

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

ΤΜΗΜΑ: ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕ ΘΕΜΑ:

**ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΠΕΔΙΩΝ:**

**ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ**

ΔΙΑΜΑΝΤΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

ΑΘΗΝΑ 2021

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΜΠΕΛΟΚΑΣ



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ  
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Όνοματεπώνυμο φοιτητή: **ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΔΙΑΜΑΝΤΗΣ**

Τίτλος Διπλωματικής Εργασίας:

**ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΠΕΔΙΩΝ:  
ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ**

Η διπλωματική εργασία εξετάστηκε επιτυχώς από την κάτωθι  
Τριμελή Εξεταστική Επιτροπή:

**ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΜΠΕΛΟΚΑΣ**  
Επίκουρος Καθηγητής  
Επιβλέπων

**ΙΩΑΝΝΗΣ ΣΥΜΠΕΘΕΡΟΣ**  
Καθηγητής  
Μέλος

**ΜΑΡΙΟΣ ΒΑΛΑΒΑΝΙΔΗΣ**  
Καθηγητής  
Μέλος

ΑΙΓΑΛΕΩ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2021

## ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Κωνσταντίνος Διαμαντής του Αθανασίου, με αριθμό μητρώου 44370800226 φοιτητής του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Μηχανικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του διπλώματός μου».

Ο Δηλών

Κωνσταντίνος Διαμαντής



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η φέρουσα ικανότητα αποτελεί πρωταρχικό μέλημα στη θεμελίωση τεχνικών έργων. Το ίδιο βάρος της κατασκευής, αλλά και τα επιπλέον φορτία πρέπει να μεταφέρονται στο έδαφος με ασφάλεια και οικονομία. Αν και πολλοί επιστήμονες έχουν ερευνήσει θεωρητικά και πειραματικά το μηχανισμό αστοχίας και εκτιμήσει τη φέρουσα ικανότητα εδάφους κάτω από ένα μεμονωμένο θεμέλιο, μόνο λίγοι έχουν επικεντρωθεί στην κατανόηση της αλληλεπίδρασης δυο πεδίων. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, αριθμητικές αναλύσεις μέσω του λογισμικού Phase<sup>2</sup> πραγματοποιήθηκαν, με σκοπό να διερευνηθεί η μεταβολή της φέρουσας ικανότητας συγκριτικά με την απόσταση των θεμελίων. Αρχικά, αναλύσεις εκτελέστηκαν σε μεμονωμένα τραχιά θεμέλια, εδρασμένα σε μη συνεκτικά εδάφη. Η φέρουσα ικανότητα ( $q_u$ ) καθώς και ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας ( $N_\gamma$ ) προσδιορίστηκαν και συγκρίθηκαν με προηγούμενες μελέτες. Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκαν δοκιμές σε δυο τραχιά επιφανειακά θεμέλια, εδρασμένα στα ίδια εδάφη με τα μεμονωμένα, ο συντελεστής αλληλεπίδρασης ( $\xi_\gamma$ ) υπολογίστηκε και οι μηχανισμοί αστοχίας των εδαφών παρουσιάστηκαν. Επίσης, διαγράμματα του συντελεστή  $\xi_\gamma$  συναρτήσει της κανονικοποιημένης απόστασης (S/B) για διάφορες γωνίες εσωτερικής τριβής ( $\phi$ ) κατασκευάστηκαν και συγκρίθηκαν με προηγούμενες θεωρητικές, πειραματικές και αριθμητικές μελέτες.

## ABSTRACT

The bearing capacity of the foundation is a primary concern in the field of foundation engineering. The self-weight of the structure and the applied loading should be transferred to the soil safely and economically. Although, many researchers have theoretically and experimentally investigated the mechanisms of failure and estimated the bearing capacity of soil beneath an isolated foundation, only few have been focused on the determination of the interfering effect of two nearby strip footings. In this thesis, a numerical model is developed using Phase<sup>2</sup> (Finite Element Method, FEM) with the aim of examining the variation of the ultimate bearing capacity with respect to the spacing between the two footings. Firstly, the software was performed on rough single footings, resting on a cohesionless soil. The bearing capacity ( $q_u$ ) as well as the bearing capacity factor ( $N_\gamma$ ) was determined and compared with previous studies. After that, tests were carried out to two closely spaced rough footings based on the above- mentioned soils, the interference factor

( $\xi_\gamma$ ) was calculated and the failure mechanisms were presented. Moreover, diagrams between  $\xi_\gamma$  and spacing (S/B) were illustrated for variable friction angles and they were compared with existing experimental, theoretical and numerical researches.

***ΣΤΙΣ ΓΥΝΑΙΚΕΣ ΤΗΣ ΖΩΗΣ ΜΟΥ***

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Πριν ξεκινήσω την παρουσίαση της διπλωματικής εργασίας, θεωρώ ιερή υποχρέωση, να απευθύνω τις ευχαριστίες μου σε όλους εκείνους που με πίστη και πολύ αγάπη με στήριξαν σε όλη τη διάρκεια της εκπόνησής της. Ιδιαίτερα ευχαριστώ:

Τον Καθηγητή του ΠΑ.Δ.Α κ. Γεώργιο Μπελόκα, (επιβλέπων της διπλωματικής μου) για την τιμή που μου έκανε να με αναλάβει, για τις αξιόλογες προτάσεις, την καθοδήγηση, τις διορθώσεις του, αλλά και τον χρόνο που μου αφιέρωσε.

Τα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής για τον πολύτιμο χρόνο που διέθεσαν στην αξιολόγηση της εργασίας, αλλά και για τις σημαντικές παρατηρήσεις τους.

Τους γονείς μου για την αγάπη, την αμέριστη συμπαράσταση, για την ηθική και οικονομική υποστήριξη, που μου πρόσφεραν όλα αυτά τα χρόνια, αλλά και τις αρχές και τις αξίες με τις οποίες με μεγάλωσαν και να τους υποσχεθώ πως δεν θα αλλάξω.

Κλείνοντας, θα ήθελα να ευχαριστήσω τη σύζυγο και την κόρη μου για την αγάπη, την κατανόηση, την υπομονή, αλλά κυρίως για τη συμπαράσταση που μου έδειξαν όλα αυτά τα χρόνια. Τη στιγμή που όλα φάνταζαν αδύνατα η ενθάρρυνση και το χαμόγελο τους αποδείχτηκε κινητήριο δύναμη για εμένα. Τους αφιερώνω αυτή την εργασία ως ελάχιστο δείγμα ευγνωμοσύνης.

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η φέρουσα ικανότητα είναι μια από τις πιο σημαντικές παραμέτρους της γεωτεχνικής μηχανικής, αφού λανθασμένος υπολογισμός της, μπορεί να επιφέρει την αστοχία του εδάφους, με αποτέλεσμα καταστροφικές συνέπειες για τα τεχνικά έργα. Η θεμελίωση πρέπει να μεταφέρει τα φορτία στο έδαφος από την ανωδομή με ασφάλεια και οικονομία. Η φέρουσα ικανότητα εξαρτάται από τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, τα χαρακτηριστικά της βάσης θεμελίωσης και στοχεύει στον προσδιορισμό του φορτίου που μπορεί να αντέξει το έδαφος κάτω από το θεμέλιο πριν από τη διάτμηση. Η εκτίμηση της υφιστάμενης εντατικής κατάστασης είναι απαραίτητη για το προσδιορισμό της συμπεριφοράς του εδάφους. Γενικά, απαιτούνται διάφορες παραδοχές και απλοποιήσεις για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας, όπως για παράδειγμα η παραδοχή της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας του εδάφους. Πολλές μελέτες στο παρελθόν για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας θεώρησαν τα εδάφη ομοιογενή και τις ιδιότητες τους σταθερές, όπως η θεωρία φέρουσας ικανότητας του Terzaghi. Όμως, η μηχανική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών απέχει σημαντικά από τις προβλέψεις αυτές, με αποτέλεσμα οι περισσότερες από αυτές τις θεωρίες να μην μπορούν να εφαρμοστούν και οι εμπειρικές λύσεις που λαμβάνουν υπόψη την ομοιογένεια των εδαφών είναι προσεγγίσεις, και ως εκ τούτου τα αποτελέσματά τους είναι ανακριβή.

Στην πράξη, για την ανάλυση της φέρουσας ικανότητας οι μηχανικοί αναζητούν λιγότερο περίπλοκες λύσεις για να απλοποιήσουν τους υπολογισμούς, καθώς η πειραματική ανάλυση είναι χρονοβόρα και οι κοινώς χρησιμοποιούμενες λύσεις, όπως η οριακή ισορροπία, δεν είναι πλέον εφαρμόσιμες. Τις τελευταίες δεκαετίες, τα προγράμματα υπολογιστών που αναπτύχθηκαν με βάση αριθμητικά προσομοιώματα και συγκεκριμένα τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Μ.Π.Σ., FEM) έχουν λάβει μεγάλη προσοχή ως το ισχυρό εργαλείο για την επίλυση περίπλοκων περιπτώσεων. Αυτό συμβαίνει, αφού η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αυξάνει την ταχύτητα και κυρίως την ακρίβεια των υπολογισμών.

Υπάρχουν αρκετές μελέτες που έχουν χρησιμοποιήσει τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας και την προσομοίωση των μηχανισμών αστοχίας εδάφους κάτω από πέδιλο, λίγες είναι όμως αυτές (στην Ελλάδα μηδαμινές) που έχουν ασχοληθεί με την αλληλεπίδραση πεδίων.

Είναι απαραίτητο για τον μηχανικό, πριν την κατασκευή ενός θεμελίου, δίπλα σε ένα προϋπάρχον, να γνωρίζει εκείνη την απόσταση πέρα από την οποία δεν θα επιδρά το ένα



πάνω στο άλλο, αλλά και γενικά να έχει κατανοήσει πώς επηρεάζεται η φέρουσα ικανότητα από τη μεταξύ τους απόσταση.

Για το λόγο αυτό κρίθηκε σκόπιμο στα πλαίσια της παρούσας εργασίας να διερευνηθεί η επιρροή της απόστασης των πεδίων στην φέρουσα ικανότητα. Το λογισμικό Phase<sup>2</sup> χρησιμοποιήθηκε για την εκτέλεση περισσότερων των διακοσίων αναλύσεων σε επιφανειακά, τραχιά θεμέλια, τοποθετημένα σε διαφορετικές αποστάσεις μεταξύ τους και εδραζόμενα σε μη συνεκτικά εδάφη με διαφορετικά γεωτεχνικά χαρακτηριστικά.

Αναλυτικότερα:

ΣΤΟ ΠΡΩΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ ορίζεται η έννοια του θεμελίου και αναφέρεται η αναγκαιότητα της ασφαλούς και ταυτόχρονα οικονομικής θεμελίωσης. Επίσης, παρουσιάζονται οι μέθοδοι θεμελίωσης, αλλά και μερικά από τα πιο σημαντικά παραδείγματα αστοχιών παγκοσμίως.

ΣΤΟ ΔΕΥΤΕΡΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ δίνεται ο ορισμός της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, παρουσιάζονται οι τύποι αστοχίας (γενική, τοπική, διάτρηση) και αναφέρονται οι βασικοί μηχανισμοί τους (Rankine, Prandtl, Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic).

ΣΤΟ ΤΡΙΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ περιγράφονται οι μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας (οριακή ανάλυση – οριακή ισορροπία, αναλυτική, αριθμητική) και γίνεται βιβλιογραφική αναφορά στους σπουδαιότερους και πιο συχνά χρησιμοποιημένους τύπους προσδιορισμού του  $N_{\gamma}$ .

ΣΤΟ ΤΕΤΑΡΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ παρουσιάζεται η επιρροή της απόστασης μεταξύ δυο πεδίων στη μεταβολή της φέρουσας ικανότητας εδάφους τόσο από θεωρητική άποψη, όσο και από βιβλιογραφική ανασκόπηση.

ΣΤΟ ΠΕΜΠΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ περιγράφεται η χρήση του λογισμικού Phase<sup>2</sup>, ορίζεται το πρόβλημα και παρατίθεται η παραμετρική ανάλυση που θα χρησιμοποιηθεί για να επιλυθεί. Αρχικά, πραγματοποιούνται αναλύσεις σε μεμονωμένα πέδιλα, προσδιορίζονται η φέρουσα ικανότητα ( $q_u$ ) και ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας ( $N_{\gamma}$ ) και συγκρίνονται με προηγούμενες μελέτες. Στη συνέχεια, πραγματοποιούνται δοκιμές σε δυο τραχιά επιφανειακά θεμέλια, τοποθετημένα σε διάφορες αποστάσεις και υπολογίζεται ο συντελεστής αλληλεπίδρασης ( $\xi_{\gamma}$ ). Οι μηχανισμοί αστοχίας των εδαφών παρουσιάζονται και κατασκευάζονται διαγράμματα του συντελεστή  $\xi_{\gamma}$  συναρτήσει της κανονικοποιημένης απόστασης ( $S/B$ ) για διάφορες γωνίες εσωτερικής τριβής ( $\phi$ ). Τέλος, τα αποτελέσματα

σχολιάζονται και συγκρίνονται με προηγούμενες θεωρητικές, πειραματικές και αριθμητικές μελέτες.

ΣΤΟ ΕΚΤΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ αναφέρονται τα συμπεράσματα τα οποία προέκυψαν από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν και τις συγκρίσεις τους με προϋπάρχουσες έρευνες.

ΣΤΟ ΕΒΔΟΜΟ ΚΕΦΑΛΑΙΟ παρατίθενται οι βιβλιογραφικές αναφορές που χρησιμοποιήθηκαν.

## Πίνακας Περιεχομένων

1 Ορισμός θεμελίωσης – Μέθοδοι θεμελιώσεων – Παραδείγματα λανθασμένης θεμελίωσης .....	18
1.1 Ορισμός Θεμελίωσης.....	18
1.2 Μέθοδοι θεμελίωσης .....	20
1.2.1 Επιφανειακές Θεμελιώσεις .....	21
1.2.1.1 Μεμονωμένα πέδιλα .....	21
1.2.1.2 Πεδίλοδοκοί .....	22
1.2.1.3 Γενική Κοιτόστρωση.....	23
1.2.2. Βαθιές θεμελιώσεις .....	24
1.2.2.1. Πάσσαλοι .....	24
1.2.2.2. Φρέατα .....	26
1.2.2.3. Βυθιζόμενα Κιβώτια .....	26
1.3 Παραδείγματα Προβλημάτων Θεμελίωσης.....	27
2 Φέρουσα ικανότητα – Αστοχία και τύποι αστοχίας εδάφους.....	29
2.1 Φέρουσα ικανότητα .....	29
2.2 Μηχανισμός αστοχίας.....	33
3 Μέθοδοι υπολογισμού φέρουσας ικανότητας- Τιμές συντελεστή $N_{\gamma}$ .....	44
3.1 Μέθοδοι υπολογισμού φέρουσας ικανότητας .....	44
3.1.1 Μέθοδοι οριακής ανάλυσης – οριακής ισορροπίας .....	44
3.1.2 Αριθμητικές μέθοδοι .....	60
3.1.3 Αναλυτικές μέθοδοι .....	62
3.2 Τιμές συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_{\gamma}$ .....	64
4. Αλληλεπίδραση Πεδίλων –Θεωρητικό πλαίσιο – Βιβλιογραφική ανασκόπηση .....	68
4.1 Θεωρητική ανάλυση αλληλεπίδρασης πεδίων.....	68
4.2 Βιβλιογραφική ανασκόπηση αλληλεπίδρασης πεδίων .....	75
5. Αριθμητική ανάλυση με τη χρήση του λογισμικού Phase <sup>2</sup> – Αποτελέσματα αναλύσεων.....	92
5.1 Ορισμός προβλήματος - Χρήση λογισμικού Phase <sup>2</sup> - Παραμετρική ανάλυση – Δημιουργία μοντέλων με τη χρήση του Phase <sup>2</sup> .....	92
5.1.1 Ορισμός προβλήματος – χρήση λογισμικού Phase <sup>2</sup> .....	92
5.1.2 Παραμετρική ανάλυση .....	104
5.2 Αποτελέσματα .....	107
6. Συμπεράσματα .....	136
7 Βιβλιογραφία .....	140

## Πίνακας Εικόνων

Εικόνα 1: Θεμέλιο πλάτους $B$ με βάθος θεμελίωσης $D$ (Σταυροπούλου, 2016) .....	19
Εικόνα 2: Ανάλυση φορτίων από πασσάλους (Καββαδάς, 2005).....	20
Εικόνα 3: Θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα (Σταυροπούλου, 2016).....	21
Εικόνα 4: Θεμελιώσεις με πεδιλοδοκό (Σταυροπούλου, 2016) .....	22
Εικόνα 5: Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση (Σταυροπούλου, 2016) .....	23
Εικόνα 6: Μεταβίβαση φορτίων σε υγιέστερα εδάφη μέσω πασσάλων (Καββαδάς, 2005).....	24
Εικόνα 7: Πάσσαλοι για την παραλαβή οριζόντιων φορτίων (Μπελόκας, 2020) .....	24
Εικόνα 8: Πάσσαλοι για την προστασία από τη θαλάσσια κύματα (Μπελόκας, 2020).....	25
Εικόνα 9: Κάθετη τομή του Πύργου της Πίζας (Burland et al., 1998) .....	27
Εικόνα 10: Κατανομές τάσεων στην επιφάνεια έδρασης επιφανειακών θεμελιώσεων (α) Απολύτως εύκαμπτες θεμελιώσεις (π.χ. δεξαμενές) εδραζόμενες σε αργίλους (β) εύκαμπτες θεμελιώσεις (π.χ. δεξαμενές) εδραζόμενες σε άμμους (γ) άκαμπτα πέδιλα σε αργίλους (δ) άκαμπτα πέδιλα σε άμμους και (ε) παραδοχή γραμμικής κατανομής (Taylor, 1948) .....	28
Εικόνα 11: Καμπύλη φορτίου συναρτήσει της καθίζησης. (1) το μέγιστο φορτίο που μπορεί να μεταφερθεί στο έδαφος είναι αναμφισβήτητο το φορτίο $P_1$ , (2) είναι ακόμα δυνατό να θεωρηθεί σαν φορτίο θραύσεως το φορτίο $P_2$ που αντιστοιχεί στο σημείο της καμπύλης όπου αρχίζουν να αυξάνονται απότομα οι καθιζήσεις, (3) δεν μπορεί να οριστεί φορτίο θραύσεως του εδάφους (Βαλαλάς, 1981) .....	30
Εικόνα 12: Είδη αστοχίας εδάφους σε θεμελίωση. (α) Γενική αστοχία, (β) Τοπική αστοχία, (γ) Αστοχία διείσδυσης (τροποποιημένο από Vesic, 1973).....	31
Εικόνα 13: Τύποι αστοχίας θεμελίωσης σε άμμο σε σχέση με το σχετικό βάθος και τη σχετική πυκνότητα (τροποποιημένο από Vesic, 1973).....	32
Εικόνα 14: Μελέτη τρόπου αστοχίας εδάφους κάτω από θεμέλιο (τροποποιημένο, από Rankine 1857) .....	34
Εικόνα 15: Μηχανισμός αστοχίας κάτω από θεμέλιο (τροποποιημένο από Rankine 1857).....	35
Εικόνα 16: Μηχανισμός αστοχίας πεδίου κατά Prandtl (1920).....	36
Εικόνα 17: Αγνόηση τη διατμητικής αντίστασης του εδάφους πάνω από τη θεμελίωση από Terzaghi και Hansen (Bowles, 1996).....	38
Εικόνα 18: Μηχανισμός αστοχίας θεμελίου κατά Terzaghi (1943).....	38
Εικόνα 19: Μηχανισμός αστοχίας εδάφους με την επίδραση υπερκείμενου εδάφους κατά Terzaghi (1943) .....	39
Εικόνα 20: Ανάλυση ισορροπίας των δυνάμεων που ασκούνται σε ένα πέδιλο.....	39
Εικόνα 21: Γραμμές ολίσθησης σε αβαρές έδαφος και σε έδαφος με υπαρκτό βάρος (τροποποιημένο από Sokolovski, 1965) .....	41
Εικόνα 22: Διαφορές μηχανισμών αστοχίας Terzaghi, Meyerhof, Hansen (Bowles, 1996).....	41
Εικόνα 23: Μηχανισμός αστοχίας Prandtl. Λύση ανώτερου ορίου (τροποποιημένο από Prandtl, 1920) .....	44
Εικόνα 24: Συντελεστές σχήματος (Terzaghi, 1943).....	45
Εικόνα 25: Συντελεστές φέρουσας ικανότητας τροποποιημένο από (Terzaghi, 1943) .....	46
Εικόνα 26: Η γωνία λοξότητας φόρτισης $\theta$ .....	48
Εικόνα 27: Συντελεστές $N_c$ , $N_q$ και $N_\gamma$ συναρτήσει την γωνίας εσωτερικής τριβής $\phi$ (Meyerhof, 1963) .....	48
Εικόνα 28: Θεμέλιο με απλή και διπλή εκκεντρότητα σε όψη και κάτοψη (Μαραγκός, 2009).....	49
Εικόνα 29: Θεμέλιο με διπλή εκκεντρότητα σε κάτοψη (Καββαδάς, 2005).....	49

Εικόνα 30: Επεξήγηση συντελεστών Hansen για κεκλιμένη βάση και έδαφος (τροποποιημένο από Bowles, 1996) .....	52
Εικόνα 31: Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα χαμηλότερα από την επιφάνεια θεμελίωσης .....	54
Εικόνα 32: Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα ανάντη της επιφάνειας θεμελίωσης .....	55
Εικόνα 33: Επιρροή της στάθμης υδροφόρου ορίζοντα υπό στραγγισμένες και αστραγγιστες συνθήκες (Βαλσαμής, 2018) .....	56
Εικόνα 34: Τομή θεμελίου με ανάλυση λοξής φόρτισης σε κάθετους άξονες (Καββαδάς, 2005) .....	59
Εικόνα 35: Διαίρεση του σώματος σε στοιχεία και κόμβους (Αγιουτάντης, 2002).....	60
Εικόνα 36: Τιμές του $N_{\gamma}$ από βιβλιογραφική ανασκόπηση.....	66
Εικόνα 37: Η ανάπτυξη των επιφανειών αστοχίας εξαιτίας της αλληλεπίδρασης δυο τραχιών πεδίων σε σχέση με την απόστασή τους (τροποποιημένο από Stuart, 1962).....	69
Εικόνα 38: Θεωρητικές τιμές του συντελεστή αλληλεπίδρασης ( $\xi_{\gamma}$ ) σε σχέση με την απόσταση του ζεύγους πεδίων από άκρο σε άκρο (τροποποιημένο από Stuart, 1962).....	71
Εικόνα 39: Θεωρητικές τιμές του συντελεστή αλληλεπίδρασης ( $\xi_q$ ) σε σχέση με την απόσταση του ζεύγους πεδίων από άκρο σε άκρο (τροποποιημένο από Stuart, 1962).....	71
Εικόνα 40: Θεωρητικές τιμές του συντελεστή $\xi_{\gamma q}$ σε σχέση με την απόσταση του ζεύγους πεδίων, όπου $D/B=1$ (τροποποιημένο από Stuart, 1962).....	72
Εικόνα 41: Εκφυλισμός των σπειρών σε κύκλους όταν το εδαφικό υλικό έχει $\phi=0$ και η βάση του θεμελίου είναι τραχιά (Stuart 1962).....	73
Εικόνα 42: Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων και θεωρητικών καμπύλων (τροποποιημένο από Stuart, 1962).....	74
Εικόνα 43: Η φέρουσα ικανότητα συναρτήσει της απόστασης των θεμελίων (τροποποιημένο από Das and Larbi-Cherif, 1983).....	75
Εικόνα 44: Σύγκριση του συντελεστή $\xi_q$ κατά Das and Larbi-Cherif, 1983 με τις θεωρητικές καμπύλες του Stuart, 1962 (τροποποιημένο από Das and Larbi-Cherif, 1983) .....	75
Εικόνα 45: Σύγκριση των τιμών του συντελεστή $\xi_{\gamma}$ κατά Das and Larbi-Cherif, 1983 με τις θεωρητικές καμπύλες του Stuart, 1962 (τροποποιημένο από Das and Larbi-Cherif, 1983).....	76
Εικόνα 46: Συσχέτιση του συντελεστή φέρουσας ικανότητας ( $\xi_{\gamma}$ ) σε σχέση με την απόσταση των τριών πεδίων για πυριτική και συμπαγής άμμο (τροποποιημένο από Graham et al., 1984).....	76
Εικόνα 47: Σύγκριση των τιμών του συντελεστή $\xi_{\gamma}$ των Graham et al., 1984 με τις θεωρητικές καμπύλες του Stuart. 1962 .....	77
Εικόνα 48: Συσχέτιση του συντελεστή φέρουσας ικανότητας ( $\xi_{\gamma}$ ) σε σχέση με την απόσταση των θεμελίων (τροποποιημένο από Kumar και Saran, 2003) .....	78
Εικόνα 49: Μηχανισμός 1 και διάγραμμα ελεύθερου σώματος για τη σφήνα (Kumar and Ghosh, 2007) .....	79
Εικόνα 50: Μηχανισμός 2 και διάγραμμα ελεύθερου σώματος για τη σφήνα (Kumar and Ghosh, 2007) .....	79
Εικόνα 51: Σύγκριση του $\xi_{\gamma}$ για διάφορα $\phi$ και $S/B$ των δύο μηχανισμών αστοχίας των Kumar and Ghosh, 2007 με τις θεωρητικές τιμές του Stuart (τροποποιημένο από Kumar and Ghosh, 2007) ....	79
Εικόνα 52: Η μεταβολή του συντελεστή $\xi_{\gamma}$ με το $S/B$ για $\phi=5-45^{\circ}$ (τροποποιημένο από Koumar and Kouzer, 2008).....	80
Εικόνα 53: Σύγκριση του $\xi_{\gamma}$ με $S/B$ από Kumar & Kouzer, 2008 με διάφορες θεωρητικές καμπύλες για: (α) $\phi=30^{\circ}$ και (β) $\phi=40^{\circ}$ (τροποποιημένο από Koumar and Kouzer, 2008).....	81
Εικόνα 54: Σύγκριση του $\xi_{\gamma}$ με $S/B$ με διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα (τροποποιημένο από Koumar and Kouzer, 2008).....	82

Εικόνα 55: Μεταβολή του $\xi_y$ με το $S/B$ για: α) $\varphi=20^\circ$ και β) $\varphi=25^\circ$ (τροποποιημένο από Koumar and Kouzer, 2010).....	82
Εικόνα 56: Μεταβολή του $\xi_y$ με το $S/B$ και $m$ για: α) $\varphi=30^\circ$ και β) $\varphi=35^\circ$ (τροποποιημένο από Koumar and Kouzer, 2010).....	83
Εικόνα 57: α) Μεταβολή του $\xi_y$ με το $S/B$ και το $m$ για $\varphi=40^\circ$ και β) Μεταβολή του $\xi_y$ με τη $\varphi$ για $S/B=0,5$ και διάφορα $m$ (τροποποιημένο από Koumar and Kouzer, 2010) .....	84
Εικόνα 58: Μεταβολή του $\xi_y$ με το $S/B$ για διάφορες τιμές $\varphi$ με α) λεία βάση και β) τραχιά βάση πεδίου (τροποποιημένο από Kumar and Bhattacharya, 2013) .....	85
Εικόνα 59: Σύγκριση του $\xi_y$ συναρτήσει του $S/B$ με παλαιότερα θεωρητικά αποτελέσματα για τραχιά θεμέλια για α) $\varphi=30^\circ$ και β) $\varphi=40^\circ$ (τροποποιημένο από Kumar and Bhattacharya, 2013).....	86
Εικόνα 60: Σύγκριση του $\xi_y$ συναρτήσει του $S/B$ με παλαιότερα αποτελέσματα για λεία θεμέλια για α) $\varphi=30^\circ$ και β) $\varphi=40^\circ$ (τροποποιημένο από Kumar and Bhattacharya, 2013).....	87
Εικόνα 61: Σύγκριση του $\xi_y$ με $S/B$ με διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα (τροποποιημένο από Kumar and Bhattacharya, 2013).....	87
Εικόνα 62: Σύγκριση του $\xi_y$ συναρτήσει του $S/B$ με θεωρητικά και πειραματικά αποτελέσματα για α) $\varphi=38^\circ$ και β) $\varphi=37^\circ$ (τροποποιημένο από Lavasan και Ghazavi, 2014).....	89
Εικόνα 63: Γεωμετρία προσομοίωσης προβλήματος (Phase <sup>2</sup> , 8.0) .....	93
Εικόνα 64: Τύποι, μέγεθος στοιχείων και μορφή πλέγματος από Phase <sup>2</sup> , 8.0.....	94
Εικόνα 65: Πλέγμα και συνοριακές συνθήκες (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	95
Εικόνα 66: Γεωτεχνικά χαρακτηριστικά εδάφους (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	96
Εικόνα 67: Καθορισμός των $E_0$ και $E_{50}$ .....	96
Εικόνα 68: Λεπτή λωρίδα από διατεμνόμενο κοκκώδες υλικό που εμφανίζει θετική διασταλτικότητα (Βαρδουλάκης, 2003).....	97
Εικόνα 69: Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	99
Εικόνα 70: Τύποι ανάλυσης και λύσης (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	99
Εικόνα 71: Μέγιστος αριθμός επαναλήψεων και ανοχή προβλήματος (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	99
Εικόνα 72: Εισαγωγή παραμορφώσεων σε στάδια (Phase <sup>2</sup> , 8.0) .....	100
Εικόνα 73: Επιβολή παραμορφώσεων (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	100
Εικόνα 74: Υπολογιστική διαδικασία (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	101
Εικόνα 75: Αποτελέσματα κατακόρυφων τάσεων (Phase <sup>2</sup> , 8.0) .....	101
Εικόνα 76: Αποτελέσματα κατακόρυφων παραμορφώσεων (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	101
Εικόνα 77: Αποτελέσματα διατμητικών παραμορφώσεων (Phase <sup>2</sup> , 8.0) .....	102
Εικόνα 78: Ορθές τάσεις σε κάθε στάδιο (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	102
Εικόνα 79: Ορθές τάσεις κάτω από κάθε σημείο του πεδίου (Phase <sup>2</sup> , 8.0) .....	102
Εικόνα 80: Όρια μοντέλου και διαχωρισμός σε τμήματα (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	103
Εικόνα 81: Διακριτοποίηση μοντέλου και συνοριακές συνθήκες (Phase <sup>2</sup> , 8.0) .....	104
Εικόνα 82: Κριτήριο αστοχίας και γεωτεχνικές παράμετροι (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	105
Εικόνα 83: Επιβολή παραμορφώσεων (Phase <sup>2</sup> , 8.0).....	106
Εικόνα 84: Φέρουσα ικανότητα συναρτήσει της γωνίας διασταλτικότητας για $\varphi=20^\circ$ .....	107
Εικόνα 85: Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με $\varphi=20^\circ$ .....	108
Εικόνα 86: Ορθή τάση συναρτήσει των σταδίων επιβολής παραμόρφωσης κάτω από διάφορα σημεία του πεδίου για έδαφος με $\varphi=20^\circ$ .....	108
Εικόνα 87: Ορθή τάση κάτω από διάφορα σημεία του πεδίου ανά στάδιο επιβολής παραμόρφωσης για έδαφος με $\varphi=20^\circ$ .....	109

Εικόνα 88: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=20^\circ$ .....	109
Εικόνα 89: Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με $\varphi=25^\circ$ .....	110
Εικόνα 90: Ορθή τάση συναρτήσει των σταδίων επιβολής παραμόρφωσης κάτω από διάφορα σημεία για έδαφος με $\varphi=25^\circ$ .....	111
Εικόνα 91: Ορθή τάση κάτω από διάφορα σημεία ανά στάδιο επιβολής παραμόρφωσης για έδαφος με $\varphi=25^\circ$ .....	111
Εικόνα 92: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=25^\circ$ .....	111
Εικόνα 93: Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με $\varphi=30^\circ$ .....	112
Εικόνα 94: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=30^\circ$ .....	113
Εικόνα 95: Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με $\varphi=35^\circ$ .....	113
Εικόνα 96: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=35^\circ$ .....	114
Εικόνα 97: Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με $\varphi=40^\circ$ .....	114
Εικόνα 98: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=40^\circ$ .....	115
Εικόνα 99: Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με $\varphi=45^\circ$ .....	115
Εικόνα 100: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=45^\circ$ .....	116
Εικόνα 101: Συντελεστής φέρουσας ικανότητας $N_\gamma$ σε σχέση με τη γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi$ .....	117
Εικόνα 102: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση $S/B=0$ και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=20^\circ$ .....	119
Εικόνα 103: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση $S/B=0.5$ και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=20^\circ$ .....	119
Εικόνα 104: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση $S/B=1$ και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=20^\circ$ .....	120
Εικόνα 105: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση $S/B=2$ και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=20^\circ$ .....	120
Εικόνα 106: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση $S/B=0$ και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=25^\circ$ .....	120
Εικόνα 107: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση $S/B=0.5$ και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=25^\circ$ .....	121
Εικόνα 108: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση $S/B=1$ και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=25^\circ$ .....	121
Εικόνα 109: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση $S/B=2$ και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=25^\circ$ .....	121
Εικόνα 110: Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση $S/B=3$ και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με $\varphi=25^\circ$ .....	122





Εικόνα 134: Σύγκριση των τιμών του συντελεστή αλληλεπίδρασης $\xi_\gamma$ της παρούσας μελέτης με αυτές παλαιότερων θεωρητικών και αριθμητικών ερευνών για $\varphi=35^\circ$ .....	132
Εικόνα 135: Σύγκριση των τιμών του συντελεστή αλληλεπίδρασης $\xi_\gamma$ της παρούσας μελέτης με αυτές παλαιότερων θεωρητικών και αριθμητικών ερευνών για $\varphi=40^\circ$ .....	133
Εικόνα 136: Σύγκριση των τιμών του συντελεστή αλληλεπίδρασης $\xi_\gamma$ της παρούσας μελέτης με την αριθμητική ανάλυση των Kumar & Kuzer (2008) για $\varphi=45^\circ$ .....	133
Εικόνα 137: Σύγκριση της παρούσας έρευνας με παλαιότερες πειραματικές.....	134

# 1 Ορισμός θεμελίωσης – Μέθοδοι θεμελιώσεων – Παραδείγματα λανθασμένης θεμελίωσης

## 1.1 Ορισμός θεμελίωσης

Από τα πρώτα χρόνια ύπαρξης του, ο άνθρωπος ασχολήθηκε με τις κατασκευές – τεχνικά έργα. Η ανάγκη ανέγερσης μόνιμων κατασκευών, για λατρευτικούς σκοπούς (εκκλησίες), τη διαβίωση του (σπίτια για την ασφάλεια του από τις καιρικές συνθήκες), την υγεία του (νοσοκομεία), τη μόρφωση του (σχολεία), την αναψυχή του, τον ανθρώπινο πολιτισμό (μουσεία), κ.α. (φράγματα, γέφυρες, τοίχοι αντιστήριξης, επιχώματα οδοποιίας κ.λ.π), ήταν ζωτικής σημασίας. Χωρίς αυτές θα ήταν αδύνατη η σύσταση μεγάλων κοινωνιών.

Στην αρχαία Ελλάδα οι πρώτες κατασκευές αφορούσαν έργα σε ακροπόλεις, αλλά και λιμάνια λόγω της μεγάλης ανάπτυξης της ναυτιλίας. Κλασικό παγκόσμιο παράδειγμα κατασκευής σε ακρόπολη είναι ο Παρθενώνας (πλέον των 2500ετών). Η ζεύξη του Στρυμόνα ποταμού για τη διέλευση του στρατού του Μ. Αλεξάνδρου υπήρξε από τα πρώτα τεχνικά έργα ναυσιπλοΐας. Στη σύγχρονη εποχή φαντάζει αδύνατη η ζωή χωρίς πολυκατοικίες, νοσοκομεία, σχολεία, στάδια, γέφυρες, κυματοθραύστες, λεωφόρους και τόσα άλλα τεχνικά έργα που θεωρούνται πλέον δεδομένα.

Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία των ανωδομών αν διοχετεύσουν σημαντικά φορτία κατευθείαν στο έδαφος – βράχο (γεωυλικό), του οποίου η αντοχή είναι πολύ μικρότερη (ειδικά του εδάφους), θα δημιουργήσουν σημαντικά προβλήματα, όπως παραμορφώσεις της γεωμάζας, καθιζήσεις κ.λ.π. Για το λόγο αυτό σε κάθε τεχνικό έργο σχεδιάζονται και κατασκευάζονται ειδικά στοιχεία, τα οποία είναι σε άμεση επαφή με το γεωυλικό και τα οποία μεταβιβάζουν με ασφάλεια τα φορτία της κατασκευής από τα φέροντά της στοιχεία, αλλά και το ίδιο της βάρος (self-weight) στο έδαφος ή βράχο. Τα στοιχεία αυτά ονομάζονται θεμέλια (πέδιλα) και όλο αυτό το μέρος της κατασκευής «**θεμελίωση**». «Θεμελίωση» δηλαδή είναι το χαμηλότερο υψομετρικά σημείο μιας κατασκευής, το οποίο αποτελεί τόσο τη βάση έδρασης της κατασκευής, όσο και το τμήμα της, που βρίσκεται σε άμεση επαφή με το γεωυλικό και μεταφέρει τα φορτία σε αυτό. Η σωστή θεμελίωση αποτελεί ένα πολυπαραγοντικό θέμα που αντλεί πληροφορίες από πολλούς κλάδους της επιστήμης, όπως είναι η γεωλογία, η εδαφομηχανική, η γεωτεχνική μηχανική, η υδρομηχανική και η σεισμολογία.

Όπως προαναφέρθηκε τα φορτία της ανωδομής οδηγούνται μέσω των θεμελίων στο γεωυλικό θεμελίωσης και προκαλούν παραμορφώσεις της γεωμάζας, οι οποίες αρχικά είναι ελαστικές, αλλά με την αύξηση της καταπόνησης γίνονται πλαστικές. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την υποχώρηση του υλικού θεμελίωσης (καθιζήσεις), που φτάνει στη μέγιστη τιμή της, τη στιγμή της θραύσης.

Επειδή η αποφυγή των καθιζήσεων δεν είναι εφικτή, στόχοι μιας ιδανικής θεμελίωσης είναι:

- ο περιορισμός των καθιζήσεων σε αποδεκτά για την ανωδομή όρια,
- η διατήρηση των καθιζήσεων σε παρόμοιες τιμές σε όλα τα θεμέλια της κατασκευής,
- ο αποκλεισμός των παραμορφώσεων θραύσης του γεωυλικού,
- η εξασφάλιση μιας λείας επίπεδης επιφάνειας για την καλύτερη έδραση της κατασκευής,
- η πάκτωση του τεχνικού έργου ώστε να προστατευτεί από τα φυσικά καταστροφικά φαινόμενα, όπως είναι οι πλημμύρες, οι σεισμοί, οι τυφώνες κ.λ.π,
- η αγκύρωση της κατασκευής πετυχαίνοντας τη σταθεροποίησή της, αλλά και την παρεμπόδιση της ανατροπής της,
- η μείωση της εισαγωγής νερού από το έδαφος προς την κατασκευή εξ' αιτίας της υψηλής στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα.

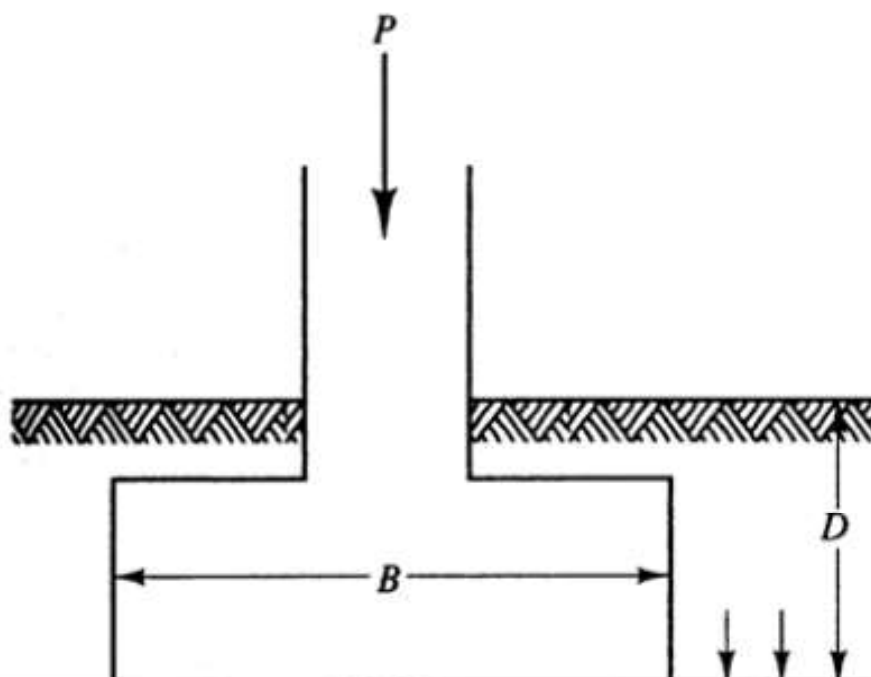
Ειδικά σε μια χώρα όπως η Ελλάδα, που είναι από τις πιο σεισμογενείς της Ευρώπης, το ζήτημα της θεμελίωσης είναι εντονότερο. Πέραν των ιδίων βαρών, πρέπει οι κατασκευές να διαστασιολογούνται και για τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία. Η ελληνική νομοθεσία άλλωστε από το 2000 ήδη είχε εκδόσει αναλυτικές οδηγίες τόσο για την ανωδομή όσο και για τη θεμελίωσή της ενάντια σε σεισμό, μέσα από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ.). Δύο χρόνια αργότερα εκδόθηκε και το αντίστοιχο ευρωπαϊκό κανονιστικό πλαίσιο, ο ευρωκώδικας 8.

Η επίτευξη μια αξιόπιστης, ασφαλούς και οικονομικής θεμελίωσης εξαρτάται από πολλές παραμέτρους που μεταβάλλονται ανά έργο, καθώς το έδαφος - βράχος σε κάθε διαφορετική θέση έχει άλλη σύσταση και ιδιαιτερότητες. Επίσης, είναι ένα ζήτημα που δεν επιδέχεται σφάλματα, καθώς οι συνέπειες του είναι συχνά καταστροφικές για το τεχνικό έργο και με πολύ δαπανηρή έως και ανέφικτη την επιδιόρθωσή τους. Για αυτό το λόγο απαιτείται ένα ολοκληρωμένο πακέτο γεωλογικών – γεωτεχνικών ερευνών, επί

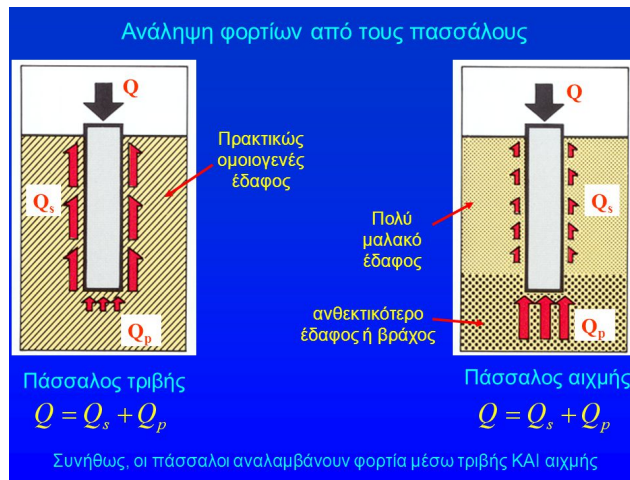
τόπου, αλλά και εργαστηριακών δοκιμών με στόχο μία πλήρη γεωτεχνική μελέτη για την κατανόηση των συνθηκών θεμελίωσης.

## 1.2 Μέθοδοι θεμελίωσης

Ένα τόσο πολυπαραγοντικό ζήτημα έχει ευτυχώς και αρκετές σύγχρονες επιλογές στην επίλυσή του. Οι μέθοδοι θεμελίωσης διακρίνονται σε δύο μεγάλους τύπους με βάση τη διαδικασία με την οποία μεταφέρονται τα φορτία στο έδαφος, σε επιφανειακές και βαθιές θεμελιώσεις - θεμελιώσεις με πασσάλους (Terzaghi, 1943; Βαλαλάς 1979). Ο Terzaghi (1943) αναφέρει ότι μία θεμελίωση θεωρείται ως επιφανειακή όταν το βάθος της θεμελίωσης ( $D$ ), είναι μικρότερο ή ίσο με το πλάτος της θεμελίωσης της ( $B$ , Εικόνα 1). Στη σημερινή εποχή έχει επικρατήσει ότι τα θεμέλια με λόγο βάθους προς πλάτος θεμελίωσης μικρότερο από 3 έως 4, μπορεί επίσης να οριστούν ως ρηχά θεμέλια. Επιφανειακές θεμελιώσεις πραγματοποιούνται όταν το έδαφος που βρίσκεται κάτω ακριβώς από τη στάθμη θεμελίωσης παρουσιάζει τέτοια αντοχή σε θραύση, ώστε να μπορεί να υποστηρίξει με ασφάλεια τα φορτία της κατασκευής. Από την άλλη πλευρά, οι βαθιές θεμελιώσεις χρησιμοποιούνται όταν τα επιφανειακά στρώματα είναι αδύνατο να παραλάβουν χωρίς να αστοχήσουν το φορτίο θεμελίωσης και επομένως το φορτίο μεταφέρεται σε βαθύτερες στρώσεις με μεγαλύτερη αντοχή. Η εισαγωγή και μεταβίβαση των φορτίων μπορεί να γίνει τόσο σημειακά (πάσσαλοι, Εικόνα 2), όσο και κατά επιφάνειες (φρέατα – βυθιζόμενα κιβώτια).



Εικόνα 1: Θεμέλιο πλάτους  $B$  με βάθος θεμελίωσης  $D$  (Σταυροπούλου, 2016)



Εικόνα 2: Ανάληψη φορτίων από πασσάλους (Καββαδάς, 2005)

### 1.2.1 Επιφανειακές θεμελιώσεις

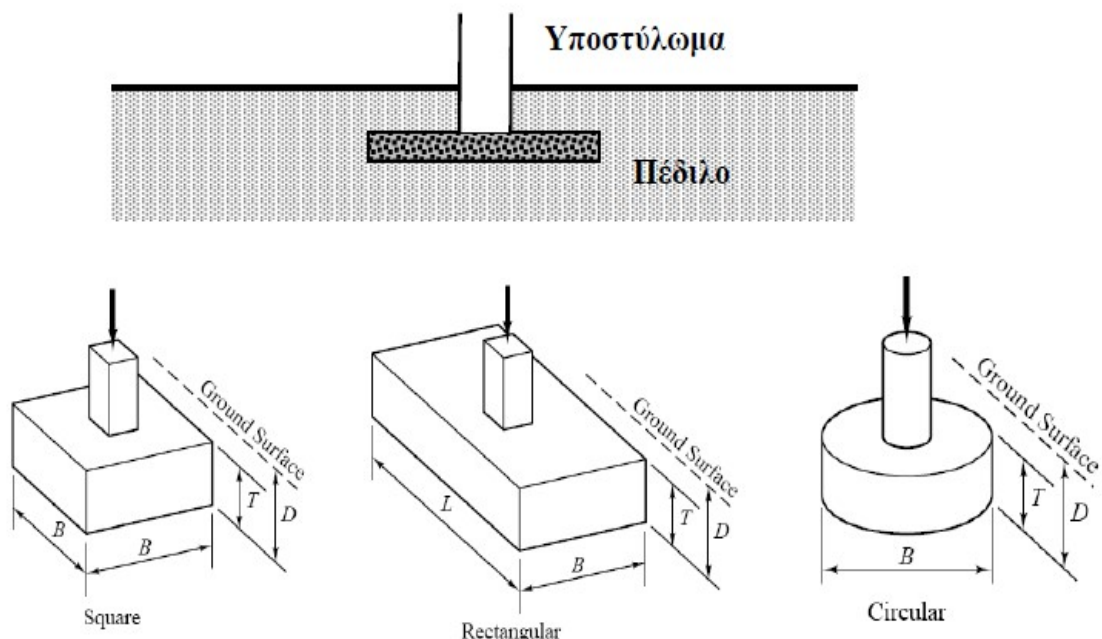
Οι συνηθέστερες μέθοδοι επιφανειακής θεμελίωσης είναι:

- α. Μεμονωμένα πέδιλα,
- β. πεδιλοδοκοί,
- γ. κοιτοστρώσεις,

#### 1.2.1.1 Μεμονωμένα πέδιλα

Η θεμελίωση με **μεμονωμένα πέδιλα** (*pad foundation*), κατά την οποία μόνο ένα φέρον στοιχείο της κατασκευής (υποστύλωμα ή τοιχείο) εδράζεται σε πέδιλο, το οποίο μπορεί να είναι τετραγωνικό, κυκλικό ή ορθογωνικό (Εικόνα 3). Πρόκειται για τις πιο απλές κατασκευές θεμελιώσεων που αν το επιτρέπουν οι συνθήκες είναι και συμμετρικές και οι διαστάσεις τους συνήθως φτάνουν ως 3-4 μέτρα. Η πιο απλή μορφή είναι τα τετραγωνικά κεντρικά πέδιλα, ο άξονας των οποίων συμπίπτει με τον άξονα του κατακόρυφου φορτιζόμενου στοιχείου. Ωστόσο, σε όρια ιδιοκτησιών ή ελλείψει χώρου, μπορούν να κατασκευαστούν με κάποια εκκεντρότητα. Αυτή οδηγεί σε ανισοκατανομή των φορτίων στο έδαφος – βράχο με αποτέλεσμα τη διαφορική καθίζηση, η οποία μπορεί να προκαλέσει στροφή του πέδilu, γεγονός επιβαρυντικό για την κατασκευή. Η θεμελίωση με πέδιλα εφαρμόζεται σε καλά εδάφη που δε παρουσιάζουν ευαισθησία σε διαφορικές υποχωρήσεις. Είναι δυνατό σε κάποιες περιπτώσεις (π.χ. περιοχές με έντονη σεισμικότητα) τα μεμονωμένα πέδιλα να ενώνονται μεταξύ τους με δοκούς μικρότερης διατομής (συνδετήριες δοκούς), με σκοπό τον ισοδιαμερισμό φορτίων και ροπών. Το κύριο πλεονέκτημά τους είναι η οικονομία αφού πρόκειται για μικρών διαστάσεων

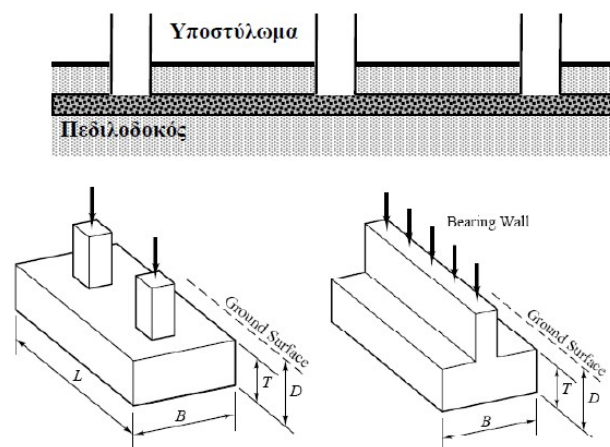
θεμελιώσεις. Φυσικά τα πέδιλα δεν πρέπει να κατασκευάζονται με πλευρά μικρότερη από 0,40m γιατί ίσως προκληθεί τοπική διάτμηση στο έδαφος. Ιδανικά, τα πέδιλα οφείλουν να έχουν διαστάσεις τουλάχιστον διπλάσιες των υποστυλωμάτων.



Εικόνα 3: Θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα (Σταυροπούλου, 2016)

### 1.2.1.2 Πεδιλοδοκοί

Οι **πεδιλοδοκοί (strip foundation)** αποτελούν μια απαιτητικότερη μελετητικά αλλά και κατασκευαστικά λύση, κατά την οποία τα συνδεδεμένα φέροντα στοιχεία, τα οποία βρίσκονται στον ίδιο άξονα, εδράζονται σε ενιαίο επίμηκες πέδιλο. Αποτελούν δηλαδή, έναν τρόπο ομαδικής θεμελίωσης των υποστυλωμάτων (Εικόνα 4). Ενώ, οι τάσεις έδρασης που προκύπτουν είναι σαφώς μειωμένες σε σύγκριση με τη λύση των μεμονωμένων πεδίων, ο τρόπος αυτός θεμελίωσης πραγματοποιείται πιο δύσκολα. Ενδείκνυται σε μεγάλες ολικές και κυρίως διαφορικές καθιζήσεις με στόχο την απομείωση τους (Αναγνωστόπουλος, 1994). Επίσης, η χρήση πεδιλοδοκών ενδείκνυται όταν τα μεμονωμένα πέδιλα προκύπτουν με πολύ μικρές ελεύθερες αποστάσεις μεταξύ τους, όταν πρέπει να βελτιωθεί η συνεργασία μεταξύ των πεδίων, αλλά και όταν θα είναι αντικονομική η εφαρμογή τους (π.χ. σε ανέγερση οικοδομής, αν η επιφάνειά τους υπερβαίνει το 35% της κάτοψης).



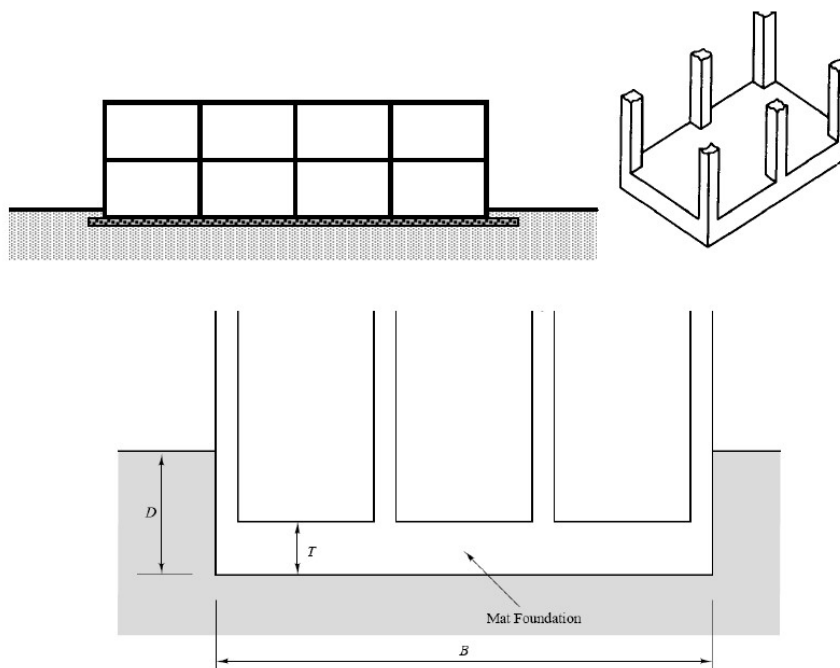
Εικόνα 4: Θεμελιώσεις με πεδιλοδοκό (Σταυροπούλου, 2016)

### 1.2.1.3 Γενική κοιτόστρωση

Στη θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση (*raft foundation*), το σύνολο των υποστυλωμάτων της κατασκευής τοποθετούνται σε ενιαίο φορέα που έχει τη μορφή πλάκας (Εικόνα 5). Πρόκειται δηλαδή για επιφανειακούς φορείς οι οποίοι παραλαμβάνουν όλα τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής και προς τους δύο άξονες. Οι τάσεις έδρασης είναι σημαντικά μειωμένες σε σχέση με τα μεμονωμένα πέδιλα και τις πεδιλοδοκούς. Χρησιμοποιούνται σε εδάφη πολύ χαλαρά (πολύ μικρή αντοχή), που τα φορτία της ανωδομής είναι μεγάλα ή κατανεμημένα άνισα με αποτέλεσμα να απαιτούνται μεγάλα εμβαδά θεμελίωσης (Βαλαλάς, 1979). Αυτό προσδίδει μεγάλη ασφάλεια από πλευράς υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας. Επιπλέον, η χρήση κοιτόστρωσης είναι ενδεδειγμένη όταν υπάρχουν μεγάλες ολικές ή και διαφορικές καθιζήσεις, αφού τις μειώνει εξαιτίας της ακαμψίας της πλάκας θεμελίωσης αλλά και των ισχυρών δοκών της κατασκευής. Επίσης, στην κοιτόστρωση αυξάνονται οι επιτρεπόμενες καθιζήσεις λόγω του μεγέθους της κατασκευής της θεμελίωσης συγκριτικά με αυτές των μεμονωμένων πεδίων. Επιπροσθέτως, όταν η θεμελίωση πραγματοποιείται χαμηλότερα από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, η γενική κοιτόστρωση είναι υποχρεωτική για να διατηρηθεί η στεγανότητα των υπογείων. Τέλος, η κοιτόστρωση είναι πολύ καλή σε περιοχές με έντονη σεισμική δράση.

Το κύριο μειονέκτημα των κοιτοστρώσεων έγκειται στο γεγονός ότι είναι πολύ δαπανηρές, επειδή είναι πολύπλοκες τόσο στον υπολογισμό τους όσο και στην κατασκευή τους. Για το λόγο αυτό πρέπει να εφαρμόζονται μόνο σε περιπτώσεις που δεν υπάρχει άλλη εφικτή λύση.

Οι πεδιλοδοκοί και οι κοιτοστρώσεις, πέραν της απομείωσης των τάσεων που επιβάλλουν στο έδαφος, βελτιώνουν και τη στατική λειτουργία της κατασκευής σε περιπτώσεις διαφορικών καθιζήσεων, καθώς ανακατανέμονται τα φορτία της ανωδομής από τα υποστυλώματα με μεγαλύτερες υποχωρήσεις στα υποστυλώματα με μικρότερες υποχωρήσεις.



Εικόνα 5: Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση (Σταυροπούλου, 2016)

## 1.2.2. Βαθιές θεμελιώσεις

### 1.2.2.1. Πάσσαλοι

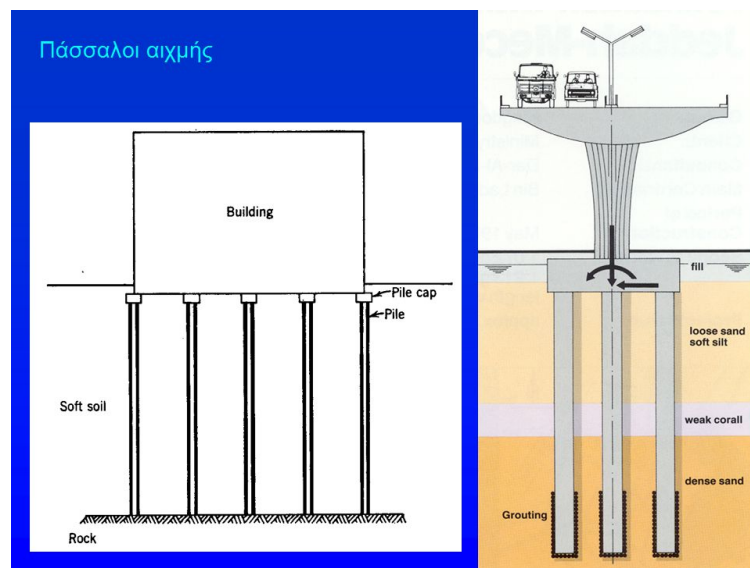
Οι κυριότεροι τύποι βαθιών θεμελιώσεων είναι οι πάσσαλοι που μπορεί να διαχωριστούν σε τριβής ή αιχμής ανάλογα με το αν για τη μεταφορά των φορτίων στο έδαφος χρησιμοποιούν και την πλευρική τους επιφάνεια ή όχι.

Αυτού του είδους οι θεμελιώσεις τοποθετούνται όταν τα επιφανειακά στρώματα είναι κακής ποιότητας, είναι ανεπαρκή, σε σχέση με το φορτίο θεμελίωσης και έτσι το φορτίο πρέπει να μεταφερθεί σε βαθύτερα στρώματα.

Οι πάσσαλοι χαρακτηρίζονται ως δομικά στοιχεία με μεγάλο μήκος, είναι κυλινδρικοί και στόχος τους είναι να μεταβιβάσουν τα φορτία μιας κατασκευής σε βαθύτερα στρώματα, τα οποία παρουσιάζουν καλύτερες γεωτεχνικές ιδιότητες, ακόμα και σε βράχο (Εικόνα 6). Μπορεί να είναι μεμονωμένοι ή να δρουν ομαδικά (ομάδα πασσάλων). Σύμφωνα με τον Αναγνωστόπουλο (1994), οι πάσσαλοι μεταφέρουν τα φορτία με δύο



τρόπους, με την αντοχή τους (πάσσαλοι αιχμής) ή μέσω της τριβής τους με το περιβάλλον έδαφος (αιωρούμενοι πάσσαλοι). Όσοι συνδυάζουν τους δυο παραπάνω μηχανισμούς, ονομάζονται πάσσαλοι τριβής. Αν το έδαφος κάτω από τον πάσσαλο είναι ανθεκτικότερο αυτού γύρω από το χώρο του πασσάλου, τότε αυτός λειτουργεί ως πάσσαλος αιχμής, δηλαδή διοχετεύει τα φορτία της κατασκευής στο βαθύτερο καλής ποιότητας γεωλικό. Ενώ αν το έδαφος είναι παντού ομοιογενές και το πάχος του είναι πολύ μεγάλο, τότε λειτουργεί ως πάσσαλος τριβής, μεταφέρει τα φορτία στο έδαφος μέσω της πλευρικής τριβής που διαμορφώνεται στη διεπιφάνεια πασσάλου –εδάφους.



**Εικόνα 6:** Μεταβίβαση φορτίων σε υγιέστερα εδάφη μέσω πασσάλων (Καββαδάς, 2005)

Επίσης, οι πάσσαλοι εφαρμόζονται όταν απαιτείται παραλαβή σημαντικών οριζοντίων φορτίων προερχόμενα από ωθήσεις γαιών, ανέμους, σεισμούς, θαλάσσια κύματα, κλπ (Εικόνα 7,Εικόνα 8).



**Εικόνα 7:** Πάσσαλοι για την παραλαβή οριζόντιων φορτίων (Μπελόκας, 2020)



**Εικόνα 8:** Πάσσαλοι για την προστασία από τη θαλάσσια κύματα (Μπελόκας, 2020)

#### **1.2.2.2. Φρέατα**

Σε αντίθεση με τους πασσάλους, τα φρέατα χαρακτηρίζονται από μεγάλες διαμέτρους, μεγαλύτερες του 1.5m (οι πάσσαλοι συνήθως έχουν διάμετρο 0.40 έως 1.0m) και μικρότερο μήκος το οποίο δεν ξεπερνά τα 12m. Ως προς τον τρόπο κατασκευής τους τα φρέατα, σε αντίθεση με τους πασσάλους, μορφώνονται μέσω εκσκαφής και αντιστήριξης των παρειών τους. Είναι πιο εύκολα κατασκευάσιμα και πλεονεκτούν έναντι των πασσάλων επειδή παρέχουν άμεση επιθεώρηση του πυθμένα και των παρειών της εκσκαφής, καθώς και για ελεγχόμενη ποιότητα σκυροδέτησης.

#### **1.2.2.3. Βυθιζόμενα - καταδυόμενα κιβώτια**

Τα καταδυόμενα κιβώτια διαφέρουν από τα φρέατα κυρίως στον τρόπο κατασκευής, αφού συνήθως προκατασκευάζονται στην επιφάνεια του εδάφους και εν συνεχεία βυθίζονται σταδιακά στο επιδιωκόμενο βάθος μέσω εκσκαφής και σύγχρονη απόθεση του νερού (εάν παρουσιάζεται υδροφόρος ορίζοντας). Πρόκειται για βαθιές θεμελιώσεις μεγάλων διαστάσεων, ορθογωνικού συνήθως σχήματος, τα οποία μπορεί να είναι ανοιχτά ή κλειστά. Τα κάτω κλειστά κιβώτια χρησιμοποιούνται σε θαλάσσια έργα, αφού κατασκευαστούν αρχικά σε παράκτια ζώνη και μεταφερθούν με επίπλευση στην τελική τους θέση, όπου και βυθίζονται.

Σημαντικό είναι τέλος να αναφερθεί ότι τόσο τα φρέατα όσο και τα βυθιζόμενα κιβώτια έχουν έναν περιορισμό σε σύγκριση με τους πασσάλους, καθώς απαιτείται η κατακόρυφη

τοποθέτησή τους, σε αντίθεση με τους πασσάλους που μπορούν να εφαρμοστούν και υπό γωνία.

### 1.3 Παραδείγματα Προβλημάτων Θεμελίωσης

Από όσα προαναφέρθηκαν είναι πασιφανής η ανάγκη για μια ολοκληρωμένη γεωτεχνική έρευνα και μελέτη, ώστε να επιλεγθεί η κατάλληλη θεμελίωση με στόχο την αποφυγή αστοχιών στις κατασκευές. Δυστυχώς, παρά την εξέλιξη των μέσων γεωτεχνικής αποτίμησης και μεταφοράς των φορτίων στο έδαφος, μέχρι και σήμερα προκύπτουν σοβαρά ζητήματα θεμελίωσης, ακόμα και σε πολύ σημαντικά έργα.

Ένα από αυτά συνέβη στη Γαλλική Ριβιέρα το 1952. Πρόκειται για την κατάρρευση του φράγματος Malpasset, η οποία οδήγησε σε πλημμύρα που κατέστρεψε δύο μικρά χωριά της περιοχής, στοιχίζοντας τη ζωή σε 423 ανθρώπους και προκαλώντας υλικές ζημιές σημερινού κόστους εκατοντάδων χιλιάδων ευρώ. Η πιθανότερη αιτία της καταστροφής ήταν η ύπαρξη ενός τεκτονικού ρήγματος που δεν είχε ανιχνευτεί πριν την κατασκευή του έργου και δημιούργησε τελικά τεράστιο θέμα στη θεμελίωση. Η γεωλογική μελέτη που είχε διεξαχθεί δεν ήταν ενδελεχής λόγω περιορισμένης χρηματοδότησης.

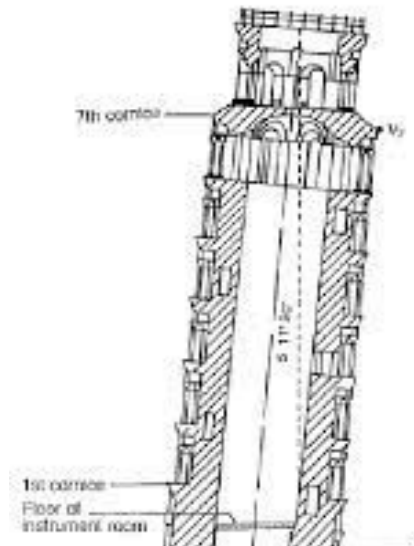
Το 1966 η γέφυρα Boudewijnsnelweg στη Viersel του Βελγίου κατέρρευσε λόγω ελαττωματικής θεμελίωσης, καθώς το βάθος της δεν ήταν επαρκές. Πέραν των υλικών ζημιών, δύο άνθρωποι απεβίωσαν και άλλοι 17 τραυματίστηκαν.

Στις αρχές του 20<sup>ου</sup> αιώνα στο σιδηρόδρομο του Ειρηνικού στον Καναδά, το σιλό Transcona πρόλαβε μεν να κατασκευαστεί, αλλά εμφάνισε βυθίσεις 30 εκατοστών μόλις μια ώρα μετά τη φόρτωσή του με σιτάρι. Ως την επόμενη ημέρα, παρουσίαζε κλίση 27 μοιρών, συνέπεια της θεμελίωσής του πάνω σε σαθρά εδάφη.

Στο Τέξας το 2008, διαπιστώθηκε σημαντική καθίζηση στο έδαφος κάτω από ένα ανεγειρόμενο σύμπλεγμα κατοικιών που προοριζόταν να φτάνει τους 31 ορόφους, επονομαζόμενο Ocean Tower. Με την μετετονένια κατασκευή να παρουσιάζει βυθίσεις 36 εκατοστών και κλίση, οι εργασίες σταμάτησαν και το κτίριο οδηγήθηκε τελικά σε κατεδάφιση.

Το εμβληματικότερο όμως παράδειγμα προς αποφυγή αποτελεί ο Πύργος της Πίζας, που ήδη από τη φάση κατασκευής στο δεύτερο μισό του 12ου αιώνα εμφάνιζε προβλήματα θεμελίωσης, και πάλι λόγω κακής ποιότητας εδάφους. Η ανέγερσή του πάντως ολοκληρώθηκε έναν αιώνα αργότερα, αν και πολλές μετέπειτα προσπάθειες για

βελτίωση των συνθηκών έπεσαν στο κενό. Μέχρι και σήμερα, 8 αιώνες αργότερα, το πλέον τουριστικό αξιοθέατο εξακολουθεί να αυξάνει την κλίση του, με πολύ βραδύτερους πια ρυθμούς χάρη σε επισκευές στη θεμελίωση (Εικόνα 9).

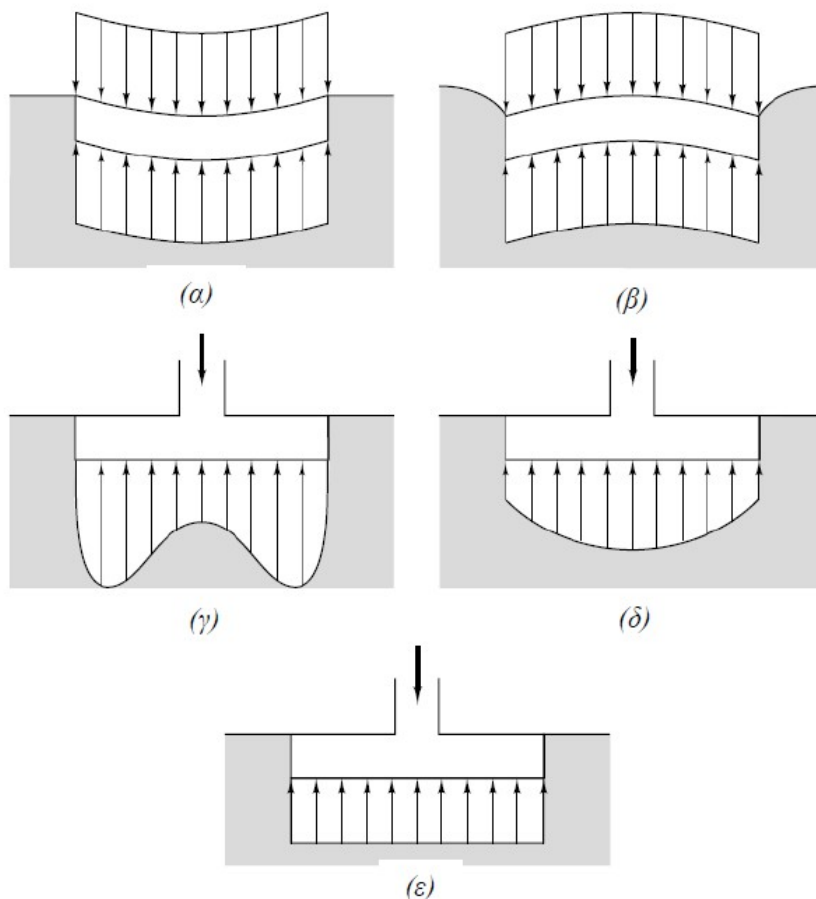


Εικόνα 9: Κάθετη τομή του Πύργου της Πίζας (Burland et al., 1998)

## 2 Φέρουσα ικανότητα – Αστοχία και τύποι αστοχίας εδάφους

### 2.1 Φέρουσα ικανότητα

Η θεμελίωση, όπως προαναφέρθηκε, επιβάλλεται να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται κατάλληλα, ώστε να μπορεί να διανέμει ομοιόμορφα τα φορτία που παραλαμβάνει στο έδαφος, ώστε να επιτυγχάνεται η ασφάλεια και λειτουργικότητα της κατασκευής, να αποτρέπει δηλαδή την πρόκληση μεγάλων μετακινήσεων. Ουσιαστικά οι θεμελιώσεις μετατρέπουν ένα τοπικό γραμμικό ή σημειακό φορτίο της κατασκευής σε πίεση (τάση) κατανεμόντάς το στην επιφάνεια του θεμελίου. Στην Εικόνα 10 παρουσιάζονται οι κατανομές των τάσεων στη βάση θεμελίων για διάφορα εδάφη έδρασης (μη-συνεκτικά, συνεκτικά), αλλά και οι διάφορες περιπτώσεις θεμελίων (εύκαμπτα, άκαμπτα).



**Εικόνα 10:** Κατανομές τάσεων στην επιφάνεια έδρασης επιφανειακών θεμελιώσεων (α) Απολύτως εύκαμπτες θεμελιώσεις (π.χ. δεξαμενές) εδραζόμενες σε αργίλους (β) εύκαμπτες θεμελιώσεις (π.χ. δεξαμενές) εδραζόμενες σε άμμους (γ) άκαμπτα πέδιλα σε αργίλους (δ) άκαμπτα πέδιλα σε άμμους και (ε) παραδοχή γραμμικής κατανομής (Taylor, 1948)

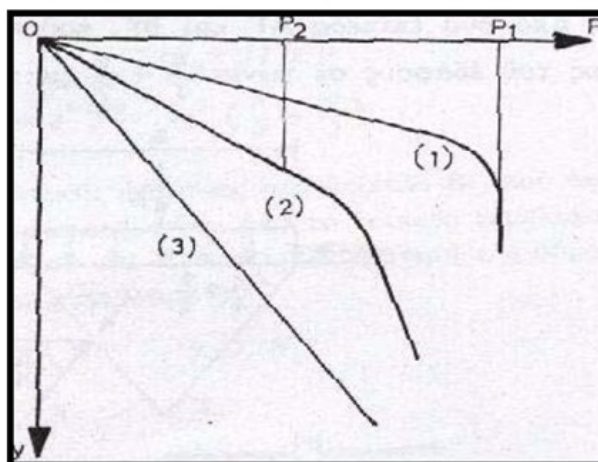
Με την παραδοχή της γραμμικής κατανομής του φορτίου της κατασκευής, η πίεση στην βάση του θεμελίου είναι:

$$q = \frac{\text{Φορτίο υποστηλώματος (P)}}{\text{Επιφάνεια θεμελίωσης (A)}} \quad (1)$$

Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να αναλάβει ένα θεμέλιο πριν αστοχήσει ονομάζεται **φορτίο αστοχίας ή οριακό φορτίο** ( $P_u$ ) και το πηλίκο του φορτίου αυτού ανά μονάδα επιφανείας εδάφους (τάση) ορίζεται ως **φέρουσα ικανότητα** ( $q_u$ , η αντοχή δηλαδή του εδάφους θεμελίωσης σε διατμητική θραύση). Η φέρουσα ικανότητα εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του εδάφους (φαινόμενο ειδικό βάρος ( $\gamma$ ), γωνία εσωτερικής τριβής ( $\phi$ ), συνοχή ( $c$ )), τις προϋπάρχουσες εσωτερικές τάσεις του εδάφους, το ποσοστό υγρασίας (υδάτινη κατάσταση) του εδάφους, τα χαρακτηριστικά του θεμελίου (σχήμα, μέγεθος, βάθος), αλλά και από το επίχωμα πρόσβασης. Στην κατάσταση αστοχίας αναπτύσσονται διακριτές επιφάνειες ολίσθησης, στις οποίες η διατμητική τάση παραμένει σταθερή και ίση με τη διατμητική αντοχή σε κάθε θέση σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας των Mohr - Coulomb. Η θραύση του εδάφους οφείλεται στην υπέρβαση της διατμητικής αντοχής του και συνοδεύεται από έντονη παραμόρφωση, με αποτέλεσμα την αστοχία της υπερκείμενης κατασκευής. Αυτό όμως που εν τέλει ενδιαφέρει έναν Πολιτικό Μηχανικό είναι η επιτρεπόμενη τάση. Ως επιτρεπόμενη τάση,  $q_{allow}$  (ασφαλή φέρουσα ικανότητα,  $q_{allow}=q_u/F$ ), ορίζεται το μέγιστο φορτίο, ανά μονάδα επιφανείας εδάφους (τάση), που εφαρμόζεται μέσω των πεδύλων θεμελίωσης, χωρίς να προκληθούν απαράδεκτες παραμορφώσεις, καθιζήσεις, ρηγματώσεις ή και θραύση της ανωδομής, όπου  $F$ , είναι ο συντελεστής ασφαλείας ώστε να μην προκληθούν τα προαναφερόμενα προβλήματα.

Με βάση τον Βαλαλά (1981), η καμπύλη του φορτίου συναρτήσει της καθίζησης παρουσιάζει μία από τις μορφές της Εικόνα 11. Εάν ένα θεμέλιο υποβληθεί σε υπερβολικό φορτίο τότε θα υπάρξει μερική ή ολική αστοχία του εδάφους θεμελίωσης. Σύμφωνα με τον Vesic (1973) οι επιφανειακές θεμελιώσεις μπορούν να αστοχήσουν ανάλογα με τη σύσταση του εδάφους με γενική θραύση, με τοπική θραύση ή με διείδυση (διάτρηση).

1. Γενική θραύση (general failure): αναπτύσσονται δύο σπειροειδείς επιφάνειες ολίσθησης μέχρι την επιφάνεια του εδάφους και η βύθιση του θεμελίου κατά την αστοχία συνοδεύεται από σημαντική παραμόρφωση του εδάφους που εμφανίζεται σαν διόγκωση στην ελεύθερη επιφάνεια (μεγάλο εύρος διατάραξης του) γύρω από το θεμέλιο.



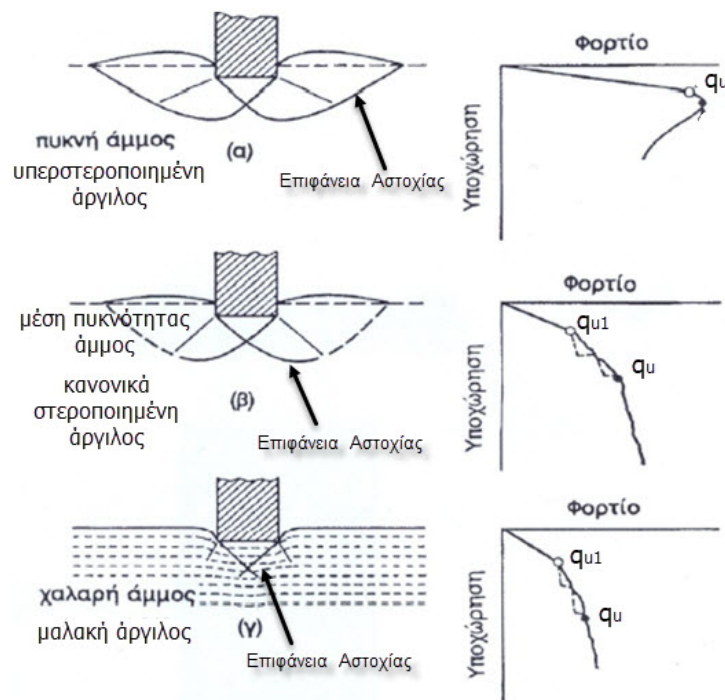
**Εικόνα 11:** Καμπύλη φορτίου συναρτήσει της καθίζησης. (1) το μέγιστο φορτίο πού μπορεί να μεταφερθεί στο έδαφος είναι αναμφισβήτητο το φορτίο  $P_1$ , (2) είναι ακόμα δυνατό να θεωρηθεί σαν φορτίο θραύσεως το φορτίο  $P_2$  πού αντιστοιχεί στο σημείο της καμπύλης όπου αρχίζουν να αυξάνονται απότομα οι καθιζήσεις, (3) δεν μπορεί να οριστεί φορτίο θραύσεως του εδάφους (Βαλαλάς, 1981)

Υπάρχει συνεχής, καλώς ορισμένη και διακριτή επιφάνεια αστοχίας μεταξύ της άκρης της θεμελίωσης και της επιφάνειας του εδάφους. Η αστοχία συνοδεύεται από κλίση της θεμελίωσης, πρόκειται για έντονη, καταστροφική θραύση η οποία επέρχεται ξαφνικά (ψαθυρά) και σε αυτή τη περίπτωση, η οριακή τιμή του φορτίου (τάση αστοχίας) είναι η μέγιστη τιμή. Συναντάται κυρίως σε πυκνά ή δύσκαμπτα εδάφη που υπόκεινται σε χαμηλή συμπύκνωση, όπως υπερστερεοποιημένες σκληρές και στιφρές αργίλοι καθώς και πυκνές άμμοι (Εικόνα 12α). Όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 12α, όσο αυξάνει το φορτίο, η καθίζηση θα αυξάνει. Υπάρχει ένα κρίσιμο σημείο που το φορτίο προς την επιφάνεια θα γίνει ίσο με τη φέρουσα ικανότητα. Τότε μια ξαφνική αστοχία θα συμβεί στο έδαφος που υποστηρίζει το θεμέλιο και η επιφάνεια αστοχίας του εδάφους θα επεκταθεί ως την επιφάνεια του εδάφους.

2. Τοπική θραύση (local failure): παρατηρείται μικρή ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους γύρω από το θεμέλιο και οι επιφάνειες ολίσθησης περιορίζονται μόνο κάτω από την επιφάνεια της θεμελίωσης. Σε αυτή τη μορφή αστοχίας, εμφανίζονται μεγάλες κατακόρυφες μετακινήσεις προτού οι επιφάνειες ολίσθησης εμφανισθούν στην επιφάνεια του εδάφους και συμπύκνωση του εδάφους κάτω από τη θεμελίωση με μερική ανάπτυξη πλαστικής ισορροπίας. Η αστοχία δεν είναι ψαθυρή και δεν προκαλεί κλίση στο θεμέλιο. Παρατηρείται σε συνεκτικά εδάφη μέσης αντοχής, σε κανονικά στερεοποιημένες αργίλους καθώς και σε μέσης πυκνότητας άμμους.

Ουσιαστικά η τοπική θραύση είναι μια ενδιάμεση κατάσταση ανάμεσα στις δύο ακραίες μορφές θραύσης, τη γενική και τη διείσδυση που θα περιγραφεί παρακάτω. Όπως και στη γενική θραύση, έτσι και στην τοπική μία αύξηση του φορτίου συνοδεύεται από αύξηση της καθίζησης (Εικόνα 12β).

3. Διείσδυση ή εισχώρηση ή διάτρηση (punching failure): Αντίθετα με τις δύο άλλες μορφές θραύσης, στη διείσδυση δεν αναπτύσσονται οι χαρακτηριστικές επιφάνειες ολίσθησης, υπάρχει βύθιση του θεμελίου λόγω συμπίεσης του υλικού κατά τη φόρτιση (μια συνεχιζόμενη κατακόρυφη καθίζηση) και δεν προκαλείται ανύψωση (διόγκωση) της επιφάνειας του εδάφους γύρω από το θεμέλιο (παραμένει απαραμόρφωτο). Πρόκειται για θραύση του εδάφους στην περίμετρο του θεμελίου και το φορτίο θραύσης δεν καθορίζεται επακριβώς. Παρατηρείται σε εδάφη πολύ υψηλής συμπίεστότητας, όπως οι χαλαρές άμμοι και οι μαλακές άργιλοι. Σε αυτήν την περίπτωση, η επιφάνεια αστοχίας στο έδαφος δεν θα επεκταθεί στην επιφάνεια του εδάφους. Όταν το φορτίο προς την επιφάνεια ξεπεράσει τη φέρουσα ικανότητα, η σχέση του φορτίου με την καθίζηση (Εικόνα 12γ) γίνεται απότομη και πρακτικά γραμμική.



**Εικόνα 12:** Είδη αστοχίας εδάφους σε θεμελίωση. (α) Γενική αστοχία, (β) Τοπική αστοχία, (γ) Αστοχία διείσδυσης (τροποποιημένο από Vesic, 1973)



Στην περίπτωση της τοπικής θραύσης και της διείσδυσης (Εικόνα 12β και γ), το φορτίο θραύσης δεν είναι ευδιάκριτο καθώς δεν είναι εύκολος ο προσδιορισμός της μέγιστης τιμής (οριακή τάση) και το έδαφος συμπεριφέρεται ως ιξώδες υλικό. Έτσι, είναι φανερό ότι θα πρέπει να καθορισθεί για ποιο μέγεθος της καθίζησης ορίζεται η θραύση.

Με βάση πειραματικά αποτελέσματα, ο Vesic (1973) πρότεινε μια σχέση (Εξ. (2)) για το τρόπο αστοχίας των θεμελίων που εδράζονται σε άμμο. Η Εικόνα 13 απεικονίζει τις μορφές αυτές αστοχίας της άμμου σε σχέση με τη σχετική πυκνότητα ( $D_r$ ) και το σχετικό βάθος (βάθος έδρασης προς πλάτος θεμελίωσης).

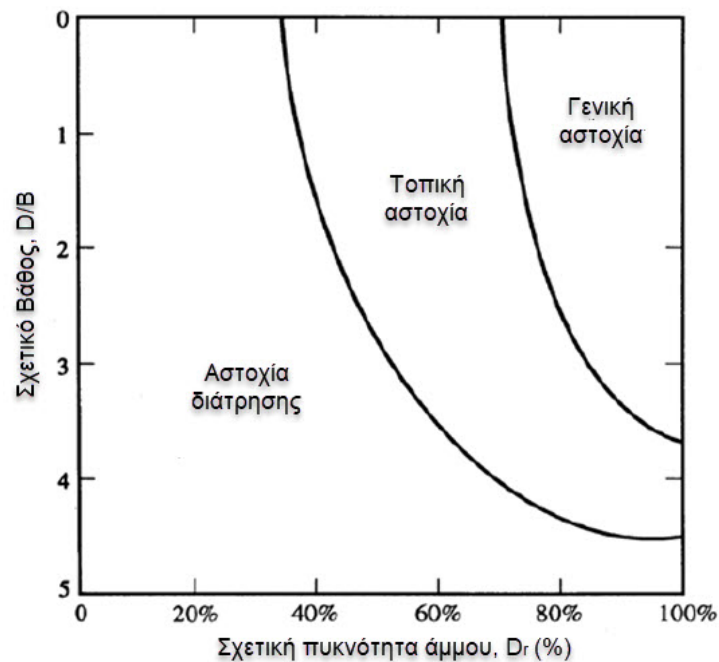
$$D_r(\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (2)$$

Για επιφανειακές θεμελιώσεις προκύπτει ότι:

Θεμελίωση σε πυκνές άμμους ( $> 67\%$ ) – γενική θραύση

Θεμελίωση σε χαλαρή έως μέσης πυκνότητας άμμους ( $35\% < < 67\%$ ) – τοπική θραύση

Θεμελίωση σε χαλαρή άμμο ( $< 35\%$ ) – διείσδυση



**Εικόνα 13:** Τύποι αστοχίας θεμελίωσης σε άμμο σε σχέση με το σχετικό βάθος και τη σχετική πυκνότητα (τροποποιημένο από Vesic, 1973)

## 2.2 Μηχανισμός αστοχίας

Ο μηχανισμός αστοχίας κάτω από την επιφάνεια ενός φορτιζόμενου πεδίου περιγράφεται με τη θεωρία της πλαστικότητας. Το έδαφος θεωρείται ως ομοιογενές

ημίχωρος άπειρου βάθους, το οποίο συμπεριφέρεται αρχικά ως απαραμόρφωτο και στη συνέχεια ως τελείως πλαστικό υλικό (rigid-plastic). Δηλαδή, για φορτίο μικρότερο του φορτίου αστοχίας, το υλικό δεν παραμορφώνεται, ενώ με την επιβολή του φορτίου αστοχίας, αναπτύσσονται διακριτές επιφάνειες ολίσθησης, στις οποίες η διατμητική τάση παραμένει σταθερή και ίση με τη διατμητική αντοχή σε κάθε θέση σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας του υλικού. Η εκτίμηση του φορτίου αστοχίας θεμελίων και ο προσδιορισμός των επιφανειών ολίσθησης, οι οποίες ικανοποιούν το κριτήριο αστοχίας των Mohr - Coulomb αποτελεί το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας μιας επιφανειακής θεμελίωσης, το οποίο θα περιγραφεί στη συνέχεια.

Ο Rankine (1857) πρότεινε ένα τρόπο αστοχίας του εδάφους μελετώντας την πλαστική ισορροπία δύο σημείων (ενός ακριβώς κάτω από το πέδιλο, "I" και ενός έξω από το πέδιλο, "II" Εικόνα 14). Στο σημείο κάτω από το πέδιλο (στοιχείο I) υπάρχει ενεργητική κατάσταση, η κατακόρυφη τάση είναι η κύρια τάση ( $\sigma_v = \sigma_1$ ) και η πλευρική τάση είναι η δευτερεύουσα ( $\sigma_h = \sigma_3$ ) και από όσα γνωρίζουμε για μη συνεκτικά εδάφη ισχύει:

Για το στοιχείο I,  $\sigma_{h(I)} = K_A \sigma_{v(I)} \Leftrightarrow$

$$\sigma_{3(I)} = K_A * \sigma_{1(I)} \quad (3)$$

Όμως το

$$K_A = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}, \text{ άρα η (3) γίνεται } \sigma_{3(I)} = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \sigma_{1(I)} \quad (4)$$

Επίσης, σχηματίζονται γραμμές ολίσθησης με κλίση  $45 + \varphi/2$  ως προς τον οριζόντιο άξονα λόγω της ενεργητικής κατάστασης.

Αντιστοίχως έξω από το πέδιλο (στοιχείο II) με βάση τη θεωρία του Rankine σχηματίζονται γραμμές ολίσθησης για παθητική κατάσταση (κλίση  $45 - \varphi/2$  ως προς το οριζόντιο άξονα) και στο σημείο αυτό για μη συνεκτικά εδάφη ισχύει:

Για το στοιχείο II,  $\sigma_{h(II)} = K_P \sigma_{v(II)} \Leftrightarrow$

$$\sigma_{1(II)} = K_P * \sigma_{3(II)} \quad (5)$$

$$\text{όπου } K_P = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}, \text{ άρα η (5) γίνεται } \sigma_{1(II)} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \sigma_{3(II)} \quad (6)$$

αφού, στην παθητική κατάσταση  $\sigma_h > \sigma_v$ .

Όταν η τάση που δέχεται το πέδιλο φτάσει στην μέγιστη φέρουσα ικανότητα ( $\sigma_1 = q_u$ ), τότε στο στοιχείο I εμφανίζεται κατάσταση πλαστικής παραμόρφωσης.

$$\text{Η (4) γίνεται } \sigma_{3(I)} = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} q_u \quad (7)$$

Επίσης η  $\sigma_{3(II)} = \gamma * D$ ,

Όπου,

$\gamma$ , το φαινόμενο βάρος του εδάφους και

$D$ , το βάθος θεμελίωσης

Η αστοχία στο I θα συμβεί μόνο όταν και το γειτονικό στοιχείο II αποτυγχάνει, δηλαδή όταν  $\sigma_{3(I)} = \sigma_{1(II)}$ .

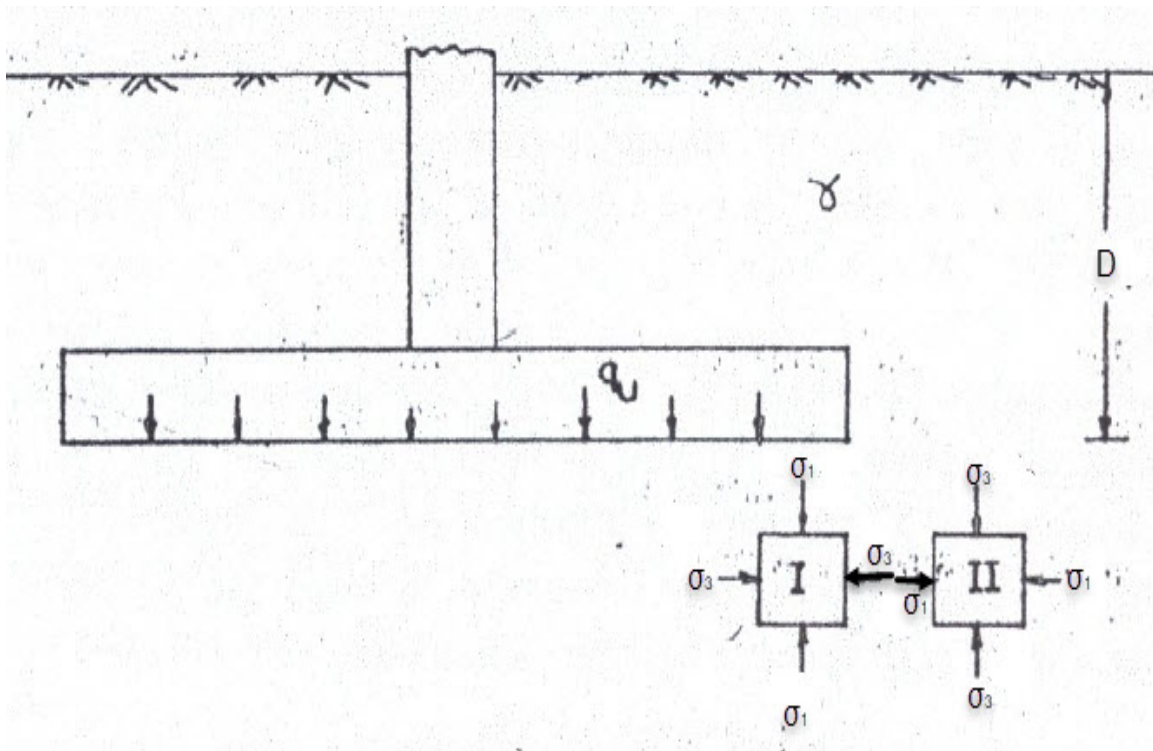
$$\text{Άρα } \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} q_u = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \gamma D \Leftrightarrow q_u = \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}\right)^2 * \gamma * D \quad (8)$$

Εφαρμόζοντας τα ίδια ο Rankine για συνεκτικά εδάφη κατέληξε στον παρακάτω τύπο:

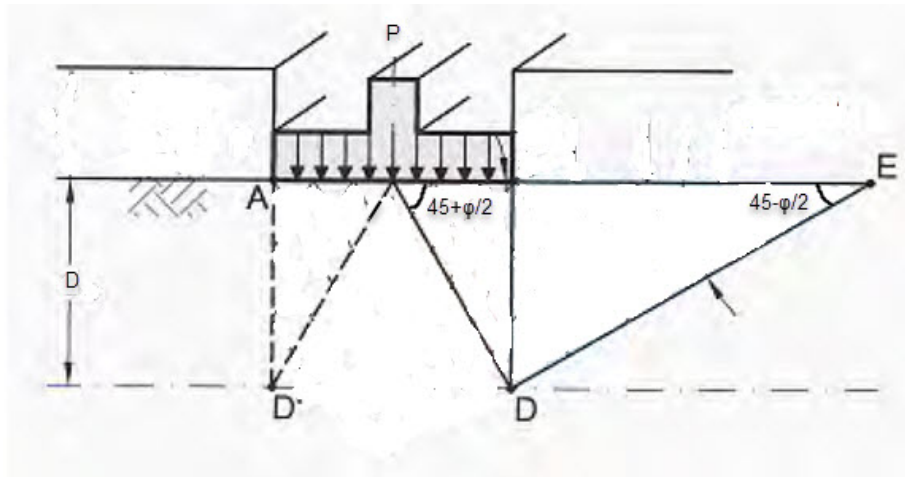
$$q_u = c * \cos\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \left(\left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}\right)^2 - 1\right) + \gamma * D \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}\right)^2 \quad (9)$$

Ο μηχανισμός αστοχίας φαίνεται αναλυτικά στην Εικόνα 15. Από την εικόνα αυτή προκύπτει ότι το μέγιστο βάθος επιρροής  $D$ , δίνεται από τον τύπο:

$$D = b * \tan(45 + \varphi/2) \quad (10)$$



**Εικόνα 14:** Μελέτη τρόπου αστοχίας εδάφους κάτω από θεμέλιο (τροποποιημένο, από Rankine 1857)



**Εικόνα 15:** Μηχανισμός αστοχίας κάτω από θεμέλιο (τροποποιημένο από Rankine 1857)

Η λύση για το μηχανισμό αστοχίας κάτω από θεμέλιο με βάση τη θεωρία του Rankine δεν ικανοποιούσε όλες τις περιπτώσεις (οι επιφάνειες ολίσθησης είναι μόνο ευθείες γραμμές) και για αυτό δεν είχε μεγάλη απήχηση στην επιστημονική κοινότητα. Το 1920 ο Prandtl πρότεινε ένα πιο βελτιωμένο μηχανισμό θραύσης για το έδαφος, θεωρώντας ένα επιμήκες, επιφανειακό θεμέλιο, το οποίο κινείται ελεύθερα πάνω στο έδαφος (λεία επιφάνεια) και το οποίο βυθίζεται κατακόρυφα μέσα σε αυτό, τη στιγμή της θραύσης. Ο μηχανισμός αστοχίας κατά τον Prandtl (1920) περιλαμβάνει 3 περιοχές (Εικόνα 16):

- Την τριγωνική ζώνη (I) με τη μορφή σφήνας ακριβώς κάτω από το θεμέλιο, η οποία ωθείται μέσα στο έδαφος ενώ ταυτόχρονα ωθεί τις εδαφικές ζώνες II και III. Επειδή, ο Prandtl θεώρησε ότι δεν υπάρχει τριβή μεταξύ θεμελίου και εδάφους (λεία βάση), το εδαφικό υλικό μέσα στη σφήνα ABC (Εικόνα 16) παραλαμβάνει θλιπτικές δυνάμεις και τείνει να κινηθεί σύμφωνα με την ενεργητική κατάσταση (θεωρία του Rankine). Επομένως, στο πρίσμα (I) η κατακόρυφη ορθή τάση είναι η μέγιστη κύρια τάση και οι επιφάνειες ολίσθησης σχηματίζουν γωνία  $45 + \phi/2$  ως προς την οριζόντια και τέμνονται μεταξύ τους κατά γωνία  $\theta = 90 - \phi$ . Η ζώνη αυτή ονομάζεται ενεργός ζώνη κατά Rankine.
- Η ώθηση του εδάφους προς τα πλάγια προκαλεί την μετακίνηση και ανύψωση μιας περιοχής (III) έξω από το πέδιλο. Η περιοχή αυτή δέχεται πλευρικές ωθήσεις λόγω διεύδυσης της σφήνας και βρίσκεται σε κατάσταση παθητικής ισορροπίας. Η οριζόντια τάση, που είναι η μέγιστη κύρια τάση, είναι μεγαλύτερη από την κατακόρυφη (η κατακόρυφη τάση στο πρίσμα αυτό είναι ίση με την επιφόρτιση γύρω από το θεμέλιο στη στάθμη έδρασης, όπως προαναφέραμε και στη θεωρία του Rankine). Οι επιφάνειες ολίσθησης σχηματίζουν γωνία  $45 - \phi/2$  ως προς τον

οριζόντιο άξονα και τέμνονται μεταξύ τους υπό γωνία  $90+\varphi$  (Εικόνα 16).

- Στον χώρο μεταξύ της σφήνας (I) που κινείται προς τα κάτω και του παθητικού πρήσματος (III) που κινείται πλευρικά και πάνω, υπάρχει μια περιοχή (II) η οποία βρίσκεται σε ενδιάμεση κατάσταση πλαστικής ισορροπίας. Η περιοχή αυτή παρουσιάζει καμπύλη επιφάνεια ολίσθησης, μορφής λογαριθμικής σπείρας (log spiral, Εικόνα 16).

Η ακτίνα της λογαριθμικής σπείρας δίνεται από τον τύπο:

$$r = r_0 * e^{\theta \tan \varphi} \quad (11)$$

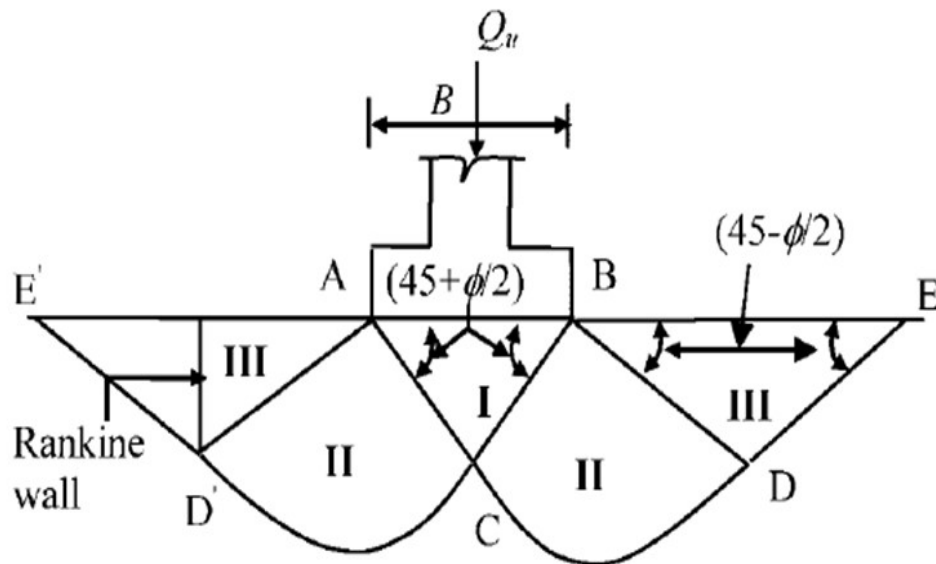
Όπου,

$r_0$ =η πλευρά της σφήνας (BC ή AC)

$\theta$ , η γωνία που σχηματίζουν οι  $r$  και  $r_0$  (εκφρασμένη σε ακτίνια)

$\varphi$ , η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους

Όταν ( $\varphi=0$ ), η λογαριθμική σπείρα γίνεται τόξο κύκλου.



**Εικόνα 16:** Μηχανισμός αστοχίας πεδίου κατά Prandtl (1920)

Ο Prandtl θεωρεί πως η επιφάνεια αστοχίας που περιγράφεται παραπάνω ισχύει όταν εδαφικό υλικό είναι αβαρές και πως η αστοχία του εδαφικού υλικού θα πραγματοποιηθεί όταν η διατμητική αντοχή κατά μήκος των επιφανειών ολίσθησης, που προσδιορίζεται από το κριτήριο θραύσης Mohr – Coulomb ξεπεραστεί. Τη στιγμή εκείνη το φορτίο  $Q_u$  που

ασκείται πάνω στις πλευρές της σφήνας (AC, BC) είναι μεγαλύτερο από την παθητική δύναμη και έτσι το τμήμα III μετακινείται προς τα πάνω. Η φέρουσα ικανότητα είναι, όπως προαναφέρθηκε, η οριακή τιμή της τάσης, ώστε να πραγματοποιηθεί θραύση τους εδάφους.

Ο μηχανισμός αυτός έχει επαληθευθεί άμεσα με ικανοποιητική προσέγγιση από διάφορα πειραματικά μοντέλα, με προσομοιώματα πεδילוδοκών αλλά και έμμεσα σε δοκιμές φωτοελαστικότητας.

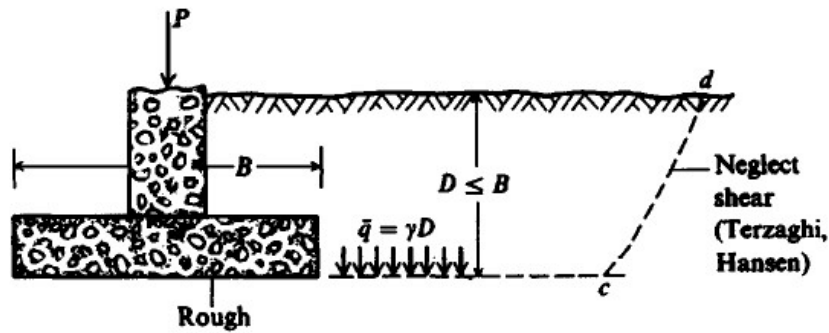
Επίσης σημαντικό είναι να υπενθυμίσουμε ότι η θεωρία του Prandtl είναι έγκυρη μόνο για πέδιλα με απόλυτα λεία βάση που βρίσκεται σε επικοινωνία με το έδαφος. Καθώς τα πραγματικά πέδιλα έχουν τραχιά επιφάνεια, η θεωρία δεν μπορεί να δώσει ακριβή αποτελέσματα.

Το 1943 ο Terzaghi τροποποίησε το μηχανισμό αστοχίας του Prandtl επειδή σε κάποιες περιπτώσεις οδηγούσε σε υπερβολικές τιμές της φέρουσας ικανότητας. Ο Terzaghi θεώρησε την ύπαρξη τριβής μεταξύ πεδίλου και εδάφους, η οποία περιορίζει τη γωνία της σφήνας σε  $\varphi$  (Εικόνα 17). Αυτό οδηγεί σε μικρότερο όγκο σφήνας, μικρότερο μήκος της επιφάνειας αστοχίας και άρα μικρότερη  $q_u$ . Επομένως, ο Terzaghi πρότεινε μια καλά σχεδιασμένη θεωρία για τον καθορισμό της φέρουσας ικανότητας ενός ρηχού (βάθος  $D$ ), τραχιού, άκαμπτου, απειρομήκους θεμελίου ( $L \gg B$ ) που υποστηρίζεται από ένα ομοιογενές στρώμα εδάφους με φαινόμενο βάρος ( $\gamma$ ) που εκτείνεται σε μεγάλο βάθος. Όρισε, όπως προαναφέρθηκε, ως ρηχό το θεμέλιο εκείνο όπου το πλάτος ( $B$ ) είναι ίσο ή μεγαλύτερο από το βάθος ( $D$ ) και θεώρησε πως η διατμητική αντοχή του εδάφους δίνεται από το νόμο των Mohr Coulomb.

$$\tau = c + \sigma_n * \tan\varphi \quad (12)$$

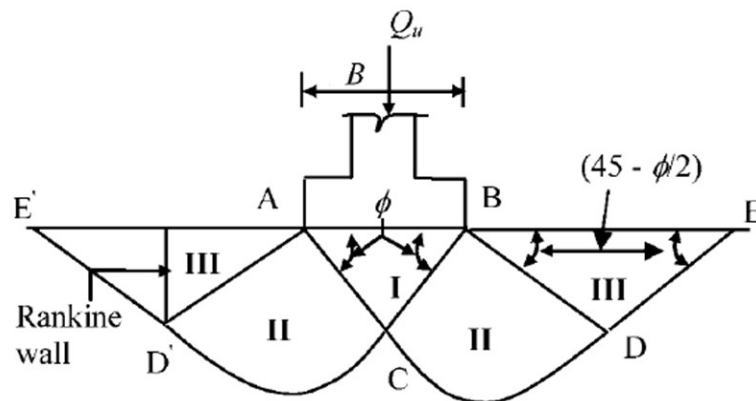
Επίσης για να ισχύει ο μηχανισμός του Terzaghi πρέπει το φορτίο που ασκείται στο πέδιλο να είναι κατακόρυφο και να διανέμεται ομοιόμορφα και κεντρικά επί οριζοντίου εδάφους. Επιπλέον ο Terzaghi, αντίθετα από τον Prandtl, έλαβε υπόψη το βάρος του εδάφους, αλλά αγνόησε τη διατμητική αντίσταση του εδάφους πάνω από τη θεμελίωση (Εικόνα 17, το ίδιο έκανε και ο Hansen, όπως θα αναφερθεί παρακάτω). Η επίδραση του υπερκείμενου εδάφους αντικαθίσταται και από τους δυο επιστήμονες με τη χρήση ομοιόμορφου φορτίου  $q = \gamma * D$ .

Από την παραδοχή ότι το έδαφος είναι στερεό πλαστικό σώμα, αλλά και το γεγονός ότι τα θεμέλια τοποθετούνται γενικά στο έδαφος που είναι καλά συμπίεσμένο, συμπεραίνεται ότι η θεωρητική λύση Terzaghi ανταποκρίνεται στην περίπτωση της γενικής θραύσης.



**Εικόνα 17:** Αγνόηση τη διατμητικής αντίστασης του εδάφους πάνω από τη θεμελίωση από Terzaghi και Hansen (Bowles, 1996)

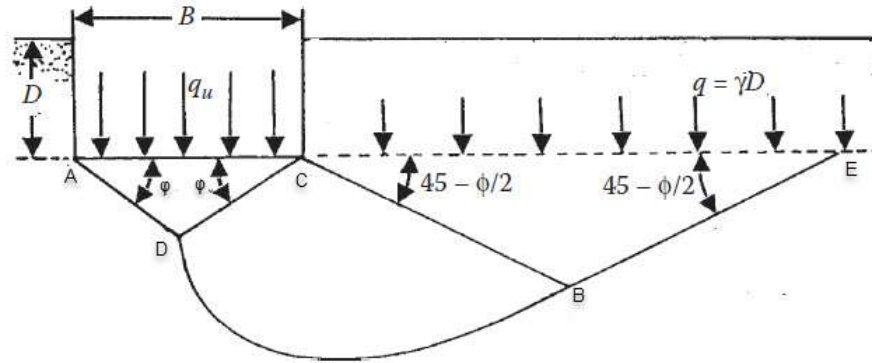
Όπως και ο Prandtl, έτσι και ο Terzaghi διακρίνει τη ζώνη αστοχίας σε τρεις περιοχές (Εικόνα 18) αντίστοιχες με αυτές του Prandtl. Η μόνη διαφορά είναι ότι η γωνία που σχηματίζουν οι επιφάνειες αστοχίας με το οριζόντιο επίπεδο μέσα στη σφήνα είναι  $\phi$  και ότι ο Terzaghi λαμβάνει υπόψη το βάρος του εδάφους. Για αβαρές έδαφος (θεωρία Prandtl) η λογαριθμική σπείρα είναι μοναδική και το κέντρο της είναι στο άκρο του πεδύλου, ενώ ο Terzaghi υπέθεσε ότι το κέντρο της λογαριθμικής σπείρας είναι πάνω στο BD (Εικόνα 18).



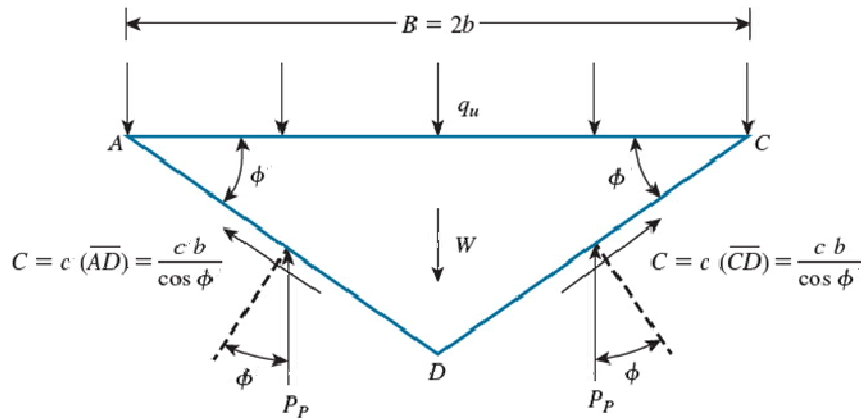
**Εικόνα 18:** Μηχανισμός αστοχίας θεμελίου κατά Terzaghi (1943)

Η φέρουσα ικανότητα,  $q_u$ , του θεμελίου προσδιορίστηκε από τον Terzaghi εξετάζοντας την ισορροπία της τριγωνικής σφήνας ACD που φαίνεται στην Εικόνα 19. Αυτό φαίνεται σε μεγαλύτερη κλίμακα στην Εικ. 20. Εάν τάση ίση με τη φέρουσα ικανότητα ( $q_u$ ) εφαρμοστεί στο θεμέλιο και συμβεί γενική αστοχία διάτμησης, η παθητική δύναμη,  $P_p$ , θα δράσει σε κάθε μία από τις όψεις της σφήνας ACD. Αυτό είναι εύκολο να γίνει αντιληπτό αν φανταστούμε ότι τα CD και AD είναι τοίχοι που ωθούν τις σφήνες του εδάφους για να προκαλέσουν παθητική αστοχία. Η  $P_p$  πρέπει να έχει κλίση  $\delta'$  (που είναι η γωνία τριβής του τοίχου) με τις κάθετες στις σφήνες (δηλαδή, AD και CD). Έχοντας έδαφος και στις δύο πλευρές των AD και CD, το  $\delta'$  πρέπει να είναι ίσο με τη γωνία τριβής του εδάφους,  $\phi$ .

Επειδή AD και CD σχηματίζουν γωνία  $\phi$  προς την οριζόντια, η κατεύθυνση του  $P_p$  πρέπει να είναι κατακόρυφη (Εικόνα 20).



**Εικόνα 19:** Μηχανισμός αστοχίας εδάφους με την επίδραση υπερκείμενου εδάφους κατά Terzaghi (1943)



**Εικόνα 20:** Ανάλυση ισορροπίας των δυνάμεων που ασκούνται σε ένα πέδιλο  
Λαμβάνοντας υπόψη ένα μοναδιαίο μήκος για το θεμέλιο, ισχύει για την ισορροπία:

$$q_u * 2b * 1 = -W + 2 * C * \sin\Phi + 2 * P_p \quad (13)$$

Όπου,

$2b$ , το πλάτος του πεδίου (B),

$W$ , το βάρος της εδαφικής σφήνας ACD και είναι ίσο με  $W = \gamma * V = \gamma * b^2 * \tan\Phi$

$C$ , η δύναμη συνοχής που ενεργεί στις δυο πλευρές της σφήνας (AD, CD) και η οποία είναι ίση με τη συνοχή επί το μήκος της κάθε πλευράς  $C = \frac{c*b}{\cos\Phi}$

Οπότε η

$$(13) \Leftrightarrow 2 * b * q_u = 2 * P_p + 2 * b * c * \tan\Phi - \gamma * b^2 * \tan\Phi \quad (14)$$

ή αλλιώς



$$q_u * B = 2 * P_p + B * c * \tan\Phi - \frac{1}{4} \gamma * B^2 * \tan\Phi \quad (15)$$

Όμως η παθητική δύναμη  $P_p$  μπορεί να είναι:

$$P_p = P_{p\gamma} + P_{pq} + P_{pc} \quad (16)$$

Όπου,

$P_{p\gamma}$ , η παθητική δύναμη από το ίδιο βάρος της εδαφικής σφήνας,

$P_{pq}$ , η παθητική δύναμη από το πλευρικό επιπρόσθετο φορτίο,

$P_{pc}$ , η παθητική δύναμη που προκύπτει από τη συνοχή του εδάφους

$$H (15) \Leftrightarrow q_u * B = 2 * (P_{p\gamma} + P_{pq} + P_{pc}) + B * c * \tan\Phi - \frac{1}{4} \gamma * B^2 * \tan\Phi$$

Αν θέσουμε :

$$2 * P_{p\gamma} - \frac{1}{4} \gamma * B^2 * \tan\Phi = B * \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma$$

$$2 * P_{pq} = B * q * N_q$$

$$2 * P_{pc} + B * c * \tan\Phi = B * c * N_c$$

Όπου,

$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ , οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά Terzaghi

τότε η (15) γίνεται:

$$q_u = c * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (17)$$

Όπου

$$q = \gamma * D,$$

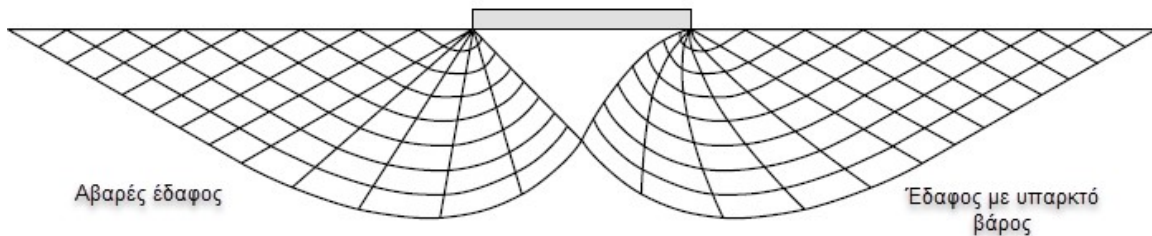
Ουσιαστικά η εξίσωση του Terzaghi βασίζεται σε μια λύση που χρησιμοποιεί την επαλληλία (superposition) για να συνδυάσει την επίδραση της συνοχής, το πρόσθετο πλαϊνό φορτίο και το βάρος του εδάφους.

Τόσο η θεωρία του Prandtl, όσο και αυτή του Terzaghi δεν είναι κατάλληλες για θεμέλια με οριζόντια διάτμηση, ροπή ή βάσεις υπό κλίση. Η μέθοδος του Terzaghi είναι αξιόπιστη, κυρίως όταν εφαρμόζεται για συμμετρικές φορτίσεις.

Ο Meyerhof, το 1963 πρότεινε με τη σειρά του, τη δική του λύση, η οποία πλεονεκτεί αυτής των Prandtl και Terzaghi στο ότι μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς ιδιαίτερους περιορισμούς. Θεώρησε τη γωνία που δημιουργεί η επιφάνεια αστοχίας με το οριζόντιο επίπεδο στη σφήνα ως  $45 + \phi/2$  (όπως ο Prandtl), τη βάση του πεδύλου τραχιά (Terzaghi) και έδωσε τη δυνατότητα να προσδιοριστεί η φέρουσα ικανότητα και για λοξή φόρτιση

(υπό γωνία  $\theta$  ως προς την κατακόρυφο). Επίσης, στην προσπάθεια του να βρει λύση στην αγνόηση της διατμητικής αντίστασης κατά μήκος της επιφάνειας  $cd$  (Εικόνα 17) πρόσθεσε κάποιους συντελεστές που τους ονόμασε συντελεστές βάθους ( $d$ ).

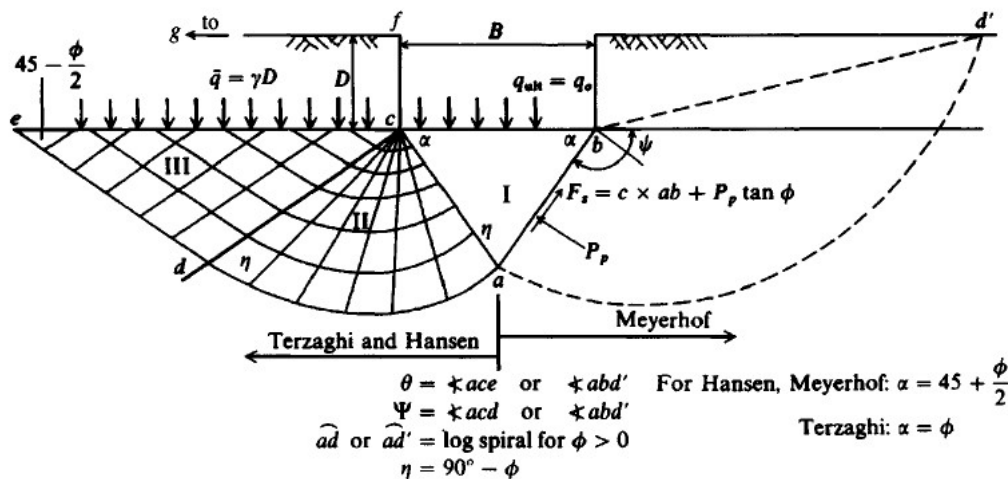
Ο Hansen το 1970, θεωρώντας το μηχανισμό του Prandtl, διατύπωσε μία διαφορετική λύση (slip-line technique, που πρώτος πρότεινε ο Sokolovski, 1965), η οποία μπορεί να εφαρμοστεί όπου και αυτή του Meyerhof καθώς και για κεκλιμένη βάση, αλλά και όταν το βάθος θεμελίωσης είναι μεγαλύτερο του πλάτους πεδίου. Η θεωρία αυτή αναφέρει ότι όταν υπάρχει ένα έδαφος το οποίο παρουσιάζει βάρος, οι γραμμές ολίσθησης στη σφήνα και στη λογαριθμική σπείρα είναι καμπύλες και γίνονται ευθείες στην παθητική ζώνη (Εικόνα 21). Όπως προαναφέρθηκε, ο Hansen, όπως και ο Terzaghi αγνόησε τη διατμητική αντίσταση του υπερκείμενου εδάφους.



**Εικόνα 21:** Γραμμές ολίσθησης σε αβαρές έδαφος και σε έδαφος με υπαρκτό βάρος (τροποποιημένο από Sokolovski, 1965)

Στην Εικόνα 22 απεικονίζονται οι διαφορές μεταξύ Meyerhof, Terzaghi και Hansen.

Ο Vesic (1973) επιβεβαίωσε ότι η βασική αρχή για τις θραυόμενες επιφάνειες στα εδάφη, όπως αποδείχτηκε από τον Terzaghi, είναι σωστή. Ωστόσο, θεώρησε ότι η γωνία που σχηματίζουν οι κεκλιμένες επιφάνειες  $AC$  και  $BC$  με την οριζόντια είναι πιο κοντά στο  $(45 + \phi/2)$ , θεωρία Prandtl παρά στην γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$  και χρησιμοποίησε τις αριθμητικές λύσεις που προτάθηκαν από τους Caquot and Kerisel (1953).



**Εικόνα 22:** Διαφορές μηχανισμών αστοχίας Terzaghi, Meyerhof, Hansen (Bowles, 1996)

Ανακεφαλαιώνοντας, η λύση του Rankine δεν θεωρήθηκε επαρκής, γιατί θεωρεί ότι κάτω από το θεμέλιο αναπτύσσεται μια ενεργή και μια παθητική ζώνη, στις οποίες οι επιφάνειες ολίσθησης είναι ευθείες γραμμές. Η θεωρία του Prandtl χρησιμοποιείται μόνο για πέδιλα με απόλυτα ομαλή, λεία βάση και όταν το εδαφικό υλικό υποτίθεται ότι είναι αβαρές. Καθώς όμως τα πραγματικά πέδιλα έχουν τραχιά επιφάνεια, η θεωρία του Prandtl δεν μπορεί να δώσει ακριβή αποτελέσματα. Από την άλλη πλευρά, η μέθοδος του Terzaghi, παρ' ότι θεωρεί ότι οι επιφάνειες αστοχίας είναι της ίδιας μορφής με του Prandtl (ενεργητική σφήνα, λογαριθμική σπείρα και παθητική ζώνη) εφαρμόζεται σε πέδιλα με τραχιά βάση (γωνιά  $\phi$  με τον οριζόντιο άξονα) και υποθέτει έδαφος με υπαρκτό βάρος. Αν και χρησιμοποιείται ευρέως, τα αποτελέσματα της είναι αμφισβητήσιμα αφού ο Terzaghi θεωρεί το έδαφος γραμμικό, ισότροπο και ελαστικό υλικό, κάτι που δεν ισχύει. Έχει αποδειχτεί μέσα στο πέρασμα των χρόνων, ότι η λύση αυτή δίνει μεγαλύτερες τιμές φέρουσας ικανότητας, σε σχέση με τις τιμές που προκύπτουν από πειραματικές δοκιμές (υποδιαστασιολόγηση) κάτι που είναι μη ασφαλές.

Οι μέθοδοι Meyerhof, Hansen και Vesic βασιζόμενες κυρίως πάνω στο μηχανισμό αστοχίας του Prandtl, κατάφεραν με μικρές αλλαγές να μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε περιπτώσεις κλίσης και εκκεντρότητας των φορτίων, όταν οι βάσεις είναι κεκλιμένες και οι επιφάνειες επικλινείς, καθώς και σε μεγάλα βάθη θεμελίωσης και για το λόγο αυτό τυγχάνουν ευρείας αποδοχής και εφαρμογής (Αναγνωστόπουλος, 1994). Μάλιστα η θεωρία του Hansen φαίνεται να δίνει τιμές φέρουσας ικανότητας, οι οποίες είναι πολύ κοντά σε αυτές που προκύπτουν πειραματικά. Παρ' όλα αυτά σε συμμετρικές φορτίσεις, μικρού βάθους, με κατακόρυφο φορτίο και οριζόντια τραχιά επιφάνεια, η μέθοδος του Terzaghi θεωρείται αρκετά αξιόπιστη και έχει επικρατήσει η εφαρμογή της.

Οι εξισώσεις που πρότεινε ο κάθε ένας από τους προαναφερόμενους επιστήμονες θα παρουσιαστούν αναλυτικά στο 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο.

## **3 Μέθοδοι υπολογισμού φέρουσας ικανότητας- Τιμές συντελεστή $N_{\gamma}$**

### **3.1 Μέθοδοι υπολογισμού φέρουσας ικανότητας**

Στο προηγούμενο κεφάλαιο ασχοληθήκαμε με τον ορισμό της φέρουσας ικανότητας και τους μηχανισμούς αστοχίας του εδάφους κάτω από το πέδιλο. Στο κεφάλαιο αυτό θα περιγραφούν οι μεθοδολογίες οι οποίες βοηθούν στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας.

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητα θεμελιώσεων απαιτεί την ικανοποίηση των παρακάτω συνθηκών:

- Σχέσεις τάσεων - παραμορφώσεων και κριτήρια αστοχίας (π.χ. Mohr - Coulomb),
- εξισώσεις ισορροπίας,
- εξισώσεις συμβιβαστού παραμορφώσεων,
- συνοριακές συνθήκες τάσεων και μετακινήσεων.

Το θεωρητικό υπόβαθρο προβλέπει 3 γενικές μεθοδολογίες για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας ενός στοιχείου θεμελίωσης (Βαλαλάς, 1981). Αυτές είναι οι μέθοδοι οριακής ανάλυσης - οριακής ισορροπίας (εμπειρικές μεθόδους), οι αριθμητικές και οι αναλυτικές μέθοδοι (περιορίζονται σε συγκεκριμένα προβλήματα).

#### **3.1.1 Μέθοδοι οριακής ανάλυσης – οριακής ισορροπίας**

Η οριακή ανάλυση (limit analysis) εξετάζει μόνο μερικές συνθήκες, εφαρμόζεται σε αρκετά προβλήματα (θεωρία πλαστικότητας), αλλά δυστυχώς αποδίδει μόνο το φορτίο αστοχίας ( $q_u$ ). Διακρίνεται σε μεθόδους κατώτερου ορίου (lower bound) ή στατικά αποδεκτές (statically admissible) και ανώτερου ορίου (upper bound) ή κινηματικά αποδεκτές (kinimatically admissible). Ειδικότερα, οι μέθοδοι κατώτερου ορίου αποδίδουν ένα κάτω όριο φορτίου (μικρότερο του πραγματικού), ικανοποιώντας εξισώσεις ισορροπίας, κριτήρια αστοχίας και συνοριακές συνθήκες τάσεων. Οι δε μέθοδοι ανώτερου ορίου αποδίδουν ένα άνω όριο φορτίου (μεγαλύτερο του πραγματικού), ικανοποιώντας εξισώσεις συμβιβαστού των παραμορφώσεων, κριτήρια αστοχίας και συνοριακές συνθήκες μετακινήσεων. Γενικά οι θεωρίες ανώτερου ορίου εφαρμόζονται συχνότερα στην αστοχία του εδάφους γιατί είναι πιο εύκολο να φτιαχτεί ένας αποδεκτός κινηματικός

μηχανισμός αστοχίας παρά ένα στατικός. Αν και οι μέθοδοι ανώτερου ορίου δίνουν μια καλή εκτίμηση της αστοχίας του υλικού, οι κατώτερου ορίου είναι περισσότερο αξιόπιστες γιατί είναι συντηρητικές (αν το φορτίο σχεδιασμού δεν υπερβεί το κάτω όριο, σίγουρα δε θα υπερβεί και το πραγματικό φορτίο αστοχίας) και καταλήγουν σε ασφαλείς συνδυασμούς. Υπάρχουν ωστόσο λύσεις που αποτελούν ταυτόχρονα κάτω και άνω όριο, καθιστώντας τις ακριβείς λύσεις.

Οι μέθοδοι της οριακής ανάλυσης ή οριακής ισορροπίας υπολογίζουν τη φέρουσα ικανότητα ενός επιφανειακού θεμελίου χρησιμοποιώντας τη γωνία εσωτερικής τριβής ( $\varphi$ ) και τη συνοχή ( $c$ ) και πραγματοποιούνται με την εξέταση της ισορροπίας κατά μήκος των πιθανών επιφανειών αστοχίας. Οι πιο γνωστές και ευρέως χρησιμοποιούμενες εξισώσεις είναι αυτές που προκύπτουν από τις μεθόδους των Rankine (1857), Prandtl (1920), Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Hansen (1970) και Vesic (1973) οι οποίες αναφέρθηκαν στο 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο.

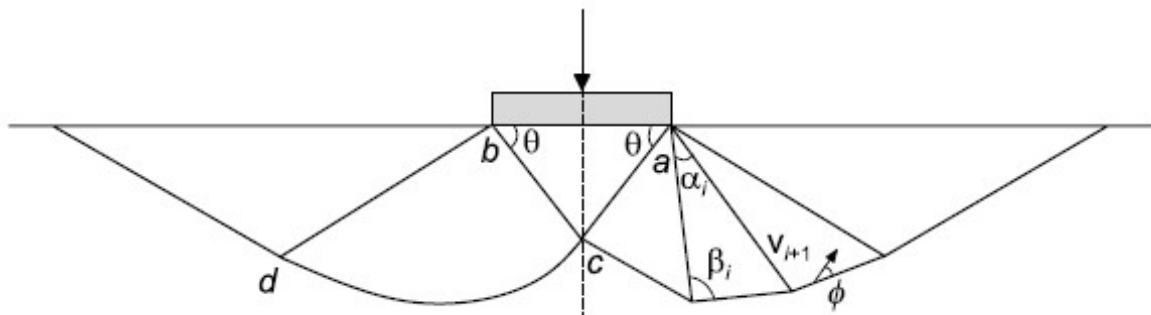
Όπως προαναφέρθηκε ο βασικός τύπος της φέρουσας ικανότητας είναι:

$$q_u = c * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma$$

Η θεωρία του Prandtl είναι μια λύση ανώτερου ορίου (Εικόνα 23) και στόχος της είναι να εντοπίσει μια ιδιαίτερη επιφάνεια στην οποία το προσδιορισμένο φορτίο θραύσης να είναι το ελάχιστο. Η επιφάνεια αυτή, όπως περιγράφηκε αναλυτικά στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο, συντίθεται από μια ενεργητική σφήνα, μια log-spiral ζώνη και μια παθητική σφήνα. Ισχύει για αβαρές εδαφικό υλικό και λείο θεμέλιο (Εικόνα 23). Η log-spiral ζώνη είναι μοναδική και το κέντρο της είναι το άκρο του πεδύλου (σημείο b, Εικόνα 23). Στην περίπτωση αυτή η μέθοδος του Prandtl δίνει ακριβείς λύσεις για τους  $N_c$  και  $N_q$ , αλλά δεν μπορεί να υπολογίσει το  $N_\gamma$ .

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} * (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi$$



**Εικόνα 23:** Μηχανισμός αστοχίας Prandtl. Λύση ανώτερου ορίου (τροποποιημένο από Prandtl, 1920)

Ο Terzaghi βασίστηκε στον Prandtl, αλλά θεώρησε πως το εδαφικό υλικό δεν είναι αβαρές και το πέδιλο παρουσιάζει τραχύτητα, με αποτέλεσμα να διαφέρει η επιφάνεια θραύσης. Υπέθεσε πως το κέντρο της λογαριθμικής σπείρας είναι πάνω στην πλευρά bd (Εικόνα 23) και έτσι κατάφερε με μια γραφική μέθοδο να προσδιορίσει εκτός από τα  $N_c$  και  $N_q$  και το  $N_\gamma$ . Επίσης, ο Terzaghi μετά από επισταμένη έρευνα διαπίστωσε πως ανάλογα με τη γεωμετρία των πεδύλων η φέρουσα ικανότητα μεταβάλλεται και για το λόγο αυτό προσδιόρισε τους λεγόμενους συντελεστές σχήματος. Έτσι, ο τύπος της φέρουσας ικανότητας παίρνει την παρακάτω μορφή:

$$q_u = c * N_c * S_c + q * N_q * S_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma \quad (18)$$

Όπου,

$N$ : συντελεστές φέρουσας ικανότητας

$$N_q = \frac{a^2}{2 * \cos^2(45 + \frac{\Phi}{2})}$$

$$\alpha = e^{(0,75\pi - \frac{\Phi}{2}) * \tan\Phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot\Phi$$

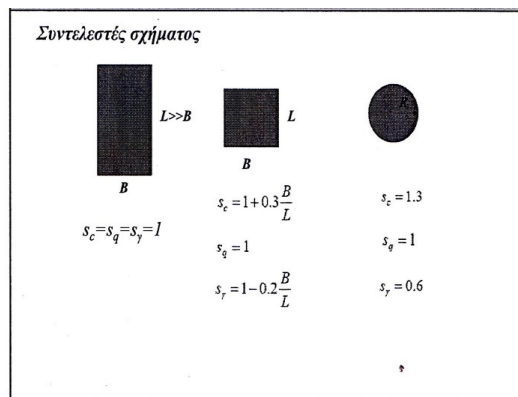
$$N_\gamma = \frac{\tan\Phi}{2} \left( \frac{K_{P\gamma}}{\cos^2\Phi} - 1 \right)$$

$K_{P\gamma}$ , συντελεστής παθητικής πίεσης, ο οποίος δεν είχε σαφώς εξηγηθεί από τον Terzaghi, όμως προσδιορίστηκε προσεγγιστικά μεταγενέστερα από τον τύπο:

$$K_{P\gamma} = 3 * \tan^2\Phi * \left[ 45 + \left( \frac{\Phi + 33}{2} \right) \right] \quad (\text{Κωστόπουλος, 2008})$$

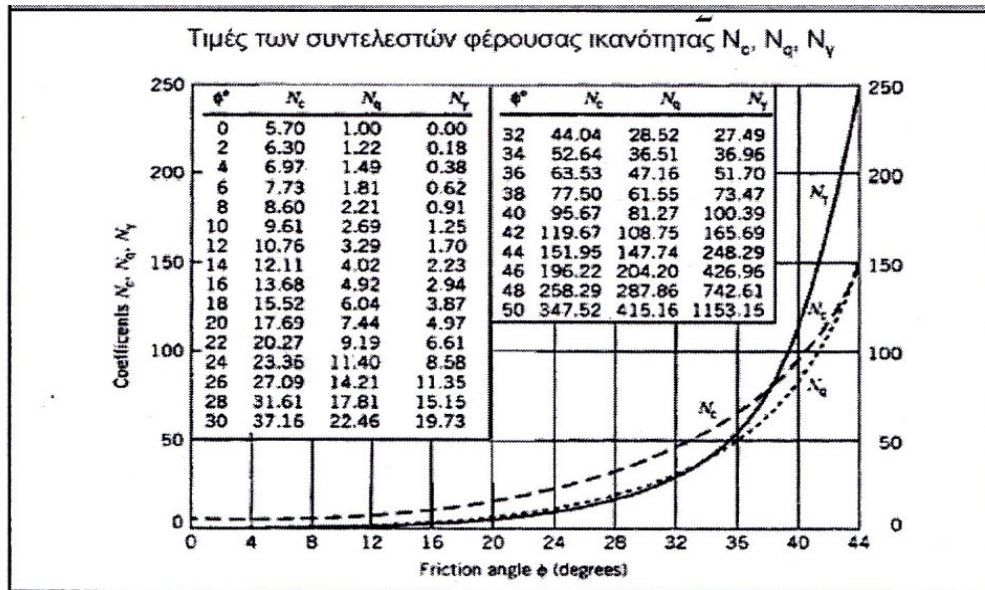
$s$ : συντελεστές σχήματος

Στην παρακάτω εικόνα (Εικόνα 24) παρουσιάζονται οι τιμές που παίρνουν οι συντελεστές ανάλογα με το σχήμα του πεδύλου.



Εικόνα 24: Συντελεστές σχήματος (Terzaghi, 1943)

Για λόγους όμως ευκολίας κατασκευάστηκε πίνακας - διάγραμμα προσδιορισμού των συντελεστών φέρουσας ικανότητας  $N_c, N_q, N_\gamma$  (Εικόνα 25).



**Εικόνα 25:** Συντελεστές φέρουσας ικανότητας τροποποιημένο από (Terzaghi, 1943)

Όταν το έδαφος είναι μέσης πυκνότητας προς χαλαρή άμμο ή κανονικά στερεοποιημένη άργιλος προς μαλακή, οπότε υπάρχει βύθιση του πεδίου μέσα στο έδαφος, ή τοπική θραύση, η προαναφερθείσα σχέση δίνει υπερβολικές τιμές για τη φέρουσα ικανότητα. Ο Terzaghi προτείνει για την περίπτωση αυτή, αντικατάσταση των συντελεστών  $N_\gamma, N_c, N_q$  με τους,  $N_\gamma', N_c', N_q'$ , που οι τιμές τους υπολογίζονται για τιμές  $\phi'$  και  $c'$  όπου:

$$\tan \phi' = 2/3 \cdot \tan \phi$$

$$c' = 2/3 c$$

Η σχέση που έδωσε ο Terzaghi (1943) δεν λαμβάνει υπόψη, όπως προαναφέρθηκε, τη διατμητική αντίσταση του εδάφους πάνω από τη θεμελίωση, αναφέρεται μόνο σε κατακόρυφα φορτία και αφορά επιφανειακά τραχιά θεμέλια. Για να ξεπεράσει αυτά τα ζητήματα, ο Meyerhof (1963), πρότεινε τον τύπο (19) ο οποίος έχει κάποιες πρόσθετες παραμέτρους. Οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας  $N_c, N_q$  είναι ίδιοι με αυτούς του Prandtl, αφού όπως προαναφέρθηκε ο Meyerhof βασίστηκε σε αυτό το μηχανισμό αστοχίας. Απλά ο Meyerhof κατάφερε να υπολογίσει και το  $N_\gamma$ .

$$qu = c * N_c * s_c * d_c * i_c + (q + \gamma * D) * s_q * N_q * d_q * i_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma \quad (19)$$

όπου:

$N$ : συντελεστές φέρουσας ικανότητας

$$N_q = e^{\pi * \tan \phi} * (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

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

s: συντελεστές σχήματος

$$s_c = 1 + 0,2K_p \cdot B/L \text{ για οποιοδήποτε } \varphi$$

$$\text{για } \varphi > 10^\circ: s_q = s_\gamma = 1 + 0,1K_p \cdot B/L$$

$$\text{για } \varphi = 0^\circ: s_q = s_\gamma = 1$$

για  $10^\circ > \varphi > 0^\circ$  γίνεται γραμμική παρεμβολή των παραπάνω τύπων

d: συντελεστές βάθους

$$\text{συντελεστής βάθους: } d_c = 1 + 0,2 \cdot D/B \cdot \sqrt{K_p} \text{ για κάθε } \varphi$$

$$\text{για } \varphi > 10^\circ: d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot D/B$$

$$\text{για } \varphi = 0^\circ: d_q = d_\gamma = 1$$

$$\text{συντελεστής εδαφικής πίεσης: } K_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

i: συντελεστές κλίσης φορτίου

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90^\circ)^2 \text{ για κάθε } \varphi$$

$$\text{για } \varphi > 10^\circ: i_\gamma = (1 - \theta/\varphi)^2$$

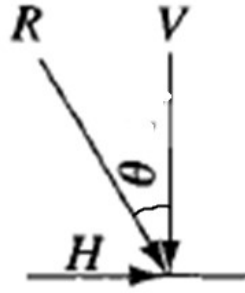
$$\text{για } \varphi = 0^\circ: i_\gamma = 0 \text{ όταν } \theta > 0$$

όπου,

$\theta$ , η γωνία που σχηματίζει η συνισταμένη δύναμη που ασκείται στο θεμέλιο σε σχέση με το κατακόρυφο (Εικόνα 26).

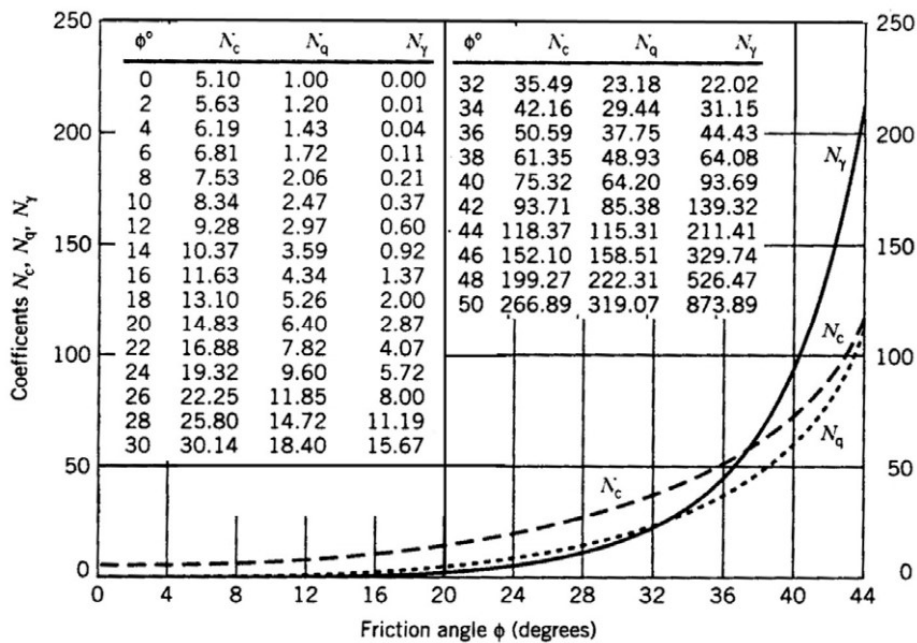
Οι συντελεστές κλίσης φορτίου ισούνται με τη μονάδα όταν το φορτίο είναι κατακόρυφο.





**Εικόνα 26:** Η γωνία λοξότητας φόρτισης  $\theta$

Όπως και για τους συντελεστές φέρουσας ικανότητας του Terzaghi, έτσι και για του Meyerhof, κατασκευάστηκε πίνακας - διάγραμμα προσδιορισμού (Εικόνα 27).



**Εικόνα 27:** Συντελεστές  $N_c$ ,  $N_q$  και  $N_\gamma$  συναρτήσει την γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi$  (Meyerhof, 1963)

Ο Hansen (1970) βασίστηκε και αυτός στη θεωρία του Prandtl και ήταν ο πρώτος που χρησιμοποίησε στους τύπους του, την ενεργή επιφάνεια που προκύπτει εξαιτίας της εκκεντρότητας. Η θέση του φορτίου  $V$  μπορεί να είναι έκκεντρη και ως προς τους δύο άξονες του θεμελίου (Εικόνα 28, Εικόνα 29), δημιουργώντας εκκεντρότητες  $e_L$  και  $e_B$  αντίστοιχα. Στην ανάλυση για έκκεντρη φόρτιση προτείνεται μια εύκολη και συντηρητική προσέγγιση που αποδίδεται στο Meyerhof (1953). Σύμφωνα με την προσέγγιση αυτή, το φορτίο  $V$  ασκείται κεντρικά σε μια ενεργό ( $A'$ ) επιφάνεια (αγνοείται η επιφάνεια έξω από αυτή την ενεργό επιφάνεια) και μπορεί έτσι να προσδιοριστεί η μέση τάση φόρτισης ( $q=V/A'$ ).

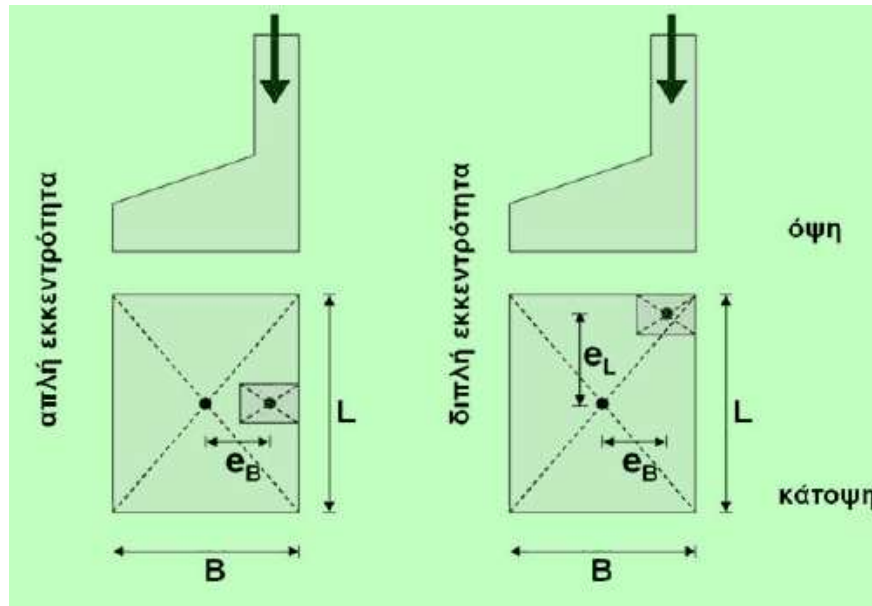
Η απομειωμένη (ενεργή) διατομή πεδίου προκύπτει από  $A' = L' * B'$

όπου  $B' = B - 2e_B$  και  $L' = L - 2e_L$

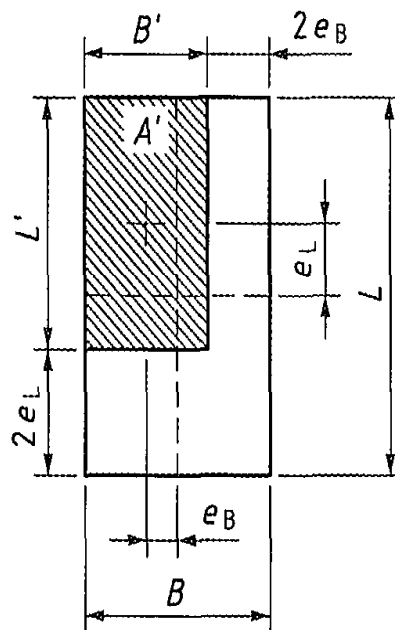
και  $e_B = \Sigma M_L / V$ ,  $e_L = \Sigma M_B / V$

$\Sigma M_L$ : Το άθροισμα των ροπών γύρω από τον άξονα L

$\Sigma M_B$ : Το άθροισμα των ροπών γύρω από τον άξονα B



Εικόνα 28: Θεμέλιο με απλή και διπλή εκκεντρότητα σε όψη και κάτοψη (Μαραγκός, 2009)



Εικόνα 29: Θεμέλιο με διπλή εκκεντρότητα σε κάτοψη (Καββαδάς, 2005)

Επίσης, ο Hansen ήταν ο πρώτος που έλαβε υπόψη την κλίση του εδάφους, αλλά και της επιφάνειας του θεμελίου. Ο τύπος που διατύπωσε για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας είναι:

$$q_u = c * N_c * s_c * d_c * i_c * g_c * b_c + \gamma * D * N_q * s_q * d_q * i_q * g_q * b_q + 0,5 * \gamma * B' * N_{\gamma} * s_{\gamma} * d_{\gamma} * i_{\gamma} * g_{\gamma} * b_{\gamma} \quad (20)$$

όπου:

N: συντελεστές φέρουσας ικανότητας

$$N_q = e^{\pi * \tan \varphi} * (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi$$

$$N_{\gamma} = 1,5 * (N_q - 1) * \tan \varphi$$

s: συντελεστές σχήματος

$$s_c = 0,2 * B' / L' \quad (\varphi = 0)$$

$$s_c = 1 + N_q * B' / (N_c * L') \quad (\text{κάθε } \varphi)$$

$$s_q = 1 + B' / L' * \sin \varphi$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 * B' / L' \geq 0,6$$

d, συντελεστές βάθους

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi * (1 - \sin \varphi)^2 * k$$

$$d_{\gamma} = 1 \quad (\text{κάθε } \varphi)$$

$$d_c = 0,4k \quad (\varphi = 0)$$

$$d_c = 1 + 0,4k, \text{ με } k = D/B \text{ αν } D/B \leq 1, \text{ αλλιώς } k = \tan^{-1}(D/B) \text{ (k σε radians)}$$

i: συντελεστές κλίσης φορτίου, ίσοι με τη μονάδα όταν το φορτίο είναι κατακόρυφο.

Διαφορετικά:

$$i_c = 0,5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_\alpha}} \quad (\varphi=0)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) \quad (\text{κάθε } \varphi)$$

$$i_q = [1 - 0,5 H_i / (V + A_f * c_\alpha * \cot \varphi)]^{\alpha_1}, \quad 2 \leq \alpha_1 \leq 5$$

$$i_\gamma = [1 - 0,7 H_i / (V + A_f * c_\alpha * \cot \varphi)]^{\alpha_2}, \quad 2 \leq \alpha_2 \leq 5$$

$$i_\gamma = [1 - (0,7 - \eta^\circ / 450^\circ) * H_i / (V + A_f * c_\alpha * \cot \varphi)]^{\alpha_2}, \quad 2 \leq \alpha_2 \leq 5$$

όπου,

$A_f = B' * L'$  η απομειωμένη (ενεργή) επιφάνεια

$c_\alpha$ : συντελεστής προσκόλλησης βάσης, με τιμές μεταξύ 0,6 και 1,0.

$g$ : συντελεστές εδάφους, λόγω κεκλιμένης επιφάνειας εδάφους (Εικόνα 30)

$$g_c = \beta^\circ / 147^\circ \quad (\varphi=0)$$

$$g_c = 1 - \beta^\circ / 147^\circ \quad (\text{κάθε } \varphi)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$$

$b$ : συντελεστές βάσης, λόγω κλίσης της (Εικόνα 30)

$$b_c = \eta^\circ / 147^\circ \quad (\varphi=0^\circ)$$

$$b_c = 1 - \eta^\circ / 147^\circ \quad (\text{σε κάθε άλλη περίπτωση})$$

$$b_q = e^{(-2 * \eta * \tan \varphi)}, \quad (\eta \text{ σε rad})$$

$$b_\gamma = e^{(-2,7 * \eta * \tan \varphi)}, \quad (\eta \text{ σε rad})$$



d, συντελεστές βάθους

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ (κάθε } \varphi)$$

$$d_c = 0,4k \text{ (}\varphi=0)$$

$$d_c = 1 + 0,4k,$$

με  $k = D/B$  αν  $D/B \leq 1$ , αλλιώς  $k = \tan^{-1}(D/B)$  (k σε radians)

i: συντελεστές κλίσης φορτίου, ίσοι με τη μονάδα όταν το φορτίο είναι κατακόρυφο.

Διαφορετικά:

$$i_c = 1 - m \cdot H_i / (A_f \cdot c_\alpha \cdot N_c) \text{ (}\varphi=0)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) \text{ (κάθε } \varphi)$$

$$i_q = [1 - H_i / (V + A_f \cdot c_\alpha \cdot \cot \varphi)]^m,$$

$$i_\gamma = [1 - H_i / (V + A_f \cdot c_\alpha \cdot \cot \varphi)]^{m+1},$$

όπου,

$A_f = B \cdot L$  η επιφάνεια του πεδίου

$c_\alpha$ : συντελεστής προσκόλλησης βάσης, με τιμές μεταξύ 0,6 και 1,0.

$$m = m_B = (2 + B/L) / (1 + B/L)$$

$$m = m_L = (2 + L/B) / (1 + L/B)$$

g: συντελεστές εδάφους, λόγω κεκλιμένης επιφάνειας εδάφους

$$g_c = \beta / 5,14 \text{ (}\beta \text{ σε ακτίνια, } \varphi=0)$$

$$g_c = i_q - (1 - i_q) / (5,14 \cdot \tan \varphi) \text{ (κάθε } \varphi)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

b: συντελεστές βάσης, λόγω κλίσης της

$$b_c = g_c \quad (\varphi = 0^\circ)$$

$$b_c = 1 - 2\beta / (5,14 * \tan\varphi) \quad (\text{κάθε } \varphi)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta * \tan\varphi)^2$$

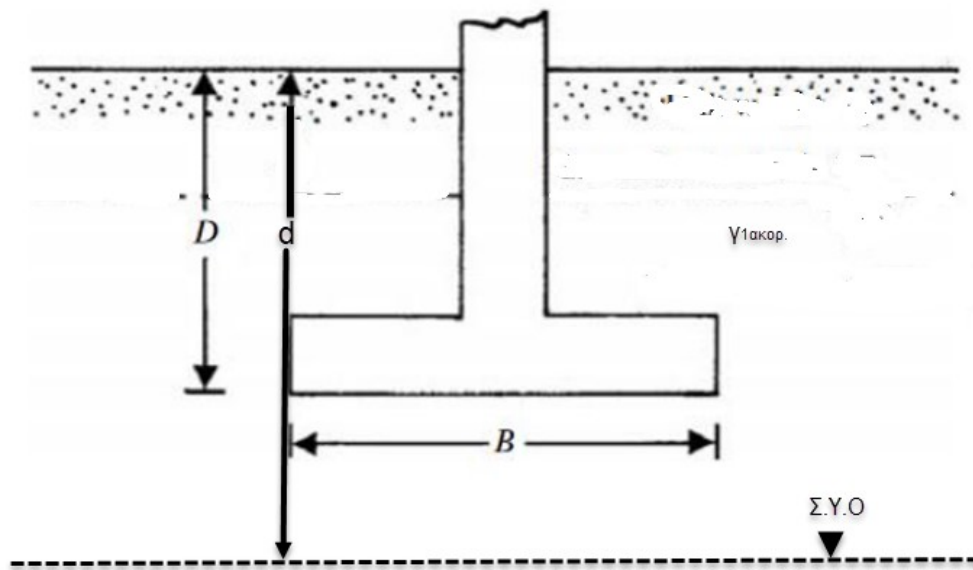
Όσον αφορά στην επίδραση του υδροφόρου ορίζοντα, έχει αποδειχτεί ότι όταν ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται χαμηλότερα της στάθμης θεμελίωσης (Εικόνα 31), η συνολική επιφόρτιση γίνεται:

$$q_{ολ} = \gamma_{1ακορ.} * D + q_{φορτίου\ επιφόρτισης} \quad (22)$$

όπου:

$\gamma_{1ακορ.}$  το ακόρεστο φαινόμενο βάρος του υλικού πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,

D το βάθος θεμελίωσης



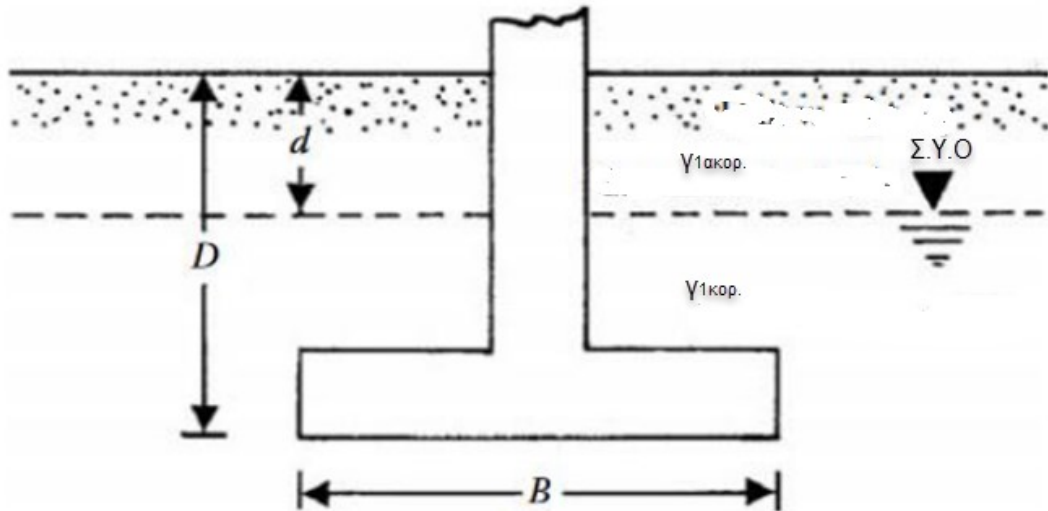
**Εικόνα 31:** Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα χαμηλότερα από την επιφάνεια θεμελίωσης

Αντίθετα, όταν ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται ψηλότερα της στάθμης θεμελίωσης (Εικόνα 32), η συνολική επιφόρτιση είναι:

$$q_{ολ} = \gamma_{1ακορ.} * d + \gamma'_1 * (D - d) + q_{φορτίου\ επιφόρτισης} \quad (23)$$

όπου:

$\gamma_{1\text{ακορ.}}$ , το ακόρεστο φαινόμενο βάρος του υλικού πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,  
 $D$ , το βάθος θεμελίωσης,  
 $\gamma_1' = \gamma_{1\text{κορ.}} - \gamma_w$ , το ενεργό φαινόμενο βάρος του υλικού πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,  
 $d$  το βάθος του υδροφόρου ορίζοντα



**Εικόνα 32:** Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα ανάντη της επιφάνειας θεμελίωσης

Όμως ο υδροφόρος ορίζοντας δεν επηρεάζει μόνο την ολική επιφόρτιση, αλλά και το ίδιο βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης (3<sup>ος</sup> προσθετός στον τύπο της φέρουσας ικανότητας  $q_{ult} = s_c \cdot b_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c + s_q \cdot b_q \cdot i_q \cdot (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q + s_\gamma \cdot b_\gamma \cdot i_\gamma \cdot 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma$ ). Όταν ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται ψηλότερα της στάθμης θεμελίωσης τότε στον τρίτο προσθετό το φαινόμενο βάρος γίνεται:

$\gamma_2' = \gamma_{2\text{κορ.}} - \gamma_w$  ( $\gamma_2'$ , το ενεργό φαινόμενο βάρος του υλικού υπό τη στάθμη θεμελίωσης)

Όταν ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται χαμηλότερα από τη στάθμη θεμελίωσης κατά  $B$  m και περισσότερο ( $z_w > D + B$ ) τότε:

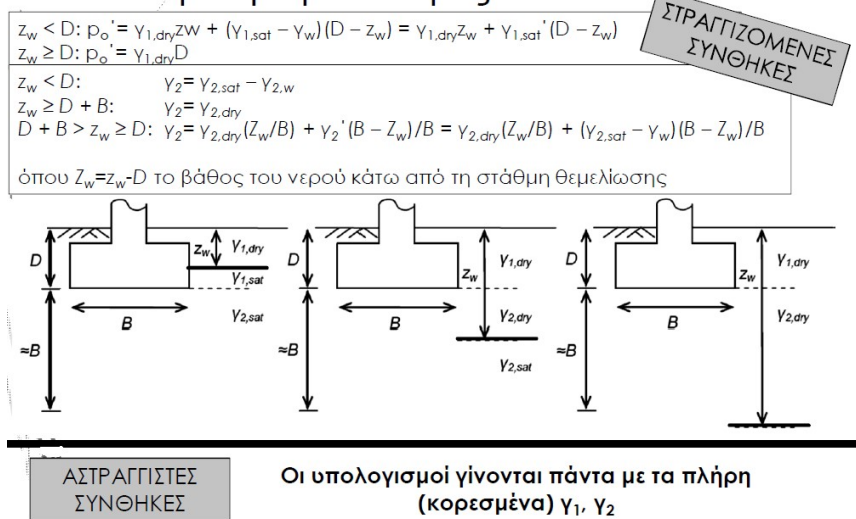
$\gamma_2 = \gamma_{2\text{ακορ.}}$  ( $\gamma_2$ , το ακόρεστο φαινόμενο βάρος του υλικού υπό τη στάθμη θεμελίωσης)

Στην περίπτωση που ο υδροφόρος βρίσκεται λιγότερο από  $B$  m κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης τότε η τιμή του  $\gamma$  προκύπτει από γραμμική παρεμβολή μεταξύ του  $\gamma_2$  και του  $\gamma_2'$  (Εικόνα 33). Σημαντικό είναι να αναφερθεί ότι τα φαινόμενα βάρη, υπό αστράγγιστες συνθήκες, λαμβάνονται πλήρη (Εικόνα 33).

Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι δυνατό να αλλάξει κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Επομένως, είναι σημαντική η πρόβλεψη της πιθανής αλλαγής από το στάδιο μελέτης για να συμπεριληφθεί στους υπολογισμούς του έργου.



## Επιρροή στάθμης υδροφόρου ορίζοντα...



**Εικόνα 33:** Επιρροή της στάθμης υδροφόρου ορίζοντα υπό στραγγισμένες και αστράγγιστες συνθήκες (Βαλσαμής, 2018)

Για αστράγγιστες συνθήκες ( $\varphi=0$ ), οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας γίνονται:

$$N_c = 5,14$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

Η εξίσωση του Prandtl και με βάση το γεγονός ότι υποθέτει αβαρές υλικό γίνεται:

$$q_u = 5,14 * c_u \tag{24}$$

Όπου,

$c_u$ , η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους

Οι εξισώσεις των Terzaghi, Meyerhof, Hansen και Vesic γίνονται αντιστοίχως:

$$q_u = c_u * 5,14 * S_c + q * S_q \tag{25}$$

$$q_u = c_u * 5,14 * s_c * d_c * i_c + (q + \gamma_1 * D) * s_q * d_q * i_q \tag{26}$$

$$q_u = c_u * 5,14 * sc * dc * ic * gc * bc + \gamma_1 * D * sq * dq * iq * gq * bq \tag{27}$$

$$q_u = c_u * 5,14 * sc * dc * ic * gc * bc + \gamma_1 * D * sq * dq * iq * gq * bq \tag{28}$$

Τα τελευταία χρόνια, η γενική τάση μεταξύ των γεωτεχνικών μηχανικών είναι να αποδεχθούν τη μέθοδο της επαλληλίας ως κατάλληλο μέσο για την εκτίμηση της τελικής φέρουσας ικανότητας ρηχών τραχιών θεμελίων. Εκτός από τους επιστήμονες που

προαναφέρθηκαν, πολλοί ήταν αυτοί που χρησιμοποίησαν την οριακή ανάλυση και μια υπόθεση για ένα κατάλληλο μηχανισμό αστοχίας με σκοπό να προσδιορίσουν τη φέρουσα ικανότητα. Οι Chen (1975), Drescher & Detournay (1993), Michalowski (1997), Paolucci και Pecker (1997), Soubra (1998), Soubra (1999), Zhu (2000), Wang et. al. (2001), Kumar (2004), εφάρμοσαν μεθόδους ανώτερου ορίου, ενώ οι Drucker et al. (1951) ανέπτυξαν λύσεις ανώτερου και κατώτερου ορίου για ελαστικά- πλαστικά υλικά και η μέθοδός τους επεκτάθηκε το 1952 στα τέλεια πλαστικά υλικά. Επίσης, οι Sokolovskii (1965), Larkin (1968), Booker (1969), Bolton και Lan (1993), Poulos et al. (2001), Kumar (2003), Martin (2005) χρησιμοποίησαν slip-line μεθόδους (ανώτερου και κατώτερου ορίου).

Στην Ελλάδα τα τελευταία χρόνια η φέρουσα ικανότητα προσδιορίζεται από τη μέθοδο κατά τον Ευρωκώδικα EC-7 (Παράρτημα D) και κατά DIN 4017 (2004). Η λύση αυτή εφαρμόζεται για ορθογωνικά πέδιλα (διαστάσεων B x L, L>B), που εδράζονται σε βάθος (D), σε έδαφος με φαινόμενο βάρος (γ), συνοχή (c) και γωνία εσωτερικής τριβής (φ). Λαμβάνει υπόψη την επιφόρτιση (q), την εκκεντρότητα (e), τη λοξή φόρτιση (γωνία θ ως προς την κατακόρυφο, Εικόνα 34) και τη λοξότητα βάσης (γωνία α ως προς το οριζόντιο, Εικόνα 34).

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας κατά EC7 & DIN 4017 είναι:

$$q_u = s_c * b_c * i_c * c * N_c + s_q * b_q * i_q * (q + \gamma * D) * N_q + s_\gamma * b_\gamma * i_\gamma * 0,5 * \gamma * B * N_\gamma \quad (29)$$

όπου:

N: συντελεστές φέρουσας ικανότητας

$$N_q = e^{\pi * \tan \varphi} * (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) * \tan \varphi$$

s: συντελεστές σχήματος θεμελίου

$$s_q = 1 + \sin \varphi * B' / L'$$

$$s_c = (s_q * N_q - 1) / (N_q - 1), \text{ για } \varphi = 0 \text{ } s_c = 1 + 0,2 B' / L'$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 B / L$$

για επίμηκες πέδιλο  $s_q=s_c=s_\gamma=1$

b: συντελεστές λοξότητας βάσης θεμελίου.

Για οριζόντια βάση θεμελίου,  $b_q=b_c=b_\gamma=1$

$$b_q=b_\gamma=(1-\alpha*\tan\varphi)^2$$

$$b_c=b_q-(1-b_q)/(N_c*\tan\varphi) \text{ για } \varphi=0 \text{ } b_c=1-(2\alpha/(\pi+2))$$

i: συντελεστές απόκλισης φορτίου από την κατακόρυφο.

Για κατακόρυφο φορτίο,  $i_c=i_q=i_\gamma=1$

$$i_q=[1-H_u/(V_u+A' c \cot\varphi)]^m$$

$$i_c=i_q-(1-i_q)/(N_c \tan\varphi)$$

$$i_\gamma=[1-H_u/(V_u+A' c \cot\varphi)]^{m+1}$$

Όπου,

$H_u$ ,  $V_u$ , η οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα του οριακού φορτίου  $P_u$  (Εικόνα 34),

$A'$ , η απομειωμένη (ενεργή) διατομή πεδίου προκύπτει από  $A'=L'*B'$  ( $L'$ ,  $B'$  το ενεργό μήκος και πλάτος του πεδίου, όπως ορίστηκαν παραπάνω)

$m=m_B=(2+B'/L')/(1+B'/L')$ , όταν το φορτίο  $H$  δρα κατά την διεύθυνση του πλάτους  $B'$

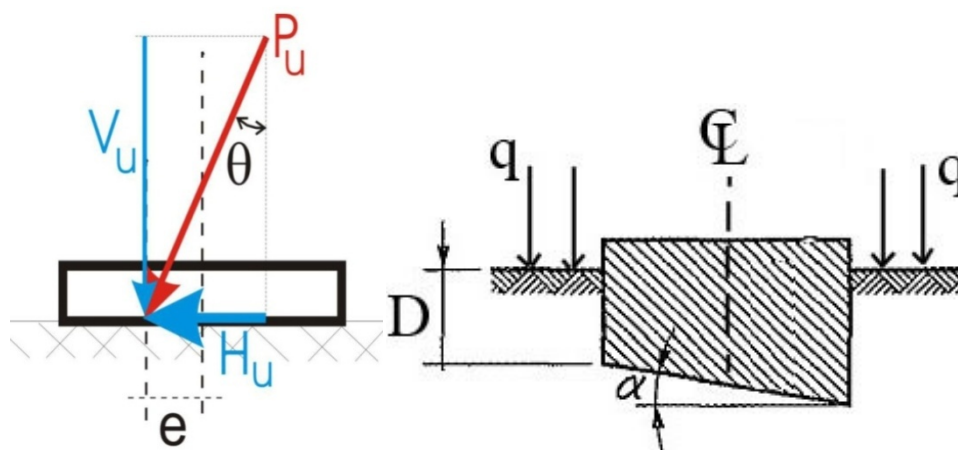
$m=m_L=(2+L'/B')/(1+L'/B')$ , όταν το φορτίο  $H$  δρα κατά την διεύθυνση του πλάτους  $L'$

$m= m_L*\cos^2\beta+ m_B*\sin^2\beta$ , όταν το φορτίο  $H_u$  δρα κατά διεύθυνση που σχηματίζει γωνία ( $\beta$ ) με το μήκος  $L'$

Για αστράγγιστες συνθήκες ( $\varphi=0$ ), ο τύπος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας κατά EC7 & DIN 4017 παίρνει την παρακάτω μορφή:

$$q_u = (2 + \pi) * c_u * b_c * S_c * i_c + \gamma * D \quad (30)$$

Όλες οι προαναφερόμενες αναλύσεις μπορούν να λύσουν μόνο απλά προβλήματα και επιπλέον η ακρίβεια των αποτελεσμάτων τους εξαρτάται από τις υποθέσεις που εμπλέκονται με τον ορισμό του μηχανισμού αστοχίας. Για να ξεπεραστούν τα προβλήματα αυτά αναπτύχθηκαν αριθμητικές μέθοδοι βασισμένες στις θεωρίες της οριακής ανάλυσης.



Εικόνα 34: Τομή θεμελίου με ανάλυση λοξής φόρτισης σε κάθετους άξονες (Καββαδάς, 2005)

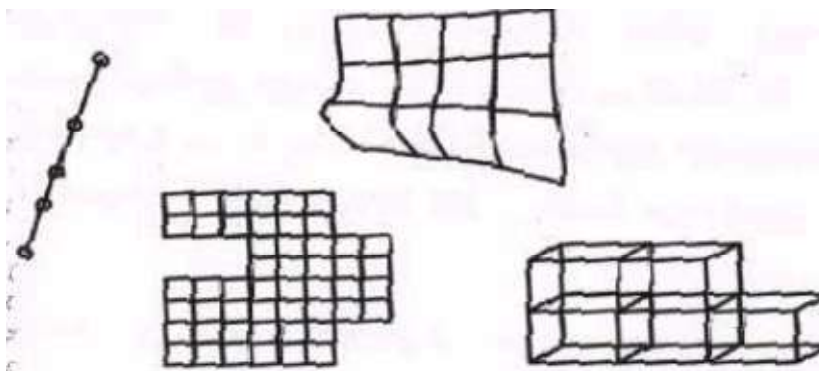
### 3.1.2 Αριθμητικές μέθοδοι

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας μιας επιφανειακής θεμελίωσης είναι, όπως προαναφέρθηκε, πρόβλημα ελαστοπλαστικής ισορροπίας που επιλύεται με ακρίβεια μόνο σε λίγες ειδικές περιπτώσεις. Η κυριότερη δυσκολία παρουσιάζεται στην εκλογή μιας μαθηματικής σχέσης τάσεων – παραμορφώσεων που να αντιπροσωπεύει ικανοποιητικά το έδαφος. Πάρα πολλά τεχνικά έργα είναι πολυσύνθετα εξαιτίας της πολύπλοκης γεωμετρίας τους, των χαρακτηριστικών των υλικών τους, αλλά και των συνοριακών συνθηκών, με αποτέλεσμα η επίλυσή τους να καθίσταται αδύνατη με απλές μεθόδους (όπως της οριακής ανάλυσης). Επίσης, η προσομοίωση των παραμέτρων, οι οποίες επηρεάζουν τις κατασκευές, παίζουν σημαντικό ρόλο στην καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς των έργων. Από την άλλη πλευρά, η τεράστια άνθιση της τεχνολογίας οδήγησε στην αλματώδη εξέλιξη των Η/Υ με αποτέλεσμα την ανάπτυξη των μεθόδων αριθμητικής ανάλυσης (numerical analysis). Τέτοιες μέθοδοι μπορούν να λάβουν υπόψη την πλαστικότητα, την ανομοιογένεια, τις ασυνέχειες και την ποικιλία αστοχίας του υλικού, την πολύπλοκη γεωμετρία της κατασκευής, τις πολυσύνθετες συνθήκες τάσεων (π.χ. παρουσία κατεύθυνσης και προσανατολισμού), την προσομοίωση των φάσεων εκσκαφής και τοποθέτησης των διαφόρων ειδών υποστήριξης, την επίδραση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα, αλλά και διάφορους άλλους παράγοντες (Βαλαβάς, 1981) με

στόχο την πλήρη κατανόηση των φυσικών φαινομένων που επηρεάζουν το τεχνικό έργο και την παραγωγή μαθηματικών μοντέλων για ευρύτερο πεδίο προβλημάτων σε σύγκριση με τις αναλυτικές. Οι απαιτούμενες διεργασίες προϋποθέτουν τη χρήση λογισμικού.

Η πιο συχνά χρησιμοποιημένη από τις μεθόδους αυτές είναι αυτή των πεπερασμένων στοιχείων (Μ.Π.Σ.), Finite Element Method (F.E.M). Το πρώτο και το κυριότερο χαρακτηριστικό της είναι η διακεκριμμενοποίηση ή αλλιώς διακριτοποίηση, η διαίρεση δηλ. της περιοχής μελέτης σε πάρα πολλά μικρά σημεία. Στη συνέχεια η Μ.Π.Σ μελετά και αναλύει τα στοιχεία αυτά ξεχωριστά κατανοώντας τη συμπεριφορά τους και εν συνεχεία συνθέτει τα επιμέρους αποτελέσματα δίνοντας τη συνολική εικόνα του προβλήματος και κατά επέκταση τη λύση. Ο Clough (1990) ήταν ο πρώτος που μίλησε για τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Μ.Π.Σ.) και η πρώτη διακριτοποίηση ήταν σε τριγωνικά στοιχεία (elements). Τα στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους σε συγκεκριμένα σημεία που ονομάζονται κόμβοι (nodes). Κάθε πρόβλημα χρειάζεται τη δική του διακριτοποίηση (αριθμός και είδος στοιχείων) και μόνο όταν αυτή έχει γίνει ορθά μπορεί να προσεγγιστούν με ακρίβεια οι άγνωστες μεταβλητές (Εικόνα 35, Αγιουτάντης, 2002). Σε κάθε στοιχείο ορίζονται οι άγνωστες μεταβλητές μέσα από τριγωνομετρικές και πολυωνυμικές συναρτήσεις (εύχρηστες) με αποτέλεσμα τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών των κόμβων (όπως π.χ. η μετατόπιση). Η συμπεριφορά όλων των στοιχείων της κατασκευής περιγράφεται από τη λύση του συστήματος των εξισώσεων αυτών.

Η Μ.Π.Σ. χρησιμοποιήθηκε αρχικά για γραμμικά ελαστικά μέσα, αλλά επεκτάθηκε σε μη γραμμικά, ανομοιογενή και ανισότροπα υλικά όπως το έδαφος. Ανάλογα με τη φύση του προβλήματος, υπάρχουν παράγοντες που παίζουν περισσότερο ή λιγότερο ρόλο στην κατανόηση της συμπεριφορά των γεωυλικών. Με βάση τον Αγιουτάντη (2002), η επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου για τη λύση του προβλήματος προκύπτει από τη διάκριση των παραγόντων σε σημαντικούς ή μη.



**Εικόνα 35:** Διαίρεση του σώματος σε στοιχεία και κόμβους (Αγιουτάντης, 2002)

Πολλοί ήταν οι επιστήμονες (Lysmer, 1970; Bottero et al., 1980; Griffiths, 1982; Sloan και Randolph, 1982; Sloan, 1988, 1989; Sloan και Kleeman, 1995; Manoharan και Dasgupta, 1995; Frydman και Burd, 1997; Woodward και Griffiths, 1998; Day και Potts, 2000; Lyamin και Sloan, 2002a, 2002b; Ukritchon et al., 2003; Hjiat et al., 2004, 2005; Kumar και Kouzer, 2007; Kumar και Khatri, 2008a, 2011; Sahoo και Kumar, 2015; Canh, 2017; που χρησιμοποίησαν πεπερασμένα στοιχεία και κατάφεραν να υπολογίσουν τη φέρουσα ικανότητα.

Εκτός από τα πεπερασμένα στοιχεία, τα τελευταία χρόνια, στη γεωτεχνική μηχανική αρχίζουν να χρησιμοποιούνται πολύ συστηματικά και τα τεχνητά νευρωνικά δίκτυα (Artificial Neural Networks, ANN - ΤΝΔ). Η εφαρμογή των ANN βασίζεται στη λειτουργία του εγκεφάλου και του ανθρώπινου νευρικού συστήματος. Οι νευρώνες (κόμβοι) είναι τα δομικά στοιχεία του δικτύου. Κάθε τέτοιος κόμβος δέχεται ένα σύνολο αριθμητικών εισόδων από διαφορετικές πηγές (νευρώνας εισόδου), επιτελεί έναν υπολογισμό με βάση αυτές τις εισόδους (νευρώνας υπολογισμού) και παράγει μία έξοδο (νευρώνας εξόδου). Το μεγαλύτερο πλεονέκτημά των ΤΝΔ είναι ο αποτελεσματικός χειρισμός εξαιρετικά μη γραμμικών σχέσεων μεταξύ δεδομένων, ακόμη και όταν η ακριβής φύση μιας τέτοιας σχέσης είναι εντελώς άγνωστη. Αυτό βασίζεται στο γεγονός ότι τα νευρωνικά δίκτυα εκπαιδεύονται, γίνεται δηλαδή σταδιακή βελτίωση της ικανότητας του δικτύου να επιλύει κάποιο πρόβλημα. Η εκπαίδευση είναι μία επαναληπτική διαδικασία σταδιακής προσαρμογής των παραμέτρων του δικτύου σε τιμές κατάλληλες ώστε να επιλύεται με επαρκή επιτυχία το προς εξέταση πρόβλημα. Οι Shahin et al. (2000), Padmini et al. (2007) και οι Kalinli et al. (2011) χρησιμοποίησαν τα νευρωνικά δίκτυα για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας αβαθών πεδίων.

### **3.1.3 Αναλυτικές μέθοδοι**

Οι αναλυτικές μέθοδοι (closed form solutions) θέτουν οριακές και αρχικές συνθήκες βάσει των συνθηκών του εκάστοτε προβλήματος, οι οποίες παράγουν ένα σύστημα διαφορικών εξισώσεων που πρέπει να επιλυθούν. Η διαφορά των αναλυτικών από τις αριθμητικές μεθόδους βρίσκεται στη λύση του μαθηματικού μέρους. Στις πρώτες χρησιμοποιείται αναλυτική μεθοδολογία ενώ στις δεύτερες εφαρμόζεται, όπως προαναφέρθηκε, κάποια αριθμητική τεχνική. Οι αναλυτικές λύσεις που έχουν βρεθεί μέχρι σήμερα είναι μόνο για περιορισμένο αριθμό διαφορικών εξισώσεων στις οποίες πρέπει απαραίτητα να καταλήγει το φυσικό πρόβλημα για να υπάρχει αναλυτική λύση. Όμως

λόγο των πολλών παραδοχών που γίνονται δεν είναι δυνατή η εύρεση αξιόπιστων αναλυτικών μεθόδων επίλυσης για όλα τα προβλήματα της εδαφομηχανικής (π.χ. στη φέρουσα ικανότητα είναι δύσκολο). Από τις πιο ενδιαφέρουσες και αξιόπιστες αναλυτικές μεθόδους είναι αυτή του Boussinesq. Όμως η θεωρία αυτή υποθέτει ότι το έδαφος είναι ελαστικό, ισότροπο και ομοιογενές δηλαδή ότι παρουσιάζει παντού τις ίδιες τιμές για κάθε ιδιότητα. Κάτι που όμως έρχεται σε αντίθεση με την πλειοψηφία των εδαφών (εξάιρεση ίσως αποτελεί η συμπαγής άργιλος). Όλα τα παραπάνω έχουν ως αποτέλεσμα να είναι ελάχιστοι οι επιστήμονες που έχουν χρησιμοποιήσει τις αναλυτικές μεθόδους για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας. Επίσης επειδή στη συγκεκριμένη εργασία δεν πραγματοποιήσαμε αναλυτικές μεθόδους, δε κρίθηκε σκόπιμο να γίνει περαιτέρω ανάλυση τους.

Κλείνοντας το υποκεφάλαιο 3.1 είναι πολύ σημαντικό να αναφέρουμε πως έχουν γίνει και κάποιες πειραματικές έρευνες (De Beer, 1965; Saran & Agarwal, 1974; Steenfelt, 1977; Das & Larbi-Cherif, 1983; Ingra & Baecher, 1983; Tatsuoka et al., 1991; Zadroga, 1994; Jacek and Ivo, 1999; Lee & Eun, 2009; Sirivasan & Ghosh, 2011; Reddy et al., 2012; Lee et al., 2013; Sirivasan & Ghosh, 2013) για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας εδάφους. Πιο συγκεκριμένα οι De Beer (1965), Steenfelt (1977), Tatsuoka et al. (1991) και οι Jacek & Ivo (1999) διαπίστωσαν πως η φέρουσα ικανότητα επηρεάζεται από το μέγεθος του θεμελίου. Μικρά μοντέλα που προετοιμάστηκαν στο εργαστήριο παρουσιάζουν διαφορές στις τιμές της φέρουσας ικανότητας σε σχέση με τα πραγματικά. Αυτό ονομάζεται επίδραση της κλίμακας. Επιρροή της κλίμακας έχουμε όταν το πλάτος του πεδίου προς το μέγεθος του κόκκου του εδάφους είναι μικρότερο από 50-100. Αυτό σημαίνει πως πρέπει στα πειράματα να ισχύει ο παρακάτω τύπος:

$$\frac{B}{D_{50}} > 100 \quad (31)$$

Όπου

B, το πλάτος πεδίου και

D<sub>50</sub>, η μέση διάμετρος κόκκου εδάφους.

Οι λύσεις που προτάθηκαν στα προηγούμενα υποκεφάλαια μπορούν να εφαρμοστούν μόνο όταν είναι γνωστές οι γεωτεχνικές συνθήκες (συνοχή, γωνία εσωτερικής τριβής, φαινόμενο βάρος, στάθμη υδροφόρου ορίζοντα κ.λ.π) στην περιοχή του έργου. Σε κάθε άλλη περίπτωση είναι ανεφάρμοστες και στην περίπτωση αυτή το πρόβλημα αντιμετωπίζεται με τους παρακάτω τρόπους:

- Με τη χρήση τιμών επιτρεπόμενων τάσεων, που έχουν αποδειχτεί ασφαλείς από παρόμοια έργα στην περιοχή και τις οποίες εύκολα μπορεί κανείς να πληροφορηθεί,
- Με τη χρήση τιμών επιτρεπόμενων τάσεων από σχετικούς πίνακες (Πίνακας 1)

**Πίνακας 1:** Ενδεικτικές τιμές επιτρεπόμενων τάσεων στο θεμέλιο με βάση τους βρετανικούς κανονισμούς (Craig, 1997)

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

### 3.2 Τιμές συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_\gamma$

Από όσα προαναφέρθηκαν στα υποκεφάλαια 3.1.1, 3.1.2 και 3.1.3, είναι φανερό πως για ένα επίμηκες θεμέλιο οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας,  $N_c$ ,  $N_q$  γίνονται σχεδόν ανεξάρτητοι με σεβασμό στην τραχύτητα του θεμελίου. Εξαιτίας της πολυπλοκότητας που προκύπτει από την εισαγωγή στον τύπο του ιδίου βάρους, μια μεγάλη ποικιλία από λύσεις για το  $N_\gamma$  έχουν προκύψει (Terzaghi, 1943; Biarez et al., 1961; Booker, 1969; Meyherhof, 1963; Hansen, 1970; Vesic, 1973; Chen, 1975; Kumbhojkar, 1993; Michalowski, 1997; Poulos et al., 2001; Dewaikar & Mohapatra, 2003; EC7 & DIN 4017, 1997-1:2004; Hjiiaj et al., 2005; Martin, 2005; Van Baars, 2015; Dewaikar, 2015). Κάποιες από αυτές τις εξισώσεις παρουσιάζονται στον Πίνακα 2:

Ο Kumbhojkar (1993) χρησιμοποίησε παρόμοια θεωρία με τον Terzaghi, αλλά προχώρησε σε αναλυτική έκφραση του  $N_\gamma$ . Συγκρίνοντας τις τιμές που προσδιόρισε με αυτές του Terzaghi κατέληξε σε σημαντικές διαφορές κυρίως για τις μεγάλες τιμές του  $\phi$ . Τις διαφορές αυτές τις απέδωσε στη γραφική μέθοδο του Terzaghi (Πίνακας 3).



**Πίνακας 2:** Εξισώσεις προσδιορισμού του συντελεστή φέρουσας ικανότητας  $N_\gamma$

Έρευνα	Εξίσωση
Terzaghi, 1943	$N_\gamma = \frac{\tan\Phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\Phi} - 1 \right)$
Biarez, 1961	$N_\gamma = 1,8 * (N_q - 1) * \tan\varphi$
Booker, 1969	$N_\gamma = 0,1045 * e^{9,6\varphi}$ Όπου $\varphi$ σε ακτίνια
Meyerhof, 1963	$N_\gamma = (N_q - 1) * \tan(1,4\varphi)$
Hansen, 1970	$N_\gamma = 1,5 * (N_q - 1) * \tan\varphi$
Vesic, 1973	$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan\varphi$
Kumbhojkar (1993)	$N_\gamma = \frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2\varphi - \frac{\tan\Phi}{2}$
Michalowski, 1997	$N_\gamma = e^{(0,66+5,1\tan\varphi)} \tan\varphi$
Poulos et al., 2001	$N_\gamma = 0,1045 * e^{9,6\varphi}$ Γραχιά επιφάνεια $N_\gamma = 0,0663 * e^{9,3\varphi}$ Λεία επιφάνεια Όπου $\varphi$ σε ακτίνια
Dewaikar and Mohapatra, 2003	$N_\gamma = \frac{P_{p\gamma V}}{\gamma B^2} - \frac{1}{2} \tan \left( 45 + \frac{\Phi}{2} \right)$
EC7 & DIN 4017, 1997-1:2004	$N_\gamma = 2(N_q - 1) * \tan\varphi$
Hjiaj et al., 2005	$N_\gamma = e^{\left(\frac{1}{6}\right)(\pi+3\pi^2\tan\varphi)} (\tan\varphi)^{\left(\frac{2\pi}{5}\right)}$
Martin, 2005	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,32\varphi)$

**Πίνακας 3:** Τιμές  $N_\gamma$  κατά Terzaghi (1943) και Kumbhojkar (1993)

Γωνία εσωτερικής τριβής, $\varphi$ (°)	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας, $N_\gamma$ κατά (Terzaghi, 1943)	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας, $N_\gamma$ κατά (Kumbhojkar, 1993)
0	0.00	0.00
5	0.50	0.14
10	1.25	0.56
15	2.59	1.52
20	4.97	3.64
25	9.70	8.34
30	19.73	19.13
35	42.40	45.41
40	100.39	115.31
45	297.50	325.34
50	1153.10	1072.80

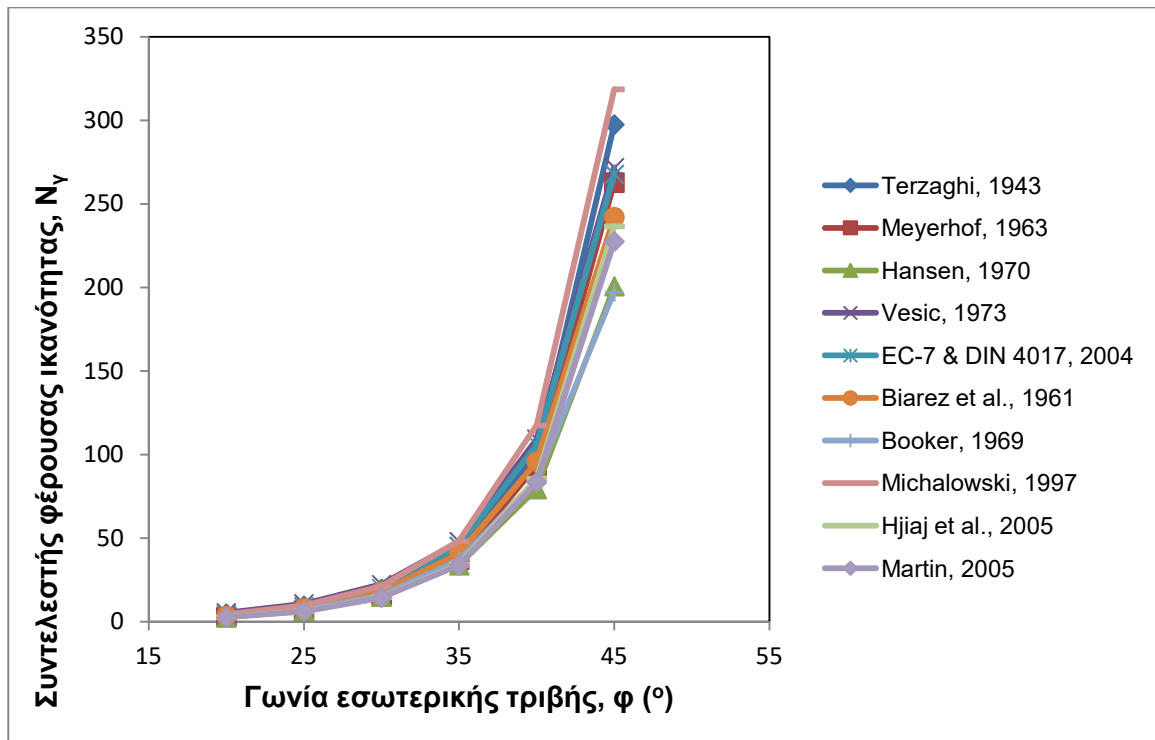
Στους Πίνακες 4, 5 και στην Εικόνα 36 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή  $N_\gamma$  σε σχέση με τη γωνία εσωτερικής τριβής που προέκυψαν από τις πιο σημαντικές και τις πιο συχνά χρησιμοποιημένες μελέτες (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1963; Hansen, 1970; Vesic, 1973; EC7 & DIN 4017, 1997-1:2004; Biarez et al., 1961; Booker, 1969; Michalowski, 1997; Hjiiaj et al., 2005; Martin, 2005).

**Πίνακας 4:** Τιμές του συντελεστή φέρουσας ικανότητας ( $N_\gamma$ ) από τις πιο σημαντικές μελέτες

Γωνία εσωτερικής τριβής, $\varphi$ (°)	Terzaghi (1943)	Meyerhof (1963)	Hansen (1970)	Vesic (1973)	EC-7 & DIN 4017 (2004)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.50	0.07	0.07	0.45	0.10
10	1.25	0.37	0.39	1.22	0.52
15	2.59	1.13	1.18	2.65	1.58
20	4.97	2.87	2.95	5.39	3.93
25	9.70	6.77	6.76	10.88	9.01
30	19.73	15.67	15.07	22.40	20.09
35	42.40	37.15	33.92	48.03	45.23
40	100.39	93.69	79.54	109.41	106.05
45	297.50	262.74	200.81	271.76	267.75

**Πίνακας 5:** Τιμές του συντελεστή φέρουσας ικανότητας ( $N_\gamma$ ) από τις πιο συχνά χρησιμοποιημένες μελέτες

Γωνία εσωτερικής τριβής, $\varphi$ (°)	Biarez et al., 1961	Booker, 1969	Michalowski, 1997	Hjiiaj et al., 2005	Martin, 2005
0	0	0	0	0	0
5	0.09	0.24	0.26	0.12	0.07
10	0.47	0.56	0.84	0.46	0.35
15	1.42	1.30	2.04	1.21	1.06
20	3.54	3.00	4.51	2.86	2.69
25	8.13	6.90	9.75	6.48	6.29
30	18.13	15.96	21.27	14.68	14.44
35	40.84	36.90	48.28	34.34	33.79
40	95.82	85.30	117.57	85.67	83.60
45	242.13	197.21	318.57	236.63	227.53



**Εικόνα 36:** Τιμές του  $N_\gamma$  από βιβλιογραφική ανασκόπηση

Από τους παραπάνω Πίνακες και την Εικόνα είναι φανερό οι διαφορές που υπάρχουν μεταξύ των επιστημόνων ειδικά για  $\phi > 35^\circ$ .

Στο 5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο θα παρουσιαστούν οι τιμές του  $N_\gamma$  που προσδιορίστηκαν από την παρούσα έρευνα μέσα από αριθμητικές λύσεις με τη χρήση του Software Phase<sup>2</sup> της Rocscience.

## 4. Αλληλεπίδραση Πεδίλων –Θεωρητικό πλαίσιο – Βιβλιογραφική ανασκόπηση

### 4.1 Θεωρητική ανάλυση αλληλεπίδρασης πεδίων

Στα προηγούμενα κεφάλαια έχει γίνει αναφορά στο μηχανισμό αστοχίας του εδάφους και στον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας κάτω από μεμονωμένο πέδιλο. Στην πραγματικότητα τα θεμέλια είναι σπάνια απομονωμένα, αλληλεπιδρούν σε κάποιο βαθμό. Έτσι, εάν θεμέλια που εδράζονται σε παρόμοιες εδαφικές συνθήκες, τοποθετούνται το ένα κοντά στο άλλο, η φέρουσα ικανότητα σε κάθε θεμέλιο μπορεί να αλλάξει λόγω της αλληλεπίδρασης της επιφάνειας αστοχίας στο έδαφος. Αυτό διερευνήθηκε θεωρητικά από τον Stuart (1962) για κοκκώδες έδαφος. Ο Stuart υπέθεσε ότι η γεωμετρία της επιφάνειας αστοχίας του εδάφους θα είναι η ίδια με εκείνη που πρότεινε ο Terzaghi και πρότεινε τις ακόλουθες πιθανές συνθήκες (Εικόνα 37):

Περίπτωση I. (Εικόνα 37a): Εάν η απόσταση από το κέντρο του ενός πεδίου ως το κέντρο του άλλου είναι πολύ μεγάλη ( $L \geq L_1$ ), οι επιφάνεια διάρρηξης στο έδαφος κάτω από κάθε θεμέλιο δεν θα επικαλύπτονται. Έτσι η φέρουσα ικανότητα κάθε θεμελίου μπορεί να δοθεί από την κλασική εξίσωση του Terzaghi (17)), στην οποία θα τεθεί  $c=0$ , επειδή το έδαφος, που όπως προαναφέρθηκε εξέτασε ο Stuart, ήταν κοκκώδες. Έτσι η σχέση (17) γίνεται:

$$q_u = q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (32)$$

Στην περίπτωση που δεν υπάρχει επιπρόσθετο φορτίο ( $q$ ) και το θεμέλιο είναι επιφανειακό  $D=0$ , η (32) γίνεται

$$q_u = \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (33)$$

Η απόσταση  $L_1$  μεγαλύτερη από την οποία τα δύο πέδιλα βρίσκονται στην περίπτωση I είναι η διπλάσια της  $BE$  (άκρο πεδίου ως πέρασ της παθητικής ζώνης) σύν ένα πλάτος θεμελίωσης ( $B$ ), δηλαδή  $L_1=2*BE+B$ . Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικά ο τρόπος προσδιορισμού (Εικόνα 37a):

Όπως προαναφέραμε στη Εξ. (11), ο τύπος της λογαριθμικής σπείρας είναι:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$$

Επίσης, ισχύει ότι,

$$\varphi + \theta + 45 - \varphi/2 = 180 \text{ (αφού φτιάχνουν ευθεία γραμμή)} \Leftrightarrow \theta = 135 - \varphi/2$$

όπου  $\theta$  η γωνία της λογαριθμικής σπείρας

Στο ορθογώνιο τρίγωνο (KBC) της μισής ενεργητικής σφήνας ισχύει,

$$\cos(\varphi) = B/(2 \cdot r_0) \Leftrightarrow r_0 = BC = B/[2 \cdot \cos(\varphi)]$$

$$\text{Άρα } r = BD = \frac{B}{2 \cdot \cos(\varphi)} * e^{(135 - \frac{\varphi}{2}) * \tan \varphi}$$

Στο ορθογώνιο τρίγωνο (DFE) της μισής παθητικής σφήνας ισχύει:

$$\cos(45 - \varphi/2) = \frac{BE}{r} \Leftrightarrow BE = 2 \cdot r * \cos(45 - \varphi/2) = EA \text{ και τελικά}$$

$$BE = EA = \frac{B}{\cos(\varphi)} * e^{(135 - \frac{\varphi}{2}) * \tan \varphi} * \cos(45 - \varphi/2) \quad (34)$$

Με παρόμοια ανάλυση μπορούμε να προσδιορίσουμε την απόσταση BE αν εφαρμόζαμε το θεώρημα του Prandtl.

Πιο συγκεκριμένα:

$$45 + \varphi/2 + \theta + 45 - \varphi/2 = 180^\circ \text{ (αφού φτιάχνουν ευθεία γραμμή)} \Leftrightarrow \theta = 90^\circ$$

όπου  $\theta$  η γωνία της λογαριθμικής σπείρας

Στο ορθογώνιο τρίγωνο (KBC) της μισής ενεργητικής σφήνας ισχύει,

$$\cos(45 + \varphi/2) = B/(2 \cdot r_0) \Leftrightarrow r_0 = BC = B/[2 \cdot \cos(45 + \varphi/2)]$$

$$\text{Άρα } r = BD = \frac{B}{2 \cdot \cos(45 + \frac{\varphi}{2})} * e^{90 * \tan \varphi}$$

Στο ορθογώνιο τρίγωνο (DFE) της μισής παθητικής σφήνας ισχύει:

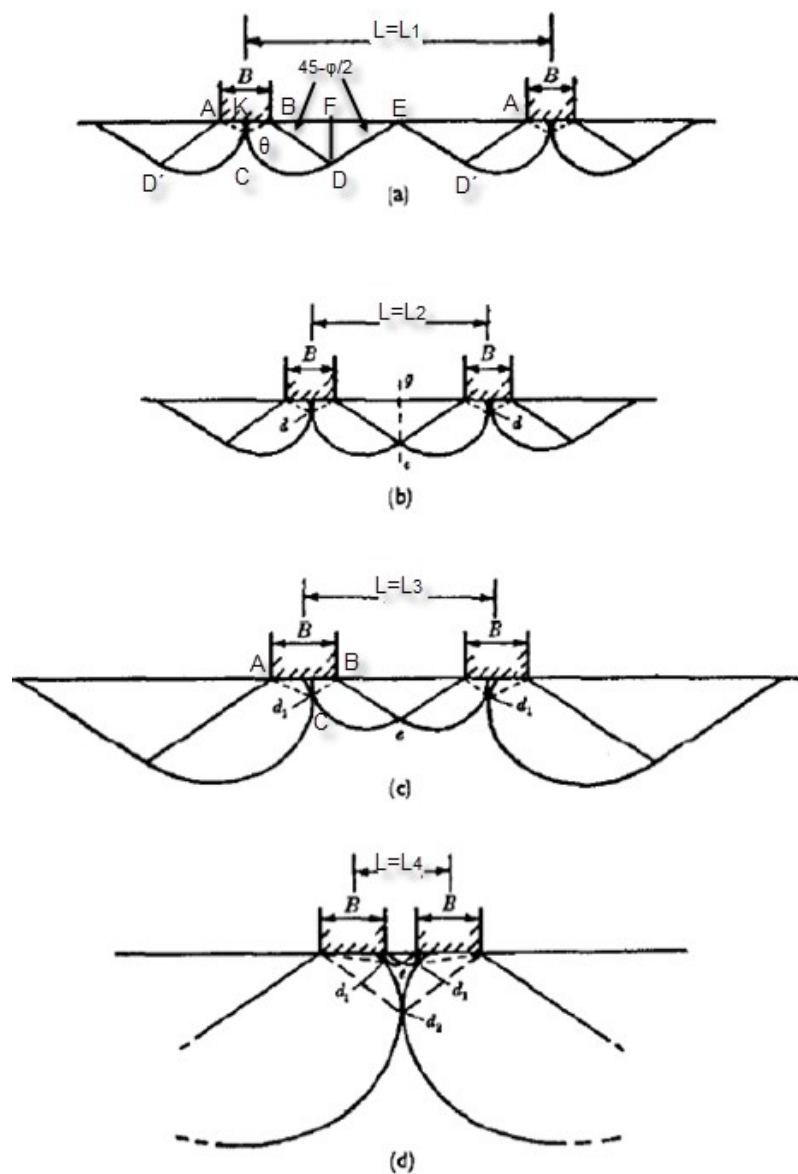
$$\cos(45 - \varphi/2) = \frac{BE}{r} \Leftrightarrow BE = 2 \cdot r * \cos(45 - \varphi/2) = EA =$$

$$BE = EA = \frac{B}{\cos(45 + \frac{\varphi}{2})} * e^{90 * \tan \varphi} * \cos(45 - \varphi/2) \quad (35)$$

Με βάση τις δυο ανωτέρω εξισώσεις φτιάχτηκε φόρμα στο excel η οποία υπολογίζει αυτόματα τις κρίσιμες αποστάσεις αλληλεπίδρασης μεταξύ πεδίων. Επίσης, από τις

παραπάνω εξισώσεις είναι εμφανές πως οι αποστάσεις εξαρτώνται μόνο από το πλάτος πεδίου και τη γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους.

Περίπτωση II. (Εικόνα 37b): Εάν η απόσταση από το κέντρο του ενός πεδίου ως το κέντρο του άλλου είναι τέτοια ( $L=L_2 < L_1$ ) ώστε οι παθητικές ζώνες Rankine μεταξύ των δύο θεμελίων να επικαλύπτονται, τότε η φέρουσα ικανότητα  $q_u$  θα εξακολουθεί να δίνεται από τις Εξ. (32), οι τάσεις πάνω στην κάθετη τομή “ge” παραμένουν ίδιες με του απομονωμένου. Ωστόσο, η καθίζηση θεμελίωσης θα αλλάξει (σε σύγκριση με την περίπτωση ενός μεμονωμένου θεμελίου).



**Εικόνα 37:** Η ανάπτυξη των επιφανειών αστοχίας εξαιτίας της αλληλεπίδρασης δυο τραχιών πεδίων σε σχέση με την απόστασή τους (τροποποιημένο από Stuart, 1962)

Περίπτωση III. (Εικόνα 37c): Αυτή είναι η περίπτωση όπου η απόσταση του κέντρου του ενός πεδίου από το κέντρο του άλλου είναι  $L=L_3 < L_2$ . Στην περίπτωση αυτή υπάρχει περιορισμός της παθητικής ζώνης και αλλαγές στις τιμές των τάσεων. Εξαιτίας της μείωσης των παθητικών ζωνών, η λογαριθμική σπείρα παρουσιάζει μικρότερη αρχική ακτίνα και οι εσωτερικές λογαριθμικές σπείρες είναι μικρότερες από πριν αλλά και από τις εξωτερικές. Επίσης, παρατηρείται μια κίνηση του σημείου c της σφήνας από τη θέση d (περίπτωση II), στη θέση d<sub>1</sub>. Η γωνία που δημιουργείται στο σημείο d και d<sub>1</sub> (ACB γωνία) αποδεικνύεται εύκολα πως είναι ίση με  $180^\circ - 2\varphi$ .

Περίπτωση IV. (Εικόνα 37d): Εάν η απόσταση των θεμελίων μειωθεί περαιτέρω από το  $L=L_4 < L_3$ , τότε οι εξωτερικές σπείρες έρχονται σε επαφή στο σημείο d<sub>2</sub>. Αυτό συμβαίνει πριν τα δυο πέδιλα έρθουν σε επαφή. Σε αυτή την απόσταση παρατηρείται «μπλοκάρισμα» (blocking), τα δυο πέδιλα και το έδαφος ανάμεσά τους ενεργούν ως **ένα** μεμονωμένο πέδιλο. Το έδαφος μεταξύ των πεδίων θα σχηματίσει μια ανεστραμμένη καμάρα. Όταν τα δύο θεμέλια ακουμπήσουν, η ανεστραμμένη καμάρα εξαφανίζεται και το σύστημα συμπεριφέρεται ως ένα μόνο θεμέλιο με πλάτος ίσο με 2B. Η φέρουσα ικανότητα σε αυτή την περίπτωση μπορεί να δοθεί από τις Εξ. (32, 33, ανάλογα την περίπτωση), με το B να αντικαθίσταται από το 2B.

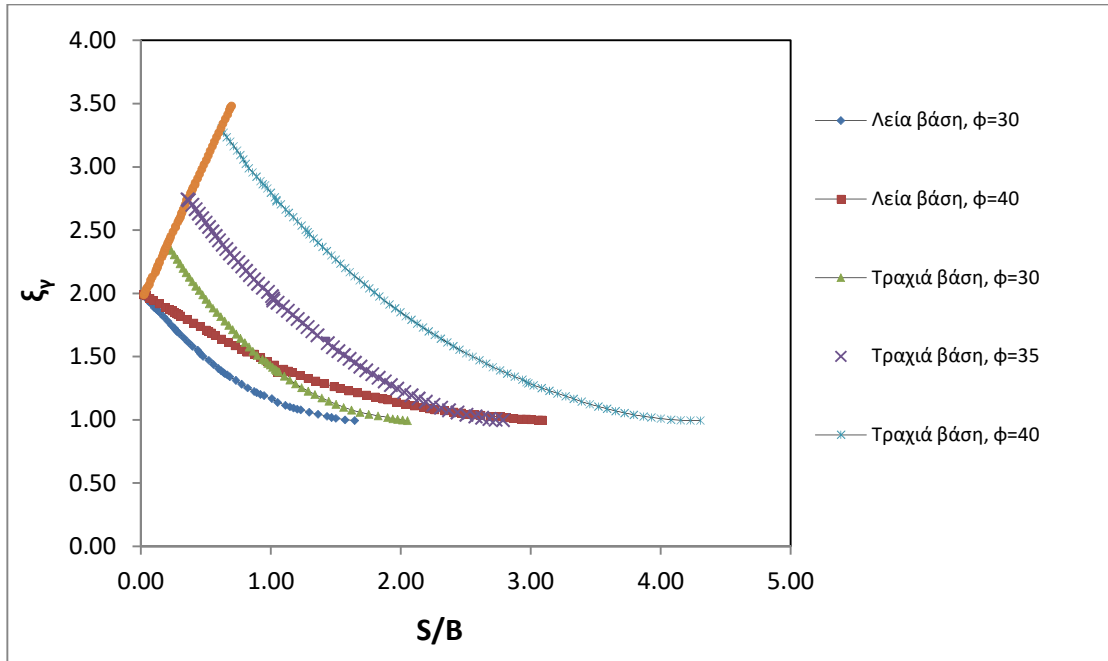
Καθώς μειώνεται η απόσταση των πεδίων οι παράμετροι  $N_q$  και  $N_\gamma$  αυξάνουν, με τον  $N_\gamma$  να αυξάνει σημαντικά. Ο Stuart (1962) χρησιμοποίησε τους συντελεστές αλληλεπίδρασης  $\xi_\gamma$  και  $\xi_q$ , οι οποίες προκύπτουν από τα πηλίκια των αντίστοιχων συντελεστών φέρουσας ικανότητας  $N_\gamma$  και  $N_q$  των αλληλεπιδρώντων προς τα απομονωμένα πέδιλα. Σε αυτή την περίπτωση, η φέρουσα ικανότητα κάθε θεμελίου για ( $c=0$ ) μπορεί να δοθεί από τους τύπους:

$$q_u = q * N_q * \xi_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * \xi_\gamma \quad (36)$$

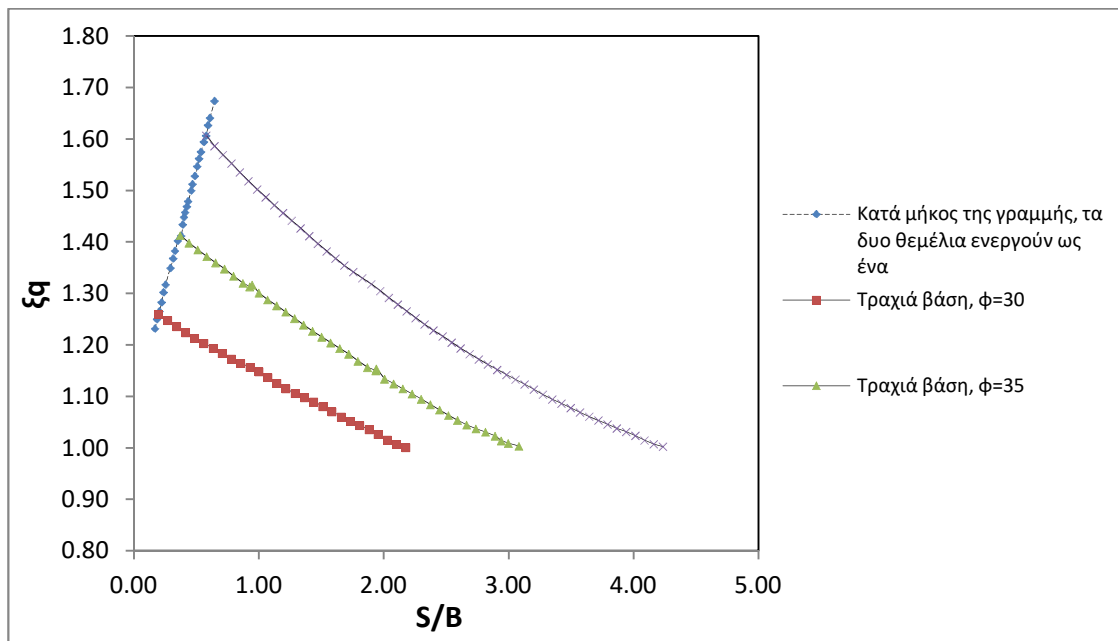
Και στην περίπτωση που δεν υπάρχει επιπρόσθετο φορτίο (q) και το θεμέλιο είναι επιφανειακό  $D=0$ , η (36) γίνεται:

$$q_u = \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * \xi_\gamma \quad (37)$$

Τελικά ο Stuart (1962) δημιούργησε διαγράμματα που απεικονίζουν τη σχέση των συντελεστών  $\xi_\gamma$  και  $\xi_q$  με την απόσταση των θεμελίων (από κέντρο σε κέντρο). Όμως, επειδή όλοι σχεδόν οι μετέπειτα ερευνητές χρησιμοποίησαν την απόσταση από τα άκρα των πεδίων και μάλιστα κανονικοποιημένη ως προς το B, τα διαγράμματα του Stuart τροποποιήθηκαν και στον οριζόντιο άξονα μπήκε το S/B, με B=1, Εικόνα 38, Εικόνα 39).



**Εικόνα 38:** Θεωρητικές τιμές του συντελεστή αλληλεπίδρασης ( $\xi_\gamma$ ) σε σχέση με την απόσταση του ζεύγους πεδίων από άκρο σε άκρο (τροποποιημένο από **Stuart, 1962**)



**Εικόνα 39:** Θεωρητικές τιμές του συντελεστή αλληλεπίδρασης ( $\xi_q$ ) σε σχέση με την απόσταση του ζεύγους πεδίων από άκρο σε άκρο (τροποποιημένο από **Stuart, 1962**)

Επίσης ο Stuart όρισε και ένα ακόμα συντελεστή τον  $\xi_{\gamma q}$ , ο οποίος αντιπροσωπεύει το πηλίκο του συντελεστή φέρουσας ικανότητας  $N_{\gamma q}$  των αλληλεπιδρώντων προς τα μεμονωμένα πέδιλα. Κατά τον Stuart όταν το επιπρόσθετο φορτίο ( $q$ ) εκφραστεί σε σχέση με το πλάτος θεμελίωσης ( $B$ ), το φαινόμενο ειδικό βάρος του εδάφους ( $\gamma$ ) και το ποσοστό βάθος / πλάτος, η φέρουσα ικανότητα απομονωμένου θεμελίου δίνεται από τον τύπο:

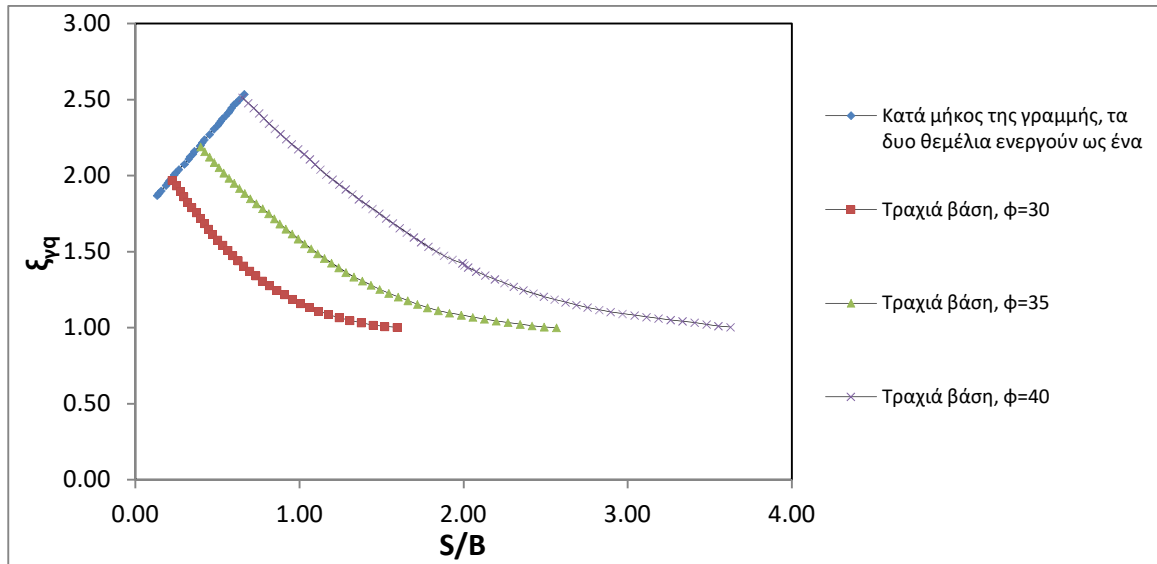


$$q_u = \gamma * B * N_{\gamma q} \quad (38)$$

και η φέρουσα ικανότητα του κάθε θεμελίου εξαιτίας της αλληλεπίδρασης προκύπτει από:

$$q_u = \gamma * B * N_{\gamma q} * \xi_{\gamma q} \quad (39)$$

Οι σχέσεις του συντελεστή  $\xi_{\gamma q}$  με την απόσταση των θεμελίων παρουσιάζεται στην Εικόνα 40.

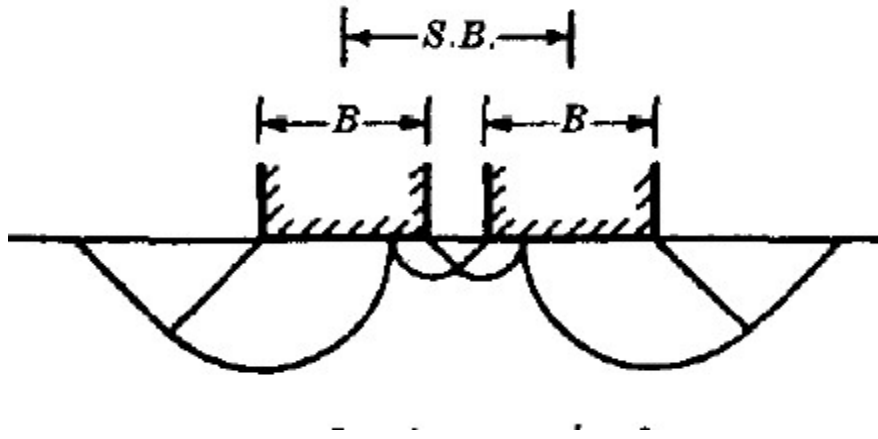


**Εικόνα 40:** Θεωρητικές τιμές του συντελεστή  $\xi_{\gamma q}$  σε σχέση με την απόσταση του ζεύγους πεδίων, όπου  $D/B=1$  (τροποποιημένο από Stuart, 1962)

Από τη μελέτη όλων των στοιχείων και των αποτελεσμάτων, ο Stuart κατέληξε σε κάποια συμπεράσματα:

- Στα εδάφη που το  $\phi=0$ , οι σπείρες εκφυλίζονται σε κύκλους (Εικόνα 41) και η κατάσταση που απεικονίζεται στην Εικόνα 37d δεν μπορεί να υπάρξει. Αυτό σημαίνει πρακτικά ότι σε επιμήκη, επιφανειακά θεμέλια που εδράζονται πάνω σε κορεσμένους αργίλους δεν αναμένεται καμιά αλλαγή στη φέρουσα ικανότητα καθώς τα πέδιλα πλησιάζουν πολύ κοντά. Επίσης, ο Stuart (1962) ανέφερε πως σε μη συνεκτικά εδάφη με λεία επιφάνεια θεμελίωσης, η φέρουσα ικανότητα θα αυξάνεται με τη μείωση της απόστασης, όπως και στις τραχιές επιφάνειες, αλλά θα φτάνει στη μέγιστη τιμή όταν τα θεμέλια ακουμπούν και όχι πιο πριν, όπως συμβαίνει στα θεμέλια με τραχιιά βάση.
- Σε θεμέλια με λείες βάσεις, ο  $N_{\gamma}$  αυξάνει ως μια μέγιστη τιμή η οποία είναι διπλάσια αυτής του απομονωμένου θεμελίου, ενώ ο  $N_q$  δεν αλλάζει.

- Η αύξηση της φέρουσας ικανότητας εξαιτίας της αλληλεπίδρασης των πεδίων γίνεται μικρότερη καθώς ο λόγος βάθους θεμελίωσης / πλάτος θεμελίου ( $D/B$ ) αυξάνει και την ίδια στιγμή το μέγεθος του «μπλοκάριατος» γίνεται μεγαλύτερο.
- Οι τιμές των συντελεστών αλληλεπίδρασης  $\xi_y$ ,  $\xi_q$  και  $\xi_{yq}$  που παίρνουμε από τα διαγράμματα των Εικόνων 38, 39 και 40 αφορούν μόνο απείρου μήκους πέδιλα. Σε κάθε άλλη περίπτωση πρέπει να διορθώνονται.

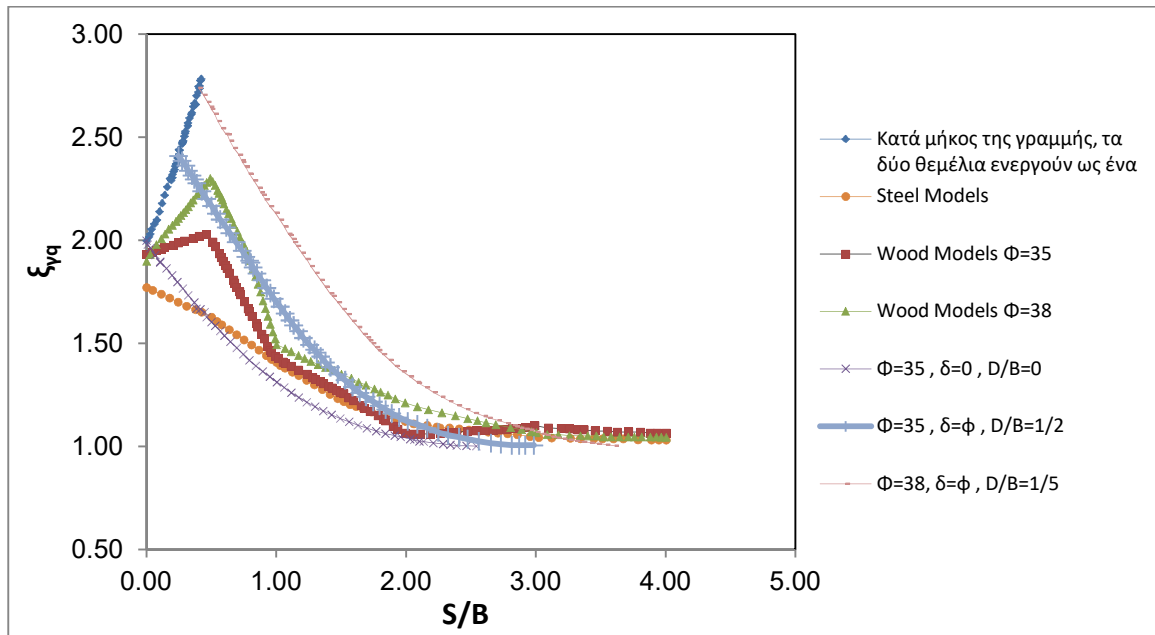


**Εικόνα 41:** Εκφυλισμός των σπειρών σε κύκλους όταν το εδαφικό υλικό έχει  $\varphi=0$  και η βάση του θεμελίου είναι τραχιά (Stuart 1962)

Επίσης, ο Stuart (1962) πραγματοποίησε και πειραματική μελέτη με ξύλινα και ατσάλνια μοντέλα, τα οποία ήταν τοποθετημένα επιφανειακά πάνω σε ξηρή άμμο με τέτοιο τρόπο που να παρουσιάζουν τραχύτητα με το έδαφος. Τα αποτελέσματα της πειραματικής και της θεωρητικής μελέτης παρουσιάζονται στην Εικόνα 42. Για να διευκολυνθεί η σύγκριση των θεωρητικών με τα πειραματικά αποτελέσματα, σχεδιάστηκαν αδιάστατα. Η απόσταση των πεδίων διαιρέθηκε με το πλάτος του πεδίου γιατί οι θεωρητικές καμπύλες του Stuart αφορούν απειρομήκη θεμέλια και όταν χρησιμοποιούνται μικρά πέδιλα πρέπει οι συντελεστές να συσχετίζονται με την απόσταση προς το πλάτος. Αυτό ακολουθήθηκε, όπως προαναφέρθηκε, από όλους τους μετέπειτα επιστήμονες που ασχολήθηκαν με αυτό το θέμα. Από την Εικόνα 42 διαπιστώνεται πως οι πειραματικές τιμές είναι χαμηλότερες από τις θεωρητικές ακόμα και όταν γίνονται οι απαραίτητες διορθώσεις λόγω του βάθους. Το ατσάλνιο προσομοίωμα δίνει χαμηλότερες τιμές από το ξύλινο. Οι διαφορές αυτές είναι μεγαλύτερες στις μικρές αποστάσεις και γίνονται απειροελάχιστες για  $S>3$ .

Κατά τον Stuart (1962), οι διαφορές των πειραματικών από τις θεωρητικές τιμές οφείλονται σε 3 λόγους:

- τα θεμέλια δε μπορούν να εμποδιστούν από πιθανή περιστροφή και διόγκωση (spreading)
- μπορεί η επιφάνεια της άμμου να ήταν ελαφρά χαλαρωμένη
- η τοποθέτηση των πεδίων μπορεί να προξένησε διατάραξη της άμμου.



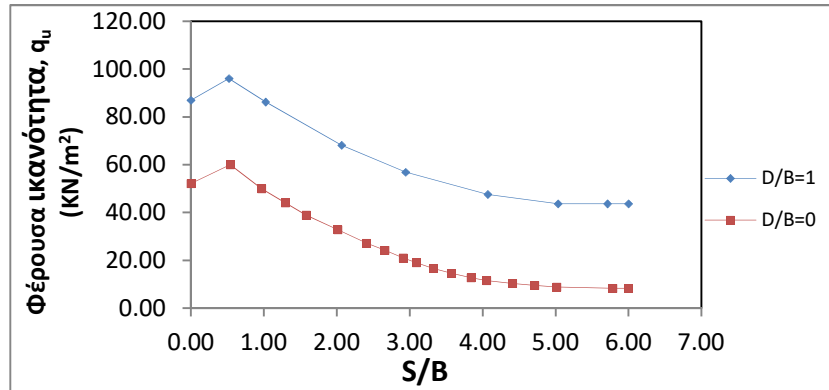
**Εικόνα 42:** Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων και θεωρητικών καμπύλων (τροποποιημένο από Stuart, 1962)

## 4.2 Βιβλιογραφική ανασκόπηση αλληλεπίδρασης πεδίων

Υπάρχουν πολλές μελέτες στις οποίες οι τιμές της φέρουσας ικανότητας, κάτω από συνθήκες επιρροής πολλαπλών πεδίων, έχει διερευνηθεί τόσο πειραματικά όσο και αριθμητικά (Stuart 1962; West & Stuart 1965; Saran & Agarwal 1974; Das & Larbi-Cherif, 1983; Graham et al., 1984; Saran & Varma 1988; Amir, 1992; Kumar & Saran 2003; Kumar & Ghosh 2007; Kumar & Kouzer 2008; Kumar & Bhoi 2008; Mabrouki et al., 2010; Kumar & Bhattacharya, 2013; Lavasan & Ghazavi, 2014; Ghosh et al., 2017; Alwalan, 2018; Schmudderich et al., 2020). Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν οι σημαντικότερες από αυτές.

Στην εργασία των Das και Larbi-Cherif (1983), παρουσιάζονται τα πειραματικά αποτελέσματα της φέρουσας ικανότητας συγκριτικά με την απόσταση δύο πεδίων. Το εργαστηριακό μοντέλο αποτελείται από δύο ατσάλινα θεμέλια με 50.8mm πλάτος (B) και μήκος 304.8 mm (L), τα οποία παρουσιάζουν τραχιά επιφάνεια. Η άμμος είχε μέγιστο

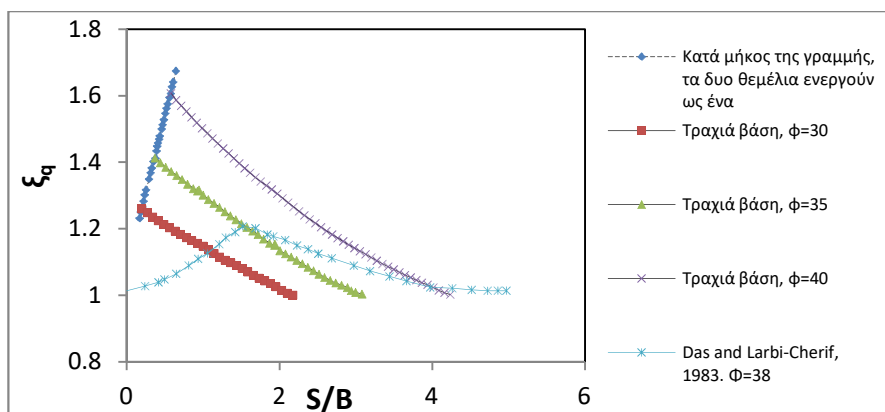
ξηρό ειδικό βάρος ίσο με  $\gamma_{dry}=17.59\text{KN/m}^3$ , ενώ το ελάχιστο ήταν  $\gamma_{dry}=14.26\text{KN/m}^3$ . Η γωνία εσωτερικής τριβής είναι  $38^\circ$ . Οι παραπάνω επιστήμονες έφτιαξαν διάγραμμα (Εικόνα 43) της φέρουσας ικανότητας με το λόγο της απόστασης των θεμελίων προς το πλάτος του θεμελίου (S/B).



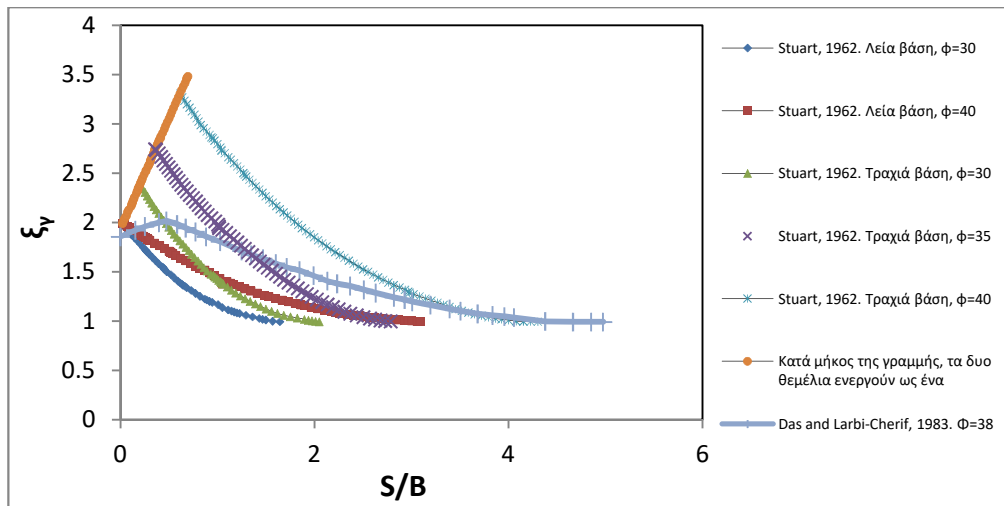
**Εικόνα 43:** Η φέρουσα ικανότητα συναρτήσει της απόστασης των θεμελίων (τροποποιημένο από Das and Larbi-Cherif, 1983)

Από το παραπάνω σχήμα είναι κατανοητό πως η φέρουσα ικανότητα ( $q_u$ ) με βάθος, αυξάνεται με την απόσταση (S) μέχρι μια μέγιστη τιμή **περίπου 100%** μεγαλύτερη από του απλού πεδύλου για  $D=B$  και **περίπου 600%** για επιφανειακή θεμελίωση. Η μέγιστη τιμή συμβαίνει για  $S/B$  **περίπου 0.5** και μετά ελαττώνεται μέχρι την ελάχιστη τιμή σε απόσταση,  $S=5B$  και  $S=5.5B$  αντίστοιχα. Επίσης, είναι φανερό πως για θεμέλια που εδράζονται σε μεγαλύτερο βάθος, η φέρουσα ικανότητα είναι μεγαλύτερη (σε αντίθεση με την άποψη του Stuart).

Στη συνέχεια, οι προαναφερόμενοι επιστήμονες προσδιόρισαν τους συντελεστές απόδοσης  $\xi_q$  και  $\xi_\gamma$  του Stuart (1962) και κατασκεύασαν διαγράμματα των συντελεστών αυτών συναρτήσει του S/B, συγκρίνοντας τα με τις θεωρητικές καμπύλες του Stuart (1962).



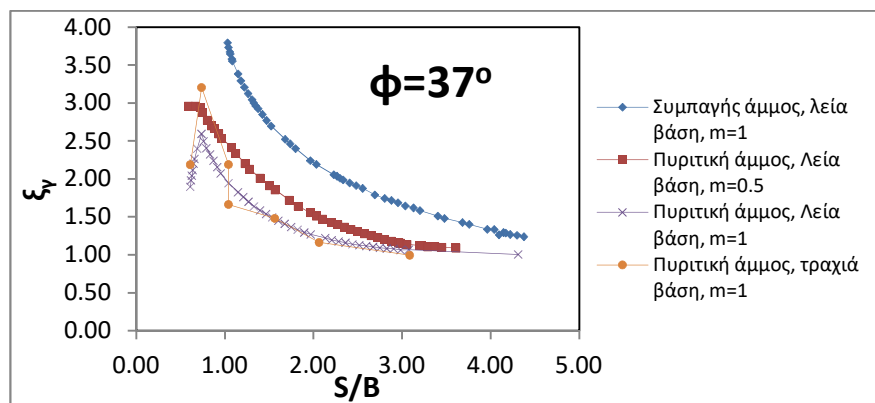
**Εικόνα 44:** Σύγκριση του συντελεστή  $\xi_q$  κατά Das and Larbi-Cherif, 1983 με τις θεωρητικές καμπύλες του Stuart, 1962 (τροποποιημένο από Das and Larbi-Cherif, 1983)



**Εικόνα 45:** Σύγκριση των τιμών του συντελεστή  $\xi_\gamma$  κατά *Das and Larbi-Cherif, 1983* με τις θεωρητικές καμπύλες του *Stuart, 1962* (τροποποιημένο από **Das and Larbi-Cherif, 1983**)

Η μεταβολή των παραγόντων απόδοσης  $\xi_q$ ,  $\xi_\gamma$  είναι παρόμοια με αυτή που εκφράζεται στη θεωρητική προσέγγιση (ειδικά του  $\xi_\gamma$ ), όμως τα μεγέθη τους είναι ξεκάθαρα μικρότερα ειδικά για  $S/B < 3$ .

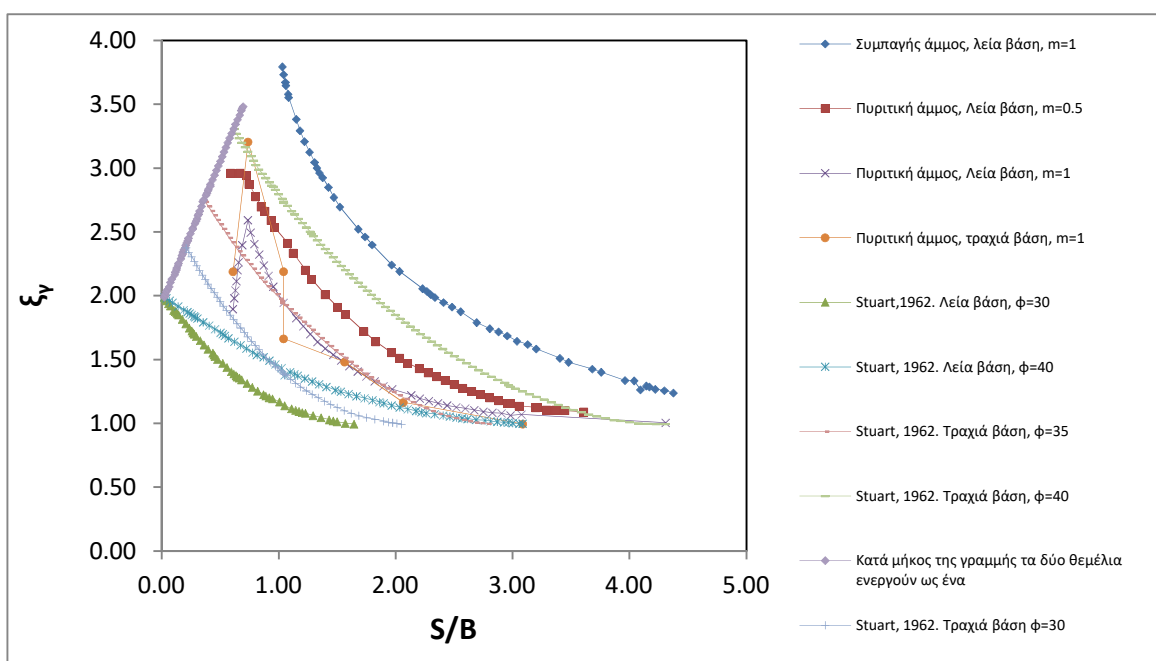
Το 1984 οι *Graham et al.* πραγματοποίησαν πειραματική έρευνα με στόχο την επιρροή της αλληλεπίδρασης πεδίων στη φέρουσα ικανότητα. Για το λόγο αυτό τοποθέτησαν σε πυριτική άμμο με φαινόμενο βάρος  $\gamma_{dry}=16\text{KN/m}^3$  και γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi=36.4^\circ$ , 3 μοντέλα - θεμέλια από αλουμίνιο πλάτους 38mm και μήκους 305mm. Εξετάστηκαν δύο περιπτώσεις (τραχιά και λεία πέδιλα) και στην περίπτωση των τραχιών πεδίων εξετάστηκε η φόρτιση με διαφορετικές τάσεις. Τα εξωτερικά, δηλαδή πέδιλα φορτίστηκαν με το 100%, το 75% και το 50% αντίστοιχα του φορτίου του κεντρικού πεδίου. Τα αποτελέσματα παρουσιάστηκαν σε διαγράμματα (Εικόνα 46) όπου συσχετίζεται ο συντελεστής ( $\xi_\gamma$ ) με το λόγο  $S/B$ . Στο ίδιο διάγραμμα προβάλλονται και τα αποτελέσματα των πειραμάτων για συμπαγή (concrete) άμμο.



**Εικόνα 46:** Συσχέτιση του συντελεστή φέρουσας ικανότητας ( $\xi_\gamma$ ) σε σχέση με την απόσταση των τριών πεδίων για πυριτική και συμπαγής άμμο (τροποποιημένο από **Graham et al., 1984**)

Από το παραπάνω διάγραμμα είναι φανερό πως η μέγιστη τιμή της φέρουσας ικανότητας για την πυριτική άμμο και λεία βάση πεδίλου παρουσιάζεται για  $S/B=0.7$  και είναι 150% μεγαλύτερη από τη φέρουσα ικανότητα του μεμονωμένου πεδίλου, ενώ για τραχύ πέδιλο η αύξηση σχεδόν 220%. Στη συμπαγή άμμο η μέγιστη τιμή εμφανίζεται όταν  $S/B=1$  και είναι 300% σχεδόν μεγαλύτερη από του μεμονωμένου.

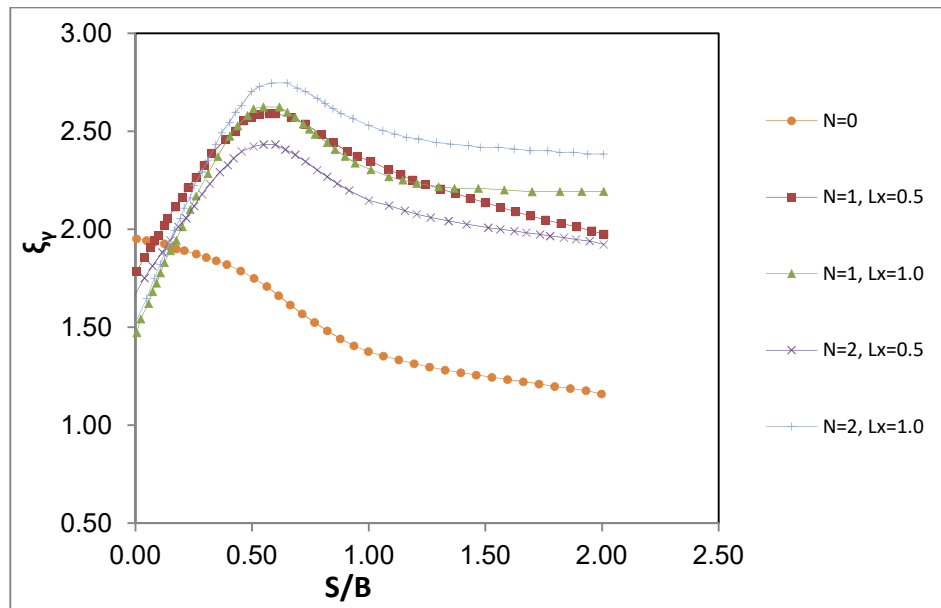
Όμως οι προαναφερθέντες επιστήμονες δεν κατασκεύασαν διαγράμματα που να συσχετίζουν τα πειραματικά αποτελέσματα τους με τις θεωρητικές καμπύλες του Stuart (1962). Επειδή όμως ο συγγραφέας της παρούσας εργασίας θεωρεί σημαντική τη συσχέτιση αυτή, την πραγματοποίησε (Εικόνα 47).



**Εικόνα 47:** Σύγκριση των τιμών του συντελεστή  $\xi_y$  των Graham et al., 1984 με τις θεωρητικές καμπύλες του Stuart, 1962

Από την παραπάνω Εικόνα είναι εμφανές πως οι τιμές των Graham et al. (1984) είναι υψηλότερες από του Stuart (1962).

Οι Kumar and Saran (2003) πραγματοποίησαν 74 εργαστηριακές δοκιμές σε θεμέλια που εδράστηκαν πάνω σε ενισχυμένη με γεωπλέγμα άμμο με στόχο την εκτίμηση της επίδραση της απόστασης ανάμεσα στα θεμέλια και του μεγέθους της ενίσχυσης της άμμου στη φέρουσα ικανότητά της. Η άμμος ήταν φτωχά διαβαθμισμένη (SP) με σχετική πυκνότητα 60%, ξηρό φαινόμενο βάρος  $16\text{KN/m}^3$  γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi=37^\circ$ . Τα μοντέλα ήταν φτιαγμένα από ατσάλι και οι διαστάσεις τους ήταν  $0.1\text{m} \times 0.86\text{m}$ . Στην Εικόνα 52 παρουσιάζεται η συσχέτιση του  $\xi_y$  με το  $S/B$  για διάφορα στρώματα ενίσχυσης της άμμου (N).

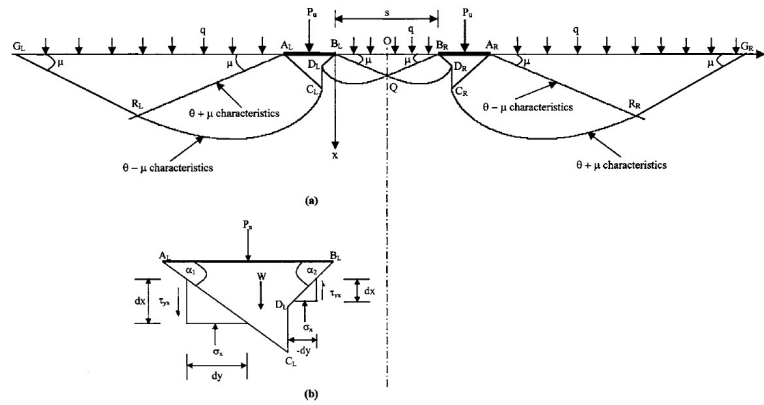


**Εικόνα 48:** Συσχέτιση του συντελεστή φέρουσας ικανότητας ( $\xi_\gamma$ ) σε σχέση με την απόσταση των θεμελίων (τροποποιημένο από Kumar και Saran, 2003)

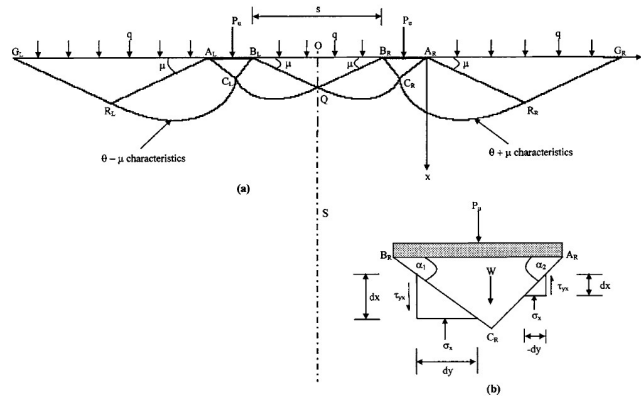
Από την παραπάνω Εικόνα είναι φανερό πως για μη ενισχυμένη άμμο η φέρουσα ικανότητα παρουσιάζει συνεχής αύξηση με τη μείωση του  $S/B$  και φτάνει στη μέγιστη τιμή της (σχεδόν 2) για  $S/B=0$ . Ενώ όταν η άμμος ενισχυθεί η φέρουσα ικανότητα παρουσιάζει τη μέγιστη της τιμή για  $S/B$  στο 0.7.

Το 2007, οι Kumar and Ghosh, καθόρισαν τη φέρουσα ικανότητα αλληλοεπιδρόντων θεμελίων με τη μέθοδο των stress characteristics. Υπέθεσαν δυο μηχανισμούς αστοχίας. Στον 1<sup>ο</sup> Μηχανισμό θεώρησαν ότι κάτω από τη βάση των θεμελίων δημιουργούνται μη πλαστικές τετράπλευρου σχήματος σφήνες (Εικόνα 49), οι οποίες μετατρέπονται σε τριγωνικές, όταν η απόσταση των θεμελίων γίνει μηδενική ή πολύ μεγάλη, ύπαρξη ενός θεμελίου ή μη αλληλεπίδραση θεμελίων αντιστοίχως. Στο Μηχανισμό 2 οι Kumar και Ghosh υπέθεσαν μη συμμετρικές, αλλά τριγωνικές μη πλαστικές σφήνες (Εικόνα 50) οι οποίες γίνονται συμμετρικές σε πολύ μεγάλες αποστάσεις (έλλειψη αλληλεπίδρασης), ενώ όταν τα θεμέλια ακουμπήσουν γίνεται μια συμμετρική σφήνα (ένα θεμέλιο).

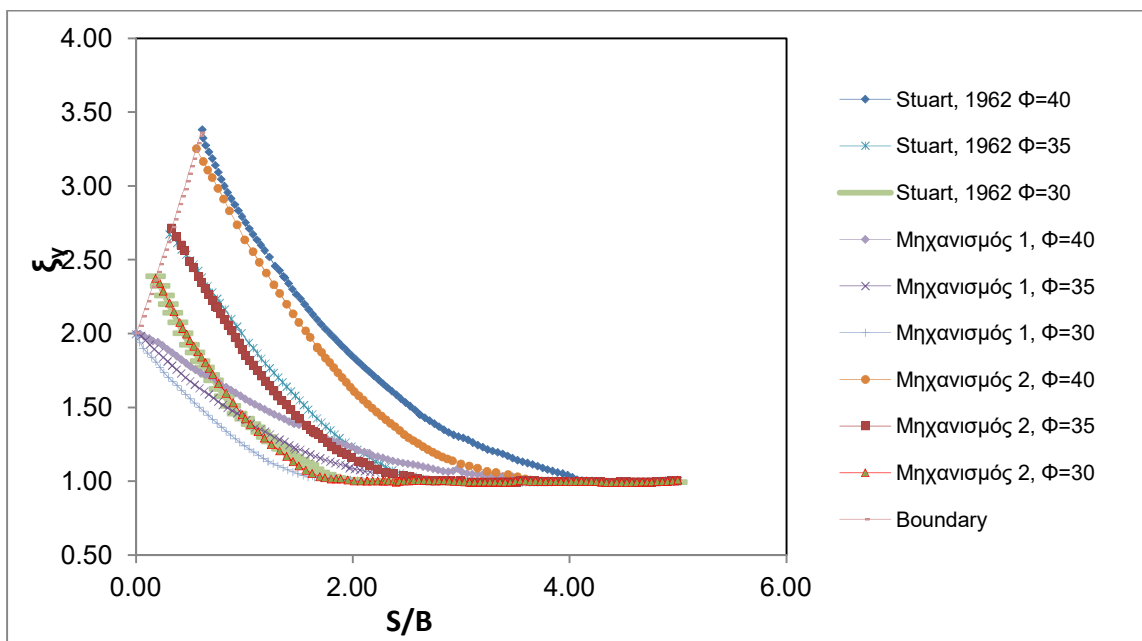
Στη συνέχεια, κατασκεύασαν διάγραμμα του συντελεστή  $\xi_\gamma$  συναρτήσε του  $S/B$  (Εικόνα 51) και το σύγκριναν με τις θεωρητικές τιμές του Stuart (1962). Από το διάγραμμα αυτό είναι εμφανές πως ο Μηχανισμός 1 δεν ταιριάζει καθόλου (παρουσιάζει πολύ χαμηλές τιμές) με τα θεωρητικά αποτελέσματα του Stuart, ενώ ο Μηχανισμός 2 είναι πολύ κοντά στις θεωρητικές τιμές.



Εικόνα 49: Μηχανισμός 1 και διάγραμμα ελεύθερου σώματος για τη σφήνα (Kumar and Ghosh, 2007)



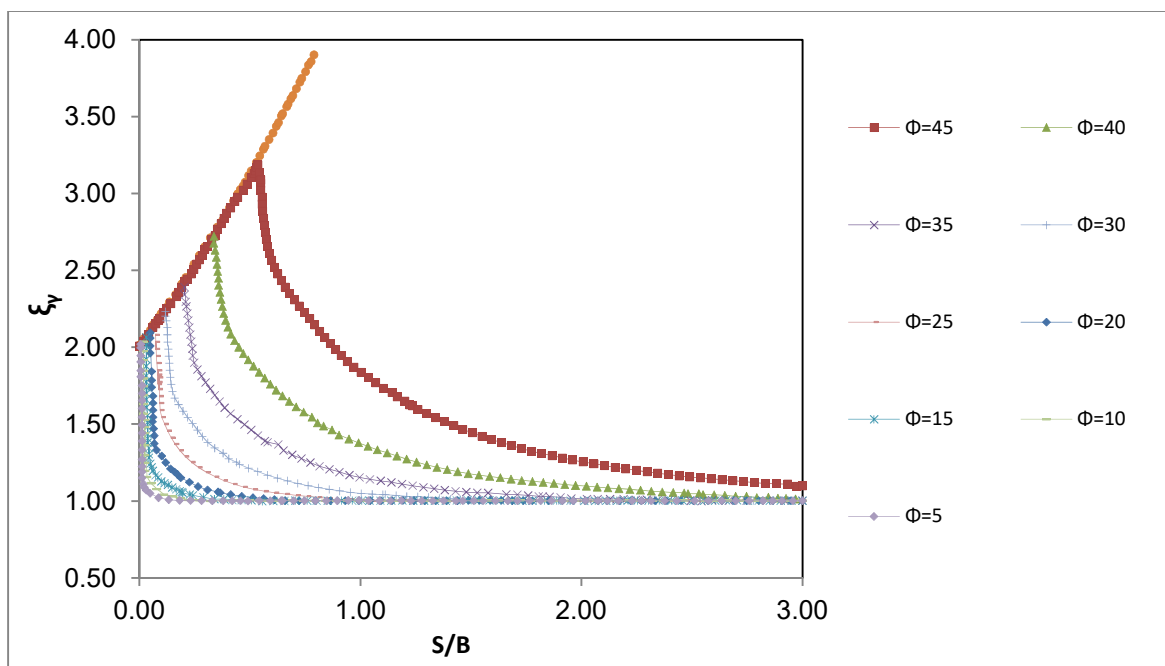
Εικόνα 50: Μηχανισμός 2 και διάγραμμα ελεύθερου σώματος για τη σφήνα (Kumar and Ghosh, 2007)



Εικόνα 51: Σύγκριση του  $\xi$  για διάφορα  $\phi$  και  $S/B$  των δύο μηχανισμών αποχίας των Kumar and Ghosh, 2007 με τις θεωρητικές τιμές του Stuart (τροποποιημένο από Kumar and Ghosh, 2007)



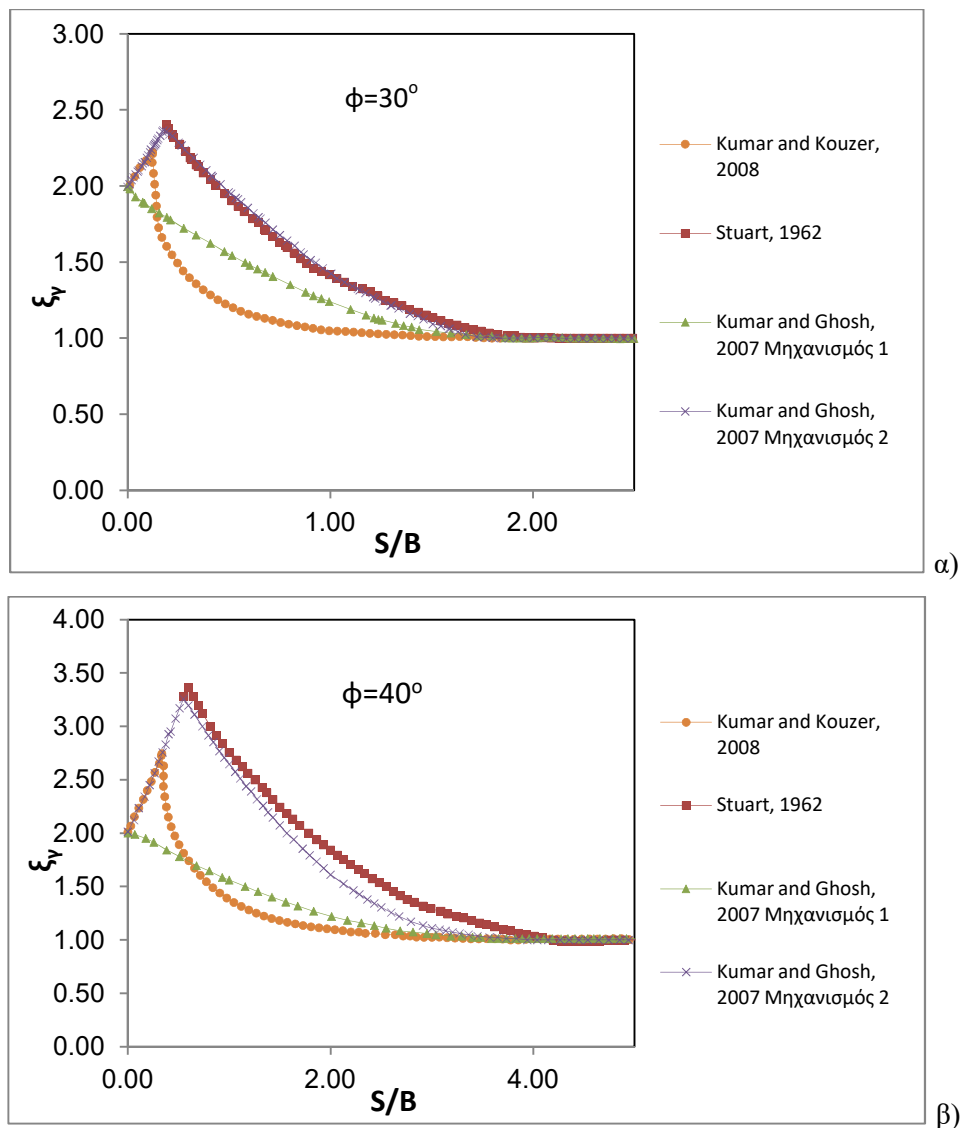
Το 2008 οι Kumar και Kouzer, χρησιμοποιώντας ανάλυση ανώτατου ορίου σε συνδυασμό με τα πεπερασμένα στοιχεία και γραμμικό προγραμματισμό, εκτίμησαν την επιρροή της αλληλεπίδρασης των πεδίων στην φέρουσα ικανότητα δύο κοντινών θεμελίων. Οι δοκιμές που πραγματοποίησαν οι Kumar και Kouzer αφορούσαν τη διακύμανση του συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\xi_\gamma$  σε σχέση με την αλλαγή της απόστασης μεταξύ των δύο τραχιών επιφανειακών πεδίων που εδράζονται σε μη συνεκτικό έδαφος. Έτσι αυτοί πραγματοποίησαν δοκιμές από  $\phi=5^\circ$  έως  $\phi=45^\circ$  και έφτιαξαν το διάγραμμα του συντελεστή  $\xi_\gamma$  με το λόγο απόστασης πεδίων (από άκρο σε άκρο) προς το πλάτος θεμελίου (Εικόνα 52). Όταν δεν υπάρχει κενό μεταξύ των δύο πεδίων ( $S/B=0$ ), η τιμή του συντελεστή γίνεται ακριβώς ίσο με 2.0 που δείχνει ότι η μέση φέρουσα ικανότητα σε ένα αλληλεπιδρούμενο πέδιλο γίνεται ακριβώς διπλάσια από αυτή του απομονωμένου με το ίδιο πλάτος. Ξεκινώντας από  $S/B=0$ , η τιμή του συντελεστή αυξάνεται συνεχώς έως  $S_{cr}/B$  και, στη συνέχεια, ο συντελεστής μειώνεται έως ότου γίνει ξανά 1.0 για  $S/B=S_{max}/B$ , όπου  $S_{max}$  η απόσταση πέρα από την οποία δεν υπάρχει αλληλεπίδραση. Η τιμή  $S_{cr}/B$  κυμαίνεται από **0.2-0.8** ανάλογα με τη γωνία  $\phi$  (η τιμή του  $S_{cr}/B$  αυξάνεται με την αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής) και η μέγιστη φέρουσα ικανότητα αυξάνει με την αύξηση της  $\phi$ . Επιπλέον, σημειώνεται ότι η φέρουσα ικανότητα στην περίπτωση των 2 πεδίων αυξάνεται εμφανώς σε σχέση με αυτή του μεμονωμένου πεδίου. Η τιμή  $S_{max}/B$  παίρνει τιμές από 0,1 έως και μεγαλύτερη του 3 για  $\phi=45^\circ$ .



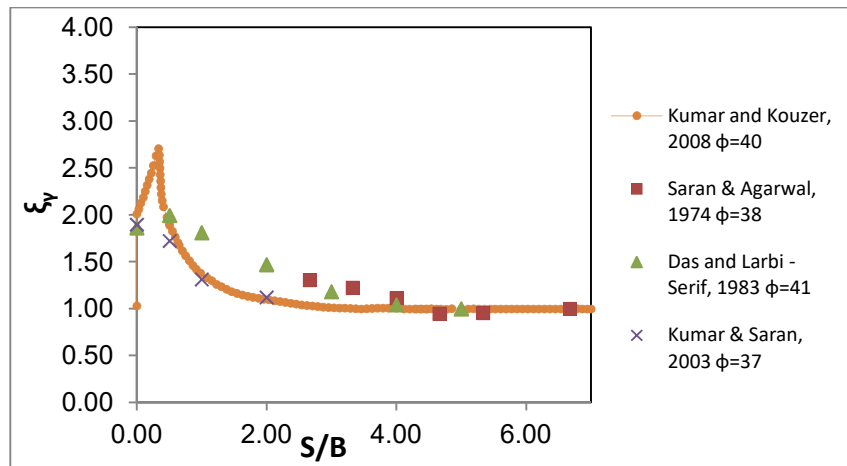
**Εικόνα 52:** Η μεταβολή του συντελεστή  $\xi_\gamma$  με το  $S/B$  για  $\phi=5-45^\circ$  (τροποποιημένο από Koumar and Kouzer, 2008)

Για  $S/B \leq S_{cr}/B$ , ο  $\xi_\gamma$  δίνεται από τον τύπο  $\xi_\gamma = (2+S/B)^2/2$ , το οποίο σημαίνει πως για  $S/B \leq S_{cr}/B$  το φορτίο αστοχίας για ένα αλληλεπιδρούμενο θεμέλιο (με πλάτος  $B$ ) γίνεται σχεδόν το ήμισυ του φορτίου αστοχίας ενός απομονωμένου θεμελίου με πλάτος  $(2B + S)$ .

Η σύγκριση των τιμών του  $\xi_\gamma$  για  $\phi=30^\circ$  και  $\phi=40^\circ$  με τις θεωρητικές του Stuart και αυτές που προκύπτουν από τους δυο μηχανισμούς των Kumar και Ghosh (2007), Εικόνα 53, καταδεικνύει πως για  $S/B > S_{cr}/B$  η παρούσα ανάλυση παρέχει γενικά χαμηλότερες τιμές, ενώ για  $S/B \leq S_{cr}/B$ , σχεδόν καμία διαφορά δε βρέθηκε γενικά μεταξύ των παρόντων αποτελεσμάτων και των προηγούμενων θεωρητικών μελετών (εκτός από το Μηχανισμό 1). Όσον αφορά τη σύγκριση του  $\xi_\gamma$  με πειραματικές μελέτες (Εικόνα 54), αυτή έδειξε ελαφρά χαμηλότερες τιμές με εξαίρεση μια μικρή περιοχή γύρω από το  $S_{cr}/B$  που είναι μεγαλύτερη.

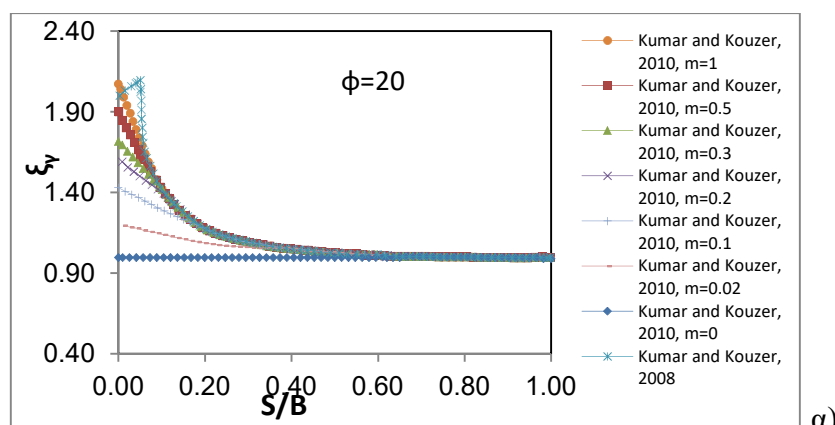


**Εικόνα 53:** Σύγκριση του  $\xi_\gamma$  με  $S/B$  από Kumar & Kouzer, 2008 με διάφορες θεωρητικές καμπύλες για: (α)  $\phi=30^\circ$  και (β)  $\phi=40^\circ$  (τροποποιημένο από Kumar and Kouzer, 2008)

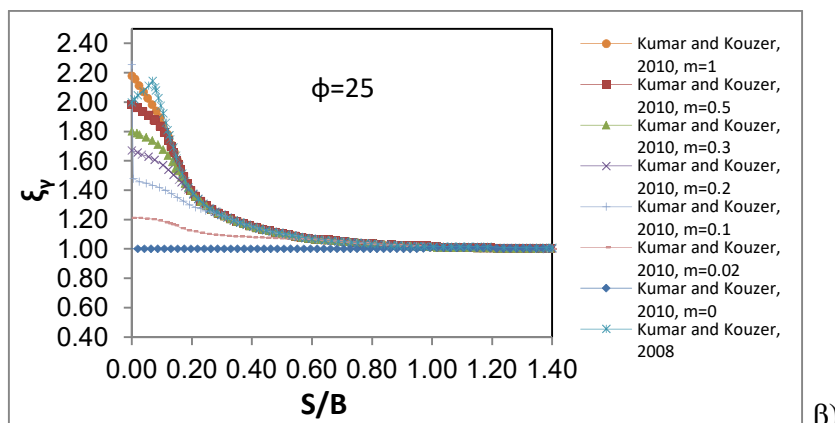


**Εικόνα 54:** Σύγκριση του  $\xi_\gamma$  με  $S/B$  με διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα (τροποποιημένο από **Koumar and Kouzer, 2008**)

Οι Kumar και Kouzer (2010) χρησιμοποίησαν ανώτερου ορίου πεπερασμένων στοιχείων οριακή ανάλυση για να διερευνήσουν την επίδραση στη φέρουσα ικανότητα της τοποθέτησης ενός νέου πέλδου κοντά σε ένα προϋπάρχον, εδραζόμενο σε μη συνεκτικό έδαφος (άμμος). Όπως και στις προηγούμενες τους μελέτες κατασκεύασαν διαγράμματα του συντελεστή αποδοτικότητας  $\xi_\gamma$  με το  $S/B$  για  $\phi=20-40^\circ$  (Εικόνες 55,56, 57).



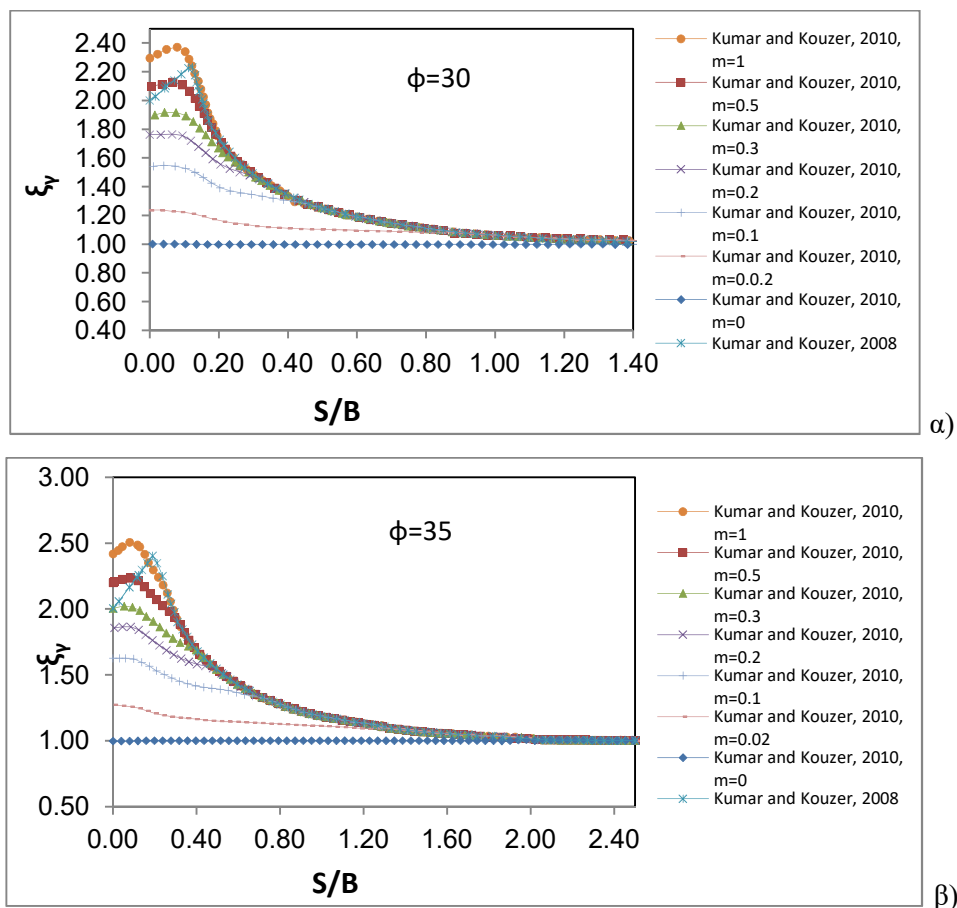
α)



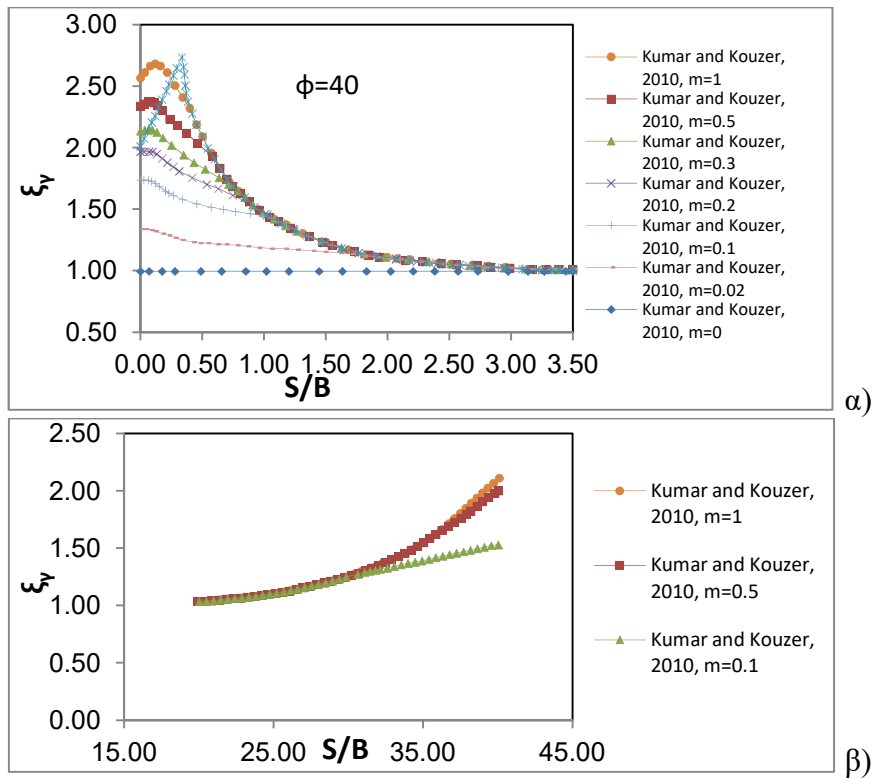
β)

**Εικόνα 55:** Μεταβολή του  $\xi_\gamma$  με το  $S/B$  για: α)  $\phi=20^\circ$  και β)  $\phi=25^\circ$  (τροποποιημένο από **Koumar and Kouzer, 2010**)

Όμως, για πρώτη φορά χρησιμοποιήθηκε σε αριθμητική ανάλυση ο συντελεστής  $m=0-1$  (αδιάστατος συντελεστής φορτίου, που δείχνει το ποσοστό του φορτίου που ασκείται στο δεύτερο πέδιλο σε σχέση με το φορτίο του πρώτου) και κατασκευάστηκαν τα διαγράμματα  $\xi_\gamma$  συναρτήσει  $S/B$ . Από τα διαγράμματα αυτά είναι εμφανές ότι για  $\phi < 30^\circ$  ο συντελεστής αποδοτικότητας αυξάνεται συνεχώς με την μείωση της απόστασης μεταξύ των πέλδων αλλά και της αύξησης του  $m$  (Εικόνα 55). Ο συντελεστής μεγιστοποιείται όταν  $S/B=0$ , άρα και η φέρουσα ικανότητα αποκτά στο συγκεκριμένο σημείο την μέγιστη τιμή της. Ενώ για  $\phi > 30^\circ$  και όταν  $m > 0.5$ , η μέγιστη τιμή της φέρουσας ικανότητας επιτυγχάνεται στο  $S/B$  περίπου 0.1 και όχι στο 0 (Εικόνες 56, 57). Επίσης, για ένα συγκεκριμένο  $S/B$  η τιμή του  $\xi_\gamma$  αυξάνει συνεχώς με την αύξηση του  $m$  και οι τιμές του  $\xi_\gamma$  φαίνεται να είναι σημαντικά ψηλότερες για μεγαλύτερα  $\phi$  (Εικόνα 57). Όταν το  $S/B$  γίνει μεγαλύτερο από 0.1, ο  $\xi_\gamma$  μειώνεται μέχρι την τιμή 1 που την παίρνει σε κάθε περίπτωση για  $S/B < 3.5$ . Επιπλέον οι επιστήμονες αυτοί σύγκριναν τις τιμές του  $\xi_\gamma$  με την παλαιότερη έρευνα τους (Kumar and Kouzer, 2008) και διαπίστωσαν ότι οι τιμές του  $\xi_\gamma$  είναι παραπλήσιες για  $S/B > 0.1$  ( $\phi = 20-25^\circ$ ) και περίπου για  $S/B > 0.3$  (όταν  $\phi = 30-40^\circ$ ).

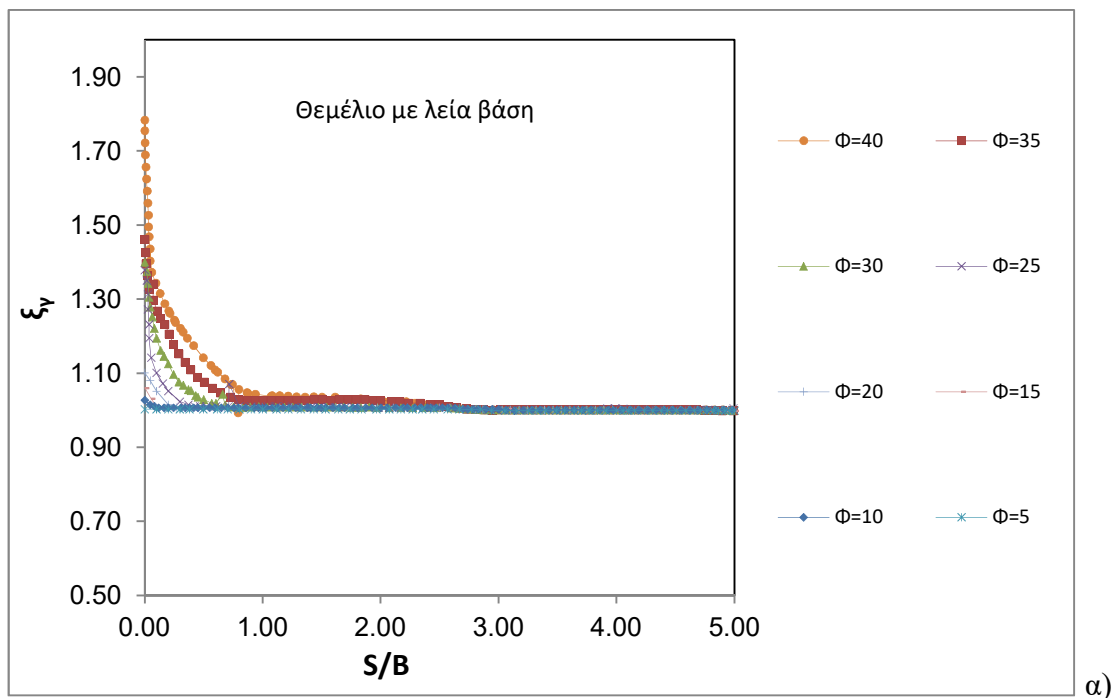


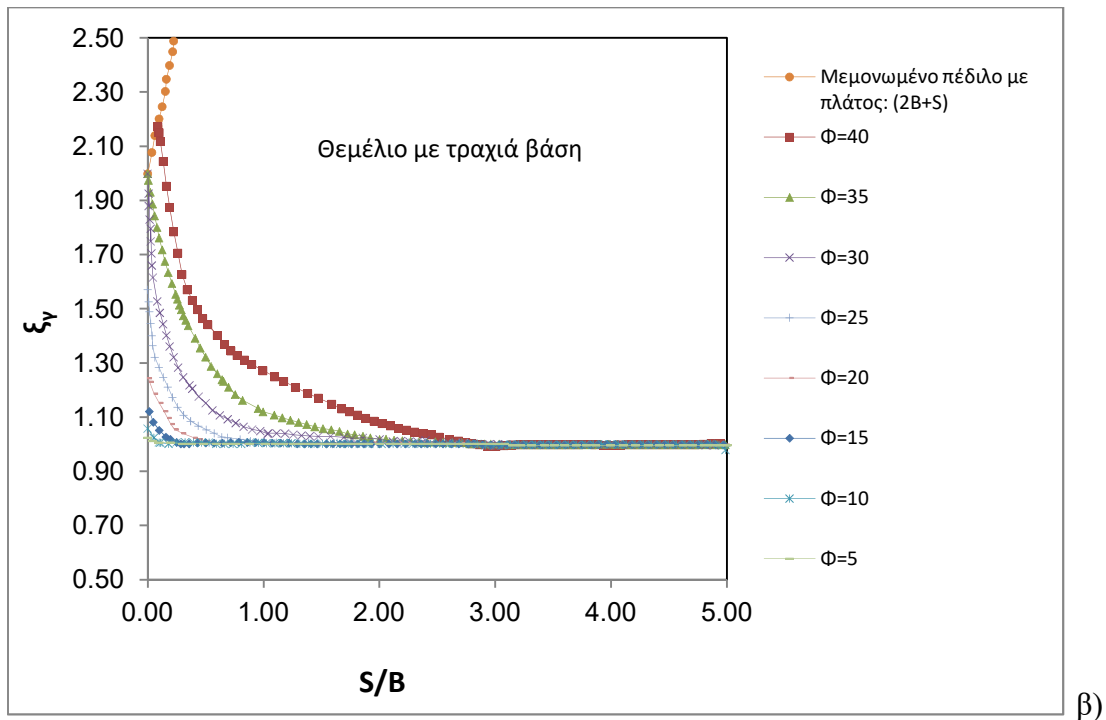
**Εικόνα 56:** Μεταβολή του  $\xi_\gamma$  με το  $S/B$  και  $m$  για: α)  $\phi = 30^\circ$  και β)  $\phi = 35^\circ$  (τροποποιημένο από Koumar and Kouzer, 2010)



**Εικόνα 57:** α) Μεταβολή του  $\xi_\gamma$  με το  $S/B$  και το  $m$  για  $\phi=40^\circ$  και β) Μεταβολή του  $\xi_\gamma$  με τη  $\phi$  για  $S/B=0,5$  και διάφορα  $m$  (τροποποιημένο από **Koumar and Kouzer, 2010**)

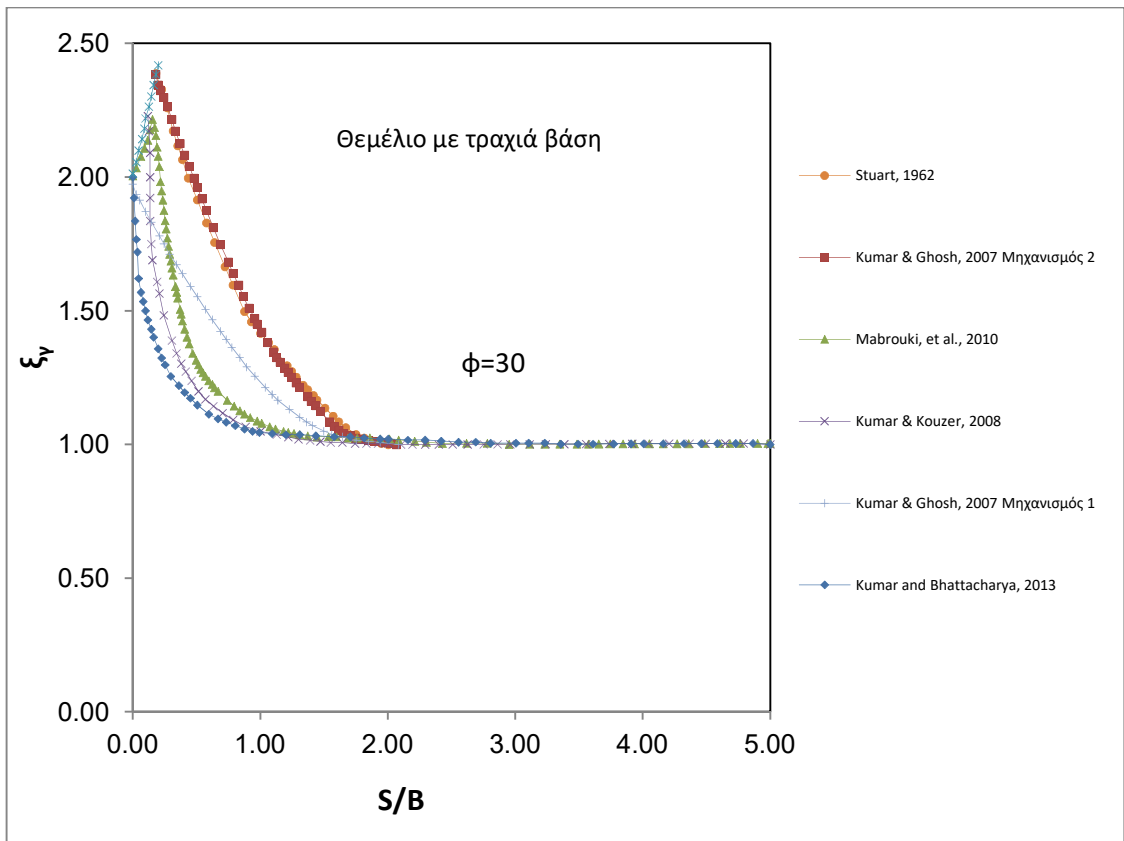
Οι Kumar and Bhattacharya, 2013 πραγματοποίησαν κατώτερου ορίου ανάλυση με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας τραχιών, αλλά και ομαλών αλληλοεπιδρόντων πεδίων εδρασμένα σε αμμώδες μέσο και κατασκεύασαν διάγραμμα συσχέτισης του συντελεστή  $\xi_\gamma$  με το  $S/B$  για διάφορες  $\phi$  (Εικόνα 58).



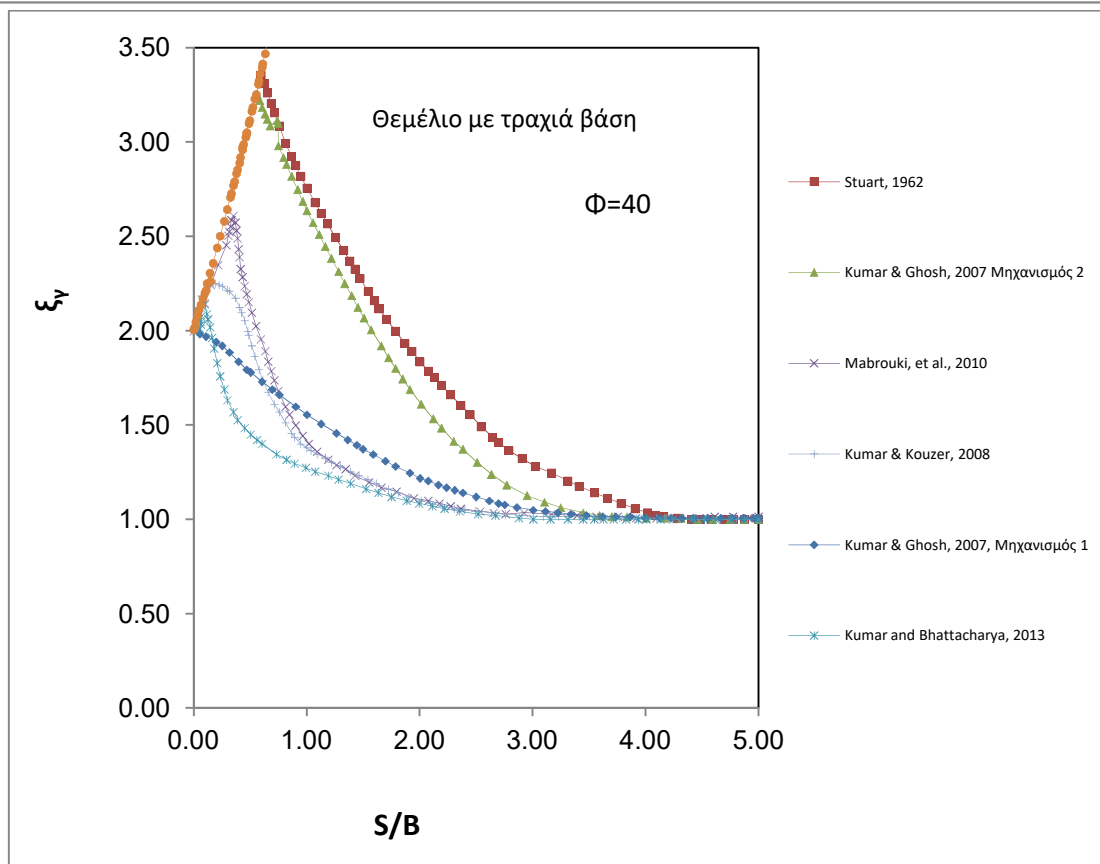


**Εικόνα 58:** Μεταβολή του  $\xi_\gamma$  με το  $S/B$  για διάφορες τιμές  $\phi$  με α) λεία βάση και β) τραχιά βάση πεδίου (τροποποιημένο από **Kumar and Bhattacharya, 2013**)

Από τα παραπάνω διαγράμματα συμπεραίνουμε πως η φέρουσα ικανότητα είναι μεγαλύτερη στα τραχιά πέδιλα από τα λεία και αυξάνει με την αύξηση της  $\phi$ . Επίσης, είναι φανερό πως για τα λεία πέδιλα η αλληλεπίδραση παύει για  $S/B$  σχεδόν 2.5, ενώ στα τραχιά η αντίστοιχη τιμή είναι περίπου 3. Για  $S/B=0$  στα λεία το  $\xi_\gamma$  παίρνει τη μέγιστη τιμή 1.78, ενώ η μέγιστη τιμή στα τραχιά (2.14) είναι στο  $S/B=0.1$  και για  $\phi=40^\circ$ . Για  $\phi \leq 25^\circ$ , στα τραχιά πέδιλα και για κάθε  $\phi$  στα λεία ο  $\xi_\gamma$  είναι μικρότερος από 2. Στη συνέχεια οι Kumar and Bhattacharya, 2013 σύγκριναν τα αποτελέσματά τους με παλαιότερες θεωρητικές (Εικόνες 59, 60), αλλά και πειραματικές μελέτες (Εικόνα 61). Από τις Εικόνες 59, 60 είναι φανερό πως οι τιμές που προκύπτουν από τους συγκεκριμένους επιστήμονες είναι οι χαμηλότερες από όλες (απόλυτα λογικό, αφού χρησιμοποίησαν μέθοδο κατωτέρου ορίου). Άρα και οι πιο ασφαλείς. Οι τιμές που δίνονται από τους Stuart και Kumar και Ghosh (2007) Μηχανισμός 2 είναι οι υψηλότερες από όλους. Ο Μηχανισμός 1 των Kumar και Ghosh (2007) δίνει πολύ χαμηλότερες τιμές από τον Μηχανισμό 2 και τον Stuart (1962). Οι Koumar και Kouzer (2008) δίνουν λίγο υψηλότερες τιμές από τους Kumar and Bhattacharya (2013), ενώ οι Mabrouki et al. (2010) για τραχιά πέδιλα δίνουν ακόμα λίγο μεγαλύτερες τιμές. Για λεία πέδιλα και για  $S/B > 1$  οι Kumar and Bhattacharya (2013) δίνουν λίγο χαμηλότερες ως και ίσες τιμές με τους Mabrouki et al. (2010), ενώ για  $S/B < 1$  οι τιμές των δεύτερων είναι πολύ υψηλότερες.

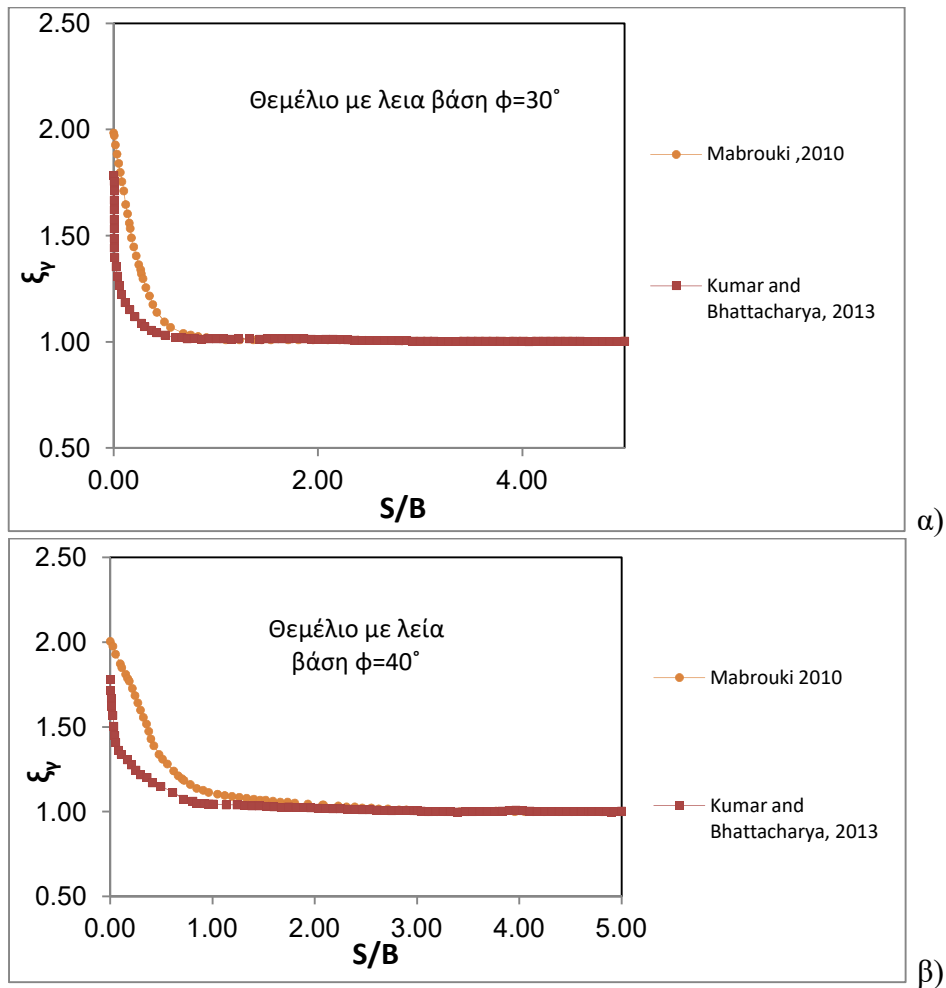


α)

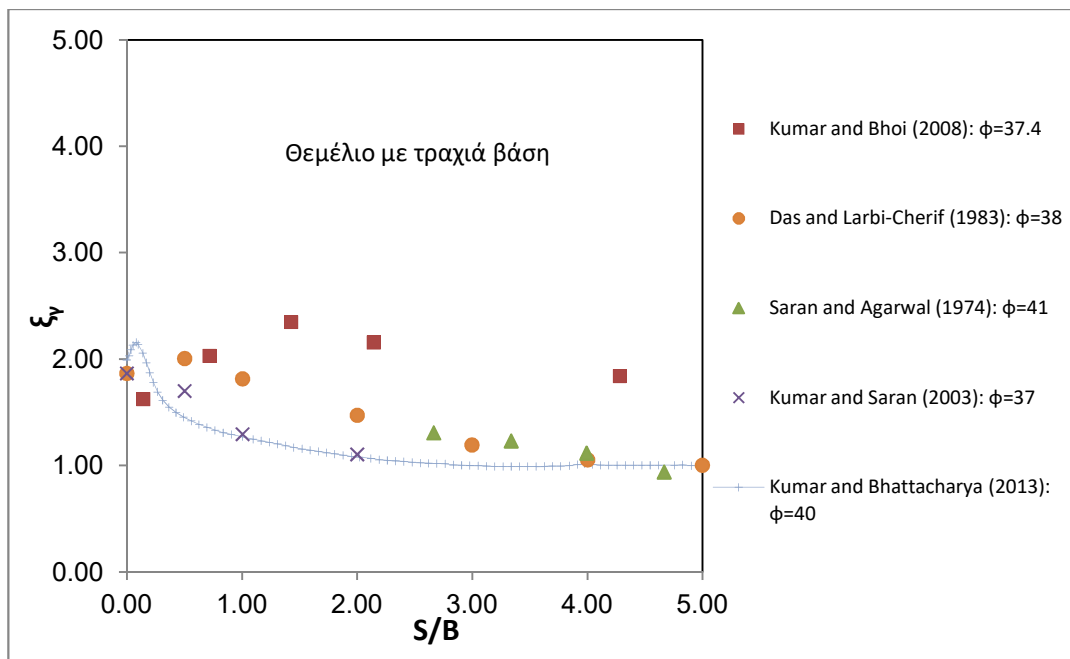


β)

**Εικόνα 59:** Σύγκριση του  $\xi_\gamma$  συναρτήσει του  $S/B$  με παλαιότερα θεωρητικά αποτελέσματα για τραχιά θεμέλια για α)  $\phi=30^\circ$  και β)  $\phi=40^\circ$  (τροποποιημένο από **Kumar and Bhattacharya, 2013**)



**Εικόνα 60:** Σύγκριση του  $\xi_\gamma$  συναρτήσει του  $S/B$  με παλαιότερα αποτελέσματα για λεία θεμέλια για α)  $\phi=30^\circ$  και β)  $\phi=40^\circ$  (τροποποιημένο από Kumar and Bhattacharya, 2013)

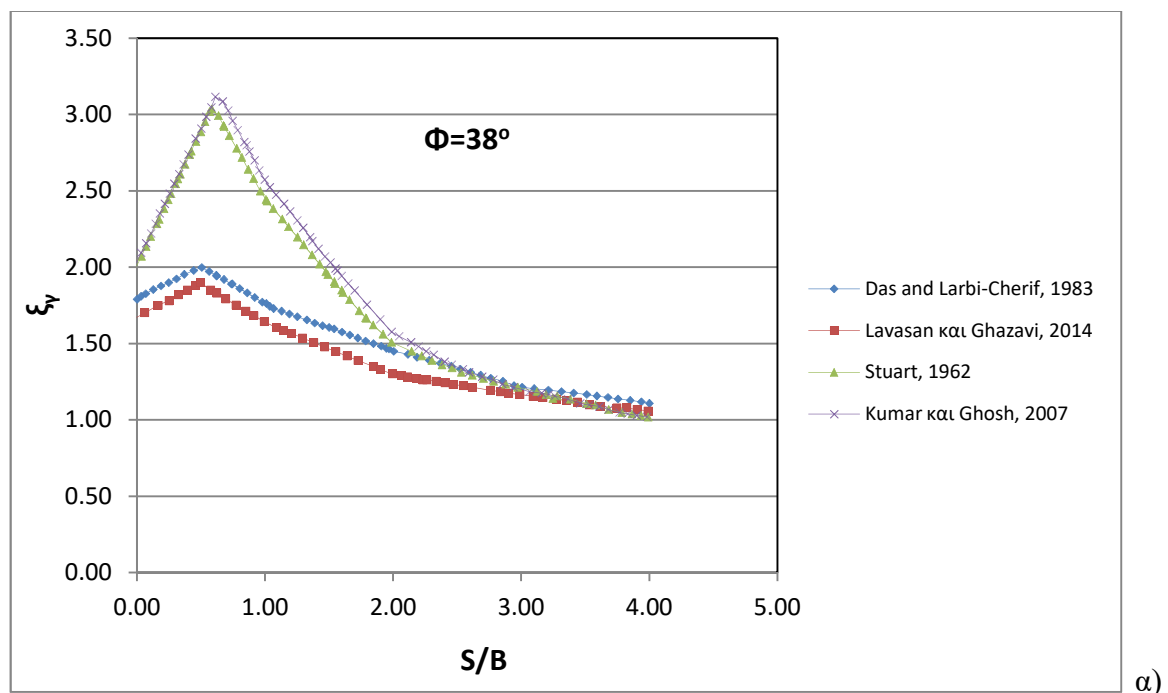


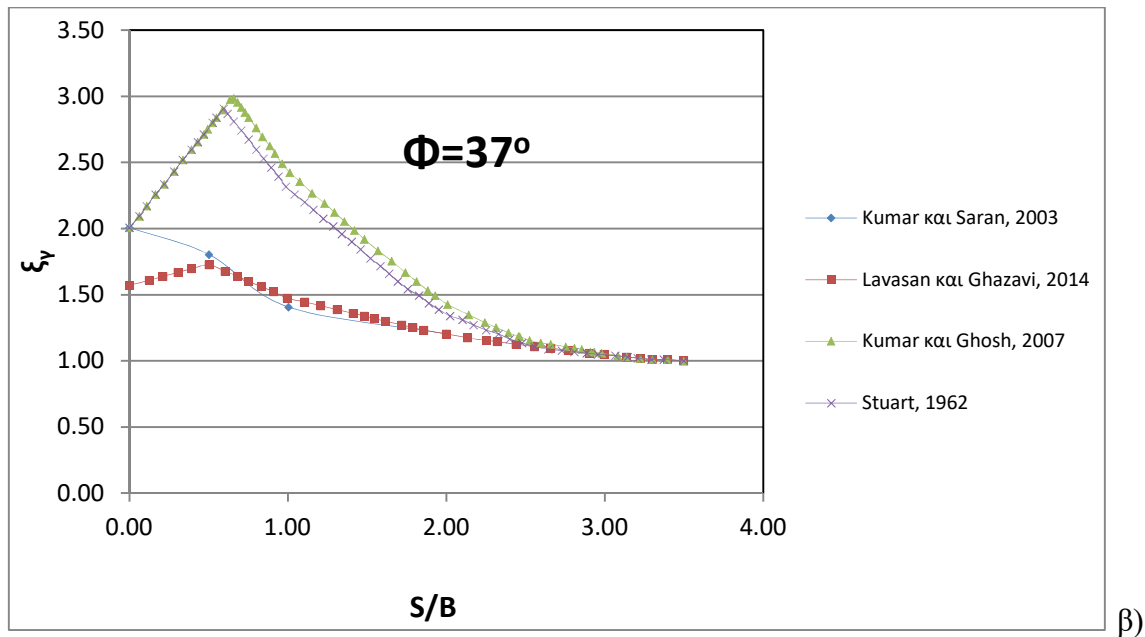
**Εικόνα 61:** Σύγκριση του  $\xi_\gamma$  με  $S/B$  με διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα (τροποποιημένο από Kumar and Bhattacharya, 2013)



Από την Εικόνα 61 είναι εμφανές πως η παρούσα ανάλυση δίνει χαμηλότερες τιμές συγκρινόμενη με τις πειραματικές μελέτες. Απόλυτα λογικό μιας και είναι λύση κατώτερου ορίου.

Οι Lavasan και Ghazavi (2014) πραγματοποίησαν αριθμητικές αναλύσεις με το πρόγραμμα FLAC3D για να προσδιορίσουν τη φέρουσα ικανότητα άμμου στην οποία εδράζονται δυο επιφανειακά τετράγωνα τραχιά θεμέλια που αλληλεπιδρούν. Το κριτήριο ελαστικοπλαστικής συμπεριφοράς που χρησιμοποίησαν είναι αυτό των Mohr Coulomb. Στην Εικόνα 62 παρουσιάζεται η συσχέτιση των τιμών του συντελεστή  $\xi_\gamma$  με αυτές του S/B τόσο από την εργασία των Lavasan και Ghazavi, όσο και από άλλες θεωρητικές και πειραματικές μελέτες. Από τα διαγράμματα αυτά είναι φανερό πως οι θεωρητικές μέθοδοι (Stuart, 1962; Kumar και Ghosh, 2007) έχουν υπερεκτιμημένες τιμές και πως οι πειραματικές μελέτες έχουν παραπλήσια αποτελέσματα με αυτά των Lavasan και Ghazavi τόσο για  $\phi=37^\circ$ , όσο και για  $\phi=38^\circ$ . Επίσης, από όλες τις μελέτες είναι εμφανές, πως η μέγιστη τιμή του  $\xi_\gamma$  (άρα και της φέρουσας ικανότητας) παρουσιάζεται για S/B περίπου 0.5. Η μέγιστη τιμή κατά τους Lavasan και Ghazavi (2014) είναι 90% μεγαλύτερη από αυτή του μεμονωμένου θεμελίου για  $\phi=38^\circ$  και 75% για  $\phi=37^\circ$ , ενώ καμιά αλληλεπίδραση δεν υπάρχει για  $S/B > 3.5$ . Για  $S/B < 0.5$  δημιουργείται blocking και τα δυο θεμέλια και το υλικό ανάμεσα τους συμπεριφέρονται σαν ένα πέδιλο με πλάτος S+2B όπως έχει προαναφερθεί.





**Εικόνα 62:** Σύγκριση του  $\xi_\gamma$  συναρτήσει του  $S/B$  με θεωρητικά και πειραματικά αποτελέσματα για α)  $\phi=38^\circ$  και β)  $\phi=37^\circ$  (τροποποιημένο από **Lavasani και Ghazavi, 2014**)

Όλες οι προαναφερθείσες μελέτες αφορούσαν μη συνεκτικό εδαφικό υλικό (άμμο). Όσον αφορά στην άργιλο όλοι οι επιστήμονες που ασχολήθηκαν με το θέμα παρατήρησαν ότι η αλληλεπίδραση των πεδίων είναι διαφορετική από την άμμο. Ο Stuart (1962) όπως προείπαμε, διατύπωσε την άποψη ότι σε επιμήκη, επιφανειακά θεμέλια που εδράζονται πάνω σε κορεσμένους αργίλους η φέρουσα ικανότητα δεν μεταβάλλεται σχεδόν καθόλου καθώς τα πέδιλα πλησιάζουν πολύ κοντά. Οι Saran και Varma (1988) τόνισαν πως η φέρουσα ικανότητα σε αργιλικά εδάφη είναι μετά βίας επηρεασμένη από την αλληλεπίδραση πεδίων. Για αστράγγιστες συνθήκες αυτή αγνοείται. Μερικά χρόνια αργότερα ο Amir (1992) παρατήρησε το ίδιο. Όσον αφορά όμως στην καθίζηση και την κλίση των πεδίων παρατήρησε ότι η αλληλεπίδραση άρχισε να συμβαίνει για  $S/B=4$  με μέγιστη τιμή όταν  $S/B=1.5$ .

Ανακεφαλαιώνοντας, είναι πολύ σημαντικό να αναφερθεί πως για τραχιά επιφανειακά θεμέλια η σύγκριση των θεωρητικών αναλύσεων με τις πειραματικές δοκιμές έδειξε πως ο συντελεστής  $\xi_\gamma$  (κατ' επέκταση η φέρουσα ικανότητα) στις πειραματικές αναλύσεις είναι κατά πολύ μικρότερος από τις θεωρητικές. Η ασυνέπεια μεταξύ των θεωρητικού και πειραματικού συντελεστή αλληλεπίδρασης ( $\xi_\gamma$ ) μπορεί να οφείλεται στην παραδοχή της ιδανικής συμπεριφοράς του εδάφους. Επίσης, οι όποιες διαφορές μπορεί να οφείλονται στο γεγονός πως στις πειραματικές αναλύσεις υπάρχει πιθανότητα τα θεμέλια να περιστραφούν ή να διογκωθούν, η επιφάνεια της άμμου να είναι χαλαρωμένη από διάφορα

έργα, αλλά μπορεί και η ίδια η τοποθέτηση των πεδίων να προξενήσει διατάραξη της άμμου.

Επιπλέον, είναι εμφανές πως με την αύξηση της  $\varphi$  αυξάνεται πάντα ο  $\xi_\gamma$  και τα λεία θεμέλια παρουσιάζουν μικρότερη φέρουσα ικανότητα από τα τραχιά. Στα λεία πέδιλα η μέγιστη τιμή του  $\xi_\gamma$  παρατηρείται για  $S/B=0$ , ενώ στα τραχιά και με δεδομένο ότι τα δύο πέδιλα δέχονται το ίδιο φορτίο, η μέγιστη τιμή εμφανίζεται στο σημείο  $S_{cr}/B$  που είναι περίπου 0.1-0.8 ανάλογα με τη γωνία  $\varphi$  (όσο αυξάνει η  $\varphi$ , αυξάνει και το  $S_{cr}/B$ ). Με βάση τις πειραματικές αναλύσεις η φέρουσα ικανότητα αλληλοεπιδρόντων τραχιών θεμελίων μπορεί να γίνει ως και 230% μεγαλύτερη από το μεμονωμένο πέδιλο, ενώ στα λεία θεμέλια η αντίστοιχη φέρουσα ικανότητα μπορεί να είναι ως και 160% μεγαλύτερη του μεμονωμένου πεδίου. Με βάση τις αριθμητικές αναλύσεις οι τιμές της φέρουσας ικανότητας μπορεί να αυξηθούν κατά 180% και κατά 100% για τραχιά και λεία θεμέλια αντιστοίχως.

Για τιμές  $S/B < S_{cr}/B$ , τα αλληλοεπιδρούμενα θεμέλια συμπεριφέρονται σαν ένα απομονωμένο πέδιλο με πλάτος  $(2B+S)$  και ο  $\xi_\gamma$  δίνεται από τον τύπο  $\xi_\gamma = (2+S/B)^2/2$ . Αυτό οφείλεται στο φαινόμενο του «blocking». Για τιμές  $S/B > S_{cr}/B$  ο  $\xi_\gamma$  μειώνεται μέχρι την τιμή 1 που την παίρνει όταν ο  $S/B = S_{max}/B$ . Όσο αυξάνει η γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi$ , αυξάνει και το  $S_{max}/B$ . Από τις πειραματικές αναλύσεις, ενδεικτικά για  $\varphi=40^\circ$  (από τις μεγαλύτερες γωνίες εσωτερικής τριβής που μπορεί να έχει μια άμμος) και τραχιά θεμέλια, η αλληλεπίδραση των πεδίων σταματάει όταν το  $S/B$  είναι μεγαλύτερο από 3.3 (περίπου). Αντίστοιχα για λεία θεμέλια η ίδια απόσταση ( $S_{max}/B$ ) είναι περίπου 2.5.

Ένας άλλος παράγοντας που εξετάστηκε η επιρροή του, είναι ο συντελεστής  $m=0-1$  (αδιάστατος συντελεστής φορτίου), που δείχνει το ποσοστό του φορτίου που ασκείται στο δεύτερο πέδιλο σε σχέση με το φορτίο του πρώτου. Στα τραχιά θεμέλια, όσο αυξάνεται ο  $m$ , αυξάνεται και ο  $\xi_\gamma$  και όπως προαναφέραμε αυτός γίνεται μέγιστος στο  $S_{cr}/B$  με την προϋπόθεση  $m \geq 0.5$ . Όταν όμως το  $m < 0.5$ , τότε η φέρουσα ικανότητα παίρνει τη μέγιστή τιμή της για  $S/B=0$ , όπως δηλαδή συμβαίνει και στα λεία θεμέλια. Επίσης για ένα συγκεκριμένο  $S/B$  η τιμή του  $\xi_\gamma$  αυξάνει συνεχώς με την αύξηση του  $m$ .

Όλα τα παραπάνω συμπεράσματα αφορούν όλες τις επιστημονικές μελέτες εκτός αυτής των Kumar and Bhattacharya (2013), η οποία δίνει πολύ χαμηλότερες τιμές γιατί είναι κατώτερου ορίου ανάλυση και θεωρείται έτσι η πιο συντηρητική – ασφαλής από τις μελέτες που περιγράφηκαν.

## **5. Αριθμητική ανάλυση με τη χρήση του λογισμικού Phase<sup>2</sup> – Αποτελέσματα αναλύσεων**

### **5.1 Ορισμός προβλήματος - Χρήση λογισμικού Phase<sup>2</sup>- Παραμετρική ανάλυση – Δημιουργία μοντέλων με τη χρήση του Phase<sup>2</sup>**

#### **5.1.1 Ορισμός προβλήματος – χρήση λογισμικού Phase<sup>2</sup>**

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια, μία κατασκευή η οποία θεμελιώνεται σε εδαφικά υλικά μπορεί να υποστεί καταστροφικές συνέπειες, αν συμβεί αστοχία των γεωυλικών αυτών. Η θεμελίωση πρέπει να εξασφαλίζει αξιόπιστα και οικονομικά την μεταφορά των φορτίων στο έδαφος από την ανωδομή, χωρίς αστοχία του εδάφους. Επομένως, η φέρουσα ικανότητα αποτελεί πρωταρχικό μέλημα των γεωτεχνικών μηχανικών. Η εκτίμηση της όμως είναι πολλές φορές δύσκολη, επειδή εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του θεμελίου (τραχύτητα, διαστάσεις, βάθος έδρασης), αλλά κυρίως από τις ιδιότητες του εδάφους. Πολλές ήταν οι μελέτες, όπως προαναφέρθηκε, οι οποίες για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας χρησιμοποίησαν κάποιες απλοποιήσεις, όπως για παράδειγμα ότι το έδαφος είναι γραμμικά ελαστικό, ισότροπο και ομογενές. Όμως τα εδαφικά υλικά είναι ανισότροπα, ανομοιογενή και η συμπεριφορά τους ακολουθεί τους νόμους της πλαστικότητας και επομένως τα αποτελέσματά τους είναι ανακριβή. Επίσης οι πειραματικές αναλύσεις είναι χρονοβόρες και πρέπει να ακολουθούνται αυστηρές προδιαγραφές κατά την εκτέλεσή τους. Για το λόγο αυτό, αλλά και επειδή υπάρχει τεράστια άνθιση της τεχνολογίας, τα τελευταία χρόνια, χρησιμοποιούνται αριθμητικές αναλύσεις (κυρίως η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων) στον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας.

Αρκετές είναι οι μελέτες που χρησιμοποίησαν τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας και την προσομοίωση των μηχανισμών αστοχίας εδάφους κάτω από πέδιλο, λίγες είναι όμως αυτές (όπως είδαμε και στο Κεφ. 4) που έχουν ασχοληθεί με την αλληλεπίδραση πεδίων. Για το λόγο αυτό κρίθηκε σκόπιμο στα πλαίσια της παρούσας εργασίας να διερευνηθεί η επιρροή της απόστασης πεδίων, εδραζόμενα πάνω σε εδαφικά υλικά, στην φέρουσα ικανότητα με τη χρήση ενός λογισμικού το οποίο βασίζεται στα πεπερασμένα στοιχεία.

Αρχικά, ένα τραχύ πέδιλο με πλάτος  $B$  θεμελιώθηκε επιφανειακά πάνω σε ένα μη συνεκτικό έδαφος με οριζόντια επιφάνεια και του επιβλήθηκαν διάφορες τάσεις με στόχο τον προσδιορισμό εκείνης που προκαλεί αστοχία (φέρουσα ικανότητα). Όμως, ήταν πάρα πολύ δύσκολο να προσδιοριστεί η τάση αυτή και πάρα πολλές φορές το πρόγραμμα οδηγούνταν σε μη αποδεκτό μηχανισμό αστοχίας. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της επιβολής συγκεκριμένων παραμορφώσεων. Αυτή έδωσε αποδεκτούς μηχανισμούς αστοχίας, ικανοποιώντας τις εξισώσεις συμβιβαστού των παραμορφώσεων, το κριτήριο αστοχίας των Mohr - Coulomb και τις συνοριακές συνθήκες μετακινήσεων που θα περιγραφούν παρακάτω και υπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα μέσα από τα διαγράμματα τάσεων – καθιζήσεων. Επιπλέον, γνωρίζοντας τη φέρουσα ικανότητα προσδιορίστηκε ο συντελεστής  $N_\gamma$  από το γενικό τύπο του Terzaghi ο οποίος, όπως έχει προαναφερθεί για την περίπτωση επιφανειακού θεμελίου εδρασμένο σε μη συνεκτικό έδαφος, δίνεται από τον τύπο (33) και με επίλυση προς  $N_\gamma$  προκύπτει:

$$N_\gamma = \frac{2 \cdot q_u}{\gamma \cdot B} \quad (40)$$

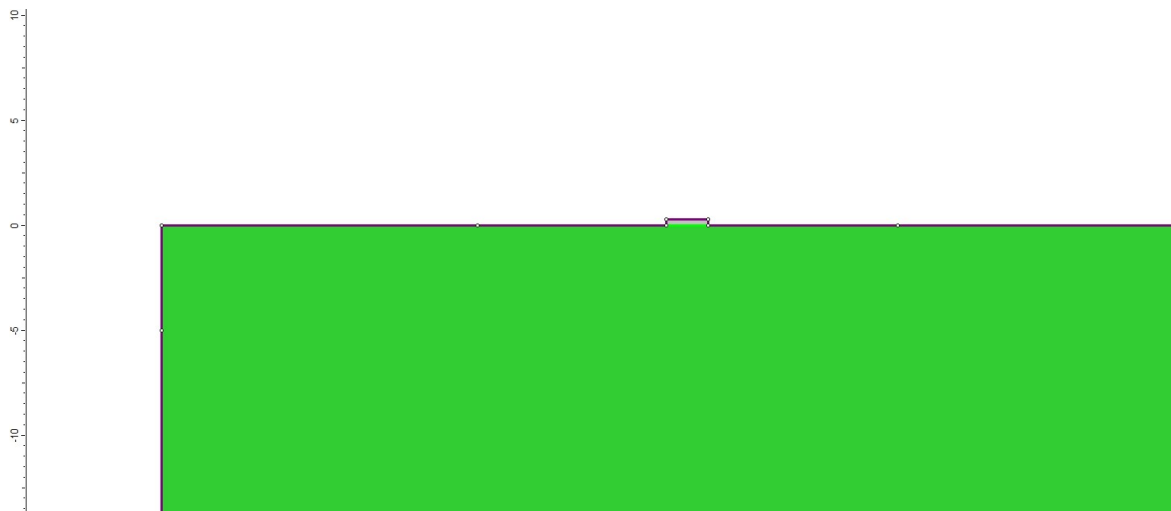
Στη συνέχεια, τοποθετήθηκε και δεύτερο πέδιλο σε διάφορες αποστάσεις, επιβλήθηκαν και σε αυτό οι ίδια παραμορφώσεις και υπολογίστηκε η καινούρια φέρουσα ικανότητα συγκρινόμενη με αυτήν του αρχικού πέδιλου. Έτσι διαπιστώθηκε η επιρροή της απόστασης των πεδίων στη μεταβολή της φέρουσας ικανότητας.

Η προαναφερθείσα ανάλυση πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό Phase<sup>2</sup>, που βασίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Το Phase<sup>2</sup> είναι ένα από τα πολλά λογισμικά της εταιρίας Rocscience, η οποία ιδρύθηκε το 1996, υπό την ηγεσία των Dr. Evert Hoek και Dr. John Curran καθηγητών του Πανεπιστημίου του Τορόντο, με σκοπό να αναπτύξει και να διανείμει λογισμικά γεωμηχανικής, ικανοποιώντας την ανάγκη για πιο αξιόπιστα, εύχρηστα εργαλεία ανάλυσης και σχεδίασης 2D και 3D.

Το Phase<sup>2</sup> είναι ένα εξαιρετικά ευέλικτο 2D ελαστο-πλαστικό πρόγραμμα ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων για το σχεδιασμό υπόγειων ή επιφανειακών τεχνικών έργων. Η version 8.0 μπορεί να χρησιμοποιηθεί για εφαρμογές σε βράχο ή έδαφος και περιλαμβάνει ανάλυση σταθερότητας πεπερασμένων στοιχείων και ανάλυση διαρροής υπόγειων υδάτων. Συχνά οι μηχανικοί θεωρούν τους υπολογισμούς των πεπερασμένων στοιχείων δύσχρηστους και χρονοβόρους. Η ομάδα έρευνας και ανάπτυξης του Phase<sup>2</sup> αντιμετώπισε αυτό το θέμα σχεδιάζοντας μια καλύτερη και θεωρητικά εύχρηστη υπολογιστική διαδικασία, η οποία είναι προσαρμοσμένη σε ένα φιλικό και εύχρηστο περιβάλλον. Στο Phase<sup>2</sup> τα μοντέλα που χρησιμοποιούνται προσπαθούν να προσομοιάσουν την πραγματική

συμπεριφορά του εδάφους. Έτσι, πολλοί γεωτεχνικοί μηχανικοί παγκοσμίως έχουν υιοθετήσει το προϊόν και το χρησιμοποιούν για προβλήματα εφαρμοσμένης μηχανικής. Όμως, όπως όλα τα προγράμματα που προσομοιώνουν τα γεωτεχνικά προβλήματα, περιλαμβάνει μερικά αναπόφευκτα αριθμητικά σφάλματα. Σχετικά με το αν η πραγματικότητα προσεγγίζεται με ακρίβεια, εξαρτάται ιδιαίτερα από την πείρα του χρήστη, σχετικά με τη διαμόρφωση του προβλήματος, την κατανόηση των προσομοιωμάτων και των περιορισμών τους, την επιλογή των παραμέτρων, και τη δυνατότητα να κριθεί η αξιοπιστία των υπολογιστικών αποτελεσμάτων.

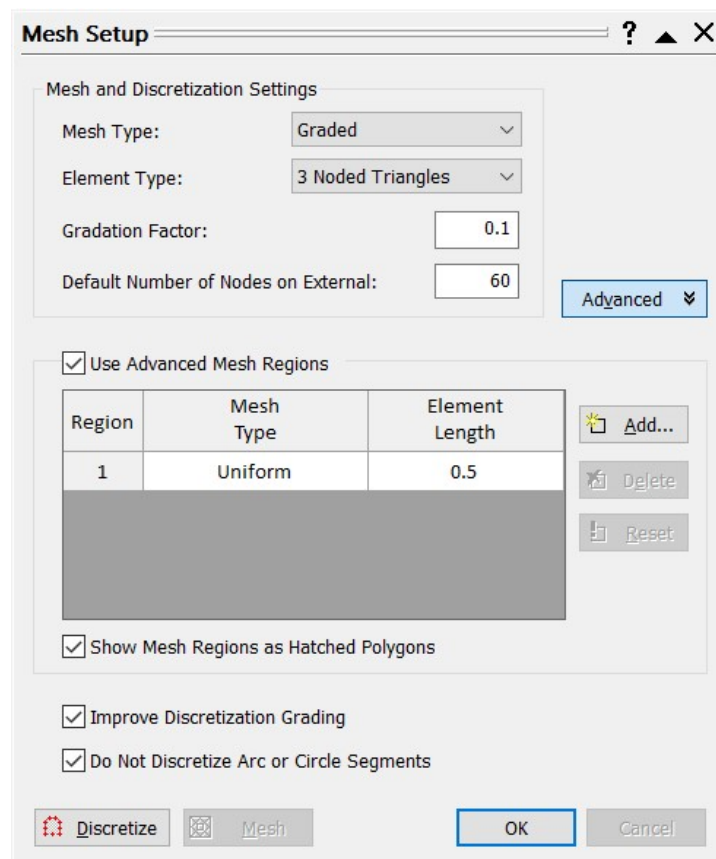
Για κάθε νέο πρόβλημα που αναλύεται είναι σημαντικό να δημιουργηθεί ένα γεωμετρικό μοντέλο, το οποίο ενώ σχεδιάζεται σε δισδιάστατο χώρο, αντιπροσωπεύει ένα πραγματικό τρισδιάστατο πρόβλημα. Κάθε κατασκευή, στην πραγματικότητα, έχει τρεις διαστάσεις, όμως για λόγους απλότητας μπορεί να προσομοιωθεί σε δύο, ειδικά όταν η τρίτη έχει τεράστιο μήκος. Επιπλέον, το μοντέλο πρέπει να περιλαμβάνει ένα αντιπροσωπευτικό τμήμα του υπεδάφους, τα ευδιάκριτα εδαφολογικά στρώματα, τα δομικά αντικείμενα, τα στάδια κατασκευής και την παραλαβή των φορτίων (Εικόνα 63). Εκτός όμως από τα εξωτερικά όρια του μοντέλου, μπορεί να υπάρχει και εσωτερικός διαχωρισμός με σκοπό στην περιοχή γύρω από το πέδιλο, εκεί δηλαδή που κυρίως θα εμφανιστεί ο μηχανισμός αστοχίας και θα έχουμε τις μεγάλες μεταβολές των τάσεων και των παραμορφώσεων, να πραγματοποιηθεί διαφορετική διακριτοποίηση.



**Εικόνα 63:** Γεωμετρία προσομοίωσης προβλήματος (Phase<sup>2</sup>, 8.0)

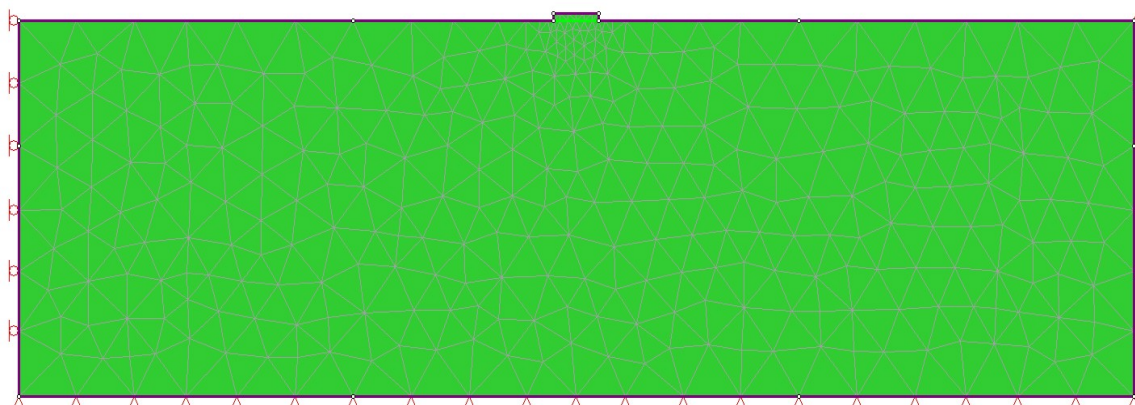
Το επόμενο στάδιο είναι η ορθή διακριτοποίηση (discretization). Όπως έχει προαναφερθεί, για να υπάρχει επιτυχής προσομοίωση της συμπεριφοράς του πεδίου, πρέπει να γίνει η κατάλληλη και ορθή διαίρεση του εδαφικού υλικού σε στοιχεία (elements). Τα στοιχεία αυτά χωρίζονται σε γραμμικά, τριγωνικά, τετραπλευρικά και

στοιχεία που περιγράφονται με βάση τον αριθμό των κόμβων (nodes), όπως είναι τα τριγωνικά, τετραπλευρικά, τα εξακομβικά και τα οκτακομβικά στοιχεία (Αγιουτάντης, 2002, Εικόνα 64). Στοιχεία με περισσότερους κόμβους χρησιμοποιούνται σε προβλήματα με μεγαλύτερες απαιτήσεις. Εκτός όμως από τον τύπο των στοιχείων σπουδαίο ρόλο παίζει και το μέγεθός τους. Στις περιοχές εκείνες που αναμένονται οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις και τάσεις, αλλά και εκεί που απαιτείται μεγαλύτερη ακρίβεια χρησιμοποιούνται μικρότερα στοιχεία. Όμως, χρησιμοποιώντας στοιχεία μικρού μεγέθους, αλλά και με πολλούς κόμβους αυξάνονται και οι εξισώσεις που τα περιγράφουν, άρα και ο χρόνος εκτέλεσης του προγράμματος. Για το λόγο αυτό πρέπει να επιλέγεται ο βέλτιστος συνδυασμός τύπου κόμβου, στοιχείων και μεγέθους τους, ώστε η ανάλυση να είναι ακριβής, αλλά και γρήγορη. Η σύνδεση όλων των στοιχείων αποτελεί το πλέγμα (mesh, Εικόνα 64 και Εικόνα 65).



**Εικόνα 64:** Τύποι, μέγεθος στοιχείων και μορφή πλέγματος από Phase<sup>2</sup>, 8.0

Στη συνέχεια, πρέπει να τοποθετηθούν οι συνοριακές συνθήκες (περιοριστικές δυνάμεις) για να μπορέσει έτσι να λυθεί το σύστημα των εξισώσεων. Οι συνοριακές συνθήκες (Εικόνα 65), όπως είναι γνωστό, μπορεί να είναι πάκτωση (restrain x,y), κύλιση (restrain x, or restrain y) και ελεύθερη (free restrain).



**Εικόνα 65:**Πλέγμα και συνοριακές συνθήκες (Phase<sup>2</sup>, 8.0)

Το επόμενο βήμα είναι να εισαχθεί στο πρόγραμμα το κριτήριο αστοχίας και τα χαρακτηριστικά του / των εδαφικών σχηματισμών πάνω στους οποίους εδράζεται το πέδιλο, ώστε το μοντέλο να μπορεί να κατανοήσει τη συμπεριφορά του. Όπως έχουμε προαναφέρει στο Κεφάλαιο 2, το πιο αντιπροσωπευτικό κριτήριο αστοχίας στις θεμελιώσεις είναι αυτό των Mohr- Coulomb. Το γραμμικό ελαστικό – τέλεια πλαστικό προσομοίωμα των Mohr – Coulomb χρειάζεται την εισαγωγή πέντε γεωτεχνικών χαρακτηριστικών (Εικόνα 66). Για την περιγραφή της ελαστικής συμπεριφοράς απαιτείται το μέτρο ελαστικότητας (E) και ο λόγος poisson (ν), ενώ για την περιγραφή της πλαστικής συμπεριφοράς είναι αναγκαία η συνοχή (c), η γωνία εσωτερικής τριβής (φ) και η γωνία διασταλτικότητας (ψ). Επίσης, πολύ σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς του εδάφους είναι το φαινόμενο βάρος (γ, Εικόνα 66).

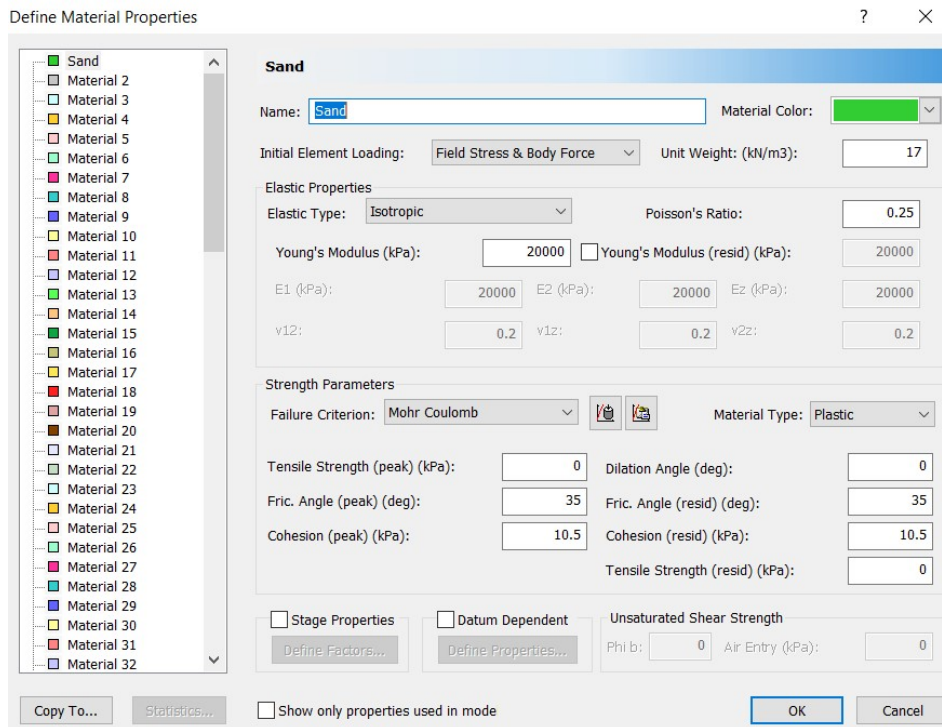
#### Μέτρο ελαστικότητας:

Το μέτρο ελαστικότητας, είναι το μέτρο της ακαμψίας ή της σκληρότητας του υλικού και προσδιορίζεται από το λόγο της μεταβολής της τάσης προς τη μεταβολή της παραμόρφωσης:

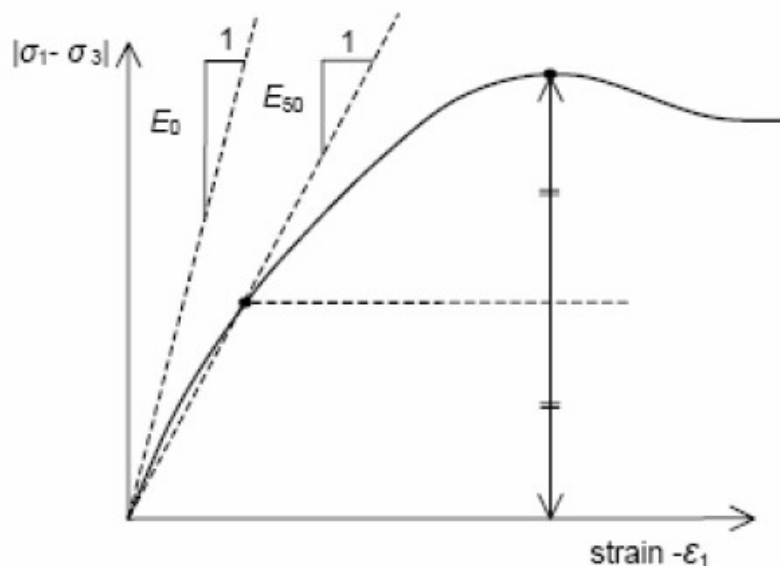
$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (41)$$

Οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας που υιοθετούνται σε έναν υπολογισμό απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή δεδομένου ότι πολλά εδάφη παρουσιάζουν μη γραμμική συμπεριφορά από την αρχή της επιφόρτισής τους. Στους εδαφικούς μηχανισμούς η αρχική κλίση συνήθως υποδεικνύεται ως  $E_0$  ενώ  $E_{50}$  είναι η κλίση όταν η τάση είναι στο 50%, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα (Εικόνα 67).





**Εικόνα 66:** Γεωτεχνικά χαρακτηριστικά εδάφους (Phase<sup>2</sup>, 8.0)



**Εικόνα 67:** Καθορισμός των  $E_0$  και  $E_{50}$

Λόγος poisson:

Πρόκειται για το λόγο της διατμητικής ανηγμένης παραμόρφωσης προς την αξονική.

$$v = \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_a} \quad (42)$$

Συνοχή:

Είναι η «συγκόλληση» των κόκκων λόγω ηλεκτροχημικών ή άλλων δυνάμεων και είναι σημαντικός παράγοντας που συντελεί στην παραμόρφωση των εδαφών. Η τιμή της πρέπει να καθορίζεται εργαστηριακά.

### Γωνία εσωτερικής τριβής:

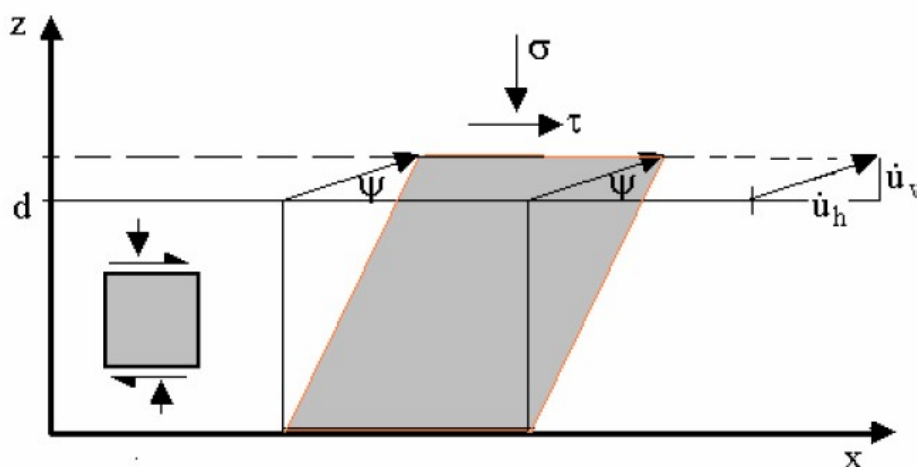
Ορίζεται η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους. Εξαρτάται από την πυκνότητα, το είδος του υλικού και την παρουσία του νερού. Το νερό τείνει να μειώσει τη γωνία εσωτερικής τριβής στο υγρό έδαφος.

### Γωνία διασταλτικότητας:

Ως διασταλτικότητα ορίζεται ο λόγος του ρυθμού μεταβολής του όγκου προς το ρυθμό μεταβολής της διατμητικής παραμόρφωσης.

$$\tan\psi = \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\gamma}} \quad (43)$$

Στο πείραμα της απευθείας διάτμησης η γωνία  $\psi$  εμφανίζεται ως η γωνία που σχηματίζει το διάνυσμα της ταχύτητας διάτμησης με το επίπεδο διάτμησης (άξονας x, στην Εικόνα 68) και ορίζεται ως η γωνία διασταλτικότητας του υλικού.



**Εικόνα 68:** Λεπτή λωρίδα από διατεμνόμενο κοκκώδες υλικό που εμφανίζει θετική διασταλτικότητα (Βαρδουλάκης, 2003)

Ο ρυθμός μεταβολής του όγκου στη λωρίδα διατμήσεως προκύπτει από τον τύπο:

$$\dot{\epsilon} = \frac{\dot{u}_v}{d} \quad (44)$$

ενώ ο ρυθμός μεταβολής της διατμητικής παραμόρφωσης από τον τύπο:

$$\dot{\gamma} = \frac{\dot{u}_h}{d} \quad (45)$$

Άρα η (43) από (44),(45) γίνεται:

$$\tan\psi = \frac{du_v}{du_h} \quad (46)$$

Δηλαδή, η διασταλτικότητα του υλικού υπολογίζεται, ανεξάρτητα από το πάχος  $d$  της ζώνης διάτμησης, ως ο λόγος της ταχύτητας διάτμησης προς τον ρυθμό μεταβολής του ύψους του δοκιμίου, αρκεί η παραμόρφωση μέσα στη ζώνη διάτμησης να είναι ομογενής.

$\psi > 0$  σημαίνει αύξηση του όγκου και του πορώδους (διασταλτική συμπεριφορά), ενώ  $\psi < 0$  σημαίνει μείωση του όγκου και του πορώδους (συσταλτική συμπεριφορά). Μια πυκνή άμμος διογκώνεται και παρουσιάζει  $\psi > 0$ , ενώ μια χαλαρή άμμος συρρικνώνεται ( $\psi < 0$ ). Για μεγάλες τιμές διατμητικής μετατόπισης η γωνία διασταλτικότητας τείνει στο μηδέν ( $\psi = 0$ ) που αντιστοιχεί σε κατάσταση σταθερού όγκου (ισόχωρη παραμόρφωση). Με βάση το Βαρδουλάκη (2003) συνήθως ισχύει:

$$\psi = \varphi - 20^\circ \quad (47)$$

Ενώ οι Lavasan and Ghazavi (2014) πραγματοποιώντας έρευνα για την επιρροή της γωνίας διασταλτικότητας στη φέρουσα ικανότητα, διαπίστωσαν ότι για εδάφη με γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi = 30-40^\circ$ , η γωνία διασταλτικότητας,  $\psi$  δίνεται από τον τύπο:

$$\frac{1}{2}\varphi \leq \psi \leq \frac{2}{3}\varphi \quad (48)$$

Ενώ για  $\varphi < 30^\circ$ , η  $\psi = 0^\circ$

Οι παραπάνω τιμές επιβεβαιώθηκαν και από πειραματικές μελέτες.

#### Φαινόμενο βάρος:

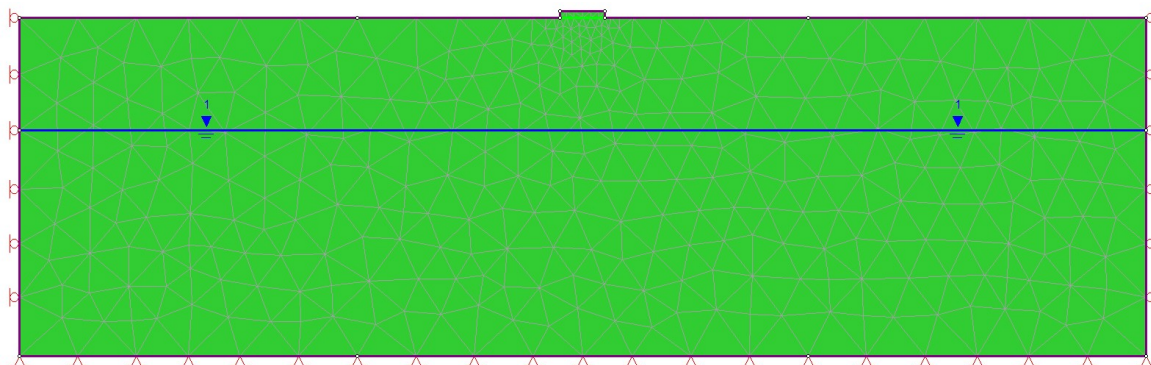
Πρόκειται για το λόγο του βάρους του υλικού προς τον όγκο του.

$$\gamma = \frac{B}{V} \quad (49)$$

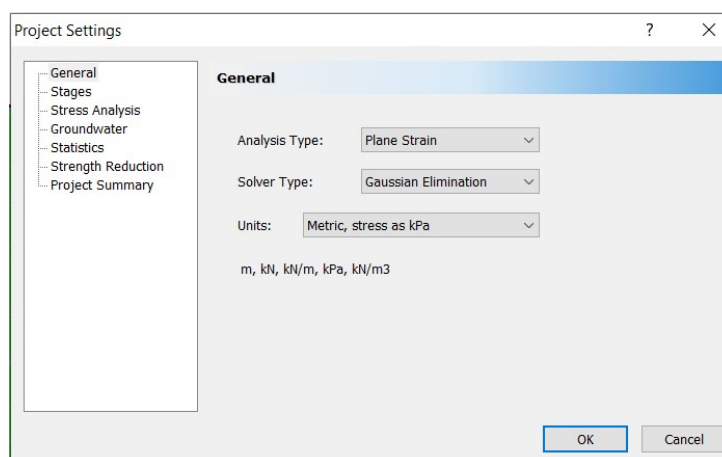
Ανάλογα με το που βρίσκεται η στάθμη του υδροφόρου χωρίζεται σε ξηρό, υγρό και κορεσμένο φαινόμενο βάρος.

Μετά την ολοκλήρωση της εισαγωγής στο πρόγραμμα των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών του εδάφους, σειρά έχει ο καθορισμός της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα. Από το tab «boundaries» επιλέγουμε το «add piezometric line» και την τοποθετούμε στο βάθος που επιθυμούμε (Εικόνα 69).

Στη συνέχεια, σημαντικό είναι να καθοριστεί ο τύπος ανάλυσης και λύσης. Στην περίπτωση που η τρίτη διάσταση ( $z$ ) ενός σώματος είναι σχετικά μεγάλη συγκρινόμενη με τις άλλες δύο ( $x, y$ ) και τα φορτία που ασκούνται στο σώμα είναι πάνω στο επίπεδο ( $x, y$ ), όπως στην περίπτωσή μας, τότε θεωρείται ότι η μετατόπιση στον άξονα  $z$  είναι μηδενική. Στην περίπτωση αυτή επιλέγουμε την κατάσταση επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain, Εικόνα 70). Για λύση χρησιμοποιούμε τη Γκαουσιανή (Gaussian elimination, Εικόνα 70), που θεωρείται η πιο αντιπροσωπευτική.

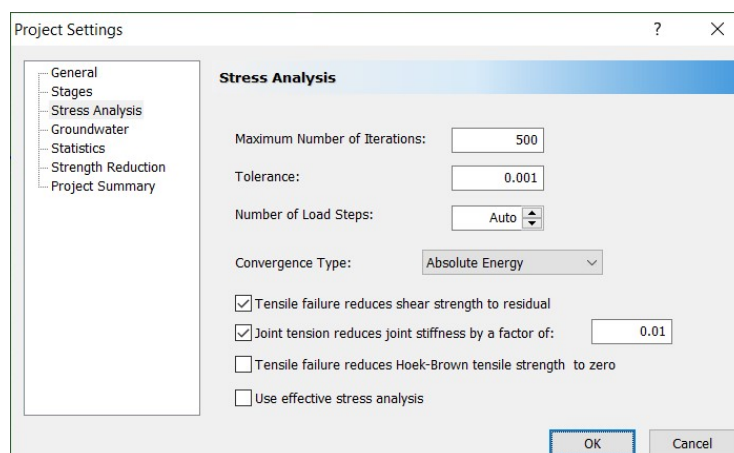


**Εικόνα 69:** Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα (Phase<sup>2</sup>, 8.0)



**Εικόνα 70:** Τύποι ανάλυσης και λύσης (Phase<sup>2</sup>, 8.0)

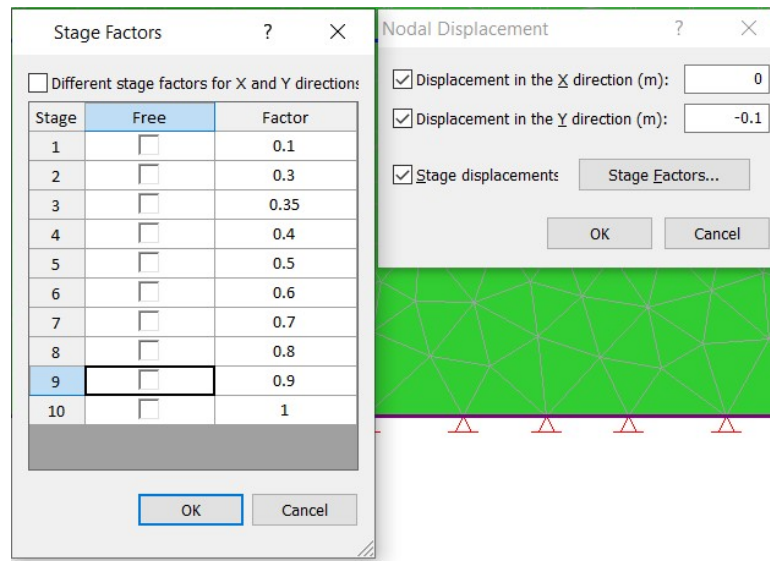
Όσον αφορά στο «stress analysis» πολύ σημαντική είναι η επιλογή του μέγιστου αριθμού επαναλήψεων και της ανοχής του προβλήματος, ώστε να πετυχαίνουμε αποδεκτούς μηχανισμούς αστοχίας. Ταυτόχρονα, όμως οι τιμές δεν πρέπει να είναι ακραίες γιατί τότε θα αυξηθεί και ο χρόνος εκτέλεσης του προγράμματος



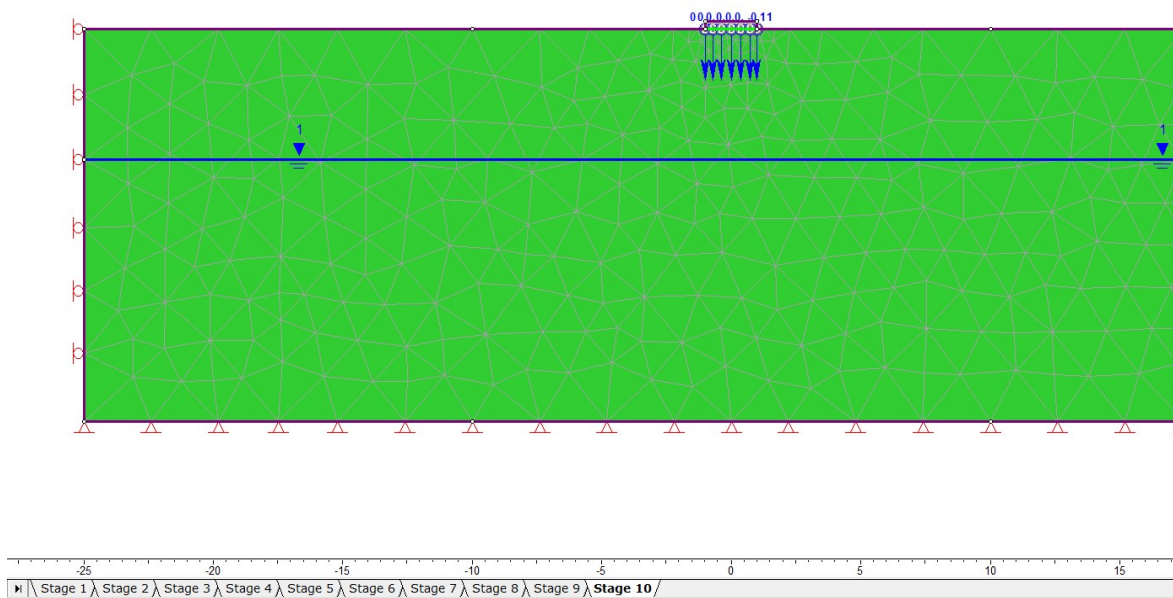
**Εικόνα 71:** Μέγιστος αριθμός επαναλήψεων και ανοχή προβλήματος (Phase<sup>2</sup>, 8.0)

Εν συνεχεία, καθορίζεται η τάση ή η παραμόρφωση που επιβάλλεται στο πέδιλο. Είναι ορθό, για καλύτερη επίλυση του προβλήματος αυτές να επιβάλλονται σε στάδια. Σε κάθε

στάδιο δεν είναι απαραίτητο να υπάρχει ισοκατανομή τάσης ή παραμόρφωσης, μπορεί να επιλεγεί διαφορετικό ποσοστό (Εικόνα 72, Εικόνα 73).



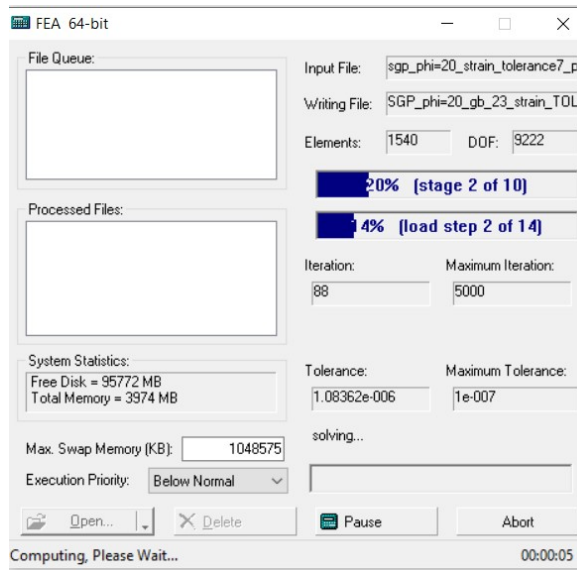
**Εικόνα 72:** Εισαγωγή παραμορφώσεων σε στάδια (Phase<sup>2</sup>, 8.0)



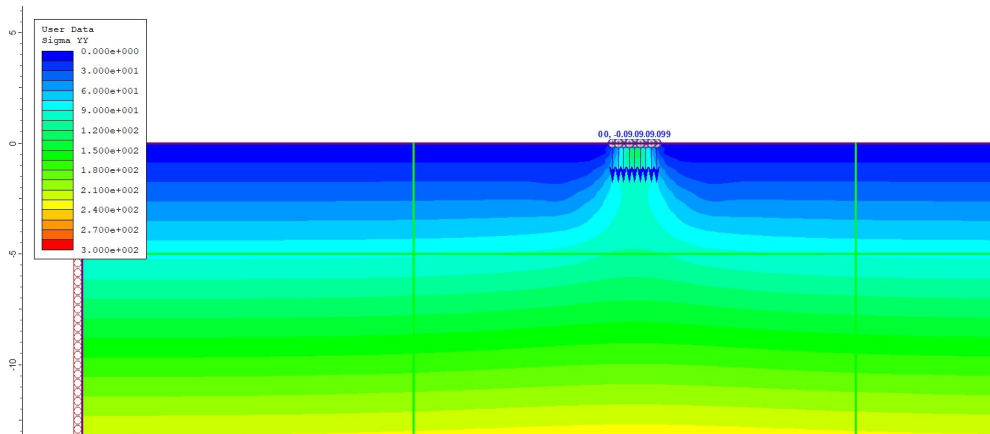
**Εικόνα 73:** Επιβολή παραμορφώσεων (Phase<sup>2</sup>, 8.0)

Τέλος, πατώντας την εντολή υπολογισμού (compute) αρχίζει να τρέχει η υπολογιστική διαδικασία (Εικόνα 74) και μετά την ολοκλήρωσή της, τα αποτελέσματα της ανάλυσης εμφανίζονται με τη χρήση του κουμπιού «interpret», γραφικά. Μπορεί να δοθεί η τιμή των τάσεων, των κατακόρυφων παραμορφώσεων, των διατμητικών παραμορφώσεων κ.α. (Εικόνα 75, Εικόνα 76, Εικόνα 77) σε κάθε σημείο του μοντέλου, αλλά και να εξαχθούν τα αποτελέσματα σε μορφή εικόνα (.jpg) και σε MS-excel (.xls) για μεγαλύτερη επεξεργασία. Επίσης, μπορεί να κατασκευαστούν διαγράμματα των τάσεων σε σύγκριση με τα στάδια

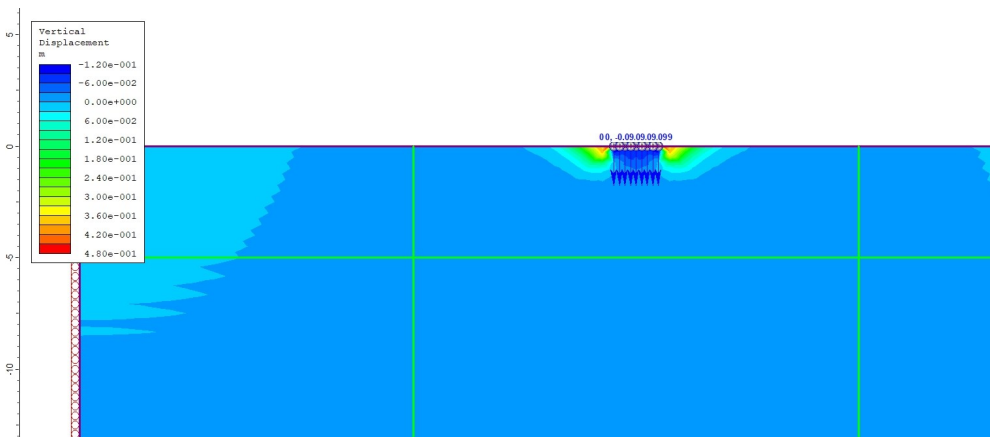
(Εικόνα 78) καθώς και διαγράμματα των τάσεων κάτω από κάθε σημείο του πεδίου (Εικόνα 79).



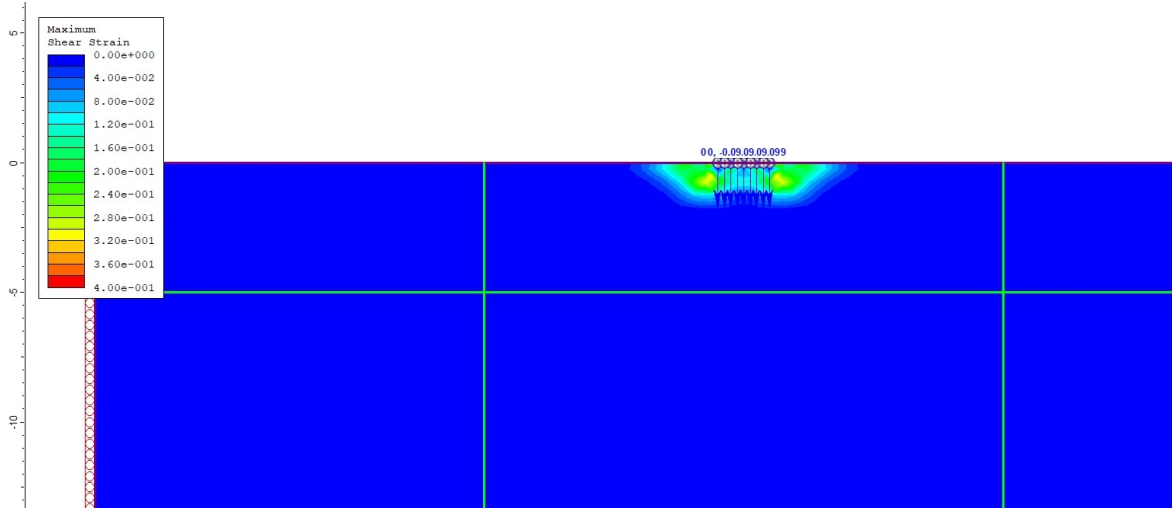
**Εικόνα 74: Υπολογιστική διαδικασία (Phase<sup>2</sup>, 8.0)**



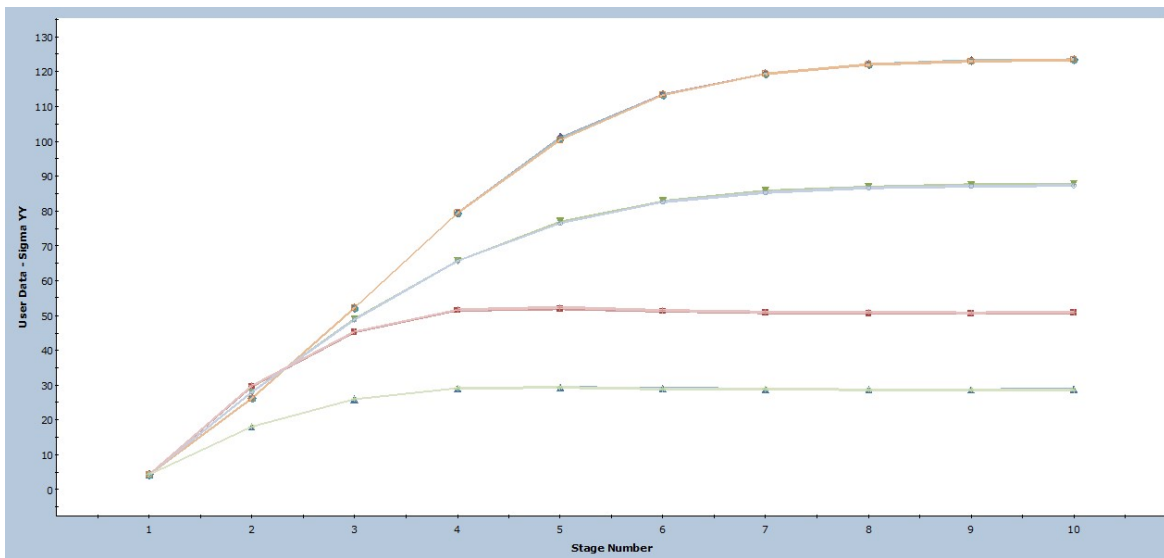
**Εικόνα 75: Αποτελέσματα κατακόρυφων τάσεων (Phase<sup>2</sup>, 8.0)**



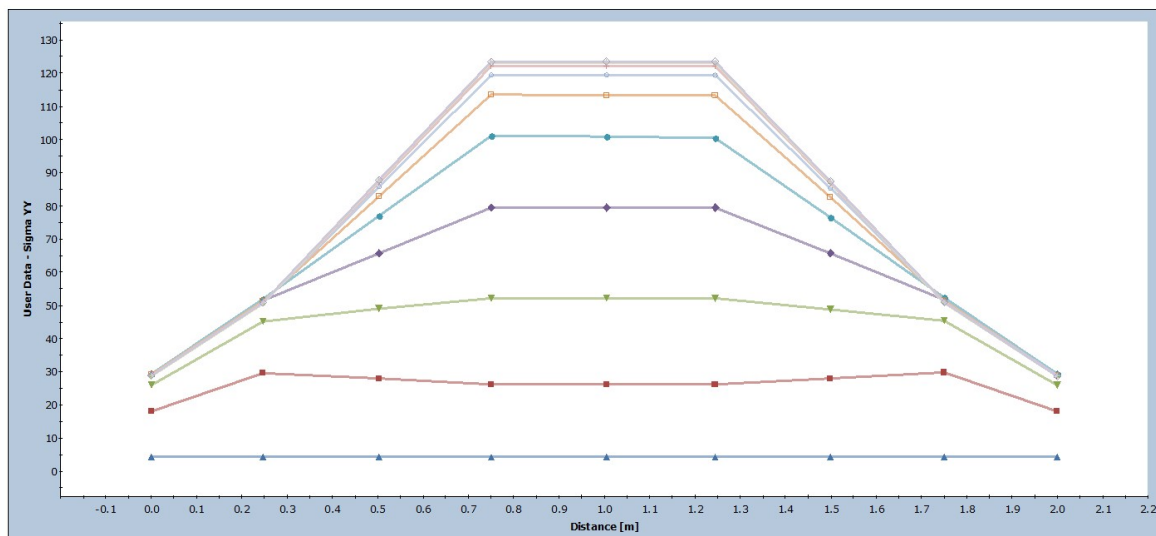
**Εικόνα 76: Αποτελέσματα κατακόρυφων παραμορφώσεων (Phase<sup>2</sup>, 8.0)**



**Εικόνα 77: Αποτελέσματα διατμητικών παραμορφώσεων (Phase<sup>2</sup>, 8.0)**



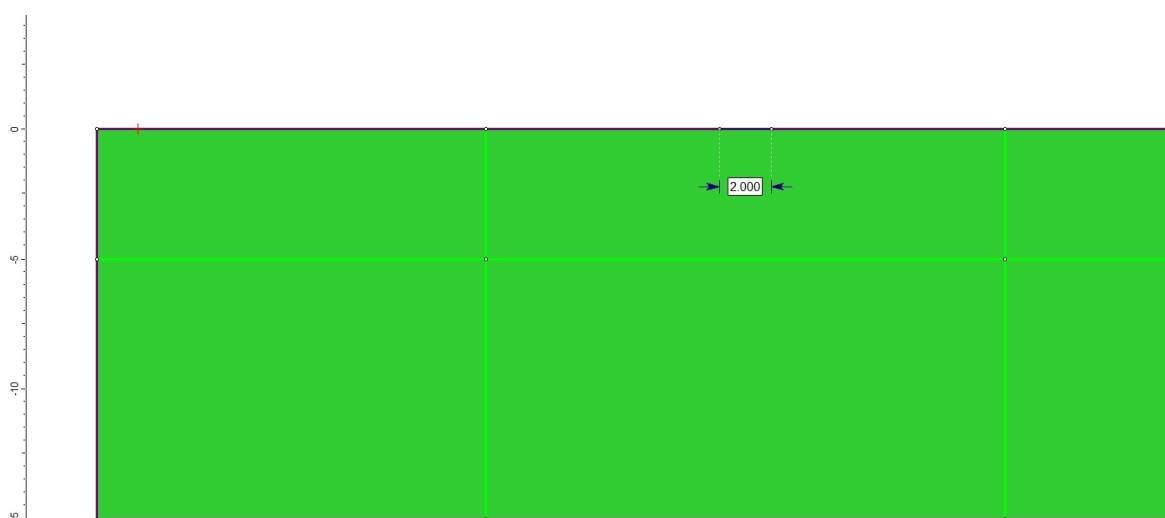
**Εικόνα 78: Ορθές τάσεις σε κάθε στάδιο (Phase<sup>2</sup>, 8.0)**



**Εικόνα 79: Ορθές τάσεις κάτω από κάθε σημείο του πεδίου (Phase<sup>2</sup>, 8.0)**

### 5.1.2 Παραμετρική ανάλυση

Με βάση το θεωρητικό πλαίσιο, τις βιβλιογραφικές αναφορές, τα οποία εκτενώς παρουσιάστηκαν στο 4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο, έγινε προσπάθεια να στηθεί ένα απλό μοντέλο για επιφανειακό τραχύ θεμέλιο το οποίο εδράζεται σε ένα ξηρό, μη συνεκτικό έδαφος (συγκεκριμένα άμμο), χωρίς την ύπαρξη επιπρόσθετου φορτίου με αρχικό στόχο την επικύρωση της ορθότητας του μοντέλου (σωστή λειτουργία, αποδεκτά αποτελέσματα). Μετά από 30 περίπου αναλύσεις – τρεξίματα καταλήξαμε στην κατασκευή ενός μοντέλου με πλάτος πεδίου  $B=2\text{m}$  και αποφασίστηκε οι διαστάσεις του (μοντέλο) στον οριζόντιο άξονα να είναι από  $-25\text{m}$  έως  $+25\text{m}$  ( $r=12,5B$ ) και στον κατακόρυφο από  $0$  έως  $-15\text{m}$  ( $d=7,5B$ ) με στόχο να είναι τόσο μεγάλο ώστε τα όρια του να μην επηρεάζουν την πλήρη ανάπτυξη του μηχανισμού αστοχίας (Εικόνα 80), αλλά ταυτόχρονα και τόσο μικρό ώστε να μην καθυστερεί η εκτέλεση του προγράμματος. Επίσης, αποφασίστηκε να κατασκευαστούν επιμέρους όρια και να διαχωριστεί η περιοχή σε έξι μικρότερα τμήματα (Εικόνα 80), ώστε να εφαρμοστεί διαφορετική διακριτοποίηση (μικρότερα στοιχεία κάτω από το θεμέλιο για μεγαλύτερη ακρίβεια). Μεγαλύτερα στοιχεία στα άλλα τμήματα που δεν χρειάζεται μεγάλη ακρίβεια, ώστε ο χρόνος εκτέλεσης του προγράμματος να μην είναι υπερβολικός). Επιπλέον προτάθηκαν στοιχεία τετραπλευρικά με οκτώ κόμβους ώστε να ελέγχεται καλύτερα το μοντέλο (τετραγωνικά, ορθογώνια σχήματα πλέγματος), περισσότερα σημεία ολοκλήρωσης και άρα μεγαλύτερη ακρίβεια (Εικόνα 81).

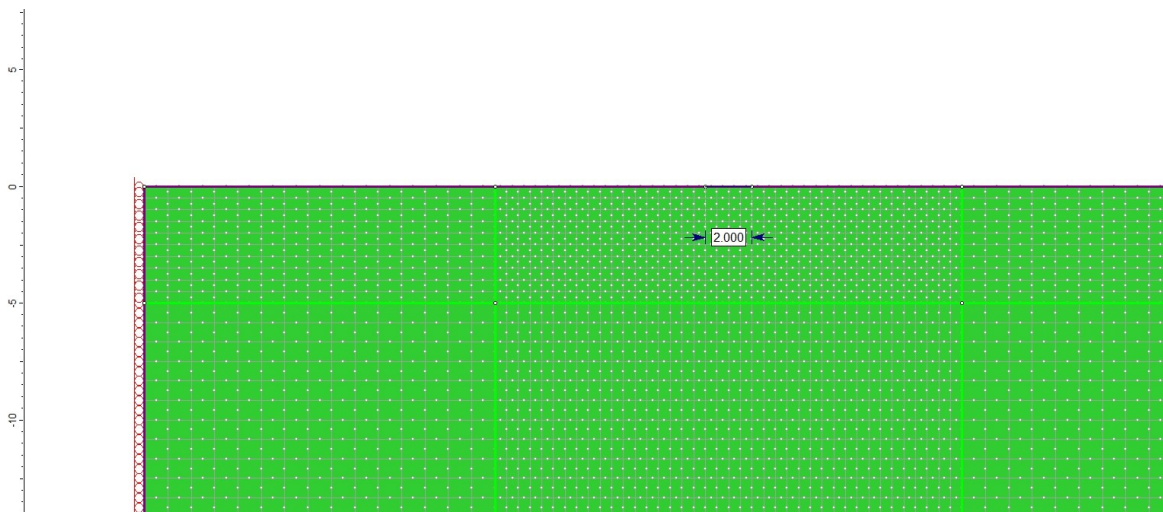


**Εικόνα 80:** Όρια μοντέλου και διαχωρισμός σε τμήματα (Phase<sup>2</sup>, 8.0)

Όσον αφορά στις συνοριακές συνθήκες, στα κατακόρυφα όρια τοποθετήθηκαν κυλήσεις με περιορισμό στον  $x$  άξονα (Εικόνα 81) λόγω επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain), αλλά και μονοδιάστατης συμπίεσης. Στο κάτω οριζόντιο όριο τοποθετήθηκαν



πακτώσεις, αφού τα σημεία αυτά πρέπει να παραμείνουν ακίνητα (Εικόνα 81). Στην επιφάνεια δεν τοποθετήθηκαν περιορισμοί γιατί όπως είναι γνωστό αναμένονται παραμορφώσεις του εδάφους οι οποίες πρέπει να καταγραφούν.

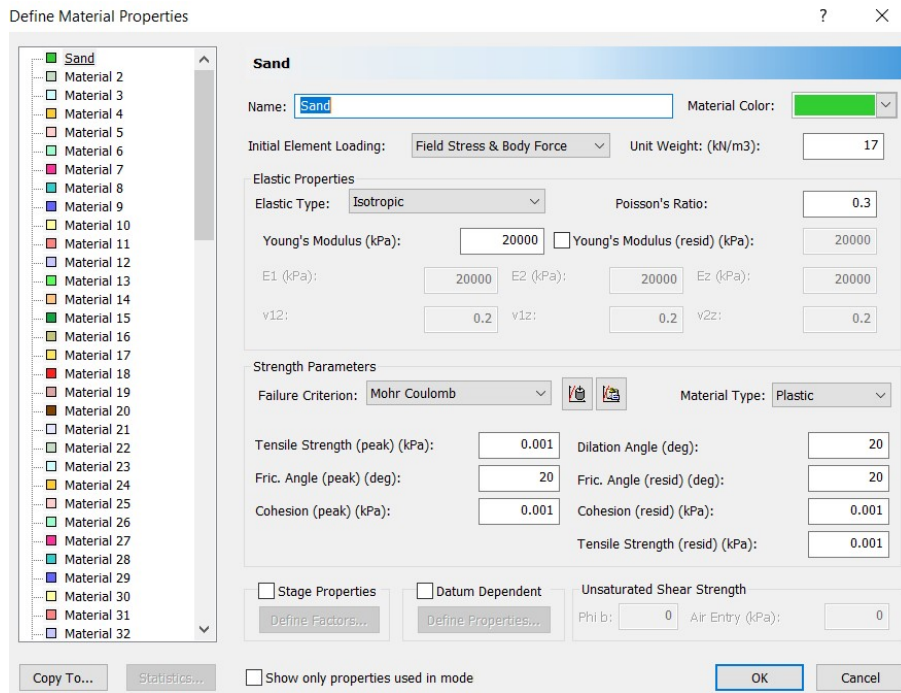


**Εικόνα 81:** Διακριτοποίηση μοντέλου και συνοριακές συνθήκες (Phase<sup>2</sup>, 8.0)

Στη συνέχεια, επιλέχθηκε ως κριτήριο αστοχίας αυτό των Mohr – Coulomb και εισήχθησαν οι γεωτεχνικές παράμετροι (Εικόνα 82) του εδάφους. Αποφασίστηκε να πραγματοποιηθούν δοκιμές για γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi=20-45^\circ$ . Επειδή το έδαφος ήταν μη συνεκτικό η συνοχή του έπρεπε να οριστεί ως 0. Όμως παρατηρήθηκε ότι για  $c=0$  δεν παράγονταν τα σωστά αποτελέσματα και για το λόγο αυτό πραγματοποιήθηκαν δοκιμές με  $c=0.001\text{KPa}$ . Για τον ίδιο λόγο και στην εφελκυστική αντοχή τέθηκε τιμή  $0.001\text{KPa}$ . Το φαινόμενο βάρος που χρησιμοποιήθηκε ήταν  $\gamma=17\text{KN/m}^3$ . Όσον αφορά στο μέτρο ελαστικότητας (E) και το λόγο poisson ( $\nu$ ), είναι ευρέως γνωστό πως ανάλογα με τη τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής που έχει μία άμμος παρουσιάζει διαφορετικό E και  $\nu$  (Καββαδάς, 2005). Για το λόγο αυτό εκτελέστηκε το πρόγραμμα με διάφορα μέτρα ελαστικότητας και λόγους poisson (Πίνακας 6). Τέλος, στις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν, η γωνία διασταλτικότητας (Πίνακας 6) κυμαινόταν από  $\psi=0$  (μη συσχετισμένος κανόνας ροής) έως  $\psi=45^\circ$  (συσχετισμένος κανόνας ροής) με βάση όσα προαναφέρθηκαν από τη βιβλιογραφία ( $\psi = \varphi - 20^\circ$  (Σχ. 47),  $\frac{1}{2}\varphi \leq \psi \leq \frac{2}{3}\varphi$  (Σχ. 48)).

Στο επόμενο στάδιο καθορίστηκε ως τύπος ανάλυσης η επίπεδη παραμόρφωση (plain strain) και ως τύπος λύσης η Gaussian elimination, ενώ δεν χαραχτηκε στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, αφού το εδαφικό υλικό που χρησιμοποιήθηκε ήταν ξηρό. Όσον αφορά στη «stress analysis» επιλέχθηκε ως μέγιστος αριθμός επαναλήψεων η τιμή 500 (σε κάποιες αναλύσεις χρειάστηκε και περισσότερο), ενώ για ανοχή δόθηκε τιμή  $\leq 10^{-6}$ . Η

τιμή της ανοχής διαλέχθηκε τόσο μικρή γιατί για τιμές μεγαλύτερες από αυτή άλλαζε συνεχώς η τιμή της τάσης που αστοχούσε ο εδαφικός σχηματισμός, αλλά και κάποιες τιμές δεν έδιναν αποδεκτό μηχανισμό αστοχίας.



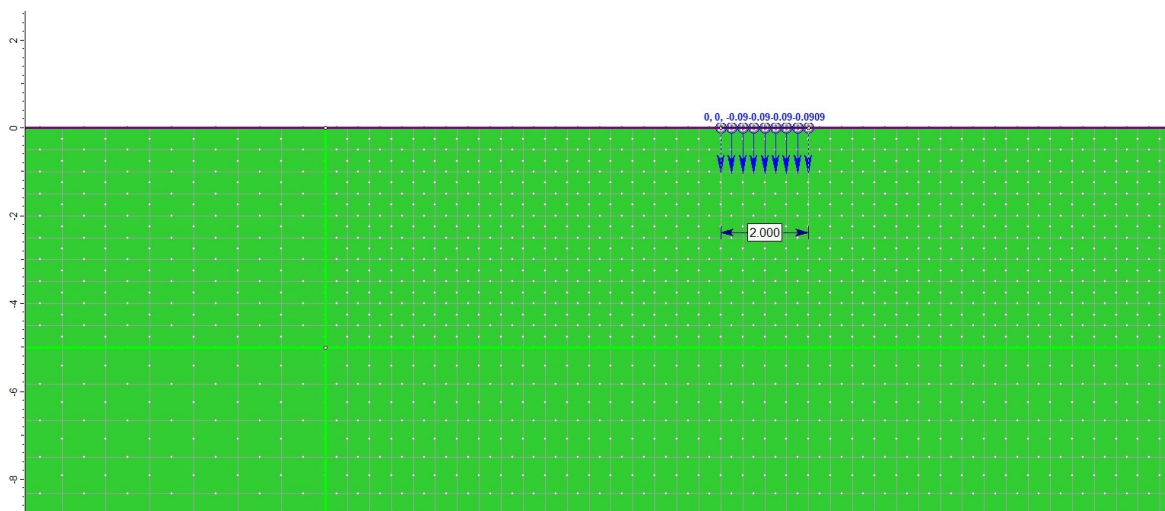
**Εικόνα 82:** Κριτήριο αστοχίας και γεωτεχνικές παράμετροι (Phase<sup>2</sup>, 8.0)

**Πίνακας 6:** Εύρος τιμών γεωτεχνικών παραμέτρων

Γωνία εσωτερικής τριβής, $\phi$ ( $^{\circ}$ )	Μέτρο ελαστικότητας, E (MPa)	Λόγος poisson, $\nu$	Φαινόμενο βάρος, $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Συνοχή, c (KPa)	Εφελκυστική αντοχή, $\sigma_t$	Γωνία διασταλτικότητας, $\psi$ ( $^{\circ}$ )
20	<10	0.15-0.40	17	0.001	0.001	0-20
25	5-15	0.15-0.40	17	0.001	0.001	0-25
30	10-25	0.20-0.40	17	0.001	0.001	0-30
35	30-50	0.25-0.40	17	0.001	0.001	0-35
40	50-80	0.30-0.45	17	0.001	0.001	0-40
45	>80	0.15-0.40	17	0.001	0.001	0-45

Εν συνεχεία, πραγματοποιήθηκε προσπάθεια επιβολής τάσεων, αλλά ήταν πολύ δύσκολο να προσδιοριστεί η ακριβής τάση αστοχίας. Άλλες φορές, η φέρουσα ικανότητα ξεπερνούσαν και συνέβαινε μη αποδεκτός μηχανισμός αστοχίας και άλλες η τάση φόρτισης ήταν κατά πολύ μικρότερη της οριακής τάσης αστοχίας. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της επιβολής παραμορφώσεων. Οι παραμορφώσεις

επιβλήθηκαν σε δέκα στάδια ισομοιρασμένες και κυμαίνονται από 0.09m έως και 0.5m (Εικόνα 83).



**Εικόνα 83:** Επιβολή παραμορφώσεων (Phase<sup>2</sup>, 8.0)

Τέλος, πραγματοποιήθηκε εκτέλεση του μοντέλου και από τα διαγράμματα της μέσης ορθής τάσης συναρτήσει της καθίζησης προσδιορίστηκε η φέρουσα ικανότητα για το μεμονωμένο πέδιλο σε κάθε περίπτωση. Μετά τη σύγκριση των τιμών της φέρουσας ικανότητας με αυτές του Terzaghi, αλλά και βάση τις απόψεις των Βαρδουλάκη (2003) και Lavasan & Ghazavi (2014) περί της γωνίας διασταλτικότητας, επιλέχτηκε η παραμετροποίηση εκείνη των προαναφερθέντων γεωτεχνικών παραμέτρων, η οποία έδινε τα πιο αξιόπιστα αποτελέσματα. Με αυτή την παραμετροποίηση και ακολουθώντας την ίδια διαδικασία, πραγματοποιήθηκαν δοκιμές με δύο πέδιλα, τα οποία τοποθετήθηκαν σε διάφορες αποστάσεις (από γωνία σε γωνία) κανονικοποιημένες με το πλάτος θεμελίωσης (S/B). Έτσι, προσδιορίστηκαν οι τιμές της φέρουσας ικανότητας για αλληλεπίδραση πεδίων, υπολογίστηκε ο λόγος τους με αυτές του μεμονωμένου θεμελίου (συντελεστής  $\xi_\gamma$ ) και συγκρίθηκαν με τις βιβλιογραφικές τιμές και κατασκευάστηκαν διαγράμματα του  $\xi_\gamma$  συναρτήσει της S/B.

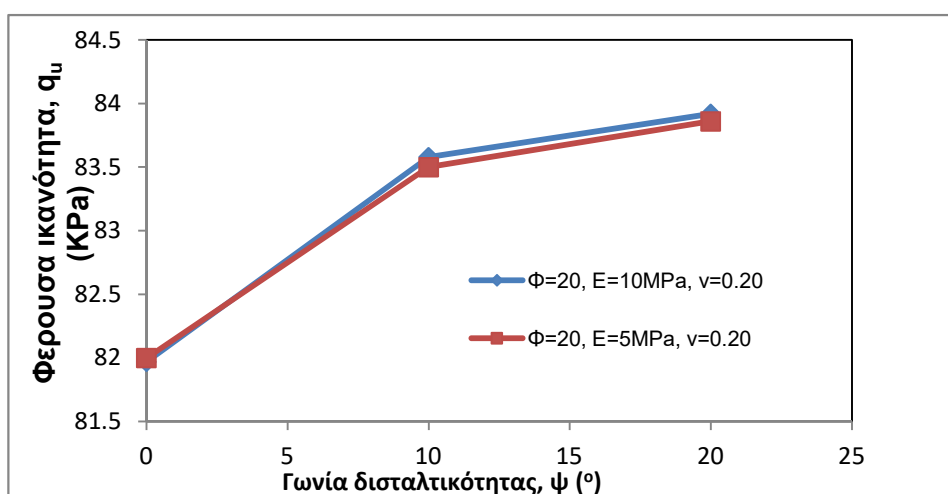
## 5.2 Αποτελέσματα

Αφού εκτελέστηκαν πάνω από 30 δοκιμές, όπως προαναφέρθηκε, με στόχο την κατανόηση της κατάλληλης παραμετροποίησης ώστε το μοντέλο να λειτουργεί ορθά, αρχικά πραγματοποιήθηκε ανάλυση για μονό, τραχύ επιφανειακό θεμέλιο, το οποίο εδράζεται σε ξηρό, μη συνεκτικό έδαφος με γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi=20^\circ$ , συνοχή  $c=0.001\text{KPa}$ , εφελκυστική αντοχή  $\sigma_t=0.001\text{KPa}$ , φαινόμενο βάρος  $\gamma=17\text{KN/m}^3$ , με το

μέτρο ελαστικότητας, το λόγο poisson και τη γωνία διασταλτικότητας να ποικίλουν αντίστοιχα από 0-80MPa, 0.15-0.40 και 0-45° (όπως προαναφέρθηκε, Πίνακας 6). Από τις αναλύσεις διαπιστώθηκε, όπως ήταν και λογικό, πως η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας και του λόγου poisson δεν επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα (το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος poisson δεν χρησιμοποιείται στους τύπους υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας κανενός από τους επιστήμονες). Επίσης, η αύξηση της γωνίας διασταλτικότητας είχε ως αποτέλεσμα της αύξηση της φέρουσας ικανότητας (Πίνακας 7 και Εικόνα 84). Από τον Πίνακα 7 είναι επίσης εμφανές πως η φέρουσα ικανότητα εδάφους για  $\varphi=20^\circ$ , σε κάθε περίπτωση, είναι πολύ κοντά με αυτή που υπολόγισε ο Terzaghi.

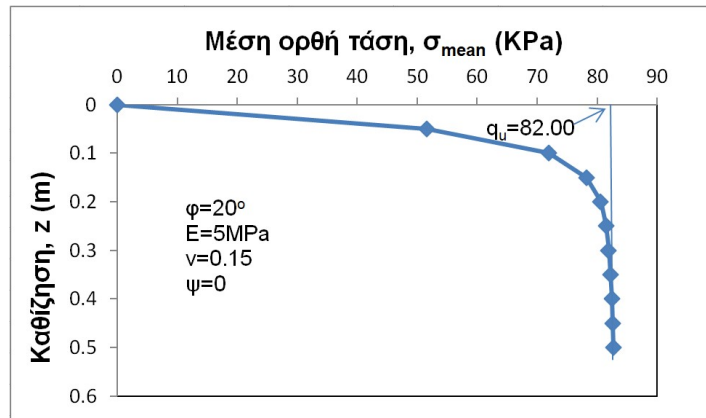
**Πίνακας 7:** Δοκιμές γεωτεχνικών παραμέτρων με τις αντίστοιχες υπολογιζόμενες τιμές φέρουσας ικανότητας για  $\varphi=20^\circ$

Συνοχή, $c=0.001\text{KPa}$	Εφελκυστική αντοχή, $\sigma_t=0.001\text{KPa}$	Φαινόμενο βάρος, $\gamma=17\text{KN/m}^3$		Φέρουσα ικανότητα Terzaghi, $q_u=85\text{KPa}$
Γωνία εσωτερικής τριβής, $\varphi$ (°)	Μέτρο ελαστικότητας, E (MPa)	Λόγος poisson, $\nu$	Γωνία διασταλτικότητας, $\psi$ (°)	Φέρουσα ικανότητα, $q_u$ (KPa)
20	10	0.15	0	81.92
20	10	0.20	0	81.97
20	10	0.25	0	81.93
20	10	0.20	10	83.58
20	10	0.20	20	83.92
20	10	0.15	20	83.83
20	5	0.15	0	82.00
20	5	0.15	10	83.50
20	5	0.15	20	83.86
20	20	0.3	20	83.91



**Εικόνα 84:** Φέρουσα ικανότητα συναρτήσει της γωνίας διασταλτικότητας για  $\varphi=20^\circ$

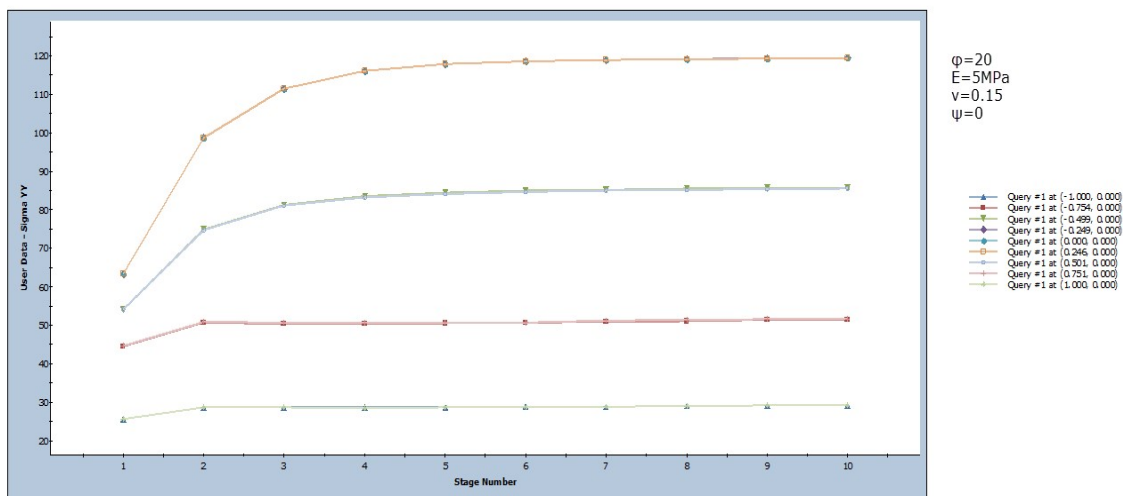
Με βάση τους Βαρδουλάκη (2003) και Lavasan & Ghazavi (2014) αποφασίστηκε, στη συγκεκριμένη εργασία, για γωνία εσωτερικής τριβής μικρότερη – ίση των  $30^\circ$ , η γωνία διασταλτικότητας να είναι  $\psi=0^\circ$ , ενώ για  $\varphi>30^\circ$  χρησιμοποιήθηκαν οι τύποι των Βαρδουλάκη (2003,  $\psi = \varphi - 20^\circ$  (Σχ. 47)) και Lavasan & Ghazavi (2014,  $\frac{1}{2}\varphi \leq \psi \leq \frac{2}{3}\varphi$  (48)). Επομένως, για  $\varphi=20^\circ$ , οι αναλύσεις, από εδώ και στο εξής, θα πραγματοποιούνται με μέτρο ελαστικότητας, λόγο poisson και γωνία διασταλτικότητας, 5MPa, 0.15 και 0 αντιστοίχως. Στην Εικόνα 85 απεικονίζεται η μέση ορθή τάση σε σχέση με την καθίζηση καθώς και η φέρουσα ικανότητα (82.00KPa, η μέγιστη μέση ορθή τάση).



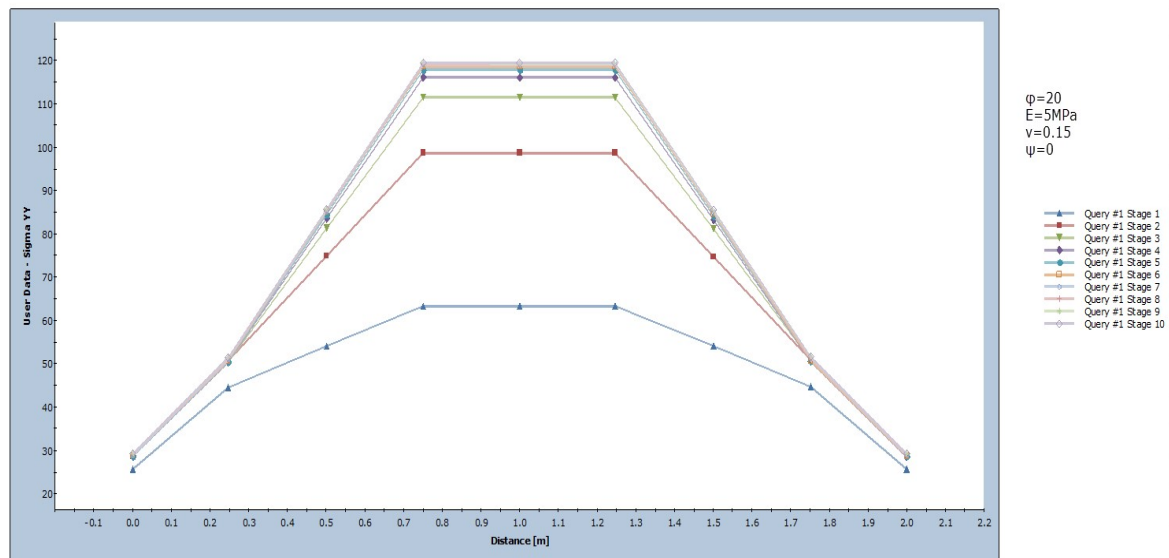
**Εικόνα 85:** Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με  $\varphi=20^\circ$

Με βάση τον τύπο τον τύπο  $N_\gamma = \frac{2 \cdot q_u}{\gamma \cdot B}$  (Σχ. 40) στην περίπτωση για  $\varphi=20^\circ$ ,  $\gamma=17\text{KN/m}^3$  και  $B=2\text{m}$ , ο  $N_\gamma = 4.82$ .

Στις Εικόνες 86, 87 παρουσιάζεται η μέση ορθή τάση κάτω από διάφορα σημεία του θεμελίου σε κάθε στάδιο φόρτισης.

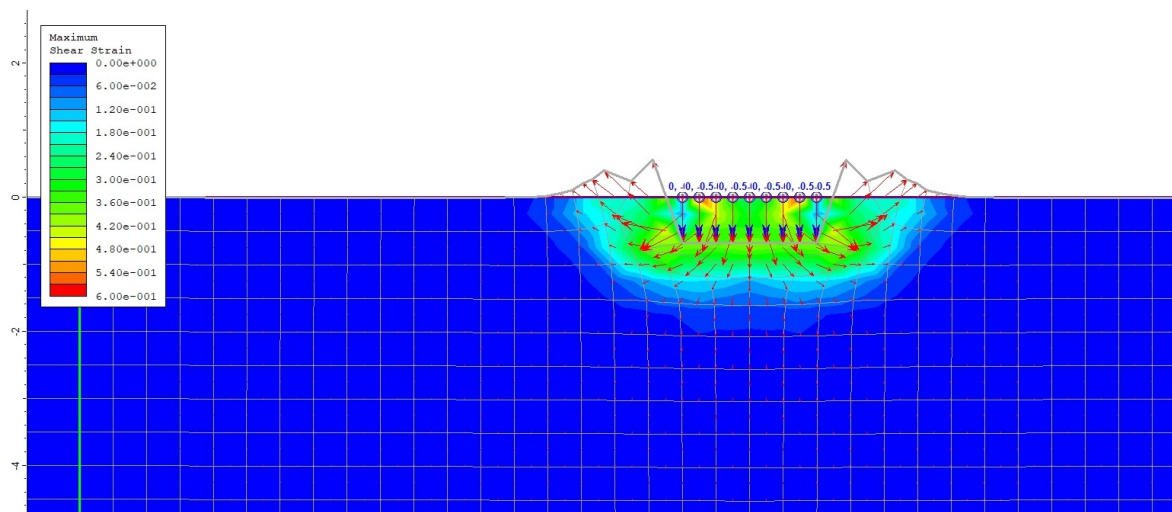


**Εικόνα 86:** Ορθή τάση συναρτήσει των σταδίων επιβολής παραμόρφωσης κάτω από διάφορα σημεία του πεδίου για έδαφος με  $\varphi=20^\circ$



**Εικόνα 87:** Ορθή τάση κάτω από διάφορα σημεία του πεδίου ανά στάδιο επιβολής παραμόρφωσης για έδαφος με  $\phi=20^\circ$

Στην Εικόνα 88 απεικονίζονται η διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=20^\circ$ .



**Εικόνα 88:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=20^\circ$

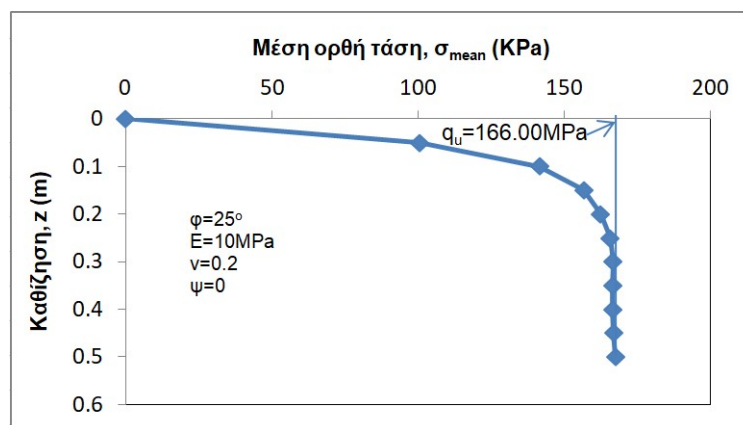
Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε η ίδια διαδικασία για  $\phi=25$ , συνοχή  $c=0.001\text{KPa}$ , εφελκυστική αντοχή  $\sigma_t=0.001\text{KPa}$ , φαινόμενο βάρος  $\gamma=17\text{KN/m}^3$  με το μέτρο ελαστικότητας, το λόγο poisson και τη γωνία διασταλτικότητας να ποικίλουν. Όπως και για  $\phi=20^\circ$  έτσι και για  $\phi=25^\circ$ , όπως ήταν και λογικό άλλωστε, παρατηρήθηκε πως η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας και του λόγου poisson δεν επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα (Πίνακας 8). Η μόνη παράμετρος που επηρεάζει ήταν η γωνία διασταλτικότητας. Μείωση

της γωνίας διασταλτικότητας προκαλεί μείωση της φέρουσας ικανότητας (Πίνακας 8). Για έδαφος με γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi=25^\circ$  η φέρουσα ικανότητα είναι παραπλήσια με αυτήν που υπολογίζει ο Terzaghi όταν  $\psi \leq 10^\circ$  (Πίνακας 8).

**Πίνακας 8:** Δοκιμές γεωτεχνικών παραμέτρων με τις αντίστοιχες υπολογιζόμενες τιμές φέρουσας ικανότητας για  $\phi=25^\circ$

Συνοχή, $c=0.001\text{KPa}$	Εφελκυστική αντοχή, $\sigma_t=0.001\text{KPa}$	Φαινόμενο βάρος, $\gamma=17\text{KN/m}^3$		Φέρουσα ικανότητα Terzaghi, $q_u=165\text{KPa}$
Γωνία εσωτερικής τριβής, $\phi$ ( $^\circ$ )	Μέτρο ελαστικότητας, E (MPa)	Λόγος poisson, $\nu$	Γωνία διασταλτικότητας, $\psi$ ( $^\circ$ )	Φέρουσα ικανότητα, $q_u$ (KPa)
25	10	0.20	25	175.50
25	20	0.20	25	173.50
25	20	0.30	25	174.80
25	10	0.20	20	172.50
25	10	0.20	10	166.30
25	10	0.20	0	166.00

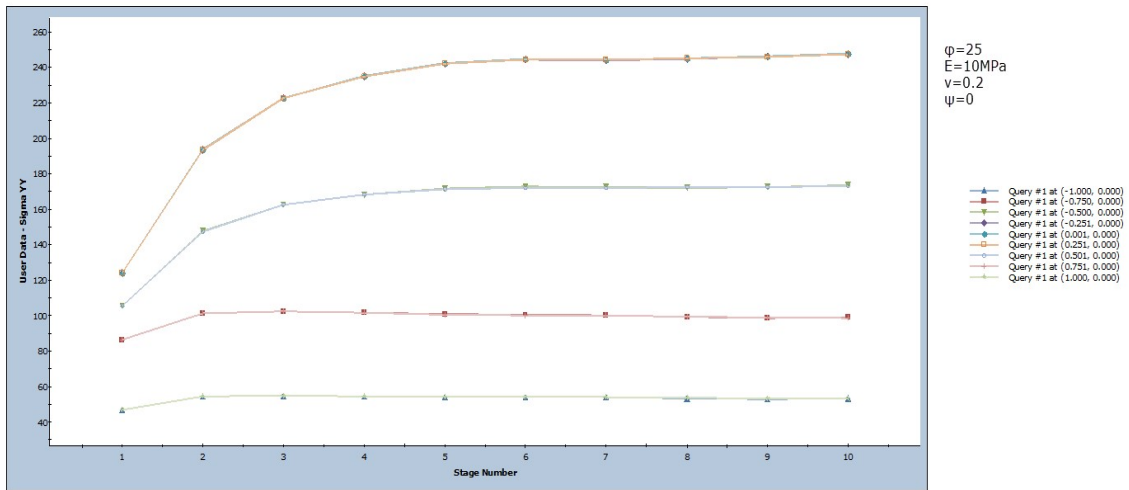
Με βάση τις βιβλιογραφικές αναφορές, αλλά και τις προαναφερθείσες αναλύσεις, αποφασίστηκε για  $\phi=25^\circ$ , οι αναλύσεις, από εδώ και στο εξής, να πραγματοποιούνται με μέτρο ελαστικότητας, λόγο poisson και γωνία διασταλτικότητας, 10MPa, 0.20 και 0 αντιστοίχως. Στην Εικόνα 89 απεικονίζονται η μέση ορθή τάση σε σχέση με την καθίζηση καθώς και η φέρουσα ικανότητα ( $q_u=166.00\text{KPa}$ ) για έδαφος με  $\phi=25^\circ$ . Όσον αφορά στην μέση ορθή τάση κάτω από διάφορα σημεία του θεμελίου σε κάθε στάδιο φόρτισης αυτή παρουσιάζεται στις Εικόνες 90, 91. Η διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=25^\circ$  δίνονται στην Εικόνα 92.



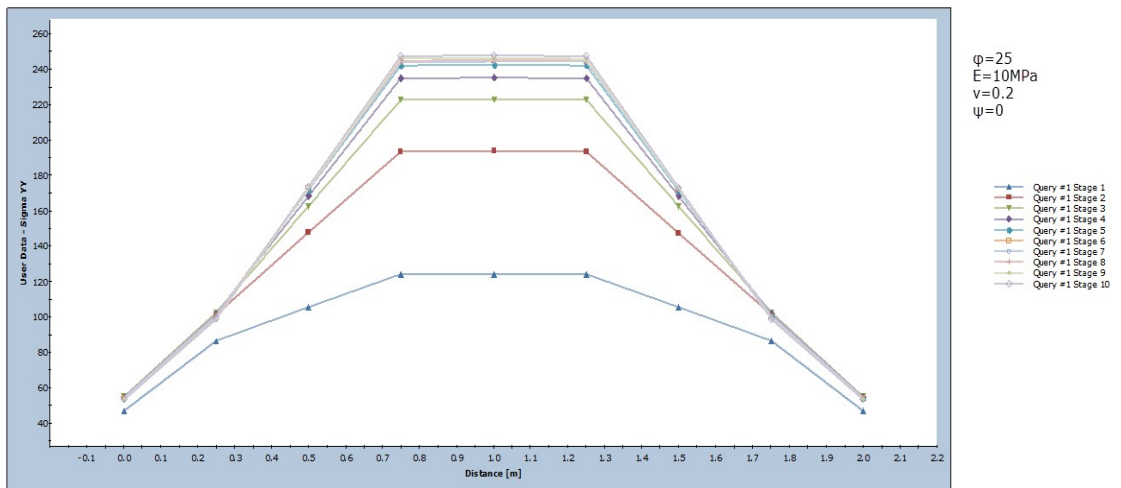
**Εικόνα 89:** Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με  $\phi=25^\circ$

Με βάση τον τύπο τον τύπο  $N_\gamma = \frac{2 \cdot q_u}{\gamma \cdot B}$  στην περίπτωση για  $\phi=25^\circ$ ,  $\gamma=17\text{KN/m}^3$  και  $B=2\text{m}$ ,

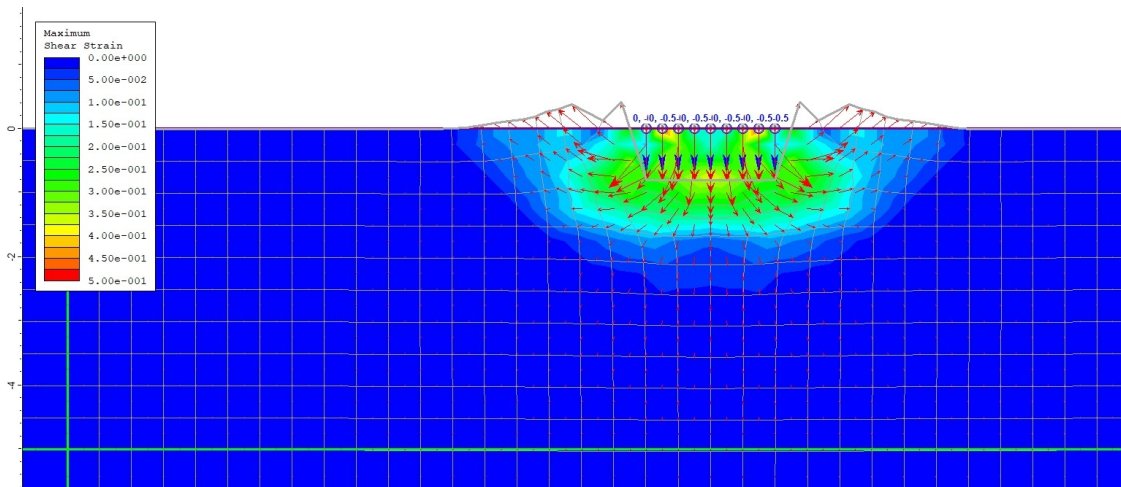
ο  $N_\gamma = 9.77$ .



**Εικόνα 90:** Ορθή τάση συναρτήσει των σταδίων επιβολής παραμόρφωσης κάτω από διάφορα σημεία για έδαφος με  $\phi=25^\circ$



**Εικόνα 91:** Ορθή τάση κάτω από διάφορα σημεία ανά στάδιο επιβολής παραμόρφωσης για έδαφος με  $\phi=25^\circ$



**Εικόνα 92:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=25^\circ$

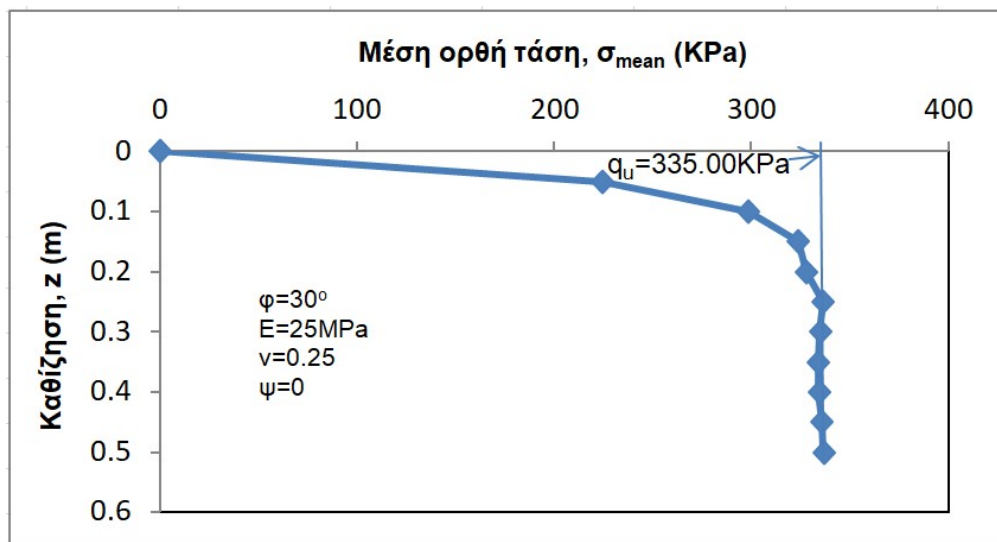


Στη συνέχεια παρουσιάζονται για  $\phi=30, 35, 40$  και  $45^\circ$  πίνακες (Πίνακας 9, 10, 11, 12) με τις παραμέτρους με τις οποίες πραγματοποιήθηκαν οι δοκιμές καθώς και η παραμετροποίηση που επιλέχτηκε τελικά σε κάθε περίπτωση ως η πιο ιδανική. Η επιλογή της γωνίας διασταλτικότητας, όπως προαναφέρθηκε, πραγματοποιήθηκε με βάση τους τύπους των Βαρδουλάκη (2003) και Lavasan & Ghazavi (2014).

Επίσης με βάση την επιλεγμένη παραμετροποίηση για κάθε  $\phi$  παρουσιάστηκαν τα διαγράμματα της μέσης ορθής τάσης με την καθίζηση καθώς και τα διαγράμματα απεικόνισης της διατμητικής παραμόρφωσης και του μηχανισμού αστοχίας (Εικόνες 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100).

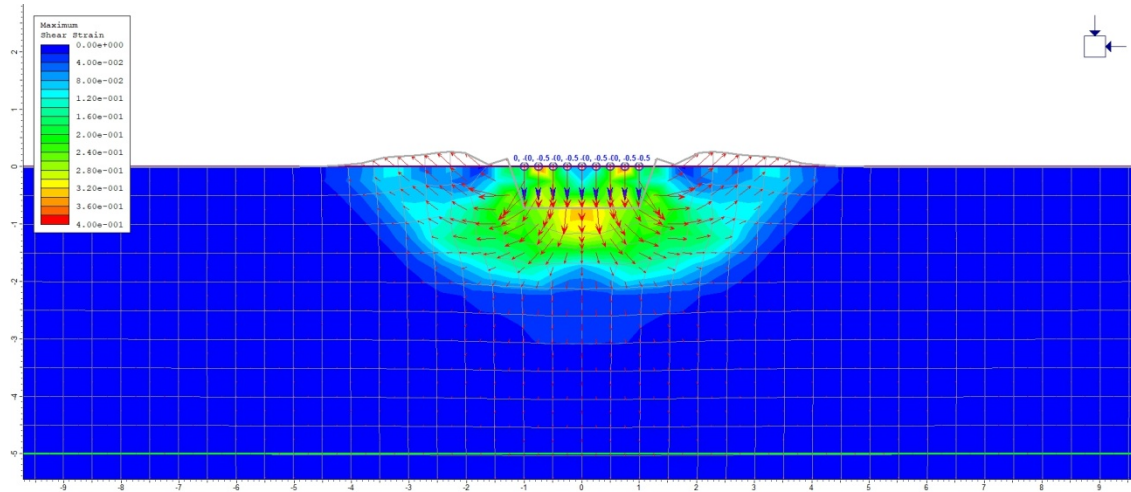
**Πίνακας 9:** Δοκιμές γεωτεχνικών παραμέτρων με τις αντίστοιχες υπολογιζόμενες τιμές φέρουσας ικανότητας για  $\phi=30^\circ$

Συνοχή, $c=0.001\text{KPa}$	Εφελκυστική αντοχή, $\sigma_t=0,001\text{KPa}$	Φαινόμενο βάρος, $\gamma=17\text{KN/m}^3$		Φέρουσα ικανότητα Terzaghi, $q_u=335\text{KPa}$
Γωνία εσωτερικής τριβής, $\phi$ ( $^\circ$ )	Μέτρο ελαστικότητας, $E$ (MPa)	Λόγος poisson, $\nu$	Γωνία διασταλτικότητας, $\psi$ ( $^\circ$ )	Φέρουσα ικανότητα, $q_u$ (KPa)
30	25	0.25	30	392
30	25	0.25	25	379
30	25	0.25	20	374
30	25	0.25	15	370
30	25	0.25	10	361
30	25	0.25	0	335



**Εικόνα 93:** Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με  $\phi=30^\circ$

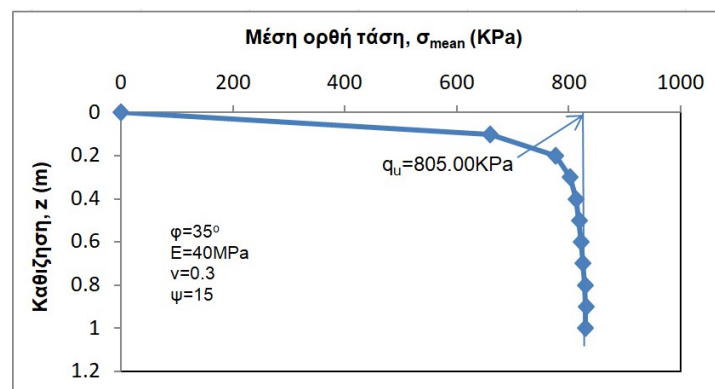
Με βάση τον τύπο τον τύπο  $N_\gamma = \frac{2 \cdot q_u}{\gamma \cdot B}$  στην περίπτωση για  $\phi=30^\circ$ ,  $\gamma=17\text{KN/m}^3$  και  $B=2\text{m}$ , ο  $N_\gamma = 19.71$ .



**Εικόνα 94:** Διατημητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=30^\circ$

**Πίνακας 10:** Δοκιμές γεωτεχνικών παραμέτρων με τις αντίστοιχες υπολογιζόμενες τιμές φέρουσας ικανότητας για  $\varphi=35^\circ$

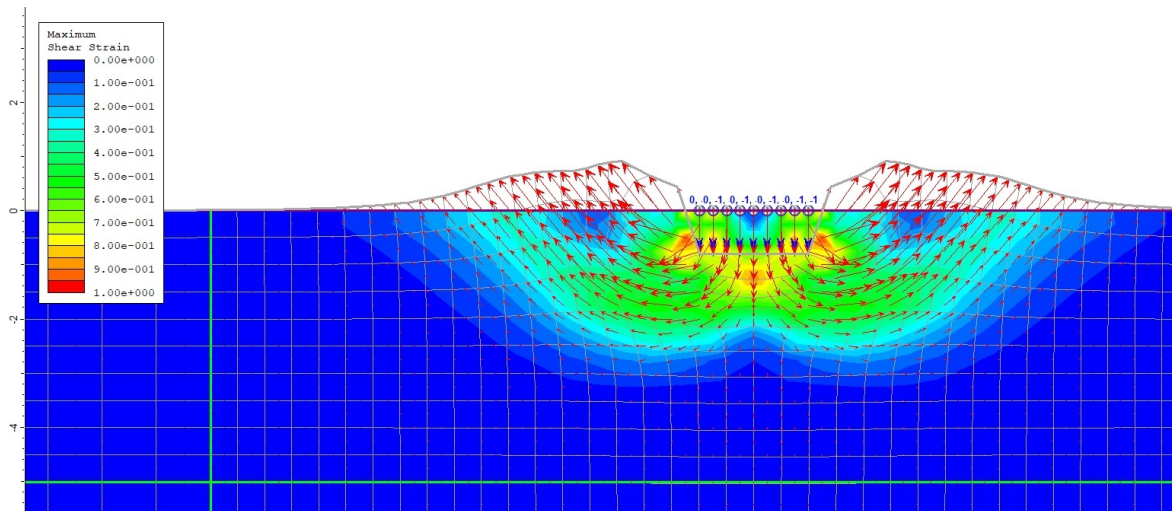
Συνοχή, $c=0.001\text{KPa}$	Εφελκυστική αντοχή, $\sigma_t=0.001\text{KPa}$	Φαινόμενο βάρος, $\gamma=17\text{KN/m}^3$		Φέρουσα ικανότητα Terzaghi, $q_u=721\text{KPa}$
Γωνία εσωτερικής τριβής, $\varphi$ ( $^\circ$ )	Μέτρο ελαστικότητας, E (MPa)	Λόγος poisson, $\nu$	Γωνία διασταλτικότητας, $\psi$ ( $^\circ$ )	Φέρουσα ικανότητα, $q_u$ (KPa)
35	40	0.3	35	891.00
35	40	0.3	30	861.00
35	40	0.3	20	825.00
35	40	0.3	15	805.00
35	40	0.3	10	797.00
35	40	0.3	5	734.00
35	40	0.3	0	669.00



**Εικόνα 95:** Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με  $\varphi=35^\circ$

Με βάση τον τύπο τον τύπο  $N_\gamma = \frac{2 \cdot q_u}{\gamma \cdot B}$  (40) στην περίπτωση για  $\varphi=35^\circ$ ,  $\gamma=17\text{KN/m}^3$  και

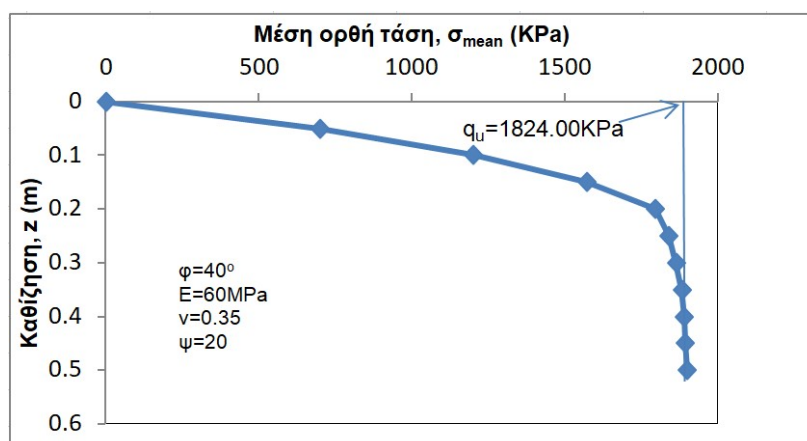
$B=2\text{m}$ , ο  $N_\gamma = 47.35$ .



**Εικόνα 96:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=35^\circ$

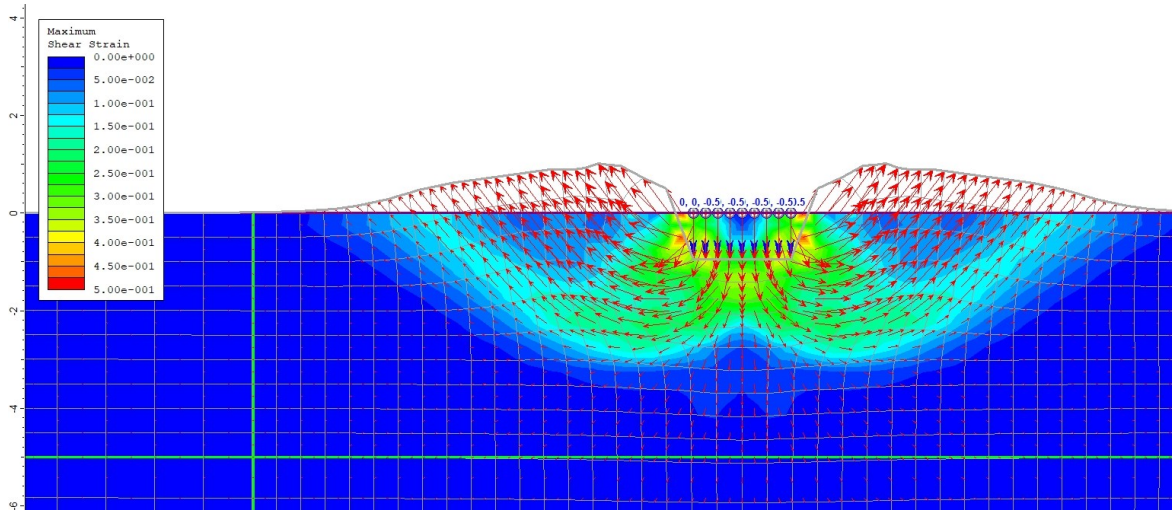
**Πίνακας 11:** Δοκιμές γεωτεχνικών παραμέτρων με τις αντίστοιχες υπολογιζόμενες τιμές φέρουσας ικανότητας για  $\phi=40^\circ$

Συνοχή, $c=0,001\text{KPa}$	Εφελκυστική αντοχή, $\sigma_t=0,001\text{KPa}$	Φαινόμενο βάρος, $\gamma=17\text{KN/m}^3$		Φέρουσα ικανότητα Terzaghi, $q_u=1707\text{KPa}$
Γωνία εσωτερικής τριβής, $\phi$ ( $^\circ$ )	Μέτρο ελαστικότητας, E (MPa)	Λόγος poisson, $\nu$	Γωνία διασταλτικότητας, $\psi$ ( $^\circ$ )	Φέρουσα ικανότητα, $q_u$ (KPa)
40	60	0.35	40	2010
40	60	0.35	30	1985
40	60	0.35	25	1931
40	60	0.35	20	1824
40	60	0.35	15	1770
40	60	0.35	10	1505
40	60	0.35	0	1220



**Εικόνα 97:** Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με  $\phi=40^\circ$

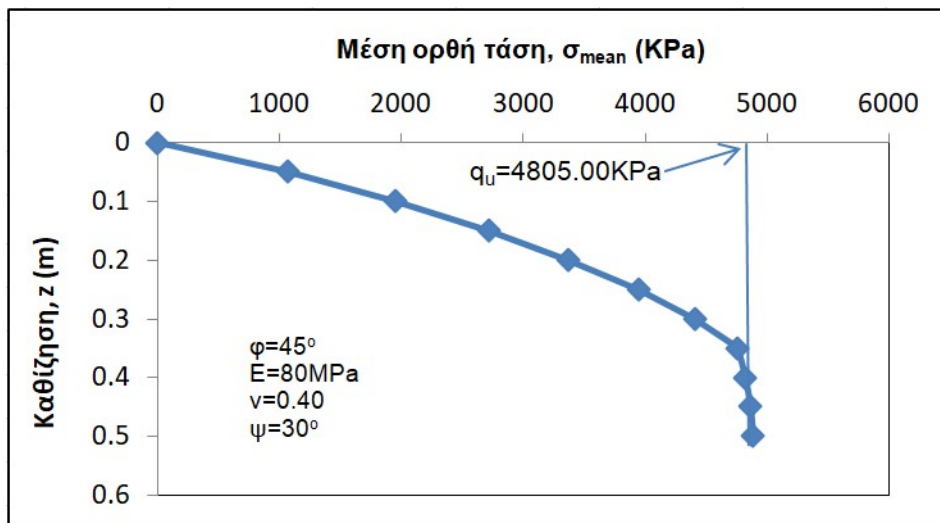
Με βάση τον τύπο τον τύπο  $N_\gamma = \frac{2 \cdot q_u}{\gamma \cdot B}$  (40) στην περίπτωση για  $\phi=40^\circ$ ,  $\gamma=17\text{KN/m}^3$  και  $B=2\text{m}$ , ο  $N_\gamma = 107.29$ .



**Εικόνα 98:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=40^\circ$

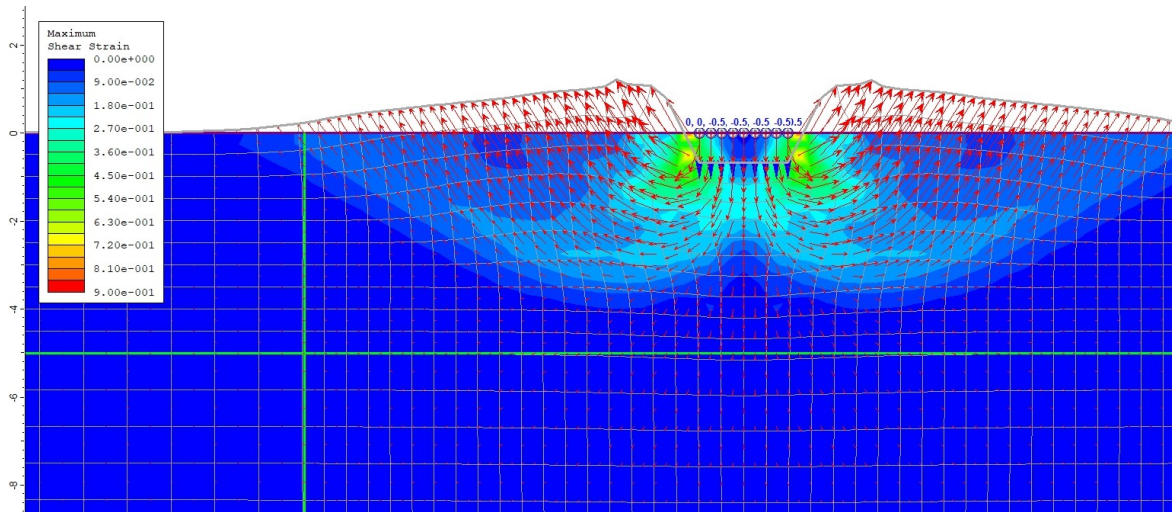
**Πίνακας 12:** Δοκιμές γεωτεχνικών παραμέτρων με τις αντίστοιχες υπολογιζόμενες τιμές φέρουσας ικανότητας για  $\phi=45^\circ$

Συνοχή, $c=0.001\text{KPa}$	Εφελκυστική αντοχή, $\sigma_t=0.001\text{KPa}$	Φαινόμενο βάρος, $\gamma=17\text{KN/m}^3$	Φέρουσα ικανότητα Terzaghi, $q_u=5058\text{KPa}$	
Γωνία εσωτερικής τριβής, $\phi$ ( $^\circ$ )	Μέτρο ελαστικότητας, E (MPa)	Λόγος poisson, $\nu$	Γωνία διασταλτικότητας, $\psi$ ( $^\circ$ )	Φέρουσα ικανότητα, $q_u$ (KPa)
45	80	0.40	45	6200
45	80	0.40	40	5300
45	80	0.40	30	4805
45	80	0.40	25	4556
45	80	0.40	20	3909
45	80	0.40	10	2780
45	80	0.40	0	2100



**Εικόνα 99:** Μέση ορθή τάση συναρτήσει της καθίζησης και προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας για έδαφος με  $\phi=45^\circ$

Με βάση τον τύπο τον τύπο  $N_{\gamma} = \frac{2 \cdot q_u}{\gamma \cdot B}$  (40) στην περίπτωση για  $\phi=45^\circ$ ,  $\gamma=17\text{KN/m}^3$  και  $B=2\text{m}$ , ο  $N_{\gamma} = 282.65$ .



**Εικόνα 100:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=45^\circ$

Στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 13) φαίνονται συγκεντρωμένα για  $\phi=20, 25, 30, 35, 40$  και  $45$  οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας, του λόγου poisson και της γωνίας διασταλτικότητας, οι οποίες ήταν η πιο ιδανικές και επιλέχτηκαν, για να χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια για τις δοκιμές στην αλληλεπίδραση πεδίου.

**Πίνακας 13:** Γεωτεχνικές παράμετροι οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν για τις δοκιμές στην αλληλεπίδραση πεδίου

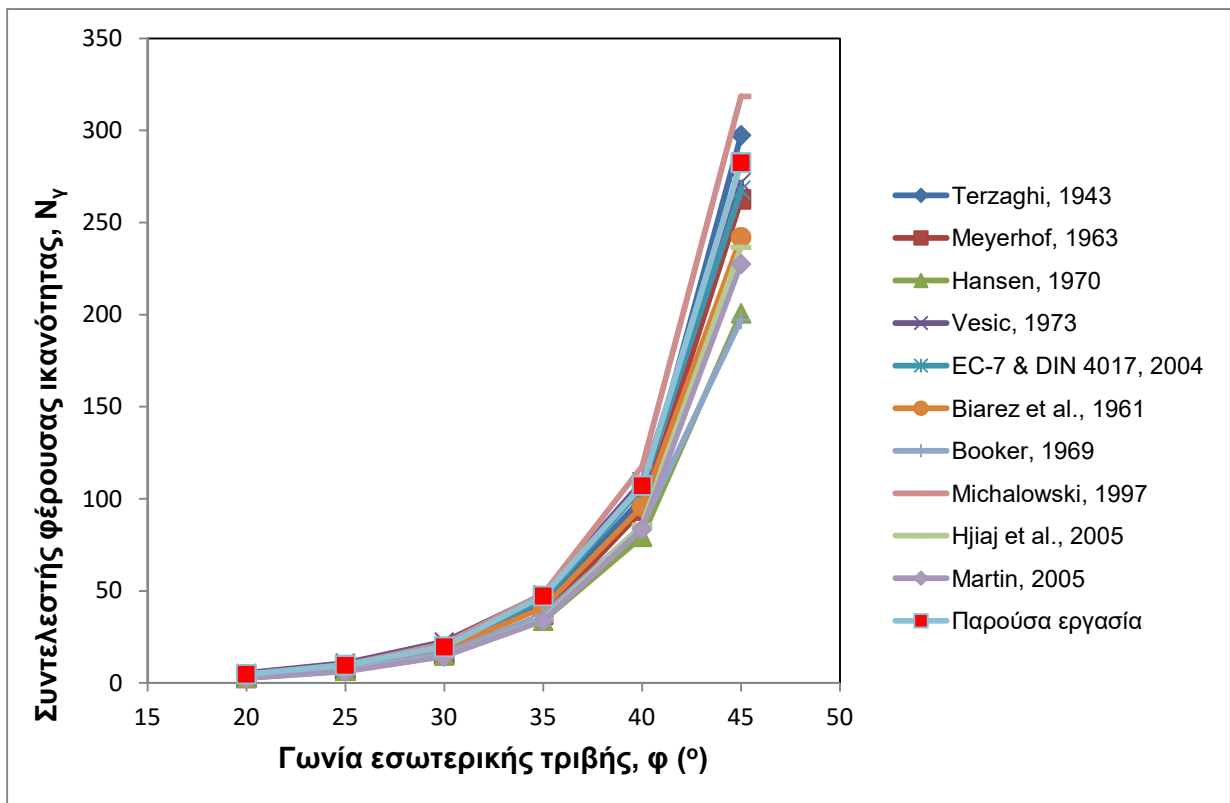
Συνοχή, $c=0.001\text{KPa}$	Εφελκυστική αντοχή, $\sigma_t=0.001\text{KPa}$	Φαινόμενο βάρος, $\gamma=17\text{KN/m}^3$			
Γωνία εσωτερικής τριβής, $\phi$ ( $^\circ$ )	Μέτρο ελαστικότητας, $E$ (MPa)	Λόγος poisson, $\nu$	Γωνία διασταλτικότητας, $\psi$ ( $^\circ$ )		Φέρουσα ικανότητα, $q_u$ (KPa)
20	5	0.15	0		82.00
25	10	0.20	0		166.00
30	25	0.25	0		335.00
35	40	0.30	15		805.00
40	60	0.35	20		1824.00
45	80	0.40	30		4805.00

Στον Πίνακα 14 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή φέρουσας ικανότητας  $N_{\gamma}$  που προέκυψαν από την παρούσα εργασία και η μέγιστη, η ελάχιστη, η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση από τις 10 πιο συχνά χρησιμοποιημένες επιστημονικές μελέτες (Terzaghi, 1943; Biarez, et al., 1961; Meyerhof, 1963; Booker, 1969; Hansen, 1970; Vesic, 1973;

Michalowski, 1997; EC-7 & DIN 4017, 2004; Hjjaj et al., 2005; Martin, 2005). Επίσης, στην Εικόνα 101 συγκρίνονται οι τιμές του  $N_\gamma$  των 10 προαναφερθεισών επιστημονικών ερευνών με την παρούσα για διάφορες τιμές της  $\phi$ .

**Πίνακας 14:** Εύρος τιμών, μέση τιμή και τυπική απόκλιση του  $N_\gamma$  από τις 10 πιο συχνά χρησιμοποιημένες έρευνες

Στατιστικά στοιχεία τιμών συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_\gamma$					
Γωνία εσωτερικής τριβής, $\phi$ (°)	Μέγιστη τιμή	Ελάχιστη τιμή	Μέση τιμή	Τυπική απόκλιση	Παρούσα εργασία
20	5.39	2.87	4.02	1.15	<b>4.82</b>
25	10.88	6.76	8.62	1.82	<b>9.77</b>
30	22.40	15.07	18.59	3.12	<b>19.71</b>
35	48.03	33.92	41.35	5.78	<b>47.35</b>
40	117.57	79.54	97.82	11.83	<b>107.29</b>
45	318.57	200.81	260.11	35.76	<b>282.65</b>



**Εικόνα 101:** Συντελεστής φέρουσας ικανότητας  $N_\gamma$  σε σχέση με τη γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$

Από τον Πίνακα 14 και την Εικόνα 101 είναι φανερό πως οι τιμές του  $N_\gamma$  που προέκυψαν από την παρούσα εργασία θεωρούνται αξιόπιστες, αφού βρίσκονται μέσα στο εύρος τιμών, αλλά και μέσα στα όρια της τυπικής απόκλισης των 10 πιο συχνά χρησιμοποιημένων επιστημονικών μελετών.

Μετά την ολοκλήρωση των αναλύσεων για τα μεμονωμένα θεμέλια πραγματοποιήθηκαν δοκιμές για δύο επιφανειακά, τραχιά θεμέλια, ίδιου πλάτους και με ίδια φόρτιση, τα οποία εδράζονται σε εδάφη με τις γεωτεχνικές παραμέτρους που επιλέχθηκαν (Πίνακας 15). Αλλάζοντας την μεταξύ τους απόσταση (κανονικοποιημένη ως προς το κοινό πλάτος των θεμελίων S/B), διερευνήθηκε η μεταβολή της φέρουσας ικανότητας. Στον παρακάτω πίνακα απεικονίζονται οι γεωτεχνικές παράμετροι και οι S/B για τα οποία πραγματοποιήθηκαν δοκιμές.

**Πίνακας 15:** Γεωτεχνικοί παράμετροι εδαφών και κανονικοποιημένες αποστάσεις θεμελίων για τα οποία πραγματοποιήθηκαν δοκιμές

Συνοχή, $c=0.001\text{KPa}$	Εφελκυστική αντοχή, $\sigma_i=0.001\text{KPa}$	Φαινόμενο βάρος, $\gamma=17\text{KN/m}^3$			
Γωνία εσωτερικής τριβής, $\phi$ ( $^\circ$ )	Μέτρο ελαστικότητας, E (MPa)	Λόγος poisson, $\nu$	Γωνία διασταλτικότητας, $\psi$ ( $^\circ$ )		Κανονικοποιημένη απόσταση, S/B
20	5	0.15	0		0 - 6 ανά 0.5m
25	10	0.2	0		0 - 6 ανά 0.5m
30	25	0.25	0		0 - 6 ανά 0.5m
35	40	0.3	15		0 - 6 ανά 0.5m
40	60	0.35	20		0 - 6 ανά 0.5m
45	80	0.40	30		0 - 6 ανά 0.5m

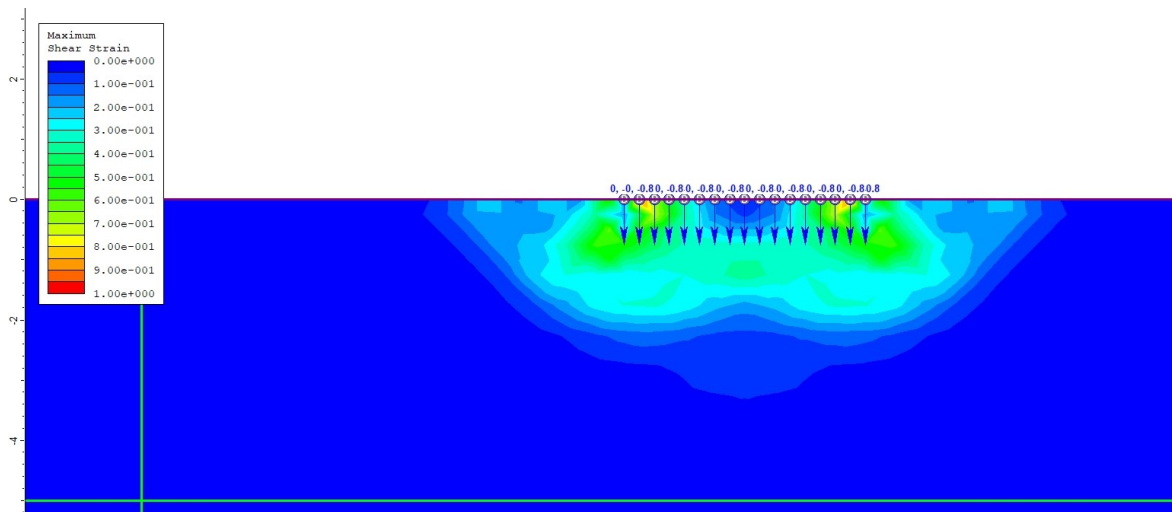
Στον Πίνακα 16 εμφανίζονται οι κανονικοποιημένες αποστάσεις με τις αντίστοιχες τιμές της φέρουσας ικανότητας για κάθε γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$ .

**Πίνακας 16:** Κανονικοποιημένες αποστάσεις με τις αντίστοιχες τιμές της φέρουσας ικανότητας για κάθε γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$

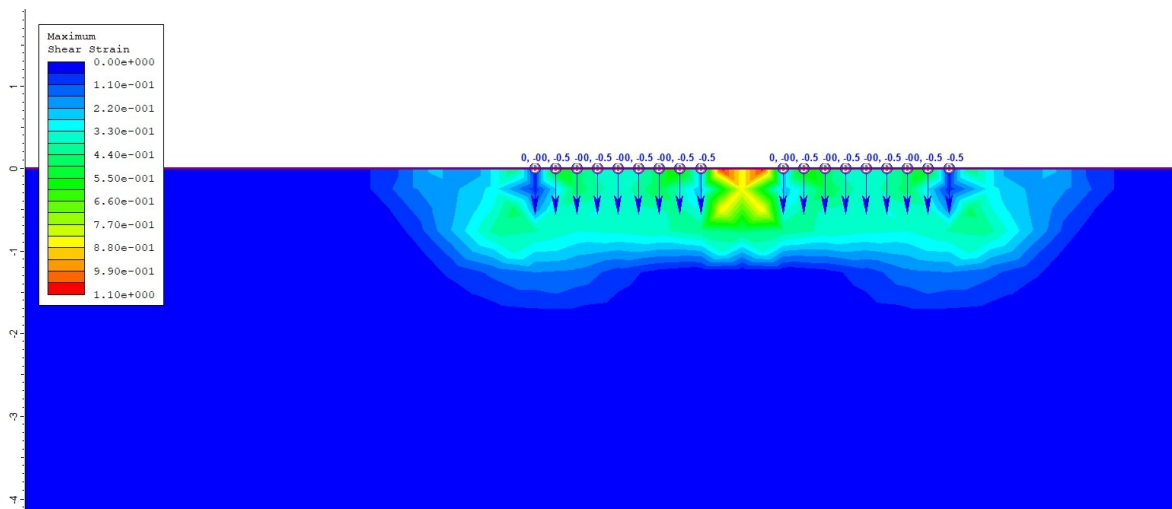
	για $\Phi=20^\circ$	για $\Phi=25^\circ$	για $\Phi=30^\circ$	για $\Phi=35^\circ$	για $\Phi=40^\circ$	για $\Phi=45^\circ$
	Φέρουσα ικανότητα, $q_{\text{uint}}$ (KPa)	Φέρουσα ικανότητα, $q_{\text{uint}}$ (KPa)	Φέρουσα ικανότητα, $q_{\text{uint}}$ (KPa)	Φέρουσα ικανότητα, $q_{\text{uint}}$ (KPa)	Φέρουσα ικανότητα, $q_{\text{uint}}$ (KPa)	Φέρουσα ικανότητα, $q_{\text{uint}}$ (KPa)
S/B=0	131.62	275.7	552	1332	3223	9252
S/B=0.5	84.13	189.7	442	1441	4558	13342
S/B=1.0	81.95	170.2	360	1016	3121	14491
S/B=1.5	81.99	166.5	335	886	2572	9736
S/B=2.0	82.00	165.9	335	817	2238	7630
S/B=2.5		166.1	335	807	2101	6678
S/B=3.0		166.0	335	806	1915	6128
S/B=3.5			335	806	1892	5667
S/B=4.0				805	1856	5408
S/B=4.5				805	1826	5230
S/B=5.0				805	1824	5125
S/B=5.5					1824	4812
S/B=6.0						4805
Φέρουσα ικανότητα μεμονωμένου πεδύλου, $q_u$ (KPa)	82	166	335	805	1824	4805

Από τον παραπάνω Πίνακα είναι εμφανές πως η φέρουσα ικανότητα μειώνεται με την αύξηση της απόστασης και από μία απόσταση και μετά (διαφορετική για κάθε γωνία  $\phi$ ) τα θεμέλια δεν αλληλεπιδρούν, λειτουργούν ως μεμονωμένα. Επίσης στις γωνίες 20, 25, 30° οι μέγιστες τιμές της φέρουσας ικανότητας εμφανίζονται για  $S/B=0$ , ενώ στις 35, 40° για  $S/B=0.5$  και στις 45° για  $S/B=1$ .

Στις Εικόνες 102 - 129 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι διατμητικές παραμορφώσεις και ο μηχανισμός αστοχίας του εδάφους σε διάφορες αποστάσεις για κάθε γωνία  $\phi$ .

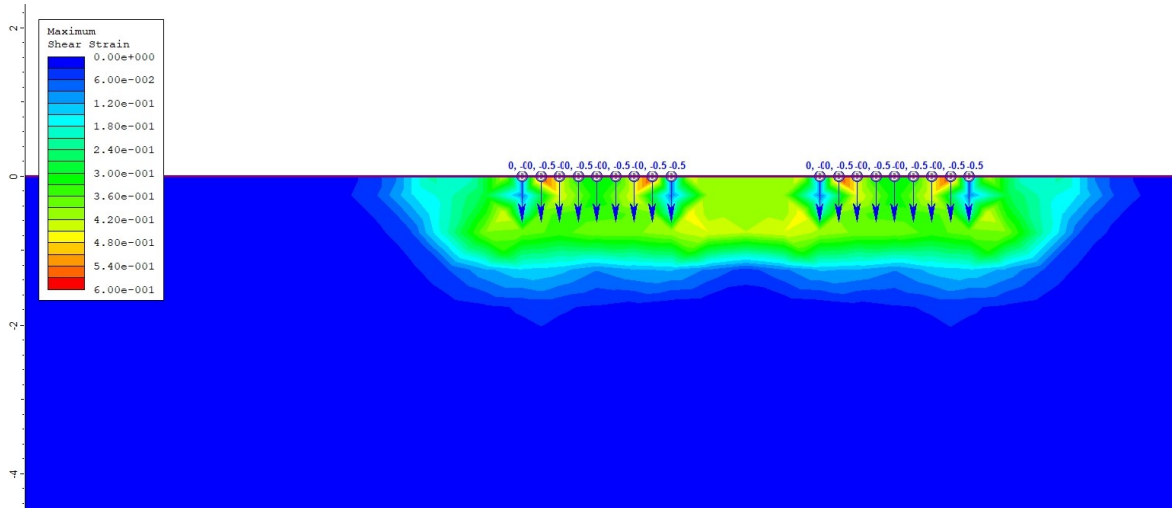


**Εικόνα 102:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=20^\circ$

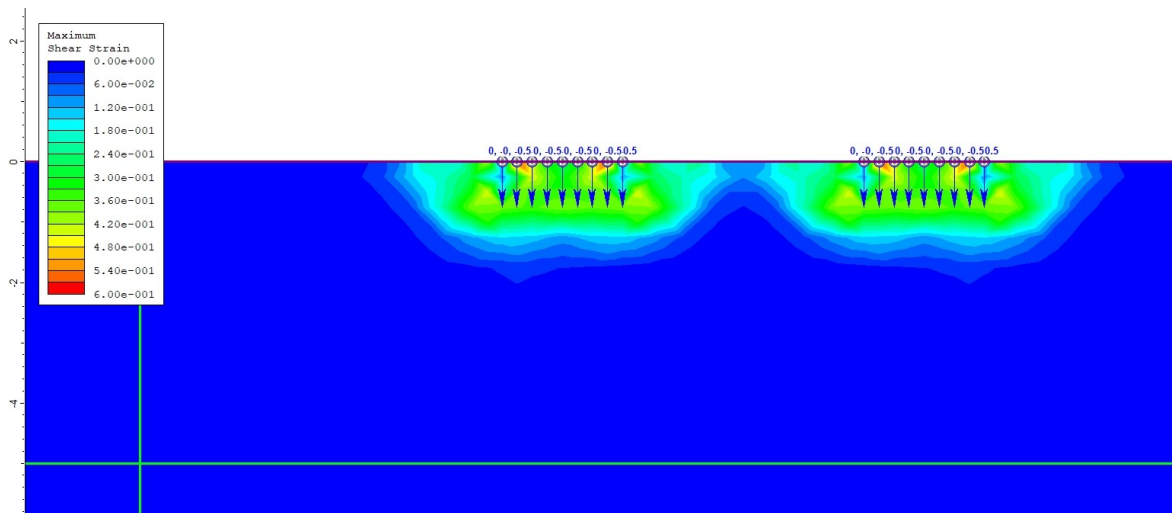


**Εικόνα 103:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0.5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=20^\circ$

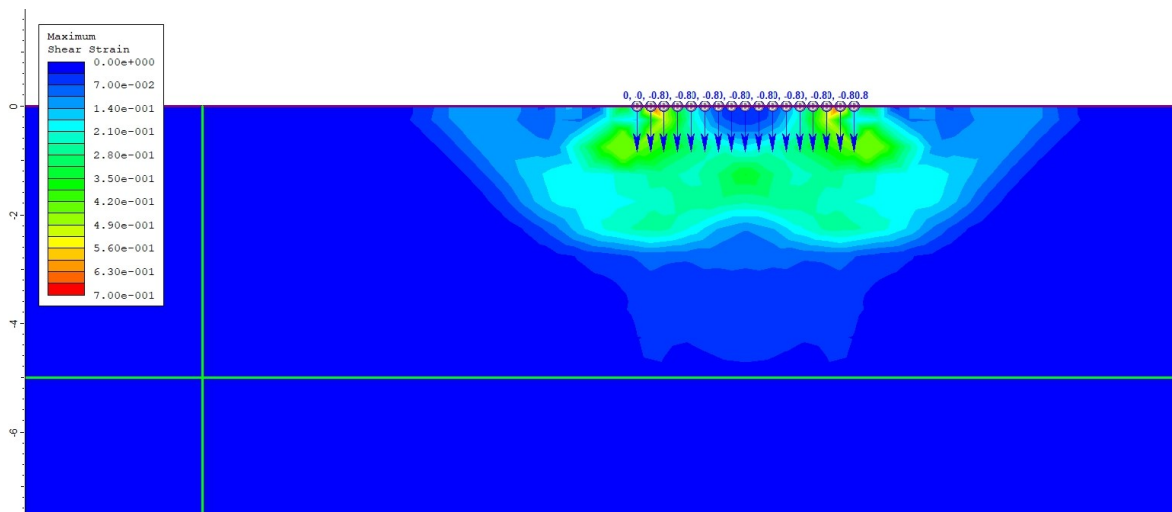




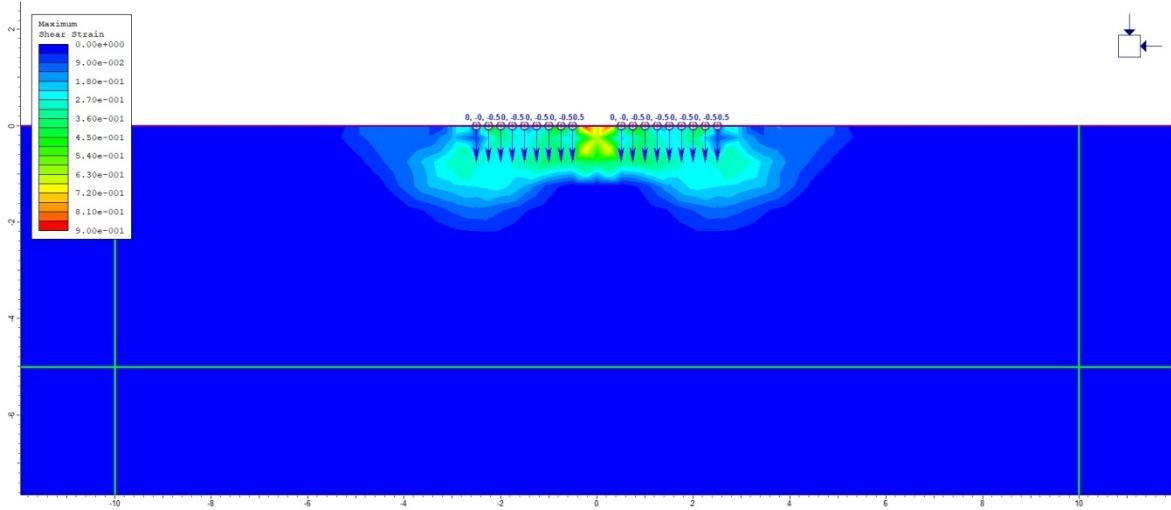
**Εικόνα 104:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=1$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=20^\circ$



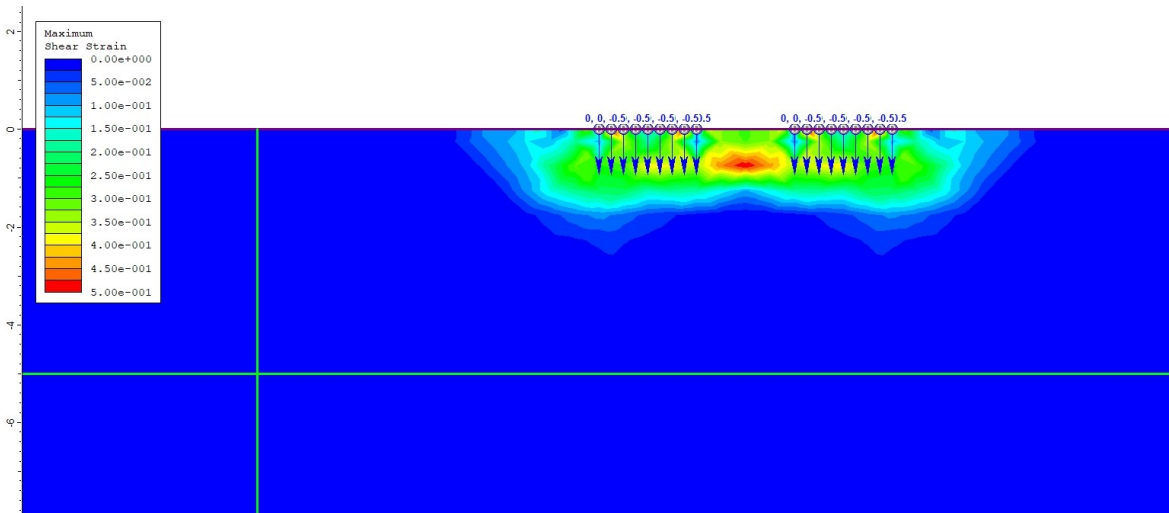
**Εικόνα 105:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=2$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=20^\circ$



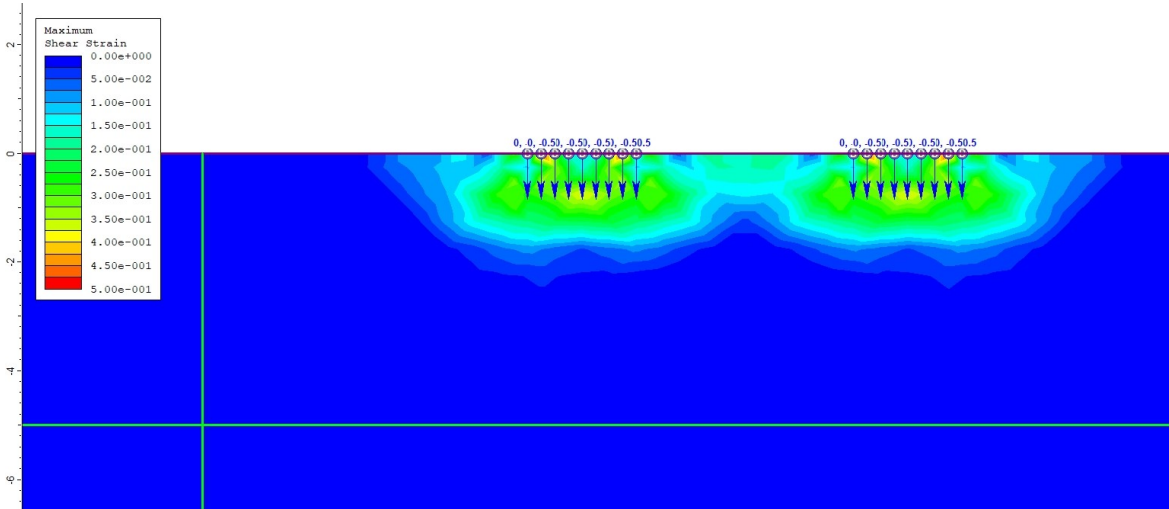
**Εικόνα 106:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=25^\circ$



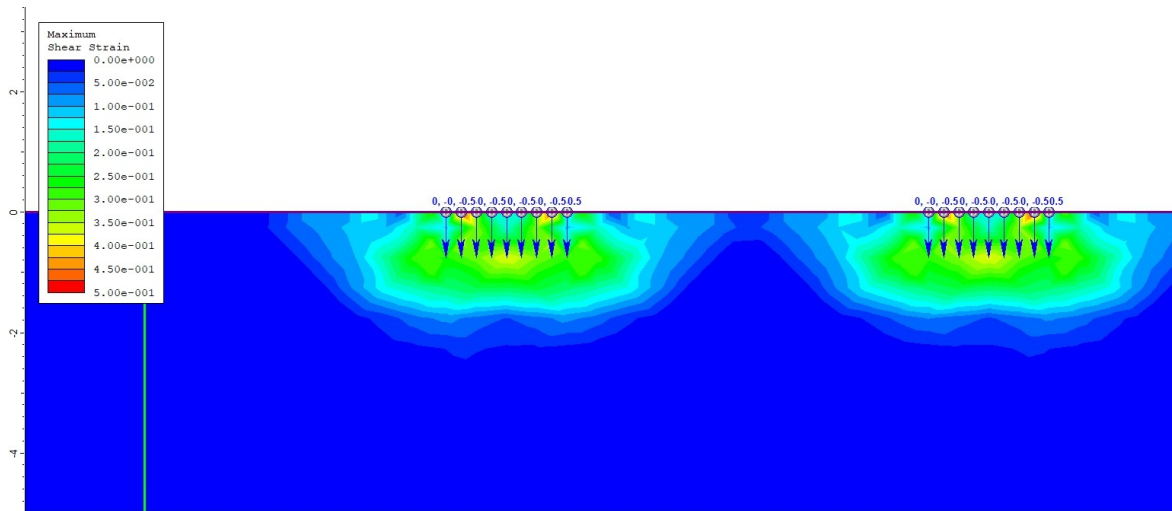
**Εικόνα 107:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0.5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=25^\circ$



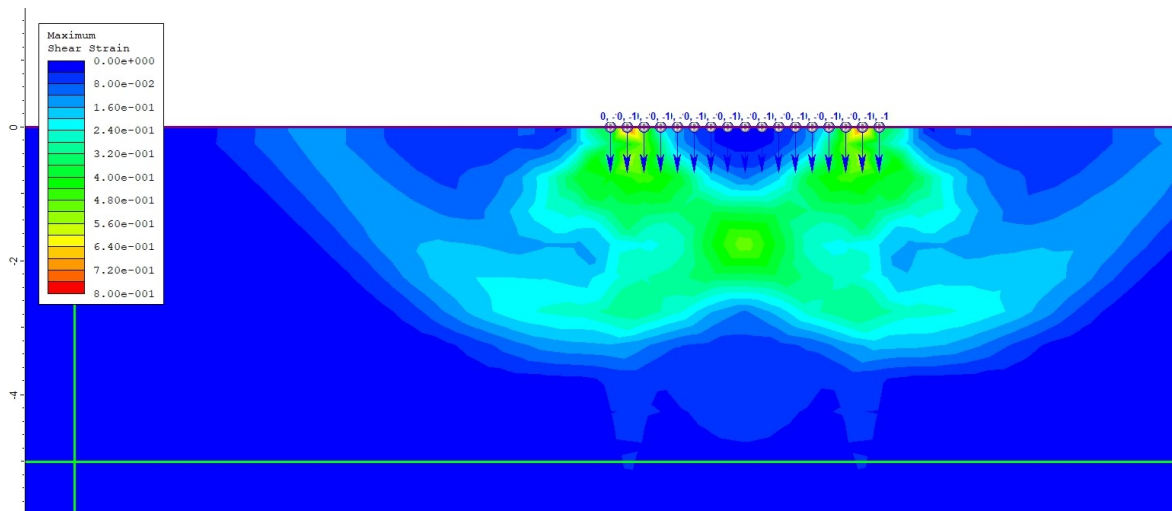
**Εικόνα 108:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=1$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=25^\circ$



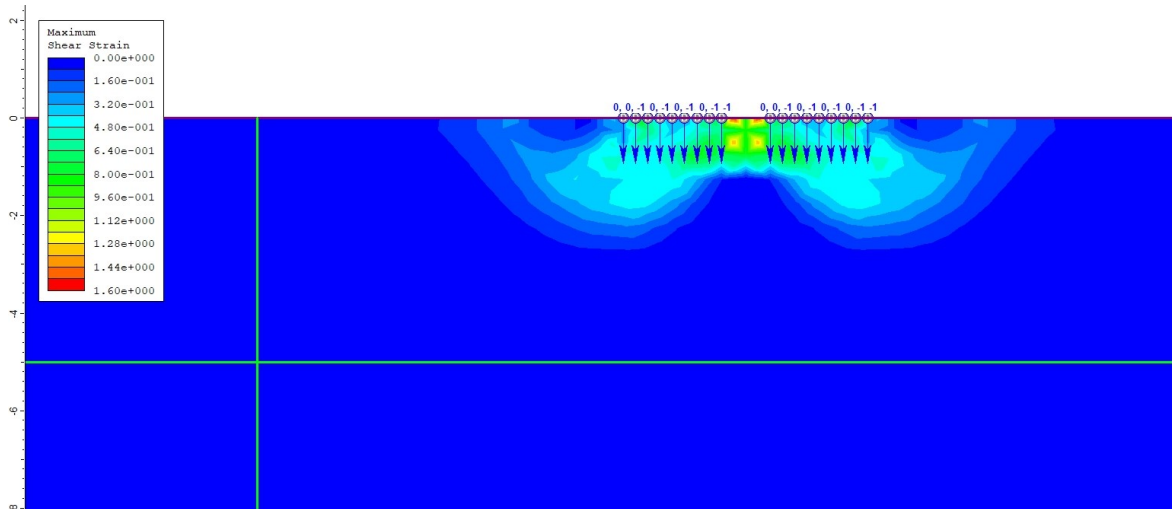
**Εικόνα 109:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=2$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=25^\circ$



**Εικόνα 110:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=3$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=25^\circ$

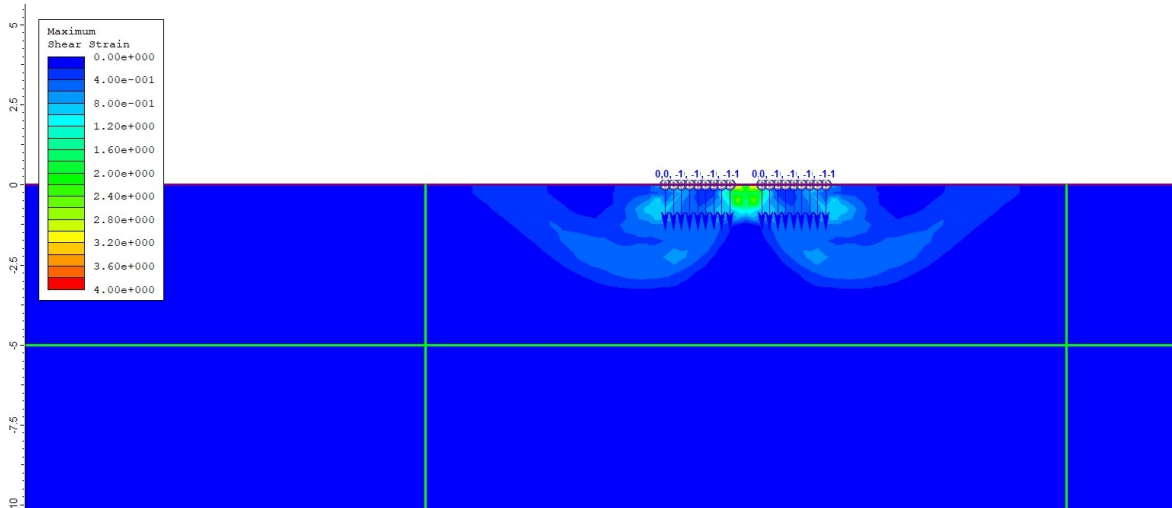


**Εικόνα 111:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=30^\circ$

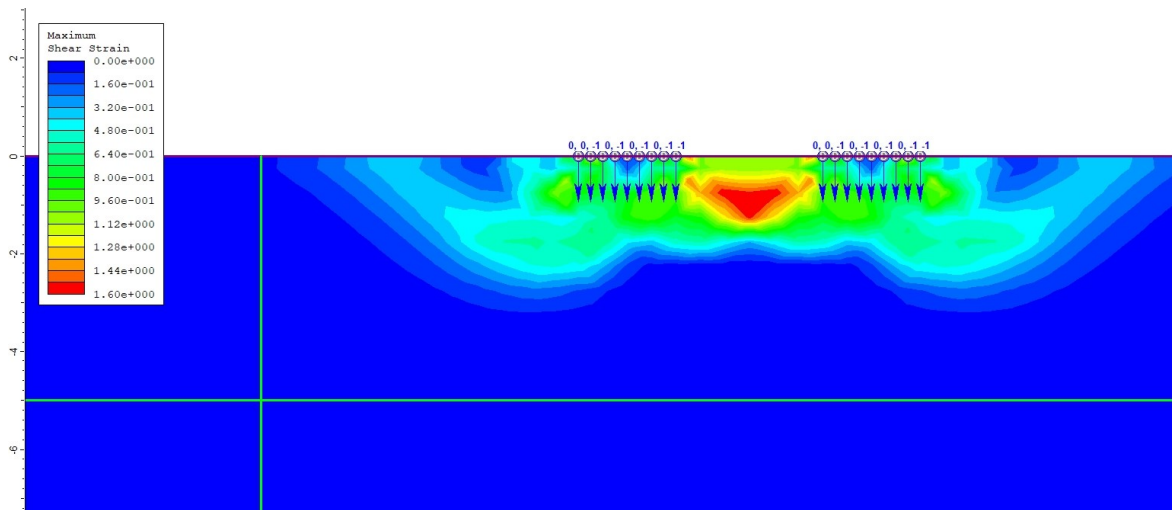


**Εικόνα 112:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0.5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\phi=30^\circ$

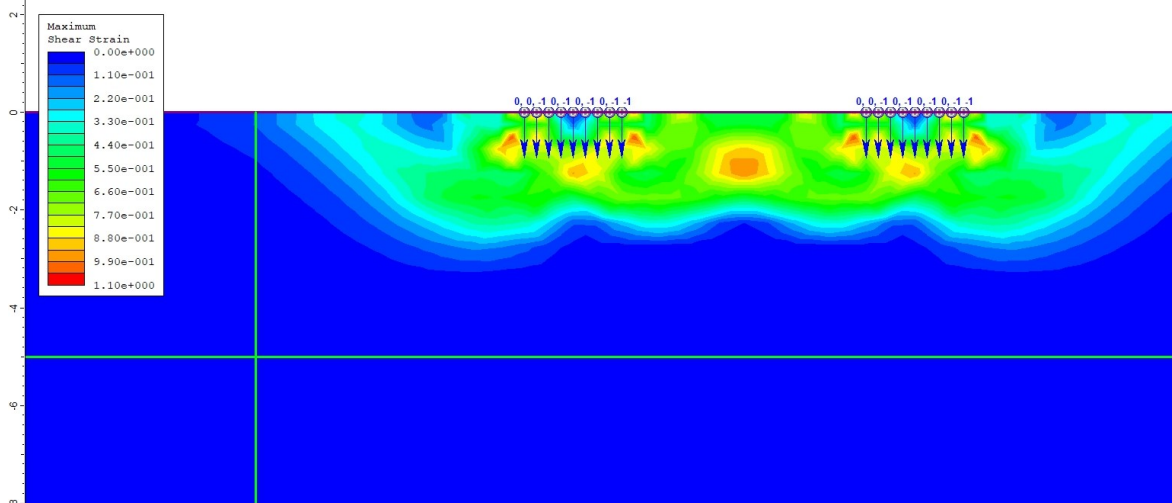




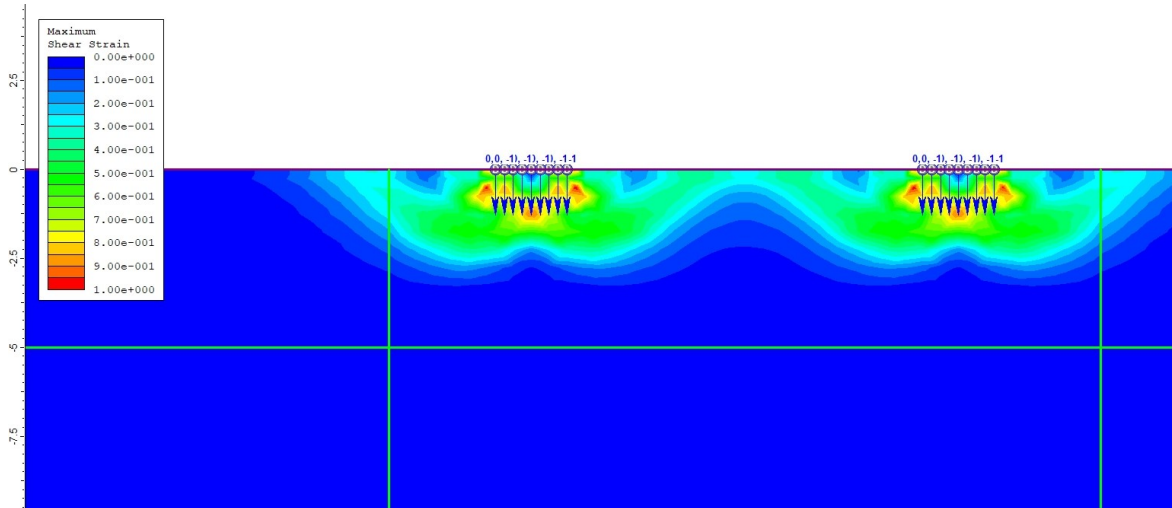
**Εικόνα 116:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0.5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=35^\circ$



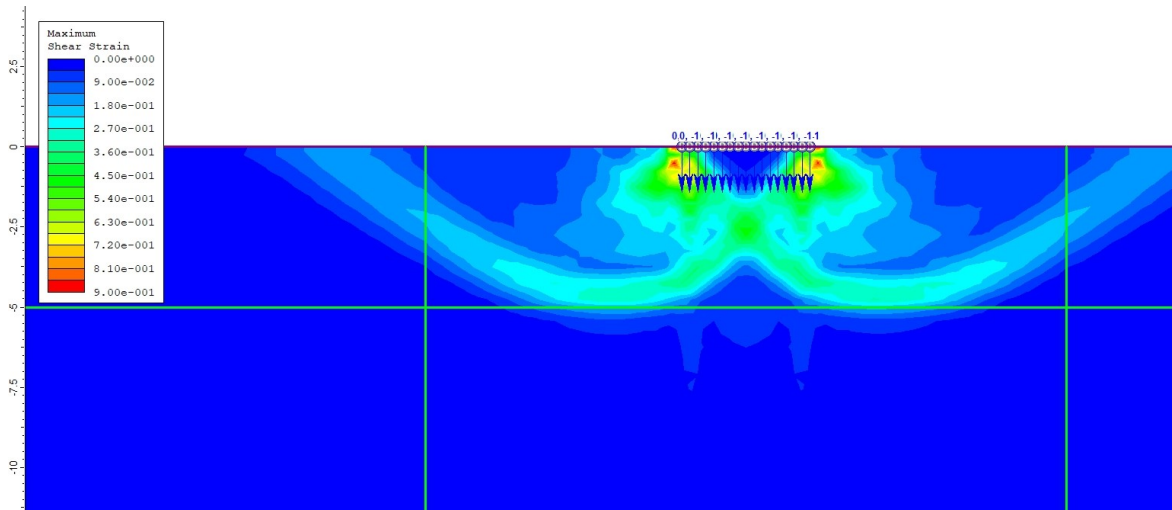
**Εικόνα 117:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=1.5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=35^\circ$



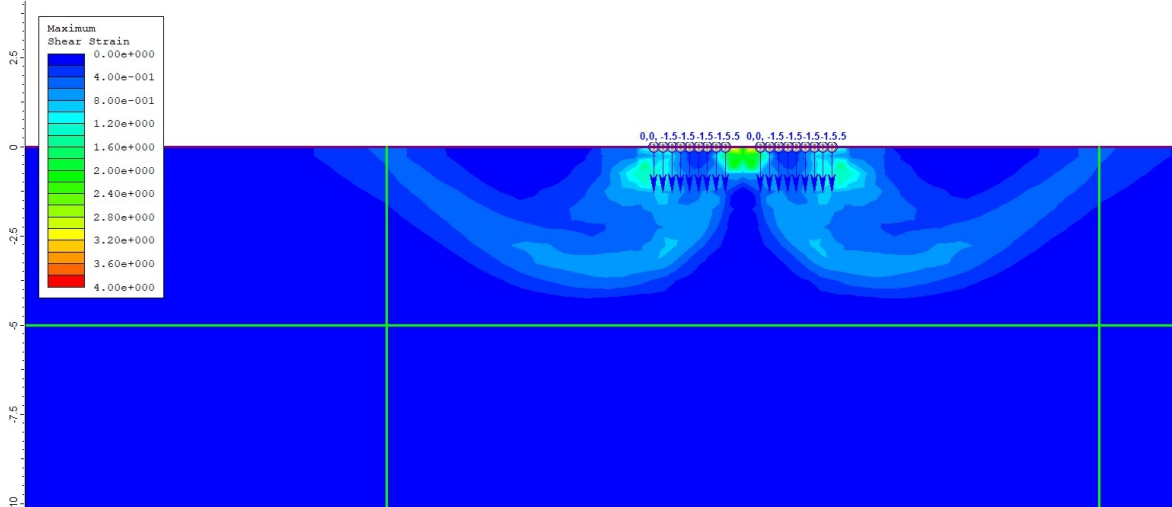
**Εικόνα 118:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=2.5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=35^\circ$



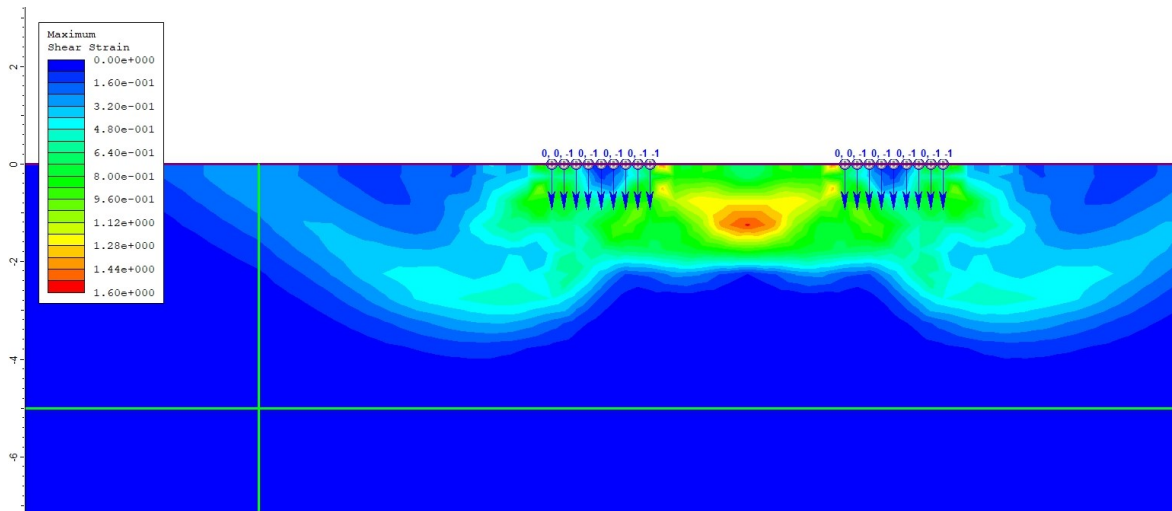
**Εικόνα 119:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=35^\circ$



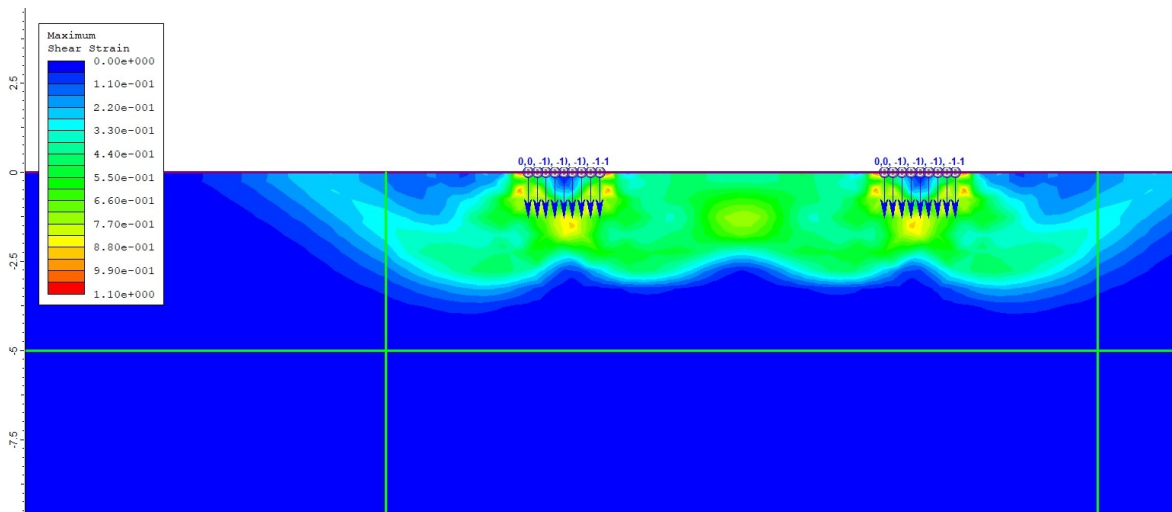
**Εικόνα 120:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=40^\circ$



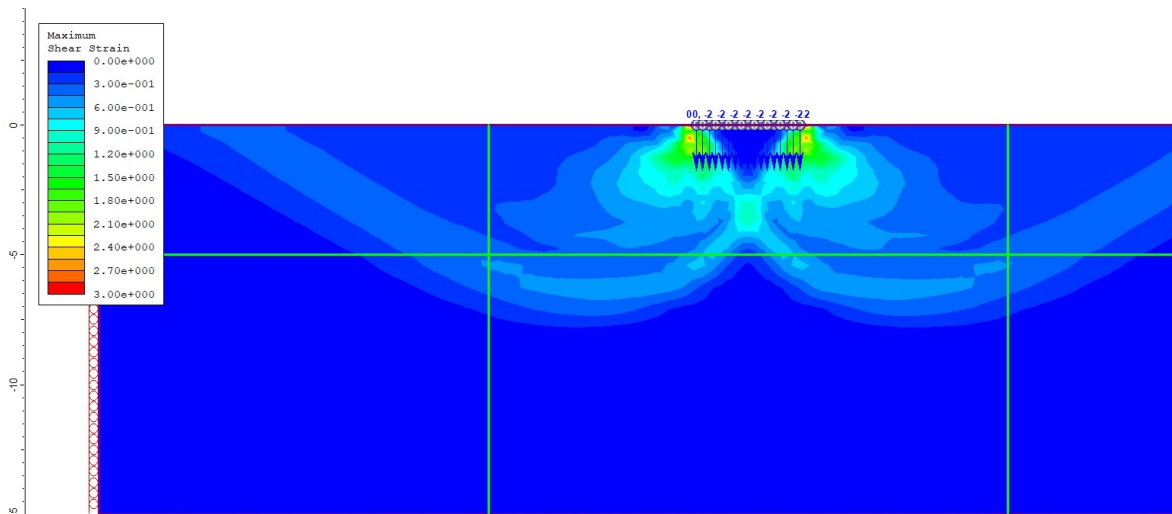
**Εικόνα 121:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0.5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=40^\circ$



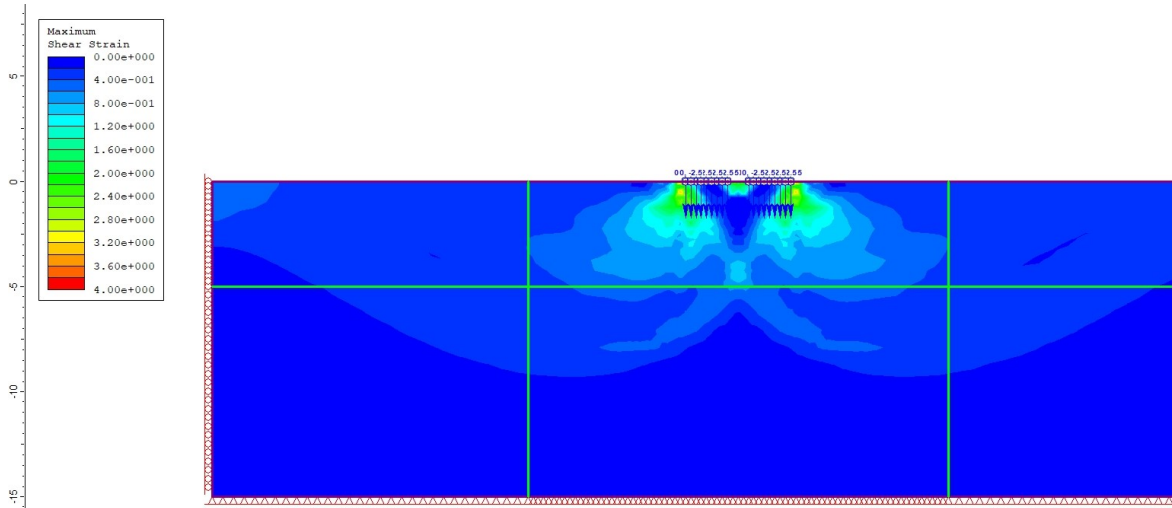
**Εικόνα 122:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=2.0$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=40^\circ$



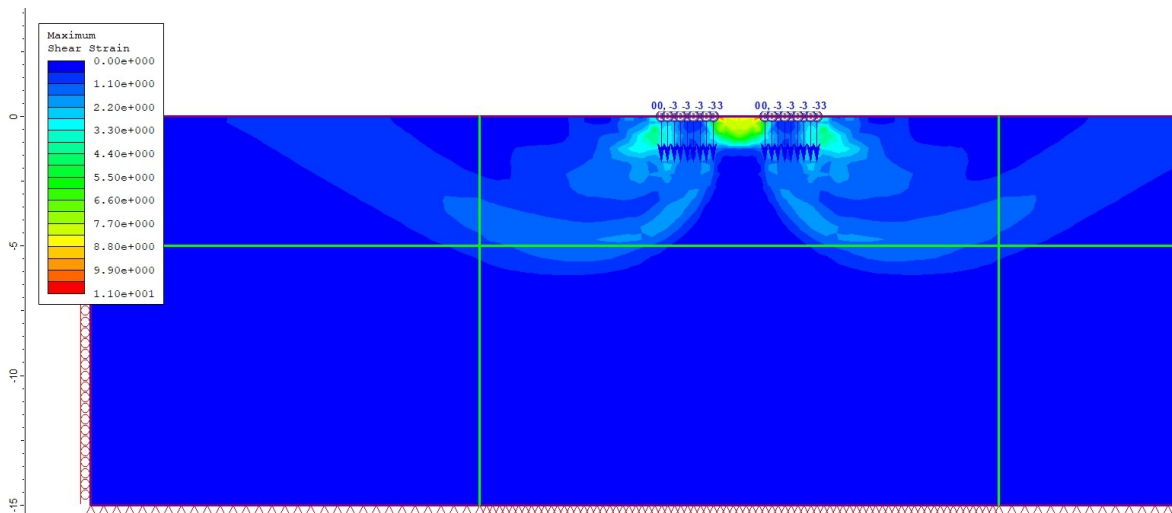
**Εικόνα 123:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=4$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=40^\circ$



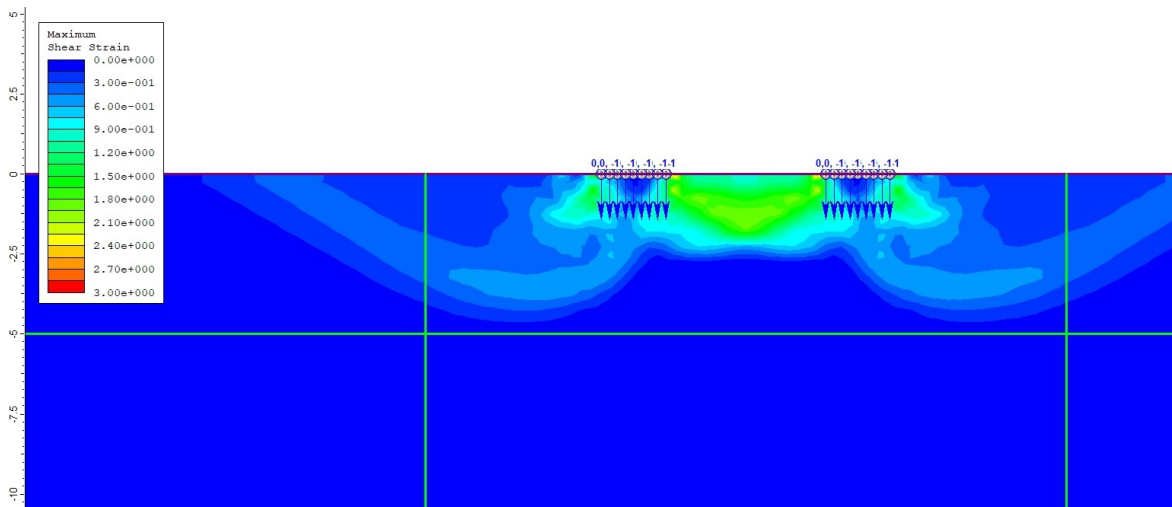
**Εικόνα 124:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=45^\circ$



**Εικόνα 125:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=0.5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=45^\circ$

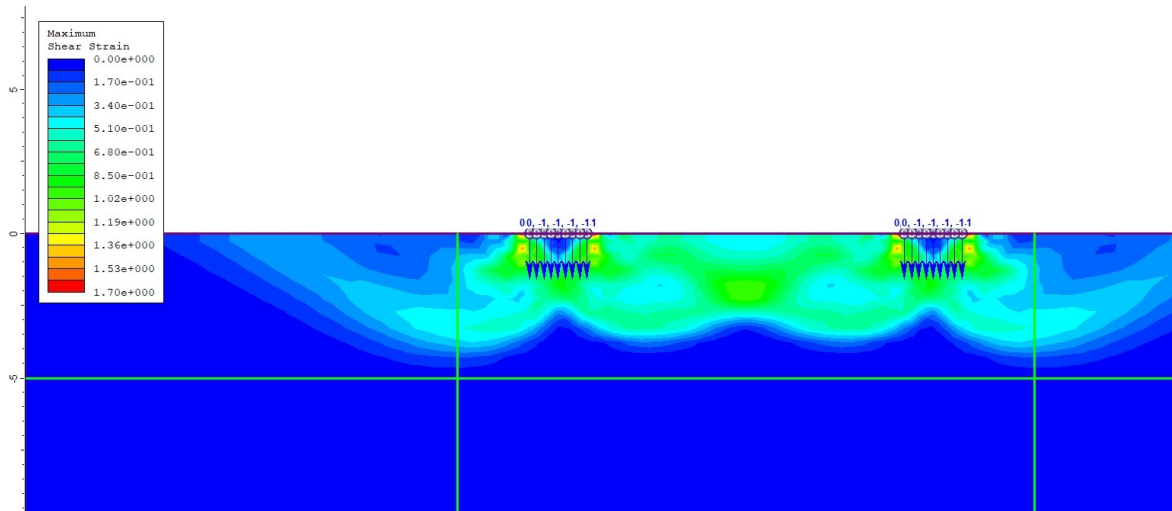


**Εικόνα 126:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=1$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=45^\circ$

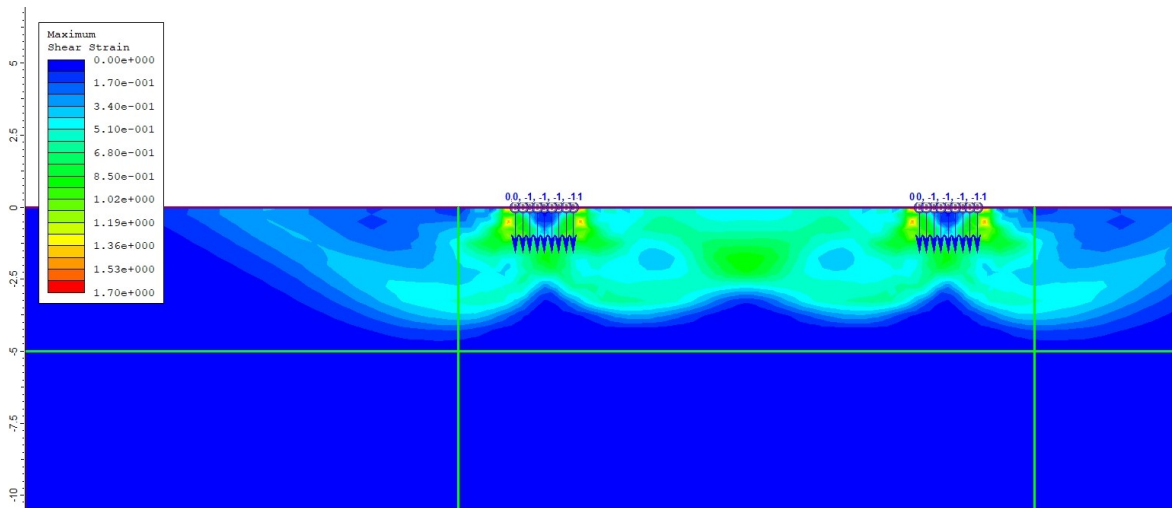


**Εικόνα 127:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=2.5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=45^\circ$





**Εικόνα 128:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=5.5$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=45^\circ$



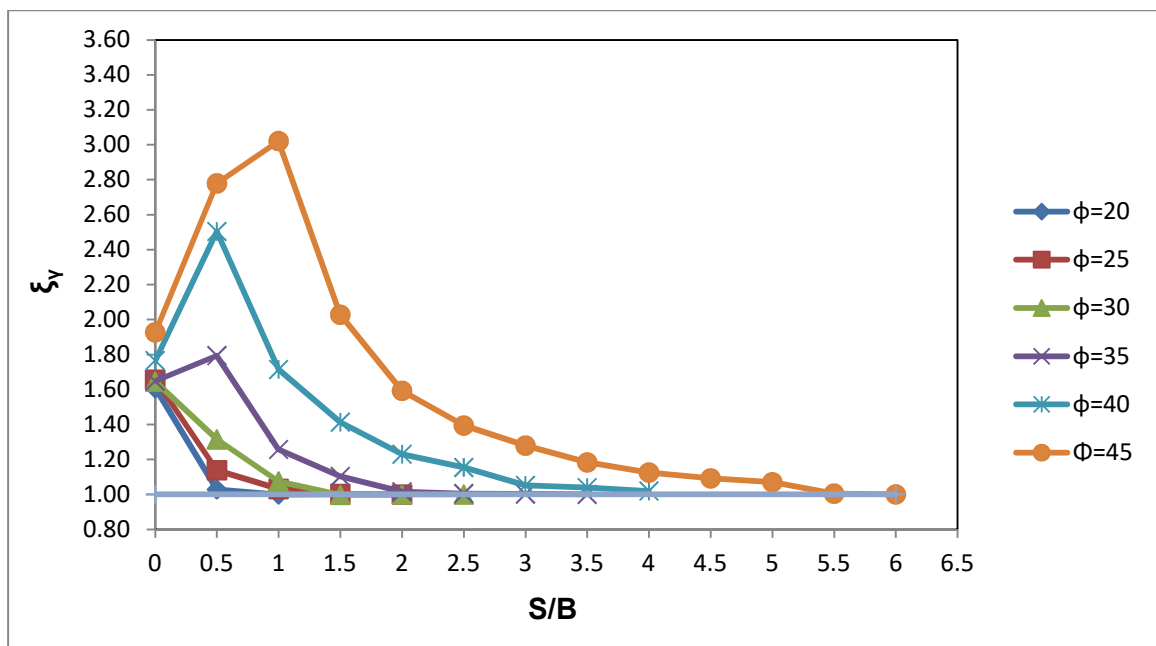
**Εικόνα 129:** Διατμητική παραμόρφωση του εδάφους κάτω από δύο θεμέλια που τοποθετούνται σε απόσταση  $S/B=6$  και ο μηχανισμός αστοχίας για έδαφος με  $\varphi=45^\circ$

Από όλα τα παραπάνω διαγράμματα είναι εμφανές πως όσο αυξάνει η γωνία εσωτερικής τριβής, τόσο αυξάνουν οι διαστάσεις των επιφανειών αστοχίας και πως για τιμές  $S/B$  τέτοιες που σταματάει η αλληλεπίδραση (η φέρουσα ικανότητα αλληλεπιδρόντων πεδύλων, ίση με αυτήν του μεμονωμένου), οι επιφάνειες αστοχίας αλληλεπικαλύπτονται ακόμα. Αυτό είναι απόλυτα λογικό γιατί όπως περιγράφηκε στη θεωρία του Stuart (1962) στο 4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο όταν επικαλύπτονται οι παθητικές ζώνες δεν αλλάζει η φέρουσα ικανότητα των αλληλεπιδρόντων πεδύλων σε σχέση με αυτή του μεμονωμένου.

Στη συνέχεια υπολογίστηκε ο συντελεστής αλληλεπίδρασης ( $\xi_\gamma$ ), ο οποίος είναι ο λόγος φέρουσας ικανότητας αλληλεπίδρασης προς φέρουσα ικανότητα μεμονωμένου πεδύλου και στον Πίνακα 17 καθώς και στην Εικόνα 130 παρουσιάζονται οι κανονικοποιημένες αποστάσεις με τους αντίστοιχους συντελεστές  $\xi_\gamma$  για κάθε γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi$ .

**Πίνακας 17:** Κανονικοποιημένες αποστάσεις με τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή  $\xi_\gamma$  για κάθε γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$

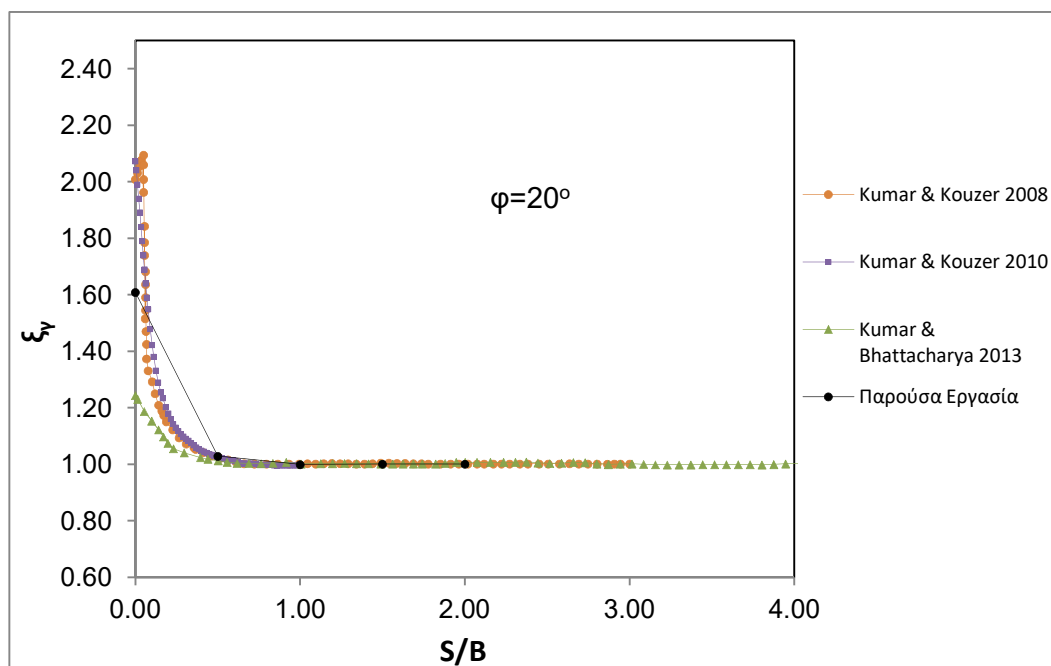
	για $\Phi=20^\circ$	για $\Phi=25^\circ$	για $\Phi=30^\circ$	για $\Phi=35^\circ$	για $\Phi=40^\circ$	για $\Phi=45^\circ$
	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας, $\xi_\gamma$	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας, $\xi_\gamma$	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας, $\xi_\gamma$	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας, $\xi_\gamma$	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας, $\xi_\gamma$	Συντελεστής φέρουσας ικανότητας, $\xi_\gamma$
S/B=0	1.61	1.66	1.65	1.65	1.77	1.93
S/B=0.5	1.03	1.14	1.32	1.79	2.50	2.78
S/B=1.0	1.00	1.03	1.07	1.26	1.71	3.02
S/B=1.5	1.00	1.00	1.00	1.10	1.41	2.03
S/B=2.0	1.00	1.00	1.00	1.01	1.23	1.59
S/B=2.5		1.00	1.00	1.00	1.15	1.39
S/B=3.0		1.00	1.00	1.00	1.05	1.28
S/B=3.5			1.00	1.00	1.04	1.18
S/B=4.0				1.00	1.02	1.13
S/B=4.5				1.00	1.00	1.09
S/B=5.0				1.00	1.00	1.07
S/B=5.5					1.00	1.00
S/B=6.0						1.00



**Εικόνα 130:** Κανονικοποιημένες αποστάσεις με τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή  $\xi_\gamma$  για κάθε γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$

Από τον Πίνακα 17 και την Εικόνα 130 είναι φανερό πως ο συντελεστής  $\xi_\gamma$  κυμαίνεται από την τιμή 1.00 έως 3.02. Για γωνίες εσωτερικής τριβής  $\phi \leq 30^\circ$  η μέγιστη τιμή του  $\xi_\gamma$  παρουσιάζεται για  $S_{cr}/B=0$ , ενώ στις  $\phi=35, 40^\circ$  για  $S_{cr}/B=0.5$  και στις  $45^\circ$  για  $S_{cr}/B=1$ . Για  $\phi > 30^\circ$ , ξεκινώντας από  $S/B=0$ , η τιμή του συντελεστή αυξάνεται συνεχώς έως  $S_{cr}/B$  και στη συνέχεια, ο συντελεστής μειώνεται έως ότου γίνει 1.0 για  $S/B=S_{max}/B$ , όπου  $S_{max}$  η απόσταση πέρα από την οποία δεν υπάρχει αλληλεπίδραση. Η τιμή  $S_{cr}/B$  αυξάνεται με την αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής και ο  $\xi_\gamma$ , επομένως και η φέρουσα ικανότητα, αυξάνουν με την αύξηση της  $\phi$ . Επιπλέον, σημειώνεται ότι η φέρουσα ικανότητα στην περίπτωση των 2 πεδίων αυξάνεται εμφανώς σε σχέση με αυτή του μεμονωμένου πεδίου. Η τιμή  $S_{max}/B$  παίρνει τιμές από 1 για  $\phi=20^\circ$  έως και 5.5 για  $\phi=45^\circ$ .

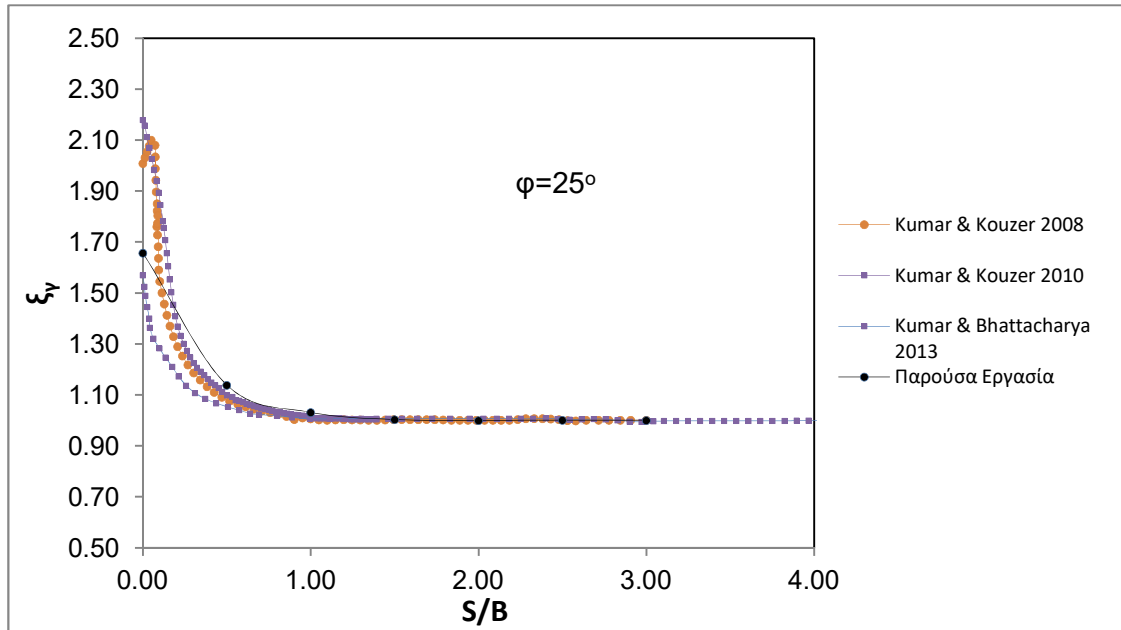
Τελειώνοντας στις Εικόνες 131, 132, 133, 134, 135, και 136 συγκρίνονται οι τιμές του συντελεστή  $\xi_\gamma$  της παρούσας μελέτης με αυτές παλαιότερων θεωρητικών, αλλά και αριθμητικών ερευνών για γωνίες εσωτερικής τριβής,  $\phi=20, 25, 30, 35, 40$  και  $45^\circ$  αντίστοιχα. Ενώ στην Εικόνα 137 παρουσιάζεται σύγκριση των συντελεστών  $\xi_\gamma$  παλαιότερων πειραματικών εργασιών με αυτούς της παρούσας.



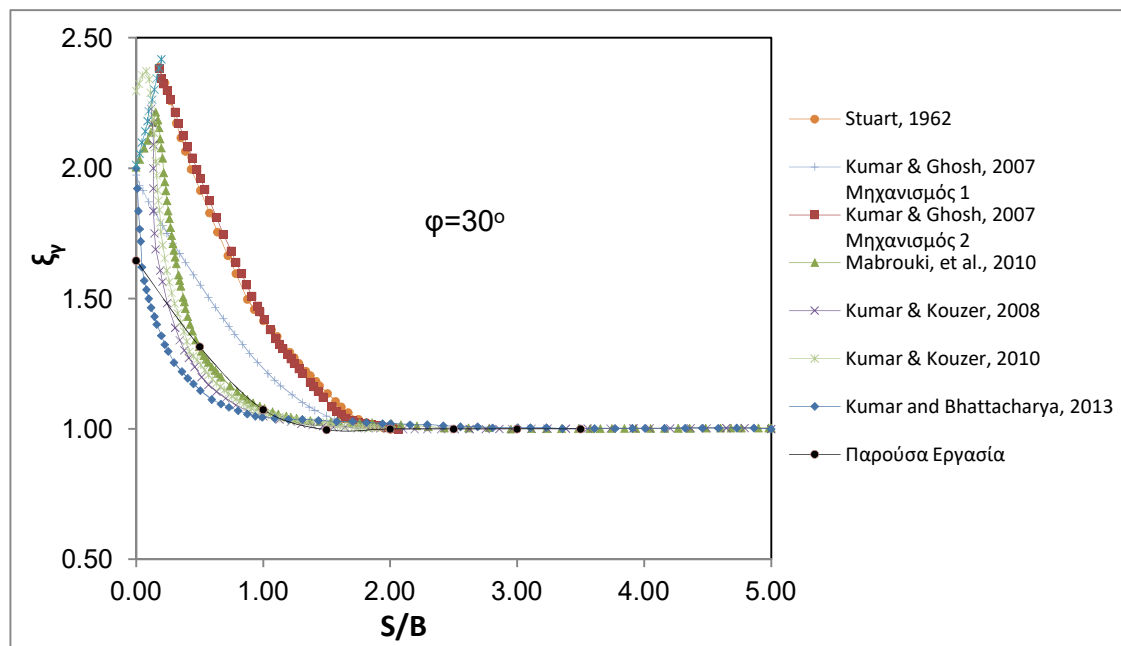
**Εικόνα 131:** Σύγκριση των τιμών του συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\xi_\gamma$  της παρούσας μελέτης με αυτές παλαιότερων θεωρητικών και αριθμητικών ερευνών για  $\phi=20^\circ$

Από τις Εικόνες 131, 132 είναι εμφανές πως οι τιμές του  $\xi_\gamma$  της παρούσας εργασίας είναι παραπλήσιες με αυτές των άλλων επιστημόνων για  $S/B > 0.5$ , ενώ για  $S/B=0$  οι τιμές της παρούσας μελέτης τοποθετούνται μεταξύ των Kumar & Kouzer (2008, 2010) και Kumar & Bhattacharya (2013). Αυτό εξηγείται γιατί οι αναλύσεις των Kumar & Kouzer

(2008, 2010) είναι άνω ορίου, ενώ των Kumar & Bhattacharya (2013) κάτω ορίου. Για τιμές από  $0 < S/B < 0.5$  υπάρχει μια έλλειψη ταύτισης των τιμών της παρούσας μελέτης με αυτές των προαναφερθέντων επιστημόνων που είναι απόλυτα λογική αφού στη διπλωματική αυτή οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με βήμα 0.5m και επομένως δεν υπάρχουν έξτρα σημεία από 0 έως 0.5. Επίσης όλες οι προαναφερθείσες μελέτες, εκτός των Kumar & Kouzer (2008), για  $\varphi=25^\circ$  παρουσιάζουν το μέγιστο  $\xi_\gamma$  στην  $S/B=0$ .

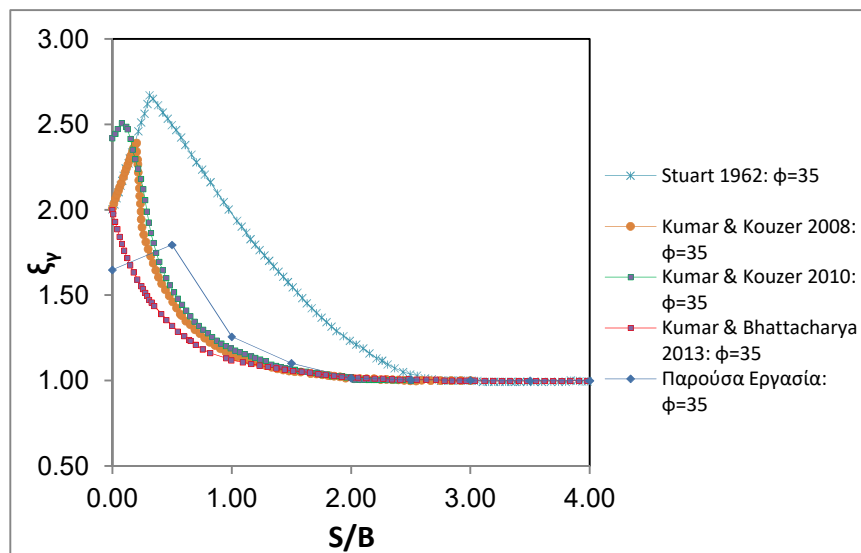


**Εικόνα 132:** Σύγκριση των τιμών του συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\xi_\gamma$  της παρούσας μελέτης με αυτές παλαιότερων θεωρητικών και αριθμητικών ερευνών για  $\varphi=25^\circ$



**Εικόνα 133:** Σύγκριση των τιμών του συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\xi_\gamma$  της παρούσας μελέτης με αυτές παλαιότερων θεωρητικών και αριθμητικών ερευνών για  $\varphi=30^\circ$

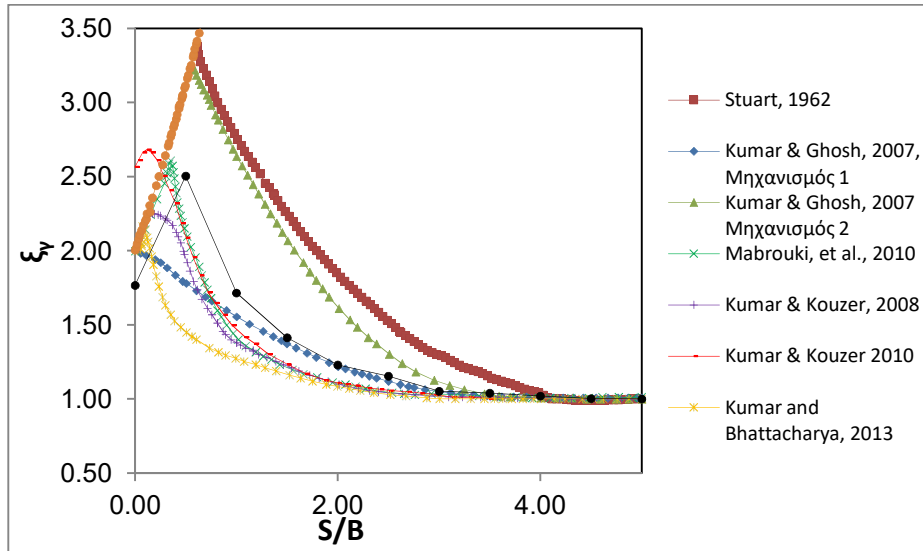
Για γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi=30^\circ$ , όλα τα αποτελέσματα που προέρχονται από αριθμητικές μελέτες (Kumar & Kouzer, 2008, 2010; Mabrouki et al., 2010; Kumar & Bhattacharya, 2013; παρούσα εργασία) παρουσιάζουν παραπλήσιες τιμές για  $S/B>0.5$ , μικρότερες από τις θεωρητικές (Stuart, 1962). Για  $S/B=0$ , ο  $\xi_\gamma$  που προσδιορίστηκε από την παρούσα εργασία εμφανίζει τη χαμηλότερη τιμή από όλους. Αυτό πιθανόν εξηγείται γιατί οι όλοι οι άλλοι επιστήμονες χρησιμοποίησαν συσχετισμένο κανόνα ροής ( $\phi=\psi$ ), ενώ στη διπλωματική αυτή επιλέχτηκε μη συσχετισμένος ( $\psi=0$ ) για  $\phi=30^\circ$ . Επίσης, οι Kumar & Kouzer (2008, 2010) και οι Mabrouki et al., 2010 παρατήρησαν πως η μέγιστη τιμή του  $\xi_\gamma$  προκύπτει για  $S/B$  περίπου 0.3, ενώ οι Kumar & Bhattacharya, 2013 και ο συγγραφέας της παρούσας διπλωματικής διαπίστωσαν πως ο  $\xi_\gamma$  γίνεται μέγιστος για  $S/B=0$ . Η διαφορά αυτή έγκειται πιθανόν στο γεγονός ότι σε αυτή την εργασία, οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε αποστάσεις με βήμα 0.5m. Άρα δυστυχώς για  $S/B$  μεταξύ 0 και 0.5 δεν υπάρχουν δεδομένα.



**Εικόνα 134:** Σύγκριση των τιμών του συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\xi_\gamma$  της παρούσας μελέτης με αυτές παλαιότερων θεωρητικών και αριθμητικών ερευνών για  $\phi=35^\circ$

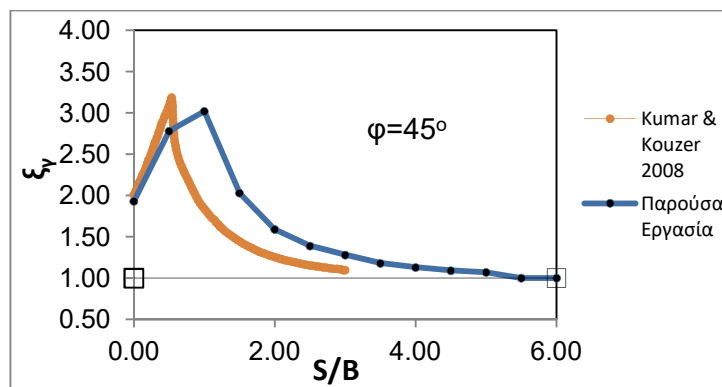
Από την Εικόνα 134 είναι φανερό πως οι τιμές του  $\xi_\gamma$  της διπλωματικής αυτής είναι παραπλήσιες με αυτές των άλλων επιστημόνων (εκτός της θεωρητικής του Stuart, 1962, η οποία παρουσιάζει μεγαλύτερες τιμές) για  $S/B>1.0$ . Η μέγιστη τιμή του  $\xi_\gamma$  στην παρούσα μελέτη εμφανίζεται για  $S/B=0.5$ , ενώ στις υπόλοιπες εργασίες για  $S/B=0.1-0.3$ . Η διαφορά αυτή προκύπτει πιθανόν από το γεγονός ότι στη διπλωματική αυτή, οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε αποστάσεις με βήμα 0.5m και επομένως δεν υπάρχουν έξτρα σημεία από 0 έως 0.5  $S/B$ , τα οποία ενδεχομένως να αναδείκνυαν άλλο μέγιστο. Επιπροσθέτως, για  $S/B=0$  οι Kumar & Kouzer (2008, 2010) και Kumar & Bhattacharya

(2013) δίνουν υψηλότερες τιμές  $\xi_\gamma$  από ότι η εργασία αυτή. Αυτό, όπως προαναφέρθηκε, πιθανόν εξηγείται γιατί οι προαναφερθέντες επιστήμονες χρησιμοποίησαν συσχετισμένο κανόνα ροής ( $\varphi=\psi$ ), ενώ στη διπλωματική αυτή επιλέχτηκε μη συσχετισμένος ( $\psi\neq\varphi$ ).



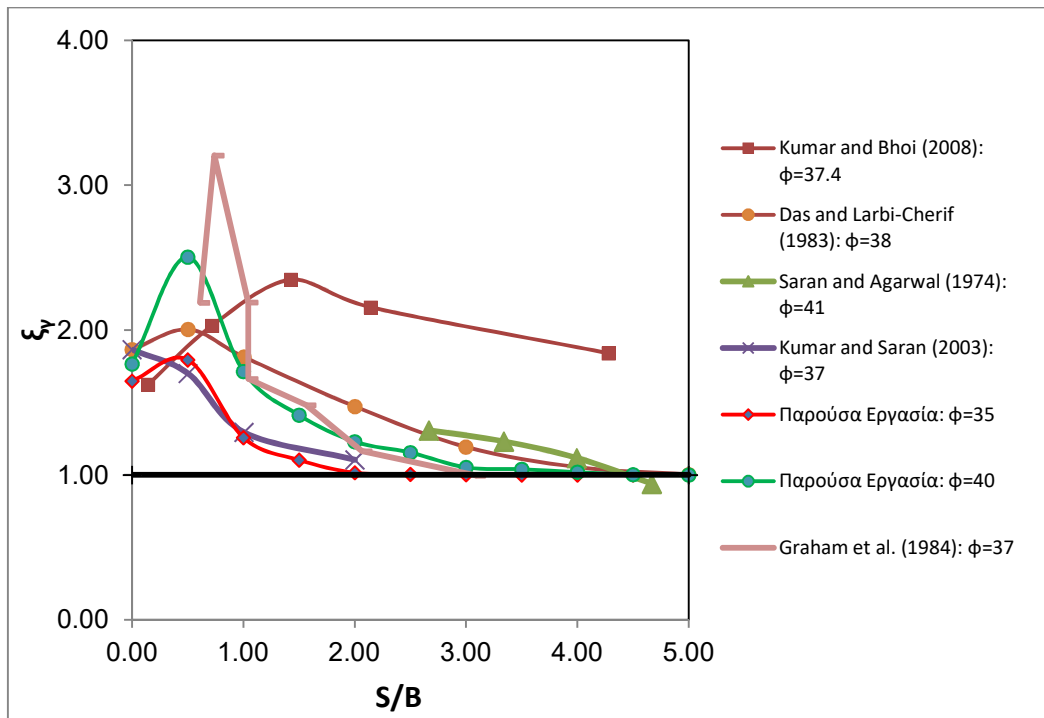
**Εικόνα 135:** Σύγκριση των τιμών του συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\xi_\gamma$  της παρούσας μελέτης με αυτές παλαιότερων θεωρητικών και αριθμητικών ερευνών για  $\varphi=40^\circ$

Για γωνία εσωτερικής τριβής,  $\varphi=40^\circ$  είναι φανερό πως η καμπύλη του συντελεστή αλληλεπίδρασης ( $\xi_\gamma$ ) συναρτήσει της κανονικοποιημένης απόστασης ( $S/B$ ) που προέκυψε από την παρούσα εργασία, παρουσιάζει την ίδια μορφή με τις υπόλοιπες αριθμητικές αναλύσεις (Kumar & Kouzer, 2008, 2010; Mabrouki et al., 2010; Kumar & Bhattacharya, 2013) και σε κάθε περίπτωση είναι χαμηλότερη από τις θεωρητικές (Stuart, 1962; Kumar & Ghosh, 2007). Η μέγιστη τιμή της εργασίας αυτής παρουσιάζεται για  $S/B=0.5$ , ενώ στις υπόλοιπες για  $S/B=0.1-0.3$ . Η διαφορά αυτή έγκειται πιθανόν στο γεγονός ότι σε αυτή την εργασία, οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε αποστάσεις με βήμα 0.5m. Άρα δυστυχώς για  $S/B$  μεταξύ 0 και 0.5 δεν υπάρχουν δεδομένα.



**Εικόνα 136:** Σύγκριση των τιμών του συντελεστή αλληλεπίδρασης  $\xi_\gamma$  της παρούσας μελέτης με την αριθμητική ανάλυση των Kumar & Kouzer (2008) για  $\varphi=45^\circ$

Από την Εικόνα 136 προκύπτει πολύ καλή συσχέτιση των δυο καμπυλών ειδικά για  $S/B < 0.5$ . Οι δυο εργασίες παρουσιάζουν παραπλήσια μέγιστη τιμή του συντελεστή  $\xi_\gamma$ .



**Εικόνα 137:** Σύγκριση της παρούσας έρευνας με παλαιότερες πειραματικές

Όσον αφορά στη σύγκριση με τις πειραματικές αναλύσεις (Εικόνα 137), η εργασία αυτή παρουσιάζει αρκετά καλή συσχέτιση με την πλειοψηφία αυτών (εκτός των Kumar and Bhoi, 2008) ειδικά για  $S/B > 1$  (σχεδόν όμως πάντα τις χαμηλότερες τιμές). Συγκεκριμένα με τους Kumar & Saran (2003) φαίνεται να παρουσιάζει την καλύτερη συσχέτιση, γεγονός που ίσως οφείλεται στο ότι και οι δυο μελέτες χρησιμοποίησαν μη συσχετισμένο κανόνα ροής ( $\psi \neq \phi$ ). Οι όποιες διαφορές έγκεινται στην παραδοχή ότι στις πειραματικές αναλύσεις υπάρχει πιθανότητα τα θεμέλια να περιστραφούν ή να διογκωθούν, η επιφάνεια της άμμου να είναι χαλαρωμένη από διάφορα έργα, αλλά και η ίδια η τοποθέτηση των πεδίων να προξενήσει διατάραξη της άμμου. Ακόμα η διαφοροποίηση στις τιμές μπορεί να προκύπτει από το μέγεθος των πειραματικών μοντέλων. Όπως είδαμε στο 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο το πλάτος των θεμελίων στις πειραματικές αναλύσεις πρέπει να είναι εκατό φορές μεγαλύτερο της μέσης διαμέτρου του κόκκου του εδάφους.

## 6 Συμπεράσματα

Η φέρουσα ικανότητα αποτελεί μία από τις πιο σημαντικές παραμέτρους στη γεωτεχνική μηχανική γιατί ο λανθασμένος υπολογισμός της, μπορεί να επιφέρει την αστοχία του εδάφους, με αποτέλεσμα καταστροφικές συνέπειες για τα τεχνικά έργα. Πολλές θεωρητικές και πειραματικές μελέτες έχουν προσδιορίσει το μηχανισμό αστοχίας και εκτιμήσει τη φέρουσα ικανότητα εδάφους κάτω από ένα μεμονωμένο θεμέλιο, θεωρώντας τα εδάφη ομοιογενή και τις ιδιότητές τους σταθερές. Όμως, τα εδάφη είναι ανομοιογενή με απόρροια οι παραπάνω έρευνες να μην μπορούν να εφαρμοστούν και τα αποτελέσματά τους να θεωρούνται ανακριβή. Επίσης, οι πειραματικές μελέτες είναι πολύπλοκες και χρονοβόρες. Για το λόγο αυτό, οι μηχανικοί αναζητούν λύσεις που να απλοποιούν τους υπολογισμούς. Τις τελευταίες δεκαετίες εξαιτίας της εξέλιξης της τεχνολογίας, έχουν αναπτυχθεί ευρέως λογισμικά που χρησιμοποιούν αριθμητικές μεθόδους, κυρίως αυτήν των πεπερασμένων στοιχείων (Μ.Π.Σ., FEM), με στόχο την επίλυση περίπλοκων γεωτεχνικών ζητημάτων όπως είναι και ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας.

Παρά το γεγονός ότι υπάρχουν αρκετές μελέτες που έχουν χρησιμοποιήσει τη παραπάνω μέθοδο κάτω από μεμονωμένο πέδιλο, λίγες έχουν ασχοληθεί (στην Ελλάδα απειροελάχιστες) με την αλληλεπίδραση πεδίων. Για αυτό το λόγο στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Phase<sup>2</sup> με στόχο την κατανόηση της επιρροής της απόστασης των πεδίων στη μεταβολή της φέρουσας ικανότητας. Αρχικά, εκτελέστηκαν δοκιμές σε μεμονωμένα επιφανειακά τραχιά πέδιλα που εδράζονται πάνω σε μη συνεκτικά εδάφη με διαφορετικές γεωτεχνικές παραμέτρους (γωνία εσωτερικής τριβής, μέτρο ελαστικότητας, λόγο poisson, φαινόμενο βάρος και γωνία διασταλτικότητας). Οι τιμές της φέρουσας ικανότητας,  $q_u$  προσδιορίστηκαν μέσω των διαγραμμάτων μέσης, ορθής τάσης - καθίζησης για γωνίες εσωτερικής τριβής,  $\phi=20, 25, 30, 35, 40, 45^\circ$  και διαπιστώθηκε, όπως ήταν λογικό, ότι το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος poisson δεν επηρεάζουν τη φέρουσα ικανότητα. Επίσης, αύξηση της φέρουσας ικανότητας παρατηρήθηκε με την αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής, αλλά και της γωνίας διασταλτικότητας.

Με βάση τα αποτελέσματα που εξήχθησαν αλλά και τις βιβλιογραφικές αναφορές των Βαρδουλάκη (2003) και Lavasan & Ghazavi (2014) αποφασίστηκε η συνέχεια των δοκιμών να πραγματοποιηθεί με συγκεκριμένες τιμές γωνίες διασταλτικότητας για τις διάφορες γωνίες εσωτερικής τριβής. Εν συνεχεία, οι μηχανισμοί αστοχίας εδάφους για τη συγκεκριμένη παραμετροποίηση παρουσιάστηκαν και οι τιμές του συντελεστή φέρουσας



ικανότητας,  $N_\gamma$  υπολογίστηκαν. Οι τιμές αυτές θεωρούνται αξιόπιστες αφού βρίσκονται μέσα στο εύρος τιμών, αλλά και μέσα στα όρια της τυπικής απόκλισης των 10 πιο συχνά χρησιμοποιημένων επιστημονικών μελετών.

Μετά την ολοκλήρωση των αναλύσεων για τα μεμονωμένα θεμέλια πραγματοποιήθηκαν δοκιμές για δύο επιφανειακά, τραχιά θεμέλια, ίδιου πλάτους και με ίδια φόρτιση, τα οποία εδράζονται σε εδάφη με τις γεωτεχνικές παραμέτρους που επιλέχτηκαν. Αλλάζοντας την μεταξύ τους απόσταση (κανονικοποιημένη ως προς το κοινό πλάτος των θεμελίων  $S/B$ ), διερευνήθηκε η μεταβολή της φέρουσας ικανότητας για κάθε γωνία εσωτερικής τριβής από τις προαναφερόμενες και τα αποτελέσματα παρουσιάστηκαν σε πίνακες και διαγράμματα. Είναι φανερό πως η φέρουσα ικανότητα μειώνεται με την αύξηση της απόστασης μεταξύ των πεδίων και πως από μια απόσταση και μετά (διαφορετική για κάθε γωνία  $\phi$ ) τα θεμέλια δεν αλληλεπιδρούν, λειτουργούν ως μεμονωμένα.

Επιπροσθέτως, οι μηχανισμοί αστοχίας των αλληλεπιδρώντων θεμελίων απεικονίστηκαν και ο συντελεστής αλληλεπίδρασης  $\xi_\gamma$  υπολογίστηκε για κάθε γωνία εσωτερικής τριβής,  $\phi$ . Διαγράμματα του συντελεστή  $\xi_\gamma$  συναρτήσει της κανονικοποιημένης απόστασης για τις διάφορες γωνίες  $\phi$  κατασκευάστηκαν και συγκρίθηκαν με προηγούμενες θεωρητικές, πειραματικές και αριθμητικές μελέτες.

Από τους πίνακες και τα διαγράμματα, τα οποία κατασκευάστηκαν, είναι φανερό πως ο συντελεστής  $\xi_\gamma$  κυμαίνεται από την τιμή 1.00 έως 3.02. Για γωνίες εσωτερικής τριβής  $\phi \leq 30^\circ$  η μέγιστη τιμή του  $\xi_\gamma$  παρουσιάζεται για  $S_{cr}/B=0$ , ενώ στις  $\phi=35, 40^\circ$  για  $S_{cr}/B=0.5$  και στις  $45^\circ$  για  $S_{cr}/B=1$ . Για  $\phi > 30^\circ$ , ξεκινώντας από  $S/B=0$ , η τιμή του συντελεστή αυξάνεται συνεχώς έως  $S_{cr}/B$  (στην περιοχή αυτή τα αλληλοεπιδρούμενα θεμέλια συμπεριφέρονται σαν ένα απομονωμένο πέδιλο με πλάτος,  $2B+S$ , λόγω του blocking) και στη συνέχεια, ο συντελεστής μειώνεται έως ότου γίνει 1.0 για  $S/B=S_{max}/B$ , όπου  $S_{max}$  η απόσταση πέρα από την οποία δεν υπάρχει αλληλεπίδραση. Η τιμή  $S_{cr}/B$  αυξάνεται με την αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής και ο  $\xi_\gamma$ , επομένως και η φέρουσα ικανότητα, αυξάνουν με την αύξηση της  $\phi$ . Επιπλέον, σημειώνεται ότι η φέρουσα ικανότητα στην περίπτωση των 2 πεδίων αυξάνεται εμφανώς σε σχέση με αυτή του μεμονωμένου πεδίου. Η τιμή  $S_{max}/B$  παίρνει τιμές από 1 για  $\phi=20^\circ$  έως και 5.5 για  $\phi=45^\circ$ .

Οι συγκρίσεις των τιμών, οι οποίες εξήχθησαν από την παρούσα εργασία, με τις θεωρητικές και αριθμητικές αναλύσεις κατέδειξαν τα εξής συμπεράσματα:

- Για γωνίες εσωτερικής τριβής  $\varphi=20, 25^\circ$ , οι τιμές του  $\xi_\gamma$  της παρούσας εργασίας είναι παραπλήσιες με αυτές των Kumar & Kouzer (2008, 2010) και Kumar & Bhattacharya (2013) όταν  $S/B>0.5$ , εμφανίζονται μεταξύ των προαναφερθέντων μελετών για  $S/B=0$ , ενώ παρουσιάζουν κάποιες σημαντικές διαφορές για τιμές από  $0<S/B<0.5$ . Επίσης, όλες οι προαναφερθείσες μελέτες, εκτός των Kumar & Kouzer (2008), για  $\varphi=25^\circ$  παρουσιάζουν το μέγιστο  $\xi_\gamma$  στην  $S/B=0$ .
- Για γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi=30^\circ$ , όλα τα αποτελέσματα που προέρχονται από αριθμητικές μελέτες (Kumar & Kouzer, 2008, 2010; Mabrouki et al., 2010; Kumar & Bhattacharya, 2013; παρούσα εργασία) παρουσιάζουν παραπλήσιες τιμές για  $S/B>0.5$ , μικρότερες όμως από τις θεωρητικές (Stuart, 1962). Οι Kumar & Kouzer (2008, 2010) και οι Mabrouki et al. (2010) παρατήρησαν επίσης, πως η μέγιστη τιμή του  $\xi_\gamma$  προκύπτει για  $S/B$  περίπου 0.3, ενώ οι Kumar & Bhattacharya, 2013 και ο συγγραφέας της παρούσας διπλωματικής διαπίστωσαν πως ο  $\xi_\gamma$  γίνεται μέγιστος για  $S/B=0$ .
- Όσον αφορά στη γωνία εσωτερικής τριβής  $\varphi=35^\circ$ , είναι εμφανές πως οι τιμές του  $\xi_\gamma$  της διπλωματικής αυτής είναι παραπλήσιες με τις τιμές των άλλων επιστημόνων (εκτός της θεωρητικής του Stuart, 1962, η οποία παρουσιάζει μεγαλύτερες τιμές) για  $S/B>1.0$ . Η μέγιστη τιμή του  $\xi_\gamma$  στην παρούσα μελέτη εμφανίζεται για  $S/B=0.5$ , ενώ στις υπόλοιπες εργασίες για  $S/B=0.1-0.3$ . Επιπροσθέτως, για  $S/B=0$  οι Kumar & Kouzer (2008, 2010) και Kumar & Bhattacharya (2013) δίνουν υψηλότερες τιμές  $\xi_\gamma$  από ότι η εργασία αυτή.
- Για γωνία εσωτερικής τριβής,  $\varphi=40^\circ$  είναι φανερό πως η καμπύλη του συντελεστή αλληλεπίδρασης ( $\xi_\gamma$ ) συναρτήσει της κανονικοποιημένης απόστασης ( $S/B$ ) που προέκυψε από την παρούσα εργασία, παρουσιάζει την ίδια μορφή με τις υπόλοιπες αριθμητικές αναλύσεις (Kumar & Kouzer, 2008, 2010; Mabrouki et al., 2010; Kumar & Bhattacharya, 2013) και σε κάθε περίπτωση είναι χαμηλότερη από τις θεωρητικές (Stuart, 1962; Kumar & Ghosh, 2007). Η μέγιστη τιμή της εργασίας αυτής παρουσιάζεται για  $S/B=0.5$ , ενώ στις υπόλοιπες για  $S/B=0.1-0.3$ . Όπως και για  $\varphi=30^\circ$  και  $35^\circ$ , έτσι και στις  $40^\circ$  για  $S/B=0$ , η τιμή του  $\xi_\gamma$  που προέκυψε από την παρούσα μελέτη είναι η χαμηλότερη από τις συγκρινόμενες.
- Για  $\varphi=45^\circ$  εμφανίζεται πολύ καλή συσχέτιση του  $\xi_\gamma$  της διπλωματικής αυτής με την εργασία των Kumar & Kouzer (2008) ειδικά για  $S/B<0.5$ . Οι δυο εργασίες παρουσιάζουν παραπλήσια μέγιστη τιμή του συντελεστή  $\xi_\gamma$ .

Γενικά για όλες τις γωνίες εσωτερικής τριβής ( $\phi$ ) οι καμπύλες του  $\xi_\gamma$  της παρούσας εργασίας δείχνουν μια αρκετά καλή συσχέτιση με αυτές των άλλων αριθμητικών αναλύσεων και τοποθετούνται κυρίως ανάμεσα τους. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι οι μέθοδοι που χρησιμοποίησαν οι Kumar & Kouzer (2008, 2010) είναι ανωτέρου ορίου, ενώ αυτή των Kumar & Bhattacharya (2013) είναι κατώτερου ορίου. Οι όποιες διαφορές εμφανίζονται στη μέγιστη τιμή και στην απόσταση που τη λαμβάνει, πιθανόν οφείλονται στο γεγονός ότι στη διπλωματική αυτή, οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε αποστάσεις με βήμα 0.5m και επομένως δεν υπάρχουν έξτρα σημεία, όπως στις άλλες μελέτες, τα οποία ενδεχομένως να αναδείκνυαν άλλο μέγιστο. Επιπροσθέτως, σε κάποια σημεία η διπλωματική αυτή παρουσιάζει τις χαμηλότερες τιμές από όλες τις άλλες. Αυτό πιθανόν εξηγείται γιατί όλοι οι άλλοι επιστήμονες χρησιμοποίησαν συσχετισμένο κανόνα ροής ( $\phi=\psi$ ), ενώ στη διπλωματική αυτή επιλέχτηκε μη συσχετισμένος ( $\psi\neq\phi$ ).

Όσον αφορά στη σύγκριση με τις πειραματικές αναλύσεις, η εργασία αυτή παρουσιάζει αρκετά καλή συσχέτιση με την πλειοψηφία αυτών (εκτός των Kumar and Bhoi, 2008) ειδικά για  $S/B>1$  (σχεδόν όμως πάντα τις χαμηλότερες τιμές). Συγκεκριμένα την καλύτερη συσχέτιση φαίνεται να την εμφανίζει με τους Kumar & Saran (2003), γεγονός που ίσως οφείλεται στο ότι και οι δυο μελέτες χρησιμοποίησαν μη συσχετισμένο κανόνα ροής ( $\psi\neq\phi$ ). Οι όποιες διαφορές έγκεινται στην παραδοχή ότι στις πειραματικές αναλύσεις υπάρχει πιθανότητα τα θεμέλια να περιστραφούν ή να διογκωθούν, η επιφάνεια της άμμου να είναι χαλαρωμένη από διάφορα έργα, αλλά και η ίδια η τοποθέτηση των πεδίων να προξενήσει διατάραξη της άμμου. Ακόμα η διαφοροποίηση στις τιμές μπορεί να προκύπτει από το μέγεθος των πειραματικών μοντέλων. Όπως είδαμε στο 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο το πλάτος των θεμελίων στις πειραματικές αναλύσεις πρέπει να είναι εκατό φορές μεγαλύτερο της μέσης διαμέτρου του κόκκου του εδάφους.

Τελειώνοντας, είναι σημαντικό να αναφερθεί, πως παρά το γεγονός ότι η παρούσα εργασία πρόσφερε αρκετά νέα δεδομένα στην κατανόηση της αλληλεπίδρασης των πεδίων πάνω στη φέρουσα ικανότητα, δεν εξάντλησε το θέμα. Μελλοντικές έρευνες μπορούν να διερευνήσουν την αλληλεπίδραση πολλαπλών πεδίων με διαφορετικά πλάτη, διαφορετική φόρτιση, εδρασμένα σε διάφορα βάρη κ.α.

## 7 Βιβλιογραφία

- Alwalan, M. (2018). Interaction of Closely Spaced Shallow Foundations on Sands and Clays: A review. *International Journal of Advanced Engineering Research and Science* , 5(9), 101-110.
- Amir, A. (1992). *Interference effect on the behavior of footings*. A thesis for PHD, University of Roorkee.
- Biarez, J., Burel, M., & Wack, B. (1961). Contribution à l'étude de la Force Portante des Fondations. *Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris*, 1, 603–609.
- Bolton, M., & Lau, C. (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr–Coulomb soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 30 (6), 1024–1033.
- Booker, J. (1969). *Applications of Theories of Plasticity to Cohesive Frictional Soils*. Sydney : PhD thesis, Sydney University.
- Booker, J. R. (1969). *Application of theories of plasticity for cohesive frictional soils*. Sydney: Ph.D. thesis, University of Sydney.
- Bottero, A., Negre, R., Pastor, J., & Turgeman, S. (1980). Finite element method and limit analysis theory for soil mechanics problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 22, 131–149.
- Bowles, J. (1996). *Foundation analysis and design*. New York: McGraw-Hill, 5th Ed.
- BS EN 1997-1:2004. Eurocode 7- Geotechnical design-Part 1:General rules. BSI, Λονδίνο. Επίσης, Εθνικό Προσάρτημα (National Annex). (n.d.).
- Burland, j. B., Jamiolkosky, M., & Viggiani, C. (1998). Stabilizing the leaning tower of Pisa. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57, 91-99.
- Canh, V. L. (2017). Estimation of bearing capacity factors of cohesive-frictional soil using the cell-based smoothed finite element method. *Computers and Geotechnics*, 83, 178-183.
- Caquot, A., & Kerisel, J. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulve´rulents. *In: Proceedings of the Third International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich*, pp.336-337.
- Chen, W. (1975). *Limit Analysis and Soil Plasticity*. Amsterdam: Elsevier.
- Clough, W. (1990). Original formulation of the finite element method. *Finite Elements in Analysis and Design* , 7 (2), 89-101.

- Craig, R. F. (1997). *Soil Mechanics*. Dundee: Department of Civil Engineering, University of Dundee.
- Das, B. M., & Larbi-Cherif, S. (1983). Bearing capacity of two closely-spaced shallow foundations on sand. *Soils and Foundations*, 23(1), 1–7.
- Das, B., & Larbi-Cherif, S. (1983). Bearing capacity of two closely spaced shallow foundations on sand. *Soils and Foundations*, 23(1), 1–7.
- Day, R., & Potts, D. (2000). Discussion of “Observations on the computation of the bearing capacity factor  $N_c$  by finite elements” by P.K. Woodward and D.V. Griffith. *Geotechnique*, 50 (3), 301–303.
- De Beer, E. E. (1965). Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand. *Proc. Symp. on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Durham*, 15–34.
- Dewaikar, D. (2015). A limit equilibrium based approach for the evaluation of bearing capacity factor,  $N_\gamma$ . *50th Indian Geotechnical Conference, 17th-19th December 2015, Pune, Maharashtra, India*, 1-5.
- Drescher, A., & Detournay, E. (1993). Limit load in translational failure mechanism for associative and non-associative materials. *Geotechnique*, 43 (3), 443–456.
- Drucker, D. C., Greenberg, W., & Prager, W. (1952). Extended limit design theorems for continuous media. *Quarterly Journal of Applied Mathematics*, 9, 381–389.
- Drucker, D., Greenberg, H., Lee, E. H., & Prager, W. (1951). On plastic rigid solutions and limit design theorems for elastic plastic bodies. *Pros. 1st U.S. National Congress of Application Mechanics*, 533–538.
- Frydman, S., & Burd, H. (1997). Numerical studies of bearing-capacity factor  $N_c$ . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 (1), 20–29.
- Ghosh, P., Rajesh, S., & Chand, J. S. (2017). Linear and nonlinear elastic analysis of closely spaced strip foundations using Pasternak model. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 11(2), 228-243.
- Graham, J., Raymond, G., & Suppiah, A. (1984). Bearing capacity of three closely-spaced footings on sand. *Geotechnique*, 34(2), 73–182.
- Griffiths, D. (1982). Computation of bearing capacity factors using finite elements. *Geotechnique*, 32 (3), 195–202.
- Hansen, J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute*, 28, 1-21.

- Hjiaj, M., Lyamin, A., & Sloan, S. (2004). Ultimate bearing capacity of cohesion-frictional soil under non-eccentric inclined loading. *Computers and Geotechnics*, 31, 491–516.
- Hjiaj, M., Lyamin, A., & Sloan, S. (2005). Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor  $N_c$ . *International Journal of Solids Structures*, 42, 1681–1704.
- Ingra, S., & Baecher, G. (1983). Uncertainty in bearing capacity of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(7), 899-914.
- Jacek, T., & Ivo, H. (1999). A ‘class A’ prediction of the bearing capacity of plane strain footings on sand. *Soils and Foundations*, 39 (5), 47–60.
- Kumar, r. J., & Kouzer, K. (2008). Bearing capacity of two interfering footings. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(3), 251–264.
- Kumar, A., & Saran, S. (2003). Closely spaced footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(7), 660–664.
- Kumar, J. (2003).  $N_c$  for rough strip footing using the method of characteristics. *Canadian Geotechnical Journal*, 40 (3), 669–674.
- Kumar, J. (2004). Effect of footing-soil interface friction on bearing capacity factor  $N_c$ . *Geotechnique*, 54(10), 677–680.
- Kumar, J., & Bhattacharya, P. (2013). Bearing capacity of two interfering strip footings from lower bound finite elements limit analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(5), 441–452.
- Kumar, J., & Bhoi, M. (2008). Interference of two closely spaced strip footings on sand using model tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(4), 595–604.
- Kumar, J., & Ghosh, P. (2007a). Ultimate bearing capacity of two interfering rough strip footings. *International Journal of Geomechanics*, 7(1), 53–62.
- Kumar, J., & Ghosh, P. (2007b). Upper bound limit analysis for finding interference effect of two nearby strip footings on sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(5), 499.
- Kumar, J., & Khatri, V. N. (2008a). Effect of footing roughness on lower bound  $N_\gamma$  values. *International Journal of Geomechanics*, 8, (3), 176–187.
- Kumar, J., & Khatri, V. N. (2011). Bearing capacity factors for circular foundations for a general c-w soil using lower bound finite elements limit analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35, 393–405.

- Kumar, J., & Kouzer, K. (2007). Bearing capacity of two interfering footings. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32, 251-264.
- Kumbhojkar, A. (1993). Numerical evaluation of Terzaghi's Nc. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119 (3), 598–607.
- Larkin, L. (1968). Total bearing capacity of very shallow footings. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 94, 1347–1357.
- Lavasan, A., & Ghazavi, M. (2014). Failure mechanism and soil deformation pattern of soil beneath. *Numerical Methods in Civil Engineering*, 1(2), 48-56.
- Lavasan, A., Ghazavi, M., Blumenthal, A., & Schanz, T. (2018). Bearing capacity of interfering strip footings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(3), 04018003.
- Lee, J., & Eun, J. (2009). Estimation of bearing capacity for multiple footings in sand. *Computers and geotechnics*, 36(6), 1000-1008.
- Lee, K. K., Cassidy, M. J., & Randolph, M. F. (2013). Bearing capacity on sand overlying clay soils, experimental and finite-element investigation of potential punch-through failure. *Geotechnique*, 63(15), 1271.
- Lyamin, A., & Sloan, S. (2002a). Upper bound limit analysis using linear finite elements and nonlinear programming. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26 (2), 181–216.
- Lyamin, A., & Sloan, S. (2020b). Lower bound limit analysis using linear finite elements and nonlinear programming. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 55 (5), 573–611.
- Lysmer, J. (1970). Limit analysis of plane problems in soil mechanics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96,1311-1334 .
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., & Mellas, M. (2010). Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. *Computers and Geotechnics*, 37(4), 431-439.
- Manoharan, N., & Dasgupta, S. (1995). Bearing capacity of surface footings by finite elements. *Computers and Structures*, 54 (4), 563–586.
- Martin, C. M. (2005). Exact bearing capacity calculation using the method of characteristics. In: *Proceedings of eleventh international conference of IACMAG*, vol. 4, 441–50.
- Meyerhof, G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Can. Geot. Journal*, 1,(1), 16-26.

- Michałowski, R. (1997). An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. *Soils and Foundations* , 37 (4), 57–64.
- Padmini, D., Ilamparuthi, K., & Sudheer, K. (2007). Ultimate bearing capacity prediction of shallow foundations on cohesionless soils using neurofuzzy models. *Computers and Geotechnics* , 35, 33–46.
- Paolucci, R., & Pecker, A. (1997). Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. *Soils and foundations*, 37(3), 95-105.
- Poulos, H., Carter, J., & Small, J. (2001). Foundations and retaining structures—research and practice. In: *Proc. 15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, Turkey*, vol. 4. A.A. Balkema, Rotterdam 2527–2606.
- Prandtl, L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. *Nachr. Ges. Wiss. Goettingen*, pp. 74–85.
- Rankine, W. M. (1857). On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society*, 147, Part I 9-27.
- Reddy, E. S., Borzooei, S., & Reddy, G. N. (2012). Interference between adjacent footings on sand. *International Journal of Advanced Engineering Research and Studies*, 1(4), 95-98.
- Sahoo, P., & Kumar, J. (2015). Ultimate bearing capacity of shallow strip and circular foundations by using limit analysis, finite elements, and optimization. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 9 (1), 30-41.
- Saran, S., & Agarwal, V. (1974). Interference of surface footings on sand. *Indian Geotech Journal*, 4(2), 129–139.
- Saran, S., & Agarwal, V. (1974). Interference of surface footings on sand. *Indian Geotechnical Journal* , 4(2), 129–139.
- Schmudderich, C., Lavasan, A., Tschuchnigg, F., & Wichtmann, T. (2020). Bearing capacity of a strip footing placed next to an existing footing on frictional soil. *Soils and Foundations* , 60, 229–238.
- Shahin, M., Jaksa, M., & Maier, H. (2000). *Predicting the settlement of shallow foundations on cohesionless soils using back-propagation neural networks*, Research Report No. R 167. Adelaide: The University of Adelaide.
- Sloan, S. (1988). Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* , 12 (8), 61–77.



- Sloan, S. (1989). Upper bound limit analysis using finite elements and linear programming. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* , 13 (8), 263–282.
- Sloan, S., & Kleeman, P. (1995). Upper bound limit analysis with discontinuous velocity fields. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 127, 293–314.
- Sloan, S., & Randolph, M. (1982). Numerical prediction of collapse loads using finite element methods. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* , 6 (1), 47–76.
- Sokolovsii, V. (1965). *Static Granular media*. Oxford: Pergamon Press.
- Soubra, A. (1999). Upper bound solutions for bearing capacity of foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125 (1), 59-68.
- Soubra, A.-H. (1998). Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125 (1), 59–68.
- Srinivasan, V., & Ghosh, P. (2011). Interaction problem of circular footings on homogeneous soil deposit. *In Proceedings of Indian Geotechnical Conference* , 823-826.
- Srinivasan, V., & Ghosh, P. (2013). Experimental investigation on interaction problem of two nearby circular footings on layered cohesionless soil. *Geomechanics and Geoengineering*, 8(2), 97-106.
- Steenfelt, J. (1977). Scale effect on bearing capacity factor  $N_\gamma$ . *Proceedings of the 9th international conference on soil mechanism and foundation engineering, Tokyo, Japan*, 1, 749–752.
- Stuart, J. (1962). Interference between foundations, with special reference to surface footings in sand . *Geotechnique* , 12(1), 15–22.
- Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T., & Siddiquee, M. (1991). Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of footing on sand. *Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Congress, New York*, 27, 788–802.
- Taylor, D. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.
- Ukritchon, B., Whittle, A., & Klangvijit, C. (2003). Calculations of bearing capacity factor  $N_c$  using numerical limit analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 129 (6), 468–474.
- Vesic, A. S. (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 99, No. SM1, pp. 45–73.

- Wang, Y. J., Yin, J. H., & Chen, Z. Y. (2001). Calculation of bearing capacity of a strip footing using an upper bound method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25 (8), 841–851.
- West, J., & Stuart, J. (1965). Oblique loading resulting from interference between surface footings on sand. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal*, 2, 214–217.
- Woodward, P., & Griffiths, D. (1998). Observations on the computation of the bearing capacity factor  $N_c$  by finite elements. *Geotechnique*, 48 (1), 137–141.
- Zadroga, B. (1994). Bearing capacity of shallow foundations on noncohesive soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120 (11), 1991–2008.
- Zhu, D. (2000). The least upper-bound solution for the bearing capacity factor  $N_c$ . *Soils and Foundations*, 40 (1), 123–129.
- Αγιουτάντης, Ζ. (2002). *Στοιχεία Γεωμηχανικής, Μηχανική πετρωμάτων*. Αθήνα: Εκδόσεις ΙΩΝ.
- Αναγνωστόπουλος, Χ. (1994). *Θεμελιώσεις και Αντιστηρίξεις*. Θεσσαλονίκη: Α.Π.Θ.
- Βαλαλάς, Δ. (1979). *Αντιστηρίξεις και Θεμελιώσεις*. Θεσσαλονίκη: Αφοί Κυριακίδη.
- Βαλαλάς, Δ. (1981). *Εδαφομηχανική*. Θεσσαλονίκη: Αφοί Κυριακίδη.
- Βαλσαμής, Α. (2018). *Σημειώσεις Θεμελιώσεων*. Αθήνα: Π.Α.Δ.Α.
- Βαρδουλάκης, Ι. (2003). *Σημειώσεις Εδαφομηχανικής*. Αθήνα: Ε.Μ.Π.
- Καββαδάς, Μ. (2005). *Διαλέξεις του Μαθήματος "Θεμελιώσεις: Θεμελιώσεις με πασσάλους"*. Αθήνα: Ε.Μ.Π.
- Κωστόπουλος, Δ. (2008). *Γεωτεχνικές Κατασκευές*. Αθήνα: ΙΩΝ.
- Μαραγκός, Ν. (2009). *Σημειώσεις εδαφομηχανικής*. Σέρρες: ΤΕΙ Σερρών.
- Μπελόκας, Γ. (2020). *Διαλέξεις του μαθήματος "Βαθιές εκσκαφές και Αντιστηρίξεις"*. Αθήνα: ΠΑ.Δ.Α.
- Σταυροπούλου, Μ. (2016). *Διαλέξεις του μαθήματος "Γεωτεχνικές Κατασκευές"*. Αθήνα : Ε.Κ.Π.Α.