



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

***Παραμετρική Ανάλυση Θεμελίωσης σε Εξυγιασμένα Αμμώδη
Αργιλικά Εδάφη***

Διπλωματική Εργασία

Δήμητρα Ε. Δουμάνη

Εξεταστική Επιτροπή:

Ζαχαρίας Αγιουτάντης, Καθηγητής (επιβλέπων)
Γεώργιος Εξαδάκτυλος, Αναπληρωτής Καθηγητής
Εμμανουήλ Στειακάκης, Διδάκτωρ

Χανιά
Μάρτιος, 2004

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση θεμελίωσης σε εξυγιασμένα και σε μη εξυγιασμένα εδάφη, με σκοπό την εύρεση των τάσεων, παραμορφώσεων και καθιζήσεων που δημιουργούνται στα εδάφη, ανάλογα με τη φόρτιση και τον αριθμό των πέδινων που εδράζονται στο έδαφος.

Για την ανάλυση επιλέχθηκαν κατάλληλα μοντέλα σε δύο διαστάσεις, τα οποία διερευνήθηκαν με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων με τη χρήση του λογισμικού πακέτου 'MARC'.

Από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων προέκυψε ότι αλλάζοντας τη φόρτιση και τον αριθμό των πέδινων αυξάνουν οι τάσεις, οι παραμορφώσεις και οι καθιζήσεις. Επίσης, έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων της αριθμητικής μεθόδου με τα αποτελέσματα της αναλυτικής.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Για την πραγματοποίηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω:

Τον Επιβλέποντα Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. **Ζαχαρία Αγιουτάντη**, για την ανάθεση του θέματος, τη συνεχή βοήθεια που μου προσέφερε, καθώς και την άψογη συνεργασία μας σε όλη την διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Τον Αναπληρωτή Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης, κ. **Γιώργο Εξαδάκτυλο**, για την συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή και στην αξιολόγηση της εργασίας.

Τον Διδάκτορα κ. **Εμμανουήλ Στειακάκη**, για τη βοήθεια που μου προσέφερε στην συγγραφή αυτής εργασίας και τη συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή.

Τον μεταπτυχιακό **Στέλιο Μαυριγιαννάκη**, για την άριστη συνεργασία μας και την πολύτιμη βοήθεια του στο λογισμικό πακέτο 'MARC'. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την μεταπτυχιακό **Ειρήνη Καλογήρου**, για την άριστη συνεργασία μας και την πολύτιμη βοήθεια της στη συγγραφή αυτής της εργασίας. Τους γονείς μου και την αδερφή μου, για την ψυχολογική τους υποστήριξη σε όλη την διάρκεια της φοίτησης μου στο Πολυτεχνείο Κρήτης. Τη Ράνια και όλους τους φίλους για την υπομονή τους και την βοήθεια που μου προσέφεραν στις δύσκολες ώρες που πέρασα σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Χανιά, Μάρτιος 2004

Δουμάνη Δήμητρα

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
----------	---

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ	3
2.1 Ρόλος των θεμελιώσεων	3
2.2 Μεμονωμένα πέδιλα	5
2.3 Πεδιλοδοκοί	6
2.4 Κοιτοστρώσεις	7
2.5 Θεμελιώσεις με πασσάλους	9
2.6 Κατηγορίες πασσάλων	11
2.6.1 Πάσσαλοι εκτόπισης	11
2.6.2 Πάσσαλοι χωρίς εκτόπιση	12
2.7 Φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελίων	14
2.7.1 Γενικά	14
2.7.2 Θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας	16
2.7.2.1 Μέθοδος Terzaghi	17
2.7.2.2 Μέθοδος Hansen	19
2.7.2.3 Μέθοδος Meyerhof	20
2.7.2.4 Μέθοδος Vesic	21
2.7.3 Μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας με βάση των αριθμών κτύπων N_{SPT}	23
2.7.3.1 Χρήση εμπειρικών διαγραμμάτων	24
2.7.3.1.1 Μέθοδος Terzaghi – Peck	25
2.7.3.1.2 Διόρθωση Meyerhof	25
2.7.3.2 Χρήση αναγωγικών σχέσεων $N - \varphi$, $N - q$	26
2.7.4 Πίνακες επιτρεπόμενων τάσεων	28

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΩΝ	31
3.1 Γενικά	31
3.2 Φυσικές ιδιότητες εδαφών	31
3.3 Φυσικά χαρακτηριστικά μη συνεκτικών εδαφών	34
3.3.1 Κοκκομετρική διαβάθμιση	34
3.3.2 Σχετική πυκνότητα	37
3.4 Φυσικά χαρακτηριστικά συνεκτικών εδαφών	38
3.5 Συστήματα κατάταξης	44

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	54
4.1 Γενικά	54
4.2 Καθιζήσεις των κατασκευών στην περίπτωση των κοκκωδών (χονδρόκοκκων) εδαφών	54
4.3 Καθιζήσεις των κατασκευών στην περίπτωση των συνεκτικών εδαφών	58
4.4 Επιτρεπόμενες καθιζήσεις	59
4.5 Εκτίμηση του μέτρου εδαφικής αντίδρασης (ή δείκτης εδάφους) k_s	61
4.5.1 Γενικά	61
4.5.2 Εκτίμηση του k_s με χρήση πινάκων	61
4.5.3 Καθορισμός της αναλογίας επιτρεπόμενης τάσης και αντίστοιχης καθίζησης	63
4.5.4 Χρησιμοποίηση των τιμών μέτρου παραμόρφωσης E_s & δείκτη Poisson ν	63

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ	64
5.1 Γενικά	64
5.2 Είδη βελτιώσεων	67
5.2.1 Μέθοδος αντικατάστασης εδάφους	67
5.2.2 Συμπύκνωση σε βάθος	68
5.2.2.1 Δονητική μέθοδος	69
5.2.2.2 Μέθοδος κοπανίσματος και δημιουργία λιθοστηλών	70

5.2.3	Αποστράγγιση	73
5.2.4	Θερμικές μέθοδοι	76
5.2.5	Σταθεροποίηση με ενέσεις	77
5.2.5.1	Αιωρήματα	78
5.2.5.2	Διαλύματα	78
5.2.5.3	Γαλακτώματα	79
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6		
ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ		80
6.1	Εισαγωγή	80
6.2	Γενικά για τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων	80
6.3	Διαδικασία της μεθόδου	83
6.4	Ανάλυση σταδίων	83
6.4.1	Διακριτοποίηση	83
6.4.2	Γεωμετρική απλοποίηση – συμμετρία	84
6.4.3	Είδη στοιχείων	85
6.4.4	Χαρακτηριστικά της διαίρεσης του πεδίου	86
6.5	Φόρτιση των υλικών και συνοριακές συνθήκες	88
6.6	Χαρακτηριστικά μεγέθη μοντέλων της συμπεριφοράς των υλικών	91
6.6.1	Μέτρο ελαστικότητας του Young	91
6.6.2	Λόγος του Poisson	92
6.6.3	Συνοχή	93
6.6.4	Γωνία εσωτερικής τριβής	93
6.7	Μοντέλα συμπεριφοράς υλικών	93
6.8	Εφαρμογές των πεπερασμένων στοιχείων σε γεωυλικά	94
6.8.1	Συνεχής και ασυνεχής θεώρηση του μέσου	96
6.8.2	Καταστατικές εξισώσεις συμπεριφοράς των στοιχείων του γεωυλικού	97
6.8.3	Δυνατότητα εκτίμησης των παραμέτρων των γεωυλικών	97
6.8.4	Κριτήρια αστοχίας και αλλαγής κατάστασης	98
6.8.5	Ελαστική συμπεριφορά σε δύο διαστάσεις	98
6.9	Τύποι προβλημάτων	100

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ	101
7.1 Εισαγωγή	101
7.2 Γενικά	102
7.3 Εργαστηριακές δοκιμές	103
7.4 Στρωματογραφικές συνθήκες	103
7.5 Προσδιορισμός δυσμενέστερου εδαφικού μοντέλου θεμελίωσης	104
7.6 Τύπος θεμελίωσης του κτιρίου	107
7.7 Έδαφος θεμελίωσης	107
7.8 Φέρουσα ικανότητα εδάφους	107
7.9 Καθιζήσεις εδάφους	112
7.9.1 Ελαστικές καθιζήσεις	112
7.9.2 Καθιζήσεις λόγω στερεοποίησης	114
7.10 Ανεκτές διαφορικές καθιζήσεις κατασκευής	118
7.11 Δείκτης εδάφους k_s	119
7.12 Τύπος και τρόπος θεμελίωσης του κτιρίου	120

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	122
8.1 Γενικά	122
8.2 Δημιουργία μοντέλου με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος	123
8.2.1 Διακριτοποίηση, συνοριακές συνθήκες και φόρτιση	123
8.2.2 Ιδιότητες υλικών	124
8.2.3 Ανάλυση μοντέλου	125
8.3 Δημιουργία μοντέλου με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος	129
8.3.1 Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέδινων ίση με 250 cm	130
8.3.2 Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέδινων ίση με 200 cm	135
8.3.3 Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέδινων ίση με 150 cm	139
8.4 Δημιουργία μοντέλου με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος	148
8.5 Δημιουργία μοντέλου σε μη εξυγιασμένο έδαφος	156
8.6 Ανάλυση μοντέλου με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος	157

8.7	Δημιουργία μοντέλου με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος	166
8.7.1	Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέδινων ίση με 150 cm	167
8.7.2	Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέδινων ίση με 200 cm	176
8.7.3	Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέδινων ίση με 250 cm	185
8.8	Δημιουργία μοντέλου με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος	199
8.9	Συμπεράσματα	211
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9		
	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	213
9.1	Συμπεράσματα	213
9.2	Προτάσεις	214
 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ		
	Ελληνική Βιβλιογραφία	215
	Διεθνής Βιβλιογραφία	216

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο υπολογισμός των τάσεων ή των παραμορφώσεων και μετακινήσεων σε οποιοδήποτε τυχαίο σημείο στο εσωτερικό του εδάφους, σε στατικά προβλήματα ισορροπίας και για καταστάσεις πριν τη θραύση, απαιτεί τη θεώρηση ενός κατάλληλου μοντέλου της μηχανικής συμπεριφοράς του. Η συχνότητα αντιμετώπισης προβλημάτων αυτού του είδους είναι πολύ μεγάλη και τα αποτελέσματα των υπολογισμών εξαρτώνται γενικά από τα χαρακτηριστικά του μοντέλου. Για τους λόγους αυτούς το θέμα έχει ιδιαίτερη σημασία.

Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η μελέτη της μεταφοράς των τάσεων διαμέσου πέδων σε διάφορα εδαφικά στρώματα, τα οποία είτε έχουν εξυγιανθεί είτε όχι, με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και τη βοήθεια του λογισμικού πακέτου 'Marc'. Η εξυγίανση συνήθως γίνεται είτε με συμπίκνωση των εδαφικών στρωμάτων είτε με την προσθήκη τσιμέντου, είτε με συνδυασμό των δύο. Ακολουθεί περιγραφή της διάρθρωσης της εργασίας.

Στο Κεφάλαιο 2, γίνεται μια αναφορά στο ρόλο των θεμελιώσεων και τα είδη των θεμελιώσεων ανάλογα με τον τρόπο που μεταφέρουν τα φορτία στο έδαφος. Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στην φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων και ακολουθεί ο θεωρητικός υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας.

Στο Κεφάλαιο 3, γίνεται περιγραφή των εδαφών καθώς και ο διαχωρισμός τους σε συνεκτικά και μη συνεκτικά εδάφη και τέλος γίνεται αναφορά στα συστήματα κατάταξής τους.

Στο Κεφάλαιο 4, γίνεται αναφορά στις καθιζήσεις, που προκαλούνται από την εμφάνιση τάσεων στο εσωτερικό του εδάφους, λόγω των φορτίων των κατασκευών. Επίσης, γίνεται αναφορά στις καθιζήσεις των κατασκευών στην περίπτωση μη συνεκτικών εδαφών, καθώς και στις καθιζήσεις των κατασκευών στην περίπτωση των συνεκτικών εδαφών και τέλος, αναφέρεται το μέτρο εδαφικής αντίδρασης, που εκφράζει την τελική αναλογία τάσης –παραμόρφωσης του εδάφους θεμελίωσης.

Στο Κεφάλαιο 5, γίνεται αναφορά στη βελτίωση του εδάφους, η οποία πραγματοποιείται στην περίπτωση που το έδαφος θεμελίωσης δεν έχει τις κατάλληλες εδαφοτεχνικές ιδιότητες. Τα μέτρα βελτίωσης που λαμβάνονται έχουν σκοπό την βελτίωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης.

Το Κεφάλαιο 6 αναφέρεται στην περιγραφή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, καθώς και στην εφαρμογή των πεπερασμένων στοιχείων στα γεωυλικά.

Στο Κεφάλαιο 7, περιγράφεται το έργο και το έδαφος θεμελίωσης. Σκοπός του κεφαλαίου αυτού είναι να προσδιοριστεί το δυσμενέστερο εδαφικό μοντέλο θεμελίωσης, βάσει του οποίου θα γίνει στο Κεφάλαιο 8 η παραμετρική ανάλυση. Ακόμη, στο Κεφάλαιο 7 γίνεται ο θεωρητικός υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας του εδάφους καθώς και ο υπολογισμός των καθιζήσεων.

Στο Κεφάλαιο 8 περιγράφεται η προσομοίωση του μοντέλου θεμελίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος. Επίσης, για λόγους σύγκρισης πραγματοποιήθηκαν και μοντέλα θεμελίωσης σε μη εξυγιασμένο έδαφος. Στη συνέχεια γίνεται σύγκριση των μοντέλων προσομοίωσης, αλλά και σύγκριση με τα θεωρητικά αποτελέσματα του Κεφαλαίου 7.

Στο Κεφάλαιο 9 δίνονται τα συμπεράσματα που εξάγονται από τα αποτελέσματα με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και τέλος, γίνεται σύγκριση με την αναλυτική μέθοδο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

2.1 Ρόλος των θεμελιώσεων

Η θεμελίωση είναι το τμήμα της κατασκευής, που αποτελείται από πολλά θεμέλια (στοιχεία), τα οποία συνεργάζονται μεταξύ τους για την ασφαλή μεταφορά του βάρους της κατασκευής στο έδαφος.

Τα διάφορα είδη θεμελιώσεων μπορούν να διαχωριστούν σε δύο κατηγορίες, ανάλογα με τον τρόπο που μεταφέρουν τα φορτία στο έδαφος (Βαλαλάς, 1979):

- 1) Επιφανειακές θεμελιώσεις: Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι θεμελιώσεις, που μεταφέρουν τα φορτία τους μόνο με τη βάση τους σε σχετικά μικρό βάθος στο έδαφος (Σχήμα 2.1). Η κατασκευή των θεμελίων αποσκοπεί στην μεταφορά των φορτίων στο έδαφος με ασφαλή τρόπο, δηλαδή με τέτοιο τρόπο ώστε να αποτρέπει την πρόκληση μεγάλων μετακινήσεων. Η συνεισφορά των πλευρών του θεμελίου, για την παραλαβή των φορτίων είτε είναι μηδενική είτε πολύ μικρή σε σχέση με τη συνεισφορά της βάσης και συνεπώς δεν λαμβάνεται υπόψη.

Οι πιο χαρακτηριστικές περιπτώσεις επιφανειακών θεμελίων και οι οποίες φαίνονται στα Σχήματα 2.2, 2.3 και 2.4 είναι:

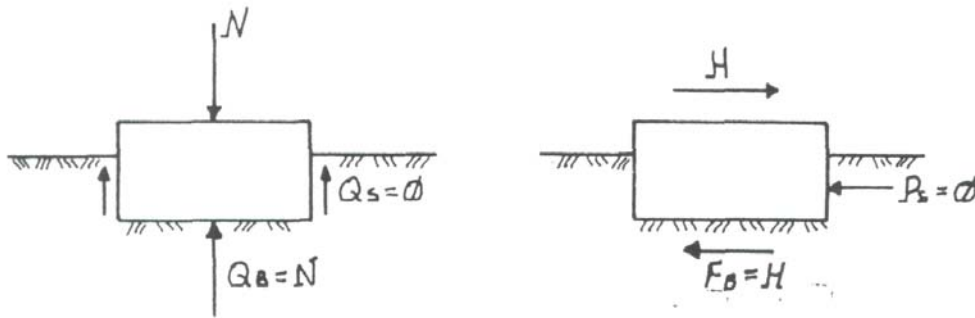
- α) Τα μεμονωμένα πέδιλα (κεντρικά ή έκκεντρα).
- β) Οι πεδιλοδοκοί.
- γ) Οι κοιτοστρώσεις.

Οι επιφανειακές θεμελιώσεις χρησιμοποιούνται όταν η στρώση του εδάφους ακριβώς κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης διαθέτει την απαιτούμενη αντοχή σε θραύση, για να δεχτεί με ασφάλεια τις καταπονήσεις από την κατασκευή. Το βάθος έδρασης των επιφανειακών θεμελιώσεων, D είναι μικρότερο ή της ίδιας τάξης με το πλάτος τους B .

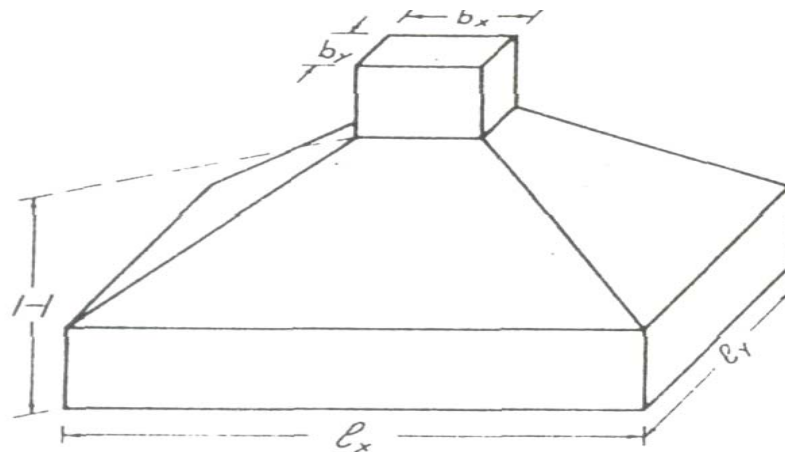
- 2) Βαθείς θεμελιώσεις: Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι θεμελιώσεις, οι οποίες για τη μεταφορά των φορτίων στο έδαφος χρησιμοποιούν και την πλευρική τους

επιφάνεια (Σχήμα 2.3). Η κύρια μορφή των βαθιών θεμελιώσεων είναι οι θεμελιώσεις με πασσάλους.

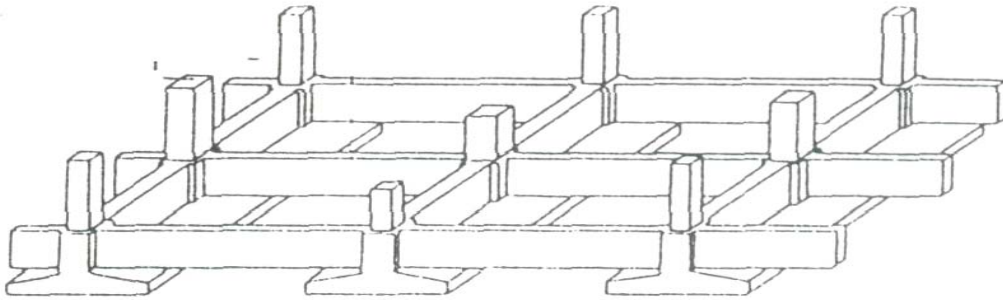
Οι βαθιές θεμελιώσεις χρησιμοποιούνται όταν οι επιφανειακές στρώσεις του εδάφους παρουσιάζουν μικρή αντοχή σε σχέση με το προς θεμελίωση φορτίο και έτσι το φορτίο μεταφέρεται σε βαθύτερες στρώσεις.



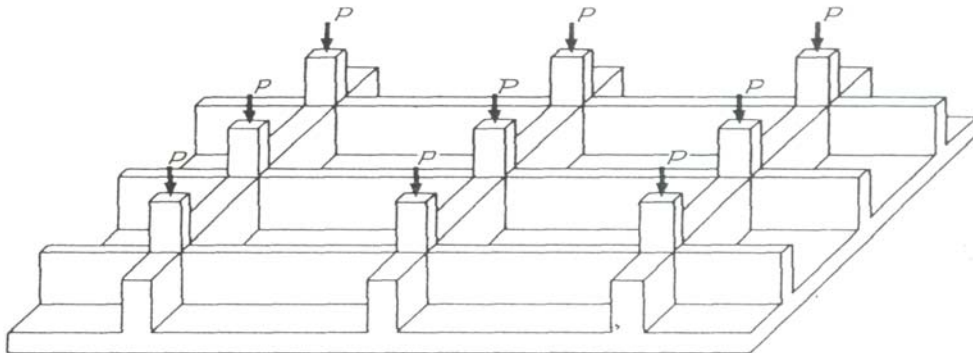
Σχήμα 2.1: Τρόπος μεταβίβασης των φορτίων στο έδαφος ενός επιφανειακού θεμελίου (Αναγνωστόπουλος, 1994)



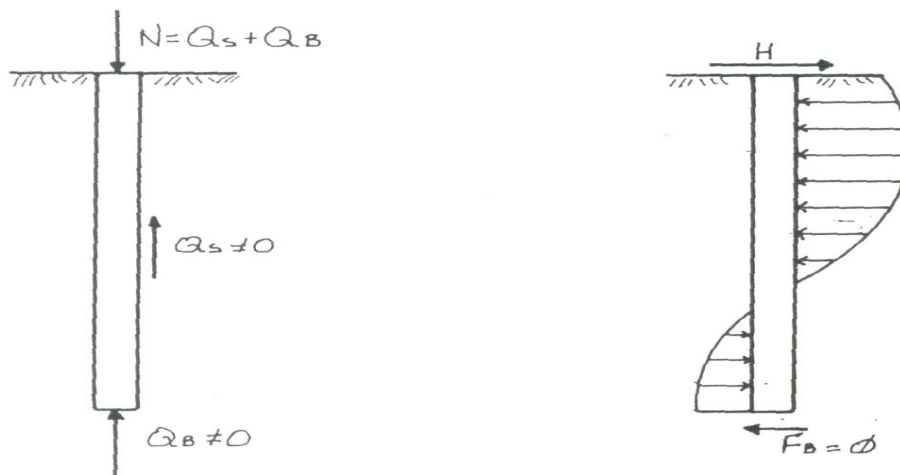
Σχήμα 2.2 : Μεμονωμένο πέδιλο (Αναγνωστόπουλος, 1994)



Σχήμα 2.3: Μεμονωμένες πεδιλοδοκοί (Αναγνωστόπουλος, 1994)



Σχήμα 2.4: Γενική κοιτόστρωση (Αναγνωστόπουλος, 1994)



Σχήμα 2.5: Τρόπος μεταβίβασης των φορτίων στο έδαφος μιας βαθιάς θεμελίωσης (Αναγνωστόπουλος, 1994)

2.2 Μεμονωμένα πέδιλα

Ο κύριος τύπος των επιφανειακών θεμελιώσεων είναι τα μεμονωμένα πέδιλα. Οι κύριες μορφές με τις οποίες συναντώνται είναι οι εξής (Βαλαλάς, 1979):

- α) Κεντρικό πέδιλο: Στον τύπο αυτό των πέδινων, ο άξονας του κατακόρυφου φορτιζόμενου στοιχείου (υποστύλωμα ή τοιχείο) συμπίπτει με τον άξονα του πέδινου.
- β) Έκκεντρο πέδιλο: Στον τύπο αυτό των πέδινων, ο διαμήκης άξονας του κατακόρυφου φορτιζόμενου στοιχείου δεν συμπίπτει με τον άξονα του πέδινου και αυτό έχει ως αποτέλεσμα να εμφανίζεται μια κατασκευαστική εκκεντρότητα.

Τα μεμονωμένα πέδιλα συνδέονται μεταξύ τους και στις δύο διευθύνσεις με δοκάρια, τα οποία ονομάζονται συνδετήριες δοκοί. Η συνδετήρια δοκός συνδέει το έκκεντρο πέδιλο με το εσωτερικό της θεμελίωσης και παραλαμβάνει σημαντικό μέρος της έντασης. Οι αποστάσεις των πέδινων μεταξύ τους πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να αποφεύγονται επικαλύψεις και συγκεντρώσεις μεγάλων τάσεων στο έδαφος. Η ελεύθερη απόσταση μεταξύ δύο πέδινων επιβάλλεται να είναι $b \geq 0.2B$, όπου B είναι το μέγιστο πλάτος των γειτονικών πέδινων.

Η ύπαρξη εκκεντρότητας στα θεμέλια οδηγεί στην ανισοκατανομή των τάσεων στο έδαφος και κατά συνέπεια άνισων καθιζήσεων, με αποτέλεσμα την στροφή του πέδινου, γεγονός που είναι επιβαρυντικό για τον φορέα της κατασκευής. Για το λόγο αυτό συνιστάται η επίτευξη όσο το δυνατόν μικρότερων εκκεντροτήτων, που επιτυγχάνεται με κατάλληλη διαμόρφωση των πέδινων.

2.3 Πεδιλοδοκοί

Οι πεδιλοδοκοί αποτελούν έναν τρόπο ομαδικής θεμελίωσης υποστυλωμάτων / τοιχίων, οι άξονες των οποίων βρίσκονται σε ευθεία περίπου γραμμή και αποτελούνται από τον κορμό και τα πτερύγια. Ο τρόπος αυτός θεμελίωσης είναι πιο δυσχερής σε σχέση με τα πέδιλα τόσο από πλευράς μελέτης όσο και από πλευράς κατασκευής. Η χρήση αυτού του τύπου θεμελίωσης ενδείκνυται στις εξής περιπτώσεις (Αναγνωστόπουλος, 1994):

- 1) Όταν εκτιμάται ότι σε περίπτωση κατασκευής μεμονωμένων πέδινων θα εμφανιστούν μεγάλες ολικές και κυρίως διαφορικές καθιζήσεις. Αυτό συμβαίνει σε περιπτώσεις που τα φορτία των υποστυλωμάτων διαφέρουν πολύ μεταξύ τους. Στην περίπτωση αυτή η χρησιμοποίηση πεδιλοδοκών λόγω της σημαντικής διαμήκους ακαμψίας τους εξομαλύνει σημαντικά την καταπόνηση του εδάφους και οδηγεί στη δημιουργία ενός σχετικά ομοιόμορφου πεδίου καθιζήσεων.

- 2) Όταν αποδεικνύεται ότι σε περίπτωση θεμελίωσης με μεμονωμένα πέδιλα οι ελεύθερες αποστάσεις μεταξύ τους μειώνονται πολύ ($b < 0.2 l$, όπου l η αξονική απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων). Το γεγονός αυτό οδηγεί σε επαλληλίες των τάσεων που μεταφέρουν τα πέδιλα στο έδαφος με αποτέλεσμα την μεγάλη ένταση και συνεπώς παραμόρφωση του. Στην περίπτωση αυτή η χρησιμοποίηση πεδιλοδοκών προφυλάσσει από αυτές τις ανεπιθύμητες επαλληλίες τάσεων.
- 3) Όταν η θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα δεν είναι οικονομική.

Εσχάρες πεδιλοδοκών

Οι εσχάρες πεδιλοδοκών είναι συστήματα θεμελίωσης οικοδομικών έργων, που περιλαμβάνουν σύνδεση και θεμελίωση των υποστυλωμάτων με πεδιλοδοκούς και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις. Τα συστήματα αυτά θεμελίωσης χρησιμοποιούνται κυρίως σε περιπτώσεις που το έδαφος είναι χαλαρό ή / και ανομοιογενές και υπάρχουν μεγάλα, άνισα κατακόρυφα φορτία. Τότε η θεμελίωση τους με μεμονωμένα πέδιλα θα οδηγούσε σε έντονες διαφορικές καθιζήσεις. Το ίδιο θα συνέβαινε εάν χρησιμοποιούνταν πεδιλοδοκοί στη μια διεύθυνση (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Με τη χρήση εσχάρων πεδιλοδοκών τα φορτία της κατασκευής μεταφέρονται σε μεγαλύτερη έκταση και έτσι ομαλοποιείται σημαντικά η καταπόνηση του εδάφους. Με τον τρόπο αυτό περιορίζονται οι ανομοιόμορφες καθιζήσεις, ενώ παράλληλα δημιουργείται μια ισχυρή σύνδεση των υποστυλωμάτων στη στάθμη θεμελίωσης περιορίζοντας σημαντικά τις διαφορικές μετακινήσεις, π.χ. σε περίπτωση σεισμού.

2.4 Κοιτοστρώσεις

Οι κοιτοστρώσεις είναι ενιαίες πλάκες θεμελίωσης, οι οποίες φέρουν κάθετα στο επίπεδο τους περισσότερα των δύο υποστυλωμάτων και κατά τις δύο διευθύνσεις. Είναι δηλαδή επιφανειακοί φορείς, οι οποίοι ισορροπούν με τα φορτία της κατασκευής από πάνω και τις αντιδράσεις του εδάφους από κάτω, ανεπτυγμένες σε όλη την έκταση τους.

Διακρίνονται σε γενικές κοιτοστρώσεις, οι οποίες περιλαμβάνουν όλα τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής και σε μερικές κοιτοστρώσεις, οι οποίες περιλαμβάνουν μερικά μόνο από τα φέροντα στοιχεία.

Οι κοιτοστρώσεις συναντώνται με διάφορες μορφές (Βαλαλάς, 1979):

- α) Με απευθείας έδραση των υποστυλωμάτων επάνω στην πλάκα θεμελίωσης (συχνά γίνεται χρήση τοπικών ενισχυτικών).
- β) Με την έδραση των υποστυλωμάτων επάνω στην πλάκα θεμελίωσης, η οποία όμως έχει ενισχυθεί με δοκούς κάτω από το επίπεδο της.
- γ) Με την έδραση των υποστυλωμάτων επάνω στην πλάκα θεμελίωσης, η οποία όμως έχει ενισχυθεί με δοκούς επάνω από το δάπεδο της πλάκας. Είναι η συχνότερη μορφή με την οποία κατασκευάζονται οι κοιτοστρώσεις στην Ελλάδα και παρουσιάζει το πλεονέκτημα της ομαλοποιημένης μεταφοράς των φορτίων στο έδαφος. Οι συνήθεις ελάχιστες διαστάσεις είναι: πάχος πλάκας 0.30 m, πλάτος και ύψος των δοκών 0.30 m και 0.80 m αντίστοιχα (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Οι κοιτοστρώσεις χρησιμοποιούνται γενικά σε περιπτώσεις που το έδαφος θεμελίωσης είναι πολύ χαλαρό -και άρα η επιτρεπόμενη φόρτιση είναι πολύ μικρή- και τα φορτία είναι μεγάλα –και συνεπώς απαιτούνται μεγάλα εμβαδά θεμελίωσης- ή και εντόνως άνισα μεταξύ τους –οπότε και οι διαφορικές καθιζήσεις είναι έντονα πιθανές-.

Τα πλεονεκτήματα των θεμελιώσεων με γενική κοιτόστρωση είναι τα εξής: (Βαλαλάς, 1979)

- α) Μεγάλη ασφάλεια από πλευράς υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, κυρίως σε αμμώδη εδάφη (πολύ μεγάλο πλάτος θεμελίωσης B).
- β) Μικρές αναμενόμενες καθιζήσεις. Αυτό επιτυγχάνεται με την κατανομή των φορτίων σε όλη της επιφάνεια του έργου και την συνακόλουθη μείωση των επιβαλλόμενων τάσεων.
- γ) Μείωση των αναμενόμενων διαφορικών καθιζήσεων λόγω της συνεισφοράς της ακαμψίας της πλάκας θεμελίωσης, των ισχυρών δοκών και της κατασκευής.
- δ) Αύξηση των επιτρεπόμενων καθιζήσεων. Λόγω του μεγέθους της κατασκευής της θεμελίωσης είναι δυνατόν το έργο να υποστεί καθιζήσεις αρκετά μεγαλύτερες από αυτές ενός ίδιου έργου με μεμονωμένα στοιχεία θεμελίωσης χωρίς να δημιουργηθούν προβλήματα στο φέροντα οργανισμό και τα στοιχεία πλήρωσης.
- ε) Εύκολη αντιμετώπιση του προβλήματος του υπόγειου νερού, αφού με τη χρήση της γενικής κοιτόστρωσης είναι εύκολη η δημιουργία ενός στεγανού κιβωτίου.
- στ) Πολύ καλή αντισεισμική συμπεριφορά.

Πίνακας 2.1: Επιτρεπόμενες τιμές φέρουσας ικανότητας σύμφωνα με τις Αμερικάνικες Προδιαγραφές (πηγή Terzaghi-Peck 1969)

Τύπος του εδάφους	Επιτρεπόμενη τάση σε kg/cm^2
I Αμμώδη εδάφη	
Ρέουσα άμμος	0.5
Υγρή άμμος	2.0
Λεπτή άμμος ξηρή και συμπαγής	2.5-3
Πολύ συμπαγής άμμος	3-6
Χονδρή άμμος και χάλικες σε ισχυρά στρώματα	5-8
II Αργιλώδη εδάφη	
Χαλαρή ή υγρή άργιλος πάχους 4-5 μ	1-2
Χαλαρή άργιλος μετά άμμου και ιλύος	1
Χαλαρή άργιλος μετά υγρής άμμου	1-1.5
Χαλαρή άργιλος συγκρατούμενη πλαγίως	2
Συμπαγής άργιλος	2
Άργιλος σε ισχυρά στρώματα μετρίως ξηρά	2-4
Συμπαγή ξηρή άμμος	2.28-3
Σκληρή άργιλος	3-4
Σκληρή ξηρή άργιλος	4
Ισχυρό στρώμα αργίλου σταθερώς ξηρής	4-6

Το κύριο μειονέκτημα των κοιτοστρώσεων είναι το σχετικά υψηλό κόστος τους. Συνεπώς το πρόβλημα επιλογής είναι τεχνικοοικονομικό και έτσι πρέπει να αντιμετωπίζεται.

2.5 Θεμελιώσεις με πασσάλους

Οι πάσσαλοι είναι δομικά στοιχεία μεγάλου μήκους και κυκλικής συνήθως διατομής, τα οποία χρησιμοποιούνται για να μεταφέρουν τα φορτία της κατασκευής σε βαθιές εδαφικές στρώσεις. Από άποψη λειτουργίας, η κύρια διαφορά των πασσαλοθεμελιώσεων από τις επιφανειακές θεμελιώσεις είναι ότι ένα μέρος του φορτίου, που μπορεί να είναι και το μεγαλύτερο μεταφέρεται στο έδαφος με την πλευρική επιφάνεια, ενώ στις επιφανειακές ολόκληρο το φορτίο μεταφέρεται με τη βάση έδρασης (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Πασσαλοθεμελιώσεις χρησιμοποιούνται κυρίως στις περιπτώσεις που οι επιφανειακές θεμελιώσεις είναι ανεπαρκείς. Όταν η επιφανειακή στρώση του εδάφους είναι κακής ποιότητας, με αποτέλεσμα να προκύπτουν μεγάλες καθιζήσεις και μικρή φέρουσα ικανότητα των επιφανειακών θεμελίων, τα φορτία μπορούν να μεταφερθούν με πασσάλους σε βαθύτερα στρώματα του εδάφους. Χαρακτηριστικές είναι οι περιπτώσεις χρησιμοποίησης πασσάλων σε εδάφη όπου ένα στρώμα μαλακής αργίλου /ιλύος υπέρκειται ενός στρώματος πυκνής άμμου, αμμοχάλικου ή βράχου. Στις περιπτώσεις αυτές οι πάσσαλοι μεταφέρουν κυρίως με τις αιχμές τους τα φορτία της

κατασκευής στο βαθύτερο καλής ποιότητας έδαφος και ονομάζονται ‘πάσσαλοι αιχμής’. Στις περιπτώσεις που το πάχος του αργιλικού στρώματος είναι πολύ μεγάλο, οι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται για να μεταφέρουν τα φορτία στο έδαφος με την πλευρική τριβή που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια πασσάλου –εδάφους και ονομάζονται ‘πάσσαλοι τριβής’.

Πάσσαλοι επίσης χρησιμοποιούνται όταν χρειάζεται να παραληφθούν σημαντικά οριζόντια φορτία που μπορεί να προέρχονται από ωθήσεις γαιών, θαλάσσια κύματα, προσκρούσεις πλοίων, σεισμούς, ανέμους κλπ. Χρησιμοποιούνται ακόμη, όταν η θεμελίωση απαιτείται να παραλάβει εφελκυστικές δυνάμεις, που μπορεί να προέρχονται από δυνάμεις άωσης, από σημαντικές ροπές στη βάση της κατασκευής κλπ. Τέλος υπάρχουν και διάφορες ειδικές περιπτώσεις χρησιμοποίησης πασσάλων, όπως στην περίπτωση που απαιτείται ενίσχυση θεμελιώσεων υφιστάμενων κατασκευών που παρουσιάζουν προβλήματα καθιζήσεων (υποθεμελιώσεις), σταθεροποίηση πρανών που κατολισθαίνουν, κατασκευή διαφραγματικών τοίχων αντιστήριξης, καθώς και στις περιπτώσεις που υπάρχει κίνδυνος υποσκαφής των επιφανειακών θεμελιώσεων.

Στη γενική περίπτωση, η μελέτη μιας πασσαλοθεμελίωσης εξετάζει τη συμπεριφορά των πασσάλων σε αξονικά και πλευρικά φορτία και καταλήγει στον προσδιορισμό του απαιτούμενου αριθμού, μήκους, διαμέτρου και ακαμψίας πασσάλων, της διάταξης τους και του τρόπου σύνδεσής τους με την κατασκευή. Η αξονική ανάλυση μιας ομάδας πασσάλων περιλαμβάνει τον υπολογισμό του επιτρεπόμενου φορτίου (θλιπτικού ή εφελκυστικού) και της καθίζησης ενός μεμονωμένου πασσάλου και ολόκληρης της ομάδας των πασσάλων. Η πλευρική ανάλυση περιλαμβάνει τον υπολογισμό της οριζόντιας μετακίνησης της κεφαλής των πασσάλων και κυρίως τον υπολογισμό των φορτίων διατομής (ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις) κατά μήκος των πασσάλων παίρνοντας υπόψη και την αλληλεπίδραση μεταξύ των διαφόρων πασσάλων της ομάδας. Ενώ στην περίπτωση των επιφανειακών θεμελιώσεων η μελέτη βασίζεται συχνά σε μια κατ’ εκτίμηση τιμή της επιτρεπόμενης τάσης εδάφους για τη συγκεκριμένη περιοχή χωρίς να προηγηθεί γεωτεχνική έρευνα, στην περίπτωση θεμελίωσης με πασσάλους η διεξαγωγή γεωτεχνικής έρευνας και μάλιστα σε σημαντικό βάθος είναι απαραίτητη προϋπόθεση για την εκτέλεση της αντίστοιχης μελέτης.

2.6 Κατηγορίες πασσάλων

Η ταξινόμηση των πασσάλων σε κατηγορίες μπορεί να γίνει με διάφορους τρόπους. Ως κριτήριο ταξινόμησης μπορεί να χρησιμοποιηθεί το υλικό κατασκευής (ξύλο, χάλυβας, οπλισμένο σκυρόδεμα), η μορφή της διατομής τους (κυκλική, ορθογωνική, πολυγωνική), η μέθοδος τοποθέτησης τους (πάσσαλοι έμπηξης, πάσσαλοι εκσκαφής) ή η επιπόνηση που προκαλείται στο έδαφος κατά την κατασκευή τους (πάσσαλοι εκτόπισης, πάσσαλοι χωρίς εκτόπιση). Ο τελευταίος τρόπος ταξινόμησης ανταποκρίνεται καλύτερα στη μηχανική συμπεριφορά των πασσάλων και για το λόγο αυτό η χρήση του έχει καθιερωθεί τα τελευταία χρόνια σε παγκόσμια κλίμακα (Αναγνωστόπουλος, 1994).

2.6.1 Πάσσαλοι εκτόπισης

Πάσσαλοι εκτόπισης ονομάζονται αυτοί που κατά την τοποθέτησή τους εκτοπίζουν πλευρικά το έδαφος και καταλαμβάνουν το δημιουργούμενο κενό με αποτέλεσμα να υπάρχει σημαντική αύξηση των πλευρικών τάσεων που ασκεί το έδαφος στον πάσσαλο.

Οι πάσσαλοι εκτόπισης χωρίζονται στις εξής δύο κατηγορίες (Βαλαλάς, 1979):

- α) Τους ‘προκατασκευασμένους πασσάλους έμπηξης’, οι οποίοι συνήθως τοποθετούνται στο έδαφος κρουστικά με τη βοήθεια σφύρας. Το υλικό κατασκευής τους είναι χάλυβας, οπλισμένο σκυρόδεμα και σπανιότερα προεντεταμένο σκυρόδεμα ή ξύλο.

Οι πάσσαλοι από σκυρόδεμα έχουν συνήθως τετραγωνική διατομή με πλευρά από 0.25 m μέχρι 0.6 m, ή πολυγωνική με ανάλογες διαστάσεις. Κατασκευάζονται σε οριζόντια θέση και ο οπλισμός τους υπολογίζεται έτσι ώστε να αντέχει τόσο στα φορτία της ανωδομής, όσο και στις καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται λόγω ίδιου βάρους κατά το στάδιο της μεταφοράς τους πριν από την έμπηξη. Η εφαρμογή τους έχει περιοριστεί σημαντικά τα τελευταία χρόνια με την ανάπτυξη της τεχνολογίας των έγχυτων πασσάλων εκσκαφής, οι οποίοι μπορούν να κατασκευαστούν με αρκετά μεγαλύτερες διαμέτρους και κατά συνέπεια να παραλάβουν μεγαλύτερα φορτία.

Οι χαλύβδινοι πάσσαλοι κατασκευάζονται κυρίως από χαλυβδοσωλήνα μεγάλης διαμέτρου (από 0.6 έως 3 m) και πάχους 12.5 έως 75 mm. Το κόστος των

πασσάλων αυτών είναι αρκετά υψηλό και για το λόγο αυτό η χρήση τους περιορίζεται κυρίως σε θαλάσσια και λιμενικά έργα όπου προτιμούνται για κατασκευαστικούς λόγους.

- β) Τους πασσάλους ‘έμπηξης –επιτόπου σκυροδέτησης’. Η κατασκευή των πασσάλων αυτών περιλαμβάνει την έμπηξη ενός χαλύβδινου σωλήνα (διαμέτρου 0.3 έως 0.6 m) με φραγμένη αιχμή και στη συνέχεια τη σκυροδέτηση του εσωτερικού κενού με οπλισμένο ή άοπλο σκυρόδεμα. Συνήθως ο σωλήνας που χρησιμοποιείται για τη διάνοιξη της οπής αφαιρείται μετά την έγχυση του σκυροδέματος, αλλά μπορεί και να παραμείνει μέσα στο έδαφος ως τμήμα του πασσάλου. Η απόφραξη της αιχμής του σωλήνα διάνοιξης της οπής γίνεται είτε με ένα χαλύβδινο κώνο, ο οποίος παραμένει μέσα στο έδαφος μετά την εξόλκευση του σωλήνα, είτε με μια ποσότητα σκυροδέματος (πάσσαλοι Franki) (Σχήμα 2.6). Αρκετές κατασκευαστικές εταιρείες έχουν αναπτύξει τα δικά τους συστήματα κατασκευής πασσάλων αυτού του τύπου.

2.6.2 Πάσσαλοι χωρίς εκτόπιση

Πάσσαλοι χωρίς εκτόπιση είναι εκείνοι στους οποίους το έδαφος αφαιρείται (συνήθως με γεώτρηση) και στο κενό που δημιουργείται κατασκευάζεται ο πάσσαλος. Ο κύριος τύπος ‘πασσάλων χωρίς εκτόπιση’ είναι οι φρεατοπάσσαλοι διαμέτρων 0.8 έως 2.2 m. Για την κατασκευή του διανοίγεται στο έδαφος με τη βοήθεια ειδικών γεωτρήπανων μια οπή με διάμετρο ίση προς την επιθυμητή διάμετρο του πασσάλου. Στο εσωτερικό της τοποθετείται ο οπλισμός και ακολουθεί η σκυροδέτηση.

Οι πάσσαλοι χωρίς εκτόπιση χρησιμοποιούνται ευρύτατα καθώς (Βαλαλάς, 1979):

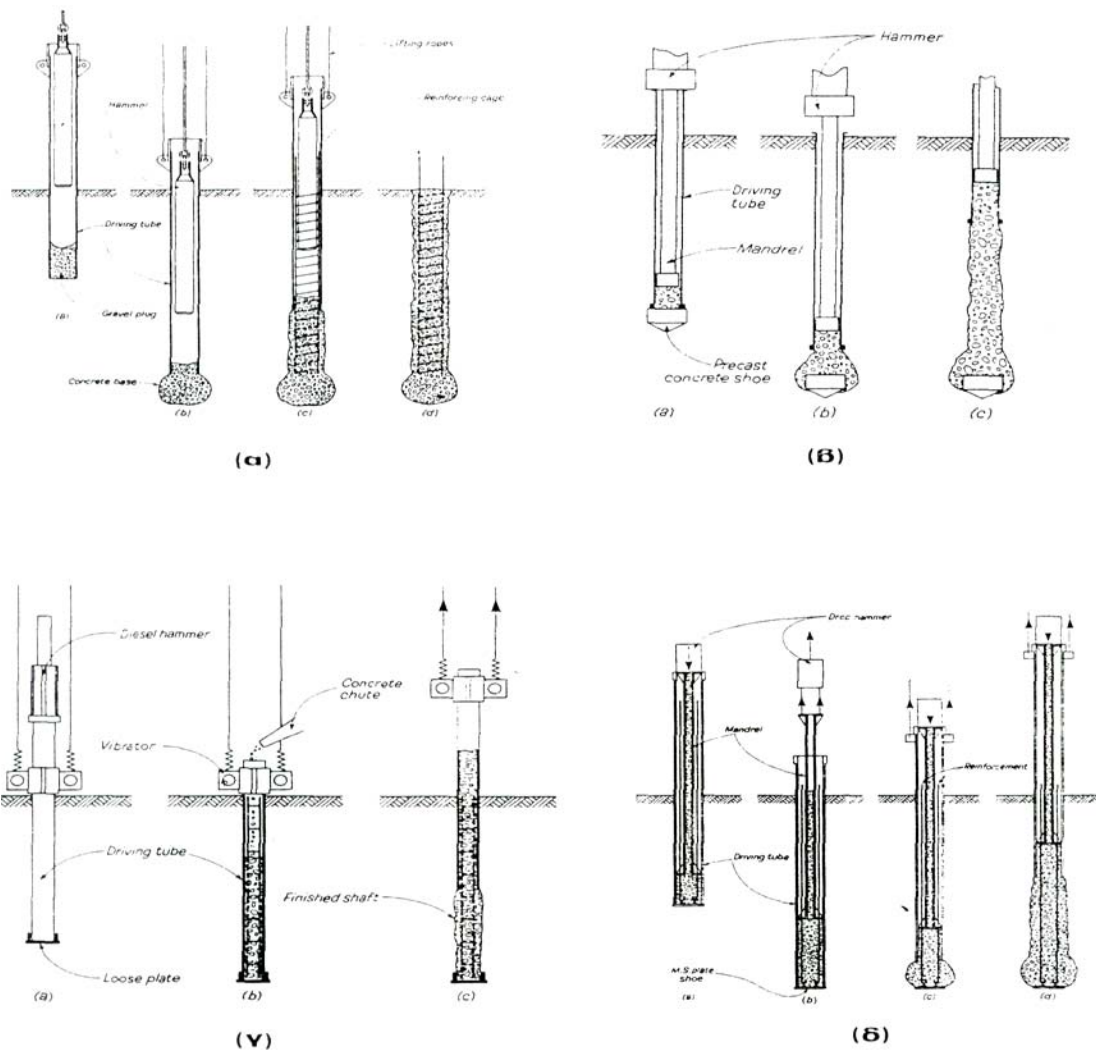
- α) Είναι δυνατή η κατασκευή πασσάλων μεγάλης διαμέτρου και μεγάλου μήκους σε κάθε τύπο εδάφους ακόμη και όταν παρεμβάλλονται σκληρές στρώσεις, οι οποίες θα παρεμπόδιζαν την έμπηξη πασσάλων άλλου τύπου. Αποτέλεσμα αυτού είναι η δυνατότητα παραλαβής μεγάλων φορτίων.
- β) Σε αντίθεση με τους πασσάλους έμπηξης δεν δημιουργούνται δονήσεις κατά την κατασκευή τους. Έτσι μπορούν να χρησιμοποιηθούν και μέσα σε κατοικημένες περιοχές δίπλα σε υπάρχουσες κατασκευές. Συχνά μάλιστα χρησιμοποιούνται για την κατασκευή διαφραγματικών τοίχων (εφαπτόμενοι φρεατοπάσσαλοι)

προκειμένου να γίνει η αντιστήριξη παρακείμενων οικοδομών κατά τη διάρκεια πραγματοποίησης των εκσκαφών κάποιου νέου έργου.

- γ) Η εμπειρία που αποκτήθηκε από τις κατασκευαστικές εταιρείες τα τελευταία χρόνια στην κατασκευή φρεατοπασσάλων και η τελειοποίηση των γεωτρητικών μηχανημάτων, είχαν ως αποτέλεσμα τη βελτίωση της ποιότητας και τον περιορισμό του κόστους κατασκευής.

Τα κύρια στάδια κατασκευής ενός φρεατοπασσάλου είναι τα εξής (Αναγνωστόπουλος, 1994):

- α) Διάνοιξη της οπής με περιστροφικό γεωτρύπανο. Εάν το έδαφος είναι μη –συνεκτικό ή μαλακό συνεκτικό και απαιτείται υποστήριξη των παρειών της γεώτρησης για να αποφευχθούν καταπτώσεις, χρησιμοποιείται μπεντονίτης ή γίνεται σωλήνωση μέρους ή ολόκληρης της γεώτρησης.
- β) Τοποθέτηση του οπλισμού μέσα στην οπή της γεώτρησης με τη βοήθεια γερανού. Ο οπλισμός συναρμολογείται στο εργοτάξιο σε ‘καλάθια’ και περιλαμβάνει διαμήκεις ράβδους, σπειροειδείς συνδετήρες και δακτύλιους συναρμολόγησης (montage).
- γ) Σκυροδέτηση του πασσάλου με σωλήνα από την αιχμή προς τα πάνω, ώστε να εκτοπίζονται προς την επιφάνεια και αν απομακρύνονται ο μπεντονίτης και το νερό. Ο μπεντονίτης που εκτοπίζεται από το σκυρόδεμα συλλέγεται για να χρησιμοποιηθεί και στους επόμενους πασσάλους.
- δ) Εξόλκευση της σωλήνωσης υποστήριξης των παρειών της γεώτρησης.



Σχήμα 2.6: Χαρακτηριστικά συστήματα κατασκευής πασσάλων ‘έμπηξης-επιτόπου σκυροδέτησης’. Πάσσαλοι: α) Franki, β) Delta, γ) Vibrex, δ) Alpha (Αναγνωστόπουλος, 1994)

2.7 Φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελίων

2.7.1 Γενικά

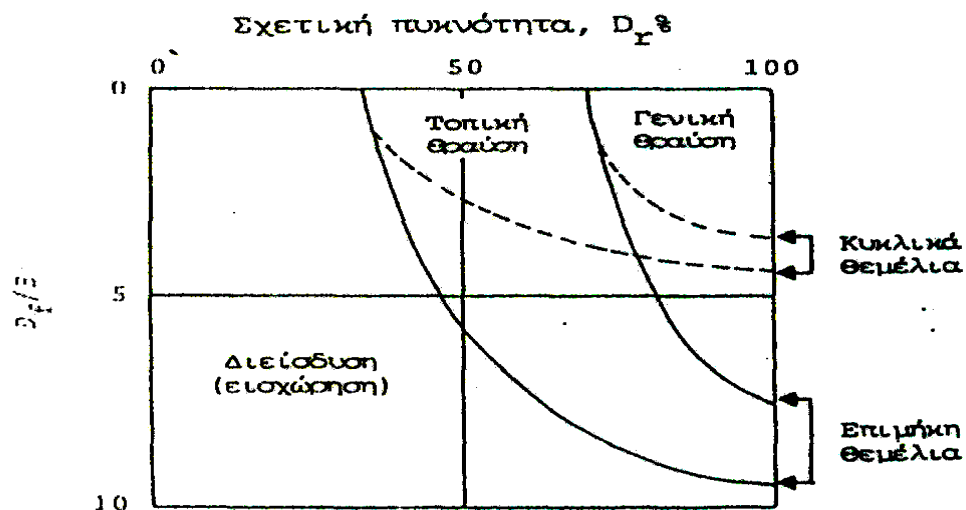
Η θραύση του εδάφους κάτω από τα θεμέλια χαρακτηρίζεται ως διατμητική, αφού προκαλείται εξαιτίας της υπέρβασης της διατμητικής αντοχής του. Σύμφωνα με τον Vesic διακρίνονται τρεις τυπικές μορφές θραύσης (Βαλαλάς, 1981):

- α) Γενική θραύση: Χαρακτηρίζεται από διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Είναι έντονη, καταστροφική και επέρχεται ξαφνικά. Στο εσωτερικό του

εδάφους αναπτύσσονται σαφείς επιφάνειες ολίσθησης. Παρατηρείται σε πυκνές άμμους και σκληρές και στιφρές αργίλους.

- β) Τοπική θραύση: Χαρακτηρίζεται από μικρή διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Στο εσωτερικό του εδάφους, αμέσως κάτω από το θεμέλιο αναπτύσσονται επιφάνειες ολίσθησης, οι οποίες πιθανόν βαθύτερα διαχέονται και χάνονται. Παρατηρείται σε μέσης ως χαμηλής πυκνότητας άμμους, όπως και σε συνεκτικά εδάφη μέσης έως μικρής αντοχής.
- γ) Διείσδυση ή εισχώρηση: Χαρακτηρίζεται από θραύση του εδάφους στην περίμετρο του θεμελίου. Το θεμέλιο δείχνει σαν να βυθίζεται, χωρίς να εμφανίζεται αισθητή διόγκωση στην επιφάνεια του περιβάλλοντος εδάφους. Παρατηρείται σε χαμηλής πυκνότητας άμμους, όπως και σε μαλακά αργιλικά εδάφη.

Στο διάγραμμα του Σχήματος 2.7 που πρότεινε ο Vesic για τα αμμώδη εδάφη (Τσότσος, 1991), η διάκριση στις τρεις κατηγορίες θραύσης γίνεται με συγκεκριμένο τρόπο. Στο διάγραμμα αυτό εκτός από τη σχετική πυκνότητα της άμμου φαίνεται ότι σημασία έχουν επίσης το σχήμα του θεμελίου και το πηλίκο D/B , του βάθους προς το πλάτος του θεμελίου.



Σχήμα 2.7: Πρόταση του Vesic σχετικά με τις συνθήκες ανάπτυξης των τριών διαφορετικών μηχανισμών θραύσης σε αμμώδη εδάφη (Βαλαλάς, 1981)

Ως φέρουσα ικανότητα του εδάφους ορίζεται το φορτίο που μπορεί να αναλάβει το έδαφος ανά μονάδα επιφάνειας, $q = \frac{Q}{A}$. Η συνολική αυτή φόρτιση αν εφαρμοστεί

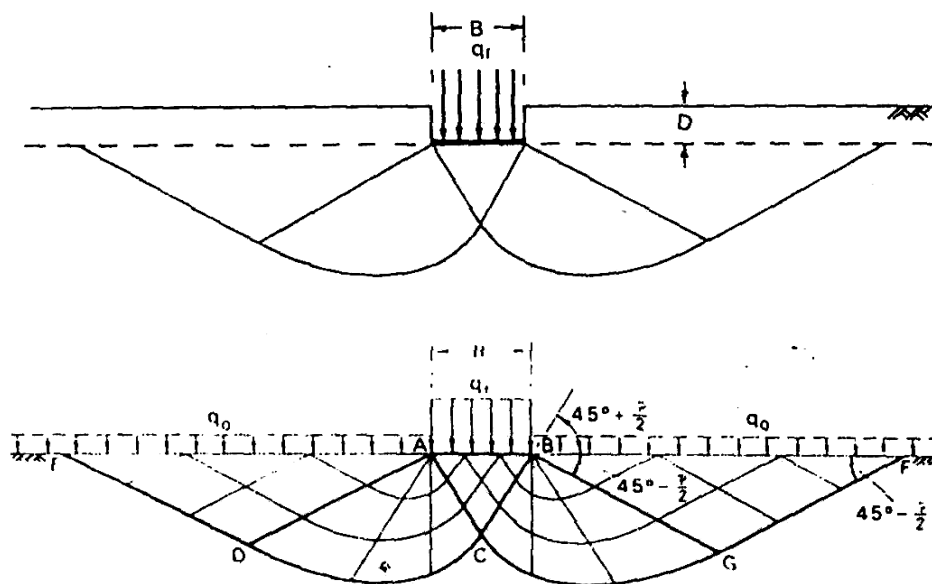
σε συγκεκριμένο βάθος θεμελίωσης D μπορεί να επιφέρει διατμητική θραύση του εδάφους (Σχήμα 2.8). Η επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ.θρ.}}$ υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_{\varepsilon\pi, \theta\rho} = \frac{q}{F_s}, \text{ όπου } F_s \text{ είναι ο συντελεστής ασφάλειας, η τιμή του οποίου εξαρτάται από}$$

το είδος του μελετούμενου έργου και κυμαίνεται από 2.0 έως 3.0.

Υπάρχουν πολλές μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας και της επιτρεπόμενης τάσης, που μπορούν να διαχωριστούν σε δύο κατηγορίες (Αναγνωστόπουλος, 1994):

- α) Θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας.
- β) Μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας με βάση τα αποτελέσματα των επιτόπου δοκιμών (δοκιμές πρότυπης διείδουσης, N_{SPT}).



Σχήμα 2.8: Υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας (Αναγνωστόπουλος, 1994)

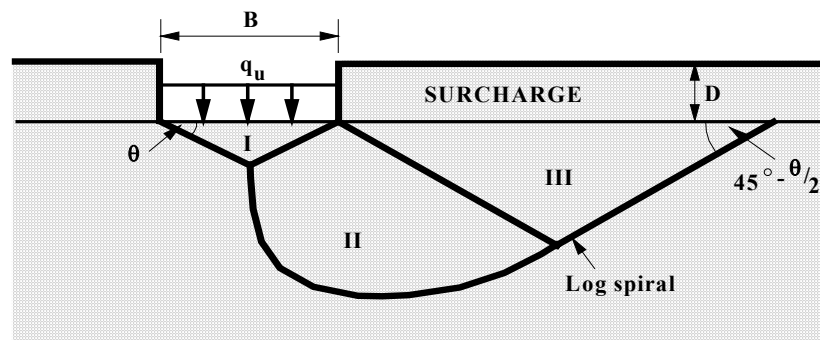
2.7.2 Θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι μέθοδοι που υπολογίζουν τη φέρουσα ικανότητα ενός επιφανειακού θεμελίου χρησιμοποιώντας τα χαρακτηριστικά μηχανικής αντοχής του εδάφους (γωνία τριβής ϕ , συνοχή c) και βασίζονται στην εξέταση της ισορροπίας κατά μήκος των πιθανών επιφανειών θραύσης. Οι πιο γνωστές και ευρέως χρησιμοποιούμενες μέθοδοι είναι οι μέθοδοι των Terzaghi, Hansen, Meyerhof και Vesic.

Η μέθοδος του Terzaghi είναι αξιόπιστη, κυρίως όταν εφαρμόζεται για συμμετρικές φορτίσεις, ενώ οι μέθοδοι των Meyerhof, Hansen και Vesic εφαρμόζονται για όλες τις συνθήκες φόρτισης και γεωμετρίας και γι' αυτό τυγχάνουν ευρείας αποδοχής και εφαρμογής (Αναγνωστόπουλος, 1994).

2.7.2.1 Μέθοδος Terzaghi

Σύμφωνα με την μέθοδο του Terzaghi μια αρχική προσέγγιση της επίλυσης της φέρουσας ικανότητας καθορίστηκε ως γενική διατμητική αστοχία (Αναγνωστόπουλος, 1994). Το μοντέλο του Terzaghi εφαρμόζεται στο επίπεδο των βάσεων της θεμελίωσης, που βρίσκονται πάνω ή κοντά στο επίπεδο της επιφάνειας του εδάφους, όπου το βάθος της θεμελίωσης D είναι μικρότερο από το ελάχιστο πλάτος B .



Σχήμα 2.9: Υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας με τη μέθοδο Terzaghi (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Η φέρουσα ικανότητα δίνεται από τον τύπο: $q = (s_c).c.N_c + pN_q + \frac{1}{2}(s_\gamma).B.\gamma.N_\gamma$

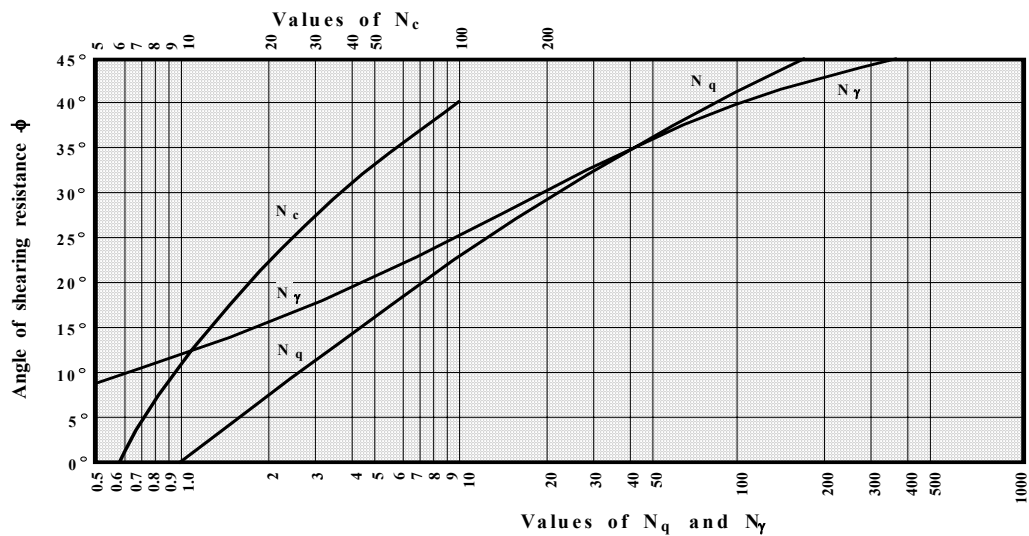
όπου:

- c = η συνοχή του εδάφους
- N_c, N_q, N_γ = συντελεστές που εξαρτώνται από τη γωνία τριβής ϕ του υλικού
- p = το βάρος του υπερκείμενου εδάφους και του σκυροδέματος στη στάθμη θεμελίωσης ($=\gamma_{\text{μικτό}} \cdot D$)
- B = το πλάτος θεμελίωσης
- γ = η πυκνότητα του εδάφους
- s_c, s_γ = συντελεστές του σχήματος θεμελίωσης
- c, q, γ = δείκτες αναφερόμενοι στη συνοχή, το φορτίο και το βάρος του εδάφους

Οι τιμές των συντελεστών N_c , N_q , N_γ δίνονται από τον Πίνακα 2.1, ενώ οι τιμές των s_c , s_γ δίνονται από τον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2: Τιμές των συντελεστών N_c , N_q , N_γ κατά Terzaghi (πηγή Terzaghi, 1943)

$\phi(^{\circ})$	N_q	N_c	N_γ		$\phi(^{\circ})$	N_q	N_c	N_γ
0	1.00	5.70	0.00		28	17.81	31.61	15.7
2	1.22	6.30	0.20		30	22.46	37.16	19.7
4	1.49	6.97	0.40		32	28.52	44.04	27.9
6	1.81	7.73	0.60		34	36.50	52.64	36.0
8	2.21	8.60	0.90		35	41.44	57.75	42.4
10	2.69	9.60	1.20		36	47.16	63.53	52.0
12	3.39	10.76	1.70		38	61.55	77.50	80.0
14	4.02	12.11	2.30		40	81.27	95.66	100.4
16	4.92	13.68	3.00		42	108.75	119.67	180.0
18	6.04	15.52	3.90		44	147.84	151.95	257.0
20	7.44	17.69	4.90		45	173.29	172.29	297.5
22	9,19	20,27	5,8		46	204,79	196,22	420,0
24	11,40	23,36	7,8		48	287,85	258,29	780,1
26	14,21	27,09	11,7		50	415,15	347,51	1153,2



Σχήμα 2.10: Νομόγραμμα συντελεστών N_c , N_q , N_γ κατά Terzaghi (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Πίνακας 2.3: Τιμές των συντελεστών σχήματος κατά Terzaghi (πηγή Terzaghi, 1943)

Συντελεστής	Σχήμα πεδύλου		
	Λοφίδα	Στρογγυλό	Τετράγωνο
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

2.7.2.2 Μοντέλο Hansen

Το μοντέλο του Hansen λαμβάνει υπόψη κεκλιμένες βάσεις και επικλινείς επιφάνειες, καθώς και τους διορθωτικούς συντελεστές της εκκεντρότητας, της κλίσης των φορτίων και το βάθος της θεμελίωσης (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Η φέρουσα ικανότητα δίνεται από τον τύπο:

$$q = (s_c \cdot d_c \cdot i_c) \cdot c \cdot N_c + (s_q \cdot d_q \cdot i_q) \cdot N_q \cdot \gamma_A \cdot D + \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot (s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma)$$

όπου:

c	= η συνοχή του εδάφους
N_c, N_q, N_γ	= συντελεστές που εξαρτώνται από τη γωνία τριβής ϕ
$\gamma_A \cdot D$	= το βάρος του εδάφους το υπερκείμενο της στάθμης θεμελίωσης
B	= το πλάτος θεμελίωσης
γ	= η πυκνότητα του εδάφους κάτω από την επιφάνεια θεμελίωσης
s_c, s_q, s_γ	= συντελεστές επιρροής του σχήματος του θεμελίου
d_c, d_q, d_γ	= συντελεστές επιρροής του βάθους θεμελίωσης
i_c, i_q, i_γ	= συντελεστές επιρροής της κλίσης του φορτίου

Οι διάφοροι συντελεστές προκύπτουν από τους παρακάτω τύπους:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi / 2) \quad (\text{όπου } \phi \text{ η γωνία τριβής του υλικού})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

$$s_c = 1 + (N_q / N_c)(B/L)$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4(B/L)$$

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) K$$

$$d_\gamma = 1.0$$

όπου:

$$K = (D/B) \quad \text{για } D/B \leq 1$$

$$K = \tan^{-1}(D/B) \quad \text{για } D/B \geq 1$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q / N_q - 1)$$

$$i_q = [1 - (0.5H / (N + A \cdot c \cdot \cot \phi))]^5$$

$$i_\gamma = [1 - (0.7H / (N + A \cdot c \cdot \cot \phi))]^5$$

όπου:

H η οριζόντια φόρτιση
 N η κατακόρυφη φόρτιση και
 A το εμβαδόν της βάσης ($=B \cdot L$)

Για $\varphi = 0$ η αρχική γενική σχέση γίνεται:

$$q = 5.14c_u(1+s_c+d_c-i_c)+\gamma_A \cdot D$$

όπου:

$$s_c = 0.2(B/L)$$

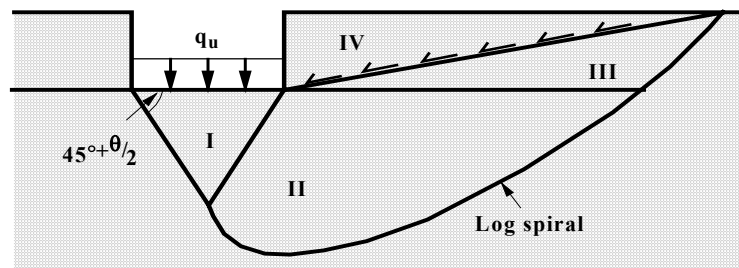
$$d_c = 0.4K \text{ (K όπως προηγουμένως)}$$

$$i_c = 0.5-0.5[1-(H/A \cdot c_u)]^{1/2}$$

Στον Πίνακα 2.4 δίνονται οι αδιάστατοι συντελεστές των Hansen, Meyerhof και Vesic.

2.7.2.3 Μοντέλο Meyerhof

Το μοντέλο του Meyerhof λαμβάνει υπόψη τους διορθωτικούς συντελεστές της εκκεντρότητας, της κλίσης των φορτίων και το βάθος της θεμελίωσης. Επίσης λαμβάνει υπόψη την επιρροή της διατμητικής δύναμης του εδάφους πάνω από τη βάση της θεμελίωσης (Αναγνωστόπουλος, 1994).



Σχήμα 2.11: Υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας με τη μέθοδο Meyerhof (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους δίνεται από τον τύπο:

$$q = (s_c \cdot d_c \cdot i_c) \cdot c \cdot N_c + (s_q \cdot d_q \cdot i_q) \cdot N_q \cdot \gamma_A \cdot D + \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot (s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma)$$

όπου:

c = η συνοχή του εδάφους

N_c, N_q, N_γ = συντελεστές που εξαρτώνται από τη γωνία τριβής φ

$\gamma_A \cdot D$	= το βάρος του υπερκείμενου εδάφους της στάθμης θεμελίωσης και του σκυροδέματος
B	= το πλάτος θεμελίωσης
γ	= η πυκνότητα του εδάφους κάτω από την επιφάνεια θεμελίωσης
s_c, s_q, s_γ	= συντελεστές επιρροής του σχήματος του θεμελίου
d_c, d_q, d_γ	= συντελεστές επιρροής του βάθους θεμελίωσης
i_c, i_q, i_γ	= συντελεστές επιρροής της κλίσης του φορτίου

Οι διάφοροι συντελεστές προκύπτουν από τους παρακάτω τύπους:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\phi)$$

$$s_c = 1 + \tan^2(45 + \phi/2) \cdot 0.2(B/L) \quad (\text{για κάθε } \phi)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \tan^2(45 + \phi/2)(B/L) \quad (\text{για } \phi \geq 10^\circ)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad (\text{για } \phi \leq 10^\circ)$$

$$d_c = 1 + 0.2 \tan(45 + \phi/2)(D/B) \quad (\text{για κάθε } \phi)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \tan \phi (45 + \phi/2)(D/B) \quad (\text{για } \phi \geq 10^\circ)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad (\text{για } \phi \leq 10^\circ)$$

$$i_c = i_q = [1 - (\theta/90^\circ)]^2 \quad (\text{για κάθε } \phi) \text{ όπου } \theta = \arctan(H/N)$$

$$i_q = [1 - (\theta/90^\circ)]^2 \quad (\text{για } \phi \geq 10^\circ)$$

$$i_\gamma = 0$$

2.7.2.4 Μοντέλο Vesic

Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους δίνεται από τον τύπο (Vesic, 1973):

$$q = (s_c \cdot d_c \cdot i_c) \cdot c \cdot N_c + (s_q \cdot d_q \cdot i_q) \cdot N_q \cdot \gamma_A \cdot D + \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot (s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma)$$

όπου:

c	= η συνοχή του εδάφους
N_c, N_q, N_γ	= συντελεστές που εξαρτώνται από τη γωνία τριβής ϕ
$\gamma_A \cdot D$	= το βάρος του εδάφους το υπερκείμενο της στάθμης θεμελίωσης
B	= το πλάτος θεμελίωσης
γ	= η πυκνότητα του εδάφους κάτω από την επιφάνεια θεμελίωσης
s_c, s_q, s_γ	= συντελεστές επιρροής του σχήματος του θεμελίου
d_c, d_q, d_γ	= συντελεστές επιρροής του βάθους θεμελίωσης

i_c, i_q, i_γ = συντελεστές επιρροής της κλίσης του φορτίου

Οι διάφοροι συντελεστές προκύπτουν από τους παρακάτω τύπους:

$$N_q = N \cdot e^{\pi \tan \varphi} \quad (\text{για } \varphi > 0)$$

$$N_q = 1 \quad (\text{για } \varphi = 0)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (\text{για } \varphi > 0)$$

$$N_c = 5.14 \quad (\text{για } \varphi = 0)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (\text{για } \varphi > 0)$$

$$N_\gamma = 1 \quad (\text{για } \varphi = 0)$$

$$N = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$s_c = 1 + (N_q \cdot B) / (N_c \cdot L) \quad (\text{για } \varphi > 0)$$

$$s_c = 0.2(B/L) \quad (\text{για } \varphi = 0)$$

$$s_q = 1 - 0.4(B/L) \cot \varphi \quad (\text{για } \varphi > 0)$$

$$s_\gamma = 1 + (B/L) \tan \varphi \quad (\text{για } \varphi > 0)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad (\text{για } \varphi = 0)$$

$$d_c = 1 + 0.4(D/B) \quad (\text{αν } D/B \leq 1)$$

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}(D/B) \quad (\text{αν } D/B > 1)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \quad (\text{για } \varphi \geq 10^\circ)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad (\text{για } \varphi = 0^\circ)$$

$$i_c = i_q = [1 - (\theta/90^\circ)] \quad (\text{για κάθε } \varphi) \text{ όπου } \theta = \arctan(H/N)$$

$$i_q = i_\gamma = 1 \quad (\text{για κάθε } \varphi)$$

Πίνακας 2.4: Αδιάστατοι συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof, Hansen και Vesic (πηγή Τσότσος, 1991)

				N_γ		
ϕ	N_ϕ	N_c	N_q	Meyerhof	Hansen	Vesic
0	100	5.14	1.00	0.00	0.00	0.00
2	1.07	5.63	1.20	0.01	0.01	0.15
4	1.15	6.18	1.43	0.04	0.05	0.34
6	1.23	6.81	1.72	0.11	0.11	0.57
8	1.32	7.53	2.06	0.21	0.22	0.86
10	1.42	8.34	2.47	0.37	0.39	1.22
12	1.52	9.28	2.97	0.60	0.63	1.69
14	1.64	10.37	3.59	0.92	0.97	2.29
16	1.76	11.63	4.34	1.37	1.43	3.06
18	1.89	13.10	5.26	2.00	2.08	4.07
20	2.04	14.83	6.40	2.87	2.95	5.39
22	2.20	16.88	7.82	4.07	4.13	7.13
24	2.37	19.32	9.60	5.72	5.75	9.44
26	2.56	22.25	11.85	8.00	7.94	12.54
28	2.77	25.80	14.72	11.19	10.94	16.72
30	3.00	30.14	18.40	15.67	15.07	22.40
32	3.25	35.49	23.18	22.02	20.79	30.21
34	3.54	42.16	29.44	31.15	28.72	41.06
36	3.85	50.59	37.75	44.43	40.05	56.31
38	4.20	61.35	48.93	64.07	56.17	78.02
40	4.60	75.31	64.19	93.69	79.54	109.41
42	5.04	93.71	85.37	137.32	113.95	155.54
44	5.55	118.37	115.31	211.41	165.58	224.63
46	6.13	152.10	158.50	328.73	244.64	330.33
48	6.79	199.26	222.30	526.44	368.88	495.99
50	7.55	266.88	319.05	873.84	568.56	762.85

2.7.3 Μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας με βάση τον αριθμό κτύπων N_{SPT}

Τα αποτελέσματα της επιτόπου δοκιμής διείσδυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας του εδάφους με δύο τρόπους (Αναγνωστόπουλος, 1991):

- Με την απευθείας χρήση του αριθμού N_{SPT} και σχετικών εμπειρικών διαγραμμάτων
- Με την αναγωγή από τον αριθμό N_{SPT} στις μηχανικές παραμέτρους του εδαφικού υλικού και την εφαρμογή των θεωρητικών σχέσεων προσδιορισμού της φέρουσας ικανότητας.

2.7.3.1 Χρήση εμπειρικών διαγραμμάτων

Για να χρησιμοποιηθούν τα εμπειρικά διαγράμματα απαιτείται η εκτίμηση του μέσου αριθμού κτύπων N_{SPT} κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης. Ο μέσος N_{SPT} προκύπτει σαν ο μέσος όρος των N_{SPT} σε βάθος B (όπου, B είναι το πλάτος θεμελίωσης) κάτω από τη στάθμη των θεμελίων.

Στις περιπτώσεις που υπάρχει υπόγειος ορίζοντας στην περιοχή ενδιαφέροντος και το εδαφικό υλικό είναι λεπτή άμμος ή ιλύς, οι σχετικές τιμές του N_{SPT} πρέπει να διορθώνονται με βάση τη σχέση (Αναγνωστόπουλος, 1994):

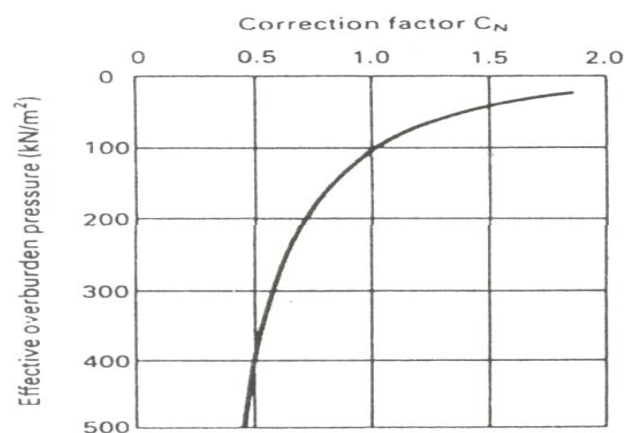
$$N_1 = 15 + (1/2)(N_{SPT} - 15) \quad \text{εάν } N_{SPT} < 15$$

Οι αριθμοί N_{SPT} πρέπει να διορθωθούν με βάση την υπάρχουσα ενεργό γεωστατική τάση. Είναι δηλαδή:

$$N_2 = C_N \cdot N_{SPT}$$

όπου ο συντελεστής C_N λαμβάνεται από το διάγραμμα του Σχήματος 2.12.

Αφού γίνουν οι απαραίτητες διορθώσεις στους αριθμούς N_{SPT} και προκύψει ο μέσος τελικός αριθμός κτύπων, είναι δυνατή η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας.



Σχήμα 2.12: Υπολογισμός του συντελεστή C_N σε συνάρτηση με την κατακόρυφη γεωστατική τάση (Αναγνωστόπουλος, 1994)

2.7.3.1.1 Μέθοδος Terzaghi – Peck

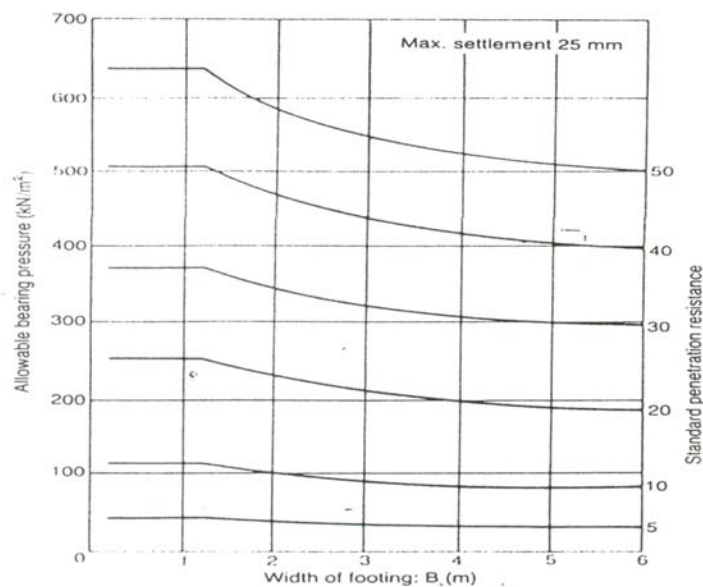
Οι Terzaghi και Peck (1967) έδωσαν το διάγραμμα του Σχήματος 2.13, το οποίο δίνει την επιτρεπόμενη φόρτιση για αμμώδη εδάφη. Η χρήση του διαγράμματος εξασφαλίζει μέγιστη καθίζηση μικρότερη του 2.54 cm και προϋποθέτει ο υπόγειος ορίζοντας να βρίσκεται σε βάθος τουλάχιστον B από τη στάθμη θεμελίωσης.

Οι Peck – Hanson – Thorburn (1974) έδωσαν το σχετικό διάγραμμα του Σχήματος 2.14, στο οποίο δίνεται η επιτρεπόμενη τάση του αμμώδους εδάφους σαν συνάρτηση του αριθμού κτύπων N_{SPT} για διάφορες τιμές του λόγου D/B .

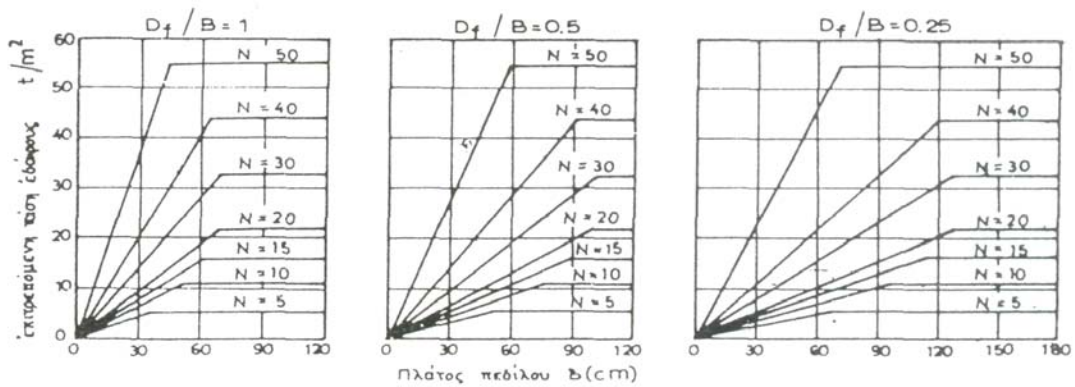
Εάν υπάρχει νερό σε βάθος D_w , τότε η επιτρεπόμενη φόρτιση πρέπει να πολλαπλασιάζεται με ένα διορθωτικό συντελεστή C_w : $C_w = 0.5 + 0.5 * \left(\frac{D_w}{D + B} \right)$

2.7.3.1.2 Διόρθωση Meyerhof

Η προσέγγιση των Terzaghi – Peck αποδείχτηκε συντηρητική στην πράξη, γι' αυτό ο Meyerhof προτείνει την αύξηση της επιτρεπόμενης φόρτισης, που προκύπτει από τα διαγράμματα τους κατά 50% και δεν κάνει καμία απολύτως διόρθωση λόγω ύπαρξης υπόγειου ορίζοντα και κατακόρυφης ενεργού τάσης.



Σχήμα 2.13: Διάγραμμα των Terzaghi – Peck (1967) για τον υπολογισμό της επιτρεπόμενης τάσης θεμελίωσης σε αμμώδη εδάφη με βάση τον αριθμό κτύπων N_{SPT}



Σχήμα 2.14: Διάγραμμα των Peck –Hanson –Thorburn (1974) για τον υπολογισμό της επιτρεπόμενης τάσης θεμελίωσης σε αμμώδη εδάφη με βάση τον αριθμό κτύπων N_{SPT} (για διάφορες τιμές του λόγου D/B)

2.7.3.2 Χρήση αναγωγικών σχέσεων $N - \phi$, $N - q$

Διάφοροι ερευνητές έχουν προτείνει σχέσεις από τις οποίες είναι δυνατός ο συσχετισμός του αριθμού N_{SPT} και των μηχανικών παραμέτρων ϕ , c .

ΑΜΜΩΔΗ ΕΔΑΦΗ

Ο Schmertmann (1975) προτείνει τη χρήση του διαγράμματος του Σχήματος 2.15 για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ των αμμωδών εδαφών.

Οι Peck- Hanson - Thornburn (1974) δίνουν το διάγραμμα του Σχήματος 2.16 για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ .

Ο Bowles (1982) δίνει τον Πίνακα 2.5 που συσχετίζει τις ιδιότητες των αμμωδών εδαφών με τον αριθμό N_{SPT} .

Πίνακας 2.5: Εμπειρικοί συσχετισμοί ιδιοτήτων αμμωδών εδαφών (πηγή Bowles 1982)

Περιγραφή υλικού	Πολύ χαλαρό	Χαλαρό	Μέσης πυκνότητας	Πυκνό	Πολύ πυκνό
Σχετική πυκνότητα	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
N_{SPT}	5-10	8-15	10-40	25-70	>35
Γωνία ϕ	25-30 ⁰	27-32 ⁰	30-35 ⁰	35-40 ⁰	38-45 ⁰
Φαινόμενο βάρος (kN/m^3)	12-16	14-18	17-20	17-22	20-23

ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ

Ο Bowles δίνει τον Πίνακα 2.6 που συσχετίζει τις ιδιότητες των συνεκτικών εδαφών με τον αριθμό N_{SPT} .

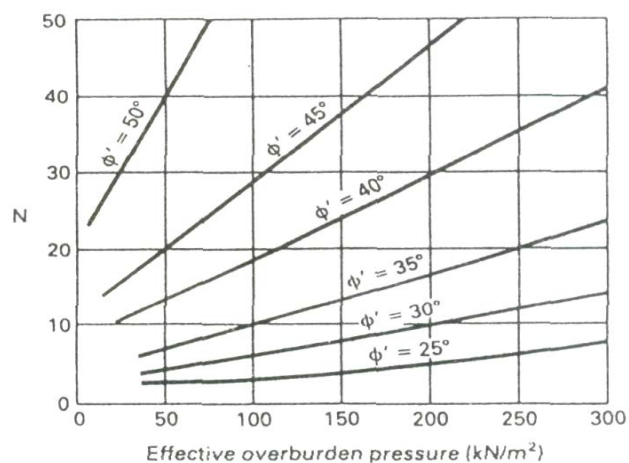
Πίνακας 2.6: Εμπειρικός συσχετισμός ιδιοτήτων συνεκτικών εδαφών (πηγή Bowles, 1982)

Κατάσταση υλικού	Πολύ μαλακό	Μαλακό	Μέσο	Στιφρό	Πολύ στιφρό	Σκληρό
q_u (kPa)	0-25	25-50	50-100	100-200	200-400	>400
N_{SPT}	0-2	2-4	4-8	8-16	16-32	>32
$\gamma_{κορ}$ (kN/m ³)	16-19	16-19	17-20	19-22	19-22	19-22

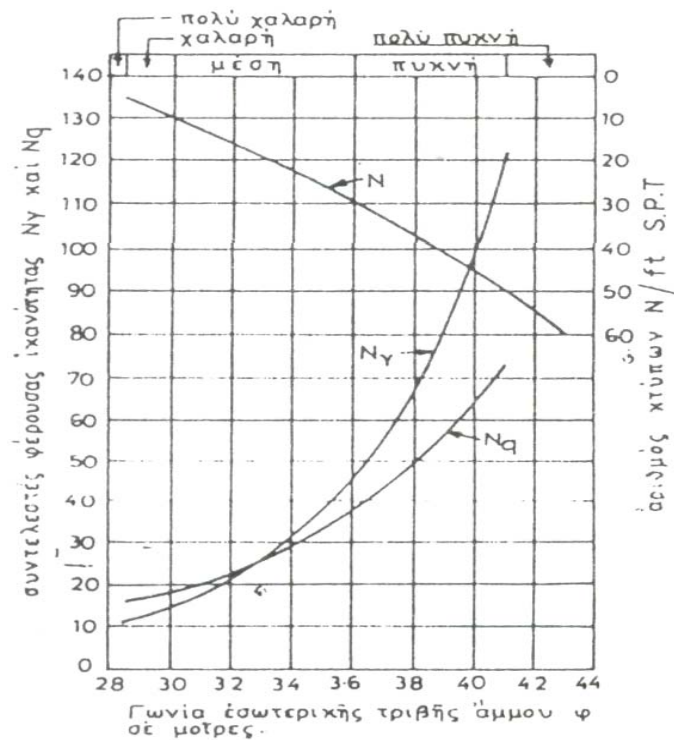
Ο Tomlinson δίνει τον Πίνακα 2.7, όπου συσχετίζονται ο αριθμός κτύπων N_{SPT} και η αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη q_u ($c_u = q_u/2$)

Πίνακας 2.7: Εμπειρικός συσχετισμός N_{SPT} - q_u (πηγή Αναγνωστόπουλος, 1994)

N_{SPT}	Συνεκτικότητα υλικού	Αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη q_u (kPa)
0-2	Πολύ μαλακό	<25
2-4	Μαλακό	25-50
4-8	Μέσο	50-100
8-15	Στιφρό	100-200
15-30	Πολύ στιφρό	200-400
>30	Σκληρό	>400



Σχήμα 2.15: Διάγραμμα για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ σε αμμόδη εδάφη με βάση την ενεργό κατακόρυφη γεωστατική τάση (Schmertmann, 1975)



Σχήμα 2.16: Διάγραμμα για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ σε αμμόδη εδάφη με βάση τον αριθμό κτύπων N_{SPT} (Peck – Hanson – Thornburn, 1974)

2.7.4 Πίνακες επιτρεπόμενων τάσεων

Οι μέθοδοι που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες παραγράφους αφορούν τον υπολογισμό της επιτρεπόμενης φόρτισης του εδάφους εφόσον διατίθενται γεωτεχνικές πληροφορίες. Στην περίπτωση όμως που δεν διατίθενται γεωτεχνικές πληροφορίες, τότε προκύπτει ένα πρόβλημα, το οποίο όμως αντιμετωπίζεται με τους εξής τρόπους (Αναγνωστόπουλος, 1994):

- Με τη χρήση τιμών επιτρεπόμενων τάσεων, που έχουν αποδειχτεί ασφαλείς για παρόμοια έργα στην περιοχή και τις οποίες κανείς εύκολα να πληροφορηθεί.
- Με τη χρήση τιμών επιτρεπόμενων τάσεων από σχετικούς πίνακες, όπως είναι οι Πίνακες 2.8 και 2.9.

Πίνακας 2.8: Ενδεικτικές τιμές επιτρεπόμενων τάσεων κατά τους Βρετανικούς Κανονισμούς (Craig, BS 8004:1986)

Τύπος εδάφους	Επιτρεπόμενη τάση (σε kPa)
Πυκνό χαλίκι ή αμμοχάλικο	≥ 600
Χαλίκι ή αμμοχάλικο μέσης πυκνότητας	200-600
Χαλίκι ή αμμοχάλικο χαλαρό	≤ 200
Πυκνή άμμος	≥ 300
Άμμος μέσης πυκνότητας	100-300
Χαλαρή άμμος	≤ 100
Πολύ σκληρή άργιλος	300-600
Στιφρή άργιλος	150-300
Μέσης συνεκτικότητας άργιλος	75-150
Μαλακές άργιλοι και ιλύες	≤ 75
Πολύ μαλακές άργιλοι και ιλύες	--

Πίνακας 2.9: Ενδεικτικές τιμές τάσεων (σε kPa) κατά διάφορους Αμερικάνικους Κανονισμούς (πηγή Bowles, 1988)

Περιγραφή εδάφους	Chicago 1986	National Board 1976	Atlanta 1973	BOC 1984	Uniform Building Code 197
Άργιλος πολύ μαλακή	25				
Μαλακή	75	100	50	150	100
Μέση	125				
Λίγο σκληρή	175	100	100		100
Στιφρή	225		150	200	
Σκληρή	300				200
Άμμος πυκνή	250	150-400	300	600	
Πυκνή με ιλύ	150	150-400			
Ανόργανη πυκνή ιλύς	125	150-400			
Χαλαρή λεπτή άμμος		150-400		200	225
Χαλαρή χονδρόκοκκη άμμος		150-400		400	300
Άμμος λεπτή και πυκνή		150-400		400	300
Αμμοχάλικο		150-400		400	300
Πυκνή χονδρόκοκκη άμμος	300	150-400		400	300
Χαλαρό αμμοχάλικο					
Πυκνό αμμοχάλικο	300	150-400		400	300
Τσιμεντοποιημένη άμμος		150-400	400	600	300
	600	1000		1000	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΩΝ

3.1 Γενικά

Έδαφος θεμελίωσης είναι το υλικό που συναντάται κάτω από την οργανική επιφανειακή στρώση χώματος και που αποτελείται από μικροσκοπικούς κόκκους μη οργανικού υλικού. Τα κυριότερα εδάφη είναι τα αμμώδη και τα αργιλώδη. Συχνά υπάρχουν και μίγματα εδαφών (Βαλαλάς, 1981). Το έδαφος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή αναχωμάτων στα υδραυλικά έργα και στην οδοποιία, για την γενική ανύψωση της στάθμης του εδάφους με σκοπό την αξιοποίηση και εξυγίανση μιας περιοχής και για την κατασκευή χωμάτων φραγμάτων.

Τα εδάφη διακρίνονται στις εξής κατηγορίες (Βαλαλάς, 1981):

- μη συνεκτικά εδάφη, τα οποία αποτελούνται από χονδρόκοκκα υλικά με διακριτά μεγέθη υλικών και με μικρή συνοχή μεταξύ των υλικών. Η αντοχή τους εξαρτάται μόνο από την τριβή των κόκκων που χαρακτηρίζεται από τη γωνία τριβής ϕ . Η τιμή της διατμητικής αντοχής δίνεται από τη σχέση του Coulomb $\tau = \sigma \cdot \tan \phi$, όπου σ η ορθή τάση. Χαρακτηριστικό παράδειγμα μη συνεκτικού εδάφους είναι η άμμος.
- συνεκτικά εδάφη, τα οποία είναι λεπτόκοκκα υλικά που αποτελούνται από ιλύ, άργιλο ή / και οργανικά υλικά. Η αντοχή τους οφείλεται όχι μόνο στην τριβή αλλά και στη συνοχή c , δηλαδή σε επιφανειακές δυνάμεις ανάμεσα στους κόκκους. Η σχέση του Coulomb γράφεται ως εξής: $\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c$, μπορεί όμως η γωνία εσωτερικής τριβής, ϕ να πάρει και την τιμή 0 (δηλαδή $\phi = 0$).

3.2 Φυσικές ιδιότητες εδαφών

Οι φυσικές ιδιότητες των εδαφών αναφέρονται σε μεγέθη που είναι απαραίτητα για την ταυτοποίηση και την ταξινόμηση τους. Οι μηχανικές ιδιότητες των εδαφών δεν συνδέονται άμεσα με τις φυσικές ιδιότητες τους. Υπάρχουν όμως εμπειρικές σχέσεις και νομογραφήματα που επιτρέπουν τον προσεγγιστικό προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων τους από τις φυσικές ιδιότητες. Ο ποσοτικός προσδιορισμός των φυσικών

ιδιοτήτων γίνεται στο εργαστήριο ή επί τόπου. Στο εργαστήριο υπολογίζονται ορισμένα φυσικά μεγέθη και τα υπόλοιπα από μαθηματικές σχέσεις που συνδέουν τα φυσικά μεγέθη μεταξύ τους.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι εξής βασικές παράμετροι (Σχήμα 3.1) (Βαλαλάς, 1981):

- 1) Πορώδες n (%): Ορίζεται ως ο λόγος του όγκου των κενών (V_v) προς τον ολικό όγκο του εδάφους (V):
- $$n = \frac{V_v}{V}.$$

- 2) Δείκτης πόρων ή λόγος κενών e : Ορίζεται ως ο λόγος του όγκου των κενών (V_v) προς τον όγκο των εδαφικών κόκκων (V_s):
- $$e = \frac{V_v}{V_s}.$$

Το πορώδες και ο δείκτης πόρων συσχετίζονται ως εξής:

$$n = \frac{e+1}{e} \quad \text{ή} \quad e = \frac{n}{1-n}$$

- 3) Βαθμός κορεσμού S (%): Ορίζεται ως ο λόγος του όγκου του νερού των πόρων προς τον όγκο των κενών:
- $$S = \frac{V_w}{V_v}$$

Ένα ξηρό εδαφικό υλικό έχει βαθμό κορεσμού μηδέν, ενώ ένα εδαφικό υλικό του οποίου το σύνολο των πόρων πληρούται με νερό (κορεσμένο) έχει βαθμό κορεσμού 1 (100%).

- 4) Περιεκτικότητα σε νερό ή ποσοστό υγρασίας w (%): Ορίζεται ως ο λόγος του βάρους του νερού των πόρων προς το βάρος των στερεών κόκκων: $w = \frac{B_w}{B_s}$. Το

ποσοστό υγρασίας ενός εδαφικού υλικού υπολογίζεται με την εξής μέθοδο: ένα δείγμα του εδάφους ζυγίζεται στην φυσική του κατάσταση (βάρος B_1) και στη συνέχεια ξηραίνεται σε κατάλληλο κλίβανο, ώστε να εξατμιστεί το σύνολο του νερού των πόρων (βάρος B_2). Στη συνέχεια το ποσοστό υγρασίας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$w = \frac{B_1 - B_2}{B_2} \quad \text{ή} \quad w = \frac{B_1 - B_2}{B_2} * 100 (\%)$$

- 5) Πυκνότητα στερεών κόκκων ρ_s : Ορίζεται ως ο λόγος της μάζας των στερεών

$$\text{κόκκων προς τον όγκο τους } V_s: \quad \rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

- 6) Πυκνότητα εδαφικού υλικού (ή φαινόμενη πυκνότητα) ρ : Ορίζεται ως ο λόγος της

$$\text{μάζας του εδαφικού δείγματος προς τον όγκο του:} \quad \rho = \frac{M}{V}$$

Οι προηγούμενες ποσότητες συνδέονται με τις εξής σχέσεις:

$$\rho = \rho_s \left(\frac{1+w}{1+e} \right), \rho_s * w = S * e * \rho_w, \text{ όπου } \rho_w \text{ είναι η πυκνότητα του νερού} \\ = 1 \text{ g / cm}^3$$

Εκτός από τις παραπάνω θεμελιώδεις ποσότητες μπορούν να ορισθούν και τα εξής παράγωγα μεγέθη:

- i) Ξηρή πυκνότητα του εδαφικού υλικού, που είναι η πυκνότητα ενός

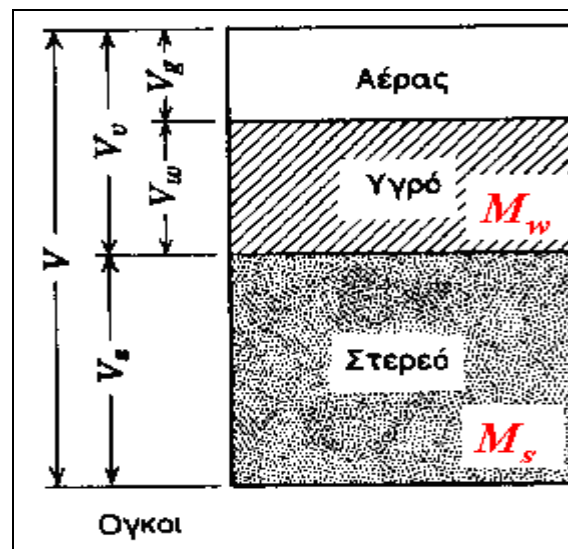
$$\text{εδαφικού υλικού με ποσοστό υγρασίας μηδέν: } \rho_d = \rho_s \frac{1}{1+e}$$

- ii) Πυκνότητα κορεσμένου εδαφικού υλικού, που είναι η πυκνότητα ενός

$$\text{εδαφικού υλικού με βαθμό κορεσμού } S = 1: \quad \rho_{sat} = \frac{\rho_s + e * \rho_w}{1+w}$$

- iii) Υπό άνωση πυκνότητα ενός (κορεσμένου) εδαφικού υλικού:

$$\rho_b = \rho_{sat} - \rho_w = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e}$$



Σχήμα 3.1: Σχέσεις μεταξύ των φάσεων (Καββαδάς, 2000)

3.3 Φυσικά χαρακτηριστικά μη συνεκτικών εδαφών

Τα κυριότερα φυσικά χαρακτηριστικά των μη συνεκτικών εδαφών είναι η κοκκομετρική διαβάθμιση και η σχετική πυκνότητα (Καββαδάς, 2000).

3.3.1 Κοκκομετρική διαβάθμιση

Το μέγεθος των κόκκων και η κατάταξη τους σε ένα δείγμα εδαφικού υλικού επηρεάζουν τη μηχανική συμπεριφορά των μη συνεκτικών εδαφών. Οι ιδιότητες (αντοχή σε διάτμηση, διαπερατότητα κλπ.) των χονδρόκοκκων εδαφών εξαρτώνται από την ποσοστιαία αναλογία των στερεών κόκκων σε σχέση με τις διαστάσεις τους.

Στον Πίνακα 3.1 δίνεται η κατάταξη των εδαφών με βάση το μέγεθος των κόκκων τους σύμφωνα με τους Βρετανικούς Κανονισμούς (British Standards).

Πίνακας 3.1: Κατάταξη εδαφών με βάση το μέγεθος των κόκκων σύμφωνα με τα Βρετανικά Πρότυπα (British Standards) (πηγή Καββαδάς, 2000)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΥΠΟΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	Μέγεθος κόκκων (mm)
Χάλικες	Χονδρόκοκκοι	60-20
	Μεσόκοκκοι	20-6
	λεπτόκοκκοι	6-2
Άμμοι	Χονδρόκοκκες	2-0.6
	Μεσόκοκκες	0.6-0.2
	Λεπτόκοκκες	0.2-0.06
Ιλείς	Χονδρόκοκκες	0.06-0.02
	Μεσόκοκκες	0.02-0.006
	Λεπτόκοκκες	0.006-0.002
Άργιλοι	-	<0.002

Ο προσδιορισμός της κατανομής των μεγεθών κόκκων των εδαφικών υλικών γίνεται για τους χάλικες και τις άμμους με την κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα, η οποία γίνεται με τη μηχανική δόνηση δείγματος του εδαφικού υλικού που διέρχεται μέσω σειράς πρότυπων κόσκινων με βαθμιαία μικρότερη διάσταση οπής και τη μέτρηση του βάρους του υλικού που συγκρατείται σε κάθε κόσκινο (Καββαδάς, 2000).

Στη μέθοδο αυτή επιλέγεται ως κόσκινο με μεγαλύτερο μέγεθος οπών εκείνο στο οποίο το μέγεθος των οπών αντιστοιχεί στους μεγαλύτερους κόκκους του δείγματος, ενώ ως μικρότερο χρησιμοποιείται το Νο 200, το οποίο έχει διαστάσεις οπής ίση με 0.075mm, η οποία ισούται περίπου με το όριο μεταξύ λεπτής άμμου και ιλύος. Το ανώτερο κόσκινο αφού πρώτα τοποθετηθεί σε αυτό το ξηραμένο και διαχωρισμένο στους φυσικούς κόκκους δείγμα βάρους $B_{ολ}$, καλύπτεται με πώμα. Το κατώτερο κόσκινο τοποθετείται επάνω σε κατάλληλο τυφλό δοχείο (ταψί) στο οποίο

συγκεντρώνονται οι διερχόμενοι απ' όλα τα κόσκινα λεπτοί κόκκοι ιλύος και αργίλου. Το υλικό αυτό χρησιμοποιείται στη συνέχεια στη δοκιμή υδρόμετρου. Στην τελευταία φάση της δοκιμής, η στήλη των κοσκινών υποβάλλεται σε δόνηση με τη χρήση ειδικής συσκευής. Η δόνηση συνήθως διαρκεί λίγα λεπτά μέχρις ότου σταθεροποιηθεί το βάθος του υλικού B_i , που παραμένει στο κόσκινο. Το διερχόμενο ποσοστό S_i %, που αντιστοιχεί στη διάσταση της οπής του κοσκινού d_i , υπολογίζεται με τη σειρά από το μεγαλύτερο προς το μικρότερο σύμφωνα με τη σχέση: $S_i \% = \frac{B_{ολ} - \Sigma B_i}{B_{ολ}} \times 100$, όπου ΣB_i

είναι το συνολικό βάρος του δείγματος το οποίο συγκρατήθηκε στα κόσκινα με διάσταση οπής μεγαλύτερης ή ίσης της d_i .

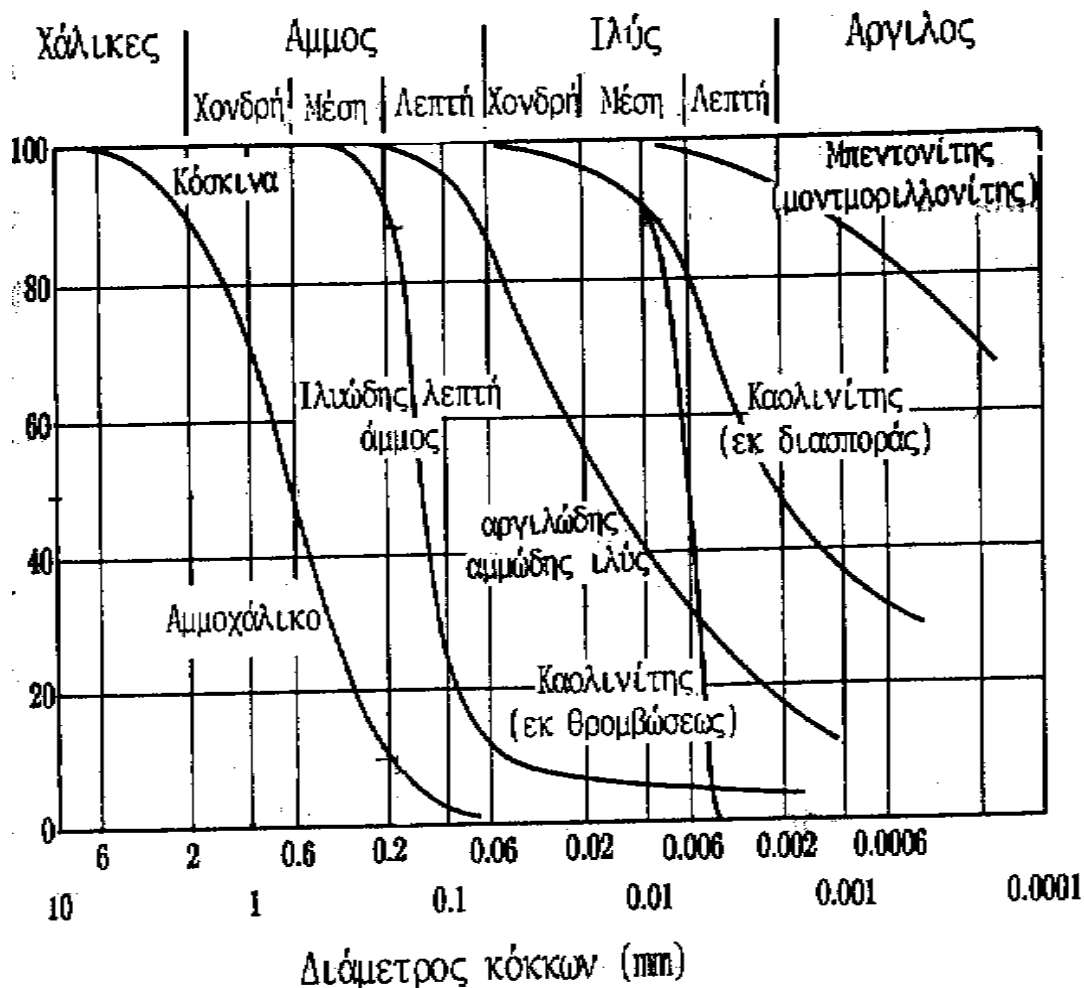
Στον Πίνακα 3.2 δίνεται ο κωδικός και η διάσταση της οπής των κοσκινών που ακολουθούν την Αμερικάνικη Προδιαγραφή ASTM D422-1980.

Πίνακας 3.2: Κωδικός και διάσταση της οπής των κοσκινών σύμφωνα με την Αμερικάνικη Προδιαγραφή ASTM D422-1980 (πηγή Καββαδάς, 2000)

Αριθμός κοσκινού (No)	Διάσταση οπής (mm)
4	4.75
10	2
20	0.85
40	0.425
60	0.25
100	0.15
140	0.106
200	0.075

Ο προσδιορισμός της κοκκομετρικής διαβάθμισης των λεπτόκοκκων εδαφικών υλικών γίνεται με τη μέθοδο του υδρόμετρου. Κατά την προετοιμασία της δοκιμής παρασκευάζεται σε πρότυπο γυάλινο δοχείο, ομοιόμορφο αιώρημα των λεπτών κόκκων του εδάφους. Στη συνέχεια, κατά τη διάρκεια, της δοκιμής οι εδαφικοί κόκκοι καθιζάνουν στον πυθμένα του δοχείου με συνέπεια την αργή και συνεχή μείωση της πυκνότητας του, η οποία μετράται με τη χρήση κατάλληλου πυκνόμετρου σε τακτά χρονικά διαστήματα. Για την αξιοποίηση των αποτελεσμάτων της δοκιμής χρησιμοποιείται ο νόμος του Stokes, ο οποίος ισχύει για αιωρούμενα σωματίδια σφαιρικού σχήματος και προσδιορίζεται η ταχύτητα καθίζησης των κόκκων του εδαφικού υλικού από την οποία προκύπτει η κατανομή του μεγέθους των κόκκων.

Η κατανομή του μεγέθους των κόκκων ενός εδαφικού υλικού, όπως προκύπτει από την κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα και το υδρόμετρο, παριστάνεται με την κοκκομετρική καμπύλη που παρουσιάζεται σε ημιλογαριθμική μορφή στο Σχήμα 3.2. Στον άξονα των τετμημένων δίνονται οι λογάριθμοι των διαστάσεων των κόκκων d και στον άξονα των τεταγμένων τα ποσοστά σε βάρος των κόκκων που έχουν διαστάσεις μικρότερες από d (Τσότσος, 1991).



Σχήμα 3.2: Κοκκομετρικές καμπύλες ορισμένων τυπικών εδαφών (Τσότσος, 1991)

Η θέση, η μορφή, η κλίση και τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των κοκκομετρικών καμπυλών παρέχουν πληροφορίες, όπως είναι το εύρος των διαμέτρων των κόκκων ενός εδαφικού υλικού και το ποσοστό κατά βάρος του υλικού που είναι μικρότερο από κάποια συγκεκριμένη διάμετρο. Η κλίση της καμπύλης αποτελεί μέτρο της ανομοιομορφίας του εδάφους και εκφράζεται ποσοτικά με την τιμή του λόγου $c_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, όπου c_u είναι ο συντελεστής ομοιομορφίας, d_{10} είναι η μέγιστη διάμετρος των μικρότερων 10% κατά βάρος εδαφικών κόκκων και d_{60} είναι το μέγεθος του κόκκου

από το οποίο το 60% του υλικού έχει μικρότερο μέγεθος. Για τιμές του c_u μικρότερες του 5 θεωρείται ότι το έδαφος είναι ομοιόμορφο, ενώ ως καλά διαβαθμισμένα εδάφη χαρακτηρίζονται τα ανομοιόμορφα εδάφη που έχουν τιμές του c_u μεγαλύτερες του 15 (Τσότσος, 1991).

Η ανομοιομορφία ευνοεί την αύξηση της διατμητικής αντοχής των εδαφών. Η παρουσία κόκκων ποικίλων μεγεθών έχει ως αποτέλεσμα οι μικροί κόκκοι να εισέρχονται στα κενά των μεγαλύτερων, έτσι ώστε να αυξάνεται το πλήθος των επαφών μεταξύ των κόκκων και με την τυχαία και ακανόνιστη παρεμβολή τους και τελικά συμβάλλουν στην αύξηση της αντίστασης του εδάφους.

3.3.2 Σχετική πυκνότητα

Η μηχανική συμπεριφορά των κοκκωδών εδαφών εξαρτάται από την πυκνότητα της διάταξης των κόκκων, για το λόγο αυτό ορίζεται ο δείκτης σχετικής πυκνότητας, D_r ,

ο οποίος δίνεται από τη σχέση : $D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100(\%)$ (Τσότσος, 1991)

όπου:

e είναι ο δείκτης πόρων,

e_{\max} είναι ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στην ελάχιστη πυκνότητα (μέγιστη τιμή του δείκτη πόρων) και

e_{\min} είναι ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στην μέγιστη πυκνότητα (ελάχιστη τιμή του δείκτη πόρων).

Στον Πίνακα 3.3 δίνονται οι τυπικές τιμές του δείκτη πόρων και των μοναδιαίων βαρών για μη συνεκτικά εδάφη.

Πίνακας 3.3: Τυπικές τιμές του δείκτη πόρων και των φαινόμενων βαρών για τα μη συνεκτικά εδάφη (Τσότσος, 1991)

Περιγραφή του εδάφους	Τιμές του Δείκτη Πόρων		Υγρή κατάσταση	Τιμές του ειδικού βάρους	
	e_{max}	e_{min}		γ_{min} kN/m ³	γ_{max} kN/m ³
	(χαλαρό)	(πυκνό)		(χαλαρό)	(πυκνό)
Καλά διαβαθμισμένη λεπτή μέχρι χονδρόκοκκη άμμος	0.70	0.35	Κορεσμένη	19.5	22
			Ξηρά	15	19
Ομοιόμορφη λεπτή μέχρι μέση άμμος	0.85	0.50	Κορεσμένη	19	20.5
			Ξηρά	14	17.5
Ιλύδης άμμος και χάλικες	0.80	0.25	Κορεσμένη	18	22.5
			Ξηρά	14	17
Μαρμαρυγιακή άμμος με ιλύ	1.25	0.75	Κορεσμένη	17	19.5
			Ξηρά	12	15

Οι τιμές της μέγιστης και ελάχιστης πυκνότητας ενός εδάφους εξαρτώνται από το σχήμα και την ποικιλία των μεγεθών της. Στον Πίνακα 3.4 για διάφορες περιοχές τιμών του D_r δίνεται σύντομη περιγραφή της κατάστασης του, από άποψη βαθμού πυκνότητας. Στην πράξη, η τιμή του D_r των φυσικών εδαφών δεν υπολογίζεται με την μέτρηση των e_{max} , e_{min} και e , αλλά έμμεσα με την επί τόπου μέτρηση της αντίστασης διείσδυσης πρότυπων ειδικών οργάνων και την εφαρμογή κατάλληλων σχέσεων (Καββαδάς, 2000).

Πίνακας 3.4: Κατάταξη αμμοδών εδαφών με βάση τη σχετική τους πυκνότητα (Καββαδάς, 2000)

Δείκτης σχετικής πυκνότητας	Χαρακτηρισμός εδάφους
$D_r \leq 0.15$	πολύ χαλαρό
$0.15 < D_r \leq 0.35$	χαλαρό
$0.35 < D_r \leq 0.65$	μέσης πυκνότητας
$0.65 < D_r \leq 0.85$	πυκνό
$0.85 < D_r \leq 1.0$	πολύ πυκνό

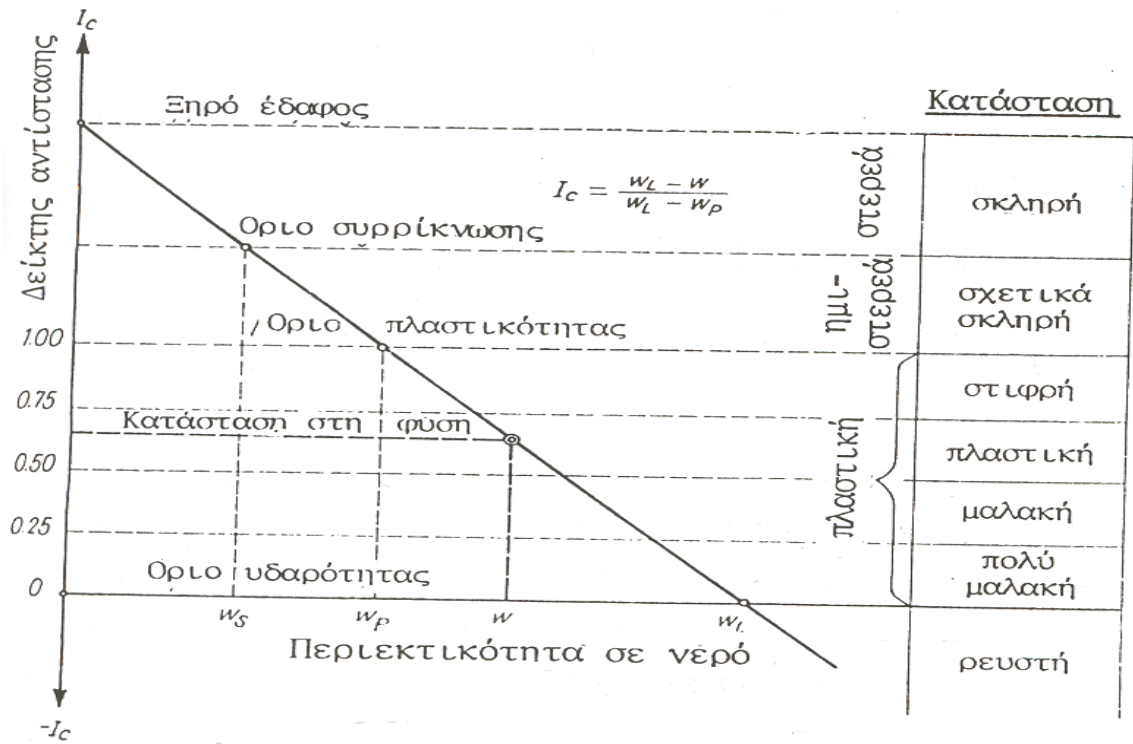
3.4 Φυσικά χαρακτηριστικά συνεκτικών εδαφών

Στα συνεκτικά εδάφη ο προσδιορισμός της σχετικής πυκνότητας και της κοκκομετρικής διαβάθμισης δεν είναι εύκολα εφικτός, εξαιτίας του πολύ μικρού μεγέθους των κόκκων τους και επειδή τα χαρακτηριστικά αυτά δεν είναι άμεσα συσχετισμένα με τις μηχανικές τους ιδιότητες. Έτσι, τα κύρια φυσικά χαρακτηριστικά

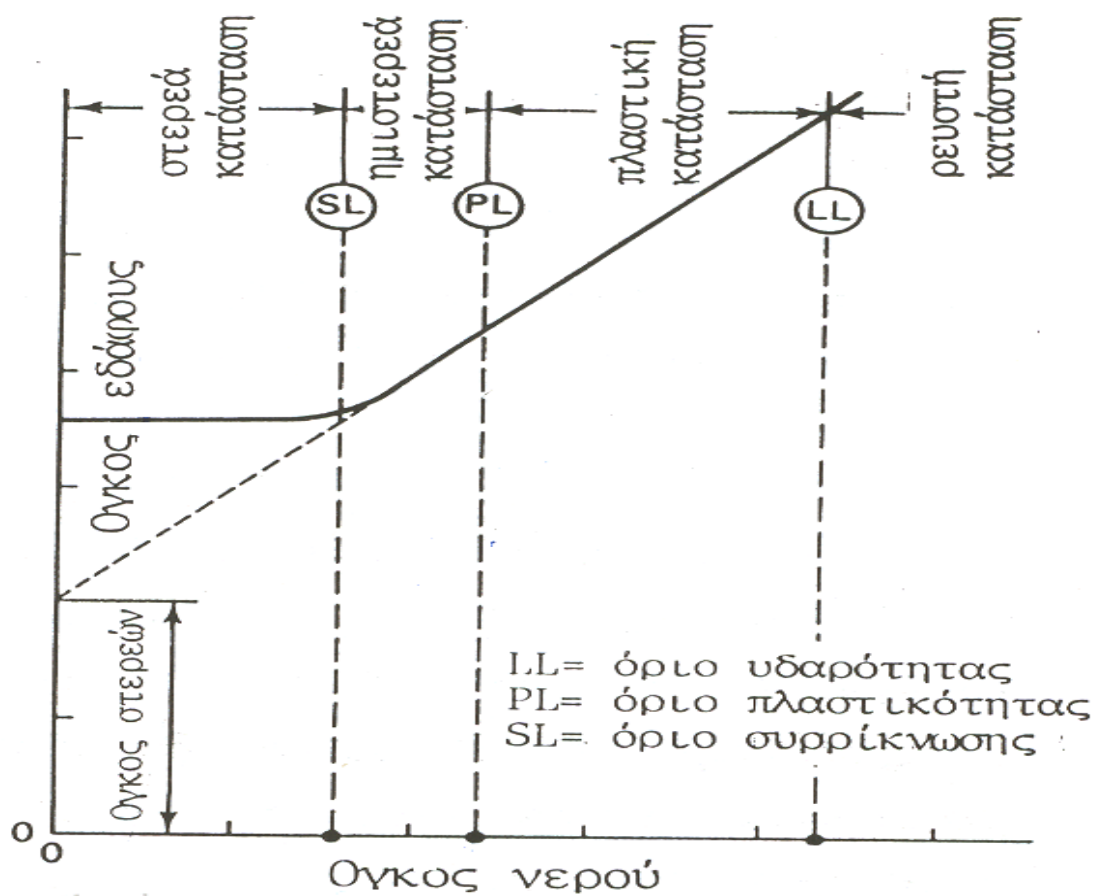
των συνεκτικών εδαφών είναι το ποσοστό υγρασίας και τα όρια Atterberg (Καββαδάς, 2000).

Η παρουσία νερού στους πόρους ενός εδαφικού υλικού επηρεάζει τη μηχανική του συμπεριφορά. Η επιρροή αυτή είναι σημαντική στα συνεκτικά εδάφη.

Στα Σχήματα 3.3 α, β, φαίνεται ότι τα συνεκτικά εδάφη, όπως είναι τα αργιλικά, όταν η περιεκτικότητα σε νερό είναι χαμηλή τότε συμπεριφέρονται ως στερεά, ενώ όταν η περιεκτικότητα σταδιακά αυξάνεται, τότε η κατάσταση τους μεταπίπτει σε ημιστερεά, πλαστική και υδαρή. Μεταξύ των τεσσάρων αυτών φάσεων διακρίνονται τρεις αυστηρά καθορισμένες ειδικές καταστάσεις συμπεριφοράς. Οι ειδικές αυτές καταστάσεις αντιστοιχούν σε ορισμένες τιμές περιεκτικότητας σε νερό και είναι διαφορετικές από έδαφος σε έδαφος, καθώς εξαρτώνται από τη φύση του και ονομάζονται όριο υδαρότητας WL ή LL (μεταξύ πλαστικής και ρευστής κατάστασης), όριο πλαστικότητας WP ή LP (μεταξύ ημιστερεάς και πλαστικής κατάστασης) και όριο συρρίκνωσης WR ή SL (μεταξύ στερεάς και ημιστερεάς κατάστασης). Τα όρια αυτά λέγονται όρια Atterberg και αποτελούν χαρακτηριστικές ιδιότητες κάθε συνεκτικού εδάφους και προσδιορίζονται με πρότυπες δοκιμές. Έτσι, το όριο υδαρότητας ορίζεται ως το ποσοστό υγρασίας, στο οποίο τα χείλη μιας σχισμής που έχει δημιουργηθεί σε δείγμα του εδαφικού υλικού στη συσκευή Casagrande (Σχήματα 3.4 α, β) κλείνουν μετά από 25 πτώσεις της κάψας, που βρίσκεται το δείγμα, πάνω στην ειδική βάση της συσκευής (Τσότσος, 1991).

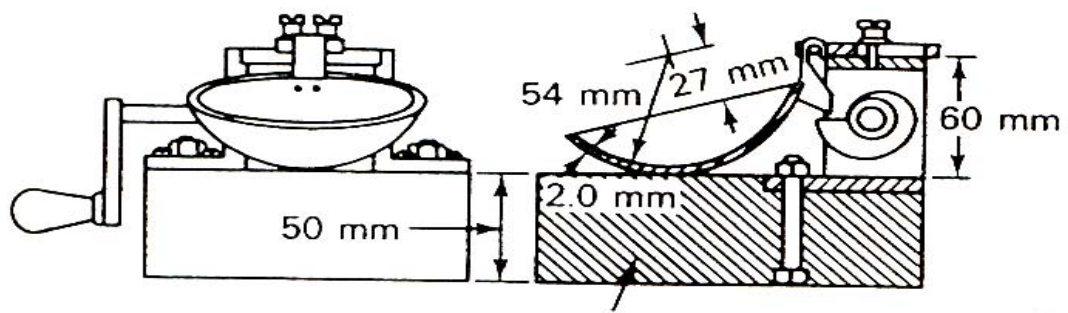


(α)



(β)

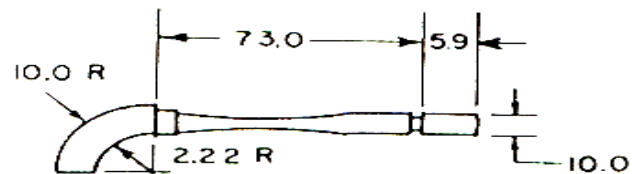
Σχήμα 3.3.α, β: Μεταβολή της κατάστασης των συνεκτικών εδαφών με την περιεκτικότητα σε νερό (Τσότσος, 1991)



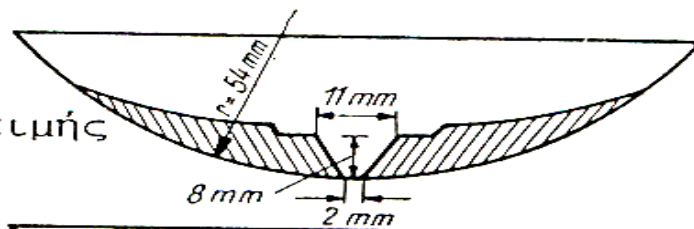
Άψη και τομή της συσκευής

(α)

στέλεχος χάραξης



αρχή δοκιμής



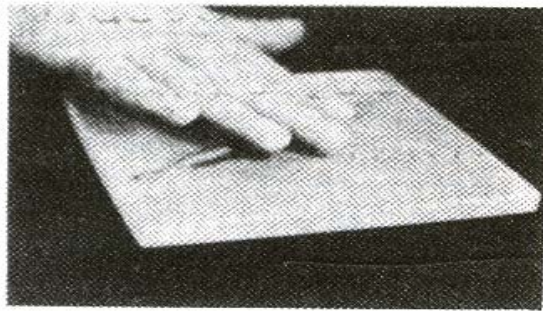
τέλος δοκιμής



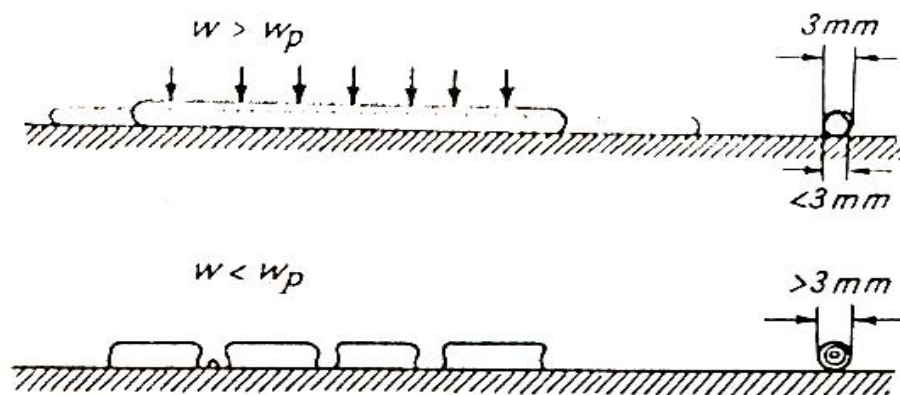
(β)

Σχήμα 3.4.α,β: Συσκευή προσδιορισμού ορίου υδαρότητας (Τσότσος, 1991)

Το όριο πλαστικότητας ορίζεται ως το ποσοστό υγρασίας, το οποίο έχει το έδαφος όταν είναι δυνατή η κατασκευή μικρού κυλίνδρου διαμέτρου 3 mm περίπου και μειούμενης αυτής της διαμέτρου ρηγματώνεται (Σχήματα 3.5 α, β).



(α)



(β)

Σχήμα 3.5.α,β: Προσδιορισμός ορίου πλαστικότητας (Τσότσος, 1991)

Το όριο συρρίκνωσης ορίζεται ως το ποσοστό υγρασίας που αρκεί για να πληρώσει τα κενά του ξηρού εδαφικού υλικού, δηλαδή το ποσοστό της υγρασίας του οποίου περαιτέρω μείωση δεν οδηγεί σε μείωση του όγκου του εδαφικού υλικού.

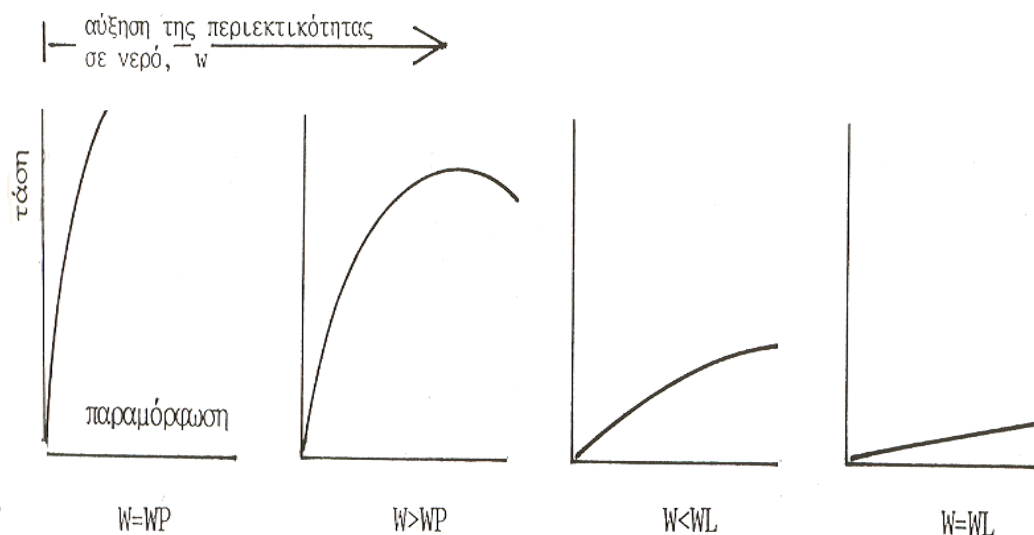
Η διαφορά: όριο υδαρότητας μείον το όριο πλαστικότητας ονομάζεται δείκτης πλαστικότητας IP : $IP = WL - WP$. Η τιμή του IP ισούται με το ποσοστό του νερού που απαιτείται για να αλλάξει η κατάσταση του εδάφους από τη μια στην άλλη και αποτελεί μέτρο της ευαισθησίας της συμπεριφοράς του εδάφους σε τυχόν μεταβολή της περιεκτικότητας του σε νερό (Τσότσος, 1991).

Η γνώση των τιμών των ορίων υδαρότητας και πλαστικότητας επιτρέπει με ικανοποιητικό τρόπο την αναγνώριση και το χαρακτηρισμό των αργιλικών εδαφών. Τα αργιλικά εδάφη έχουν στην φύση υγρασία, που συνήθως κυμαίνεται μεταξύ του ορίου υδαρότητας και του ορίου πλαστικότητας. Η γνώση της φυσικής υγρασίας μαζί με τα

όρια του Atterberg επιτρέπει την συγκριτική θεώρηση των τριών τιμών και στη συνέχεια την έμμεση και κατά προσέγγιση εκτίμηση της μηχανικής συμπεριφοράς τους, χωρίς την ανάγκη λήψης αδιατάρακτων δειγμάτων και εκτέλεσης ειδικών δοκιμών. Η δυνατότητα αυτή έχει μεγάλη σημασία και είναι χρήσιμη ακόμη και στην περίπτωση που υπάρχουν αποτελέσματα δοκιμών άμεσου προσδιορισμού μηχανικών χαρακτηριστικών, προκειμένου να επιβεβαιωθεί η αξιοπιστία τους και να υπάρξουν πληροφορίες για το τι συμβαίνει στο διάστημα μεταξύ των θέσεων των δοκιμών. Η σχετική θέση της φυσικής υγρασίας μεταξύ των δύο ορίων καθορίζεται και εκφράζεται με τον δείκτη υδαρότητας IL : $IL = (w - WP) / (WL - WP)$ και τον δείκτη αντίστασης IC : $IC = (WL - w) / (WL - WP)$ και $IL + IC = 1$ (Τσότσος, 1991).

Όταν το ποσοστό υγρασίας w είναι ίσο με το όριο υδαρότητας WP , τότε $IL = 1$ και $IC = 0$, ενώ αν είναι ίσο με το όριο πλαστικότητας, τότε $IL = 0$ και $IC = 1$. Γενικά, τιμές του IL μεταξύ 0 και 1 αντιστοιχούν στην πλαστική περιοχή, αντίθετα τιμές του $IL < 1$ αντιστοιχούν στην ημιστερεά και στερεά κατάσταση, ενώ τιμές του $IL > 1$ αντιστοιχούν στην υδαρή κατάσταση.

Στο Σχήμα 3.6 παρουσιάζεται ενδεικτικά με τη μορφή διαγραμμάτων αξονικής τάσης – αντίστοιχης παραμόρφωσης, η μεταβολή της μηχανικής κατάστασης των αργιλικών εδαφών, όταν η περιεκτικότητα σε νερό μεταβάλλεται από το όριο συρρίκνωσης μέχρι το όριο υδαρότητας.



Σχήμα 3.6: Ενδεικτικά διαγράμματα τάσης/παραμόρφωσης, που δείχνουν την μεταβολή της μηχανικής συμπεριφοράς των πλαστικών (συνεκτικών) εδαφών, όταν μεταβάλλεται η περιεκτικότητα σε νερό (Τσότσος, 1991)

Ο Skempton το 1953 πρότεινε μια απλή παράμετρο για τα αργιλικά εδάφη, την ενεργότητα, η οποία ισούται με τον δείκτη πλαστικότητας προς το ποσοστό του αργιλικού κλάσματος που περιέχουν: $A = IP / (\text{ποσοστό αργίλου του εδάφους } \%)$. Η ενεργότητα αποτελεί μέτρο της δραστηρότητας του αργιλικού κλάσματος, όσον αφορά την ικανότητα του να προσροφήσει το νερό. Όταν η ενεργότητα είναι μικρότερη του 0.75 τότε το έδαφος χαρακτηρίζεται ως μη – ενεργό, όταν είναι μεταξύ 0.75 και 1.25 ως κανονικό και όταν είναι μεγαλύτερη του 1.25 ως ενεργό.

3.5 Συστήματα κατάταξης

Τα εδάφη παρουσιάζουν πολύ μεγάλη ποικιλία στις τιμές των ιδιοτήτων τους και στα χαρακτηριστικά της μηχανικής συμπεριφοράς τους. Η ταξινόμηση των εδαφών σε κατηγορίες με παρόμοιες μηχανικές ιδιότητες είναι χρήσιμη, αφού οι απαιτούμενες δοκιμές είναι απλές, σύντομες και με μικρό κόστος (Τσότσος, 1991).

Σύμφωνα με τον McCarthy (1977) ένα σύστημα κατάταξης θα πρέπει να ικανοποιεί τα εξής:

- Να έχει περιορισμένο αριθμό κατηγοριών, των οποίων η περιγραφή να είναι απλή και εύκολα κατανοητή.
- Να χρησιμοποιεί ως κριτήρια διαχωρισμού στοιχεία των οποίων οι τιμές να βρίσκονται εύκολα.
- Κάθε κατηγορία να διακρίνεται από κοινά χαρακτηριστικά στα τρία κύρια στοιχεία μηχανικής συμπεριφοράς, δηλαδή τη διατμητική αντοχή, τη συμπιεστότητα και τη διαπερατότητα.

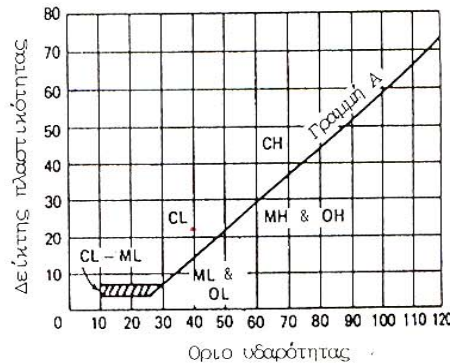
Ο Casagrande (1947) διαπίστωσε πειραματικά ότι τα σημεία του επιπέδου (WL, IP) για κάθε έδαφος τοποθετούνται σε διάφορες ζώνες, που είναι χαρακτηριστικές της σύστασης τους. Οι ζώνες αυτές περιορίζονται από διάφορες ευθείες. Η πιο χαρακτηριστική είναι η ευθεία A της οποίας η εξίσωση είναι: $PI = 0.73 (WL - 20)$

Οι περισσότερες γεωτεχνικές μέθοδοι ταξινόμησης χρησιμοποιούν σαν χαρακτηριστικές δοκιμές την κοκκομέτρηση με κόσκινα και τις δοκιμές προσδιορισμού των ορίων Atterberg, οι οποίες είναι δοκιμές που πληρούν τις απαιτήσεις απλότητας, ταχύτητας και μικρού κόστους. Μεταξύ των πολλών συστημάτων που έχουν κατά καιρούς προταθεί επικρατέστερη μέθοδος κατάταξης των εδαφών είναι το 'Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών' (Unified Soil Classification System) (Τσότσος, 1991).

Η λογική, η δομή και η οργάνωση του συστήματος δίνονται με παραστατικό τρόπο στον Πίνακα 3.5. Στις πρώτες τέσσερις στήλες με την σειρά από την πρώτη προς την τέταρτη, τα εδάφη χωρίζονται όλο και πιο αναλυτικά σε όλο και περισσότερες κατηγορίες, με πιο γενική διαίρεση αυτής της πρώτης στήλης, που περιλαμβάνει τρεις κατηγορίες, τα χονδρόκοκκα, στα οποία το διερχόμενο ποσοστό από το κόσκινο Νο 200 είναι μικρότερο του 50%, τα λεπτόκοκκα, στα οποία το διερχόμενο ποσοστό από το κόσκινο Νο 200 είναι μεγαλύτερο του 50% και τα πολύ οργανικά εδάφη. Η τελική διαίρεση της τέταρτης στήλης περιλαμβάνει 15 κατηγορίες, ικανοποιεί σε μεγάλο βαθμό τις προϋποθέσεις για την ταξινόμηση των εδαφών σύμφωνα με τον McCarthy, όπως έχει αναφερθεί παραπάνω και έχει αποδειχθεί στην πράξη εύχρηστη και αποτελεσματική. Στην πέμπτη στήλη δίνεται για κάθε προηγούμενη κατηγορία, μια σύντομη αλλά περιεκτική και ουσιαστική περιγραφή της. Στο δεξιό τμήμα του πίνακα αναπτύσσονται σύντομα τα κριτήρια και η διαδικασία που ακολουθείται για την μετάβαση από τις κατηγορίες της πρώτης στήλης στις τελικές. Για τα λεπτόκοκκα εδάφη δεν είναι αναγκαίο να προσδιορισθεί το ποσοστό του αργιλικού κλάσματος, δηλαδή το ποσοστό των μικρότερων των 2 μm κόκκων. Η κατάταξη των λεπτόκοκκων στις επιμέρους έξι κατηγορίες γίνεται μόνο με τη χρήση και τις υποδείξεις του διαγράμματος Πλαστικότητας του Casagrande, που δίνεται στο κάτω δεξιό τμήμα του Πίνακα 3.5 (Τσότσος, 1991).

Πίνακας 3.5: Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών (ASTM D-2487) (πηγή Τσότσος, 1991)

Βασικός διαχωρισμός	Σύμβολα	Περιγραφή	Κριτήρια κατάταξης
Χονδρόκοκκα εδάφη Περισσότερο από 50% παραμένει στο κόσκινο No.200	Χάλικες 50% ή περισσότερα παραμένουν επί του κόσκινου No. 4	GW Καλά διαβαθμισμένοι χάλικες ή αμμοχάλικα με λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα	$C_u = D_{60}/D_{10} > 4$ $1 < C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60}) < 3$
		GP Ομοιομορφικοί χάλικες ή αμμοχάλικα με λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα	Δεν ισχύουν τα δύο πιο πάνω κριτήρια
		GM Ιλιώδεις χάλικες. Μίγματα χαλίκων-άμμου-ιλύος.	$PI < 4$ η θέση στο σχήμα κάτω από τη γραμμή A
		GC Αργιλώδεις χάλικες. Μίγματα χαλίκων-άμμου-αργίλου.	$PI > 7$ & θέση στο σχήμα επάνω από τη γραμμή A
	Άμμοι 50% ή περισσότερα διέρχονται από το κόσκινο No. 4	SW Καλά διαβαθμισμένες άμμοι ή αμμοχάλικα με λίγα λεπτόκοκκα	$C_u = (D_{60}/D_{10}) > 6$ $1 < C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60}) < 3$
		SP Ομοιομορφικοί άμμοι ή αμμοχάλικα με λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα	Δεν ισχύουν τα δύο κριτήρια για SW
		SM Ιλιώδεις άμμοι. Μίγματα άμμου-ιλύος.	$PI < 4$ η θέση στο σχήμα κάτω από τη γραμμή A
		SC Αργιλώδεις άμμοι. Μίγματα άμμου-αργίλου.	$PI > 7$ & θέση στο σχήμα επάνω από τη γραμμή A
	Λεπτόκοκκα εδάφη Λιγότερο από 50% παραμένει στο κόσκινο No.200	ML Ανόργανες ιλείς, πολύ λεπτές άμμοι, ιλιώδεις και αργιλώδεις άμμοι	5%
		CL Ανόργανες άργιλοι χαμηλής πλαστικότητας (ενίοτε χαλινώδεις, αμμόδεις ή ιλιώδεις)	
		OL Οργανικές ιλείς ή ιλιώδεις άργιλοι χαμηλής πλαστικότητας	
		MH Ανόργανες συχνά μαργαριτωειδείς ιλείς υψηλής πλαστικότητας	
		CH Ανόργανες άργιλοι υψηλής πλαστικότητας	
		OH Οργανικές άργιλοι μέσης έως υψηλής πλαστικότητας	
Πολύ οργανικά εδάφη	Pt	Βουρνώδη και τυρμώδη εδάφη	Ινώδη οργανικά γεωλινικά προϊόντα απανθράκωσης



Στον Πίνακα 3.6 δίνονται χαρακτηρισμοί και κρίσεις των βασικών ιδιοτήτων και της συμπεριφοράς των διαφόρων κατηγοριών εδαφών.

Πίνακας 3.6: Υποδείξεις και παρατηρήσεις σχετικά με τα χαρακτηριστικά των εδαφών των κατηγοριών του Ενιαίου Συστήματος Κατάταξης (Τσότσος, 1991)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ	Σύμβολα	ΣΗΜΑΝΤΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ (ιδιότητες)			
		Διαπερατότητα	Διατμητική αντοχή	Συμπίεστότητα	Εργασιμότητα
Καλά διαβαθμισμένοι χάλικες ή αμμοχάλικα με λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα	GW	Διαπερατό	Εξαιρετική	Ασήμαντη	Εξαιρετική
Ομοιόμορφοι χάλικες ή αμμοχάλικα με λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα	GP	Πολύ διαπερατό	Καλή	Ασήμαντη	Καλή
Ιλυώδεις χάλικες. Μίγματα χαλίκων – άμμου – αργίλου	GM	Ημιδιαπερατό	Καλή	Ασήμαντη	Καλή
Αργιλώδεις χάλικες. Μίγματα χαλίκων – άμμου – αργίλου	GC	Αδιαπέρατο	Ικανοποιητική	Πολύ χαμηλή	Καλή
Καλά διαβαθμισμένες άμμοι ή αμμοχάλικα με λίγα λεπτόκοκκα	SW	Διαπερατό	Εξαιρετική	Ασήμαντη	Εξαιρετική
Ομοιόμορφοι άμμοι ή αμμοχάλικα με λίγα λεπτόκοκκα	SP	Διαπερατό	Καλή	Πολύ χαμηλή	Μέτρια
Ιλυώδεις άμμοι. Μίγματα άμμου-ιλύος	SM	Ημιδιαπερατό	Καλή	Χαμηλή	Μέτρια
Αργιλώδεις άμμοι. Μίγματα άμμου-αργίλου	SC	Αδιαπέρατο	Καλή – μέτρια	Χαμηλή	Καλή
Ανόργανες ιλεις, πολύ λεπτές άμμοι, ιλυώδεις και αργιλώδεις άμμοι	ML	Ημιδιαπερατό	Μέτρια	Μέση	Μέτρια
Ανόργανες άργιλοι χαμηλής πλαστικότητας (ενίοτε χαλικώδεις, αμμώδεις ή ιλυώδεις)	CL	Ημιδιαπερατό προς αδιαπέρατο	Μέτρια	Μέση	Καλή-μέτρια
Οργανικές ιλεις ή ιλυώδεις άργιλοι χαμηλής πλαστικότητας	OL	Αδιαπέρατο	Κακή	Μέση	Μέτρια
Ανόργανες συχνά μαρμαρυγιακές ιλεις υψηλής πλαστικότητας	MH	Αδιαπέρατο	Καλή – μέτρια	Υψηλή	Κακή
Ανόργανες άργιλοι υψηλής πλαστικότητας	CH	Αδιαπέρατο	Κακή	Υψηλή	Κακή
Οργανικές άργιλοι μέσης έως υψηλής πλαστικότητας	OH	Αδιαπέρατο	Κακή	Υψηλή	Κακή
Βουρκώδη και τυφώδη εδάφη	PT	--	--	--	--

Ένα άλλο διαφορετικό σύστημα κατάταξης είναι το σύστημα AASHO (American Association of State Highway Officials). Αντικείμενο του συστήματος είναι ο χαρακτηρισμός της καταλληλότητας των εδαφών ως υλικών κατασκευής των αυτοκινητοδρόμων, έχει δηλαδή πολύ πιο συγκεκριμένο και περιορισμένο χαρακτήρα.

Στον Πίνακα 3.7 δίνεται η δομή, η οργάνωση και η τεχνική χρήσης του συστήματος AASHO, το οποίο περιλαμβάνει δώδεκα κατηγορίες. Μετακινούμενοι από την πρώτη αριστερά κατηγορία του Πίνακα 3.7, την A-1 προς την τελευταία, την A-7-6,

τα εδάφη γίνονται πιο λεπτόκοκκα, πιο πλαστικά και λιγότερο κατάλληλα για τη συγκεκριμένη χρήση (Τσότσος, 1991).

Πίνακας 3.7: Δομή και οργάνωση του συστήματος AASHO (Τσότσος, 1991)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΩΝ	ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΜΕ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΤΗΝ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΤΗΤΑ *									
	ΧΩΜΑΤΙΝΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ			ΔΙΩΡΥΓΕΣ		ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ		ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΡΟΜΩΝ		
	Ομοιογενές επίχωμα	Πυρήνας	Κύριο σώμα (κέλυφος)	Απαίτηση αντοχής σε διάβρωση	Κατασκευή επένδυσης	Υπάρχει θέμα αποστράγγισης	Δεν υπάρχει θέμα αποστράγγισης	Επιγώματα Δυνατή ή εμφάνιση παγετού	Επιγώματα Αδύνατη ή εμφάνιση παγετού	Επιφανειακή επίστρωση
GW	-	-	1	1	-	-	1	1	1	3
GP	-	-	2	2	-	-	3	3	3	-
GM	2	4	-	4	4	1	4	4	9	5
GC	1	1	-	3	1	2	6	5	5	1
SW	-	-	3**	6	-	-	2	2	2	4
P	-	-	4**	7**	-	-	5	6	4	-
SM	4	5	-	8**	5***	3	7	8	10	6
SC	3	2	-	5	2	4	8	7	6	2
ML	6	6	-	-	6***	6	9	10	11	-
CL	5	3	-	9	3	5	10	9	7	7
OL	8	8	-	-	7***	7	11	11	12	-
MH	9	9	-	-	-	8	12	12	13	-
CH	7	7	-	10	8****	9	13	13	8	-
OH	10	10	-	-	-	10	14	14	14	-
PT	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
* Ο μικρός αριθμός δηλώνει προτίμηση και προτεραιότητα στην επιλογή ** Εάν περιέχει χάλικες / *** Κρίσιμη διάβρωση / **** Κρίσιμη η μεταβολή του όγκου										

Ένα άλλο σύστημα κατάταξης είναι της Γαλλικής Υπηρεσίας Αυτοκινητοδρόμων (1965). Το ενδιαφέρον αυτού του συστήματος είναι ότι έγινε για να βοηθήσει στη μελέτη της θεμελίωσης των τεχνικών έργων. Επιτρέπει μια πρώτη προσέγγιση του προβλήματος, στη φάση της προμελέτης, περιλαμβάνει χρήσιμες συμβουλές για τη διαμόρφωση της θεμελίωσης και της περαιτέρω οργάνωσης των ερευνών που ενδεχομένως θα απαιτηθούν στη φάση της εκτέλεσης του έργου και αποτελεί ικανοποιητική περιγραφή των κυριότερων εδαφών.

Στον Πίνακα 3.8 δίνονται οι πιθανότερες μέσες τιμές χαρακτηριστικών συντελεστών για διάφορα εδάφη και στον Πίνακα 3.9 δίνονται οι επιτρεπόμενες τάσεις για τις επιφανειακές θεμελιώσεις που έγινε με βάση στοιχεία των αμερικάνικων προδιαγραφών (Terzaghi – Peck, 1967).

Πίνακας 3.8: Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους (πηγή Terzaghi – Peck, 1969)

USCS	Γεωτεχνικός όρος	Μέση κοκκομετρία				Όρια Atterberg			Φαινόμενο βάρος, ποσοστό υγρασίας - πορώδεις			Αντοχή σε διάτμηση			Μέτρο συμπίεσης	Συντελεστής διαπερατότητας	Συμπίκνωση κατά Proctor	
		0-0,002	0,002-0,06	0,06-2,0	2,0-60,0	W _L	W _P	IP	γ	W	n	φ´	c´	u	M _E	k	W _{op} _t	γ _{d opt}
		Άργιλος	Ιλύς	Άμμος	Χάλικες													
		%	%	%	%	%	%	%	t/m ³	%	%	[°]	t/m ²		Kg/cm ²	cm/s	%	t/m ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
GW	Καθαροί χάλικες καλής διαβάθμισης	0	2	26	72	-	-	-	2,00 ±0,25	5±3	30±6	40±5	0			10 ⁻¹ ...10 ⁻²	8±2	2,10±0,10
GP	Καθαροί χάλικες κακής διαβάθμισης	Παρόμοια προς των GW				-	-	-	1,90 ±0,3	3±2	32±3	33±6	0			10 ⁻¹ ...10 ⁻²	9±2	2,05±0,10
GM	Ιλυώδεις χάλικες (λίγα λεπτά συστατικά)	2	8	30	60	17	13	4	2,10 ±0,25	8±5	28±8	36±4	0			10 ⁻³ ...10 ⁻⁶	9±3	2,10±0,15
GC	Αργιλώδεις χάλικες (λίγα λεπτά συστατικά)	3	9	23	65	25	15	10	2,05 ±0,2	11±6	32±6	34±4	0	(*)		10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁸	14±7	1,90±0,25
GM-ML	Ιλυώδεις χάλικες (πολλά λεπτά συστατικά)	4	20	33	43	14	11	3	2,15 ±0,25	14±9	30 ±10	35±5	0			10 ⁻³ ...10 ⁻⁶	8±2	2,15±0,10
GM-GC	Ιλοαργιλώδεις χάλικες	6	22	30	42	19	13	6	2,15 ±0,2	11±4	28±7	33±3	0,2 ±0,2	(*)		10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁸	9±3	2,10±0,10
GC-CL	Αργιλώδεις χάλικες (πολλά λεπτά συστατικά)	8	23	28	41	26	15	11	2,1±0,2	14±6	32±7	29±4	0,3 ±0,3	(*)		10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁸	11±3	1,95±0,15
GC-CH	Αργιλώδεις χάλικες (λεπτά συμπεσμένα συστατικά)	10	23	29	33	57	23	34	1,95 ±0,2	20 ±10	40 ±10	28±4	0,4 ±0,4			10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁸		
SW	Καθαρή άμμος καλής διαβάθμισης	0	2	76	22	-	-	-	1,95 ±0,2	13 ±10	36 ±10	38±5	0			10 ⁰ ...10 ⁻³	9±3	2,05±0,20
SP	Καθαρή άμμος κακής διαβάθμισης	Παρόμοια του SW				-	-	-	1,85 ±0,25	11±9	38 ±10	36±6	0			10 ⁰ ...10 ⁻³	11±4	1,95±0,20
SM	Ιλυώδης άμμος (λίγα λεπτά συστατικά)	2	9	75	14	26	22	4	2,0±0,25	17±7	37 ±10	34±3	0			10 ⁻³ ...10 ⁻⁶	11±4	1,95±0,23

SC	Αργιλώδης άμμος (λίγα λεπτά συστατικά)	5	7	76	12	25	15	10	1,95 ±0,2	20 ±10	40 ±10	32± 4	0	(*)		10 ⁻⁶		
SM-ML	Πυλώδης άμμος (πολλά λεπτά συστατικά)	4	28	60	8	15	12	3	2,00 ±0,2	20± 9	38± 9	34± 3	0			10 ⁻³ ...10 ⁻⁶	9±3	2,05±0,25
SM-SC	Πυοαργιλώδης άμμος	9	32	45	14	19	13	6	2,10 ±0,2	15± 8	32 ±10	31± 3	0,5± 0,5	(*)		10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁸	10± 3	2,00±0,25
SC-CL	Αργιλώδης άμμος (πολλά λεπτά συστατικά)	9	30	43	18	25	15	10	2,05 ±0,2	19 ±10	36 ±11	28± 4	0,5± 0,5	(*)		10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁸	15± 3	1,85±0,15
SC-CH	Αργιλώδης άμμος (λεπτά συμπεσστά υλικά)	12	31	54	3	57	23	34	1,85 ±0,2 0	35 ±15	49 ±10	27± 3	1,0 ±1,0	(*)		10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁸		
ML	ΐλος	6	64	29	1	30	26	4	1,90 ±0,2 5	32 ±21	47 ±15	33± 4	0	(*)	60...200	10 ⁻³ ...10 ⁻⁶		
CL-ML	Αργιλώδης ίλος	12	58	26	4	20	14	8	2,10 ±0,1 5	19± 7	35± 8	30± 4	1,5 ±1,0		40...200	10 ⁻⁵ ...10 ⁻⁸		
CL	Πυλώδης άργιλος	20	61	16	3	33	17	16	2,00 ±0,1 5	25 ±10	41± 8	27± 4	2,0 ±1,0	**	20...200	10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁸	14± 3	1,85±0,15
CH	Άργιλος	22	59	18	1	64	25	39	1,75 ±0,1 5	47 ±24	56± 9	22± 4	2,5 ±1,0	**	10...100	10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁸		
OL	Αργιλώδης ίλος (οργανική)	8	70	21	1	42	29	13	1,70 ±0,1 5	48 ±13	57± 8	25± 4	1,0 ±0,5		15...100	10 ⁻⁴ ...10 ⁻⁶		
OH	Άργιλος (οργανική)	12	70	17	1	71	40	31	1,55 ±0,1 5	68 ±22	66± 8	22± 4	1,0 ±0,5		8...50	10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁸		
MH	Ειδικές υλεις, πλαστικές	10	65	25	0	68	38	30	1,55 ±0,1 5	73 ±20	67± 7	24± 5	0,5 ±0,5		10...50	10 ⁻⁴ ...10 ⁻⁸		

Πίνακας 3.9: Επιτρεπόμενες τιμές φόρτισης για τις επιφανειακές θεμελιώσεις σύμφωνα με τις Αμερικάνικες Προδιαγραφές (πηγή Terzaghi – Peck, 1969)

Τύπος του εδάφους	Επιτρεπόμενη τάση σε kg/cm^2
I Αμμώδη εδάφη	
Ρέουσα άμμος	0.5
Υγρή άμμος	2.0
Λεπτή άμμος ξηρή και συμπαγής	2.5 - 3
Πολύ συμπαγής άμμος	3 - 6
Χονδρή άμμος και χάλικες σε ισχυρά στρώματα	5 - 8
II Αργιλώδη εδάφη	
Χαλαρή ή υγρή άργιλος πάχους 4-5 μ	1 - 2
Χαλαρή άργιλος μετά άμμου και ιλύος	1
Χαλαρή άργιλος μετά υγρής άμμου	1 - 1.5
Χαλαρή άργιλος συγκρατούμενη πλαγίως	2
Συμπαγής άργιλος	2
Άργιλος σε ισχυρά στρώματα μετρίως ξηρά	2 - 4
Συμπαγή ξηρή άμμος	2.28 - 3
Σκληρή άργιλος	3 - 4
Σκληρή ξηρή άργιλος	4
Ισχυρό στρώμα αργίλου σταθερώς ξηρής	4 - 6

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

4.1 Γενικά

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2, η κατασκευή των θεμελίων αποσκοπεί στην μεταφορά των φορτίων στο έδαφος. Τα φορτία των κατασκευών, όμως, προκαλούν τάσεις στο εσωτερικό του εδάφους, οι οποίες έχουν ως αποτέλεσμα την παραμόρφωση του εδάφους και τελικά την καθίζηση των κατασκευών.

Οι καθιζήσεις ενός θεμελίου είναι συνάρτηση της επιβαλλόμενης τάσης και των χαρακτηριστικών παραμόρφωσης του φορτιζόμενου εδαφικού υλικού (Αναγνωστόπουλος, 1994).

4.2 Καθιζήσεις των κατασκευών στην περίπτωση των κοκκωδών (χονδρόκοκκων) εδαφών

Τα κοκκώδη εδάφη έχουν μεγάλη διαπερατότητα με αποτέλεσμα η καθίζηση, που προκαλείται λόγω μεταβολής του όγκου, λόγω στερεοποίησης να επέρχεται με γρήγορο ρυθμό, ουσιαστικά μαζί με την άμεση ελαστική καθίζηση. Γενικά, η καθίζηση αυτή είναι μικρή, επειδή τα κοκκώδη εδάφη έχουν μικρό δείκτη πόρων και όσο πιο μεγάλη είναι η σχετική πυκνότητα, τόσο πιο μικρή είναι η καθίζηση (Τσότσος 1991).

Η σχέση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της καθιζήσεως ενός θεμελίου με διαστάσεις $B \times L$, που εδράζεται στην επιφάνεια ενός κοκκώδους (χονδρόκοκκου)

$$\text{εδάφους, είναι: } \Delta H = \frac{q_o \cdot B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I}{E_s} \quad (4.1)$$

όπου:

q_o = η φόρτιση του θεμελίου

B = το πλάτος του θεμελίου

E_s = το μέτρο συμπίεσης του εδάφους

ν = ο λόγος του Poisson (Πίνακας 4.1)

I = συντελεστής που εξαρτάται από το σχήμα και την ακαμψία του

θεμελίου (Πίνακας 4.2)

Η μέση καθίζηση ενός θεμελίου που εδράζεται σε ένα συμπιεστό στρώμα περιορισμένου πάχους δίνεται από την σχέση (Αναγνωστόπουλος, 1994):

$$\Delta H = \frac{\mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_o \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E_s} \quad (4.2)$$

όπου:

μ_0 = συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του το βάθος θεμελίωσης D

μ_1 = συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του το πάχος του συμπιεστού στρώματος H.

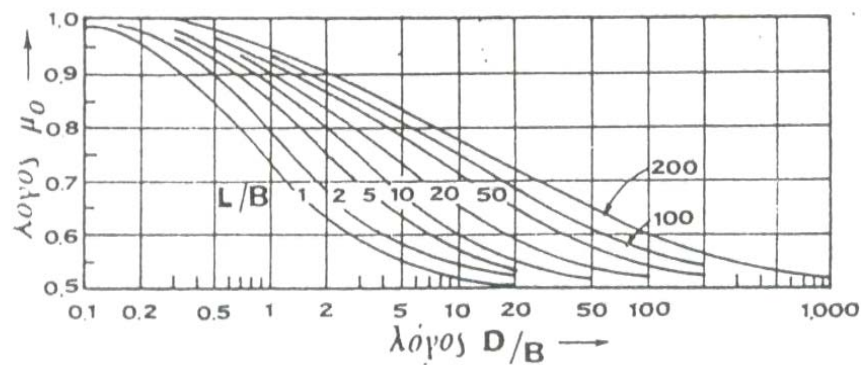
Οι τιμές των μ_0 , μ_1 φαίνονται στα Σχήματα 4.1 και 4.2.

Πίνακας 4.1: Τιμές του λόγου του Poisson ν κατά Bowles (Αναγνωστόπουλος, 1994)

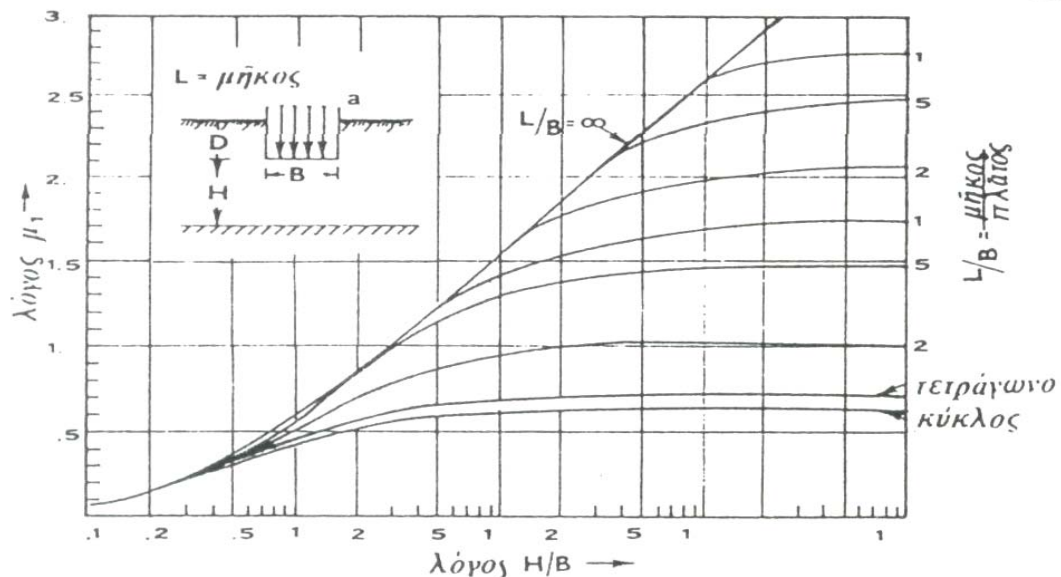
Είδος εδάφους	Λόγος του Poisson
Άμμος πυκνή	0.30-0.40
χαλαρή	0.20-0.35
λεπτή	0.25
χοντρή	0.15
Άργιλος υγρή	0.10-0.30
αμμώδης	0.20-0.35
Ιλύς	0.30-0.35
Κορεσμένη ιλύς ή άργιλος	0.45-0.50
Βράχος	0.10-0.40

Πίνακας 4.2: Τιμές του συντελεστή σχήματος (I) (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Σχήμα πέδιλου	Εύκαμπτο πέδιλο			Άκαμπτο πέδιλο
	Κέντρο	Άκρο	Μέση τιμή	
Κύκλος	1.00	0.64	0.85	0.88
Τετράγωνο	1.12	0.56	0.95	0.82
Ορθογώνιο				
L/B=1.50	1.36	0.68	1.20	1.06
L/B=2.00	1.53	0.77	1.31	1.20
L/B=5.00	2.1	1.05	1.83	1.7
L/B=10.0	2.52	1.26	2.25	2.1
L/B=100	3.38	1.69	2.96	3.40



Σχήμα 4.1: Νομογράφημα υπολογισμού της τιμής του συντελεστή μ_0 (Αναγνωστόπουλος, 1994)



Σχήμα 4.2: Νομογράφημα υπολογισμού της τιμής του συντελεστή μ_1 (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Όπως φαίνεται στη σχέση για τον υπολογισμό της καθίζησης, μεγάλη σημασία έχει το μέτρο συμπίεσης του εδάφους E_s . Η τιμή του μέτρου συμπίεσης E_s , μπορεί να προσδιορισθεί με τους εξής τρόπους (Τσότσος 1991, Αναγνωστόπουλος, 1994):

- Από τα αποτελέσματα της δοκιμής πρότυπης διείσδυσης SPT. Έχουν προταθεί πολλές σχέσεις για τον υπολογισμό του N_{SPT} και του E_s . Μια σχέση που χρησιμοποιείται στην Ελλάδα είναι η σχέση που πρότεινε ο Begemann το 1974:

$$E_s = 40 + C (N_{SPT} - 6) \text{ [kg / cm}^2\text{]} \text{ για } N_{SPT} \geq 15 \quad (4.3.\alpha)$$

$$E_s = C (N_{SPT} + 6) \text{ [kg / cm}^2\text{]} \quad \text{για } N_{SPT} < 15 \quad (4.3.\beta)$$

Ο συντελεστής C εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους και δίνεται από τον Πίνακα 4.3 (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Πίνακας 4.3:Συσχέτιση τιμών του C και τύπων μη συνεκτικού εδάφους (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Τύπος εδάφους	C
Ιλύς με άμμο	3.0
Λεπτή άμμος	3.5
Μέση άμμος	4.5
Χονδρή άμμος	7.0
Άμμος με χαλίκια	10.0
Χαλίκια με άμμο	12.0

Μια άλλη σχέση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του E_s είναι η σχέση που πρότεινε ο Bowles το 1998:

$$E_s = 600(N_{SPT} + 6) \text{ [kPa]} \quad \text{για } N_{SPT} < 15 \quad (4.3.\gamma)$$

$$E_s = 600(N_{SPT} + 6) + 2000 \text{ [kPa]} \quad \text{για } N_{SPT} > 15 \quad (4.3.\delta)$$

Ο Bowles αναφέρει το μέτρο αυτό σαν μέτρο αντίδρασης του υποστρώματος (Modulus of subgrade reaction).

Στον Πίνακα 4.4 δίνεται ο αριθμός των κρούσεων N_{SPT} για αμμούχα εδάφη.

Πίνακας 4.4: Αριθμός κρούσεων N_{SPT} για αμμούχα εδάφη (Meyerhof, 1956)

Αμμούχο έδαφος	Αριθμός κρούσεων N_{SPT}
Χαλαρό	4 – 10
Συμπυκνωμένο	10 – 30
Πυκνό	30 – 50
Πολύ πυκνό	>50

- b. Από τα αποτελέσματα της δοκιμής CPT (Πρότυπης δοκιμής κώνου). Ο Schmertmann (1970) πρότεινε τη σχέση:

$$E_s = 2q_c \quad \text{όπου } q_c \text{ είναι η δύναμη ώθησης του κώνου (ή η αντοχή αιχμής)} \quad (4.4.\alpha)$$

Ο Καναδικός Κανονισμός προτείνει τη σχέση:

$$E_s = 1.5q_c \quad (4.4.\beta)$$

- c. Από πίνακες, όπως είναι οι Πίνακες 4.5 και 4.6 (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Πίνακας 4.5: Τιμές του μέτρου παραμόρφωσης E_s κατά Kézdi (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Έδαφος	Μέτρο παραμόρφωσης E_s (MPa)
Πολύ μαλακή άργιλος	0.35-3
Μαλακή άργιλος	2-5
Μέσης συνεκτικότητας άργιλος	4-8
Σκληρή άργιλος	7-18
Αμμώδης σκληρή άργιλος	30-40
Ιλυώδης άμμος	7-20
Χαλαρή άμμος	10-25
Πυκνή άμμος	50-80
Πυκνό αμμοχάλικο	100-200

Πίνακας 4.6: Τιμές του μέτρου παραμόρφωσης κατά Bowles (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Έδαφος	Μέτρο παραμόρφωσης E_s (MPa)
Άργιλος μαλακή	0.3-5
μέση	4.5-9
σκληρή	1-20
Ιλύς	2-20
Άμμος χαλαρή	10-25
λεπτή ιλυώδης	5-18
ιλυώδης	5-20
πυκνή	50-100
Αμμοχάλικο	80-300
Σχιστόλιθος	140-1400

4.3 Καθιζήσεις των κατασκευών στην περίπτωση των συνεκτικών εδαφών

Η συνολική καθίζηση ενός συνεκτικού εδάφους όταν φορτιστεί από κάποιο επιφανειακό θεμέλιο δίνεται από τον τύπο (Αναγνωστόπουλος, 1994):

$$\Delta H_{ολ} = \Delta H_{αρχ.} + \Delta H_{στερ.} + \Delta H_{δ.στ.} \quad (4.5)$$

όπου:

$\Delta H_{αρχ.}$ = η αρχική καθίζηση που οφείλεται στην αρχική ελαστική παραμόρφωση του εδάφους. Η καθίζηση αυτή δεν συνδυάζεται με μεταβολή του όγκου του εδάφους, αλλά με τις αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις και αντιστοιχεί σε αστράγγιστες συνθήκες, οπότε για τον υπολογισμό της θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί το μέτρο ελαστικότητας για αστράγγιστες συνθήκες E_u . Η σχέση που δίνει την αρχική καθίζηση είναι η εξής (Τσότσος 1991) :

$$\Delta H_{αρχ.} = \frac{q_o \cdot B(1 - \nu^2) \cdot I}{E_u} \quad (4.6)$$

Η τιμή του μέτρου ελαστικότητας E_u εκτιμάται είτε άμεσα κατά την εκτέλεση αστράγγιστης τριαξονικής δοκιμής είτε έμεσα από την αστράγγιστη συνοχή c_u , η τιμή της οποίας υπολογίζεται από την δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης. Ο Καναδικός Κανονισμός προτείνει τις παρακάτω σχέσεις που συνδέουν το E_u με το c_u :

$$E_u = 500c_u \quad (\text{μαλακές άργιλοι}) \quad (4.7)$$

$$E_u = 1000c_u \quad (\text{μέσες έως σκληρές άργιλοι}) \quad (4.8)$$

$$E_u = 1500c_u \quad (\text{πολύ σκληρές άργιλοι}) \quad (4.9)$$

$\Delta H_{στερ.}$ = η καθίζηση λόγω στερεοποίησης και οφείλεται στην μεταβολή του όγκου του εδάφους. Η καθίζηση αυτή στα κορεσμένα συνεκτικά εδάφη συνδυάζεται με την αργή απομάκρυνση μέρους του νερού, που περιέχεται στα κενά των πόρων και εξελίσσεται με φθίνοντα ρυθμό και ολοκληρώνεται μετά από ορισμένο χρόνο. Η σχέση που δίνει την καθίζηση από στερεοποίηση για τα λεπτόκοκκα συνεκτικά εδάφη δίνεται από την σχέση (Αναγνωστόπουλος, 1994):

$$\Delta H_{στερ.} = \sum_{i=1}^n H_i \left(\frac{c_c}{1 + e_0} \right)_i \log \left(\frac{\sigma'_{αρχ.} + \Delta \sigma}{\sigma'_{αρχ.}} \right)_i \quad (4.10)$$

όπου:

$\sigma'_{αρχ.}$ = η αρχική (προϋπάρχουσα) ενεργός τάση

$\Delta \sigma_i$ = η αναμενόμενη τελική αύξηση της τάσης λόγω της φόρτισης

c_c = συντελεστής συμπίεσης

$\Delta H_{δ.στ.}$ = η δευτερεύουσα καθίζηση του εδάφους. Η καθίζηση αυτή μοιάζει με μια αργή φθίνουσα ροή του εδάφους, που στα περισσότερα εδάφη γίνεται αισθητή μετά το τέλος της στερεοποίησης.

Στα συνεκτικά εδάφη μικρής διαπερατότητας το σύνολο της καθίζησης $\Delta H_{ολ.}$ επέρχεται αργά και πολύ χρόνο μετά την ολοκλήρωση της επιβολής της φόρτισης και το τελικό της μέγεθος είναι μέσο έως μεγάλο.

4.4 Επιτρεπόμενες καθιζήσεις

Οι καθιζήσεις μπορεί να προκαλέσουν στις κατασκευές προβλήματα στην αντοχή, την σταθερότητα, τη χρήση και τη λειτουργία τους. Με τον όρο επιτρεπόμενη καθίζηση

ενός θεμελίου εννοείται η καθίζηση, η οποία επιτρέπεται να πραγματοποιηθεί χωρίς να επηρεασθεί η λειτουργικότητα του κτιρίου (Τσότσος, 1991).

Τα μεγέθη που σχετίζονται με τις καθιζήσεις των κτιρίων και τις επιπτώσεις τους είναι (Αναγνωστόπουλος, 1994):

- Η μεμονωμένη καθίζηση του θεμελίου
- Η διαφορική καθίζηση μεταξύ δύο γειτονικών θεμελίων
- Η γωνιακή παραμόρφωση (λόγος της διαφοράς καθιζήσεων προς την αξονική απόσταση) μεταξύ δύο γειτονικών θεμελίων.

Τα όρια αυτών των μεγεθών δίνονται στους Πίνακες 4.7 και 4.8.

Πίνακας 4.7: Κριτήρια αποδεκτών καθιζήσεων κατά Skempton – McDonald (1956) (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Κριτήριο	Μεμονωμένο πέδιλο	Κοιτόστρωση
Γωνιακή παραμόρφωση	1/300	1/300
Μέγιστη καθίζηση σε αργίλους σε άμμους	7.6 cm 3.2 cm	7.6-12.7 cm 5.1-7.6 cm
Μέγιστη διαφορική καθίζηση σε αργίλους σε άμμους	4.5 cm 3.2 cm	4.5 cm 3.2 cm

Πίνακας 4.8: Συσχέτιση του τύπου της κατασκευής και της επιτρεπόμενης γωνιακής παραμόρφωσης κατά Bjerrum (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Είδος κατασκευής	Επιτρεπόμενη γωνιακή παραμόρφωση $\delta = \Delta H / L$
Ευαίσθητες μηχανολογικές εγκαταστάσεις	1/750
Πλαισιωτές κατασκευές	1/600
Συνήθη κτίρια, όπου δεν γίνονται ανεκτές μικρορηγματώσεις στους τοίχους πληρώσεως	1/500
Συνήθη κτίρια, όπου γίνονται ανεκτές μικρορηγματώσεις στους τοίχους πληρώσεως	1/300
Άκαμπτα κτίρια, με επιτρεπόμενη απόκλιση από την κατακόρυφη	1/250
Όριο για το οποίο δεν είναι δυνατό να παρουσιαστούν ζημιές στον φέροντα οργανισμό	1/150
Εύκαμπτες πλινθοδομές, με H/L, χωρίς ρηγματώσεις	1/150

4.5 Εκτίμηση του μέτρου εδαφικής αντίδρασης (ή δείκτη εδάφους) k_s

4.5.1 Γενικά

Το μέτρο εδαφικής αντίδρασης δεν είναι μια εδαφική ιδιότητα, αλλά είναι ένας δείκτης, ο οποίος εκφράζει την τελική αναλογία τάσης –παραμόρφωσης του εδάφους θεμελίωσης και η τιμή του εξαρτάται από (Αναγνωστόπουλος, 1994):

- 1) τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους
- 2) την ακαμψία και το σχήμα του στοιχείου θεμελίωσης
- 3) την στάθμη του επιβαλλόμενου φορτίου

Η εκτίμηση της τιμής του k_s γίνεται σύμφωνα με δύο μεθοδολογίες:

- a. Η τιμή του k_s θα προκύψει σαν αποτέλεσμα της γεωτεχνικής έρευνας.
- b. Αν δεν υπάρχει γεωτεχνική έρευνα, τότε γίνεται:
 - i. Χρήση πινάκων με τιμές του k_s για διάφορα εδάφη.
 - ii. Καθορισμός της αναλογίας επιτρεπόμενης τάσης και αντίστοιχης καθίζησης.
 - iii. Χρησιμοποίηση των τιμών του μέτρου παραμόρφωσης και δείκτη πλευρικής διόγκωσης, όπως αυτοί προκύπτουν από πίνακες ή επί τόπου δοκιμές.

4.5.2 Εκτίμηση του k_s με χρήση πινάκων

Για την εκτίμηση της τιμής του k_s μπορούν να χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματα από επί τόπου δοκιμές. Υπάρχουν πολλά δεδομένα από δοκιμαστικές φορτίσεις πλάκας διαφόρων διαστάσεων (κυρίως από τετραγωνικές πλάκες πλευράς 1 ft ~ 30 cm). (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Οι Πίνακες 4.9, 4.10 και 4.11 δίνουν τις τιμές του k_s .

Πίνακας 4.9: Τιμές του k_s (MN/m³) κατά Terzaghi (Αναγνωστόπουλος, 1994)

ΤΥΠΟΣ ΕΛΑΦΟΥΣ	Όρια k_s	Μέση τιμή k_s
ΑΜΜΟΣ		
Χαλαρή ($N_{SPT} < 10$)	6.4-19.2	12.9
Μέση ($10 < N_{SPT} < 30$)	19.2-96.2	41.7
Πυκνή ($30 < N_{SPT}$)	96.2-321.0	161.0
ΑΡΓΙΛΟΣ (c_u σε kPa)		
Στιφρή ($100 < c_u < 200$)	16.2-32.1	24.1
Πολύ στιφρή ($200 < c_u < 400$)	32.1-64.2	48.2
Σκληρή ($400 < c_u$)	>96.0	96.4

Πίνακας 4.10: Τιμές του k_s (MN/m³) κατά Bowles (Αναγνωστόπουλος, 1994)

ΕΛΑΦΟΣ	Σε πυκνή κατάσταση	Σε χαλαρή κατάσταση
Χαλίκια GW	150-200	50-100
GP	100-200	50-100
GC	80-150	
GM	50-150	
Άμμος SW	60-150	10-30
SP	50-80	10-30
SC	60-150	
SM	30-80	
Άργιλος	$(1.5 \pm 4.5) \cdot q_u$	

Πίνακας 4.11: Τιμές του k_s (MN/m³) κατά Retit (Αναγνωστόπουλος, 1994)

ΕΛΑΦΟΣ	Τιμές του k_s (MN/m ³)
Τύρφη –οργανικά	6-18
Φρέσκο επίχωμα ή φυτική γη	10-15
Άργιλος υγρή μαλακή	20-35
λίγο υγρή	30-60
ξηρή	50-90
ξηρή και σκληρή	100-120
ξηρή με λίγη άμμο	80-100
Άμμος χαλαρή	20-40
μέση	80-100
πυκνή	120-150
πολύ λεπτή (ιλύς)	15-30
Χαλίκια λεπτά με άμμο	100-120
μεσαία με άμμο	120-150
χοντρά με άμμο	180-240

4.5.3 Καθορισμός της αναλογίας επιτρεπόμενης τάσης και αντίστοιχης καθίζησης

Η τιμή του k_s δίνεται από το λόγο της επιτρεπόμενης τάσης φόρτισης $\sigma_{\text{επ}}$ προς την αντίστοιχη μέση αναμενόμενη καθίζηση $y_{\text{αναμ.}}$, οπότε (Αναγνωστόπουλος, 1994):

$$k_s = \frac{\sigma_{\text{επ.}}}{y_{\text{αναμ.}}} \quad (4.11)$$

4.5.4 Χρησιμοποίηση των τιμών του μέτρου παραμόρφωσης E_s και δείκτη Poisson ν

Ο Vesic μετά από σειρά δοκιμών φόρτισης πλάκας μεγάλης κλίμακας κατέληξε στο συμπέρασμα ότι σαν τιμή του μέτρου εδαφικής αντίδρασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί το μέγεθος (Αναγνωστόπουλος, 1994):

$$k_s = \frac{0.90}{B} \cdot \frac{E_s}{(1 - \nu^2)} = \frac{E_s}{B} \quad (4.12)$$

όπου:

B = το πλάτος του στοιχείου θεμελίωσης

E_s = το μέτρο παραμόρφωσης του εδάφους

ν = ο λόγος του Poisson

Έτσι λοιπόν, αν είναι γνωστή η τιμή του μέτρου παραμόρφωσης είτε από εμπειρία σε αντίστοιχα εδάφη, είτε από εργαστηριακά αποτελέσματα αλλά και από κάποιους πίνακες, είναι δυνατή η εκτίμηση της περιοχής των τιμών του k_s .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΕΔΑΦΩΝ

5.1 Γενικά

Τα κοκκώδη (μη συνεκτικά) εδάφη με πολύ χαλαρή εναπόθεση, καθώς και τα μαλακά συνεκτικά εδάφη παρουσιάζουν σημαντικές καθιζήσεις και περιορισμένη συνοχή. Τα εδάφη αυτά είναι δύσκολο να απομακρυνθούν και για το λόγο αυτό θα πρέπει να ληφθούν μέτρα για την βελτίωση των εδαφοτεχνικών ιδιοτήτων τους. Τα μέτρα που θα εφαρμοστούν εξαρτώνται από το είδος του έργου και την επίδρασή του στο έδαφος.

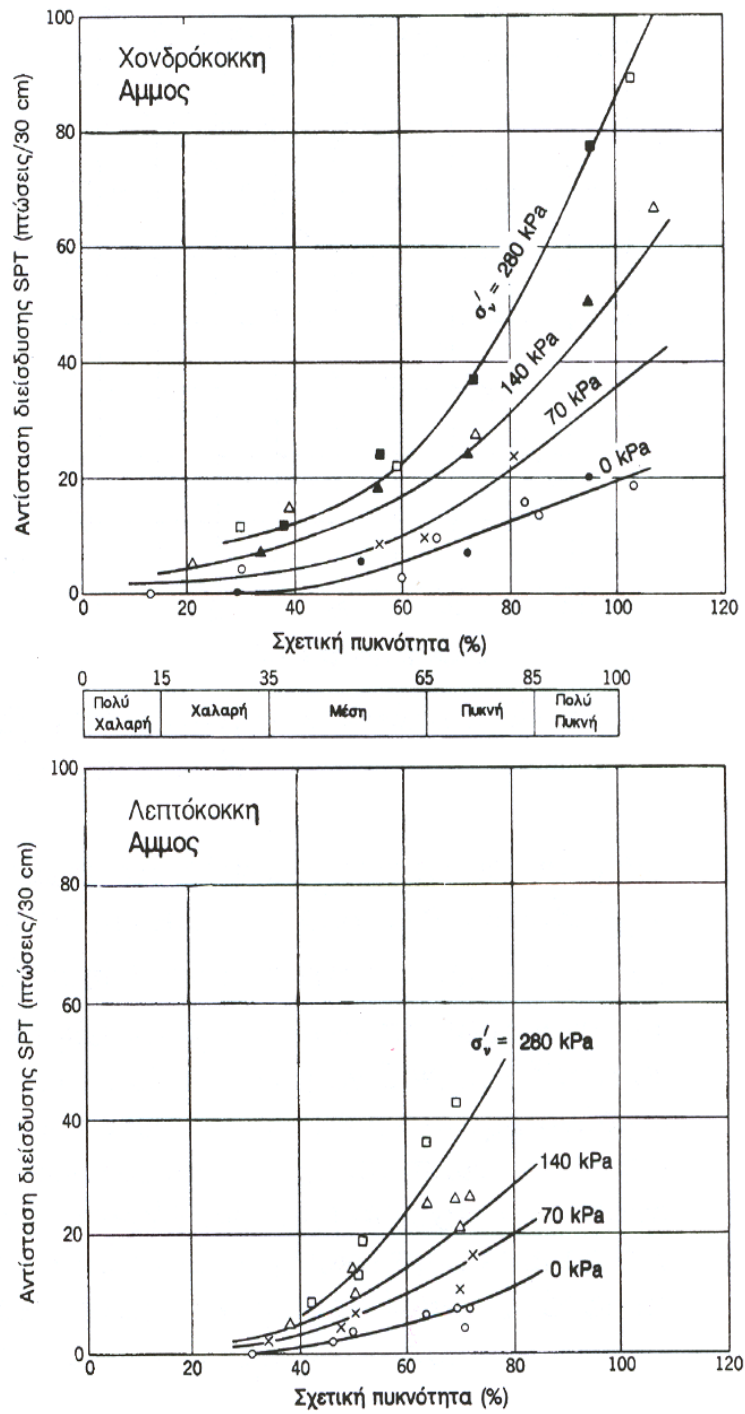
Τα μέτρα, που λαμβάνονται για τη βελτίωση του εδάφους έχουν ως σκοπό τη μείωση του δείκτη πόρων, την αύξηση της πυκνότητας και τη βελτίωση της φέρουσας ικανότητάς του. Ακόμη, εξαιτίας της αύξησης της διατμητικής αντοχής, παρατηρείται μείωση της ικανότητας πρόσληψης του νερού, αφού το έδαφος γίνεται περισσότερο αδιαπέρατο.

Πριν τη διενέργεια εργασιών βελτίωσης εδαφών είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των επί τόπου ιδιοτήτων, που συνήθως γίνεται με δειγματοληπτικές γεωτρήσεις.

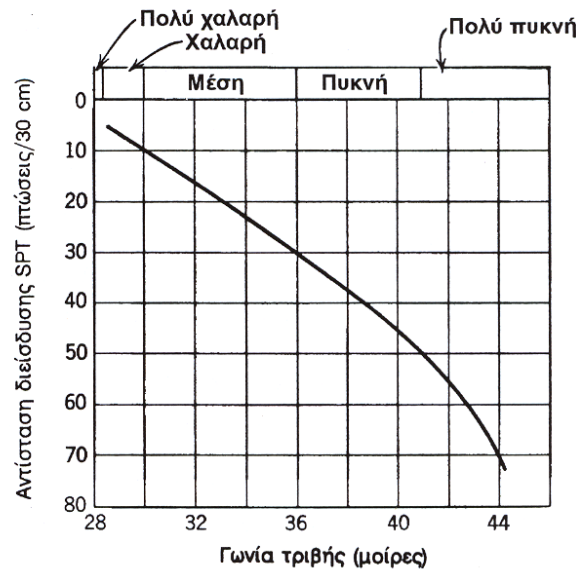
Κατά τη διενέργεια των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων δημιουργείται μια κυλινδρική οπή στο έδαφος με την διείσδυση ενός μεταλλικού στελέχους (διατρητική στήλη) εφοδιασμένου με κοπτική κεφαλή. Η διείσδυση γίνεται με κρούση ή δόνηση (κρουστικές γεωτρήσεις) είτε με συνδυασμό πίεσης και περιστροφής του στελέχους (περιστροφικές γεωτρήσεις). Η κατάπτωση των τοιχωμάτων της γεώτρησης αποφεύγεται με την τοποθέτηση σωλήνωσης που προωθείται ταυτόχρονα με την προχώρηση της διατρητικής στήλης. Με τον τρόπο αυτό η γεώτρηση μπορεί να προχωρήσει σε μεγάλα βάθη, με μόνο περιορισμό τις δυνατότητες του γεωτρώπανου και το διαθέσιμο μήκος των στελεχών και της σωλήνωσης. Το μέγιστο βάθος διάτρησης μιας γεώτρησης περιορίζεται από την αδυναμία προχώρησης της σωλήνωσης, η οποία υφίσταται την πλευρική τριβή του εδάφους σε ολόκληρη την εξωτερική της επιφάνεια. Για το λόγο αυτό, μετά την διάτρηση μέχρι κάποιο βάθος, εισάγεται στο εσωτερικό της

πρώτης σωλήνωσης, μια νέα σωλήνωση μικρότερης διαμέτρου, η οποία και προωθείται κατά την περαιτέρω διάτρηση της οπής. Η δεύτερη σωλήνωση υφίσταται πλευρικές τριβές μόνο στο τμήμα του μήκους της κάτω από την βάση της πρώτης σωλήνωσης και επομένως μπορεί να προχωρήσει ευκολότερα. Το κυριότερο μειονέκτημα της μεθόδου των διαδοχικών σωληνώσεων είναι η μείωση της διαμέτρου της γεώτρησης και συνεπώς η μείωση του μεγέθους των εδαφικών δειγμάτων, τα οποία υπόκεινται σε μεγαλύτερη διατάραξη. Η προχώρηση της γεώτρησης συνήθως γίνεται με ταυτόχρονη εισπίεση νερού διαμέσου της διατρητικής στήλης προς τη διατρητική κεφαλή, ώστε να αποφεύγεται η υπερβολική φθορά της κεφαλής λόγω υπερθέρμανσης (Καββαδάς, 2000).

Η δοκιμή τυποποιημένης διείσδυσης είναι μία από τις περισσότερο διαδεδομένες επιτόπου δοκιμές, λόγω των ποικίλων συσχετίσεων των αποτελεσμάτων της με μηχανικές ιδιότητες του εδάφους (αντοχή, γωνία τριβής, συμπίεστότητα, σχετική πυκνότητα κλπ.). Η δοκιμή βασίζεται στην προχώρηση ειδικού διαιρετού δειγματολήπτη Terzaghi με πτώση βάρους 63.5 kg από ύψος 76 cm. Κατά την δοκιμή μετράται ο αριθμός των πτώσεων (N = αντίσταση διείσδυσης), που απαιτείται για την προώθηση του δειγματολήπτη κατά 30 cm (μετά από μια αρχική προώθηση 15 cm, κατά την οποία δεν συνυπολογίζεται ο αριθμός πτώσεων). Μετά το τέλος της δοκιμής, από το εσωτερικό του δειγματολήπτη ανακτάται και διαταραγμένο εδαφικό δείγμα. Η δοκιμή SPT χρησιμοποιείται σε όλους σχεδόν τους τύπους εδαφών, κυρίως για την εκτίμηση της αντοχής τους. Μερικές από τις εμπειρικές συσχετίσεις των αποτελεσμάτων της δοκιμής SPT με μηχανικές ιδιότητες του εδάφους παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.1 και 5.2. Το Σχήμα 5.1 συσχετίζει την αντίσταση διείσδυσης N με την σχετική πυκνότητα των χονδρόκοκκων και λεπτόκοκκων άμμων, για διάφορα βάθη εκτέλεσης της δοκιμής, που εκφράζονται με την κατακόρυφη ενεργό τάση σ_v' . Το Σχήμα 5.2 συσχετίζει την αντίσταση διείσδυσης N με την γωνία τριβής των κοκκωδών εδαφών (Καββαδάς, 2000).



Σχήμα 5.1: Συσχετίσεις της αντίστασης διείσδυσης με τη σχετική πυκνότητα (Καββαδάς, 2000)



Σχήμα 5.2: Συσχέτιση της αντίστασης διείσδυσης με τη γωνία τριβής (Καββαδάς, 2000)

5.2 Είδη βελτιώσεων

Οι μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους για κάθε είδους θεμελίωση είναι (Rübener & Stiegler, 1979):

- 1) Αντικατάσταση του εδάφους
- 2) Συμπύκνωση σε βάθος
- 3) Αποστράγγιση
- 4) Θερμικές μέθοδοι
- 5) Σταθεροποίηση με ενέσεις

5.2.1 Μέθοδος αντικατάστασης εδάφους

Η μέθοδος αντικατάστασης εδάφους εφαρμόζεται όταν οι εδαφικές στρώσεις, που βρίσκονται ακριβώς κάτω από το θεμέλιο, δεν ανταποκρίνονται στις εδαφοτεχνικές απαιτήσεις και έχουν περιορισμένο πάχος (3 - 4 cm) ή όταν το βάθος επιρροής των τάσεων έδρασης είναι σχετικά μικρό. Σε επιφανειακές θεμελιώσεις είναι προτιμότερη η απομάκρυνση του εδάφους σε όλη την έκταση του έργου, αφού η εκσκαφή των ακατάλληλων εδαφικών στρώσεων και η συμπύκνωση του κοκκώδους εδάφους, που τα αντικαθιστά, εκτελούνται ευκολότερα. Στο Σχήμα 5.3 παρουσιάζεται το αργιλικό έδαφος μετά την απομάκρυνση του ανώτερου οργανικού στρώματος.

Για καλά συμπυκνωμένα υποκατάστατα στρώματα αμμοχάλικου, με μέτρο συμπίεσης $E_s = 100000 \text{ kN/m}^2$, το βάθος συμπύκνωσης του στρώματος είναι $t = B$

(όπου B είναι το πλάτος του θεμελίου), για να μην έχουν σημασία οι καθιζήσεις. Επίσης, πρέπει να ελέγχεται αν οι κατακόρυφες τάσεις στο υπόλοιπο μαλακό στρώμα παραμένουν σε ανεκτά όρια και πρέπει να αποφεύγονται οι επικαλύψεις των βολβών τάσεων ή να ελέγχεται η επίδραση τους.

Η ύπαρξη υπόγειου νερού δημιουργεί πρόβλημα στην αντικατάσταση του εδάφους, επειδή πρέπει να συγκρατηθούν τα νερά. Στις περιπτώσεις αυτές χρησιμοποιούνται ειδικά σκυροδέματα (π.χ. έτοιμο σκυρόδεμα σε σάκους –prepak) ή γίνεται βαθιά θεμελίωση (Rübener & Stiegler, 1979).



Σχήμα 5.3: Απομάκρυνση οργανικού εδάφους και εμφάνιση του αργιλικού εδάφους (Hunt, 1986)

5.2.2 Συμπύκνωση σε βάθος

Οι μεγάλες διαστάσεις των θεμελίων έχουν ως αποτέλεσμα τις χαμηλές αντοχές των εδαφικών στρώσεων, γεγονός όμως που οδηγεί σε αύξηση του βάθους καταπόνησης του εδάφους λόγω των τάσεων έδρασης. Η επίδραση τους μηδενίζεται μόνο μετά από βάθη, τα οποία είναι δύο ή τρεις φορές το πλάτος του θεμελίου. Στην περίπτωση που η εδαφική στρώση πάνω στην οποία γίνει η θεμελίωση έχει αρκετό πάχος και δεν είναι κατάλληλη γι' αυτές τις καταπονήσεις, τότε προκαλούνται καθιζήσεις, οι οποίες δημιουργούν προβλήματα στην κατασκευή. Για την αποφυγή αυτών των καθιζήσεων γίνεται συμπύκνωση του εδάφους μέχρι το κατάλληλο βάθος, εφόσον δεν χρησιμοποιείται βαθιά θεμελίωση (Rübener & Stiegler, 1979).

Τα είδη της συμπίκνωσης είναι:

- η στατική θλίψη (επιφόρτιση), η οποία έχει και την μικρότερη αποτελεσματικότητα και
- η δυναμική καταπόνηση (δόνηση ή κοπάνισμα). Τα μη συνεκτικά εδάφη συμπτύκνονται καλά με τη δόνηση, ενώ στα συνεκτικά είναι αδύνατη η συμπίκνωση με αυτό τον τρόπο.

5.2.2.1 Δονητική μέθοδος

Η συμπίκνωση με επιφανειακές δονήσεις χρησιμοποιείται όταν το πάχος των χαλαρών αποθέσεων μη συνεκτικών υλικών φτάνει μια ορισμένη τιμή. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να εξεταστεί η χρήση δονητικών μηχανημάτων, τα οποία μπορούν να προωθηθούν σε μεγαλύτερα βάθη. Τα μηχανήματα αυτά αποτελούνται από τα εξής τμήματα (Rübener & Stiegler, 1979):

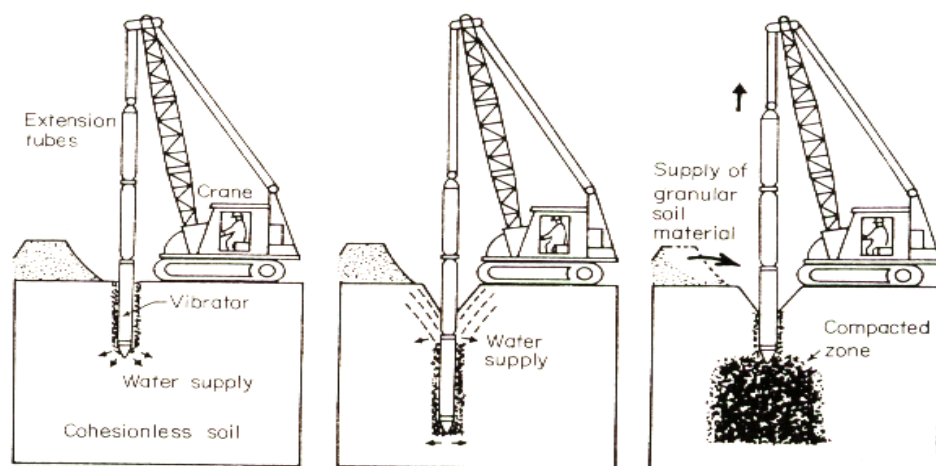
- 1) Δονητής: Είναι ένα χαλύβδινο σωληνωτό στέλεχος με συμπαγή αιχμή και με διάμετρο περίπου 40 cm και φέρει (Σχήμα 5.4):

- οπές εξόδου νερού ή αέρα υπό πίεση στην αιχμή
- διεγέρτη στο κατώτερο μέρος του και
- ηλεκτρική ή υδραυλική κίνηση στο ανώτερο μέρος του.

Το συνολικό ύψος του στελέχους φτάνει τα 2.5 – 3 m. Ο δονητής παράγει οριζόντιες διαμήκεις ταλαντώσεις με συχνότητα 30 έως 50 Hz, ενώ οι διαστάσεις του μεταβάλλονται ανάλογα με το είδος του έργου. Στο ανώτερο μέρος του δονητή, αμέσως κάτω από την ανάρτηση υπάρχουν οι οπές εξόδου του πρόσθετου νερού.

- 2) Σωλήνωση ανάρτησης: Ο δονητής και η σωλήνωση ανάρτησης συνδέονται ελαστικά, σχηματίζοντας μια ενότητα, το μήκος της οποίας εξαρτάται από το πάχος της στρώσης που θα συμπτύκνεται. Η σωλήνωση ανάρτησης φέρει τον δονητή, παρεμποδίζει την καταστροφή των τοιχωμάτων της οπής και χρησιμοποιείται για την μεταφορά του νερού, αέρα και ενέργειας στον δονητή.
- 3) Όχημα στερέωσης και μεταφοράς: Συνήθως είναι γερανοφόροι, ερπυστριοφόροι ή ελαστικοφόροι εκσκαφείς, των οποίων το μέγεθος και η φέρουσα ικανότητά τους εξαρτώνται από το πάχος της στρώσης που θα συμπτύκνεται.

Ο δονητής μέσω της σωλήνωσης ανάρτησης κρέμεται από το όχημα μεταφοράς και ακουμπά στο έδαφος, ενώ 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 και η βύθιση διαρκεί 0.5 έως 3 λεπτά ανά μέτρο βάθους. Στη συνέχεια διακόπτεται η παροχή του υπό πίεση νερού στην αιχμή, διοχετεύεται νερό υπό κανονική πίεση στο άνω άκρο του δονητή και αρχίζει η φάση της συμπίκνωσης. Υπό την επίδραση των ταλαντώσεων του δονητή και ενώ το πρόσθετο νερό δρα σαν λιπαντικό, προκαλείται αναδιάταξη των κόκκων. Η συμπίκνωση βάθους ενός (1) μέτρου απαιτεί 3 έως 15 λεπτά και συνεπώς η ημερήσια απόδοση φτάνει μέχρι τις μία με τέσσερις οπές βάθους μέχρι 35 μέτρων, ανάλογα με το είδος του εδάφους. Το μέτρο της συμπίκνωσης φαίνεται από την προκαλούμενη βύθιση, η οποία έχει τη μορφή χοάνης στη θέση του δονητή και εκφράζει τη μείωση του όγκου του υπεδάφους. Οι υποχωρήσεις αυτές αντισταθμίζονται με τη συνεχή προσθήκη άμμου και χαλικιών, τα οποία αν έχουν κοκκομετρία ανάλογη με αυτή που λείπει από το έδαφος, τότε επιτυγχάνεται καλή σχετική πυκνότητα. Η μάζα του πρόσθετου εδάφους και η ενέργεια που καταναλώνει ο δονητής αποτελούν τους δείκτες για τη συμπίκνωση του εδάφους (Rübener & Stiegler, 1979).



Σχήμα 5.4: Διαδικασία της δονητικής μεθόδου (Hunt, 1986)

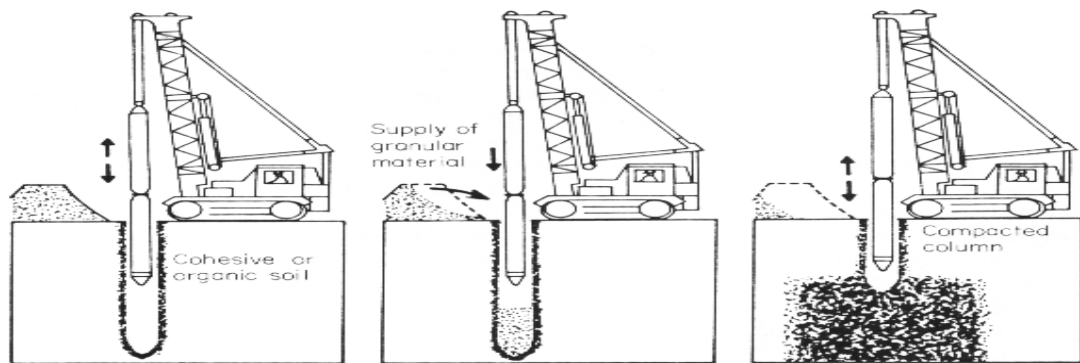
5.2.2.2 Μέθοδος κοπανίσματος και δημιουργία λιθοστηλών.

Η δονητική μέθοδος δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε λεπτόκοκκα εδάφη αργίλου και ιλύος, γιατί δεν είναι δυνατό να διαχωριστούν οι κόκκοι του υλικού και να δημιουργήσουν μια νέα διάταξη. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί μόνο με

επαναλαμβανόμενες καταπονήσεις, επειδή αυτές μπορούν να προκαλέσουν αμοιβαία μετάθεση και αναδιάταξη των κόκκων. Το επιδιωκόμενο αποτέλεσμα επιτυγχάνεται με την προσθήκη υλικού, κυρίως χαλίκια και σκύρα, με κοκκομετρία 20 έως 70 mm. Το υλικό αυτό ταλαντώνεται με την δόνηση του εδάφους και παράλληλα με την συμπύκνωση που προκαλείται, αυξάνεται η γωνία εσωτερικής τριβής, λόγω της αναδιάταξης των κόκκων και βελτιώνεται η διαπερατότητα, που διευκολύνει την εκροή του νερού των πόρων. Όλα αυτά έχουν ως αποτέλεσμα την αύξηση της αντοχής του εδάφους και τη μείωση των καθιζήσεων (Rübener & Stiegler).

Η μέθοδος αυτή διακρίνεται σε δύο περιπτώσεις ανάλογα με την περιεκτικότητα του εδάφους σε νερό (Σχήμα 5.5) (Rübener & Stiegler, 1979):

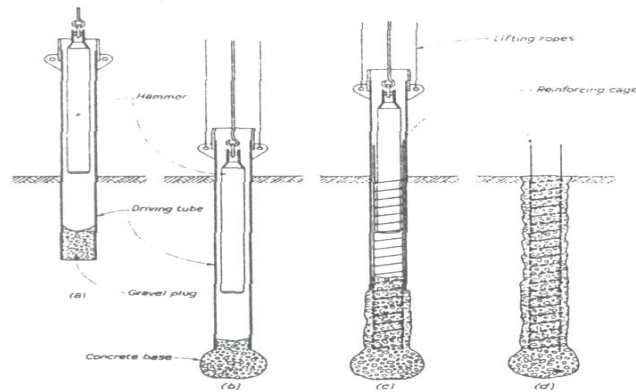
- α) Εδάφη με περιορισμένη περιεκτικότητα σε νερό: Στην περίπτωση αυτή η συσκευή μεταδίδει κραδασμούς στο έδαφος χωρίς να διοχετεύεται νερό. Όταν η είσοδος της συσκευής είναι αργή, οι δονήσεις δεν μπορούν να προκαλέσουν σημαντική πλαστικοποίηση του εδάφους και γι' αυτό το λόγο η σωλήνωση ανάρτησης εφοδιάζεται με έρμα, ώστε να αυξηθεί το βάρος της. Όταν ο δονητής φτάσει στο απαιτούμενο βάθος, έλκεται ξανά προς τα έξω. Επειδή η οπή δεν συγκρατείται από σωλήνωση και κινδυνεύει να κλείσει κατά την έξοδο της μηχανής, διοχετεύεται αέρας υπό πίεση από την αιχμή του δονητή. Ακολούθως, τοποθετούνται στην οπή πρόσθετα υλικά σε στρώσεις ύψους 1 m, τα οποία συμπυκνώνονται και εκτοπίζονται πλευρικά, ανάλογα με την επιδεκτικότητα του εδάφους. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται μέχρι να γεμίσει και κοπανιστεί όλη η οπή.
- β) Εδάφη με μεγάλη περιεκτικότητα σε νερό: Στην αρχή ο δονητής βυθίζεται, ενώ διοχετεύεται νερό από την αιχμή του. Με αυτό τον τρόπο 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 παραπάνω τρόπο (περίπτωση α). Έτσι δημιουργούνται λιθοστήλες στο έδαφος από κάτω προς τα πάνω. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι σκύρα και χαλίκια μαζί με πολύ συνεκτικού εδάφους, που παίζει το ρόλο κονιάματος και η στήλη αποκτά σημαντική αντοχή.



Σχήμα 5.5: Δημιουργία λιθοστήλων (Hunt, 1986)

Εκτός από τις παραπάνω μεθόδους, που σήμερα χρησιμοποιούνται σε μεγάλη έκταση, εφαρμόζονται και παλαιότερες, όπως η μέθοδος Franki, η αρχή της οποίας είναι η εξής: ένας σωλήνας με παχύ τοίχωμα, αιχμή από χάλυβα ή σκυρόδεμα, που είναι εφοδιασμένος με ενισχυτικό δακτύλιο στην κεφαλή και είναι κλειστός από κάτω, μπήγεται στο έδαφος. Για να επιτευχθεί η έμπηξη στο έδαφος, χρησιμοποιείται δηζελοκίνητος πασσαλοπήκτης σε ειδικό γερανό, που κινείται με ερπύστριες. Το μηχάνημα διαθέτει επιπλέον μηχανισμό εξολκύνσεων και συγκρότημα διάστρωσης σκυροδέματος. Όταν η σωλήνωση προώθησης φτάσει στο επιθυμητό βάθος, ανασύρεται ο πασσαλοπήκτης και στο εσωτερικό διοχετεύεται πλαστικό σκυρόδεμα, το οποίο συμπυκνώνεται με τη βοήθεια δονητή μάζας. Συγχρόνως ο σωλήνας ανασύρεται από το έδαφος μέσω λαβίδων με τέτοια βραδύτητα, ώστε το σκυρόδεμα να προσκολλάται σε ικανοποιητικό βαθμό στο έδαφος ή να εισχωρεί σε αυτό. Έτσι, στο έδαφος δημιουργείται ένας πάσσαλος από σκυρόδεμα με τραχεία επιφάνεια και διάμετρο μεγαλύτερη από αυτήν του σωλήνα. Ο κλωβός οπλισμού συνδέεται πριν την έμπηξη με την αιχμή ή τοποθετείται αμέσως πριν από τη διάστρωση του σκυροδέματος. Συνήθως κατασκευάζονται πάσσαλοι διαμέτρου $d = 30$ έως 50 cm, με μέγιστη επιτρεπόμενη φόρτιση $Q = 1500$ kN σε θλίψη και $Q = 800$ kN σε εφελκυσμό (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Έτσι με τη μέθοδο Franki, κατασκευάζονται στήλες από πρόσθετο υλικό και συνεκτικό έδαφος στο εσωτερικό του εδάφους θεμελίωσης, με τη χρήση σκύρων ή χαλικιών, αντικαθιστώντας το σκυρόδεμα (Σχήμα 5.6). Η συμπύκνωση του εδάφους γίνεται σε δύο στάδια: αρχικά κατασκευάζονται οι κύριοι πάσσαλοι διαμέτρου 50 έως 60 cm σε αποστάσεις 2.50 έως 3.0 m, οι οποίοι περατώνονται 2.0 έως 3.0 m πάνω από το ανθεκτικό έδαφος και στη συνέχεια οι ενδιάμεσες περιοχές συμπυκνώνονται με παρόμοιους πασσάλους από αμμοχάλικο.



Σχήμα 5.6: Πάσσαλοι Franki (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Οι λιθοστήλες που δημιουργούνται με μια από τις προηγούμενες μεθόδους συμπίκνωσης σε βάθος, χρησιμεύουν τόσο στην αύξηση της αντοχής και τον περιορισμό των καθιζήσεων, όσο και στην αύξηση της ευστάθειας πρανών, τη βελτίωση της σταθερότητας των αγκυρώσεων και στην αύξηση της εφελκυστικής δύναμης στις εφελκυσόμενες αγκυρώσεις.

Το επιφανειακό κοπάνισμα μπορεί να βελτιώσει την αντοχή του εδάφους, όταν κάτω από τη στάθμη έδρασης υπάρχουν συνεκτικά εδάφη με μικρή αντοχή. Έτσι, κατασκευάζεται λιθοσκελετός από σωρούς λίθων με ακμή 20 έως 50 cm, οι οποίοι κοπανίζονται με επιφανειακό δονητή βάρους μέχρι 200 kN, που αναρτάται σε εκσκαφέα. Οι κραδασμοί του δονητή, που μεταφέρονται στους λίθους μέσω στερεής σχάρας, προκαλώντας μείωση της εσωτερικής τριβής, έχουν ως αποτέλεσμα τη βύθισή τους στο μαλακό έδαφος, που εκτοπίζεται και ανασηκώνεται. Η μέθοδος εφαρμόζεται μέχρις ότου δεν είναι δυνατή η βύθιση άλλων λίθων. Έτσι δημιουργείται ένας αρκετά ισχυρός και ανθεκτικός λιθοσκελετός, με συσσωμάτωση εδαφικού υλικού, που δεν επιτρέπει σημαντικές καθιζήσεις (Rübener & Stiegler, 1979).

5.2.3 Αποστράγγιση

Στα μαλακά συνεκτικά ή οργανικά εδάφη τα φορτία της κατασκευής δημιουργούν πιέσεις στο νερό των πόρων, που μειώνονται με πολύ αργό ρυθμό εξαιτίας της περιορισμένης διαπερατότητας αυτών των εδαφών. Οι σημαντικές συνολικές καθιζήσεις αναπτύσσονται μετά από χρόνια. Εξαιτίας της αργής ανάπτυξής τους, το μέγεθος των συνολικών καθιζήσεων, δεν αποτελεί μεγάλο πρόβλημα σε δομικά έργα με μικρή ευαισθησία στην καμπτική καταπόνηση.

Η μείωση της πίεσης του νερού των πόρων και επομένως και η ταχύτητα ανάπτυξης των συνολικών καθιζήσεων εξαρτώνται από τη διαπερατότητα του εδάφους και τον δρόμο εκροής που πρέπει να διατρέξει το νερό. Οι χρόνοι καθιζήσεων μειώνονται σημαντικά με την εγκατάσταση κατακόρυφων στραγγιστηρίων σε μικρές αποστάσεις, που προσφέρουν στο υπό πίεση νερό το συντομότερο δρόμο εκροής και μέσω αυτών μπορεί το νερό να φτάσει σε ανώτερες ή κατώτερες στρώσεις μεγαλύτερης διαπερατότητας. Με τον τρόπο αυτό συνήθως οι καθιζήσεις παίρνουν την τελική τους τιμή σε ένα χρόνο. Λόγω της πυκνής διάταξης των στραγγιστηρίων παρατηρείται αύξηση της διατμητικής αντοχής, που οφείλεται στην αύξηση της συνοχής και της γωνίας εσωτερικής τριβής. Το γεγονός αυτό επιβάλλει την ανάληψη του φορτίου των επιχώσεων από την υδατική πίεση για να μην εμφανιστούν φαινόμενα θραύσης και τελικά αστοχία από διάτμηση των στραγγιστηρίων, με αποτέλεσμα την αδυναμία της λειτουργίας τους.

Διακρίνονται δύο μέθοδοι ανάλογα με το έδαφος (Rübener & Stiegler, 1979):

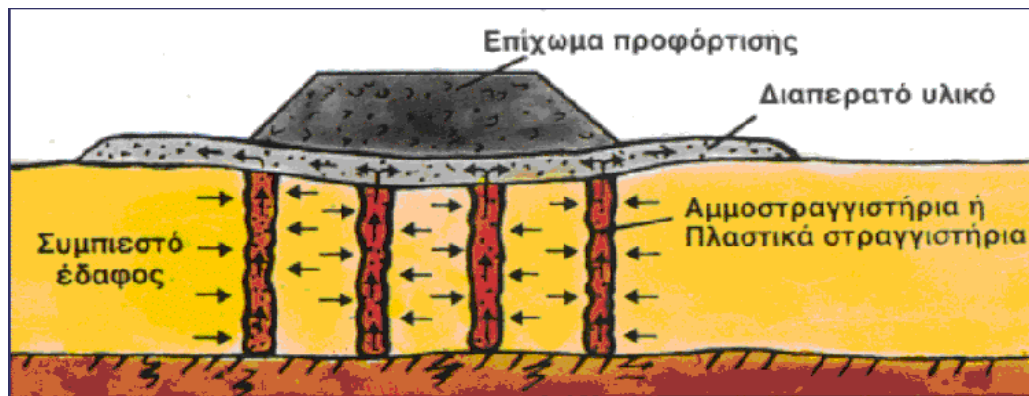
- α) Κατακόρυφα αμμοστραγγιστήρια: Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει τη διάνοιξη οπών μέχρι το διαπερατό υπέδαφος ή μέχρι το ανθεκτικό έδαφος. Εφαρμόζονται μέθοδοι γεώτρησης με ή χωρίς έκπλυση (υδραυλική υποσκαφή), κρουστικές και δονητικές μέθοδοι. Επειδή η τοποθέτηση του φίλτρου από άμμο δεν είναι δυνατή χωρίς κενά και χωρίς φωλιές εδαφικού υλικού, επιλέγονται μεγάλες διάμετροι 200 έως 270 mm. Όταν τα βάθη είναι μικρότερα από 5.0 m, τα αμμοστραγγιστήρια πρέπει να απέχουν 2.50 m, ενώ σε μεγαλύτερα βάθη η απόσταση μεταξύ των αμμοστραγγιστηρίων είναι 2.0 m. Όταν η επίχωση δεν αποτελείται από κοκκώδες εδαφικό υλικό, οι απολήξεις των στραγγιστηρίων στην επιφάνεια καλύπτονται με μια οριζόντια στρώση φίλτρου πάχους 30 cm που επιτρέπει την πλευρική διαφυγή του νερού (Σχήμα 5.7).

Από όλες τις μεθόδους γεώτρησης πιο κατάλληλη είναι η υδραυλική υποσκαφή κατά την οποία στο κατώτερο άκρο της σωλήνωσης εξέρχεται το νερό με πίεση 3 έως 4 bar από τρία ακροφύσια, που είναι τοποθετημένα λοξά προς τα πάνω. Ένας περιμετρικός σωλήνας ύψους 1.0 m με εγκοπές διευκολύνει την διοχέτευση του νερού προς τα πάνω, το οποίο χαλαρώνει και θρυμματίζει τα γυμνά τοιχώματα, ώστε η άμμος που θα τοποθετηθεί αργότερα να αποκτήσει άμεση επαφή με τις εδαφικές στρώσεις. Οι οπές της γεώτρησης που είναι γεμάτες νερό διατηρούνται ολόκληρες μέρες χωρίς σωλήνωση.

Η μέθοδος ξηρής γεώτρησης δεν είναι τόσο διαδεδομένη λόγω του μεγάλου κόστους και της χαμηλής απόδοσης, αποκτά όμως ενδιαφέρον αν χρησιμοποιηθούν γεωτρήματα που είναι προσαρμοσμένα σε οχήματα και με πλήρη μηχανοποίηση. Όταν χρησιμοποιείται κρουστικό γεωτρήπανο, βυθίζεται ένας σωλήνας με αιχμή που εγκαταλείπεται στο έδαφος, ενώ 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 λειτουργικά μειονεκτήματα του αμμοστραγγιστηρίου.

- β) Στραγγιστήρια από χαρτονένιους σωλήνες – Μέθοδος Kjellmann: Η μέθοδος αυτή στηρίζεται στην ίδια αρχή με τα αμμοστραγγιστήρια. Όμως, αντί των αμμοστραγγιστηρίων χρησιμοποιούνται λωρίδες πλάτους 100 mm και πάχους 4 mm από ειδικό μαλακό αναρροφητικό χαρτί. Οι λωρίδες περικλείουν δύο τριχοειδείς σωλήνες, που είναι γεμάτοι με νήματα γιούτας και έχουν διατομή 3 mm². Κατά τη μέθοδο Franki – Kjellmann, οι λωρίδες βυθίζονται στο έδαφος με κοίλο διατρητικό 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, ενώ τα πάχη των εδαφικών στρώσεων φτάνουν μέχρι και τα 20m. Η ελαστικοφόρος διατρητική συσκευή είναι μεγάλη και ο χειρισμός της είναι δύσκολος σε μαλακό έδαφος. Η μέθοδος εφαρμόζεται σε περιπτώσεις που η εκσκαφή των ελωδών εδαφών είναι αντιοικονομική ή είναι τεχνικά αδύνατη η μέθοδος του κοπανίσματος.

Τα συνεκτικά εδάφη είναι δυνατό να αποστραγγιστούν είτε με άντληση είτε με την ηλεκτροοσμωτική μέθοδο, όταν είναι πολύ λεπτόκοκκα. Οι μέθοδοι αυτές χρησιμοποιούνται κυρίως για τη διαρκή συγκράτηση του νερού κατά τη διάρκεια της κατασκευής, παρά για τη βελτίωση των εδαφών.



Σχήμα 5.7: Κατακόρυφα στραγγιστήρια (Καββαδάς, 2000)

5.2.4 Θερμικές μέθοδοι

Οι θερμικές μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους είναι ιδιαίτερα κατάλληλες μόνο για ορισμένα είδη εδαφών. Υπάρχουν δύο βασικές θερμικές μέθοδοι (Rübener & Stiegler, 1979):

- Μέθοδος ψύξης και παγοποίησης του νερού στο έδαφος. Η μέθοδος αυτή έχει ως σκοπό, να αποκτήσουν οι εδαφικοί κόκκοι στερεή σύνδεση, να σταθεροποιηθούν και να γίνουν αδιαπέρατοι οι κενοί χώροι. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται κυρίως στα μεταλλευτικά έργα, όταν χρειαστεί να διασχίσουν στρώματα υγρής λεπτόκοκκης άμμου και έχει προσωρινά αποτελέσματα, δηλαδή η βελτίωση του εδάφους διαρκεί όσο και η ψύξη. Θα μπορούσε να χαρακτηριστεί βοηθητική κατασκευαστική μέθοδος για την διάνοιξη σηράγγων, στοών και για την εξασφάλιση ορυγμάτων.
- Μέθοδος θέρμανσης και ξήρανσης του εδάφους. Στη μέθοδο αυτή, που προκαλεί μόνιμη βελτίωση των εδαφικών ιδιοτήτων, ακόμη και η μεταγενέστερη ύγρανση του εδάφους δεν μπορεί να μεταβάλλει τις ιδιότητές του. Χρησιμοποιείται κυρίως για τη βελτίωση μη κορεσμένων Loess (αιολική γη) και ιλύων, που είναι επιρρεπείς σε καθιζήσεις όταν διαβραχούν. Η αρχή της μεθόδου είναι η εξής: στο έδαφος μεταφέρεται το καύσιμο και εκεί γίνεται η καύση. Η στερεοποίηση γίνεται σε δύο φάσεις που αντιστοιχούν σε δύο περιοχές θερμοκρασιών. Στην αρχή η εξάτμιση του νερού των πόρων ξηραίνει το έδαφος (αποξήρανση) και οι προκαλούμενες τριχοειδείς τάσεις μειώνουν τον όγκο των πόρων, με αποτέλεσμα τη συρρίκνωση. Η επιπλέον αύξηση της θερμοκρασίας μετά τους 400 °C προκαλεί χημική και ορυκτολογική μεταβολή των εδαφικών μορίων, η οποία δημιουργεί την στερεοποίηση του εδάφους. Κατά τη μέθοδο αυτή η θερμότητα μεταβιβάζεται από

τα τοιχώματα της γεώτρησης προς το περιβάλλον κυρίως με ροή και με μεταφορά θερμότητας. Με τον παραπάνω τρόπο σχηματίζονται τρεις ζώνες διαφορετικής στερεοποίησης από μέσα προς τα έξω.

Η μείωση του όγκου κατά τη ξήρανση προκαλεί περιορισμό των καθιζήσεων, ενώ οι συνέπειες μιας νέας ύγρανσης είναι περιορισμένες. Η πυράκτωση στις μεγάλες θερμοκρασίες δεν προκαλεί άλλες μεταβολές, εκτός από την μείωση του όγκου, οι οποίες έγιναν στο όριο συρρίκνωσης, ενώ οι αντοχές αυξάνονται σημαντικά. Τόσο η θερμοκρασία όσο και η διάρκεια της επίδρασης (διάρκεια καύσης) είναι καθοριστικές για τις μόνιμες αυξήσεις της αντοχής.

5.2.5 Σταθεροποίηση με ενέσεις

Όλες οι μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους που προαναφέρθηκαν είναι δυνατό να εφαρμοστούν μόνο πριν την κατασκευή του έργου λόγω των αναπόφευκτων καθιζήσεων κατά την εφαρμογή τους. Επίσης υπάρχουν όρια απόστασης του σημείου εφαρμογής τους από το δομικό έργο, ενώ ιδιαίτερη σημασία έχουν οι κραδασμοί που προκαλούν μερικές από αυτές (Rübener & Stiegler, 1979).

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. Με αυτό τον τρόπο το νερό των πόρων εκτοπίζεται, ο χώρος των πόρων γεμίζει, η πήξη των ρευστών υλών συμπυκνώνει τον εδαφικό ιστό με αποτέλεσμα τη μείωση της συμπιεστότητας και την αύξηση της διατμητικής αντοχής. Δημιουργείται έτσι ένα εδαφικό υλικό με αυξημένη αντοχή. Ως ενέματα χρησιμοποιούνται διαλύματα, αιωρήματα και γαλακτώματα ανάλογα με το είδος του εδάφους. Οι ενέσεις σε ρηγματωμένα βραχώδη πετρώματα αποτελούνται από σχετικά χονδρόκοκκα αιωρήματα τσιμέντου –άμμου και τσιμέντου –αργίλου, ενώ σε χαλαρά πετρώματα απαιτούνται ενέματα προσαρμοσμένα στο είδος του εδάφους και αποσκοπούν είτε στη σταθεροποίηση είτε στη στεγάνωση. Οι ενέσεις τόσο σε ρηγματωμένα, όσο και σε χαλαρά πετρώματα αποσκοπούν στη στεγανοποίηση και τη σταθεροποίηση. Επειδή το βάθος διείσδυσης του ενέματος εξαρτάται από τη διαπερατότητα του εδάφους, το μέγεθος και τις αμοιβαίες συνδέσεις των πόρων, το ιξώδες και το μέγεθος των σωματιδίων του αιωρήματος, έχουν σημαντικό ρόλο. Έτσι αιωρήματα τσιμέντου χρησιμοποιούνται μόνο σε χαλικώδη εδάφη ή χονδρόκοκκες άμμους με ελάχιστη διάμετρο κόκκου 0.8 mm. Στις χαμηλότερες κοκκομετρικές

περιοχές χρησιμοποιούνται χημικά διαλύματα. Όταν αυξάνεται το ιξώδες, μειώνεται το βάθος είσδυσης του ενέματος, το έδαφος φορτίζεται από την υδροστατική πίεση και χάνει την διαπερατότητα του. Η άψογη εκτέλεση βελτιώσεων του εδάφους με ενέσεις προϋποθέτει ακριβή γνώση του εδάφους. Η σχετική πυκνότητα, το πάχος, η σύνθεση, η διαπερατότητα και η περιεκτικότητα σε νερό αποτελούν παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή της μεθόδου και τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες (Rübener & Stiegler, 1979).

5.2.5.1 Αιωρήματα

Τα αιωρήματα είναι ρευστά μέσα στα οποία αιωρούνται λεπτότατα σωματίδια άλλου υλικού και διατηρούνται στην κατάσταση αυτή για ένα ορισμένο χρονικό διάστημα. Συνήθως παρασκευάζονται αιωρήματα τσιμέντου, μπεντονίτη και τσιμέντου – αργίλου. Το ποσοστό του νερού στα αιωρήματα τσιμέντου είναι μεγαλύτερο από την ποσότητα που απαιτείται για την ενυδάτωση του τσιμέντου. Το νερό δεν είναι δυνατό να καταναλωθεί από την πήξη του τσιμέντου, όμως φιλτράρεται και οι πόροι τμηματικά γεμίζουν (Rübener & Stiegler, 1979).

Τα θιξοτροπικά αιωρήματα, που παρασκευάζονται από μπεντονίτη και νερό, είναι σε πηκτή κατάσταση όταν ηρεμούν, ενώ μόλις κινηθούν γίνονται ρευστά. Αυτά τα κολλοειδή πηγμάτα χρησιμοποιούνται για στεγανοποιήσεις, επειδή παρουσιάζουν κάποια αντίσταση. Δεν προσφέρονται για σταθεροποίηση του εδάφους, ενώ σταθεροποιούν τα αιωρήματα τσιμέντου.

5.2.5.2 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. Όταν αναμιχθούν δύο κατάλληλα διαλύματα είναι δυνατό να συμβούν βραδύτερες ή ταχύτερες χημικές αντιδράσεις, που είναι κατάλληλες για τις χημικές ενέσεις, οι οποίες έχουν ιδιαίτερη σημασία για τις υποθεμελιώσεις και τις υποστηρίξεις κτιρίων (Rübener & Stiegler, 1979).

Ο χώρος που θα εκταθεί το ένεμα μπορεί να περιοριστεί με σανίδες ή ελαφρές πασσαλοσανίδες. Με τον τρόπο αυτό σταθεροποιείται η περιοχή σηράγγων και αποφεύγονται δευτερογενείς καθιζήσεις.

Το στερεοποιημένο εδαφικό υλικό μοιάζει ως προς τη δομή και τη λειτουργία του με το σκυρόδεμα. Επειδή η αντοχή του πηγμάτος είναι χαμηλότερη από την αντοχή του

βελτιωμένου εδάφους, η θλιπτική καταπόνηση μεταφέρεται στον εδαφικό ιστό, ενώ το πήγμα διατηρεί τους κόκκους στη θέση τους (Rübener & Stiegler, 1979).

5.2.5.3 Γαλακτώματα

Τα γαλακτώματα είναι ασταθή ετερογενή συστατικά, τα οποία αποτελούνται από μια υγρή φάση, το διαλυτικό μέσο και ένα ρευστό κατανεμημένο σε λεπτά σταγονίδια (ασφάλτιο), που διατηρούνται σταθερά με τη βοήθεια σταθεροποιητικού. Με τον τρόπο αυτό είναι δυνατή η μεταφορά του ασφάλτιου σε λεπτότατη κατανομή. Στο έδαφος το γαλάκτωμα ‘πήζει’ καθώς αρχίζει η δράση του πηκτικού και το ρευστό καθιζάνει. Τα ασφαλτικά γαλακτώματα είναι κατάλληλα για στεγανοποιήσεις, όχι όμως και για σταθεροποιήσεις λόγω της πλαστικότητάς τους (Rübener & Stiegler, 1979).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

6.1 Εισαγωγή

Τα τεχνικά έργα προκαλούν αλλαγές στο εντατικό πεδίο των περιβαλλόντων πετρωμάτων. Για την κατανόηση των φαινομένων που σχετίζονται με τη δημιουργία των έργων αυτών, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός των δυνάμεων, των τάσεων, των μετατοπίσεων καθώς και των ανηγμένων παραμορφώσεων σε φυσικά υλικά κάτω από δεδομένες συνθήκες (Αγιουτάντης, 2002).

Τα τελευταία χρόνια η αλματώδης εξέλιξη των υπολογιστών έδωσε μια σημαντική ώθηση στις αριθμητικές μεθόδους επίλυσης (numerical methods). Οι αριθμητικές μέθοδοι επιλύουν τα προβλήματα λαμβάνοντας υπόψη χαρακτηριστικές ιδιότητες, όπως η ανομοιογένεια, η μη γραμμικότητα του υλικού μέσου, οι πολύπλοκες αρχικές συνθήκες τάσεων, η τυχαία γεωμετρία και οι ασυνέχειες, η μεταβλητότητα με το χώρο και τον χρόνο των ιδιοτήτων και διάφορους άλλους παράγοντες (Βαλαλάς, 1981).

6.2 Γενικά για τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων

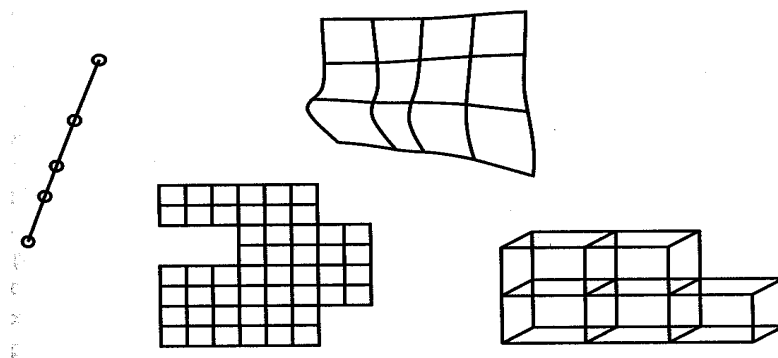
Ο μηχανικός προσπαθεί να κατανοήσει τα προβλήματα αναλύοντας το σύστημα στα στοιχεία του, οπότε η συμπεριφορά του καθένα ξεχωριστά είναι πιο εύκολα κατανοητή και στη συνέχεια συνθέτοντας και θεωρώντας ολόκληρο το σύστημα μελετά τη γενική συμπεριφορά (Βαλαλάς, 1981). Τα πεπερασμένα στοιχεία χρησιμοποιούνται από τους μηχανικούς για την επίλυση τέτοιων προβλημάτων, που έχουν περίπλοκη γεωμετρία, ιδιότητες και συνοριακές συνθήκες, που είναι αδύνατον να επιλυθούν με αναλυτικές μεθόδους. Η αναλυτική επίλυση ενός προβλήματος βασίζεται στην ανάπτυξη ενός μαθηματικού μοντέλου το οποίο μπορεί να αποδώσει τις ζητούμενες μεταβλητές σε οποιοδήποτε σημείο του υπό ανάλυση σώματος. Η επίλυση αυτή μπορεί να γίνει όμως μόνο σε απλά προβλήματα.

Η επίλυση των προβλημάτων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων γίνεται έχοντας ως αρχή τα εξής (Αγιουτάντης, 2002):

- Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μια αριθμητική μέθοδος επίλυσης διαφορικών εξισώσεων σε συγκεκριμένο πεδίο ορισμού και με συγκεκριμένους περιορισμούς.
- Το πεδίο ορισμού των εξισώσεων απαιτεί συνεχή μέσα. Όταν πρέπει να συμπεριληφθούν ασυνέχειες στην περιγραφή του μέσου, τότε χρησιμοποιούνται ειδικά στοιχεία ασυνεχειών, που ενώ εξασφαλίζουν μια μαθηματική συνέχεια με το υπόλοιπο μέσο, χαρακτηρίζονται από μια χαλαρότητα σε σχέση με τα συνήθη στοιχεία.
- Στην περίπτωση επίλυσης προβλημάτων μηχανικής είναι δυνατόν να δοθεί μια γεωμετρική περιγραφή της διαφορικής εξίσωσης που περιγράφει το πρόβλημα.
- Η καταστατική εξίσωση συμπεριφοράς του υλικού, η οποία επιλέγεται στο συγκεκριμένο μέσο, συνδέει το αίτιο (π.χ. δύναμη, τάση) με το αποτέλεσμα (π.χ. μετατόπιση, παραμόρφωση), που αποτελεί και το άγνωστο μέγεθος.

Βασική ιδέα

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων γίνεται κατανοητή με το εξής παράδειγμα. Έστω ένα σώμα του οποίου ζητείται να βρεθεί η κατανομή μιας άγνωστης μεταβλητής, όπως είναι η μετατόπιση, τότε, το σώμα θα πρέπει να διαιρεθεί σε σύνολο μικρότερων γεωμετρικών μορφών (Σχήμα 6.1), δηλαδή σε στοιχεία (elements). Τα στοιχεία αυτά είναι συνδεδεμένα μεταξύ τους σε συγκεκριμένα σημεία, τους κόμβους (nodes). Αυτή η διαδικασία της διαίρεσης του μέσου σε μικρότερα στοιχεία ή τμήματα ονομάζεται διακριτοποίηση (Αγιουτάντης, 2002).



Σχήμα 6.1: Διακριτοποίηση σώματος (Αγιουτάντης, 2002)

Ο αριθμός και το είδος των στοιχείων που επιλέγονται για να περιγράψουν το σώμα καθορίζουν την επίδραση της ζητούμενης άγνωστης μεταβλητής σε κάθε στοιχείο και η επίδραση αυτή γίνεται με κάποιο προκαθορισμένο τρόπο. Η κατανομή της άγνωστης μεταβλητής στη μάζα του σώματος προσεγγίζεται ικανοποιητικά αν αυτό έχει διακριτοποιηθεί σωστά (Καλογήρου, 2003).

Η κατανομή των μεταβλητών σε κάθε στοιχείο ορίζεται από μαθηματικές σχέσεις, όπως είναι οι τριγωνομετρικές και οι πολυωνυμικές συναρτήσεις, οι οποίες χρησιμοποιούνται περισσότερο γιατί είναι απλός και εύχρηστος ο μαθηματικός τους χειρισμός και μπορούν να αποδώσουν με αρκετή ακρίβεια τις μετατοπίσεις των κόμβων (Καλογήρου, 2003).

Οι εξισώσεις ισορροπίας που διέπουν κάθε στοιχείο υπολογίζονται με βάση τη μέθοδο των μετατοπίσεων και σχηματίζεται ένα σύστημα εξισώσεων, που περιγράφει τη συμπεριφορά όλων των στοιχείων του σώματος. Το σύστημα αυτό των εξισώσεων έχει τη μορφή:

$$[K] \cdot \{U\} = \{F\} \quad (6.1)$$

όπου:

$[K]$ = το μητρώο ακαμψίας του σώματος

$\{U\}$ = το διάνυσμα των αγνώστων μετατοπίσεων στους κόμβους

$\{F\}$ = οι δυνάμεις που ασκούνται στους κόμβους.

Όπως είναι φανερό, η επίλυση της παραπάνω εξίσωσης ως προς το διάνυσμα των μετατοπίσεων θα δώσει τις τιμές των αγνώστων μεταβλητών. Όμως για να γίνει αυτό θα πρέπει να οριστούν οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόζονται στο σώμα και στη συνέχεια να πραγματοποιηθεί η αναστροφή του μητρώου ακαμψίας, που είναι όμως μια δύσκολη διαδικασία, λόγω του ότι απαιτείται μεγάλος αριθμός εξισώσεων για να περιγραφεί ο μεγάλος αριθμός κόμβων. Τα τελευταία χρόνια με την ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και τη δημιουργία ειδικών μαθηματικών μεθόδων έχει γίνει εφικτή η επίλυση αυτών των εξισώσεων σε ικανοποιητικά χρονικά όρια (Καλογήρου, 2003).

Με την επίλυση της εξίσωσης και της εύρεση των αγνώστων μετατοπίσεων για κάθε κόμβο γίνεται εύκολος ο υπολογισμός των παραμορφώσεων και στη συνέχεια των

τάσεων στα στοιχεία και τελικά γίνεται ο υπολογισμός των παραμορφώσεων και των τάσεων σε όλο το σώμα (Καλογήρου, 2003).

6.3 Διαδικασία της μεθόδου

Η διαδικασία που ακολουθείται σε μια ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων σε κάποιο λογισμικό πακέτο αποτελείται από τα εξής στάδια (Spyrakos, 1996):

- Την προ-επεξεργασία, που αποτελεί το βασικότερο μέρος του ορισμού από το χρήστη των παραμέτρων της ανάλυσης. Σε αυτό το στάδιο γίνεται η διακριτοποίηση και η δημιουργία του προς ανάλυση μοντέλου. Γίνεται η εισαγωγή των εξισώσεων που διέπουν τους κόμβους, με την κατάλληλη επιλογή των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν και στο τέλος εισάγονται τα χαρακτηριστικά των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν και οι συνοριακές συνθήκες.
- Την επεξεργασία, που αποτελεί το μαθηματικό μέρος της μεθόδου και εκτελείται κυρίως από τον ηλεκτρονικό υπολογιστή με τη βοήθεια του λογισμικού. Γίνεται ο υπολογισμός των μητρώων και των διανυσμάτων κάθε στοιχείου χωριστά και στη συνέχεια πραγματοποιείται η σύνδεση των επιμέρους πινάκων και διανυσμάτων, ώστε να δημιουργηθούν οι εξισώσεις που περιγράφουν όλο το μοντέλο. Από τις εξισώσεις αυτές δημιουργείται το μητρώο ακαμψίας και τα διανύσματα όλου του μοντέλου. Εισάγονται οι συνοριακές συνθήκες που επιδρούν στο μοντέλο και στο τελευταίο μέρος του σταδίου πραγματοποιείται η επίλυση των εξισώσεων και η εύρεση των άγνωστων μεταβλητών στους κόμβους.
- Την μετα-επεξεργασία, κατά την οποία γίνεται η επεξεργασία των αποτελεσμάτων για να παρασταθούν στο μοντέλο οι τάσεις και οι παραμορφώσεις, τόσο με αριθμητικές τιμές όσο και με γραφικές παραστάσεις.

6.4 Ανάλυση σταδίων

6.4.1 Διακριτοποίηση

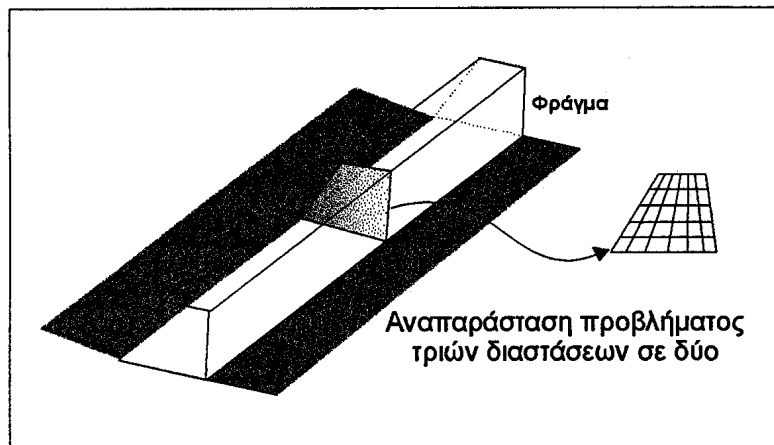
Το πρώτο βήμα στη διαδικασία της ανάλυσης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων είναι η διακριτοποίηση. Σκοπός της είναι η διαίρεση του υπό εξέταση

σώματος σε μικρότερα στοιχεία με τέτοιο τρόπο, ώστε η άγνωστη μεταβλητή να προσεγγίζεται ικανοποιητικά στη μάζα του σώματος.

6.4.2 Γεωμετρική απλοποίηση –συμμετρία

Το μοντέλο που θα δημιουργηθεί στο στάδιο της διακριτοποίησης θα πρέπει να προσφέρει την καλύτερη δυνατή ακρίβεια, στο μικρότερο δυνατό χρόνο. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση απλοποιημένης γεωμετρίας και συμμετρίας στο μοντέλο.

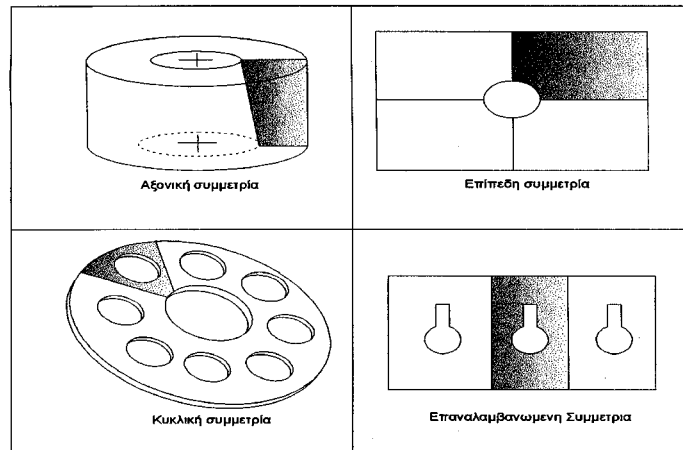
Στην πραγματικότητα όλα τα σώματα και οι κατασκευές αποτελούνται από τρεις διαστάσεις. Όμως, για λόγους απλότητας προβλήματα τριών διαστάσεων μπορούν να αναχθούν στο επίπεδο με μικρή μείωση της ακρίβειας της ανάλυσης (Σχήμα 6.2). Αν η γεωμετρία του σώματος και τα φορτία που ασκούνται σε αυτό μπορούν να παρασταθούν σε ένα επίπεδο, τότε το πρόβλημα μπορεί να μοντελοποιηθεί σε δύο διαστάσεις. Τέτοια σώματα είναι αυτά που διαθέτουν μια μεγάλη διάσταση σε σχέση με τις άλλες και σε αυτή τη διάσταση η γεωμετρία και τα φορτία που ασκούνται δεν μεταβάλλονται σημαντικά. Η ανάλυση αυτών μπορεί να γίνει με τη μοντελοποίηση σε επίπεδη τάση ή επίπεδη παραμόρφωση.



Σχήμα 6.2: Αναπαράσταση προβλήματος τριών διαστάσεων σε δύο (Fagan, 1996)

Εκτός από τη γεωμετρική απλοποίηση του σώματος υπάρχει και η απλοποίηση λόγω της συμμετρίας. Υπάρχουν τέσσερα είδη συμμετρίας που συναντώνται σε προβλήματα μηχανικής, η αξονική, η επίπεδη, η κυκλική και η επαναλαμβανόμενη (Σχήμα 6.3). Αν η γεωμετρία του σώματος και οι εξωτερικοί παράγοντες, όπως είναι τα φορτία που δέχεται το σώμα, παρουσιάζουν κάποιο από αυτά τα είδη συμμετρίας, τότε μπορεί να αναλυθεί εκείνο το μέρος του σώματος που παρουσιάζει τη συμμετρία.

Προσοχή πρέπει να δοθεί στις συνοριακές συνθήκες που επιβάλλονται στο μέρος του σώματος που αναλύεται έτσι ώστε να αντικατοπτρίζεται πραγματικά η συμμετρία του σώματος (Fagan, 1996).

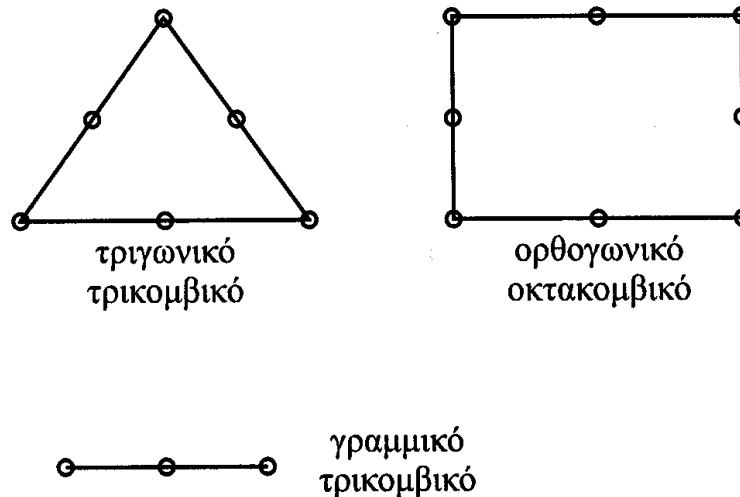


Σχήμα 6.3: Είδη συμμετρίας (Fagan, 1996)

6.4.3 Είδη στοιχείων

Απαραίτητο στοιχείο για την εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων είναι η διακριτοποίηση, ή η διαίρεση του μέσου σε στοιχεία ή τμήματα με τη βοήθεια ιδεατών γραμμών ή επιφανειών. Τα στοιχεία αυτά στα οποία διαιρείται το μέσο αποτελούνται από δύο ή περισσότερους κόμβους, οι οποίοι συνδέονται με καμπύλα ή ευθύγραμμα τμήματα. Οι κορυφές των στοιχείων ορίζουν τους κόμβους του πλέγματος ή καννάβου διακριτοποίησης του προβλήματος (Αγιουτάντης, 2002).

Τα στοιχεία αυτά μπορεί να είναι μονοδιάστατα ή γραμμικά, τριγωνικά, ορθογωνικά ή γενικότερα τετραπλευρικά (quadrilateral) σε δύο διαστάσεις, πυραμοειδή και πρισματικά (τρισδιάστατα). Οι πιο απλές μορφές στοιχείων είναι αυτές στις οποίες ο αριθμός των κόμβων των στοιχείων είναι ίσος με τον αριθμό των πλευρών, όπως είναι τα τριγωνικά και τρικομβικά στοιχεία, τα τετραπλευρικά και τετρακομβικά στοιχεία και άλλα. Υπάρχουν όμως και στοιχεία που περιγράφονται από παραπάνω κόμβους, όπως είναι τα τριγωνικά και εξακομβικά στοιχεία, τα τετραπλευρικά και οκτακομβικά στοιχεία (Σχήμα 6.4) (Αγιουτάντης, 2002).



Σχήμα 6.4: Είδη στοιχείων (Αγιουτάντης, 2002)

6.4.4 Χαρακτηριστικά της διαίρεσης του πεδίου

Για την επιτυχή προσομοίωση της συμπεριφοράς ενός σώματος με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων σημαντικό ρόλο παίζει η κατάλληλη διαίρεση του σώματος σε επιμέρους τμήματα. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει τις εξής παραμέτρους (Αγιουτάντης, 2002):

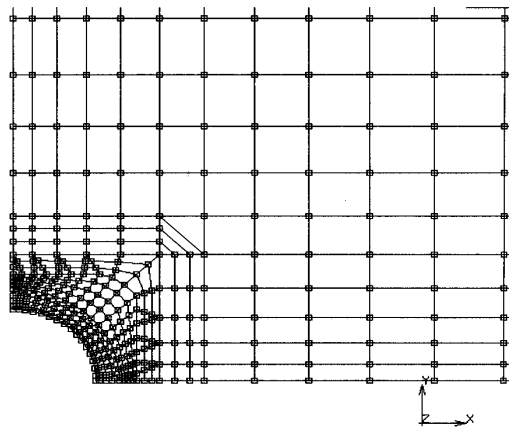
- ο Την επιλογή της γεωμετρικής μορφής του στοιχείου.
- ο Την επιλογή του αριθμού κόμβων του στοιχείου.
- ο Την επιλογή των συναρτήσεων μορφής κάθε στοιχείου.
- ο Την επιλογή της πυκνότητας του καννάβου.

Η επιλογή των διαστάσεων και της μορφής των στοιχείων γίνεται με τη χρησιμοποίηση μικρότερων στοιχείων εκεί που αναμένονται μεγάλες μεταβολές των υπολογιζόμενων μεταβλητών. Για την ανάλυση σε δύο διαστάσεις συνήθως χρησιμοποιούνται τα τριγωνικά ή τετραπλευρικά στοιχεία με τρεις και τέσσερις κόμβους αντίστοιχα, ενώ ανάλογα με τις απαιτήσεις του προβλήματος μπορούν να αυξηθούν οι κόμβοι σε ένα στοιχείο και να χρησιμοποιηθούν τετραπλευρικά στοιχεία με οκτώ (Αγιουτάντης, 2002).

Η επιλογή των συναρτήσεων μορφής που εκφράζουν την κατανομή των άγνωστων μεταβλητών σε κάθε στοιχείο συναρτήσεων των τιμών των μεταβλητών

στους κόμβους, συνδέεται άμεσα με την επιθυμητή ακρίβεια στους υπολογισμούς, αλλά και με τον χρόνο επίλυσης του προβλήματος.

Η διαίρεση του πεδίου γίνεται με τέτοιο τρόπο, ώστε το μέγεθος των στοιχείων να είναι μικρό στα σημεία όπου απαιτείται μεγάλη ακρίβεια στους υπολογισμούς, ή εκεί που αναμένεται έντονη μεταβολή του ζητούμενου μεγέθους, ενώ το μέγεθος των στοιχείων είναι μεγαλύτερο στις υπόλοιπες περιοχές του πεδίου. Στο Σχήμα 6.5 φαίνεται η μεταβαλλόμενη διακριτοποίηση του μέσου, στην περίπτωση προσομοίωσης κυκλικού ανοίγματος (Αγιουτάντης, 2002).



Σχήμα 6.5: Μεταβαλλόμενη γεωμετρία στοιχείων (Αγιουτάντης, 2002)

Όσο μικρότερα είναι τα στοιχεία τόσο αυξάνει ο αριθμός τους, επομένως και οι εξισώσεις που τα περιγράφουν, με αποτέλεσμα την αύξηση του χρόνου ανάλυσης. Η ακρίβεια της λύσης προσεγγίζει ασυμπτωτικά την πραγματική τιμή μετά από ένα αριθμό στοιχείων, γεγονός που σημαίνει ότι μετά από κάποιο σημείο, η αύξηση του αριθμού των στοιχείων απλά μεγαλώνει τον χρόνο ανάλυσης, χωρίς να αυξηθεί η ακρίβεια των αποτελεσμάτων (Desai and Abel, 1972 – Fagan, 1996).

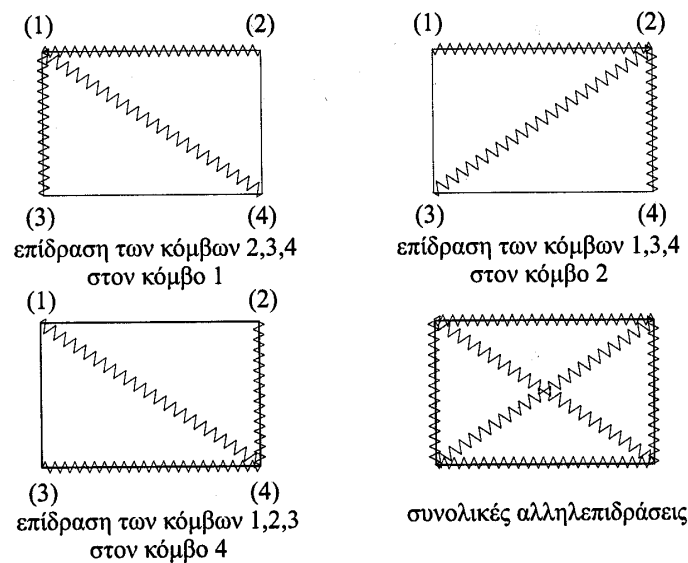
Για την αντιμετώπιση του προβλήματος της υποδιαίρεσης του καννάβου στα πεπερασμένα στοιχεία ακολουθούνται οι εξής διαδικασίες (Καρανάχος, 1987):

- Γίνεται επίλυση του προβλήματος τουλάχιστον δύο φορές. Την πρώτη φορά επιλύεται με την υποδιαίρεση του μοντέλου σε ένα αριθμό στοιχείων και τη δεύτερη με μια πιο λεπτομερή υποδιαίρεση. Γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων και αν έχουν μικρή απόκλιση, τότε το αποτέλεσμα θεωρείται δεκτό, αν η απόκλιση είναι μεγάλη τότε επαναλαμβάνεται η διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί η σύγκλιση των αποτελεσμάτων.

- Η υποδιαίρεση του μοντέλου σε πεπερασμένα στοιχεία γίνεται με αυτόματες διαδικασίες που στηρίζονται σε συγκεκριμένα μαθηματικά μοντέλα.

6.5 Φόρτιση των υλικών και συνοριακές συνθήκες

Μετά τη δημιουργία και την συσχέτιση των καταστατικών εξισώσεων των στοιχείων, για να σχηματιστεί το σύστημα των εξισώσεων του μοντέλου και για να περιγραφεί πλήρως το πρόβλημα πρέπει να γίνει η ενσωμάτωση και των συνοριακών συνθηκών που εφαρμόζονται στο σώμα. Η ενσωμάτωση των συνοριακών συνθηκών είναι απαραίτητη, γιατί το σύστημα των εξισώσεων δεν είναι δυνατό να λυθεί, αφού το μητρώο ακαμψίας δεν μπορεί να αντιστραφεί. Η αδυναμία αναστροφής του μητρώου ακαμψίας σημαίνει την ανεξέλεγκτη κίνηση με τη μορφή άκαμπτου σώματος (Σχήμα 6.6) και για αυτό το λόγο πρέπει να εφαρμοστούν περιοριστικές δυνάμεις, όπως είναι οι συνοριακές συνθήκες, για να μπορέσουν να κρατήσουν το μοντέλο σε ισορροπία (Καλογήρου, 2003).



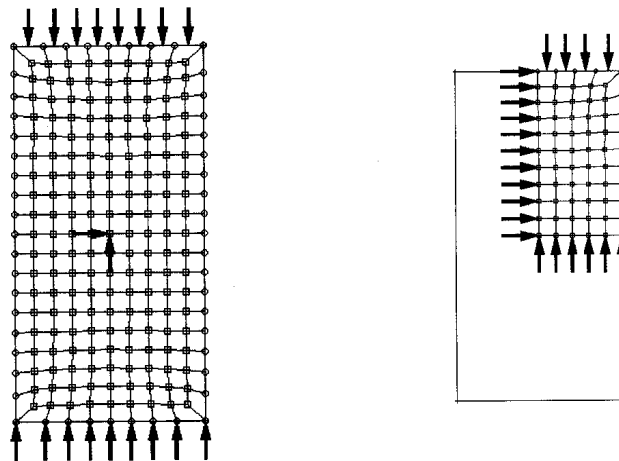
Σχήμα 6.6: Φυσική σημασία μητρώου ακαμψίας τετραπλευρικού στοιχείου (Αγιουτάντης, 2002)

Η φόρτιση του διαιρεμένου πεδίου που αντιπροσωπεύει το υλικό είναι δυνατόν να επιτευχθεί με έναν ή περισσότερους από τους παρακάτω τρόπους (Αγιουτάντης, 2002):

- Επιβολή δυνάμεων πεδίου στη μάζα του στοιχείου (π.χ. βαρυτικές).
- Επιβολή σημειακών δυνάμεων στους κόμβους του στοιχείου (κομβικές δυνάμεις).
- Επιβολή κατανεμημένων δυνάμεων στις πλευρές του στοιχείου (επιφανειακές δυνάμεις).

■ Επιβολή μετατοπίσεων στους κόμβους του στοιχείου.

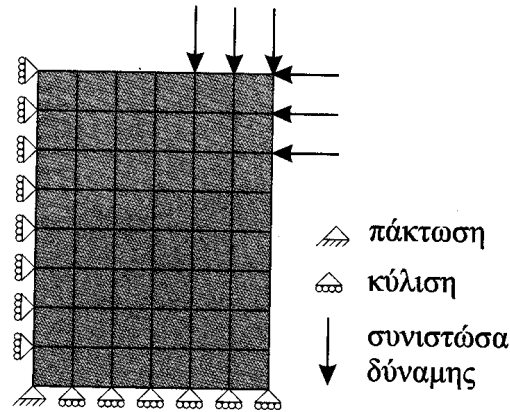
Όλες οι δυνάμεις (πεδίου, επιφανειακές ή κομβικές) πρέπει να αναλυθούν κατάλληλα σε κομβικές, οι οποίες συμμετέχουν στην επίλυση του προβλήματος. Στο Σχήμα 6.7 φαίνονται οι συνοριακές συνθήκες κατά την προσομοίωση φόρτισης κυλινδρικού δοκιμίου σε δύο διαστάσεις, όπου με την κατάλληλη χρήση συνοριακών συνθηκών μπορεί να αξιοποιηθεί η συμμετρία του ορθογωνικού μοντέλου (Αγιουτάντης, 2002).



Σχήμα 6.7: Συνοριακές συνθήκες και αξιοποίηση συμμετρίας επίπεδου μοντέλου (Αγιουτάντης, 2002)

Υπάρχουν τρεις τύποι συνοριακών συνθηκών (Αγιουτάντης, 2002):

- ο Προσδιορισμός της ζητούμενης παραμέτρου (μετατόπισης). Οι συνθήκες αυτές ονομάζονται γεωμετρικές και είναι γνωστές και ως συνθήκες Dirichlet.
- ο Προσδιορισμός της μεταβολής της ζητούμενης παραμέτρου (παράγωγος της μετατόπισης). Οι συνθήκες αυτές ονομάζονται φυσικές συνοριακές συνθήκες και είναι γνωστές και ως συνθήκες Neumann.
- ο Προσδιορισμός και των δύο παραπάνω παραμέτρων ή μικτές συνθήκες.



Σχήμα 6.8: Συμβολισμός συνοριακών συνθηκών (Αγιουτάντης, 2002)

Στην περίπτωση των προβλημάτων ελαστικότητας, οι γεωμετρικές συνθήκες δίνονται από εκφράσεις της μορφής (Αγιουτάντης, 2002):

$$\begin{aligned} u_x &= u_0 \\ u_y &= v_0 \end{aligned} \quad (6.2)$$

όπου:

u_x, u_y = οι μετατοπίσεις στους κόμβους

u_0, v_0 = οι αντίστοιχες συνιστώσες μετατοπίσεων που επιβάλλονται στον κόμβο

Οι φυσικές συνθήκες δίνονται από εκφράσεις της μορφής (Αγιουτάντης, 2002):

$$\begin{aligned} f_x &= f_0 \\ f_y &= w_0 \end{aligned} \quad (6.3)$$

όπου:

f_x, f_y = οι κομβικές δυνάμεις

f_0, w_0 = οι αντίστοιχες συνιστώσες δυνάμεων που επιβάλλονται στον κόμβο.

Στο Σχήμα 6.8 παρουσιάζεται ο τυπικός συμβολισμός των συνοριακών συνθηκών στις περιπτώσεις προβλημάτων φορτίσεων - παραμορφώσεων. Σημειώνεται ότι με την αξιοποίηση της συμμετρίας ενός προβλήματος και την κατάλληλη χρήση συνοριακών συνθηκών είναι δυνατόν να μειωθεί σημαντικά ο αριθμός των κόμβων ενός προβλήματος και επομένως να μειωθεί ο χρόνος επίλυσης (Αγιουτάντης, 2002).

6.6 Χαρακτηριστικά μεγέθη μοντέλων συμπεριφοράς των υλικών

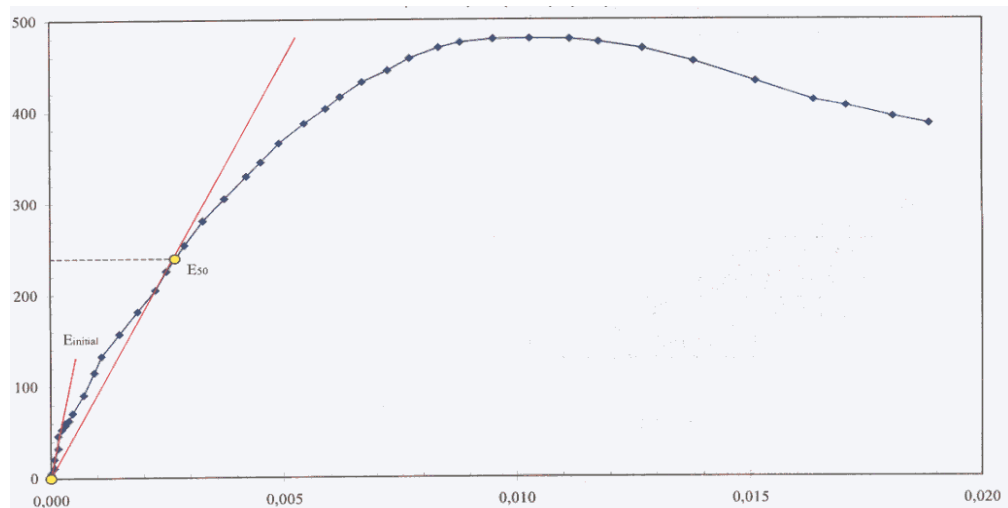
Στις ενότητες που ακολουθούν, περιγράφονται κάποια από τα καταστατικά μοντέλα συμπεριφοράς των υλικών. Στο σημείο αυτό, θεωρείται απαραίτητος ο ορισμός των χαρακτηριστικών μεγεθών που χρησιμοποιούνται στα μοντέλα αυτά, για την πληρέστερη κατανόηση της συμπεριφοράς των υλικών.

6.6.1 Μέτρο ελαστικότητας του Young

Το σώμα παραμορφώνεται όταν ασκηθούν σε αυτό βραδέως και προοδευτικά εξωτερικές δυνάμεις. Η παραμόρφωση συνεχίζεται μέχρι να αποκατασταθεί η ισορροπία μεταξύ των εξωτερικών και των αναπτυσσόμενων εσωτερικών δυνάμεων. Μετά την βαθμιαία αποφόρτιση του, το σώμα επανέρχεται μερικώς ή πλήρως στις αρχικές του διαστάσεις. Η ιδιότητα αυτή των σωμάτων να επανέρχονται πλήρως στην αρχική τους κατάσταση μετά την αποφόρτιση ονομάζεται ελαστικότητα (Μαρκέτος, 1992).

Μέσα στην ελαστική περιοχή δημιουργείται μια αναλογία μεταξύ της τάσης και της παραμόρφωσης. Στην περιοχή αυτή ισχύει ο νόμος του Hook (1678), κατά τον οποίο οι μεταβολές των γεωμετρικών διαστάσεων είναι ανάλογες των μεταβολών των τάσεων (Δημόπουλος, 1986). Η αναλογία αυτή εκφράζεται με το μέτρο ελαστικότητας E , το οποίο ορίζεται ως η τάση που πρέπει να εφαρμοστεί σε κάποιο υλικό για την παραμόρφωσή του κατά μια μονάδα μήκους. Το μέτρο ελαστικότητας εκφράζει τη σκληρότητα ή την ακαμψία του υλικού.

Το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να υπολογιστεί και γραφικά, από την κλίση του γραμμικού τμήματος της καμπύλης τάσης – παραμόρφωσης, που σχεδιάζεται από μετρήσεις τριαξονικών ή μονοαξονικών δοκιμών (Σχήμα 6.9).



Σχήμα 6.9: Καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας Young

Το μέτρο ελαστικότητας είναι:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (6.4)$$

όπου:

E = το μέτρο ελαστικότητας του Young

$d\sigma$ = η μεταβολή της τάσης για τη γραμμική περιοχή της καμπύλης

$d\varepsilon$ = η μεταβολή της παραμόρφωσης για την ίδια περιοχή.

Το μέτρο ελαστικότητας αφορά το πολύ αρχικό τμήμα της καμπύλης όπου το δείγμα κινείται ακόμη μέσα στην ελαστική περιοχή και οι παραμορφώσεις που αυτό δέχεται είναι μικρότερες του 0,002%.

6.6.2 Λόγος Poisson

Ο λόγος του Poisson ή συντελεστής εγκάρσιας παραμόρφωσης, ν , είναι το πηλίκο της ανηγμένης πλευρικής παραμόρφωσης ε_x , προς την αξονική ανηγμένη παραμόρφωση ε_y (Μαρκέτος, 1992).

Για ομοιογενή και ισότροπα υλικά, ελαστικά καταπονούμενα, ισχύει:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y} \quad (6.5)$$

6.6.3 Συνοχή

Η συνοχή είναι μια πολύ σημαντική ιδιότητα των υλικών, η οποία συμβάλλει στην αύξηση της διατμητικής αντοχής ενός υλικού και ουσιαστικά εκφράζει την ικανότητα του να ανθίσταται σε διατμητικές δυνάμεις. Η συνοχή σε ένα εδαφικό υλικό εξαρτάται από την περιεκτικότητά του σε νερό, την πυκνότητα και την πλαστικότητα του εδάφους (Αγιουτάντης, 2002).

6.6.4 Γωνία εσωτερικής τριβής

Εσωτερική τριβή είναι η τριβή που αναπτύσσεται στα σημεία επαφής των εδαφικών κόκκων. Στα εδάφη η γωνία εσωτερικής τριβής εκφράζει ουσιαστικά ένα μέτρο της γωνίας φυσικής απόθεσής τους. Για παράδειγμα στην περίπτωση ξηρής άμμου η γωνία αυτή είναι περίπου 30° , ενώ μέτριας ή μεγάλης πλαστικότητας εδαφικά υλικά εμφανίζουν γωνία εσωτερικής τριβής της τάξης των 15° (Αγιουτάντης, 2002).

6.7 Μοντέλα συμπεριφοράς υλικών

Για την επιτυχημένη προσομοίωση της συμπεριφοράς των φυσικών υλικών σημαντικό ρόλο παίζει η επιλογή του κατάλληλου μοντέλου συμπεριφοράς καθώς και η επιλογή των τιμών των σταθερών του μοντέλου αυτού (Αγιουτάντης, 2002).

Το πιο απλό μοντέλο συμπεριφοράς των υλικών που μπορεί να χρησιμοποιηθεί είναι το γραμμικά ελαστικό μοντέλο σε μία ή περισσότερες διαστάσεις. Το μοντέλο όμως αυτό δεν θεωρείται και το πιο κατάλληλο για την περιγραφή της συμπεριφοράς των πετρωμάτων και των εδαφικών υλικών. Σε αυτό το μοντέλο, το υλικό θεωρείται ότι παραμορφώνεται γραμμικά και ισότροπα, σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (Αγιουτάντης, 2002):

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \left[\varepsilon_{ij} + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \right] \quad (6.6)$$

όπου:

σ_{ij} = ο τανυστής των τάσεων που υποδεικνύει την εντατική κατάσταση στο σώμα

E = το μέτρο ελαστικότητας του υλικού

ν = ο λόγος Poisson του υλικού

ε_{ij} = ο τανυστής των παραμορφώσεων

ε_{kk} = το άθροισμα των κυρίων παραμορφώσεων

δ_{ij} = ο μοναδιαίος ταυνοστής (δέλτα του Kronecker)

Για την περίπτωση της παραμόρφωσης σε μια διάσταση, η σχέση γίνεται (Αγιουτάντης, 2002):

$$\sigma = E\varepsilon \quad (6.7)$$

όπου:

σ = η τάση που επιβάλλεται στο υλικό

E = το μέτρο ελαστικότητάς του

ε = η ανηγμένη παραμόρφωση που αυτό επιδέχεται

Εκτός από τα παραπάνω μπορούν να χρησιμοποιηθούν και άλλα καταστατικά μοντέλα συμπεριφοράς, όπως είναι τα μοντέλα μη ισοτροπικής ελαστικής συμπεριφοράς, καθώς και μοντέλα μη ελαστικής συμπεριφοράς. Ακόμη, καθώς η διαίρεση του πεδίου δημιουργεί συνεχή αλλά διακριτά τμήματα του σώματος είναι δυνατόν να οριστούν διαφορετικά μοντέλα υλικού σε διαφορετικά σημεία του σώματος (Αγιουτάντης, 2002).

6.8 Εφαρμογές πεπερασμένων στοιχείων σε γεωυλικά

Η μελέτη της απόκρισης των γεωυλικών σε διάφορα αίτια είναι ένα σύνθετο πρόβλημα, λόγω του ότι τα υλικά αυτά συμπεριφέρονται περισσότερο ως ασυνεχή, ανομοιογενή και ανισότροπα, παρά ως συνεχή, ομογενή και ισότροπα μέσα. Ανάλογα με το πρόβλημα που εξετάζεται κάθε φορά, ορισμένοι παράγοντες είναι δυνατόν να έχουν μεγαλύτερη ή μικρότερη επίδραση στον υπολογισμό ή στην εκτίμηση της συμπεριφοράς των γεωυλικών. Με το διαχωρισμό των παραγόντων αυτών σε περισσότερο ή λιγότερο σημαντικούς, είναι δυνατή η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου επεξεργασίας του προβλήματος, η οποία θα δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα για δεδομένες συνθήκες, όπως γεωμετρία, γεωλογία, αρχικές τάσεις, τρόπο φόρτισης κ.α. (Αγιουτάντης, 2002).

Η πλειοψηφία των αριθμητικών μεθόδων όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενες παραγράφους, απαιτεί τη διαίρεση του μέσου σε επιμέρους τμήματα, το κάθε ένα από τα οποία θεωρείται ότι έχει γνωστή γεωμετρία και γνωστές παραμέτρους συμπεριφοράς. Η λύση του προβλήματος προκύπτει από την επίλυση ενός γραμμικού ή

μη γραμμικού συστήματος αλγεβρικών εξισώσεων, στο οποίο συμμετέχουν όλα τα επιμέρους τμήματα του μέσου (Αγιουτάντης, 2002).

Τα γεωλογικά υλικά, όπως είναι το έδαφος, κάτω από την επίδραση εντατικών πεδίων μπορούν να αντιδράσουν με τους εξής τρόπους (Αγιουτάντης, 2002):

- Τμήματα του ακέραιου υλικού είναι δυνατόν να παραμορφωθούν ελαστικά κάτω από συγκεκριμένο εντατικό πεδίο και στη συνέχεια όταν οι τάσεις αυξηθούν είναι δυνατόν να επέλθει διαρροή (πλαστική συμπεριφορά) ή ψαθυρή αστοχία του υλικού.
- Τυχόν ασυνέχειες του υλικού είναι δυνατόν να διευρυνθούν, να κλείσουν ή να ολισθήσουν.
- Τμήματα του υλικού είναι δυνατόν να μετατοπισθούν είτε γραμμικά είτε στροφικά.

Με τις αριθμητικές μεθόδους μπορούν να αναλυθούν προβλήματα που με άλλες μεθόδους δεν είναι εύκολο να αναλυθούν. Τα προβλήματα που αντιμετωπίζονται με τις αριθμητικές μεθόδους είναι τα εξής (Αγιουτάντης, 2002):

- Η παρουσία ρηγμάτων, ασυνεχειών, διακλάσεων και άλλων τέτοιων μορφολογικών χαρακτηριστικών στα πετρώματα.
- Η παρουσία κατεύθυνσης και προσανατολισμού της αντοχής και αστοχίας σε πετρώματα.
- Η προσομοίωση των φάσεων εκσκαφής και τοποθέτησης των διαφόρων ειδών υποστήριξης.
- Η εφαρμογή κατάλληλων καταστατικών μοντέλων συμπεριφοράς του ερπυσμού του πετρώματος, της υποστήριξης, της σκληρότητας του εκτοξευμένου σκυροδέματος κλπ.
- Η επίδραση της πίεσης των πόρων.

Η μεθοδολογία που ακολουθείται για την επίλυση των γεωμηχανικών προβλημάτων εξαρτάται από τη φυσική και μαθηματική παράσταση του κάθε προβλήματος. Οι κύριες παράμετροι που υπεισέρχονται στην κατάστρωση του πρότυπου συμπεριφοράς του υλικού αναλύονται στις επόμενες παραγράφους.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιήθηκε αρχικά για γραμμικά ελαστικά υλικά. Σήμερα όμως γίνεται εφαρμογή της μεθόδου σε μη γραμμικά υλικά,

όπως είναι το έδαφος. Η μελέτη προβλημάτων αυτού του τύπου επιχειρείται συνήθως με τις εξής τεχνικές (Βαλαλάς, 1981):

- α) Βήμα προς βήμα υπολογιστική πορεία, κατά την οποία γίνεται η διαίρεση του συνολικού φορτίου σε μικρά βήματα φόρτισης και η διαδοχική εφαρμογή τους έτσι ώστε το τελικό φορτίο να είναι ίσο με το άθροισμα τους. Στη διάρκεια κάθε βήματος το μητρώο ακαμψίας υποτίθεται σταθερό, ενώ μπορεί να αλλάζει από βήμα σε βήμα, έτσι ώστε το μη γραμμικό πρόβλημα να μετασχηματίζεται ουσιαστικά σε μια σειρά γραμμικών προβλημάτων.
- β) Επαναληπτική υπολογιστική πορεία, κατά την οποία γίνεται η θεώρηση από τον πρώτο υπολογιστικό κύκλο του συνολικού φορτίου και της αρχικής ακαμψίας που οδηγεί στον υπολογισμό σημαντικά λανθασμένων μετατοπίσεων. Οι πρώτες μετατοπίσεις αντιστοιχούν σύμφωνα με την πραγματική μη γραμμική σχέση τάσεων –παραμορφώσεων σε ένα τμήμα του συνολικού φορτίου. Στο δεύτερο υπολογιστικό κύκλο και σε κάθε επόμενη, εκτιμάται από τα αποτελέσματα του προηγούμενου το απαιτούμενο συμπληρωματικό φορτίο και το νέο μητρώο ακαμψίας και υπολογίζονται στη συνέχεια οι αντίστοιχες πρόσθετες μετατοπίσεις. Η υπολογιστική πορεία συνεχίζεται έως ότου οι φθίνουσες με τη διαδοχή των κύκλων πρόσθετες μετατοπίσεις να γίνουν σημαντικά μικρές.
- γ) Μικτή υπολογιστική πορεία, κατά την οποία γίνεται συνδυασμός των δύο προηγούμενων και οδηγεί σε μεγαλύτερη ακρίβεια με μεγαλύτερο όγκο υπολογισμών.

6.8.1 Συνεχής και ασυνεχής θεώρηση του μέσου

Η αντιμετώπιση των προβλημάτων για ένα συνεχές μέσο, το οποίο δεν προβλέπεται να υποστεί διαδικασίες που είναι δυνατόν να αλλάξουν την κατάσταση συνέχειας του, είναι πολύ διαφορετική από την αντιμετώπιση ενός ασυνεχούς μέσου. Σε περίπτωση ενδιάμεσων προβλημάτων (π.χ. συνεχές μέσο με πεπερασμένο αριθμό ασυνεχειών) είναι δυνατόν να γίνει η προσομοίωση τους με ανάλογες διαδικασίες, όπως η ενσωμάτωση συνεχών στοιχείων με ιδιότητες ασυνεχούς μέσου. Έτσι, οι παράμετροι που υπεισέρχονται στη μελέτη τέτοιων προβλημάτων περιλαμβάνουν τις ιδιότητες του ακέραιου υλικού και τις ιδιότητες των ασυνεχειών που διατρέχουν το ακέραιο μέσο. Τα συνεχή μέσα περιγράφονται με εξισώσεις ελαστικής ή ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς, δηλαδή εξισώσεων που περιέχουν μια ελαστική περιοχή και μια περιοχή μόνιμων

παραμορφώσεων. Τέλος, το φυσικό μέσο μπορεί να θεωρηθεί ότι παραμορφώνεται γραμμικά ή μη (Αγιουτάντης, 2002).

6.8.2 Καταστατικές εξισώσεις συμπεριφοράς των στοιχείων του γεωυλικού

Τα γεωμηχανικά προβλήματα εμφανίζουν ορισμένες ιδιαιτερότητες, που οφείλονται στην ανομοιογένεια, στην ανισοτροπία και ανελαστική συμπεριφορά των υλικών, καθώς και στην εναλλαγή σχηματισμών στα υπό μελέτη πεδία. Στην περίπτωση μελέτης της ευστάθειας των σχηματισμών, οι καταστατικές εξισώσεις συνδέουν τις τάσεις με τις παραμορφώσεις. Γενικά όμως, οι τάσεις σε ένα σημείο στο χώρο περιγράφονται από τον τανυστή τάσης, ενώ οι παραμορφώσεις από τον τανυστή παραμόρφωσης. Πριν αρχίσει η υπολογιστική διαδικασία θα πρέπει να προσδιοριστεί ο τύπος του μοντέλου για κάθε γεωυλικό. Για παράδειγμα, σε περιπτώσεις μελετών εντατικής κατάστασης, πρέπει να διευκρινισθεί αν πρόκειται για υλικό ελαστικό (γραμμικό, κατά τμήματα γραμμικό ή μη γραμμικό), πλαστικό, ελαστοπλαστικό, βισκοελαστικό κλπ., πρέπει να οριστεί ο βαθμός ανισοτροπίας του κάθε γεωυλικού καθώς και άλλες παράμετροι που συνθέτουν το καταστατικό μοντέλο ενός υλικού (Αγιουτάντης, 2002).

6.8.3 Δυνατότητα εκτίμησης των παραμέτρων των γεωυλικών

Οι παράμετροι που υπεισέρχονται στη μελέτη τέτοιων προβλημάτων περιλαμβάνουν τις ιδιότητες του ακέραιου υλικού, αλλά και τις ιδιότητες των ασυνεχειών που το διατρέχουν. Ο ακριβής προσδιορισμός αυτών των παραμέτρων για το σύνολο ενός γεωλογικού σχηματισμού (π.χ. μέτρο ελαστικότητας, περατότητα κλπ.), καθώς και των αρχικών συνθηκών για την κατάσταση του υλικού (π.χ. επί τόπου εντατικό πεδίο) είναι πολύ δύσκολος και καθίσταται ακόμη δυσκολότερος όσο αυξάνει η ανισοτροπία και η ανομοιογένεια ενός γεωυλικού. Τις περισσότερες φορές, οι μελέτες βασίζονται σε εργαστηριακή εκτίμηση αντιπροσωπευτικών παραμέτρων για το ακέραιο υλικό καθώς και σε εκτιμήσεις για τη συμπεριφορά των ασυνεχειών του (Αγιουτάντης, 2002).

6.8.4 Κριτήρια αστοχίας και αλλαγής κατάστασης

Η φόρτιση ενός υλικού είναι πιθανό να οδηγήσει στην αστοχία του υλικού, οπότε μαζί με την καταστατική συμπεριφορά του θα πρέπει να οριστεί και το αντίστοιχο κριτήριο αστοχίας ή διαρροής του υλικού (Αγιουτάντης, 2002).

Τα κριτήρια αστοχίας των υλικών είναι δυνατόν να επιδράσουν με δύο τρόπους (Αγιουτάντης, 2002):

- ο Είτε να θεωρήσουν ότι ένα στοιχείο αστοχεί, όταν η εντατική κατάσταση που δέχεται το υλικό υπερβαίνει το όριο αντοχής του και επομένως να εμποδίσει το στοιχείο αυτό να δεχτεί μια ανώτερη εντατική κατάσταση.
- ο Είτε να τροποποιήσουν (μειώσουν κατάλληλα) τις ελαστικές (ή πλαστικές) σταθερές των στοιχείων, ώστε να προσομοιάσουν την αστοχία, με την θεώρηση ότι το υλικό αστόχησε στην παραπάνω εντατική κατάσταση.

Κατά την προσομοίωση, οι παραπάνω διαδικασίες μπορούν να επαναλαμβάνονται μέχρις ότου είτε αστοχήσουν όλα τα στοιχεία ενός σώματος, είτε σταθεροποιηθεί η κατάσταση και δεν υπάρχουν πλέον αλλαγές στα στοιχεία, είτε εάν η διαδικασία σταματήσει λόγω υπέρβασης του μέγιστου κύκλου επαναλήψεων της διαδικασίας επίλυσης (Αγιουτάντης, 2002).

Ένα μοντέλο που χρησιμοποιείται συχνά για πετρώματα και εδαφικά υλικά είναι το κριτήριο των Mohr – Coulomb, ενώ εφαρμογή έχουν και τα κριτήρια των Tresca, Von Mises, Drucker – Prager, κλπ. Σημειώνεται ότι συχνά χρησιμοποιούνται μοντέλα πλαστικής συμπεριφοράς για τα σημεία του υλικού σε δύο ή τρεις διαστάσεις, για τα οποία αναμένεται ολίσθηση ή αστοχία, όπως για παράδειγμα κατά μήκος ενός επιπέδου ή μιας επιφάνειας αστοχίας ενός πρανού (Αγιουτάντης, 2002).

6.8.5 Ελαστική συμπεριφορά σε δύο διαστάσεις

Ο προσδιορισμός της εντατικής κατάστασης ενός σώματος για τις περισσότερες εφαρμογές είναι ένα δύσκολο τρισδιάστατο πρόβλημα. Σε αρκετές, όμως, περιπτώσεις προβλημάτων, όπως είναι η υποστήριξη στοών, η εντατική κατάσταση πρανών, οι θεμελιώσεις κ.α., το γεωμετρικό σχήμα του σώματος και ο τρόπος φόρτισής του επιτρέπουν τη μελέτη σε δύο διαστάσεις (x, y) (Αγιουτάντης, 2002).

Παρακάτω εξετάζεται η περίπτωση της επίπεδης τάσης (plane stress) και της επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain), όπου ένα σώμα θεωρείται ότι βρίσκεται σε

διαξονική ή επίπεδη εντατική κατάσταση. Και στις δύο περιπτώσεις, οι μόνες σημαντικές τάσεις και ανηγμένες παραμορφώσεις είναι αυτές που ανήκουν στο επίπεδο (x, y) και εκφράζονται από τις σχέσεις (Αγιουτάντης, 2002):

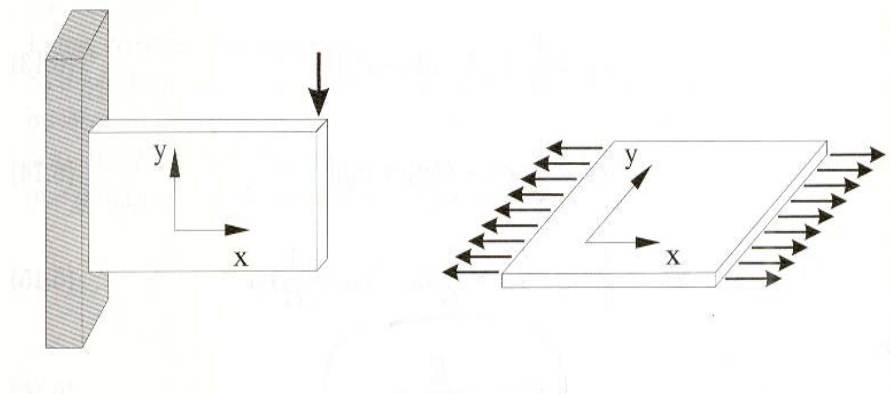
$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (6.8)$$

και

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (6.9)$$

Θεώρηση επίπεδης τάσης

Στην περίπτωση που η τρίτη διάσταση (z) ενός σώματος είναι πολύ μικρή σε σχέση με τις άλλες δύο (π.χ. λεπτή επίπεδη πλάκα) και τα φορτία που δέχεται το σώμα ανήκουν στο επίπεδο των δύο σημαντικών διαστάσεων (επίπεδο x, y), μπορεί να θεωρηθεί ότι οι συνιστώσες τάσης κατά τον τρίτο άξονα είναι πολύ μικρές σε σύγκριση με τις συνιστώσες κατά το επίπεδο φόρτισης (Σχήμα 6.10). Η θεώρηση αυτή ονομάζεται θεώρηση της επίπεδης τάσης ή επίπεδης έντασης (plane stress idealization) (Αγιουτάντης, 2002).

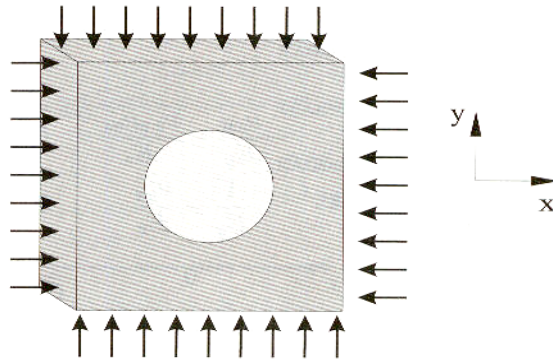


Σχήμα 6.10: Παραδοχή επίπεδης τάσης (Αγιουτάντης, 2002)

Θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης

Στην περίπτωση που η τρίτη διάσταση (z) ενός σώματος δεν είναι μικρή, σε σύγκριση με τις άλλες δύο (x, y), όπως θεωρήθηκε προηγουμένως, και τα φορτία που δέχεται το σώμα είναι πάνω στο επίπεδο (x, y) , τότε μπορεί να θεωρηθεί ότι η συνιστώσα του διανύσματος μετατοπίσεων (u) είναι μηδενική κατά την τρίτη διάσταση

($u_z = 0$ και επομένως $\varepsilon_z = 0$) (Σχήμα 6.11), καθώς επίσης ότι τα διανύσματα μετατόπισης στο επίπεδο (x, y) είναι ανεξάρτητα από την τρίτη διάσταση, δηλαδή $u_x = f(x, y)$ και $u_y = f(x, y)$. Η θεώρηση αυτή ονομάζεται θεώρηση της επίπεδης ανηγμένης παραμόρφωσης ή θεώρηση της επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain idealization) (Αγιουτάντης, 2002).



Σχήμα 6.11: Παραδοχή επίπεδης παραμόρφωσης (Αγιουτάντης, 2002)

6.9 Τύποι προβλημάτων

Τα προβλήματα, τα οποία μπορούν να επιλυθούν με τις αριθμητικές μεθόδους διακρίνονται σε τρεις τύπους (Αγιουτάντης, 2002):

- Τα προβλήματα συνοριακών τιμών (boundary value problems). Σε αυτή την περίπτωση δίνεται η κατάσταση του πεδίου με τη μορφή συνοριακών συνθηκών στα όρια του πεδίου και ζητείται η επίλυση του προβλήματος για όλο το πεδίο ή για συγκεκριμένη περιοχή του πεδίου. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί μια κλασική μέθοδο για την επίλυση τέτοιων προβλημάτων.
- Τα προβλήματα αρχικών τιμών (initial value problems). Σε αυτή την περίπτωση δίνονται οι αρχικές τιμές (αρχικές συνθήκες) ενός προβλήματος και ζητείται να υπολογιστεί η κατάσταση του μετά από ορισμένο χρόνο ή ορισμένη μεταβολή της κατάστασης του. Σε αυτή την κατηγορία προβλημάτων ανήκουν και τα δυναμικά προβλήματα, τα οποία εξετάζονται σε στάδια, με την έννοια ότι οι αρχικές τιμές ενός σταδίου (n) είναι οι τιμές που προέκυψαν από την επίλυση του προηγούμενου σταδίου ($n-1$).
- Τα μικτά προβλήματα (initial – boundary value problems). Αυτή η περίπτωση προβλημάτων είναι μια μικτή περίπτωση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ

7.1 Εισαγωγή

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελεί μια παραμετρική ανάλυση της μεταφοράς τάσεων σε στρωσιγενές υπόβαθρο. Το στρωσιγενές υπόβαθρο αποτελείται από φυσικά και τεχνητά στρώματα (εξυγιασμένα εδάφη), όπως αυτά εντοπίστηκαν σε μια πραγματική περίπτωση εφαρμογής και συγκεκριμένα κατά τη θεμελίωση του κλειστού Γυμναστηρίου Χανίων, το οποίο κατασκευάζεται δυτικά του ποταμού Κλαδισσού στην πόλη των Χανίων. Τα γεωτεχνικά δεδομένα της παρούσας εργασίας βασίστηκαν στη μελέτη που εκπόνησε η εταιρεία Γεωδόμηση (2000), ενώ θεωρήθηκαν παράμετροι, που αφορούν τη συμπεριφορά των εξυγιασμένων εδαφών με βάση βιβλιογραφικές αναφορές αλλά και εκτιμήσεις. Στα Σχήματα 7.1 και 7.2 φαίνεται η θέση του έργου και η στρώση εξυγίανσης, αντίστοιχα.



Σχήμα 7.1: Τοποθεσία θεμελίωσης κλειστού Γυμναστηρίου Χανίων



Σχήμα 7.2: Στρώση εξυγίανσης κλειστού Γυμναστηρίου Χανίων

7.2 Γενικά

Για την εξακρίβωση της υποκείμενης εδαφικής στρωματογραφίας, αλλά και τον προσδιορισμό των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών και ιδιοτήτων των εδαφών θεμελίωσης πραγματοποιήθηκε γεωτεχνική έρευνα, η οποία συμπεριέλαβε την διάνοιξη πέντε δειγματοληπτικών γεωτρήσεων και την πραγματοποίηση επιτόπου δοκιμών.

Η έρευνα του υπεδάφους έγινε με την εκτέλεση πέντε δειγματοληπτικών γεωτρήσεων σε βάθη που κυμαίνονται από 15 έως 20.45 m κάτω από την υπάρχουσα επιφάνεια του εδάφους, με συνεχή δειγματοληψία και την εκτέλεση επί τόπου δοκιμών τυποποιημένης διείσδυσης (SPT).

Κατά την διάρκεια εκτέλεσης των γεωτρήσεων πραγματοποιήθηκαν τριάντα τρεις δοκιμές τυποποιημένης διείσδυσης (SPT), έγινε συνεχής δειγματοληψία και ελήφθησαν διαταραγμένα και ημιδιαταραγμένα δείγματα. Οι δοκιμές τυποποιημένης διείσδυσης (SPT) έγιναν με διαιρετό δειγματολήπτη εξωτερικής διαμέτρου 3.49 cm με τυποποιημένη αιχμή.

Αμέσως μετά την δειγματοληψία τα δείγματα καταγράφηκαν, παραφινώθηκαν και αφού κλείστηκαν σε πλαστικούς σάκους τοποθετήθηκαν σε κατάλληλα δειγματοληπτικά κιβώτια.

7.3 Εργαστηριακές δοκιμές

Στα εδαφικά δείγματα που ελήφθησαν, εκτελέστηκαν διάφορες εργαστηριακές δοκιμές για τον προσδιορισμό των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους. Οι κυριότερες από αυτές είναι:

1. Δοκιμές κατάταξης:

- α) Κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα.
- β) Κοκκομετρική ανάλυση με υδρόμετρο.
- γ) Προσδιορισμός ορίων Atterberg (υδαρότητας, πλαστικότητας και δείκτη πλαστικότητας).
- δ) Προσδιορισμός φυσικής υγρασίας εδάφους (w).
- ε) Προσδιορισμός φαινόμενου βάρους συνεκτικών εδαφών (γ_b).
- στ) Προσδιορισμός ειδικού βάρους εδαφικών κόκκων (G_s).

2. Δοκιμές συμπίεστικότητας:

- α) Δοκιμή μονοδιάστατης στερεοποίησης.

3 Δοκιμές αντοχής:

- α) Δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης
- β) Τριαξονική δοκιμή
- γ) Δοκιμή απευθείας διάτμησης

7.4 Στρωματογραφικές συνθήκες

Το υπέδαφος της υπό μελέτη περιοχής αποτελείται κυρίως από χαλαρούς εδαφικούς σχηματισμούς, που αποτελούνται από ιλυώδεις αργίλους, άμμους και χάλικες τεταρτογενούς ηλικίας. Δυτικά της περιοχής του έργου συναντώνται ηπειρωτικές αποθέσεις, που περιλαμβάνουν ποτάμια και λιμναία ιζήματα (κροκαλοπαγή, ψαμμίτες, άργιλοι), ενώ στα Νότια συναντώνται βιοκλαστικοί και υφαλογενείς ασβεστόλιθοι, οι οποίοι εναλλάσσονται με λευκές και κιτρινωπές φυλλώδεις ή ομοιογενείς μάργες.

Η έρευνα του υπεδάφους με την εκτέλεση πέντε δειγματοληπτικών γεωτρήσεων έως το βάθος των 20.45 m, έδειξε ότι το υπέδαφος της υπό μελέτη περιοχής αποτελείται από τις ακόλουθες εδαφικές στρώσεις (Γεωδόμηση, 2000):

Στρώση 1

Η πρώτη επιφανειακή εδαφική στρώση αποτελείται από τεχνητές επιχωματώσεις (μπάζα) και ανάλογα με τη θέση αποτελείται από άργιλο έως ιλυώδη και αργιλώδη αμμοχάλικο με θραύσματα κατεδαφίσεως και κεραμιδιών. Η στρώση αυτή εμφανίζεται σε μεταβαλλόμενο βάθος από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι και 1.0 έως 1.50 m.

Στρώση 2

Η δεύτερη επιφανειακή εδαφική στρώση αποτελείται από ανοικτού καφέ χρώματος ιλυώδη και αργιλώδη άμμο με εναλλασσόμενες στρώσεις χαλίκιων. Η στρώση αυτή είναι μέσης πυκνότητας έως πολύ πυκνή και εμφανίζεται από τα 1.50 έως τα 5.50 m, κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.

Στρώση 3

Η τρίτη εδαφική στρώση αποτελείται από καφέ – τεφρού χρώματος ιλυώδη άργιλο με ενστρώσεις αμμώδους ιλύος και λίγα χαλίκια. Η στρώση της ιλυώδους αργίλου είναι σφιγρή και το βάθος εμφάνισης της κυμαίνεται από τα 5.50 m έως τα 20.45 m, κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.

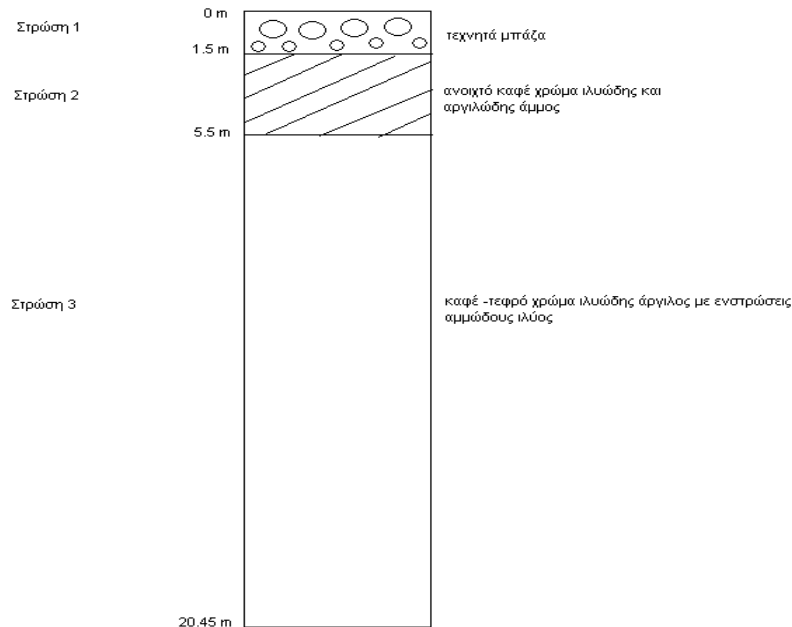
7.5 Προσδιορισμός δυσμενέστερου εδαφικού μοντέλου θεμελίωσης

Για τον προσδιορισμό του δυσμενέστερου εδαφικού μοντέλου θεμελίωσης, τα διάφορα στρώματα, που συναντήθηκαν στις πέντε ερευνητικές γεωτρήσεις ταξινομήθηκαν σε ομάδες και οι γεωτεχνικές ιδιότητες, οι παράμετροι και οι συντελεστές θεωρήθηκαν για ένα ενιαίο μοντέλο, δίνοντας σε κάθε κατηγορία την ελάχιστη, την μέγιστη και την μέση τιμή κάθε ιδιότητας. Αυτό έγινε με σκοπό την αξιολόγηση και την ανάλυση των εδαφομηχανικών παραμέτρων.

Οι γεωτεχνικές αναλύσεις και οι υπολογισμοί των διάφορων εδαφοτεχνικών παραμέτρων θεμελίωσης, όπως η επιτρεπόμενη φέρουσα ικανότητα, η αντοχή σε θραύση του εδάφους, ο δείκτης εδάφους k_s κλπ. βασίζονται στις δυσμενέστερες

συνθήκες εδάφους θεμελίωσης με αποτέλεσμα οι υπολογισμοί να γίνονται υπέρ της ασφάλειας του κτιρίου.

Στο Σχήμα 7.3 παρατίθεται το τελικό δυσμενέστερο εδαφικό μοντέλο του υπεδάφους θεμελίωσης του κτιρίου, το οποίο είναι το πιο αντιπροσωπευτικό για την ερευνηθείσα περιοχή και θα χρησιμοποιηθεί στους υπολογισμούς και στις αναλύσεις της επιτρεπόμενης φέρουσας ικανότητας για την ασφαλή θεμελίωση του κτιρίου.



Σχήμα 7.3: Ενιαίο εδαφικό μοντέλο δυσμενέστερης εδαφικής τομής στο χώρο θεμελίωσης του κτιρίου

Γεωτεχνικοί παράμετροι 1^{ης} εδαφικής στρώσης

Η πρώτη επιφανειακή στρώση αποτελείται από τεχνητές επιχωματώσεις (μπάζα). Η στρώση αυτή θα εκσκαφθεί και θα αφαιρεθεί από το χώρο θεμελίωσης και για αυτό δεν δίνονται στοιχεία εδαφομηχανικών παραμέτρων και ιδιοτήτων.

Γεωτεχνικοί παράμετροι εξυγιαντικής στρώσης

Η στρώση εξυγίανσης αποτελείται από θραυστό γωνιώδες υλικό αμμοχάλικων καλής κοκκομετρικής διαβάθμισης και έχει μέγεθος μεταξύ 5 και 70 mm και συνολικό πάχος 60 cm. Η στρώση εξυγίανσης τοποθετείται σε δύο στρώσεις με βαθμό συμπίκνωσης όχι μικρότερο του 95% του μέγιστου επιτυγχανόμενου βαθμού.

Στον Πίνακα 7.1 δίνονται οι φυσικομηχανικές ιδιότητες και παράμετροι της στρώσης εξυγίανσης.

Πίνακας 7.1: Φυσικομηχανικές ιδιότητες και παράμετροι της στρώσης εξυγίανσης (Γεωδόμηση, 2000)

Ιδιότητες -Παράμετροι-Συντελεστές	Σύμβολο	Ελάχιστη τιμή
Κορεσμένη μονάδα βάρους (kN/m^3)	γ_s	21.0
Συνοχή (ολική) (kN/m^2)	c_u	0
Γωνία εσωτερικής τριβής (ολική) ($^\circ$)	ϕ_u	> 43
Μέτρο συμπίεσης (kN/m^2)	E_s	150000
Λόγος Poisson	ν	0.15

Γεωτεχνικοί παράμετροι 2^{ης} εδαφικής στρώσης

Από τη δοκιμή της τυποποιημένης διείδυσης (SPT) βρέθηκε ότι οι κρούσεις N_{SPT} κυμαίνονται από 14 έως άρνηση R_s με μέση τιμή κρούσεων $N_{\text{SPT}} = 51$.

Στον Πίνακα 7.2 δίνονται οι φυσικομηχανικές ιδιότητες και παράμετροι της 2^{ης} εδαφικής στρώσης.

Πίνακας 7.2: Φυσικομηχανικές ιδιότητες και παράμετροι της δεύτερης εδαφικής στρώσης (Γεωδόμηση, 2000)

Ιδιότητες -Παράμετροι-Συντελεστές	Σύμβολο	Ελάχιστη τιμή
Κορεσμένη μονάδα βάρους (kN/m^3)	γ_s	21.0
Αρχικός λόγος κενών	e_o	1.639
Συνοχή (ολική) (kN/m^2)	c_u	30.4
Γωνία εσωτερικής τριβής (ολική) ($^\circ$)	ϕ_u	4
Συνοχή (ενεργός) (kN/m^2)	c'	27.5
Γωνία εσωτερικής τριβής (ενεργός) ($^\circ$)	ϕ'	19
Δείκτης συμπιεστότητας	c_c	0.629
Συντελεστής στερεοποίησης ($\times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{sec}$)	c_v	3.71
Μέτρο συμπίεσης (kN/m^2)	E_s	19000
Λόγος Poisson	ν	0.25

Γεωτεχνικοί 3^{ης} εδαφικής στρώσης

Από τη δοκιμή της τυποποιημένης διείδυσης (SPT) βρέθηκε ότι οι κρούσεις κυμαίνονται από 23 έως άρνηση R_s με μέση τιμή κρούσεων $N_{\text{SPT}} = 45$.

Στον Πίνακα 7.3 δίνονται οι φυσικομηχανικές ιδιότητες και παράμετροι της τρίτης εδαφικής στρώσης.

Πίνακας 7.3: Φυσικομηχανικές ιδιότητες και παράμετροι της τρίτης εδαφικής στρώσης (Γεωδόμηση, 2000)

Ιδιότητες -Παράμετροι-Συντελεστές	Σύμβολο	Ελάχιστη τιμή
Κορεσμένη μονάδα βάρους (kN/m ³)	γ_s	20.0
Αρχικός λόγος κενών	e_o	0.460
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (kN/m ²)	q_u	220
Συνοχή (ολική) (kN/m ²), όπως προκύπτει από την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη, $c_u=q_u/2$	c_u	110
Γωνία εσωτερικής τριβής (ολική) (°)	ϕ_u	0
Δείκτης συμπίεστικότητας	c_c	0.145
Συντελεστής στερεοποίησης ($\times 10^{-4}$ cm ² /sec)	c_v	18.17
Μέτρο συμπίεσης (kN/m ²)	E_s	40000
Λόγος Poisson	ν	0.4

7.6 Τύπος θεμελίωσης του κτιρίου

Η θεμελίωση του έργου γίνεται με εσχάρα πεδιλοδοκών. Τα διάφορα τμήματα των στατικών ανεξάρτητων κτιρίων θεμελιώνονται σε διαφορετικές στάθμες θεμελίωσης. Οι δυσμενέστερες στάθμες θεμελίωσης βρίσκονται σε βάθος από την επιφάνεια του φυσικού εδάφους: α) – 2.10 m και β) – 2.50 m αντίστοιχα.

7.7 Έδαφος θεμελίωσης

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο, έχει θεωρηθεί ένα ενιαίο εδαφικό μοντέλο, το οποίο ισχύει σε όλη την έκταση, όπου πρόκειται να θεμελιωθεί το κτίριο και το οποίο αποτελεί την δυσμενέστερη κατάσταση του εδάφους θεμελίωσης.

Οι γεωτεχνικές αναλύσεις που ακολουθούν και οι υπολογισμοί των διάφορων εδαφοτεχνικών παραμέτρων θεμελίωσης βασίζονται στο ενιαίο εδαφικό μοντέλο.

7.8 Φέρουσα ικανότητα εδάφους

Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους υπολογίζεται σύμφωνα με τις μεθόδους των Terzaghi, Meyerhof και Vesic (βλέπε Κεφ. 2). Ο συντελεστής ασφαλείας F_s λαμβάνεται ίσος με 3. Η γενική μορφή της εξίσωσης της φέρουσας ικανότητας είναι:

$$q = (s_c \cdot d_c \cdot i_c) \cdot c \cdot N_c + (s_q \cdot d_q \cdot i_q) \cdot N_q \cdot \gamma_A \cdot D_f + \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot (s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma)$$

Οι υπολογισμοί της φέρουσας ικανότητας γίνονται σε δύο καταστάσεις:

- α) την άμεση –βραχυπρόθεσμη συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης, από τη φόρτιση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τις ολικές ή αστράγγιστες διατμητικές παραμέτρους (c_u και ϕ_u) και
- β) την μακροπρόθεσμη –μόνιμη συμπεριφορά του εδάφους, χρησιμοποιώντας τις ενεργές ή στραγγιζόμενες διατμητικές παραμέτρους (c' και ϕ').

Για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου στις δύο εξεταζόμενες στάθμες (- 2.10 m και - 2.50 m) ελέγχεται το έδαφος της στρώσης 2, το οποίο ξεκινά κάτω και από τις δύο στάθμες θεμελίωσης μέχρι και το βάθος των 5.50 m κάτω από την φυσική επιφάνεια του εδάφους. Το έδαφος της στρώσης 3 δεν ελέγχεται για αστοχία, όσον αφορά την φέρουσα ικανότητα, επειδή:

- α) βρίσκεται σε αρκετό βάθος κάτω από την στάθμη θεμελίωσης και οι βολβοί σημαντικών τάσεων έχουν ήδη εξασθενήσει με αποτέλεσμα τα φορτία να είναι σημαντικά εξασθενημένα και
- β) οι εδαφομηχανικές του ιδιότητες είναι σχετικά καλύτερες από αυτές του εδάφους της στρώσης 2.

Συνεπώς, η φέρουσα ικανότητα ή η αστοχία σε θραύση του εδάφους θεμελίωσης ελέγχεται και καθορίζεται αποκλειστικά και μόνο από τη στρώση του εδάφους της στρώσης 2.

Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας είναι:

- i) Ελάχιστη αστράγγιστη συνοχή εδάφους: 30.4 kN/m²
- ii) Ελάχιστη αστράγγιστη γωνία εσωτερικής τριβής: 4 μοίρες
- iii) Ελάχιστη ενεργός συνοχή: 27.5 kN/m²
- iv) Ελάχιστη ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής: 19 μοίρες
- v) Μονάδα βάρους εδάφους: 21 kN/m³

Για λόγους πληρότητας των υπολογισμών της φέρουσας ικανότητας ελέγχονται διάφορα γεωμετρικά στοιχεία των πεδιλοδοκών:

- i) Διάφορα εξεταζόμενα πλάτη πεδιλοδοκών: 1.00, 1.50, 2.00 και 5.00 m
- ii) Διάφορα εξεταζόμενα πλάτη πλακών: 5.90, 8.80 και 10.00m

iii) Στάθμες θεμελίωσης: - 2.10 και - 2.50 m

Τα αποτελέσματα των υπολογισμών φαίνονται στους Πίνακες 7.4 έως 7.9.

Πίνακας 7.4: Επιτρεπόμενη φέρουσα ικανότητα για αστράγγιστες συνθήκες με τη μέθοδο Terzaghi

	Πλάτος B (m)	Βάθος θεμελίωσης D (m)	Φέρουσα ικανότητα Q_{total} (kPa)	Βάθος θεμελίωσης D(m)	Φέρουσα ικανότητα Q_{total} (kPa)
Πλάτη πεδιλοδοκών	1.00	2.10	93.3	2.50	97.4
	1.50	2.10	93.6	2.50	97.8
	2.00	2.10	94.0	2.50	98.2
	5.00	2.10	96.2	2.50	100.4
Πλάτη πλακών	5.90	2.10	96.9	2.50	101.0
	8.80	2.10	99.0	2.50	103.2
	10.00	2.10	99.9	2.50	104.0

Πίνακας 7.5: Επιτρεπόμενη φέρουσα ικανότητα για στραγγιζόμενες συνθήκες με τη μέθοδο Terzaghi

	Πλάτος B (m)	Βάθος θεμελίωσης D (m)	Φέρουσα ικανότητα Q_{total} (kPa)	Βάθος θεμελίωσης D(m)	Φέρουσα ικανότητα Q_{total} (kPa)
Πλάτη πεδιλοδοκών	1.00	2.10	258.2	2.50	276.7
	1.50	2.10	262.2	2.50	280.7
	2.00	2.10	266.2	2.50	284.7
	5.00	2.10	290.4	2.50	308.9
Πλάτη πλακών	5.90	2.10	297.7	2.50	316.2
	8.80	2.10	321.1	2.50	339.6
	10.00	2.10	330.8	2.50	349.3

Πίνακας 7.6: Επιτρεπόμενη φέρουσα ικανότητα για αστράγγιστες συνθήκες με τη μέθοδο Meyerhof

	Πλάτος B (m)	Βάθος θεμελίωσης D (m)	Φέρουσα ικανότητα Q _{total} (kPa)	Βάθος θεμελίωσης D(m)	Φέρουσα ικανότητα Q _{total} (kPa)
Πλάτη πεδιλοδοκών	1.00	2.10	117.4	2.50	128.8
	1.50	2.10	106.7	2.50	115.6
	2.00	2.10	101.4	2.50	105.9
	5.00	2.10	93.0	2.50	97.3
Πλάτη πλακών	5.90	2.10	101.9	2.50	106.4
	8.80	2.10	91.6	2.50	95.8
	10.00	2.10	99.4	2.50	103.8

Πίνακας 7.7: Επιτρεπόμενη φέρουσα ικανότητα για στραγγιζόμενες συνθήκες με τη μέθοδο Meyerhof

	Πλάτος B (m)	Βάθος θεμελίωσης D (m)	Φέρουσα ικανότητα Q _{total} (kPa)	Βάθος θεμελίωσης D(m)	Φέρουσα ικανότητα Q _{total} (kPa)
Πλάτη πεδιλοδοκών	1.00	2.10	321.6	2.50	363.1
	1.50	2.10	291.3	2.50	324.6
	2.00	2.10	277.7	2.50	306.9
	5.00	2.10	266.6	2.50	327.9
Πλάτη πλακών	5.90	2.10	310.2	2.50	333.9
	8.80	2.10	280.2	2.50	351.2
	10.00	2.10	321.1	2.50	342.7

Πίνακας 7.8: Επιτρεπόμενη φέρουσα ικανότητα για αστράγγιστες συνθήκες με τη μέθοδο Vesic

	Πλάτος B (m)	Βάθος θεμελίωσης D (m)	Φέρουσα ικανότητα Q _{total} (kPa)	Βάθος θεμελίωσης D(m)	Φέρουσα ικανότητα Q _{total} (kPa)
Πλάτη πεδιλοδοκών	1.00	2.10	140	2.50	155
	1.50	2.10	123	2.50	135
	2.00	2.10	116	2.50	126
	5.00	2.10	104	2.50	112
Πλάτη πλακών	5.90	2.10	127	2.50	137
	8.80	2.10	105	2.50	112
	10.00	2.10	124	2.50	133

Πίνακας 7.9: Επιτρεπόμενη φέρουσα ικανότητα για στραγγιζόμενες συνθήκες με τη μέθοδο Vesic

	Πλάτος B (m)	Βάθος θεμελίωσης D (m)	Φέρουσα ικανότητα Q_{total} (kPa)	Βάθος θεμελίωσης D(m)	Φέρουσα ικανότητα Q_{total} (kPa)
Πλάτη πεδιλοδοκών	1.00	2.10	367	2.50	408
	1.50	2.10	333	2.50	367
	2.00	2.10	317	2.50	348
	5.00	2.10	312	2.50	334
Πλάτη πλακών	5.90	2.10	341	2.50	366
	8.80	2.10	335	2.50	357
	10.00	2.10	357	2.50	380

Σύμφωνα με τους υπολογισμούς της επιτρεπόμενης φέρουσας ικανότητας προκύπτει ότι οι μικρότερες τιμές και στις δύο καταστάσεις, δηλαδή της άμεσης φόρτισης (αστράγγιστες συνθήκες) του εδάφους θεμελίωσης και της μακροπρόθεσμης-μόνιμης φόρτισης (στραγγιζόμενες συνθήκες) δίνονται με βάση την μέθοδο Terzaghi και αυτές προτείνεται να ληφθούν ως οι πλέον ασφαλείς και αντιπροσωπευτικές.

Από τους Πίνακες 7.4 και 7.5 με τη μέθοδο Terzaghi για στραγγιζόμενες και αστράγγιστες συνθήκες, παρατηρείται ότι η αύξηση του πλάτους της θεμελίωσης επιφέρει μικρή αύξηση στην φέρουσα ικανότητα.

Στην συνέχεια υπολογίζονται οι μέγιστες τάσεις θεμελίωσης που μπορούν να επιβληθούν από τις πεδιλοδοκούς διάφορων διαστάσεων στην εξυγιαντική στρώση, ώστε οι τάσεις που φθάνουν τελικά στην επιφάνεια της στρώσης 2, μέσω της εξυγιαντικής στρώσης να είναι μικρότερες ή ίσες από τη μέγιστη ασφαλή φέρουσα ικανότητα της στρώσης 2 σε αστράγγιστες συνθήκες. Τα αποτελέσματα αυτών των υπολογισμών φαίνονται στον Πίνακα 7.10.

Πίνακας 7.10: Μέγιστη επιτρεπόμενη τάση θεμελίωσης επί των πεδιλοδοκών ως συνάρτηση του πλάτους τους (B), σε βάθος στάθμης θεμελίωσης των – 2.10 m και – 2.50 m σε αστράγγιστες συνθήκες

	Πλάτος B (m)	Βάθος θεμελίωσης D (m)	Φέρουσα ικανότητα Q _{total} (kPa)	Βάθος θεμελίωσης D(m)	Φέρουσα ικανότητα Q _{total} (kPa)
Πλάτη πεδιλοδοκών	1.00	2.10	220	2.50	255
	1.50	2.10	240	2.50	274
	2.00	2.10	260	2.50	294
	5.00	2.10	377	2.50	412
Πλάτη πλακών	5.90	2.10	413	2.50	447
	8.80	2.10	527	2.50	561
	10.00	2.10	574	2.50	608

Από τον Πίνακα 7.4 με τη μέθοδο Terzaghi για αστράγγιστες συνθήκες, προκύπτει ότι οι επιβαλλόμενες τάσεις θεμελίωσης που μπορούν να εφαρμοστούν επί των διάφορων πεδιλοδοκών είναι στο σύνολο τους μικρότερες από τις μέγιστες επιτρεπόμενες και συνεπώς δεν υφίσταται πρόβλημα αστοχίας του εδάφους λόγω ανεπαρκούς φέρουσας ικανότητας και γι' αυτό γίνονται αποδεκτές.

7.9 Καθιζήσεις εδάφους

7.9.1 Ελαστικές καθιζήσεις

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 4, η μέση καθίζηση ενός θεμελίου που εδράζεται σε ένα συμπίεστο στρώμα περιορισμένου πάχους δίνεται από τη

σχέση: $\Delta H = \frac{\mu_0 * \mu_1 * q_0 * B(1 - \nu^2)}{E_s}$. Οι καθιζήσεις υπολογίζονται χρησιμοποιώντας τις

γεωτεχνικές παραμέτρους της εξυγιαντικής στρώσης και των υποκειμένων εδαφών της στρώσης 2 και 3.

Στους Πίνακες 7.11 και 7.12 δίνονται τα αποτελέσματα των ελαστικών καθιζήσεων για τις διάφορες περιπτώσεις επιβαλλόμενων τάσεων και πλάτους θεμελίωσης, για βάθος τοποθέτησης της θεμελίωσης στα – 2.10 m και – 2.50 m. Η ανάλυση για τα διάφορα πλάτη θεμελίωσης γίνεται για τον προσδιορισμό των άμεσων ελαστικών καθιζήσεων σε όλες τις περιπτώσεις θεμελίωσης των πεδιλοδοκών και των

πλακών των δαπέδων και τελικά γίνεται η επιλογή του βέλτιστου τρόπου και τύπου θεμελίωσης του κτιρίου, σε συνδυασμό με τις φέρουσες ικανότητες.

Πίνακας 7.11: Αναμενόμενες ελαστικές καθιζήσεις για διάφορα πλάτη (B) και επιβαλλόμενες τάσεις θεμελίωσης για βάθος τοποθέτησης της θεμελίωσης στα – 2.10m

Πλάτος θεμελίου (m)	Τάση θεμελίου (kN/m ²)	Άμεση ελαστική καθίζηση (mm)
1.0	93.3	6.7
1.5	93.6	8.8
2.0	94.0	16.4
5.0	96.2	37.5
5.9	96.9	21.2
8.8	99.0	65.3
10.0	99.9	31.7

Πίνακας 7. 12: Αναμενόμενες ελαστικές καθιζήσεις για διάφορα πλάτη (B) και επιβαλλόμενες τάσεις θεμελίωσης για βάθος τοποθέτησης της θεμελίωσης στα – 2.50m

Πλάτος θεμελίου (m)	Τάση θεμελίου (kN/m ²)	Άμεση ελαστική καθίζηση (mm)
1.0	97.4	7.0
1.5	97.8	9.2
2.0	98.2	17.1
5.0	100.4	39.2
5.9	101.0	22.1
8.8	103.2	68.1
10.0	104.0	33.0

Στους Πίνακες 7.11 και 7.12 φαίνεται η σχέση μεταξύ αναμενόμενης ελαστικής καθίζησης και επιβαλλόμενης τάσης θεμελίωσης. Από τους πίνακες αυτούς εξάγονται συμπεράσματα για την μεταβολή των αναμενόμενων ελαστικών καθιζήσεων συναρτήσει του πλάτους θεμελίωσης και της φόρτισης της θεμελίωσης, που οδηγούν στην βέλτιστη επιλογή της θεμελίωσης του κτιρίου στις δύο στάθμες.

Από τους Πίνακες 7.11 και 7.12 παρατηρείται ότι ανάλογα με το βάθος θεμελίωσης, οι αναμενόμενες ολικές ελαστικές καθιζήσεις μεταβάλλονται από χαμηλές έως πολύ χαμηλές. Συγκεκριμένα, για την περίπτωση θεμελίωσης στο βάθος των – 2.10 m με πλάτος θεμελίου $B = 5.90$ m και με επιβαλλόμενη τάση θεμελίου $q = 96.9$ kN/m², οι αναμενόμενες ελαστικές καθιζήσεις θα είναι χαμηλές της τάξης των 21.2 mm, ενώ για την περίπτωση θεμελίου πλάτους $B = 2.0$ m, με επιβαλλόμενη τάση θεμελίου $q = 94$ kN/m², οι αναμενόμενες ελαστικές καθιζήσεις θα είναι επίσης χαμηλές της τάξης των 16.4 mm. Για την περίπτωση θεμελίωσης στο βάθος των – 2.50 m με πλάτος θεμελίου $B = 5.90$ m και με επιβαλλόμενη τάση θεμελίου $q = 101$ kN/m², οι

αναμενόμενες ελαστικές καθιζήσεις θα είναι χαμηλές της τάξης των 22.1 mm, ενώ για την περίπτωση θεμελίου πλάτους $B = 1.50$ m, με επιβαλλόμενη τάση θεμελίου $q = 97.8$ kN/m², οι αναμενόμενες ελαστικές καθιζήσεις θα είναι της τάξης των 9.2 mm. Οι καθιζήσεις αυτές, θεωρούνται πολύ χαμηλές και απόλυτα αποδεκτές σύμφωνα με τους διεθνείς κανονισμούς.

Στον Πίνακα 7.13 δίνονται τα αποτελέσματα των ελαστικών καθιζήσεων για βάθος τοποθέτησης της θεμελίωσης στα -2.10 m, για τις περιπτώσεις πλάτους θεμελίωσης B ίσο με 1.0 m και 2.0 m και για επιβαλλόμενη τάση 100 kN/m², για να μπορέσει να γίνει τελικά μια σύγκριση με την αριθμητική μέθοδο στο Κεφάλαιο 9.

Πίνακας 7.13: Αναμενόμενες ελαστικές καθιζήσεις για διάφορα πλάτη θεμελίωσης και για επιβαλλόμενη τάση 100 kN/m²

Πλάτος θεμελίου (m)	Τάση θεμελίου (kN/m ²)	Άμεση ελαστική καθίζηση (mm)
1.0	100	7.2
2.0	100	17.4

7.9.2 Καθιζήσεις λόγω στερεοποίησης

Οι καθιζήσεις του εδάφους θεμελίωσης λόγω στερεοποίησης για τις διάφορες περιπτώσεις επιβαλλόμενων τάσεων και πλάτους θεμελίωσης υπολογίζονται βάσει της θεωρίας συμπίεστότητας σύμφωνα με τη μέθοδο του Terzaghi, λαμβάνοντας υπόψη τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της θεμελίωσης (διάφορα πλάτη θεμελίωσης B ίσο με 1.0 m και 2.0 m και βάθος θεμελίωσης -2.10 m).

Ο υπολογισμός των καθιζήσεων από στερεοποίηση στηρίζεται στη θεωρία του Terzaghi σύμφωνα με τη σχέση:

$$\Delta H_{\sigma_{\text{τερ.}}} = \sum_{i=1}^n H_i \left(\frac{c_c}{1 + e_0} \right)_i \log \left(\frac{\sigma'_{\text{αρχ}} + \Delta \sigma}{\sigma'_{\text{αρχ}}} \right)_i$$

όπου:

$\Delta H_{\sigma_{\text{τερ.}}}$ = η ολική καθίζηση από στερεοποίηση της θεμελίωσης

$\Delta \sigma_i$ = η αναμενόμενη τελική αύξηση της τάσης λόγω της φόρτισης

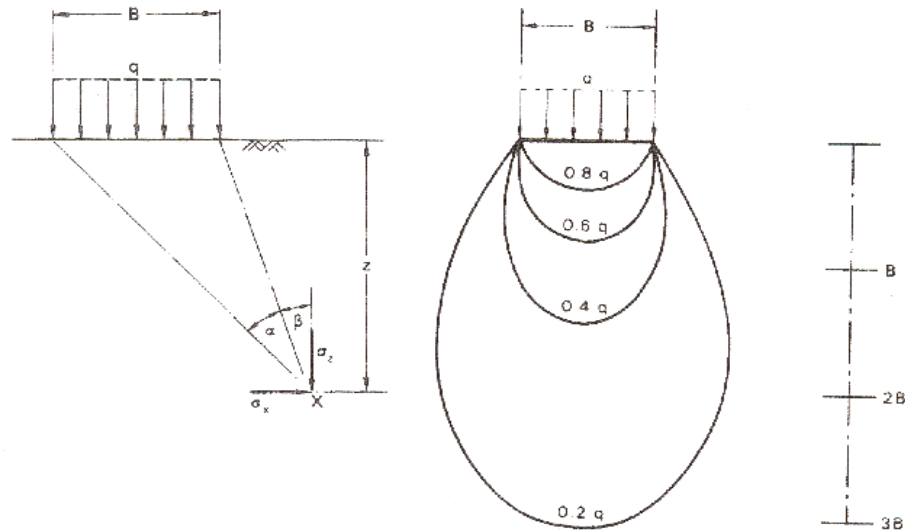
$\sigma'_{\text{αρχ.}}$ = η αρχική (προϋπάρχουσα) ενεργός τάση

H_i = το πάχος κάθε εξεταζόμενης συμπίεστης στρώσης

c_c = συντελεστής συμπίεσης

e_0 = αρχικός δείκτης πόρων της στρώσης

Η κατανομή των πρόσθετων τάσεων που προκαλεί η έδραση της θεμελίωσης του κτιρίου στην υποκείμενη αργιλική στρώση σε συνάρτηση με το βάθος στηρίζεται στο Σχήμα 7.4.

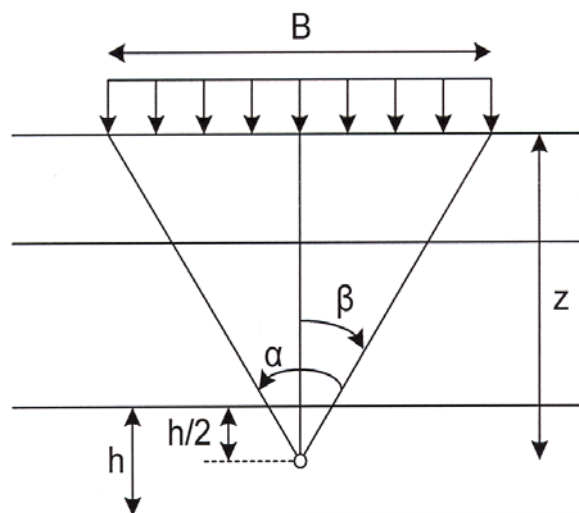


Σχήμα 7.4: Κατανομή πρόσθετων τάσεων κατά Boussinesq (Craig, 1997)

Στην παρούσα εργασία ο υπολογισμός των πρόσθετων τάσεων γίνεται στη μέση της κάθε στρώσης βάση του Σχήματος 7.5 (τροποποιημένο Σχήμα 7.4) και της σχέσης του Boussinesq:

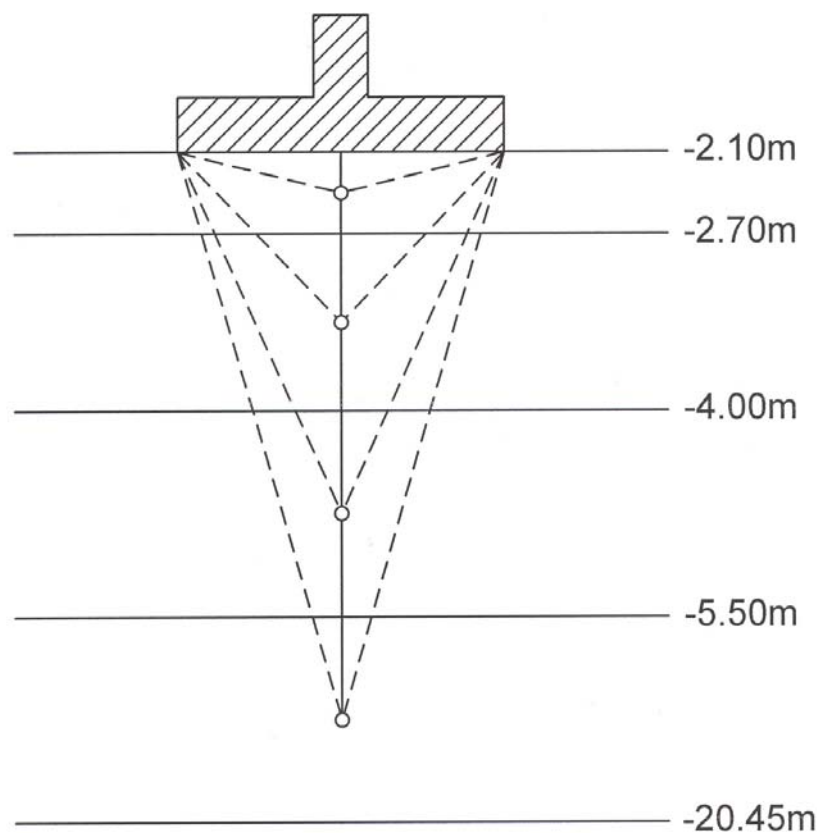
$$\Delta\sigma_z = \frac{q_s}{\pi} [\alpha + \sin a * \cos(a + 2\beta)]$$

όπου: α σε ακτίνια και β σε μοίρες.



Σχήμα 7.5: Κατανομή πρόσθετων τάσεων κατά Boussinesq (Craig, 1997)

Από τη μελέτη (Γεωδόμηση, 2000) προκύπτει μια αλληλουχία εδαφικών στρώσεων (1 – 5) με ιδιότητες που φαίνονται στον Πίνακα 7.14. Στην παρούσα εργασία οι εδαφικές στρώσεις 4 και 5 του Πίνακα 7.14 αντιστοιχούν στις πραγματικές εδαφικές στρώσεις 2 και 3 της μελέτης. Στο Σχήμα 7.6 παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού των αναμενόμενων καθιζήσεων, για θεωρούμενες θέσεις για την εκτίμηση των τάσεων, το μέσο της κάθε στρώσης και στον Πίνακα 7.15 δίνονται τα αποτελέσματα των υπολογισμών των καθιζήσεων για τις εδαφικές στρώσεις, για επιβαλλόμενη τάση 100 kN/m^2 , πλάτη θεμελίου B ίσο με 1 m και 2 m και για βάθος θεμελίωσης στα -2.10 m .



Σχήμα 7.6: Υπολογισμός αναμενόμενων καθιζήσεων

Πίνακας 7.14: Ιδιότητες εδαφικών στρώσεων (Γεωδόμηση, 2000)

Εξεταζόμενη στρώση	Βάθος στρώσης D (m)	Μονάδα βάρους υπό άνωση γ_{sub} (kN/m ³)	Δείκτης συμπίεστότητας Cc	Αρχικός λόγος κενών e_0
1	2.10	21.0	-	-
2	2.70	11.0	-	-
3	4.00	11.0	-	-
4	5.50	11.0	0.629	1.639
5	20.45	10.0	0.145	0.460

Πίνακας 7.15: Αναμενόμενες καθιζήσεις λόγω στερεοποίησης (μακροχρόνιες) για διάφορα πλάτη (B) και επιβαλλόμενες καθαρές τάσεις θεμελίωσης για βάθος θεμελίωσης στα – 2.10 m

Πλάτος θεμελίου (m)	Τάση θεμελίου σ (kN/cm ²)	Εξεταζόμενη στρώση	Βάθος στρώσης D (m)	Αρχική τάση στο μέσο της στρώσης σ'_{vo} (kN/m ²)	Προσαύξηση στο μέσο της στρώσης κατά Boussinesq $\Delta\sigma'$ (kN/m ²)	Καθίζηση λόγω στερεοποίησης $\Delta H_{\text{στερ.}}$ (mm)
1	100	1	2.10	-	-	-
		2	2.70	47.4	93.73	-
		3	4.00	57.9	46.20	-
		4	5.50	73.3*	29.90	53.1
		5	20.45	156.32	7.08	28.6
		Σύνολο				81.7
2	100	1	2.10	-	-	-
		2	2.70	47.4	99.02	-
		3	4.00	57.9	74.05	-
		4	5.50	73.3*	54.01	85.8
		5	20.45	156.32	14.08	55.6
		Σύνολο				141.4

* $2.1 \times 21 + (2.7 - 2.1) \times 11 + (4 - 2.7) \times 11 + [(5.5 - 4)/2] \times 11 = 73.3$

Από τον Πίνακα 7.15 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις λόγω στερεοποίησης είναι μέτριες και γίνονται αποδεκτές σύμφωνα με τους διεθνείς κανονισμούς.

7.10 Ανεκτές διαφορικές καθιζήσεις κατασκευής

Στον Πίνακα 7.16 δίνονται μερικές τιμές, σύμφωνα με τον Οικοδομικό Κανονισμό της U.S.S.R, για τις μέγιστες επιτρεπτές διαφορικές καθιζήσεις.

Πίνακας 7.16: Ανεκτές διαφορικές και ολικές καθιζήσεις κατά τον Οικοδομικό Κανονισμό της U.S.S.R. (1955) (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Περιγραφή της κατασκευής	Άμμος και σκληρή άργιλος	Πλαστική άργιλος
	Συντελεστής καθίζησης	Συντελεστής καθίζησης
Κλίση τροχιών γερανογέφυρας όπως επίσης κλίση τροχιών γερανού	0.003	0.003
Διαφορική καθίζηση θεμελίων υποστυλωμάτων κατοικιών ή βιομηχανικών κτιρίων:		
α. Για κατασκευές από χάλυβα ή οπλισμένο σκυρόδεμα	0.002	0.002
β. Για ακραία σειρά υποστυλωμάτων με επένδυση τούβλων	0.007	0.001
γ. Για κατασκευές στις οποίες δεν επιτρέπεται η ανάπτυξη παραστατικών παραμορφώσεων λόγω ανομοιόμορφης καθίζησης της θεμελίωσης	0.005	0.005
Σχετική απόκλιση φερόντων τοίχων από:		
Πολυόροφες κατοικίες και κτιριακά έργα : για $L/H \leq 3$	0.0003	0.0004
για $L/H \geq 5$	0.0005	0.0007
(L =απόσταση των τμημάτων του τοίχου που μπορούν να έχουν απόκλιση και H =το ύψος του τοίχου από το θεμέλιο)		
Μονοόροφα κτίρια εργοστασίων	0.0010	0.0010
Σύστημα άκαμπτων πέδινων ή δακτυλιοειδών θεμελιώσεων ψηλών άκαμπτων κατασκευών (καπνοδόχοι, υδατόπυργοι, σιλό κλπ.) κατά το δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεων	0.004	0.004

Σύμφωνα με τον Πίνακα 7.16, οι μέγιστες τιμές διαφορικής καθίζησης που μπορούν να επιβληθούν σε κάποια κατασκευή χωρίς να προξηνηθούν βλάβες στην κατασκευή είναι:

$$(0.002) \times L \text{ σε mm}$$

όπου:

$$L = \text{το μήκος της κατασκευής σε mm}$$

Έτσι, για παράδειγμα αν το μήκος της κατασκευής είναι $L = 74 \text{ m}$, τότε προκύπτει ότι η μέγιστη επιτρεπτή διαφορική καθίζηση είναι 148 mm .

Στον Πίνακα 7.17 δίνονται οι διάφορες επιπτώσεις στη λειτουργία και την ασφάλεια των κατασκευών λόγω διαφορικών καθιζήσεων σύμφωνα με τον Bjerrum.

Πίνακας 7.17: Τιμές των γωνιακών παραμορφώσεων, $\delta H/L$, οι οποίες προκαλούν διάφορες επιπτώσεις στη λειτουργία και την ασφάλεια των κατασκευών κατά Bjerrum (Αναγνωστόπουλος, 1994)

Είδος κατασκευής	Επιτρεπόμενη γωνιακή παραμόρφωση $\delta=H/L$
Ευαίσθητες μηχανολογικές εγκαταστάσεις	1/750
Πλαισιωτές κατασκευές	1/600
Συνήθη κτίρια, όπου δεν γίνονται ανεκτές μικρορηγματώσεις στους τοίχους πληρώσεως	1/500
Συνήθη κτίρια, όπου γίνονται ανεκτές μικρορηγματώσεις στους τοίχους πληρώσεως	1/300
Άκαμπτα κτίρια, με επιτρεπόμενη απόκλιση από την κατακόρυφη	1/250
Όριο για το οποίο δεν είναι δυνατό να παρουσιαστούν ζημιές στον φέροντα οργανισμό	1/150
Εύκαμπτες πλινθοδομές, με H/L , χωρίς ρηγματώσεις	1/150

Η μέγιστη επιτρεπτή διαφορική καθίζηση σύμφωνα με την πρόταση του Bjerrum για πλαισιωτές κατασκευές με διαγώνια στοιχεία θα πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση του $1/600$. Οπότε, η μέγιστη διαφορική καθίζηση στο συνολικό μήκος του κτιρίου είναι $(1/600) \times L = (1/600) \times 74 = 123.3 \text{ mm}$.

Επομένως, στην περίπτωση που εκδηλώνονται διαφορικές καθιζήσεις στο κτίριο δεν θα πρέπει να ξεπερνούν την τιμή των $(1/600) \times L$. Η τιμή αυτή αποτελεί κριτήριο και για την τελική επιλογή του τρόπου και του τύπου θεμελίωσης του κτιρίου.

7.11 Δείκτης εδάφους k_s

Η τιμή του δείκτη εδάφους k_s υπολογίζεται για συγκεκριμένη τάση έδρασης της θεμελίωσης και για συγκεκριμένο πλάτος θεμελίωσης ($k_s = \sigma_{\text{επιτ}}/\gamma_{\text{αναμ}}$). Οι τιμές του k_s

σε kN/m^3 για διάφορες τάσεις θεμελίωσης, για διάφορα πλάτη πέδιλου (B) και για βάθος τοποθέτησης της θεμελίωσης (D) στα 2.10 m, παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.18

Πίνακας 7.18: Τιμές του k_s σε kN/m^3 ως συνάρτηση του πλάτους θεμελίωσης (B) και της τάσης θεμελίωσης, για βάθος τοποθέτησης της θεμελίωσης (D) στα 2.10 m

Πλάτος θεμελίου B (m)	Τάση θεμελίου (kN/m^2)	Ολική καθίζηση (mm)	Δείκτης εδάφους k_s (kN/m^3)
1	100	81.7	1.12
2	100	141.4	0.63

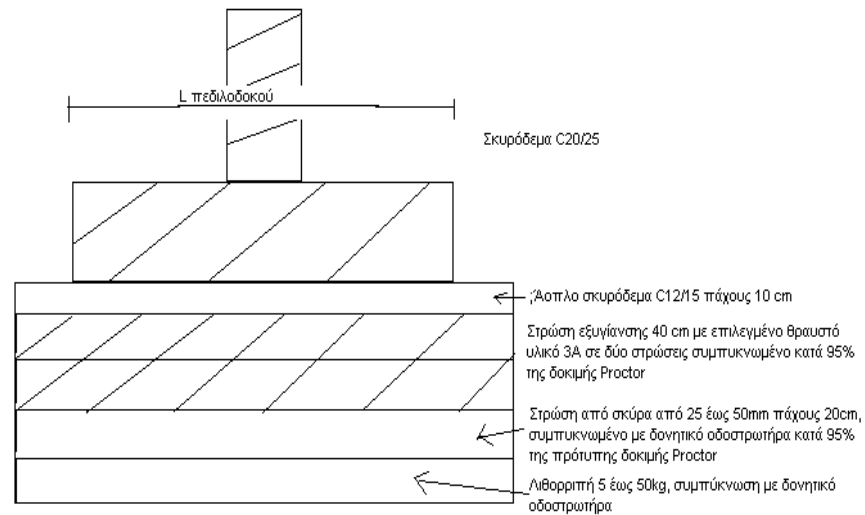
7.12 Τύπος και τρόπος θεμελίωσης του κτιρίου

Με βάση τις ιδιότητες, τις παραμέτρους και τα στοιχεία, όπως αυτά έχουν αναλυθεί στις προηγούμενες παραγράφους, καθώς και μετά από επεξεργασία και ανάλυση έγινε δυνατή η δημιουργία ενός μοντέλου προσομοίωσης των πραγματικών γεωτεχνικών συνθηκών του χώρου έδρασης του κτιρίου.

Σύμφωνα με τις αναμενόμενες συνθήκες θεμελίωσης, καθώς και τα υπολογιζόμενα μεγέθη των καθιζήσεων και της φέρουσας ικανότητας, όπως αυτά παρουσιάζονται στους Πίνακες 7.4, 7.5, 7.11, 7.12 και 7.15 προκύπτει ο τύπος και ο τρόπος θεμελίωσης του κτιρίου.

Η θεμελίωση των στατικώς ανεξαρτήτων κτιρίων γίνεται σε διάφορες στάθμες θεμελίωσης με εσχάρα πεδιλοδοκών διάφορων πλατών, έτσι ώστε η ελάχιστη στάθμη θεμελίωσης να βρίσκεται πάντα κάτω από το βάθος των 2 μέτρων από την επιφάνεια του φυσικού εδάφους. Κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης της εσχάρας πεδιλοδοκών και ανεξάρτητα από την στάθμη θεμελίωσης της, τοποθετείται συμπτυκνωμένη κατάλληλη εξυγιαντική στρώση που αποτελείται από θραυστό γωνιώδες υλικό αμμοχάλικων καλής κοκκομετρικής διαβάθμισης μεγέθους μεταξύ 5 και 70 mm, με συνολικό πάχος 60cm και τοποθετείται σε δύο στρώσεις με βαθμό συμπίκνωσης όχι μικρότερο του 95% του μέγιστου επιτυγχανόμενου βαθμού.

Στο Σχήμα 7.7 παρουσιάζεται το μοντέλο της εξυγιαντικής στρώσης στο χώρο θεμελίωσης του κτιρίου, βάσει του οποίου έγινε και η προσομοίωση της θεμελίωσης με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων και η οποία θα αναλυθεί στο Κεφάλαιο 8.



Σχήμα 7.7: Μοντέλο εξυγιαντικής στρώσης στο χώρο θεμελίωσης του κτιρίου

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

8.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης θεμελίωσης σε έδαφος, το οποίο αποτελείται από διαφορετικές στρώσεις διαφορετικών αντοχών, με σκοπό την εύρεση της κατανομής των τάσεων στο έδαφος και των καθιζήσεων που εμφανίζονται στα σημεία επαφής του πέδιλου με το έδαφος. Η μοντελοποίηση γίνεται με τη βοήθεια του λογισμικού πακέτου ‘Marc’.

Στην παραμετρική ανάλυση που ακολουθεί πραγματοποιούνται έξι διαφορετικά μοντέλα. Τα τρία μοντέλα γίνονται σε εξυγιασμένο έδαφος και έχουν τις ίδιες στρώσεις και το μόνο που αλλάζει είναι ο αριθμός των πέδινων και η εφαρμοζόμενη τάση. Αυτό γίνεται με σκοπό να βρεθεί η αλληλεπίδραση των βολβών τάσεων και να εξαχθούν συμπεράσματα για την εντατική καταπόνηση του εδάφους θεμελίωσης. Τα υπόλοιπα τρία μοντέλα δίνουν την προσομοίωση του εδάφους πριν την εξυγίανση με σκοπό την σύγκριση των αποτελεσμάτων.

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να αναφερθεί πως έγινε η επιλογή των ιδιοτήτων των υλικών και των παραμέτρων που χρησιμοποιούνται για την επίλυση των προβλημάτων μέσω του προγράμματος ‘Marc’.

Τα εδαφικά στρώματα που χρησιμοποιήθηκαν στα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος είναι το άοπλο σκυρόδεμα, το οποίο τοποθετείται στην επαφή των πέδινων με την στρώση εξυγίανσης και του οποίου το μέτρο ελαστικότητας εκτιμήθηκε ότι είναι $E = 20 \text{ GPa}$ (Myers, 1999) και ο λόγος του Poisson θεωρήθηκε ότι είναι $\nu = 0.25$. Επίσης, το πέδιλο είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα με μέτρο ελαστικότητας $E = 25 \text{ GPa}$ (Myers, 1999) και ο λόγος του Poisson είναι $\nu = 0.25$ (Myers, 1999). Στη συνέχεια συναντάται η στρώση εξυγίανσης, η οποία θεωρείται ότι είναι πολύ πυκνό, μη συνεκτικό έδαφος και το μέτρο ελαστικότητας, όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 6, είναι $E = 150 \text{ MPa}$ και ο λόγος Poisson είναι $\nu = 0.15$ (Γεωδόμηση, 2000). Μετά τη στρώση εξυγίανσης συναντάται η λιθορριπή, η οποία ουσιαστικά είναι συμπιεσμένο

χαλίκι ή καλύτερα αμμοχάλικο. Το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης της λιθορριπής βρέθηκε βάσει της σχέσης που πρότεινε ο Bowles το 1998: $E_s = 600 \cdot (N+6) + 2000$ για $N > 15$, όπου N είναι ο αριθμός κρούσεων N_{SPT} (βλ. Κεφ. 2). Έτσι για $N = 51$ σύμφωνα με τα στοιχεία που δίνονται στο Κεφάλαιο 6, το μέτρο ελαστικότητας θεωρείται ότι είναι $E = 36.2$ MPa και ο λόγος του Poisson είναι $\nu = 0.15$ (Γεωδόμηση, 2000). Το υπόλοιπο στρώμα μετά την στρώση εξυγίανσης και τη στρώση της λιθορριπής είναι η στρώση 2, της οποίας οι ιδιότητες έχουν αναλυθεί στο Κεφάλαιο 6.

Τέλος, θα πρέπει να αναφερθεί ότι τα μοντέλα προσομοίωσης σε μη εξυγιασμένο έδαφος έχουν διαφορά με τα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος, ως προς τα εδαφικά στρώματα που χρησιμοποιήθηκαν. Έτσι, αναφέρεται ότι χρησιμοποιείται το πέδιλο, που αποτελείται από άοπλο σκυρόδεμα, καθώς επίσης χρησιμοποιείται και το άοπλο σκυρόδεμα στην επαφή των πέδινων με την επόμενη στρώση. Στη συνέχεια, όπως είναι φυσικό δεν χρησιμοποιείται στρώση εξυγίανσης, αλλά ούτε και η στρώση λιθορριπής, αλλά χρησιμοποιούνται οι ιδιότητες της στρώσης 2 και της στρώσης 3, όπως αναλύεται στο Κεφάλαιο 6.

Θα πρέπει να επισημανθεί ότι οποιαδήποτε αλλαγή στις ιδιότητες και στις παραμέτρους, που χρησιμοποιούνται για την επίλυση των προβλημάτων μέσω του προγράμματος θα επιφέρει σημαντικές αλλαγές στα αποτελέσματα των μέγιστων κατακόρυφων τάσεων, των μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων και των μέγιστων καθιζήσεων.

8.2 Δημιουργία μοντέλου με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος

8.2.1 Διακριτοποίηση, συνοριακές συνθήκες και φόρτιση

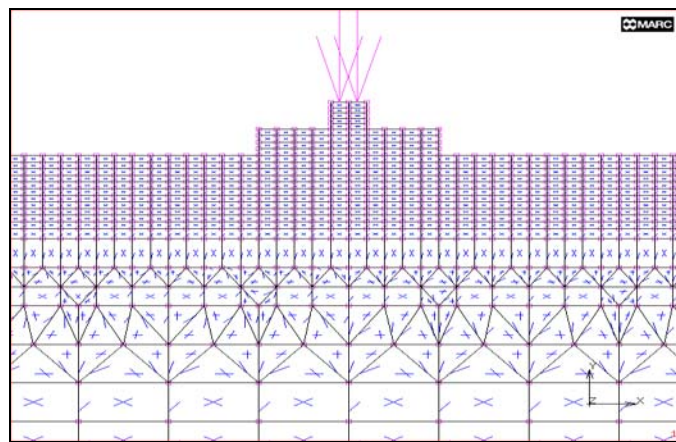
Η διακριτοποίηση που πραγματοποιήθηκε για το μοντέλο κατά την παραμετρική ανάλυση φαίνεται στο Σχήμα 8.1 και αποτελείται από τριγωνικά και ορθογωνικά στοιχεία επίπεδης τάσης. Η διακριτοποίηση που πραγματοποιήθηκε δημιούργησε 3428 στοιχεία (elements).

Οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόστηκαν σε όλα τα μοντέλα που κατασκευάστηκαν στην παρούσα εργασία είναι οι συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες:

- ✓ Στα κατακόρυφα όρια των μοντέλων εφαρμόστηκε κύλιση ($dx=0$), που σημαίνει ότι στα σημεία των γραμμών αυτών επιτρέπεται μόνο η κύλιση ως προς τον y άξονα.

- ✓ Στη μέση των πέλδλων των μοντέλων και κατακόρυφα εφαρμόστηκε κύλιση ($dx=0$).
- ✓ Στο κάτω όριο των μοντέλων εφαρμόστηκε κύλιση ($dy=0$), που σημαίνει ότι στα σημεία των γραμμών αυτών επιτρέπεται μόνο η κύλιση ως προς τον x άξονα.
- ✓ Στα ακραία σημεία των μοντέλων εφαρμόστηκε πάκτωση ($dx=dy=0$).

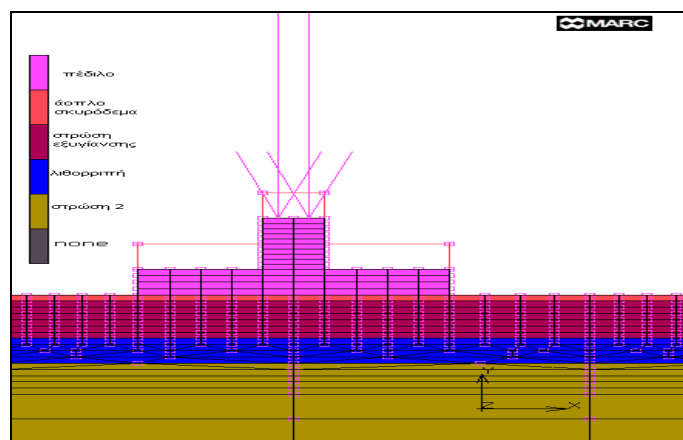
Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 6, η επιτρεπόμενη τάση που μπορεί να εφαρμοστεί στο θεμέλιο και να μην αστοχήσει το έδαφος είναι 100 kN/m^2 . Κατά την προσομοίωση του προβλήματος, εφαρμόζεται μεταβαλλόμενη τάση από 100 kN/m^2 μέχρι 300 kN/m^2 με βήμα 100 kN/m^2 . Το ολικό φορτίο ορίστηκε στο πρόγραμμα να εφαρμόζεται σε δέκα (10) στάδια, με σκοπό την σύγκλιση της λύσης.



Σχήμα 8.1: Διακριτοποίηση και φόρτιση μοντέλου με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος

8.2.2 Ιδιότητες υλικών

Τα εδαφικά στρώματα που διακρίνονται στο Σχήμα 8.2 είναι το άοπλο σκυρόδεμα, η στρώση εξυγίανσης, η λιθορριπή και η στρώση 2 και πάνω από τα εδαφικά στρώματα διακρίνεται το πέδιλο.



Σχήμα 8.2: Ιδιότητες εδαφικών στρώσεων και πέδilu για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος

Στον Πίνακα 8.1 δίνονται οι διαστάσεις των στρωμάτων και του πέδιλου, καθώς και οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται.

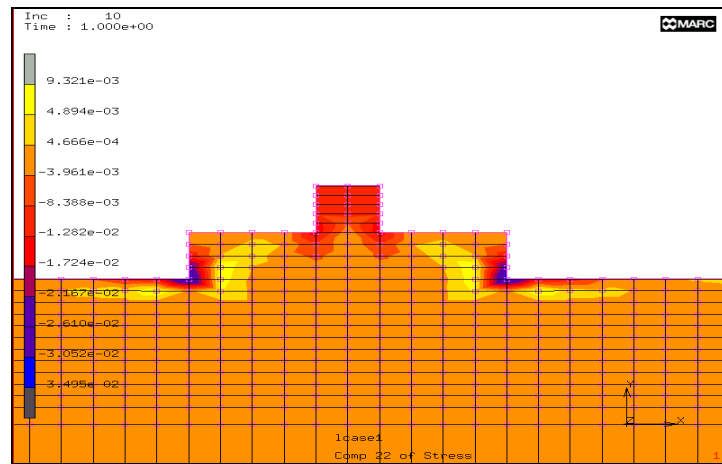
Πίνακας 8.1: Παράμετροι και διαστάσεις των στρωμάτων και του πέδιλου για τα μοντέλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Περιγραφή στρωμάτων	Μέτρο ελαστικότητας Young E(MPa)	Λόγος του Poisson ν	Διαστάσεις (cm)
Πέδιλο	2500	0.25	200*40
Άοπλο σκυρόδεμα	2000	0.25	10
Στρώση εξυγίανσης	15	0.15	60
Λιθορριπή	3.62	0.2	40
Στρώση 2	1.9	0.25	400

8.2.3 Ανάλυση μοντέλου

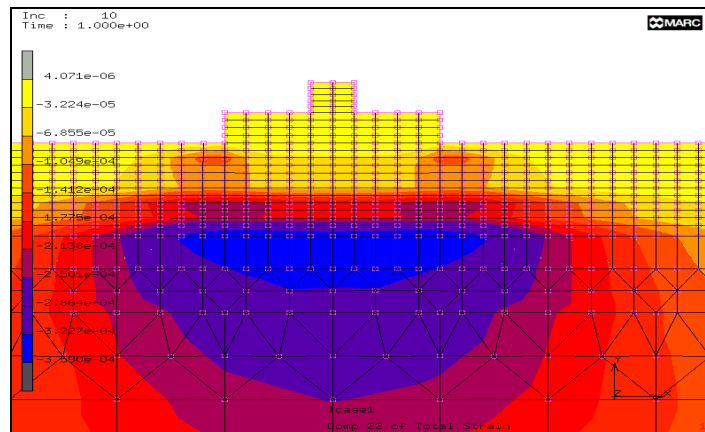
Η εφαρμογή τάσης ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2) έδωσε τα αποτελέσματα, τα οποία φαίνονται στα Σχήματα 8.3 και 8.4. Στο Σχήμα 8.3 φαίνεται η κατακόρυφη τάση που μεταφέρεται στο έδαφος και στο Σχήμα 8.4 φαίνεται η κατακόρυφη παραμόρφωση του εδάφους από την προσομοίωση του μοντέλου με ένα πέδιλο, καθώς επίσης παρατηρείται και η αρχική και η τελική κατάσταση του μοντέλου.

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να σημειωθεί ότι στη Μηχανική Πετρωμάτων, οι θλιπτικές τάσεις και οι αντίστοιχες ανηγμένες παραμορφώσεις λαμβάνονται θετικές, ενώ οι εφελκυστικές τάσεις θεωρούνται αρνητικές. Όμως το λογισμικό πακέτο 'Marc' λαμβάνει ως θλιπτικές τις τάσεις και τις παραμορφώσεις, που έχουν αρνητικό πρόσημο και εφελκυστικές τις τάσεις και τις παραμορφώσεις, που έχουν θετικό πρόσημο. Για το λόγο αυτό οι αναφορές που θα γίνονται για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις στα Σχήματα και τους Πίνακες που ακολουθούν, θα αναφέρονται σε θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις και παραμορφώσεις, σύμφωνα με το λογισμικό πακέτο 'Marc'.



Σχήμα 8.3: Κατακόρυφη τάση σ_y για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_y = -6.66 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$, είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του πέδilu.



Σχήμα 8.4: Κατακόρυφη παραμόρφωση ϵ_y για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση είναι $\epsilon_y = -3.5 \cdot 10^{-4}$, είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του πέδilu.

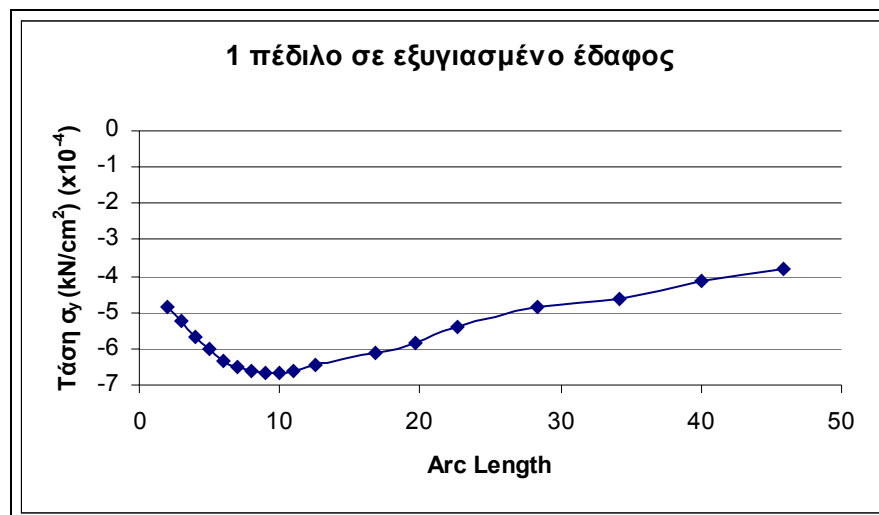
Στον Πίνακα 8.2 δίνονται τα αποτελέσματα των κατακόρυφων τάσεων και παραμορφώσεων κατά την επιβολή τάσεων 100 kN/m^2 , 200 kN/m^2 και 300 kN/m^2 , για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος. Οι τάσεις και οι παραμορφώσεις λαμβάνονται από την επεξεργασία όλων των αποτελεσμάτων που δίνει το λογισμικό πακέτο 'Marc'. Συγκεκριμένα για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος οι τάσεις και παραμορφώσεις λαμβάνονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του πέδilu.

Πίνακας 8.2: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος

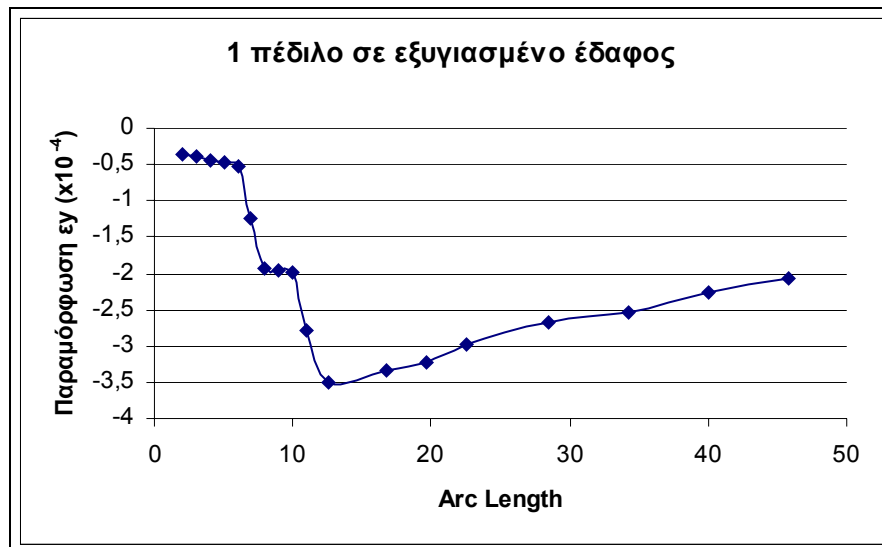
Αποτελέσματα	Τάση που εφαρμόζεται σε kN/cm ²		
	0.01	0.02	0.03
σ_x (kN/cm ²)	$9.67 \cdot 10^{-4}$	$1.93 \cdot 10^{-3}$	$2.90 \cdot 10^{-3}$
σ_y (kN/cm ²)	$-6.66 \cdot 10^{-4}$	$-1.33 \cdot 10^{-3}$	$-1.99 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$2.71 \cdot 10^{-6}$	$5.42 \cdot 10^{-6}$	$8.12 \cdot 10^{-6}$
ϵ_x	$1.28 \cdot 10^{-4}$	$2.56 \cdot 10^{-4}$	$3.83 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$-3.50 \cdot 10^{-4}$	$-7.00 \cdot 10^{-4}$	$-1.05 \cdot 10^{-3}$
ϵ_{xy}	$2.84 \cdot 10^{-6}$	$5.68 \cdot 10^{-6}$	$8.52 \cdot 10^{-6}$

Από τον Πίνακα 8.2 φαίνεται ότι με την αύξηση της τάσης από 0.01 σε 0.03 kN/cm² αυξάνονται οι τιμές των κατακόρυφων τάσεων και παραμορφώσεων.

Στο Σχήμα 8.5 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων κατά τον κατακόρυφο άξονα συμμετρίας του πέδιλου, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm², ενώ στο Σχήμα 8.6 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων παραμορφώσεων στον ίδιο άξονα και για την ίδια επιβαλλόμενη τάση.

Σχήμα 8.5: Κατανομή κατακόρυφων τάσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm²

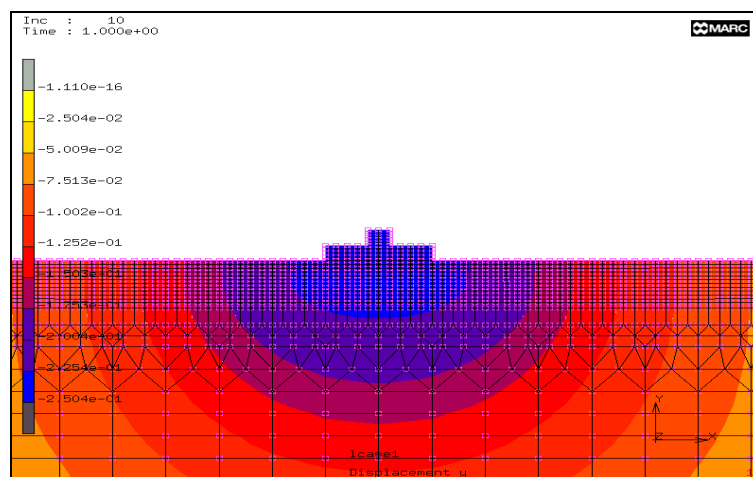
Από το Σχήμα 8.5 φαίνεται η μεγαλύτερη τιμή των κατακόρυφων τάσεων σ_y για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm², εμφανίζεται περίπου στα 10cm, δηλαδή στην επαφή του άοπλου σκυροδέματος με την στρώση εξυγίανσης.



Σχήμα 8.6: Κατανομή κατακόρυφων παραμορφώσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.6 φαίνεται ότι η μεγαλύτερη τιμή των κατακόρυφων παραμορφώσεων ϵ_y για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , εμφανίζεται περίπου στα 10 cm , δηλαδή στην επαφή του άοπλου σκυροδέματος με την στρώση εξυγίανσης.

Στο Σχήμα 8.7 δίνονται οι καθιζήσεις του εδάφους για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος με την εφαρμογή τάσης στο πέδιλο ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).



Σχήμα 8.7: Καθιζήσεις για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του πέδilu και είναι $\Delta y = -0.25 \text{ cm}$.

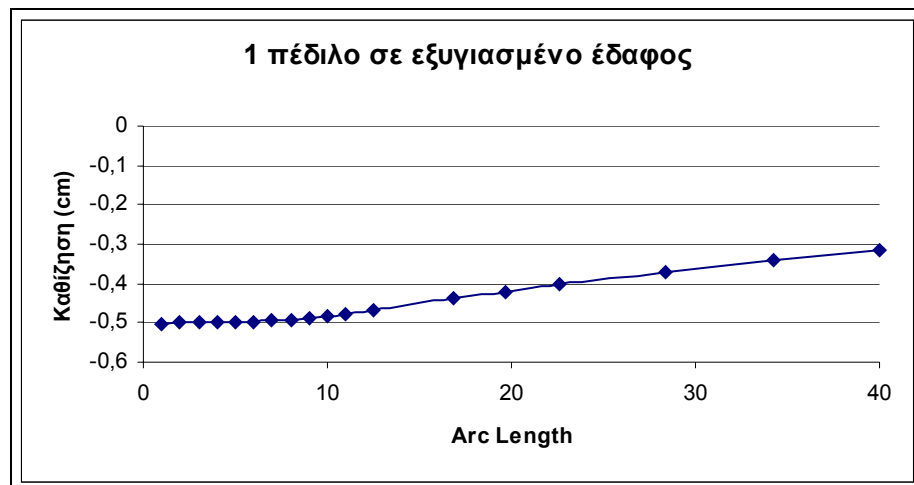
Στον Πίνακα 8.3 δίνονται οι καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επιβολή των τάσεων για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.3: Μέγιστες καθιζήσεις για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Καθιζήσεις (cm)
0.01	- 0.250
0.02	- 0.501
0.03	- 0.751

Από τον Πίνακα 8.3 είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις αυξάνονται με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης. Το πρόσημο (-) φανερώνει την μετατόπιση προς τα κάτω, οπότε και την καθίζηση.

Στο Σχήμα 8.8 δίνονται οι καθιζήσεις κατά μήκος του άξονα συμμετρίας του πέδιλου για επιβαλλόμενη τάση ίση με 0.02 kN/cm².

**Σχήμα 8.8: Κατανομή καθιζήσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.02 kN/cm²**

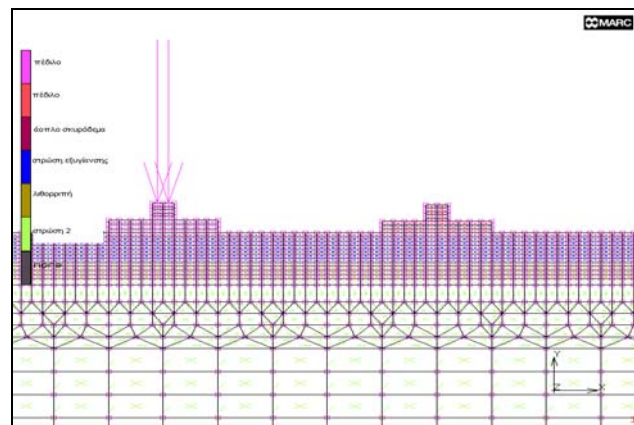
Από το Σχήμα 8.8 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος, έχουν σχετικά σταθερή τιμή για τα πρώτα 10cm, που είναι το στρώμα του άοπλου σκυροδέματος, ενώ στη συνέχεια με την αύξηση του βάθους παρατηρείται μείωση της τιμής τους.

8.3 Δημιουργία μοντέλου με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Η διαφορά αυτού του μοντέλου προσομοίωσης με το προηγούμενο είναι ότι υπάρχουν δύο πέδιλα που εδράζονται σε εξυγιασμένο έδαφος. Για την καλύτερη κατανόηση των τάσεων που αναπτύσσονται, δημιουργήθηκαν τρεις κατηγορίες αυτού του μοντέλου. Στην πρώτη κατηγορία η απόσταση μεταξύ των πέδινων είναι ίση με

250 cm και οι τάσεις που εφαρμόζονται είναι 100 kN/m^2 , 200 kN/m^2 και 300 kN/m^2 , στη δεύτερη κατηγορία η απόσταση μεταξύ των πέδινων είναι ίση με 200 cm και οι τάσεις που εφαρμόζονται είναι 100 kN/m^2 , 200 kN/m^2 και 300 kN/m^2 και στην τρίτη κατηγορία η απόσταση μεταξύ των πέδινων είναι ίση με 150 cm και οι τάσεις που εφαρμόζονται είναι 100 kN/m^2 , 200 kN/m^2 και 300 kN/m^2 .

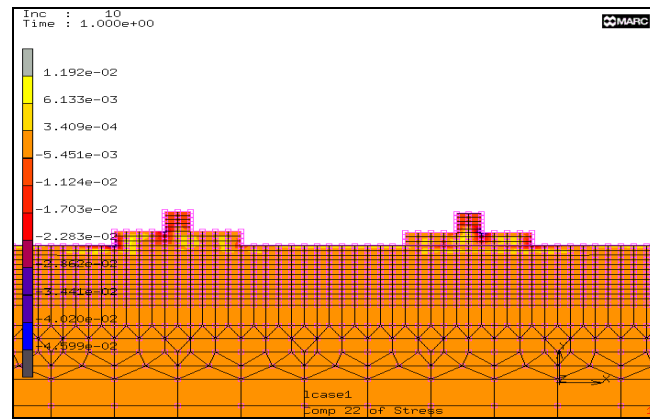
Στο Σχήμα 8.9 φαίνεται η διακριτοποίηση που έγινε, καθώς και οι ιδιότητες των υλικών. Η διακριτοποίηση που πραγματοποιήθηκε στο συγκεκριμένο μοντέλο δημιούργησε 2355 στοιχεία (elements). Όλες οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν είναι ίδιες για όλα τα μοντέλα της προσομοίωσης, τα οποία αναφέρονται σε εξυγιασμένο έδαφος και οι τιμές τους δίνονται στον Πίνακα 8.1.



Σχήμα 8.9: Διακριτοποίηση και ιδιότητες υλικών του μοντέλου με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

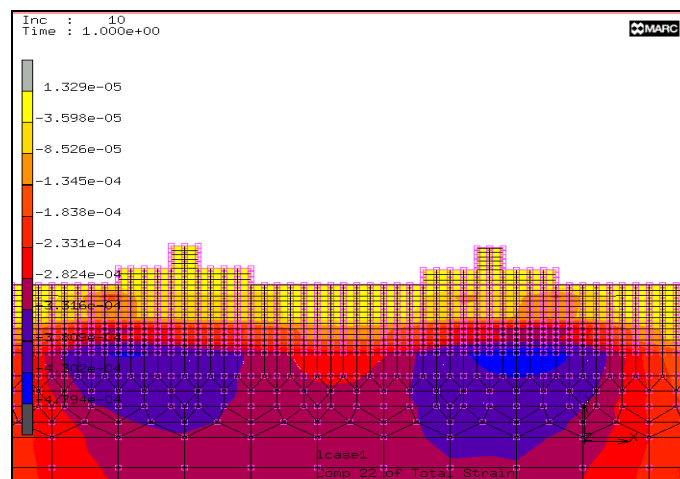
8.3.1 Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέδινων ίση με 250 cm.

Η εφαρμογή τάσης ίση με 100 kN/m^2 , η οποία εφαρμόζεται και στα δύο πέδιλα και για απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 250 cm έδωσε τα αποτελέσματα, τα οποία φαίνονται στα Σχήματα 8.10 και 8.11. Στο Σχήμα 8.10 φαίνεται η κατακόρυφη τάση που μεταφέρεται στο έδαφος και στο Σχήμα 8.11 φαίνεται η κατακόρυφη παραμόρφωση του εδάφους από την προσομοίωση του μοντέλου με δύο πέδιλα.



Σχήμα 8.10: Κατακόρυφη τάση σ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_y = -5.9 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$, είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.



Σχήμα 8.11: Κατακόρυφη παραμόρφωση ε_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη παραμόρφωση είναι $\varepsilon_y = -2.815 \cdot 10^{-4}$ είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.

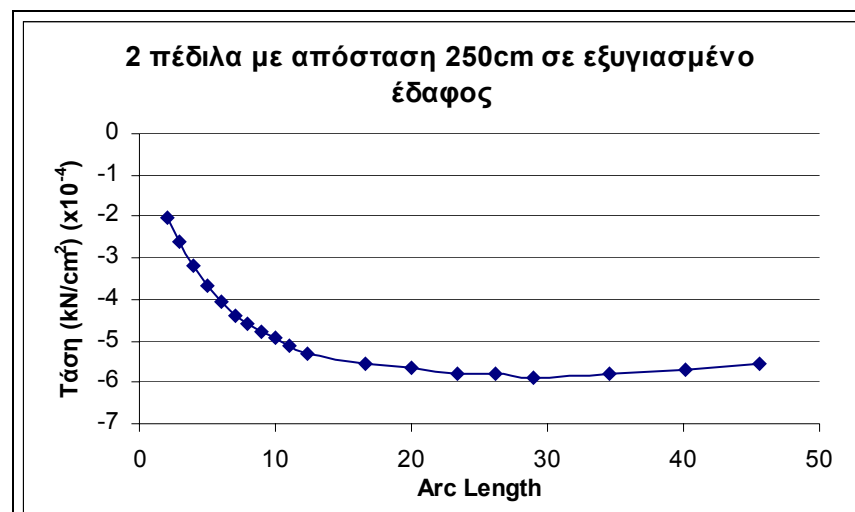
Στον Πίνακα 8.4 δίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις για το μοντέλο με δύο πέδιλα και για απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 250 cm. Στην περίπτωση αυτή οι τάσεις και οι παραμορφώσεις λαμβάνονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.

Πίνακας 8.4: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Αποτελέσματα	Τάση που εφαρμόζεται σε kN/cm ²		
	0.01	0.02	0.03
σ_x (kN/cm ²)	$-4.28 \cdot 10^{-4}$	$-8.57 \cdot 10^{-4}$	$-1.28 \cdot 10^{-3}$
σ_y (kN/cm ²)	$-5.91 \cdot 10^{-4}$	$-1.18 \cdot 10^{-3}$	$-1.77 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$2.70 \cdot 10^{-4}$	$5.42 \cdot 10^{-4}$	$8.13 \cdot 10^{-4}$
ϵ_x	$8.84 \cdot 10^{-4}$	$1.77 \cdot 10^{-4}$	$3.05 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$-3.08 \cdot 10^{-4}$	$-6.16 \cdot 10^{-4}$	$-9.23 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$5.48 \cdot 10^{-5}$	$1.10 \cdot 10^{-4}$	$1.60 \cdot 10^{-4}$

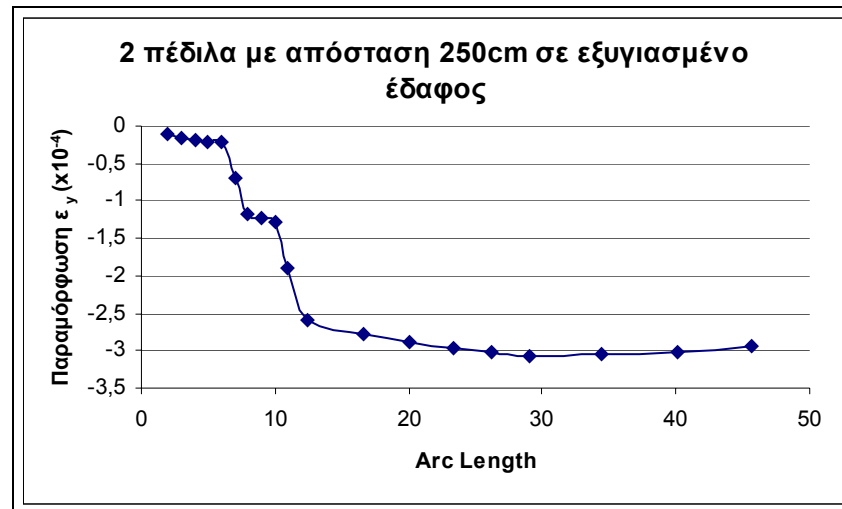
Από τον Πίνακα 8.4 φαίνεται ότι με την αύξηση της τάσης από 0.01 σε 0.03 kN/cm² αυξάνονται οι τιμές των τάσεων και παραμορφώσεων.

Στο Σχήμα 8.12 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση απόσταση των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm², ενώ στο Σχήμα 8.13 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων παραμορφώσεων κατά μήκος του ίδιου άξονα και για την ίδια επιβαλλόμενη τάση.



Σχήμα 8.12. Κατανομή κατακόρυφων τάσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm²

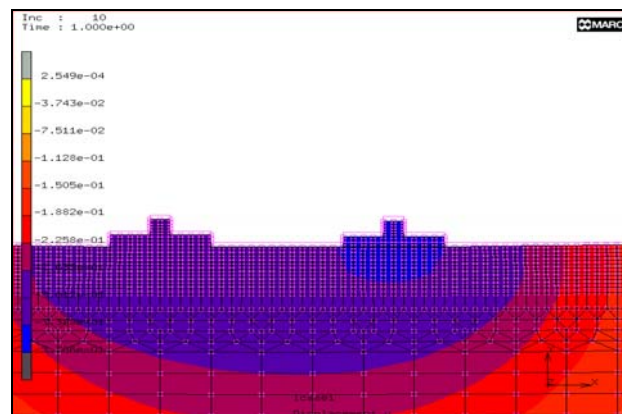
Από το Σχήμα 8.12 φαίνεται ότι η μεγαλύτερη τιμή των κατακόρυφων τάσεων σ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο έδαφος, εμφανίζεται περίπου στα 30 cm, δηλαδή στη στρώση εξυγίανσης.



Σχήμα 8.13: Κατανομή κατακόρυφων παραμορφώσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.13 φαίνεται ότι η μεγαλύτερη τιμή των κατακόρυφων παραμορφώσεων ε_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο έδαφος, εμφανίζεται περίπου στα 30 cm, δηλαδή μέσα στη στρώση εξυγίανσης.

Στο Σχήμα 8.14 δίνονται οι καθιζήσεις του εδάφους με την εφαρμογή τάσης στα πέδιλα ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).



Σχήμα 8.14: Καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση ίση με 100 kN/m^2 και είναι $\Delta y = -0.348 \text{ cm}$.

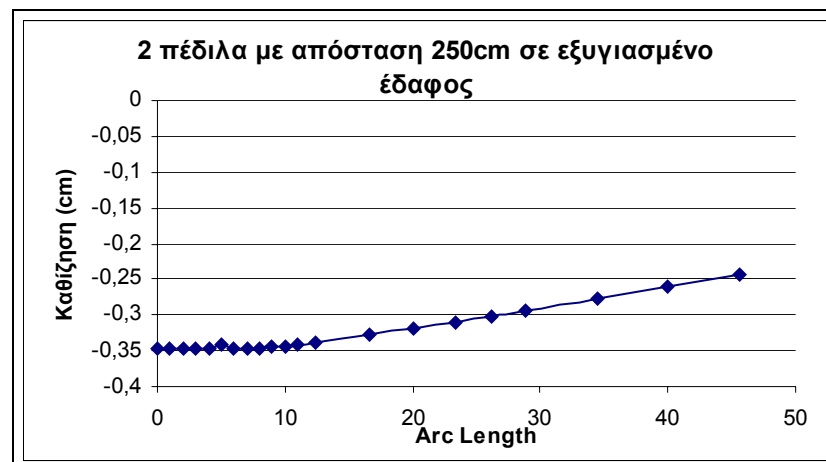
Στον Πίνακα 8.5 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επιβολή των τάσεων για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.5: Μέγιστες καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Καθιζήσεις (cm)
0.01	- 0.329
0.02	- 0.659
0.03	- 0.989

Από τον Πίνακα 8.5 είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις αυξάνονται με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης. Το πρόσημο (-) φανερώνει την μετατόπιση προς τα κάτω, οπότε και την καθίζηση.

Στο Σχήμα 8.15 δίνεται η κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm².

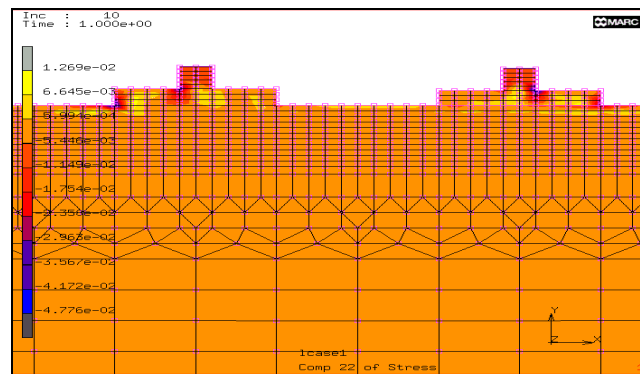


Σχήμα 8.15: Κατανομή καθιζήσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm²

Από το Σχήμα 8.15 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο έδαφος, έχουν σχετικά σταθερή τιμή στα πρώτα 10 cm, δηλαδή στο στρώμα του άοπλου σκυροδέματος και στη συνέχεια μειώνονται με την αύξηση του βάθους.

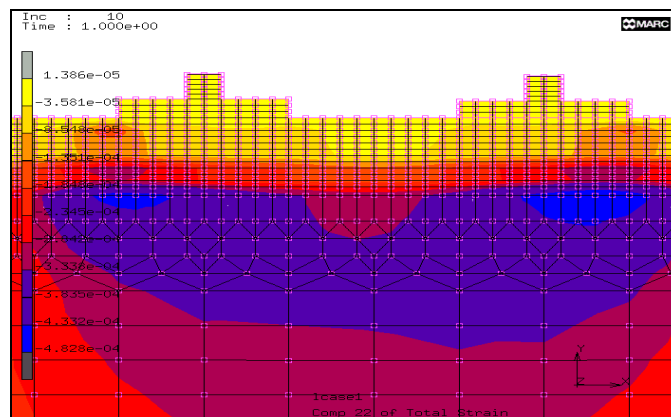
8.3.2 Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέλδλων ίση με 200 cm

Η εφαρμογή τάσης ίση με 100 kN/m^2 , η οποία εφαρμόζεται και στα δύο πέλδια και για απόσταση μεταξύ των πέλδλων ίση με 200 cm έδωσε τα αποτελέσματα, τα οποία φαίνονται στα Σχήματα 8.16 και 8.17. Στο Σχήμα 8.16 φαίνεται η κατακόρυφη τάση που μεταφέρεται στο έδαφος και στο Σχήμα 8.17 φαίνεται η κατακόρυφη παραμόρφωση του εδάφους από την προσομοίωση του μοντέλου με δύο πέλδια.



Σχήμα 8.16: Κατακόρυφη τάση σ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδλων ίση με 200cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_y = -8.47 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$, είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέλδλων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 .



Σχήμα 8.17: Κατακόρυφη παραμόρφωση ε_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδλων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη παραμόρφωση είναι $\varepsilon_y = -3.38 \cdot 10^{-4}$, είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση απόσταση των δύο πέλδλων.

Στον Πίνακα 8.6 δίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις για το μοντέλο με δύο πέλδια και για απόσταση μεταξύ των πέλδλων

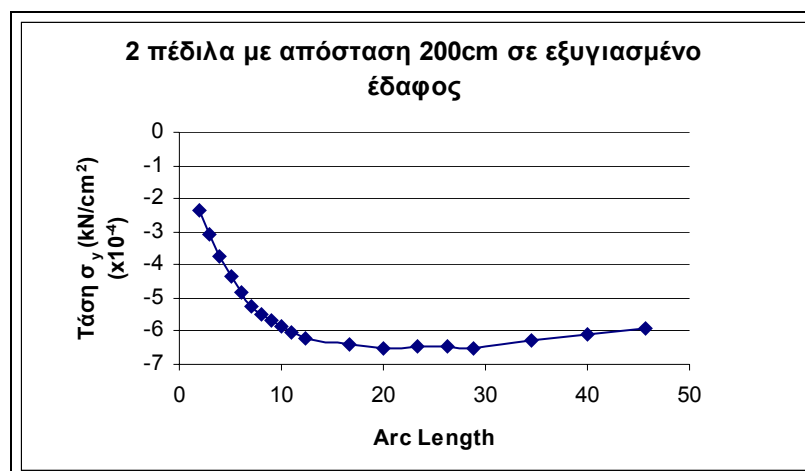
ίση με 200 cm. Στην περίπτωση αυτή οι τάσεις και παραμορφώσεις λαμβάνονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.

Πίνακας 8.6: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Αποτελέσματα	Τάση που εφαρμόζεται σε kN/cm ²		
	0.01	0.02	0.03
σ_x (kN/cm ²)	$-2.83 \cdot 10^{-4}$	$-5.69 \cdot 10^{-4}$	$-8.58 \cdot 10^{-4}$
σ_y (kN/cm ²)	$-8.47 \cdot 10^{-4}$	$-1.31 \cdot 10^{-3}$	$-1.96 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$2.31 \cdot 10^{-5}$	$4.70 \cdot 10^{-5}$	$7.15 \cdot 10^{-5}$
ϵ_x	$1.01 \cdot 10^{-4}$	$2.03 \cdot 10^{-4}$	$3.05 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$-3.38 \cdot 10^{-4}$	$-6.86 \cdot 10^{-4}$	$-1.03 \cdot 10^{-3}$
ϵ_{xy}	$-1.51 \cdot 10^{-5}$	$-3.08 \cdot 10^{-5}$	$-4.67 \cdot 10^{-5}$

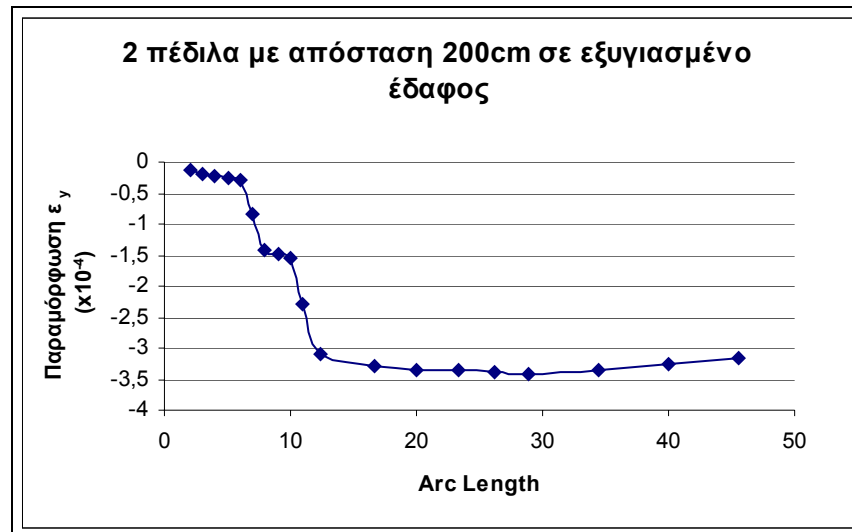
Από τον Πίνακα 8.6 φαίνεται ότι με την αύξηση της τάσης από 0.01 σε 0.03 kN/cm² αυξάνονται οι τιμές των τάσεων και των παραμορφώσεων.

Στο Σχήμα 8.18 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm², ενώ στο Σχήμα 8.19 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων παραμορφώσεων κατά μήκος του ίδιου άξονα και για την ίδια επιβαλλόμενη τάση.



Σχήμα 8.18: Κατανομή κατακόρυφων τάσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm²

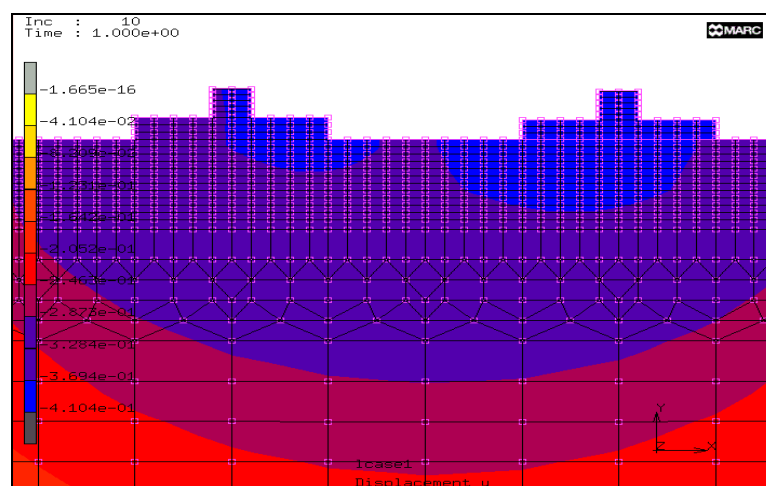
Από το Σχήμα 8.18 φαίνεται ότι η μεγαλύτερη τιμή των κατακόρυφων τάσεων σ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο έδαφος, εμφανίζεται περίπου στα 30 cm, δηλαδή στη στρώση εξυγίανσης.



Σχήμα 8.19: Κατανομή κατακόρυφων παραμορφώσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.19 φαίνεται ότι η μεγαλύτερη τιμή των κατακόρυφων παραμορφώσεων ϵ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο έδαφος, εμφανίζεται περίπου στα 30 cm, δηλαδή μέσα στη στρώση εξυγίανσης.

Στο Σχήμα 8.20 δίνονται οι καθιζήσεις του εδάφους με την εφαρμογή τάσης στα πέδιλα ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).



Σχήμα 8.20: Καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων και είναι $dy = -0.369$ cm, για επιβαλλόμενη τάση 100 kN/m^2 .

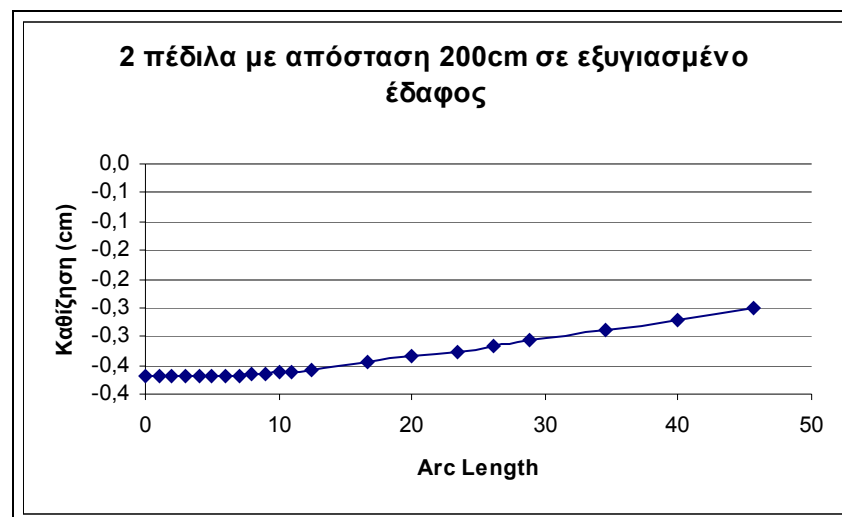
Στον Πίνακα 8.7 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επιβολή των τάσεων για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.7: Μέγιστες καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Καθιζήσεις (cm)
0.01	- 0.369
0.02	- 0.738
0.03	- 1.107

Από τον Πίνακα 8.7 είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις αυξάνονται με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης.

Στο Σχήμα 8.21 δίνεται η κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο έδαφος.

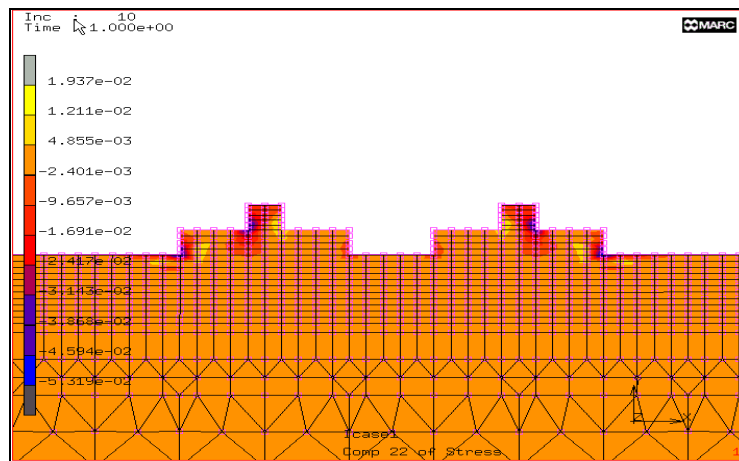


Σχήμα 8.21: Κατανομή καθιζήσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.21 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο έδαφος, έχουν σταθερή τιμή για τα πρώτα 10cm, δηλαδή στη στρώση του άοπλου σκυροδέματος και στη συνέχεια με την αύξηση του βάθους, η τιμή των καθιζήσεων μειώνεται.

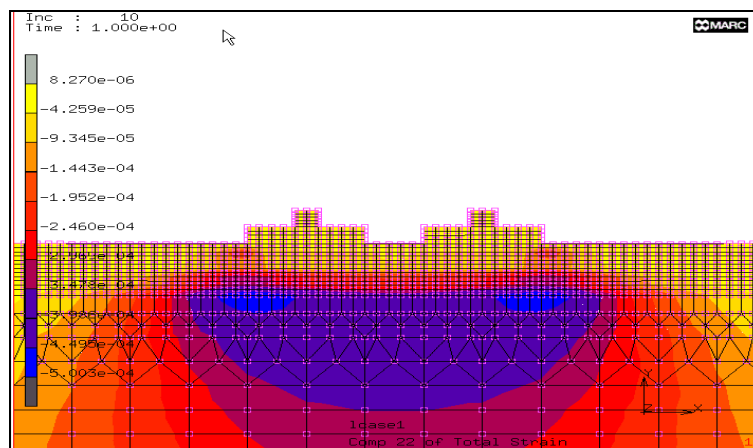
8.3.3 Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέδινων ίση με 150 cm

Η εφαρμογή τάσης ίση με 100 kN/m^2 , η οποία εφαρμόζεται και στα δύο πέδιλα και για απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 150 cm έδωσε τα αποτελέσματα, τα οποία φαίνονται στα Σχήματα 8.22 και 8.23. Στο Σχήμα 8.22 φαίνεται η κατακόρυφη τάση που μεταφέρεται στο έδαφος και στο Σχήμα 8.23 φαίνεται η κατακόρυφη παραμόρφωση του εδάφους από την προσομοίωση του μοντέλου με δύο πέδιλα.



Σχήμα 8.22: Κατακόρυφη τάση σ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_y = -7.38 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$, είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 .



Σχήμα 8.23: Κατακόρυφη παραμόρφωση ε_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη παραμόρφωση $\varepsilon_y = -3.478 \cdot 10^{-4}$ είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 .

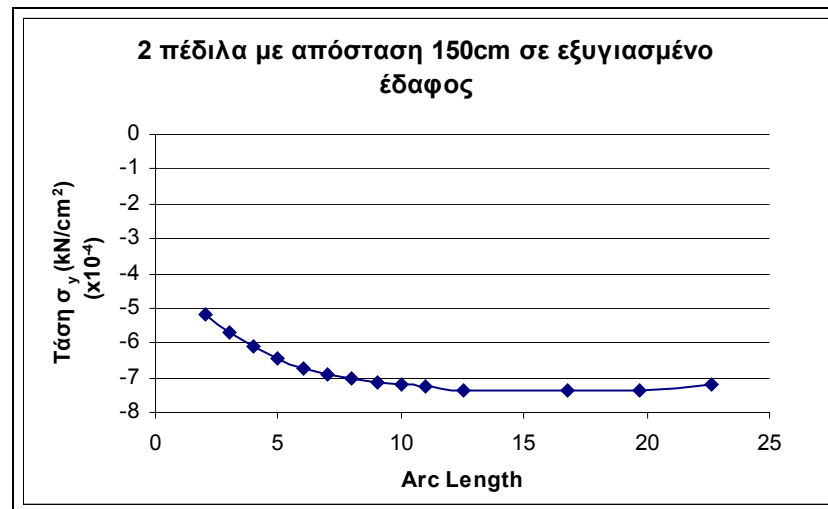
Στον Πίνακα 8.8 δίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις για το μοντέλο με δύο πέδιλα και για απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 150 cm. Στην περίπτωση αυτή οι τάσεις και παραμορφώσεις λαμβάνονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.

Πίνακας 8.8: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Αποτελέσματα	Τάση που εφαρμόζεται σε kN/cm ²		
	0.01	0.02	0.03
σ_x (kN/cm ²)	$2.32 \cdot 10^{-4}$	$4.64 \cdot 10^{-4}$	$6.97 \cdot 10^{-4}$
σ_y (kN/cm ²)	$-7.38 \cdot 10^{-4}$	$-1.47 \cdot 10^{-3}$	$-2.21 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$-4.33 \cdot 10^{-5}$	$-8.67 \cdot 10^{-5}$	$-1.30 \cdot 10^{-4}$
ϵ_x	$1.03 \cdot 10^{-4}$	$2.06 \cdot 10^{-4}$	$3.09 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$-3.86 \cdot 10^{-4}$	$-7.72 \cdot 10^{-4}$	$-1.16 \cdot 10^{-3}$
ϵ_{xy}	$1.34 \cdot 10^{-5}$	$2.69 \cdot 10^{-5}$	$3.81 \cdot 10^{-5}$

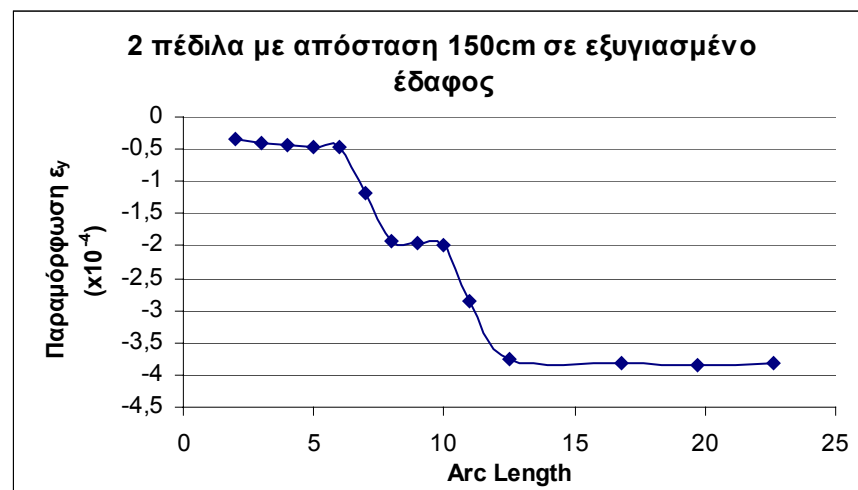
Από τον Πίνακα 8.8 φαίνεται ότι με την αύξηση της τάσης από 0.01 σε 0.03 kN/cm² αυξάνονται οι τιμές των κύριων τάσεων και παραμορφώσεων.

Στο Σχήμα 8.24 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm², ενώ στο Σχήμα 8.25 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων παραμορφώσεων κατά μήκος του ίδιου άξονα και για την ίδια επιβαλλόμενη τάση, για το μοντέλο με δύο πέδιλα και απόσταση μεταξύ των πέδινων 150 cm.



Σχήμα 8.24: Κατανομή κατακόρυφων τάσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

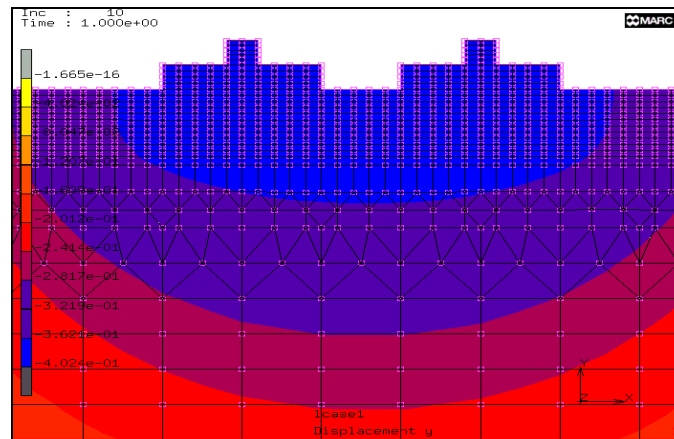
Από το Σχήμα 8.24 φαίνεται ότι η μεγαλύτερη τιμή των κατακόρυφων τάσεων σ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος, εμφανίζεται περίπου στα 15cm, δηλαδή στη στρώση εξυγίανσης.



Σχήμα 8.25: Κατανομή κατακόρυφων παραμορφώσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.25 φαίνεται ότι η μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση ε_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος, εμφανίζεται περίπου στα 12 cm, δηλαδή στη στρώση εξυγίανσης.

Στο Σχήμα 8.26 δίνονται οι καθιζήσεις του εδάφους με την εφαρμογή τάσης στα πέδιλα ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).



Σχήμα 8.26: Καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων και είναι $dy = -0.401$ cm, για επιβαλλόμενη τάση 100 kN/m^2

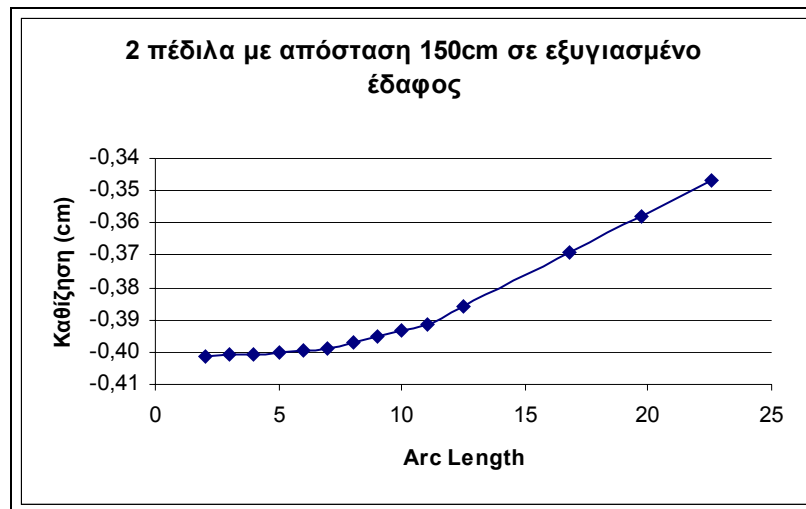
Στον Πίνακα 8.9 δίνονται οι καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επιβολή των τάσεων για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.9: Μέγιστες καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150cm σε εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Καθιζήσεις (cm)
0.01	- 0.401
0.02	- 0.803
0.03	- 1.205

Από τον Πίνακα 8.9 είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις αυξάνονται με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης.

Στο Σχήμα 8.27 δίνεται η κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος.



Σχήμα 8.27: Κατανομή καθιζήσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.27 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος, έχουν σχετικά σταθερή τιμή στα πρώτα 5cm, δηλαδή μέσα στο άοπλο σκυρόδεμα και στη συνέχεια η τιμή τους μειώνεται με την αύξηση του βάθους.

Στον Πίνακα 8.10 γίνεται μια σύγκριση των τάσεων και των παραμορφώσεων για τα τρία μοντέλα με δύο πέδιλα, στα οποία όμως η μεταξύ τους απόσταση είναι διαφορετική και η εφαρμοζόμενη τάση είναι 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).

Πίνακας 8.10: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα προσομοίωσης με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Αποτελέσματα	Απόσταση πέδινων 150 cm	Απόσταση πέδινων 200 cm	Απόσταση πέδινων 250 cm
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$2.32 \cdot 10^{-4}$	$-2.83 \cdot 10^{-4}$	$-4.28 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-7.38 \cdot 10^{-4}$	$-8.47 \cdot 10^{-4}$	$-5.91 \cdot 10^{-4}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-4.33 \cdot 10^{-5}$	$2.31 \cdot 10^{-5}$	$2.70 \cdot 10^{-4}$
ϵ_x	$1.03 \cdot 10^{-4}$	$1.01 \cdot 10^{-4}$	$8.84 \cdot 10^{-5}$
ϵ_y	$-3.86 \cdot 10^{-4}$	$-3.38 \cdot 10^{-4}$	$-3.08 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$1.34 \cdot 10^{-5}$	$-1.51 \cdot 10^{-5}$	$5.48 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.10 φαίνεται ότι το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm εμφανίζει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων τάσεων σ_y , ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm εμφανίζει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων ε_y .

Στον Πίνακα 8.11 γίνεται σύγκριση των τάσεων και των παραμορφώσεων για τα τρία μοντέλα με δύο πέδιλα, στα οποία όμως η μεταξύ τους απόσταση είναι διαφορετική και η εφαρμοζόμενη τάση είναι 200 kN/m^2 (ή 0.02 kN/cm^2).

Πίνακας 8.11: Μέγιστες τάσεις και μέγιστες παραμορφώσεις για τα μοντέλα προσομοίωσης με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.02 kN/cm^2

Αποτελέσματα	Απόσταση πέδινων 150 cm	Απόσταση πέδινων 200 cm	Απόσταση πέδινων 250 cm
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$4.64 \cdot 10^{-4}$	$- 5.69 \cdot 10^{-4}$	$- 8.57 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$- 1.47 \cdot 10^{-3}$	$- 1.31 \cdot 10^{-3}$	$- 1.18 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$- 8.67 \cdot 10^{-5}$	$4.70 \cdot 10^{-5}$	$5.42 \cdot 10^{-4}$
ε_x	$2.06 \cdot 10^{-4}$	$2.03 \cdot 10^{-4}$	$1.77 \cdot 10^{-4}$
ε_y	$- 7.72 \cdot 10^{-4}$	$- 6.86 \cdot 10^{-4}$	$- 6.16 \cdot 10^{-4}$
ε_{xy}	$2.69 \cdot 10^{-5}$	$- 3.08 \cdot 10^{-5}$	$1.10 \cdot 10^{-4}$

Τα συμπεράσματα που εξάγονται από τον Πίνακα 8.11 είναι ότι το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 150 cm έχει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων τάσεων σ_y και κατακόρυφων παραμορφώσεων ε_y .

Στον Πίνακα 8.12 γίνεται σύγκριση των τάσεων και των παραμορφώσεων για τα τρία μοντέλα με δύο πέδιλα, στα οποία όμως η μεταξύ τους απόσταση είναι διαφορετική και η εφαρμοζόμενη τάση είναι 300 kN/m^2 (ή 0.03 kN/cm^2).

Πίνακας 8.12: Μέγιστες τάσεις και μέγιστες παραμορφώσεις για τα μοντέλα προσομοίωσης με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.03 kN/cm^2

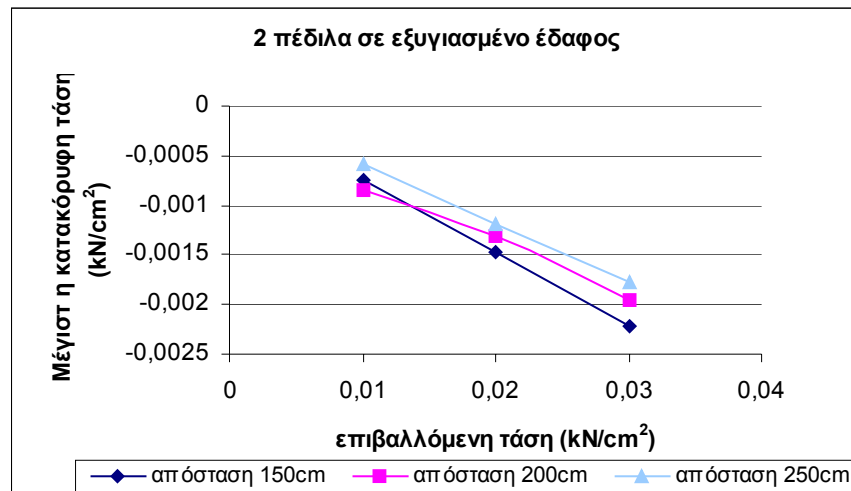
Αποτελέσματα	Απόσταση πέδילων 150 cm	Απόσταση πέδילων 200 cm	Απόσταση πέδिलων 250 cm
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$6.97 \cdot 10^{-4}$	$- 8.58 \cdot 10^{-4}$	$- 1.28 \cdot 10^{-3}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$- 2.21 \cdot 10^{-3}$	$- 1.96 \cdot 10^{-3}$	$- 1.77 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$- 1.30 \cdot 10^{-4}$	$7.15 \cdot 10^{-5}$	$8.13 \cdot 10^{-4}$
ϵ_x	$3.09 \cdot 10^{-4}$	$3.05 \cdot 10^{-4}$	$3.05 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$- 1.16 \cdot 10^{-3}$	$- 1.03 \cdot 10^{-3}$	$- 9.23 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$3.81 \cdot 10^{-5}$	$- 4.67 \cdot 10^{-5}$	$1.60 \cdot 10^{-4}$

Τα συμπεράσματα που εξάγονται από τον Πίνακα 8.12 είναι ότι το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των πέδילων ίση με 150 cm έχει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων τάσεων σ_y και κατακόρυφων παραμορφώσεων ϵ_y .

Στον Πίνακα 8.13 γίνεται μια σύγκριση των μέγιστων κατακόρυφων τάσεων για τα όλα τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.28 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για όλα τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης.

Πίνακας 8.13: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Απόσταση πέδילων 150 cm	Απόσταση πέδילων 200 cm	Απόσταση πέδिलων 250 cm
0.01	$- 7.38 \cdot 10^{-4}$	$- 8.47 \cdot 10^{-4}$	$- 5.91 \cdot 10^{-4}$
0.02	$- 1.47 \cdot 10^{-3}$	$- 1.31 \cdot 10^{-3}$	$- 1.18 \cdot 10^{-3}$
0.03	$- 2.21 \cdot 10^{-3}$	$- 1.96 \cdot 10^{-3}$	$- 1.77 \cdot 10^{-3}$



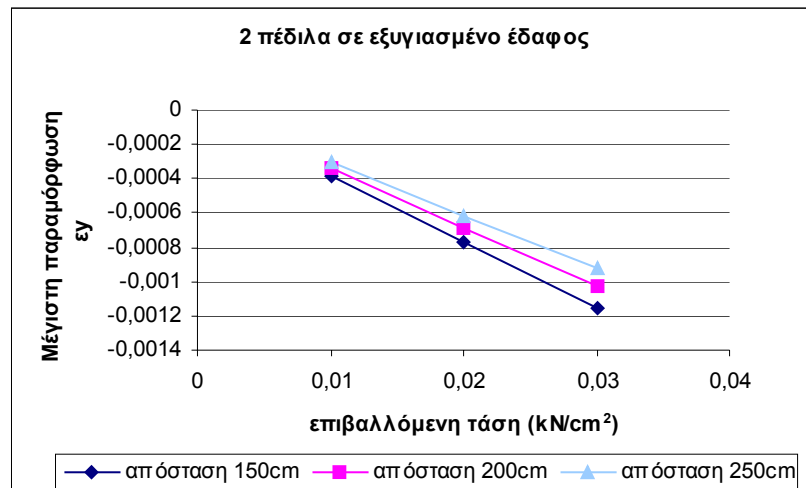
Σχήμα 8.28: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.28 φαίνεται ότι το μοντέλο με απόσταση των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μεγαλύτερες τιμές μέγιστων κατακόρυφων τάσεων, ενώ το μοντέλο με απόσταση των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μικρότερες τιμές μέγιστων κατακόρυφων τάσεων.

Στον Πίνακα 8.14 γίνεται μια σύγκριση των μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων για τα όλα τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.29 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για όλα τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης.

Πίνακας 8.14: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Απόσταση πέδινων 150 cm	Απόσταση πέδινων 200 cm	Απόσταση πέδινων 250 cm
0.01	- 3.86*10 ⁻⁴	- 3.38*10 ⁻⁴	- 3.08*10 ⁻⁴
0.02	- 7.72*10 ⁻⁴	- 6.86*10 ⁻⁴	- 6.16*10 ⁻⁴
0.03	- 1.16*10 ⁻³	- 1.03*10 ⁻³	- 9.23*10 ⁻⁴



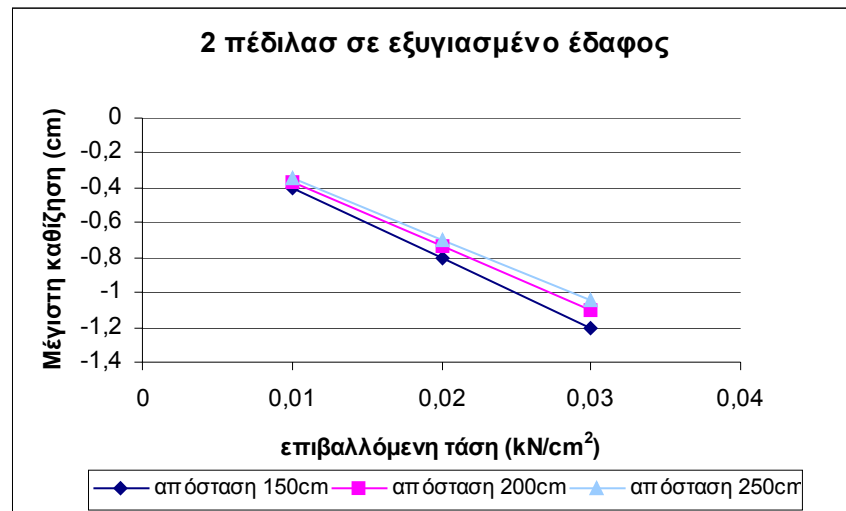
Σχήμα 8.29: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.29 φαίνεται ότι το μοντέλο με απόσταση των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μεγαλύτερες τιμές μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm έχει τις μικρότερες τιμές μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.15 γίνεται μια σύγκριση των μέγιστων καθιζήσεων για τα όλα τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.30 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις για όλα τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης.

Πίνακας 8.15: Μέγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Απόσταση πέδινων 150 cm	Απόσταση πέδινων 200 cm	Απόσταση πέδινων 250 cm
0.01	- 0.401	- 0.369	- 0.348
0.02	- 0.803	- 0.738	- 0.696
0.03	- 1.205	- 1.107	- 1.044



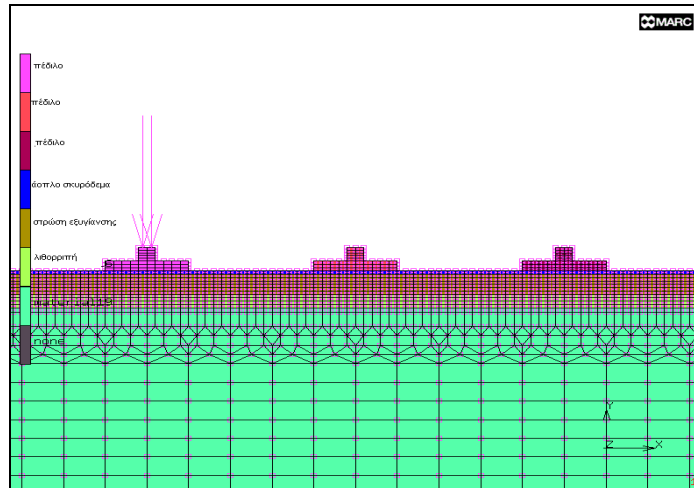
Σχήμα 8.30: Μείγιστες καθιζήσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.30 φαίνεται ότι το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος παρουσιάζει τις μεγαλύτερες τιμές καθιζήσεων, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο έδαφος εμφανίζει τις μικρότερες τιμές καθιζήσεων.

8.4 Δημιουργία μοντέλου με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Ενώ στην προηγούμενη περίπτωση προσομοίωσης τα πέδιλα ήταν δύο, στην περίπτωση αυτή εξετάζεται η επίδραση τριών πέδινων στο εξυγιασμένο έδαφος. Οι τάσεις που εφαρμόζονται στα τρία πέδιλα είναι 100 kN/m^2 , 200 kN/m^2 και 300 kN/m^2 . Οι αποστάσεις μεταξύ των πέδινων είναι 250 cm.

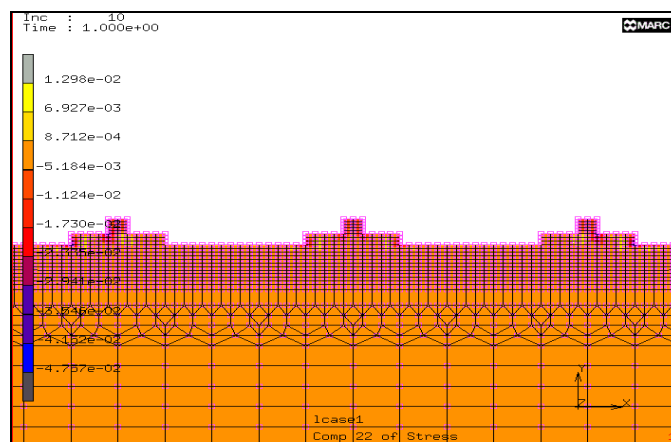
Στο Σχήμα 8.31 φαίνεται η διακριτοποίηση που έγινε, καθώς και οι ιδιότητες των υλικών. Η διακριτοποίηση που πραγματοποιήθηκε στο συγκεκριμένο μοντέλο δημιούργησε 2730 στοιχεία (elements). Όλες οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν είναι ίδιες για όλα τα μοντέλα της προσομοίωσης, τα οποία αναφέρονται σε εξυγιασμένο έδαφος και οι τιμές τους δίνονται στον Πίνακα 8.1.



Σχήμα 8.31: Διακριτοποίηση και ιδιότητες των υλικών για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

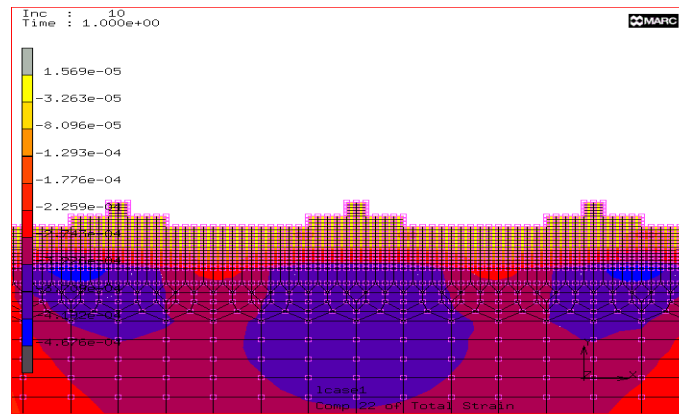
Ανάλυση μοντέλου με τρία πέδιλα

Η εφαρμογή τάσης ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2) έδωσε τα αποτελέσματα, τα οποία φαίνονται στα Σχήματα 8.32 και 8.33. Στο Σχήμα 8.32 φαίνεται η κατακόρυφη τάση που μεταφέρεται στο έδαφος και στο Σχήμα 8.33 φαίνεται η κατακόρυφη παραμόρφωση του εδάφους από την προσομοίωση του μοντέλου με τρία πέδιλα.



Σχήμα 8.32: Κατακόρυφη τάση σ_y για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_y = -8.39 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$, είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδιλου.



Σχήμα 8.33: Κατακόρυφη παραμόρφωση ε_y για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη παραμόρφωση είναι $\varepsilon_y = -4.14 \cdot 10^{-4}$ είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδilu.

Στον Πίνακα 8.16 δίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις για το μοντέλο με τρία πέδιλα και για απόσταση μεταξύ των πέδilu ίση με 250 cm. Στην περίπτωση αυτή οι μέγιστες τάσεις και παραμορφώσεις λαμβάνονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδilu.

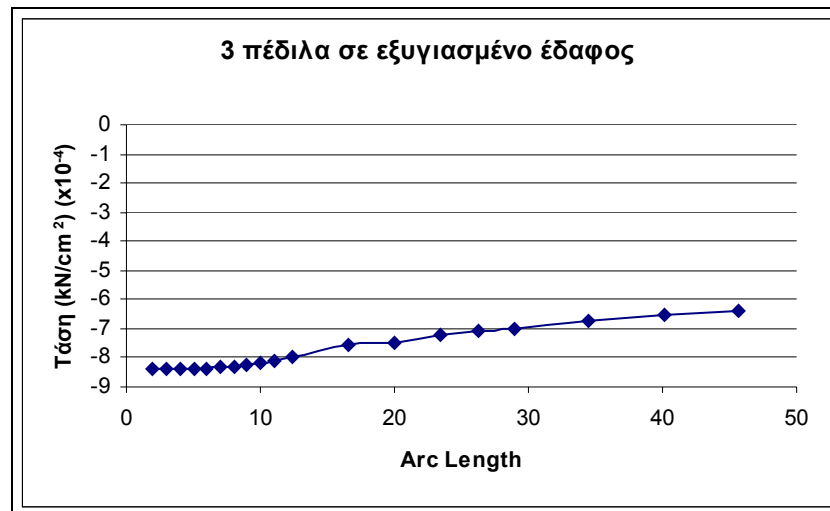
Πίνακας 8.16: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος

Αποτελέσματα	Τάση που εφαρμόζεται σε kN/cm ²		
	0.01	0.02	0.03
σ_x (kN/m ²)	$7.69 \cdot 10^{-4}$	$1.54 \cdot 10^{-3}$	$2.31 \cdot 10^{-3}$
σ_y (kN/m ²)	$-8.39 \cdot 10^{-4}$	$-1.68 \cdot 10^{-3}$	$-2.52 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/m ²)	$-1.88 \cdot 10^{-5}$	$-3.77 \cdot 10^{-5}$	$-5.65 \cdot 10^{-5}$
ε_x	$8.92 \cdot 10^{-5}$	$1.79 \cdot 10^{-4}$	$2.69 \cdot 10^{-4}$
ε_y	$-4.14 \cdot 10^{-4}$	$-8.28 \cdot 10^{-4}$	$-1.24 \cdot 10^{-3}$
ε_{xy}	$-2.48 \cdot 10^{-5}$	$-4.96 \cdot 10^{-5}$	$-7.43 \cdot 10^{-5}$

Στον Πίνακα 8.16 φαίνεται ότι με την αύξηση της τάσης 0.01 σε 0.03 kN/cm² αυξάνονται οι τιμές των κύριων τάσεων και παραμορφώσεων.

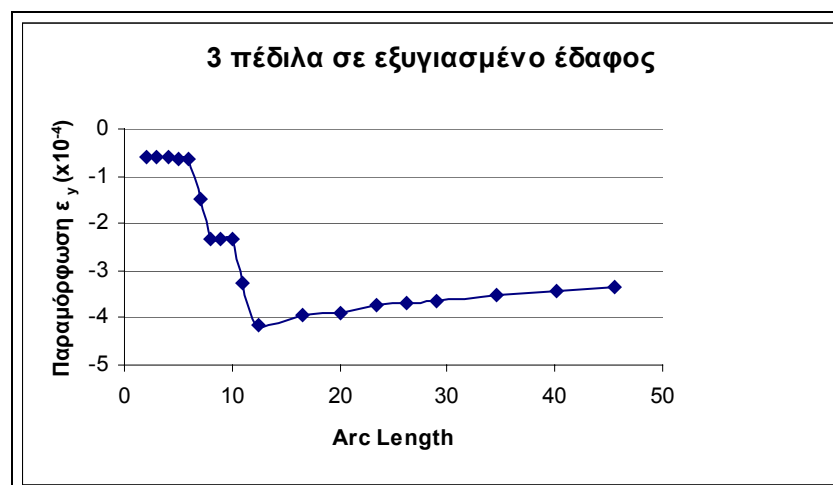
Στο Σχήμα 8.34 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδilu, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm², ενώ στο Σχήμα 8.35 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων

παραμορφώσεων κατά μήκος του ίδιου άξονα και για την ίδια επιβαλλόμενη τάση, για το μοντέλο με τρία πέδιλα και απόσταση μεταξύ των πέδινων 250 cm.



Σχήμα 8.34: Κατανομή κατακόρυφων τάσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm²

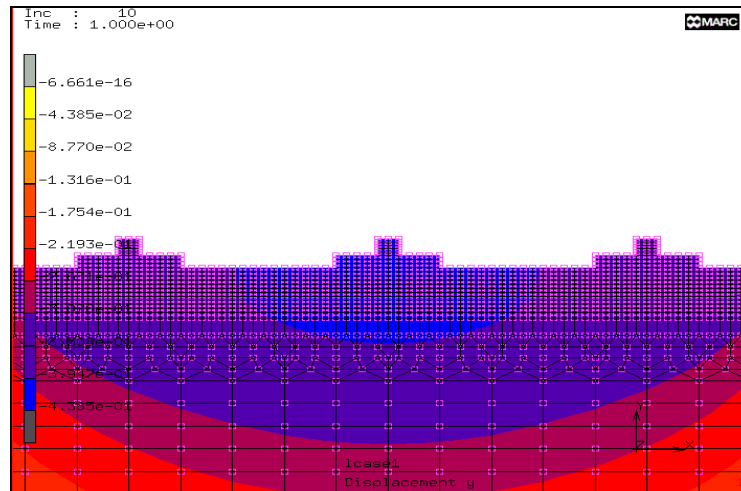
Από το Σχήμα 8.34 φαίνεται ότι οι κατακόρυφες τάσεις σ_y για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος, έχουν τη μεγαλύτερη τους τιμή στη στρώση του άοπλου σκυροδέματος, ενώ στη συνέχεια με την αύξηση του βάθους, οι τιμές τους μειώνονται.



Σχήμα 8.35: Κατανομή κατακόρυφων παραμορφώσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm²

Από το Σχήμα 8.35 φαίνεται ότι οι κατακόρυφες παραμορφώσεις ϵ_y για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος, έχουν τη μεγαλύτερη τιμή τους στην επαφή του άοπλου σκυροδέματος με τη στρώση εξυγίανσης, ενώ στη συνέχεια με την αύξηση του βάθους παρατηρείται μείωση της τιμής τους.

Στο Σχήμα 8.36 δίνονται οι καθιζήσεις του εδάφους για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγισμένο έδαφος με την εφαρμογή τάσης στα πέδιλα ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).



Σχήμα 8. 36: Καθιζήσεις για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγισμένο έδαφος

Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδιλου και είναι $dy = -0.438 \text{ cm}$, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

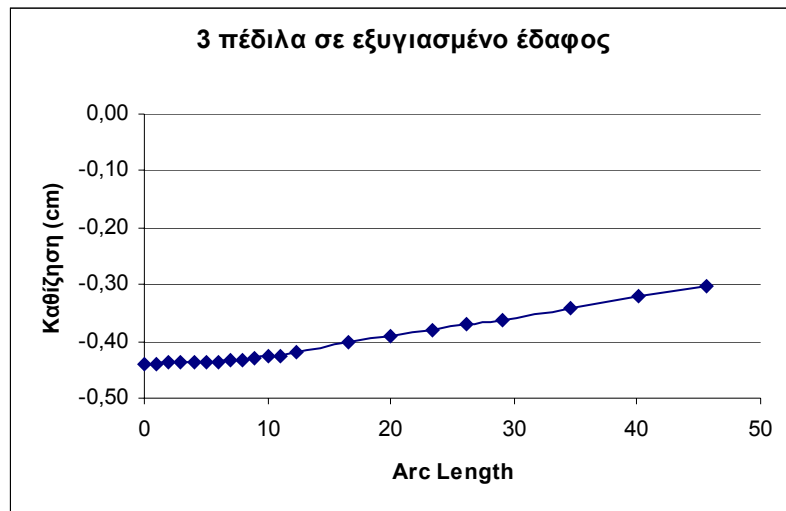
Στον Πίνακα 8.14 δίνονται οι καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επιβολή των τάσεων για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγισμένο έδαφος.

Πίνακας 8.17: Μέγιστες καθιζήσεις για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγισμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Καθιζήσεις (cm)
0.01	- 0.438
0.02	- 0.877
0.03	- 1.315

Από τον Πίνακα 8.17 είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις αυξάνονται με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγισμένο έδαφος.

Στο Σχήμα 8.37 δίνεται η κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδιλου για επιβαλλόμενη τάση ίση με 0.01 kN/cm^2 για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγισμένο έδαφος.



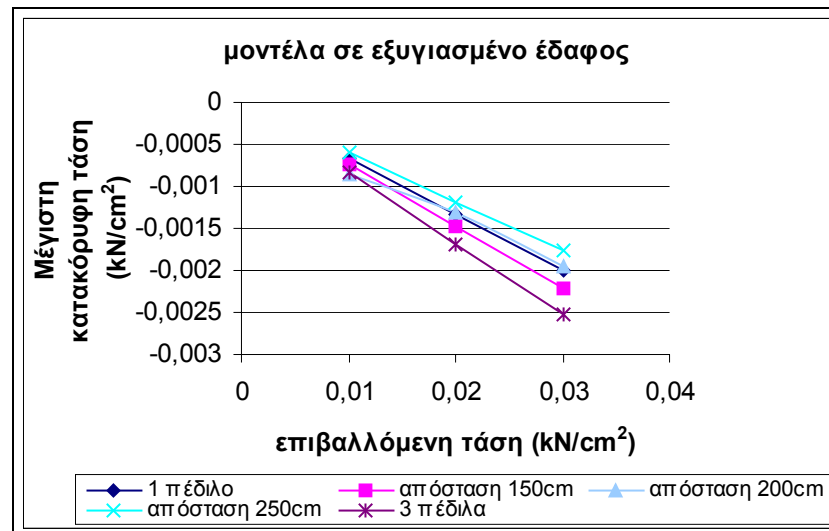
Σχήμα 8.37: Κατανομή καθιζήσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.37 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις έχουν σταθερές τιμές στα πρώτα 10 cm, δηλαδή στη στρώση του άοπλου σκυροδέματος, ενώ στη συνέχεια με την αύξηση του βάθους παρατηρείται μείωση της τιμής τους.

Στον Πίνακα 8.18 γίνεται μια σύγκριση των μέγιστων κατακόρυφων τάσεων για τα όλα τα μοντέλα σε εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.38 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για όλα τα μοντέλα σε εξυγιασμένο έδαφος συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης.

Πίνακας 8.18: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις σ_y για όλα τα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Μοντέλο προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος				
	1 πέδιλο	2 πέδιλα με απόσταση 150 cm	2 πέδιλα με απόσταση 200 cm	2 πέδιλα με απόσταση 250 cm	3 πέδιλα
0.01	$-6.66 \cdot 10^{-4}$	$-7.38 \cdot 10^{-4}$	$-8.47 \cdot 10^{-4}$	$-5.91 \cdot 10^{-4}$	$-8.39 \cdot 10^{-4}$
0.02	$-1.33 \cdot 10^{-3}$	$-1.47 \cdot 10^{-3}$	$-1.31 \cdot 10^{-3}$	$-1.18 \cdot 10^{-3}$	$-1.68 \cdot 10^{-3}$
0.03	$-1.99 \cdot 10^{-3}$	$-2.21 \cdot 10^{-3}$	$-1.96 \cdot 10^{-3}$	$-1.77 \cdot 10^{-3}$	$-2.52 \cdot 10^{-3}$



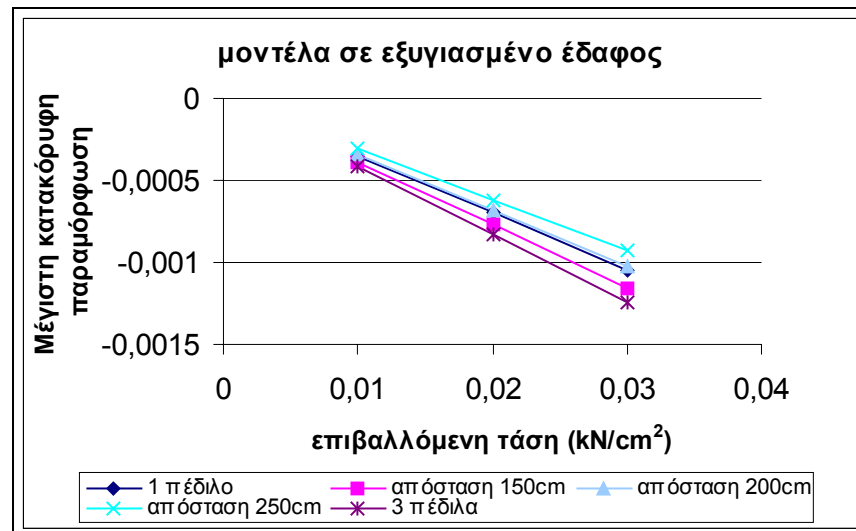
Σχήμα 8.38: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για όλα τα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.38 παρατηρείται ότι τις μεγαλύτερες τιμές των μέγιστων κατακόρυφων τάσεων, δίνει το μοντέλο προσομοίωσης με τρία πέδιλα, ενώ τις μικρότερες τιμές των μέγιστων κατακόρυφων τάσεων, δίνει το μοντέλο προσομοίωσης με δύο πέδιλα με απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 250 cm. Επίσης παρατηρείται ότι τα μοντέλα προσομοίωσης με ένα πέδιλο και με δύο πέδιλα, με απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 200cm δίνουν παρόμοιες τιμές μέγιστων κατακόρυφων τάσεων.

Στον Πίνακα 8.19 γίνεται σύγκριση των μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων για τα όλα τα μοντέλα σε εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.39 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για όλα τα μοντέλα σε εξυγιασμένο έδαφος συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης.

Πίνακας 8.19: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις E_y για όλα τα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μοντέλο προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος				
	1 πέδιλο	2 πέδιλα με απόσταση 150 cm	2 πέδιλα με απόσταση 200 cm	2 πέδιλα με απόσταση 250 cm	3 πέδιλα
0.01	- 3.50*10 ⁻⁴	- 3.86*10 ⁻⁴	- 3.38*10 ⁻⁴	- 3.08*10 ⁻⁴	- 4.14*10 ⁻⁴
0.02	- 7.00*10 ⁻⁴	- 7.72*10 ⁻⁴	- 6.86*10 ⁻⁴	- 6.16*10 ⁻⁴	- 8.28*10 ⁻⁴
0.03	- 1.05*10 ⁻³	- 1.16*10 ⁻³	- 1.03*10 ⁻³	- 9.23*10 ⁻⁴	- 1.24*10 ⁻³



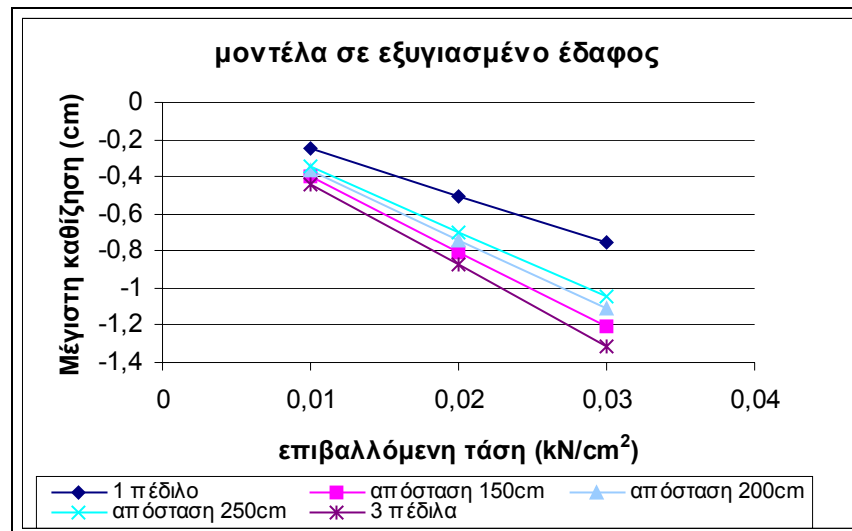
Σχήμα 8.39: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για όλα τα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.39 παρατηρείται ότι τις μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις δίνει το μοντέλο με τρία πέδιλα, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των πέλδων ίση με 250 cm δίνει τις μικρότερες τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων. Τα μοντέλα με ένα πέδιλο και το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των πέλδων ίση με 200 cm δίνουν παρόμοιες τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.20 γίνεται σύγκριση των μέγιστων καθιζήσεων για όλα τα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.40 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για όλα τα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.20: Μέγιστες καθιζήσεις για όλα τα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μοντέλο προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος				
	1 πέδιλο	2 πέδιλα με απόσταση 150 cm	2 πέδιλα με απόσταση 200 cm	2 πέδιλα με απόσταση 250 cm	3 πέδιλα
0.01	- 0.250	- 0.401	- 0.369	- 0.348	- 0.438
0.02	- 0.501	- 0.803	- 0.738	- 0.696	- 0.877
0.03	- 0.751	- 1.205	- 1.107	- 1.044	- 1.315



Σχήμα 8.40: Μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για όλα τα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.40 φαίνεται ότι τις μέγιστες καθιζήσεις δίνει το μοντέλο προσομοίωσης με τρία πέλδια σε εξυγιασμένο έδαφος, ενώ τις μικρότερες καθιζήσεις δίνει το μοντέλο προσομοίωσης με ένα πέλδιλο σε εξυγιασμένο έδαφος. Τα υπόλοιπα μοντέλα προσομοίωσης σε εξυγιασμένο έδαφος βρίσκονται σε μία μέση κατάσταση.

8.5 Δημιουργία μοντέλου σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Για την καλύτερη αντιμετώπιση του προβλήματος σε μη εξυγιασμένο έδαφος δημιουργήθηκαν τρία μοντέλα, η διαφορά των οποίων είναι στον αριθμό των πέλδων και οι τάσεις που εφαρμόστηκαν είναι 100 kN/m², 200 kN/m² και 300 kN/m².

Η διακριτοποίηση που πραγματοποιήθηκε για το μοντέλο κατά την παραμετρική ανάλυση φαίνεται στο Σχήμα 8.41 και αποτελείται από τριγωνικά και ορθογωνικά στοιχεία επίπεδης τάσης. Η διακριτοποίηση που πραγματοποιήθηκε δημιούργησε 1854 στοιχεία (elements).

Οι συνοριακές συνθήκες είναι οι ίδιες που χρησιμοποιήθηκαν και σε όλα τα προηγούμενα μοντέλα.

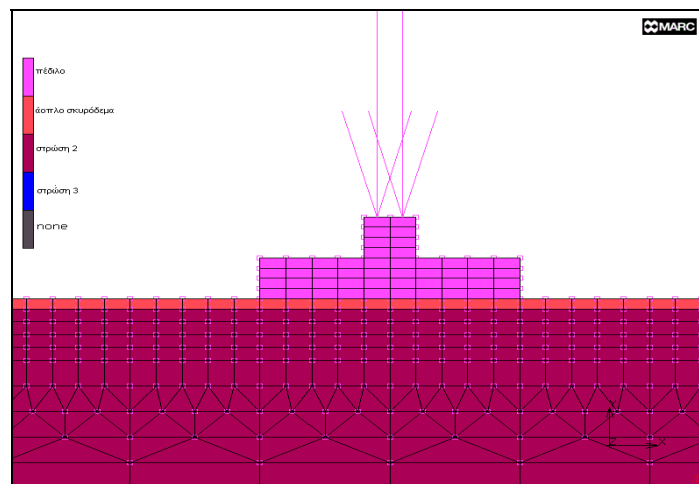
Η επιτρεπόμενη τάση που μπορεί να εφαρμοστεί στο θεμέλιο και να μην αστοχήσει το έδαφος είναι 100 kN/m². Κατά την προσομοίωση του προβλήματος, εφαρμόζεται μεταβαλλόμενη τάση από 100 kN/m² μέχρι 300 kN/m² με βήμα 100 kN/m². Το ολικό φορτίο ορίστηκε στο πρόγραμμα να εφαρμόζεται σε δέκα (10) στάδια, με σκοπό την σύγκλιση της λύσης.

Τα εδαφικά στρώματα που συνθέτουν αυτό το μοντέλο είναι το άοπλο σκυρόδεμα, η στρώση 2, η στρώση 3 και πάνω από αυτά τα εδαφικά στρώματα τοποθετείται το πέδιλο.

Στον Πίνακα 8.21 δίνονται οι διαστάσεις των στρωμάτων και του πέδilu καθώς και οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται.

Πίνακας 8.21: Παράμετροι και διαστάσεις των στρωμάτων και του πέδilu για τα μοντέλα προσομοίωσης σε μη εξυγιασμένο έδαφος

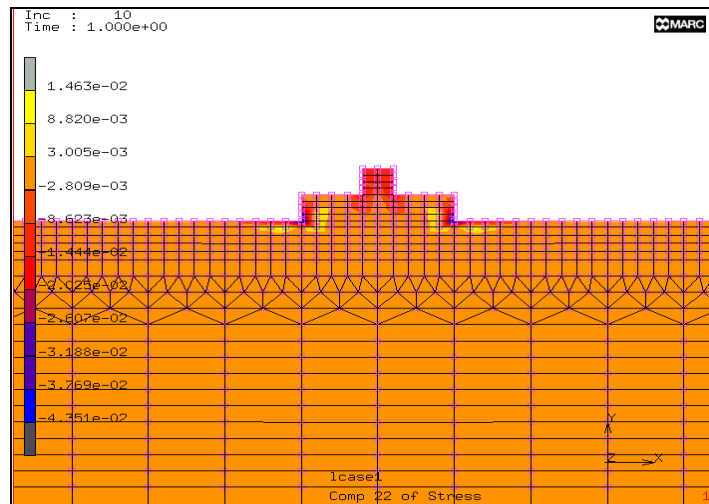
Περιγραφή στρωμάτων	Μέτρο ελαστικότητας Young (E σε kN/cm ²)	Λόγος του Poisson ν	Διαστάσεις (cm)
Πέδιλο	2500	0.25	200*40
Άοπλο σκυρόδεμα	2000	0.25	10
Στρώση 2	1.9	0.25	400
Στρώση 3	4	0.4	1500



Σχήμα 8.41: Διακριτοποίηση και ιδιότητες υλικών για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος

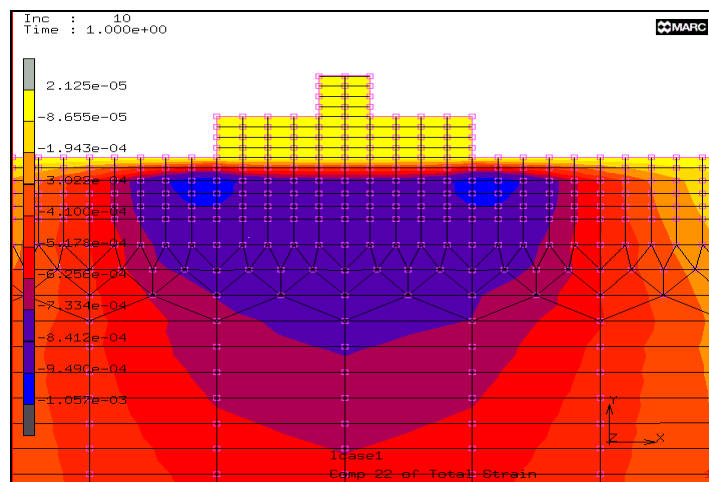
8.6 Ανάλυση μοντέλου με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η εφαρμογή τάσης ίση με 100 kN/m² (ή 0.01 kN/cm²) έδωσε τα αποτελέσματα, τα οποία φαίνονται στα Σχήματα 8.42 και 8.43. Στο Σχήμα 8.42 φαίνεται η κατακόρυφη τάση που μεταφέρεται στο έδαφος και στο Σχήμα 8.43 φαίνεται η κατακόρυφη παραμόρφωση του εδάφους από την προσομοίωση του μοντέλου με ένα πέδιλο, καθώς επίσης παρατηρείται και η αρχική και η τελική κατάσταση του μοντέλου.



Σχήμα 8.42: Κατακόρυφη τάση σ_y για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_y = -7.99 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$, είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του πέδιλου, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 .



Σχήμα 8.43: Κατακόρυφη παραμόρφωση ε_y για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη παραμόρφωση είναι $\varepsilon_y = -4.01 \cdot 10^{-4}$ είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του πέδιλου, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 .

Στον Πίνακα 8.22 δίνονται τα αποτελέσματα των κατακόρυφων τάσεων και παραμορφώσεων κατά την επιβολή τάσεων 100 kN/m^2 , 200 kN/m^2 και 300 kN/m^2 , για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος. Συγκεκριμένα για τα μοντέλα με

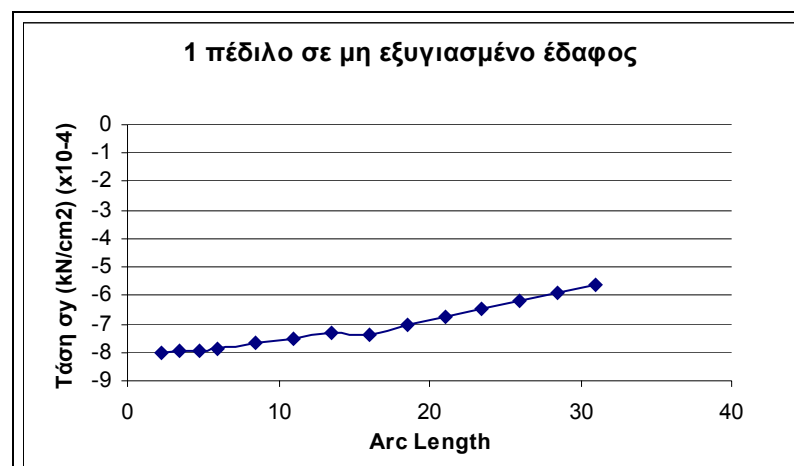
ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος οι τάσεις και οι παραμορφώσεις λαμβάνονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του πέδilu.

Πίνακας 8.22: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Αποτελέσματα	Τάση που εφαρμόζεται σε kN/cm ²		
	0.01	0.02	0.03
σ_x (kN/cm ²)	- 7.98*10 ⁻⁴	- 1.59*10 ⁻³	- 2.39*10 ⁻³
σ_y (kN/cm ²)	- 7.99*10 ⁻⁴	- 1.59*10 ⁻³	- 2.39*10 ⁻³
τ_{xy} (kN/cm ²)	- 2.30*10 ⁻⁵	- 4.60*10 ⁻⁵	- 6.90*10 ⁻⁵
ϵ_x	1.06*10 ⁻⁴	2.12*10 ⁻⁴	3.18*10 ⁻⁴
ϵ_y	- 4.01*10 ⁻⁴	- 8.01*10 ⁻⁴	- 1.20*10 ⁻³
ϵ_{xy}	- 3.03*10 ⁻⁵	- 6.06*10 ⁻⁵	- 9.08*10 ⁻⁵

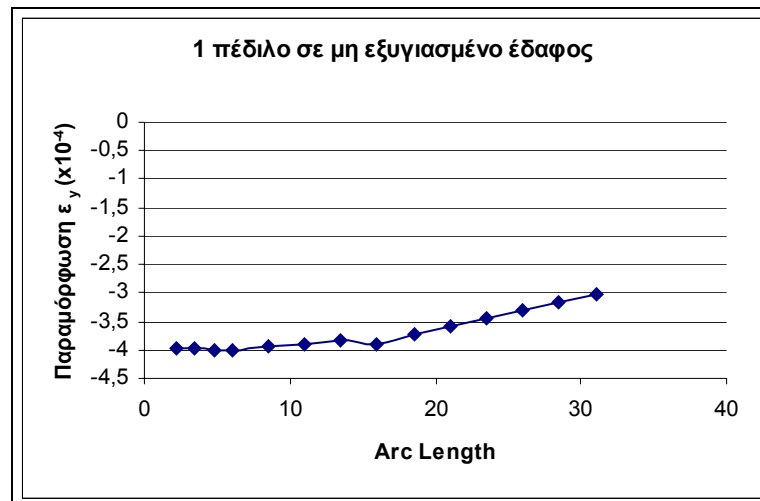
Από τον Πίνακα 8.22 φαίνεται ότι με την αύξηση της τάσης από 0.01 σε 0.03 kN/cm² αυξάνονται οι τιμές των τάσεων και παραμορφώσεων για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Στο Σχήμα 8.44 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του πέδilu, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm², ενώ στο Σχήμα 8.45 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων παραμορφώσεων στον ίδιο άξονα και για την ίδια επιβαλλόμενη τάση, για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.



Σχήμα 8.44: Κατανομή κατακόρυφων τάσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm²

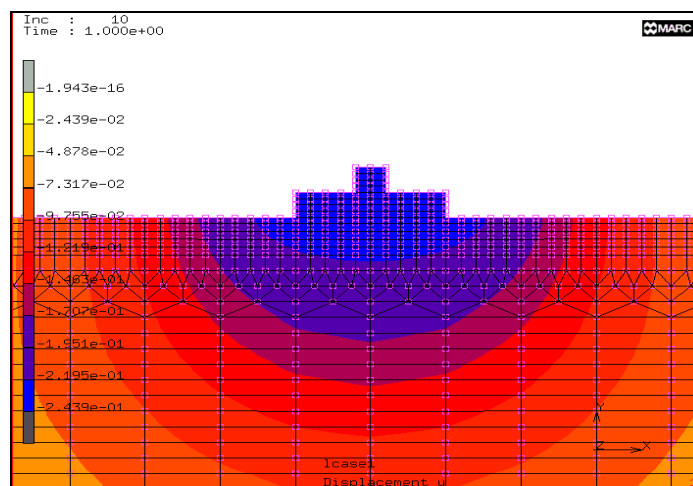
Από το Σχήμα 8.44 φαίνεται ότι στα πρώτα 10 cm, δηλαδή στη στρώση του άοπλου σκυροδέματος οι κατακόρυφες τάσεις σ_y για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος, έχουν τη μεγαλύτερη τιμή τους, ενώ με την αύξηση του βάθους οι τιμές των τάσεων μειώνονται.



Σχήμα 8.45: Κατανομή κατακόρυφων παραμορφώσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.45 φαίνεται ότι οι κατακόρυφες παραμορφώσεις ϵ_y για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος, έχουν μεγαλύτερες τιμές στα πρώτα 10 cm, δηλαδή στη στρώση του άοπλου σκυροδέματος, ενώ στη συνέχεια η τιμή τους μειώνεται με την αύξηση του βάθους.

Στο Σχήμα 8.46 δίνονται οι καθιζήσεις του εδάφους για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος, με την εφαρμογή τάσης στο πέδιλο ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).



Σχήμα 8.46: Καθιζήσεις για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του πέδilu και είναι $dy = -0.244$ cm, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 .

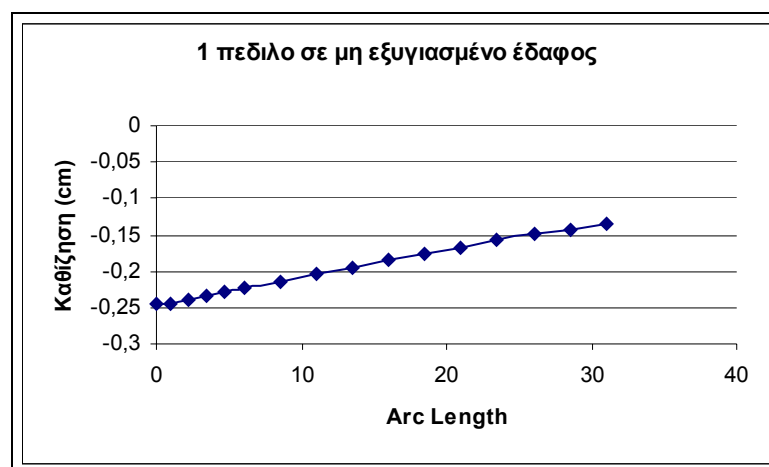
Στον Πίνακα 8.23 δίνονται οι καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επιβολή των τάσεων για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.23: Μέγιστες καθιζήσεις για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Καθιζήσεις (cm)
0.01	- 0.244
0.02	- 0.487
0.03	- 0.731

Από τον Πίνακα 8.23 είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις αυξάνονται με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Στο Σχήμα 8.47 δίνεται η κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του πέδilu, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.



Σχήμα 8.47: Κατανομή καθιζήσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.47 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις για το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος, έχουν τη μεγαλύτερη τιμή τους στη στρώση του άοπλου σκυροδέματος, ενώ στη συνέχεια με την αύξηση του βάθους μειώνονται.

Στη συνέχεια ακολουθεί σύγκριση των αποτελεσμάτων από τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος. Στον Πίνακα 8.24 γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 100 kN/m^2 , στον Πίνακα 8.25 γίνεται σύγκριση όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 200 kN/m^2 και στον Πίνακα 8.26

γίνεται σύγκριση όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 300 kN/m^2 . Στο Σχήμα 8.48 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις και στο Σχήμα 8.49 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , 0.02 kN/cm^2 και 0.03 kN/cm^2 .

Πίνακας 8.24: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$9.68 \cdot 10^{-4}$	$-7.98 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-6.66 \cdot 10^{-4}$	$-7.99 \cdot 10^{-4}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$2.71 \cdot 10^{-4}$	$-2.30 \cdot 10^{-5}$
ϵ_x	$1.28 \cdot 10^{-4}$	$1.06 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$-3.50 \cdot 10^{-4}$	$-4.01 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$2.84 \cdot 10^{-6}$	$-3.03 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.24 παρατηρείται ότι οι κατακόρυφες τάσεις και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.25: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.02 kN/cm^2

Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$1.93 \cdot 10^{-3}$	$-1.59 \cdot 10^{-3}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-1.33 \cdot 10^{-3}$	$-1.59 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$5.42 \cdot 10^{-6}$	$-4.60 \cdot 10^{-5}$
ϵ_x	$2.56 \cdot 10^{-4}$	$2.12 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$-7.00 \cdot 10^{-4}$	$-8.01 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$5.68 \cdot 10^{-6}$	$-6.06 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.25 παρατηρείται ότι οι κατακόρυφες τάσεις και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.26: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.03 kN/cm^2

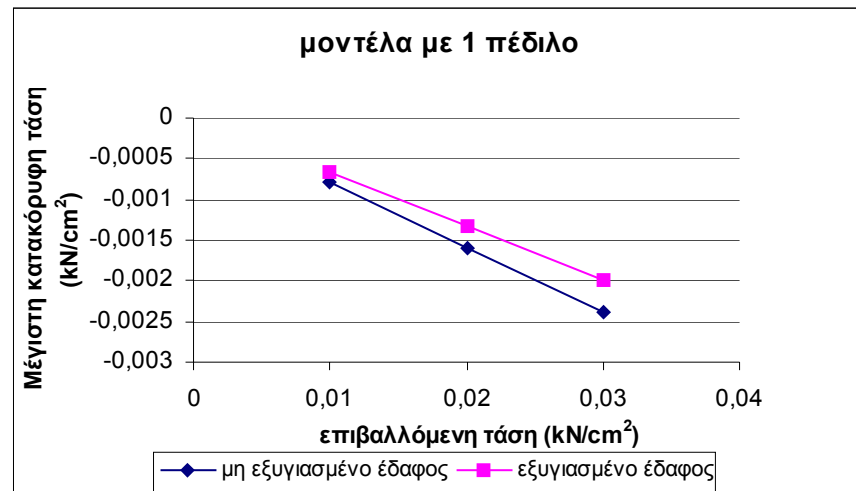
Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$2.9 \cdot 10^{-3}$	$- 2.39 \cdot 10^{-3}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$- 1.99 \cdot 10^{-3}$	$- 2.39 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$8.12 \cdot 10^{-6}$	$- 6.90 \cdot 10^{-5}$
ϵ_x	$3.83 \cdot 10^{-4}$	$3.18 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$- 1.05 \cdot 10^{-3}$	$- 1.20 \cdot 10^{-3}$
ϵ_{xy}	$8.52 \cdot 10^{-6}$	$- 9.08 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.26 παρατηρείται ότι οι κατακόρυφες τάσεις και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Στον Πίνακα 8.27 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.48 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες συναρτήσεις της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.27: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_v (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_v (kN/cm ²)
0.01	$- 6.66 \cdot 10^{-4}$	$- 7.99 \cdot 10^{-4}$
0.02	$- 1.33 \cdot 10^{-3}$	$- 1.59 \cdot 10^{-3}$
0.03	$- 1.99 \cdot 10^{-3}$	$- 2.39 \cdot 10^{-3}$



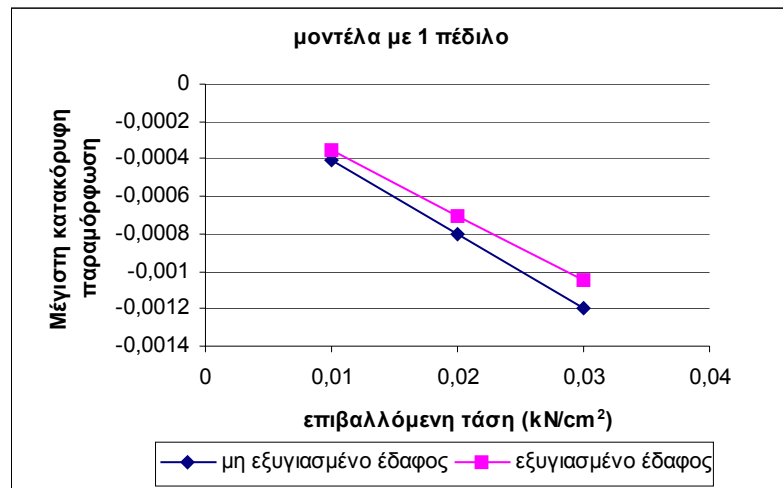
Σχήμα 8.48: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα προσομοίωσης με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.48 παρατηρείται ότι το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μεγαλύτερες τιμές των μέγιστων κατακόρυφων τάσεων.

Στον Πίνακα 8.28 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.49 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης, για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.28: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση	Μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση
0.01	- 3.50*10 ⁻⁴	- 4.01*10 ⁻⁴
0.02	- 7.00*10 ⁻⁴	- 8.01*10 ⁻⁴
0.03	- 1.05*10 ⁻³	- 1.20*10 ⁻³



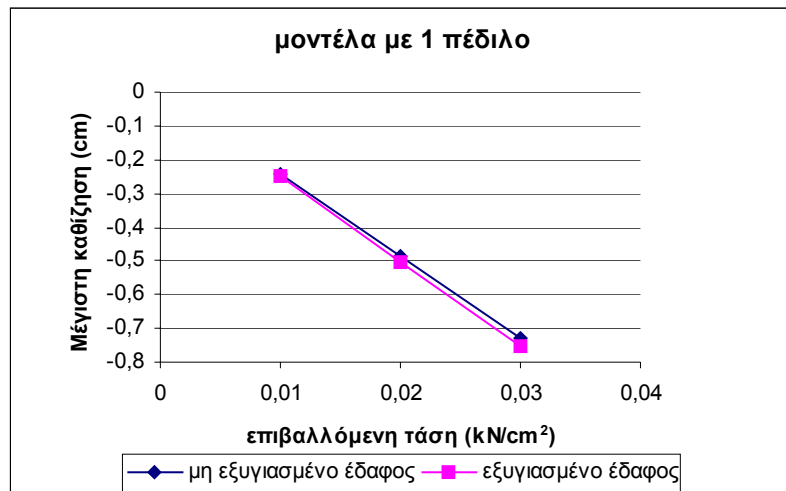
Σχήμα 8.49: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.49 φαίνεται ότι το μοντέλο με ένα πέδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μεγαλύτερες τιμές των μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.29 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.50 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.29: Μέγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη καθίζηση (cm)	Μέγιστη καθίζηση (cm)
0.01	- 0.250	- 0.244
0.02	- 0.501	- 0.487
0.03	- 0.751	- 0.731

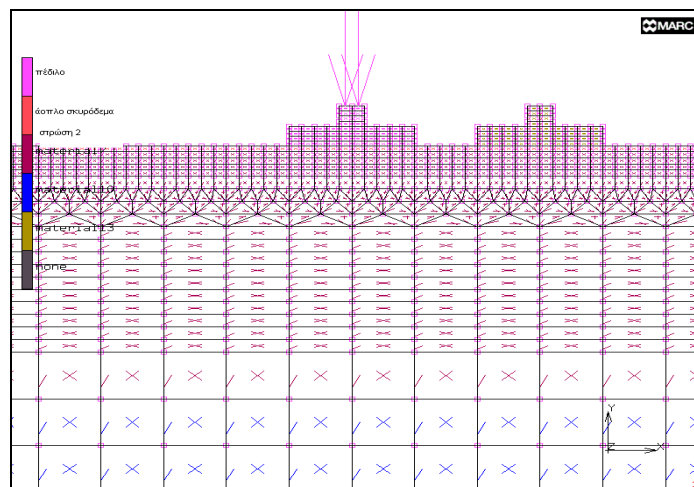


Σχήμα 8.50: Μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.50 φαίνεται ότι τα δύο μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος δίνουν παρόμοιες τιμές καθιζήσεων.

8.7 Δημιουργία μοντέλου με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

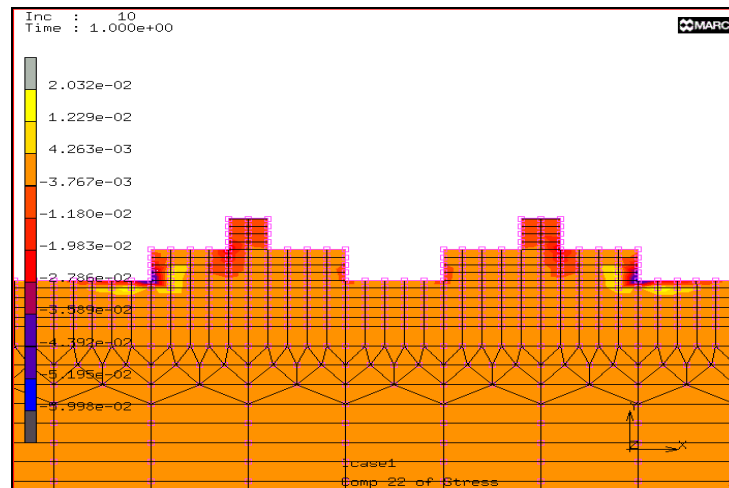
Η διαφορά αυτού του μοντέλου προσομοίωσης είναι ότι υπάρχουν δύο πέδιλα που εδράζονται σε μη εξυγιασμένο έδαφος. Στο Σχήμα 8.51 φαίνεται η διακριτοποίηση που έγινε, καθώς και οι ιδιότητες των υλικών. Η διακριτοποίηση που πραγματοποιήθηκε στο συγκεκριμένο μοντέλο δημιούργησε 2019 στοιχεία (elements). Όλες οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν είναι ίδιες για όλα τα μοντέλα της προσομοίωσης, τα οποία αναφέρονται σε μη εξυγιασμένο έδαφος και οι τιμές τους δίνονται στον Πίνακα 8.21.



Σχήμα 8.51: Διακριτοποίηση και ιδιότητες υλικών για το μοντέλο με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

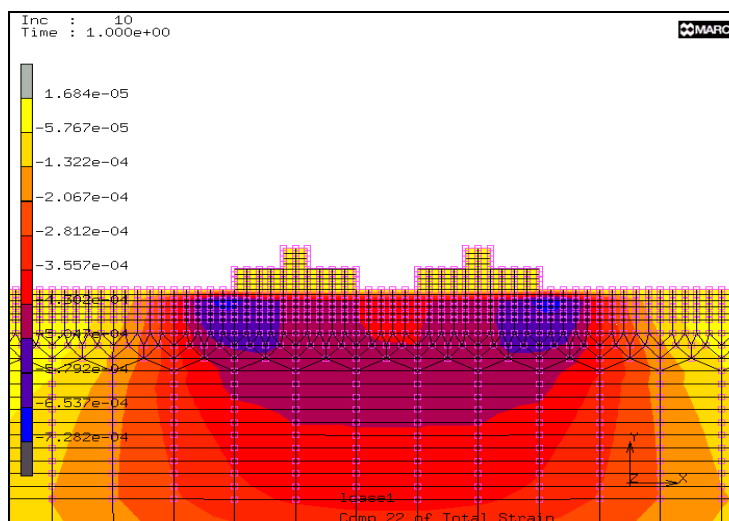
8.7.1 Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέλδων ίση με 150 cm

Η εφαρμογή τάσης ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2) έδωσε τα αποτελέσματα, τα οποία φαίνονται στα Σχήματα 8.52 και 8.53. Στο Σχήμα 8.52 φαίνεται η κατακόρυφη τάση που μεταφέρεται στο έδαφος και στο Σχήμα 8.53 φαίνεται η κατακόρυφη παραμόρφωση του εδάφους από την προσομοίωση του μοντέλου με δύο πέλδια.



Σχήμα 8.52: Κατακόρυφη τάση σ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 150cm σε μη εξυγισμένο έδαφος

Η κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_y = -8.62 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$ και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέλδων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 .



Σχήμα 8.53: Κατακόρυφη παραμόρφωση ε_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 150 cm σε μη εξυγισμένο έδαφος

Η κατακόρυφη παραμόρφωση είναι $\varepsilon_y = -4.32 \cdot 10^{-4}$ και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 .

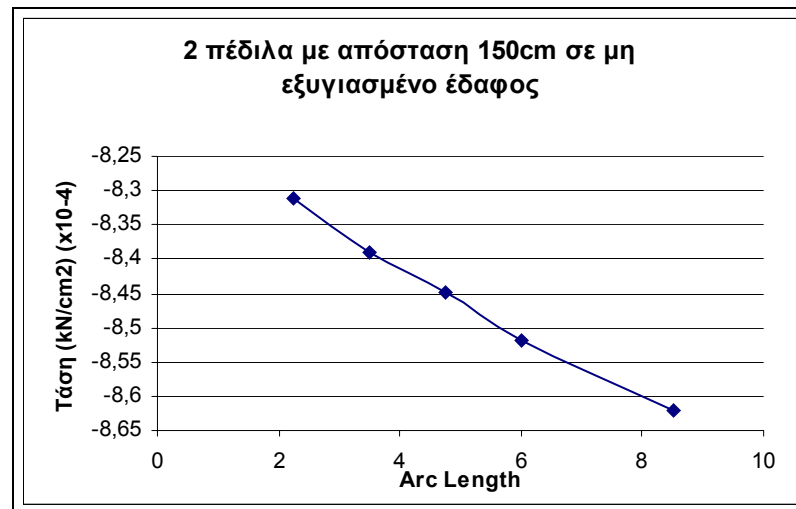
Στον Πίνακα 8.30 δίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις για το μοντέλο με δύο πέδιλα και η απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων είναι 150 cm . Στην περίπτωση αυτή οι τάσεις και οι παραμορφώσεις λαμβάνονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.

Πίνακας 8.30: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Αποτελέσματα	Τάση που εφαρμόζεται σε kN/cm^2		
	0.01	0.02	0.03
$\sigma_x (\text{kN/cm}^2)$	$-2.03 \cdot 10^{-4}$	$-4.07 \cdot 10^{-4}$	$-6.10 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y (\text{kN/cm}^2)$	$-8.62 \cdot 10^{-4}$	$-1.72 \cdot 10^{-3}$	$-2.58 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} (\text{kN/cm}^2)$	$-3.41 \cdot 10^{-6}$	$-6.82 \cdot 10^{-6}$	$-1.02 \cdot 10^{-5}$
ε_x	$2.87 \cdot 10^{-5}$	$5.75 \cdot 10^{-5}$	$8.62 \cdot 10^{-5}$
ε_y	$-4.32 \cdot 10^{-4}$	$-8.64 \cdot 10^{-4}$	$-1.29 \cdot 10^{-3}$
ε_{xy}	$-4.49 \cdot 10^{-6}$	$-8.98 \cdot 10^{-6}$	$-1.35 \cdot 10^{-5}$

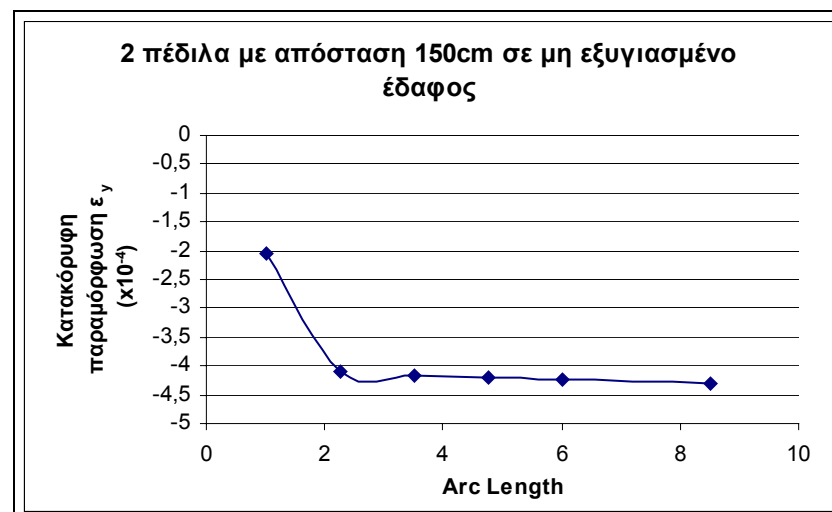
Από τον Πίνακα 8.30 φαίνεται ότι με την αύξηση της τάσης από 0.01 σε 0.03 kN/cm^2 αυξάνονται οι τιμές των μέγιστων τάσεων και παραμορφώσεων.

Στο Σχήμα 8.54 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση ίση με 0.01 kN/cm^2 , ενώ στο Σχήμα 8.55 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων παραμορφώσεων κατά μήκος του ίδιου άξονα και για την ίδια επιβαλλόμενη τάση, για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.



Σχήμα 8.54: Κατανομή κατακόρυφων τάσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

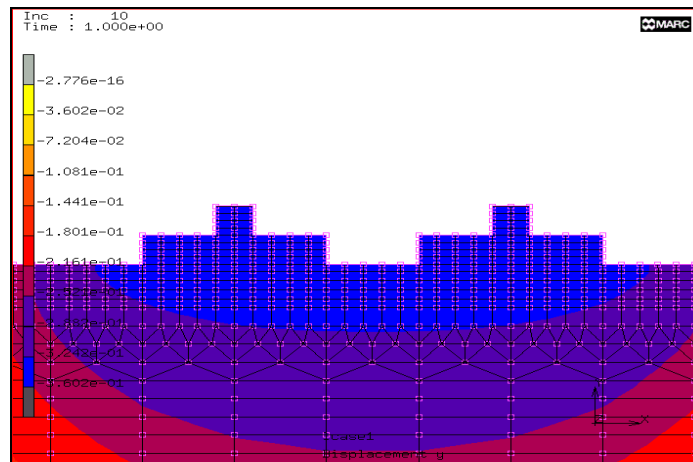
Από το Σχήμα 8.54 φαίνεται ότι οι κατακόρυφες τάσεις μειώνονται με την αύξηση του βάθους και οι μεγαλύτερες τιμές παρατηρούνται μέσα στη στρώση του άοπλου σκυροδέματος.



Σχήμα 8.55: Κατανομή κατακόρυφων παραμορφώσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.55 φαίνεται ότι οι κατακόρυφες τάσεις έχουν την ίδια περίπου τιμή.

Στο Σχήμα 8.56 δίνονται οι καθιζήσεις του εδάφους με την εφαρμογή τάσης στα πέδιλα ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).



Σχήμα 8.56: Καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδילων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδילων και για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 είναι ίση με $dy = -0.359 \text{ cm}$.

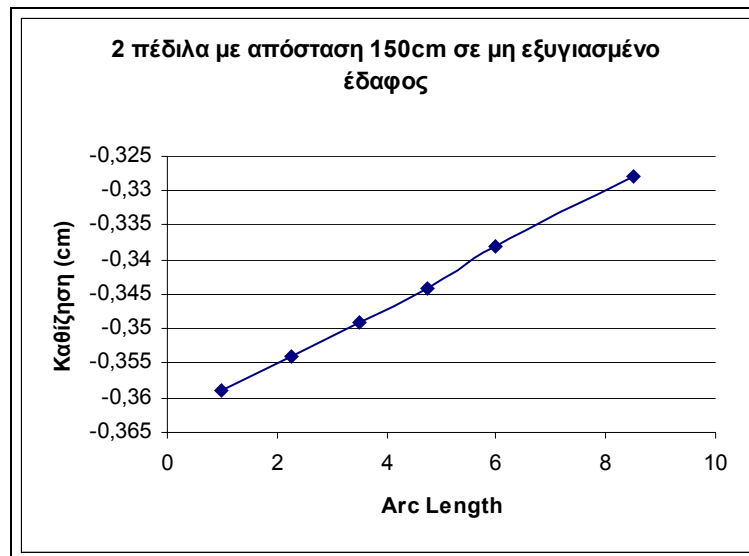
Στον Πίνακα 8.31 δίνονται οι καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επιβολή των τάσεων για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδילων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.31: Μέγιστες καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδिलων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Καθιζήσεις (cm)
0.01	- 0.359
0.02	- 0.718
0.03	- 1.078

Από τον Πίνακα 8.31 είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις αυξάνονται με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης.

Στο Σχήμα 8.57 δίνεται η κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα που περνάει από την μέση της απόστασης των δύο πέδिलων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδिलων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.



Σχήμα 8.57: Κατανομή καθιζήσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.57 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος, μειώνονται με την αύξηση του βάθους.

Στη συνέχεια ακολουθεί σύγκριση των αποτελεσμάτων από τα μοντέλα με δύο πέδιλα, των οποίων η μεταξύ τους απόσταση είναι 150 cm, σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος. Στον Πίνακα 8.32 γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 100 kN/m^2 , στον Πίνακα 8.33 γίνεται σύγκριση όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 200 kN/m^2 και στον Πίνακα 8.34 γίνεται σύγκριση όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 300 kN/m^2 . Στο Σχήμα 8.58 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις και στο Σχήμα 8.59 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , 0.02 kN/cm^2 και 0.03 kN/cm^2 .

Πίνακας 8.32: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.01 kN/cm²

Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
σ_x (kN/cm ²)	$2.32 \cdot 10^{-4}$	$- 2.034 \cdot 10^{-4}$
σ_y (kN/cm ²)	$- 7.38 \cdot 10^{-4}$	$- 8.62 \cdot 10^{-4}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$- 4.33 \cdot 10^{-5}$	$- 3.41 \cdot 10^{-6}$
ϵ_x	$1.03 \cdot 10^{-4}$	$2.87 \cdot 10^{-5}$
ϵ_y	$-3.86 \cdot 10^{-4}$	$- 4.32 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$1.34 \cdot 10^{-5}$	$- 4.49 \cdot 10^{-6}$

Από τον Πίνακα 8.32 παρατηρείται ότι γενικά οι κατακόρυφες τάσεις και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.33: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.02 kN/cm²

Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
σ_x (kN/cm ²)	$4.64 \cdot 10^{-4}$	$- 4.07 \cdot 10^{-4}$
σ_y (kN/cm ²)	$- 1.47 \cdot 10^{-3}$	$- 1.72 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$- 8.67 \cdot 10^{-5}$	$- 6.82 \cdot 10^{-6}$
ϵ_x	$2.06 \cdot 10^{-4}$	$5.75 \cdot 10^{-5}$
ϵ_y	$- 7.72 \cdot 10^{-4}$	$- 8.64 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$2.69 \cdot 10^{-5}$	$- 8.98 \cdot 10^{-6}$

Από τον Πίνακα 8.33 παρατηρείται ότι οι κατακόρυφες τάσεις και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.34: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.03 kN/cm²

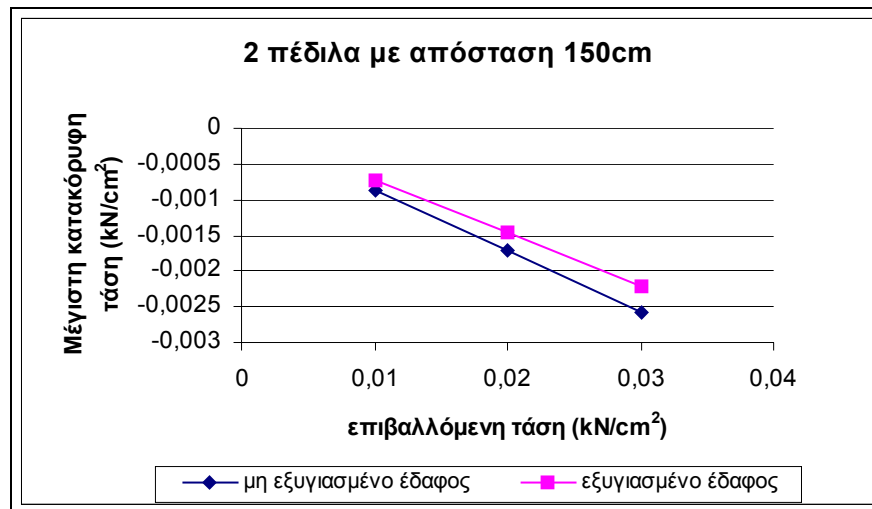
Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
σ_x (kN/cm ²)	$6.97 \cdot 10^{-4}$	$- 6.10 \cdot 10^{-4}$
σ_y (kN/cm ²)	$- 2.21 \cdot 10^{-3}$	$- 2.58 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$- 1.30 \cdot 10^{-4}$	$- 1.02 \cdot 10^{-5}$
ϵ_x	$3.09 \cdot 10^{-4}$	$8.62 \cdot 10^{-5}$
ϵ_y	$- 1.16 \cdot 10^{-3}$	$- 1.29 \cdot 10^{-3}$
ϵ_{xy}	$3.81 \cdot 10^{-5}$	$- 1.35 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.34 παρατηρείται ότι με την εφαρμογή τάσης ίσης με 300 kN/m², τα δύο μοντέλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος έχουν παρόμοιες τιμές κατακόρυφων τάσεων και κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.35 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.58 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης, για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.35: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_v (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_v (kN/cm ²)
0.01	$- 7.38 \cdot 10^{-4}$	$- 8.62 \cdot 10^{-4}$
0.02	$- 1.47 \cdot 10^{-3}$	$- 1.72 \cdot 10^{-3}$
0.03	$- 2.21 \cdot 10^{-3}$	$- 2.58 \cdot 10^{-3}$



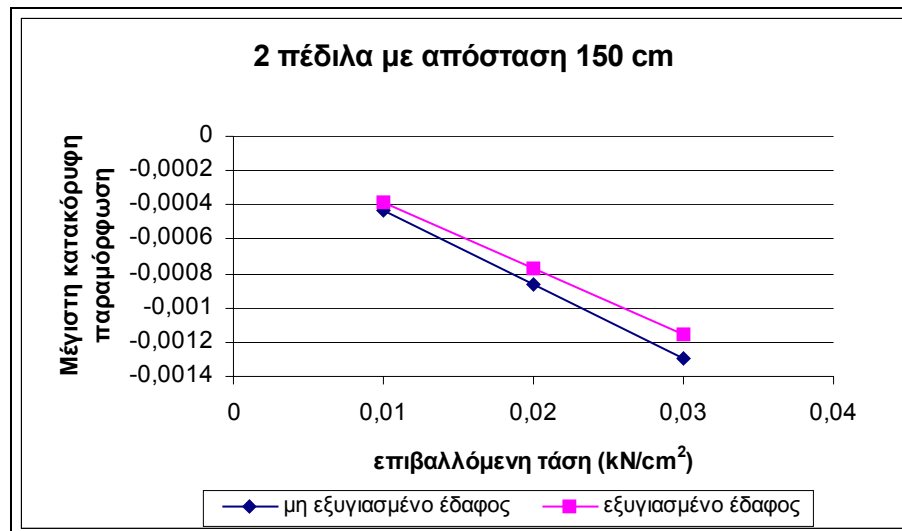
Σχήμα 8.58: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.58 παρατηρείται ότι τις μεγαλύτερες τιμές μέγιστων κατακόρυφων τάσεων έχει το μοντέλο προσομοίωσης με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Στον Πίνακα 8.36 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.59 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης, για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.36: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση	Μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση
0.01	- 3.86*10 ⁻⁴	- 4.32*10 ⁻⁴
0.02	- 7.72*10 ⁻⁴	- 8.64*10 ⁻⁴
0.03	- 1.16*10 ⁻³	- 1.29*10 ⁻³



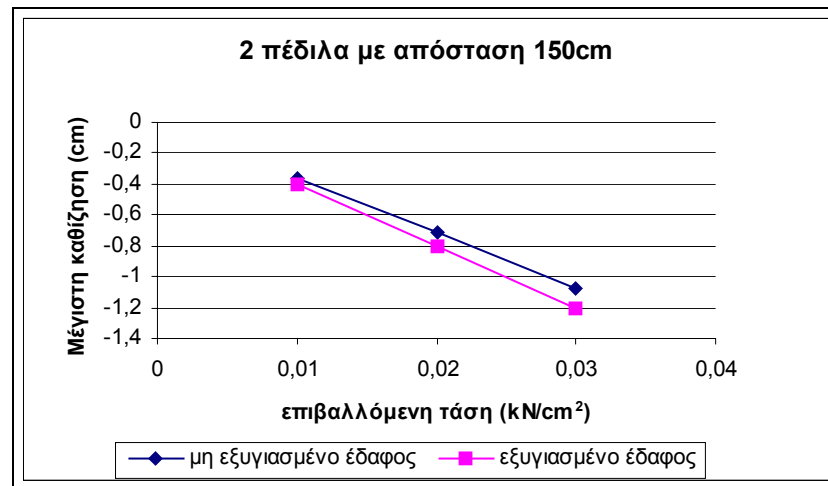
Σχήμα 8.59: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των πέλδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.59 παρατηρείται ότι το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος παρουσιάζει μεγαλύτερες τιμές μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.37 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με δύο πέλδια, με απόσταση μεταξύ των πέλδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.60 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με ένα πέλδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.37: Μέγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με δύο πέλδια, με απόσταση μεταξύ των πέλδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη καθίζηση (cm)	Μέγιστη καθίζηση (cm)
0.01	- 0.401	- 0.359
0.02	- 0.803	- 0.718
0.03	- 1.205	- 1.078

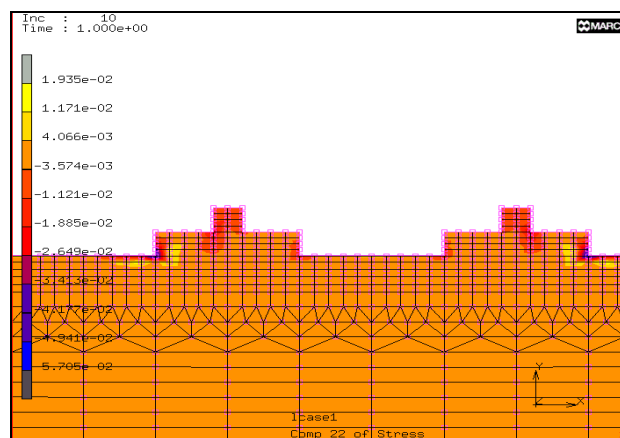


Σχήμα 8.60: Μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.60 φαίνεται ότι τις μεγαλύτερες τιμές των μέγιστων καθιζήσεων έχει το μοντέλο με δύο πέδιλα με απόσταση μεταξύ των πέδων ίση με 150 cm σε εξυγιασμένο έδαφος.

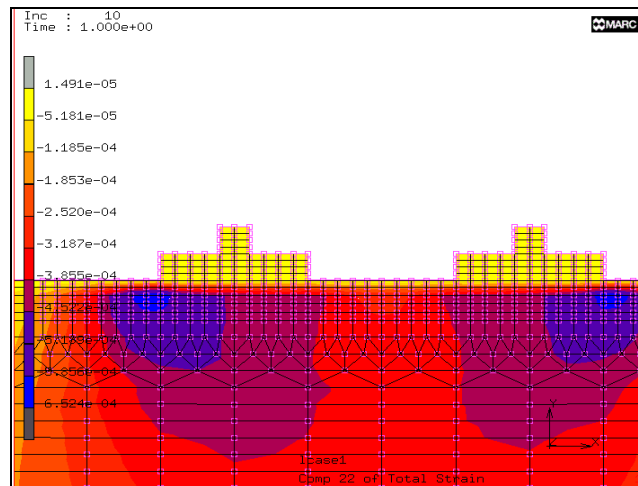
8.7.2 Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέδων ίση με 200 cm

Η εφαρμογή τάσης ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2) έδωσε τα αποτελέσματα, τα οποία φαίνονται στα Σχήματα 8.61 και 8.62. Στο Σχήμα 8.61 φαίνεται η κατακόρυφη τάση που μεταφέρεται στο έδαφος και στο Σχήμα 8.62 φαίνεται η κατακόρυφη παραμόρφωση του εδάφους από την προσομοίωση του μοντέλου με δύο πέδιλα.



Σχήμα 8.61: Κατακόρυφη τάση σ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_y = -7.25 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$ και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδων.



Σχήμα 8.62: Κατακόρυφη παραμόρφωση ε_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη παραμόρφωση είναι $\varepsilon_y = -3.704 \cdot 10^{-4}$ και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.

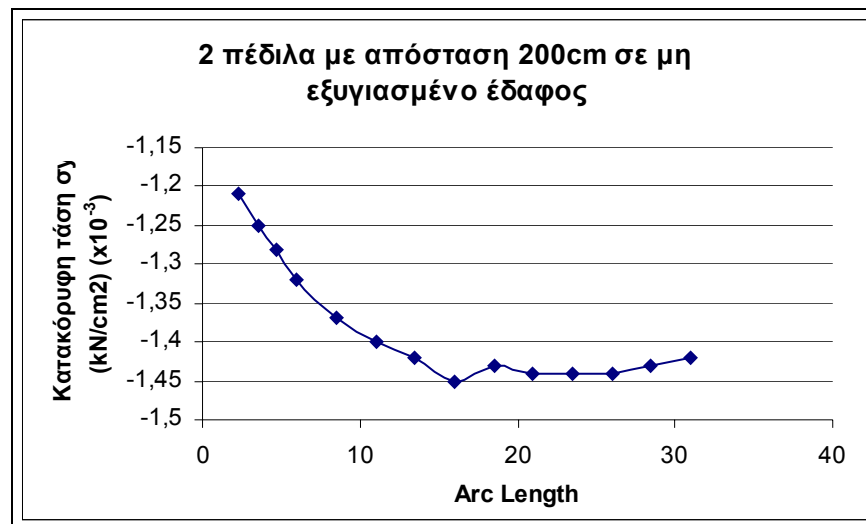
Στον Πίνακα 8.38 δίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις για το μοντέλο με δύο πέδιλα και η απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων είναι 200 cm. Στην περίπτωση αυτή οι τάσεις και οι παραμορφώσεις λαμβάνονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.

Πίνακας 8.38: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Αποτελέσματα	Τάση που εφαρμόζεται σε kN/cm ²		
	0.01	0.02	0.03
σ_x (kN/cm ²)	$-1.89 \cdot 10^{-4}$	$-3.78 \cdot 10^{-4}$	$-5.67 \cdot 10^{-4}$
σ_y (kN/cm ²)	$-7.25 \cdot 10^{-4}$	$-1.45 \cdot 10^{-3}$	$-2.18 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$1.62 \cdot 10^{-5}$	$3.24 \cdot 10^{-5}$	$4.86 \cdot 10^{-5}$
ε_x	$6.15 \cdot 10^{-5}$	$1.34 \cdot 10^{-4}$	$2.04 \cdot 10^{-4}$
ε_y	$-3.70 \cdot 10^{-4}$	$-7.41 \cdot 10^{-4}$	$-1.10 \cdot 10^{-3}$
ε_{xy}	$2.13 \cdot 10^{-5}$	$4.26 \cdot 10^{-5}$	$6.39 \cdot 10^{-5}$

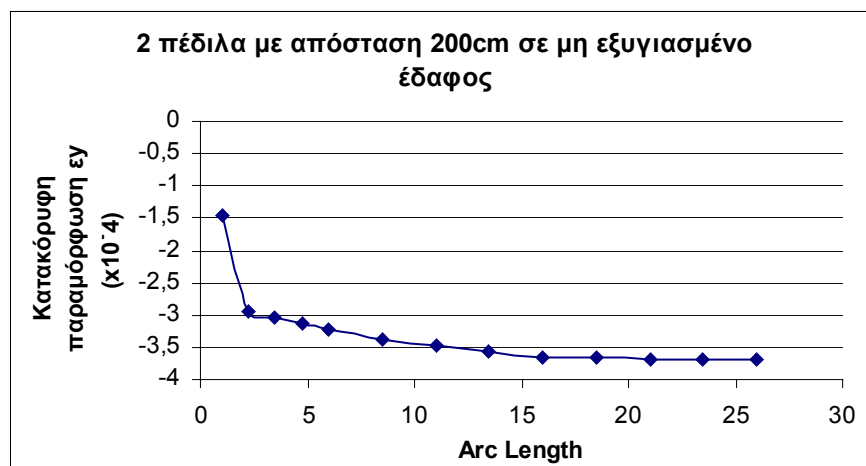
Από τον Πίνακα 8.38 φαίνεται ότι με την αύξηση της τάσης από 0.01 σε 0.03 kN/cm² αυξάνονται οι τιμές των τάσεων και των παραμορφώσεων.

Στο Σχήμα 8.63 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.02 kN/cm^2 , ενώ στο Σχήμα 8.64 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων παραμορφώσεων κατά μήκος του ίδιου άξονα και για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγισμένο έδαφος.



Σχήμα 8.63: Κατανομή κατακόρυφων τάσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.02 kN/cm^2

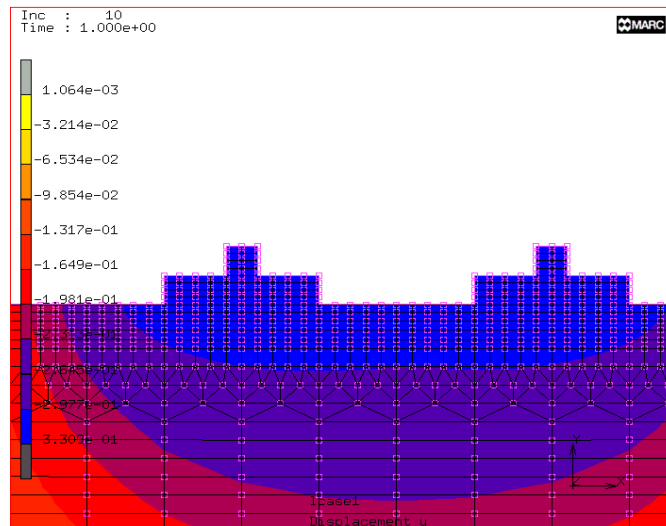
Από το Σχήμα 8.63 φαίνεται ότι οι τάσεις μειώνονται με την αύξηση του βάθους, μέχρι το βάθος των 15 cm , ενώ παρουσιάζουν τη μεγαλύτερη τιμή τους στη στρώση 2, σε βάθος 15 cm .



Σχήμα 8.64: Κατανομή κατακόρυφων παραμορφώσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.64 φαίνεται ότι οι κατακόρυφες παραμορφώσεις ε_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος, αυξάνονται με την αύξηση του βάθους.

Στο Σχήμα 8.65 δίνονται οι καθιζήσεις του εδάφους για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος, με την εφαρμογή τάσης στα πέδιλα ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).



Σχήμα 8.65: Καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων και είναι ίση με $dy = -0.32 \text{ cm}$, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 .

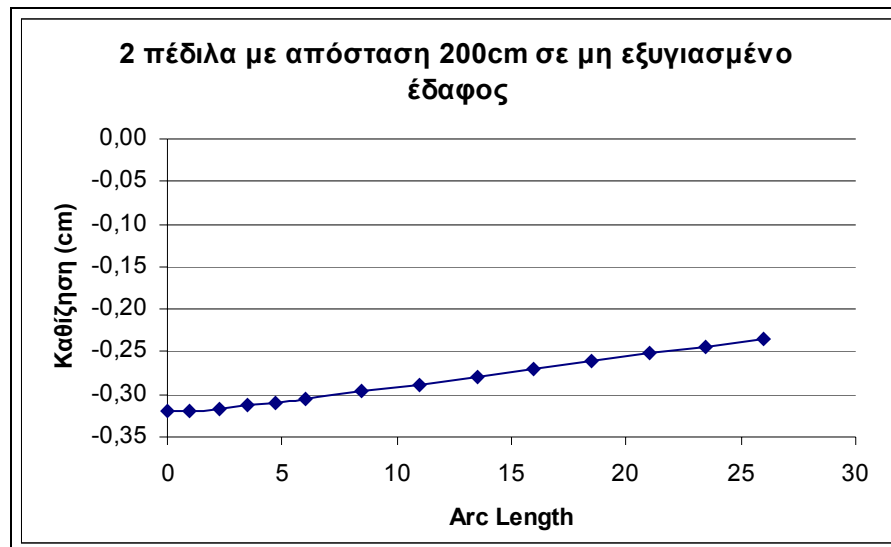
Στον Πίνακα 8.39 δίνονται οι καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επιβολή των τάσεων για το μοντέλο με δύο πέδιλα, με απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.39: Μέγιστες καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Καθιζήσεις (cm)
0.01	- 0.320
0.02	- 0.641
0.03	- 0.961

Από τον Πίνακα 8.39 είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις αυξάνονται με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Στο Σχήμα 8.66 δίνεται η κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.



Σχήμα 8.66: Κατανομή καθιζήσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.66 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος, αυξάνονται με την αύξηση του βάθους.

Στη συνέχεια ακολουθεί σύγκριση των αποτελεσμάτων από τα μοντέλα με δύο πέδιλα, των οποίων η μεταξύ τους απόσταση είναι 200 cm, σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος. Στον Πίνακα 8.40 γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 100 kN/m^2 , στον Πίνακα 8.41 γίνεται σύγκριση όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 200 kN/m^2 και στον Πίνακα 8.42 γίνεται σύγκριση όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 300 kN/m^2 . Στο Σχήμα 8.67 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις και στο Σχήμα 8.68 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , 0.02 kN/cm^2 και 0.03 kN/cm^2 .

Πίνακας 8.40: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για τάση 0.01 kN/cm²

Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
σ_x (kN/cm ²)	$-2.83 \cdot 10^{-4}$	$-1.89 \cdot 10^{-4}$
σ_y (kN/cm ²)	$-8.47 \cdot 10^{-4}$	$-7.25 \cdot 10^{-4}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$2.31 \cdot 10^{-5}$	$1.62 \cdot 10^{-5}$
ϵ_x	$1.01 \cdot 10^{-4}$	$6.15 \cdot 10^{-5}$
ϵ_y	$-3.38 \cdot 10^{-4}$	$-3.70 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$-1.51 \cdot 10^{-5}$	$2.13 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.40 παρατηρείται ότι οι κατακόρυφες τάσεις είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο σε εξυγιασμένο έδαφος, ενώ οι κατακόρυφες παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.41: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για 0.02 kN/cm²

Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
σ_x (kN/cm ²)	$-5.69 \cdot 10^{-4}$	$-3.78 \cdot 10^{-4}$
σ_y (kN/cm ²)	$-1.31 \cdot 10^{-3}$	$-1.45 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$4.70 \cdot 10^{-5}$	$3.24 \cdot 10^{-5}$
ϵ_x	$2.03 \cdot 10^{-4}$	$1.34 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$-6.86 \cdot 10^{-4}$	$-7.41 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$-3.08 \cdot 10^{-5}$	$4.26 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.41 παρατηρείται ότι οι κατακόρυφες τάσεις και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο με δύο πέλδια με απόσταση μεταξύ των πέλδων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.42: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για τάση 0.03 kN/cm²

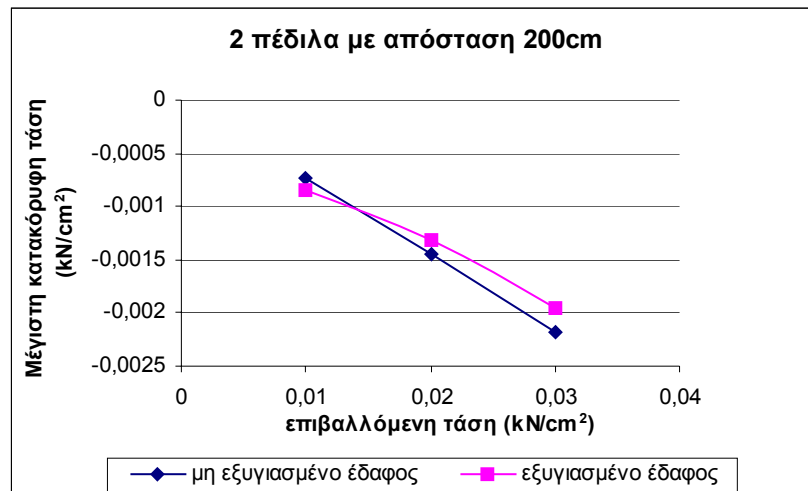
Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
σ_x (kN/cm ²)	$-8.58 \cdot 10^{-4}$	$-5.67 \cdot 10^{-4}$
σ_y (kN/cm ²)	$-1.96 \cdot 10^{-3}$	$-2.18 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/cm ²)	$7.15 \cdot 10^{-5}$	$4.86 \cdot 10^{-5}$
ε_x	$3.05 \cdot 10^{-4}$	$2.04 \cdot 10^{-4}$
ε_y	$-1.03 \cdot 10^{-3}$	$-1.10 \cdot 10^{-3}$
ε_{xy}	$-4.67 \cdot 10^{-5}$	$6.39 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.42 παρατηρείται ότι με την εφαρμογή τάσης ίσης με 300 kN/m² οι κατακόρυφες τάσεις είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος, ενώ οι κατακόρυφες παραμορφώσεις έχουν παρόμοιες τιμές.

Στον Πίνακα 8.43 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.67 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.43: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_y (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_y (kN/cm ²)
0.01	$-8.47 \cdot 10^{-4}$	$-7.25 \cdot 10^{-4}$
0.02	$-1.31 \cdot 10^{-3}$	$-1.45 \cdot 10^{-3}$
0.03	$-1.96 \cdot 10^{-3}$	$-2.18 \cdot 10^{-3}$



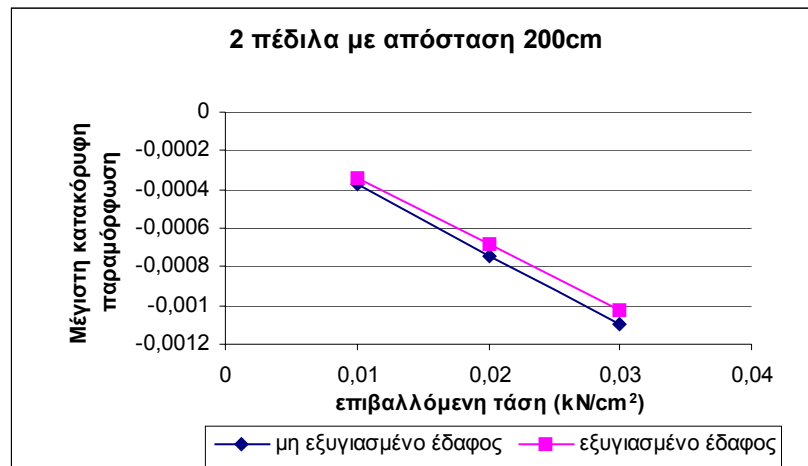
Σχήμα 8.67: Μήγιστες κατακόρυφες τάσεις συναρτήσσει των επιβαλλόμενων τάσεων για τα μοντέλα με δύο πέδιλα, με απόσταση μεταξύ των πέδிலων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.67 παρατηρείται ότι το μοντέλο με δύο πέδιλα, με απόσταση πέδிலων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος, έχει τις μεγαλύτερες τιμές μήγιστων κατακόρυφων τάσεων.

Στον Πίνακα 8.44 δίνονται οι μήγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδிலων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.68 δίνονται οι μήγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδிலων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.44: Μήγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδிலων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μήγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση	Μήγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση
0.01	- 3.38*10 ⁻⁴	- 3.70*10 ⁻⁴
0.02	- 6.86*10 ⁻⁴	- 7.41*10 ⁻⁴
0.03	- 1.03*10 ⁻³	- 1.10*10 ⁻³



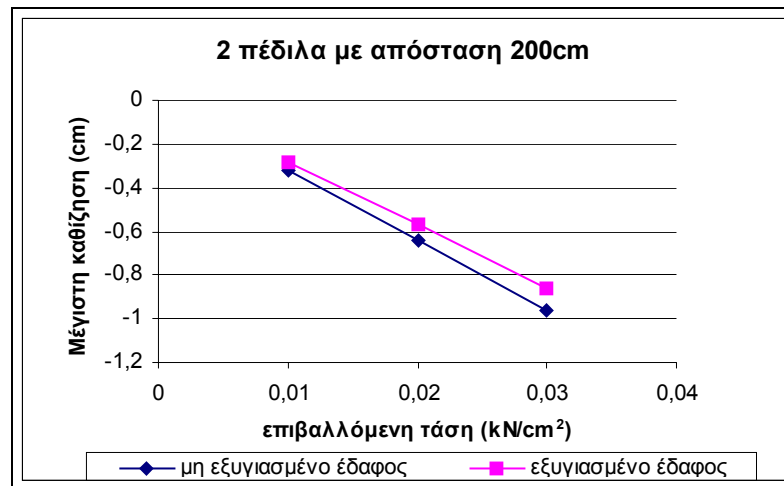
Σχήμα 8.68: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει των επιβαλλόμενων τάσεων για τα μοντέλα με δύο πέδιλα, με απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.68 παρατηρείται ότι το μοντέλο με δύο πέδιλα, με απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μεγαλύτερες τιμές των μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων

Στον Πίνακα 8.45 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.69 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.45: Μέγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη καθίζηση (cm)	Μέγιστη καθίζηση (cm)
0.01	- 0.369	- 0.320
0.02	- 0.738	- 0.641
0.03	- 1.107	- 0.961

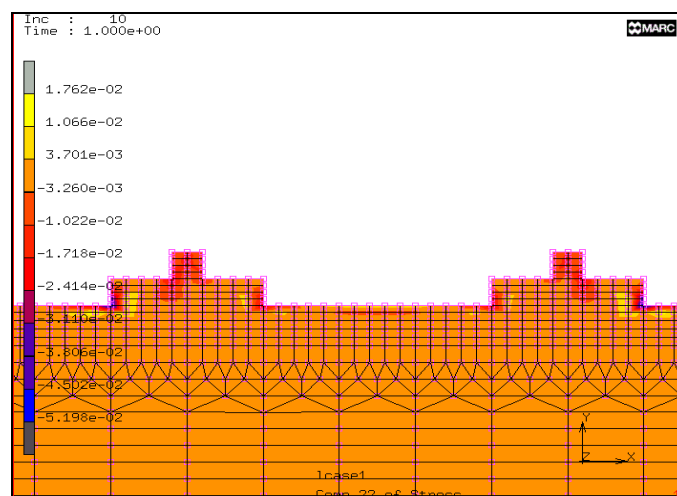


Σχήμα 8.69: Μήγιστες καθιζήσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.69 φαίνεται ότι τις μεγαλύτερες τιμές μέγιστων καθιζήσεων εμφανίζει το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 200 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

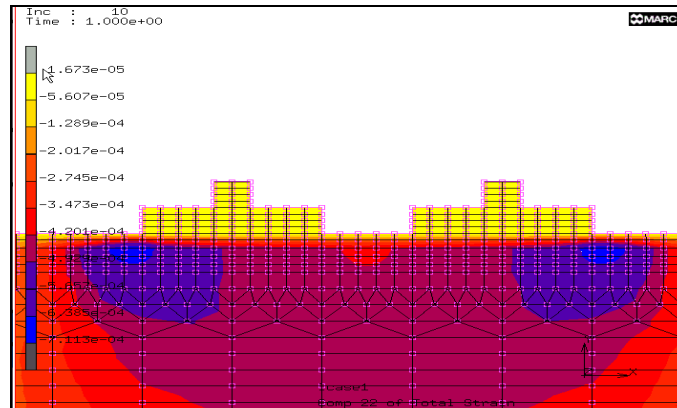
8.7.3 Ανάλυση μοντέλου με απόσταση πέδινων ίση με 250 cm

Η εφαρμογή τάσης ίση με 100 kN/m^2 , η οποία εφαρμόζεται και στα δύο πέδιλα και για απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 250 cm έδωσε τα αποτελέσματα, τα οποία φαίνονται στα Σχήματα 8.70 και 8.71. Στο Σχήμα 8.70 φαίνεται η κατακόρυφη τάση που μεταφέρεται στο έδαφος και στο Σχήμα 8.71 φαίνεται η κατακόρυφη παραμόρφωση του εδάφους από την προσομοίωση του μοντέλου με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.



Σχήμα 8.70: Κατακόρυφη τάση σ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_y = -6.2 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$ και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.



Σχήμα 8.71: Κατακόρυφη παραμόρφωση ε_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη παραμόρφωση είναι $\varepsilon_y = -3.17 \cdot 10^{-4}$ και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.

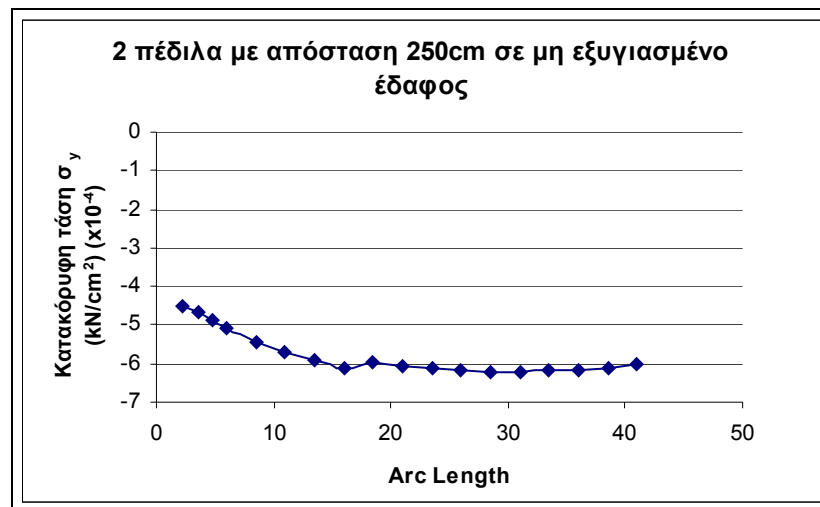
Στον Πίνακα 8.46 δίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις για το μοντέλο με δύο πέδιλα και για απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος. Στην περίπτωση αυτή οι τάσεις και οι παραμορφώσεις λαμβάνονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων.

Πίνακας 8.46: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Αποτελέσματα	Τάση που εφαρμόζεται σε kN/cm^2		
	0.01	0.02	0.03
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-1.73 \cdot 10^{-4}$	$-3.46 \cdot 10^{-4}$	$-5.19 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-6.20 \cdot 10^{-4}$	$-1.23 \cdot 10^{-3}$	$-1.86 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$1.07 \cdot 10^{-4}$	$2.04 \cdot 10^{-4}$	$3.18 \cdot 10^{-4}$
ε_x	$4.82 \cdot 10^{-5}$	$9.65 \cdot 10^{-5}$	$1.45 \cdot 10^{-4}$
ε_y	$-3.17 \cdot 10^{-4}$	$-6.34 \cdot 10^{-4}$	$-9.51 \cdot 10^{-4}$
ε_{xy}	$1.40 \cdot 10^{-4}$	$2.81 \cdot 10^{-4}$	$4.21 \cdot 10^{-4}$

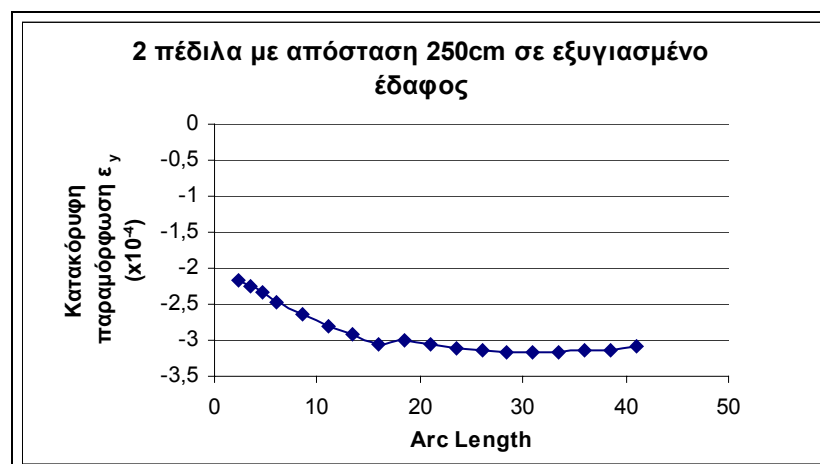
Από τον Πίνακα 8.46 φαίνεται ότι με την αύξηση της τάσης από 0.01 σε 0.03 kN/cm^2 αυξάνονται οι τιμές των κύριων τάσεων και παραμορφώσεων.

Στο Σχήμα 8.72 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που βρίσκεται στη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , ενώ στο Σχήμα 8.73 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων παραμορφώσεων κατά μήκος του ίδιου άξονα και για την ίδια τάση, για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγισμένο έδαφος.



Σχήμα 8.72: Κατανομή κατακόρυφων τάσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

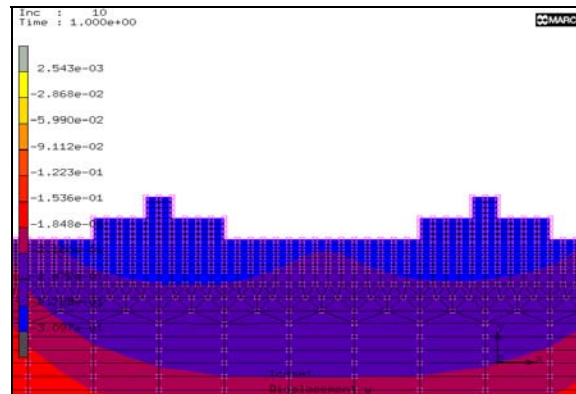
Από το Σχήμα 8.72 φαίνεται ότι οι κατακόρυφες τάσεις σ_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγισμένο έδαφος, παίρνουν τις μεγαλύτερες τιμές τους μέσα στη στρώση 2.



Σχήμα 8.73: Κατανομή κατακόρυφων παραμορφώσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.73 φαίνεται ότι οι κατακόρυφες παραμορφώσεις ε_y για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος, παίρνουν τις μεγαλύτερες τιμές τους μέσα στη στρώση 2, στα 30 cm περίπου.

Στο Σχήμα 8.74 δίνονται οι καθιζήσεις του εδάφους για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος, με την εφαρμογή τάσης στα πέδιλα ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).



Σχήμα 8.74: Καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 και είναι $\delta y = -0.286 \text{ cm}$.

Στον Πίνακα 8.47 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επιβολή των τάσεων στο μοντέλο προσομοίωσης με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

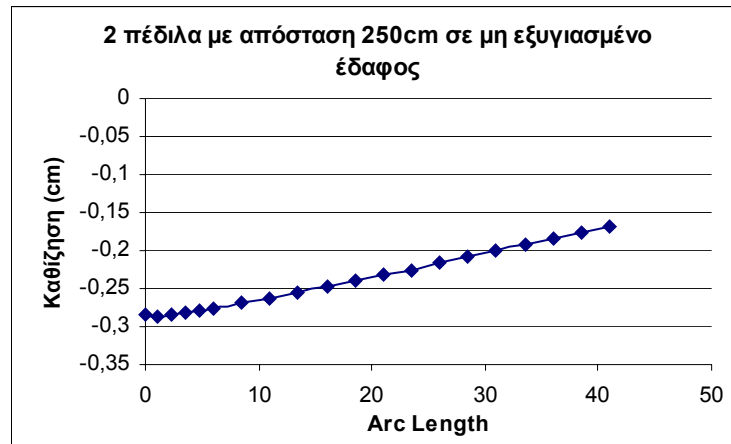
Πίνακας 8.47: Μέγιστες καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Καθιζήσεις (cm)
0.01	- 0.286
0.02	- 0.572
0.03	- 0.858

Από τον Πίνακα 8.47 είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις αυξάνονται με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης.

Στο Σχήμα 8.75 δίνεται η κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα, που περνάει από τη μέση της απόστασης των δύο πέδινων, για

επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος.



Σχήμα 8.75: Κατανομή καθιζήσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.75 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος, μειώνονται με την αύξηση του βάθους.

Στον Πίνακα 8.48 γίνεται μια σύγκριση των τάσεων και των παραμορφώσεων για τα τρία μοντέλα με δύο πέδων σε μη εξυγιασμένο έδαφος, στα οποία όμως η μεταξύ τους απόσταση είναι διαφορετική και η εφαρμοζόμενη τάση είναι 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).

Πίνακας 8.48: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με δύο πέδων σε μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Αποτελέσματα	Απόσταση πέδων 150 cm	Απόσταση πέδων 200 cm	Απόσταση πέδων 250 cm
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-2.03 \cdot 10^{-4}$	$-1.89 \cdot 10^{-4}$	$-1.73 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-8.62 \cdot 10^{-4}$	$-7.25 \cdot 10^{-4}$	$-6.20 \cdot 10^{-4}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-3.41 \cdot 10^{-6}$	$1.62 \cdot 10^{-5}$	$1.07 \cdot 10^{-4}$
ε_x	$2.87 \cdot 10^{-5}$	$6.18 \cdot 10^{-5}$	$4.82 \cdot 10^{-5}$
ε_y	$-4.32 \cdot 10^{-4}$	$-3.70 \cdot 10^{-4}$	$-3.17 \cdot 10^{-4}$
ε_{xy}	$-4.49 \cdot 10^{-6}$	$2.13 \cdot 10^{-5}$	$1.40 \cdot 10^{-4}$

Τα συμπεράσματα που εξάγονται από τον Πίνακα 8.48 είναι ότι οι κατακόρυφες τάσεις και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο με απόσταση μεταξύ των πέλδων ίση με 150cm, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των πέλδων ίση με 250cm έχει τις μικρότερες τιμές των κατακόρυφων τάσεων και κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.49 γίνεται μια σύγκριση των τάσεων και των παραμορφώσεων για τα τρία μοντέλα με δύο πέλδια σε μη εξυγιασμένο έδαφος, στα οποία όμως η μεταξύ τους απόσταση είναι διαφορετική και η εφαρμοζόμενη τάση είναι 200 kN/m^2 (ή 0.02 kN/cm^2).

Πίνακας 8.49: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με δύο πέλδια σε μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.02 kN/cm^2

Αποτελέσματα	Απόσταση πέλδων 150 cm	Απόσταση πέλδων 200 cm	Απόσταση πέλδων 250 cm
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-4.07 \cdot 10^{-4}$	$-3.78 \cdot 10^{-4}$	$-3.46 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-1.72 \cdot 10^{-3}$	$-1.45 \cdot 10^{-3}$	$-1.23 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-6.82 \cdot 10^{-6}$	$3.24 \cdot 10^{-5}$	$2.04 \cdot 10^{-4}$
ϵ_x	$5.75 \cdot 10^{-5}$	$1.34 \cdot 10^{-4}$	$9.65 \cdot 10^{-5}$
ϵ_y	$-8.64 \cdot 10^{-4}$	$-7.41 \cdot 10^{-4}$	$-6.34 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$-8.98 \cdot 10^{-6}$	$4.26 \cdot 10^{-5}$	$2.81 \cdot 10^{-4}$

Τα συμπεράσματα που εξάγονται από τον Πίνακα 8.49 είναι ότι οι κατακόρυφες τάσεις σ_y και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις ϵ_y είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 150 cm, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδων ίση με 250 cm έχει τις μικρότερες τιμές κατακόρυφων τάσεων σ_y και κατακόρυφων παραμορφώσεων ϵ_y .

Στον Πίνακα 8.50 γίνεται μια σύγκριση των τάσεων και των παραμορφώσεων για τα τρία μοντέλα με δύο πέλδια σε μη εξυγιασμένο έδαφος, στα οποία όμως η μεταξύ τους απόσταση είναι διαφορετική και η εφαρμοζόμενη τάση είναι 300 kN/m^2 (ή 0.03 kN/cm^2).

Πίνακας 8.50: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.03 kN/cm^2

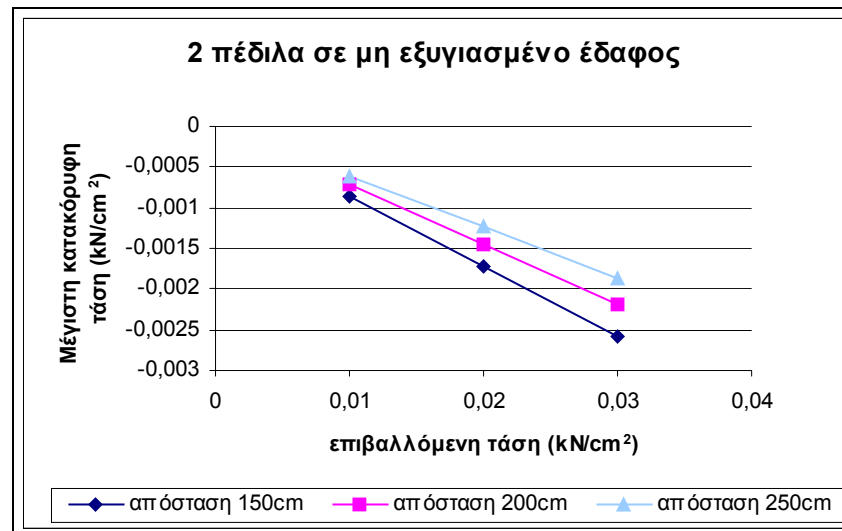
Αποτελέσματα	Απόσταση πέδινων 150 cm	Απόσταση πέδινων 200 cm	Απόσταση πέδινων 250 cm
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-6.10 \cdot 10^{-4}$	$-5.67 \cdot 10^{-4}$	$-5.19 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-2.58 \cdot 10^{-3}$	$-2.18 \cdot 10^{-3}$	$-1.86 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-1.02 \cdot 10^{-5}$	$4.86 \cdot 10^{-5}$	$3.18 \cdot 10^{-4}$
ϵ_x	$8.62 \cdot 10^{-5}$	$2.04 \cdot 10^{-4}$	$1.45 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$-1.29 \cdot 10^{-3}$	$-1.10 \cdot 10^{-3}$	$-9.51 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$-1.35 \cdot 10^{-5}$	$6.39 \cdot 10^{-5}$	$4.21 \cdot 10^{-4}$

Τα συμπεράσματα που εξάγονται από τον Πίνακα 8.50 είναι ότι οι κατακόρυφες τάσεις σ_y και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις ϵ_y είναι μεγαλύτερες στο μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm έχει τις μικρότερες τιμές κατακόρυφων τάσεων σ_y και κατακόρυφων παραμορφώσεων ϵ_y .

Στον Πίνακα 8.51 γίνεται μια σύγκριση των μέγιστων κατακόρυφων τάσεων για τα όλα τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.76 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για όλα τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης.

Πίνακας 8.51: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Απόσταση πέδινων 150 cm	Απόσταση πέδινων 200 cm	Απόσταση πέδινων 250 cm
0.01	$-8.62 \cdot 10^{-4}$	$-7.25 \cdot 10^{-4}$	$-6.20 \cdot 10^{-4}$
0.02	$-1.72 \cdot 10^{-3}$	$-1.45 \cdot 10^{-3}$	$-1.23 \cdot 10^{-3}$
0.03	$-2.58 \cdot 10^{-3}$	$-2.18 \cdot 10^{-3}$	$-1.86 \cdot 10^{-3}$



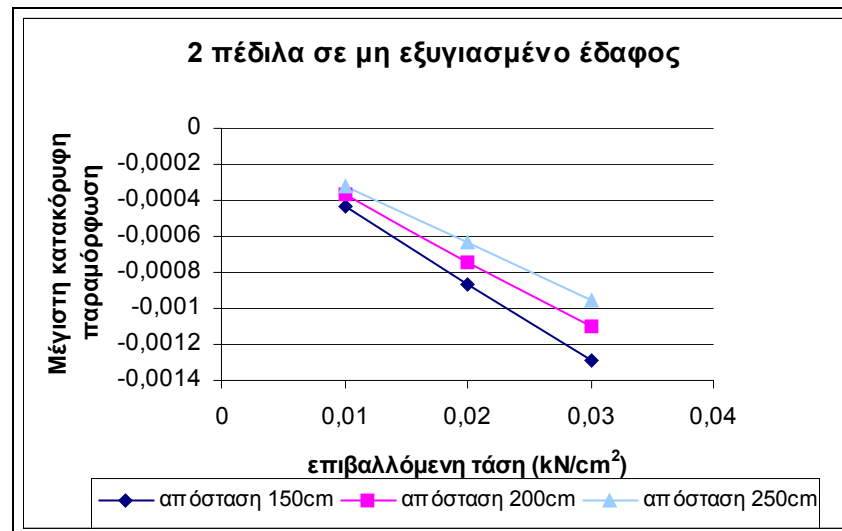
Σχήμα 8.76: Μήγιστες κατακόρυφες τάσεις συναρτήσσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.76 φαίνεται ότι το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μεγαλύτερες τιμές μήγιστων κατακόρυφων τάσεων, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μικρότερες τιμές μήγιστων κατακόρυφων τάσεων.

Στον Πίνακα 8.52 δίνονται οι μήγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.77 δίνονται οι μήγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.52: Μήγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Απόσταση πέδινων 150 cm	Απόσταση πέδινων 200 cm	Απόσταση πέδινων 250 cm
0.01	- 4.32*10 ⁻⁴	- 3.70*10 ⁻⁴	- 3.17*10 ⁻⁴
0.02	- 8.64*10 ⁻⁴	- 7.41*10 ⁻⁴	- 6.34*10 ⁻⁴
0.03	- 1.29*10 ⁻³	- 1.10*10 ⁻³	- 9.51*10 ⁻⁴



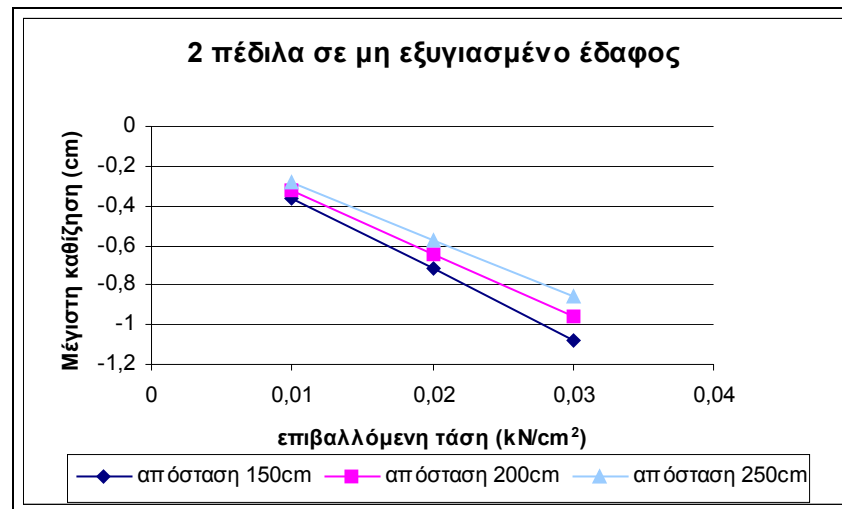
Σχήμα 8.77: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.77 φαίνεται ότι το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος δίνει τις μεγαλύτερες τιμές μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος δίνει τις μικρότερες τιμές μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.53 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις των μοντέλων με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.78 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.53: Μέγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Απόσταση πέδινων 150 cm	Απόσταση πέδινων 200 cm	Απόσταση πέδινων 250 cm
0.01	- 0.359	- 0.320	- 0.286
0.02	- 0.718	- 0.641	- 0.572
0.03	- 1.078	- 0.961	- 0.858



Σχήμα 8.78: Μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με δύο πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.78 φαίνεται ότι το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 150 cm δίνει τις μεγαλύτερες τιμές των μέγιστων καθιζήσεων, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm δίνει τις μικρότερες τιμές των μέγιστων καθιζήσεων.

Στη συνέχεια ακολουθεί σύγκριση των αποτελεσμάτων από τα μοντέλα με δύο πέδιλα, των οποίων η μεταξύ τους απόσταση είναι 250 cm, σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος. Στον Πίνακα 8.54 γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 100 kN/m^2 , στον Πίνακα 8.55 γίνεται σύγκριση όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 200 kN/m^2 και στον Πίνακα 8.56 γίνεται σύγκριση όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 300 kN/m^2 . Στο Σχήμα 8.79 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις και στο Σχήμα 8.80 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα σε εξυγιασμένο και μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , 0.02 kN/cm^2 και 0.03 kN/cm^2 .

Πίνακας 8.54: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για τάση 0.01 kN/cm²

Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
σ_x (kN/cm ²)	- 4.28*10 ⁻⁴	- 1.73*10 ⁻⁴
σ_y (kN/cm ²)	- 5.91*10 ⁻⁴	- 6.20*10 ⁻⁴
τ_{xy} (kN/cm ²)	2.70*10 ⁻⁴	1.07*10 ⁻⁴
ϵ_x	8.84*10 ⁻⁵	4.82*10 ⁻⁵
ϵ_y	- 3.08*10 ⁻⁴	- 3.17*10 ⁻⁴
ϵ_{xy}	5.48*10 ⁻⁵	1.40*10 ⁻⁴

Από τον Πίνακα 8.54 παρατηρείται ότι το μοντέλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων τάσεων σ_y και κατακόρυφων παραμορφώσεων ϵ_y .

Πίνακας 8.55: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για τάση 0.02 kN/cm²

Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
σ_x (kN/cm ²)	- 8.57*10 ⁻⁴	- 3.49*10 ⁻⁴
σ_y (kN/cm ²)	- 1.18*10 ⁻³	- 1.23*10 ⁻³
τ_{xy} (kN/cm ²)	5.42*10 ⁻⁴	2.04*10 ⁻⁴
ϵ_x	1.77*10 ⁻⁴	9.65*10 ⁻⁵
ϵ_y	- 6.16*10 ⁻⁴	- 6.34*10 ⁻⁴
ϵ_{xy}	1.10*10 ⁻⁴	2.81*10 ⁻⁴

Από τον Πίνακα 8.55 παρατηρείται ότι τα δύο μοντέλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος έχουν παρόμοιες τιμές κατακόρυφων τάσεων σ_y και κατακόρυφων παραμορφώσεων ϵ_y .

Πίνακας 8.56: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για τάση 0.03 kN/cm²

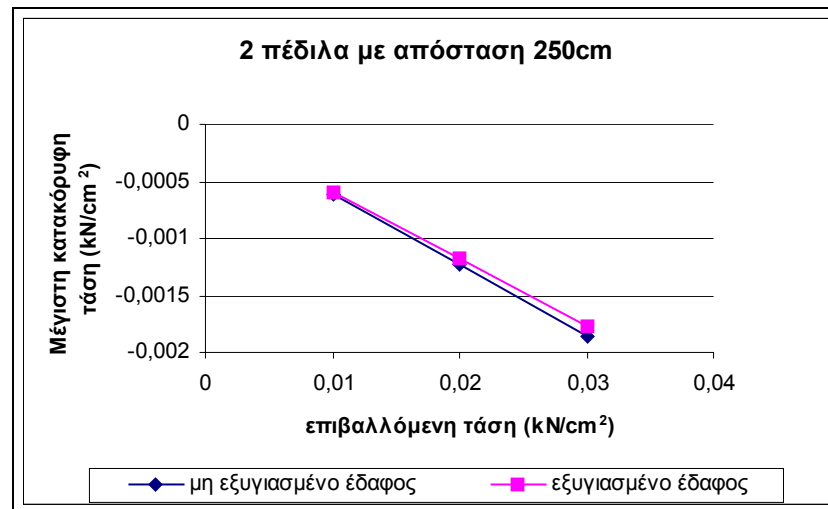
Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
σ_x (kN/cm ²)	- 1.28*10 ⁻³	- 5.19*10 ⁻⁴
σ_y (kN/cm ²)	- 1.77*10 ⁻³	- 1.86*10 ⁻³
τ_{xy} (kN/cm ²)	8.13*10 ⁻⁴	3.18*10 ⁻⁴
ϵ_x	3.05*10 ⁻⁴	1.45*10 ⁻⁴
ϵ_y	- 9.23*10 ⁻⁴	- 9.51*10 ⁻⁴
ϵ_{xy}	1.60*10 ⁻⁴	4.21*10 ⁻⁴

Από τον Πίνακα 8.56 παρατηρείται ότι με την εφαρμογή τάσης ίσης με 300 kN/m² το μοντέλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος παρουσιάζει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων τάσεων σ_y και κατακόρυφων παραμορφώσεων ϵ_y .

Στον Πίνακα 8.57 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.79 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.57: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδινων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_v (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_v (kN/cm ²)
0.01	- 5.91*10 ⁻⁴	- 6.20*10 ⁻⁴
0.02	- 1.18*10 ⁻³	- 1.23*10 ⁻³
0.03	- 1.77*10 ⁻³	- 1.86*10 ⁻³



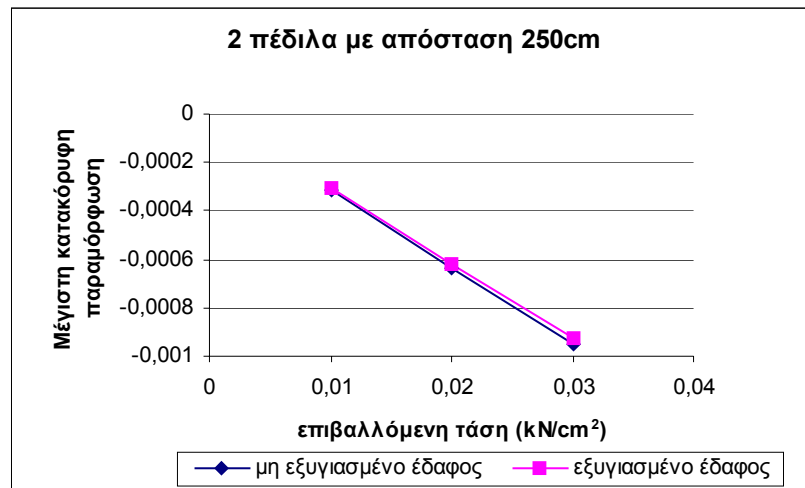
Σχήμα 8.79: Μήγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα, με απόσταση μεταξύ των πέδλων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.79 παρατηρείται ότι τα δύο μοντέλα σε εξυγιασμένο έδαφος και σε μη εξυγιασμένο έδαφος δίνουν παρόμοιες τιμές κατακόρυφων τάσεων σ_y .

Στον Πίνακα 8.58 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδλων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.80 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδλων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.58: Μήγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδλων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μήγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση	Μήγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση
0.01	- 3.08*10 ⁻⁴	- 3.17*10 ⁻⁴
0.02	- 6.16*10 ⁻⁴	- 6.34*10 ⁻⁴
0.03	- 9.23*10 ⁻⁴	- 9.51*10 ⁻⁴



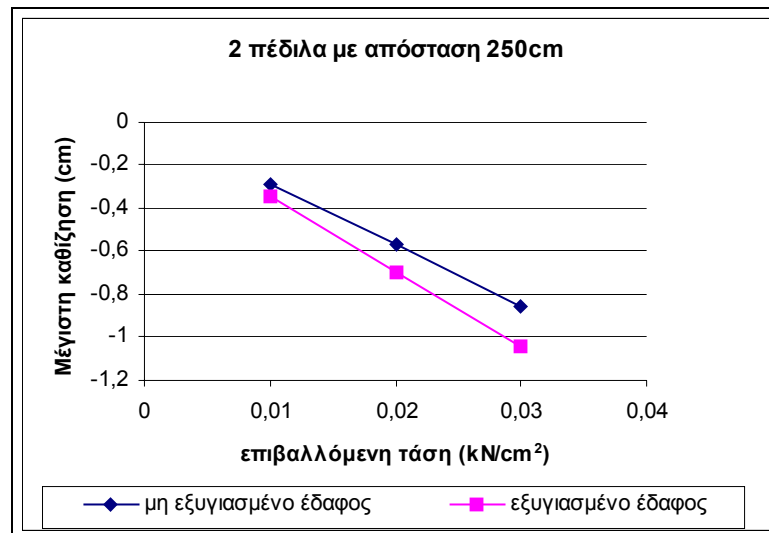
Σχήμα 8.80: Μήγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα, με απόσταση μεταξύ των πέδλων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.80 φαίνεται ότι τα δύο μοντέλα με δύο πέδιλα, με απόσταση μεταξύ των πέδλων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος, έχουν παρόμοιες τιμές μήγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.59 δίνονται οι μήγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με δύο πέδιλα, με απόσταση μεταξύ των πέδλων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.81 δίνονται οι μήγιστες καθιζήσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με ένα πέδιλο σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.59: Μήγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με απόσταση μεταξύ των δύο πέδλων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μήγιστη καθίζηση (cm)	Μήγιστη καθίζηση (cm)
0.01	- 0.348	- 0.286
0.02	- 0.696	- 0.572
0.03	- 1.044	- 0.858



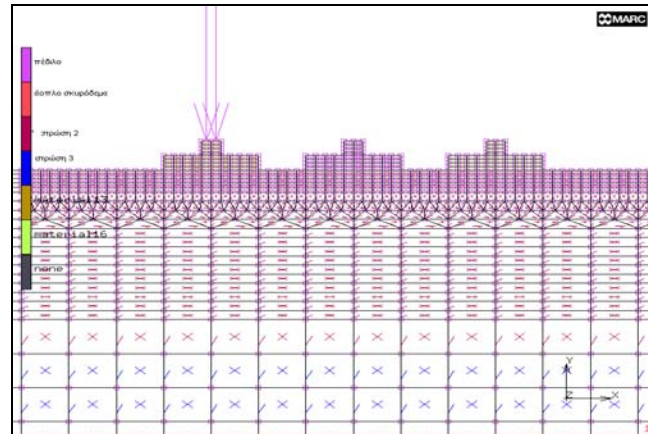
Σχήμα 8.81: Μείγιστες καθιζήσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με δύο πέδιλα με απόσταση μεταξύ των πέδλων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.81 φαίνεται ότι το μοντέλο με δύο πέδιλα με απόσταση μεταξύ των πέδλων ίση με 250 cm σε εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μεγαλύτερες τιμές των μέγιστων καθιζήσεων.

8.8 Δημιουργία μοντέλου με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Ενώ στην προηγούμενη περίπτωση προσομοίωσης τα πέδιλα ήταν δύο, στην περίπτωση αυτή εξετάζεται η επίδραση τριών πέδλων στο εξυγιασμένο έδαφος. Οι τάσεις που εφαρμόζονται στα τρία πέδιλα είναι και πάλι 100 kN/m², 200 kN/m² και 300 kN/m². Οι αποστάσεις μεταξύ των πέδλων είναι 150 cm.

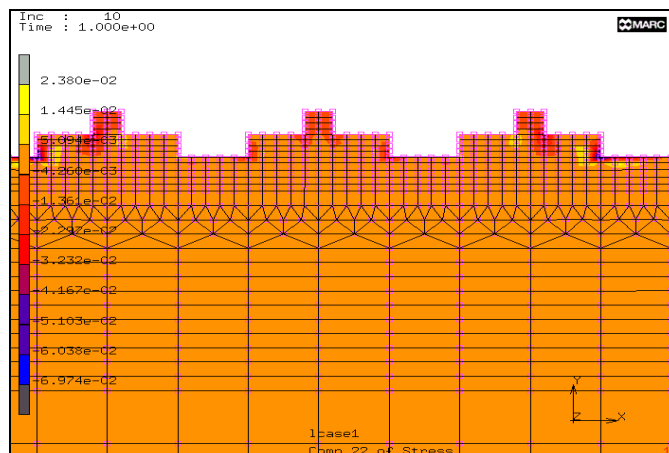
Στο Σχήμα 8.82 φαίνεται η διακριτοποίηση που έγινε, καθώς και οι ιδιότητες των υλικών. Η διακριτοποίηση που πραγματοποιήθηκε στο συγκεκριμένο μοντέλο δημιούργησε 1950 στοιχεία (elements). Όλες οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν είναι ίδιες για όλα τα μοντέλα της προσομοίωσης, τα οποία αναφέρονται σε εξυγιασμένο έδαφος και οι τιμές τους δίνονται στον Πίνακα 8.21.



Σχήμα 8.82: Διακριτοποίηση και ιδιότητες υλικών για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

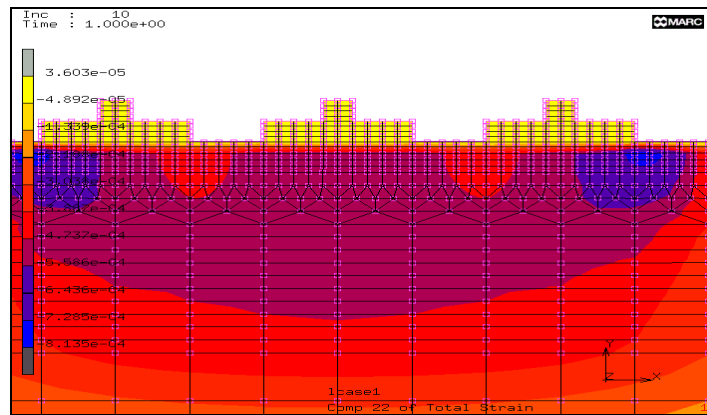
Ανάλυση μοντέλου

Η εφαρμογή τάσης ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2) έδωσε τα αποτελέσματα, τα οποία φαίνονται στα Σχήματα 8.83 και 8.84. Στο Σχήμα 8.83 φαίνεται η κατακόρυφη τάση που μεταφέρεται στο έδαφος και στο Σχήμα 8.84 φαίνεται η κατακόρυφη παραμόρφωση του εδάφους από την προσομοίωση του μοντέλου με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος.



Σχήμα 8.83: Κατακόρυφη τάση σ_y για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη τάση είναι $\sigma_y = -1.02 \times 10^{-3} \text{ kN/cm}^2$, είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδilu.



Σχήμα 8.84: Κατακόρυφη παραμόρφωση ε_y για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η κατακόρυφη παραμόρφωση είναι $\varepsilon_y = -5.1 \cdot 10^{-4}$ είναι θλιπτική και εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδilu.

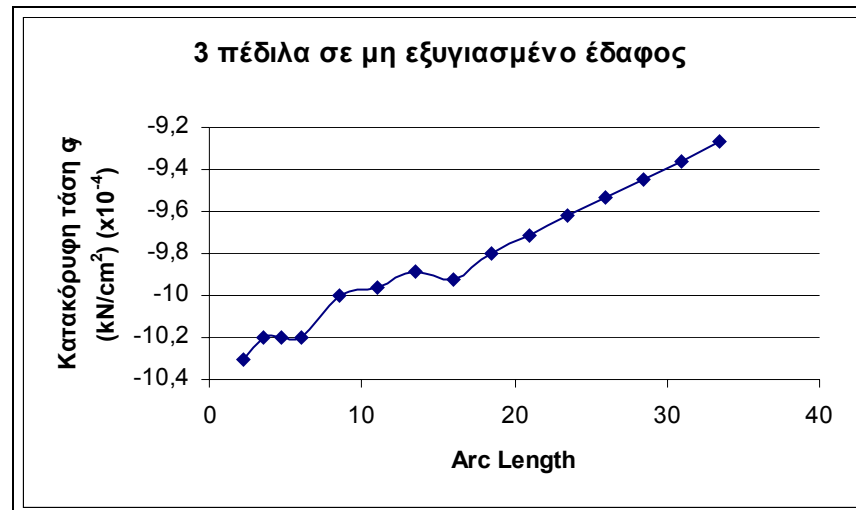
Στον Πίνακα 8.60 δίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις για το μοντέλο με τρία πέδιλα και για απόσταση μεταξύ των πέδilu ίση με 150 cm. Στην περίπτωση αυτή οι τάσεις και παραμορφώσεις λαμβάνονται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδilu.

Πίνακας 8.60: Τάσεις και παραμορφώσεις για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Αποτελέσματα	Τάση που εφαρμόζεται σε kN/cm ²		
	0.01	0.02	0.03
σ_x (kN/m ²)	$-2.22 \cdot 10^{-4}$	$-4.46 \cdot 10^{-4}$	$-6.68 \cdot 10^{-4}$
σ_y (kN/m ²)	$-1.02 \cdot 10^{-3}$	$-2.05 \cdot 10^{-3}$	$-3.08 \cdot 10^{-3}$
τ_{xy} (kN/m ²)	$-8.38 \cdot 10^{-6}$	$-1.68 \cdot 10^{-5}$	$-2.51 \cdot 10^{-5}$
ε_x	$7.43 \cdot 10^{-5}$	$1.49 \cdot 10^{-4}$	$2.23 \cdot 10^{-4}$
ε_y	$-5.1 \cdot 10^{-4}$	$-1.02 \cdot 10^{-3}$	$-1.53 \cdot 10^{-3}$
ε_{xy}	$-1.10 \cdot 10^{-5}$	$-2.21 \cdot 10^{-5}$	$-3.31 \cdot 10^{-5}$

Στον Πίνακα 8.60 φαίνεται ότι με την αύξηση της τάσης 0.01 σε 0.03 kN/cm² αυξάνονται οι τιμές των τάσεων και παραμορφώσεων για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Στο Σχήμα 8.85 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων άξονα κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδιλου, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , ενώ στο Σχήμα 8.86 δίνεται η κατανομή των κατακόρυφων παραμορφώσεων κατά μήκος του ίδιου άξονα και για την ίδια επιβαλλόμενη τάση, για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος.



Σχήμα 8.85: Κατανομή κατακόρυφων τάσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

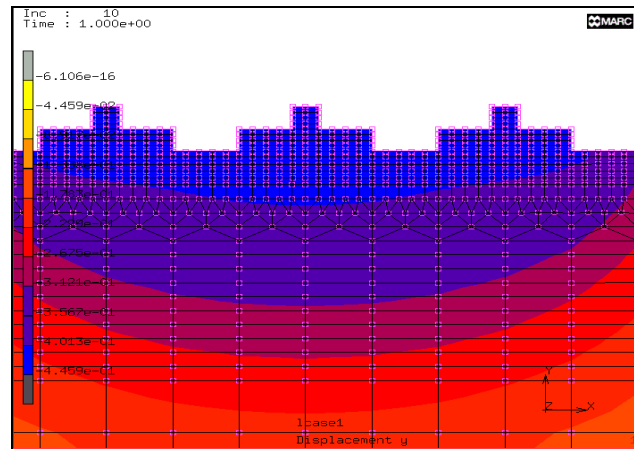
Από το Σχήμα 8.85 φαίνεται ότι οι κατακόρυφες τάσεις σ_y για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος, μειώνονται με την αύξηση του βάθους.



Σχήμα 8.86: Κατανομή κατακόρυφων παραμορφώσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.86 φαίνεται ότι οι κατακόρυφες παραμορφώσεις ε_y για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος, μειώνονται με την αύξηση του βάθους.

Στο Σχήμα 8.87 δίνονται οι καθιζήσεις του εδάφους για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος, με την εφαρμογή τάσης στα πέδιλα ίση με 100 kN/m^2 (ή 0.01 kN/cm^2).



Σχήμα 8.87: Καθιζήσεις για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδilu, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 και είναι ίση με $dy = -0.446 \text{ cm}$.

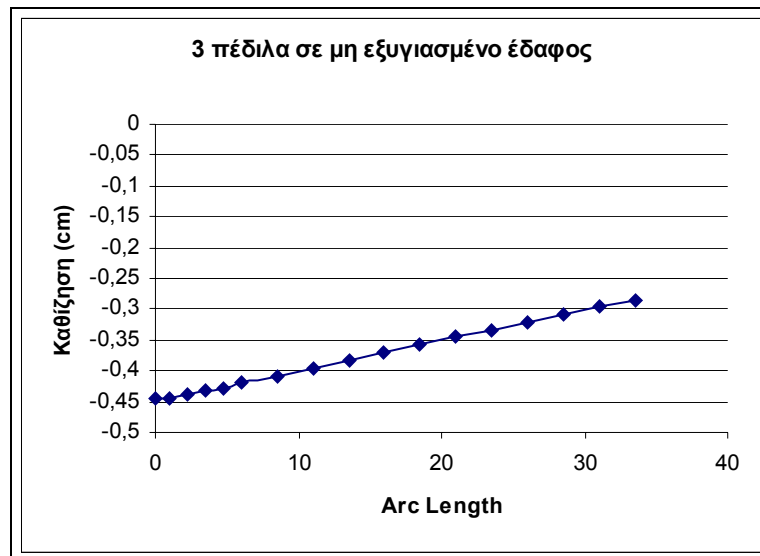
Στον Πίνακα 8.61 δίνονται οι καθιζήσεις που εμφανίζονται μετά την επιβολή των τάσεων στο μοντέλο προσομοίωσης με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.61: Μέγιστες καθιζήσεις για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Καθιζήσεις (cm)
0.01	- 0.446
0.02	- 0.891
0.03	- 1.340

Από τον Πίνακα 8.61 είναι φανερό ότι οι καθιζήσεις για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος αυξάνονται με την αύξηση της επιβαλλόμενης τάσης.

Στο Σχήμα 8.88 δίνεται η κατανομή των καθιζήσεων κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα συμμετρίας του μεσαίου πέδilu, για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος.



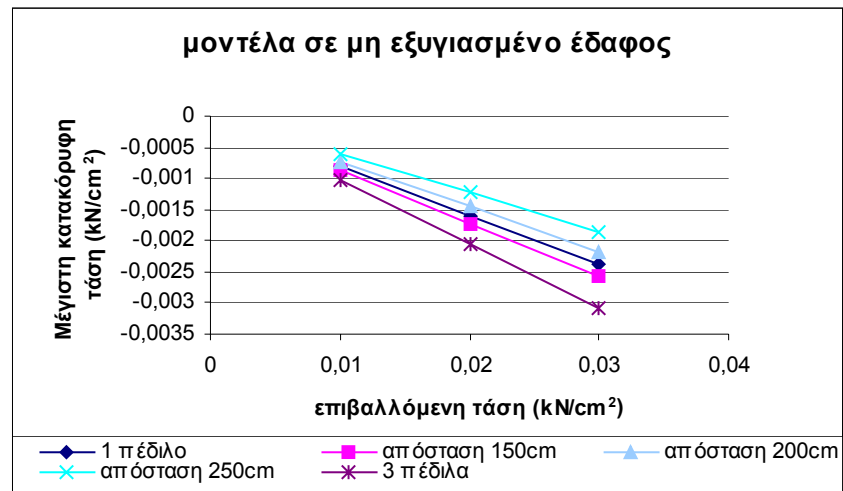
Σχήμα 8.88: Κατανομή καθιζήσεων για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Από το Σχήμα 8.88 φαίνεται ότι οι καθιζήσεις για το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος, μειώνονται με την αύξηση του βάθους.

Στον Πίνακα 8.62 γίνεται μια σύγκριση των μέγιστων κατακόρυφων τάσεων για τα όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.89 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης.

Πίνακας 8.62: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για όλα τα μοντέλα προσομοίωσης σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm^2)	Μοντέλο προσομοίωσης σε μη εξυγιασμένο έδαφος				
	1 πέδιλο	2 πέδιλα με απόσταση 150 cm	2 πέδιλα με απόσταση 200 cm	2 πέδιλα με απόσταση 250 cm	3 πέδιλα
0.01	$-7.99 \cdot 10^{-4}$	$-8.62 \cdot 10^{-4}$	$-7.25 \cdot 10^{-4}$	$-6.20 \cdot 10^{-4}$	$-1.02 \cdot 10^{-3}$
0.02	$-1.59 \cdot 10^{-3}$	$-1.72 \cdot 10^{-3}$	$-1.45 \cdot 10^{-3}$	$-1.23 \cdot 10^{-3}$	$-2.05 \cdot 10^{-3}$
0.03	$-2.39 \cdot 10^{-3}$	$-2.58 \cdot 10^{-3}$	$-2.18 \cdot 10^{-3}$	$-1.86 \cdot 10^{-3}$	$-3.08 \cdot 10^{-3}$



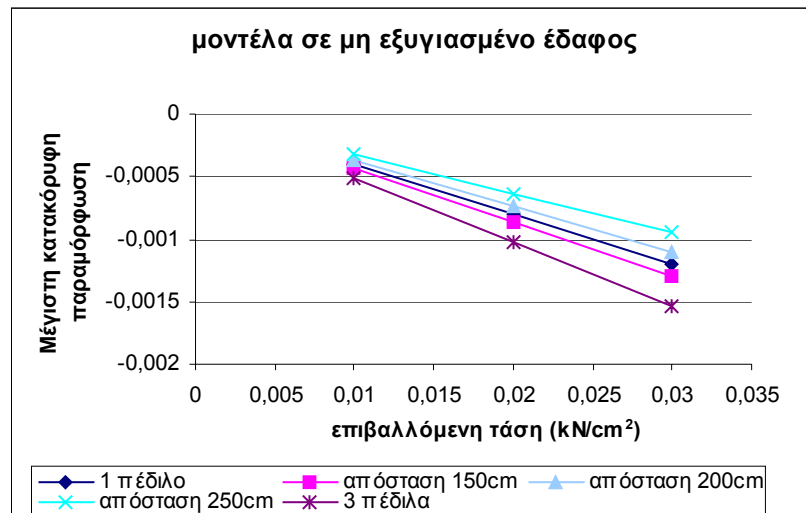
Σχήμα 8.89: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.89 φαίνεται ότι το μοντέλο με τρία πέλδιλα έχει τις μεγαλύτερες τιμές μέγιστων κατακόρυφων τάσεων, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέλδλων ίση με 250cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος έχει τις μικρότερες τιμές κατακόρυφων τάσεων.

Στον Πίνακα 8.63 γίνεται σύγκριση των μέγιστων κατακόρυφων παραμορφώσεων για όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.90 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.63: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Μοντέλο προσομοίωσης σε μη εξυγιασμένο έδαφος				
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	1 πέλδιλο	2 πέλδιλα με απόσταση 150 cm	2 πέλδιλα με απόσταση 200 cm	2 πέλδιλα με απόσταση 250 cm	3 πέλδιλα
0.01	- 4.01*10 ⁻⁴	- 4.32*10 ⁻⁴	- 3.70*10 ⁻⁴	- 3.17*10 ⁻⁴	- 5.10*10 ⁻⁴
0.02	- 8.01*10 ⁻⁴	- 8.64*10 ⁻⁴	- 7.41*10 ⁻⁴	- 6.34*10 ⁻⁴	- 1.02*10 ⁻³
0.03	- 1.20*10 ⁻³	- 1.29*10 ⁻³	- 1.10*10 ⁻³	- 9.51*10 ⁻⁴	- 1.53*10 ⁻³



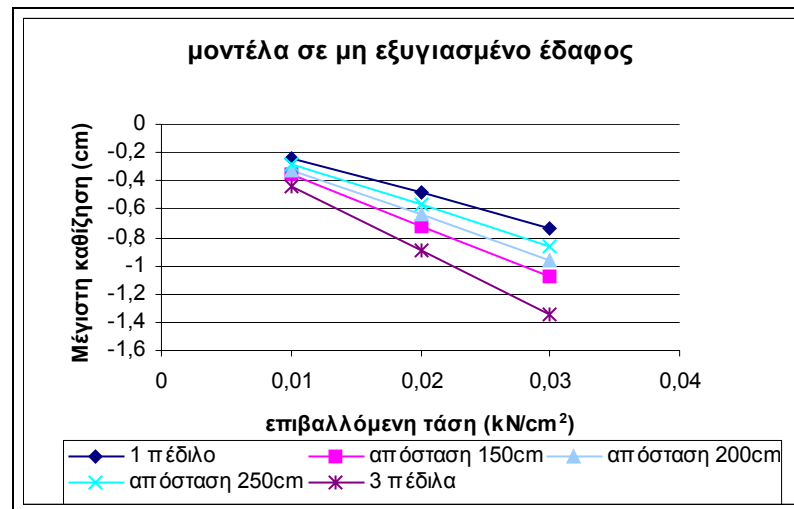
Σχήμα 8.90: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.90 φαίνεται ότι το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος δίνει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων, ενώ το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των δύο πέδιλων ίση με 250 cm σε μη εξυγιασμένο έδαφος δίνει τις μικρότερες τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.64 γίνεται σύγκριση των μέγιστων καθιζήσεων για όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.91 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.64: Μέγιστες καθιζήσεις για όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μοντέλο προσομοίωσης σε μη εξυγιασμένο έδαφος				
	1 πέδιλο	2 πέδιλα με απόσταση 150 cm	2 πέδιλα με απόσταση 200 cm	2 πέδιλα με απόσταση 250 cm	3 πέδιλα
0.01	- 0.244	- 0.359	- 0.320	- 0.286	- 0.446
0.02	- 0.487	- 0.718	- 0.641	- 0.572	- 0.891
0.03	- 0.731	- 1.078	- 0.610	- 0.858	- 1.340



Σχήμα 8.91: Μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για όλα τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.91 φαίνεται ότι το μοντέλο με τρία πέλδια σε μη εξυγιασμένο έδαφος δίνει τις μεγαλύτερες τιμές των μέγιστων καθιζήσεων, ενώ το μοντέλο με ένα πέλδιλο σε μη εξυγιασμένο έδαφος δίνει τις μικρότερες τιμές των μέγιστων καθιζήσεων.

Στη συνέχεια ακολουθεί σύγκριση των αποτελεσμάτων από τα μοντέλα με τρία πέλδια σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος. Στον Πίνακα 8.65 γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 100 kN/m^2 , στον Πίνακα 8.66 γίνεται σύγκριση όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 200 kN/m^2 και στον Πίνακα 8.67 γίνεται σύγκριση όταν εφαρμόζεται τάση ίση με 300 kN/m^2 . Στο Σχήμα 8.92 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις και στο Σχήμα 8.93 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα σε εξυγιασμένο και μη εξυγιασμένο έδαφος για εφαρμοζόμενη τάση 0.01 kN/cm^2 , 0.02 kN/cm^2 και 0.03 kN/cm^2 .

Πίνακας 8.65: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με τρία πέλδια σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος για επιβαλλόμενη τάση 0.01 kN/cm^2

Αποτελέσματα	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$7.69 \cdot 10^{-4}$	$-2.22 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-8.39 \cdot 10^{-4}$	$-1.02 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-1.88 \cdot 10^{-5}$	$-8.38 \cdot 10^{-6}$
ϵ_x	$8.92 \cdot 10^{-5}$	$7.43 \cdot 10^{-5}$
ϵ_y	$-4.14 \cdot 10^{-4}$	$-5.10 \cdot 10^{-4}$
ϵ_{xy}	$-2.48 \cdot 10^{-5}$	$-1.10 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.65 φαίνεται ότι το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγισμένο έδαφος έχει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων τάσεων και κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Πίνακας 8.66: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγισμένο και σε μη εξυγισμένο έδαφος για επιβαλλόμενη τάση 0.02 kN/cm^2

Αποτελέσματα	Εξυγισμένο έδαφος	Μη εξυγισμένο έδαφος
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$1.54 \cdot 10^{-3}$	$-4.46 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-1.68 \cdot 10^{-3}$	$-2.05 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-3.77 \cdot 10^{-5}$	$-1.68 \cdot 10^{-5}$
ϵ_x	$1.79 \cdot 10^{-4}$	$1.49 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$-8.28 \cdot 10^{-4}$	$-1.02 \cdot 10^{-3}$
ϵ_{xy}	$-4.96 \cdot 10^{-5}$	$-2.21 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.66 φαίνεται ότι γενικά το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγισμένο έδαφος δίνει τις μεγαλύτερες τιμές των κατακόρυφων τάσεων και των κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Πίνακας 8.67: Τάσεις και παραμορφώσεις για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγισμένο και σε μη εξυγισμένο έδαφος για επιβαλλόμενη τάση 0.03 kN/cm^2

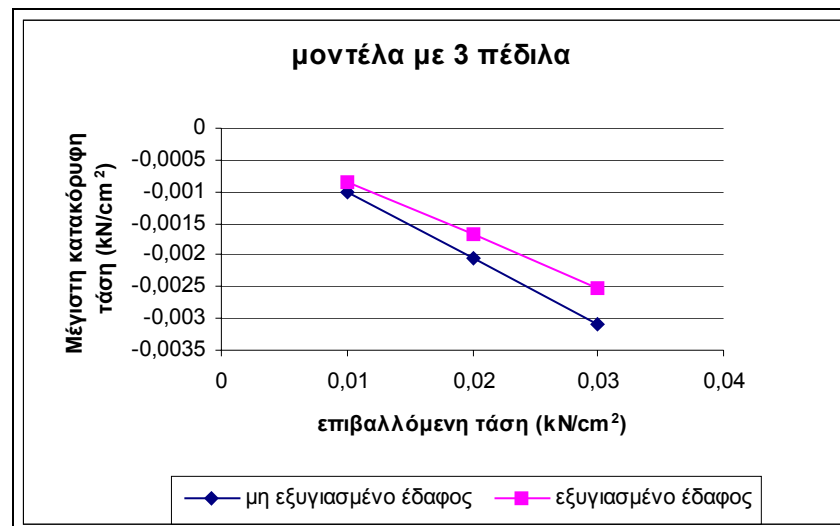
Αποτελέσματα	Εξυγισμένο έδαφος	Μη εξυγισμένο έδαφος
$\sigma_x \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$2.31 \cdot 10^{-3}$	$-6.68 \cdot 10^{-4}$
$\sigma_y \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-2.52 \cdot 10^{-3}$	$-3.08 \cdot 10^{-3}$
$\tau_{xy} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$	$-5.65 \cdot 10^{-5}$	$-2.51 \cdot 10^{-5}$
ϵ_x	$2.69 \cdot 10^{-4}$	$2.23 \cdot 10^{-4}$
ϵ_y	$-1.24 \cdot 10^{-3}$	$-1.53 \cdot 10^{-3}$
ϵ_{xy}	$-7.43 \cdot 10^{-5}$	$-3.31 \cdot 10^{-5}$

Από τον Πίνακα 8.67 φαίνεται ότι το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγισμένο έδαφος δίνει τις μεγαλύτερες τιμές των κατακόρυφων τάσεων και των κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.68 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.92 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.68: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_v (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_v (kN/cm ²)
0.01	- 8.39*10 ⁻⁴	- 1.02*10 ⁻³
0.02	- 1.68*10 ⁻³	- 2.05*10 ⁻³
0.03	- 2.52*10 ⁻³	- 3.08*10 ⁻³



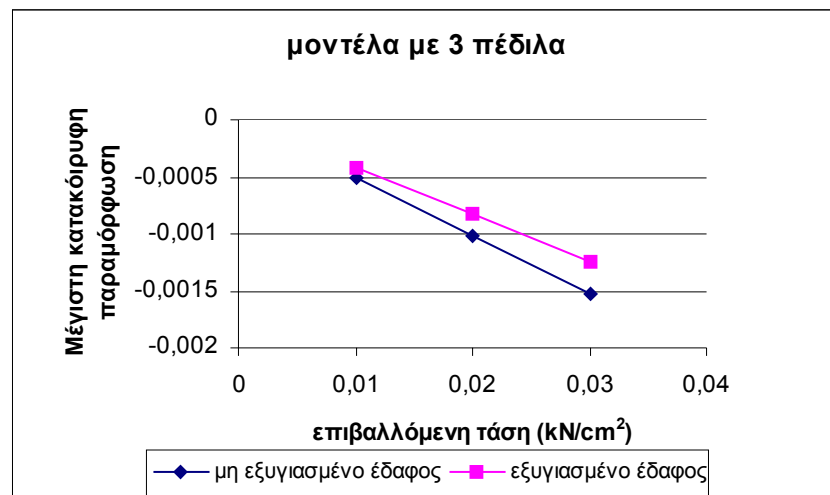
Σχήμα 8.92: Μέγιστες κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.92 φαίνεται ότι το μοντέλο με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο έδαφος δίνει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων τάσεων.

Στον Πίνακα 8.69 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.93 δίνονται οι μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.69: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση	Μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση
0.01	- 4.14*10 ⁻⁴	- 5.10*10 ⁻⁴
0.02	- 8.28*10 ⁻⁴	- 1.02*10 ⁻³
0.03	- 1.24*10 ⁻³	- 1.53*10 ⁻³



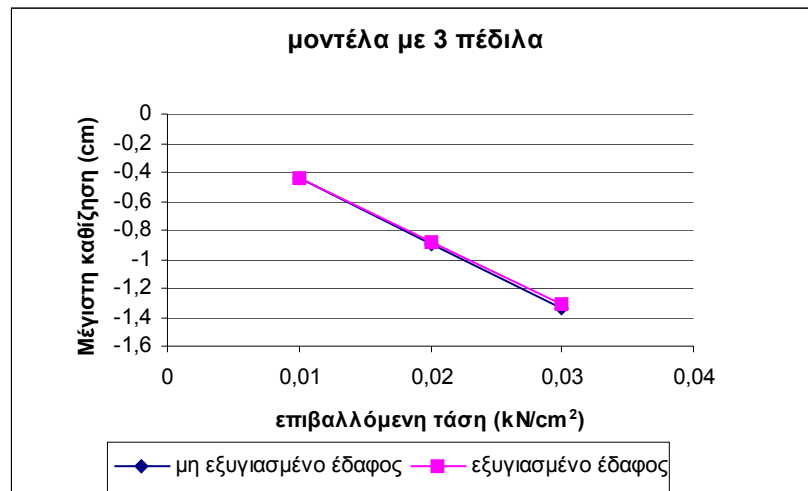
Σχήμα 8.93: Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.93 φαίνεται ότι το μοντέλο με τρία πέδιλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος δίνει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων.

Στον Πίνακα 8.70 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος και στο Σχήμα 8.93 δίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει της επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος.

Πίνακας 8.70: Μέγιστες καθιζήσεις για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

	Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Επιβαλλόμενη τάση (kN/cm ²)	Μέγιστη καθίζηση (cm)	Μέγιστη καθίζηση (cm)
0.01	- 0.438	- 0.446
0.02	- 0.877	- 0.891
0.03	- 1.315	- 1.340



Σχήμα 8.94: Μέγιστες καθιζήσεις συναρτήσει επιβαλλόμενης τάσης για τα μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος

Από το Σχήμα 8.94 φαίνεται ότι τα δύο μοντέλα με τρία πέδιλα σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος δίνουν παρόμοιες τιμές μέγιστων καθιζήσεων.

8.9 Συμπεράσματα

Στα μοντέλα που δημιουργήθηκαν σε εξυγιασμένο και σε μη εξυγιασμένο έδαφος, παρατηρούνται τα εξής:

- Τα μοντέλα σε μη εξυγιασμένο έδαφος παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων τάσεων, κατακόρυφων παραμορφώσεων και καθιζήσεων.
- Η αύξηση της τάσης από 100 έως 300 kN /m², οδηγεί σε αύξηση των κατακόρυφων τάσεων, κατακόρυφων παραμορφώσεων και καθιζήσεων.
- Η αύξηση του αριθμού των πέδινων οδηγεί σε αύξηση των κατακόρυφων τάσεων, κατακόρυφων παραμορφώσεων και καθιζήσεων.
- Στα μοντέλα με δύο πέδιλα, το μοντέλο με απόσταση μεταξύ των πέδινων ίση με 150 cm παρουσιάζει τις μεγαλύτερες τιμές κατακόρυφων τάσεων, κατακόρυφων παραμορφώσεων και καθιζήσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

9.1 Συμπεράσματα

Σκοπός της εργασίας είναι η μελέτη της μεταφοράς των τάσεων δια μέσου πέδिलου θεμελίωσης στα υποκείμενα εδαφικά στρώματα. Τα στρώματα αυτά στις περιπτώσεις θεμελιώσεων σε σαθρά ή εξαλλοιωμένα εδάφη, τις περισσότερες φορές χρειάζεται προηγούμενα να εξυγιανθούν, για να μπορέσουν να μεταφέρουν τα φορτία, για τα οποία σχεδιάζεται το κάθε πέδιλο.

Στην εργασία αυτή έγινε μια προσομοίωση της μεταφοράς των τάσεων στα υποκείμενα στρώματα με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και του λογισμικού πακέτου 'Marc', για πολλούς συνδυασμούς αριθμού πέδिलων, φόρτισης και κατάστασης εδαφικών στρωμάτων.

Συγκεκριμένα μελετήθηκαν εδαφικά στρώματα με ιδιότητες, όπως μετρήθηκαν ή εκτιμήθηκαν επί τόπου και εδαφικά στρώματα τα οποία εξυγιάνθηκαν είτε με την προσθήκη τσιμέντου είτε με την προσθήκη λιθορριπής. Για την περίπτωση εξυγιασμένων στρωμάτων με λιθορριπή χρειάστηκε να εκτιμηθούν οι ιδιότητες τους είτε μέσω βιβλιογραφίας είτε μέσω πραγματικών μετρήσεων σε τυπικά σκυροδέματα.

Σαν αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης υπολογίστηκαν οι κατανομές κατακόρυφων και οριζόντιων τάσεων στα εδαφικά στρώματα. Στις χρωματικές καμπύλες φάνηκαν οι βολβοί μεταφοράς τάσεων, έτσι όπως διαμορφώνονται κάτω από ένα ή περισσότερα πέδιλα. Επίσης φάνηκε η αλληλεπίδραση των βολβών τάσεων όταν τα πέδιλα είναι αρκετά κοντά μεταξύ τους και για την περίπτωση των φυσικών στρωμάτων και για την περίπτωση των εξυγιασμένων εδαφικών στρωμάτων. Ταυτόχρονα υπολογίστηκαν οι αντίστοιχες παραμορφώσεις και τέλος υπολογίστηκαν οι καθιζήσεις, οι οποίες αναλογούν σε κάθε περίπτωση.

Τέλος, γίνεται μια σύγκριση των καθιζήσεων, που υπολογίστηκαν αναλυτικά με τη μέθοδο του Boussinesq, με τις καθιζήσεις, που υπολογίστηκαν αριθμητικά. Στον Πίνακα 9.1 γίνεται η σύγκριση των καθιζήσεων της αναλυτικής και της αριθμητικής μεθόδου.

Πίνακας 9.1: Σύγκριση καθιζήσεων αριθμητικής και αναλυτικής μεθόδου

		Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος	
			Εξυγιασμένο έδαφος	Μη εξυγιασμένο έδαφος
Πλάτος πέδilu B (m)	Τάση σ (kN/m ²)	Καθίζηση (mm)	Καθίζηση (mm)	Καθίζηση (mm)
1	100	7.2		
2	100	17.4	2.5	2.44

Από τον Πίνακα 9.1 φαίνεται ότι με την αναλυτική μέθοδο για εφαρμοζόμενη τάση 100 kN/m² και για πλάτος πέδilu B = 2 m, η άμεση ελαστική καθίζηση είναι 17.4 mm, ενώ με την αριθμητική μέθοδο για την ίδια τάση και για το ίδιο πλάτος πέδilu, οι καθιζήσεις και στο εξυγιασμένο και στο μη εξυγιασμένο έδαφος είναι μικρές της τάξης των 2.5 mm.

Από τα παραπάνω αποτελέσματα φαίνεται ότι η αριθμητική προσομοίωση δίνει χαμηλότερες καθιζήσεις στον κατακόρυφο άξονα συμμετρίας του πέδilu από ότι δίνει η αναλυτική μέθοδος. Βέβαια, η αναλυτική μέθοδος χρησιμοποιεί ένα ενιαίο μέτρο συμπίεστότητας ή ελαστικότητας για τα υποκείμενα στρώματα, ενώ στην αριθμητική μέθοδο μπορεί κανείς να βάλει παραπάνω από ένα στρώματα. Ίσως λοιπόν, ένα μεγάλο μέρος της διαφοράς στα αποτελέσματα έγκειται σ' αυτήν την ειδοποιό διαφορά στην κάθε μέθοδο.

9.2 Προτάσεις

Είναι πολύ βασική η μελέτη των ιδιοτήτων, ο εργαστηριακός προσδιορισμός ή ο επί τόπου προσδιορισμός των ιδιοτήτων των εξυγιασμένων στρωμάτων. Ιδιαίτερα όταν αυτά τα στρώματα δεν αποτελούνται από ομοιογενή υλικά, αλλά αποτελούνται από ρίψη μπαζών ή λιθορριπών, συμπυκνωμένων με ή χωρίς λεπτομερή υλικά στο ενδιάμεσο.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ελληνική Βιβλιογραφία

1. Αγιουτάντης, Ζ., (2002). 'Στοιχεία Γεωμηχανικής, Μηχανική Πετρωμάτων', Εκδόσεις 'ΙΩΝ', Αθήνα.
2. Αναγνωστόπουλος, Χ., (1994), 'Θεμελιώσεις και Αντιστηρίξεις', Α. Π. Θ., Θεσσαλονίκη.
3. Βαλαλάς, Δ., (1979). 'Αντιστηρίξεις και Θεμελιώσεις', Εκδόσεις 'Αφοί Κυριακίδη', Θεσσαλονίκη.
4. Βαλαλάς, Δ., (1981). 'Εδαφομηχανική', Εκδόσεις 'Αφοί Κυριακίδη', Θεσσαλονίκη.
5. Γεωδόμηση, Ε.Π.Ε., (2000). 'Αξιολόγηση υφιστάμενων γεωτεχνικών ερευνών και σύνταξη Εδαφομηχανικής μελέτης για την ασφαλή θεμελίωση του Κλειστού Γυμναστηρίου στη θέση Κλαδισσός του Δήμου Χανίων Νήσου Κρήτης'.
6. Καββαδάς, Μ., (2000). 'Στοιχεία Εδαφομηχανικής', Ε. Μ. Πολυτεχνείο, Αθήνα.
7. Καλογήρου, Ε. (2003). 'Παραμετρική ανάλυση Ευστάθειας Εδαφικών Πρανών με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων', Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά.
8. Καρανάχος, Α., (1987). 'Δυναμική και Μηχανικές Ταλαντώσεις, Πεπερασμένα Στοιχεία', Εκδόσεις "ΠΛΑΙΣΙΟ", Αθήνα.
9. Μαρκέτος, Ε. Γ., (1992). 'Τεχνική Μηχανική, Τόμος ΙΙ, Αντοχή των Υλικών', Εκδόσεις "Συμμετρία", Αθήνα.

10. Τσότητος, Σ., (1991). 'Εδαφομηχανική – Θεωρία, Μέθοδοι και Εφαρμογές', Εκδόσεις 'Φ. Βεβερίδης και Π. Πολυχρονίδης α.ε', Θεσσαλονίκη.

Διεθνής Βιβλιογραφία

1. Bowels J., (1982). 'Foundation Analysis and Design', 3rd ed. McGraw – Hill, New York.
2. Craig, R. F., (1997). 'Soil Mechanics', Department of Civil Engineering, University of Dundee.
3. Fagan M.J., (1996). 'Finite Element Analysis-Theory and Practice' Longman Group.
4. Hansen J.B., (1970). 'A Revised and Extended Formula of Bearing Capacity', Bull. 28, Danish Geotechnique Inst. Copenhagen.
5. Hunt, Roy E., (1986). 'Geotechnical engineering analysis and evaluation', McGraw – Hill, New York.
6. McCarthy D.F., (1977). 'Essentials of Soil Mechanics and Foundations', Reston, Publ.Comp.Inc.
7. Meyerhof G.G., (1963). 'Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations', Can. Geotech. J., 1(1), pp.16-26.
8. Myers J. J., (1999). 'How to Achieve a Higher Modulus of Elasticity', Publication – HPC Bridge Views, FHWA Sponsored, NCBC Co, Sponsored Newsletter, Issue No. 5, Sept / Oct 1999.

9. Peck R.B., Hanson W.E., Thorburn T.H., (1974). 'Foundation Engineering', 2nd ed. John Wiley.
10. Rübener R.H., Stiegler W., (1978). 'Einführung in Theorie und Praxis der Grundbautechnik', Teil 1, 'Βελτίωση Εδάφους', μετάφραση Μπίσμπου, Χ., Εκδόσεις 'Γιούρδας', 1979.
11. Schmertmann J.H., (1970). 'Static Cone to Compute Static Settlement over Sand', J.of S.M.F.Div., ASCE, 96(SM3), pp. 1011 – 1043.
12. Schmertmann J.H., (1975). 'In – situ Measurement of Shear Strength', State – of –the- Art Paper, Session III, Proc. of Conf. on In –situ Measurement of Soil Properties, Spec. Conf, of the G.E. Div., ASCE, N.Carolina State University, Raleigh, Vol. I, pp. 57-138.
13. Spyrakos C.C., (1996). 'Finite Element Modelling-In Engineering Practice' Algor Publishing Division.
14. Terzaghi K., Peck R., (1967). 'Soil Mechanics in Engineering Practice', 2nd ed., J. Wiley, New York.
15. Terzaghi K., (1943). 'Theoretical Soil Mechanics', J. Wiley, New York.
16. Vesic A.S., (1973). 'Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations', J.of S.M.F. Div., ASCE 99 (SM1), pp. 45-73.