

A. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.

Στην παρούσα εργασία θα ασχοληθούμε με το θέμα της προβλέψεως των μετακινήσεων της εδαφικής επιφανείας, λόγω εκσκαφών.

Συγκεκριμένα θα επιχειρηθεί να αναφερθούν οι έως τώρα σημαντικότερες μέθοδοι οι οποίες υπάρχουν στον διεθνή χώρο και που δίδουν μία κατά το δυνατόν σημαντική προσέγγιση της καμπύλης των καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας, η οποία προκαλείται λόγω εκσκαφής ενός βαθέως και αντιστηριζομένου ορύγματος.

Το πρόβλημα της προβλέψεως της καμπύλης των καθιζήσεων, αποκτά ιδιαίτερη σημασία, όταν στο υπό κατασκευήν ορύγμα, γειτνιάζουν Δημόσιες Υποδομές, π.χ. αγωγοί υδροδοτήσεως – αποχετεύσεως, αλλά κυρίως κτήρια, τα οποία λόγω ίσως και του τρόπου κατασκευής των αλλά και της μεθόδου θεμελιώσεώς των, να μην είναι σε θέση να υποστούν μεγάλες μετακινήσεις – διαφορικές καθιζήσεις.

Βεβαίως εδώ θα αναφέρουμε ότι και για όλα τα κτήρια, τα οποία γειτνιάζουν με ένα υπό κατασκευήν ορύγμα, σε εξάρτηση με την σπουδαιότητά τους την ιστορική τους αξία, του στατικού τους συστήματος και του τρόπου θεμελιώσεως των, υπάρχουν όρια για τις μετακινήσεις – στροφές τις οποίες μπορούν να υποστούν. Στις περιπτώσεις αυτές λοιπόν, μας ενδιαφέρει εκ των προτέρων η δυνατότητα προβλέψεως των μετακινήσεων της εδαφικής επιφανείας, λόγω της εκσκαφής δίπλα ή στην άμεση γειτονία του κτηρίου.

Ανάλογα προβλήματα, παρουσιάζονται στην εποχή μας ολοένα και περισσότερο, όπου κατασκευάζονται υπόγεια έργα, όμως κοντά στην εδαφική επιφάνεια. Τέτοια είναι σταθμοί του Μετρό, σιδηροδρομική γραμμή σε υπόγειο διάδρομο με την μέθοδο εκσκαφής και επανεπιχώσεως, υπόγειοι χώροι σταθμεύσεως αυτοκινήτων, γενικά έργα εντός του αστικού ιστού.

Οι σήραγγες του μετρό και αυτές επηρεάζουν το σχήμα της εδαφικής επιφάνειας κατά την κατασκευή των, όμως πρόκειται για έργα τα οποία αναπτύσσονται σε βαθύτερους ορίζοντες και έτσι δεν μας ενδιαφέρουν εδώ.

Οι μέθοδοι για την πρόβλεψη της «καμπύλης» καθιζήσεων, οι οποίες αυτήν την στιγμή υπάρχουν, είναι κυρίως ημειμπειρικές. Έχουν αναπτυχθεί με βάση τις παρατηρήσεις σε πραγματικά έργα και έχουν εξελιχθεί με την βοήθεια της μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων, όπου διάφοροι ερευνητές έχουν επεξεργασθεί πλήθος περιπτώσεων εκσκαφών, με στοιχεία από βάσεις δεδομένων πραγματικών περιστατικών, αλλά και φανταστικών.

Η παρούσα ενότητα, αποτελεί μία γενική εισαγωγή για το θέμα με το οποίο θα ασχοληθούμε, ενώ ταυτοχρόνως δείχνει και την δομή της εδώ εργασίας, έτσι:

Στην ενότητα Β, γίνεται μία παρουσίαση των μεθόδων αντιστηρίξεως εκσκαφών, οι οποίες εφαρμόζονται έως και σήμερα και που συγκροτούν τις δύο κύριες κατηγορίες μεθόδων. Η πρώτη κατηγορία ουσιαστικά περιλαμβάνει μόνον την μέθοδο του «Top down» ή αλλιώς την μέθοδο κατασκευής «εκ των άνω προς τα κάτω», όπου σε αυτήν η κατασκευή του υπογείου έργου, εξελίσσεται παραλλήλως με την εξέλιξη της εκσκαφής προς τα κάτω. Η δεύτερη κατηγορία ουσιαστικά είναι η μέθοδος του ανοικτού ορύγματος, εις την οποίαν μπορούν να συνδυασθούν πολλοί τρόποι κατασκευής πετασμάτων, με την χρήση είτε αντηρίδων είτε αγκυρώσεων.

Στην ενότητα Γ, θα αναφερθούμε γενικά για την πρόγνωση των μετακινήσεων και για την πρόβλεψη των καμπυλών καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας, λόγω εκσκαφών. Θα επισημανθούν οι παράγοντες οι οποίοι επιδρούν στην παραμόρφωση των πετασμάτων και κατά συνέπεια στις εδαφικές μετακινήσεις πίσω από αυτά, στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Επίσης θα αναφερθούν οι δύο βασικοί τύποι κατανομών εδαφικών επιφανειακών καθιζήσεων και θα επισημανθούν σε γενικές γραμμές οι συνθήκες εκείνες, οι οποίες ευνοούν την εκδήλωση του ενός ή του άλλου τύπου κατανομής. Ακόμη στην ενότητα Γ, θα παρουσιασθούν οι κυριότερες εμπειρικές και ημιεμπειρικές – αναλυτικές μέθοδοι για την πρόγνωση των καμπυλών καθιζήσεων, οι οποίες υπάρχουν έως και σήμερα.

Τέλος εις την ενότητα Δ, θα επιχειρηθεί μία εφαρμογή προβλέψεως της καμπύλης καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας λόγω της κατασκευής αντιστηριζομένου ορύγματος, δια των μεθόδων KJHH (G. Kung, C. Juang, E. Hsiao, Y. Hashash), Mana and Clough, Clough and O' Rourke, καθώς και μεθόδου αναλύσεως δια της χρήσεως Πεπερασμένων Στοιχείων. Οι τέσσερις αυτές μέθοδοι, θα εφαρμοσθούν σε δύο διαφορετικούς μεταξύ των τρόπους αντιστηρίξεως του ιδίου ορύγματος, οι οποίοι όμως θα έχουν τον ίδιο δείκτη δυσκαμψίας Δ κατά Addenbrooke. Έτσι όλες οι κατανομές των καθιζήσεων, οι οποίες πρόκειται να παραχθούν και από την κάθε μέθοδο και από τους δύο τρόπους αντιστηρίξεως, θα μπορούν να συγκριθούν μεταξύ των.

Επίσης εδώ θα αναφέρουμε, ότι σε όλα τα σχήματα της παρούσης εργασίας και όπου σε αυτά δείχνεται μία πιθανή μορφή καμπύλης επιφανειακής εδαφικής καθιζήσεως, για λόγους διευκολύνσεως στην σχεδιαστική απεικόνιση, θα αποδίδεται η καμπύλη αυτή μεγεθυμένη ως προς την κατακόρυφη κλίμακα, λόγω του ότι οι πραγματικές κατακόρυφες μετακινήσεις, είναι συνήθως αρκετά μικρές, σε σχέση με τις διαστάσεις των κατασκευών στα σχήματα αυτά.

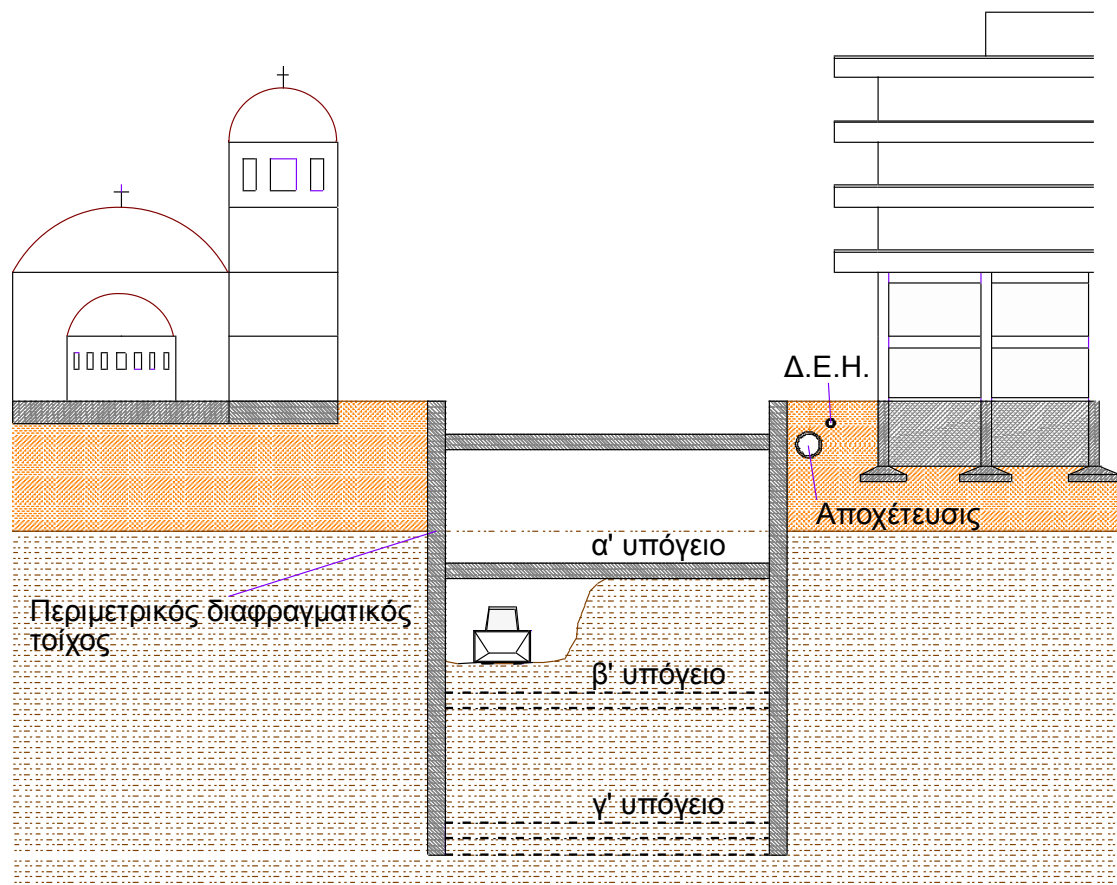
B. ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ ΕΚΣΚΑΦΩΝ.

Όταν κατασκευάζουμε ένα όρυγμα, όποια μέθοδο και να χρησιμοποιήσουμε για αντιστήριξη, είναι σίγουρο ότι θα προκληθούν καθιζήσεις στην εδαφική επιφάνεια, έστω και πολύ μικρές.

Το μέγεθος και η μορφή της καμπύλης των καθιζήσεων εξαρτώνται από διάφορους παράγοντες, όπως το είδος και η φύση του αντιστηριζομένου εδαφικού υλικού, το βάθος της εκσκαφής και γενικά τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά, αλλά κυρίως όμως η δυσκαμψία του συστήματος αντιστηρίξεως και η μέθοδος κατασκευής του ορύγματος.

Μέθοδος «εκ των άνω προς τα κάτω»

Μπορούμε να πούμε ότι το πρόβλημα των καθιζήσεων της εδαφικής επιφάνειας, λόγω κατασκευής υπογείου έργου κοντά σε αυτήν, μειώνεται σημαντικά, όταν το όρυγμα και η κατασκευή του έργου, πραγματοποιηθούν με την μεθοδολογία «εκ των άνω προς τα κάτω», ή αλλιώς με την μέθοδο του «top – down», όπως δείχνεται και στο σχήμα Β1.



Σχήμα Β1. Η μέθοδος του «Top down»

Όπως δείχνεται και στο σχήμα Β1, η μεθοδολογία top – down είναι σχετικά απλή:

α. κατασκευάζονται οι περιμετρικοί πασσαλότοιχοι, συνήθως πρόκειται για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους. Σε αυτούς έχουμε προβλέψει στις κατάλληλες στάθμες την δυνατότητα συνδέσεως δια αναμονών των οριζοντίων πλακών με τους τοίχους.

β. κατασκευάζουμε την πλάκα επικάλυψης του πρώτου υπογείου, η οποία θα λειτουργήσει και ως αντηρίδα περί της στάθμης της κεφαλής των τοίχων.

γ. από κατάλληλο άνοιγμα στην πρώτη πλάκα και σε κάποια απόσταση, εισέρχονται τα εκσκαπτικά μηχανήματα και με τον συνδυασμό φορτηγών, συνεχίζεται η εκσκαφή κάτω από αυτήν.

δ. αφού ολοκληρωθεί η εκσκαφή του χώρου του α' υπογείου, συνδέονται στις αναμονές στην δεύτερη υπόγειο στάθμη και οι οπλισμοί της δεύτερης κατά σειράν πλακός, η οποία με την σειρά της μετά την εκσκαφή και του χώρου του δεύτερου υπογείου, θα λειτουργήσει ως δεύτερη και βαθύτερη αντηρίδα, συνεργαζόμενη με τους πλευρικούς τοίχους.

Η κατασκευή με τον τρόπο αυτόν, μπορεί να συνεχισθεί μέχρι το επιθυμητό βάθος, χωρίς τον κίνδυνο δημιουργίας σοβαρών μετακινήσεων στους πλευρικούς διαφραγματικούς τοίχους. Με την πρόοδο της κατασκευής, επιβάλλονται ωθήσεις στους τοίχους, οι οποίες πλησιάζουν εκείνες της καταστάσεως ηρεμίας, K_0 .

Είναι λοιπόν προφανές, ότι με την μέθοδο αυτήν λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας του υπογείου έργου, ουσιαστικώς έχουμε ευθύς εξ αρχής σύστημα αντιστηρίξεως με μεγάλη δυσκαμψία. Έτσι παρόλο τις ωθήσεις που θα δεχθούν οι περιμετρικοί τοίχοι, οι οριζόντιες μετακινήσεις θα είναι μικρές, οπότε και οι αναμενόμενες καθιζήσεις στην εδαφική επιφάνεια θα είναι μικρού μεγέθους.

Η μέθοδος του «top – down», λόγω της γενικά μικρής διαταραχής την οποία προξενεί στο περιβάλλον έδαφος, δείχνει ελκυστική, εν τούτοις όμως το πεδίο εφαρμογής της είναι περιορισμένο.

Πράγματι για υπόγεια έργα με μεγάλες διαστάσεις, π.χ. πλάτους, θα χρειασθούμε εκτός τους περιμετρικούς τοίχους και άλλες σειρές ενδιάμεσων υποστυλωμάτων. Έτσι περιπλέκεται η κατάσταση με πλήθος συνδέσεων και ίσως μη δυνατότητα εφαρμογής των προδιαγραφών μελέτης.

Απαιτείται επίσης η δυνατότητα έργων προσπελάσεως των υπογείων πλέον χώρων, η οποία δυσχεραίνεται με την πρόοδο των εργασιών με το βάθος. Αποτέλεσμα είναι η αύξηση του κόστους εκσκαφής – αποκομιδής των υλικών με την εξέλιξη του έργου και για κάποιο βάθος και πλέον σίγουρα καθίσταται αντιοικονομική. Εδώ βεβαίως πρέπει να συνεκτιμηθούν και τα μειονεκτήματα της απαιτήσεως του πολύ καλού εξαερισμού του υπογείου χώρου, πρέπει να απομακρύνονται οι σκόνες και τα

καυσαέρια των μηχανημάτων, ώστε να προφυλάσσεται η υγεία και να επιτυγχάνεται η ασφάλεια του προσωπικού.

Λόγω των προαναφερθέντων μειονεκτημάτων, πρόκειται λοιπόν για ακριβή μέθοδο, η οποία γενικά εφαρμόζεται σπανιότερα.

Η μέθοδος του ανοικτού ορύγματος.

Στις περισσότερες των περιπτώσεων έργων εντός του αστικού ιστού, εφαρμόζεται η μέθοδος του «cut and cover» και με τις επιπτώσεις αυτής θα ασχοληθούμε εδώ.

Πρόκειται για την κατασκευή υπογείων έργων, τα οποία όμως είναι κοντά στην επιφάνεια, έτσι πραγματοποιείται εκσκαφή ανοικτού ορύγματος, κατασκευάζεται το έργο εντός αυτού, το οποίο στην συνέχεια πρόκειται να κλείσει μέχρι την αρχική εδαφική στάθμη.

Τα ορύγματα αυτά σε πάρα πολλές περιπτώσεις είναι αρκετά μεγάλου βάθους, π.χ. βάθη έως και 25 μ είναι συνήθη. Το αποτέλεσμα είναι ότι δημιουργούνται αρκετοί και σοβαροί κίνδυνοι, έτσι πρέπει να προσέξουμε ούτως ώστε τα πρηνή των ορυγμάτων, αφενός να μην καταρρεύσουν και αφετέρου να μην μετακινηθούν υπερβολικά και να έχουμε έτσι καθιζήσεις μη επιτρεπτού μεγέθους στην εδαφική επιφάνεια, σε κατασκευές στην γειτονική περιοχή του έργου.

Είναι λοιπόν απαραίτητος η πλευρική υποστήριξη των κατακόρυφων αυτών πρηνών των ορυγμάτων.

Οι πλέον διαδεδομένοι τρόποι αντιστηρίξεως των ανοικτών ορυγμάτων, είναι οι κάτωθι:

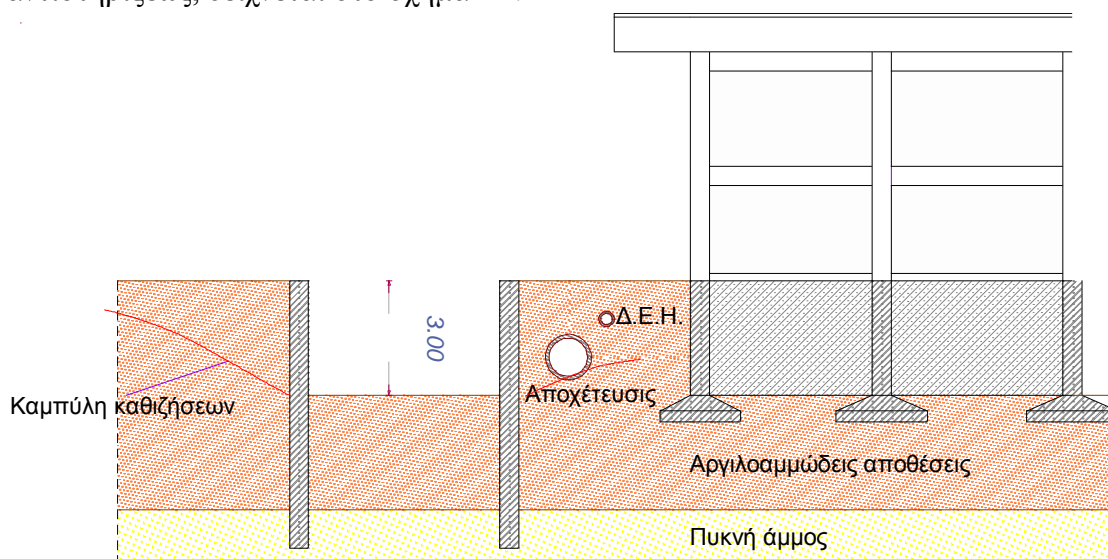
- α) πλευρικοί τοίχοι – πετάσματα και τοίχοι πασσαλοσανίδων, όπως στο σχήμα Β5β.
- β) πασσαλότοιχοι, όπως πάσσαλοι μεταλλικοί στο σχήμα Β5α, πάσσαλοι ωπλισμένου σκυροδέματος μεγάλης διαμέτρου, π.χ. Φ80 – Φ100, όπως στο σχήμα Β6, αλλά και μικροπάσσαλοι ωπλισμένου σκυροδέματος.
- γ) διαφραγματικοί τοίχοι, π.χ. σχήματα Β1, Β2, Β3 και Β4 (βεβαίως στις περιπτώσεις αυτές στα σχήματα Β2, Β3 και Β4, μπορεί να έχουμε και φρεατοπασσάλους αντί για διαφραγματικούς τοίχους).
- δ) πετάσματα με τεχνολογία ενέσεως ή και jet grouting.

Οι ανωτέρω κατασκευές αντιστηρίξεων, κατατάσσονται σε τρεις μεγάλες κατηγορίες ως προς το στατικό τους σύστημα:

Αυτοφερόμενα πετάσματα, ή πετάσματα πρόβολοι – Αγκυρωμένα πετάσματα – Αντηριδωτές αντιστηρίξεις.

A. Αυτοφερόμενα πετάσματα ή πετάσματα πρόβολοι.

Τα πετάσματα πρόβολοι, στηρίζουν την στατική των λειτουργία στην καμπτική των δυσκαμψία, καθώς και στην έμπηξη των στο έδαφος. Μία τέτοια περίπτωσης αντιστηρίξεως, δείχνεται στο σχήμα Β2.



Σχήμα Β2. Αντιστήριξες δια πετασμάτων – προβόλων, (οι καθιζήσεις υπό μεγέθυνση κατά την κατακόρυφο).

Η αντιστήριξες αυτή, γενικά θεωρείται ως ευκάμπτου τύπου, ενώ η ακαμψία της μπορεί να αυξηθεί, μόνον με σημαντική αύξηση του πάχους του πετάσματος. Στο ισοστατικό αυτό πρόβλημα θέλουμε να υπολογίσουμε το βάθος εμπήξεως του στοιχείου, ούτως ώστε οι παθητικές αντωθήσεις να εξισορροπούν κατά κάποιο βαθμό, τις ενεργητικές ωθήσεις πίσω από τους πασσάλους.

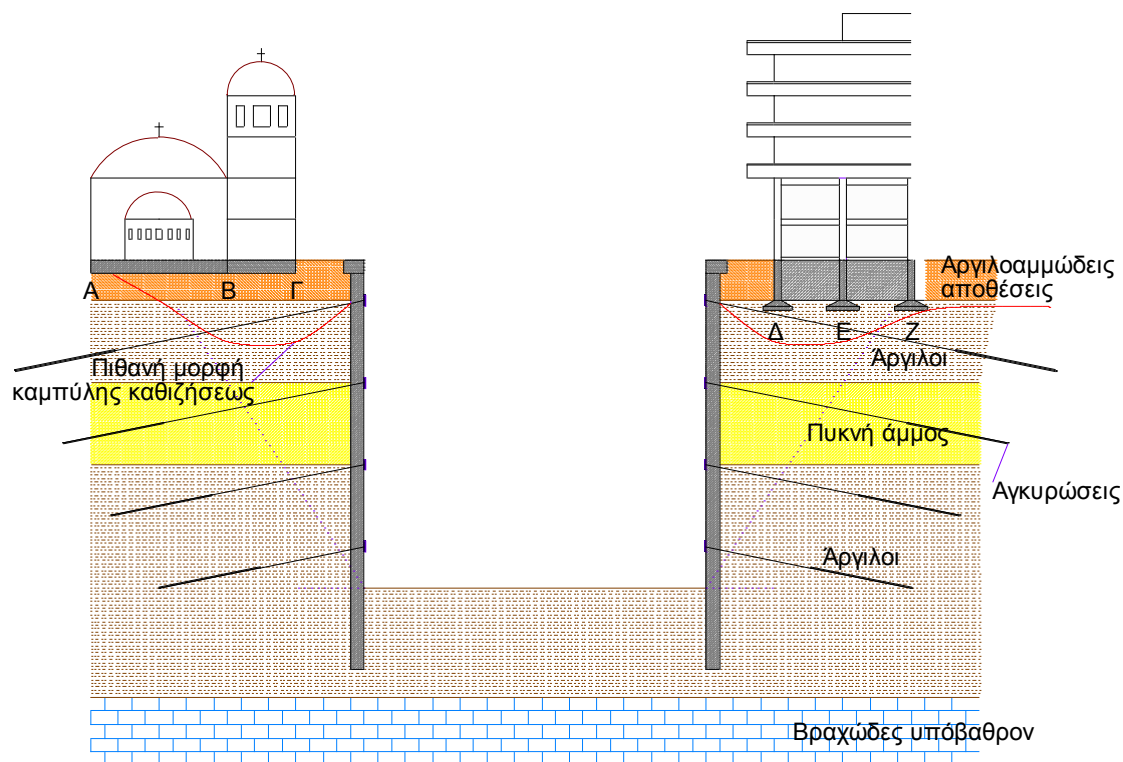
Το ίδιο το πέτασμα μπορεί να είναι μεταλλικός πάσσαλος, ή φρεατοπάσσαλος σκυροδέματος σε διάφορες διαμέτρους, αλλά και διαφραγματικός τοίχος. Σε κάθε περίπτωση όμως λόγω της μικρής δυσκαμψίας του συστήματος (πρόβολος), αναμένεται μεγάλη οριζόντια εκτροπή στην κεφαλή του πετάσματος. Αυτό θα έχει ως αποτέλεσμα την εκδήλωση κατανομής καθιζήσεως και μάλιστα κυρτού τύπου. Το μέγεθος της μεγίστης καθιζήσεως, θα εξαρτάται από το αντιστηριζόμενο ύψος, αλλά και από την δυσκαμψία του συστήματος.

Γενικά με τα αυτοφερόμενα πετάσματα, το αντιστηριζόμενο ύψος γαιών δεν μπορεί να υπερβεί τα 4.50 μ, ενώ πέραν του ύψους αυτού, καθίστανται αντιοικονομική ή και αδύνατος η κατασκευή των.

B. Αγκυρωμένα πετάσματα.

Τα αγκυρωμένα πετάσματα, είναι σαφώς οικονομικότερα για το αυτό βάθος σε σχέση με τα προηγούμενα, αλλά όπως όμως δείχνεται και στο σχήμα Β3, καθίσταται πλέον δυνατή, η πραγματοποίησης αντιστηρίξεως έως και μεγάλου ύψους Η.

Προϋπόθεσις εφαρμογής βεβαίως, είναι οι αγκυρώσεις να μην ενοχλούν τις όμορες ιδιοκτησίες, π.χ. να έχουμε γειτονικά κτήρια με το πολύ ένα υπόγειο, επίσης να έχουμε τις κατάλληλες εδαφικές συνθήκες, ούτως ώστε να αναπτυχθούν στους βολβούς των αγκυρίων οι αναγκαίες δυνάμεις αντιστάσεως.



Σχήμα Β3. Αντιστήριξες δια πολλαπλών αγκυρώσεων.

Το μεγάλο βεβαίως πλεονέκτημα της χρήσεως των πολλαπλών αγκυρώσεων, είναι η απελευθέρωση όλου του απαιτούμενου αναγκαίου χώρου για την κατασκευή του υπογείου έργου. Έτσι λοιπόν έχουμε την μεγάλη ευκολία της ελεύθερης διακινήσεως υλικών – εργασιών στο όρυγμα.

Στον αντίποδα όμως, μπορεί να εμφανισθούν αυξημένοι κίνδυνοι λόγω ολισθήσεων των αγκυρίων, γεγονός το οποίο θα οδηγήσει σε αυξημένη οριζόντια εκτροπή των πετασμάτων και ακολούθως σε αύξηση των καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας.

Είναι όμως προφανές, ότι στην περίπτωση μεγάλου πλάτους εκσκαφής, είναι εξαιρετικά δύσκολη ή και αδύνατος η χρήσις αντηρίδων, οπότε η λύσις των αγκυρίων είναι επιβεβλημένη.

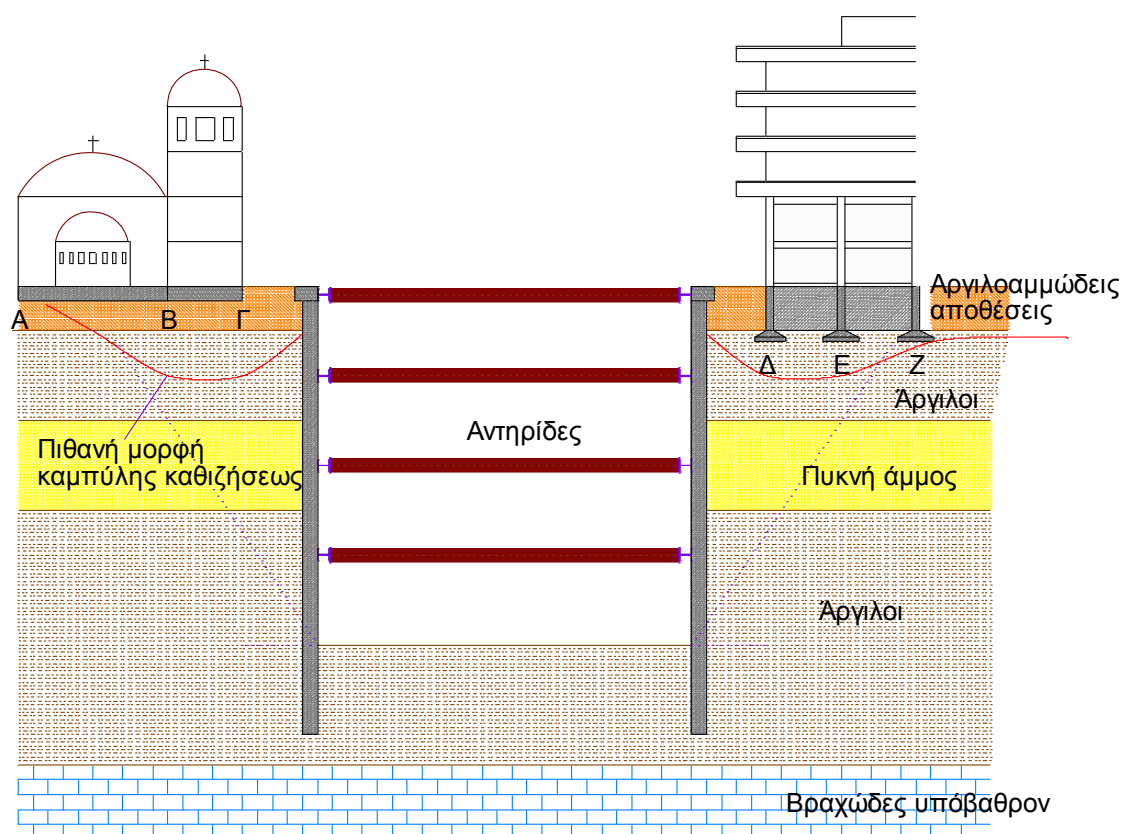
Γ. Αντηριδωτές αντιστηρίξεις.

Στο σχήμα Β4, δείχνεται η κλασσική μέθοδος αντιστηρίξεως με την χρήση αντηρίδων. Οι αντηρίδες είναι προκατασκευαζόμενου τύπου, μεταλλικές συνήθως tubo χαλύβδινες.

Το μεγάλο πλεονέκτημα της μεθόδου, είναι η πολύ καλή αντιστήριξες, με σημαντικό περιορισμό της οριζοντίας εκτροπής των πετασμάτων, με αποτέλεσμα την μείωση σε

σημαντικό βαθμό των κατακορύφων καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας. Βεβαίως το τελικό αποτέλεσμα, εξαρτάται και από την δυσκαμψία του πετάσματος, αλλά και από την δυστένεια των αντηρίδων.

Εδώ βεβαίως πρέπει να πούμε, ότι ίδιο αποτέλεσμα μπορούμε να επιτύχουμε και με αγκυρώσεις, αφού τα υπολογιζόμενα φορτία αντηρίδων, μπορούμε να τα εφαρμόσουμε ως φορτία προεντάσεως εις τα αγκύρια, για τον λόγο αυτόν άλλωστε οι μέθοδοι προβλέψεως της μορφής της καμπύλης καθιζήσεως, ουσιαστικά δεν διαφοροποιούνται σχετικώς με τον τρόπο αντιστηρίξεως, (αγκύρια ή αντηρίδες).

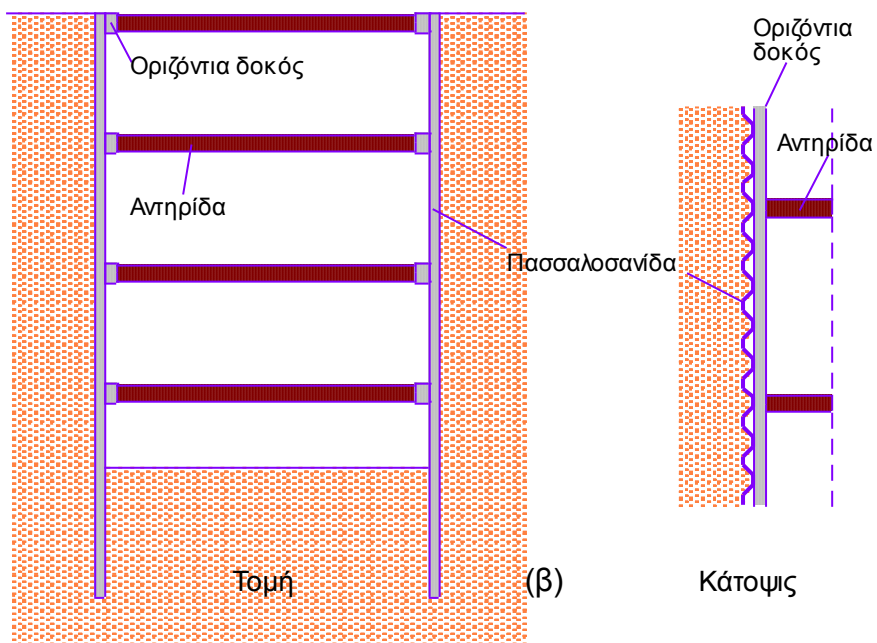
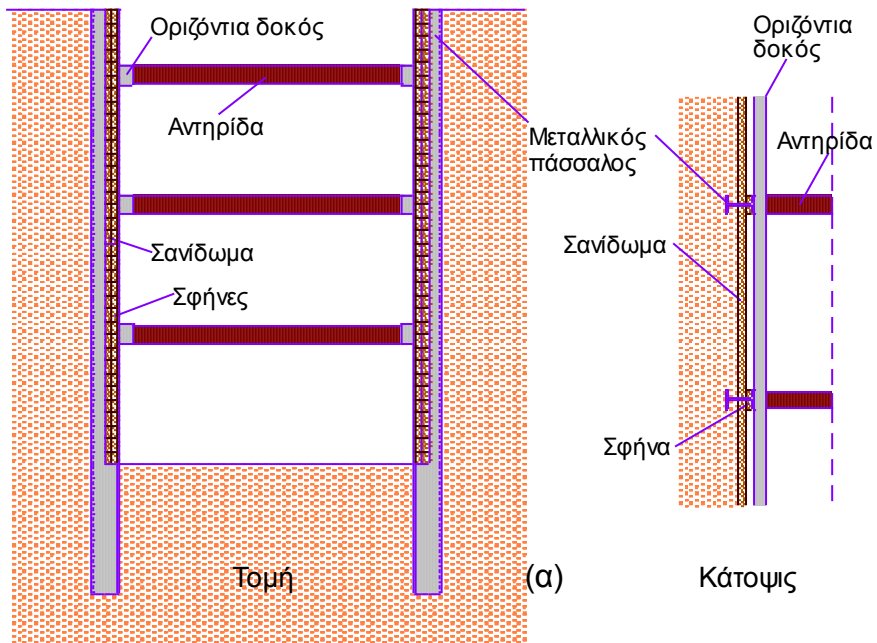


Σχήμα Β4. Αντιστήριξις με την χρήση αντηρίδων.

Επίσης ένα ακόμη πλεονέκτημα με την χρήση των αντηρίδων, είναι ότι δεν ενοχλούνται οι όμορες ιδιοκτησίες, αλλά η εφαρμογή των όμως εξαρτάται κατά ένα μεγάλο μέρος από την γεωμετρία του ορύγματος, την φύση του υπεδάφους και το καθεστώς των υπογείων υδάτων.

Έτσι στην περίπτωση πολύ μεγάλου πλάτους εκσκαφής, π.χ. >30 μ, λόγω των προβλημάτων λυγισμού των αντηρίδων, η μέθοδος καθίσταται έως και αδύνατη. Επίσης ένα σημαντικό της μειονέκτημα, είναι και οι μεγάλες δυσχέρειες στην διακίνηση υλικών και εργασιών εντός του ορύγματος, λόγω της τοποθετήσεως των αντηρίδων.

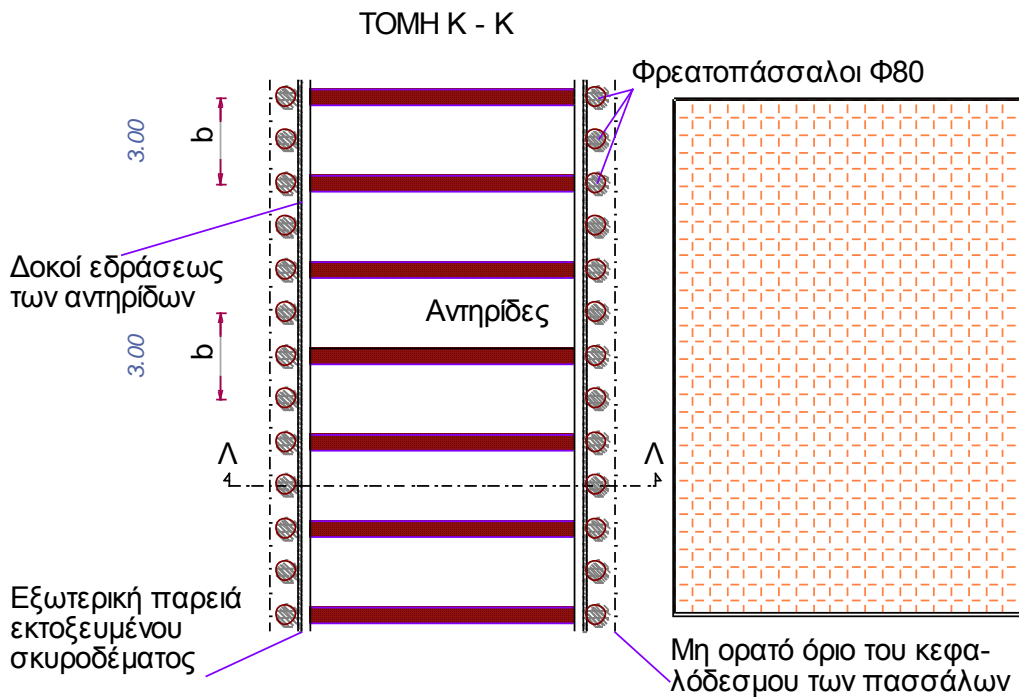
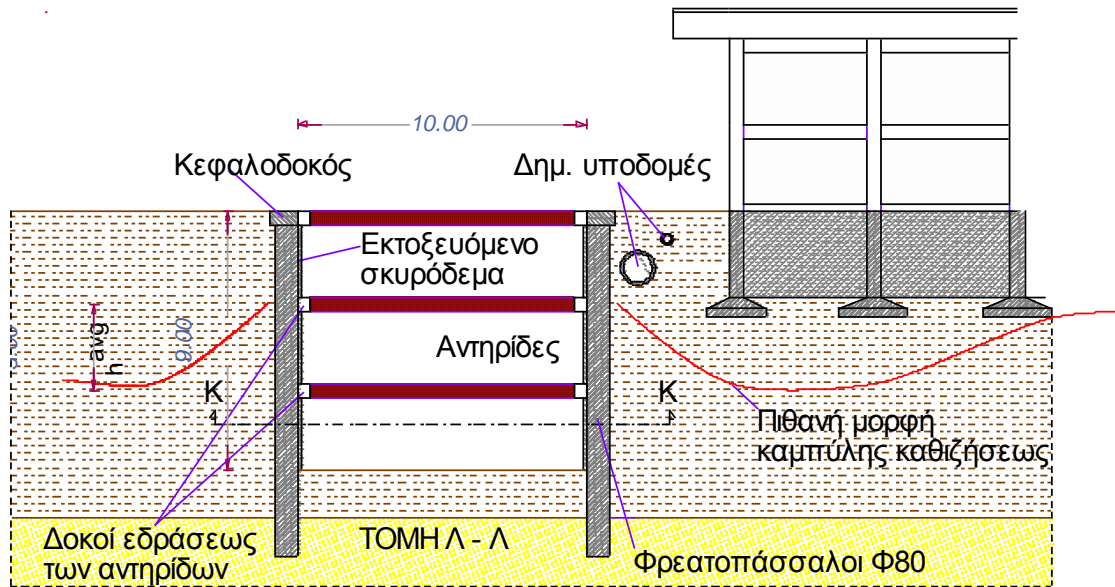
Στα σχήματα Β5α και Β5β, αποδίδονται και άλλοι τρόποι αντιστηρίξεων με την χρήση επίσης αντηρίδων, ενώ στο σχήμα Β6, αποδίδεται ο συνδυασμός φρεατοπασσάλων και αντηρίδων.



Τύποι αντιστηρίξεων: (α) Με μεταλλικούς πασσάλους
(β) Με πασσαλοσανίδες

Σχήμα Β5 α,β. Συνδυασμοί τύπων πετασμάτων και αντηρίδων.

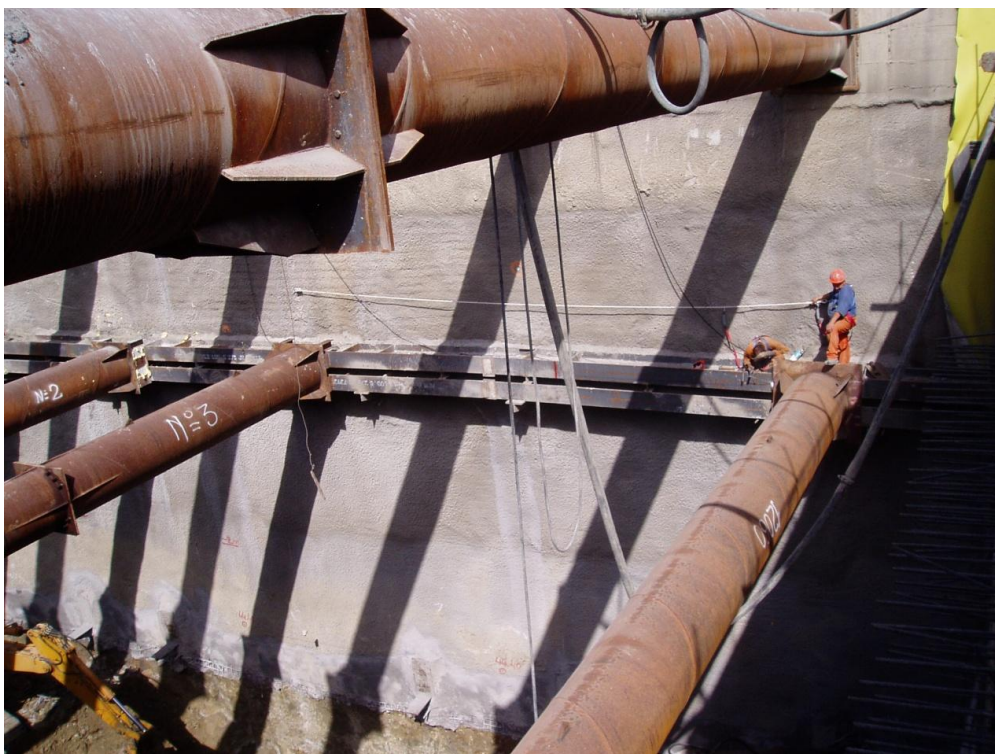
Στις επόμενες σελίδες, παρατίθενται φωτογραφίες από το όρυγμα του Δυτικού φρέατος στον σταθμό του Περιστερίου με διάμετρο 22 μ, όπου χρησιμοποιήθηκαν αντηρίδες για την αντιστήριξη.



Σχήμα Β6. Αντιστήριξις με τον συνδυασμό φρεατοπασσάλων και αντηρίδων.
 h_{avg} = η μέση κατακόρυφος απόστασις μεταξύ των αντηρίδων και
 b = η οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.



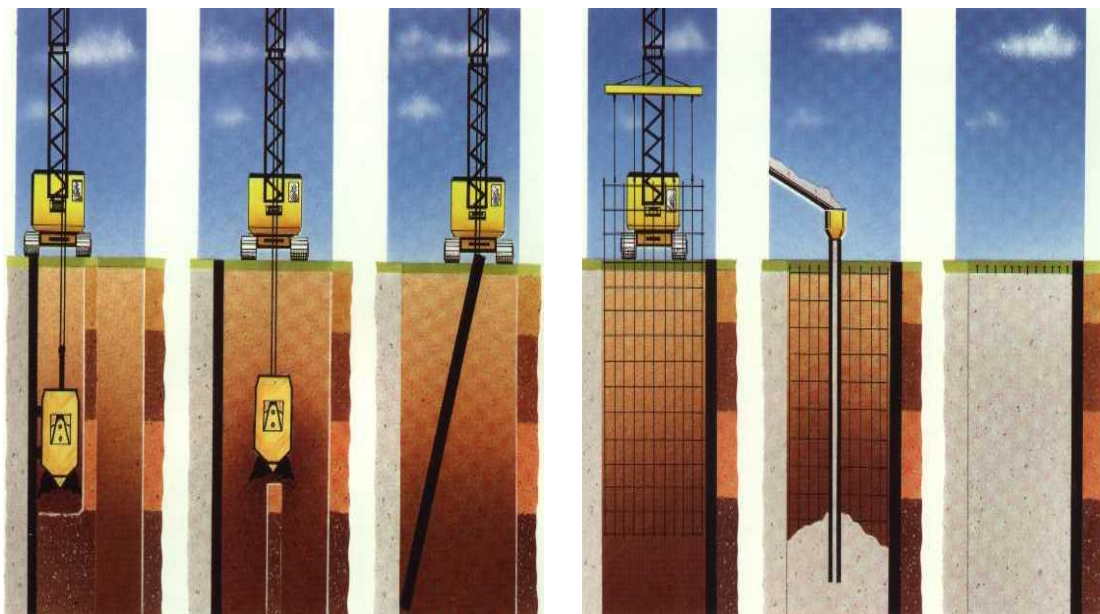
Φωτο Β1. Αντηρίδες με πετάσματα φρεατοπασσάλων, στο όρυγμα του Δυτικού φρέατος στον σταθμό του Περιστερίου.



Φωτο Β2. Αντηρίδες με πετάσματα φρεατοπασσάλων, στο όρυγμα του Δυτικού φρέατος στον σταθμό του Περιστερίου.



Φωτο Β3. Από το όρυγμα του δυτικού φρέατος στον σταθμό του Περιστερίου.



Σχήμα Β7. Τα στάδια κατασκευής ενός διαφραγματικού τοίχου σκυροδέματος.

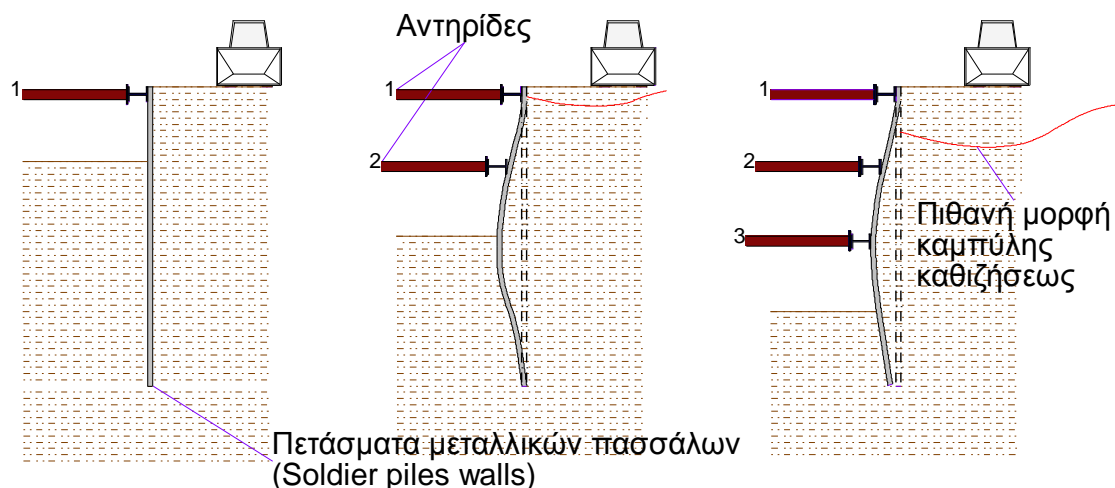
Γ. ΥΠΑΡΧΟΥΣΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΟΓΝΩΣΗ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΣ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ.

Παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν τις εδαφικές μετακινήσεις.

Είναι βεβαιωμένο ότι μία εκσκαφή, θα έχει ως αποτέλεσμα εδαφική κίνηση. Η κατανομή της επιφανειακής εδαφικής καθιζήσεως πρέπει να προβλεφθεί πριν από την εκσκαφή, ούτως ώστε να αξιολογηθούν οι επιπτώσεις σε γειτονικά κτήρια και Δημόσιες Υποδομές.

Όταν κατασκευάζουμε το όρυγμα, φροντίζουμε για την αντιστήριξη των κατακόρυφων πρανών του, ούτως ώστε να το εξασφαλίσουμε και έναντι καταρρεύσεως, αλλά και να μειώσουμε κατά το δυνατόν τις επακόλουθες μετακινήσεις στην εδαφική επιφάνεια, στην γειτονική περιοχή του ορύγματος. Ο τελικός σκοπός μας πρέπει να είναι η αποφυγή ή και η μείωση κατά το δυνατόν των επιπτώσεων που μπορεί να έχουν αυτές οι μετακινήσεις σε κατασκευές οι οποίες γειτνιάζουν με την εκσκαφή, όπως π.χ. αποφυγή μεγάλων διαφορικών καθιζήσεων και στροφές σε κτήρια.

Η μορφή και το μέγεθος των μετακινήσεων – καθιζήσεων της εδαφικής επιφάνειας, είναι προφανές ότι εξαρτώνται άμεσα από το τελικό παραμορφωμένο σχήμα των πετασμάτων της αντιστηρίξεως.



Σχήμα Γ1. Παραμορφώσεις της αντιστηρίξεως κατά την πρόοδο της εκσκαφής.

Όπως δείχνεται και στο σχήμα Γ1, οι παραμορφώσεις του συστήματος αντιστηρίξεως, όπου έχουμε αντηριδωτή αντιστήριξη, εξελίσσονται προοδευτικώς κατά την πρόοδο της εκσκαφής, άρα και η «καμπύλη» των καθιζήσεων εξελίσσεται αναλόγως, έως ότου αποκτήσει την όποια τελική της μορφή.

Το παραμορφωμένο σχήμα των πετασμάτων, τα οποία αντιστηρίζουν τα κατακόρυφα πρανή, εξαρτάται από διάφορους παράγοντες όπως:

- *Το μέγεθος των οριζοντίων ωθήσεων των αντιστηριζομένων γαιών, πίσω από το πέτασμα.*
Σε ανυποστήρικτες εκσκαφές εδαφών με μεγάλες τιμές του συντελεστού ουδετέρας ωθήσεως K_0 , αναμένονται μεγάλες οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις, ακόμη και όταν είναι αβαθείς. Σε εδάφη με μικρές τιμές του K_0 , γενικά οι μετακινήσεις που δημιουργούνται είναι μικρότερες.
- *Την γεωμετρία της εκσκαφής, κυρίως το βάθος αλλά και το πλάτος.*
Έτσι όσο πιο βαθιά είναι η εκσκαφή, τόσο μεγαλύτερη είναι η μείωση των ολικών τάσεων. Ένα στοιχείο λοιπόν στον πυθμένα της εκσκαφής, υφίσταται μείωση της κατακόρυφου κυρίας τάσεως σ_1 (παθητική κατάσταση). Είναι δυνατόν τότε να έχουμε δημιουργία πλαστικών ζωνών και μεγάλων παραμορφώσεων περί του πυθμένος της εκσκαφής. Κατά συνέπεια προξενούνται μεγαλύτερες μετακινήσεις στο περιβάλλον έδαφος. Επίσης έχει διαπιστωθεί ότι για το αυτό βάθος εκσκαφής, με την αύξηση του πλάτους της αυξάνονται οι μετακινήσεις.
- *Τις ιδιότητες του εδάφους.*
Ενδιαφέρει ιδιαίτερος ο τύπος του και η προϊστορία των φορτίσεων.
- *Το καθεστώς των υπογείων υδάτων και κυρίως την μεταβολή της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντος.*
Πράγματι όταν συμβαίνει εισροή των υδάτων στον χώρο του πυθμένος της εκσκαφής, αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ταπείνωση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντος στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Έτσι μειώνονται οι υδροστατικές πιέσεις u , επομένως αυξάνουν οι ενεργές τάσεις σ' , οπότε και εντείνεται το φαινόμενο της καθιζήσεως του αντιστηριζομένου εδάφους πίσω από τα πετάσματα.
- *Από την ταχύτητα προσαρμογής των μέσων αντιστηρίξεως στα πετάσματα.*
Έτσι μας ενδιαφέρει ο χρόνος για τον οποίον θα μείνουν εκτεθειμένα τα πετάσματα, χωρίς την εφαρμογή αγκυρώσεων ή αντηρίδων στις προβλεπόμενες στάθμες. Προφανώς λοιπόν όσο το γρηγορότερο εφαρμοσθούν τα μέσα αυτά, τόσο το καλλίτερο.
- *Από την ίδια την δυσκαμψία των πετασμάτων και των μέσων αντιστηρίξεως, είτε πρόκειται για αντηρίδες είτε για αγκυρώσεις.*
Εδώ βεβαίως διαδραματίζουν ιδιαίτερο ρόλο, οι αποστάσεις μεταξύ των αντηρίδων ή και των αγκυρώσεων κατά την κατακόρυφο έννοια, ήτοι στο σχέδιο τομής του σκάμματος, αλλά και κατά την οριζόντιο έννοια, ήτοι στο σχέδιο κατόψεως του σκάμματος. Οι αποστάσεις αυτές μαζί με το μήκος (ή βάθος) εμπήξεως του πετάσματος κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής, συνεισφέρουν σημαντικά στην διαμόρφωση της συνολικής δυσκαμψίας του συστήματος.
Μπορούμε τελικώς να αναφέρουμε ότι ο περιορισμός των μετακινήσεων εξαρτάται από:
Τον συντελεστή δυσκαμψίας EI/h^4 , όπου EI είναι η καμπτική δυσκαμψία του πετάσματος και h η κατακόρυφος απόσταση μεταξύ των αντηρίδων. Το

μέγεθος αυτό, τελικώς ανάγεται ανά μέτρο μήκους του σκάμματος, διαιρώντας με την οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Τον κίνδυνο ανυψώσεως πυθμένος, ο οποίος εκφράζεται δια του μεγέθους $\gamma H/c_u$, όπου H είναι το βάθος της εκσκαφής και c_u η αστράγγιστος διατμητική αντοχή, βεβαίως το τελευταίο στην περίπτωση συνεκτικού εδάφους κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής, όπως δείχνεται σχετικώς εις το σχήμα Γ39.

Για την εκτίμηση των καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας σε αντιστηριζόμενα εδάφη, λόγω εκσκαφών, έχουν αναπτυχθεί παλαιότερα μέθοδοι καθαρά εμπειρικές, όπως π.χ. του Peck, αλλά και αργότερα εκτιμήσεις δια της χρήσεως της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Με τον συνδυασμό όμως αυτών, έχουν προκύψει στις μέρες μας οι λεγόμενες ημιεμπειρικές μέθοδοι.

Οι εμπειρικές μέθοδοι βασίζουν τις εκτιμήσεις των σε μετρήσεις από πραγματικά περιστατικά, σε συγκεκριμένο όμως τύπο εδάφους και μέθοδο αντιστηρίξεως. Με τα στοιχεία αυτά έχουν χαραχθεί διαγράμματα, όπως π.χ. του Peck, τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για εκτιμήσεις των καθιζήσεων σε ανάλογο τύπο εδάφους και μέθοδο αντιστηρίξεως.

Γενικά οι εμπειρικές μέθοδοι συνυπολογίζουν όλους τους παράγοντες οι οποίοι συμβάλλουν στην εδαφική καθίζηση, διότι βασίζονται στις τιμές οι οποίες παρατηρούνται στο τελικό στάδιο. Επίσης ένα μεγάλο πλεονέκτημα των εμπειρικών μεθόδων, είναι ότι η εδαφική καθίζηση σε ένα έργο με παρόμοιες γεωλογικές συνθήκες, μέθοδο κατασκευής και μέθοδο εργασίας, μπορεί να προβλεφθεί σχετικώς λογικά και εύκολα.

Οι μέθοδοι οι οποίες βασίζονται στην χρήση των πεπερασμένων στοιχείων, αντιμετωπίζουν το πρόβλημα, ως αλληλεπίδραση εδάφους και κατασκευής αντιστηρίξεως.

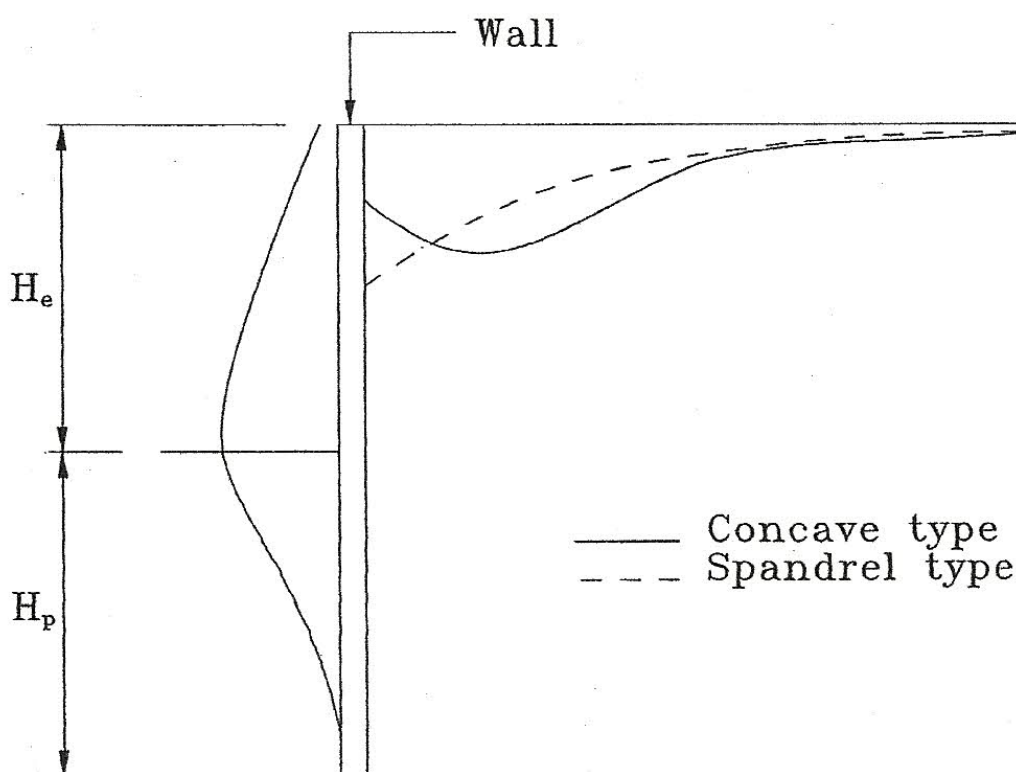
Αν και η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να προβλέψει το παραμορφωμένο σχήμα του τοίχου και γενικότερα των πετασμάτων με αρκετή ακρίβεια, εν τούτοις η πρόβλεψις με αυτές τις μεθόδους των καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας, δεν είναι και τόσο καλή. Ένα ποσοστό της αιτίας για αυτό, ίσως έγκειται στην δυσκολία της προτυποποίησεως της εδαφικής συμπεριφοράς, καθώς και στην συμπεριφορά της διεπιφανείας μεταξύ του τοίχου και του εδάφους και στην επιλογή των εδαφικών παραμέτρων.

Οι ημιεμπειρικές μέθοδοι, είναι αυτές οι οποίες πλέον τυγχάνουν της ευρύτερης εφαρμογής στην πράξη, έχουν προέλθει από την αξιολόγηση πλήθους πραγματικών περιστατικών και την καταγραφή των αποτελεσμάτων τους, καθώς και με την επεξεργασία δια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων των βάσεων δεδομένων των εδαφικών παραμέτρων από τα πραγματικά αυτά περιστατικά, αλλά και σε συνδυασμό με τον εμπλουτισμό δια της προσθήκης αποτελεσμάτων, λόγω της επεξεργασίας υποθετικών εκσκαφών και εδαφικών παραμέτρων.

Οι δύο βασικές μορφές καμπυλών καθιζήσεως.

Όπως δείχνεται και στο κάτωθι σχήμα Γ2, συναντώνται δύο γενικές κατηγορίες καμπυλών καθιζήσεως, προξενούμενες από εκσκαφές:

- Ο κυρτός τύπος, (spandrel type), εις τον οποίον η μέγιστη επιφανειακή καθίζησις εμφανίζεται πολύ κοντά στον τοίχο.
- Ο κοίλος τύπος, (concave type), εις τον οποίον η μέγιστη επιφανειακή καθίζησις εκδηλώνεται σε σχετικώς μακρινή απόσταση από τον τοίχο αντιστηρίξεως.



Σχήμα Γ2. Μορφές καμπυλών καθιζήσεων.

Συμφώνως με τον Ου και άλλους (1993), το μέγεθος αλλά και η μορφή της παραμορφώσεως του τοίχου, είναι οι βασικότεροι παράγοντες οι οποίοι και θα επιδράσουν στον καθορισμό της τελικής μορφής της κατανομής καθιζήσεως, συγκεκριμένα:

Εάν ένα μεγάλο μέρος του βέλους, δη της εκτροπής του πετάσματος εκδηλωθεί στο πρώτο στάδιο της εκσκαφής, ενώ η υπόλοιπη εκτροπή του τοίχου είναι σχετικώς μικρή και συμβεί στα επόμενα στάδια της εκσκαφής, δηλαδή ουσιαστικώς ο τοίχος αποκτήσει το παραμορφωμένο σχήμα τύπου καμπτομένου προβόλου, τότε συνήθως εμφανίζεται ο κυρτός τύπος καμπύλης καθιζήσεως. Επίσης η τυχόν αμμόδης φύσις του αντιστηριζομένου υλικού, υποβοηθά την εκδήλωση του τύπου αυτού. Μία αντιστήριξις του τύπου του σχήματος Β2, προκαλεί ως επί το πλείστον τον κυρτό τύπο.

Αντιθέτως όταν ένα σχετικώς μικρό μέρος του βέλους του παραμορφωμένου σχήματος του πετάσματος, εκδηλωθεί στα αρχικά στάδια της εκσκαφής, συγκρινόμενο με την παραμόρφωση η οποία θα ακολουθήσει εις τους βαθύτερους ορίζοντες, κάτι το οποίον συμβαίνει όσο στα ανώτερα τμήματα εγκαθίστανται αντηρίδες ή αγκυρώσεις, ουσιαστικώς στις περιπτώσεις εκείνες όπου το μέγιστο της παραμορφώσεως εκδηλώνεται σε βαθύτερο ορίζοντα, τότε πλέον πιθανή είναι η εκδήλωση του κοίλου τύπου καμπύλης καθιζήσεως.

Στα επόμενα τα οποία ακολουθούν, θα αναφερθούν μέθοδοι εμπειρικές και κυρίως ημιεμπειρικές, οι οποίες και τυγχάνουν της ευρύτερης εφαρμογής στην πράξη.

Μέθοδος του Peck.

Ο Peck το 1969 συνοψίζει παρατηρήσεις επιφανειακών εδαφικών καθιζήσεων, σχετιζόμενες με αρκετά πραγματικά περιστατικά εκσκαφών και τα αποτελέσματα αυτών τα συγκέντρωσε σε διάγραμμα, το οποίο δείχεται στο σχήμα Γ3.

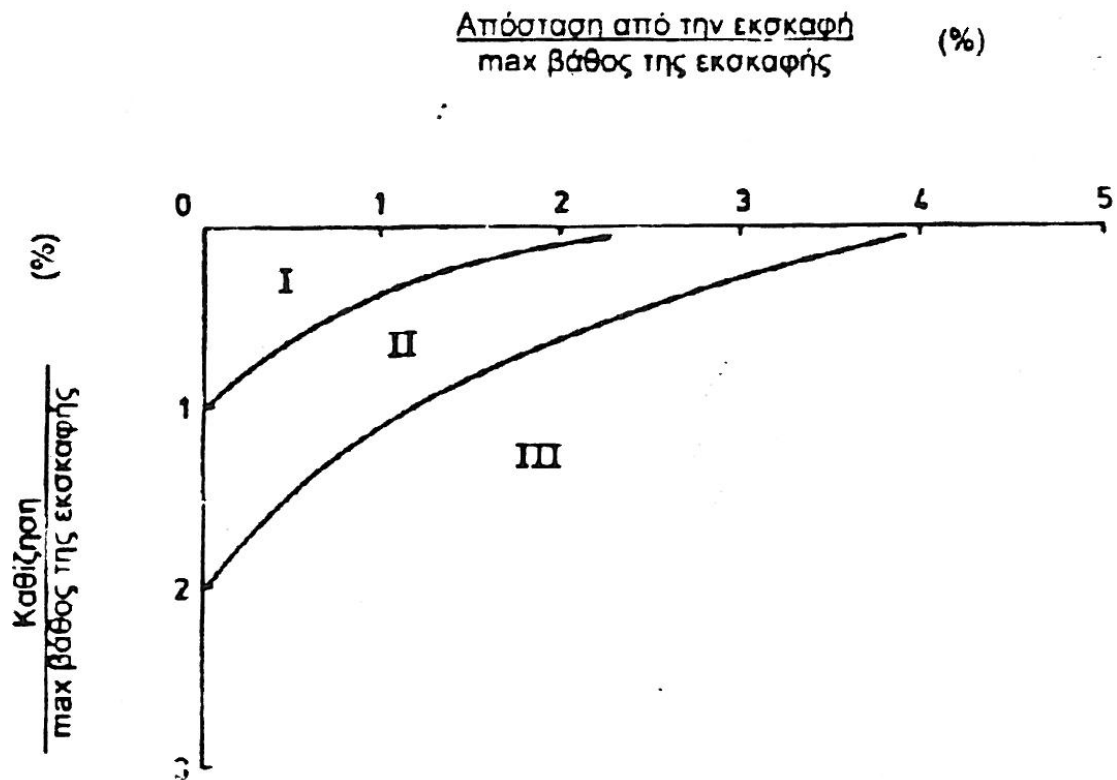
Τα διαγράμματα αυτά, είναι και η πρώτη ουσιαστική προσπάθεια για έναν «οδηγό» προεκτιμήσεως της καμπύλης των καθιζήσεων, συνεπεία εκσκαφών. Τα πραγματικά περιστατικά τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή των διαγραμμάτων αυτών, αναφέρονται πριν το 1969 και αφορούν περιπτώσεις προσωρινών αντιστηρίξεων εκσκαφών με πετάσματα πασσαλοσανίδων ή και πετάσματα μεταλλικών πασσάλων (soldier piles walls), σε συνδυασμό με την χρήση είτε αντηρίδων, είτε αγκυρώσεων, για σκάμματα με βάθος περί τα (10 – 16) m και για ποικίλους εδαφικούς τύπους αντιστηριζομένου υλικού.

Διακρίνονται στα διαγράμματα αυτά, τρεις περιοχές για την εκτίμηση των καθιζήσεων, οι I – II – III, αναλόγως του εδαφικού τύπου και συνεκτιμώντας μία μέση ποιότητα κατασκευής. Θεωρείται όμως ότι οι καμπύλες αυτές αποτελούν περιβάλλουσες των μετρήσεων για κάθε αντίστοιχο κατηγορία εδάφους.

Στην περίπτωση των μαλακών έως και πολύ μαλακών αργίλων, συνεκτιμάται και η πιθανότητα δημιουργίας «ανυψώσεως πυθμένα». Προς τούτο υπολογίζεται ο συντελεστής ευσταθείας $N_b = \frac{\gamma \cdot H}{c_{ub}}$, όπου

c_{ub} η αστράγγιστος διατμητική αντοχή της αργίλου κάτω από την στάθμη εδράσεως και αυτό αναφέρεται για τις κατηγορίες II και III.

Ο Peck θεωρεί έναν οριακό αριθμό ευσταθείας, έναντι της περιπτώσεως ανυψώσεως πυθμένος, ως $N_{cb} = 5.14$ και στις περιπτώσεις όπου υφίσταται η δυνατότητα μηχανισμού αστοχίας στην περιοχή εκεί, ήτοι όταν $N_b > N_{cb} = 5.14$, τότε οι καθιζήσεις της εδαφικής επιφανείας αυξάνονται λόγω της αναπτύξεως πλαστικών ζωνών στην περιοχή του πυθμένος.



Ζώνη I: Άμμοι και μαλακές έως σκληρές άργιλοι. Μέση ποιότητος κατασκευής.

Ζώνη II: α. Πολύ μαλακές έως μαλακές άργιλοι.

1. Μικρό πάχος αργίλου κάτω από τον πυθμένα.

2. Σημαντικό πάχος αργίλου κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής, αλλά με $N_b < N_{cb} = 5.14$

β. Καθιζήσεις λόγω της επιδράσεως κατασκευαστικών δυσχερειών.

Ζώνη III: Πολύ μαλακές έως μαλακές άργιλοι, σημαντικού πάχους κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής, αλλά με $N_b > N_{cb} = 5.14$

Σχήμα Γ3. Διαγράμματα καμπυλών καθιζήσεων κατά Peck (1969).

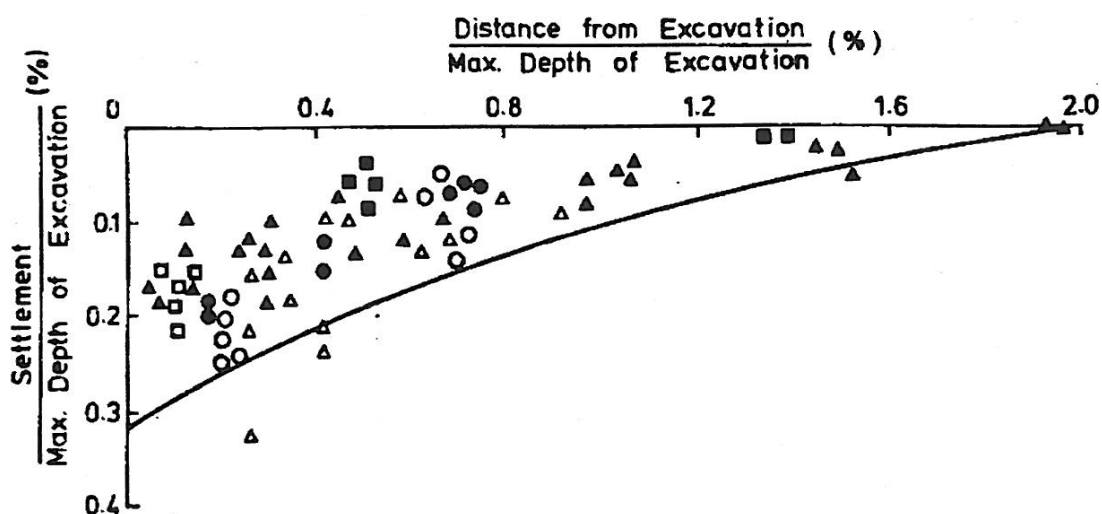
Παρατηρούμε ότι οι κατανομές καθιζήσεων κατά Peck, αφορούν μόνον τον κυρτό τύπο καμπύλης. Αυτό φυσικά στην πλειονότητα των περιπτώσεων δεν μπορεί να μας καλύψει, διότι πλέον στην εποχή μας ήδη έχουμε παρατηρήσει ότι υπερισχύει γενικά ο κοίλος τύπος κατανομής καθιζήσεων και όπως έχουμε πρωτύτερα αναφέρει, μεγάλο ρόλο στην μορφή της καμπύλης, θα διαδραματίσει το παραμορφωμένο σχήμα το οποίο θα αποκτήσει το πέτασμα.

Επίσης ο Peck είναι σίγουρο ότι υπερεκτιμά το μέγεθος των καθιζήσεων και σε συνδυασμό με το γεγονός ότι σήμερα η τεχνολογία των αντιστηρίξεων έχει παρουσιάσει σημαντική βελτίωση, οι αναμενόμενες μετακινήσεις θα είναι κατά πολύ μικρότερες από αυτές που προτείνονται στα εν λόγω διαγράμματα.

Μία σχετικά καλή διόρθωση, η οποία μπορεί να συσχετισθεί με την κατηγορία I των διαγραμμάτων του σχήματος Γ3, είναι το επόμενο διάγραμμα των O' Rourke et al.

Μέθοδος των O' Rourke et al.

Ο O' Rourke et al (1976), δίδει μία μορφή της κατανομής καθιζήσεως στο σχήμα Γ4, η οποία αναφέρεται σε αντιστηρίξεις με μεταλλικούς πασσάλους με ενδιάμεσα πετάσματα, σε συνδυασμό με την χρήση αντηρίδων και το αντιστηριζόμενο υλικό, είναι μέση έως πυκνά διαστρωμένη άμμος, με ενστρώσεις στιφρής αργίλου.



Σχήμα Γ4. Καθιζήσεις σε αντηριδωτές αντιστηρίξεις σε άμμους μέσης έως πυκνής διαστρώσεως (O' Rourke et al 1976).

Βλέπουμε ότι η καθίζησης επιφανείας στην παρειά του πετάσματος, είναι το πολύ ίση με 0.3% του μέγιστου βάθους της εκσκαφής, τιμή κατά πολύ μικρότερη από αυτήν την οποία προτείνει ο Peck.

Το διάγραμμα του σχήματος Γ4, αποδίδει την χαρακτηριστική μορφή του κυρτού τύπου καμπύλης καθιζήσεων, η οποία συμβαίνει συχνά σε αμμώδη αντιστηριζόμενα εδάφη.

Μέθοδος των Clough και O' Rourke.

Βασιζόμενοι σε αρκετά πραγματικά περιστατικά, οι Clough και O' Rourke (1990), προτείνουν ένα τριγωνικό προφίλ καθιζήσεως, για εκσκαφές σε αμμώδη εδάφη και σε στιφρές έως πολύ σκληρές αργίλους. Εδώ η μέγιστη επιφανειακή καθίζησης θα εκδηλωθεί στον τοίχο, έχουμε τον κυρτό τύπο καμπύλης. Τα κανονικοποιημένα διαγράμματα καθιζήσεων για τις δύο αυτές περιπτώσεις, δίδονται στο σχήμα Γ8 (α) και (β), στα οποία δείχνεται ότι οι αντίστοιχες ζώνες επιρροής των καθιζήσεων, είναι $2 \cdot H$ και $3 \cdot H$, όπου H είναι το βάθος της εκσκαφής.

Για την περίπτωση εκσκαφής σε μαλακή έως μέσης συνεκτικότητας αργίλου, η μέγιστη καθίζηση συνήθως εμφανίζεται σε μία απόσταση σχετικώς μακριά από τον τοίχο. Έχουμε τον λεγόμενο κοίλο τύπο καμπύλης καθιζήσεως. Για την κανονικοποιημένη μορφή του διαγράμματος, προτάθηκε η τραπεζοειδής μορφή, η οποία και αποδίδεται στο σχήμα Γ8 (c). Εκεί επίσης δείχνεται ότι η ζώνη επιρροής της καθιζήσεως, είναι ίση με $2 \cdot H$, όπου H είναι το βάθος της εκσκαφής.

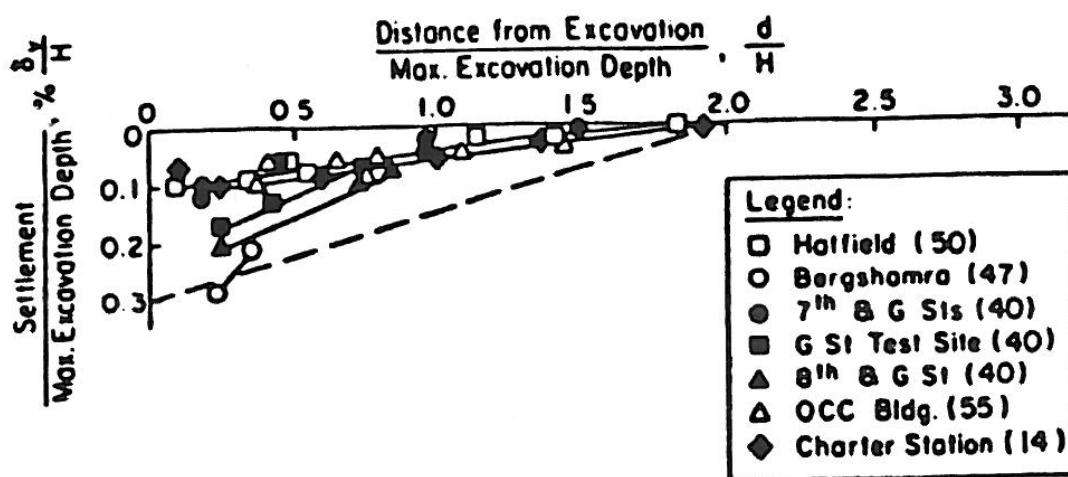
Οι κύριες παράμετροι της μεθόδου αυτής, είναι το H βάθος της εκσκαφής και η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση δ_{vm} , για τον λόγο δε αυτόν, καλούνται χαρακτηριστικές παράμετροι.

Βασική προϋπόθεση για την σχεδίαση της κατανομής καθιζήσεως, είναι η εκτίμηση της δ_{vm} , όμως η μέγιστη αυτή καθίζηση, θα διαφέρει από τον έναν εδαφικό τύπο στον άλλον. Διακρίνονται οι κάτωθι περιπτώσεις:

Μέγιστες μετακινήσεις σε υπολειμματικά εδάφη και άμμους.

Με τον όρο υπολειμματικά εδάφη (Residual soils), εννοούμε βασικά κορήματα και αργιλοκοκκινοχώματα. Στην κατηγορία εδώ αναφερόμεθα γενικά στα αμμώδη εδάφη.

Οι ανωτέρω ερευνητές, κατέληξαν στο συμπέρασμα, ότι για την κατηγορία αυτήν, οι μέγιστες καθιζήσεις τείνουν να είναι κατά μέσον όρο της τάξεως 0.15% του H , ενώ οι οριζόντιες μετακινήσεις τείνουν να είναι κατά μέσον όρο της τάξεως του 0.2% του H . Δίδουν το διάγραμμα του σχήματος Γ5.

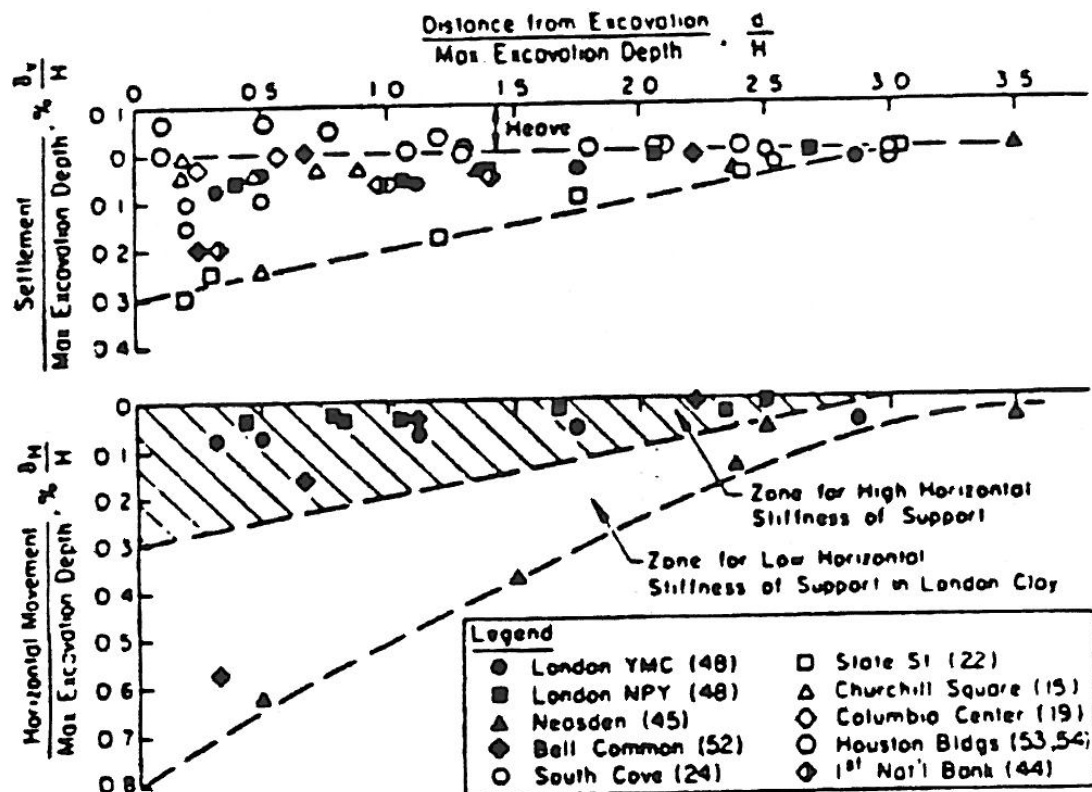


Σχήμα Γ5. Καθιζήσεις πλησίον εκσκαφών σε αμμώδη εδάφη Clough και O' Rourke (1990).

Στο ανωτέρω διάγραμμα, παρατηρείται μία μέγιστη καθίζηση για την αναφερόμενη κατηγορία εδαφών, της τάξεως του 0.3% του βάθους της εκσκαφής H και αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί υπέρ της ασφαλείας, ως δ_{vm} .

Μέγιστες μετακινήσεις σε σιφρές έως πολύ σκληρές αργίλους.

Εδώ προτείνουν το διάγραμμα του σχήματος Γ6.



Σχήμα Γ6. Καθιζήσεις και οριζόντιες μετακινήσεις πλησίον εκσκαφών σε σιφρές έως και πολύ σκληρές αργίλους, Clough και O' Rourke (1990).

Από το ανωτέρω διάγραμμα παρατηρούμε ότι οι μέγιστες καθιζήσεις είναι πάλι περίπου στο 0.3% του βάθους της εκσκαφής H, αλλά εκτείνονται στην επιφάνεια έως και 3*H από την παρειά του πετάσματος.

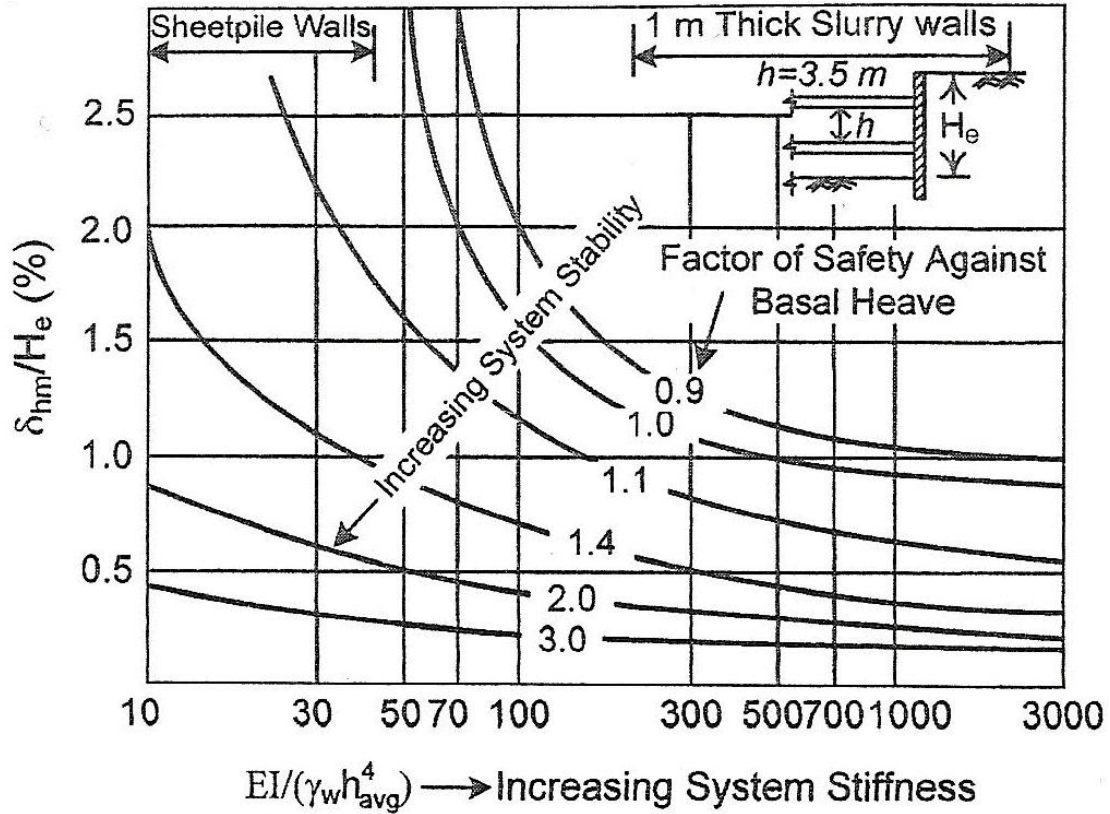
Επίσης όμως παρατηρούμε ότι η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση, είναι ίση περίπου με την μέγιστη καθίζηση, δη στο 0.3% του H, όταν εφαρμόζονται αντηρίδες με υψηλή δυστένεια, ενώ όταν εφαρμόζονται λιγότερο στιβαρές αντηρίδες, η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση αυξάνει κατά πολύ, έως το 0.8% του H.

Και εδώ ως τιμή υπέρ της ασφαλείας, μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε την 0.3% του H, ως την δ_{vm} .

Μέγιστες μετακινήσεις σε μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους.

Στην περίπτωση αυτή το πρόβλημα των μετακινήσεων είναι πλέον σύνθετο, διότι λόγω της φύσεως του αντιστηριζομένου αργιλικού υλικού, (γενικά μαλακό), συνδέεται άμεσα με την δυνατότητα αναπτύξεως του μηχανισμού ανυψώσεως του πυθμένος.

Εμπλέκεται πλέον και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανυψώσεως πυθμένος, ο οποίος μπορεί να ορισθεί και κατά Terzaghi, (σελίδα 27). Έτσι στην μέθοδο αυτήν, προτείνεται το κατωτέρω σχεδιαστικό γράφημα του σχήματος Γ7.



Σχήμα Γ7. Σχεδιαστικές καμπύλες για την μέγιστη πλευρική μετακίνηση του τοίχου, για εκσκαφές σε μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους, Clough και O' Rourke (1990).

Το γράφημα του σχήματος Γ7, είναι ημιεμπειρικό και προτάθηκε από τους Clough και O' Rourke (1990) για την εκτίμηση της δ_{hm} , για μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους, εις το οποίον ταυτοχρόνως συνεκτιμώνται ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανυψώσεως πυθμένος, αλλά και η δυσκαμψία του συστήματος αντιστηρίξεως εν τω συνόλω, ως $\frac{EI}{\gamma_w \cdot h_{avg}^4}$, όπου:

- EI η καμπτική δυσκαμψία του πετάσματος/m μήκους κατόψεως του σκάμματος,
- γ_w το ειδικό βάρος του νερού και
- h_{avg} η μέση κατακόρυφος απόστασις μεταξύ των αντηρίδων.

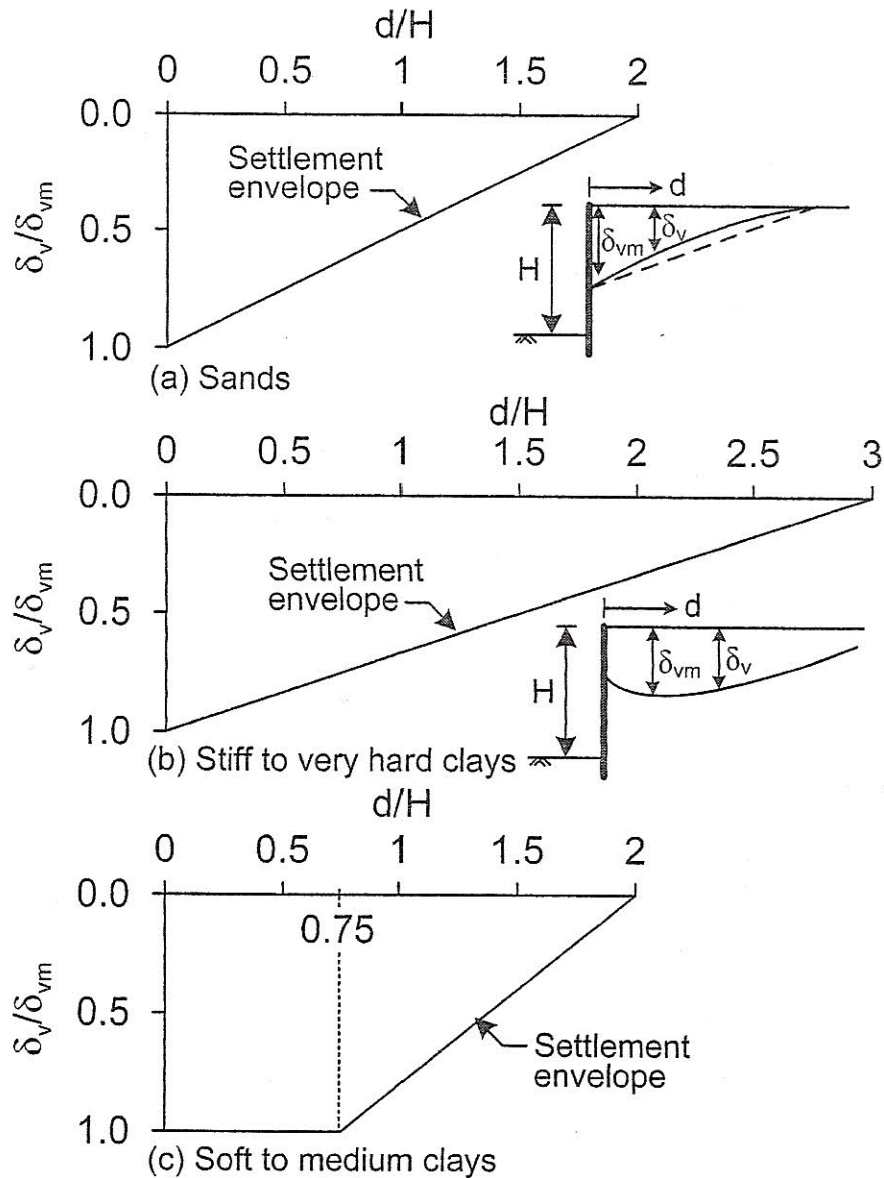
Το γράφημα αυτό, ίσως και να είναι το πλέον χρησιμοποιημένο από τους μηχανικούς, για μία προκαταρκτική εκτίμηση της μέγιστης πλευρικής εκτροπής του τοίχου δ_{hm} .

Με γνωστή την δ_{hm} , μπορούμε υπέρ της ασφαλείας να θεωρήσουμε ότι η μέγιστη επιφανειακή καθίζησης $\delta_{vm} = \delta_{hm}$.

Τελικά κανονικοποιημένα διαγράμματα καθιζήσεων.

Οι Clough και O' Rourke, τελικώς προτείνουν τα κάτωθι αδιαστατοποιημένα διαγράμματα καμπυλών καθιζήσεων, για τους ακόλουθους τύπους εδαφών:

- (a) για άμμους, (b) για στιφρές έως πολύ σκληρές αργίλους και (c) για μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους, ως το κάτωθι σχήμα Γ8 δείχνεται.



Σχήμα Γ8. Συγκεντρωτικά κανονικοποιημένα διαγράμματα καθιζήσεων, Clough και O' Rourke (1990).

Η μέθοδος των Clough και O' Rourke, εκτιμά την καμπύλη καθιζήσεως η οποία προξενείται καθαρώς μόνον από την ίδια την εκσκαφή και τις εργασίες αντιστηρίξεων. Σε τυχόν άλλες επιρροές, όπως αυξομειώσεις της υδροφόρου υπογείου στάθμης, πρόσθετες φορτικές επιβαρύνσεις και άλλοι παράγοντες, θα πρέπει η συνεισφορά των να εκτιμηθεί χωριστά.

Μέθοδος των Abdulaziz I. Mana και G. Wayne Clough.

Γενικά στοιχεία που αφορούν την μέθοδο.

Πρόκειται για μία ημιεμπειρική μέθοδο του 1981, η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την πρόβλεψη των μετακινήσεων της εδαφικής επιφανείας, λόγω εκσκαφών και κατασκευής αντιστηριζομένων ορυγμάτων, εντός αργιλικών σχηματισμών και συγκεκριμένα εντός καθαρώς συνεκτικών υλικών.

Το πρόβλημα του υπολογισμού των μετακινήσεων του συστήματος υποστηρίξεως μίας εκσκαφής, είναι σαφώς πλέον πολύπλοκο από ότι αυτό του υπολογισμού του βαθμού ευσταθείας και αυτό διότι οι μετακινήσεις επηρεάζονται από περισσότερους παράγοντες από ότι η ευστάθεια. Για παράδειγμα, οι μετακινήσεις επηρεάζονται από την δυσκαμψία του συστήματος αντιστηρίξεως, την μέθοδο εγκαταστάσεως του συστήματος αυτού, επίσης και από την δυσκαμψία του εδάφους, δεν μπορούμε όμως να πούμε το ίδιο και για την ολική ευστάθεια.

Η μέθοδος βασίζεται στα αποτελέσματα μετρήσεων από πραγματικά περιστατικά εκσκαφών, συγκεκριμένα επελέγησαν 11 περιπτώσεις από το αρχικό σύνολο 130 και έχει συμπληρωθεί με αποτελέσματα αναλύσεων δια της χρήσεως της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, τα οποία ανεπτύχθησαν με πολύ ικανοποιητική προσομοίωση ως προς την πραγματική κατάσταση.

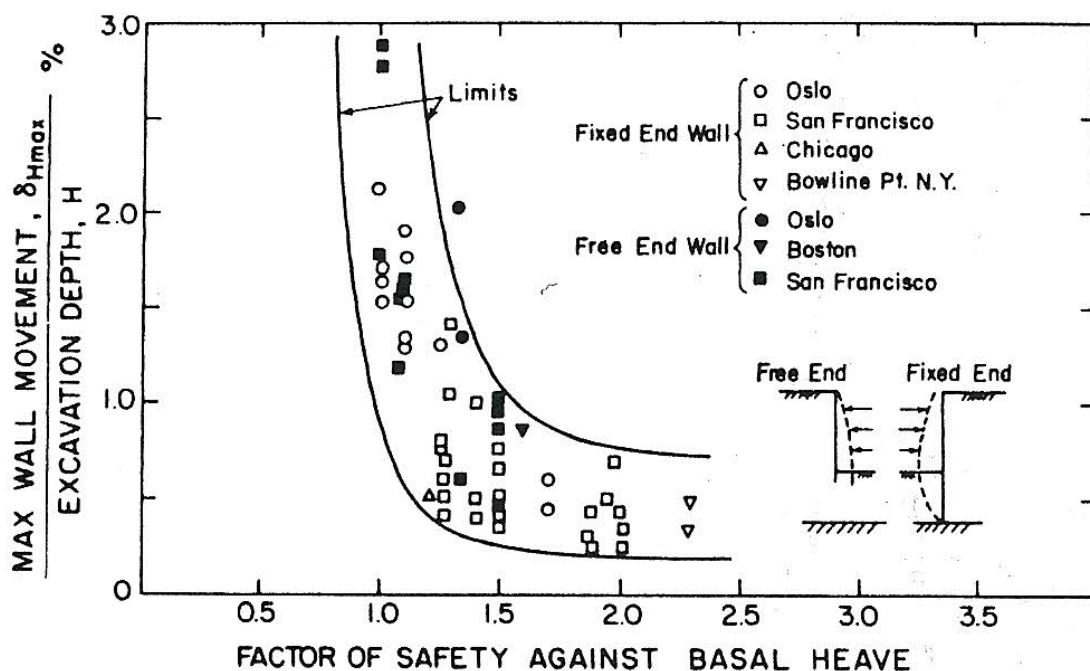
Με την μέθοδο αυτή, μπορεί ένας μελετητής να προεκτιμήσει και την πλευρική παραμόρφωση του τοίχου (πετάσματος κυρίως πασσαλοσανίδων και πασσαλότοιχων), καθώς και την καμπύλη εδαφικής καθιζήσεως. Σημειώνεται δε, ότι οι επιδράσεις των μεταβλητών, όπως εκείνων σημαντικών δομικών συστημάτων, π.χ. δυσκαμψία πετάσματος κλπ, λαμβάνονται υπ' όψιν με σαφήνεια. Όμως η μέθοδος τυγχάνει εφαρμογής, μόνον σε αποθέσεις μαλακών έως μεσαίας συνεκτικότητας αργίλων και στην αρχική μορφή, θεωρήθηκε ότι τα πετάσματα αντιστηρίζονται δια της χρήσεως αντηρίδων.

Τέλος οι βασικές εδαφικές παράμετροι οι οποίες απαιτούνται κατά την εφαρμογή της μεθόδου, μπορούν να ληφθούν δια των γνωστών τριαξονικών δοκιμών, ή δοκιμών πτερυγίου καθώς και με την γνώση των επικρατουςών γεωλογικών συνθηκών.

Λόγω της φύσεως του προβλήματος, όπου αντιστηρίζονται αργιλικά εδάφη, εμπλέκεται και το θέμα του προσδιορισμού του συντελεστού ασφαλείας έναντι ανυψώσεως πυθμένος. Αυτός μπορεί να υπολογισθεί χρησιμοποιώντας την κλασική

προσέγγιση κατά Terzaghi και που αναφέρεται για γενικά ισότροπες αργίλους. Επειδή ο συντελεστής αυτός ασφαλείας, δεν είναι ακριβώς σωστός για όλες τις συνθήκες, στο κατάλληλο σημείο στα επόμενα αναφέρουμε προς τούτο και την προσέγγιση κατά Bjerrum and Eide. Η περίπτωση εντόνως ανισοτρόπου αργίλου, χαρακτηρίζεται ως ειδική περίπτωση και αντιμετωπίζεται διαφορετικά.

Στο διάγραμμα του σχήματος Γ9, δίδονται οι μέγιστες παρατηρηθείσες πλευρικές παραμορφώσεις των πετασμάτων, για το πλήθος αυτών των πραγματικών περιστατικών, σε αντιπαράθεση με τον συντελεστή ασφαλείας έναντι ανυψώσεως πυθμένος.



Σχήμα Γ9. Εξάρτησις μεταξύ του συντελεστού ασφαλείας έναντι ανυψώσεως πυθμένος και της κανονικοποιημένης μέγιστης πλευρικής παραμορφώσεως του τοίχου, από τα δεδομένα των πραγματικών περιστατικών, Mana and Clough (1981).

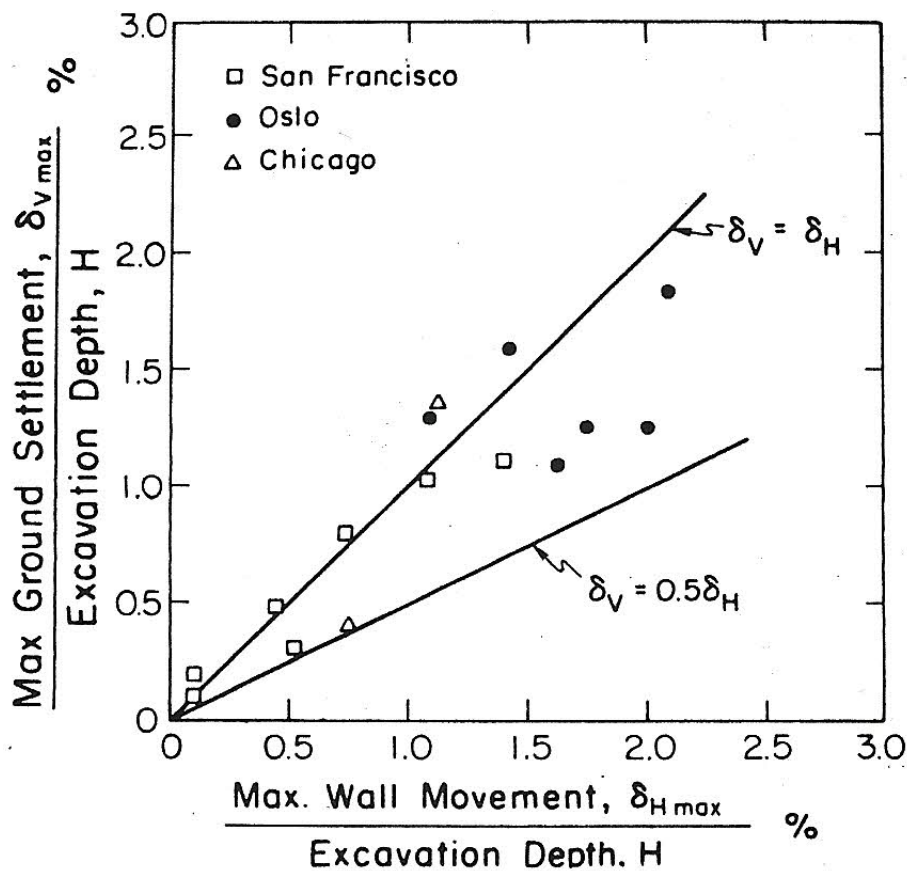
Παρά του ότι υπάρχει μία διασπορά στα δεδομένα, εν τούτοις διαφαίνεται μία ισχυρή εξάρτηση μεταξύ του συντελεστού ασφαλείας και της οριζοντίου μετακινήσεως του πετάσματος. Η διασπορά αυτή, είναι όμως λογική, διότι οι συνθήκες από έργο σε έργο μπορεί να διαφέρουν σημαντικά, π.χ. διαφορές στον χρονισμό τοποθέτησεως των αντηρίδων, αποστάσεις μεταξύ των αντηρίδων κ.λπ.

Επίσης το διάγραμμα αυτό δείχνει, ότι οι μετακινήσεις αυξάνονται ταχέως κάτω από την τιμή του FS 1.50 – 1.40, ενώ σε υψηλότερες τιμές του FS, οι αδιαστατοποιημένες μετακινήσεις είναι περίπου σταθερές στην τιμή του 0.5%. Παρατηρείται ακόμη, ότι το μέγεθος του βάθους εμπήξεως του τοίχου, όπως επίσης και το εάν το κάτω άκρο

του είναι ελεύθερο (free end), ή παγιωμένο έναντι μετακινήσεως (fixed end) όμως με δυνατότητα στροφής, έχουν μικρή επίδραση στο μέγεθος των πλευρικών κινήσεων.

Συμπεραίνεται λοιπόν με το διάγραμμα του σχήματος Γ9, ότι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανυψώσεως πυθμένος, είναι ένας πολύ σημαντικός δείκτης των πλευρικών μετακινήσεων του τοίχου.

Στο διάγραμμα του σχήματος Γ10, αποδίδονται τα διαθέσιμα δεδομένα μεγίστης καθιζήσεως σε συνάρτηση με τις μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις του τοίχου και είναι φανερό ότι καθιζήσεις κυμαίνονται από (0.50 – 1.00) φορές την πλευρική μετακίνηση του τοίχου.



Σχήμα Γ10. Σχέσις μεταξύ της μέγιστης επιφανειακής καθιζήσεως και της μέγιστης πλευρικής μετακινήσεως του τοίχου, δεδομένα από τα πραγματικά περιστατικά, *Mana and Clough (1981)*.

Το διάγραμμα του σχήματος Γ10, μπορεί να μας δώσει μία πολύ χρήσιμο οδηγία για τον σχεδιασμό, ήτοι εντελώς συντηρητικά να θεωρήσουμε ότι η μέγιστη καθίζηση ισούται με την μέγιστη οριζόντια μετακίνηση του τοίχου.

Θεωρώντας ότι ισχύει αυτό, μπορούμε τότε να πούμε ότι και στο διάγραμμα του σχήματος Γ9, έχουμε πλέον την σχέση μεταξύ της μέγιστης καθιζήσεως και του συντελεστού ασφαλείας έναντι ανυψώσεως του πυθμένος.

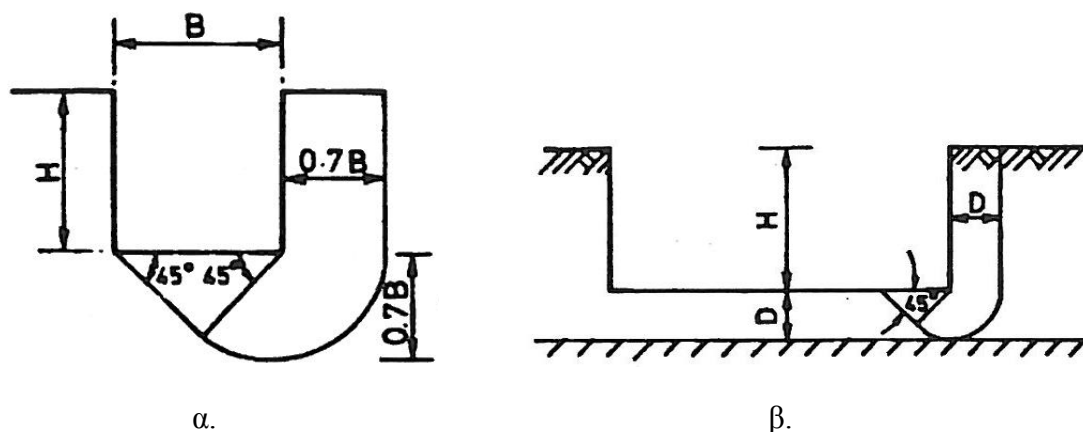
Οι αναλύσεις με την χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, έγιναν για να προσδιορισθεί η επίδραση παραμέτρων όπως η δυσκαμψία του τοίχου, όπου εδώ χρησιμοποιήθηκαν και διαφραγματικοί τοίχοι σκυροδέματος εκτός από εκείνους με τους χαλύβδινους πασσάλους, η δυστένεια και η απόσταση μεταξύ των αντηρίδων, το πλάτος της εκσκαφής, η προφόρτιση του εδάφους και η δυσκαμψία του, καθώς και το βάθος του υποκειμένου σκληρότερου (βραχώδους) υποβάθρου. Σημειώνεται ότι έγιναν περισσότερες από εβδομήντα διαφορετικές αναλύσεις, με προσομοίωση αντιστηριζομένων τοίχων εκσκαφών, σε ομογενείς αργιλικές αποθέσεις.

Για λόγους απλότητας, στο πρωταρχικό πρόγραμμα θεωρήθηκε το έδαφος με γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά πριν την διαρροή και τελείως πλαστική συμπεριφορά μετά την διαρροή, όπως ακριβώς ορίζεται με το κριτήριο Von Mises. Αυτό το ελαστοπλαστικό πρότυπο, ταιριάζει πάρα πολύ καλά με την αστράγγιστο απόκριση των μαλακών έως και μεσαίας συνεκτικότητας αργίλων.

Παρουσίαση της μεθόδου και παρατηρήσεις.

Η μέθοδος ουσιαστικά συγκροτείται από συγκεκριμένα βήματα, τα οποία χρησιμοποιούν τα διαγράμματα των σχημάτων Γ13 – Γ20, έτσι έχουμε:

ΒΗΜΑ 1. Υπολογίζουμε τον συντελεστή ασφαλείας έναντι ανυψώσεως πυθμένος. Προς τούτο μπορούμε να εφαρμόσουμε την μεθοδολογία Terzaghi. Εδώ ο πιθανός μηχανισμός θραύσεως παρουσιάζεται στο σχήμα Γ11α και Γ11β.



Σχήμα Γ11. Έλεγχος ευστάθειας έναντι ανυψώσεως πυθμένος κατά Terzaghi.

Στο σχήμα Γ11α, το βραχώδες υπόβαθρο ευρίσκεται σε αρκετά μεγάλο βάθος, π.χ. $D > 0.7 \cdot B$ και ο συντελεστής ασφαλείας δίδεται από την σχέση:

$$FS = \frac{c_u \cdot N_c}{H \cdot \left(\gamma - \frac{c_u}{0.7 \cdot B} \right)} \quad \text{όπου:}$$

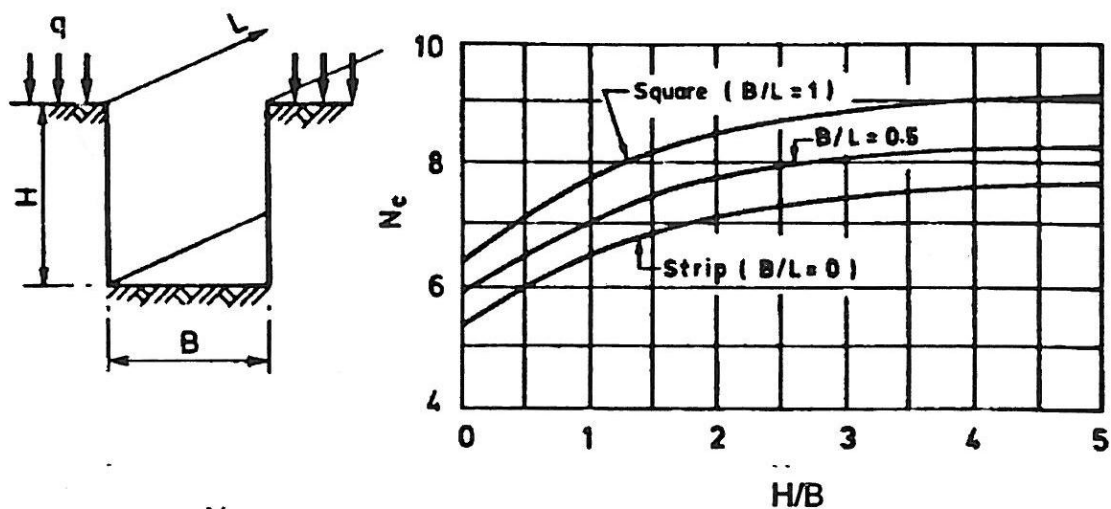
c_u η αστράγγιστος διατμητική αντοχή στην στάθμη του πυθμένα και
 N_c λαμβάνει την τιμή 5.7 θεωρώντας θεμελιολογίδα.

Στο σχήμα Γ11β, το βραχώδες ή και πολύ στιφρό υπόβαθρο, ευρίσκεται σε βάθος $D < 0.7 \cdot B$ κάτω από τον πυθμένα και τώρα ο μηχανισμός θραύσεως μεταβάλλεται. Στην περίπτωση αυτήν ο συντελεστής ασφαλείας δίδεται από την σχέση:

$$FS = \frac{c_u \cdot N_c}{H \cdot \left(\gamma - \frac{c_u}{D} \right)}$$

και εδώ ο $N_c = 5.7$ και H είναι το βάθος της εκσκαφής, ενώ B είναι το πλάτος αυτής.

Επίσης για την περίπτωση γενικώς βαθέων εκσκαφών, όπου $H/B > 1$ και με την συνύπαρξη φορτίσεως q δίπλα από το σκάμμα, οι Bjerrum and Eide (1956) επίσης μελέτησαν το θέμα και πρότειναν το διάγραμμα του σχήματος Γ12.



Σχήμα Γ12. Έλεγχος ευστάθειας έναντι ανυψώσεως πυθμένος, κατά Bjerrum and Eide.

Στο διάγραμμα αυτό ο N_c μεταβάλλεται αναλόγως της γεωμετρίας του ορύγματος και προτείνουν τον συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος δίδεται από την σχέση:

$$FS = \frac{c_u \cdot N_c}{\gamma \cdot H + q}$$

Ο κατά τα ανωτέρω τρόπος για τον υπολογισμό του FS , ισχύει για ισότροπες έως και ελαφρώς – μέσης ανισοτροπίας αργίλους.

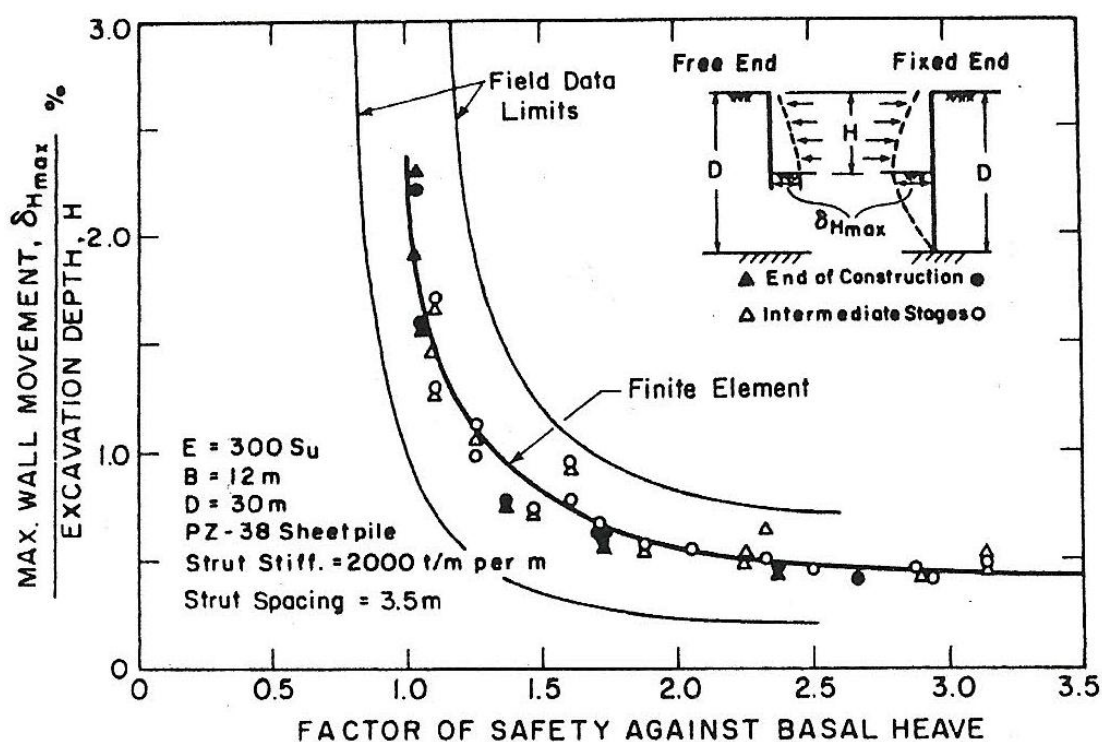
Βάσει μίας εργασίας των Clough and Hansen, συμπεραίνεται ότι μόνον για τις πλέον έντονα ανισότροπες αργίλους, θα πρέπει να συνεκτιμήσουμε την ανισοτροπία στον υπολογισμό του FS , όπου τότε αυτός μειώνεται.

Στην περίπτωση αυτήν εντελώς συντηρητικά, μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε μία τιμή για την αστράγγιστο διατμητική αντοχή c_u , προκύπτουσα ως μέσος όρος των

τιμών της, οι οποίες αντιστοιχούν εις τα άκρα της ανισότροπης συμπεριφοράς. Η τιμή αυτή της c_u πλέον, μπορεί να χρησιμοποιηθεί στις προαναφερθείσες εξισώσεις για τον υπολογισμό του FS και οι οποίες ισχύουν για την σχετικώς ισότροπο συμπεριφορά των αργίλων.

Ο υπολογισμός του συντελεστού ασφαλείας έναντι ανυψώσεως του πυθμένος, γίνεται κανονικά σε κάθε στάδιο της εκσκαφής. Στην περίπτωση αυτή, συνιστάται η χρησιμοποίησης του ελαχίστου εκείνου, που προκύπτει από κάθε στάδιο της κατασκευής.

ΒΗΜΑ 2. Εκτιμείται η μέγιστη πλευρική μετακίνησης του πετάσματος, δ_{Hmax} , χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του σχήματος Γ13, το οποίο δίδει την εξάρτηση μεταξύ του FS και της μέγιστης μετακινήσεως του τοίχου.

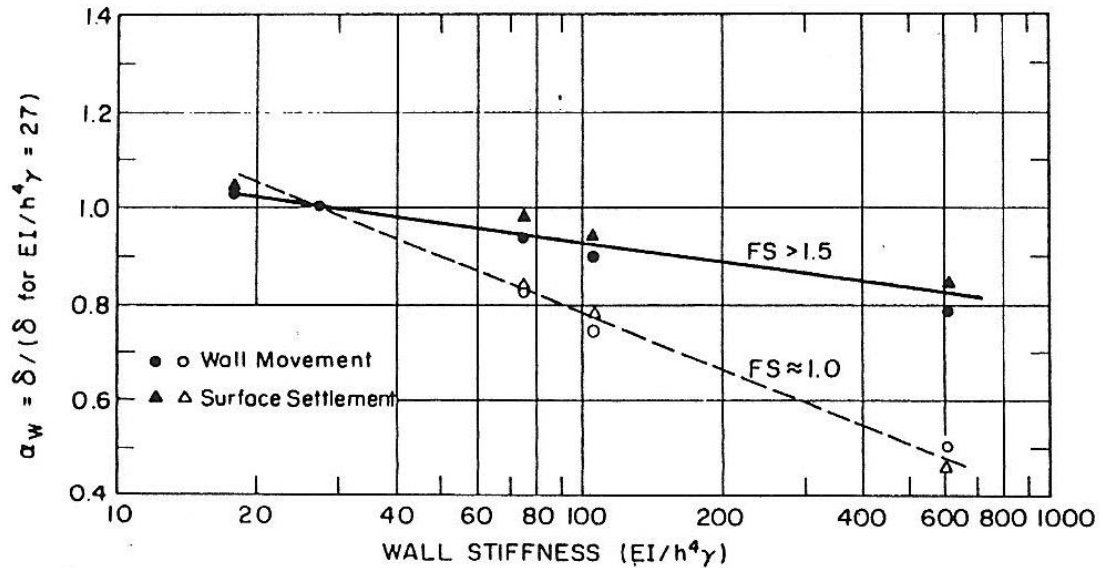


Σχήμα Γ13. Αναλυτικώς προσδιορισμένη εξάρτησις μεταξύ του συντελεστού ασφαλείας έναντι ανυψώσεως πυθμένος και της αδιαστατοποιημένης μέγιστης πλευρικής μετακινήσεως του τοίχου, κατά Mana and Clough (1981).

Παρατηρείται στο διάγραμμα αυτό, η υπέρθεσις του εύρους των καμπυλών του διαγράμματος του σχήματος Γ9. Το εύρος αυτό, ταιριάζει με ιδανικό τρόπο με την τάση της καμπύλης η οποία λαμβάνεται με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, τα δε συμπεράσματα και από τα δύο διαγράμματα είναι ίδια, όπως το ότι είναι μικρή

η επίδρασις του μεγέθους του βάθους εμπήξεως του τοίχου και της καταστάσεως του άκρου, αυτού, δηλαδή είτε free end είτε fixed end.

ΒΗΜΑ 3. Υπολογίζουμε την δυσκαμψία του συστήματος αντιστηρίξεως στο σύνολό του, ως το μέγεθος $EI / h^4 \gamma b$, χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του σχήματος Γ14, έτσι προσδιορίζουμε τον συντελεστή επιρροής δυσκαμψίας α_w .



Σχήμα Γ14. Η επιρροή της δυσκαμψίας της αντιστηρίξεως στην μεγίστη πλευρική μετακίνηση του τοίχου, κατά *Mana and Clough (1981)*, όπου
 EI = καμπτική δυσκαμψία του πετάσματος/μ οριζοντίου μήκους
 h = κατακόρυφος απόστασις μεταξύ των αντηρίδων
 γ = το ολικό ειδικό βάρος του εδάφους, ήτοι το γ κορεσμού

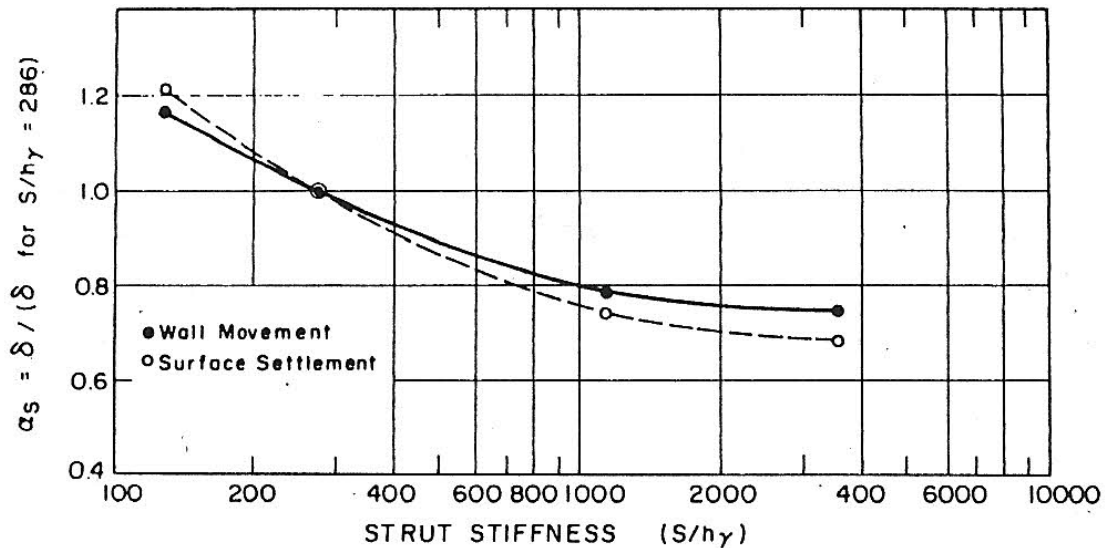
Προσέχουμε εδώ, ούτως ώστε να υπολογίσουμε διαιρώντας με την οριζόντιο απόσταση μεταξύ των αντηρίδων b , δηλαδή ουσιαστικώς ο τύπος της δυσκαμψίας του συστήματος αντιστηρίξεως, στο σύνολό του, θα είναι:

$$\frac{EI}{b} \rightarrow \left[\frac{EI}{h^4 \cdot \gamma} \right] = \frac{KN \cdot m^2}{m} = \frac{KN \cdot m}{m^4 \cdot \frac{KN}{m^3}} = \frac{KN \cdot m}{KN \cdot m} = 1$$

και έτσι το υπολογιζόμενο μέγεθος προκύπτει αδιάστατο, όπως άλλωστε πρέπει στον οριζόντιο άξονα του διαγράμματος του σχήματος Γ14.

Αυξάνοντας την EI καμπτική δυσκαμψία του τοίχου, ή μειώνοντας την οριζόντιο απόσταση b , ή μειώνοντας την κατακόρυφο απόσταση h μεταξύ των αντηρίδων, ή και όλα αυτά μαζί, μειώνονται οι μετακινήσεις.

ΒΗΜΑ 4. Υπολογίζουμε την δυστένεια (αξονική στιβαρότητα) των αντηρίδων, διαιρώντας την πάλι με την b οριζόντια απόσταση μεταξύ τους, δηλαδή ως το μέγεθος $S / bh\gamma$. Χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του σχήματος Γ15, προσδιορίζουμε τον συντελεστή δυστένειας αντηρίδος α_s .



Σχήμα Γ15. Επιρροή της δυστένειας των αντηρίδων στην μεγίστη πλευρική μετακίνηση του τοίχου, κατά Mana and Clough (1981), όπου
 $S =$ η δυστένεια αντηρίδος / m οριζοντίου μήκους
 $h =$ η κατακόρυφος απόστασις μεταξύ των αντηρίδων
 $\gamma =$ το ολικό ειδικό βάρος του εδάφους, ήτοι το γ κορεσμού

Προσέχουμε και εδώ τον οριζόντιο άξονα του διαγράμματος όπου είναι αδιάστατος, οπότε διαιρούμε την S με την b :

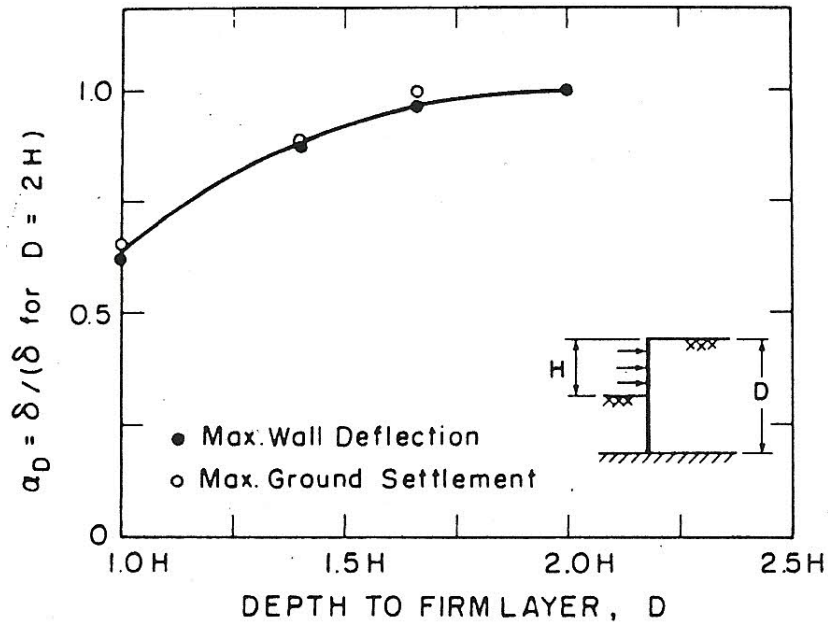
$$\frac{\frac{S}{b}}{h \cdot \gamma} = \frac{S}{b \cdot h \cdot \gamma} \rightarrow \left[\frac{S}{b \cdot h \cdot \gamma} \right] = \frac{\frac{KN}{m}}{m \cdot m \cdot \frac{KN}{m^3}} = \frac{KN \cdot m^3}{m \cdot m \cdot m \cdot KN} = 1$$

και έτσι το υπολογιζόμενο μέγεθος προκύπτει αδιάστατο.

Η αύξησης της αξονικής στιβαρότητας του συστήματος των αντηρίδων, μπορεί να επιτευχθεί με την αύξηση του μεγέθους S , αλλά και με την μείωση των αποστάσεων μεταξύ των αντηρίδων b και h , ή και με τα δύο μαζί.

Το διάγραμμα μας δείχνει ότι με την αύξηση της δυστένειας, μειώνεται ο συντελεστής α_s , άρα μειώνονται και οι μετακινήσεις, αλλά επίσης βλέπουμε και μία φθίνουσα απόδοση σε πολύ υψηλές τιμές στην δυστένεια των αντηρίδων, ήτοι η υπερβολική αξονική στιβαρότητα δεν έχει πλέον νόημα.

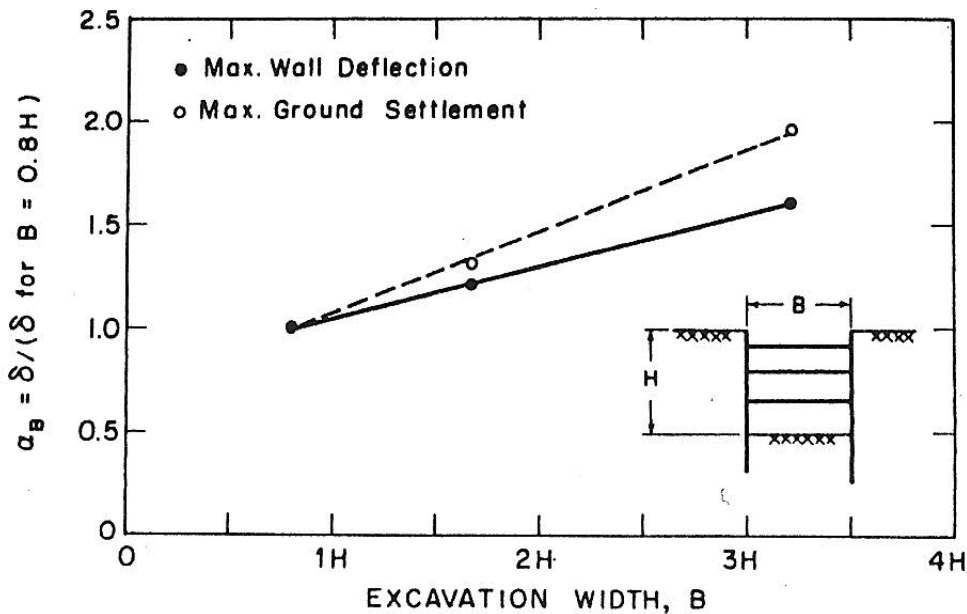
ΒΗΜΑ 5. Χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του σχήματος Γ16, προσδιορίζουμε τον συντελεστή α_D επιρροής του βάθους D από την επιφάνεια των αντιστηριζομένων γαιών, δίπλα από την εκσκαφή, έως μία υποκείμενη σταθερή στρώση και το βάθος αυτό εκφράζεται στον οριζόντιο άξονα του διαγράμματος ως συνάρτηση του βάθους της εκσκαφής H .



Σχήμα Γ16. Επιρροή του βάθους του σκληρού υποβάθρου, στην μέγιστη πλευρική μετακίνηση του τοίχου, κατά Mana and Clough (1981).

Παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις αυξάνονται, όσον αυξάνεται το βάθος έως μία υποκείμενη σκληρή στρώση. Όμως μετά το όριο του $2H$, ο συντελεστής α_D σταθεροποιείται στην τιμή $\alpha_D = 1$.

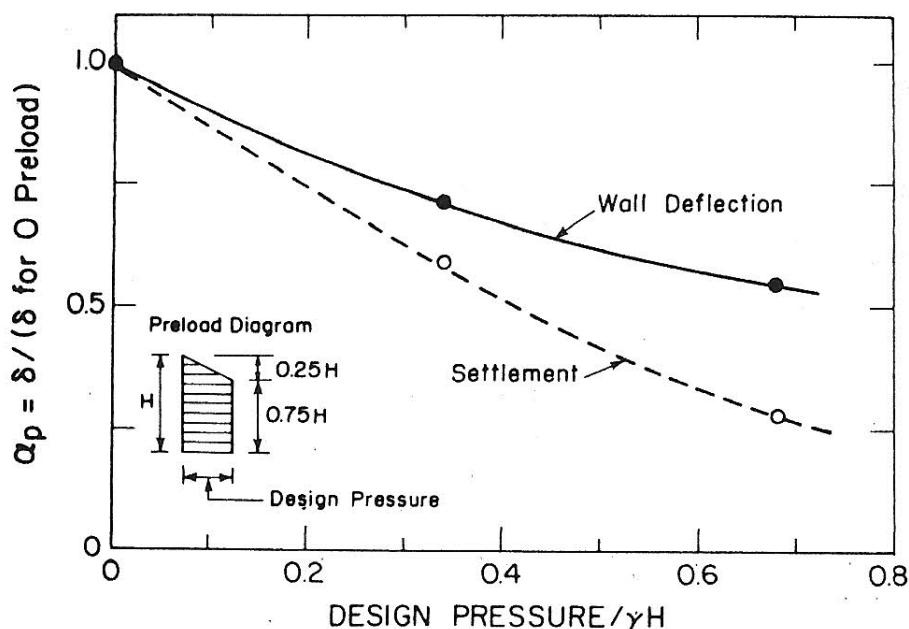
ΒΗΜΑ 6. Χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του σχήματος Γ17, προσδιορίζουμε τον συντελεστή επιρροής α_B , του πλάτους B της εκσκαφής. Και εδώ στον οριζόντιο άξονα του διαγράμματος, το πλάτος B εκφράζεται συναρτήσει του βάθους H της εκσκαφής.



Σχήμα Γ17. Επιρροή του πλάτους της εκσκαφής στην μέγιστη πλευρική μετακίνηση του τοίχου, κατά Mana and Clough (1981).

Γενικά στο διάγραμμα παρατηρείται, ότι οι μετακινήσεις αυξάνονται, όσο το πλάτος της εκσκαφής αυξάνεται.

ΒΗΜΑ 7. Προσδιορίζουμε την επιρροή του συντελεστού α_p , για τυχόν ανάγκη προεντάσεως των αντηρίδων, χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του σχήματος Γ18.



Σχήμα Γ18. Επιρροή της προεντάσεως αντηρίδος στην μέγιστη πλευρική μετακίνηση του τοίχου, κατά Mana and Clough (1981).

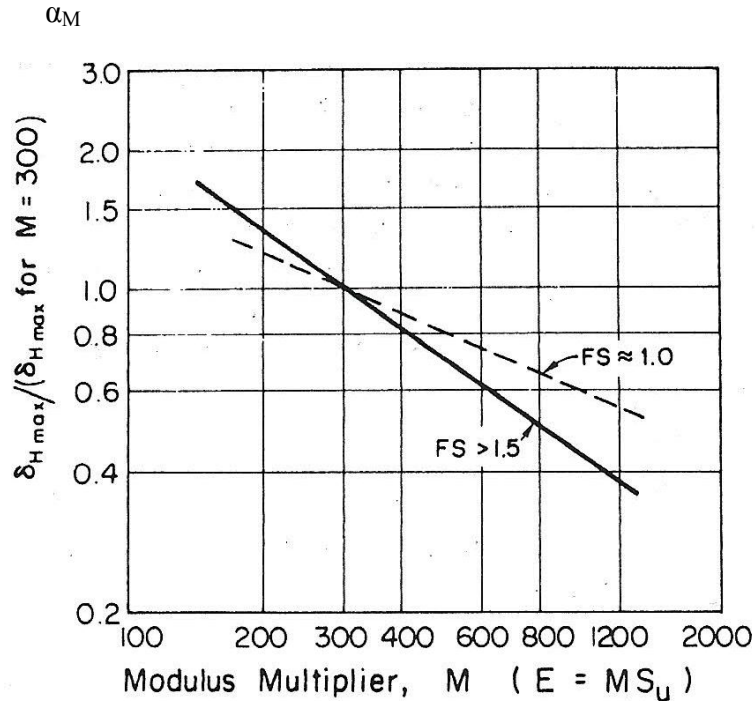
Το διάγραμμα μας δείχνει, ότι η προφόρτιση των αντηρίδων, μειώνει τις μετακινήσεις, αν και υπάρχει ένα φαινόμενο φθινούσης αποδόσεως σε υψηλές τιμές προφορτίσεως.

Σημειώνεται επίσης, ότι πολύ υψηλές τιμές προφορτίσεων, είναι δυνατόν στην πράξη όχι μόνον να ωφελήσουν, αλλά να αποβούν και ζημιογόνες, διότι οι τοπικές και προς το εσωτερικό του πετάσματος μετακινήσεις στις στάθμες των αντηρίδων, είναι δυνατόν να προξενήσουν ζημιές σε γειτονικές δημόσιες υποδομές και κτήρια.

Για τους ανωτέρω λόγους, γενικά στις αντιστηρίξεις όπου χρησιμοποιούνται αντηρίδες, αποφεύγεται η προένταση των, εκτός του εάν συντρέχουν ειδικοί λόγοι. Προτιμάται γενικά να εργασθούν οι αντηρίδες με παθητικό τρόπο, ήτοι με $\alpha_p = 1$, έχοντας υψηλή δυστένεια, συνθήκη η οποία γενικά αποφέρει ικανοποιητικά αποτελέσματα.

ΒΗΜΑ 8. Επιλέγουμε μία τιμή για τον M πολλαπλασιαστή, του μέτρου E ελαστικότητας του εδάφους. Ισχύει δηλαδή ότι $E = M \cdot S_u$, όπου S_u αστράγγιστος διατμητική αντοχή της αργίλου, βασιζόμενοι σε διαθέσιμα δεδομένα δοκιμών, είτε σε πληροφόρηση ανατρέχοντας στην βιβλιογραφία.

Έχοντας λοιπόν την γνώση των E και S_u , μπορούμε να προσδιορίσουμε τον $M = E / S_u$. Χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του σχήματος Γ19, με την τιμή του M που υπολογίσαμε, μπορούμε να προσδιορίσουμε τον α_M συντελεστή επιρροής του «πολλαπλασιαστή του μέτρου».



Σχήμα Γ19. Επιρροή του M «πολλαπλασιαστή του μέτρου», στην μέγιστη πλευρική μετακίνηση του τοίχου, κατά Mana and Clough (1981).

Το μέγεθος των μετακινήσεων, εντόνως επηρεάζεται από το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, έτσι λοιπόν όσον το E αυξάνει, άρα και με την αύξηση του M , τόσο μειώνονται οι μετακινήσεις και αντιστρόφως για χαμηλότερες τιμές του μέτρου, ($\epsilon = \sigma / E$, υπό το ίδιο καθεστώς τάσεων). Με την αύξηση λοιπόν του M , ο α_M μειώνεται.

Είναι όμως διαπιστωμένο, ότι για το πλείστον των περιπτώσεων εκσκαφών σε αργίλους, μία τιμή του $M = 300$, δείχνει να αποφέρει μία καλή σύμπτωση μεταξύ προβλεπομένων και παρατηρημένων μετακινήσεων. Οπότε χρησιμοποιώντας την $M = 300$, από το διάγραμμα προκύπτει ότι $\alpha_M = 1.0$ και τα αποτελέσματα γενικώς μπορούν να χαρακτηρισθούν ως λογικοφανή.

ΒΗΜΑ 9. Χρησιμοποιώντας την τιμή της δ_{Hmax} η οποία λαμβάνεται στο βήμα 2 και τους συντελεστές επιρροής α , οι οποίοι προσδιορίζονται στα αμέσως προηγούμενα βήματα 3, 4, 5, 6, 7 και 8, προκύπτει πλέον μία αναθεωρημένη δ_{Hmax}^* τιμή για την μέγιστη πλευρική μετακίνηση του τοίχου, η οποία δίδεται δια της σχέσεως:

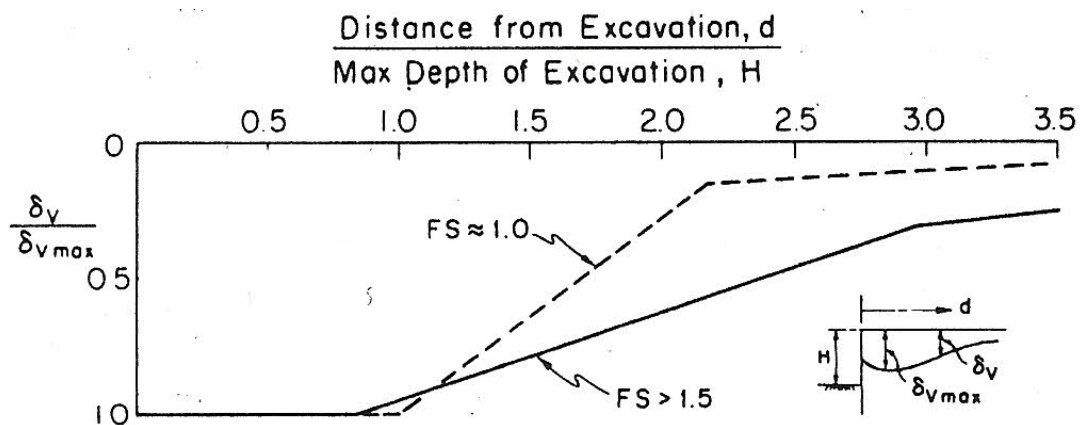
$$\delta_{Hmax}^* = \delta_{Hmax} \cdot \alpha_W \cdot \alpha_S \cdot \alpha_D \cdot \alpha_B \cdot \alpha_P \cdot \alpha_M$$

ΒΗΜΑ 10. Μπορούμε πλέον να εκτιμήσουμε την μέγιστη καθίζηση της εδαφικής επιφανείας, θεωρώντας ότι αυτή εμπίπτει εις ένα εύρος της τάξεως του $(0.6 - 1.0) * \delta_{Hmax}^*$.

Η εκτίμησης του εύρους αυτού, έχει σαφώς διαπιστωθεί και από τις παρατηρήσεις στα πραγματικά περιστατικά εκσκαφών, όπως στο σχήμα Γ10, αλλά και στα αποτελέσματα τα οποία ελήφθησαν με την χρήση των πεπερασμένων στοιχείων.

Τελικώς και εντελώς συντηρητικά, μπορούμε να υποθέσουμε ότι $\delta_{Vmax} = \delta_{Hmax}^*$

ΒΗΜΑ 11. Η καμπύλη καθιζήσεως του αντιστηριζομένου εδάφους, μπορεί πλέον να χαραχθεί, με την χρήση του κανονικοποιημένου διαγράμματος του σχήματος Γ20. Από το διάγραμμα αυτό, αφού γνωρίζουμε πλέον την μέγιστη καθίζηση της εδαφικής επιφανείας δ_{Vmax} καθώς και το τελικό βάθος της εκσκαφής H , είμεθα σε θέση να κατασκευάσουμε την αναλυτική και πλήρη μορφή της καμπύλης καθιζήσεως της επιφανείας στο αντιστηριζόμενο έδαφος, για το συγκεκριμένο πρόβλημα αντιστηρίξεως.



Σχήμα Γ20. Περιβάλλουσα των αδιαστατοποιημένων καμπυλών καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας, κατά Mana and Clough (1981).

Από ότι φαίνεται και στο σχήμα Γ20, ουσιαστικώς υιοθετείται στην μέθοδο αυτήν, ο κοίλος τύπος καμπύλης καθιζήσεως, κάτι το οποίο είναι και αναμενόμενο λόγω της αμιγούς αργλικής φύσεως του αντιστηριζομένου υλικού, αλλά και της πορείας της κατασκευαστικής μεθόδου, όπου οι αντηρίδες τοποθετούνται προοδευτικώς με την εξέλιξη του βάθους της εκσκαφής.

Γενικά συμπεράσματα για την προτεινόμενη μέθοδο.

Από τους επτά παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν άμεσα τις μετακινήσεις, τουλάχιστον τέσσερεις είναι δυνατόν να ρυθμισθούν εκ των προτέρων κατά την φάση του σχεδιασμού. Συγκεκριμένα πρόκειται για την καμπτική δυσκαμψία του τοίχου, αφού μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε όσο πάχος τοίχου θέλουμε, την δυστένεια της αντηρίδος, αφού μπορούμε να αυξήσουμε ή μειώσουμε την αξονική της στιβαρότητα,

την οριζόντιο και κατακόρυφο απόσταση μεταξύ των αντηρίδων, τις οποίες και αυτές μπορούμε να αυξομειώσουμε, αλλά και τυχόν προένταση των.

Έτσι λοιπόν ακολουθώντας μία κατά κάποιον τρόπο αντίστροφη πορεία, είναι δυνατόν να σχεδιάσουμε τέτοιο σύστημα αντιστηρίξεως, ούτως ώστε να «κρατήσουμε» τις αναμενόμενες μετακινήσεις σε κάποιες προκαθορισμένες τιμές, οι οποίες επιβάλλονται π.χ. από τις προδιαγραφές μελέτης.

Η μεθοδολογία αυτή, κυρίως ανεπτύχθη για αντιστηριζόμενους τοίχους, όπου όμως γίνεται χρήση αντηρίδων. Αυτό όμως δεν μας εμποδίζει να την χρησιμοποιήσουμε αυτούσια και για αγκυρωμένους τοίχους, αρκεί όμως να ισχύει ότι τα αγκύρια είναι πράγματι ενσωματωμένα, εντός αμεταθέτου εδαφικού όγκου ή βραχομάζης.

Τέτοιες συνθήκες είναι σχετικώς συνήθεις, ειδικώς όταν τα ανώτερα εδάφη είναι μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας άργιλοι, ενώ οι βολβοί των αγκυρίων ενσωματώνονται σε απομεμακρυσμένες, βαθύτερες και γενικώς σταθερότερες στρώσεις.

Μέθοδος των Hsieh and Ou.

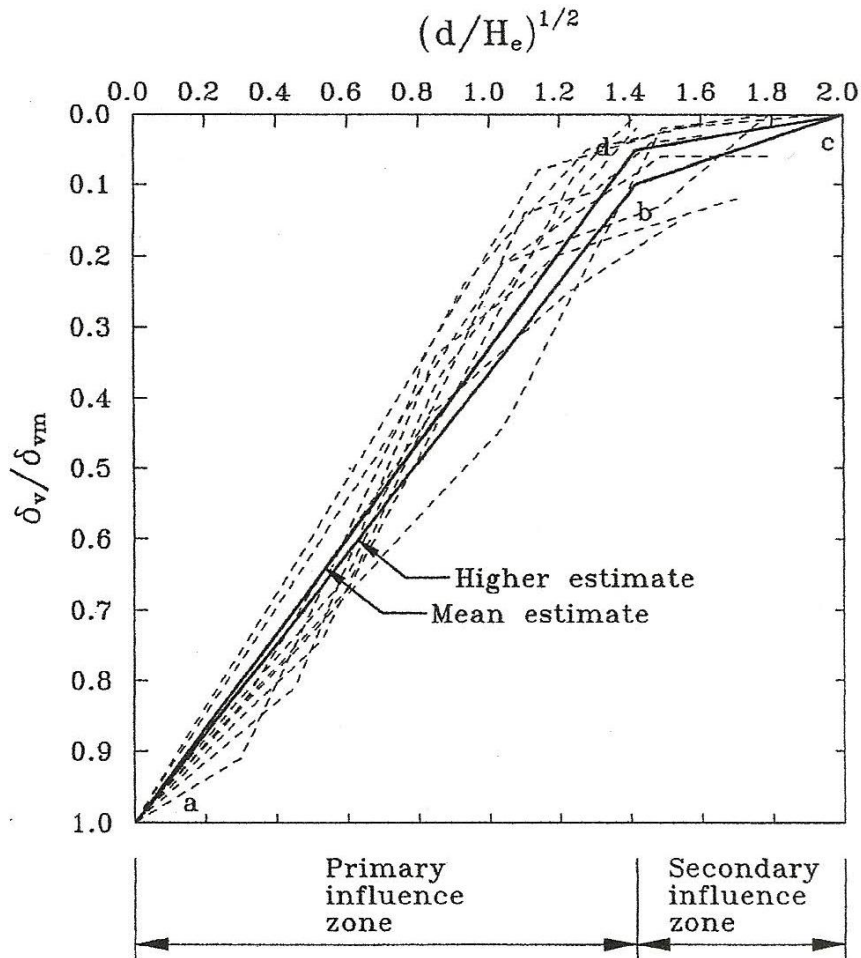
Κυρτός τύπος καμπύλης καθίζσεως.

Οι Ou et al (1993), καθιέρωσαν μία τριγραμμική σχέση η οποία συνδέει την κανονικοποιημένη καθίζση (δ_v / δ_{vm}), με τον λόγο της αποστάσεως προς το βάθος του τοίχου (d / H_e), βασιζόμενοι σε δέκα πραγματικά περιστατικά, παρουσιάζοντας τελικώς τον κυρτό τύπο καμπύλης.

Ο τύπος αυτός, εκτίθεται στο διάγραμμα του σχήματος Γ21, όπου χρησιμοποιείται ως παράμετρος το βάθος της εκσκαφής H_e , ενώ το μέγεθος του εμπηγμένου τμήματος H_p δεν μας ενδιαφέρει, (σχήμα Γ2). Στο διάγραμμα αυτό, από τις διάφορες περιπτώσεις εκσκαφών, φαίνεται ότι ο κυρτός τύπος καμπύλης μεταπίπτει σε μία στενή ζώνη, παρόλο ότι πολλοί παράγοντες όπως οι εδαφικές συνθήκες, η γεωμετρία της εκσκαφής αλλά και το σύστημα της πλευρικής αντιστηρίξεως μπορεί να διαφέρουν σημαντικά.

Βασιζόμενοι στα αποτελέσματα αντιστρόφων αναλύσεων, έχει παραχθεί μία «μέσης τιμή καμπύλη», πρόκειται για την τεθλασμένη $a - d - c$, στο σχήμα Γ21, όπου για το συγκεκριμένο πρόβλημα επετεύχθη συντελεστής συσχετίσεως ίσος με 0.949.

Παρά ταύτα όμως στο διάγραμμα του σχήματος Γ21, δείχνεται και μία τεθλασμένη γραμμή υψηλότερας εκτιμήσεως, η $a - b - c$, η οποία προκύπτει με βάση εκείνη της μέσης εκτιμήσεως, συν μία σταθερή απόκλιση. Γενικότερα χρησιμοποιείται αυτή η καμπύλη της υψηλής εκτιμήσεως.



Σχήμα Γ21. Προτεινόμενη καμπύλη καθιζήσεων κυρτού τύπου. Κάθε διακεκομμένη γραμμή, αναφέρεται και σε ένα πραγματικό περιστατικό, κατά Hsieh and Ou (1998).

Οι ευθείες a – b και b – c, αποδίδονται δια των ακόλουθων εκφράσεων:

$$\delta_V = \left(-0.636 \cdot \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 1 \right) \cdot \delta_{Vm} \quad \text{εάν } \frac{d}{H_e} \leq 2 \text{ και}$$

$$\delta_V = \left(-0.171 \cdot \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 0.342 \right) \cdot \delta_{Vm} \quad \text{εάν } 2 < \frac{d}{H_e} \leq 4$$

όπου δ_V η επιφανειακή εδαφική καθίζηση σε μία απόσταση d από τον τοίχο.

Όπως δείχνεται στο σχήμα Γ21, η ευθεία a – b έχει σχετικώς απότομο κλίση, κάτι το οποίο μπορεί να προξενήσει μεγάλη γωνιακή παραμόρφωση σε γειτονικά κτήρια, εάν η μέγιστη επιφανειακή εδαφική καθίζηση δ_{Vm} είναι σημαντική. Στην περίπτωση αυτή, πρέπει οπωσδήποτε να ελέγξουμε για την ασφάλεια των κτηρίων. Για τον λόγο αυτόν η συγκεκριμένη ζώνη, χαρακτηρίζεται ως βασική ζώνη επιρροής και εκτείνεται έως δύο φορές το βάθος της εκσκαφής, ήτοι $2 \cdot H_e$.

Αντιθέτως η ευθεία $b - c$ παρουσιάζει ηπιότερη κλίση, οπότε τα κτήρια εκεί επηρεάζονται λιγότερο και για τον λόγο αυτόν θεωρείται ως «ζώνη δευτερευούσης επιρροής», η οποία προσεγγιστικώς εκτείνεται έως $4 \cdot H_e$.

Κοίλος τύπος καμπύλης καθιζήσεων.

Για τον κοίλο τύπο καμπύλης καθιζήσεων, είναι αναγκαίο να γνωρίζουμε την θέση όπου ακριβώς παρουσιάζεται η μέγιστη δ_{vm} , η οποία τώρα θα εκδηλωθεί σε μία απόσταση από την παρειά του τοίχου.

Όπως μελετήθηκε από τους Ou e al, η απόσταση από τον τοίχο στην οποία εκδηλώνεται η μέγιστη επιφανειακή καθίζησης, ισούται προσεγγιστικώς με το μισό του βάθους εις το οποίο εμφανίζεται η μέγιστη πλευρική εκτροπή του τοίχου.

Για τις περισσότερες περιπτώσεις εκσκαφών, η μέγιστη πλευρική παραμόρφωση του τοίχου, εκδηλώνεται πλησίον του πυθμένος της εκσκαφής. Έτσι λοιπόν η απόσταση στην οποίαν εκδηλώνεται η μέγιστη επιφανειακή καθίζησης, μπορεί να ληφθεί όσο το μισό του τελικού βάθους της εκσκαφής, ήτοι ίσον με $H_e / 2$.

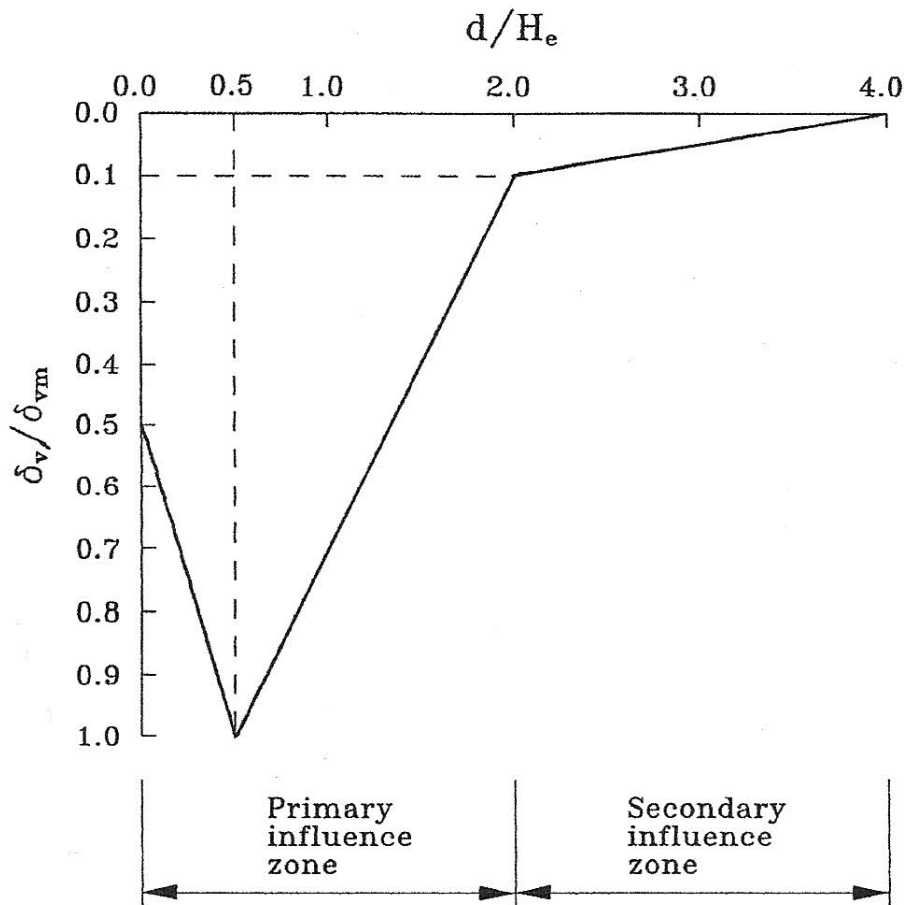
Επίσης τόσο από την μελέτη πραγματικών περιστατικών άλλων ερευνητών, αλλά και με την συγκεκριμένη ερευνητική εργασία, δείχνεται τελικώς ότι οι καθιζήσεις ακριβώς στην παρειά του τοίχου, είναι περίπου ίση με το μισό της μέγιστης, ήτοι $0.50 \cdot \delta_{vm}$, (οι Clough and O' Rourke αναφέρουν καθιζήσεις στον τοίχο της τάξεως του $(0.50 - 0.70) \cdot \delta_{vm}$ για μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους).

Στο διάγραμμα του σχήματος Γ22, όπου παρουσιάζεται ο κοίλος τύπος καμπύλης, γίνεται αποδεκτή μία τιμή της τάξεως του $0.50 \cdot \delta_{vm}$, ως η καθίζησης ακριβώς στην παρειά του τοίχου, με σκοπό την καθιέρωση ενός πλήρους προφίλ.

Συμφώνως με την αρχή Saint Venant, διαφορετικές διαδικασίες εκσκαφής και εγκαταστάσεων αντηρίδων, θα έχουν διαφορετική επίδραση στο καθεστώς των τάσεων για το έδαφος ευρισκόμενο κοντά στον τοίχο, π.χ. στην βασική ζώνη επιρροής, ενώ για το έδαφος αρκετά μακριά από τον τοίχο, π.χ. στην δευτερεύουσα ζώνη επιρροής, όποιος και να είναι ο τρόπος εγκατάστασης των αντηρίδων, θα έχουμε το ίδιο καθεστώς τάσεων άρα και καθιζήσεων, με τον όρο βεβαίως ότι η συνισταμένη δύναμις από τις αντηρίδες, να είναι η ίδια σε κάθε μέθοδο εγκατάστασης αυτών.

Έτσι λοιπόν στην βασική ζώνη επιρροής, η οποία εκτείνεται έως $2 \cdot H_e$, αναλόγως του τρόπου εγκατάστασης των αντηρίδων, μπορεί να προκύψει κυρτός τύπος ως του σχήματος Γ21, ή κοίλος τύπος ως του σχήματος Γ22. Όμως και για τους δύο τύπους, παρατηρούμε ότι η δευτερεύουσα ζώνη επιρροής μπορεί να υποτεθεί ότι ευρίσκεται αρκετά μακριά από τον τοίχο και έτσι επηρεάζεται λιγότερο από την διανεμημένη φόρτιση των αντηρίδων, οπότε συμφώνως και με την αρχή Saint Venant, στην περιοχή αυτήν θα έχουμε ίδια καθίζηση.

Για τον λόγο αυτόν, η έκτασις και το μέγεθος της δευτερευούσης ζώνης επιρροής και στον κοίλο τύπο καμπύλης, θα είναι ακριβώς η ίδια και με αυτήν του κυρτού.



Σχήμα Γ22. Προτεινόμενη μέθοδος για την πρόβλεψη κοίλου τύπου καμπύλης καθιζήσεως, κατά Hsieh and Ou (1998).

Έτσι και εδώ η καθίζησης ισούται με $0.1 \cdot \delta_{vm}$ σε απόσταση $2 \cdot H_e$ από την παρειά του τοίχου, ενώ πρακτικός μηδενίζεται σε απόσταση ίση με $4 \cdot H_e$.

Για λόγους απλότητας και εδώ υποτίθεται γραμμική σχέσις μεταξύ των σημείων καμπής και στο διάγραμμα του σχήματος Γ22, αποδίδεται η πλήρης μορφή του κοίλου τύπου καμπύλης καθιζήσεων.

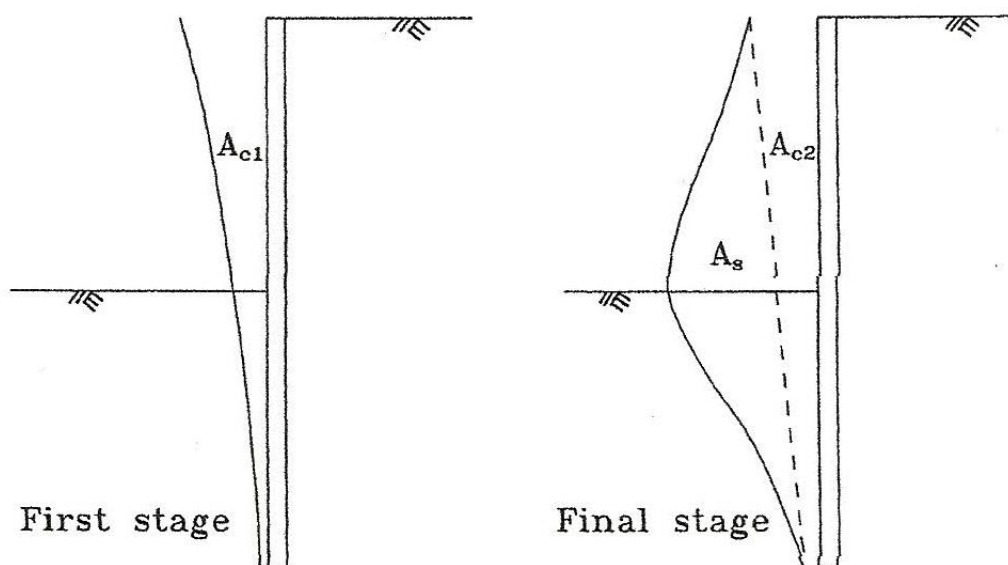
Προσδιορισμός των βασικών παραγόντων, οι οποίοι καθορίζουν την μορφή και το μέγεθος της καμπύλης καθιζήσεως, στην προτεινόμενη μέθοδο.

Στην εδώ μέθοδο αναπτυχθείσα από τους Pao Go Hsieh and Chang Yu Ou και η οποία παρουσιάστηκε το 1998, διακρίνονται τα κάτωθι βήματα:

ΒΗΜΑ 1. Υπολογίζουμε την μέγιστη πλευρική εκτροπή του πετάσματος δ_{hm} , εκτελώντας ανάλυση πλευρικής παραμορφώσεως. Αυτό μπορεί να γίνει είτε χρησιμοποιώντας κλασσικές μεθόδους, είτε εφαρμόζοντας ανάλυση με την χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, η οποία θα μας δώσει μία

ικανοποιητική εκτίμηση και για κάθε συνδυασμό αντιστηριζομένων υλικών πίσω από τον τοίχο.

ΒΗΜΑ 2. Εδώ έγκειται και το δυσκολότερο κομμάτι της διαδικασίας, όπου πρέπει να προσδιορίσουμε τον τύπο της καμπύλης καθιζήσεως. Προς τούτο κατά την πλήρη και ακριβή εφαρμογή της μεθόδου, πρέπει να σχεδιάσουμε με ακρίβεια το παραμορφωμένο σχήμα του πετάσματος, στην αρχική και στην τελική φάση της διαδικασίας αντιστηρίξεως. Αυτό είναι εφικτό, διότι πλέον διαθέτουμε ισχυρά υπολογιστικά συστήματα με την χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Έτσι θα λάβουμε σχήμα του τοίχου, ανάλογο με αυτό του σχήματος Γ23.



Σχήμα Γ23. Επιφάνειες που προέρχονται, από την παραμόρφωση τύπου προβόλου, στο αρχικό στάδιο και κοίλου τύπου, στο τελικό στάδιο κατά Hsieh and Ou (1998).

Όπως δείχνεται στο σχήμα Γ23, στο πρώτο στάδιο της εκσκαφής, όπου έχουμε μία καθαρή παραμόρφωση τύπου προβόλου στον τοίχο, δημιουργείται το εικονιζόμενο εμβαδόν A_{c1} .

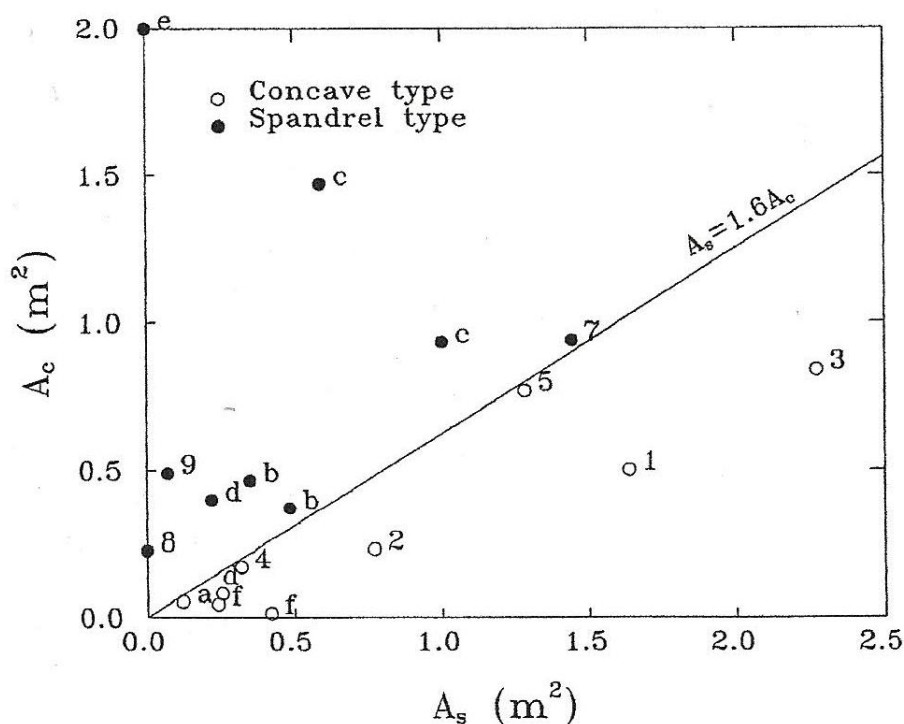
Στο τελικό στάδιο της εκσκαφής, όπου έχουν τοποθετηθεί όλες οι αντηρίδες και έχουμε φθάσει έως και τον πυθμένα, το παραμορφωμένο σχήμα του τοίχου, δημιουργεί δύο περιοχές:
αυτήν η οποία ορίζεται από το υποθετικό σχήμα παραμορφωμένου προβόλου και που οριοθετείται από την διακεκομμένη έως την αρχική θέση του πετάσματος και έχει εμβαδόν A_{c2} και
αυτήν η οποία αναφέρεται στο κοίλο παραμορφωμένο σχήμα του τοίχου, οριοθετείται από την διακεκομμένη έως αυτό το κοίλο σχήμα και έχει εμβαδόν A_s .

Ορίζουμε την λεγόμενη περιοχή προβόλου και από τα δύο στάδια του σχήματος Γ23, εφαρμόζοντας την σχέση:

$$A_c = \max(A_{c1}, A_{c2})$$

Στην εδώ προτεινόμενη μέθοδο, διερευνήθηκαν αρκετά πραγματικά περιστατικά, ούτως ώστε να διαπιστωθεί η εξάρτησις αλλά και η ποσοτική της μορφή, η οποία συνδέει τα εμβαδά των τμημάτων των ανωτέρω περιοχών και τύπου της καμπύλης καθιζήσεως.

Έτσι στο διάγραμμα του σχήματος Γ24, δείχνεται η σχέση μεταξύ των A_c και A_s , δια της γραμμής διαχωρισμού εμφανίσεως των δύο τύπων καμπύλης καθιζήσεως, όπου εκτίθενται ταυτοχρόνως πραγματικά περιστατικά της εδώ μελέτης, αλλά και περιστατικά εκσκαφών άλλων μελετητών, π.χ. των Ou et al 1993.

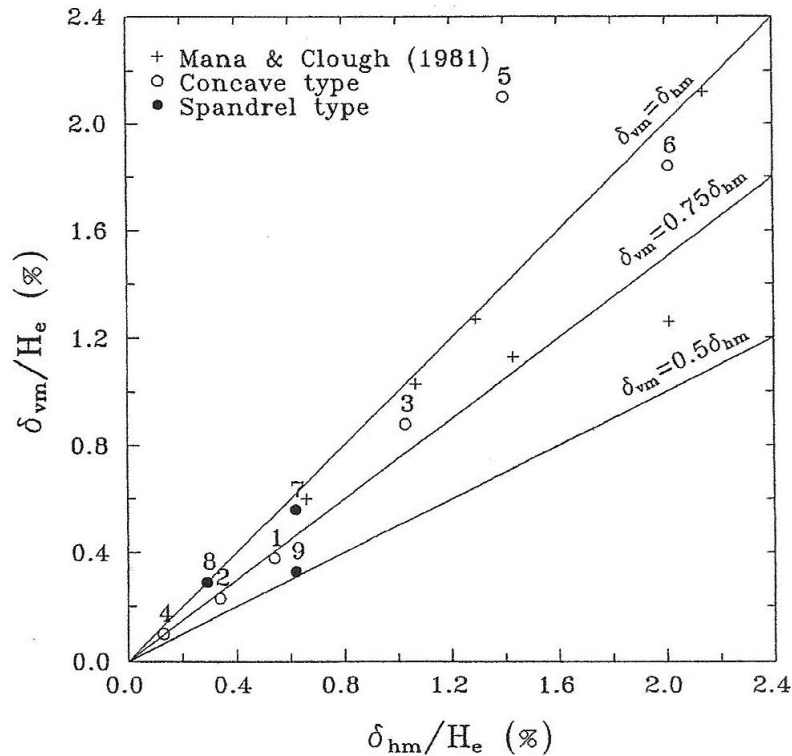


Σχήμα Γ24. Σχέσις μεταξύ του εμβαδού της περιοχής του «προβόλου» A_c και του εμβαδού της περιοχής εκ του τελικού κοίλου παραμορφωμένου σχήματος του τοίχου A_s , που καθορίζει την εμφάνιση του κυρτού ή του κοίλου τύπου καμπύλης καθιζήσεως, κατά Hsieh and Ou (1998).

Το σχήμα Γ24, μας δείχνει καθαρά, ότι ο κοίλος τύπος καμπύλης καθιζήσεως εκδηλώνεται όταν:

$$A_s \geq 1.6 \cdot A_c \quad \text{αλλιώς εκδηλώνεται ο κυρτός τύπος καμπύλης.}$$

ΒΗΜΑ 3. Εκτιμούμε την μέγιστη καθίζηση της εδαφικής επιφανείας δ_{vm} . Προς τούτο μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε εξαρτήσεις $\delta_{vm} - \delta_{hm}$, ως εκείνες οι οποίες αποδίδονται εις τα διαγράμματα του σχήματος Γ25.



Σχήμα Γ25. Εξαρτήσεις μεταξύ της μέγιστης πλευρικής παραμορφώσεως του τοίχου και της μέγιστης καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας. Οι αριθμοί 1 – 9 αναφέρονται στα μελετηθέντα πραγματικά περιστατικά εκσκαφών. Επίσης εδώ συμπεριλαμβάνονται και τα ευρήματα των Mana and Clough, κατά Hsieh and Ou (1998).

Όπως δείχνεται και στο σχήμα Γ25, ένα ανώτερο όριο, το οποίο βεβαίως μπορεί να ληφθεί και ως μία συντηρητική εκτίμηση και για την παρούσα μεθοδολογία είναι η $\delta_{vm} = \delta_{hm}$.

ΒΗΜΑ 4. Με γνωστή την τιμή της δ_{vm} , μπορούμε πλέον να υπολογίσουμε την καθίζηση της εδαφικής επιφανείας πίσω από τον τοίχο σε διάφορες αποστάσεις, με την χρήση των διαγραμμάτων των σχημάτων Γ21 ή Γ22.

Εναλλακτικές προσεγγίσεις κατά την εφαρμογή της μεθόδου.

Εάν δεν εκτελεσθεί ανάλυση πλευρικής παραμορφώσεως για τον ακριβέστερο προσδιορισμό της δ_{hm} , τότε μπορούμε να υπολογίσουμε την μέγιστη πλευρική εκτροπή του τοίχου, χρησιμοποιώντας το σχεδιαστικό γράφημα των Clough και O'Rourke (1990), όπως αυτό αποδίδεται στο διάγραμμα του σχήματος Γ7.

Γενικότερα για την εκτίμηση της δ_{hm} , καθώς και για τον τύπο της καμπύλης, μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τα αναφερθέντα στην μέθοδο των Clough και O' Rourke και κατόπιν να συνδυάσουμε την εδώ μέθοδο για τον τελικό σχεδιασμό του προφίλ των καθιζήσεων.

Πάντως ο υπολογισμός της δ_{hm} , βασιζόμενοι μόνον στο σχεδιαστικό γράφημα των Clough και O' Rourke μπορεί να είναι λιγότερο ακριβής, όμως μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως μία πρώτη προσέγγισης.

Μέθοδος των Gordon T.C. Kung, C. Hsein Juang, Evan C. L. Hsiao και Youssef M. A. Hashash.

Γενικά στοιχεία τα οποία αφορούν την μέθοδο.

Η μέθοδος αυτή, όπου χάριν της συντομίας θα την αποκαλούμε ως KJHH εκ των αρχικών των ονομάτων των ερευνητών, είναι ημιεμπειρική, όπως ουσιαστικώς και όλες σχεδόν οι προαναφερθείσες. Προτείνεται για την πρόβλεψη της μεγίστης πλευρικής παραμορφώσεως του πετάσματος, της μεγίστης καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας, καθώς και της καμπύλης καθιζήσεως αυτής, συνεπεία αντιστηριζομένων εκσκαφών σε μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους.

Όμως η εφαρμογή της μεθόδου, εκτός από τα αμιγώς αργιλικού τύπου αντιστηριζόμενα υλικά, επεκτείνεται και στις περιπτώσεις όπου συνυπάρχουν και αμμώδεις παρεμβαλλόμενες στρώσεις εδαφικού υλικού, σε ποσοστό όμως το πολύ έως 40% του ύψους του πετάσματος, ήτοι σε γενικές γραμμές το αντιστηριζόμενο υλικό είναι κυρίως αργιλικό.

Για την καθιέρωση της μεθόδου, χρησιμοποιήθηκε ο συνδυασμός αναλύσεων δια της χρήσεως των πεπερασμένων στοιχείων, με δεδομένα πραγματικών εκσκαφών και κυρίως πολύ περισσότερα δεδομένα από υποθετικές περιπτώσεις εκσκαφών, με εδαφικά πρότυπα, στο επίπεδο των μικρών παραμορφώσεων.

Αναφέρουμε εδώ, ότι στο επίπεδο των μικρών παραμορφώσεων, το μέτρο ελαστικότητας E_i του εδάφους αυξάνει και γενικά η εκτίμησης των καθιζήσεων αναμένεται ως πλέον ακριβής, παρ' όλων τις δυσκολίες. Συγκεκριμένα στο επίπεδο των μικρών παραμορφώσεων (10^{-5} έως 10^{-3}), γίνεται πιο δύσκολη η μέτρηση των εδαφικών παραμέτρων, καθ' ότι απαιτείται ειδικός εξοπλισμός τριαξονικών δοκιμών. Τελικώς η προτεινόμενη μέθοδος, επαληθεύθηκε με δεδομένα και αποτελέσματα, από πραγματικά περιστατικά εκσκαφών του παρελθόντος.

Και στην μέθοδο αυτήν κρίνεται αναγκαίο να εκτιμηθούν να μεγέθη:

- δ_{hm} μεγίστη πλευρική εκτροπή του τοίχου
- R ως ο λόγος των παραμορφώσεων $\delta_{vm} / \delta_{hm}$, όπου
- δ_{vm} η μεγίστη καθιζήσις της εδαφικής επιφανείας.

Ο τελικός στόχος της μεθόδου, είναι η καθιέρωση ενός κανονικοποιημένου διαγράμματος, από το οποίο να απορρέει η κατανομή καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας.

Με βάση την εμπειρία από τις προϋπάρχουσες μεθόδους, διαπιστώθηκε ότι δεν είναι πρακτικώς εφαρμόσιμο να ενσωματώνονται οι προαναφερθέντες συντελεστές, όλοι μαζί σε μία απλοποιημένη διαδικασία. Για τον λόγο αυτόν στην εδώ νεώτερη μέθοδο, η οποία παρουσιάστηκε το 2007, διακρίνονται «υπομέθοδοι», τις οποίες θα τις χαρακτηρίσουμε αλλά και ονομάσουμε ως «ανεξάρτητες διαδικασίες», για τον προσδιορισμό αυτών των συντελεστών χωριστά.

Έτσι αναπτύσσονται τρεις συνιστώσες υπομέθοδοι, οι οποίες αφορούν στην πρόγνωση της πλευρικής παραμορφώσεως του τοίχου, του λόγου παραμορφώσεων και της καμπύλης καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας.

Όπως και πρωτύτερα αναφέρθηκε, επιδιώκεται η εκτίμηση του λόγου παραμορφώσεων R. Απορρέει λοιπόν η κάτωθι σχέση:

$$\delta_{vm} = R \cdot \delta_{hm} \quad (1),$$

η οποία συνδέει την μέγιστη επιφανειακή εδαφική καθίζηση δ_{vm} , με την μέγιστη πλευρική εκτροπή του τοίχου δ_{hm} .

Στις προηγούμενες μεθόδους είναι γενικά αρκετά δύσκολο να εκτιμηθεί ο R, κυρίως λόγω της υψηλής διασποράς η οποία παρατηρείται στα πραγματικά περιστατικά και έτσι συντηρητικώς προτείνεται η τιμή $R = 1$. Όμως αυτό δεν είναι και ότι καλλίτερο και για τον λόγο αυτόν, η εδώ μέθοδος παρουσιάζει μία βελτιωμένη διαδικασία, ούτως ώστε να προσεγγισθεί κατά το δυνατόν η πραγματική τιμή του λόγου παραμορφώσεων R.

Οι ΚJΗΗ, μελέτησαν και ένα σχετικά μεγάλο πλήθος πραγματικών περιστατικών εκσκαφών. Δύο εξ αυτών, χαρακτηρίζονται ως οι πλέον αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις, διότι είναι πολύ καλά τεκμηριωμένες, με πλήθος στοιχείων. Πρόκειται για τις περιπτώσεις 1 και 7, εκ του συνόλου των 33 πραγματικών περιπτώσεων εκσκαφών και αυτές τις κωδικές ονομασίες κρατάμε και εδώ. Συγκεκριμένα η περίπτωση 1, αφορά ένα έργο στην Formosa, με την μέθοδο BU, ενώ η περίπτωση 7, αφορά το TNEC, Εθνικό Επιχειρησιακό Κέντρο της Ταϊpei.

Γενικά όλα τα μελετηθέντα πραγματικά περιστατικά εκσκαφών ήταν καλά τεκμηριωμένα και χρησιμοποιήθηκαν για την επικύρωση του εδαφικού προτύπου στο επίπεδο των μικρών παραμορφώσεων, δια της χρήσεως της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Επειδή όμως οι περιπτώσεις 1 και 7, είναι οι πλουσιότερες σε δεδομένα, παρατίθεται μόνον με αυτές τις δύο ο επόμενος πίνακας Γ1, όπου έχουν υπολογισθεί από τα αναφερόμενα δεδομένα, όλα τα σχετιζόμενα με την μέθοδο αυτήν μεγέθη. Ειδικότερα τα δεδομένα και αποτελέσματα των δύο αυτών περιπτώσεων, χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση της μεθόδου, όπως δείχνεται και στα σχετικά

διαγράμματα σε επόμενες παραγράφους, με τιμές προγνώσεων – τιμές παρατηρήσεων σε σύγκριση.

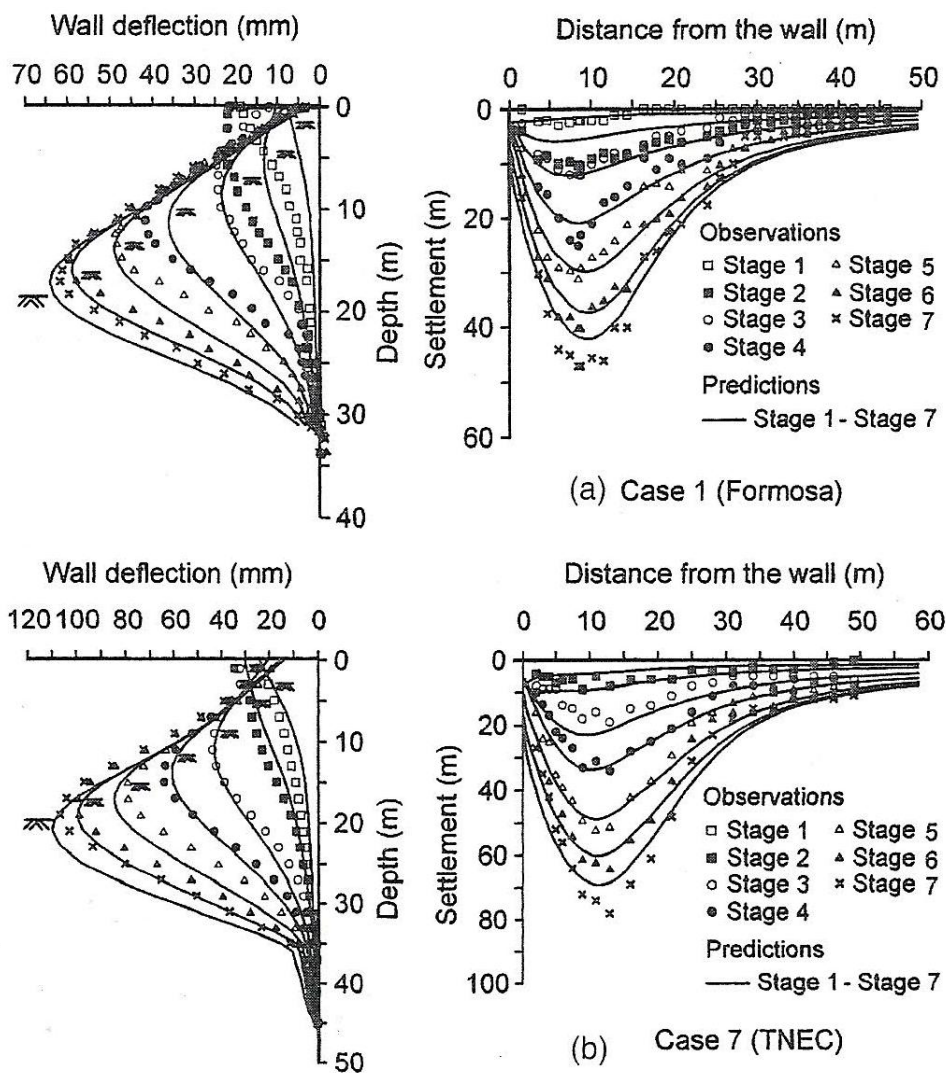
Κωδ.	Θέση έργου	Μέθ. κατ.	Στάδ. εκσκ.	Πλάτ. Β σε m	Βάθος Η _e σε m	Βάθος τοίχου σε m	Πάχος t τοίχ. σε m	EI σε MNm ² /m	Βάθος σκλ. στρ. m
1	Formoza	BU	7	33.40	18.50	31.00	0.80	918	34.00
7	TNEC	TD	7	41.20	19.70	35.00	0.90	1507	46.00
Κωδ.	Στάδ. 1	Στάδ. 2	Στάδ. 3	Στάδ. 4	Στάδ. 5	Στάδ. 6	Στάδ. 7		
1	1.60	4.30	6.90	10.15	13.20	16.20	18.45	Βάθη εκσκαφής σε m	
7	2.80	4.90	8.60	11.80	15.20	17.30	19.70	Βάθη εκσκαφής σε m	
Κωδ.		Στάδ. 2	Στάδ. 3	Στάδ. 4	Στάδ. 5	Στάδ. 6	Στάδ. 7		
1		1.00	3.70	6.20	9.50	12.50	15.50	Βάθη τοποθετήσεως αντηρίδων σε m	
7		2.00	3.50 @ 0.00	7.10	10.30	13.70	16.50	Βάθη πλακών σκυροδέματος σε m	
Κωδ.	$\Sigma_{H_{clay}} / H_{wall}$	s_u / σ_v	E_i / σ_v	s_u / σ_v	E_i / σ_v				
1	0.87	0.30 έως 0.32	550 έως 750	0.31	650				
7	0.87	0.30 έως 0.32	550 έως 750	0.31	650				
		Εύ-ρορος	Εύ-ρορος	Μέση τιμή	Μέση τιμή				
Κωδ.	$EI / \gamma_w h_{avg}^4$	δ_{hm} σε mm	R		δ_{hm} σε mm	R			
1	1320	62.8	0.68		81.7	0.60			
7	1294	106.4	0.70		98.0	0.60			
		Πα-ρατ.	Πα-ρατ.		Πρό-βλεψη	Πρό-βλεψη			

Πίνακας Γ1. Δεδομένα, παρατηρήσεις – προβλέψεις, στις δύο αντιπροσωπευτικότερες περιπτώσεις πραγματικών εκσκαφών.

Στον ανωτέρω πίνακα, με τον συμβολισμό BU, εννοείται η γνωστή μας μέθοδος κατασκευής Bottom up, δηλαδή η εκσκαφή και επανεπίχωση ή και Cut and cover, ενώ με τον συμβολισμό TD, εννοείται η μέθοδος κατασκευής Top down.

Στις τριάντα εκ των τριάντα τριών συνολικώς πραγματικών περιπτώσεων, το πέτασμα ήταν διαφραγματικός τοίχος σκυροδέματος, με κλωβούς οπλισμού, κάτι το οποίο ισχύει και για τις περιπτώσεις του πίνακα Γ1, δη τις 1 και 7.

Τα διαγράμματα του σχήματος Γ26, δείχνουν την σύγκριση μεταξύ των παρατηρηθέντων εκτροπών του τοίχου δ_{hm} και καθιζήσεων εδαφικής επιφανείας δ_{vm} , με τις προβλεπόμενες με την εν λόγω μέθοδο τιμές και στα επτά στάδια εκσκαφής.



Σχήμα Γ26. Προγνώσεις της μέγιστης εκτροπής του τοίχου και της μέγιστης επιφανειακής καθιζήσεως, για την περίπτωση 1 στην Formosa και την περίπτωση 7 στο TNEC, με την χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, θεωρώντας το έδαφος στο επίπεδο των μικρών παραμορφώσεων, κατά ΚJHH.

Παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν την μεγίστη πλευρική εκτροπή του τοίχου δ_{hm} .

Στην μελέτη των ΚJHH, έξι παράγοντες θεωρήθηκαν ως ουσιωδέστεροι για την πρόγνωση της εκτροπής του τοίχου και είναι οι κάτωθι:

H_e	το βάθος της εκσκαφής,
$EI / \gamma_w h_{avg}^4$	ολική δυσκαμψία του συστήματος αντιστηρίξεως,
B	το πλάτος της εκσκαφής,
S_u / σ'_v	ο λόγος της μέσης διατμητικής αντοχής ως προς την κατακόρυφο ενεργό τάση,
E_i / σ'_v	ο λόγος του μέσου αρχικού μέτρου ελαστικότητας του εδάφους ως προς την κατακόρυφο ενεργό τάση και
T / B	ο λόγος του βάθους έως το σκληρό υπόβαθρο, μετρούμενο από την τρέχουσα στάθμη της εκσκαφής, ως προς το πλάτος αυτής.

Ο δείκτης δυσκαμψίας του χρησιμοποιούμενου συστήματος αντιστηρίξεως, ο οποίος ισούται με $EI / \gamma_w h_{avg}^4$, όπου:

γ_w	το ειδικό βάρος του νερού, ήτοι $9.81 \text{ KN} / \text{m}^3$ και
h_{avg}	η μέση κατακόρυφος απόστασις μεταξύ των αντηρίδων, όπως δείχνεται και στο σχήμα Γ27,

θα πρέπει να προκύψει αδιάστατος, ούτως ώστε να είναι δυνατός και ο υπολογισμός του σχετικού λογαρίθμου, ο οποίος αναφέρεται παρακάτω.

Για τον λόγο αυτόν, η δυσκαμψία του πετάσματος, αναφέρεται ως EI / m μήκους της κατόψεως της εκσκαφής. Έτσι στην περίπτωση 1 της Formosa, έχουμε διαφραγματικό τοίχο με πάχος $t = 0.80 \text{ m}$, μήκος στην κάτοψη της εκσκαφής $b = 1 \text{ m}$ και $E = 21500 \text{ Mpa}$, σκυρόδεμα, οπότε:

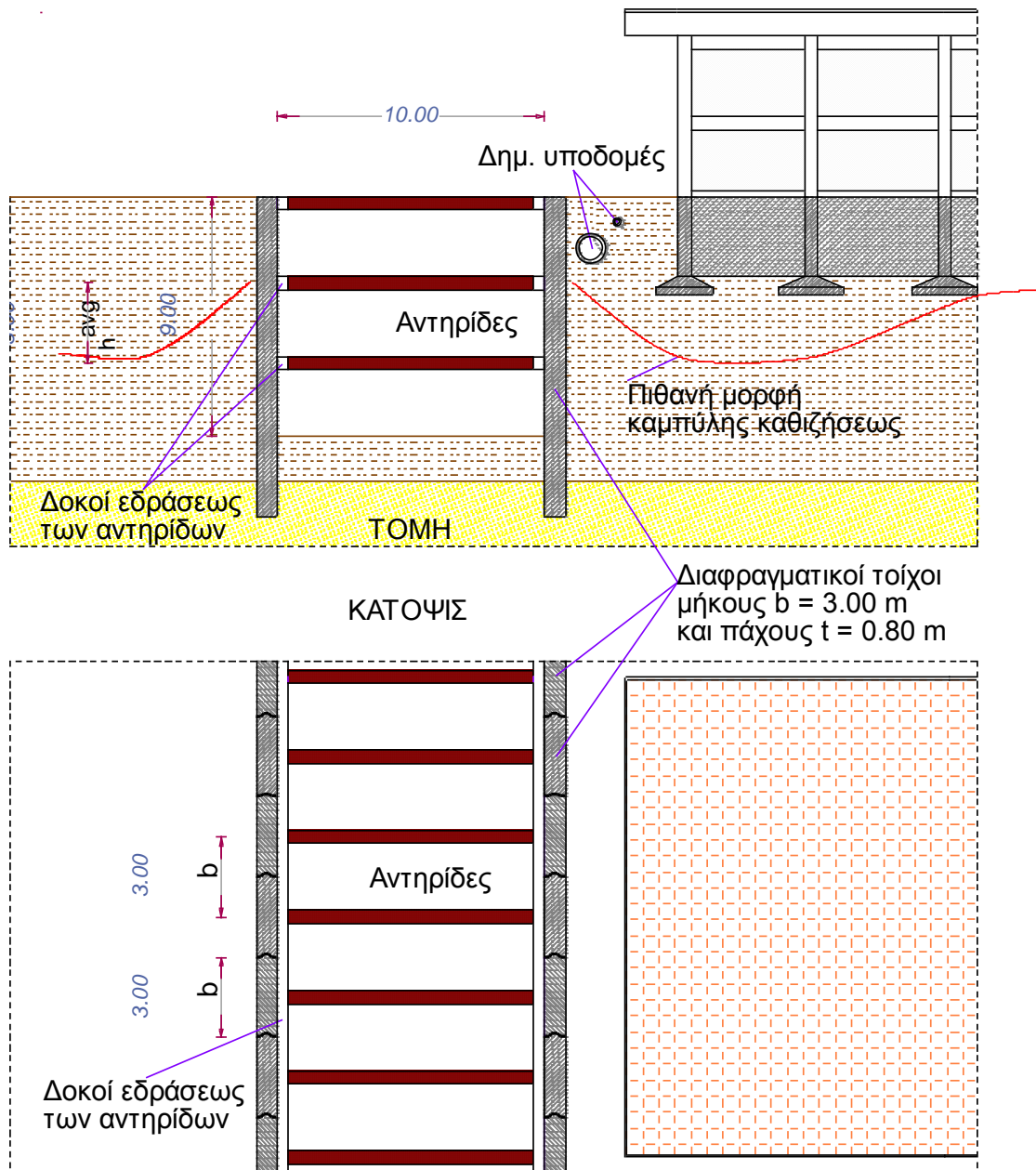
$$\frac{EI}{1m} = \frac{21500}{m} \cdot \frac{MN}{m^2} \cdot \frac{1m \cdot (0.80)^3 \cdot m^3}{12} \approx 918 \frac{MNm^2}{m}$$

όσο είναι και στον πίνακα Γ1. Αυτό στην ουσία ισοδυναμεί και με διαίρεση με μία υποθετική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων ως π.χ. $b = 1 \text{ m}$.

Στο σχήμα Γ27, αποδίδεται μία υποθετική αντιστήριξη, όπου έχουμε διαφραγματικό τοίχο με $b = 3 \text{ m}$ και απόσταση μεταξύ των αντηρίδων οριζοντίως $L = b = 3 \text{ m}$. Έτσι καταλήγουμε πάλι στην ίδια τιμή δυσκαμψίας:

$$\frac{EI}{b} = \frac{21500}{3m} \cdot \frac{MN}{m^2} \cdot 3m \cdot \frac{(0.80)^3 \cdot m^3}{12} \approx 918 \frac{MNm^2}{m}$$

Η διαίρεση της δυσκαμψίας EI με την απόσταση μεταξύ των αντηρίδων b , πρέπει να γίνεται ειδικά σε συστήματα αντιστηρίξεων, όπως οι φρεατοπάσσαλοι, όπου αυτοί μπορεί να διατάσσονται με αραίωση (έτσι υπολογίζουμε την συνολική δυσκαμψία που συναντούμε στην απόσταση b και μετά διαιρούμε με αυτήν).



Σχήμα Γ 27. Υποθετικών διαστάσεων αντιστήριξ, με διαφραγματικούς τοίχους και αντηρίδες.

Από τον πίνακα Γ1 για την περίπτωση της εκσκαφής στην Formosa, προκύπτει μία μέση κατακόρυφος απόσταση μεταξύ των αντηρίδων, ως $h_{avg} = 2.90$ m, οπότε είναι:

$$\frac{EI}{\gamma_w \cdot h_{avg}^4} = \frac{918 \cdot 10^3 \cdot KNm}{9.81 \cdot \frac{KN}{m^3} \cdot (2.90)^4 \cdot m^4} \approx 1320$$

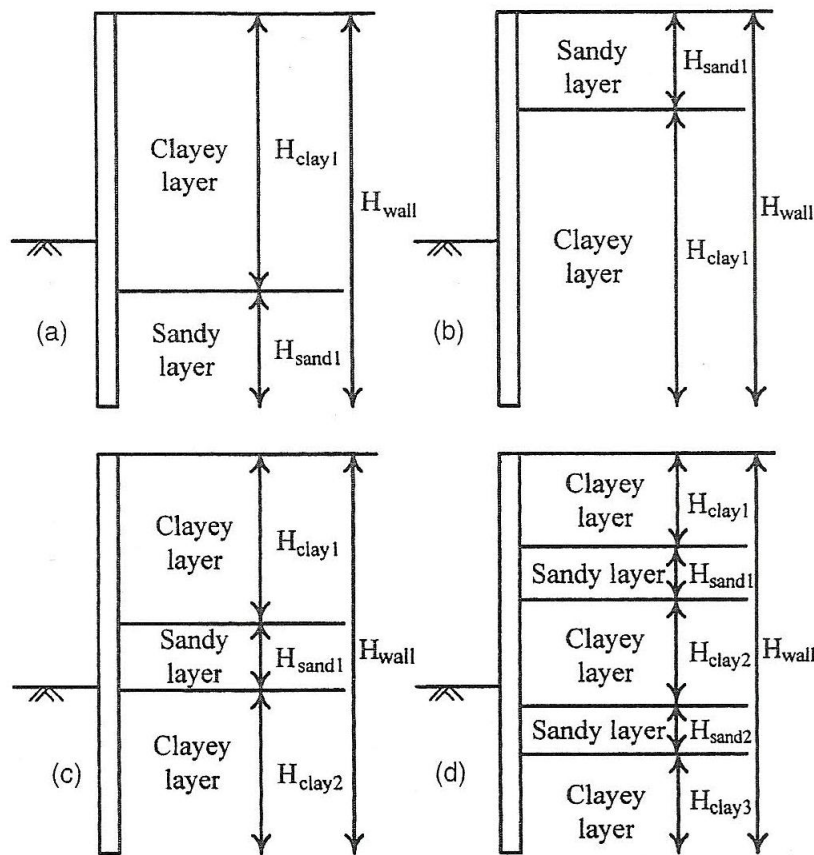
Όση δηλαδή και η τιμή που αναφέρεται στον πίνακα Γ1.

Επίσης έχουμε ότι $\ln(1320) = 7.185$, τιμή εμπίπτουσα εντός του αναφερομένου πεδίου τιμών για την εδώ μέθοδο, όπως δείχνεται στον πίνακα Γ2 παρακάτω.

Παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν τον λόγο παραμορφώσεων R.

Κατόπιν σειράς αναλύσεων ευαισθησίας, διαπιστώθηκε ότι οι εδαφικές παράμετροι S_u αστράγγιστη διατμητική αντοχή, καθώς και το μέτρο ελαστικότητας E_i του εδάφους, επηρεάζουν σε σημαντικό βαθμό τον λόγο παραμορφώσεων R.

Επιπροσθέτως η προκαταρκτική ανάλυση με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, διεπίστωσε ότι το συνολικό πάχος των αργιλικών στρώσεων ως προς το ολικό ύψος του τοίχου, συγκεκριμένα ως ο λόγος $\Sigma H_{\text{clay}} / H_{\text{wall}}$, όπως δείχνεται και στο σχήμα Γ28 αμέσως παρακάτω, επίσης επηρεάζει τον λόγο παραμορφώσεων R.



Note: 1. $\Sigma H_{\text{clay}} = H_{\text{clay1}} + H_{\text{clay2}} + \dots$
2. For a pure clay site, $\Sigma H_{\text{clay}} / H_{\text{wall}} = 1$

Σχήμα Γ28. Προσδιορισμός του κανονικοποιημένου πάχους, συνολικώς των αργιλικών στρώσεων, σε περιοχή όπου γενικά κυριαρχεί το αργιλικό υλικό, έναντι των αμμωδών ενδιαστρώσεων, κατά ΚJHH.

Αν και η μέθοδος πρωταρχικώς ασχολήθηκε με τις μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους, τελικώς συμπεριέλαβε και αυτόν τον παράγοντα στην αριθμητική διερεύνηση, ούτως ώστε να μπορεί να εφαρμοσθεί και σε μη αμιγώς αργιλώδεις θέσεις, π.χ. περιπτώσεις, οι οποίες είναι και συνήθεις στην πράξη, όπου

στο αντιστηριζόμενο υλικό έχουμε εναλλαγές αργίλων και αμμωδών ενδιαστρώσεων και σε διαφόρους συνδυασμούς παχών, όπως στο σχήμα Γ28.

Ο βασικός όμως περιορισμός για την εφαρμογή της μεθόδου, σε σχέση με αυτήν την παράμετρο, είναι ότι πρέπει να ισχύει η συνθήκη $0.60 \leq (\Sigma H_{clay} / H_{wall}) \leq 1.00$ και αυτό επίσης δείχνεται και στον πίνακα Γ2.

Συνοψίζοντας ο λόγος των παραμορφώσεων R , εξαρτάται έντονα από τις τρεις προαναφερθείσες παραμέτρους, όμως από δω και στο εξής αυτές θα χρησιμοποιηθούν σε κανονικοποιημένη μορφή, ήτοι ως:

$\Sigma H_{clay} / H_{wall}$	το συνολικό πάχος των αργιλικών στρώσεων, ως προς το ολικό ύψος του τοίχου,
S_u / σ'_v	η αστράγγιστη διατμητική αντοχή ως προς την κατακόρυφο ενεργό τάση και
E_i / σ'_v	ο λόγος του αρχικού ή μεγίστου μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, ως προς την κατακόρυφο ενεργό τάση.

Πεδία ορισμού των χρησιμοποιούμενων μεταβλητών..

Στον κάτωθι πίνακα Γ2, δίδονται τα πεδία ορισμού των μεταβλητών οι οποίες χρησιμοποιούνται στην εδώ μέθοδο.

Variable	Ranges of parameters used in the model	
	Model A for prediction of δ_{hm}	Model B for prediction of R
H_e	2–20 (m)	Not needed
$\ln(EI / \gamma_w h_{avg}^4)$	5.94–8.48	Not needed
B	10–100 (m)	Not needed
s_u / σ'_v	0.25–0.40	0.25–0.40
E_i / σ'_v	1,500–3,000 times of s_u / σ'_v	1,500–3,000 times of s_u / σ'_v
T/B	0.1–4.2 (m)	Not needed
$\Sigma H_{clay} / H_{wall}$	Not needed	0.6–1.0

Πίνακας Γ2. Οι μεταβλητές εισόδου και τα εύρη διακυμάνσεώς των κατά την αριθμητική διερεύνηση.

Για τον προσδιορισμό της δ_{hm} , ο οποίος γίνεται με την διαδικασία A, εμπλέκονται οι έξι πρώτοι παράγοντες, ενώ για τον προσδιορισμό του λόγου των παραμορφώσεων R, ο οποίος γίνεται με την διαδικασία B, εμπλέκονται ο τέταρτος, πέμπτος και έβδομος παράγοντας του πίνακος Γ2.

Ανεξάρτητος διαδικασία A, για την πρόβλεψη της μεγίστης εκτροπής του τοίχου δ_{hm} .

Η διαδικασία αυτή, η οποία είναι και η πρώτη συνιστώσα της μεθόδου, αναπτύσσεται σε δύο βήματα.

Αρχικώς χρησιμοποιούμε μία εξίσωση, η οποία προέρχεται από αντίστροφες αναλύσεις και σε αυτήν συμμετέχουν οι πέντε πρώτες μεταβλητές εισόδου, ήτοι οι H_e , $(EI / \gamma_w h_{avg}^4)$, B, (S_u / σ'_v) και η (E_i / σ'_v) . Έτσι εδώ θεωρούμε την υπόθεση, ότι το σκληρό στρώμα ευρίσκεται πολύ βαθιά κάτω από τον πόδα του τοίχου.

Κατόπιν η τυχόν επιρροή του σκληρού υποβάθρου υπό την μορφή της μεταβλητής (T / B) , εκφράζεται ως ένας συντελεστής αναγωγής (μειωτικός), ο οποίος εφαρμόζεται στην αρχικώς εκτιμηθείσα μέγιστη εκτροπή του τοίχου.

Προτού να εκτελέσουμε την αντίστροφο ανάλυση, κάθε μία εκ των πέντε μεταβλητών εισόδου, υφίσταται ξεχωριστό μετασχηματισμό, ούτως ώστε να επιτευχθεί κατά προσέγγιση μία γραμμική τάση, μεταξύ της μεγίστης εκτροπής του τοίχου και κάθε μίας εκ των μεταβλητών αυτών.

Η μορφή της συναρτήσεως μετασχηματισμού, δίδεται ως ακολούθως:

$$X = t(\chi) = \alpha_1 \chi^2 + \alpha_2 \chi + \alpha_3 \quad (2) \quad \text{όπου}$$

χ η κάθε μία χωριστά από τις μεταβλητές εισόδου, ήτοι οι $[H_e, \ln(EI / \gamma_w h_{avg}^4), (B / 2), (S_u / \sigma'_v), (E_i / \sigma'_v)]$, ενώ η

X η μετασχηματισμένη μεταβλητή.

Οι συντελεστές α_1 , α_2 και α_3 για κάθε μία από τις ανωτέρω πέντε μεταβλητές, ελήφθησαν δια της ελαχιστοποίησης σφαλμάτων, χρησιμοποιώντας τεχνητά δεδομένα με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα Γ3.

Η καταλληλότητα του ανωτέρω γραμμικού μετασχηματισμού, επιβεβαιώθηκε με τον υψηλό συντελεστή συσχέτισεως, όπου ήταν στο διάστημα $0.95 \leq R^2 \leq 0.98$

Ένα ίσως μειονέκτημα της διαδικασίας αυτής, είναι ότι πρέπει να τηρούνται τα πεδία ορισμού των συμμετεχόντων μεταβλητών, οι οποίες αναφέρονται στον πίνακα Γ3.

Variables (x)	Applicable range	Coefficients of Eq. (2)		
		a_1	a_2	a_3
H_e (m)	0–30	-0.4	24	-50
$\ln(EI/\gamma_w h_{avg}^4)$	≥ 0	11.5	-295	2,000
$B/2$ (m)	$0 \leq B \leq 100$	-0.04	4	90
s_u/σ'_v	0.2–0.4	3,225	-2,882	730
E_i/σ'_v	200–1200	0.00041	-1	500

Πίνακας Γ3. Οι συντελεστές οι οποίοι αφορούν τον γραμμικό μετασχηματισμό των πέντε μεταβλητών.

Τελικώς η μεγίστη πλευρική εκτροπή του τοίχου, εκφράζεται δια της κάτωθι εξισώσεως:

$$\delta_{hm} \text{ (σε mm)} = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_3 X_3 + b_4 X_4 + b_5 X_5 + b_6 X_1 X_2 + b_7 X_1 X_3 + b_8 X_1 X_5 \quad (3) \quad \text{όπου}$$

$X_1 = t(H_e)$ εφαρμογή της (2), με το βάθος εκσκαφής σε m

$X_2 = t \left[\ln \left(\frac{EI}{\gamma_w \cdot h_{avg}^4} \right) \right]$ εφαρμογή της (2)

$X_3 = t \left(\frac{B}{2} \right)$ εφαρμογή της (2), με το πλάτος B σε m

$X_4 = t \left(\frac{S_u}{\sigma'_v} \right)$ εφαρμογή της (2)

$X_5 = t \left(\frac{E_i}{\sigma'_v} \right)$ εφαρμογή της (2)

Οι συντελεστές της εξισώσεως (3), προσδιορίστηκαν δια της μεθόδου των ελαχίστων τετραγώνων (εφαρμογή της γραμμικής παλινδρομήσεως) και οι τιμές των είναι οι αναγραφόμενες εις τον κάτωθι πίνακα Γ4.

$b_0 = -13.41973$	$b_1 = -0.49351$	$b_2 = -0.09872$
$b_3 = 0.06025$	$b_4 = 0.23766$	$b_5 = -0.15406$
$b_6 = 0.00093$	$b_7 = 0.00285$	$b_8 = 0.00198$
Πίνακας Γ4. Τιμές των συντελεστών b της εξισώσεως (3).		

Όμως η εξίσωση (3), δεν συνυπολογίζει την πιθανή επιρροή της παρουσίας σκληρού υποβάθρου. Έτσι διερευνήθηκε η επιρροή τυχόντος σκληροτέρου σχηματισμού, σε διάφορες εκδοχές βάθους και τελικώς κατέληξαν στα ακόλουθα.

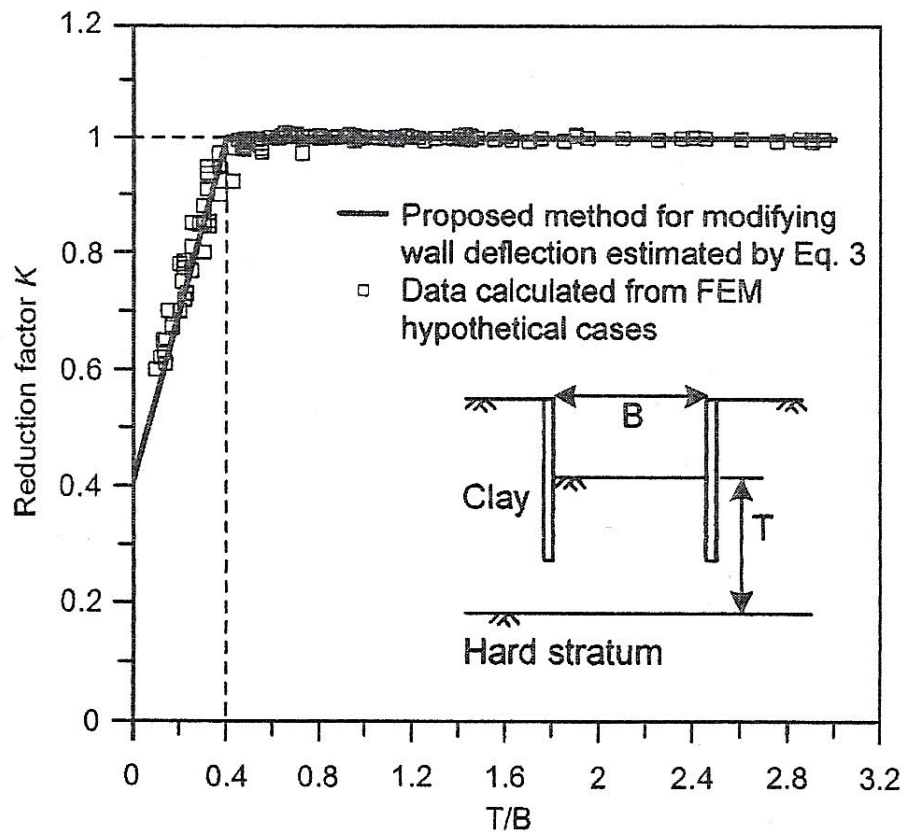
Θεωρήθηκε ειδικά, ένας συντελεστής αναγωγής της μέγιστης πλευρικής εκτροπής του τοίχου K , ο οποίος ορίζεται ως:

$$K = \frac{\delta_{hm,m}}{\delta_{hm}} \quad (4), \quad \text{όπου}$$

δ_{hm} η μέγιστη πλευρική εκτροπή του τοίχου, υποθέτοντας ότι το σκληρό υπόβαθρο ευρίσκεται σε μεγάλο βάθος, ήτοι αυτήν την οποία λαμβάνουμε δια της εξισώσεως (3), ενώ

$\delta_{hm,m}$ η τροποποιημένη μέγιστη πλευρική εκτροπή του τοίχου, στην οποία συνυπολογίζεται η παρουσία του σκληρού υποβάθρου.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων δια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, έδωσαν το διάγραμμα του κάτωθι σχήματος Γ29.



Σχήμα Γ29. Η επιρροή του σκληρότερου σχηματισμού, στον υπολογισμό της πλευρικής παραμορφώσεως του τοίχου, κατά ΚJΗΗ.

Στο ανωτέρω διάγραμμα, με T συμβολίζεται το βάθος του σκληρού υποβάθρου, μετρούμενο όμως από την στάθμη της εκσκαφής, η οποία μπορεί να είναι και η τελική, αλλά και αυτή από ενδιάμεσα στάδια. Εκεί λοιπόν φαίνεται ότι για μικρές

τιμές του λόγου και συγκεκριμένα όταν $(T / B) \leq 0.40$, το σκληρό υπόβαθρο έχει σημαντική επιρροή στην πλευρική παραμόρφωση του τοίχου όπου μάλιστα την μειώνει, ενώ όταν $(T / B) > 0.40$ η επιρροή του καθίσταται αμελητέα.

Τελικώς προτάθηκε η ακόλουθος απλοποιημένη εξίσωση, για τον συνυπολογισμό της παρουσίας του σκληρού υποβάθρου:

$$K = 1.5 \left(\frac{T}{B} \right) + 0.4 \quad \text{όταν} \quad \frac{T}{B} \leq 0.4 \quad (5a), \quad \text{ενώ}$$

$$K = 1 \quad \text{όταν} \quad \frac{T}{B} > 0.4 \quad (5b)$$

Συνοψίζοντας έως τώρα, δια των εξισώσεων (2) και (3) προσδιορίζουμε την μέγιστη πλευρική εκτροπή του τοίχου, το δε αποτέλεσμα αυτών πρέπει να τροποποιηθεί, εάν αυτό απαιτείται, υπολογίζοντας τον K συντελεστή μείωσης δια των εξισώσεων (4) και (5).

Οι πέντε πρώτες παράμετροι, δη οι H_e , $\ln(EI / \gamma_w h_{avg}^4)$, $(B / 2)$, (S_u / σ'_v) , (E_i / σ'_v) , εμπλέκονται στις εξισώσεις (2) και (3) όπου υπολογίζουμε την δ_{hm} , ενώ η έκτη παράμετρος (T / B) , η οποία αφορά την επιρροή του σκληρότερου σχηματισμού, εμπλέκεται στις εξισώσεις (4) και (5) για τον υπολογισμό της $\delta_{hm,m}$. Έτσι το σύνολο των σχέσεων (2) ~ (5), συγκροτούν αυτήν την συνιστώσα διαδικασία Α.

Ανεξάρτητος διαδικασία Β για την πρόβλεψη του λόγου παραμορφώσεων R.

Στην ενότητα αυτήν, γίνεται η παρουσίαση και η ανάπτυξη της δευτέρας συνιστώσας της μεθόδου, την οποία και χαρακτηρίζουμε ως ανεξάρτητο διαδικασία Β.

Στο στάδιο αυτό, απαιτείται η γνώσις των εδαφικών ιδιοτήτων. Η εκτίμησης των ιδιοτήτων του εδάφους όπως το μέτρο ελαστικότητας E_i αυτού και η αστράγγιστος διατμητική του αντοχή S_u , μπορεί να επιτευχθεί δια πειραματικών διαδικασιών, όπως με τις τριαξονικές δοκιμές μόνον στο επίπεδο των μικρών παραμορφώσεων, ή και άλλες δοκιμές ικανές για την μέτρηση της ταχύτητας του διατμητικού (εγκαρσίου) κύματος, όπως π.χ. με την δοκιμή Cross – hole.

Αναφέρεται για παράδειγμα, ότι ο Kung το 2003 σε επίπεδο παραμορφώσεων της τάξεως του 10^{-5} , χρησιμοποιώντας ειδικό εξοπλισμό τριαξονικών δοκιμών, προσδιόρισε για την ιλυώδη άργιλο της λεκάνης της Ταϊρεί, ότι το κανονικοποιημένο μέτρο ελαστικότητός της και για την συγκεκριμένη θέση έργου, κυμαίνονταν στο διάστημα $550 \leq (E_i / \sigma'_v) \leq 750$.

Δια μέσω διαδικασιών αντιστρόφων αναλύσεων, επιχειρήθηκε η κατάστρωση ημιεμπειρικής εξίσωσης, η οποία να προσδιορίζει τον λόγο R και που τελικώς απέκτησε την μορφή:

$$R = c_0 + c_1 Y_1 + c_2 Y_2 + c_3 Y_3 + c_4 Y_1 Y_2 + c_5 Y_1 Y_3 + c_6 Y_2 Y_3 + c_7 Y_3^3 + c_8 Y_1 Y_2 Y_3 \quad (6) \quad \text{όπου:}$$

$$Y_1 = \frac{\Sigma H_{clay}}{H_{wall}} \quad \text{η ποσόστωση της αργίλου πίσω από τον τοίχο}$$

$$Y_2 = \frac{S_u}{\sigma_v'} \quad \text{και}$$

$$Y_3 = \frac{E_i}{1000 \cdot \sigma_v'}$$

Οι συντελεστές της εξίσωσης (6), προσδιορίστηκαν δια της μεθόδου των ελαχίστων τετραγώνων και οι τιμές των αποδίδονται εις τον κατωτέρω πίνακα Γ5:

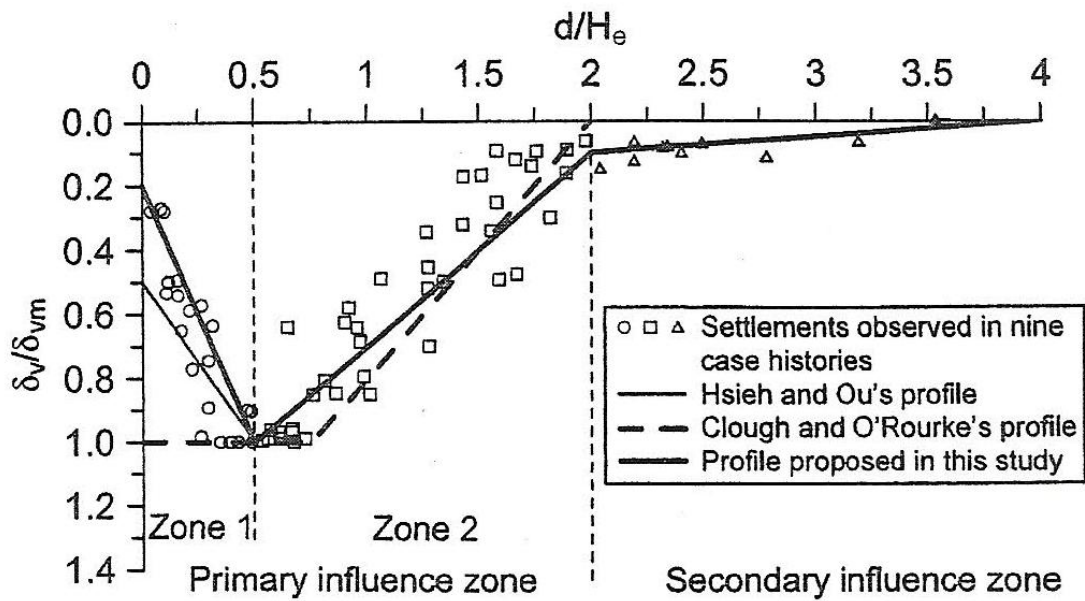
$c_0 = 4.55622$	$c_1 = -3.40151$	$c_2 = -7.37697$
$c_3 = -4.99407$	$c_4 = 7.14106$	$c_5 = 4.60055$
$c_6 = 8.74863$	$c_7 = 0.38092$	$c_8 = -10.58958$
Πίνακας Γ5. Τιμές των συντελεστών c της εξίσωσης (6)		

Συνοψίζοντας η διαδικασία Β δια της εξίσωσης (6), προσδιορίζει τον λόγο παραμορφώσεων R . Επομένως με τον R γνωστόν και την δ_{hm} , ή εάν απαιτηθεί την $\delta_{hm,m}$ γνωστή εκ της προηγούμενης διαδικασίας Α, είμεθα πλέον σε θέση να προσδιορίσουμε την μέγιστη καθίζηση της εδαφικής επιφανείας δ_{vm} , χρησιμοποιώντας την εξίσωση (1).

Ανεξάρτητος διαδικασία C για την πρόγνωση της καμπύλης καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας.

Η εδώ προτεινόμενη μέθοδος ΚJHH, χρησιμοποιεί αρκετά ευρήματα προηγούμενων και καταξιωμένων μεθόδων, όπως αυτών των Clough and O' Rourke 1990 και των Hsieh and Ou 1998. Τελικώς υιοθετεί τον κοίλο τύπο καμπύλης καθιζήσεως, ο οποίος γενικώς εκδηλώνεται σε αντιστηριζόμενες εκσκαφές, εντός μαλακών έως μέσης συνεκτικότητας αργίλων. Επίσης όμως θεωρούν ότι ο συγκεκριμένος τύπος καμπύλης, εκδηλώνεται και στην περίπτωση αντιστηριζομένων υλικών, όπου κυριαρχεί η άργιλος, με το μικρότερο ποσοστό αργιλικών στρώσεων πίσω από τον τοίχο στο 60%.

Το διάγραμμα του σχήματος Γ30 δείχνει την μορφή της καμπύλης καθιζήσεως, η οποία προτείνεται από την παρούσα μέθοδο ΚJHH. Ταυτοχρόνως όμως σε αυτό, συμπεριλαμβάνονται και τιμές οι οποίες παρατηρήθηκαν σε διάφορα πραγματικά περιστατικά εκσκαφών, καθώς και οι μορφές των κατανομών καθιζήσεως οι οποίες προτείνονται στις δύο προηγούμενες μεθόδους.



Σχήμα Γ30. Η προτεινόμενη μορφή της καμπύλης καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας της μεθόδου ΚJHH, καθώς και άλλα δεδομένα.

Παρατηρούμε, ότι η έννοια της κυρίας και δευτερευούσης ζώνης επιρροής, στην κατανομή επιφανειακής καθιζήσεως η οποία χαρακτηρίζει την πρωτοποριακή εργασία των Hsieh and Ou, εκδηλώνεται και εδώ έντονα για τα πραγματικά περιστατικά, τα οποία εμελετήθησαν από τους ΚJHH. Έτσι και στην μέθοδο αυτήν διακρίνονται οι ανωτέρω ζώνες επιρροής, όπως επίσης και οι τρεις περιοχές ορισμού των ευθειών της κατανομής καθιζήσεως, οι οποίες αποδίδονται δια των εξισώσεων (7) παρακάτω. Βλέπουμε ότι πρόκειται ακριβώς για τις ίδιες τρεις περιοχές της καμπύλης καθιζήσεως κοίλου τύπου, η οποία προτείνεται από τους Hsieh and Ou.

Επιπλέον παρατηρούμε ότι τα δεδομένα από τα πραγματικά περιστατικά, συνηγορούν υπέρ της διακρίσεως των τριών αυτών περιοχών ή ζωνών, όπου σε κάθε μία από αυτές, αντιστοιχεί προσεγγιστικώς και από ένα ευθύγραμμο τμήμα της μορφής της κατανομής.

Συγκρίνοντας την καμπύλη καθιζήσεως της εδώ μεθόδου ΚJHH με αυτήν των Hsieh and Ou, παρατηρούμε ότι είναι πανομοιότυπες για τις περιοχές $0.5 \leq (d / H_e) \leq 2$ και $2 \leq (d / H_e) \leq 4$. Η διαφορά των έγκειται μόνον εις το πρώτο ευθύγραμμο τμήμα, συγκεκριμένα στο διάστημα $0 \leq (d / H_e) \leq 0.5$, όπου η Hsieh and Ou παρουσιάζεται ως πλέον συντηρητική.

Η προτεινόμενη εδώ μαθηματική έκφρασις για την μορφή της καμπύλης καθιζήσεως, όπου για λόγους απλότητος αποδίδεται με τρία ευθύγραμμο τμήματα, ορίζεται δια της κάτωθι συνεχούς συναρτήσεως:

$$\frac{\delta_v}{\delta_{vm}} = 1.60 \frac{d}{H_e} + 0.20 \quad \text{όταν} \quad 0.00 \leq \frac{d}{H_e} \leq 0.50 \quad (7a)$$

$$\frac{\delta_v}{\delta_{vm}} = -0.60 \frac{d}{H_e} + 1.30 \quad \text{όταν} \quad 0.50 \leq \frac{d}{H_e} \leq 2.00 \quad (7b)$$

$$\frac{\delta_v}{\delta_{vm}} = -0.05 \frac{d}{H_e} + 0.20 \quad \text{όταν} \quad 2.00 \leq \frac{d}{H_e} \leq 4.00 \quad (7c) \quad \text{όπου:}$$

d η απόστασις από τον τοίχο,

H_e το βάθος της εκσκαφής,

δ_v η κατακόρυφος καθίζησις στην απόσταση d από τον τοίχο και

δ_{vm} η μέγιστη κατακόρυφος επιφανειακή εδαφική καθίζησις.

Σύνοψις των βημάτων της μεθόδου KJHH.

Η εδώ προτεινόμενη μέθοδος KJHH, εφαρμόζεται εκτελώντας τα κάτωθι βήματα:

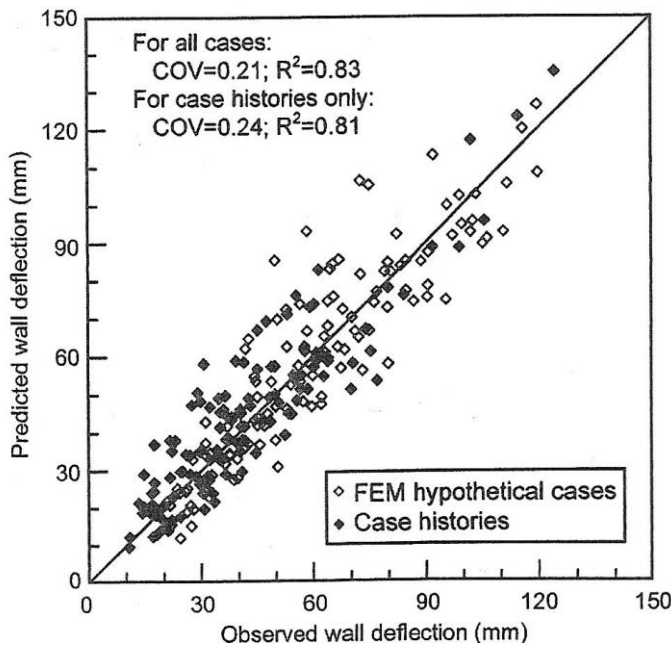
- ΒΗΜΑ 1.** Υπολογίζουμε τις τιμές των ακολούθων επτά μεταβλητών H_e, ln(EI / γ_wh⁴_{avg}), (B / 2), (S_u / σ'_v), (E_i / σ'_v), (T / B) και (ΣH_{clay} / H_{wall}). Οι τιμές των (S_u / σ'_v) και (E_i / σ'_v), μπορούν να προσδιορισθούν με τις κατάλληλες δοκιμές στην άργιλο, από δείγματα στην περιοχή του τελικού βάθους του τοίχου και του τελικού βάθους της εκσκαφής. Συνιστώνται οι τριαξονικές δοκιμές στο επίπεδο των μικρών παραμορφώσεων (της τάξεως 10⁻⁵ ~ 10⁻³), καθώς και οι σεισμικές δοκιμές Cross – hole για την μέτρηση του (E_i / σ'_v).
- ΒΗΜΑ 2.** Μετασχηματίζουμε τις πέντε πρώτες μεταβλητές χρησιμοποιώντας την εξίσωση (2) και τους συντελεστές του πίνακα Γ3.
- ΒΗΜΑ 3.** Υπολογίζουμε την μέγιστη πλευρική εκτροπή του τοίχου δ_{hm}, χρησιμοποιώντας την εξίσωση (3).
- ΒΗΜΑ 4.** Τροποποιούμε την τιμή δ_{hm}, εάν αυτό απαιτείται, στην τελική τιμή της πλευρικής εκτροπής του τοίχου δ_{hm,m}, δια του συντελεστού αναγωγής και συγκεκριμένα μειώσεως K, ούτως ώστε να συνυπολογισθεί η πιθανή επιρροή του τυχόντος σκληρού υποβάθρου, με την χρήση των εξισώσεων (4) και (5).
- ΒΗΜΑ 5.** Προσδιορίζουμε τον λόγο παραμορφώσεων R, κάνοντας χρήση της εξισώσεως (6).
- ΒΗΜΑ 6.** Υπολογίζουμε την δ_{vm} με βάση την δ_{hm,m} και τον λόγο παραμορφώσεων R, χρησιμοποιώντας την εξίσωση (1).

ΒΗΜΑ 7. Κατασκευάζουμε την καμπύλη (κατανομή) της εδαφικής επιφανειακής καθίζησης, εφαρμόζοντας τις εξισώσεις (7).

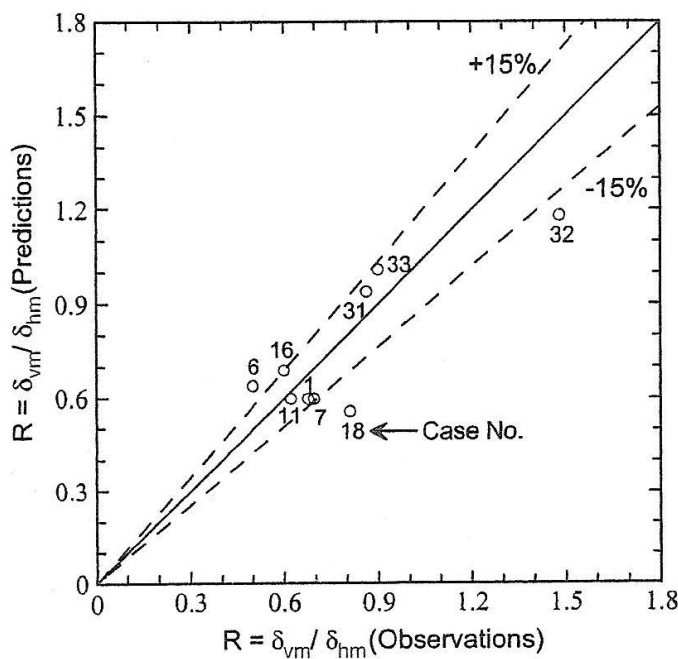
Αξιολόγηση της μεθόδου KJHH.

Η μέθοδος αξιολογείται από τους ερευνητές, με την σύγκριση των μετρήσεων οι οποίες παρατηρήθηκαν στα πραγματικά περιστατικά εκσκαφών, με τις προβλεπόμενες δια της εδώ μεθόδου τιμές, οι οποίες προέκυψαν εφαρμόζοντας τις ανωτέρω διαδικασίες. Οι συγκρίσεις αυτές, μπορούν εύκολα να φανούν και στα

διαγράμματα των σχημάτων Γ31 και Γ32, τα οποία παρατίθενται αμέσως παρακάτω.



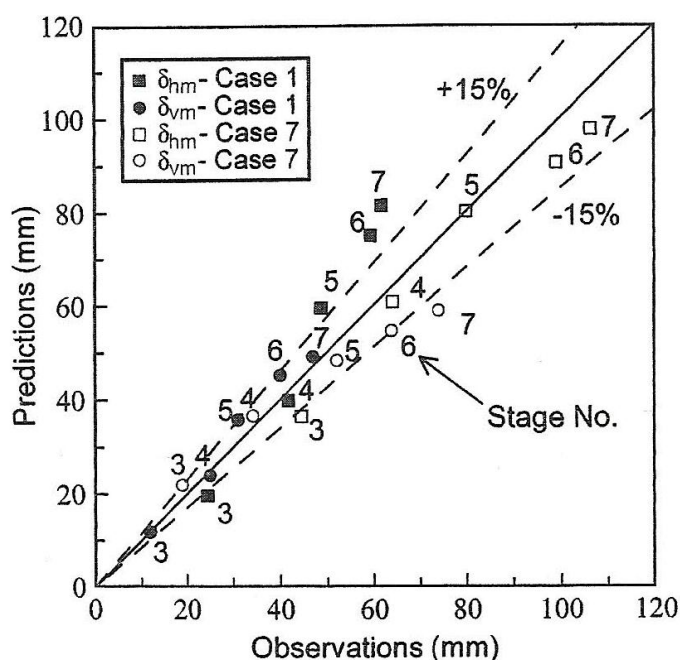
Σχήμα Γ31. Εφαρμογή των εξισώσεων (2) και (3), σε διάφορα στάδια των εκσκαφών, κατά KJHH.



Σχήμα Γ32. Πρόγνωση του λόγου παραμορφώσεων $R = \delta_{vn} / \delta_{hm}$ σε εννέα πραγματικά περιστατικά, με την χρήση της εξισώσεως (6), κατά KJHH.

Παρατηρώντας τα διαγράμματα των σχημάτων Γ31 και Γ32, αμέσως βλέπουμε ότι τόσο η δ_{hm} , όσον και ο λόγος R, προβλέπονται σε πολύ ικανοποιητικό βαθμό σε σχέση με τις παρατηρηθείσες τιμές των.

Επίσης και στο διάγραμμα του σχήματος Γ33, συγκρίνονται οι προβλεπόμενες με τις παρατηρηθείσες τιμές, στην μεγίστη πλευρική εκτροπή του τοίχου δ_{hm} και την μεγίστη επιφανειακή εδαφική καθίζηση δ_{vm} , για τις δύο πλέον αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις πραγματικών εκσκαφών με τους κωδικούς 1 και 7, από το πλήθος όλων εκείνων των οποίων μελετήθηκαν και με τιμές στα διάφορα στάδια της εκσκαφής σε αυτές και όχι μόνον στο τελικό στάδιο.



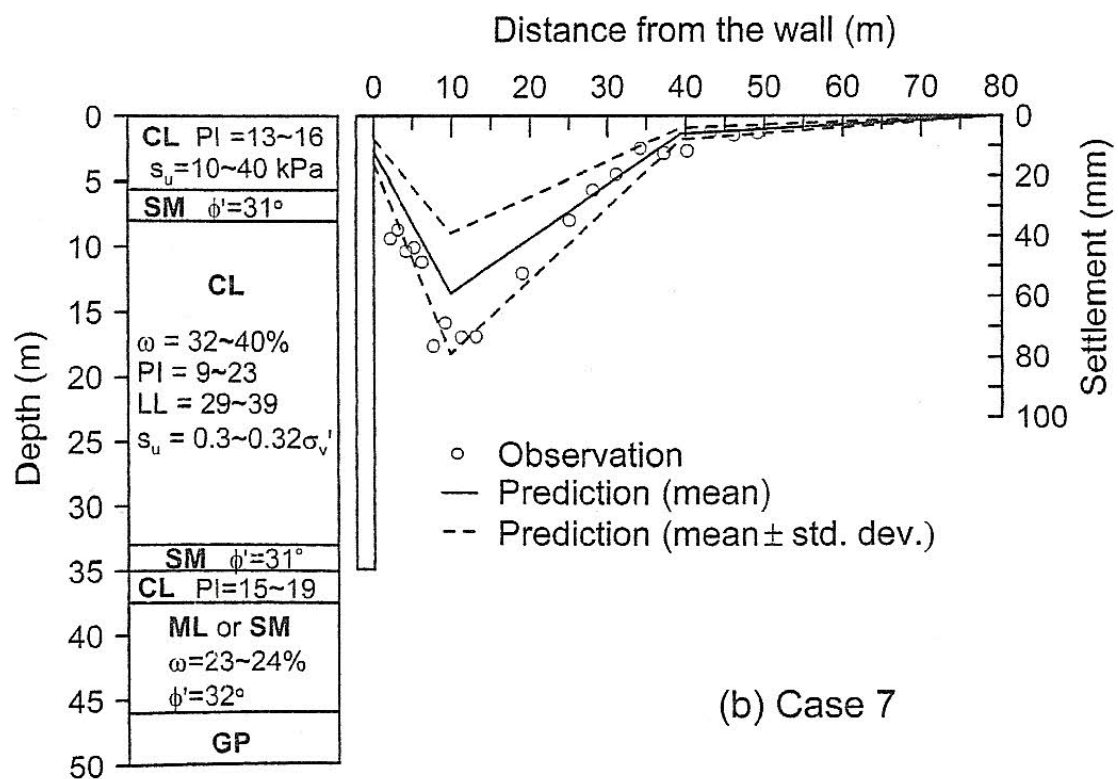
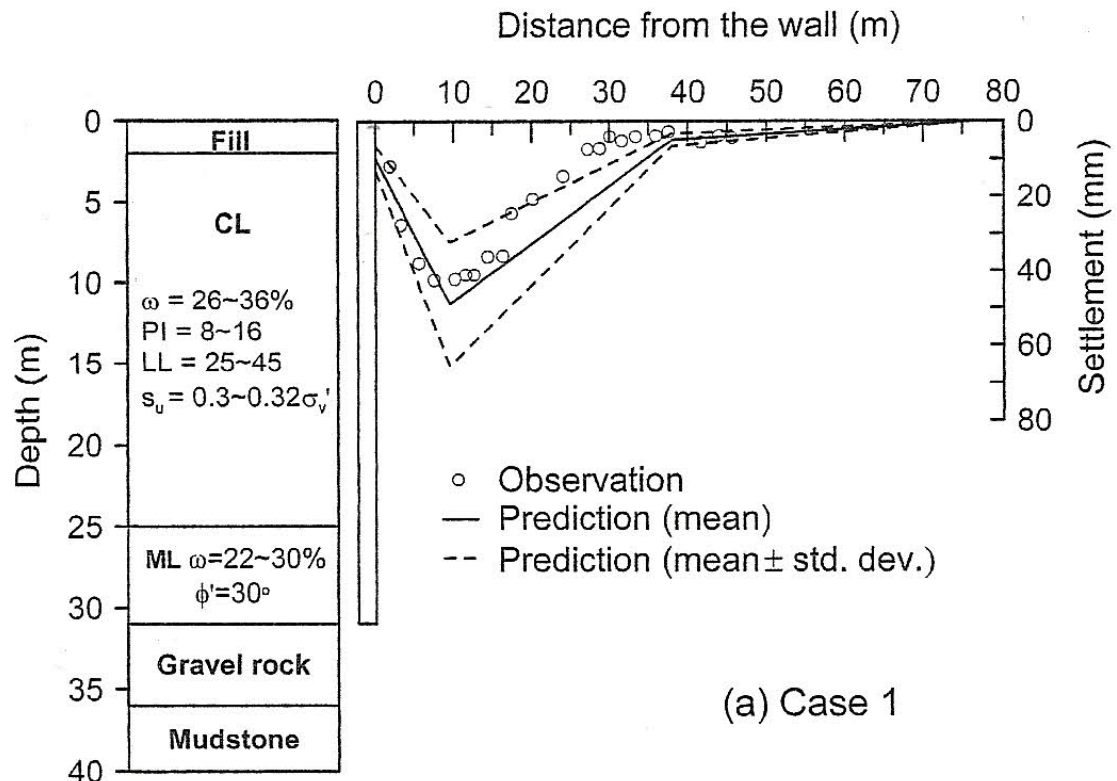
Σχήμα Γ33.
Εφαρμογή της μεθόδου ΚJHH, για την πρόγνωση των μεγίστων δ_{hm} και δ_{vm} σε διάφορα στάδια της εκσκαφής, για τις περιπτώσεις 1 και 7.

Τελικώς και από τα τρία παραπάνω διαγράμματα, συμπεραίνουμε την αρκετά μεγάλη δυνατότητα της μεθόδου ΚJHH στην πρόγνωση των μετακινήσεων, καθόσον τα περισσότερα σημεία των δεδομένων, εμπίπτουν εντός της ζώνης η οποία ορίζεται από τις δύο ευθείες γραμμές και που περιβάλλουν κατά $\pm 15\%$, την ευθεία την οριζόμενη δια του λόγου 1:1 και η οποία χαρακτηρίζει την τέλεια πρόβλεψη.

Μπορούμε να πούμε ότι η μέθοδος ΚJHH υπερέχει έναντι των άλλων, διότι είναι ικανή να προσεγγίσει πολύ κοντά, σχετικά στην πραγματική του τιμή, τον λόγο των παραμορφώσεων R, ενώ στις άλλες μεθόδους οι οποίες έχουν αναφερθεί εδώ, χρησιμοποιούμε συνήθως ένα ανώτερο όριο στην τιμή του λόγου αυτού, π.χ. $R = 1.00$ κυρίως ως υπέρ της ασφαλείας, κάτι όμως το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε σημαντικές υπερεκτιμήσεις των καθιζήσεων.

Επίσης και στα διαγράμματα του σχήματος Γ34, δείχνονται οι προβλεπόμενες δια της μεθόδου αυτής κατανομές επιφανειακής εδαφικής καθιζήσεως, στο τελικό στάδιο της

εκσκαφής, καθώς και οι παρατηρηθείσες τιμές για τις δύο περιπτώσεις έργων με τους κωδικούς 1 και 7, οι οποίες χαρακτηρίστηκαν ως οι πλέον αντιπροσωπευτικές.



Σχήμα Γ34. Πρόγνωση της μορφής της καμπύλης καθιζήσεως με την μέθοδο ΚJΗΗ, για την περίπτωση 1στην Formoza και για την περίπτωση 2 στο TNEC.

Σημειώνεται τελικά, ότι η προτεινόμενη εδώ μέθοδος ΚJHH, υποθέτει συνήθη κατασκευαστική διαδικασία και αποφυγή της αστοχίας έναντι ανυψώσεως πυθμένος. Σε γενικές γραμμές και αυτή αποτελεί μία πολύ καλή και ίσως την καλλίτερη πρώτη προσέγγιση, στο θέμα προεκτιμήσεως των καθιζήσεων λόγω εκσκαφών. Μετά από την εφαρμογή της, μπορεί να ακολουθήσει και αναλυτικότερη αριθμητική διερεύνηση.

Νέα μορφή στον δείκτη δυσκαμψίας, για την εκτίμηση ισοδυνάμων μετακινήσεων.

Εισαγωγικά.

Αυτή η νέα μορφή του δείκτη δυσκαμψίας, ή στην αντίστροφο εκδοχή του ως ευκαμψίας, προτάθηκε από τους T. I. Addenbrooke, D. M. Potts and B. Dabee, τον Αύγουστο του 2000. Πρόκειται για έναν τελείως διαφορετικό σε σχέση με τους έως τώρα δείκτες, ο οποίος μπορεί να χρησιμεύσει ιδιαίτερος στον εντοπισμό μεταξύ διαφορετικών συστημάτων αντιστηρίξεων, εκείνων για τα οποία προβλέπονται παρεμφερείς, ως προς την μορφή και το μέγεθος, μετακινήσεις.

Όπως γνωρίζουμε, για να διασφαλισθεί η σταθερότητα ενός συστήματος αντιστηρίξεως σε μία βαθειά εκσκαφή, αλλά και για να περιορίσουμε τις εδαφικές μετακινήσεις, τόσο τις κατακόρυφες όσο και τις οριζόντιες πίσω από το πέτασμα σε ανεκτά επίπεδα, έχοντας ως βασικό στόχο την προφύλαξη γειτονικών κατασκευών και υποδομών, ο Μηχανικός πρέπει να αποφασίσει για τον τύπο του πετάσματος, το σύστημα καθώς και το πλήθος και τον τύπο των αντηρίδων (ή και αγκυρίων).

Ένα πέτασμα το οποίο είναι πολύ δύσκαμπτο, θα αντιμετωπίσει πολύ αυξημένα εντατικά μεγέθη, θα εκδηλωθούν σε αυτό μικρότερου μεγέθους οριζόντιες παραμορφώσεις, σαφώς όμως θα έχει αυξημένο κόστος, αλλά και ταυτοχρόνως θα απαιτηθεί μικρότερο πλήθος επιπέδων των αντηρίδων.

Για ένα πέτασμα το οποίο είναι πολύ εύκαμπτο και οικονομικό από μόνο του, θα απαιτείτο πολύ μεγαλύτερο πλήθος αντηρίδων και σε περισσότερα επίπεδα, ούτως ώστε να περιορισθούν οι ανεπιθύμητες μετακινήσεις. Όσο όμως το πλήθος των αντηρίδων και τα επίπεδα τοποθετήσεως αυτών αυξάνουν, τόσο καθυστερεί η εξέλιξη της κατασκευής, διότι αυξάνεται η δυσχέρεια στην κυκλοφορία εργασιών και υλικών εντός του σκάμματος, άρα λοιπόν αυξάνει και το τελικό κόστος αυτής.

Τίθεται έτσι ένα ουσιώδους σημασίας ζήτημα: εάν είχαμε διάφορες επιλογές ως προς το σύστημα αντιστηρίξεως σε μία εκσκαφή, όπως ρύθμιση του πάχους t άρα και της δυσκαμψίας EI του πετάσματος, ή επιλογή του E μέτρου ελαστικότητας για το υλικό του, π.χ. εάν θα χρησιμοποιήσουμε μεταλλικούς πασσαλοτοίχους, ή διαφραγματικούς τοίχους σκυροδέματος, είτε ρύθμιση του αριθμού των επιπέδων συγκεκριμένου έστω τύπου αντηρίδων, δηλαδή ρύθμιση της κατακόρυφου μεταξύ των αποστάσεως h , τότε ποιοί θα ήταν οι συνδυασμοί εκείνοι των E , I και h , ούτως ώστε να προκληθούν οι

ίδιες μετακινήσεις στο έδαφος πίσω από το πέτασμα, για όλες εκείνες τις δυνατές επιλογές λύσεων αντιστηρίξεως;

Προφανώς η απάντησις σε ένα τέτοιο ερώτημα, θα μπορούσε να μας βοηθήσει, ούτως ώστε να επιλέξουμε μεταξύ των διαφορετικών λύσεων, οι οποίες είναι ισοδύναμες ως προς τις προκαλούμενες μετακινήσεις, άρα λοιπόν έχουν και τον ίδιο «βαθμό ασφαλείας», εκείνης η οποία είναι η πλέον λειτουργική αλλά και οικονομική. Ακριβώς στο ζήτημα αυτό, έγκειται και ο ρόλος του νέου δείκτη δυσκαμψίας.

Ο νέος δείκτης δυσκαμψίας Δ .

Οι έως τώρα υπάρχοντες δείκτες ευκαμψίας ή δυσκαμψίας για συστήματα τοίχων αντιστηρίξεων, δεν παρέχουν ένα πλήρες πλαίσιο εργασίας για τον σχεδιασμό και τον έλεγχο των μετακινήσεων, σε αντιστηριζόμενα ορύγματα με πολλαπλές αντηρίδες.

Θα θεωρήσουμε από δω και στο εξής, ότι χρησιμοποιούμε έναν σταθερό τύπο αντηρίδων άρα λοιπόν με σταθερή δυστένεια, για όλες τις περιπτώσεις οι οποίες εξετάστηκαν από τους ερευνητές.

Έστω ότι έχουμε έναν συνεχή τοίχο με πάχος t , διάσταση παράλληλο με το μήκος του σκάμματος έστω b , τότε εάν E είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού του, ορίζεται η καμπτική του δυσκαμψία ως:

$$EI = E \cdot \frac{bt^3}{12}$$

Οι διαστάσεις του μεγέθους EI , ως γνωστόν θα είναι:

$$[EI] = [E] \cdot [I] = \frac{KN}{m^2} \cdot m \cdot m^3 = \frac{KN}{m^2} \cdot m^4 = KN \cdot m^2$$

Η ευκαμψία του τοίχου και γενικότερα ενός πετάσματος, ορίσθηκε από τον Rowe ως το μέγεθος:

$$\rho = \frac{H^4}{EI}, \quad \text{όπου } H \text{ είναι το ολικό ύψος του τοίχου, ήτοι}$$

H = το βάθος της εκσκαφής συν το βάθος εμπήξεως αυτού.

Σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως (plane strain), όπως άλλωστε έχουμε αναφέρει και σε προηγούμενες ενότητες, η δυσκαμψία ανάγεται ανά τρέχον μέτρο του μήκους του σκάμματος, δη ως EI / m . Οπότε στην περίπτωση αυτήν, ο δείκτης ρ θα έχει διαστάσεις:

$$[\rho] = \frac{[H^4]}{[EI]} = \frac{m^4}{\frac{KN \cdot m^2}{m}} = \frac{m^4}{KN \cdot m} = \frac{m^3}{KN}$$

Οι Clough et al (1989), θεωρώντας ως h την μέση κατακόρυφο απόσταση μεταξύ των αντηρίδων και το $\gamma_w = 9.81 \text{ KN} / \text{m}^3$ ειδικό βάρος του νερού, προτείνουν τον βαθμό δυσκαμψίας του συστήματος αντιστηρίξεως ως:

$$\rho_s = \frac{EI}{\gamma_w \cdot h^4}$$

Ο ανωτέρω δείκτης ρ_s σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως, δη θεωρώντας την δυσκαμψία ως EI / m μήκους του σκάμματος, θα προκύψει αδιάστατος:

$$[\rho_s] = \frac{[EI]}{[\gamma_w] \cdot [h^4]} = \frac{\frac{KN \cdot m^2}{m}}{\frac{KN}{m^3} \cdot m^4} = \frac{KN \cdot m}{KN \cdot m} = 1 \quad \text{συνεπώς αδιάστατος}$$

Ο Addenbrooke επιχείρησε μία επέκταση στην λογική του βαθμού ευκαμψίας του Rowe, αποσκοπώντας να παράγει έναν νέο δείκτη, ο οποίος θα έχει την μορφή δείκτη δυσκαμψίας, ήτοι με την EI / m μήκους σκάμματος στον αριθμητή, η σταθερότητα του οποίου θα προσδιορίζει συστήματα αντιστηρίξεων εκ των οποίων θα απορρέουν οι ίδιες μετακινήσεις.

Αυτή η κατεύθυνση έρευνας, οδήγησε τον Addenbrooke το 1994 κατόπιν μίας συγκεκριμένης μαθηματικής διαδρομής, στον προσδιορισμό του κάτωθι δείκτη δυσκαμψίας του συστήματος αντιστηρίξεως:

$$\Delta = \frac{EI}{h^5} \quad \text{όπου } h \text{ η μέση κατακόρυφος απόστασις μεταξύ των αντηρίδων.}$$

Σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως, ο νέος αυτός δείκτης Δ , θα έχει διαστάσεις:

$$[\Delta] = \frac{[EI]}{[h^5]} = \frac{\frac{KN \cdot m^2}{m}}{m^5} = \frac{KN \cdot m}{m^5} = \frac{KN}{m^4}$$

Η εφαρμογή του νέου δείκτη δυσκαμψίας Δ , σε μελέτες αντιστηριζομένων εκσκαφών.

Μελετήθηκαν έξι περιπτώσεις εκσκαφών, οι οποίες διαφέρουν πολύ μεταξύ των ως προς το σύστημα αντιστηρίξεως. Έτσι άλλες εξ αυτών έχουν διαφορετικό υλικό, π.χ. οι δύο με διαφραγματικό τοίχο σκυροδέματος με μέτρο ελαστικότητας $E = 28 \text{ GPa}$ και πάχος τοίχου $t = 1\text{m}$, ενώ στις άλλες τέσσερεις έχουμε πέτασμα χαλυβδίνων πασσαλοσανίδων με $E = 210 \text{ GPa}$, ενώ άλλες διαφέρουν ως προς την μέση κατακόρυφο απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Τα υπόλοιπα μεγέθη, όπως το βάθος της εκσκαφής, το οποίο ήταν 16 m και το βάθος εμπήξεως του πετάσματος, το οποίο ήταν 4m , η δυστένεια των αντηρίδων, η τοποθεσία των έργων όπου είχαμε υψηλό συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων (ηρεμίας)

$K_0 = (\sigma'_h / \sigma'_v) = 2.00$, όπου πρόκειται για την άργιλο του Λονδίνου, θεωρούνται σταθερά. Οι εν λόγω ερευνητές, διερεύνησαν και την επιρροή της μεταβολής των, αλλά αυτό δεν μας ενδιαφέρει προς το παρόν.

Σε αυτές λοιπόν τις έξι περιπτώσεις εκσκαφών, η μία εξ αυτών είναι υποθετική και τα αποτελέσματα τα οποία αναφέρονται σε αυτήν, έχουν προκύψει δια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, ενώ οι υπόλοιπες πέντε αφορούν πραγματικά περιστατικά, με δεδομένα μετακινήσεων από παρατηρήσεις.

Αυτά όλα συνομίζονται εις τον πίνακα Γ6, ο οποίος παρατίθεται αμέσως παρακάτω:

A / A	ΣΥΣΤΗΜΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ	ΕΠΙΠΕΔΑ ΑΝΤΗΡΙΔ	h (m)	E (GN/m ²)	Ln(EI)	v	ρ _s	Δ KN/m ⁴
1	Διαφραγματικός τοίχος	Τέσσερα	4.0	028	14.66	0.15	927	2275
2	Διαφραγματικός τοίχος	Δύο	8.0	028	14.66	0.15	058	0071
3	Χαλύβδινες πασσαλοσανίδες 4N	Τέσσερα	4.0	210	11.33	0.20	033	0081
4	Χαλύβδινες πασσαλοσανίδες LX8	Πέντε	3.2	210	10.20	0.20	026	0080
5	Υποθετικός μαλακός τοίχος	Οκτώ	2.0	210	07.77	0.20	015	0074
6	Χαλύβδινες πασσαλοσανίδες 4N	Δύο	8.0	210	11.33	0.20	002	0003
A / A	ΣΥΣΤΗΜΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ	κ δυστέν (KN/m/m)	K ₀	Σ(φορτ. αντηρ.)	Max M KNm/m	V _g mm	U _g mm	U _w mm
1	Διαφραγματικός τοίχος	131250	2.0	2656	1446	026	026	059
2	Διαφραγματικός τοίχος	131250	2.0	2089	2545	036	037	072
3	Χαλύβδινες πασσαλοσανίδες 4N	131250	2.0	2265	0364	036	036	079
4	Χαλύβδινες πασσαλοσανίδες LX8	131250	2.0	2333	0180	035	036	078
5	Υποθετικός μαλακός τοίχος	131250	2.0	2527	0026	033	032	069
6	Χαλύβδινες πασσαλοσανίδες 4N	131250	2.0	1504	0546	059	059	128

Πίνακας Γ6. Δεδομένα για τις μελετηθείσες περιπτώσεις

Εις τον ανωτέρω πίνακα, αναφέρονται το είδος του συστήματος αντιστηρίξεως με τον κωδικό του, το πλήθος των επιπέδων των αντηρίδων, η κατακόρυφος απόστασις h

μεταξύ των αντηρίδων, το μέτρο ελαστικότητας E του υλικού του πετάσματος και ο λόγος του Poisson αυτού, ο φυσικός λογάριθμος της καμπτικής δυσκαμψίας του τοίχου, η δυσκαμψία ρ_s του συστήματος αντιστηρίξεως στο σύνολό του και ο νέος δείκτης δυσκαμψίας Δ .

Έτσι π.χ. για την περίπτωση 2 του πίνακα 6, έχουμε διαφραγματικό τοίχο σκυροδέματος, με $E = 28 \text{ (GN/m}^2\text{)} = 28000 \text{ Mpa} = 28000000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$. Θεωρώντας μήκος του τοίχου $b = 1\text{m}$, παράλληλο στο μήκος του σκάμματος κατά την κάτοψη και πάχος αυτού $t = 1\text{m}$, έχουμε ότι

$$I = \frac{bt^3}{12} = \frac{1\text{m} \cdot (1\text{m})^3}{12} \Rightarrow I = \frac{m^4}{12} \quad \text{άρα}$$

$$EI = 28000000 \frac{KN}{m^2} \cdot \frac{m^4}{12} \Rightarrow EI = \frac{28 \cdot 10^6}{12} KNm^2$$

Το ανωτέρω μέγεθος ακόμη και σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως δεν είναι αδιάστατο, εν τούτοις στο πίνακα υπολογίζουν τον λογάριθμο του σταθερού του συντελεστή, ο οποίος όμως προκύπτει με τις μονάδες που τον συνοδεύουν εκεί και είναι: $\ln \frac{28 \cdot 10^6}{12} = 14.66$

Για τον υπολογισμό του δείκτη ρ_s και σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως, δηλαδή με EI/m , θα είναι:

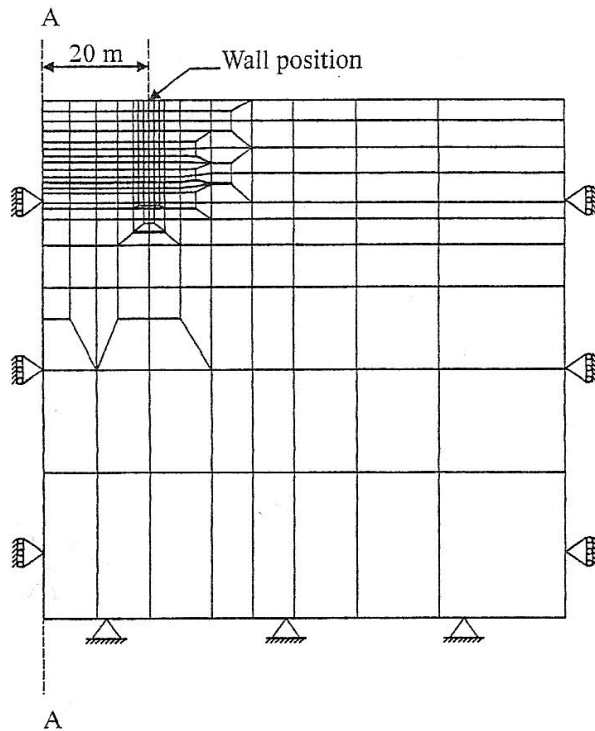
$$\rho_s = \frac{EI}{\gamma_w h^4} = \frac{\frac{28 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{KNm^2}{m}}{9.81 \frac{KN}{m^3} \cdot 8^4 \cdot m^4} = \frac{\frac{28 \cdot 10^6}{12} KNm}{9.81 \cdot 8^4 KNm} \Rightarrow \rho_s = 58.07 \quad \text{αδιάστατος}$$

Για τον υπολογισμό του νέου δείκτη Δ και επίσης με την θεώρηση επιπέδου παραμορφώσεως EI/m , θα έχουμε:

$$\Delta = \frac{EI}{h^5} = \frac{\frac{28 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{KNm^2}{m}}{8^5 \cdot m^5} = \frac{28 \cdot 10^6 \cdot KNm^2}{12 \cdot 8^5 \cdot m \cdot m^5} \Rightarrow \Delta = 71.21 \frac{KN}{m^4}$$

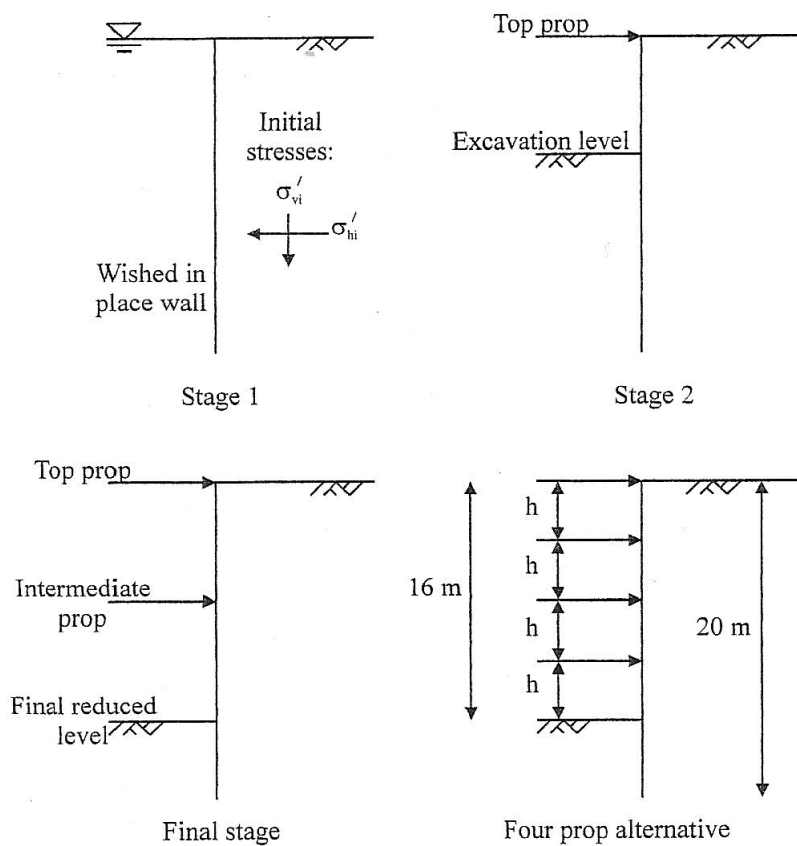
Συμπεράσματα απορρέοντα από τον πίνακα Γ6.

Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, με πρόγραμμα του Imperial College και με πλέγμα όπως αυτό του σχήματος Γ35, για όλες τις διαφορετικές περιπτώσεις του πίνακα Γ6, στην άργιλο του Λονδίνου, υπό αστράγγιστες συνθήκες και με επίπεδο παραμόρφωση, με συντελεστή ασφαλείας έναντι ανυψώσεως πυθμένος $FS > 2.20$ και με τον συντελεστή ωθήσεων ηρεμίας $K_0 = 2.0$



Σχήμα Γ35. Το πλέγμα των πεπερασμένων στοιχείων, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για τις 16 m βάθους εκσκαφών.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, ήταν σταθερά για όλες τις περιπτώσεις του πίνακος Γ6, με βάθος εκσκαφής 16 m, βάθος εμπήξεως πετασμάτων 4 m, δη συνολικό ύψος πετάσματος 20 m, με πλάτος εκσκαφής $B = 40$ m και το έδαφος θεωρήθηκε ως πλήρως



κεκορεσμένο, δη χρησιμοποιήθηκε το $\gamma_{κορ}$.

Οι εκσκαφές έγιναν όπως δείχνεται στο σχήμα Γ36, όπου έχουμε τις δύο από τις τρεις επιλογές επιπέδων των αντηρίδων που χρησιμοποιήθηκαν, ήτοι με τα δύο και τα τέσσερα επίπεδα, τα οποία αφορούν τις πραγματικές εκσκαφές, ενώ η περίπτωση 5 του πίνακος Γ6 με τα οκτώ επίπεδα αντηρίδων, είναι υποθετική.

Σχήμα Γ36. Η κατασκευαστική ακολουθία, όπως εισήχθη στο πρότυπο αναλύσεως των Addenbrooke, Potts and Dabee.

Όπως φαίνεται και στον πίνακα Γ6, χρησιμοποιήθηκαν 2, 4, 5 και 8 επίπεδα αντηρίδων και αντιστοίχως ορίσθησαν τέσσερα διαφορετικά κατακόρυφα διαστήματα h μεταξύ αυτών των περιπτώσεων εκσκαφών.

Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις, οι αντηρίδες κατανεμήθηκαν εξίσου σε όλο το βάθος των 16 m, με την πρώτη αντηρίδα να τοποθετείται στο χείλος στην επιφάνεια και χωρίς αντηρίδα εις την τελική στάθμη δαπέδου της εκσκαφής.

Η δυστένεια των αντηρίδων, είναι $\kappa=131250$ (KN/m/m), σε όλες τις περιπτώσεις και σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως και προκύπτει από τον τύπο tubo χαλύβδινο της διατομής των, με πάχος τοιχώματος 20 mm, εξωτερική διάμετρο 1000 mm και οριζοντία απόσταση μεταξύ των αντηρίδων (στην κάτωψη του σκάμματος), από κέντρο σε κέντρο ίση με $b=5$ m, ενώ $l_{\text{αντηρίδος}}=B/2=20\text{m}$ (Σχήμα Γ35).

Επίσης εις το κάτω ήμισυ του πίνακα Γ6, αναφέρονται τα μεγέθη $K_0 = (\sigma'_h / \sigma'_v)$ συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων, η δυστένεια των αντηρίδων κ και οι τρεις τελευταίες στήλες, όπου εδώ εστιάζεται και το ενδιαφέρον μας και όπου αναφέρονται οι, V_g η μεγίστη κατακόρυφος επιφανειακή εδαφική καθίζησης, U_g η μεγίστη οριζοντία επιφανειακή εδαφική μετακίνησης και η U_w η μεγίστη οριζοντία εκτροπή του τοίχου.

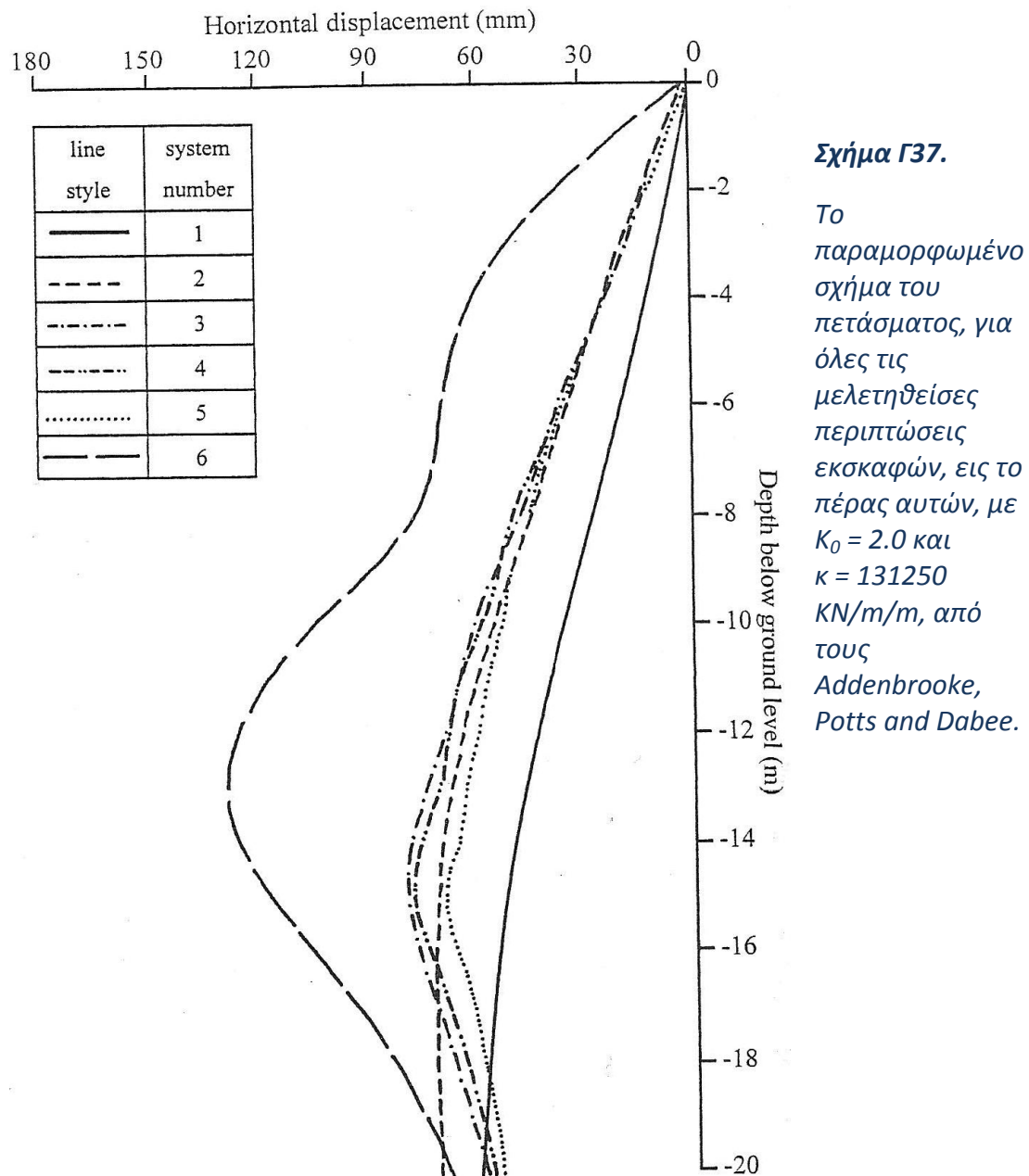
Παρατηρώντας την τελευταία στήλη του άνω μισού πίνακα Γ6, βλέπουμε ότι τα συστήματα 2, 3, 4 και 5, εμφανίζουν πρακτικώς τον ίδιο δείκτη δυσκαμψίας Δ , ενώ από τις τρεις τελευταίες στήλες του κάτω μισού του, βλέπουμε επίσης ότι τα ίδια συστήματα, έχουν παρεμφερή έως σχεδόν ίδια μετακινησιακά μεγέθη, όπως της πλευρικής εκτροπής του πετάσματος, της καμπύλης καθίζησης, αλλά καθώς και των οριζοντίων μετακινήσεων της εδαφικής επιφανείας.

Εν τούτοις η ιδιότητα αυτή, μπορεί να γίνει αντιληπτή μόνον με τον νέο δείκτη δυσκαμψίας Δ , τον οποίον οι ερευνητές εις την μέθοδο αυτήν τον χαρακτηρίζουν ως «μετακινησιακό», ενώ με τον άλλο δείκτη ρ_s αυτό δεν είναι δυνατόν να φανεί, διότι αυτός όπως φαίνεται και στον πίνακα Γ6, διαφέρει σημαντικά σε κάθε μία περίπτωση.

Παρατίθενται ακόμη στις επόμενες σελίδες και τα διαγράμματα των σχημάτων Γ37 και Γ38, τα οποία δείχνουν ξεκάθαρα, ότι τα συστήματα αντιστηρίξεως 2, 3, 4 και 5, τα οποία έχουν παραπλήσιες τιμές του «μετακινησιακού» δείκτη δυσκαμψίας Δ , παρουσιάζουν παραπλήσιου μεγέθους και μορφής κατανομές καθίζησης και λοιπά μετακινησιακά μεγέθη.

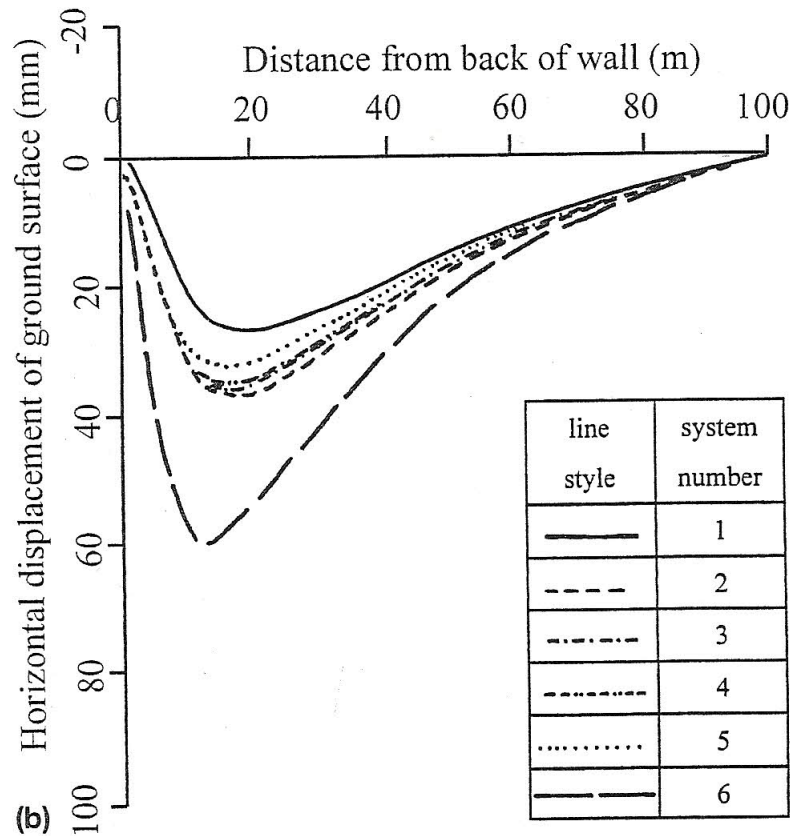
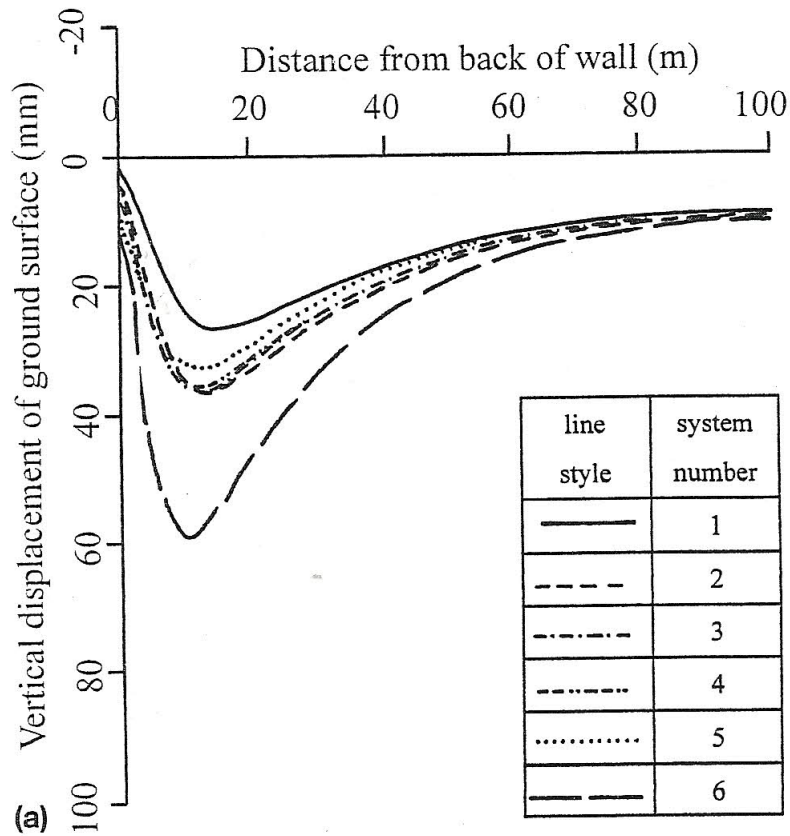
Παρατηρούμε επίσης ότι για τα συστήματα αυτά 2, 3, 4 και 5 στον πίνακα Γ6, η καμπτική ροπή η οποία αναπτύσσεται στο πέτασμα, διαφέρει σημαντικά σε κάθε περίπτωση. Έτσι λοιπόν στο σύστημα 2, όπου έχουμε διαφραγματικό τοίχο και άρα πολύ δύσκαμπτο, σε αυτόν παρατηρείται και η μεγαλύτερη καμπτική ροπή. Ακόμη στα εν λόγω συστήματα, το άθροισμα των αξονικών φορτίων των αντηρίδων, έχει

παρεμφερείς τιμές, όπου βεβαίως ανά περίπτωση, το φορτίο κάθε αντηρίδος θα προκύψει με διαίρεση του $\Sigma_{(\text{φορτ. αντηρ.})}$, δια του πλήθους των επιπέδων των.



Ειδικότερα και από τα διαγράμματα του σχήματος Γ38 στην επόμενη σελίδα, συμπεραίνουμε ότι τα συστήματα αντιστηρίξεων τα οποία παρουσιάζουν παρεμφερείς τιμές του νέου δείκτη δυσκαμψίας $\Delta = EI / h^5$, με τα παραπλήσια μετακινησιακά μεγέθη που εκδηλώνονται σε αυτά, θα προκληθεί ο ίδιος βαθμός ζημιών σε κατασκευές, οι οποίες γειτνιάζουν της εκσκαφής.

Εδώ θα αναφέρουμε ότι η μέθοδος αυτή για τον προσδιορισμό του δείκτη Δ , αναπτύχθηκε σε εκσκαφές εντός στιφρών αργίλων, με τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 σε υψηλές τιμές, συγκεκριμένα στο διάστημα $1.00 < K_0 < 2.00$ και συχνά με $K_0 > 2.00$, κάτι το οποίο ισχύει για την άργιλο του Λονδίνου.



Σχήμα Γ38.

Οι καμπύλες καθιζήσεως στο (α) και οι οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις επιφανείας στο (β), για όλες τις περιπτώσεις του πίνακος Γ6, υπό $K_0 = 2.0$ και $\kappa = 131250$ KN/m/m, από τους Addenbrooke, Potts and Dabee.

Οι ερευνητές μελέτησαν και την επιρροή του K_0 και διαπίστωσαν ότι με την αύξησή του, μειώνονται οι κατακόρυφες μετακινήσεις δη οι καθιζήσεις του εδάφους, ως ευεργετική η αύξηση του K_0 , διότι αυτή επιφέρει αύξηση στο μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, όμως ταυτοχρόνως αυξάνεται και το άθροισμα των φορτίων των αντηρίδων, λόγω του ότι αυξάνονται οι οριζόντιες πιέσεις επί των πετασμάτων. Άλλωστε έχουμε αναφέρει και στην αρχή της σελίδας 14, ότι με την αύξηση του K_0 σε περίπτωση ανυποστήρικτης εκσκαφής, λόγω της μεγάλης αποτονώσεως του εδάφους θα σημειωθούν σημαντικές οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις.

Επίσης διαπίστωσαν ότι με την αύξηση της δυστένειας των αντηρίδων, πέραν του ορίου $\kappa = 100000 \text{ KN/m/m}$, δεν κερδίζουμε κάτι το ουσιαστικό ως προς την άποψη της μείωσης των μετακινήσεων.

Τελικώς μπορούμε να πούμε, ότι τουλάχιστον για τις περιπτώσεις βαθέων εκσκαφών εντός στιφρών αργιλικών πεδίων, ο «μετακινησιακός» δείκτης δυσκαμψίας Δ , μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως ένα μέρος της συνολικής διαδικασίας ελέγχου των μετακινήσεων.

Έτσι στην αρχική φάση του σχεδιασμού, ο Μηχανικός μπορεί να μην περιοριστεί και να θεωρήσει ποικίλους τύπους τοίχων και συστημάτων διατάξεως των αντηρίδων και για τα οποία να επιδιώκει ούτως ώστε η τιμή του δείκτη αυτών $\Delta = EI / h^5$, να διατηρείται σταθερή.

Τελικώς με την παρουσίαση συστημάτων αντιστηρίξεων ιδίου δείκτη Δ , τα οποία θα επιφέρουν ίδια μετακινησιακά αποτελέσματα και συγκεκριμένα κατανομές επιφανειακών εδαφικών καθιζήσεων, μπορεί να επιλεγεί το καταλληλότερο εξ αυτών σύστημα, το οποίο να αρμόζει εις την μελετώμενη περίπτωση εκσκαφής, από άποψη οικονομικότητας, ασφαλείας και γενικότερης διευκόλυνσεως των εργασιών.



Φωτο Γ1.

*Συνθετότερες
μορφές
αντηρίδων.
Μετρό
Θεσσαλονίκη
Μέθοδος Cut
and cover –
ΝΣΣ*



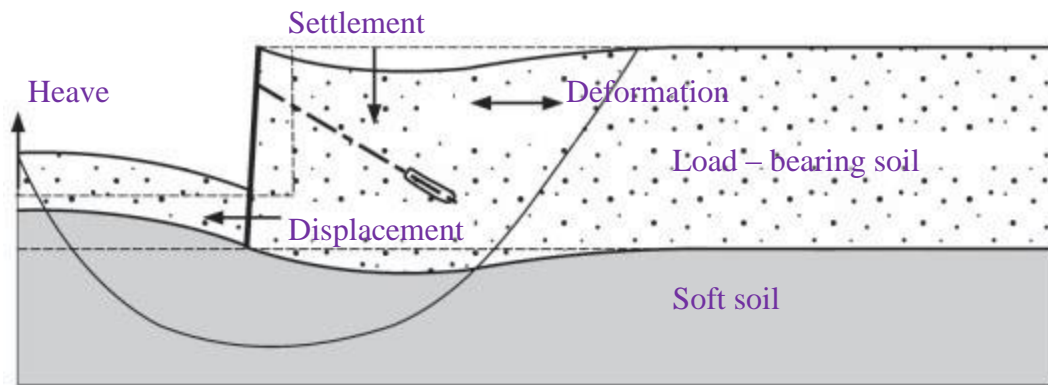
Φωτο Γ2.

*Μετρό
Θεσσαλονίκη
Μέθοδος
Cover and
cut -
Σταθμός
Πανεπιστή-
μιο.*

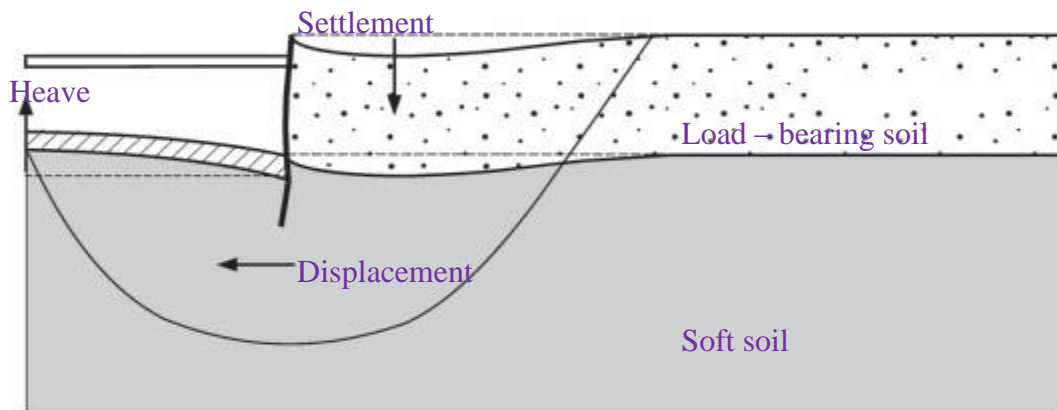


Φωτο Γ3.

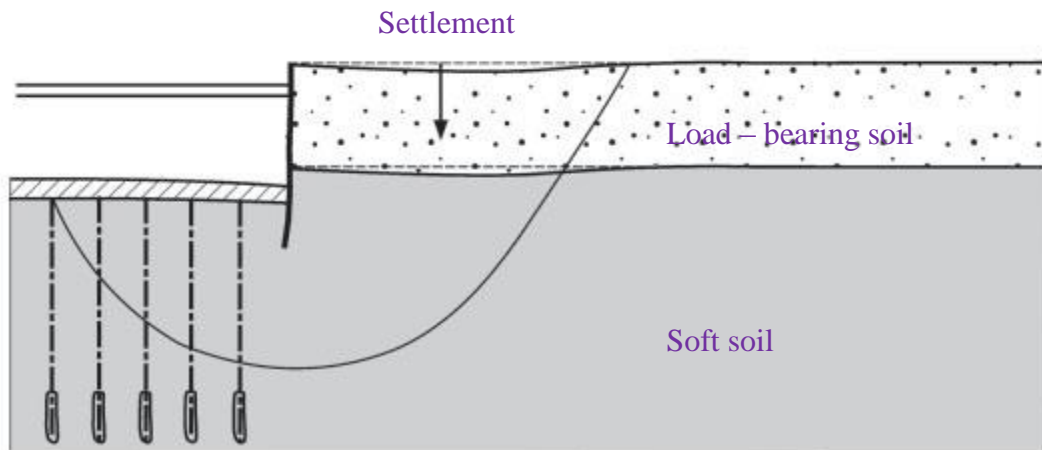
*Κατασκευή σταθμών
και φρεάτων
εκκίνησης TBM με
μέθοδο cover and cut
ή cut and cover-
μέθοδος NATM (N. E
Ελβετία και Ν.Σ.Σ) –
κατασκευή μόνιμων
διαφραγματικών
τοιχών.*



(a) Without base stabilization.



(b) With base stiffening.



(b) With base stiffening and soil anchors.

Σχήμα Γ39. Οι εδαφικές μετακινήσεις και οι καθιζήσεις της επιφανείας, ως συνάρτησις του βαθμού σταθεροποίησης του πυθμένου της εκσκαφής, *Recommendations of excavations EAB, by the German Geotechnical Society.*

Δ. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ.

Γενικά.

Στην παρούσα ενότητα, θα επιχειρηθεί αρχικώς η εφαρμογή τριών ημιεμπειρικών μεθόδων προβλέψεως της καθιζήσεως στην εδαφική επιφάνεια, λόγω εκσκαφής υπό αντιστήριξη.

Επειδή είδαμε ότι σχεδόν όλες οι έως τώρα μέθοδοι, ασχολήθηκαν με το θέμα αυτό για περιοχές αργιλωδών – αμμωδών εδαφικών υλικών, έτσι και για την εφαρμογή η οποία ακολουθεί θα υποθέσουμε ανάλογη στρωματογραφία. Ακόμη λόγω του ότι από όλες τις προαναφερθείσες μεθόδους, η μέθοδος KJHH είναι η πλέον πρόσφατη, προτιμήθηκε αυτή για εφαρμογή σε μία εκσκαφή, μαζί επίσης με δύο παλαιότερες αλλά καταξιωμένες μεθόδους, όπως αυτές των Clough and O' Rourke και των Mana and Clough.

Ο σκοπός μας είναι να εφαρμόσουμε τις τρεις αυτές ημιεμπειρικές μεθόδους, ούτως ώστε να έχουμε αποτελέσματα υπό την μορφή καμπυλών καθιζήσεως ως πρόβλεψη, παραλλήλως όμως και με την κατανομή καθιζήσεως, η οποία θα προκύψει από μία αναλυτική λύση παραγόμενη με την εφαρμογή του κώδικος πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS.

Όλες οι κατανομές καθιζήσεων οι οποίες πρόκειται να παραχθούν και των τριών ημιεμπειρικών και της αναλυτικής λύσεως, θα συγκεντρωθούν υπό την ίδια κλίμακα σε ένα διάγραμμα, ούτως ώστε να καταστεί δυνατή η μεταξύ των σύγκρισις καθώς και η εξαγωγή συμπερασμάτων.

Ακόμη στην ενότητα αυτήν, θα επιχειρήσουμε μέσω του ιδίου παραδείγματος, την αξιολόγηση του προτεινομένου από τους Addenbrooke, Potts and Dabee νέου δείκτη δυσκαμψίας Δ . Έτσι λοιπόν στο συγκεκριμένο όρυγμα του παραδείγματός μας, διατηρώντας όλα τα γεωμετρικά και εδαφικά του χαρακτηριστικά αμετάβλητα, θα υπολογίσουμε έναν άλλον συνδυασμό πάχους πετάσματος και κατακορύφου αποστάσεως μεταξύ των αντηρίδων, ούτως ώστε ο δείκτης Δ να είναι ο ίδιος.

Εν συνεχεία θα εκτιμηθούν οι κατανομές καθιζήσεων για τα δύο διαφορετικά συστήματα αντιστηρίξεως στο ίδιο όρυγμα, τόσον με τις προαναφερθείσες τρεις ημιεμπειρικές μεθόδους, όσον βεβαίως και με την αναλυτική μέθοδο με τον κώδικα PLAXIS, όπου προσδοκούμε για τα δύο αυτά διαφορετικά συστήματα με τον ίδιο Δ και για την ίδια κάθε φορά μέθοδο, να αντιστοιχούν παρεμφερείς εδαφικές επιφανειακές μετακινήσεις.

Στα επόμενα περιγράφονται οι δύο αυτές διαφορετικές μεταξύ των εναλλακτικές λύσεις αντιστηρίξεως της ίδιας εκσκαφής, καθώς και η σχετικοί υπολογισμοί.

Εναλλακτική λύσις με την κατασκευή πετάσματος φρεατοπασσάλων σκυροδέματος.

Η λύσις αυτή, η οποία και χαρακτηρίζεται ως βασική για το εδώ παράδειγμα εφαρμογής, αφορά την μελέτη αντιστήριξης σε ένα ανοικτό όρυγμα, έχουμε την λεγόμενη μέθοδο «Cut and cover» και απεικονίζεται εις το σχήμα Δ1. Τα γεωμετρικά δεδομένα της εκσκαφής είναι:

B	=	20 m	το πλάτος του ορύγματος.
H _e	=	12 m	το βάθος της εκσκαφής.
H _p	=	6 m	το βάθος εμπήξεως πετάσματος.
H _e +H _p	=	18 m	το ολικό ύψος του πετάσματος.

Το πέτασμα θα είναι πασσαλότοιχος, με σειρά φρεατοπασσάλων Φ 100/2.00 m, με υλικό ωπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C 25/30, οι οποίοι συνδέονται στην κορυφή των με δοκό κεφαλόδεσμο διατομής 1.50 m X 1.50 m, επίσης ωπλισμένου σκυροδέματος.

Για την εγκάρσια αντιστήριξη των πασσάλων, θα χρησιμοποιηθούν συστοιχίες πανομοιοτύπων αντηρίδων, με οριζόντιο απόσταση μεταξύ των b = 4.00 m. Οι αντηρίδες αυτές συγκροτούν τρία οριζόντια επίπεδα, τα οποία απέχουν μεταξύ των επίσης 4.00 m. Έτσι λοιπόν η μέση κατακόρυφος απόστασις μεταξύ των αντηρίδων θα είναι h_{avg} = 4.00 m.

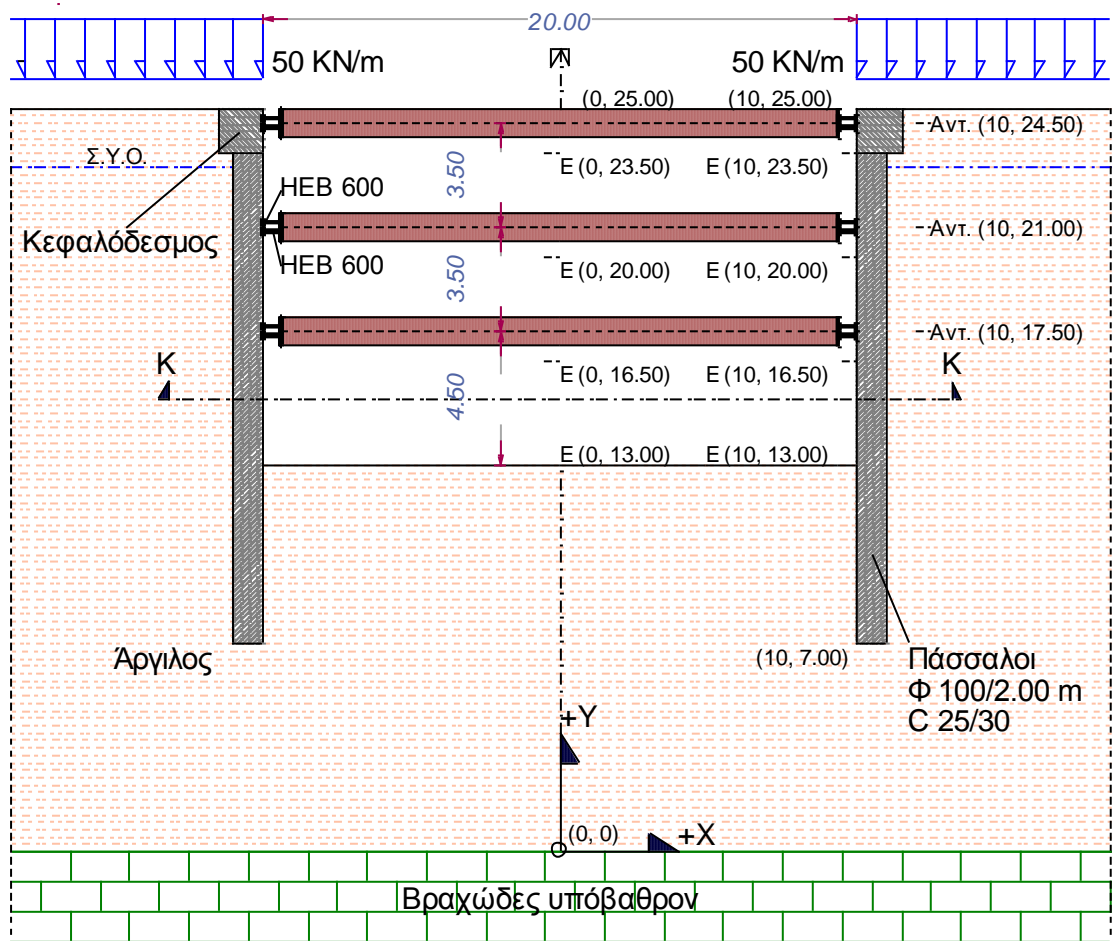
Το κενό μεταξύ των πασσάλων το οποίο δημιουργείται στο εν λόγω πέτασμα, θα πληρωθεί με στρώση εκτοξευομένου σκυροδέματος, το οποίο θα οπλισθεί με διπλή εσχάρα πλέγματος.

Οι αντηρίδες όλων των επιπέδων, θα εδράζονται επί δύο μεταλλικών στρωτήρων τύπου HEB 600. Η τυπική διατομή των είναι tubo χαλύβδινη, Φ 930 mm και t = 15 mm, όπου Φ η εξωτερική διάμετρος και t το πάχος του δακτυλίου.

Και στην λύση αυτήν αλλά και στην δεύτερη παραλλαγή η οποία πρόκειται να αναφερθεί στα επόμενα, για τον καθορισμό ενός οποιουδήποτε μεγέθους α' του πετάσματος, όπου ο' αφορά το πέτασμα στο σύνολό του, π.χ. είτε πρόκειται για καμπτική ροπή, είτε για άλλο εντατικό μέγεθος, ή ακόμη για δυσκαμψία και δυστένεια, θα υπολογισθεί ως α' = f(α,b,η), όπου:

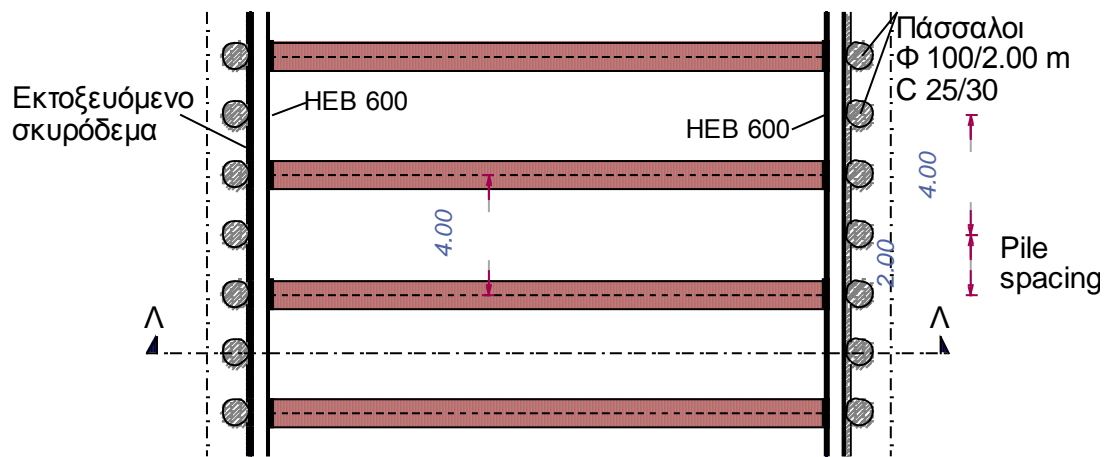
b	η απόστασις μεταξύ των αντηρίδων οριζοντίως
η	το πλήθος των στοιχείων, τα οποία συνεισφέρουν την δυσκαμψία των σε αυτήν την οριζόντιο απόσταση και
α	το εν λόγω μέγεθος, είτε σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως, (plane strain), είτε όχι.

Έτσι λοιπόν τα μεγέθη η και b, τα χρησιμοποιούμε για την μετάβαση από ή σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως.



ΤΟΜΗ Λ - Λ

ΤΟΜΗ Κ - Κ



Σχήμα Δ1. Αντιστήριξις με την κατασκευή πετάσματος φρεατοπασσάλων σκυροδέματος και τρία επίπεδα αντηρίδων.

Επί παραδείγματι η καμπτική ροπή του πασσάλου θα είναι:

$$M' = \frac{M \cdot b}{\eta} \quad \text{όπου}$$

M σε KNm/m, ως αποτέλεσμα της ανάλυσης σε συνθήκες plane strain, ενώ M' σε KNm η ροπή κάμψης η οποία καταπονεί τον πάσσαλο.

Ισοδύναμα βεβαίως από την προηγούμενη, προκύπτει και ότι:

$$M' = M \cdot (\text{pile spacing})$$

ήτοι πολλαπλασιάζοντας τη ροπή με την απόσταση μεταξύ των πασσάλων. Τα ίδια βεβαίως ισχύουν και για τα λοιπά εντατικά μεγέθη του πετάσματος.

Αντιθέτως για την ανάλυση σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως, θα πρέπει μεγέθη όπως η δυσκαμψία και η δυστένεια να αναχθούν στις συνθήκες αυτές. Έτσι λόγω χάρη θα υπολογίσουμε την:

$$(EI)' = \frac{\eta \cdot (EI)}{b} \quad \text{όπου } EI \text{ η δυσκαμψία του πετάσματος σε } KNm^2$$

Το αξονικό φορτίο αντηρίδος σε κάθε περίπτωση, θα υπολογισθεί ως:

$$N'_{\text{αντηρ}} = N \cdot b \quad \text{όπου}$$

N σε KN/m από την επίλυση σε συνθήκες plane strain.

Ακόμη για όλα τα σχήματα των εναλλακτικών λύσεων τα οποία θα παρουσιασθούν, θεωρούμε φορτία στην επιφάνεια λόγω κτηρίων εκατέρωθεν του σκάμματος και πολύ κοντά σε αυτό, περίπου στα 3 m, με τιμή 50 KPa δηλαδή 50 KN/m², την οποία τιμή θα θεωρήσουμε και έως το χείλος της εκσκαφής, προβλέποντας και την συνύπαρξη μεγάλων εργοταξιακών φορτίων. Έτσι για λόγους απλότητας σε όλα τα προσομοιώματα, θα έχουμε σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως (plane strain), απεριόριστο επιφανειακό φορτίο 50 KN/m εκατέρωθεν του σκάμματος, με αποτέλεσμα την ύπαρξη συμμετρίας.

Ακολουθούν τα δεδομένα της εδαφικής τομής.

Ενιαία στρώσις αργίλου έως και το «σκληρό» υπόβαθρο, πάχους 25 μέτρων με τα κάτωθι χαρακτηριστικά:

Στραγγιζόμενες συνθήκες (Drained).

Στάθμη υδροφόρου ορίζοντος 2 m κάτω από την επιφάνεια, ως εις το σχήμα Δ1.

Ειδικό βάρος ξηρό	γ_{unsat}	= 18 KN/m ³
Ειδικό βάρος κεκορεσμένο	γ_{sat}	= 20 KN/m ³
Συνοχή	c_{ref}	= 50 Kpa
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	c_u	= 50Kpa
Γωνία εσωτερικής τριβής	ϕ_u	= 0°

Γωνία διαστολικότητας	ψ	$= 0^\circ$
Υδροπερατότητα	K_X	$= K_Y = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/day}$
Συντελεστής διεπιφανείας	R_{inter}	$= 0.70$
Μέτρον ελαστικότητας	E_{ref}	$= 25000 \text{ Kpa} = 25 \text{ MPa}$
Λόγος του Poisson	ν	$= 0.30$

Το σύνολο των ανωτέρω δεδομένων, απαιτείται στην αναλυτική υπολογιστική διαδικασία, με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Εντελώς υποθετικά εδώ, θεωρήθηκε ότι το μέτρο ελαστικότητας της αργίλου, προκύπτει από σχέση της μορφής

$E_{ref} = M \cdot c_u = 500 \cdot 50 \text{ Kpa}$, ελήφθη δηλαδή μία τιμή για τον «πολλαπλασιαστή» του μέτρου, $M = 500$,

ενώ ο συντελεστής R_{inter} αφορά την απομείωση της διατμητικής αντοχής, κοντά στην διεπιφάνεια εδάφους κατασκευής.

Επίσης επειδή είναι

$q_u = 2 \cdot c_u = 2 \cdot 50 \text{ Kpa} = 100 \text{ Kpa}$ = αντοχή σε ανεμπόδιστο θλίψη, συμπεραίνουμε ότι πρόκειται για συνεκτική άργιλο.

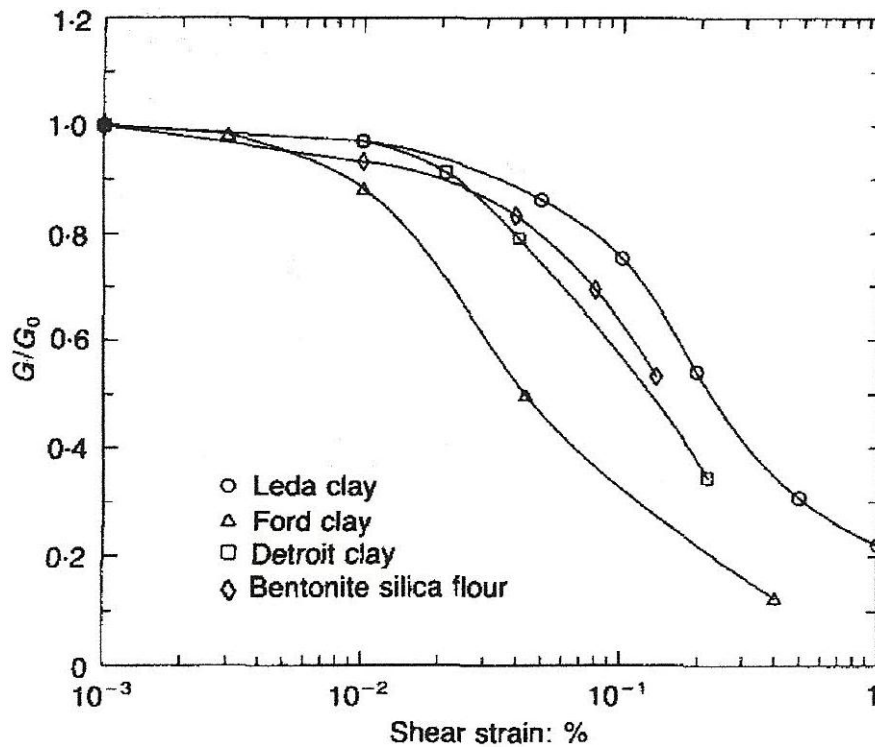
Η τιμή του μέτρου ελαστικότητας η οποία αναφέρεται παραπάνω, θεωρείται ότι αφορά την ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδαφικού μας υλικού, ήτοι σε επίπεδα μεγάλων παραμορφώσεων. Έτσι μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην μέθοδο της αριθμητικής αναλύσεως PLAXIS, στην μέθοδο των Mana and Clough και των Clough and O' Rourke, δεν μπορεί όμως να χρησιμοποιηθεί εις την μέθοδο των KJHH.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου KJHH, πρέπει να χρησιμοποιήσουμε το μέτρο διατμήσεως G_0 και κατά συνέπεια το μέτρο ελαστικότητας E_0 του εδαφικού σχηματισμού, το οποίον όμως αναφέρεται μόνον στο επίπεδο των πολύ μικρών παραμορφώσεων, δη της τάξεως 10^{-3} έως και 10^{-5} .

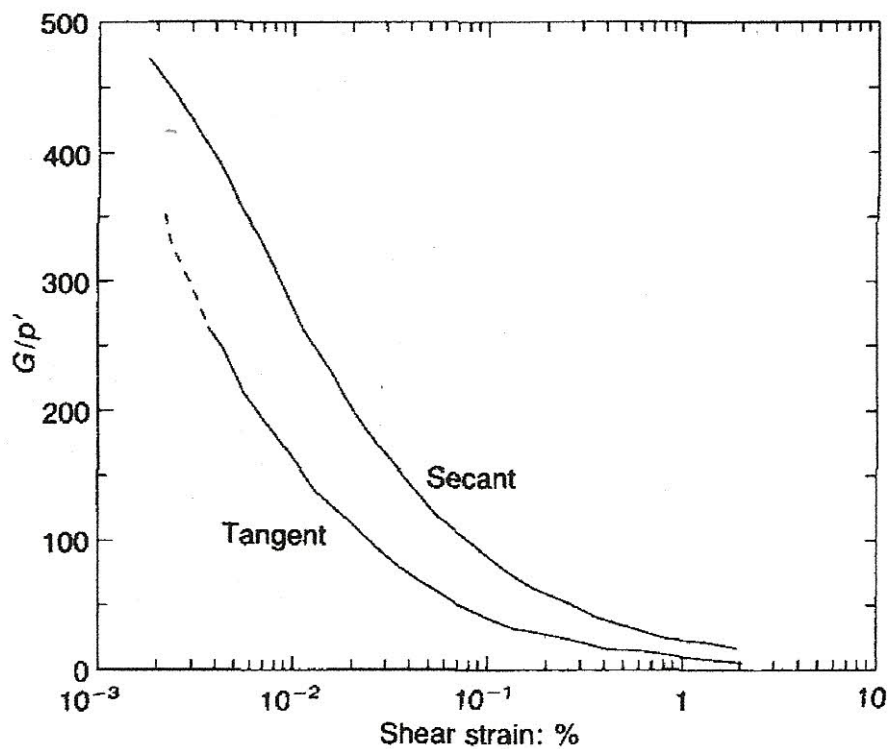
Όπως δείχνεται και εις τα διαγράμματα των σχημάτων Δ2, Δ3 και Δ4, το μέτρο διατμήσεως G αυξάνει σημαντικά όσο μικραίνουν οι παραμορφώσεις και μάλιστα σταθεροποιείται εις μία τιμή G_0 , η οποία πλέον αντιστοιχεί σε επίπεδο πολύ μικρών παραμορφώσεων και συγκεκριμένα μικρότερες του 10^{-3} .

Από ότι έχουν δείξει όλες οι σχετικές έρευνες, όπως των Viggiani and Atkinson αλλά και άλλων, στις πολύ μικρές παραμορφώσεις το έδαφος παρουσιάζει καθαρώς γραμμική και ελαστική συμπεριφορά.

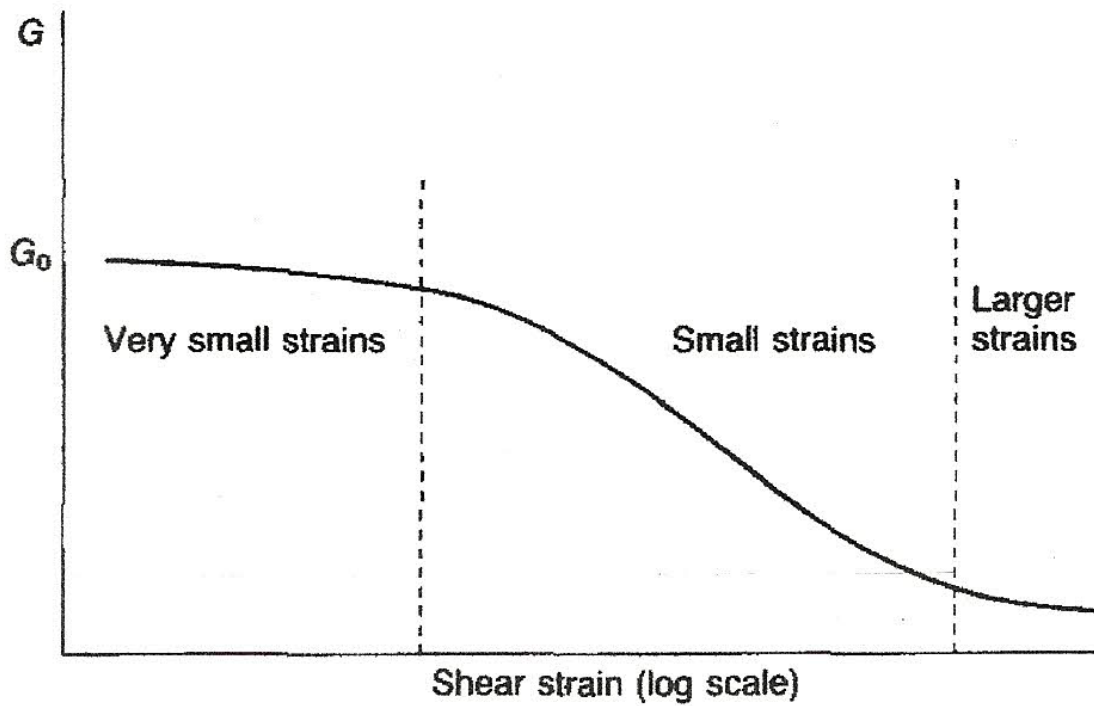
Εις την μέθοδο των KJHH, πρέπει να χρησιμοποιήσουμε τις μέγιστες τιμές των εδαφικών παραμέτρων G και E , ήτοι τις G_0 και E_0 . Άλλωστε οι συγκεκριμένοι ερευνητές, προτείνουν τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους μόνον με δύο τρόπους, είτε με την χρήση ειδικού εξοπλισμού τριαξονικών δοκιμών εργαζομένου στο επίπεδο των πολύ μικρών παραμορφώσεων, είτε με την εφαρμογή της επιτόπου δοκιμής Cross – Hole.



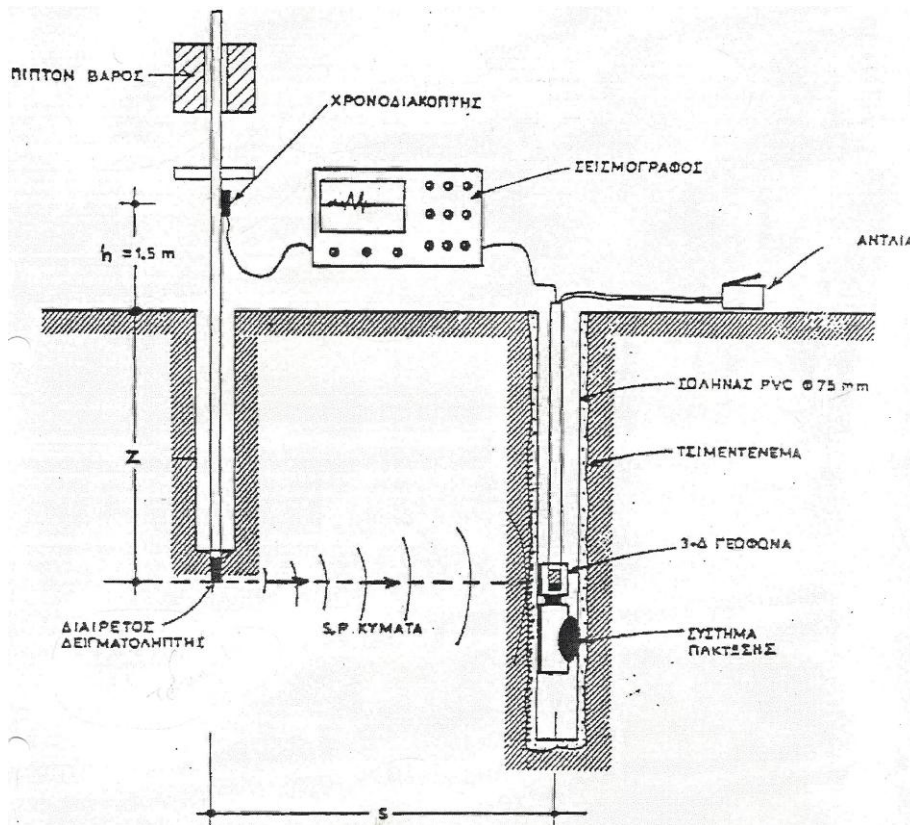
Σχήμα 42. Η εξάρτησις του μέτρου διατμήσεως, από την εδαφική παραμόρφωση από δυναμικές δοκιμές σε λεπτόκοκκα εδάφη, κατά Anderson and Richart 1976



Σχήμα 43. Η μεταβολή του μέτρου διατμήσεως, σε τριαξονικές δοκιμές εις την άργιλο του Λονδίνου, κατά Jardine et al 1991



Σχήμα Δ4. Ποιοτική διακύμανσις του μέτρου διατμήσεως, εις ένα μεγάλο εύρος παραμορφώσεων, από Atkinson and Salfors 1991.



Σχήμα Δ5. Τοπική διάταξις δοκιμής Cross - Hole.

Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων G_0 και E_0 , η μέθοδος Cross – Hole είναι εκείνη από την κατηγορία των επί τόπου δοκιμών, η οποία θεωρείται ως η πλέον αξιόπιστος. Με αυτήν προσδιορίζονται οι V_P και V_S ταχύτητες διαδόσεως του διαμήκους και εγκάρσιου ελαστικού κύματος αντιστοίχως, εις τον εδαφικό σχηματισμό.

Ο βασικός εξοπλισμός σε μία τέτοια δοκιμή, περιλαμβάνει την πηγή των σεισμικών εγκαρσίων ή αλλιώς διατμητικών κυμάτων S και των διαμήκων ή αλλιώς θλιπτικών κυμάτων P , το σύστημα λήψεως των κυμάτων, συμβατό σειсмоγράφο για την καταγραφή, καθώς και τον αδρανειακό χρονοδιακόπτη ενάρξεως των μετρήσεων, όπως δείχνεται εις το σχήμα Δ5.

Η πηγή των σεισμικών κυμάτων η οποία χρησιμοποιείται, συνήθως είναι ο διαιρετός δειγματολήπτης της δοκιμής προτύπου διεισδύσεως SPT.

Γνωρίζοντας τις ανωτέρω ταχύτητες διαδόσεως των ελαστικών κυμάτων, μπορούμε να υπολογίσουμε το ελαστικό, ήτοι το μέγιστο μέτρο διατμήσεως G_0 και τον λόγο του Poisson ν , άρα κατόπιν και το μέγιστο μέτρο E_0 .

Το πρόβλημα εδώ, έγκειται εις το ότι δεν έχουμε ακριβή γνώση των τιμών των ταχυτήτων αυτών, όμως από την βιβλιογραφία εύκολα βρίσκουμε δεδομένα για αργίλους όλων σχεδόν των ειδών.

Επειδή το παράδειγμα μας είναι υποθετικό, εντελώς συντηρητικά μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τις ακόλουθες τιμές ταχυτήτων, οι οποίες αντιστοιχούν σε σχετικά μαλακές αργίλους:

$V_S = 180 \text{ m/sec}$	ταχύτης διαδόσεως του εγκάρσιου ελαστικού κύματος
$V_P = 340 \text{ m/sec}$	ταχύτης διαδόσεως του διαμήκους ελαστικού κύματος και
$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$	το ειδικό βάρος του εδάφους
$g = 9.81 \text{ m/sec}^2$	η επιτάχυνσις της βαρύτητος, οπότε κατά σειράν υπολογίζονται:

Το μέγιστο, ήτοι το ελαστικό μέτρο διατμήσεως, δίδεται από την σχέση

$$G_0 = \rho \cdot (V_S)^2 = \frac{\gamma}{g} \cdot (V_S)^2 =$$

$$= \frac{20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{sec}^2}} \cdot (180)^2 \frac{\text{m}^2}{\text{sec}^2} = \frac{20 \text{KN} \cdot \text{sec}^2}{9.81 \text{m} \cdot \text{m}^3} \cdot (180)^2 \frac{\text{m}^2}{\text{sec}^2} = 66055.046 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow$$

$$G_0 \approx 66055 \text{ Kpa}$$

Ο λόγος του Poisson δίδεται από την σχέση

$$\nu = \frac{0.50 \cdot \left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 1}{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 1} = \frac{0.50 \cdot \left(\frac{340}{180}\right)^2 - 1}{\left(\frac{340}{180}\right)^2 - 1} = \frac{0.784}{2.568} = 0.305 \Rightarrow$$

$$\nu = 0.30$$

Το μέγιστο, ήτοι το ελαστικό μέτρο του Young, δίδεται από την σχέση

$$G_0 = \frac{E_0}{2 \cdot (1 + \nu)} \Rightarrow$$

$$E_0 = 2(1 + \nu) \cdot G_0 = 2 \cdot (1 + 0.30) \cdot 66055 \text{ Kpa} = 171743 \text{ Kpa} \Rightarrow$$

$$E_0 \approx 170000 \text{ Kpa}$$

και η ανωτέρω τιμή του μέτρου ελαστικότητας, θα χρησιμοποιηθεί αποκλειστικώς εις την μέθοδο των ΚJHH.

Εκτίμησις των καθιζήσεων δια της μεθόδου ΚJHH.

ΒΗΜΑ 1. Υπολογίζουμε τις τιμές των επτά αναγκαίων μεταβλητών.

$$\frac{\Sigma_{Hclay}}{H_{wall}} = \frac{18 \text{ m}}{18 \text{ m}} = 1.00 \text{ έτσι ισχύει ότι}$$

$$0.60 \leq 1.00 \leq 1.00 \Leftrightarrow 0.60 \leq \frac{\Sigma_{Hclay}}{H_{wall}} \leq 1.0 \Leftrightarrow \text{μπορεί να εφαρμοσθεί η μέθοδος}$$

$H_e = 12 \text{ m}$ είναι το τελικόν βάθος της εκσκαφής,

Τιμή εμπίπτουσα εντός των ορίων του πίνακος Γ2.

Υπολογισμός του λογαρίθμου $\ln(EI/\gamma_w h^4_{avg})$.

Έχουμε φρεατοπασσάλους σκυροδέματος Φ 100/2.00 m και ποιότητας C 25/30.

Ο λόγος του Poisson $\nu = 0.15$, και για το μέτρο ελαστικότητας θα έχουμε

$$E = 31000 \text{ Mpa} = 31 \text{ Gpa} = 31 \cdot 10^6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Η ροπή αδρανείας του πασσάλου Φ 100, θα είναι

$$I_{yy} = I_{zz} = \frac{\pi R^4}{4} = \frac{\pi \cdot (0.50)^4 \text{ m}^4}{4} = 0.04909 \text{ m}^4$$

Οπότε η δυσκαμψία είναι

$$EI = 31 \cdot 10^6 \frac{KN}{m^2} \cdot 0.04909 m^4 = 1521709 KNm^2$$

Όμως η δυσκαμψία αυτή, πρέπει να αναχθεί σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως, δηλαδή ανά μέτρο μήκους του σκάμματος. Έτσι λοιπόν, όπως έχουμε και πρωτύτερα αναφέρει, εμπλέκονται οι παράγοντες b και η , οριζόντιος απόστασις μεταξύ των αντηρίδων και ο αριθμός των πασσάλων οι οποίοι υπάρχουν εντός της αποστάσεως αυτής αντιστοίχως και είναι:

$$(EI)' = \frac{\eta \cdot EI}{b} = \frac{2 \cdot 1521709 KNm^2}{4 m} \Rightarrow (EI)' = 760854 \frac{KNm^2}{m} \quad \text{άρα}$$

$$\ln \frac{EI}{\gamma_w \cdot h_{avg}^4} = \ln \frac{760854 KNm}{9.81 \frac{KN}{m^3} \cdot 4^4 m^4} = 5.714$$

Η τιμή αυτή δεν εμπίπτει εντός των ορίων του πίνακος Γ2, εν τούτοις όμως την αποδεχόμεθα ως οριακή.

Το πλάτος της εκσκαφής $B = 20 m$, τιμή εμπίπτουσα στο πεδίο ορισμού του πίνακος Γ2, όμως μας ενδιαφέρει το ημιπλάτος αυτής και έτσι έχουμε ότι

$$\frac{B}{2} = 10 m$$

Προσδιορισμός του λόγου S_u/σ'_v

Στην στάθμη των 12 m όπου είναι και ο πυθμένας της εκσκαφής, υπολογίζουμε την ενεργό τάση.

$$\sigma'_v = 2 m \cdot 18 \frac{KN}{m^3} + 10 m \cdot (20 - 9.81) \frac{KN}{m^3} = 137.90 Kpa \Rightarrow \sigma'_v \approx 138 Kpa$$

τα οποία προέρχονται μόνον από το έδαφος. Σε αυτά προστίθενται και τα 50 Kpa λόγω των κτηρίων και των λοιπών εξωτερικών φορτίσεων και τελικώς προκύπτει ότι $\sigma'_v = 188 Kpa$. Άρα θα έχουμε:

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = \frac{50 Kpa}{188 Kpa} = 0.265$$

Τιμή εμπίπτουσα εντός των ορίων του πίνακος Γ2.

Προσδιορισμός του λόγου E_i/σ'_v

Και εδώ ενδιαφέρει στην στάθμη του πυθμένος, οπότε είναι

$$\frac{E_i}{\sigma'_v} = \frac{E_0}{\sigma'_v} = \frac{170000 Kpa}{188 Kpa} \approx 904 \quad \text{όπου } E_0 \text{ είναι το μέγιστο μέτρο του Young}$$

σε επίπεδο πολύ μικρών παραμορφώσεων, όπως προσδιορίζεται στην σελίδα 81.

Η τιμή αυτή εμπίπτει εντός του πεδίου ορισμού του πίνακος Γ3, οπότε γίνεται δεκτή. Ακόμη όμως ισχύει και ότι

$$\frac{\frac{E_i}{\sigma_v}}{\frac{S_u}{\sigma_v}} = \frac{904}{0.265} = 3411 \Rightarrow \frac{E_i}{\sigma_v} = 3411 \cdot \frac{S_u}{\sigma_v}$$

Η τιμή αυτή, δεν εμπίπτει εντός του πεδίου ορισμού του πίνακος Γ2, εν τούτοις όμως γίνεται δεκτή.

Προσδιορισμός της επιρροής του «σκληρού» υποβάθρου.

Ο βραχώδης σχηματισμός αναπτύσσεται πέραν του βάθους των 25 μέτρων. Εάν T είναι η απόσταση του πυθμένος της εκσκαφής έως το σκληρό υπόβαθρο, θα έχουμε ότι:

$$\frac{T}{B} = \frac{13 \text{ m}}{20 \text{ m}} = 0.65 > 0.40 \quad \text{άρα}$$

η επιρροή του σκληρού σχηματισμού καθίσταται αμελητέα. Η εν λόγω τιμή πάντως εμπίπτει εντός των ορίων του πίνακος Γ2.

ΒΗΜΑ 2. Μετασχηματίζουμε τις μεταβλητές, χρησιμοποιώντας του συντελεστές του πίνακος Γ3 και την εξίσωση (2) της ενότητας Γ, οπότε έχουμε:

$$X_1 = t(H_e) = (\text{με το βάθος της εκσκαφής σε } m) = \alpha_1 \chi^2 + \alpha_2 \chi + \alpha_3 \\ = -0.40 \cdot (12)^2 + 24 \cdot 12 - 50 \Rightarrow X_1 = 180.40$$

$$X_2 = t\left(\ln \frac{EI}{\gamma_w \cdot h_{avg}^4}\right) = 11.5 \cdot (5.714)^2 - 295 \cdot (5.714) + 2000 \Rightarrow X_2 = 689.84$$

$$X_3 = t\left(\frac{B}{2}\right) = -0.04 \cdot (10)^2 + 4 \cdot (10) + 90 \Rightarrow X_3 = 126 \quad \text{όπου το } B \text{ σε } m$$

$$X_4 = t\left(\frac{S_u}{\sigma_v}\right) = 3225 \cdot (0.265)^2 - 2882 \cdot (0.265) + 730 \Rightarrow X_4 = 192.7456$$

$$X_5 = t\left(\frac{E_i}{\sigma_v}\right) = 0.00041 \cdot (904)^2 - 1 \cdot (904) + 500 \Rightarrow X_5 = -68.94144$$

ΒΗΜΑ 3. Υπολογίζουμε την μέγιστη πλευρική εκτροπή του τοίχου δ_{hm} , όπου το αποτέλεσμα αυτό εξάγεται απ' ευθείας σε mm, χρησιμοποιώντας την εξίσωση (3) της ενότητας Γ και είναι:

$$\delta_{hm} = -13.41973 - 0.49351 \cdot X_1 - 0.09872 \cdot X_2 + 0.06025 \cdot X_3 + 0.23766 \cdot X_4 \\ - 0.15406 \cdot X_5 + 0.00093 \cdot X_1 \cdot X_2 + 0.00285 \cdot X_1 \cdot X_3 \\ + 0.00198 \cdot X_1 \cdot X_5 \Rightarrow \delta_{hm} = 49.37 \text{ mm} = 4.94 \text{ cm}$$

ΒΗΜΑ 4. Επειδή το βραχώδες υπόβαθρο είναι σχετικά βαθειά κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής, η επιρροή του είναι αμελητέα, άρα δεν απαιτείται τροποποίηση στην υπολογισθείσα τιμή της πλευρικής εκτροπής του τοίχου και έτσι τελικώς θα έχουμε ότι:

$$\delta_{hm,modified} = \delta_{hm,m} = \delta_{hm} = 49.37 \text{ mm}$$

ΒΗΜΑ 5. Προσδιορίζουμε τον λόγο παραμορφώσεων R, δια της εξίσωσης (6) της ενότητας Γ, όπου πρώτα ορίζουμε τους παράγοντες:

$$Y_1 = \frac{\Sigma H_{clay}}{H_{wall}} = 1.000, \quad Y_2 = \frac{S_u}{\sigma_v} = 0.265 \quad \text{και}$$

$$Y_3 = \frac{E_i}{1000 \cdot \sigma_v} = \frac{1}{1000} \cdot \frac{E_i}{\sigma_v} = \frac{1}{1000} \cdot 904 \Rightarrow Y_3 = 0.904 \quad \text{οπότε}$$

$$R = 4.55622 - 3.40151 \cdot Y_1 - 7.37697 \cdot Y_2 - 4.99407 \cdot Y_3 + 7.14106 \cdot Y_1 \cdot Y_2 + 4.60055 \cdot Y_1 \cdot Y_3 + 8.74863 \cdot Y_2 \cdot Y_3 + 0.38092 \cdot Y_3^3 - 10.58958 \cdot Y_1 \cdot Y_2 \cdot Y_3 \Rightarrow R = 0.57684$$

ΒΗΜΑ 6. Υπολογίζεται πλέον η μεγίστη εδαφική επιφανειακή καθίζησης, ως:

$$\delta_{vm} = R \cdot \delta_{hm} = 0.57684 \cdot 49.37 \text{ mm} \Rightarrow \delta_{vm} = 28.48 \text{ mm} = 2.85 \text{ cm}$$

ΒΗΜΑ 7. Σχεδιάζουμε την καμπύλη καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας. Στην μέθοδο αυτήν τα σημεία θλάσεως της κατανομής, η οποία είναι τριγωνική, ορίζονται στις θέσεις αμέσως παρακάτω, όπου d η απόσταση από την παρειά του τοίχου.

$$d/H_e = 0.5 \Rightarrow d = 0.5 \cdot H_e = 0.5 \cdot 12 \text{ m} = 06.00 \text{ m}$$

$$d/H_e = 2 \Rightarrow d = 2 \cdot H_e = 2 \cdot 12 \text{ m} = 24.00 \text{ m}$$

$$d/H_e = 4 \Rightarrow d = 4 \cdot H_e = 4 \cdot 12 \text{ m} = 48.00 \text{ m}$$

Τα σημεία της κατανομής είναι:

$$\text{Όταν } d = 00 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 0.20 \cdot \delta_{vmax} = 0.20 \cdot 028.48 \text{ mm} = 005.70 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 06 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 1.00 \cdot \delta_{vmax} = 1.00 \cdot 028.48 \text{ mm} = 028.48 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 24 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 0.10 \cdot \delta_{vmax} = 0.10 \cdot 028.48 \text{ mm} = 002.85 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 48 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 0.00 \cdot \delta_{vmax} = 0.00 \cdot 028.48 \text{ mm} = 000.00 \text{ mm}$$

Η κατανομή καθιζήσεως η οποία προκύπτει με την μέθοδο αυτήν, αποδίδεται εις το διάγραμμα του σχήματος Δ18, το οποίο ευρίσκεται εις την σελίδα 114, μαζί με τις αντίστοιχες οι οποίες προκύπτουν με την εφαρμογή των υπολοίπων μεθόδων.

Εκτίμησης των καθιζήσεων δια της μεθόδου των Mana and Clough.

ΒΗΜΑ 1. Υπολογίζουμε τον συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας πυθμένος κατά Terzaghi. Έχοντας $D = 13 \text{ m}$ το βάθος του βραχώδους υποβάθρου από τον πυθμένα της εκσκαφής, είναι:

$$D < 0.7 \cdot B \Leftrightarrow 13 \text{ m} < 0.70 \cdot 20 \text{ m} \Leftrightarrow 13 \text{ m} < 14 \text{ m} \quad \text{ισχύει}$$

άρα υφίσταται έστω και μικρή επιρροή του βραχώδους υποβάθρου, οπότε ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται δια της κάτωθι σχέσεως

$$FS = \frac{c_u \cdot N_c}{H \cdot \left(\gamma - \frac{c_u}{D} \right)} = \frac{50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 5.7}{12 \text{ m} \cdot \left(20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} - 50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{1}{13 \text{ m}} \right)} = \frac{50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 5.7}{12 \text{ m} \cdot \left(20 - \frac{50}{13} \right) \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}}$$

$$\Rightarrow FS = 1.47 \approx 1.50$$

ΒΗΜΑ 2. Χρησιμοποιούμε το διάγραμμα του σχήματος Γ13 και για $FS = 1.50$ θα έχουμε:

$$\frac{\delta h_{max}}{H_e} = 0.80\% \Rightarrow \delta h_{max} = \frac{0.80}{100} \cdot H_e = \frac{0.80}{100} \cdot 12000 \text{ mm} \\ \Rightarrow \delta h_{max} = 96 \text{ mm} = 9.6 \text{ cm} \quad \text{όπου}$$

δh_{max} η μέγιστη πλευρική εκτροπή του πετάσματος, ενώ
 H_e το τελικό βάθος της εκσκαφής.

ΒΗΜΑ 3. Υπολογίζουμε τον αδιάστατο παράγοντα

$$\frac{(EI)'}{h^4 \cdot \gamma} = \frac{760854 \text{ KN} \cdot \text{m}}{20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 4^4 \cdot \text{m}^4} = 148.60$$

και με αυτόν προσδιορίζουμε τον συντελεστή δυσκαμψίας του πετάσματος α_w , χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του σχήματος Γ14, όπου προκύπτει ότι $\alpha_w = 0.90$

ΒΗΜΑ 4. Υπολογίζουμε αρχικώς την δυστένεια της αντηρίδος με βάση και τα γεωμετρικά δεδομένα του σχήματος Δ6, έχουμε:

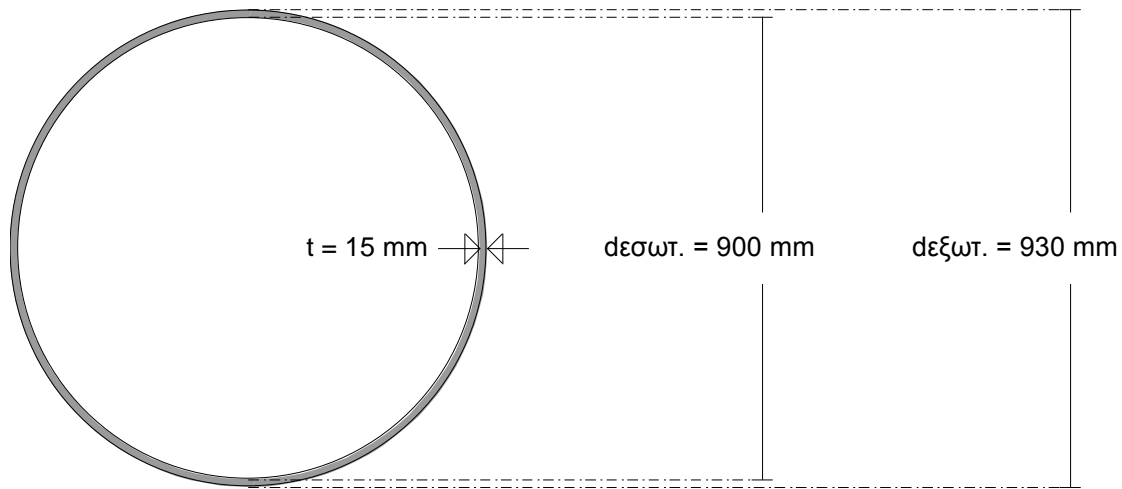
$$A = \frac{\pi \cdot (0.93)^2 \text{ m}^2}{4} - \frac{\pi \cdot (0.90)^2 \cdot \text{m}^2}{4} = \text{εμβαδόν διατομής της αντηρίδος}$$

Το υλικό είναι χάλυβας με μέτρο ελαστικότητας

$$E = 210 \text{ GPa} = 210 \cdot 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 210 \cdot 10^6 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \Rightarrow E = 210 \cdot 10^6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

οπότε η δυστένεια της αντηρίδος θα είναι:

$$EA = 210 \cdot 10^6 \frac{KN}{m^2} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot [(0.93)^2 - (0.90)^2] m^2 \Rightarrow EA = 9054855 KN$$



Σχήμα Δ6. Η διατομή της τυπικής αντηρίδος με τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά.

Υπολογίζουμε την παράσταση

$$S = \frac{EA}{l \cdot b} = \frac{9054855 KN}{20 m \cdot 4 m} = \frac{9054855}{80} \cdot \frac{KN}{m^2} \quad \text{όπου}$$

l το μήκος της αντηρίδος.

Υπολογίζουμε τον λόγο $S/h\gamma$, ο οποίος είναι αδιάστατο μέγεθος:

$$\frac{S}{h \cdot \gamma} = \frac{\frac{9054855}{80} \cdot \frac{KN}{m^2}}{4 m \cdot 20 \frac{KN}{m^3}} = \frac{9054855 \cdot \frac{KN}{m^2}}{80 \cdot 4 \cdot 20 \cdot \frac{KN}{m^2}} = 1415$$

Με την τιμή αυτήν, προσδιορίζουμε τον συντελεστή επιρροής της δυστένειας των αντηρίδων, χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του σχήματος Γ15, με το οποίο προκύπτει ότι $\alpha_S = 0.75$

ΒΗΜΑ 5. Χρησιμοποιούμε το διάγραμμα του σχήματος Γ16, ούτως ώστε να προσδιορίσουμε τον συντελεστή επιρροής του βάθους D από την επιφάνεια, του «σκληρού» υποβάθρου. Είναι $D = 25 m$ και $H = 12 m$, άρα:

$$\frac{D}{H} = \frac{25 m}{12 m} = 2.083 \Rightarrow D = 2.083 \cdot H > 2 \cdot H \quad \text{και}$$

προκύπτει από το διάγραμμα ότι $\alpha_D = 1.00$

ΒΗΜΑ 6. Χρησιμοποιούμε το διάγραμμα του σχήματος Γ17, ούτως ώστε να προσδιορίσουμε τον συντελεστή επιρροής του πλάτους B της εκσκαφής. Έχουμε:

$$\frac{B}{H} = \frac{20 \text{ m}}{12 \text{ m}} = 1.667 \Rightarrow B = 1.667 \cdot H \quad \text{και}$$

προκύπτει ότι $\alpha_B = 1.20$

ΒΗΜΑ 7. Χρησιμοποιούμε το διάγραμμα του σχήματος Γ18, ούτως ώστε να προσδιορίσουμε τον συντελεστή επιρροής προφορτίσεως των αντηρίδων. Όμως οι αντηρίδες εδώ θεωρούνται χωρίς προφόρτιση, οπότε προκύπτει ότι $\alpha_P = 1.00$

ΒΗΜΑ 8. Προσδιορίζουμε την επιρροή του «πολλαπλασιαστή M του μέτρου». Έχουμε αναφέρει ότι

$$E_l = M \cdot S_u = 500 \cdot 50 \text{ Kpa} \quad \text{άρα } M = 500 \text{ και}$$

με αυτήν την τιμή του M, χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του σχήματος Γ19, προκύπτει ότι $\alpha_M = 0.70$

ΒΗΜΑ 9. Η μεγίστη πλευρική μετακίνησης του πετάσματος, δίδεται ως:

$$\begin{aligned} \delta h_{max}^* &= \delta h_{max} \cdot \alpha_W \cdot \alpha_S \cdot \alpha_D \cdot \alpha_B \cdot \alpha_P \cdot \alpha_M \\ &= 96 \text{ mm} \cdot 0.90 \cdot 0.75 \cdot 1.00 \cdot 1.20 \cdot 1.00 \cdot 0.7 \Rightarrow \delta h_{max}^* = 54.43 \text{ mm} = 5.44 \text{ cm} \end{aligned}$$

ΒΗΜΑ 10. Θεωρούμε μία τιμή στον λόγο παραμορφώσεων ως:

$$R = \frac{\delta v_{max}}{\delta h_{max}^*} = 0.70 \Rightarrow \delta v_{max} = 38.1 \text{ mm} = 3.81 \text{ cm} \quad \text{όπου}$$

δv_{max} η μεγίστη καθίζησης της εδαφικής επιφανείας.

ΒΗΜΑ 11. Σχεδιάζουμε την κατανομή καθιζήσεως, με βάση το κανονικοποιημένο διάγραμμα του σχήματος Γ20. Έτσι έχουμε τα κάτωθι σημεία:

$$\text{Όταν } d = 0.00 \cdot H = 0.00 \cdot 12 \text{ m} = 00.00 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 1.00 \cdot \delta v_{max} = 1.00 \cdot 38.10 \text{ mm} = 38.10 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 0.80 \cdot H = 0.80 \cdot 12 \text{ m} = 09.60 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 1.00 \cdot \delta v_{max} = 1.00 \cdot 38.10 \text{ mm} = 38.10 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 2.95 \cdot H = 2.95 \cdot 12 \text{ m} = 35.40 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 0.35 \cdot \delta v_{max} = 0.35 \cdot 38.10 \text{ mm} = 13.34 \text{ mm}$$

Επειδή η μέθοδος δεν δίνει ακριβές σημείο μηδενισμού της καθιζήσεως, για λόγους απλότητας θεωρούμε ότι σε απόσταση $d = 50 \text{ m}$ από το πέτασμα, η $\delta_v = 06 \text{ mm}$, δηλαδή ότι μηδενίζεται με ασυμπτωτικό τρόπο.

Και αυτή η κατανομή καθιζήσεως αποδίδεται μαζί με όλες τις άλλες, στο σχήμα Δ18, εις την σελίδα 114.

Εκτίμησις των καθιζήσεων δια της μεθόδου των Clough and O' Rourke.

Αρχικώς πρέπει να κατατάξουμε την άργιλο του εδώ παραδείγματός μας, στην κατάλληλη κατηγορία συνεκτικότητας. Γενικά οι άργιλοι, κατατάσσονται σε σχέση με την q_u αντοχή των, σε ανεμπόδιστο θλίψη. Εδώ ειδικότερα μας ενδιαφέρουν, λόγω των δεδομένων, οι κάτωθι δύο κατηγορίες:

Άργιλος μέσης συνεκτικότητας όταν ισχύει ότι $50 \text{ Kpa} \leq q_u \leq 100 \text{ Kpa}$
Άργιλος στιφρή (stiff) όταν ισχύει ότι $100 \text{ Kpa} \leq q_u \leq 200 \text{ Kpa}$

Η σχέση η οποία συνδέει την αντοχή σε ανεμπόδιστο θλίψη, με την αστράγγιστο διατμητική αντοχή της αργίλου, είναι $q_u = 2 \cdot c_u$
Οπότε εδώ έχουμε ότι $q_u = 2 \cdot 50 \text{ Kpa} = 100 \text{ Kpa}$, άρα είμαστε ακριβώς εις το όριο για τον χαρακτηρισμό της εδώ αργίλου, την οποία μπορούμε να χαρακτηρίσουμε ως «Μέσης συνεκτικότητας – Ελαφρώς στιφρή».

Όμως το πρόβλημα είναι ότι η μέθοδος των Clough and O' Rourke, προβλέπει άλλη καμπύλη καθιζήσεως για τις στιφρές αργίλους και άλλη για της μέσης συνεκτικότητας αργίλους, όπως δείχνεται εις το σχήμα Γ8 (b) και (c), καθώς και μία διαφοροποίηση στον υπολογισμό της μέγιστης δv_{max} .

Για τον λόγο αυτόν, υπολογίζουμε την δv_{max} , με έναν τρόπο παρεμβαλλόμενο στις δύο κατηγορίες και έτσι θα έχουμε:

Ως «Μέσης συνεκτικότητας» άργιλος, υπολογίζουμε τον συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας πυθμένος κατά Terzaghi, ο οποίος όμως έχει ήδη υπολογισθεί στα προηγούμενα, ως $FS = 1.50$

Υπολογίζουμε την παράσταση

$$\frac{(EI)'}{\gamma_w \cdot h_{avg}^4} = \frac{760854 \text{ KN} \cdot \text{m}}{9.81 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 4^4 \cdot \text{m}^4} = 303 \approx 300$$

οπότε από το διάγραμμα του σχήματος Γ7, προκύπτει ότι:

$$\frac{\delta h_{max}}{H_e} = 0.45\% \Rightarrow \delta h_{max} = \frac{0.45}{100} \cdot 12000 \text{ mm} = 54 \text{ mm} \quad \text{και θεωρούμε ότι}$$

$$\delta v_{max} = 0.70 \cdot \delta h_{max} = 0.70 \cdot 54 \text{ mm} \Rightarrow \delta v_{max} = 37.8 \text{ mm}$$

Ως «Ελαφρώς στιφρή» άργιλος, από το διάγραμμα του σχήματος Γ6, μπορούμε να λάβουμε ότι:

$$\delta v_{max} = \frac{0.30}{100} \cdot H_e = \frac{0.30}{100} \cdot 12000 \text{ mm} \Rightarrow \delta v_{max} = 36 \text{ mm}$$

Αποδεχόμενοι τον μέσο όρο αυτών, θα έχουμε ότι

$$\delta v_{max} = \frac{37.8 \text{ mm} + 36 \text{ mm}}{2} = 36.9 \text{ mm} \Rightarrow \delta v_{max} \approx 37 \text{ mm} = 3.7 \text{ cm}$$

Η κατανομή καθιζήσεως, θεωρούμε εδώ ότι θα προκύψει με μία ενδιάμεσο μορφή, δη ως γραμμική παρεμβολή εις τα σχήματα Γ8 (b) και (c), έτσι θα είναι:

$$\text{Όταν } d = 0.00 \cdot H = 0.00 \cdot 12 \text{ m} = 00.00 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 1.00 \cdot \delta_{v_{max}} = 1.00 \cdot 37.00 \text{ mm} = 37.00 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 0.50 \cdot H = 0.50 \cdot 12 \text{ m} = 06.00 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 0.90 \cdot \delta_{v_{max}} = 0.90 \cdot 37.00 \text{ mm} = 33.30 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 3.00 \cdot H = 3.00 \cdot 12 \text{ m} = 36.00 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 0.00 \cdot \delta_{v_{max}} = 0.00 \cdot 37.00 \text{ mm} = 00.00 \text{ mm}$$

Και αυτή η κατανομή καθιζήσεως, αποδίδεται εις το σχήμα Δ18 μαζί με τις αντίστοιχες από τις άλλες μεθόδους, για λόγους σύγκρισεως.

Εκτίμησις των καθιζήσεων με το πρόγραμμα PLAXIS.

Θα εκτιμήσουμε τώρα τις μετακινήσεις, για την περίπτωση της εναλλακτικής λύσεως με τους φρεατοπασσάλους Φ 100, χρησιμοποιώντας τον κώδικα Πεπερασμένων Στοιχείων PLAXIS. Θα ακολουθηθεί επακριβώς η γεωμετρία, η οποία αποδίδεται στην εκσκαφή και εδαφική τομή του σχήματος Δ1.

General settings.

Επιλέγουμε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως και στοιχεία 15 κόμβων. Έργο Φρεατοπάσσαλοι Φ 100.

Dimensions.

Θέτουμε απόσταση 1 m και διάστημα 0.5 m, ούτως ώστε να δημιουργηθούν και τα αναγκαία ενδιάμεσα σημεία έλξεως.

Γεωμετρία.

Geometry line > δημιουργούμε το περίγραμμα (0,0) – (50,0) – (50,25) – (0,25) – (0,0). Δεν απαιτείται ιδιαίτερος εδαφικός διαχωρισμός, καθ' όσον έχουμε μία ενιαία στρώση αργίλου.

Πέτασμα.

Plate > (10,25) – (10,7).

Ορισμός των φάσεων εκσκαφής και κατασκευαστική ακολουθία.

Εκσκαφή έως το βάθος – 01.50 m

Geometry line > (0,23.50) – (10,23.50), η αντηρίδα τοποθετείται αργότερα.

Εκσκαφή έως το βάθος – 05.00 m

Geometry line > (0,20.00) – (10,20.00), η αντηρίδα τοποθετείται αργότερα.

Εκσκαφή έως το βάθος – 08.50 m

Geometry line >(0,16.50) – (10,16.50), η αντηρίδα τοποθετείται αργότερα.

Εκσκαφή έως το βάθος – 12.00 m

Geometry line >(0,13.00) – (10,13.00), τελικό βάθος εκσκαφής.

Interface.

Εδώ γίνεται ο χαρακτηρισμός των διεπιφανειών του πετάσματος. Με τον συντελεστή R_{inter} στην καρτέλα των υλικών, λαμβάνεται υπ' όψιν η μείωση των εδαφικών αντοχών, στην διεπιφάνεια εδάφους κατασκευής πετάσματος.

Αντηρίδες.

Fixed end anchor. Ουσιαστικώς πρόκειται για ράβδο πακτωμένου άκρου, ενώ το άλλο άκρο είναι αρθρωτό. Χρησιμοποιούμε τον τύπο αυτόν, διότι λόγω του άξονος συμμετρίας του προβλήματος, ο φορέας «σπάει» στο μέσον του, οπότε στο σημείο τομής της αντηρίδος με τον άξονα συμμετρίας πρέπει να τεθεί πάκτωση. Άρα θέτουμε

Equivalent length = 10.00 m, ήτοι το μισό του πλάτους της εκσκαφής και

Orientation angle = 180° , τιμή η οποία αφορά την γωνία προσανατολισμού της αντηρίδος, ούτως ώστε να ταιριάζει σωστά η τοποθέτησή της στο δεξί ήμισυ του σχεδίου, το οποίο έχουμε επιλέξει. Οι τρεις αντηρίδες εισάγονται στα σημεία:

>(10,24.50) ανώτερο επίπεδο

>(10,21.00) ενδιάμεσο επίπεδο παράμετροι οι ίδιοι

>(10,17.50) κατώτερο επίπεδο παράμετροι οι ίδιοι.

Φορτία επιφανείας.

Distributed load – Load system A. Θέτουμε το φορτίο των $- 50 \text{ Kpa} = - 50 \text{ KN/m}^2$ στα δύο σημεία της εδαφικής επιφανείας (10,25.00) έως (50,25.00).

Συνοριακές συνθήκες.

Standard fixities. Με αυτήν δημιουργούνται απ' ευθείας οι συνθήκες και τυπικές παγιώσεις, ήτοι πλήρη ακινητοποίηση των εδαφικών στοιχείων στη επαφή με το βραχώδες υπόβαθρο, ενώ τίθενται κατακόρυφες κυλίσεις εις τα πλαϊνά όρια.

Ιδιότητες των υλικών.

Εδώ πλέον δημιουργούμε την ομάδα δεδομένων, η οποία αναφέρεται για κάθε εδαφικό τύπο ο οποίος θα χορηγηθεί στις αντίστοιχες κλειστές περιοχές, αλλά και την ομάδα των δεδομένων για κάθε τύπο κατασκευής.

Material set >Soil and interfaces >στις διαδοχικές καρτέλες που ανοίγουν, συμπληρώνουμε τα δεδομένα της αργιλικής στρώσεως. Αυτήν την ομάδα δεδομένων η οποία δημιουργείται, την χορηγούμε στις αντίστοιχες κλειστές περιοχές.

Material set >Plates. Εδώ δημιουργούμε την ομάδα δεδομένων του πετάσματος φρεατοπασσάλων $\Phi 100/2.00 \text{ m}$.

Type >elastic. Από τα προηγούμενα έχει υπολογισθεί η δυσκαμψία σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως ως $(EI)' = 760854 \text{ KNm}^2/\text{m}$

Επίσης θέτουμε $\nu = 0.15$ λόγος του Poisson για το σκυρόδεμα.

Πρέπει όμως να συμπληρώσουμε στα δεδομένα και την δυστένεια του εν λόγω πετάσματος, σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως και είναι:

$$(EA)' = \frac{n \cdot EA}{b} = \frac{2}{4 \text{ m}} \cdot 31 \cdot 10^6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1^2 \text{m}^2}{4} \right) \Rightarrow (EA)' = 12173671 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Συμπληρώνοντας την τιμή αυτήν εις την αντίστοιχο θέση, το πρόγραμμα αυτομάτως υπολογίζει και συμπληρώνει το ισοδύναμο πάχος, ενός ορθογωνικής διατομής πετάσματος, ως $d = 0.866 \text{ m}$. Πρέπει τότε όμως να υπολογίσουμε και το βάρος του πετάσματος, πάλιν σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως και είναι:

$$w = \gamma_{υλικου} \cdot d = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0.866 \text{ m} = 21.65 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 21.65 \text{ KN/m /m}$$

Συμπληρώνουμε και την τιμή αυτήν στην καρτέλα και δημιουργείται πλέον μία ομάδα δεδομένων, η οποία αφορά τον πασσαλότοιχο και την οποίαν χορηγούμε επ' αυτού.

Material set >anchors. Εδώ δημιουργούμε την ομάδα δεδομένων των αντηρίδων. Type elastic. Από προηγούμενα έχει υπολογισθεί η δυστένεια της αντηρίδος και έτσι συμπληρώνουμε και τα λοιπά αναγκαία δεδομένα αυτής.

>EA = 9054855 KN

>L_s = 4.00 m, spacing out of plane, όπου πρόκειται για την οριζόντιο απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Πλέγμα Πεπερασμένων στοιχείων.

Δημιουργούμε το κατάλληλο πλέγμα, με την εντολή

Generate mesh >Update. Όμως ως συνέχεια, είναι προτιμότερη η επιλογή

Mesh menu >Refine global >Update, διότι δημιουργεί ακόμη μικροτέρου μεγέθους στοιχεία. Ακόμη το πρόγραμμα παρέχει την δυνατότητα δημιουργίας πλέον λεπτομερούς πλέγματος στοιχείων, εντελώς τοπικώς και σε συγκεκριμένες περιοχές του φορέα, εις τις οποίες αναμένεται αυξημένη εντατική κατάσταση, π.χ. στο κατώτερο και εμπηγμένο στο έδαφος τμήμα του πετάσματος. Έτσι η διαδικασία άμα θέλουμε, συνεχίζεται ως

>Επιλογή του κατωτέρου τμήματος του πασσάλου >Mesh menu>Refine line όπου το πλέγμα γίνεται πλέον λεπτομερές τοπικώς εις το κατώτερο άκρο >Update για την επιστροφή.

Καθορισμός των αρχικών συνθηκών.

Initial conditions >Phreatic level button, στα σημεία (0,23.00) – (50,23.00) και έτσι θέτουμε τον υδροφόρο ορίζοντα. Ακολουθούν

Generate water pressures, δημιουργία των υδατικών πιέσεων

Generate initial stresses, όπου εδώ δημιουργούνται οι ενεργές τάσεις >Update

>Calculate, όπου εμφανίζεται η καρτέλα περιγραφής των διαδοχικών φάσεων υπολογισμού.

Φάσεις της υπολογιστικής διαδικασίας.

Χρησιμοποιούμε εδώ το υποπρόγραμμα Calculations, όπου θα περιγραφούν με σαφήνεια τα στάδια της κατασκευαστικής διαδικασίας, όπως άλλωστε θα γίνουν στην πράξη. Έτσι έχουμε:

Phase 1. Αυτή δημιουργείται αυτομάτως ως προεπιλογή από το πρόγραμμα >Define στο εξωτερικό φορτίο και το ενεργοποιούμε, άλλωστε στην αρχή του προβλήματος, θεωρούμε ότι υφίστανται μόνον τα εξωτερικά φορτία επιφανείας, λόγω των κτηρίων κλπ >Update. Έτσι έχουμε ορίσει το πρώτο στάδιο της κατασκευαστικής διαδικασίας, το οποίο αφορά μόνον την ύπαρξη, δη την επιβολή του εξωτερικού φορτίου.

Phase 2. Είμαστε στο παράθυρο Calculations >Next >και δημιουργείται αυτή η νέα φάση >καρτέλα Parameters, όπου εδώ προσέχουμε ούτως ώστε να επιλέξουμε Reset displacements to zero.

Πράγματι εδώ, λόγω των εξωτερικών προϋπαρχόντων φορτίων των κτηρίων κλπ, το έδαφος έχει ήδη υποστεί σημαντική καθίζηση, άρα αυτές τις καθιζήσεις πρέπει να τις αναιρέσω, ούτως ώστε στο τέλος να έχουμε τις καθιζήσεις μόνον λόγω της εκσκαφής. Σημειώνεται ότι η ενέργεια αυτή δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα άλλων υπολογισμών, όπως των τάσεων στο έδαφος, ή τα εντατικά μεγέθη του πετάσματος. >Define και ενεργοποιώ τώρα το πέτασμα >Update και επανεμφανίζεται το παράθυρο Calculations.

Έτσι λοιπόν έχουμε ορίσει το δεύτερο στάδιο της κατασκευαστικής διαδικασίας, το οποίο αφορά την επαναρύθμιση των μετακινήσεων του εξωτερικού φορτίου εις το μηδέν και την τοποθέτηση, δη την ενεργοποίηση του πετάσματος.

Phase 3. >Next >Define όπου επανεμφανίζεται το σχέδιο του έργου και κτυπώ στο ανώτερο τμήμα του εδάφους το οποίο πρόκειται να εκσκαφθεί και συγκεκριμένα σε όλες τις κλειστές περιοχές οι οποίες εμπεριέχονται εις αυτό. Οι περιοχές αυτές θα γίνουν λευκού χρώματος, ήτοι θα απενεργοποιηθούν και αυτό θα υποδηλώνει ότι εκσκάφθησαν >Update.

Έτσι έγινε η εκσκαφή του πρώτου τμήματος εδάφους.

Phase 4. >Next >Define και στο επανεμφανιζόμενο σχέδιο του έργου κτυπώ την αντηρίδα, ούτως ώστε να την ενεργοποιήσω >Update.

Έτσι έγινε η τοποθέτησις του ανωτέρου επιπέδου των αντηρίδων.

Με τον ίδιο ακριβώς τρόπο, συνεχίζουμε προς τα κάτω την εκσκαφή τμημάτων του εδάφους και ενδιάμεσως στις κατάλληλες θέσεις, την τοποθέτηση των λοιπών δύο επιπέδων των αντηρίδων, έτσι θα έχουμε:

Phase 5. Εκσκαφή του δευτέρου τμήματος του εδάφους.

Phase 6. Τοποθέτησις της μεσαίας αντηρίδος.

Phase 7. Εκσκαφή του τρίτου τμήματος εδάφους.

Phase 8. Τοποθέτηση της κατώτερης αντηρίδος.

Phase 9. Εκσκαφή του τετάρτου τμήματος του εδάφους, έως το τελικό βάθος της εκσκαφής.

>Select points for curves, εδώ ορίζουμε χαρακτηριστικά σημεία στο έδαφος ή και στις κατασκευές, αποσκοπώντας εις την δημιουργία καμπυλών και διαγραμμάτων.
>Update >Calculate.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων, μπορούμε να τα παρουσιάσουμε δια μέσω του υποπρογράμματος Output.

Όμως για λόγους καλλίτερης εποπτείας και συγκρίσεως, τα αποτελέσματα αυτά, θα παρουσιασθούν εν παραλλήλω με τα αντίστοιχα της εναλλακτικής λύσεως του διαφραγματικού τοίχου, η οποία εκτίθεται αμέσως παρακάτω.

Εναλλακτική λύσις με την κατασκευή πετάσματος διαφραγματικού τοίχου σκυροδέματος.

Εδώ αποσκοπούμε να χρησιμοποιήσουμε τον νέο δείκτη δυσκαμψίας Δ του Addenbrooke, ούτως ώστε να σχεδιάσουμε ένα άλλο σύστημα αντιστηρίξεως της ίδιας εκσκαφής, εις το οποίον να εκδηλωθούν παρεμφερείς ή κατά το δυνατόν ίδιες μετακινήσεις.

Στο σύστημα με τους φρεατοπασσάλους Φ 100/2 m, με $h_{avg} = 4$ m για τις αντηρίδες και υπό συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως, έχουμε ότι:

$$\Delta = \frac{(EI)'}{h^5} = \frac{760854 \text{ KN} \cdot \text{m}}{4^5 \text{ m}^5} = 743.02 \frac{\text{KN}}{\text{m}^4} \Rightarrow \Delta \approx 743 \frac{\text{KN}}{\text{m}^4}$$

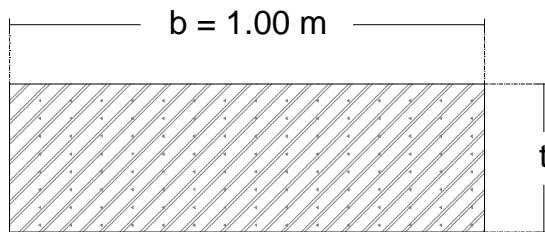
Στην νέα εναλλακτική λύση, η οποία αποδίδεται εις το σχήμα Δ9, θα χρησιμοποιηθούν δύο οριζόντια επίπεδα αντηρίδων και έτσι θα έχουμε $h_{avg} = 6$ m.

Ο διαφραγματικός αυτός τοίχος θα κατασκευασθεί με σκυρόδεμα C 40/45, μέτρον ελαστικότητας $E = 35 \text{ Gpa} = 35 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$. Όπως δείχνεται και στο παρακάτω σχήμα Δ7, αναζητείται το πάχος t του τοίχου αυτού, ούτως ώστε εις το νέο αυτό σύστημα αντιστηρίξεως να προκύψει ίδιος δείκτης δυσκαμψίας Δ , έτσι θα είναι:

$$\Delta = 743 \frac{\text{KN}}{\text{m}^4} \Rightarrow \frac{35 \cdot 10^6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot I}{6^5 \text{ m}^5} = 743 \frac{\text{KN}}{\text{m}^4} \Rightarrow \frac{35 \cdot 10^6 \text{ KN} \cdot I}{6^5 \cdot \text{m}^5 \cdot \text{m}^2} = 743 \frac{\text{KN}}{\text{m}^4} \Rightarrow$$

$$I = \frac{6^5 \cdot \text{m}^5 \cdot \text{m}^2 \cdot 743 \cdot \text{KN}}{35 \cdot 10^6 \cdot \text{KN} \cdot \text{m}^4} \Rightarrow I = 0.165073371 \Rightarrow$$

$$I = 0.165073371 \frac{\text{m}^4}{\text{m}} \quad \text{σε συνθήκες plane strain}$$



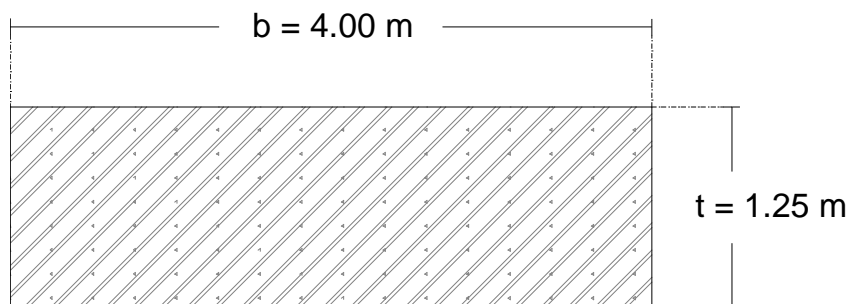
Σχήμα Δ7. Υπολογισμός του πάχους t , για ισοδύναμο Δ , διαφραγματικού τοίχου μήκους $b = 1 \text{ m}$.

Άρα λοιπόν για τοίχο μήκους $b = 1 \text{ m}$ και πάχους t , ως εις το σχήμα Δ7 δείχνεται, θα έχουμε:

$$I = \frac{bt^3}{12} \Rightarrow 0.165073371 \text{ m}^4 = \frac{1 \text{ m} \cdot t^3}{12} \Rightarrow t = 1.256 \text{ m}$$

Έτσι εις το σχήμα Δ9, αποδίδεται η λύσις με το πέτασμα διαφραγματικού τοίχου πάχους 1.25 m και από σκυρόδεμα C 40/45.

Όμως η πραγματική διατομή του τοίχου η οποία πρόκειται να κατασκευασθεί, αποδίδεται εις το κάτωθι σχέδιο Δ8, όπου έχουμε μήκος $b = 4 \text{ m}$, όσο δηλαδή και η απόσταση μεταξύ των αντηρίδων. Κάτι τέτοιο θα διευκολύνει την κατασκευή, αφού σε κάθε ξεχωριστό τμήμαχος τοίχου, θα αντιστοιχεί και από μία αντηρίδα. Με τον τρόπο αυτόν, δεν απαιτούνται επί πλέον δοκοί για την εγκάρσιο συγκράτηση των τμημάτων του διαφραγματικού τοίχου.



Σχήμα Δ8. Η διατομή μεμονωμένου τμήματος του διαφραγματικού τοίχου, η οποία πρόκειται να κατασκευασθεί.

Βεβαίως αυτός ο διαφραγματικός τοίχος, ο οποίος θα χρησιμοποιηθεί ως πέτασμα, βλέπουμε ότι έχει πολύ μεγάλο πάχος $t = 1.25 \text{ m} = 125 \text{ cm}$, όμως αυτό δεν μας ενοχλεί διότι:

πρώτον μπορούμε να θεωρήσουμε την λύση αυτήν ως εντελώς υποθετική, μόνον και μόνον για την αξιολόγηση του δείκτη δυσκαμψίας Δ του Addenbrooke, αλλά και

δεύτερον μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας τέτοιος τοίχος ως μόνιμος, εάν στις κατάλληλες στάθμες οι οποίες προβλέπονται εις την μελέτη του έργου, αφεθούν αναμονές για την σύνδεση των υπολοίπων οριζοντίων δομικών μελών της κατασκευής.

Εκτίμησης των καθιζήσεων δια της μεθόδου KJHH.

Η μέθοδος έχει εφαρμοσθεί και σε ένα υπολογιστικό φύλλο Excel, εις το οποίο τώρα έχουμε σκυρόδεμα ποιότητας C 40/45 και μεταβάλλουμε το μέτρο ελαστικότητός του σε $E = 35 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2 = 35 \text{ Gra}$.

Επίσης με βάση το σχήμα Δ8, η νέα ροπή αδρανείας του πετάσματος, θα είναι:

$$I = \frac{bt^3}{12} = \frac{4 \text{ m} \cdot (1.25)^3 \text{ m}^3}{12} \Rightarrow I = 0.6510417 \text{ m}^4 \quad \text{και τα αποτελέσματα είναι}$$

Ε πετάσματος	I πετάσματος	η	b	Ei'	γw	havg
σε KN/m ²	σε m ⁴	στοιχ.ακ.	σε m	σε KNm	σε KN/m ³	σε m
35000000	0,6510417	1	4	5696615	9,81	4

ln(EI/γw*h4avg)	7,726802957	B/2 σε m	10
------------------------	-------------	-----------------	----

He σε m	12	Su/σ'v	0,265
----------------	----	---------------	-------

ΣHclay/Hwall	1	Ei/σ'v	904
---------------------	---	---------------	-----

X1=t(He)	180,4
X2=t((ln(EI/γw*h4avg))	407,183193
X3=t(B/2)	126
X4=t(Su/σ'v)	192,745625
X5=t(Ei/σ'v)	-68,94144

Δhm σε mm	29,84473249	σε cm	2,984473
------------------	--------------------	--------------	-----------------

Y1=ΣHclay/Hwall	1
Y2=Su/σ'v	0,265
Y3=Ei/1000*σ'v	0,904

R	0,576843491
----------	--------------------

δvm=R*Δhm	17,21573966	σε cm	1,721574
------------------	--------------------	--------------	-----------------

Όπου $\delta_{vmax} = 17.22 \text{ mm}$, η μεγίστη επιφανειακή εδαφική καθίζησης.

Η κατανομή καθιζήσεως, αποδίδεται με την μωβ διακεκομμένη γραμμή εις το σχήμα Δ18, για την οποία χρησιμοποιήθηκαν τα κάτωθι χαρακτηριστικά σημεία:

Όταν $d = 00.00 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 0.20 \cdot \delta_{v_{\max}} = 0.20 \cdot 17.22 \text{ mm} = 003.44 \text{ mm}$

Όταν $d = 06.00 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 1.00 \cdot \delta_{v_{\max}} = 1.00 \cdot 17.22 \text{ mm} = 017.22 \text{ mm}$

Όταν $d = 24.00 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 0.10 \cdot \delta_{v_{\max}} = 0.10 \cdot 17.22 \text{ mm} = 001.72 \text{ mm}$

Όταν $d = 48.00 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 0.00 \cdot \delta_{v_{\max}} = 0.00 \cdot 17.22 \text{ mm} = 000.00 \text{ mm}$

Εκτίμησις των καθιζήσεων δια της μεθόδου των Mana and Clough.

ΒΗΜΑ 1. Ως προς τον συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας πυθμένος, το πρόβλημα και εδώ είναι το ίδιο, οπότε έχουμε ότι $FS = 1.50$

ΒΗΜΑ 2. Και πάλι από το διάγραμμα του σχήματος Γ13, θα έχουμε ότι $\delta_{h_{\max}} = 96 \text{ mm} = 9.60 \text{ cm}$

ΒΗΜΑ 3. Υπολογίζουμε την δυσκαμψία του νέου συστήματος, σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως, όμως έχει ήδη υπολογισθεί εις το προηγούμενο φύλλο Excel και είναι $(EI)' = 5696615 \text{ KNm}^2/\text{m}$ οπότε τώρα υπολογίζουμε την παράσταση:

$$\frac{(EI)'}{\gamma h^4} = \frac{5696615 \text{ KN} \cdot \text{m}}{20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 6^4 \text{ m}^4} \approx 220 \quad \text{άρα}$$

από το σχήμα Γ14, προκύπτει ότι ο $\alpha_w = 0.87$

ΒΗΜΑ 4. Προσδιορίζουμε τον συντελεστή επιρροής, λόγω της δυστένειας της αντηρίδος.

Από την προηγούμενη εναλλακτική λύση και στην αντίστοιχη μέθοδο, έχουμε υπολογίσει το μέγεθος $S = (9054855/80) \text{ KN/m}^2$, και υπολογίζουμε την παράσταση:

$$\frac{S}{h \cdot \gamma} = \frac{\frac{9054855}{80} \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}}{6 \text{ m} \cdot 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}} = \frac{9054855 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}}{6 \cdot 20 \cdot 80 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} = 943 \quad \text{οπότε:}$$

από το διάγραμμα του σχήματος Γ15, προκύπτει ότι $\alpha_s = 0.80$

ΒΗΜΑ 5. Η επιρροή του «σκληρού» υποβάθρου και εδώ είναι η ίδια όπως και πριν, άρα έχουμε ότι $\alpha_D = 1.00$

ΒΗΜΑ 6. Το πλάτος της εκσκαφής είναι και εδώ το ίδιο, άρα όπως και στα αντίστοιχα της προηγούμενης εναλλακτικής λύσεως, θα έχουμε ότι $\alpha_B = 1.20$

ΒΗΜΑ 7. Οι αντηρίδες και στην λύση αυτήν, δεν έχουν προφόρτιση, άρα πάλι θα είναι ο συντελεστής $\alpha_P = 1.00$

ΒΗΜΑ 8. Και εδώ πάλι ο «πολλαπλασιαστής του μέτρου», ο $M = 500$, άρα και τώρα προκύπτει ότι $\alpha_M = 0.70$

ΒΗΜΑ 9. Η μεγίστη πλευρική μετακίνησης του πετάσματος, δίδεται δια της κάτωθι σχέσεως:

$$\begin{aligned}\delta h_{max}^* &= \delta h_{max} \cdot \alpha_W \cdot \alpha_S \cdot \alpha_D \cdot \alpha_B \cdot \alpha_P \cdot \alpha_M \\ &= 96 \text{ mm} \cdot 0.87 \cdot 0.80 \cdot 1.00 \cdot 1.20 \cdot 1.00 \cdot 0.70 \Rightarrow \delta h_{max}^* = 56.13 \text{ mm} = 5.61 \text{ cm}\end{aligned}$$

ΒΗΜΑ 10. Θεωρούμε και σε αυτήν την λύση, τον ίδιο λόγο παραμορφώσεων, οπότε είναι:

$$R = \frac{\delta v_{max}}{\delta h_{max}^*} = 0.70 \Rightarrow \delta v_{max} = 0.70 \cdot 56.13 \text{ mm} = 39.30 \text{ mm} = 3.93 \text{ cm}$$

ΒΗΜΑ 11. Σχεδιάζουμε την κατανομή καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας, βάσει του κανονικοποιημένου διαγράμματος του σχήματος Γ20, η οποία και αυτή αποδίδεται επίσης εις το σχήμα Δ18, με την διακεκομμένη γραμμή πρασίνου χρώματος, τα δε σημεία θλάσεως αυτής είναι:

$$\text{Όταν } d = 0.00 \cdot H = 0.00 \cdot 12 \text{ m} = 00.00 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 1.00 \cdot \delta_{v_{max}} = 1.00 \cdot 39.30 \text{ mm} = 39.30 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 0.80 \cdot H = 0.80 \cdot 12 \text{ m} = 09.60 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 1.00 \cdot \delta_{v_{max}} = 1.00 \cdot 39.30 \text{ mm} = 39.30 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 2.95 \cdot H = 2.95 \cdot 12 \text{ m} = 35.40 \text{ m} \Rightarrow \delta_v = 0.35 \cdot \delta_{v_{max}} = 0.35 \cdot 39.30 \text{ mm} = 13.80 \text{ mm}$$

Επειδή η μέθοδος δεν δίδει ακριβές σημείο μηδενισμού της καθιζήσεως, για λόγους απλότητας θεωρούμε ότι σε απόσταση $d = 50 \text{ m}$ από το πέτασμα, η $\delta_v = 06.30 \text{ mm}$, δηλαδή ότι μηδενίζεται με ασυμπτωτικό τρόπο.

Εκτίμησις των καθιζήσεων δια της μεθόδου των Clough and O' Rourke.

Λόγω της αντοχής της εδώ αργίλου σε ανεμπόδιστο θλίψη, η οποία υπολογίσθηκε στα προηγούμενα σε 100 Kpa, μπορεί να ανήκει σε δύο διαφορετικές κατηγορίες αργίλων και έτσι έχουμε δύο διαφορετικούς δρόμους προσδιορισμού της $\delta_{v_{max}}$

Ως μέσης συνεκτικότητας άργιλος, τότε ήδη από τα προηγούμενα, έχουμε υπολογίσει τον συντελεστή ασφαλείας έναντι ανυψώσεως πυθμένος κατά Terzaghi, ως $FS = 1.50$ Υπολογίζουμε την παράσταση:

$$\frac{(EI)'}{\gamma_w h_{avg}^4} = \frac{5696615 \text{ KN} \cdot \text{m}}{9.81 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 6^4 \text{ m}^4} = 448.06 \approx 450 \quad \text{αδιάστατος}$$

Οπότε από το διάγραμμα του σχήματος Γ7, προκύπτει ότι:

$$\frac{\delta h_m}{H_e} = 0.40\% \Rightarrow \delta h_m = \frac{0.40}{100} \cdot 12000 \text{ mm} \Rightarrow \delta h_m = 48 \text{ mm}$$

$$\text{Θεωρούμε ότι } \delta v_{\max} = 0.70 \cdot \delta h_{\max} = 0.70 \cdot 48 \text{ mm} \Rightarrow \delta v_{\max} = 33.60 \text{ mm}$$

Ως ελαφρώς στιφωρή άργιλος, απ' ευθείας από το διάγραμμα του σχήματος Γ6, μπορούμε να λάβουμε ότι:

$$\delta v_{\max} = 0.30\% H_e = (0.30/100) \cdot 12000 \text{ mm} \Rightarrow \delta v_{\max} = 36 \text{ mm}$$

Αποδεχόμενοι τον μέσον όρο αυτών των δύο θεωρήσεων, έχουμε ότι $\delta v_{\max} \approx 35 \text{ mm}$ και με βάση την τιμή αυτήν, προκύπτουν τα κάτωθι σημεία θλάσεως της κατανομής των καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας:

$$\text{Όταν } d = 0.00 \cdot H = 0.00 \cdot 12 \text{ m} = 00.00 \text{ m} \Rightarrow \delta v = 1.00 \cdot \delta v_{\max} = 1.00 \cdot 35.00 \text{ mm} = 35.00 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 0.50 \cdot H = 0.50 \cdot 12 \text{ m} = 06.00 \text{ m} \Rightarrow \delta v = 0.90 \cdot \delta v_{\max} = 0.90 \cdot 35.00 \text{ mm} = 31.50 \text{ mm}$$

$$\text{Όταν } d = 3.00 \cdot H = 3.00 \cdot 12 \text{ m} = 36.00 \text{ m} \Rightarrow \delta v = 0.00 \cdot \delta v_{\max} = 0.00 \cdot 35.00 \text{ mm} = 00.00 \text{ mm}$$

Η ανωτέρω κατανομή, σχεδιάζεται και αυτή εις το σχήμα Δ18, με την γαλάζια διακεκομμένη γραμμή.

Εκτίμησις των καθιζήσεων με το πρόγραμμα PLAXIS.

Η γεωμετρία της εκσκαφής, περιγράφεται δια των χαρακτηριστικών εκείνων σημείων και με τις συντεταγμένες των, όπως ακριβώς δείχνονται εις το σχήμα Δ9.

Εδώ τώρα τα επίπεδα των αντηρίδων είναι δύο, όμως η τυπική αντηρίδα είναι ακριβώς η ίδια, με αυτήν της εναλλακτικής λύσεως των φρεατοπασσάλων.

Όλα τα σχετικά μεγέθη, τα υλικά, καθώς και τα στάδια της κατασκευαστικής διαδικασίας, εισάγονται ακριβώς με τον ίδιο τρόπο, ως και εις την λύση δια των φρεατοπασσάλων.

Στην περίπτωση αυτήν όμως, έχουμε άλλα δεδομένα για το πέτασμα. Έτσι για την καρτέλα plate, πρέπει να υπολογίσουμε:

$$(EI)' = 5696615 \frac{KNm^2}{m} \quad \text{ήδη υπολογισμένο εκ των προτέρων με το Excel}$$

και σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως, ενώ ακόμη θα έχουμε:

$$(EA)' = \frac{n \cdot EA}{b} = \frac{1 \cdot 35 \cdot 10^6 \frac{KN}{m^2} \cdot 4 \text{ m} \cdot 1.25 \text{ m}}{4 \text{ m}} \Rightarrow (EA)' = 43750000 \frac{KN}{m}$$

και αυτό επίσης σε συνθήκες επιπέδου παραμορφώσεως.

Επίσης στις συνθήκες αυτές, υπολογίζουμε και το βάρος του πετάσματος ως:

$$w = \gamma_{υλικο\acute{\upsilon}} \cdot d = 25 \frac{KN}{m^3} \cdot 1.25 m = 31.25 KN/m/m$$

όπου $d = 1.25 m$, είναι το ισοδύναμο πάχος το οποίο υπολογίζεται και συμπληρώνεται αυτομάτως από το πρόγραμμα, εις την αντίστοιχο θέση. Εδώ προφανώς θα έχουμε ότι $d = t = 1.25 m$

Επιπλέον στην εδώ λύση του διαφραγματικού τοίχου, το πλήθος των φάσεων της υπολογιστικής διαδικασίας, είναι μικρότερο και συγκεκριμένα θα έχουμε:

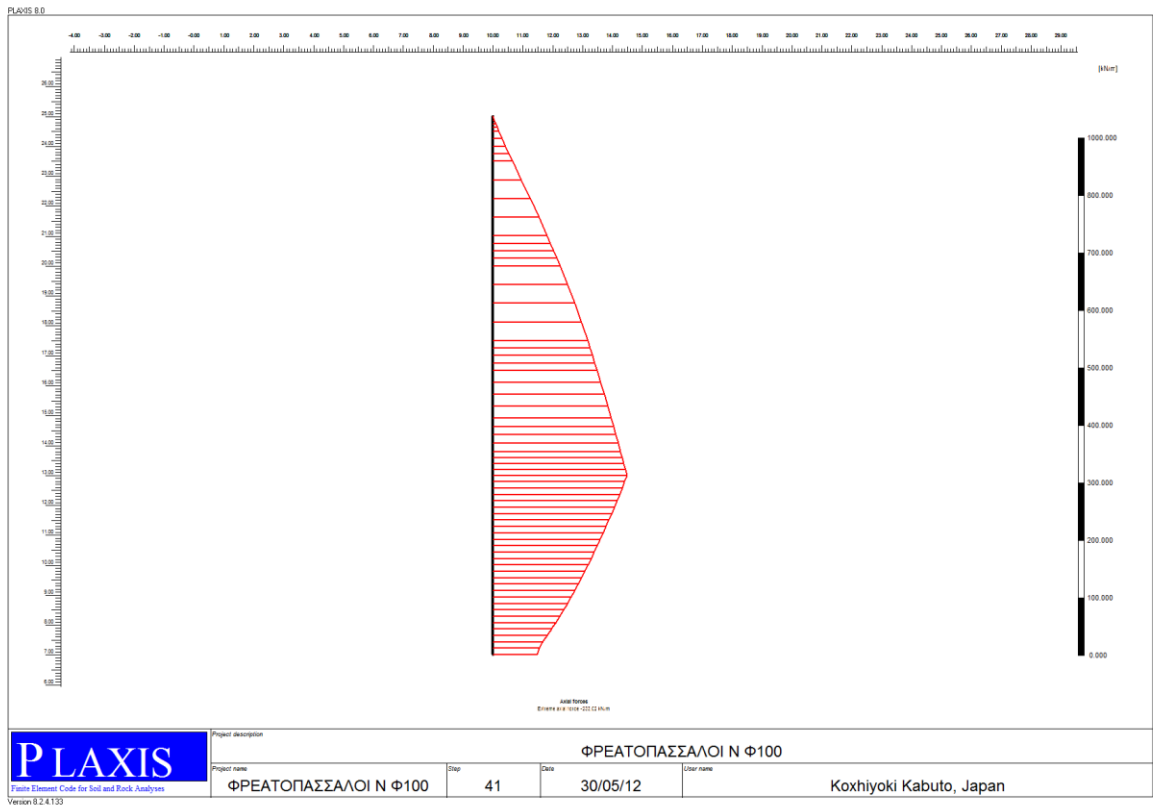
- Phase 1. Επιβολή του εξωτερικού φορτίου.
- Phase 2. Reset displacements to zero και ενεργοποιήσις του πετάσματος.
- Phase 3. Εκσκαφή του πρώτου τμήματος εδάφους.
- Phase 4. Τοποθέτησις του ανωτέρου επιπέδου των αντηρίδων.
- Phase 5. Εκσκαφή του δευτέρου τμήματος εδάφους.
- Phase 6. Τοποθέτησις του κατωτέρου επιπέδου των αντηρίδων.
- Phase 7. Εκσκαφή και του τρίτου τμήματος του εδάφους, έως και το τελικό βάθος αυτής.

Σύγκρισις των μεθόδων, εξαγωγή συμπερασμάτων και αξιολόγησις αυτών.

Τα αποτελέσματα από την επίλυση με τον κώδικα Πεπερασμένων Στοιχείων PLAXIS, αποδίδονται αμέσως παρακάτω εις τα σχήματα Δ10, έως και Δ17. Επίσης στα αποτελέσματα αυτά, εκτός από τα σχετικά διαγράμματα, δίδονται και οι σχετικοί πίνακες ΔΠ1, ΔΠ2, ΔΠ3 και για τις δύο εναλλακτικές λύσεις, οι οποίοι αφορούν τα φορτία που αναπτύσσονται επί των αντηρίδων, καθώς και τις συντεταγμένες των σημείων των καμπυλών καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας, οι οποίες λαμβάνονται δια της αριθμητικής αναλύσεως.

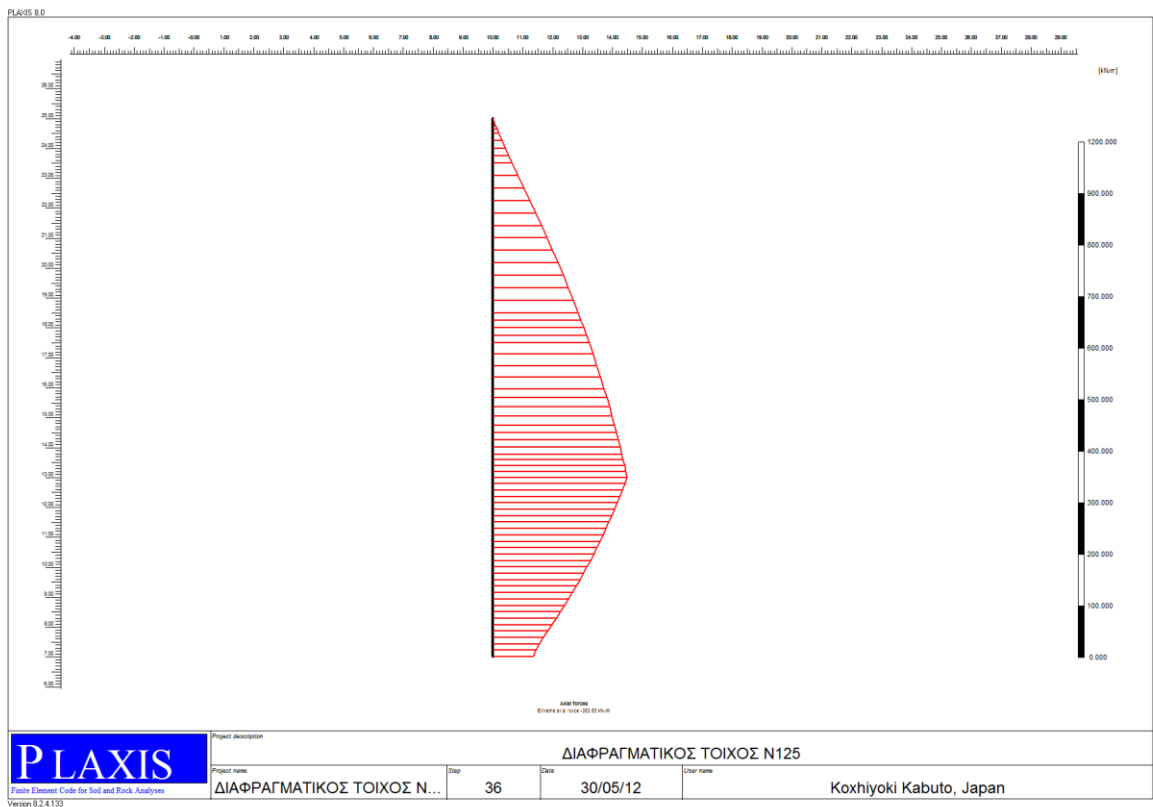
Έτσι σε κάθε σελίδα η οποία ακολουθεί, έχουμε τα αποτελέσματα για την λύση των φρεατοπασσάλων $\Phi 100/2.00 m$ ως (α), ενώ για την λύση του πετάσματος διαφραγματικού τοίχου πάχους $t 125 cm$ ως (β).

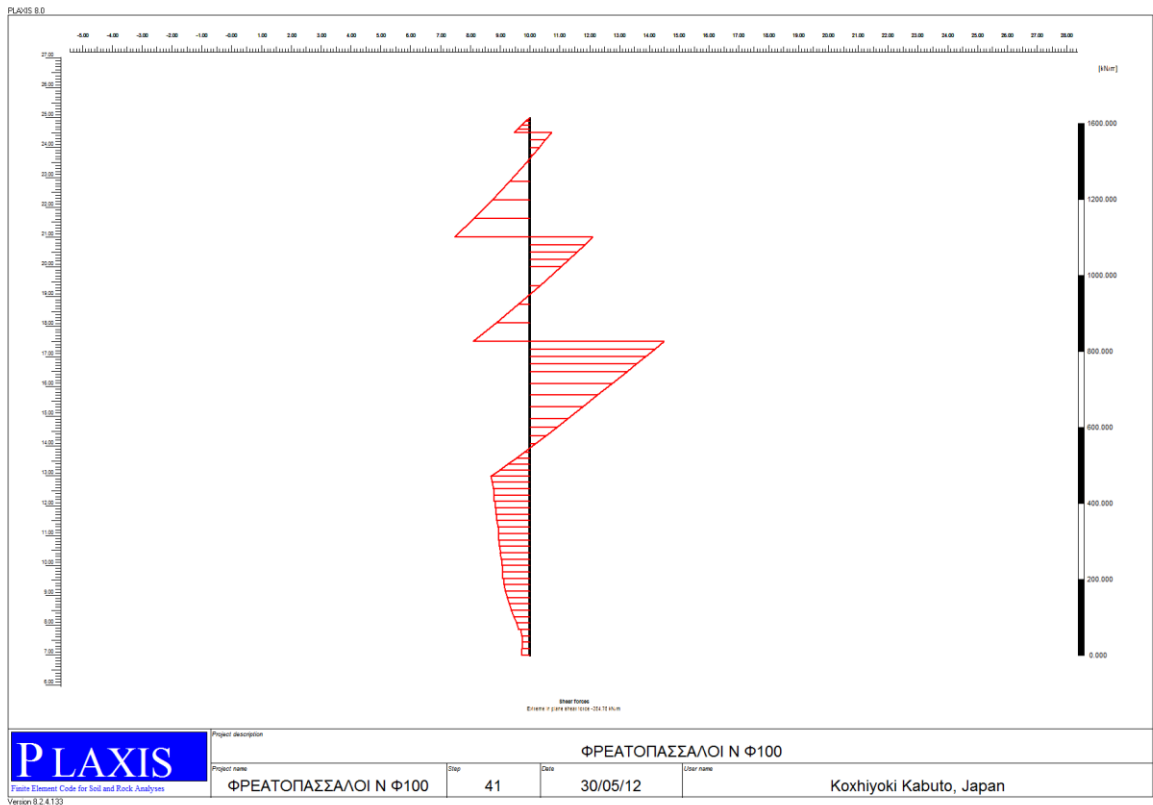
Τελικώς εις το σχήμα Δ18, συγκεντρώνουμε όλες τις κατανομές καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας, οι οποίες υπολογίστηκαν και με τις τρεις ημιεμπειρικές μεθόδους, αλλά και δια της αναλυτικής μεθόδου με την χρήση των πεπερασμένων στοιχείων, τόσο δια την πρώτη εναλλακτική λύση του πετάσματος φρεατοπασσάλων, όσον και δια την δεύτερη εναλλακτική λύση του πετάσματος διαφραγματικού τοίχου.



Σχήμα Δ10 (α). Αξονικά φορτία πετάσματος, μέγιστο – 233.02 KN/m

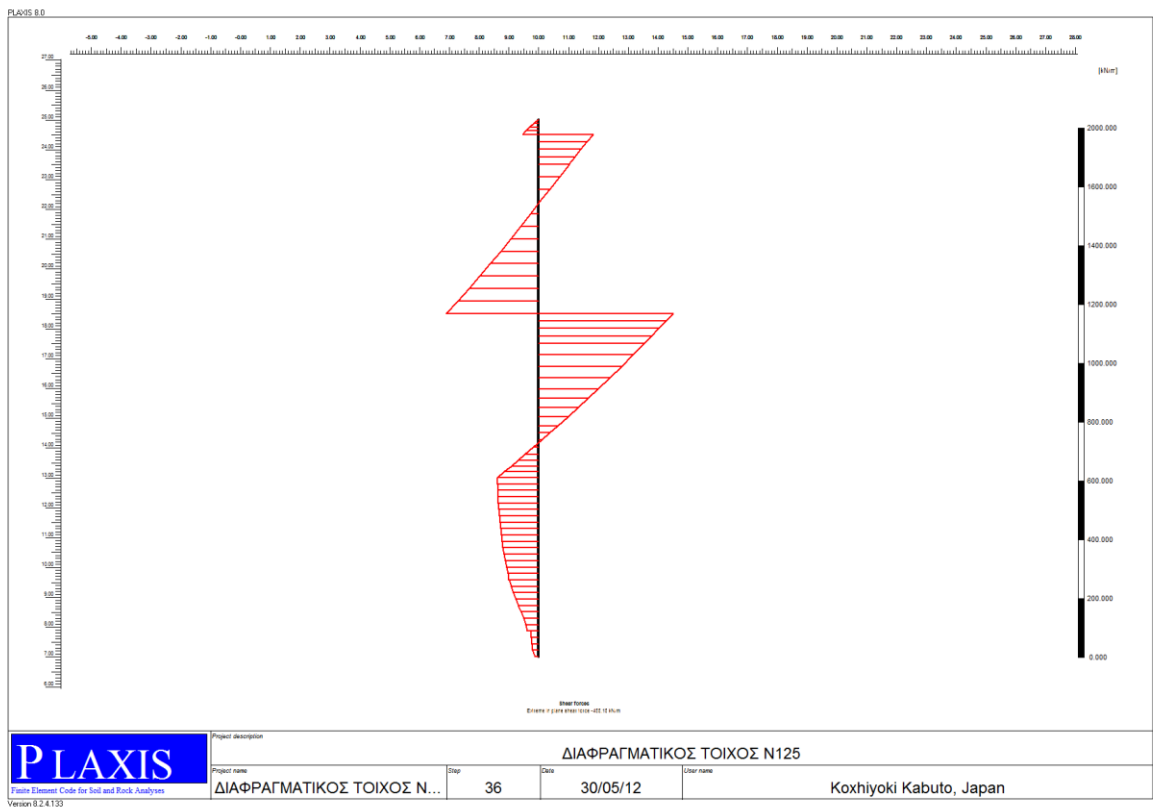
Σχήμα Δ10 (β). Αξονικά φορτία πετάσματος, μέγιστο – 262.65 KN/m

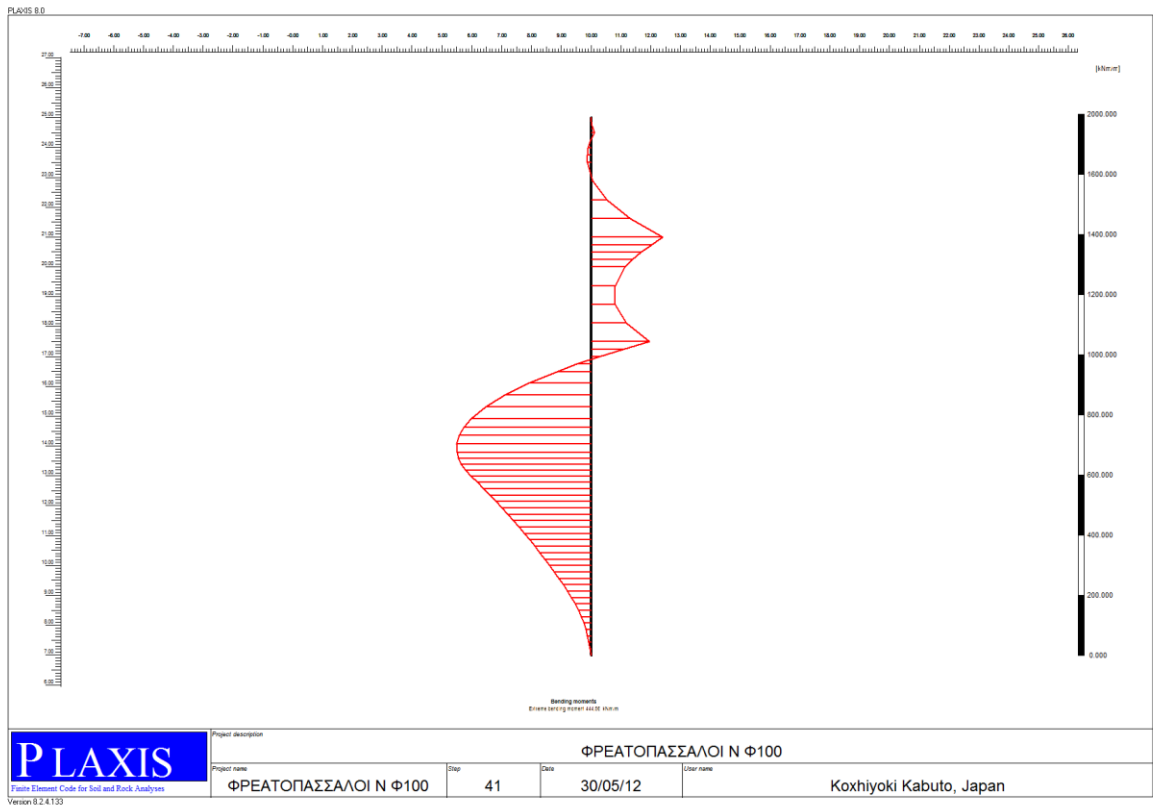




Σχήμα Δ11 (α). Τέμνουσες δυνάμεις πετάσματος, μέγιστο – 354.75 KN/m

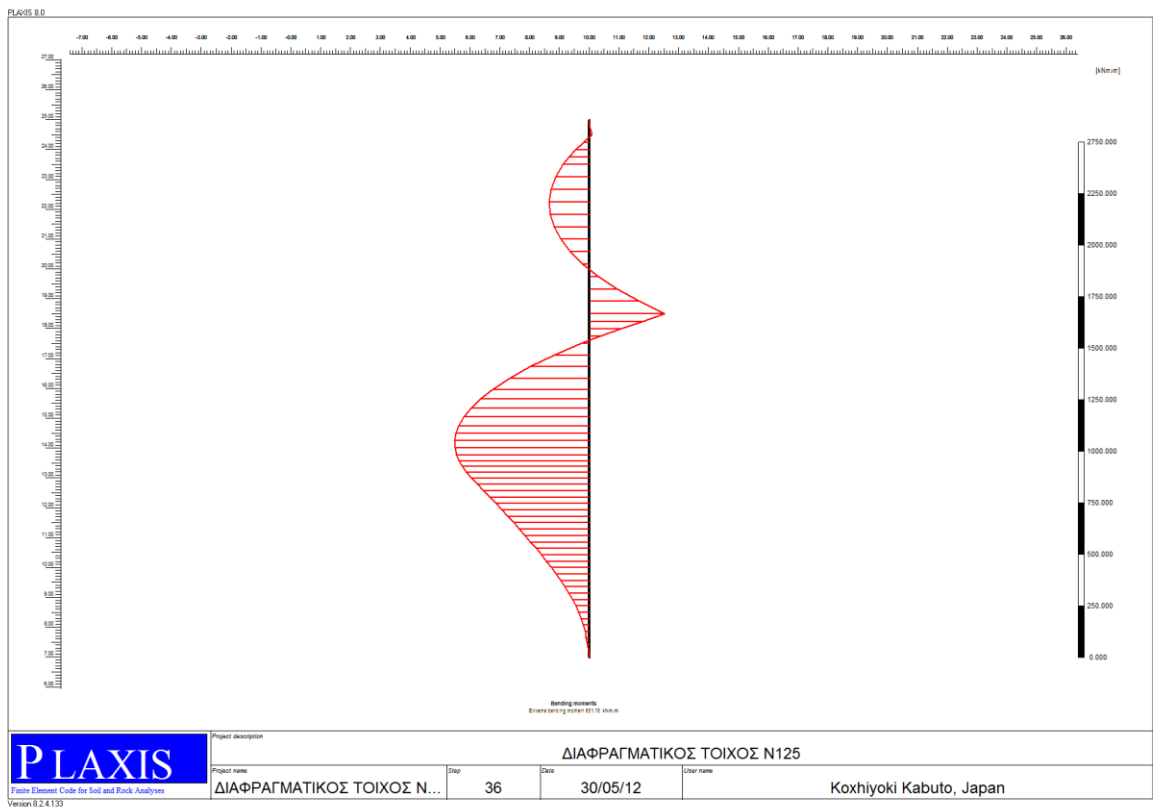
Σχήμα Δ11 (β). Τέμνουσες δυνάμεις πετάσματος, μέγιστο – 455.15 KN/m





Σχήμα Δ12 (α). Καμπτικές ροπές πετάσματος, μέγιστο + 444.56 KNm/m

Σχήμα Δ12 (β). Καμπτικές ροπές πετάσματος, μέγιστο + 651.78 KNm/m

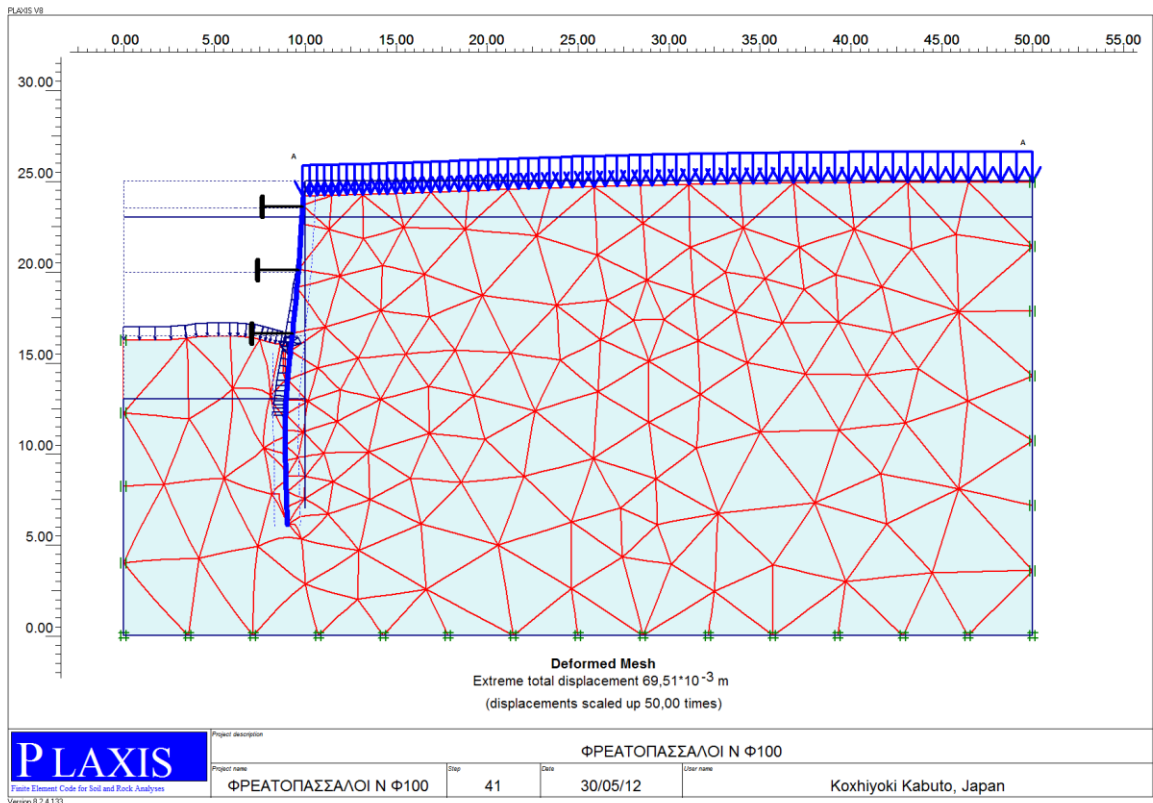


Fixed-end	Node	X	Y	F	F_max,comp	F_max,tens	EA
Le	Ls						Rotation
Anchor		[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	kN/m]
[m]	[m]						
1	585	10,000	24,500	-98,494	2,5E14	2,5E14	2263713,800
							180,000
		10,000	4,000				
2	565	10,000	21,000	-364,428	2,5E14	2,5E14	2263713,800
							180,000
		10,000	4,000				
3	531	10,000	17,500	-504,465	2,5E14	2,5E14	2263713,800
							180,000
		10,000	4,000				

Πίνακας ΔΠΙ (α). Αξονικά φορτία των αντηρίδων και λοιπά στοιχεία αυτών, για την λύση ΦΡΕΑΤΟΠΑΣΣΑΛΟΙ Ν Φ100

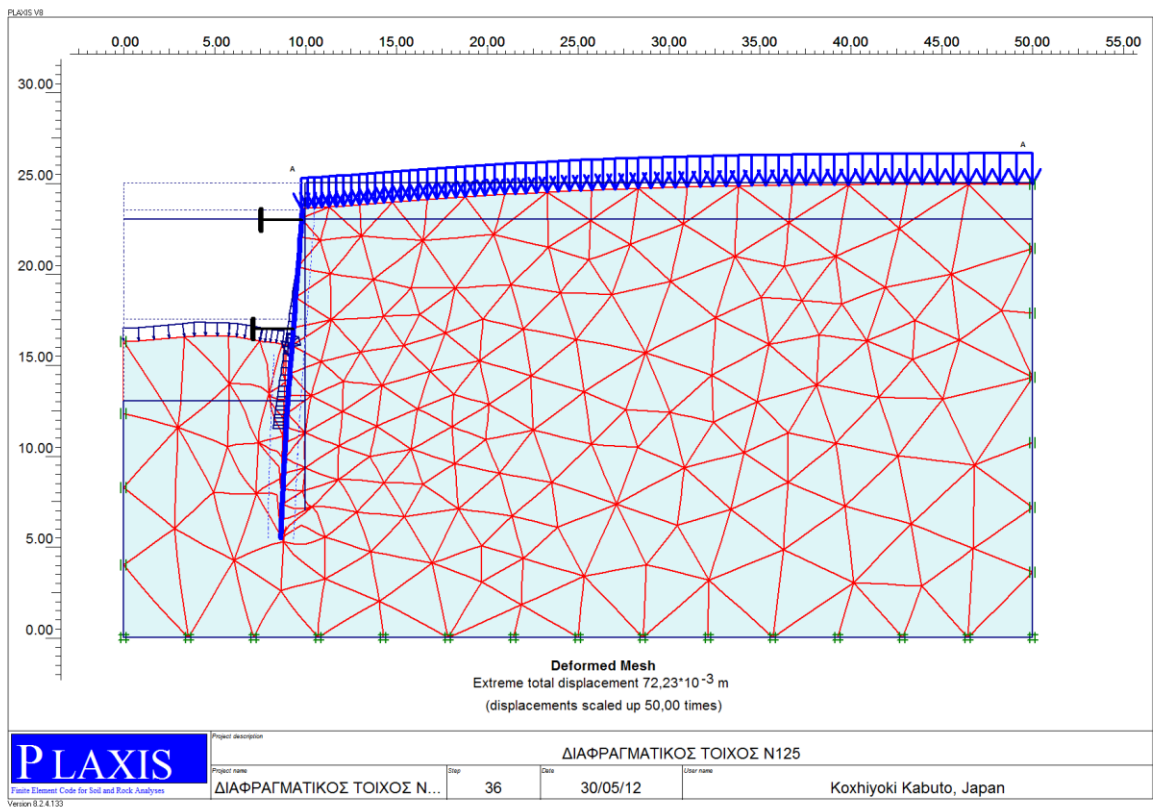
Πίνακας ΔΠΙ (β). Αξονικά φορτία των αντηρίδων και λοιπά στοιχεία αυτών, για την λύση ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΟΣ ΤΟΙΧΟΣ Ν 125

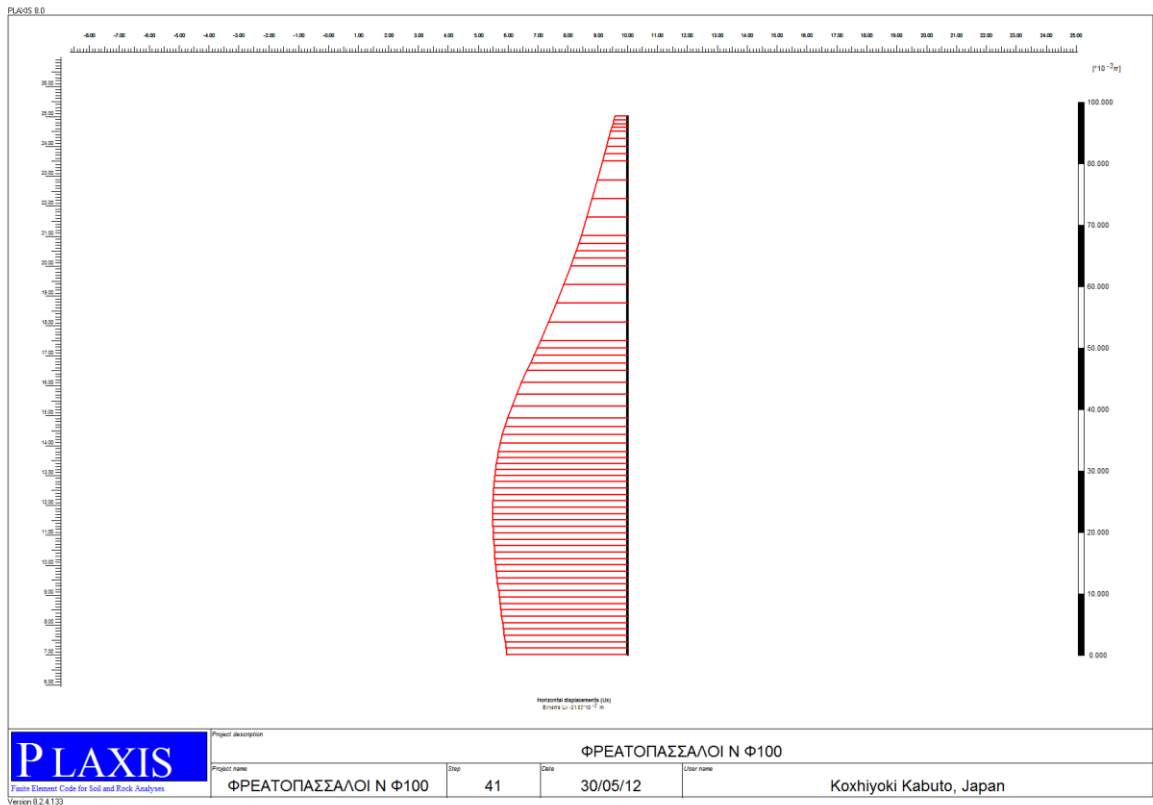
Fixed-end	Node	X	Y	F	F_max,comp	F_max,tens	EA
Le	Ls						Rotation
Anchor		[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
[m]	[m]						
1	391	10,000	24,500	-240,980	2,5E14	2,5E14	2263713,800
							180,000
		10,000	4,000				
2	437	10,000	18,500	-769,018	2,5E14	2,5E14	2263713,800
							180,000
		10,000	4,000				



Σχήμα Δ13 (α). Το παραμορφωμένο πλέγμα για την λύση φρεατοπασσάλων.

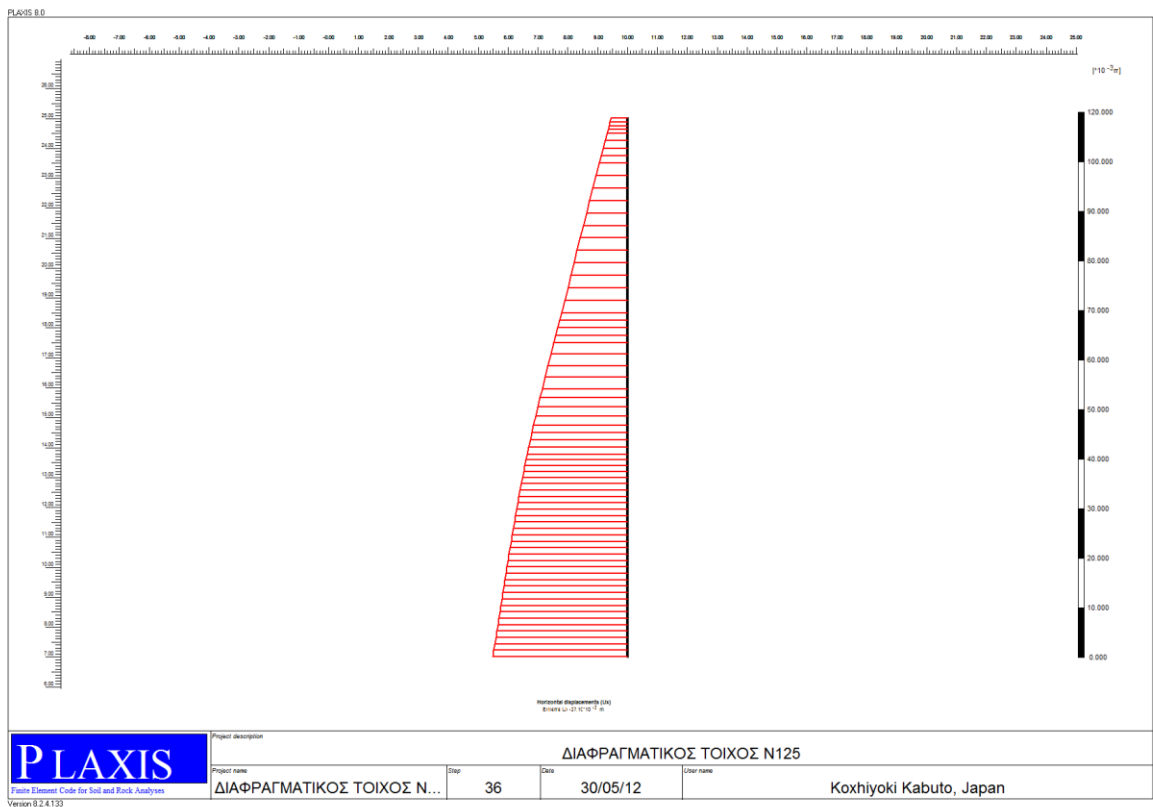
Σχήμα Δ13 (β). Το παραμορφωμένο πλέγμα για την λύση διαφρ/κού τοίχου.

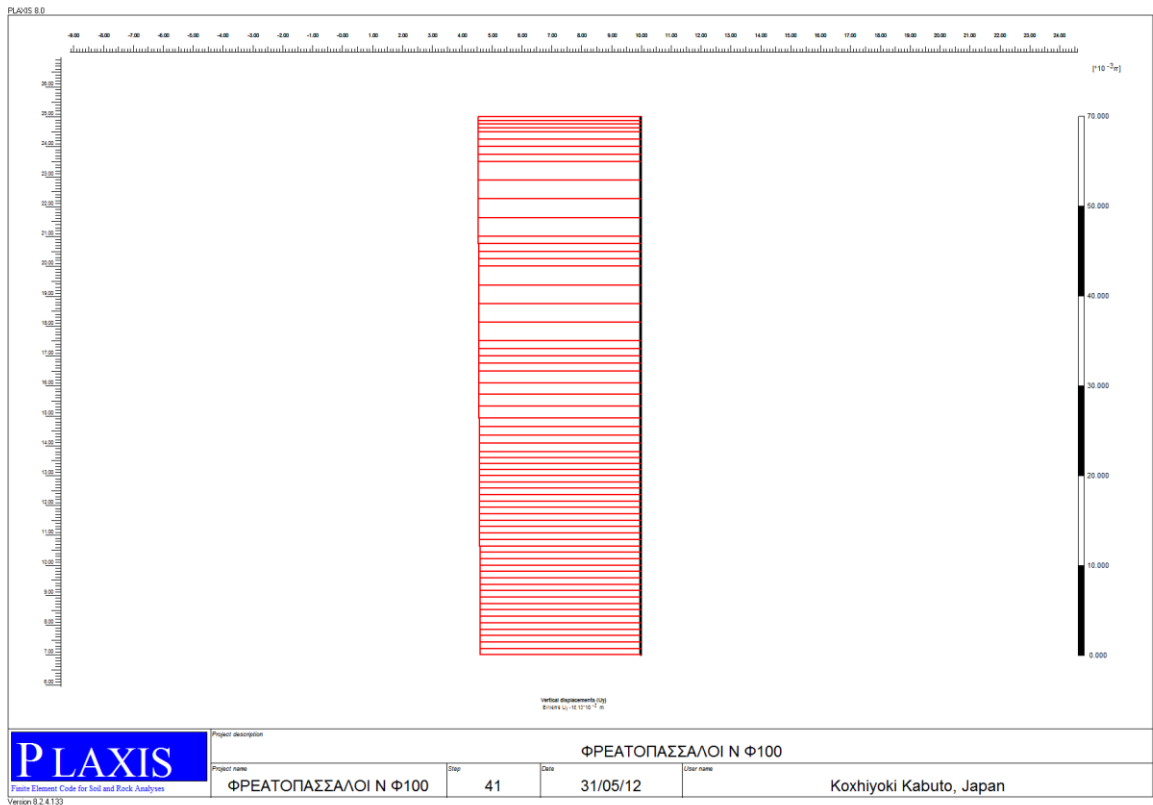




Σχήμα Δ14 (α). Οριζόντιες μετακινήσεις του πετάσματος, $\delta h_{max} = -21.83 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

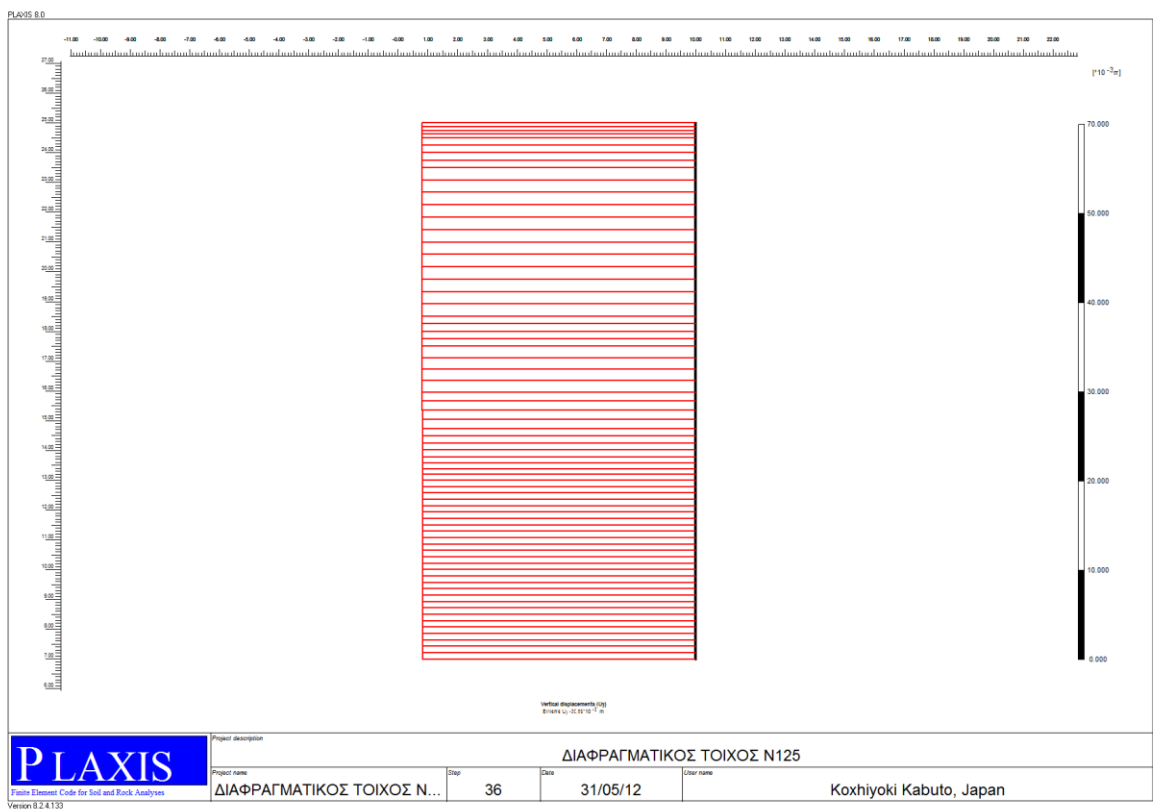
Σχήμα Δ14 (β). Οριζόντιες μετακινήσεις του πετάσματος, $\delta h_{max} = -27.10 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

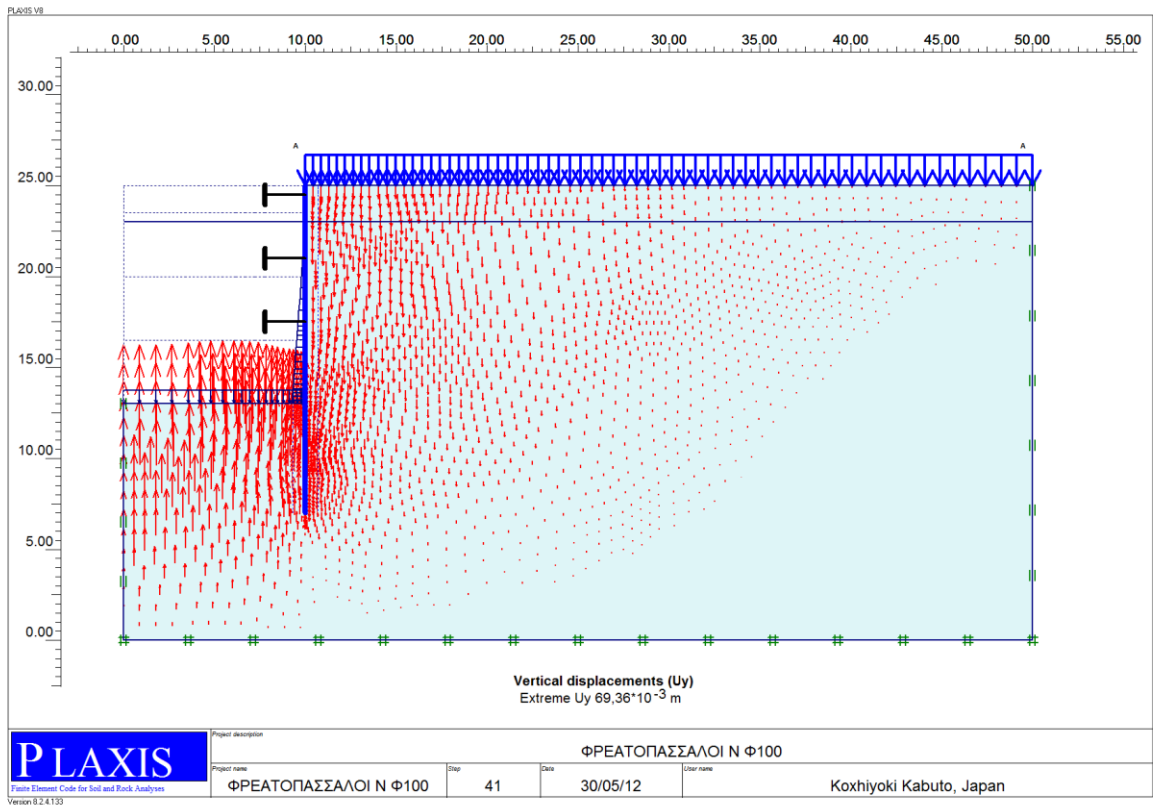




Σχήμα Δ15 (α). Κατ'ρυφες μετακινήσεις του πετάσματος, $\delta U_{max} = -18.13 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

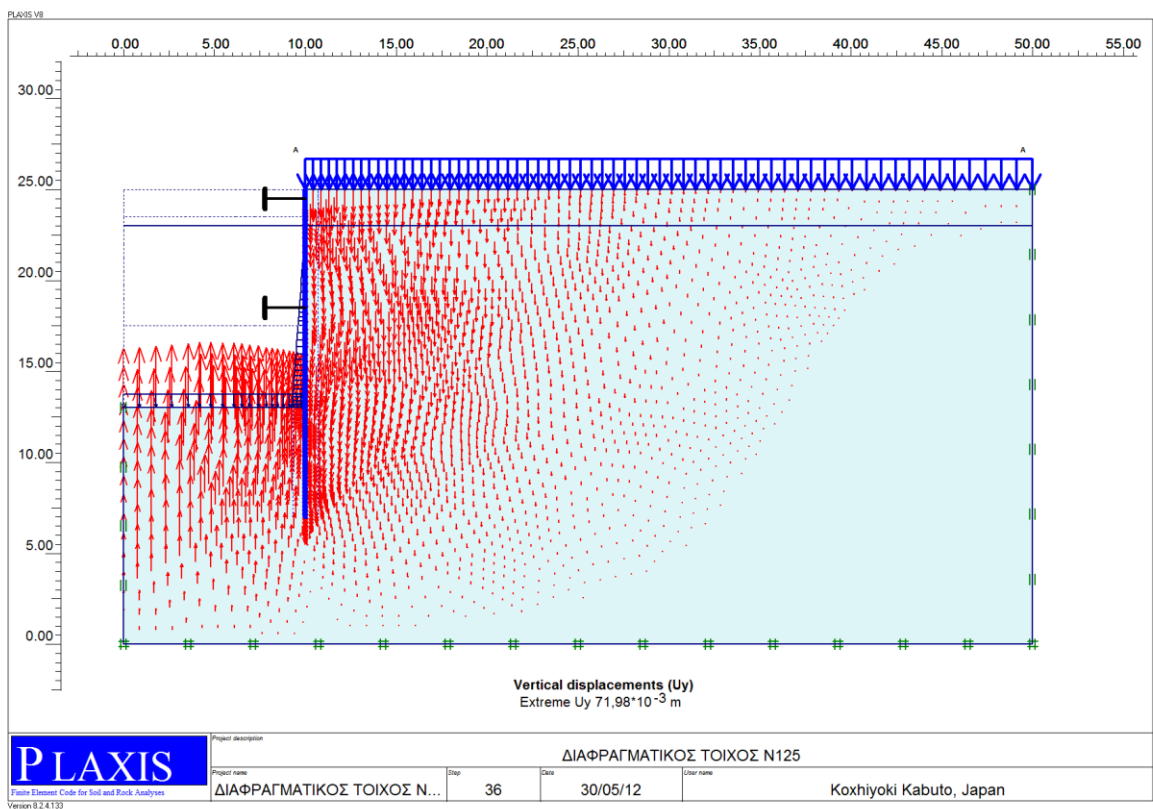
Σχήμα Δ15 (β). Κατ'ρυφες μετακινήσεις του πετάσματος, $\delta U_{max} = -30.59 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

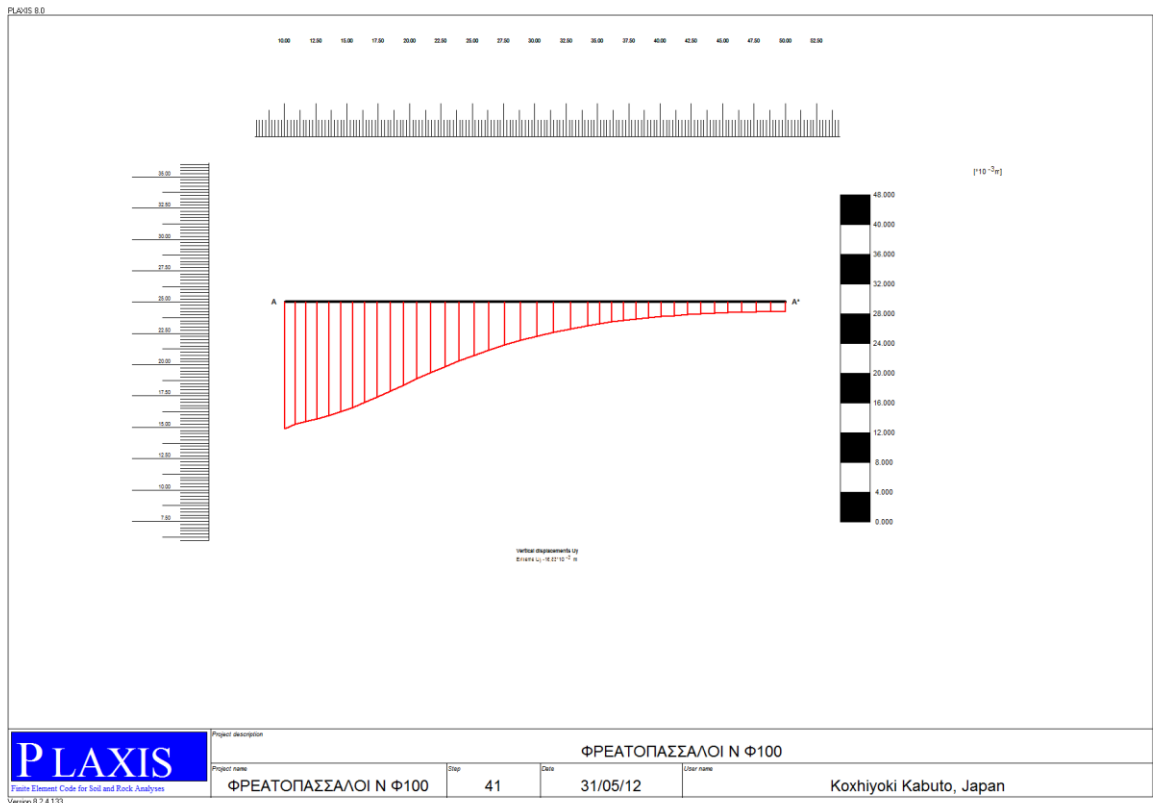




Σχήμα Δ16 (α). Κατακόρυφες μετακινήσεις, $U_{max} = + 69.36 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ basal heave

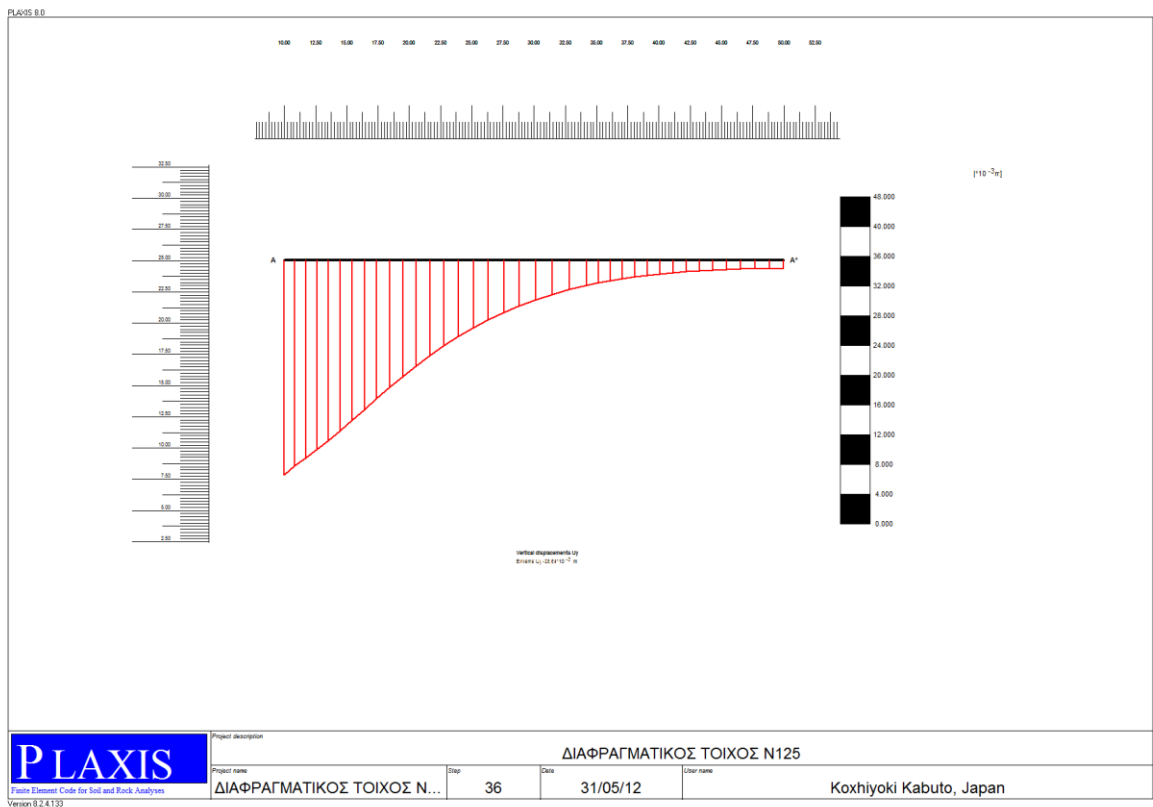
Σχήμα Δ16 (β). Κατακόρυφες μετακινήσεις, $U_{max} = + 71.98 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ basal heave





Σχήμα Δ17 (α). Καθιζήσεις εδαφικής επιφανείας, $\delta_{Vmax} = -16.83 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Σχήμα Δ17 (β). Καθιζήσεις εδαφικής επιφανείας, $\delta_{Vmax} = -28.64 \cdot 10^{-3} \text{ m}$



X [m]	X [m]	Y [m]	Uy [m]
Από άξονα συμμε- τρίας εκσκαφής	Από την άκρη του πετάσματος		
10,000000000000	00,000000	25,000000000000	-0,016833149000
10,864145000000	00,864145	25,000000000000	-0,016277089000
11,728289000000	01,728289	25,000000000000	-0,015945938000
12,633303000000	02,633303	25,000000000000	-0,015576064000
13,538316000000	03,538316	25,000000000000	-0,015149561000
14,486131000000	04,486131	25,000000000000	-0,014630114000
15,433947000000	05,433947	25,000000000000	-0,014041815000
16,426588000000	06,426588	25,000000000000	-0,013364622000
17,419230000000	07,419230	25,000000000000	-0,012642321000
18,458817000000	08,458817	25,000000000000	-0,011856988000
19,498405000000	09,498405	25,000000000000	-0,011060606000
20,587158000000	10,587158	25,000000000000	-0,010232073000
21,675912000000	11,675912	25,000000000000	-0,009423513300
22,816158000000	12,816158	25,000000000000	-0,008610046600
23,956403000000	13,956403	25,000000000000	-0,007839345400
25,150576000000	15,150576	25,000000000000	-0,007084116500
26,344748000000	16,344748	25,000000000000	-0,006385442400
27,595398000000	17,595398	25,000000000000	-0,005715575000
28,846048000000	18,846048	25,000000000000	-0,005108363200
30,155846000000	20,155846	25,000000000000	-0,004537338700
31,465644000000	21,465644	25,000000000000	-0,004029330800
32,837388000000	22,837388	25,000000000000	-0,003560405500
34,209132000000	24,209132	25,000000000000	-0,003151047800

Πίνακας ΑΠ2.

Συντεταγμένες σημείων της καμπύλης καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας, για την λύση ΦΡΕΑΤΟΠΑΣΣΑΛΟΙ Ν Φ100

Συνέχεια του πίνακος ΔΠ2

X [m]	X [m]	Y [m]	Uy [m]
Από άξονα συμμε- τρίας εκσκαφής	Από την άκρη του πετάσματος		
35,166879000000	25,166879	25,000000000000	-0,002897798200
36,124625000000	26,124625	25,000000000000	-0,002669354800
37,082371000000	27,082371	25,000000000000	-0,002464047300
38,085413000000	28,085413	25,000000000000	-0,002272110900
39,088455000000	29,088455	25,000000000000	-0,002102083200
40,091497000000	30,091497	25,000000000000	-0,001952373500
41,141977000000	31,141977	25,000000000000	-0,001815753900
42,192457000000	32,192457	25,000000000000	-0,001698269500
43,242937000000	33,242937	25,000000000000	-0,001598552200
44,343099000000	34,343099	25,000000000000	-0,001511871100
45,443260000000	35,443260	25,000000000000	-0,001442199400
46,543422000000	36,543422	25,000000000000	-0,001388578500
47,695615000000	37,695615	25,000000000000	-0,001348809400
48,847807000000	38,847807	25,000000000000	-0,001325194500
50,000000000000	40,000000	25,000000000000	-0,001317366600

Πίνακας ΔΠ2.

Συντεταγμένες σημείων της καμπύλης καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας, για την λύση ΦΡΕΑΤΟΠΑΣΣΑΛΟΙΝ Φ100

X [m]	X [m]	Y [m]	Uy [m]
Από άξονα συμμε- τρίας εκσκαφής	Από την άκρη του πετάσματος		
10,000000000000	00,000000	25,000000000000	-0,028639652000
10,864145000000	00,864145	25,000000000000	-0,027354468000
11,728289000000	01,728289	25,000000000000	-0,026329981000
12,633303000000	02,633303	25,000000000000	-0,025200838000
13,538316000000	03,538316	25,000000000000	-0,023997653000
14,486131000000	04,486131	25,000000000000	-0,022674376000
15,433947000000	05,433947	25,000000000000	-0,021308797000
16,426588000000	06,426588	25,000000000000	-0,019857941000
17,419230000000	07,419230	25,000000000000	-0,018410555000
18,458817000000	08,458817	25,000000000000	-0,016921699000
19,498405000000	09,498405	25,000000000000	-0,015480448000
20,587158000000	10,587158	25,000000000000	-0,014038952000
21,675912000000	11,675912	25,000000000000	-0,012679521000
22,816158000000	12,816158	25,000000000000	-0,011352510000
23,956403000000	13,956403	25,000000000000	-0,010129107000
25,150576000000	15,150576	25,000000000000	-0,008959995700
26,344748000000	16,344748	25,000000000000	-0,007903593500
27,595398000000	17,595398	25,000000000000	-0,006913216100
28,846048000000	18,846048	25,000000000000	-0,006034703700
30,155846000000	20,155846	25,000000000000	-0,005225868900
31,465644000000	21,465644	25,000000000000	-0,004521175100
32,837388000000	22,837388	25,000000000000	-0,003884021600

Πίνακας ΔΠ3.

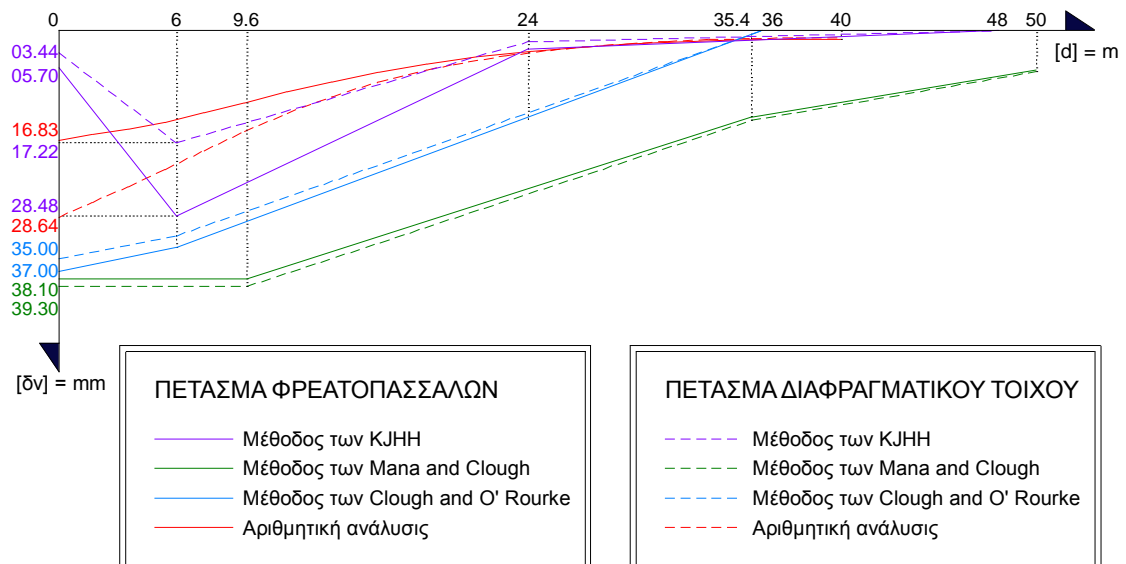
Συντεταγμένες σημείων της καμπύλης καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας, για την λύση ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΟΣ ΤΟΙΧΟΣ Ν125

Συνέχεια του πίνακος ΔΠ3

X [m]	X [m]	Y [m]	Uy [m]
Από άξονα συμμε- τρίας εκσκαφής	Από την άκρη του πετάσματος		
34,209132000000	24,209132	25,000000000000	-0,003339188100
35,166879000000	25,166879	25,000000000000	-0,003007924700
36,124625000000	26,124625	25,000000000000	-0,002713200900
37,082371000000	27,082371	25,000000000000	-0,002451899200
38,085413000000	28,085413	25,000000000000	-0,002210884700
39,088455000000	29,088455	25,000000000000	-0,002000241900
40,091497000000	30,091497	25,000000000000	-0,001817145200
41,141977000000	31,141977	25,000000000000	-0,001652164000
42,192457000000	32,192457	25,000000000000	-0,001511997400
43,242937000000	33,242937	25,000000000000	-0,001394360100
44,343099000000	34,343099	25,000000000000	-0,001293148600
45,443260000000	35,443260	25,000000000000	-0,001212552300
46,543422000000	36,543422	25,000000000000	-0,001150995900
47,695615000000	37,695615	25,000000000000	-0,001105625100
48,847807000000	38,847807	25,000000000000	-0,001078797300
50,000000000000	40,000000	25,000000000000	-0,001069923900

Πίνακας ΔΠ3.

Συντεταγμένες σημείων της καμπύλης καθιζήσεως της εδαφικής επιφανείας, για την λύση ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΟΣ ΤΟΙΧΟΣ Ν125



Σχήμα Δ18. Τα διαγράμματα των κατανομών καθιζήσεων, για όλες τις μεθόδους οι οποίες εφαρμόστηκαν και για τις δύο εναλλακτικές επιλογές συστήματος αντιστηρίξεως.

Με την βοήθεια των σχημάτων Δ10 έως και Δ18, όλες οι μέθοδοι μπορούν να συγκριθούν μεταξύ των. Τελικώς συμπεραίνουμε τα ακόλουθα:

- ✓ Η μέθοδος των ΚJHH, παρατηρούμε ότι διαφέρει κατά λίγο σε σχέση με τις άλλες ως προς το σχήμα της κατανομής καθιζήσεως, συγκεκριμένα εις τα πρώτα έξι μέτρα από την άκρη του σκάμματος. Έτσι προτείνει ξεκάθαρα έναν κοίλο τύπο κατανομής, με την μέγιστη επιφανειακή εδαφική καθίζηση να εκδηλώνεται σε απόσταση έξι μέτρων από τον τοίχο. Επίσης όμως παρατηρούμε ότι ποσοτικώς εκτιμά καθιζήσεις, οι οποίες είναι πολύ κοντά σε εκείνες της αριθμητικής αναλύσεως.
- ✓ Οι δύο παλαιότερες μέθοδοι των Clough and O' Rourke και των Mana and Clough, παρέχουν αποτελέσματα τα οποία είναι συγκρίσιμα, τόσον μεταξύ των όσον και με την αναλυτική μέθοδο PLAXIS. Παρατηρούμε ότι οι προτεινόμενες κατανομές καθιζήσεων, ταιριάζουν τουλάχιστον ποιοτικώς μεταξύ των, αρκετά καλά.
- ✓ Ίσως οι μέθοδοι των Clough and O' Rourke και των Mana and Clough να υπερεκτιμούν ποσοτικώς τις καθιζήσεις, εάν βεβαίως γίνει αποδεκτό ότι η συγκεκριμένη αναλυτική λύσις προσεγγίζει την πραγματικότητα. Όμως αυτό καθ' αυτό σε μία φάση αρχικής εκτιμήσεως, είναι τουλάχιστον υπέρ της ασφαλείας, όπου βεβαίως κατόπιν προτείνεται να διεξαχθεί και μία αναλυτικότερη διερεύνησις.

- ✓ Ο δείκτης $\Delta = EI/h^5$ του Addenbrooke, επιβεβαιώνεται σε όλες τις χρησιμοποιηθείσες μεθόδους, όπου όπως βλέπουμε και εις το σχήμα Δ18 η δεύτερη εναλλακτική λύση, η οποία έχει τον ίδιο Δ με την πρώτη, αποδίδεται με τις διακεκομμένες γραμμές για την κάθε μέθοδο. Πράγματι όπως φαίνεται, η συνεχής γραμμή της λύσεως των φρεατοπασσάλων Φ 100/2m, είναι πολύ κοντά με την διακεκομμένη γραμμή της λύσεως του διαφραγματικού τοίχου N125, για όλες τις μεθόδους, λίγο όμως αποκλίνει από αυτό η μέθοδος KJHH.
- ✓ Η διαφορά η οποία παρατηρείται εις την αναλυτική λύση του κώδικος πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS, στις κατανομές των καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας στις περιοχές κοντά στο πέτασμα, οφείλεται στο γεγονός ότι το πέτασμα του διαφραγματικού τοίχου είναι αρκετά βαρύτερο, σε σχέση με αυτό της λύσεως των φρεατοπασσάλων.
Έτσι όπως δείχνεται και στα αποτελέσματα της αναλυτικής λύσεως του σχήματος Δ15, το βαρύτερο πέτασμα βυθίζεται αναλόγως βαθύτερα εις την άργιλο και λόγω της υπάρχουσας συνάφειας αυτού με το αντιστηριζόμενο υλικό, στην δεύτερη εναλλακτική λύση του διαφραγματικού τοίχου, συμπαρασύρεται και σε αυξημένη καθίζηση το τμήμα του εδάφους, το οποίο γειτνιάζει άμεσα με το πέτασμα.
- ✓ Η μέθοδος των Mana and Clough, παρ' όλων που είναι και η παλαιότερη από όλες αυτές τις οποίες παρουσιάστησαν εδώ (1981), εν τούτοις είναι η πλέον εύχρηστη, λόγω του ότι όλοι οι εμπλεκόμενοι εις το θέμα παράγοντες, προσδιορίζονται βάσει ευκολόχρηστων διαγραμμάτων.
Επίσης είναι και η πληρέστερη, διότι είναι η μόνη η οποία λαμβάνει υπ' όψιν εις το πρόβλημα, την επιρροή των αντηρίδων δια της δυστένειας αυτών μέσω του συντελεστού α_S , ενώ ακόμη δια μέσω του συντελεστού α_P λαμβάνει υπ' όψιν και τυχόν προφόρτιση των αντηρίδων.

Γενικά συμπεράσματα.

Οι μέθοδοι προβλέψεως των κατανομών καθιζήσεων της εδαφικής επιφανείας, λόγω εκσκαφών και οι οποίες παρουσιάστησαν στα προηγούμενα, μπορούμε να πούμε ότι έχουν σημαντικό πεδίο εφαρμογής. Πράγματι σε μία αρχική φάση μελέτης ενός αναλόγου τύπου έργου, μπορούμε με αυτές να έχουμε μία πρώτη και ταχεία εκτίμηση της κατανομής καθιζήσεως.

Είδαμε ότι η μέθοδος των Mana and Clough εφαρμόζεται σχετικά εύκολα, λόγω των διαγραμμάτων, δια των οποίων εκτιμούνται όλοι οι αναγκαίοι παράγοντες, ενώ η μέθοδος των Clough and O' Rourke, είναι ακόμη απλούστερη. Η μέθοδος των KJHH, μπορεί εύκολα να εφαρμοσθεί με την κατάστρωση ενός υπολογιστικού φύλλου και ειδικότερα εις την εδώ εφαρμογή, μας έδωσε ποσοτική εκτίμηση καθιζήσεων, πολύ

κοντά σε αυτήν της αναλυτικής λύσεως. Μάλιστα για την περίπτωση μαλακών αργίλων, η ΚJHH ίσως να είναι και η έως τώρα καλλίτερη μέθοδος.

Σε κάθε περίπτωση εκσκαφής πάντως, το βασικότερο είναι να επιλεγεί και η καταλληλότερη μέθοδος για την πρόβλεψη των καθιζήσεων, η οποία εξαρτάται από τα υλικά των στρώσεων στην εδαφική τομή.

Γενικώς συμπεραίνουμε ότι όλες οι προαναφερθείσες μέθοδοι, παρέχουν μεταξύ των συγκρίσιμα αποτελέσματα και ότι σε κάθε περίπτωση αποφέρουν μία αρχική εκτίμηση, ενώ κατόπιν πρέπει να εφαρμοσθεί αναλυτική διερεύνησις, δια την οποίαν βεβαίως πρέπει να φροντίσουμε, ούτως ώστε να επιτύχουμε το ορθότερο κατά το δυνατόν πρότυπο για την εδαφική συμπεριφορά, εις την συγκεκριμένη περιοχή της εκσκαφής.

E. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ.

- ❖ Σημειώσεις αντιστηρίξεων και καθιζήσεων λόγω εκσκαφών. Αναγνωστόπουλος Ανδρέας, Μιχάλης Ηλίας (2004), Ε.Μ.Π.
- ❖ Επιτόπου δοκιμές. Α. Γ. Αναγνωστόπουλος, Π. Σ. Ανδρέου, σημειώσεις Δ.Π.Μ.Σ. – Ε.Μ.Π. Αθήνα 2006.
- ❖ Επιφανειακές Θεμελιώσεις. Α. Γ. Αναγνωστόπουλος, Β. Π. Παπαδόπουλος. Εκδόσεις Συμεών. Αθήνα (1989).
- ❖ Μέθοδοι διερευνήσεως του υπεδάφους, Γ. Κ. Τσιαμπάος, Δ.Π.Μ.Σ. – Ε.Μ.Π.
- ❖ Prediction of movements for braced cuts in clay. By Abdulaziz I. Mana and G. Wayne Clough (1981). ASCE Geotechnical Engineering Division. Journal 107 (6).
- ❖ Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. Hsieh P. G. and Ou C.Y. (1998). Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, p. 1004 – 1017.
- ❖ Simplified Model for Wall Deflection and Ground – Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays. By Gordon T. C. Kung, C. Hsein Juang, Evan C. L. Hsiao and Youssef M. A. Hashash, (2007). Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133(6), p. 731 – 747.
- ❖ Displacement Flexibility number for Multipropped Retaining Wall Design. By T. I. Addenbrooke, D. M. Potts and B. Dabee, (2000). Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 126(8), p. 718 – 726.
- ❖ Construction induced movements of in situ walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication 25 p. 439 – 470. By Clough G. W. and O' Rourke T. (1990).
- ❖ Building response to excavation induced settlement. By Marco D. Boscardin and Edward G. Cording, (1989). Journal of Geotechnical Engineering 115(1) p. 1 – 21.
- ❖ Ground Movement Related Building Damage. By Stoner G. Boone, (1996). Journal of Geotechnical Engineering 122(11) p. 886 – 896.
- ❖ Stiffness of fine grained soil at very small strains. By G. Viggiani and J. H. Atkinson, (1995). Geotechnique, Vol. 45 p. 249 – 265.

- ❖ PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Version 8, Tutorial Manual and Reference Manual.
- ❖ Eurocode 7. Geotechnical design – Part 1: General rules (2004).
- ❖ Eurocode 7. Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing (2006).
- ❖ Recommendations of excavations EAB. Published by the German Geotechnical Society (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., DGGT).