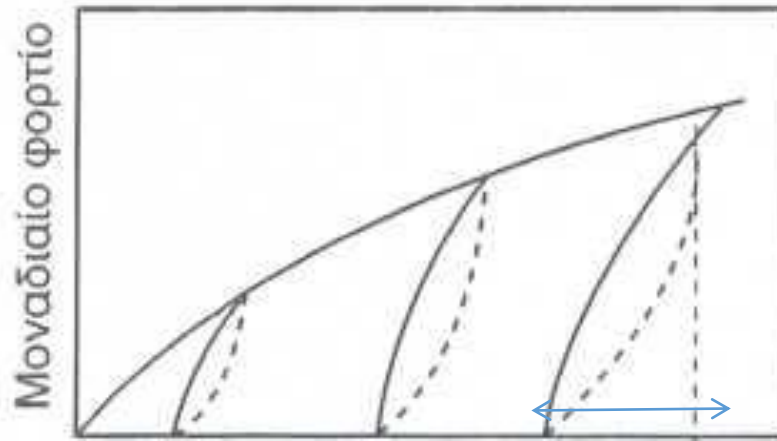
- Οι ελληνικές προδιαγραφές προβλέπουν εφαρμογή της δοκιμής φορτιζόμενης πλάκας όταν δεν είναι δυνατός ο έλεγχος της συμπύκνωσης εδαφικών στρώσεων με τη μέθοδο κώνου και άμμου, όταν δηλαδή, το διερχόμενο από το κόσκινο 3/4" είναι μικρότερο από 70% ή το διερχόμενο από το Νο4 είναι μικρότερο από 40%.
- Η προδιαγραφή καθορίζει ελάχιστες τιμές του μέτρου ελαστικότητας κατά τη 2^η φόρτιση:
 - $E_{v2} \geq 300 \text{ kg/cm}^2$, για συνεκτικά εδάφη, σε στρώσεις χωματοουργικών
 - $E_{v2} \geq 450 \text{ kg/cm}^2$, για μη συνεκτικά εδάφη, σε στρώσεις χωματοουργικών
 - $E_{v2} \geq 600 \text{ kg/cm}^2$, για συνεκτικά εδάφη σε στρώσεις έδρασης οδοστρωμάτων
 - $E_{v2} \geq 1200 \text{ kg/cm}^2$, για μη συνεκτικά εδάφη σε στρώσεις έδρασης οδοστρωμάτων.
- ❖ *Αν και δεν καθορίζεται επακριβώς από την προδιαγραφή, ως συνεκτικά θα πρέπει να θεωρούνται τα εδάφη με τιμή συνοχής $c' \geq 0,2 \text{ kg/cm}^2$ και $IP \geq 10$. Ακόμη, σύμφωνα με την προδιαγραφή, θα πρέπει $E_{v2}/E_{v1} < 2,20$, εκτός αν το μέτρο E_{v1} είναι κατ' ελάχιστον ίσο προς το 60% της θεωρητικής τιμής ή όταν πρόκειται για βραχώδη επιχώματα.*

5.7. Μέτρο αντίδρασης υπεδάφους

- Μία τυποποιημένη δοκιμή πλάκας χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του μέτρου αντίδρασης k_s (modulus of subgrade reaction) του εδάφους, για την διαστασιολόγηση των δύσκαμπτων οδοστρωμάτων.
- Το μέτρο αντίδρασης, που συχνά στη βιβλιογραφία συμβολίζεται ως k , εκφράζει κατά τη θεωρία του Westergaard, την αναλογία που υπάρχει μεταξύ κατακόρυφης ασκούμενης πίεσης και αντίστοιχης υποχώρησης της επιφάνειας του εδάφους: $p = k_s \cdot \Delta z$
- Η αναλογία πίεσης-βύθισης γραμμική, ενώ το μέτρο k_s παύει να έχει έννοια από την στιγμή που τα φορτία φθάσουν σε υψηλές τιμές, (η αναλογία μεταξύ πίεσης και βύθισης δεν ισχύει).



Παραμόρφωση



Πλαστική Παραμόρφωση Ελαστική επαναφορά

Σχήμα 22. Διάγραμμα πίεσης-βύθισης για τον προσδιορισμό του k_s

5.7. Μέτρο αντίδρασης υπεδάφους

- Η δοκιμή εκτελείται στην επιφάνεια του εδάφους σε φυσικές συνθήκες υγρασίας. Η πλάκα που χρησιμοποιείται έχει διάμετρο 76 cm και πάχος 1,5-2,5 cm.
 - Μέσω ενός συστήματος φόρτισης και ενός μετρητή πίεσης εφαρμόζονται στην επιφάνεια του εδάφους πιέσεις, οι τιμές είναι γνωστές.
 - Αποτελέσματα δοκιμών έδειξαν ότι η πιο αντιπροσωπευτική τιμή του μέτρου k_g είναι εκείνη που αντιστοιχεί σε πίεση 700 gr/cm^2 (=10 psi). Μετράται η μέση βύθιση της πλάκας Δz_0 που προκαλείται από την πίεση των 700 gr/cm^2 . Το μέτρο αντίδρασης :
- $$k_s = \frac{700 \text{ gr/cm}^2}{\Delta z_0}$$
- Παραλλαγή της ως άνω μεθόδου αποτελεί ανάλογη μέθοδος φορτιζόμενης πλάκας διαμέτρου 76 cm κατά την οποία η φόρτιση σταματά όταν η βύθιση γίνει ίση προς 1,25 mm.
 - Η τιμή της παραμέτρου k_s ευρίσκεται κατά τρόπο ανάλογο από το αντίστοιχο διάγραμμα πίεσης-βύθισης.

5.7. Μέτρο αντίδρασης υπεδάφους

- Αν οι επί τόπου αναμενόμενες συνθήκες φθάσουν σε κατάσταση κορεσμού από πλευράς φυσικής υγρασίας, τότε η τιμή του k_s που λαμβάνεται υπ' όψη για τους υπολογισμούς πρέπει να υποστεί την κατάλληλη διόρθωση.
- Η διόρθωση εκτελείται σύμφωνα με αποτελέσματα οιδημετρικών δοκιμών επί αδιαταράκτων δειγμάτων στο εργαστήριο.
- Δύο δείγματα, το πρώτο σε φυσική κατάσταση και το δεύτερο κεκορεσμένο, υπόκεινται στην οιδημετρική συσκευή σε πίεση 700 gr/cm^2 .
- Μετράται αντίστοιχα η κατακόρυφη βύθιση Δz_1 και Δz_2 των δύο δειγμάτων.
- Η τιμή του μέτρου αντίδρασης σε συνθήκες κορεσμού είναι:

$$k_i = \frac{\Delta z_1}{\Delta z_2} k_s$$

7. Μέτρο αντίδρασης υπεδάφους

- Οι τιμές του μέτρου αντίδρασης έχουν την έννοια μιας συγκεκριμένης μηχανικής παραμέτρου υπό τον όρο ότι αναφέρονται πάντοτε στην ίδια διαδικασία εκτέλεσης της δοκιμής και κυρίως στην ίδια διάμετρο πλάκας.
- Όταν η πλάκα που χρησιμοποιείται έχει διαφορετικές διαστάσεις τότε τα αποτελέσματα αλλοιώνονται αισθητά. Χαρακτηριστικά φαίνεται η επίδραση στα παρακάτω δεδομένα:
 - k_0 : το μέτρο για πλάκα με $d = 76 \text{ cm}$
 - $k_s = 1,5 k_Q$: το μέτρο για πλάκα με $d = 42 \text{ cm}$
 - $k_s = 2 k_Q$: το μέτρο για πλάκα με $d = 30 \text{ cm}$
- Η τιμή του μέτρου αντίδρασης από επί τόπου δοκιμές επί χονδρόκοκκων εδαφών ή θραυστών αδρανών πιθανόν να χρειάζεται διόρθωση λόγω κάμψης πλάκας της δοκιμής.
- Γενικώς όταν η τιμή του μέτρου αντίδρασης ξεπεράσει την τιμή $k_s = 7 \text{ kg/cm}^3$, η πραγματική τιμή του μέτρου είναι 75-85% εκείνης που προκύπτει από την επί τόπου δοκιμή.

5.7. Μέτρο αντίδρασης υπεδάφους

- Αντιπροσωπευτικές τιμές του μέτρου αντίδρασης για διάφορες κατηγορίες εδαφών δίδονται στον Πίνακα 19.
- Οι τιμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα επίπεδα φυσικής υγρασίας για εδαφικά υλικά συμπυκνωμένα στο 90-95% της μέγιστης ξηράς πυκνότητας.
- Σε επίπεδο μελέτης, το μέτρο αντίδρασης : προσεγγιστικά από δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης, που οδηγούν σε συντηρητικά αποτελέσματα ή να εκτιμηθεί μέσω εργαστηριακών δοκιμών CBR.
- Σε κάθε περίπτωση, σκόπιμη είναι η εκ των υστέρων επαλήθευση των αποτελεσμάτων μέσω επί τόπου δοκιμών στη φάση της κατασκευής.
- Όταν το θεμέλιο ενός τεχνικού έργου ή η πλάκα σκυροδέματος εδράζεται σε υπόβαση από θραυστά υλικά ή σε στρώση έδρασης από αμμοχάλικο, στους υπολογισμούς καθίζησης του θεμελίου ή διαστασιολόγησης της πλάκας υπεισέρχεται μια διορθωμένη τιμή του μέτρου k

5.7. Μέτρο αντίδρασης υπεδάφους

Η τιμή αυτή προκύπτει από τα αποτελέσματα της επί τόπου δοκιμής και το μέγεθος της εκ σκυροδέματος κατασκευής (πλάτους B):

$$k_s = k_1 \left(\frac{B + B_1}{2B} \right)^2$$

όπου k_1 είναι το μέτρο που προκύπτει από δοκιμές πλάκας διαμέτρου B_1 . Η σχέση αυτή παύει να ισχύει όταν $B > 3B_1$

Πίνακας 19. Αντιπροσωπευτικές τιμές του μέτρου αντίδρασης

	Κατηγορίες εδαφών	Τιμές του μέτρου αντίδρασης (pci)*							
		W=1-4%	W=5-8%	W=9-12%	W=13-16%	W=17-20%	W=21-24%	W=25-28%	> 29
1	Άργιλοι και ιλείς (OH, CH, MH)	—	175	150	125	100	75	50	25
2	Άργιλοι και ιλείς, (OL, CL, ML)	—	200	175	150	125	100	75	50
3	Πυλώδεις και αργιλώδεις άμμοι (SM, SC)	300	250	225	200	150	—	—	—
4	Χαλικώδεις άμμοι (SW, SP)	>300	300	250	—	—	—	—	—
5	Αργιλώδεις χάλικες (GM, GC)	>300	300	300	250	—	—	—	—
6	Αμμοχάλικα (GW, GP)	350	>300	—	—	—	—	—	—

(*) 1 pci = 1/36,1 kg/cm³

5.8.Δείκτης αντίστασης - R

- Ο δείκτης αντίστασης R είναι μία παράμετρος μηχανικής αντοχής του εδάφους που χρησιμοποιείται σε μεθόδους διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων στις ΗΠΑ.
- Ο δείκτης R προσδιορίζεται μέσω μιας εργαστηριακής δοκιμής και εκφράζει την αντίσταση σε παραμόρφωση ενός εδαφικού δείγματος υπό συγκεκριμένες συνθήκες πίεσης στη συσκευή του ευσταθειόμετρου (stabilometer).
- Η μέθοδος δεν χρησιμοποιείται στην Ευρώπη και παραμένει σε περιορισμένα πλαίσια ως προς το πεδίο εφαρμογής της σε διεθνές επίπεδο.

5.9. Μέτρο επανάταξης

- Το μέτρο επανάταξης M_R (resilient modulus) είναι το δυναμικό μέτρο ελαστικότητας των εδαφικών και θραυστών υλικών από επί τόπου ή εργαστηριακές δοκιμές.
- Εκφράζει την αντίσταση των υλικών σε μόνιμη παραμόρφωση υπό συνθήκες επαναλαμβανόμενης φόρτισης.
- Σε διαμορφωμένες στρώσεις επιχωμάτων και οδοστρωσίας το μέτρο επανάταξης εκτιμάται μέσω ανάστροφων υπολογισμών από δοκιμές FWD (falling weight deflectometer).
- Η εργαστηριακή δοκιμή (AASHTO T-292) συνίσταται στη διαμόρφωση κυλινδρικού δοκιμίου ($d = 71 \text{ mm}$, $h = 152 \text{ mm}$) και υποβολή σε τριαξονική φόρτιση στην τριαξονική συσκευή. Η φόρτιση είναι δυναμική και ο αριθμός των επαναλήψεων, συνήθως, $N = 100$. Το μέτρο επανάταξης M_R προσδιορίζεται από τον λόγο της εκτροπικής τάσης (deviator stress), $\sigma_d = \Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$, προς την αξονική παραμένουσα παραμόρφωση ε_1 :

$$M_R = \frac{\Delta\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

Η τιμή του μέτρου M_R που προσδιορίζεται από εργαστηριακές δοκιμές εξαρτάται από το μέγεθος των επιβαλλόμενων τάσεων σ_1 σ_3 .

5.9. Μέτρο επανάταξης

➤ Για χονδρόκοκκα υλικά, το μέτρο επανάταξης αυξάνει με την αύξηση της σφαιρικής τάσης $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$, ενώ για τα συνεκτικά εδαφικά υλικά, η αύξηση της εκτροπικής τάσης $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ προκαλεί μείωση της τιμής του μέτρου M_R .

➤ Για τα κοκκώδη εδάφη, το μέτρο επανάταξης προσδιορίζεται από μια περισσότερο συνθέτη, εκθετικής μορφής, σχέση:

$$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$$

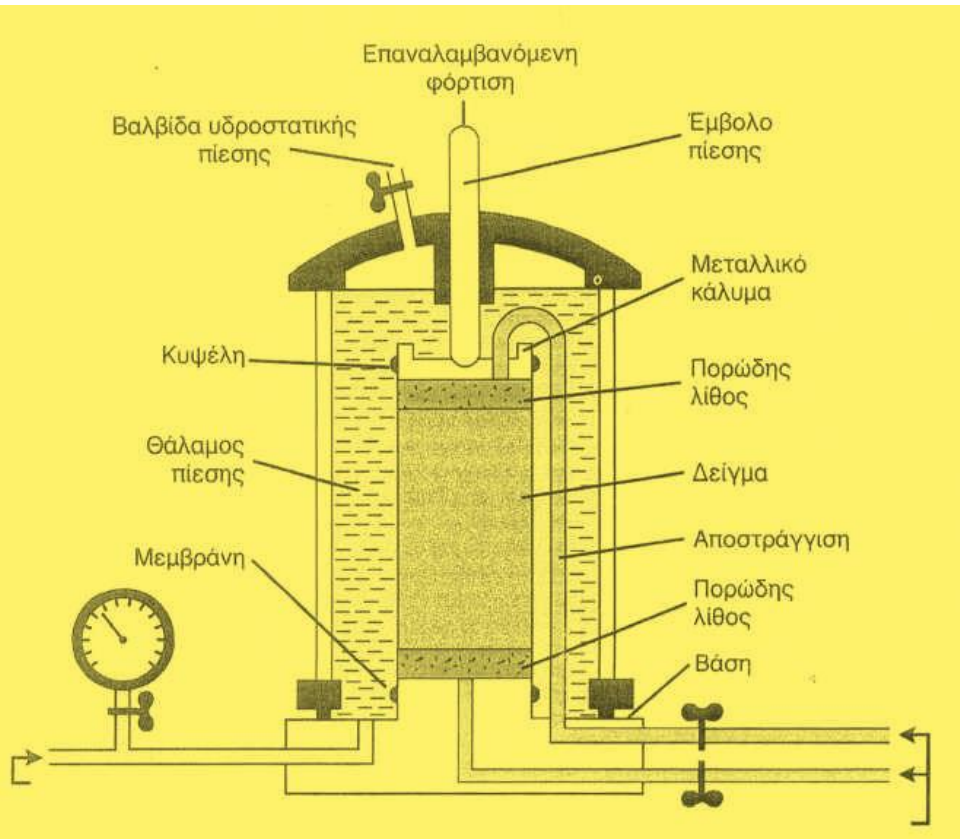
• όπου K_1 και K_2 συντελεστές που προκύπτουν από εργαστηριακά αποτελέσματα.

➤ Το μέτρο επανάταξης μπορεί, εναλλακτικά να προσδιορισθεί και από επί τόπου δοκιμές (τύπου FWD).

• Το μέτρο M_R το οποίο προσδιορίζεται από επί τόπου δοκιμές είναι 1,5-2 φορές μεγαλύτερο από τις αντίστοιχες εργαστηριακές τιμές.

• Συχνά, ωστόσο, λόγω της πολυπλοκότητας της τριαξονικής δοκιμής το μέτρο επανάταξης (ελαστικότητας) εκτιμάται προσεγγιστικά από ημιεμπειρικές σχέσεις μέσω απλούστερων παραμέτρων, όπως είναι ο δείκτης CBR.

Σχήμα 23. Τριαξονική συσκευή προσδιορισμού μέτρου επανάταξης.

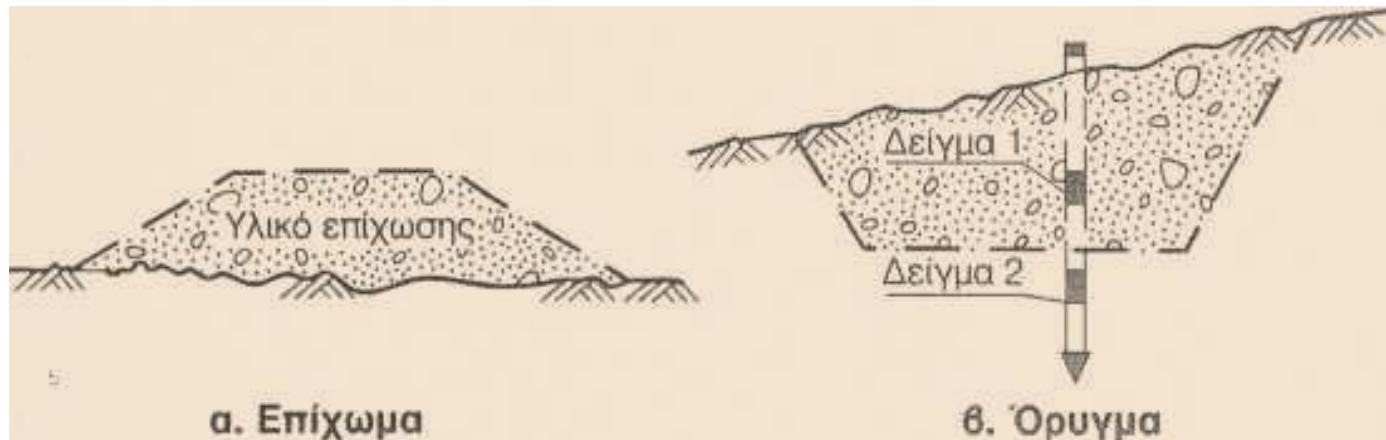


10. Πεδίο εφαρμογής παραμέτρων φέρουσας ικανότητας

- Οι παράμετροι φέρουσας ικανότητας εδάφους και αδρανών υλικών χρησιμοποιούνται ευρέως σε έργα οδοποιίας για πολλαπλούς σκοπούς.
- Αν και η διαστασιολόγηση οδοστρωμάτων παραμένει βασικό αντικείμενο των παραμέτρων αυτών, ωστόσο, η χρήση τους δεν περιορίζεται σε μεθόδους διαστασιολόγησης.
- ❖ **Συνολικά, οι παράμετροι φέρουσας ικανότητας χρησιμοποιούνται στις ακόλουθες εφαρμογές:**
 - α) σε στάδιο μελέτης, σε μεθόδους διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων
 - β) σε φάση κατασκευής, σε μεθόδους διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων ή επαναξιολόγησης των αρχικών δεδομένων και παραδοχών
 - γ) σε φάση μελέτης ή/και κατασκευής, για εργαστηριακή αξιολόγηση προϊόντων εκσκαφής ως υλικών κατασκευής οδικών επιχωμάτων
 - δ) σε στάδιο κατασκευής, για έλεγχο της συμπύκνωσης στρώσεων επιχωμάτων (ΠΤΠ Χ-1).

10. Πεδίο εφαρμογής παραμέτρων φέρουσας ικανότητας

- Σε στάδιο μελέτης, χρησιμοποιούνται παράμετροι που προσδιορίζονται από εργαστηριακές δοκιμές και, ιδιαίτερα, οι παράμετροι CBR και M_R .
- Τα δείγματα λαμβάνονται από γεωτρήσεις για τα εδαφικά υλικά ή από χώρους αποθηκών λατομείων για τα θραυστά υλικά.
- Συγκεκριμένα, για στρώσεις επιχωμάτων το δείγμα για εργαστηριακό έλεγχο θα πρέπει να ληφθεί από τη μάζα του υλικού προς εκσκαφή (Δείγμα 1, Σχ. 24), ενώ για τον έλεγχο της σκάφης, το δείγμα θα ληφθεί κάτω από το αντίστοιχο νοητό επίπεδο (Δείγμα 2, Σχ. 24).



Σχήμα 24. Δειγματοληψία για προσδιορισμό φέρουσας ικανότητας εδαφών

10. Πεδίο εφαρμογής παραμέτρων φέρουσας ικανότητας

- Σε περίπτωση ακαταλληλότητας των προϊόντων εκσκαφής, ανάλογη εργαστηριακή διαδικασία θα πρέπει να πραγματοποιηθεί για τα δάνεια υλικά.
- Σε κατασκευασμένες στρώσεις επιχώματος ή οδοστρωσίας, δοκιμές φορτιζόμενης πλάκας για προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας E ή του μέτρου αντίδρασης k_s μπορούν να χρησιμοποιηθούν για επανέλεγχο της αρχικής παραδοχής φέρουσας ικανότητας.
- Για τον ίδιο σκοπό μπορεί να χρησιμοποιηθεί και η επί τόπου δοκιμή CBR, ή δυναμικού πενετρόμετρου DCP.
- Είναι προφανές ότι ειδικά η δοκιμή φορτιζόμενης πλάκας είναι περισσότερο αντιπροσωπευτική της φέρουσας ικανότητας, επειδή αναπαριστά πιστά την απόκριση της εδαφικής μάζας στην ασκούμενη φόρτιση και ελάχιστα επηρεάζεται από τον παράγοντα του “τυχαίου” αλλά ακόμη και της ετερογένειας του υλικού.

5.10. Πεδίο εφαρμογής παραμέτρων φέρουσας ικανότητας

- Σε ένα δύσκαμπτο οδόστρωμα που πρόκειται να κατασκευαστεί και στη μέθοδο διαστασιολόγησης υπεισέρχεται το μέτρο αντίδρασης k_s , η αρχική εκτίμηση, σε φάση μελέτης, θα γίνει μέσω του δείκτη CBR ή του μέτρου M_R και, μετά, να επαναξιολογηθεί η φέρουσα ικανότητα μέσω δοκιμής φορτιζόμενης πλάκας, επί τελικής χωματουργικών.
- Σε κάθε περίπτωση, όταν χρησιμοποιούνται οι προαναφερθείσες ημιεμπειρικές σχέσεις για εκτίμηση παραμέτρων φέρουσας ικανότητας, ο μηχανικός θα πρέπει να γνωρίζει επακριβώς το πεδίο εφαρμογής της κάθε σχέσης, αλλά και τα ενδεχόμενα περιθώρια σφάλματος, ούτως ώστε να μην οδηγηθεί σε αυθαίρετα συμπεράσματα και σε εσφαλμένες προτάσεις διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων.

11. Διατμητική αντοχή του εδάφους

- ❖ Η διατμητική αντοχή αποτελεί τη βασική μηχανική ιδιότητα του εδάφους.
 - Οι αστοχίες των γεωκατασκευών είναι στο σύνολό τους αστοχίες που οφείλονται σε υπέρβαση της διατμητικής αντοχής.
 - Ακόμη και το ιδιαίτερο πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας των εδαφών για διαστασιολόγηση οδοστρωμάτων είναι μια ειδική απεικόνιση του ζητήματος της διατμητικής αντοχής.
 - Η διατμητική αντοχή του εδάφους εκφράζεται ως γραμμική συνάρτηση της ορθής τάσης σ από τη θεμελιώδη σχέση του Coulomb,
- ❖ $s = c + \sigma \tan \varphi$
- όπου c η συνοχή και φ η γωνία τριβής του εδάφους.
 - Οι παράμετροι c και φ που χαρακτηρίζουν τη διατμητική αντοχή του εδάφους ονομάζονται παράμετροι διατμητικής αντοχής.

11. Διατμητική αντοχή του εδάφους

□ Υπάρχουν πολλά είδη εργαστηριακών δοκιμών για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής του εδάφους:

- ανεμπόδιστη θλίψη,
- άμεση διάτμηση,
- τριαξονική δοκιμή.

➤ Ακόμη, υπάρχουν ορισμένες επιτόπου δοκιμές -εμμέσως δίνουν ενδείξεις για τιμές παραμέτρων διατμητικής αντοχής:

- πρότυπη δοκιμή διείσδυσης (SPT),
- δοκιμή πτερυγίου (vane shear),
- φορητό Πενετρόμετρο (rocket penetrometer).
- Μια πλήρης γεωτεχνική μελέτη έργων οδοποιίας βασίζεται σε υπολογισμούς και ελέγχους με βάση τα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών άμεσης διάτμησης ή τριαξονικής δοκιμής.
- Όλες οι υπόλοιπες δοκιμές μπορούν να χρησιμεύσουν για τον προσεγγιστικό προσδιορισμό των παραμέτρων c και ϕ , χωρίς όμως την απαραίτητη ακρίβεια για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο ευστάθειας των γεωκατασκευών.

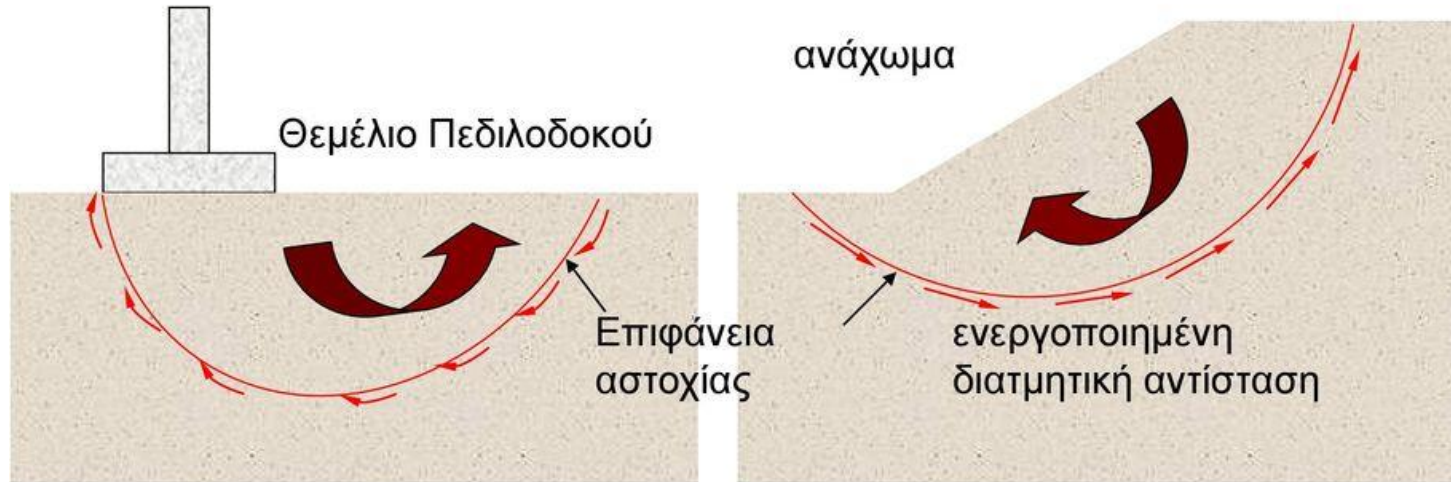
5.11. Διατμητική αντοχή του εδάφους

- Στην Οδοποιία, οι παράμετροι c και ϕ προσδιορίζονται ανάλογα με τη φύση του προβλήματος και, κυρίως, τις συνθήκες κορεσμού και στράγγισης του εδάφους, από αντίστοιχες εργαστηριακές δοκιμές.
- Οι εργαστηριακές δοκιμές από τις οποίες προκύπτουν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους περιγράφονται συνοπτικά στη συνέχεια.
- Η δοκιμή άμεσης διάτμησης μπορεί να εφαρμοσθεί σε κάθε είδος εδάφους. Συνήθως χρησιμοποιείται σε χονδρόκοκκα εδάφη αλλά και σε μικρής συνοχής υλικά.
- Κατά τη δοκιμή αυτήν, η ορθή τάση παραμένει σταθερή ενώ η διατμητική τάση αυξάνει σταδιακά μέχρι διαρροής. Η θραύση λαμβάνει χώρα στο επίπεδο διαχωρισμού της συσκευής (Σχ. 25γ).
- Για διαφορετικές τιμές της ορθής τάσης, προσδιορίζονται, αντίστοιχα, τιμές της διατμητικής αντοχής και από τα ζεύγη αυτά των τιμών υπολογίζονται οι παράμετροι c και ϕ .

5.11. Διατμητική αντοχή του εδάφους

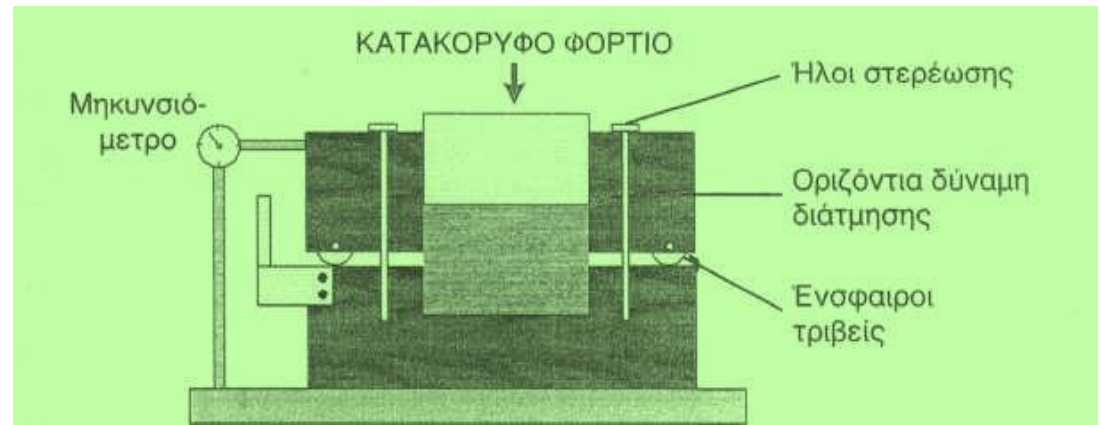
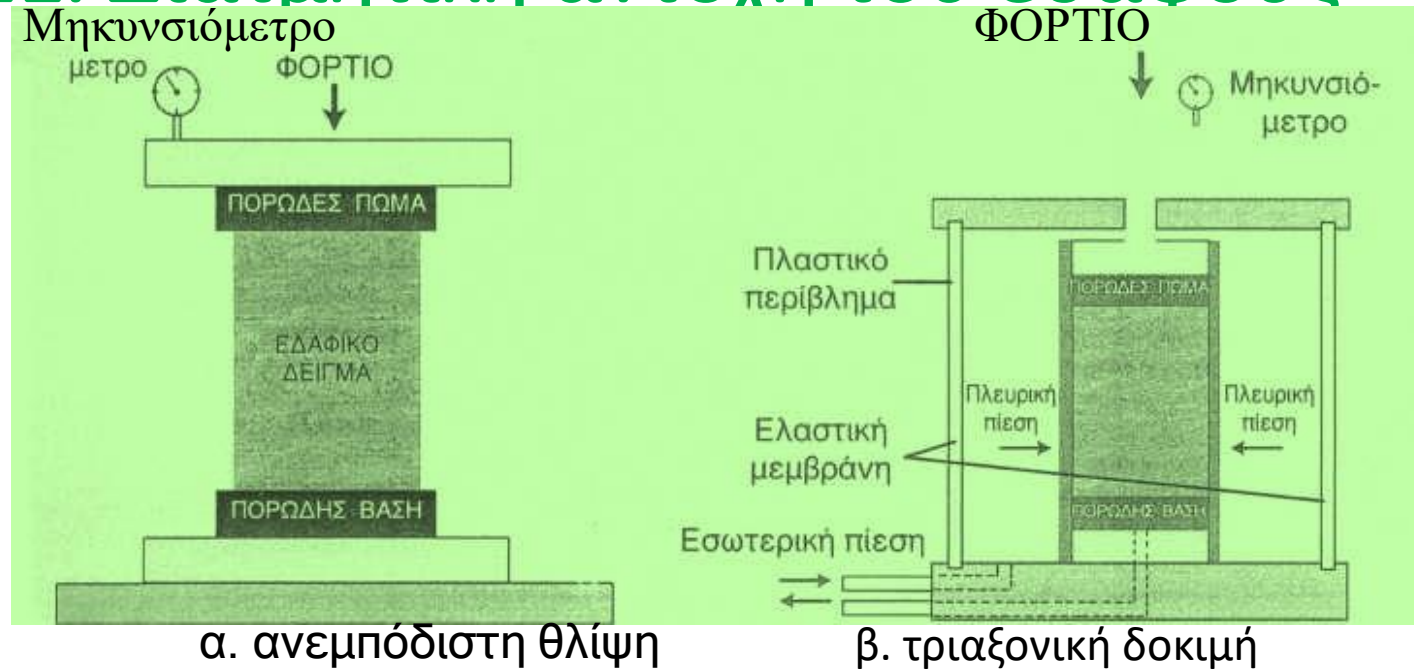
Διατμητική Αστοχία

Γενικά τα εδάφη αστοχούν σε διάτμηση



Κατά την αστοχία, η διατμητική τάση κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας φθάνει στη διατμητική αντοχή του εδάφους.

5.11. Διατμητική αντοχή του εδάφους



Σχήμα 25. Εργαστηριακές Δοκιμές

5.11. Διατμητική αντοχή του εδάφους

- Η τριαξονική δοκιμή είναι η συνηθέστερη εργαστηριακή δοκιμή προσδιορισμού παραμέτρων διατμητικής αντοχής.
- Το κυλινδρικό δοκίμιο ($d = 36 \text{ mm}$, $h = 72 \text{ mm}$) τοποθετείται μέσα σε ειδική μεμβράνη και εν συνεχεία στο θάλαμο της συσκευής όπου ασκείται υδροστατική πίεση, $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (Σχ. 25β). Η διατμητική διαρροή επέρχεται με αύξηση της κατακόρυφης τάσης σ_1
- Το επίπεδο αστοχίας σχηματίζει γωνία $\alpha = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$
- ενώ σε διαδοχικές δοκιμές, με αύξηση της υδροστατικής πίεσης, προκύπτουν ζεύγη τιμών διατμητικής τάσης αστοχίας και ορθής τάσης επί του επιπέδου αστοχίας.
- Επακόλουθα προσδιορίζονται οι παράμετροι διατμητικής αντοχής c και φ από το διάγραμμα Mohr - Coulomb (Κεφ. 6).

5.11. Διατμητική αντοχή του εδάφους

❖ **Ανάλογα με συνθήκες αποστράγγισης της τριαξονικής δοκιμής τρεις τύποι δοκιμών:**

- α) Δοκιμή (UU) χωρίς αποστράγγιση και στερεοποίηση (ταχεία δοκιμή). Το δείγμα οδηγείται σε αστοχία χωρίς δυνατότητα αποστράγγισης. Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής που προκύπτουν συμβολίζονται c_u και ϕ_u (συνήθως $\phi_u = \emptyset$).
- β) Δοκιμή CU, με στερεοποίηση, χωρίς αποστράγγιση. Η βαλβίδα αποστράγγισης μένει ανοιχτή μέχρις ότου μηδενιστεί η πίεση πόρων u . Στη συνέχεια το δοκίμιο θραύεται με αύξηση της εκτροπικής τάσης $\sigma_d = \sigma_2 - \sigma_3$ χωρίς δυνατότητα αποστράγγισης.

Η συγκεκριμένη δοκιμή είναι η συνηθέστερη τριαξονική δοκιμή και επιτρέπει τον έμμεσο προσδιορισμό των παραμέτρων ενεργού διατμητικής αντοχής, c' και ϕ' . Προτιμάται από τη βραδεία δοκιμή CD, λόγω της μικρής διάρκειάς της.

- γ) Δοκιμή CD, με στερεοποίηση και αποστράγγιση (βραδεία δοκιμή). Στη δοκιμή αυτήν, η αύξηση της εκτροπικής αξονικής τάσης γίνεται αργά, ούτως ώστε να μην αναπτύσσεται πίεση πόρων, μέχρι θραύσεως. Η διάρκεια του πειράματος εξαρτάται από τη φύση και τη διαπερατότητα του υλικού. Μέσω της δοκιμής αυτής προσδιορίζονται οι παράμετροι διατμητικής αντοχής c' και ϕ' .

5.11. Διατμητική αντοχή του εδάφους

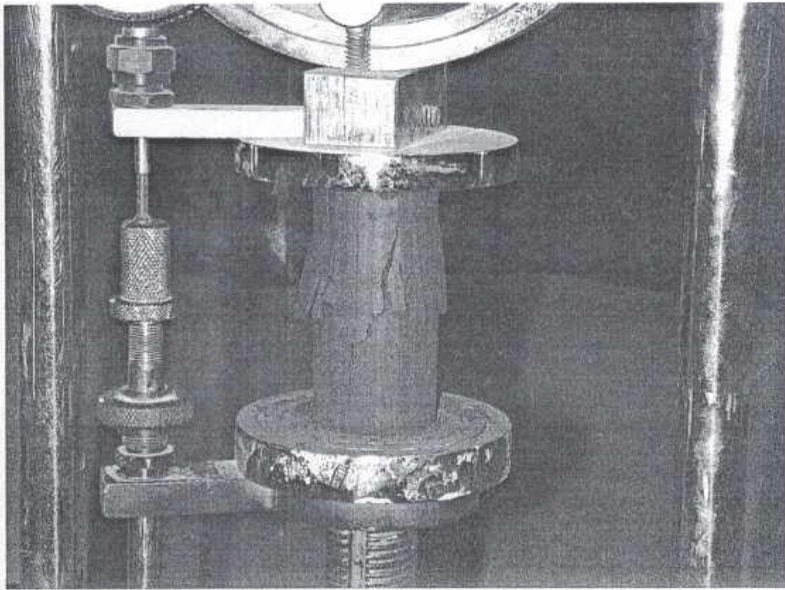
- ❖ Η δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης εκτελείται σε συνεκτικά εδάφη (Σχ. 25α). Μέσω της δοκιμής αυτής προσδιορίζεται η αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή:

$$s_u = c_u = (q_u)/2$$

- Η τιμή της συνοχής c_u που προσδιορίζεται από τη δοκιμή αυτήν πρέπει να είναι ίση με εκείνην που προκύπτει από την τριαξονική δοκιμή UU, στην πράξη, για διάφορα συνεκτικά εδάφη, η δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης δίδει ελαφρώς μικρότερες τιμές.
- Παράλληλα, θα πρέπει να σημειωθεί ότι ανάλογα με τη φύση του εδάφους και το είδος του γεωτεχνικού προβλήματος καθορίζεται η καταλληλότητα κάθε δοκιμής.
- Στον Πίνακα 20 παρουσιάζεται το πεδίο εφαρμογής της κάθε δοκιμής ανάλογα με το είδος του προς εξέταση εδάφους.

5.11. Διατμητική αντοχή του εδάφους

Εικόνα 12. Δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης σε λεπτόκοκκο ιλυώδες έδαφος



□ Στις παραπάνω δοκιμές θα πρέπει να προστεθεί και η ειδική δοκιμή δακτυλίου (ring shear) που χρησιμεύει για τον προσδιορισμό της παραμένουσας (residual) διατμητικής αντοχής του εδάφους.

□ Στην οδοποιία συναντάται ένα πλήθος ειδικών προβλημάτων διατμητικής αντοχής γεωκατασκευών που για το καθένα ξεχωριστά υπάρχουν ορισμένες δοκιμές που προσεγγίζουν καλύτερα την πραγματική συμπεριφορά του εδάφους.

Πίνακας 20. Καταλληλότητα δοκιμών μηχανικής αντοχής ανάλογα με τη φύση του εδάφους

	Δοκιμή	Χονδρόκοκκο έδαφη	Λεπτόκοκκα έδαφη
1	Τριαξονική	*	**
2	Ανεμπόδιστη θλίψη	—	**
3	Άμεση διάτμηση	**	*
4	Δοκιμή πτερυγίου	—	*
5	Φορητό πενετρόμετρο	—	(*)
6	Πρότυπη διείσδυση (SPT)	*	(*)
7	Πενετρόμετρο κώνου (CPT)	(*)	(*)

11. Διατμητική αντοχή του εδάφους

- Στις παραπάνω δοκιμές θα πρέπει να προστεθεί και η ειδική δοκιμή δακτυλίου (ring shear) που χρησιμεύει για τον προσδιορισμό της παραμένουσας (residual) διατμητικής αντοχής του εδάφους.
- ✓ Στην οδοποιία συναντάται ένα πλήθος ειδικών προβλημάτων διατμητικής αντοχής γεωκατασκευών που για το καθένα ξεχωριστά υπάρχουν ορισμένες δοκιμές που προσεγγίζουν καλύτερα την πραγματική συμπεριφορά του εδάφους.
- Ανάλογα με το προς επίλυση γεωτεχνικό πρόβλημα επιλέγεται η καταλληλότερη δοκιμή προσδιορισμού παραμέτρων διατμητικής αντοχής (Πίν. 21).
 - Ειδικές δοκιμές βραχομηχανικής, όπως η σημειακή φόρτιση ή η διατμητική αντοχή κατά μήκος ασυνεχειών (Hoek and Bray), χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό μηχανικών χαρακτηριστικών βραχωδών σχηματισμών.
 - Δοκιμές διαβρωσιμότητας (slake durability) εφαρμόζονται σε βραχώδεις σχηματισμούς που διαβρώνονται και αποσυντίθενται υπό την επήρεια κλιματικών συνθηκών.

5.11. Διατμητική αντοχή του εδάφους

- Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή s_u συνεκτικών εδαφών σε περίπτωση που δεν έχουν γίνει αντίστοιχες εργαστηριακές δοκιμές, μπορεί προσεγγιστικά να υπολογισθεί (Skempton and Bjerrum, 1957) από τον τύπο: $s_u = (0,11 + 0,37 IP)\sigma'_{v0}$
- όπου IP , ο δείκτης πλαστικότητας και σ'_{v0} , η κατακόρυφη ενεργός τάση στη στάθμη του εδαφικού δείγματος.

<i>Γεωτεχνικό πρόβλημα</i>	<i>Τριαξονική UU</i>	<i>Τριαξονική CU η CD</i>	<i>Ανεμπόδιστη θλίψη</i>	<i>Άμεση διάτμηση</i>	<i>Δακτυλοειδής διάτμηση</i>
Ευστάθεια επιχώματος σε συμπιεστά εδάφη	**	*	*	*	—
Ευστάθεια πρανών επιχωμάτων	—	*	—	**	—
Γεωκατασκευές επί φυσικών κλιτύων			—		
Ευστάθεια πρανών ορυγμάτων	*	**	*	*	(*)
Τοίχοι αντιστήριξης	*	**	*	*	—
Θεμελίωση τεχνικών έργων	**	**	(*)	*	—

Πίνακας 21. Προσδιορισμός παραμέτρων διατμητικής αντοχής

5.12. Παραμορφωσιμότητα και δείκτης πλαστικότητας

- Η παραμορφωσιμότητα των εδαφικών και θραυστών υλικών εξαρτάται από τη σύστασή τους, αλλά και από το μέγεθος της φόρτισης. Ειδικότερα, η παρουσία λεπτόκοκκων συστατικών επηρεάζει σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα.
- Ο δείκτης πλαστικότητας συγκαταλέγεται μεταξύ των φυσικών παραμέτρων του εδάφους και εκφράζει το εύρος της πλαστικής περιοχής. Η σημασία του για την μηχανική συμπεριφορά των υλικών είναι μεγάλη. Ιδιαίτερα, η πλαστικότητα ενός εδαφικού υλικού ευρέθη να έχει μεγάλη επίδραση στην παραμορφωσιμότητα του. Στον Πίνακα 22 δίδεται η σχέση μεταξύ παραμόρφωσης και δείκτη πλαστικότητας υπό συνθήκες τριαξονικής θλίψης για δύο θραυστά αμμοχάλικα με διαφορετικό μέγιστο κόκκο και τρεις διαφορετικές τιμές του δείκτη πλαστικότητας, λόγω αργιλικών προσμίξεων.

Υλικά	Πλευρική πίεση (kg/cm ²)	Αξονική πίεση (kg/cm ²)	ε _Z (%)		
			Δείκτης πλαστικότητας		
			NP	IP=3,6	IP=7,2
Θραυστό αμμοχάλικο D = 1/2"	0	1,40	0,20	0,72	1,01
	0,35	5,60	0,55	1,30	1,80
	0,70	10,00	0,65	2,10	3,30
Θραυστό αμμοχάλικο D = 3/8"	0	2,11	0,60	0,85	1,60
	0,35	4,93	0,85	1,25	—
	0,70	7,00	1,02	1,50	2,60
	1,05	14,00	1,40	2,05	3,10

Πίνακας 22. Αξονική παραμόρφωση (%) συναρτήσει του δείκτη πλαστικότητας

5.13. Εμπειρικές σχέσεις μεταξύ των μηχανικών παραμέτρων

- Πολλές φορές, σε προβλήματα γεωκατασκευών αλλά και διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων, προκύπτει αδυναμία εκτέλεσης των κατάλληλων δοκιμών για προσδιορισμό αντιστοίχων παραμέτρων μηχανικής αντοχής.
- Στις περιπτώσεις αυτές και ιδιαιτέρως όταν πρόκειται για δευτερεύουσας σημασίας προβλήματα, είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν ημ εμπειρικές ή εμπειρικές σχέσεις για να εκτιμηθεί η τιμή μιας παραμέτρου, που είναι απαραίτητη στα δεδομένα εισαγωγής της μεθόδου επίλυσης.
- Οι σχέσεις αυτές μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για επαλήθευση αποτελεσμάτων δοκιμών αμφίβολης ακρίβειας.
- Η χρήση τους, ωστόσο, πρέπει να γίνεται με μέτρο και με την επιφύλαξη η οποία προκύπτει από τη σαφή γνώση της διάστασης που έχει κάθε παράμετρος και κάθε δοκιμή.

13. Εμπειρικές σχέσεις μεταξύ των μηχανικών παραμέτρων

- Ο δείκτης CBR αποτελεί μία παράμετρο για την εκτίμηση της οποίας, η χρήση οποιοσδήποτε σχέσης είναι παρακινδυνευμένη. Ορισμένες, ωστόσο, προτάσεις για την εκτίμηση του δείκτη CBR είναι οι εξής:

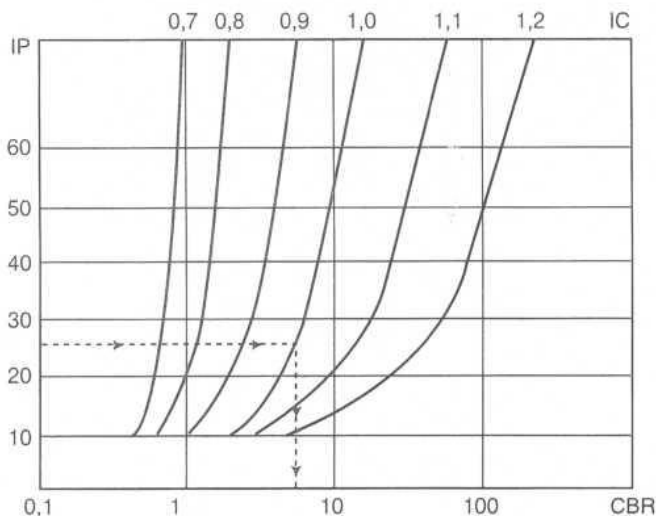
- α) $CBR = \frac{4250}{WL \times IP}$ για λεπτόκοκκα εδάφη με τάση υπερεκτίμησης του δείκτη [LCPC, 21].

- β) Για τον υπολογισμό του δείκτη CBR από τον δείκτη συνεκτικότητας IC και τον δείκτη πλαστικότητας μπορεί να χρησιμοποιηθεί το νομογράφημα του Σχήματος 26 [TRL, 8].

- γ) Για λεπτόκοκκα εδάφη, επίσης, μέσω της αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη q_u (kg/cm²) ή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής s_u ($= c_u = q_u/2$), ο δείκτης CBR υπολογίζεται μέσω της ημιεμπειρικής σχέσης:

$$CBR = 3q_u + a(10-IP)$$

- όπου $a = 0,5$ για δοκιμή εν ξηρώ και $a = 0,25$ για δοκιμή δι' υδρεμποτισμού (Εργαστήριο Οδοποιίας, ΑΠΘ).



Σχήμα 26. Νομογράφημα συσχέτισης CBR και IC

5.13. Εμπειρικές σχέσεις μεταξύ των μηχανικών παραμέτρων

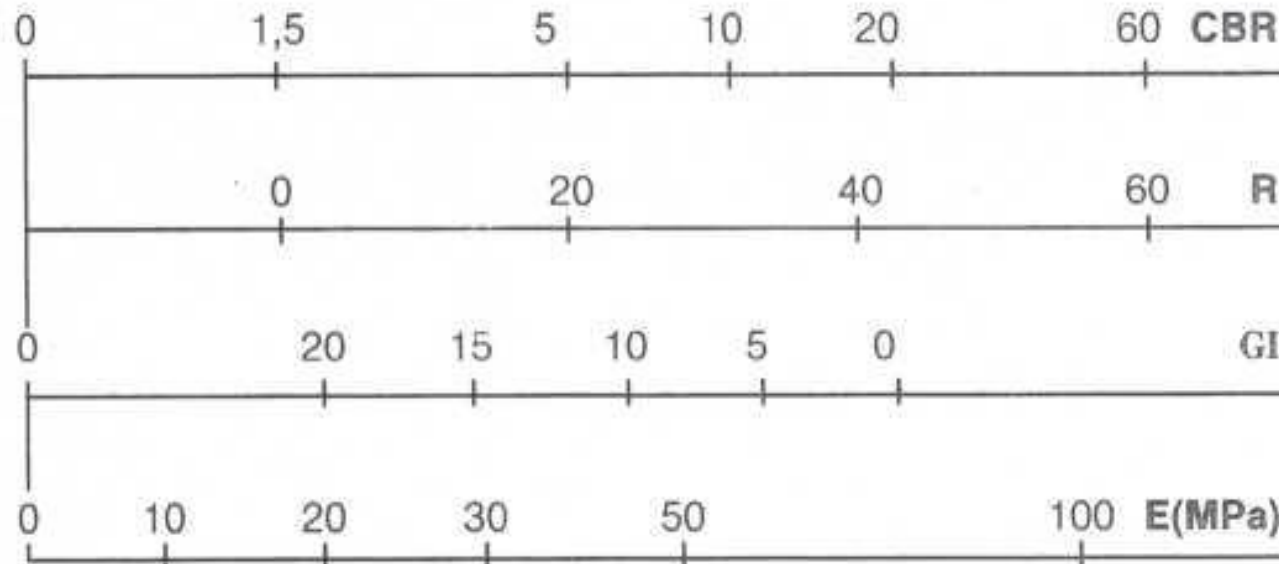
- Η σχέση αυτή ισχύει για συνεκτικά εδάφη και υπό την προϋπόθεση ότι η δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης, από την οποία προσδιορίζεται η παράμετρος q_u , εκτελείται υπό συνθήκες ανάλογες εκείνων της δοκιμής CBR (π.χ. υδρεμποτισμός).
- Η σχέση αυτή έχει ελεγχθεί σε εργαστηριακές και επί τόπου δοκιμές από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΑΠΘ (Πίν. 23), με ικανοποιητικά αποτελέσματα.

<i>a/a</i>	<i>Έδαφος</i>	<i>IP</i>	<i>q_u (kg/cm²)</i>	<i>CBR</i>	<i>Είδος δοκιμής</i>
1	Ισόκοκκη ιλύς - ML	NP	1,8	11	Εργαστηριακή / Υδρεμποτισμός
2	Ιλύς ML + κονία	7	9,5	34	Εργαστηριακή / Υδρεμποτισμός
3	Σταθεροποιημένη ιλύς	NP	5,6	19	Εργαστηριακή / Υδρεμποτισμός
4	Ερυθρά ιλύς	NP	3,6	13	Επί τόπου / $\gamma_d = 90\% \gamma_M$
5	Αμμώδης άργιλος - CL	14	2,5	9	Επί τόπου / $\gamma_d = 90\% \gamma_N$
6	Αμμώδης άργιλος - CL	14	4,2	14	Επί τόπου / $\gamma_d = 90\% \gamma_N$

Πίνακας 23. Δοκιμές συσχέτισης αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη με τον δείκτη CBR

5.13. Εμπειρικές σχέσεις μεταξύ των μηχανικών παραμέτρων

- Η συσχέτιση μέτρου ελαστικότητας και Καλιφορνιακού δείκτη είναι περισσότερο ορθολογική, ιδιαίτερα όταν η σύγκριση των μεγεθών αφορά ομοειδείς δοκιμές (πεδίου ή εργαστηρίου).
 - Δύο σχέσεις ικανοποιητικής ακρίβειας για λεπτόκοκκα εδάφη μικρής φέρουσας ικανότητας ($CBR < 15$) και για δείκτες που προκύπτουν από εργαστηριακές δοκιμές είναι:
 - $M_R = E(\text{MPa}) = 17,6 \times CBR^{0.64}$ (TRL)
 - $M_R = E(\text{MPa}) = 12,5 \times CBR^{0.75}$ (AASHTO)
- ✓ Σημειώνεται ότι η μονάδα πίεσης $\text{MPa} = \text{MN}/\text{m}^2 = 10 \text{ kg}/\text{cm}^2$



Σχήμα 27. Συσχετισμοί παραμέτρων φέρουσας ικανότητας [48].

5.13. Εμπειρικές σχέσεις μεταξύ των μηχανικών παραμέτρων

ε) Μια απλούστερη, γραμμικής μορφής, σχέση μεταξύ μέτρου ελαστικότητας και δείκτη CBR για λεπτόκοκκα εδάφη είναι (Asphalt Institute):

- $E(\text{MPa}) = 10,36 \times \text{CBR}$

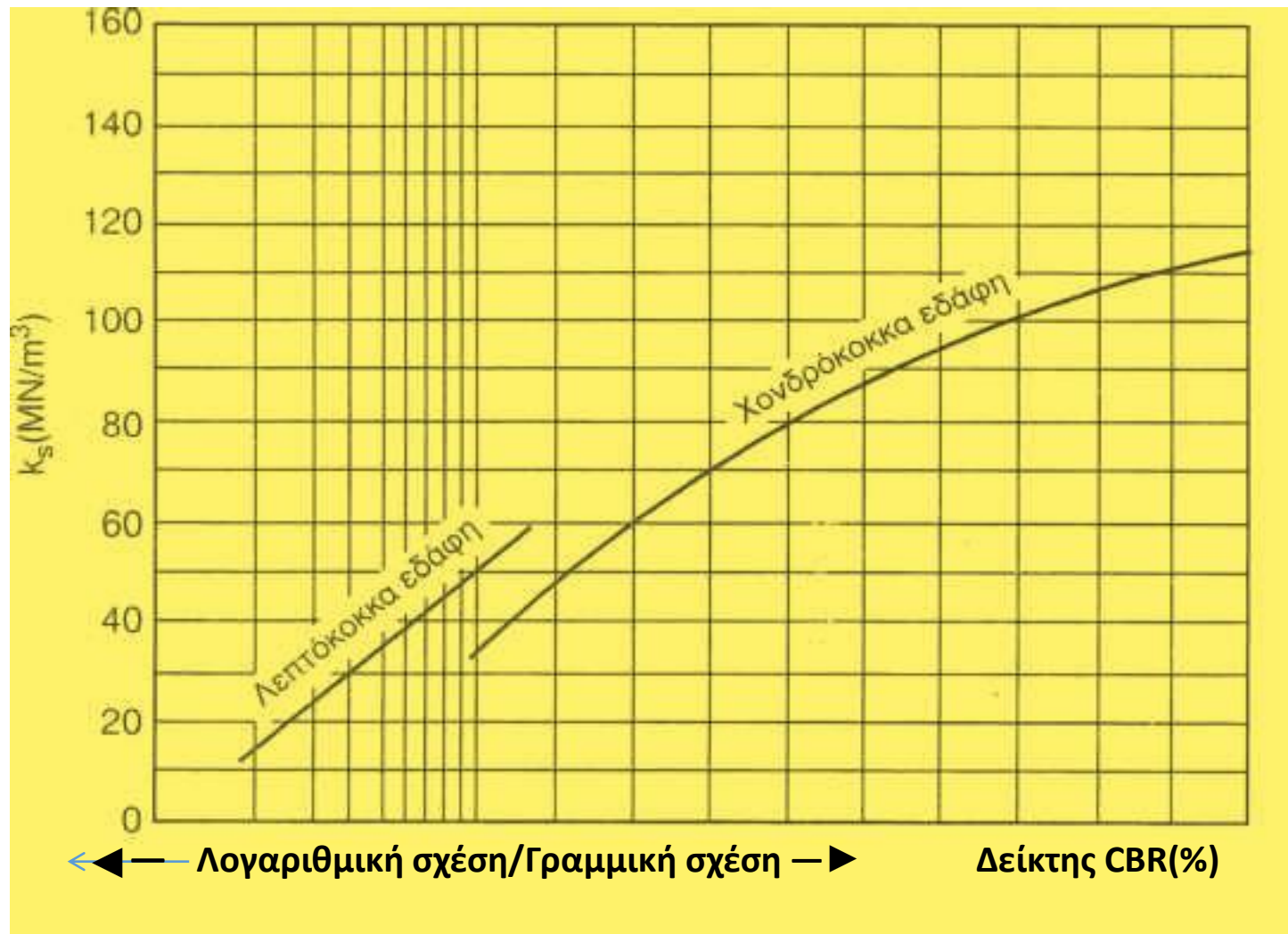
✓ αν και οι προηγούμενες, εκθετικής μορφής, σχέσεις είναι ακριβέστερες.

Μεταξύ του μέτρου αντίδρασης k_s και του δείκτη CBR προτείνεται η σχέση (Portland Cement Association):

✓ $k_s(\text{kg/cm}^3) = \frac{\text{CBR}}{5} + 3$ της οποίας η ακρίβεια είναι μεγαλύτερη για τιμές του δείκτη CBR μεταξύ 5 και 20.

5.13. Εμπειρικές σχέσεις μεταξύ των μηχανικών παραμέτρων

- Ακόμη, ένα νομογράφημα που χρησιμοποιείται για συσχέτιση του μέτρου αντίδρασης με τον δείκτη CBR δίδεται στο Σχήμα 28.



Σχήμα 28. Συσχέτιση δείκτη CBR και μέτρου k_s

5.13. Εμπειρικές σχέσεις μεταξύ των μηχανικών παραμέτρων

- Η συσχέτιση μιας εργαστηριακής παραμέτρου (CBR) με μια παράμετρο πεδίου (k_s) είναι περισσότερο παρακινδυνευμένη και θα πρέπει να εφαρμόζεται μόνον υπό ανάλογες συνθήκες συμπύκνωσης και φυσικής υγρασίας.
- Αντίθετα, η συσχέτιση τιμών του δείκτη CBR από επί τόπου δοκιμές με το μέτρο k_s είναι περισσότερο ρεαλιστική (Πίν. 24).
- Ένα νομογράφημα που συνδέει διάφορες παραμέτρους φέρουσας ικανότητας, για φυσικά εδάφη, (αργιλικά, αμμοϊλυώδη, αμμοχάλικα), την ευστάθεια (δείκτη αντίστασης) R , τον δείκτη CBR, τον δείκτη ομάδας GI και το μέτρο ελαστικότητας E δίδεται στο Σχήμα 27.
- Η σχέση αυτή μπορεί να εφαρμοσθεί σε λεπτόκοκκα συνεκτικά εδάφη μέσης πλαστικότητας, $IP = 10-30$. Για το εύρος αυτό των τιμών του δείκτη IP , η γενική σχέση ημιλογαριθμικής μορφής μεταξύ γωνίας ϕ' και δείκτη IP μπορεί να θεωρηθεί γραμμική με ικανοποιητική ακρίβεια.
- Έρευνες στο ΑΠΘ έδειξαν ότι, για εδάφη που περιέχουν και χονδρόκοκκα συστατικά (SC , SM) η σχέση οδηγεί σε ελαφρά υπό-εκτίμηση της γωνίας ϕ' , ενώ αντίθετα υπερεκτίμηση της διατμητικής αντοχής προκύπτει για λεπτόκοκκα εδάφη (CL , CH , ML).

5.13.Εμπειρικές σχέσεις μεταξύ των μηχανικών παραμέτρων

	<i>Κατάταξη USCS</i>	<i>Περιγραφή</i>	<i>Επί τόπου CBR (%)</i>	<i>Μέτρο αντίδρασης k (MN/m³)</i>
Χονδρόκοκκα εδάφη	GW	Καλά διαβαθμισμένο αμμοχάλικο	60-80	>80
	GP	Μετρίως διαβαθμισμένο αμμοχάλικο	35-60	>80
	GU	Ομοιόμορφο αμμοχάλικο	25-50	>80
	GM	Ιλυώδες αμμοχάλικο	25-50	60-80
	GC	Αργιλικό αμμοχάλικο	20-40	>80
	SW	Άμμος καλής διαβάθμισης	20-40	50-80
	SP	Άμμος μέτριας διαβάθμισης	15-25	40-60
	SU	Ισόκοκκη άμμος	10-20	30-60
	SM	Ιλυώδης άμμος	10-20	30-60
	SC	Αργιλώδης άμμος	10-20	30-60
Λεπτόκοκκα εδάφη	ML	Ιλύς μικρής πλαστικότητας	5-15	30-50
	CL	Άργιλος μικρής πλαστικότητας	5-15	30-50
	OL	Οργανικά εδάφη μικρής πλαστικότητας	4-8	20-40
	MH	Ιλύς υψηλής πλαστικότητας	4-8	30-50
	CH	Άργιλος υψηλής πλαστικότητας	2-5	20-40
	OH	Οργανικά εδάφη υψηλής πλαστικότητας	2-5	12-25
	Pt	Λοιπά οργανικά εδάφη	—	12-25

14.Φέρουσα ικανότητα και βαθμός συμπύκνωσης

- Εργαστηριακές αναλύσεις και επί τόπου δοκιμές έχουν πραγματοποιηθεί στο πλαίσιο ερευνητικών εργασιών από το Εργαστήριο Οδοποιίας του ΑΠΘ για την εύρεση σχέσεων μεταξύ βαθμού συμπύκνωσης και μέτρου ελαστικότητας E.
- Οι αντίστοιχες ερευνητικές εργασίες πραγματοποιήθηκαν σε διάφορες γεωκατασκευές, κυρίως σε επιχώματα οδικών έργων, για διαφορετικής σύστασης υλικά και με ποικιλία μεθόδων διάστρωσης και συμπύκνωσης.
- Οι επί τόπου δοκιμές εκτελέστηκαν δια φορτιζόμενης πλάκας ($d = 30 \text{ cm}$), ενώ στο εργαστήριο έγιναν δοκιμές κατάταξης, των αντίστοιχων υλικών που είχαν ποικίλη προέλευση: φυσικά εδάφη, αμμοχάλικα, θραυστά υλικά οδοστρωσίας.
- Κύριος στόχος της προσπάθειας αυτής ήταν να δοθεί μία αξιόπιστη συσχέτιση μεταξύ μιας μηχανικής παραμέτρου του εδάφους, και συγκεκριμένα του μέτρου ελαστικότητας, και των διαφόρων παραμέτρων που προσδιορίζονται συστηματικά στο πλαίσιο των απαραίτητων ελέγχων των οδικών κατασκευών που πραγματοποιούνται στην Ελλάδα.

14. Φέρουσα ικανότητα και βαθμός συμπίκνωσης

- Η σχέση που προτείνεται για το μέτρο ελαστικότητας είναι:

$$E(\text{kg/cm}^2) = \frac{50 \times (1,5 + C)(\gamma_d - 1)(DC - 70)}{(1 + 0,04 IP)^2}$$

όπου $C = 0$, για φυσικά υλικά $C = 1$, για θραυστά υλικά

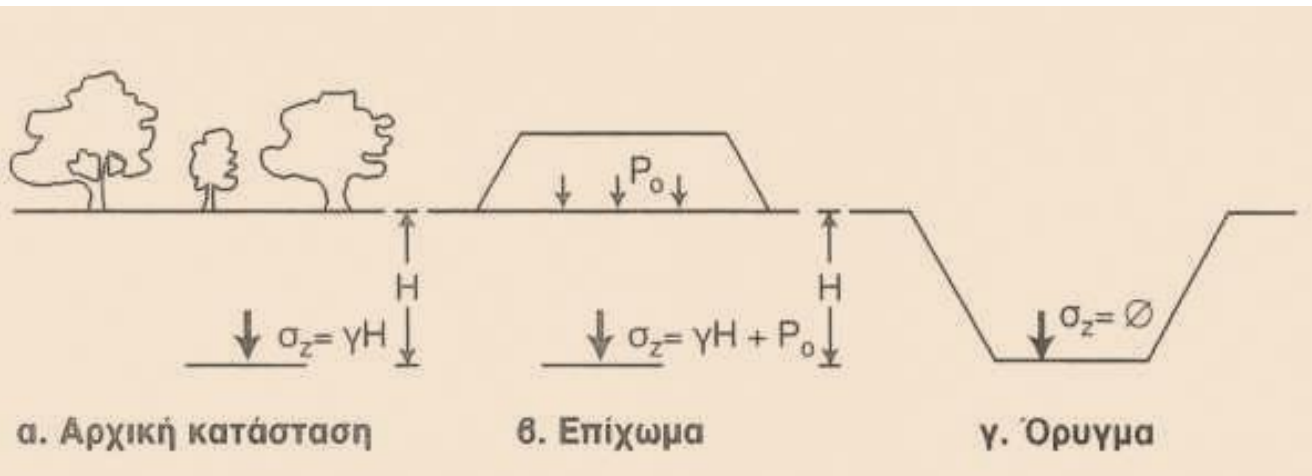
- γ_d = ξηρό ειδικό βάρος (αδιάστατο = γ_d/γ_w)
- DC = βαθμός συμπίκνωσης (%)
- IP = δείκτης πλαστικότητας.
- Η ακρίβεια της σχέσης αυτής έχει ελεγχθεί σε πολλές περιπτώσεις οδικών γεωκατασκευών και κρίνεται απόλυτα ικανοποιητική, ενώ παράλληλα η χρησιμότητά της για διαστασιολόγηση και αξιολόγηση οδοστρωμάτων είναι μεγάλη.
- Το μέτρο ελαστικότητας που προσδιορίζεται κατά τον τρόπο αυτόν αντιστοιχεί σε δεύτερη φόρτιση για πλάκα διαμέτρου 30 cm και βέλτιστες συνθήκες υγρασίας $W = W_{OPM}$.
- Σε περίπτωση εφαρμογής της μεθόδου επί στρώσεων οδοστρωσίας θα πρέπει, για την εύρεση του μέτρου ελαστικότητας του θραυστού υλικού E_1 , να συνυπολογισθεί και η επίδραση του μέτρου E_2 του εδάφους έδρασης.
- Οι σχετικοί υπολογισμοί, λαμβανομένου υπόψη και του πάχους h της στρώσης βάσης ή υπόβασης, γίνονται σύμφωνα με τα όσα αναφέρονται στην παράγραφο 5.6.

6. Μηχανική Συμπεριφορά Γεωκατασκευών

- 6.1. Οι τάσεις στο έδαφος
- Οδικά έργα : εκτέλεση γεωκατασκευών (σημαντικές χωματοургικές εργασίες), και παράλληλη εκτέλεση τεχνικών έργων, τοίχων αντιστήριξης, οχετών, γεφυρών.
- Διαταράσσεται η αρχική μηχανική ισορροπία του εδάφους -δημιουργούνται νέες εντατικές καταστάσεις στις εδαφικές μάζες (μέσα στη ζώνη επιρροής της επέμβασης).
- Η ισορροπία, τις περισσότερες φορές, αποκαθίσταται, (το έδαφος έχει υποστεί παραμορφώσεις, που πρέπει είναι σε περιορισμένα πλαίσια ώστε να αποφευχθούν δυσάρεστες συνέπειες για τη λειτουργικότητα του έργου.
- Σε άλλες περιπτώσεις, η ισορροπία των εδαφικών δομών εξασφαλίζεται με την παρεμβολή διατάξεων αντιστήριξης ή άλλων μέτρων σταθεροποίησης, που χρησιμοποιούνται σε έργα οδοποιίας.
- Η ζώνη επιρροής των έργων οδοποιίας σπάνια φθάνει σε μεγάλα βάθη κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.
- Η ανάλυση, κατά συνέπεια, της μηχανικής συμπεριφοράς μπορεί να περιορισθεί στις συνθήκες που ισχύουν για τα επιφανειακά εδαφικά στρώματα.

6.1. Οι τάσεις στο έδαφος

- Η κατακόρυφη τάση σ_z σε ένα βάθος H κάτω από την οριζόντια επιφάνεια του εδάφους υπό συνθήκες φυσικής ισορροπίας (Σχ. 29) ισούται με την πίεση που εξασκεί το βάρος της υπερκείμενης μάζας: $\sigma_z = \sum_i \gamma_i \cdot H_i$
- Σε περίπτωση που το υλικό εμφανίζει ετερογένεια με οριζόντια στρωματοποίηση, η αντίστοιχη σχέση είναι: $\sigma_z = \sum \gamma_i H_i$
- όπου γ_i και H_i αντίστοιχα το ειδικό βάρος και το πάχος κάθε στρώσης. Σε περίπτωση κατασκευής ενός επιχώματος, η κατακόρυφη τάση στο ίδιο πάντοτε βάθος, θα αυξηθεί λόγω των φορτίων, κινητών και μονίμων, της γεωκατασκευής.



Σχήμα 29. Κατακόρυφη τάση στα επιφανειακά στρώματα.

6.1. Οι τάσεις στο έδαφος

➤ Η κατακόρυφη τάση θα γίνει: $\sigma_z = \gamma H + p_0$

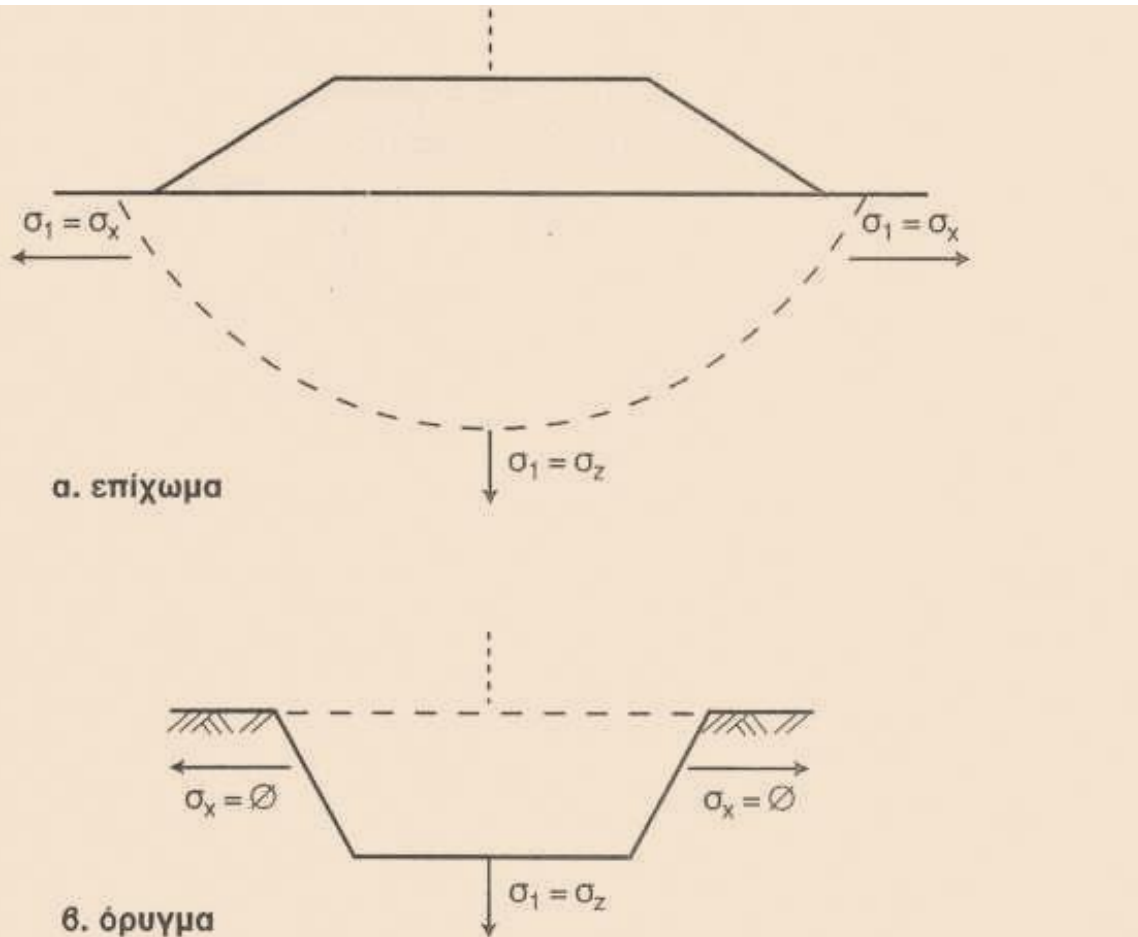
όπου p_0 η πρόσθετη πίεση που αναπτύσσεται λόγω φορτίων του επιχώματος.

- ❖ Αν, αντίθετα, στην ίδια θέση πραγματοποιηθεί ένα όρυγμα με τελική στάθμη χωματουργικών το βάθος H , η κατακόρυφη τάση στο πέρας των, εργασιών υλοποίησης της γεωκατασκευής θα είναι: $\sigma_z = 0$
- Πιθανή μεταβολή της κατακόρυφης τάσης προκαλεί αντίστοιχα μεταβολή στο μέγεθος των οριζόντιων τάσεων σ_x και σ_y και, επακόλουθα, διαταράσσει τη συνολική ισορροπία της εδαφικής δομής.
- Σε ένα σύστημα καρτεσιανών συντεταγμένων και υπό συνθήκες φυσικής ισορροπίας, η τάση σ_z είναι η μέγιστη κυρία τάση σ_v ενώ οι τάσεις σ_x και σ_y ίσες μεταξύ τους, εκφράζονται ως μέρος της τάσης σ_z : $\sigma_x = \sigma_y = K_0 \sigma_z$

$$\sigma_1 = \sigma_z$$

6.1. Οι τάσεις στο έδαφος

Σχήμα 30. Νέα εντατική κατάσταση μετά την εκτέλεση χωματουργικών εργασιών



- Ο συντελεστής K_0 παραμένει μικρότερος της μονάδας ($K_0 < 1$) για τα συνήθη εδάφη και ονομάζεται συντελεστής ώθησης γαιών σε ηρεμία.
- Η εκτέλεση επιχωμάτων ή ορυγμάτων διαταράσσει τη φυσική ισορροπία και μεταβάλλει το μέγεθος των ορθών τάσεων σ_x , σ_y , σ_z , αλλά και τη διεύθυνση των κυρίων τάσεων σ_1 , σ_2 , σ_3 σε κάθε σημείο (Σχ. 30).
- Οι παραμορφώσεις, που προκαλούνται από τη νέα εντατική κατάσταση, εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες, και κατά κύριο λόγο από τη γεωμετρία του προβλήματος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους.
- Η ισορροπία της γεωκατασκευής μέσα στον χρόνο αποτελεί αντικείμενο μελέτης στα πλαίσια του γενικότερου σχεδιασμού των έργων οδοποιίας.

6.2. Ελαστική συμπεριφορά του εδάφους

□ Η συμπεριφορά των εδαφικών υλικών υπό ποίκιλες συνθήκες φόρτισης είναι δυνατό να αναπαρασταθεί από έναν ελαστοπλαστικό νόμο τάσεων-παραμορφώσεων. Στην απλή περίπτωση της μονοαξονικής επιπόνησης ισχύουν τα ακόλουθα:

□ Η αύξηση της τάσης σ_1 προκαλεί ανάλογη παραμόρφωση του δείγματος, η οποία, όσο η τάση παραμένει μικρότερη μιας οριακής τιμής σ_0 , είναι γραμμική και αναιρέσιμη:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E}$$

Όταν η τάση ξεπεράσει το όριο σ_0 οι παραμορφώσεις γίνονται πιο έντονες.

❖ Μια μικρή αύξηση της τάσης προκαλεί μεγάλες παραμορφώσεις.

6.2. Ελαστική συμπεριφορά του εδάφους

➤ Η αποφόρτιση συνοδεύεται από μία μερική αποκατάσταση της αρχικής ισορροπίας.

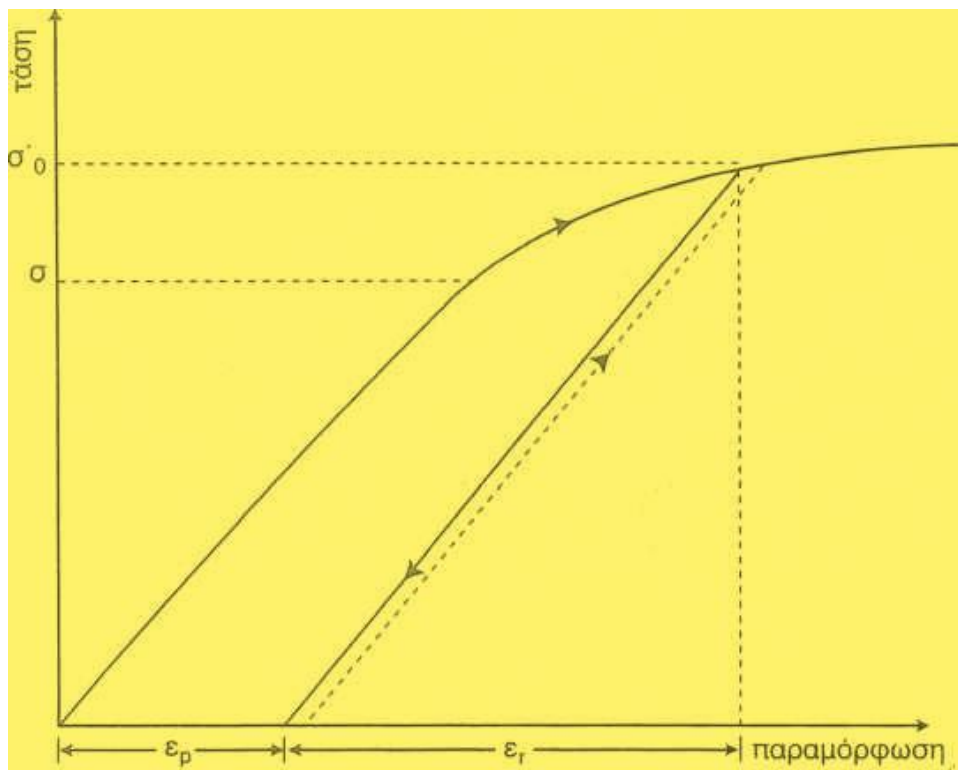
➤ Ένα μέρος της παραμόρφωσης, η ελαστική παραμόρφωση ε_r εξαφανίζεται, -η πλαστική παραμόρφωση ε_p παραμένει (Σχ. 31).

▪ Η επαναφόρτιση ακολουθεί μία πορεία, η οποία είναι σχεδόν παράλληλη προς την πορεία της αποφόρτισης.

▪ Πλαστική συμπεριφορά παρατηρείται εφόσον η τάση υπερβεί μία οριακή τιμή ($\sigma > \sigma'_0$).

✓ Η τιμή αυτή είναι μεγαλύτερη από την τιμή του αρχικού ορίου σ_0 .

➤ Το φαινόμενο αυτό της διεύρυνσης του ελαστικού χώρου ονομάζεται κράτυνση του υλικού.



Σχήμα 31. Ελαστοπλαστική συμπεριφορά των εδάφους.

6.2. Ελαστική συμπεριφορά του εδάφους

- Η τιμή σ_0 που χαρακτηρίζει το εύρος της ελαστικής περιοχής του υλικού λέγεται όριο πλαστικότητας.
- Στη γενική περίπτωση επιπόνησης η ελαστική περιοχή ορίζεται από μία συνάρτηση $f(\sigma)$, η οποία ονομάζεται κριτήριο πλαστικότητας.
- Στα γεωτεχνικά προβλήματα διαστασιολόγησης οδοστρωμάτων, λόγω του μικρού μεγέθους των φορτίσεων, το ενδιαφέρον περιορίζεται, σχεδόν αποκλειστικά, στον χώρο της ελαστικής περιοχής.
- Η ελαστικότητα θεωρείται γραμμική και εκφράζεται από 6 σχέσεις που συνδέουν τις τάσεις με τις παραμορφώσεις σε ένα μοναδιαίο εδαφικό στοιχείο.

6.2. Ελαστική συμπεριφορά του εδάφους

- ❖ Σε καρτεσιανό σύστημα συντεταγμένων και για ισότροπο ελαστικό μέσο οι σχέσεις μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων γράφονται:

$$\varepsilon_x = (\sigma_x - \nu\sigma_y - \nu\sigma_z) / E$$

$$\varepsilon_y = (\sigma_y - \nu\sigma_z - \nu\sigma_x) / E$$

$$\varepsilon_z = (\sigma_z - \nu\sigma_x - \nu\sigma_y) / E$$

- ❖ Οι αντίστοιχες σχέσεις για τις διατμητικές τάσεις είναι:

$$\varepsilon_{yz} = \tau_{yz} (1 + \nu) / E$$

$$\varepsilon_{zx} = \tau_{zx} (1 + \nu) / E$$

$$\varepsilon_{xy} = \tau_{xy} (1 + \nu) / E$$

όπου E το μέτρο ελαστικότητας και ν ο συντελεστής του Poisson.

6.3 Θεωρία Boussinesq

- Στο πλαίσιο της ανάλυσης των τάσεων, παραμορφώσεων και κατακόρυφων μετατοπίσεων σε ελαστικά μέσα, οι πρώτες ολοκληρωμένες λύσεις δόθηκαν από τον Boussinesq (1885).
- Η θεωρία Boussinesq, με ορισμένες παραλλαγές, είναι και σήμερα η κυρίαρχη θεωρία που καθορίζει τη μηχανική συμπεριφορά και τη διαστασιολόγηση των εύκαμπτων οδοστρωμάτων.
- ✓ Η θεωρία δίνει τιμές τάσεων και μετατοπίσεων σε έναν ημιάπειρο ελαστικό ημίχωρο στην επιφάνεια του οποίου ασκείται κατακόρυφο μεμονωμένο φορτίο P. Οι λύσεις αναφέρονται σε αξονοσυμμετρικό σύστημα συντεταγμένων, όπου λόγω συμμετρίας ως προς τον άξονα z οι τάσεις $\tau_{r\theta}$ και $\tau_{\theta z}$ είναι μηδενικές.
- ✓ Οι υπόλοιπες τάσεις δίδονται από τις σχέσεις:

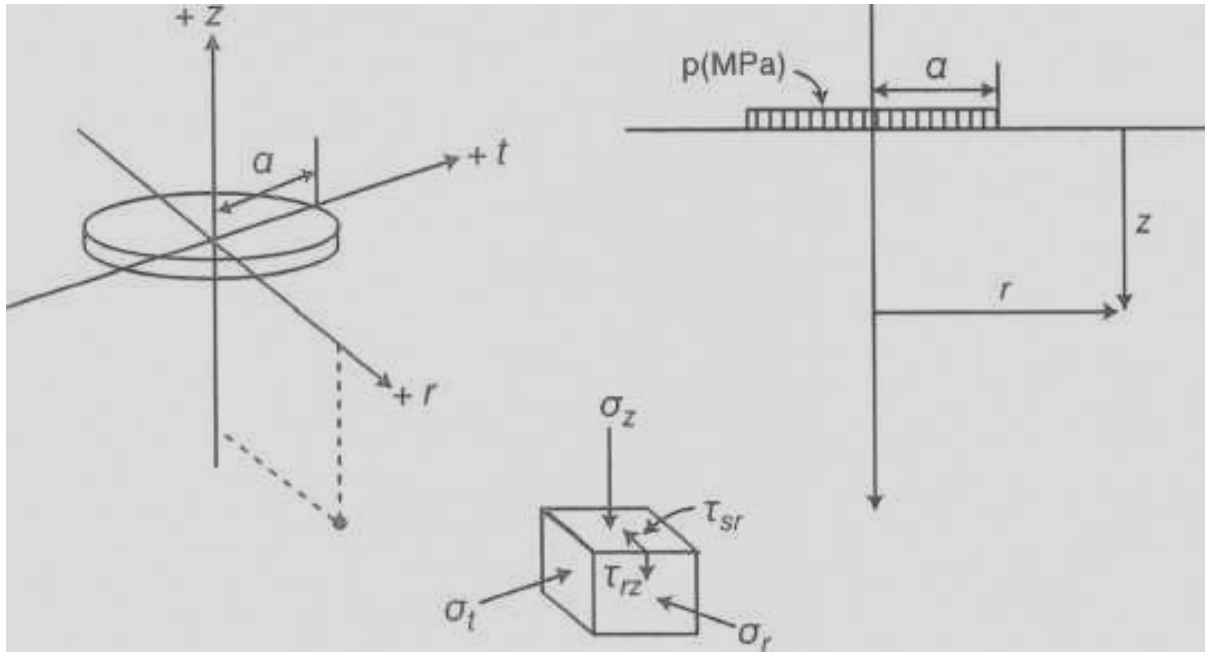
$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left\{ (1 - 2\nu) \left[\frac{1}{r^2} - \frac{z}{r^2} (r^2 + z^2)^{-1/2} \right] - 3r^2 z (r^2 + z^2)^{-5/2} \right\}$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi} (1 - 2\nu) \left[\frac{-1}{r^2} + \frac{z}{r^2} (r^2 + z^2)^{-1/2} + z (r^2 + z^2)^{-3/2} \right]$$

$$\sigma_z = \frac{-3P}{2\pi} z^3 (r^2 + z^2)^{-5/2}$$

$$\tau_{rz} = \frac{-3P}{2\pi} r z^2 (r^2 + z^2)^{-5/2}$$

6.3 Θεωρία Boussinesq



- Όλες οι τάσεις είναι ανεξάρτητες του μέτρου ελαστικότητας E ενώ οι τάσεις σ_z και τ_{rz} είναι ανεξάρτητες και του συντελεστή Poisson ν .
- Η ακτινική και η κατακόρυφη μετατόπιση αντίθετα εξαρτώνται από τις ελαστικές σταθερές:
- Η κατακόρυφη μετατόπιση της επιφάνειας του ελαστικού μέσου ($z = 0$) προκύπτει:

Σχήμα 32. Αξονοσυμμετρικό πρόβλημα φόρτισης δίσκου

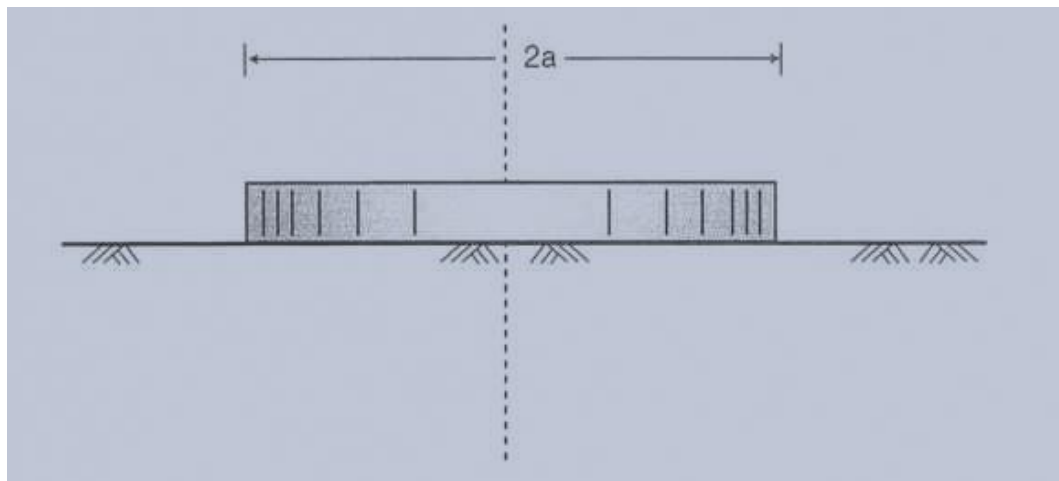
6.3 Θεωρία Boussinesq

- Σε περίπτωση κατανεμημένου φορτίου σε έναν δίσκο ακτίνας a (Σχ. 33), η κατακόρυφη τάση σε ένα σημείο σε βάθος z επί του άξονα συμμετρίας είναι:

$$\sigma_z = p \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right]$$

- και η βύθιση της επιφάνειας Δz_0 :

$$\Delta z_0 = \frac{2pa(1 - \nu^2)}{E}$$



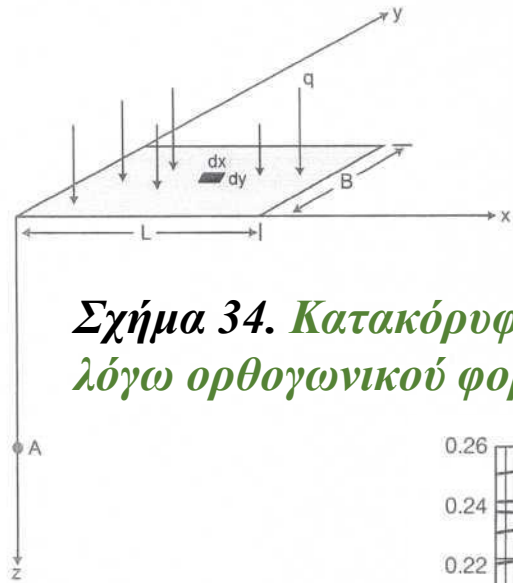
Σχήμα 33. Κατανεμημένο φορτίο δίσκου
επί ελαστικού μέσου.

6.3 Θεωρία Boussinesq

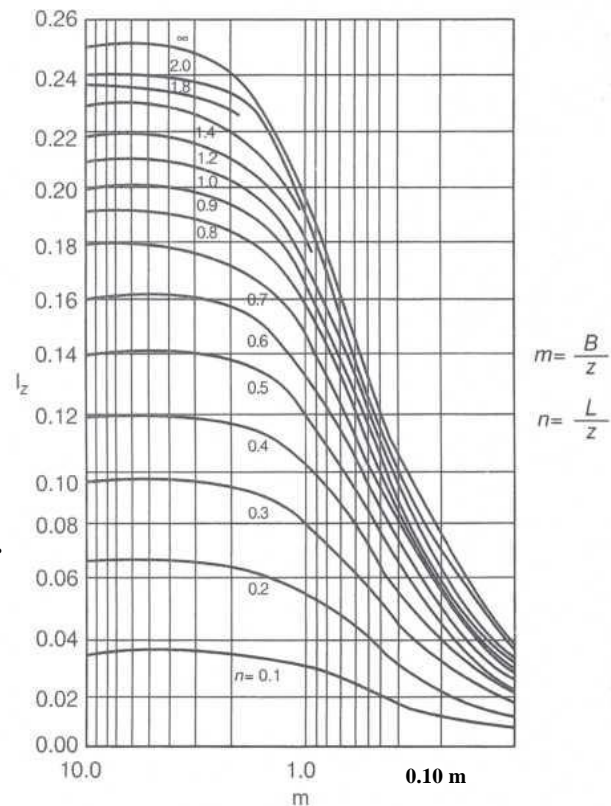
- Η ανάλυση του Boussinesq διακρίνεται για την απλότητα του μαθηματικού μοντέλου και παρουσιάζει το πλεονέκτημα των εύχρηστων σχέσεων τάσεων και μετατοπίσεων.
- Είναι δυνατό να χρησιμοποιηθεί για να δώσει μία πρώτη εκτίμηση εντατικών μεγεθών σε προκαταρκτικά στάδια μελετών οδοστρωμάτων.
- Αντίθετα, η ανάλυση αυτή δεν είναι σε θέση να δώσει ακριβή αποτελέσματα σε σύγχρονα ασφαλτικά οδοστρώματα, τα οποία, λόγω ετερογένειας των υλικών κατασκευής, εμφανίζουν μία περισσότερο σύνθετη μηχανική συμπεριφορά.
- Στο χώρο των ευκάμπτων οδοστρωμάτων χωρίς επιφανειακή ασφαλτική στρώση, η θεωρία Boussinesq δίδει παραδεκτά αποτελέσματα, όπου η παραδοχή της ομοιογένειας του ελαστικού μέσου για τις στρώσεις των αμμοχαλικωδών υλικών δεν δημιουργεί κινδύνους σημαντικών σφαλμάτων.

6.4. Κατακόρυφη τάση λόγω κατανεμημένου ορθογωνικού φορτίου

- Η θεωρία του Boussinesq μπορεί να εφαρμοστεί και σε περιπτώσεις όπου το επιφανειακό φορτίο έχει ορθογωνική διατομή.
- Για τις εφαρμογές οδοποιίας, η συγκεκριμένη επίλυση είναι χρήσιμη σε θέματα οδικών επιχωμάτων αλλά και άλλων γεωκατασκευών.



Σχήμα 34. Κατακόρυφη τάση σ_z λόγω ορθογωνικού φορτίου



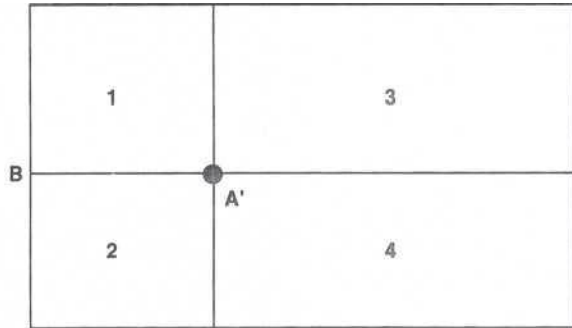
Η αύξηση της κατακόρυφης τάσης σ_z δίδεται ως συνάρτηση της επιφόρτισης p_0 και της γεωμετρίας του προβλήματος (Σχ. 34) κάτω από μια κορυφή του ορθογωνίου.

Χρησιμοποιώντας το νομογράφημα (Σχ. 35) προσδιορίζεται ο συντελεστής I_z , ο οποίος εκφράζει το ποσοστό της επιφόρτισης που φθάνει σε κάθε σημείο της μάζας του ελαστικού ημιχώρου, ανάλογα με το βάθος z στο οποίο ευρίσκεται το συγκεκριμένο σημείο.

Σχήμα 35. Μεταβολή του συντελεστή I_z με το βάθος z .

6.4. Κατακόρυφη τάση λόγω κατανεμημένου ορθογωνικού φορτίου

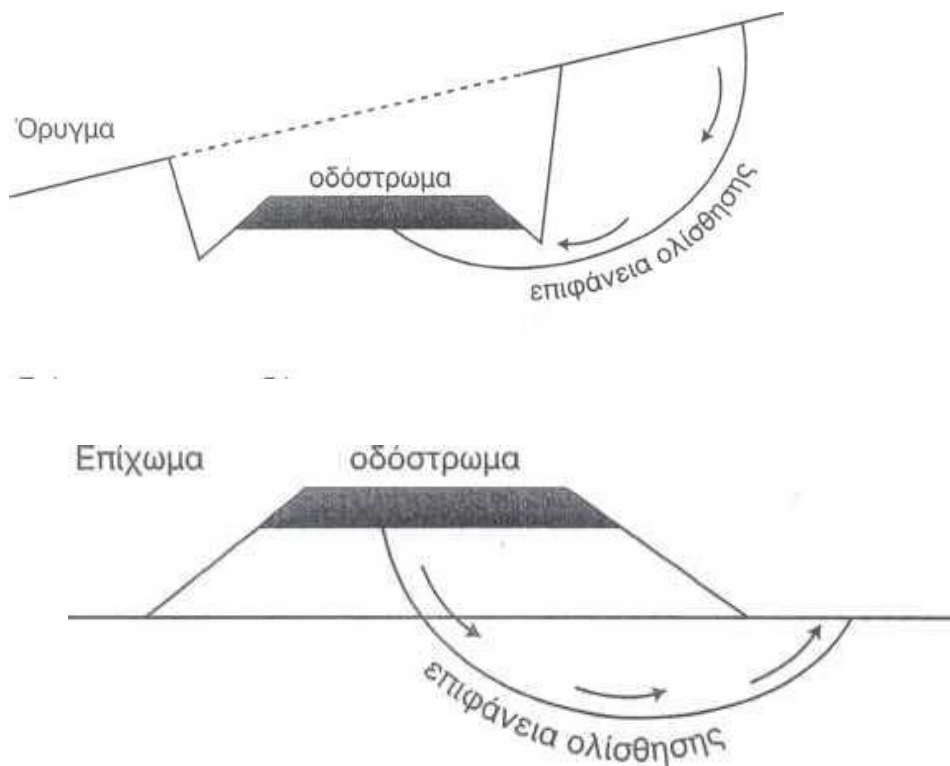
- Με βάση τη μέθοδο αυτήν και το σχετικό νομογράφημα είναι δυνατό να υπολογισθεί η κατακόρυφη τάση λόγω ορθογωνικής επιφόρτισης σε οποιοδήποτε σημείο κάτω από το περίγραμμά της (Σχ. 36).



Σχήμα 36. Κατακόρυφη τάση λόγω ορθογωνικής επιφόρτισης.

- Η συνολική κατακόρυφη τάση, σε οποιοδήποτε βάθος κάτω από το τυχόν σημείο A', και επί της νοητής κατακόρυφου που διέρχεται από το σημείο αυτό, προσδιορίζεται μέσω των συντελεστών I_z : $I_{z(1)}$, $I_{z(2)}$, $I_{z(3)}$, $I_{z(4)}$ που υπολογίζονται για κάθε επιμέρους ορθογώνιο ξεχωριστά:
- $\sigma_z = \rho_o [I_{z(1)} + I_{z(2)} + I_{z(3)} + I_{z(4)}]$
- Η μέθοδος αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση της κατακόρυφης τάσης λόγω επιφόρτισης που οφείλεται στην κατασκευή χωματουργικών ή τεχνικών έργων σε τυχόν σημείο του υπεδάφους, (η απόκριση της φορτιζόμενης μάζας είναι ελαστική).
- Η παραδοχή αυτή έχει εφαρμογή σε περιπτώσεις αμμωδών ή αμμοχαλικωδών εδαφών και για φορτία μικρά σε σχέση με τη διατμητική αντοχή των εδαφών αυτών.

6.5. Διατμητική αντοχή και θραύση του εδάφους



- Σε ορισμένα προβλήματα οδοποιίας η νέα εντατική κατάσταση, που δημιουργείται μετά την ανθρώπινη επέμβαση και την κατασκευή έργων, είναι δυνατό να οδηγήσει σε θραύση του εδάφους (Σχ. 37).
- Η θραύση αυτή είναι μακροσκοπικό αποτέλεσμα της ολίσθησης των στερεών κόκκων επί μιας ιδεατής επιφάνειας που ονομάζεται επιφάνεια ολίσθησης.
- Η ολίσθηση προκαλείται όταν οι αναπτυσσόμενες τάσεις υπερβούν τη διατμητική αντοχή του εδάφους που είναι, για κάθε εδαφικό υλικό, συνάρτηση των γεωτεχνικών του χαρακτηριστικών.

Σχήμα 37. Θραύση του εδάφους.

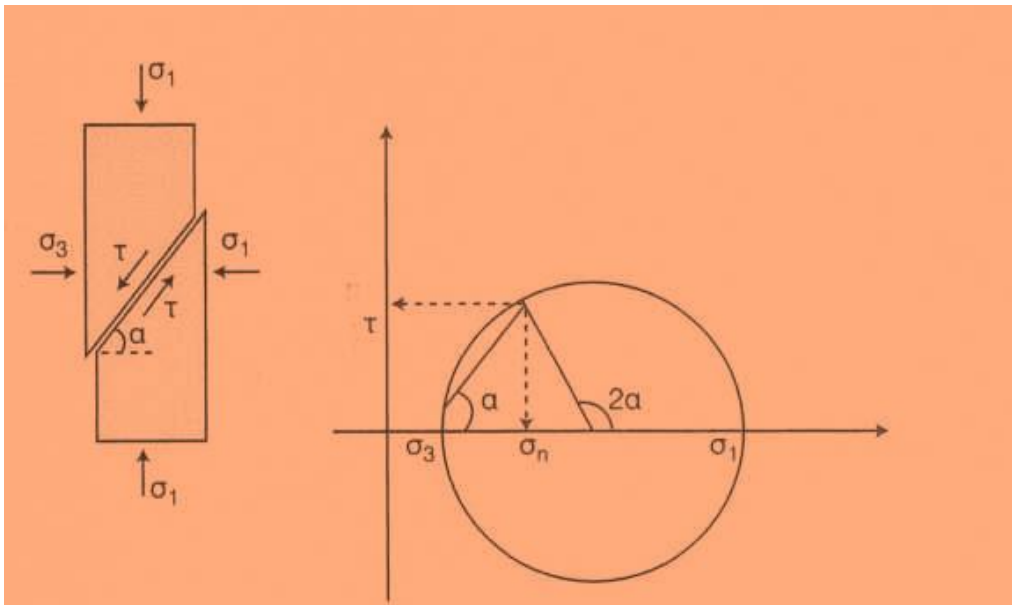
6.5. Διατμητική αντοχή και θραύση του εδάφους

- Τέτοιες περιπτώσεις συναντιόνται τόσο κατά την εκσκαφή ορυγμάτων, όσο και κατά την κατασκευή επιχωμάτων, όπου σημαντικοί όγκοι χωματισμών αφαιρούνται ή προστίθενται, με συνέπεια να διαταράσσεται σημαντικά η αρχική ισορροπία του συστήματος.
- Οι αστοχίες που παρατηρούνται σε γεωκατασκευές οδοποιίας, αλλά και γενικότερα σε όλα τα γεωτεχνικά ζητήματα, οφείλονται σε υπέρβαση διατμητικής αντοχής.
- Το έδαφος δεν έχει εφελκυστική αντοχή, ενώ και οι θλιπτικές τάσεις των προβλημάτων φέρουσας ικανότητας δημιουργούν προοπτικές διαρροής λόγω υπέρβασης διατμητικής αντοχής.
- Το ζήτημα, συνεπώς, της διατμητικής αντοχής του εδάφους είναι πολύ σημαντικό και για τον λόγο αυτόν, παρόλο που είναι ένα αμιγώς γεωτεχνικό θέμα, γίνεται μια σύντομη αναφορά του σε ένα εγχειρίδιο Οδοποιίας.

6.5. Διατμητική αντοχή και θραύση του εδάφους

- Ας θεωρήσουμε ένα στοιχείο εδαφικής μάζας που υπόκειται σε μία εξωτερική επιπόνηση κατά δύο κατευθύνσεις σ_1 και σ_3 (Σχ. 38).
- Σε μία επιφάνεια που σχηματίζει γωνία a με την κάθετη στη διεύθυνση (1) επιφάνεια, η ορθή και η διατμητική τάση δίδονται από τις σχέσεις:
- $$\sigma_\eta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2a$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2a$$

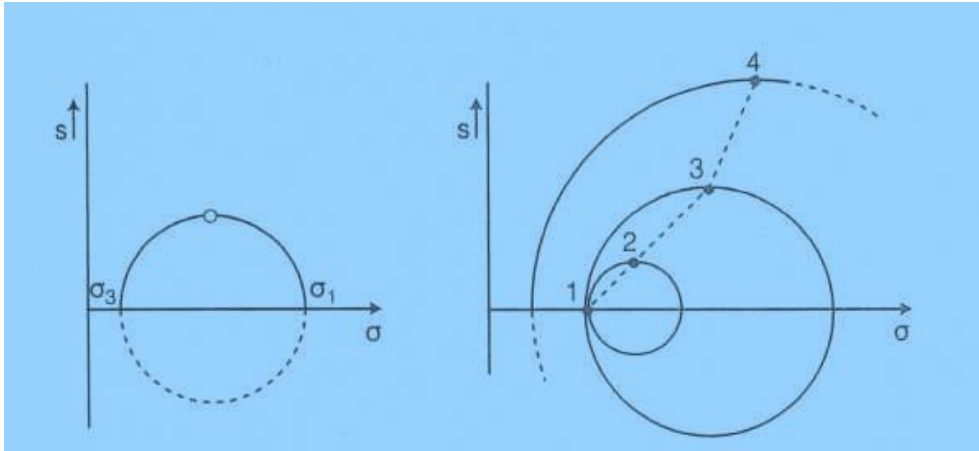


❖ Η αναπαράσταση των σχέσεων μεταξύ ορθής και διατμητικής τάσης προς τις τάσεις σ_1 και σ_3 είναι δυνατό να πραγματοποιηθεί γραφικά με τη βοήθεια του κύκλου του Mohr.

Σχήμα 38. Κύκλος τον Mohr.

6.5. Διατμητική αντοχή και θραύση του εδάφους

- Όταν η επιφάνεια αναφοράς περιστρέφεται, η γωνία α μεταβάλλεται και συγχρόνως μεταβάλλεται το μέγεθος της ορθής και της διατμητικής τάσης.
- Ο κύκλος του Mohr επιτρέπει το γραφικό προσδιορισμό της ορθής και διατμητικής τάσης για κάθε τιμή της γωνίας α και αποδίδει, για μια συγκεκριμένη εξωτερική φόρτιση, την εντατική κατάσταση ενός σημείου της εδαφικής μάζας.
- Αν υποθεθεί ότι η τάση σ_3 παραμένει σταθερή ενώ η τάση αυξάνει, η εντατική κατάσταση του σημείου εξελίσσεται και αναπαρίσταται από μία σειρά κύκλων του Mohr (Σχ. 39) μέχρις ότου δημιουργηθεί κατάσταση θραύσης, για ένα συγκεκριμένο ζεύγος τιμών (σ_1, σ_3) .



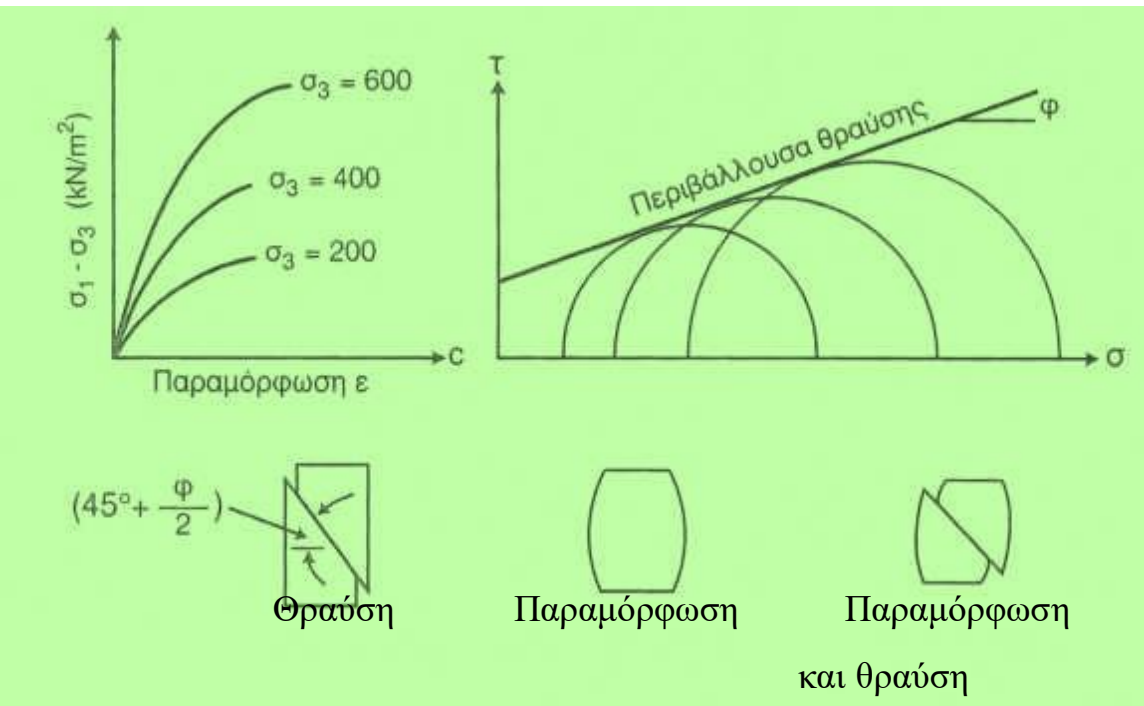
Σχήμα 39. Εξέλιξη εντατικής κατάστασης

6.5. Διατμητική αντοχή και θραύση του εδάφους

- Για διάφορους συνδυασμούς κυρίων τάσεων σ_1 και σ_3 είναι δυνατό να χαραχθούν διάφοροι οριακοί κύκλοι του Mohr που προσδιορίζουν καταστάσεις οριακής ισορροπίας κάτω από διαφορετικές συνθήκες φόρτισης (Σχ. 40). Η κοινή εφαπτομένη αυτών των κύκλων ορίζει την περιβάλλουσα θραύσης του υλικού, που αποτελεί ουσιαστικά, το κριτήριο διαρροής του εδάφους.
- Η μικρή καμπυλότητα που παρουσιάζει η περιβάλλουσα θραύσης στη γενική μορφή της συνθήκης αγνοείται και η γραμμή εξομοιώνεται με ευθεία (Σχ. 40), της οποίας η εξίσωση είναι:
 - $s = c + \sigma_n \tan \varphi$
 - c, φ : η συνοχή και η γωνία τριβής του υλικού η ορθή τάση η διατμητική αντοχή
 - σ_n : η ορθή τάση
 - s : η διατμητική αντοχή

6.5. Διατμητική αντοχή και θραύση του εδάφους

- Η ευθεία αυτή, γνωστή ως κριτήριο Coulomb, αποτελείτο όριο για όλους τους κύκλους του Mohr που εκφράζουν πιθανές εντατικές καταστάσεις ενός εδαφικού μέσου.
- Η ισορροπία είναι εξασφαλισμένη όσο ο κύκλος του Mohr που περιγράφει την εντατική κατάσταση του τυχαίου σημείου μιας εδαφικής μάζας, παραμένει σε απόσταση από το κριτήριο Coulomb.
- Αντίθετα, η διαρροή πραγματοποιείται όταν ο κύκλος ευρεθεί σε επαφή με την περιβάλλουσα θραύσης.
- Αξίζει να σημειωθεί ότι, σε αντίθεση με τον κύκλο του Mohr που αναφέρεται σε ένα συγκεκριμένο σημείο του οποίου αναπαριστά την εντατική κατάσταση, το κριτήριο θραύσης είναι μία έννοια καθολικής εφαρμογής για το σύνολο των σημείων της φορτιζόμενης μάζας και αποτελεί χαρακτηριστικό μέγεθος για κάθε εδαφικό υλικό.



Σχήμα 40. Περιβάλλουσα Θραύσης.

6.5. Διατμητική αντοχή και θραύση του εδάφους

- Για κάθε τύπο εδάφους, οι εργαστηριακές δοκιμές άμεσης διάτμησης (direct shear) και τριαξονικής επιπόνησης (triaxial test) είναι οι καταλληλότερες για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών διατμητικής αντοχής, δηλαδή της συνοχής c και της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ .
- Ωστόσο, σε συνεκτικά εδάφη, σε ορισμένες περιπτώσεις, χρησιμοποιείται η δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης και, αντίστοιχα, η διατμητική αντοχή προκύπτει: $c_u = \frac{q_u}{2}$
- όπου q_u ($= R_c$) η αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη του εδάφους.
- Το κριτήριο θραύσης του Coulomb, που καθορίζει τη διατμητική αντοχή του εδάφους συναρτήσει των γεωτεχνικών παραμέτρων c και ϕ , γνωρίζει μια ευρύτατη εφαρμογή στον χώρο των προβλημάτων ευστάθειας.
- Χαρακτηριστικό του γνώρισμα είναι το ότι αγνοεί την ενδιάμεση κύρια τάση σ_2 και για τον λόγο αυτόν συνήθως εφαρμόζεται σε περιπτώσεις όπου μία επίπεδη ανάλυση είναι αποδεκτή, πράγμα που συμβαίνει στα προβλήματα οδοποιίας.
- Αντίθετα στη γενική περίπτωση, όπου μια τρισδιάστατη ανάλυση είναι επιβεβλημένη, τα κριτήρια στα οποία εμφανίζονται και οι τρεις κύριες τάσεις, τύπου Von-Mises, είναι τα πιο ενδεδειγμένα να αναπαραστήσουν το όριο διαρροής του εδάφους, παρά το γεγονός ότι η εφαρμογή τους προσκρούει σε σημαντικές πρακτικές δυσκολίες.

6.5. Διατμητική αντοχή και θραύση του εδάφους

Τα περισσότερα προβλήματα ευστάθειας γεωκατασκευών οδοποιίας, όπως:

- η ευστάθεια πρανών ορυγμάτων,
- τα επιχώματα επί κλιτύων,
- τα επιχώματα επί χαλαρών εδαφών,
- τα μέτωπα σηράγγων,

αντιμετωπίζονται ως προβλήματα επίπεδης παραμόρφωσης.

❖ Το κριτήριο Coulomb αποτελεί συχνά μια ικανοποιητική προσέγγιση.

➤ Ωστόσο, η τρίτη διάσταση μπορεί να είναι πολύ σημαντική και, ανάλογα με τη γεωμετρία κάθε προβλήματος, να δρα ευνοϊκά ή αρνητικά στην ισορροπία της γεωκατασκευής.

6.5. Διατμητική αντοχή και θραύση του εδάφους

□ Παρ' όλα αυτά, ο μηχανικός που επιφορτίζεται με τον σχεδιασμό και τον έλεγχο ευστάθειας μιας γεωκατασκευής έχει πολύ περισσότερο πολύπλοκα ζητήματα να αντιμετωπίσει από την επιλογή του κριτηρίου διαρροής.

Τέτοια ζητήματα είναι:

- η ετερογένεια και η διαστρωμάτωση των υλικών του υπεδάφους,
- οι συνθήκες υπόγειας δίκαιτας,
- η κατανομή των τάσεων,
- ακόμη και η ερμηνεία αποτελεσμάτων εργαστηριακών και επί τόπου δοκιμών.

Ο αστάθμητος παράγοντας του “τυχαίου” έχει έντονη παρουσία σε τέτοιου είδους

μελέτες και για τον λόγο αυτόν, σχεδόν σε όλα τα προβλήματα ευστάθειας

γεωκατασκευών, ένας συντελεστής ασφαλείας λαμβάνεται απαραίτητα υπόψη στους

υπολογισμούς που εκτελούνται στη φάση του σχεδιασμού των έργων.