

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΑΤΡΩΝ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΝΩ ΔΙΑΒΑΣΗΣ ΤΗΣ
ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ ΥΨΗΛΩΝ ΤΑΧΥΤΗΤΩΝ ΑΘΗΝΩΝ -
ΠΑΤΡΩΝ ΣΤΟ ΖΕΥΓΟΛΑΤΙΟ ΚΟΡΙΝΘΙΑΣ

ΕΚΠΟΝΗΣΗ
ΠΟΛΥΖΩΗ ΠΑΡΑΣΚΕΥΗ
ΡΑΠΑΝΑΚΗ ΒΑΣΙΛΙΚΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΛΟΥΚΙΝΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΠΑΤΡΑ 2011

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία εκπονήθηκε στο τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής του Ανωτάτου Τεχνολογικού Ιδρύματος Πάτρας και είχε ως στόχο την ανάλυση των γεωτεχνικών ερευνών και υπολογισμών, όπως και την ανάλυση της θεμελίωσης, και τη διαπίστωση των προβλημάτων που δημιουργήθηκαν κατά τη διάρκεια και κατά το πέρας, ενός μεγάλου έργου, την άνω διάβαση της σιδηροδρομικής γραμμής υψηλών ταχυτήτων Αθηνών- Πατρών στο Ζευγολατιό.

Στην αρχή η παρούσα εργασία αναφέρεται στην ιστορία της γεφυροποιίας και στην αναφορά διαφόρων ειδών γέφυρας. Στη συνέχεια δίνεται το προφίλ του έργου, τοποθεσία, χαρακτηριστικά. Ακολουθούν αναλυτικά όλες οι γεωτεχνικές έρευνες και υπολογισμοί, καθώς και ότι αφορά τις θεμελιώσεις. Τις φάσεις κατασκευής, την κατασκευή αναδομής και τέλος συμπεράσματα και παρατηρήσεις, όλων όσων έγιναν κατά την κατασκευή αλλά και κατά την παράδοση του έργου στην κυκλοφορία.

Ευχαριστούμε θερμά τον επιβλέποντα της εργασίας, Κ. Κλουκίνα Παναγιώτη για τη καθοδήγηση που πρόσφερε στη πραγματοποίηση της εργασίας.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο τη παρουσίαση και ανάλυση του έργου της άνω διάβασης της σιδηροδρομικής γραμμής Υψηλών Ταχυτήτων Αθηνών – Πατρών, στο Ζευγολατιό Κορινθίας. Παρουσιάζονται όλοι οι υπολογισμοί του έργου, με έμφαση στη γεωτεχνική μελέτη θεμελίωσης των εννέα συνολικά βάθρων και ακροβάθρων της γέφυρας και οι εργασίες κατασκευής στις διάφορες φάσεις.

Το πρώτο κεφάλαιο είναι η εισαγωγή και αναφέρει την ιστορία της γεφυροποιίας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση του προφίλ του έργου, με παράθεση τοπογραφικών, συγκοινωνιακών και κατασκευαστικών λεπτομερειών (είδος γέφυρας, υλικά, φάσεις κατασκευής).

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά ότι αφορά τις γεωτεχνικές έρευνες και υπολογισμοί, όπως και την θεμελίωση. Φέρουσα ικανότητα και δείκτη εδάφους των πασσάλων και όχι μόνο, γεωτεχνική τομή, οριζόντιοι δείκτες εδάφους, αποτέλεσμα φέρουσας ικανότητας και κατακόρυφου δείκτη εδάφους. Συγκεκριμένα, για κάθε μεσόβαθρο ξεχωριστά και για τα ακρόβαθρα. Θα δείτε και τις φάσεις κατασκευής αναλυτικά και από φωτογραφικό υλικό.

Στο τέταρτο κεφάλαιο αναφέρεται η κατασκευή αναδομής, τα ικριώματα και τις προμετρήσεις αναλυτικά.

Στο πέμπτο κεφάλαιο αναφέρεται μία πρόταση εναλλακτικής διαμόρφωσης επιμέρους οπλισμών, ότι αφορά τη προένταση καθώς και τα συμπεράσματα και τις παρατηρήσεις για το έργο.

Τέλος παρατίθενται παραρτήματα με πίνακες οπλισμού.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	1
1. 1 ΙΣΤΟΡΙΑ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΟΠΟΙΑΣ.....	1
1. 2 ΕΙΔΗ ΦΟΡΕΩΝ ΟΛΟΣΟΜΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ	2
1. 2. 1 ΓΕΦΥΡΕΣ ΜΟΡΦΗΣ ΔΟΚΟΥ.....	2
1. 2. 1. 1 Στατικά συστήματα.....	2
1. 2. 1. 2 Μορφές δοκών	4
1. 2. 1. 3 Πλαισιωτές γέφυρες.....	5
1. 2. 1. 4 Μορφές πλαισίων.....	6
1. 2. 1. 5 Τοξωτές γέφυρες.....	7
1. 2. 1. 6 Στατικά συστήματα.....	7
1. 2. 1. 7 Μορφές τόξων	8
1. 2. 1. 8 Κρεμαστές γέφυρες.....	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	10
2. 1 ΠΑΡΑΚΕΙΜΕΝΟΙ ΟΔΟΙ.....	13
2. 2 ΥΠΟΓΕΙΑ Η΄ ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΑ ΔΙΚΤΥΑ.....	14
2. 3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	14
2. 3. 1 Επιλογή ανοίγματος.....	14
2. 3. 2 Φορέας ανοδομής	15
2. 3. 3 Βάθρα	15
2. 3. 4 Θεμελίωση.....	15
2. 4 ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	16
2. 5 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	16
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	18
3. 1 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ	18
3. 1. 1 Η ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΩΣ ΚΛΑΔΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΣΤΗΜΗΣ ΤΟΥ ΜΗΧΑΝΙΚΟΥ	18
3. 1. 2 Μέθοδος κώνου και άμμου.....	21
3. 2 ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΠΑΣΣΑΛΩΝ	22
3. 2. 1 Φέρουσα Ικανότητα Μεμονωμένων Πασσάλων.....	22
3. 2. 2 Φέρουσα Ικανότητα Πασσαλομάδας	29
3. 3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΩΝ ΕΛΑΦΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ...	29

3. 3. 1 Φέρουσα ικανότητα του εδάφους	29
3. 3. 2 Κατακόρυφος Δείκτης Εδάφους	30
3. 3. 3 Οριζόντιος Δείκτης Εδάφους	30
3. 3. 4 Μη συνεκτικά εδάφη	32
3. 3. 5 Παραμορφώσεις των εδαφών – Καθιζήσεις.....	34
3. 3. 6 Απόσπασμα μηκοτομής επικλήσεων.....	42
3. 4 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΥΨΟΥΣ 8	
ΜΕΤΡΩΝ.....	44
3. 4. 1 Γεωτεχνικά δεδομένα	44
3. 4. 2 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας για κατακόρυφα φορτία	45
3. 4. 3 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας για κεκλιμένα έκκεντρα φορτία	46
3. 5 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΥΨΟΥΣ 6	
ΜΕΤΡΩΝ.....	47
3. 5. 1 Γεωτεχνικά δεδομένα	47
3. 5. 2 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας για κατακόρυφα φορτία	47
3. 5. 3 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας για κεκλιμένα έκκεντρα φορτία	48
3. 5. 4 Σύνοψη Γεωτεχνικών Παραμέτρων Υπολογισμών	50
3. 5. 4. 1 Για τους υπολογισμούς οριζόντιου δείκτη εδάφους και φέρουσας ικανότητας κατά DIN4014	50
3. 6 ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ	51
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΕΔΑΦΟΥΣ	51
3. 6. 1 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους ΒΑΘΡΟ Α1	54
3. 6. 2 Γεωτεχνική Τομή στις Θέσεις των Βάθρων Ακρόβαθρο Α1	55
3. 6. 3 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους ΒΑΘΡΟΑ1	56
3. 6. 4 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους.....	59
3. 6. 5 Γεωτεχνική Τομή στις Θέσεις των Βάθρων	60
3. 6. 8 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας κ' Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους.....	63
3. 6. 9 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του Βάθρου Μ1	64
3. 6. 10 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους	65

3. 6. 11 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους.....	66
3. 6. 12 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του ΒΑΘΡΟΥ Μ2.....	67
3. 6. 13 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους.....	68
3. 6. 14 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους.....	69
3. 6. 15 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του Βάθρου Μ3	70
3. 6. 16 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους.....	71
3. 6. 17 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας κ' Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους.....	72
3. 6. 18 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του Βάθρου Μ4	73
3. 6. 19 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους ΒΑΘΡΟΥ Μ4	74
3. 6. 20 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους.....	75
3. 6. 21 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του ΒΑΘΡΟΥ Μ5.....	76
3. 6. 22 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους.....	77
3. 6. 23 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας κ' Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους.....	78
3. 6. 24 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του Βάθρου Μ6	79
3. 6. 25 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους.....	80
3. 6. 26 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους.....	81
3. 6. 27 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του	82
3. 6. 28 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους.....	83
3. 7 ΦΑΣΕΙΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	84
3. 7. 1 Εικόνες από τις φάσεις του έργου.....	85
3. 8 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΚΙΝΔΥΝΩΝ / ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΙΝΔΥΝΟΥ	106
3. 9 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΙΝΔΥΝΟΥ / ΜΕΤΡΑ ΠΡΟΛΗΨΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗΣ ΤΟΥ ΚΙΝΔΥΝΟΥ	107
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	112
4. 1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΝΑΔΟΜΗΣ	112
4. 1. 1 Υπολογισμός Συμβατικών Ικριωμάτων.....	112
4. 1. 1. 1 Έλεγχος σανιδώματος.....	112
4. 1. 1. 2 Έλεγχος τάσεων.....	113
4. 1. 1. 5 Έλεγχος έναντι οριζόντιων φορτίων	115
4. 1. 1. 6 Έλεγχος ορθοστατών MULTIPROP MP 625	115

4. 2 Συμβατικά ικριώματα	116
4. 2. 1 Βασικοί τύποι μπετοφόρμ με φίλμ	117
4. 2. 2 Δοκοί VT 20K	118
4. 2. 3 ΤΕΧΝΙΚΗ περιγραφή ξυλοδοκών GT 24	119
4. 3 Εγκατάσταση γείωσεις σιδ/κών γεφυρών & α/δ διαβάσεων	122
4. 3. 1 Γενικά	122
4. 3. 2 Περιγραφή εργασιών	122
4. 3. 2. 1 Βάθρα	122
4. 3. 2. 2 Φορέας	122
4. 3. 2. 3 Αρμοί και εφάδρανα.....	123
4. 3. 2. 4 Άλλος εξοπλισμός.....	124
4. 4 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ	128
31. ΣΤΕΓΑΝΩΣΗ ΑΡΜΩΝ ΜΕ ΤΑΙΝΙΑ PVC HYDROFOLL.	136
32. ΑΣΦΑΛΤΙΚΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΙΚΗ ΕΠΑΛΕΙΨΗ.....	136
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	138
5. 2 ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ.....	140
5. 2. 1 ΧΡΗΣΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	140
5. 3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ	141
5. 3. 1 ΑΡΧΙΚΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ.....	142
5. 3. 1. 1 Απώλειες πριν από την προένταση του σκυροδέματος (προεντεταμένη κλίνη).....	143
5. 3. 1. 2 Μείωση λόγω τριβής (Προένταση).....	143
5. 3. 1. 3 Μειώσεις λόγω ολίσθησης στις αγκυρώσεις (προένταση)	145
5. 3. 1. 4 Άλλες μειώσεις	145
5. 3. 1. 5 Χρόνιες απώλειες λόγω ερπισμού και συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος και χαλάρωσης του χάλυβα.....	145
5. 3. 1. 6 Ειδικά θέματα προέντασης	145
5. 3. 1. 7 Διανομή της δύναμης προέντασης	145
5. 3. 1. 8 Τένοντες χωρίς συνάφεια.....	146
5. 4 Συμπεράσματα - Παρατηρήσεις και προβλήματα κατά το πέρας του έργου και στην παράδοση του στην κυκλοφορία....	147
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	149
ΠΙΝΑΚΕΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ	149

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1. 1 ΙΣΤΟΡΙΑ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΟΠΟΙΑΣ

Από τα αρχαιότατα χρόνια οι πρωτόγονοι λαοί κατασκεύαζαν πρωτόγονες γέφυρες από ξύλο ή σχοινιά με τη μορφή δοκών, δοκών με άντωση ή κρεμαστών κατασκευών. Οι πολιτισμένοι λαοί κατασκεύαζαν από νωρίς έντεχνες γεφυρώσεις. Οι Κινέζοι κατασκεύασαν δοκούς από γρανίτη με άνοιγμα 18m. Οι Γερμανοί και οι Ελβετοί τεχνίτες οδήγησαν κατά το 18ο αιώνα τις ξύλινες γέφυρες στη πλήρη τους ανάπτυξη. Λίθινες θολωτές γέφυρες κατασκεύαζαν οι Κινέζοι και οι Ρωμαίοι πριν ακόμα από τη γέννηση του Χριστού.

Η τέχνη της μόρφωσης των γεφυρών και της κατεργασίας του λίθου γνώρισε εξαιρετική άνθηση στους Ρωμαϊκούς χρόνους. Παραδείγματα :η γέφυρα του Αδριανού στο Τίβερη, η Ponte Piedra στη Βερόνα. Οι καταπληκτικοί αυτοί οικοδόμοι γεφύρωσαν ολόκληρες κοιλάδες για τα υδρευτικά τους έργα. Και οι Τούρκοι κατασκεύασαν νωρίς λίθινες γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων σχεδόν πάντα όμως δίνοντας τη μορφή οξυκόρυφου τόξου. Στο Μεσαίωνα άρχισε να αυξάνεται η ακτίνα καμπυλότητας των θόλων(ανοίγματα έως 50m). Παραδείγματα :γέφυρα Scaliger στη Βερόνα(1354), το Ponte Vecchio στη Φλωρεντία, η γέφυρα του Ροδανού στην Avignon κ. α.



εικόνα 1:
Γέφυρα: Ponte Vecchio.



Εικόνα 2.
Γέφυρα Avignon

Χυτοσιδηρές γέφυρες τοξωτής μορφής εμφανίστηκαν στα τέλη του 18ου αιώνα. Οι Κινέζοι κατασκεύασαν τις πρώτες κρεμαστές γέφυρες με αλυσίδες από το 1750. Με την εμφάνιση του σιδηρόδρομου χρειάστηκαν μεγάλες γέφυρες για βαριά φορτία. Λίθινες γέφυρες γεφύρωσαν ολόκληρες κοιλάδες όπως η γέφυρα στη κοιλάδα του Goltsch στη Σαξονία με μήκος 578m και ύψος 78m. Τα νέα υλικά ήταν ο σφυρήλατος σίδηρος και ο χάλυβας. Το 1846 ο γιός του εφευρέτη της



Εικόνα 3
Γέφυρα Britania bridge

σιδηροδρομική γέφυρα στο Firth of Forth (Σκωτία) με ανοίγματα 512m (1883-90). Από το 1900 άρχισαν να κατασκευάζονται οι πρώτες γέφυρες από το νέο υλικό σκυρόδεμα. Στην αρχή ήταν τριαρθρωτά τόξα όπου το σκυρόδεμα απλώς αντικαθιστούσε τους λίθους. Το οπλισμένο σκυρόδεμα ή σιδηροπαγές σκυρόδεμα όπως λεγόταν τότε, χρησιμοποιήθηκε στην αρχή στις πλάκες καταστρώματος, μετά στις νευρώσεις των τόξων κ. ο. κ. Μόνο από το 1912 και μετά άρχισε να χρησιμοποιείται σε γέφυρες μορφής δοκού ή πλαισιωτές, για ανοίγματα όμως μόνο μέχρι 30m. Την ίδια εποχή οι τοξωτές γέφυρες από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευάζονταν με όλο και μεγαλύτερες διαστάσεις. Η γέφυρα του Sando στη Σουηδία που κατασκευάστηκε το 1941-1945 έχει άνοιγμα τόξου 280m. Γέφυρες από προεντεταμένο σκυρόδεμα άρχισαν να κατασκευάζονται από το 1938 αλλά η ανάπτυξή τους διακόπηκε με το πόλεμο. Μόνο μετά το 1948 το προεντεταμένο σκυρόδεμα αξιοποιήθηκε στη γεφυροποιία. Προτιμήθηκαν κυρίως γέφυρες μορφής δοκού με ανοίγματα μέχρι 230m. Με λοξά καλώδια επιτεύχθηκαν το 1977 ανοίγματα των 300m.



Εικόνα 4
Forth rail bridge

1. 2 ΕΙΔΗ ΦΟΡΕΩΝ ΟΛΟΣΟΜΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

1. 2. 1 ΓΕΦΥΡΕΣ ΜΟΡΦΗΣ ΔΟΚΟΥ

1. 2. 1. 1 Στατικά συστήματα

Αμφιέρειστη δοκός, οι στηρίξεις είναι αρθρωτές και η γέφυρα έχει ένα ή περισσότερα φανώματα σε σειρά. Είναι ισοστατική και διαστασιοποιείται

για το πλήρες Δ. Κ. Ρ. αμφιερείστου (Μο). Σε κάθε άκρο απαραίτητα αρμός διαστολής.

Σειρά



Εικόνα 5 γέφυρα Maracaibo στη Βενεζουέλα

αμφιερείστων δοκών με συνεχή πλάκα καταστρώματος, ώστε να μειωθεί ο αριθμός των αρμών καταστρώματος. Κατά κανόνα ή συνέχεια καλύπτει 3 έως 4 φατνώματα. Μόνο μια στήριξη της <<αλυσίδας >> μπορεί να είναι σταθερή, οι υπόλοιπες πρέπει να είναι μεταθετές κατά μήκος.

Δοκός Gerber:αν και ισοστατική, χρειάζεται πολλούς αρμούς καταστρώματος. Η διατομή του Δ. Κ. Ρ. αμφιερείστου στις περιοχές των ανοιγμάτων και των στηρίξεων μπορεί να επηρεαστεί ευνοϊκά με τη κατάλληλη θέση των αρθρώσεων και των σχέσεων ακαμψίας(μεταβλητή ροπή αδράνειας των προβόλων). Το σύστημα αυτό παρουσιάζει πολλά μειονεκτήματα σε σχέση με τις συνεχείς δοκούς χωρίς αρμούς. <<Τραπέζια>> προβόλων σε εναλλαγή με αναρτημένες δοκούς, προσφέρονται για την εφαρμογή μεθόδων γραμμικής προκατασκευής. Ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται η ασφάλεια σε ανατροπή κατά την αστοχία ενός ανοίγματος. Παράδειγμα αποτελεί η γέφυρα του Maracaibo στη Βενεζουέλα, σύμφωνα με μελέτη του R. Morandi(Ρώμη).

Συνεχής δοκός δύο ή περισσότερων ανοιγμάτων. Κατασκευάστηκαν γέφυρες με συνεχείς δοκούς 36 ανοιγμάτων χωρίς αρμό. Εφόσον είναι δυνατό, το άνοιγμα του ακραίου φατνώματος να εκλέγεται περίπου 20% μικρότερο από το άνοιγμα των εσωτερικών ώστε να εξισωθούν οι ροπές ανοιγμάτων. Επειδή οι ροπές αμφιερείστου κατανέμονται σε ροπές ανοίγματος και ροπές στηρίξεων, είναι δυνατό να επιτευχθούν μεγαλύτερες λυγηρότητες. Η στατικά αόριστη έδραση αυξάνει την ασφάλεια και δεν επέρχεται κατάρρευση όταν αστοχεί μια διατομή της δοκού. Οι άνισες υποχωρήσεις των στηρίξεων προκαλούν ροπές καταναγκασμού που δεν πρέπει να θεωρούνται μειονεκτήματα. Οι ροπές καταναγκασμού λόγω μικρών διαφόρων υποχωρήσεων μειώνονται στο προεντεταμένο σκυρόδεμα λόγω ερπυσμού. Μεγαλύτερες διαφορές υποχωρήσεων είναι δυνατό να

αντισταθμιστούν με ανύψωση της δοκού με τη βοήθεια υδραυλικών πιεστηρίων(γυρύλων)και τοποθέτηση ενθέτων εφεδράνων. Στο Duisburg κατασκευάστηκαν συνεχείς δοκοί από προεντεταμένο σκυρόδεμα τεσσάρων



Εικόνα 6 Rosestein Neckar

ανοιγμάτων χωρίς αρμό, μολονότι έπρεπε να αναμένονται κατά τμήματα βυθίσεις μέχρι 5m. Η αποκατάσταση της μηκοτομής της γέφυρας προετοιμάστηκε έτσι ώστε να μην χρειαστεί να διακοπεί η κυκλοφορία. Οι συνεχείς δοκοί από προεντεταμένο σκυρόδεμα είναι λιγότερο ευαίσθητες από τις χαλύβδινες γέφυρες στις άνισες καθιζήσεις εφόσον

κατασκευαστούν κατάλληλα. Μετά την αποκατάσταση της μηκοτομής, οι ρωγμές κλείνουν χάρη στη μεγάλη ελαστικότητα

των τενόντων που είναι φτιαγμένοι από χάλυβες υψηλής αντοχής.

Το μεγάλο πλεονέκτημα των συνεχών δοκών είναι η αποφυγή των αρμών διαστολής στο κατάστρωμα για μεγάλα μήκη γεφυρών(800 έως 1000m). Οι κινητοί αρμοί διαστολής είναι ακριβοί, χρειάζονται συντήρηση, καταστρέφονται με το καιρό από τη κυκλοφορία και για το λόγο αυτό να επιδιώκεται εφόσον είναι δυνατόν η διάταξη ενός μόνου κατά μήκος κινητού αρμού διαστολής σε ένα άκρο της γέφυρας. Το σταθερό εφέδρανο διατάσσεται συχνά στο ένα άκρο της γέφυρας, ώστε να αρκέσει εκεί ένας μικρός αρμός χωρίς κινητά μέρη. Όταν τα ανοίγματα είναι έντονα άνισα, μπορεί να είναι καλύτερα το σταθερό εφέδρανο να διατάσσεται στη θέση της μέγιστης(θλιπτικής) αντίδρασης. Πολύ μακρές δοκοί γεφυρών είναι δυνατό να χωριστούν σε μικρότερα τμήματα με αναρτημένες δοκούς ή αρθρώσεις Gerber.

1. 2. 1. 2 Μορφές δοκών

Οι δοκοί ενός ανοίγματος μορφώνονται καλύτερα με παράλληλα πέλματα, δηλαδή το κάτω πέλμα είναι παράλληλο προς την ερυθρά της γέφυρας και το κατασκευαστικό ύψος παραμένει σταθερό. Η αρχή αυτή ισχύει ακόμη και όταν η ερυθρά έχει σημαντική κλίση(κατωφέρεια), ή η γέφυρα βρίσκεται σε κατακόρυφη καμπύλη συναρμογής της οδού.

Και οι συνεχείς δοκοί μορφώνονται κατά κανόνα με παράλληλα πέλματα, εφόσον τα ανοίγματα είναι περίπου ίσα. Αυτό ισχύει ακόμη και όταν η γέφυρα βρίσκεται σε κοίλωμα της δοκού και συνεπώς το κάτω πέλμα

"κρέμεται κάνοντας κοιλιά". Η πείρα έδειξε πως αυτή η "κοιλιά" φαίνεται ολότελα φυσική.

Στις γεφυρώσεις ποταμών προτιμάται η δοκός τριών ανοιγμάτων με τονισμένο το κύριο άνοιγμα, όπου μειώνουμε το ίδιο βάρος στη μεσαία περιοχή του κύριου ανοίγματος και την αντίστοιχη ροπή ανοίγματος, μειώνοντας το κατασκευαστικό ύψος. Έτσι προκύπτει η δοκός με ενισχύσεις: στις ευθυγραμμίες της μηκοτομής ταιριάζουν ευθύγραμμες ενισχύσεις και στα κυρτώματα καμπύλες. Οι δοκοί με ενισχύσεις προσφέρονται ιδιαίτερα για τη δόμηση σε πρόβολο.

1. 2. 1. 3 Πλαισιωτές γέφυρες

Οι πλαισιωτές γέφυρες δημιουργούνται με την άκαμπτη σύνδεση της δοκού της γέφυρας(ζύγωμα του πλαισίου)με τα τοιχώματα των ακροβάθρων ή τα μεσόβαθρα(στύλος του πλαισίου). Το άκρο της δοκού πακτώνεται π. χ. στα ακρόβαθρα και έτσι ένα μέρος της ροπής



Εικόνα 7 γέφυρα Super stock

αμφιέριστης δοκού αντισταθμίζεται με τις αρνητικές ροπές πάκτωσης. Οι ροπές στο μέσο του ζυγώματος μπορούν να μειωθούν σημαντικά με δύσκαμπτα βάθρα ή στύλους. Διαλέγοντας κατάλληλη σχέση ακαμψιών, μπορούμε να επηρεάσουμε ευνοϊκά τη διανομή των καμπτικών ροπών και να επιτύχουμε ασυνήθιστα μικρά κατασκευαστικά ύψη π. χ. σε γέφυρες πάνω από σιδηροδρομικές γραμμές.

Στατικά συστήματα Τριαρθρωτά πλαίσια ισοστατικά και συνεπώς ελεύθερα από δυνάμεις καταναγκασμού λόγω T, S. Οι αρθρώσεις μπορούν να μορφωθούν ως αρθρώσεις σκυροδέματος, σημειακές ή γραμμικές.

Έκκεντρο τριαρθρωτό πλαίσιο με αμφιαρθρωτό στύλο, ισοστατικό. Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η οριζόντια κινητότητα του αμφιαρθρωτού στύλου άμεση επιχωμάτωση στον άλλο στύλο δεν είναι

δυνατή και για το λόγο αυτό δεν προσφέρεται για γέφυρες. Αμφιδιαρθρωτό πλαίσιο με ή χωρίς προεντεταμένο ελκυστήρα.

Διαρθρωτό πλαίσιο με πτερύγια και με κατακόρυφους ή λοξούς στύλους. Οι αρθρώσεις σχεδόν πάντα είναι από σκυρόδεμα (ισχυρός οπλισμός περιέλιξης). Προσφέρεται για γέφυρες πάνω από αυτοκινητόδρομους.

Αμφίπακτο πλαίσιο, προσφέρεται ιδιαίτερα για μικρά τεχνικά κάτω διαβάσεων και οχετούς ρευμάτων. Τα πτερύγια είναι δυνατά όπως στα διαρθρωτά πλαίσια.

Κλειστό πλαίσιο, προσφέρεται για κάτω διαβάσεις σε ιδιαίτερα δυσμενείς εδαφικές συνθήκες.



Εικόνα 8 Γέφυρα scalinger

Διαρθρωτό πλαίσιο

με σύστημα άντωσης με στήριξη άρθρωση ή ελαστική πάκτωση, προσφέρεται για άνω διαβάσεις πάνω από αυτοκινητόδρομους.

Πολύστυλα πλαίσια, με άρθρωση ή πάκτωση στις στηρίξεις των στύλων ανάλογα με την επιθυμητή ακαμψία και τη δυνατότητα παραλαβής των μεταβολών μήκους του ζυγώματος λόγω T και S.

Πλαισιακή λειτουργία στα μεσόβαθρα των γεφυρών, ώστε να αποφευχθούν εκεί τα κινητά εφέδρανα. Χρησιμοποιείται συχνά στις υψηλές κοιλαδογέφυρες.

1. 2. 1. 4 Μορφές πλαισίων

Στα πλαίσια μπορεί να δοθούν διάφορες μορφές. Συνήθως το πλαίσιο εκλέγεται για να επιτευχθεί μικρό κατασκευαστικό ύψος και συνεπώς θα έπρεπε να τονίζεται η πιθανή λυγηρότητα του τοιχώματος και να αντιπαρατίθεται στους χονδρούς στύλους, τις επιφάνειες των ακροβάθρων κτλ.

1. 2. 1. 5 Τοξωτές γέφυρες

Το τόξο μορφώνεται ως θόλος κατά τη καμπύλη των πιέσεων των φορτίων λόγω ίδιου βάρους και αποτελεί το καλύτερο είδος φορέα για συμπαγή δομικά υλικά(λίθοι, σκυρόδεμα)με υψηλή θλιπτική αντοχή, εφόσον το έδαφος θεμελίωσης είναι στερεό και μπορεί να παραλάβει την ώθηση τόξου με φθινή θεμελίωση. Οι τοξωτές γέφυρες που κατασκευάστηκαν από φυσικούς λίθους διαθέτουν σχεδόν απεριόριστη ανθεκτικότητα(ρωμαϊκές γέφυρες) και κατά κανόνα δεν χρειάζονται αρμούς διαστολής. Στο σκυρόδεμα όμως πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι παραμορφώσεις λόγω συστολής από ξήρανση, θερμοκρασίας και ερπυσμού, οπότε επηρεάζεται η μορφή του τόξου και οι αρμοί γίνονται απαραίτητοι. Το άοπλο σκυρόδεμα απαιτεί συνεπώς π. χ. να εκλέγει το ισοστατικό αρθρωτό τόξο, που επιτρέπει στο σκυρόδεμα να παραμορφωθεί χωρίς καταναγκασμούς με τη βύθιση της κορυφής. Κατά κανόνα όμως σήμερα οι τοξωτές γέφυρες κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα με προεντεταμένη πλάκα καταστρώματος. Για τα μικρά ανοίγματα(έως 50m) οι τοξωτές γέφυρες σχεδόν πάντα είναι πολύ ακριβές. Το τόξο προσφέρεται ιδιαίτερα για τη γεφύρωση ορεινών κοιλάδων με βραχώδη πρανή καθώς και για τις γεφυρώσεις σε πεδιάδες με διάταξη του τόξου πάνω από την πλάκα καταστρώματος σε συνδυασμό με ελκυστήρα.

1. 2. 1. 6 Στατικά συστήματα

Τ ρ ι α ρ θ ρ ω τ ό τ ό ξ ο, ισοστασιακό, με $l:f=5$ έως 12, μπορεί να μορφωθεί κατά τη καμπύλη των πιέσεων, ενώ η διακύμανση της τελευταίας λόγω κινητών φορτίων θα καλυφθεί με μεταβαλλόμενο πάχος. Δ ι α ρ θ ρ ω τ ό τ ό ξ ο, μια φορά υπερστατικό με $l:f=4$ έως 12, και συνήθως με δρεπανοειδές σχήμα, επειδή οι ροπές κορυφής γίνονται μέγιστες. Οι αρθρώσεις μπορούν με κατάλληλη διαμόρφωση να μορφωθούν ως σημειακές.

Τ ό ξ ο με μ ι α ά ρ θ ρ ω σ η σ τ η κ ο ρ υ φ ή, δεν προσφέρεται για γέφυρες, γιατί οι μεγάλες ροπές πάκτωσης κάνουν τη θεμελίωση πολύ ακριβή χωρίς να είναι απαραίτητο.

Α μ φ ί π α κ τ ο π λ α ί σ ι ο(3 φορές υπερστατικό) με $l:f=2$ έως 10. Κατά κανόνα το πάχος στις πακτώσεις είναι μεγαλύτερο από τη κορυφή. Το μεταβλητό πάχος πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών.

1. 2. 1. 7 Μορφές τόξων

Σήμερα σχεδόν δεν χρησιμοποιείται ο συμπαγής επιχωματωμένος θόλος με μετωπικές πλάκες-τύμπανα, επειδή η κατασκευή του είναι πολύ ακριβή. Οι θόλοι αυτού του είδους προσφέρονται ιδιαίτερα από τεχνική άποψη σαν κάτω διαβάσεις για μονοπάτια και σαν οχετοί στα υψηλά επιχώματα.

Το ξωτές γέφυρες με κλειστές επιφάνειες τυμπάνων: Ο καλύτερος τρόπος μελέτης είναι να μελετηθούν σαν το ξωτοί δίσκοι με στηρίξεις λοξής αντίδρασης. Προσφέρονται για ανοίγματα 20 έως 40m με $l:f=3$ έως 8. Ο δίσκος μορφώνεται τόσο παχύς στις στηρίξεις ώστε να μην απαιτείται νεύρωση για το <<εγκάρσιο πλαίσιο>>. Η πλάκα συνεχίζεται από δίσκο σε δίσκο-κάποτε με διαδοκίδες-με λίγο οπλισμό και απλό ζηλότυπο. Οι περυγότοιχοι αναρτώνται στα άκρα της γέφυρας μειώνοντας την ώθηση τόξου. Ιδιαίτερα οικονομική για ανοίγματα άνω των 50m είναι η μορφή του τριαρρωτού τόξου που ανέπτυξε ο Ελβετός Μηχανικός A. Maillart. Το τόξο αρχίζει στη στήριξη σαν πλάκα, στο τέταρτο του ανοίγματος έχει διατομή για τις εκεί μεγάλες καμπτικές ροπές και στη κορυφή ο θόλος ενώνεται με τη πλάκα καταστρώματος(παράδειγμα η γέφυρα του Δούναβη με άνοιγμα 5m).

Για όλα τα μεγαλύτερα ανοίγματα το τόξο διαιρείται σε λυγηρές θολωτές πλάκες ή τοξωτές αντηρίδες συνήθως κυβωτιοειδούς διατομής με <<επικαθήμενο>> κατάστρωμα. Η επικάθηση μπορεί να αποτελείται από εγκάρσια τοιχώματα ή στύλους. Η απόσταση αυτών των στηρίξεων πρέπει να εκλέγεται ενιαία και μικρή σε σχέση με το άνοιγμα του τόξου π. χ. $1/9$ έως $1/13$, ώστε τα φορτία τους να μην προκαλούν σημαντικές αποκλίσεις της καμπύλης των πιέσεων από έναν άξονα συνεχούς καμπυλότητας του τόξου. Πολυγωνικές μορφές τόξων κατά κανόνα παρουσιάζουν άσχημη εικόνα. Οι νεώτερες όμως τοξωτές γέφυρες εμφανίζουν όλο και μεγαλύτερες αποστάσεις των στηρίξεων του καταστρώματος εν μέρει και λόγω της μεθόδου κατασκευής, όταν π. χ. το κατάστρωμα μορφώνεται με προκατασκευασμένες δοκούς.

1. 2. 1. 8 Κρεμαστές γέφυρες

Η κλασική μορφή κρεμαστής γέφυρας με παραβολικά καλώδια και κατακόρυφους αναρτήρες δεν προσφέρεται για ολόσωμες γέφυρες και για το λόγο αυτό σπάνια εφαρμόστηκε. Η αυτοαγκυρούμενη κρεμαστή γέφυρα με λοξούς αναρτήρες(λειτουργία δικτυώματος) προσφέρεται για ελαφρά κινητά φορτία(π. χ. πεζογέφυρες).

1. 2. 1. 9 Καλωδιωτές γέφυρες

Το κατάστρωμα αναρτάται με λοξά καλώδια(κάποτε και σχοινιά) από πυλώνες. Όταν τα λοξά καλώδια είναι λίγα και οι αποστάσεις των σημείων ανάρτησης μεγάλες, η γέφυρα θα θεωρείται γέφυρα μορφής δοκού με ενδιάμεσες στηρίξεις, τα σημεία ανάρτησης και η δοκός πρέπει να έχουν κατασκευαστικό ύψος και καμπτική ακαμψία ανάλογα προς την απόσταση των σημείων ανάρτησης. Η εξέλιξη όμως για σοβαρούς λόγους οδήγησε σε πολλά καλώδια με αντίστοιχα μικρές αποστάσεις των σημείων



Εικόνα 9 γέφυρα Lombard

ανάρτησης, οπότε η γέφυρα πρέπει να θεωρείται σαν γέφυρα σε πρόβολο μορφής γερανού, όπου το κατάστρωμα σχηματίζει το κάτω πέλμα(θλιβόμενο πέλμα) ενώ τα καλώδια ως εφελκύμενο άνω πέλμα μεταφέρουν τα φορτία στους πύργους των πυλώνων. Οι τελευταίοι πρέπει να αγκυρώνονται προς τα πίσω περισσότερο ή λιγότερο ισχυρά, ανάλογα με τη σχέση του μεσαίου προς τα ακραία ανοίγματα της γέφυρας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Το αντικείμενο της παρούσας πτυχιακής εργασίας, είναι το Τεχνικό Έργο Τ09α της νέας διπλής σιδηροδρομικής γραμμής υψηλής ταχύτητας Αθηνών – Πατρών, το οποίο εμφανίζεται στις ακόλουθες αεροφωτογραφίες (μετά την κατασκευή του) και στις αντίστοιχες κατόψεις.

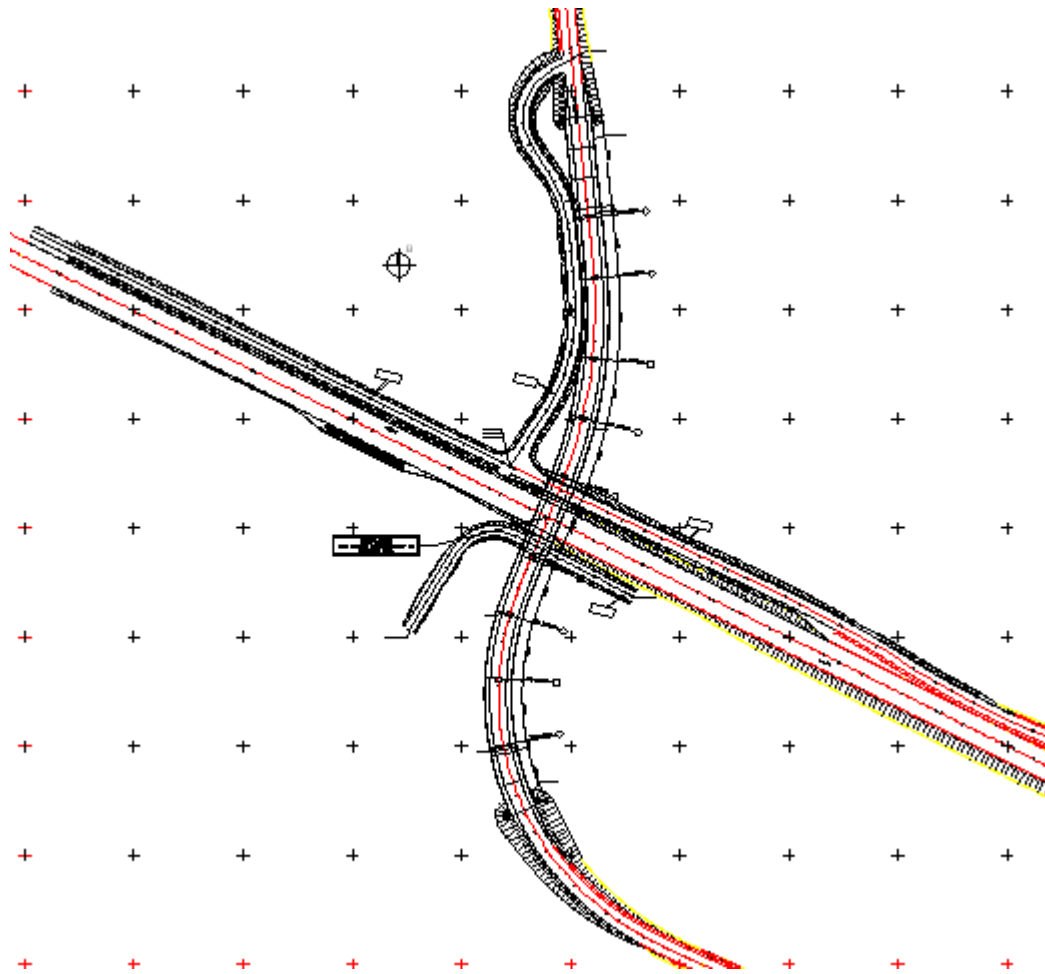
Η ακριβής θέση του έργου ευρίσκεται μεταξύ Αρχαίας Κορίνθου και Σιδηροδρομικού Σταθμού Κιάτου, στη Χ. Θ 8+048, 694 της Σιδ/κής Γραμμής, στη περιοχή Κυρά Βρύση Ζευγολατιού Κορινθίας.



Εικόνα 10 αεροφωτογραφία του έργου από Google earth



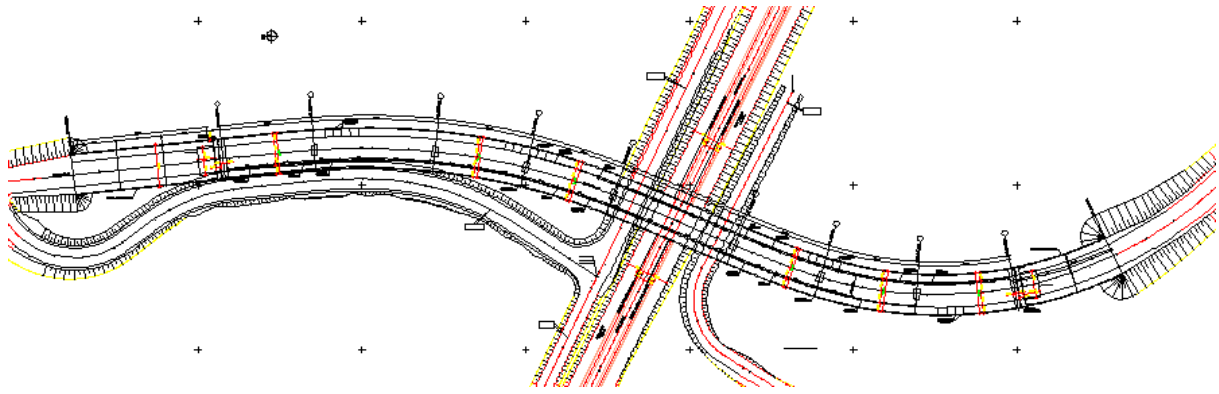
Εικόνα 11 αεροφωτογραφία που δείχνει την γέφυρα με τον σταθμό του προαστιακού Google earth



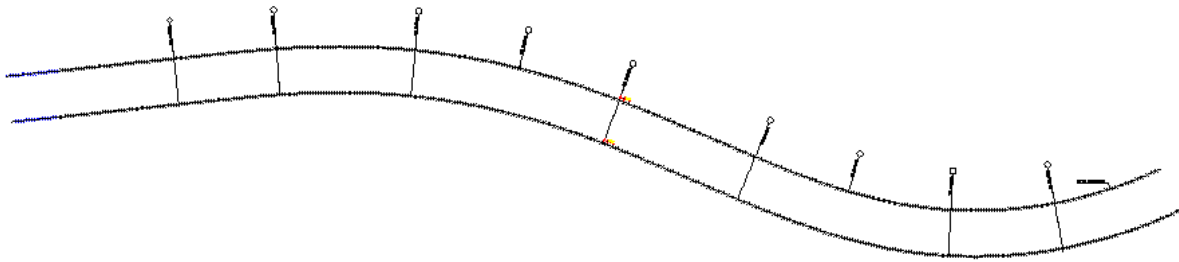
Εικόνα 12 τοπογραφικό έργο

Πρόκειται για Άνω διάβαση της κάθετης οδού 8 (Κ. Ο. 8) πάνω από τη νέα διπλή σιδηροδρομική γραμμή υψηλής ταχύτητας Αθηνών – Πατρών. Η άνω διάβαση προβλέπεται στην εγκεκριμένη Οριστική μελέτη οδοποιίας του ως άνω τμήματος της σιδ/κης γραμμής.

Το συνολικό μήκος του έργου ανέρχεται σε 249, 00m. Χωρίζεται σε οκτώ ανοίγματα με μήκος 28, 00m - 37, 00m - 28, 00m - 28, 00m - 40, 00m - 28, 00m - 30, 00m - 30, 00m. Η επιλογή της μονολιθικής σύνδεσης του φορέα μόνο σε δύο μεσόβαθρα δεν ήταν ικανή να αναλάβει το συνολικό σεισμικό φορτίο. Η ανάγκη να συνδεθούν μονολιθικά περισσότερα βάθρα, χωρίς αυτό να δημιουργεί προβλήματα στην επιρροή από θερμοκρασιακές μεταβολές, στις διαφορικές καθιζήσεις και στη προένταση, οδήγησε σε φορέα διαχωρισμένο σε τρία επί μέρους τμήματα, με εγκάρσιους αρμούς διαστολής στα μεσόβαθρα Μ3 και Μ6.



Εικόνα 13 κάτοψη γέφυρας



Εικόνα 14 κάτοψη της καμπυλότητας της γέφυρας

Η εργασία διαφοροποιείται σε ορισμένα σημεία σε σχέση με την εγκεκριμένη μελέτη, διότι παρατηρήθηκαν ελλείψεις και λάθη σε αυτήν. Οι παρατηρήσεις στην εγκεκριμένη μελέτη έχουν ως ακολούθως:

i) Ο φορέας, ο οποίος μορφώνεται από προεντεταμένο σκυρόδεμα, παρουσιάζει υπέρβαση των επιτρεπόμενων τάσεων της τάξεως του 25%-55%.

ii) Ο χάλυβας προέντασης επίσης παρουσιάζει υπέρβαση των επιτρεπόμενων ορίων της τάξεως του 12%.

iii) Υπάρχει ασάφεια ως προς το φορέα της ανοδομής. Πιο συγκεκριμένα, στο σχέδιο της μηκοτομής σημειώνεται 1, 80m, στην εγκάρσια τομή του φορέα προκύπτει από το άθροισμα των επιμέρους διαστάσεων να είναι ίσο με 1, 95 m και τέλος οι στατικοί υπολογισμοί έχουν γίνει με ύψος φορέα 1, 80m.

iv) Ο υπολογισμός των βάθρων έχει γίνει με συντελεστή μετελαστικής συμπεριφοράς $q=3, 5$ και στις τρεις διευθύνσεις αντί για $q=2, 75$ στη διαμήκη διεύθυνση και $q=1, 0$ στη κατακόρυφη που είναι η σωστή τιμή για την υπόψη γεωμετρία των βάθρων.

v) Η διαστασιολόγηση έναντι διάτμησης δεν αναφέρεται αν έγινε σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από την εγκύκλιο E39/99, αλλά ο οπλισμός που προκύπτει στα μονολιθικά συνδεδεμένα με το φορέα μεσόβαθρα και είναι ίσος με $37, 89 \text{ m}^2/\text{m}$ δεν φαίνεται να είναι επαρκής σύμφωνα με τους υπολογισμούς που κάναμε για τον έλεγχο της μελέτης.

vi) Στην υπόψη μελέτη δεν υπάρχει η διαστασιολόγηση τόσο των εφεδράνων όσο και των αρμών, που εμφανίζονται στη προμέτρηση.

vii) Στην υπόψη μελέτη δεν υπάρχει ο υπολογισμός των ακροβάθρων και των τοίχων αντιστήριξης πίσω από αυτά.

viii) Οι σεισμικοί συνδυασμοί που παρουσιάζονται στο τεύχος των υπολογισμών δεν είναι σύμφωνοι με την εγκύκλιο Ε39/99.

ix) Τα αποτελέσματα διαστασιολόγησης των βάθρων δίνουν οπλισμό 926, 9m² με (q=3, 5) το οποίο είναι περίπου 3%. Προφανώς για τα ορθά q και τους σωστούς σεισμικούς συνδυασμούς το ποσοστό θα ξεπεράσει το 3% που μπορεί να γίνει αποδεκτό σε κυκλικό βάθρο.

x) Από την ανάλυση που παρουσιάζεται δεν προκύπτει να έχει ληφθεί υπόψη η επιρροή της θεμελίωσης στην ανάλυση της ανοδομής (φορέα-βάθρου), η οποία είναι σημαντική στα σημεία μονολιθικής σύνδεσης φορέα-βάθρων και στον υπολογισμό των μετακινήσεων.

xi) Από το τοποθετούμενο οπλισμό και τη μέγιστη αξονική δύναμη του σεισμικού συνδυασμού η ροπή και η τέμνουσα που πρέπει να υπολογισθεί η θεμελίωση είναι μεγαλύτερη από τη χρησιμοποιήθεισα στον υπολογισμό των πασσάλων με αποτέλεσμα η προτεινόμενη θεμελίωση να είναι ανεπαρκής.

Κατόπιν των ανωτέρω παρατηρήσεων και στη προσπάθεια να αναιρεθούν οι παραπάνω αστοχίες της μελέτης έγινε μερικός ανασχεδιασμός του τεχνικού, λαμβάνοντας επί πλέον υπόψη τα παρακάτω στοιχεία :

1) Συντελεστής μετελαστικής συμπεριφοράς, ο οποίος θα είναι σύμφωνος με τη γεωμετρία του βάθρου.

2) Προσαύξηση του σεισμικού συντελεστή κατά 25% λόγω άμεσης γειννίασης με σεισμικώς ενεργά ρήγματα σύμφωνα με την § 5. 1. 2 του Ε. Α. Κ.

3) Περιορισμός των τάσεων σκυροδεμάτων εντός των επιτρεπόμενων ορίων

4) Αποδεκτό ποσοστό οπλισμού στα βάθρα

5) Τη νέα γεωτεχνική αξιολόγηση που παρουσιάζεται στο παράρτημα, η οποία προτείνει διαφορετικά εδαφικά χαρακτηριστικά. Οριζόντιο δείκτη εδάφους, κατακόρυφο, δείκτη, διαφορετική φέρουσα ικανότητα.

Ο νέος σχεδιασμός του τεχνικού και οι διαφοροποιήσεις του σε σχέση με την αρχική προμελέτη, περιγράφεται αναλυτικά κατωτέρω.

2. 1 ΠΑΡΑΚΕΙΜΕΝΟΙ ΟΔΟΙ

Το τεχνικό Γέφυρας Τ09α, είναι εγκάρσια άνω διάβαση της Κάθετης Οδού 8 (Κ. Ο. 8) πάνω από τη σιδηροδρομική γραμμή. Η Κ. Ο. 8 σχεδιάστηκε προκειμένου να εξυπηρετεί και να συνδέει τους οικισμούς που βρίσκονται στη θέση του έργου, καθώς η παλαιά αγροτική οδός που υπήρχε για να συνδέει τους οικισμούς αυτούς διακόπτεται από την κατασκευή της Σ/Γ.

Προβλέπεται λοιπόν στη θέση του έργου, πέρα από την Κ. Ο. 8, η κατασκευή

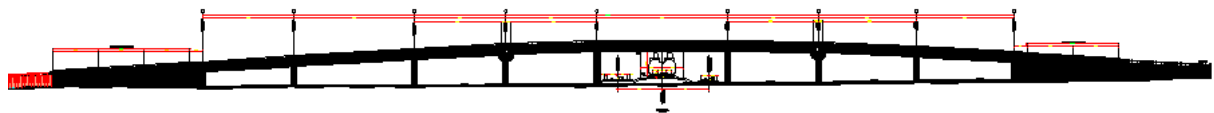
παράπλευρων οδών ΔSR11A, ΔSR10N, ASR11A και ΔSR11, έτσι ώστε να αποκατασταθεί πλήρως η επικοινωνία μετά την κατασκευή της Σ/Γ και της Κ. Ο. 8. Για τη πρόσβαση στο τεχνικό, και εκατέρωθεν αυτού, προβλέπεται η κατασκευή επιχωμάτων. Από τη πλευρά του ακροβάθρου Α1 του τεχνικού, προβλέπεται επίχωμα μέγιστου ύψους 5, 20m και από τη πλευρά του Α2 επίχωμα μέγιστου ύψους 5, 90m. Επίσης προβλέπεται η κατασκευή επιχώματος επί της βοηθητικής οδού ΔSR10N, μέγιστου ύψους στον άξονα 1, 5m.

Πυκνότητα κυκλοφορίας : μέτρια Δυνατότητα παρακάμψεων:είναι εφικτή εφόσον η χρονική σειρά κατασκευής των έργων είναι τέτοια που το επιτρέπει.

2. 2 ΥΠΟΓΕΙΑ Η΄ ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΑ ΔΙΚΤΥΑ

Δεν υπάρχουν γνωστά υπόγεια ή υπερκείμενα δίκτυα στη θέση του έργου. Πριν την έναρξη των εργασιών ο ανάδοχος της κατασκευής υποχρεούται να είναι ενήμερος για δίκτυα που ενδεχομένως βρίσκονται στην περιοχή της κατασκευής και μπορούν να προκαλέσουν κινδύνους.

2. 3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ



Εικόνα 15 όψη γέφυρας

2. 3. 1 Επιλογή ανοίγματος

Το συνολικό μήκος του έργου είναι 249, 00m. Τροποποιήθηκαν τα επί μέρους ανοίγματα έτσι ώστε να γίνει μία πιο ορθολογική κατανομή των εντατικών μεγεθών στο φορέα. Χωρίζεται σε οκτώ ανοίγματα με μήκος 28, 00m - 37, 00m - 28, 00m - 28, 00m - 40, 00m - 28, 00m - 30, 00m - 30, 00m. Η επιλογή της μονολιθικής σύνδεσης του φορέα μόνο σε δύο μεσόβαθρα δεν ήταν ικανή να αναλάβει το συνολικό σεισμικό φορτίο. Η ανάγκη να συνδεθούν μονολιθικά περισσότερα βάθρα, χωρίς αυτό να δημιουργεί προβλήματα στην επιρροή από θερμοκρασιακές μεταβολές, στις διαφορικές καθιζήσεις και στη προένταση, οδήγησε σε φορέα διαχωρισμένο σε τρία επί μέρους τμήματα, με εγκάρσιους αρμούς διαστολής στα μεσόβαθρα Μ3 και Μ6.

2. 3. 2 Φορέας ανοδομής

Η μορφή του φορέα της γέφυρας είναι δίδυμο κιβώτιο με ελαφρώς κεκλιμένα τα πλαϊνά τοιχώματα. Η μορφή και το πλάτος του φορέα δεν τροποποιήθηκε από αυτό της προμελέτης. Το συνολικό ύψος της διατομής είναι 2, 00 m με το κενό να έχει ύψος 1, 50m η άνω πλάκα έχει πάχος 0, 30 m και η κάτω 0, 2 m. Ο φορέας της γέφυρας περιστρέφεται γύρω από τον άξονα του για να ακολουθεί και να παραλαμβάνει τις μεταβολές της εγκάρσιας επίκλισης της οδοποιίας, χρησιμοποιώντας το ελάχιστο δυνατό σκυρόδεμα κλίσεων.

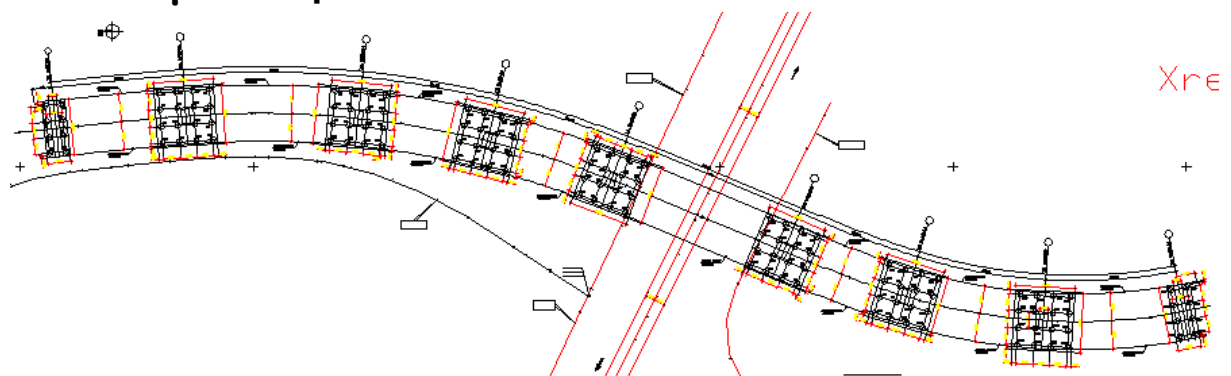
Ο φορέας της γέφυρας εδράζεται επί των ακροβάθρων και των μεσοβάθρων M3 και M6 μέσω δύο εφεδράνων ολίσθησης. Τα εγκάρσια σεισμικά φορτία αναλαμβάνονται από μεταλλικό διατμητικό σύνδεσμο βιομηχανικού τύπου που τοποθετείται στο μέσον.

2. 3. 3 Βάθρα

Τα μεσόβαθρα είναι τοιχοειδούς μορφής με διατομή διαστάσεων 1, 80m x 3, 00m. Το καθαρό ύψος τους είναι στο M1: 7, 20m, στο M2: 8, 50m, στο M3: 9, 75m, στο M4: 10, 50m, στο M5: 10, 50m, στο M6: 9, 75m και στο M7 8, 50m. Ο φορέας συνδέεται μονολιθικά με τα βάθρα M1, M2, M4, M5 και M7. Όλα τα βάθρα της γέφυρας προβλέπονται κάθετα στον άξονα της γέφυρας. Τα ακρόβαθρα της γέφυρας, προβλέπεται να είναι βάθρα τοιχοειδούς μορφής με ύψος 7, 0μ. στο A1 και 8, 0μ. στο A2. Το πάχος του κορμού είναι 1, 70 μ.

Στη συνέχεια των ακροβάθρων της γέφυρας κατασκευάζονται τοίχοι μορφής ανάστροφου Π συνολικού μήκους 42, 0 μ στο A1 και 28, 0 μ στο A2 για τη συγκράτηση των πρανών του επιχώματος.

2. 3. 4 Θεμελίωση



Εικόνα 16 κάτοψη θεμελίωσεις

Η θεμελίωση της γέφυρας γίνεται με έγχυτους φραεατοπασσάλους οι οποίοι μελετήθηκαν με βάση τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας και αξιολόγησης που έχει διενεργηθεί για το έργο.

Τα μεσόβάθρα θεμελιώνονται με 16 έγχυτους φραεατοπασσάλους Φ 1, 20 μ. ανά 3, 60 μ. μέσω ορθογωνικού κεφαλοδέσμου διαστάσεων κάτοψης 12, 80 x 12, 80 και πάχους 1, 80 μ.

Τα ακρόβαθρα θεμελιώνονται επί 8 πασσάλων Φ 1, 20 μ. (δύο σειρές των τεσσάρων πασσάλων) μήκους 27, 5 μ. στο A1 και 20, 0 μ. στο A2, σε αποστάσεις ανά 3, 40 X 3, 40 μ. μέσω ορθογωνικού κεφαλοδέσμου διαστάσεων κάτοψης 12, 0 x 5, 0 και πάχους 1, 60 μ.

2. 4 ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Αρχικά κατασκευάζονται οι πάσσαλοι, στη συνέχεια ο κεφαλόδεσμος και κατόπιν τα βάθρα της γέφυρας από το φυσικό έδαφος, ξεκινώντας από τη θεμελίωση και συνεχίζοντας με το κορμό. Ακολουθεί η κατασκευή του φορέα. Η κατασκευή γίνεται με συμβατικούς ξυλότυπους. Στη συνέχεια, με σκυρόδεμα επόμενης φάσης κατασκευάζονται τα πεζοδρόμια, ακολουθούν δε οι τελικές επιστρώσεις.

2. 5 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο φορέας του κιβωτίου κατασκευάζεται από προεντεταμένο σκυρόδεμα κατηγορίας B35 και χάλυβα προέντασης 1670/1860 MPa. Ο χαλαρός οπλισμός είναι χάλυβας S500 s (St IV).

Τα τοιχώματα των μεσοβάθρων κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα B35 και οπλισμό από χάλυβα S500 s (St IV), λόγω και της σημαντικής συσσώρευσης εντάσεων, ιδιαίτερα στις περιοχές των μονολιθικών Τα τοιχώματα των ακροβάθρων κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα B25.

Οι κεφαλόδεσμοι των ακροβάθρων και των μεσοβάθρων, τα πεζοδρόμια, οι τοίχοι αντιστήριξης, οι πλάκες πρόσβασης, οι πάσσαλοι θεμελίωσης και η στρώση προστασίας της στεγάνωσης κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας B25 και οπλισμό από χάλυβα S500 s (St IV).

Η στεγάνωση του καταστρώματος γίνεται με ειδικές μεμβράνες και προστατεύεται με στρώση σκυροδέματος B25 πάχους 6 εκ. ελαφρά οπλισμένου με δομικό πλέγμα St IV T139. Όλες οι λοιπές αφανείς επιφάνειες σκυροδέματος σε επαφή με το έδαφος μονώνονται με διπλή ασφαλτική επάλειψη.

Τα χυτοσιδηρά στόμια αποχέτευσης, οι αρμοί συστολοδιαστολής, τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα καθώς και οι διατμητικοί σύνδεσμοι είναι βιομηχανικού τύπου. Όλες οι σιδηρές κατασκευές (καλύμματα, κιγκλιδώματα κλπ.) είναι γαλβανισμένες.

Τα στραγγιστήρια που προβλέπονται στις βάσεις των τοίχων και των τοιχωμάτων των ακροβάθρων κατασκευάζονται από διάτρητο τσιμεντοσωλήνα Φ0, 20 μ. που περιβάλλεται από χονδρόκοκκο υλικό πλήρωσης στραγγιστηρίου και μη υφαντό γεώφασμα στραγγιστηρίων βάρους 135 gr/m².

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3. 1 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

3. 1. 1 Η ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΩΣ ΚΛΑΔΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΣΤΗΜΗΣ ΤΟΥ ΜΗΧΑΝΙΚΟΥ

Εφαρμογές σε προβλήματα που αφορούν στο έδαφος ως:

1. Μέσον έδρασης των κατασκευών (θεμελιώσεις)
2. Μέσον που πρέπει να αντιστηριχθεί (αντιστηρίξεις, πρηνή, κατολισθήσεις, βαθιές εκσκαφές, αγκυρώσεις, σήραγγες)
3. Υλικό κατασκευής (επιχώματα, φράγματα, οπλισμένη γή) και σε ειδικά προβλήματα, όπως :
 1. Αντλήσεις, αποστραγγίσεις, στεγανώσεις
 2. Βελτιώσεις εδαφών (συμπυκνώσεις, τσιμεντενέσεις)
 3. Διάδοση κραδασμών στο έδαφος (σεισμική απόκριση)

Όσον αφορά στα γεωτεχνικά δεδομένα για τη περιοχή ενδιαφέροντος θα χρησιμοποιηθούν τα στοιχεία από οκτώ γεωτρήσεις που έχουν εκτελεσθεί. Τα αποτελέσματα αυτά παρουσιάζονται και αξιολογούνται. Συγκεκριμένα πρόκειται για τις γεωτρήσεις ΓΝ-27α, ΓΝ27γ, Γ-27α, ΓΝ-27β, ΓΝ-28α, ΓΝ-28β, ΓΝ-29α, ΓΝ-29β. Οι γεωτρήσεις αυτές παρουσιάζονται στην Γεωτεχνική Μηκοτομή.



Εικόνα 18 φωτο από την κατασκευή του έργου που φαίνεται ζωντανά το γεωτεχνικό προφίλ

Βάσει των γεωτρήσεων αυτών διακρίνονται πέντε γεωτεχνικές ενότητες στο γεωτεχνικό προφίλ:

Ενότητα I: Άργιλος χαμηλής πλαστικότητας πολύ στιφρή

Ενότητα II: Ψηφιδοπαγή, στα πρώτα μέτρα αποσαθρωμένα σε GC, SC - SM

Ενότητα III: Άργιλος χαμηλής πλαστικότητας (μάργα) πολύ στιφρή

Ενότητα IV: Άργιλος χαμηλής πλαστικότητας μέτρια στιφρή -στιφρή

Ενότητα V: Αργιλόμαργα (υπόβαθρο)

Η αντίσταση αιχμής και τριβής μεμονωμένου πασσάλου κατά DIN 4014 για τις αργιλικές ενότητες καθορίζεται από την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του υλικού. Για τις ενότητες I, III, IV και V η αστράγγιστη διατμητική αντοχή επανεκτιμήθηκε αξιολογώντας τα στοιχεία επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών. Η ενότητα II θεωρήθηκε στο σύνολό της ως κοκκώδης, μη συνεκτική δεδομένου ότι έχει μικρό πάχος και ότι η διάνοιξη του πασσάλου εντός αυτής μπορεί να καταστρέψει τη βραχώδη δομή της. Για τις αργιλικές ενότητες χρησιμοποιήθηκαν τα ακόλουθα:

Ενότητα I: $S_u=160$ kPa Ενότητα III: $S_u=160$ kPa Ενότητα IV: $S_u=100$ kPa

Ενότητα V: $S_u=280$ kPa

Όσον αφορά στην επιρροή των αρνητικών τριβών στα ακρόβαθρα λόγω της κατασκευής των επιχωμάτων πρόσβασης σημειώνονται τα ακόλουθα. Το μέγιστο ύψος των επιχωμάτων πρόσβασης είναι περί τα 6, 5 m. Βάσει του ύψους αυτού και της στιφρότητας των ενοτήτων I και III, οι οποίες συμμετέχουν ως επί το πλείστον στο εν λόγω φαινόμενο, κρίνεται ότι δεν θα απαιτηθεί ειδικός σχεδιασμός του τεχνικού για την αντιμετώπιση σχετικών προβλημάτων. Εν τούτοις θεωρείται εύλογη η επιβολή κατακόρυφης μετατοπισιακής φόρτισης της τάξης του 1cm για τα ακρόβαθρα.

3. 1. 2 Μέθοδος κώνου και άμμου.



Εικόνα 19 φώτο επό εργοταξιακή δοκιμή μέθοδος κώνου και άμμου

Η μέθοδος αυτή είναι μία εργαστηριακή δοκιμή που γίνεται επί τοπου του έργου και στοχεύει στο να ελέγξει την επιτευχθείσα συμπύκνωση με την μέθοδο proctor. Η μέθοδος αυτή προσδιορίζει την πυκνότητα σε τοποθεσία με ρήχα εδάφη που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή εθνικών οδών, για χωματώδη φράγματα και σε διάφορες άλλες κατασκευές.

Έτσι προσδιορίζεται το επι τόπου ξηρό φαινόμενο ειδικό βάρος του εδάφους και το συγκρίνουμε με το μέγιστο ξηρό φαινόμενο βάρος που διαπιστώθηκε κατά Proctor ότι μπορεί να επιτευχθεί.

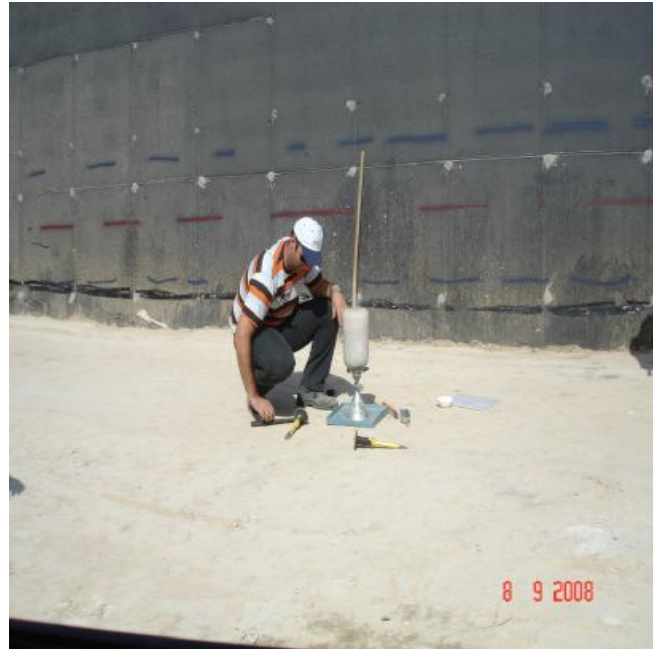
Συσκευές

1. Συσκευή προσδιορισμού πυκνότητας, η οποία αποτελείται από τα παρακάτω μέρη:

-Δύο ελαστικά δοχεία άμμου, χωριτικότητας 5lit

-Μεταλλική χοάνη, με προσαρμοσμένη στη βάση της μια ειδική βαλβίδα, επιτρέποντας την εκροή ή όχι της άμμου από δοχείο, διάμετρος του κώνου 6

- Μεταλλική κυκλική βάση
- 2. Ζυγοί
- 3. Καλέμι
- 4. Σφυρί



Εικόνα 20 και 21 φώτο από την επί τόπου εργοταξιακή δοκιμή με μέθοδος κώνου και άμμου

3. 2 ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

3. 2. 1 Φέρουσα Ικανότητα Μεμονωμένων Πασσάλων

Η φέρουσα ικανότητα Q ενός πασσάλου σύμφωνα με το DIN 4014 υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$Q = Q_s + Q_r = A_f \sigma_s + \sum A_{mi} t_{mfi},$$

όπου,

Q_s : η αντοχή αιχμής (kN)

Q_r : η αντοχή τριβής (kN)

A_f : το εμβαδό της βάσης του πασσάλου (m^2)

A_{mi} : η παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου εντός της στρώσης i (m^2)

σ_s : η αντοχή αιχμής στη στρώση έδρασης (kN/m^2)

t_{mfi} : η αντοχή τριβής στη στρώση i (kN/m^2)

Οι προϋποθέσεις για την εφαρμογή της μεθόδου είναι οι εξής:

- Διάμετρος πασσάλου $0,3 \text{ m} < D < 3,0 \text{ m}$
- Κλίση πασσάλου μεγαλύτερη από 1:4 (O:K)
- Ελάχιστο μήκος πασσάλου $\max(5 \text{ m} ; 5 D)$
- Πάχος της στρώσης κάτω από τη βάση του πασσάλου $\max(1,5 \text{ m} ; 3 D)$
- Εμπηγνύομενο βάθος στη στρώση αιχμής $\geq 2,5 \text{ m}$

-Αντοχή αιχμής πενετρομέτρου $q_s = N_{10} \geq 10 \text{ MN/m}^2$

- Όριο υδαρότητας εδάφους $w_L < 80\%$

Μέθοδοι εκτίμησης της φέρουσας ικανότητας έγχυτων πασσάλων :

1. Με υπολογισμούς (στατικοί τύποι)

1. 1 Κατά το Γερμανικό DIN 4014

1. 2 Κατά τις Αμερικανικές Οδηγίες AASHTO

1. 3 Άλλες μέθοδοι

Εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας έγχυτων πασσάλων κατά το DIN 4014 :

Οριακή αντίσταση πασσάλου : $Q_u = Q_{su} + Q_{pu}$

Οριακή αντίσταση πλευρικής τριβής : $Q_{su} = D \cdot \pi \cdot \Sigma f \cdot \Delta z$

Οριακή αντίσταση αιχμής : $Q_{pu} = A_p \cdot q_{pu}$

Οι αντιστάσεις αιχμής και τριβής των πασσάλων εξαρτώνται στα μη συνεκτικά εδάφη από την αντοχή αιχμής του πενετρομέτρου q_s , η οποία προσδιορίζεται με τη βοήθεια του αριθμού N της δοκιμής SPT, και στα συνεκτικά εδάφη από την αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u . Η διαδικασία υπολογισμού περιγράφεται παρακάτω για μη συνεκτικά και συνεκτικά εδάφη.

Μη συνεκτικά εδάφη

-Αντοχή αιχμής : $\sigma_s = f(s/D, q_s)$ από Πίνακα 1 DIN 4014

-Αντοχή τριβής : $\tau_{mf} = f(q_s)$ από Πίνακα 4 DIN 4014

Πίνακας 1 (DIN4014)

s/D (cm)	σ_s (MN/m ²)			
	q_s (MN/m ²)			
	10	15	20	25
0, 02	0, 7	1, 05	1, 4	1, 75
0, 03	0, 9	1, 35	1, 8	2, 25
0. 1=sg	2, 0	3, 0	3, 5	4, 0

Πίνακας 4 (DIN4014)

q_s	τ_{mf} (MN/m)
0	0
5	0, 04
10	0, 08
≥ 15	0, 12

Συνεκτικά εδάφη

Αντοχή αιχμής : $\sigma_s = f(s/D, S_u)$ από Πίνακα 2 DIN

Αντοχή τριβής : $\tau_{mf}=f(S_u)$ από Πίνακα 5 DIN

Πίνακας 2 (DIN4014)

s/D (cm)	σ_s (MN/m ²)	
	S_u (MN/m ²)	
	0, 1	0, 2
0, 02	0, 35	0, 90
0, 03	0, 45	1, 10
0. 1=sg	0, 80	1, 50

Πίνακας 5 (DIN4014)

S_u (MN/m ²)	τ_{mf}
0, 025	0, 025
0, 100	0, 04
$\geq 0, 200$	0, 06

Η μέγιστη αντοχή τριβής αναπτύσσεται για πραγματοποιούμενη καθίζηση που δίδεται από τη σχέση $s_{rg} = 0.5 Q_{rg}$ (σε MN) + 0, 5 ≤ 3 cm. Πέραν της τιμής αυτής η αντίσταση τριβής παραμένει σταθερή. Το διάγραμμα υποχωρήσεων – αναπτυσσόμενης αντίστασης αιχμής μπορεί να κατασκευασθεί βάσει των Πινάκων 1 και 2 του DIN 4014. Με την άθροιση των δύο επί μέρους καμπυλών προκύπτει το συνολικό διάγραμμα φορτίου – υποχωρήσεων.

Η αναπτυσσόμενη καθίζηση από το φορτίο σχεδιασμού μπορεί να προσδιοριστεί από το συνολικό διάγραμμα φορτίου – υποχωρήσεων.

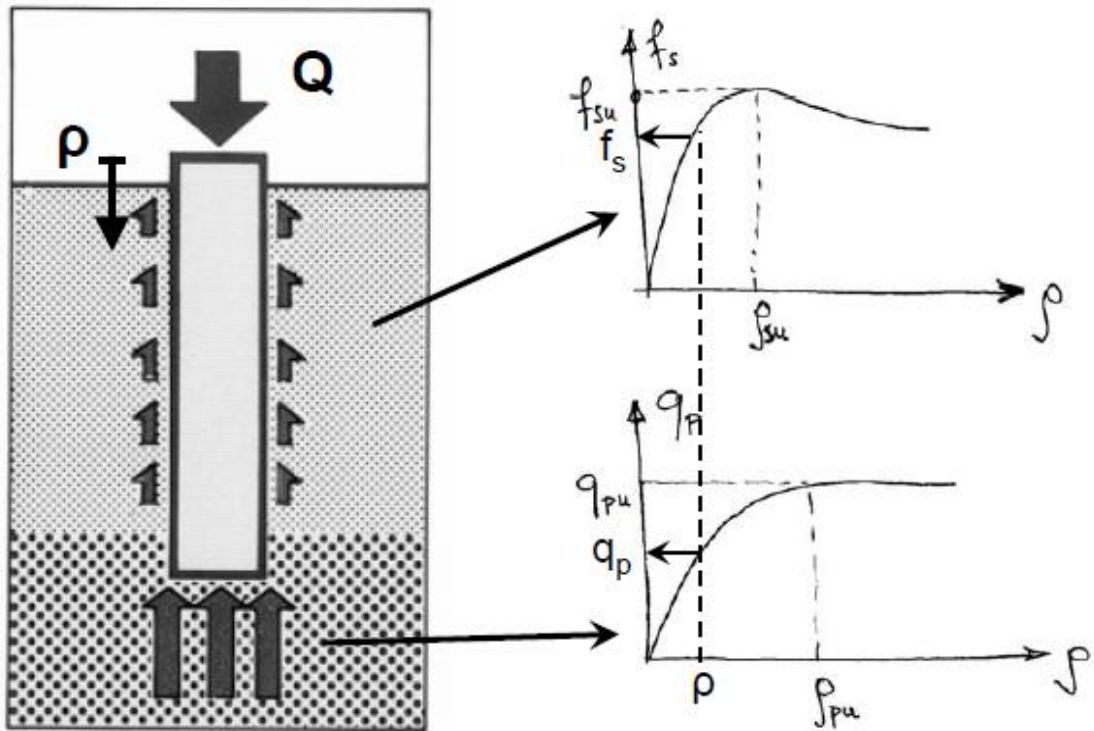
Δίνεται μεθοδολογία για τον υπολογισμό της οριακής φέρουσας ικανότητας πασσάλου θεμελιωμένου σε βράχο. Προτείνονται τιμές για τις παραμέτρους της αντοχής αιχμής (σ_{sf}) και τριβής (τ_{mf}) βάσει του πίνακα 7.

Πίνακας 7 (DIN4014)

q_u (MN/m ²)	σ_{sf} (MN/m ²)	τ_{mf} (MN/m ²)
0, 5	1, 5	0, 08
5, 0	5, 0	0, 5
20, 0	10, 0	0, 5

Εκτίμηση της καμπύλης φορτίου (Q) - υποχώρησης (ρ) πασσάλου μέσω των καμπύλων ανάπτυξης πλευρικής τριβής και αντίστασης αιχμής

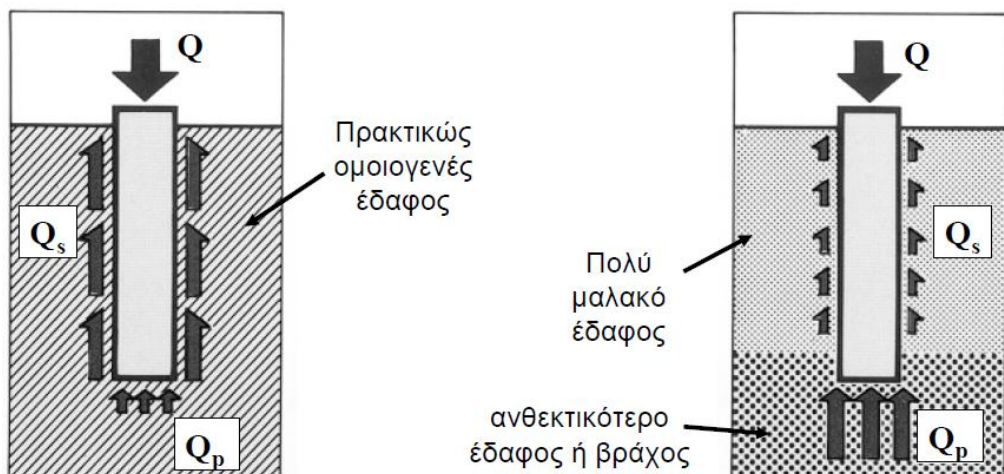
1. Με την παραδοχή ότι ο πάσσαλος δεν συμπιέζεται (δηλ. $\rho = \text{σταθερό}$) :



2. Για διάφορες τιμές της καθίζησης (ρ) της κεφαλής υπολογίζονται : τα fs και qp και εξ' αυτών τα Qs και Qp, οπότε : $Q = Q_s + Q_p$

$$Q_s = \pi D \sum_i f_{si} \Delta z_i \quad Q_p = A_p q_p$$

Ανάληψη φορτίων από τους πασσάλους



Πάσσαλος τριβής

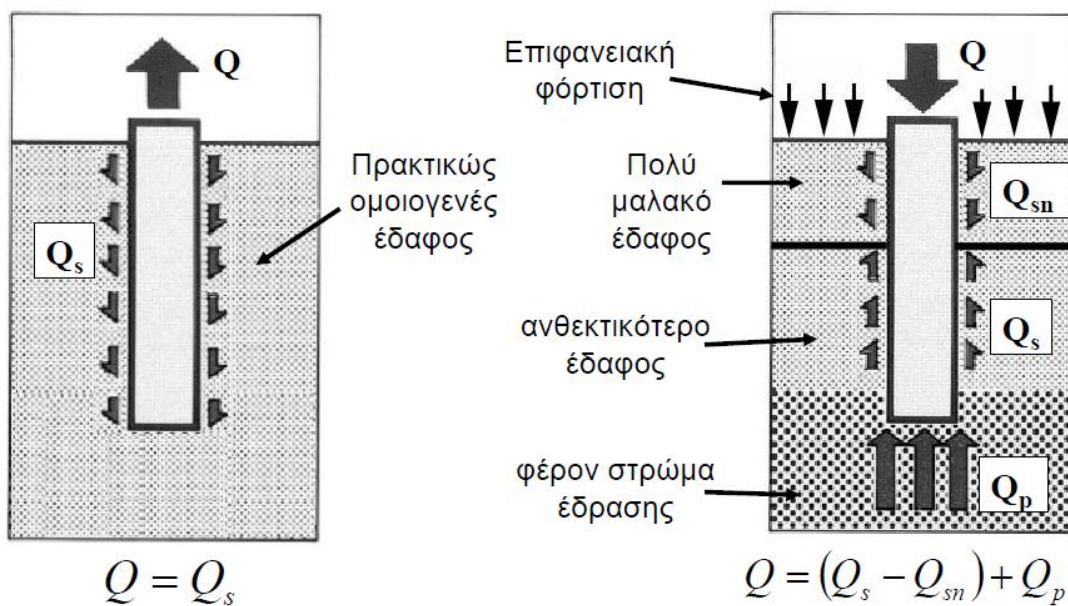
$$Q = Q_s + Q_p$$

Πάσσαλος αιχμής

$$Q = Q_s + Q_p$$

Συνήθως, οι πάσσαλοι αναλαμβάνουν φορτία μέσω τριβής ΚΑΙ αιχμής

Ανάληψη φορτίων από τους πασσάλους



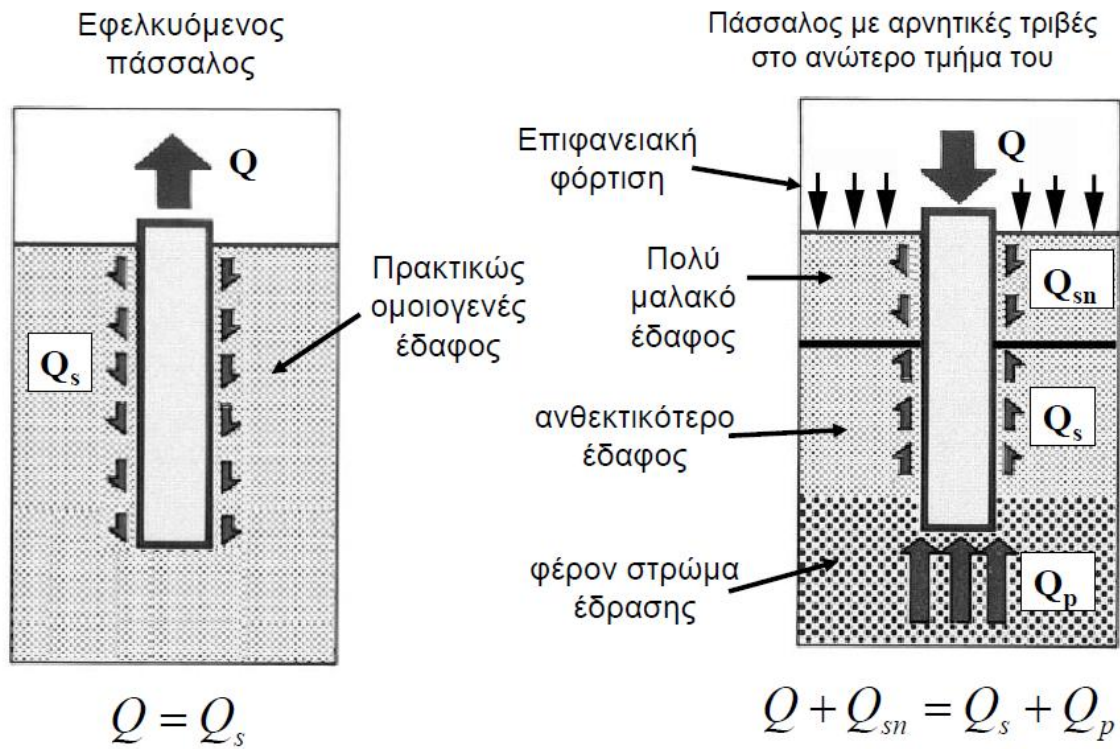
$$Q = Q_s$$

Εφελκόμενος πάσσαλος
(συνεισφορά μόνον της
πλευρικής τριβής)

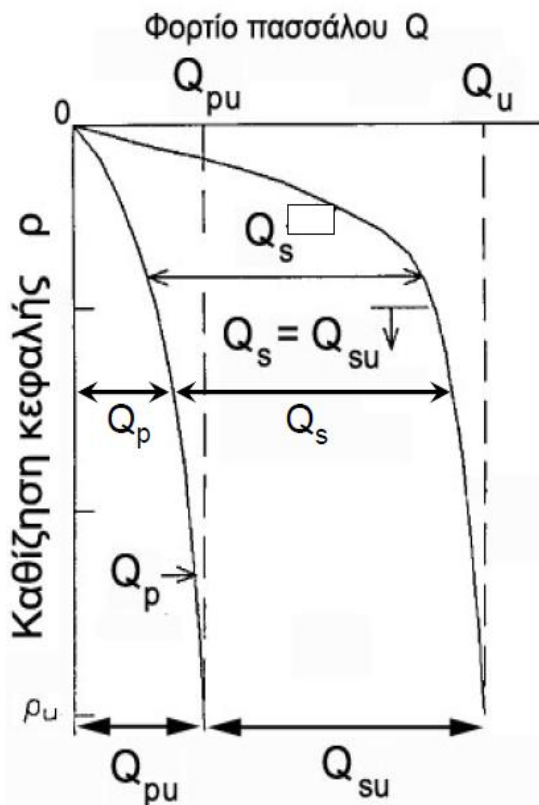
$$Q = (Q_s - Q_{sn}) + Q_p$$

Θλιβόμενος πάσσαλος με αρνητικές τριβές στο
άνωτερο τμήμα του
(λόγω συμπίεσης του πολύ μαλακού εδάφους)

Εφελκόμενοι πάσσαλοι και πάσσαλοι με αρνητικές τριβές



Ανάληψη φορτίων από θλιβόμενους πασσάλους



$Q = \text{φορτίο κεφαλής πασσάλου}$

$Q_s = \text{αντίσταση πλευρικής τριβής (s = skin)}$

$Q_p = \text{αντίσταση αιχμής (p = point)}$

$$Q = Q_s + Q_p$$

$Q_u = \text{οριακό φορτίο κεφαλής πασσάλου}$

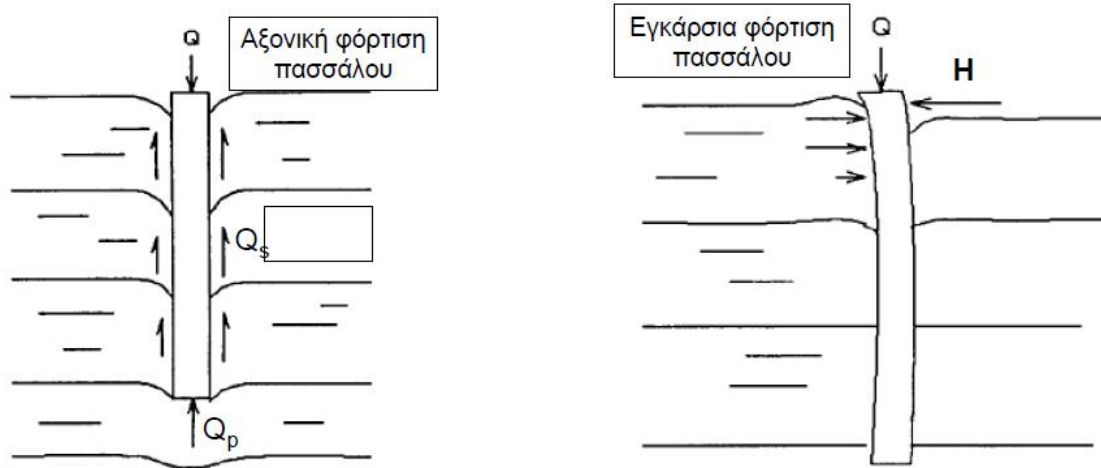
$Q_{su} = \text{οριακή αντίσταση πλευρικής τριβής}$

$Q_{pu} = \text{οριακή αντίσταση αιχμής}$

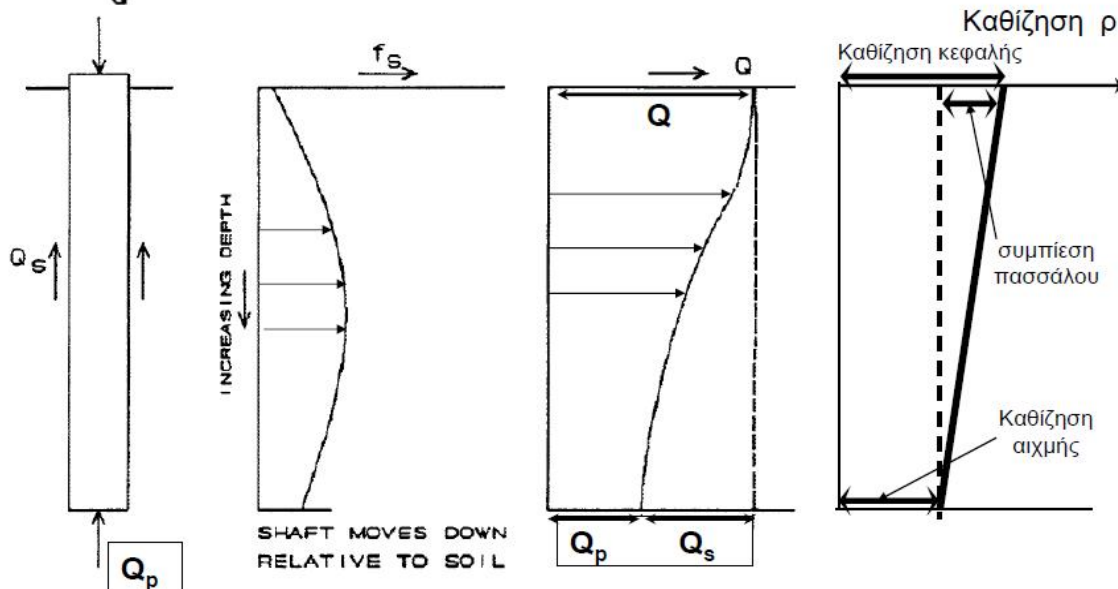
$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu}$$

Κριτήρια Σχεδιασμού Πασσάλων :

1. Έλεγχος έναντι υπέρβασης της αξονικής φέρουσας ικανότητας
2. Έλεγχος έναντι υπέρβασης των αποδεκτών καθιζήσεων
3. Έλεγχος έναντι υπέρβασης της αντοχής του πασσάλου (ως δομικού στοιχείου)
4. Έλεγχος έναντι υπέρβασης της εγκάρσιας φέρουσας ικανότητας και των αποδεκτών μετακινήσεων εγκάρσιων



Ανάληψη φορτίων από θλιβόμενους πασσάλους



$$Q = Q_s + Q_p$$

Κατανομή της πλευρικής τριβής στο πάσσαλο : Η αρχική αύξηση του f_s με το βάθος οφείλεται στην βελτίωση των ιδιοτήτων του εδάφους. Σε

μεγαλύτερα βάθη, το f_s μειώνεται λόγω μείωσης της σχετικής μετακίνησης πασσάλου-εδάφους.

3. 2. 2 Φέρουσα Ικανότητα Πασσαλομάδας

Όπως έχει παρατηρηθεί στη πράξη, η συμβολή ενός πασσάλου στη φέρουσα ικανότητα της πασσαλομάδας (αποδίδεται από τον όρο αποδοτικότητα) επηρεάζεται από την ύπαρξη των γειτονικών πασσάλων, με αποτέλεσμα το οριακό εδαφικό φορτίο της ομάδας να μην αντιστοιχεί στο άθροισμα των οριακών φορτίων των μεμονωμένων πασσάλων. Η αποδοτικότητα (E_f) μιας ομάδας πασσάλων ορίζεται από τη σχέση:

$$E = P_{g_ult} / n_g * P_{ult}$$

όπου P_{g_ult} : η φέρουσα ικανότητα της πασσαλομάδας

P_{ult} : η φέρουσα ικανότητα του μεμονωμένου πασσάλου

n_g : το πλήθος των πασσάλων στην ομάδα

Με βάση τον ανωτέρω ορισμό, η φέρουσα ικανότητα της ομάδας συνδέεται με αυτή του μεμονωμένου πασσάλου κατά τη σχέση:

$P_{gu} = E_f \cdot n \cdot P_u$ Για τη συνήθη χρησιμοποιούμενη στην πράξη αξονική απόσταση μεταξύ πασσάλων τριβής $e=2, 5 \div 3B$ και βάσει σχετικών ερευνών, συνιστάται $E_f \approx 0, 7 \div 0, 8$ (Αναγνωστόπουλος 1990).

3. 3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

3. 3. 1 Φέρουσα ικανότητα του εδάφους

Σκοπός μια θεμελίωσης είναι η μεταφορά των φορτίων της ανωδομής στο έδαφος με τρόπο ασφαλή. Καταστροφές μιας θεμελίωσης παρατηρούνται με μια από τις δύο παρακάτω μορφές.

1. Θραύση του εδάφους λόγω υπέρβασης της αντοχής του σε διάτμιση. Καταστροφές αυτού του τύπου έχουν σαν αποτέλεσμα μεγάλες κατακόρυφες μετακινήσεις και γενικά έντονη παραμόρφωση του εδάφους με άμεσο αποτέλεσμα την καταστροφή της υπερκείμενης κατασκευής που γίνεται απότομα.

2. Υπερβολικές καθιζήσεις λόγω παραμορφώσεων του εδάφους, που μερικά οφείλονται στις διατμητικές τάσεις που εμφανίζονται λόγω των φορτίων της αναδομής και μερικά στη στερεοποίηση του εδάφους.

Η αντοχή του εδάφους σε θραύση λόγω διατμητικών δυνάμεων που ονομάζονται φέρουσα ικανότητα του εδάφους και η τιμή της καθίζησης που παρατηρείται εξαρτώνται γενικά από τις διαστάσεις και το σχήμα της θεμελίωσης, από τα εφαρμοζόμενα φορτία και από τη φύση του εδάφους. Για την εκλογή του τύπου, των διαστάσεων και τον υπολογισμό της

θεμελίωσης πρέπει να εξεταστεί τόσο η φέρουσα ικανότητα όσο και το πρόβλημα των καθιζήσεων.

Οι δείκτες εδάφους K_v και K_h είναι μεγέθη που είθισται να χρησιμοποιούνται σε στατικούς υπολογισμούς. Σημειώνεται όμως πως η μέθοδος αυτή δεν ανταποκρίνεται πλήρως στη πραγματική μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους ούτε και στη πραγματική αλληλεπίδραση του συστήματος πασσάλου - εδάφους.

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι δείκτες εδάφους δεν αποτελούν ιδιότητα του εδαφικού υλικού αφού εξαρτώνται από πλήθος παραγόντων όπως το μέγεθος και η μορφή της επιφάνειας στην οποία εφαρμόζεται η πίεση, την ύπαρξη υπόγειων υδάτων, το μέγεθος της επιβαλλόμενης πίεσης κ. α.

Σύμφωνα με τον ορισμό τους, οι δείκτες εδάφους εξαρτώνται από τη διατμητική αντοχή και τη παραμορφωσιμότητα ενός εδάφους.

3. 3. 2 Κατακόρυφος Δείκτης Εδάφους

Ο κατακόρυφος δείκτης εδάφους μεμονωμένου πασσάλου υπολογίζεται ως ο λόγος της επιβληθείσας τάσης προς την αντίστοιχη καθίζηση. Για το προσδιορισμό της τιμής του K_v θα χρησιμοποιηθεί η παρακάτω σχέση.

$$K_v = P / s \cdot A$$

Όπου

- P : το φορτίο σχεδιασμού στη κορυφή του πασσάλου
- s : η καθίζηση που αντιστοιχεί στο φορτίο σχεδιασμού
- A : το εμβαδόν της διατομής του πασσάλου

Για το φορτίο σχεδιασμού και τις προκαλούμενες καθιζήσεις θα χρησιμοποιηθούν τα στοιχεία που προκύπτουν από την ανάλυση κατά DIN 4014, αφού από τις δύο θεωρηθείσες προσεγγίσεις μόνο αυτή περιλαμβάνει εκτίμηση καθιζήσεων.

3. 3. 3 Οριζόντιος Δείκτης Εδάφους

Ο οριζόντιος δείκτης εδάφους μεμονωμένου πασσάλου K_h μεταβάλλεται εν γένει με το βάθος, ανάλογα με τις παρακάτω παρατηρήσεις για συνεκτικά και μη συνεκτικά εδάφη.

Στα συνεκτικά εδάφη, για τη περίπτωση οριζόντιων φορτίσεων μικρής διάρκειας, ο δείκτης εδάφους K_h αυξάνει με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας και κατά συνέπεια με την αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδαφικού υλικού (Broms, 1964).

Για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους (N. C.), στις οποίες η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u αυξάνεται γραμμικά με το βάθος, ο δείκτης εδάφους K_h θα μεταβάλλεται επίσης γραμμικά με το βάθος. Σε αυτή την περίπτωση η τιμή του K_h μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση του Terzaghi (1955):

$$K_h = n_h * (Z/ B)$$

όπου

n_h : η σταθερά του δείκτη εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση (constant of horizontal subgrade reaction)

z : το βάθος

B : η διάμετρος του πασσάλου

Τιμές της σταθεράς n_h για N. C. αργίλους			
μονάδες		μαλακή NC	οργανική
Terzaghi	σε tons/ft ³	1, 0-2, 0	0, 5-1, 0
	σε MN/m ³	0, 350-0, 700	0, 170-0, 350

Για υπερστερεοποιημένες αργίλους (O. C.), στις οποίες η S_u παραμένει πρακτικά σταθερή με το βάθος επιφανειακά για ένα ορισμένο εύρος βαθών, ο δείκτης εδάφους θα είναι πρακτικά σταθερός για το βάθος αυτό. Στη περίπτωση O. C. αργίλων, η τιμή του K_h μπορεί να υπολογισθεί από το συσχετισμό του Terzaghi (1955):

$$K_h = 1 / B * K_{ht} = 1 / B * K_s = K_t / (1, 5 * B)$$

Όπου

K_h : ο δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση πασσάλου πλάτους B

K_{ht} : ο οριζόντιος δείκτης εδάφους πασσάλου μοναδιαίου πλάτους

K_s : ο δείκτης εδάφους οριζόντιας δοκού μοναδιαίου πλάτους

K_t : ο δείκτης εδάφους οριζόντιας τετραγωνικής πλάκας μοναδιαίου πλάτους

Τιμές της σταθεράς Kt για υπερστερεοποιημένες (Ο. C.) αργίλους				
	Στιφρή	Πολύ στιφρή	Σκληρή	
Terzaghi	Αστράγγιστη διατμητική αντοχή Su σε [tons/ft2] σε [kN/m2]	0, 5-1, 0	1, 0-2, 0	> 2, 0
		50-100	100-200	> 200
	Όρια μεταβολής του Kt σε [tons/ft3] [MN/m3]	50-100	100-200	> 200
		18-36	36-72	> 72
	Προτεινόμενες τιμές του Kt [tons/ft3] [MN/m3]	75	100	300
		27	54	108

Ο Broms (1964) επίσης για Ο. C. αργίλους και για Kh σταθερό με το βάθος, προτείνει τον παρακάτω εμπειρικό συσχετισμό:

$$K_h = 1, 67 * (Eu_{50} / B)$$

όπου

Eu₅₀ : το μέτρο ελαστικότητας υπό αστράγγιστες συνθήκες, με Eu₅₀=(50-200). Su

B : η διάμετρος του πασσάλου

Τέλος, ο Davisson (1970) προτείνει την παρακάτω σχέση για το δείκτη εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση:

$$K_h = 67 * (Su / D)$$

3. 3. 4 Μη συνεκτικά εδάφη

Στα μη συνεκτικά εδάφη ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση είναι ανάλογος με το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους (Broms, 1964). Το μέτρο ελαστικότητας σε αυτά τα εδάφη εξαρτάται από τη σχετική πυκνότητα και την ενεργό πίεση λόγω υπερκείμενων γαιών. Κατά συνέπεια, ο δείκτης εδάφους K_h αυξάνει με το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους. Γενικά στα κοκκώδη εδάφη ο δείκτης εδάφους K_h μεταβάλλεται με το βάθος κατά την ακόλουθη σχέση:

$$K_h = nh * (Z' / B ')$$

Όπου

z : το βάθος από την επιφάνεια

B : η διάμετρος του πασσάλου

nh : σταθερά του δείκτη εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση

Για τη περίπτωση κανονικά φορτισμένων άμμων, ο εκθέτης της εξίσωσης παίρνει τη τιμή $n=1$, και η παραπάνω σχέση παίρνει τη μορφή:

$$K_h = n h * (Z / B')$$

Γενικά για κοκκώδη εδάφη ισχύει $n=0,5 \div 1$.

Για τη περίπτωση άμμων, οι Terzaghi (1955), Broms (1964) και Reese et al (1974) δίνουν μέσες τιμές της σταθεράς $n h$, ανάλογα με τη σχετική πυκνότητα με την οποία απαντώνται insitu και τη παρουσία ή όχι στάθμης υπόγειων υδάτων.

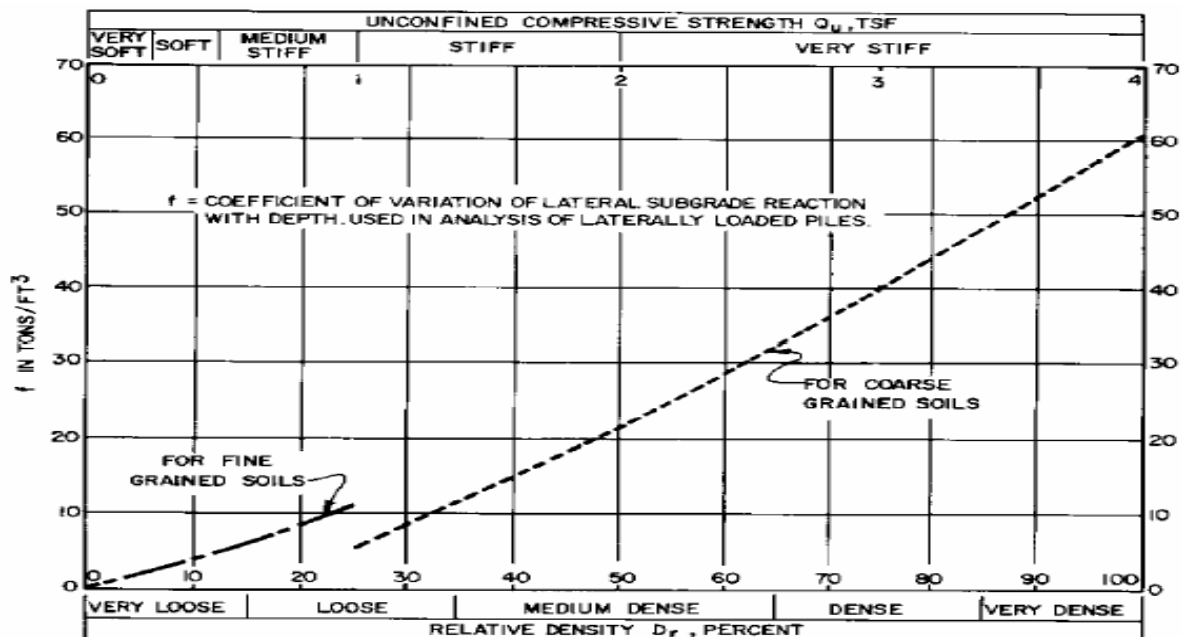
		Τιμές της σταθεράς $n h$ για άμμους			
		Σχετική Πυκνότητα	Χαλαρή	Μέση	Πυκνή
Άμμος ξηρή ή υγρή	Terzaghi	[tons/ft ³] [MN/m ³]	7,0	21,0	56,0
	Broms	[MN/m ³]	2,5	7,5	20,0
Άμμος υπό άνωση	Terzaghi	[tons/ft ³] [MN/m ³]	4,0	14,0	34,0
	Broms	[MN/m ³]	1,4	5,0	12,0
	Reese	[tons/ft ³] [MN/m ³]	15,0	46,0	96,0
			5,3	16,3	34,0

Ο NAVFAC προτείνει στο Design Manual 7.02 (1986) τη σχέση :

$$K_h = f * (Z/B)$$

με το συντελεστή f να παίρνει τιμές από το παρακάτω διάγραμμα (NAVFAC, 1986).

Στο διάγραμμα αυτό, ο συντελεστής f μεταβάλλεται σε σχέση με τη σχετική πυκνότητα για τις περιπτώσεις πιο λεπτόκοκκων ή πιο χονδρόκοκκων μη συνεκτικών εδαφών.



Αναφορικά με το διάγραμμα του NAVFAC, ο Bowles στο βιβλίο του Foundation analysis and design (1996, fifth edition) προτείνει για πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα την παραπάνω σχέση με το λόγο (z/B) υψωμένο σε εκθέτη n :

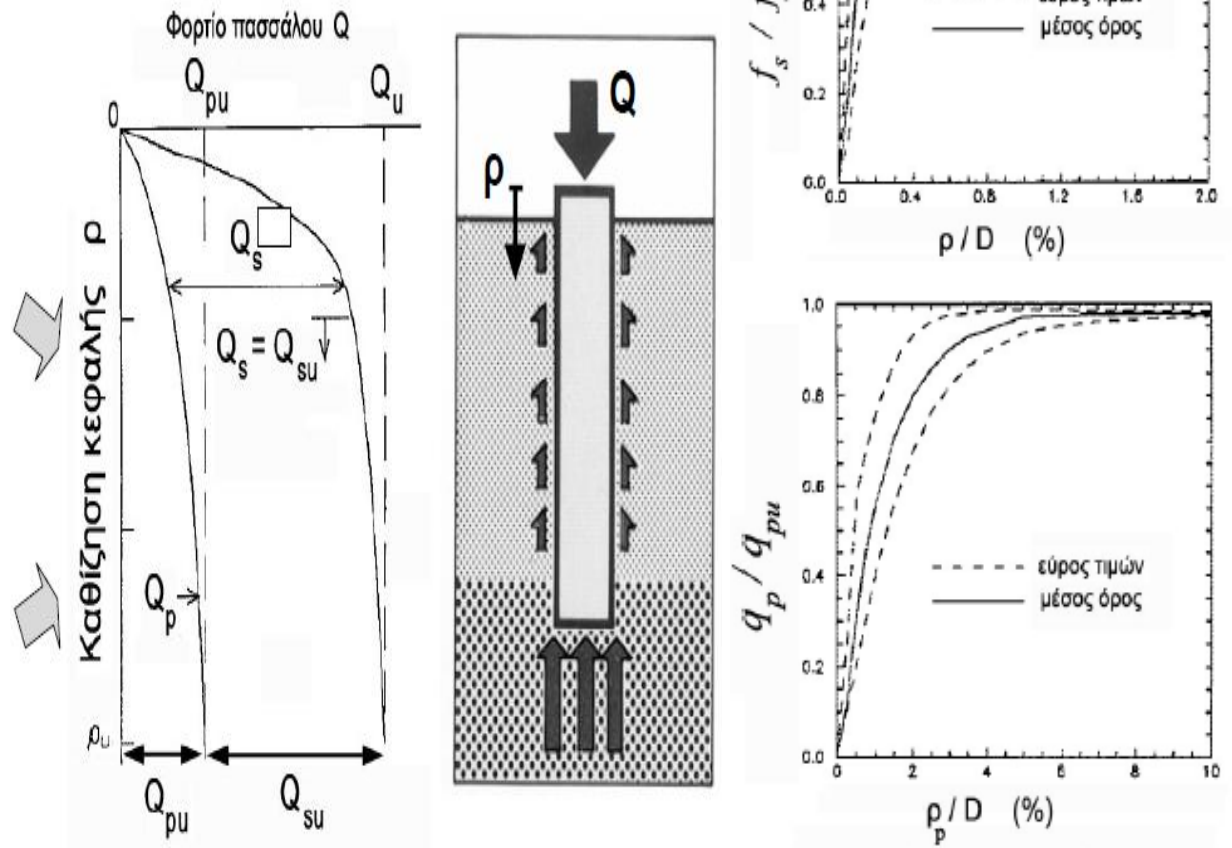
$$K_h = f * (Z/B)^n$$

3.3.5 Παραμορφώσεις των εδαφών – Καθιζήσεις

Με τον όρο καθίζηση εννοούμε την υποχώρηση του επίπεδου έδρασης μιας κατασκευής λόγω παραμόρφωσης του υποκείμενου εδάφους. Συνήθως ο υπολογισμός ενός κτιρίου βασίζεται στην υπόθεση ότι η κατασκευή εδράζεται σε άκαμπτη βάση ενώ στη πραγματικότητα η ακαμψία μεταβάλλεται ανάλογα με τη μορφή και τις διαστάσεις της θεμελίωσης. Εάν η βάση της κατασκευής παραμένει επίπεδη η καθίζηση δεν είναι επικίνδυνη γιατί οι δυνάμεις που ενεργούν στη κατασκευή δεν μεταβάλλονται. Εάν αντίθετα η βάση παραμορφωθεί προκαλώντας νέα εντατική κατάσταση που δεν είχε ληφθεί υπόψη στο πρώτο στάδιο της μελέτης.

Αν η κατασκευή εδράζεται σε ένα ή περισσότερα εδαφικά στρώματα συμπίεστα, που περικλείονται ανάμεσα σε εδαφικά στρώματα σχετικά ασυμπίεστα όπως η άμμος, η καθίζηση εξαρτάται αρχικά από τις ιδιότητες των και από την ένταση και κατανομή της κατακόρυφης τάσης στα στρώματα αυτά.

Καθιζήσεις μεμονωμένου πασσάλου :
 Εάν είναι γνωστές οι καμπύλες ανάπτυξης της πλευρικής τριβής (f_s) και της αντίστασης αιχμής (q_p) συναρτήσει της καθίζησης (ρ) του πασσάλου, μπορεί να υπολογισθεί η καμπύλη φορτίου – καθίζησης ($Q - \rho$) του πασσάλου

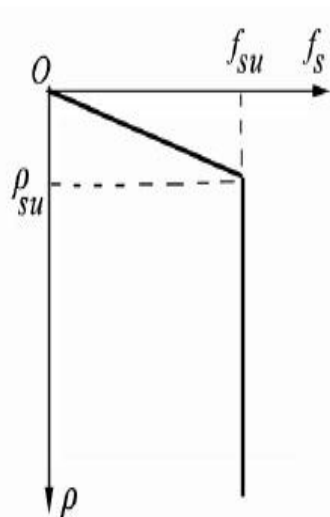


Ο υπολογισμός είναι σχετικά εύκολος εάν θεωρηθεί ότι ο πάσσαλος είναι αξονικά ασυμπίεστος. Σε διαφορετική περίπτωση, απαιτείται αριθμητική διαδικασία Καθιζήσεις μεμονωμένου πασσάλου :

Μέθοδος προσδιορισμού της καμπύλης $Q - \rho$ για έγχυτους πασσάλους, κατά το DIN 4014

Παραδοχή : Ο πάσσαλος θεωρείται ασυμπίεστος αξονικά : δηλαδή ρκεφαλής = ραιχμής

Καμπύλες ανάπτυξης της πλευρικής τριβής (f_s) – κάθε είδους εδάφη



$$f_s = \frac{\rho}{\rho_{su}} f_{su} \quad \text{για } \rho \leq \rho_{su}$$

$$f_s = f_{su} \quad \text{για } \rho > \rho_{su}$$

$$\text{όπου: } \rho_{su} = \min\{0.5 Q_{su} + 0.5 \text{cm}, 3 \text{cm}\}$$

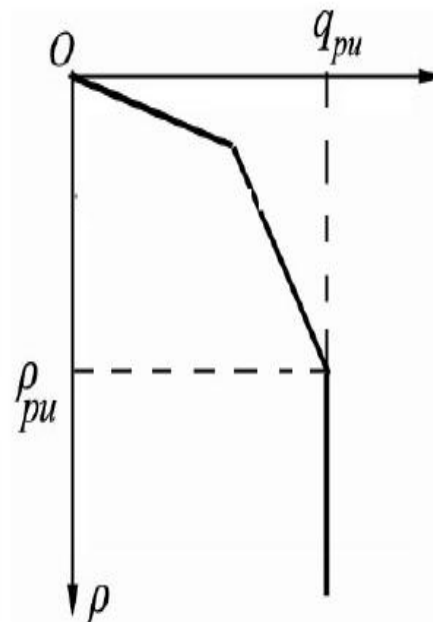
Q_{su} = οριακή αντίσταση τριβής σε MN

ρ_{su} = καθίζηση κεφαλής σε cm

Καμπύλες ανάπτυξης της μοναδιαίας αντίστασης αιχμής (q_p) σε Μpa
 Σε μή-συνεκτικά εδάφη (D = διάμετρος πασσάλου) :

ρ / D	Αντίσταση αιχμής κώνου (q_c) δοκιμής CPT – σε MPa			
	10	15	20	25
0	0	0	0	0
0.02	0.7	1.05	1.4	1.75
0.03	0.9	1.35	1.8	2.25
0.10	2.0	3.0	3.5	4.0
> 0.10	2.0	3.0	3.5	4.0

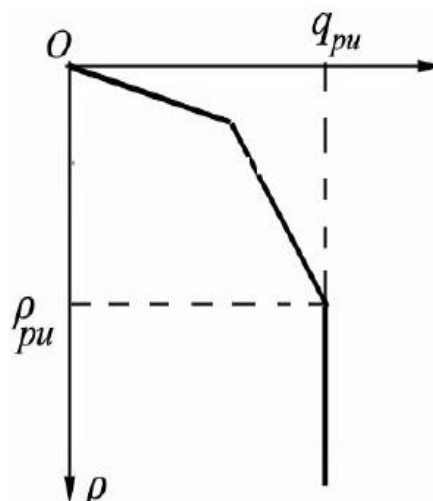
Τιμές του q_p σε MPa



Καμπύλες ανάπτυξης της μοναδιαίας αντίστασης αιχμής (q_p) σε Μpa
 Σε συνεκτικά εδάφη (D = διάμετρος πασσάλου) :

ρ / D	Αστράγγιστη διαμητική αντοχή c_u (kPa)	
	100	200
0	0	0
0.02	0.35	0.9
0.03	0.45	1.1
0.10	0.80	1.5
> 0.10	$0.80 = q_{pu}$	$1.5 = q_{pu}$

↑ Τιμές του q_p σε MPa



Καθιζήσεις μεμονωμένου πασσάλου

Μέθοδοι βασισμένες στη θεωρία ελαστικότητας (Poulos & Davis, 1980)

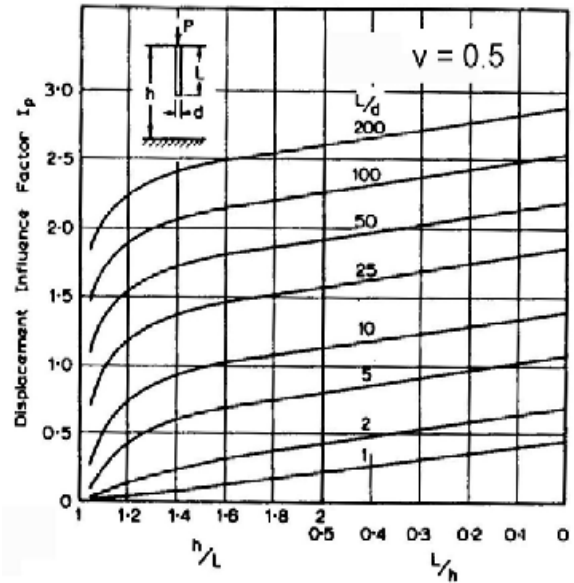
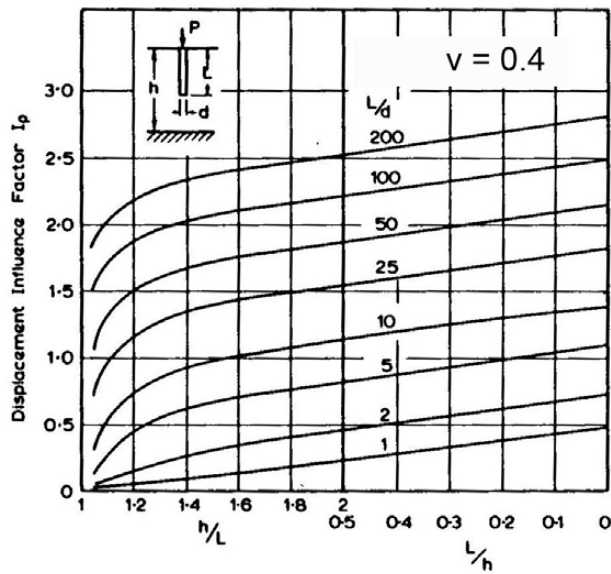
$$\rho = \frac{P}{E L} I_p$$

ρ = καθίζηση κεφαλής πασσάλου

P = φορτίο πασσάλου, L = μήκος πασσάλου

E = μέτρο ελαστικότητας εδάφους

I_p = συντελεστής επιρροής που εξαρτάται από το πάχος (h) της συμπίεστης στρώσης, τη διάμετρο (d) του πασσάλου και το λόγο Poisson (ν) του εδάφους



Πάσσαλοι τριβής (αιωρούμενοι) :

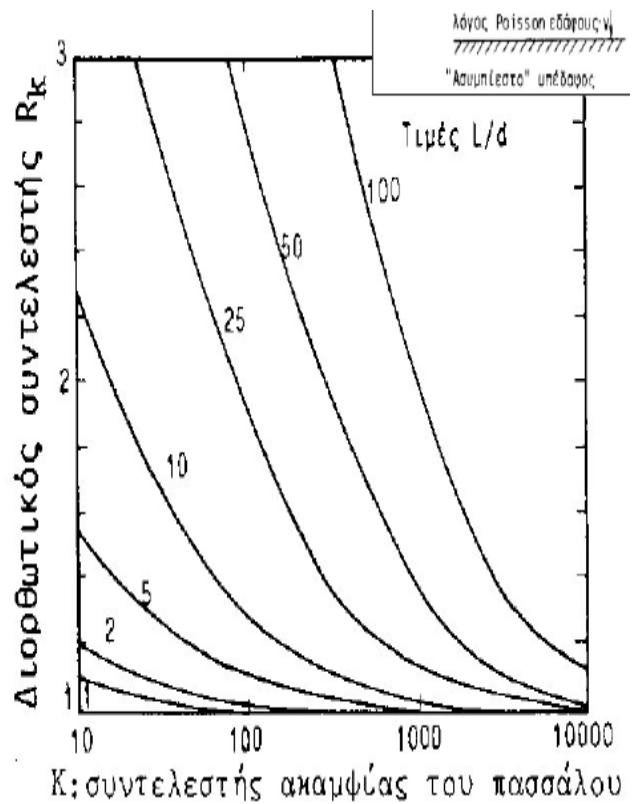
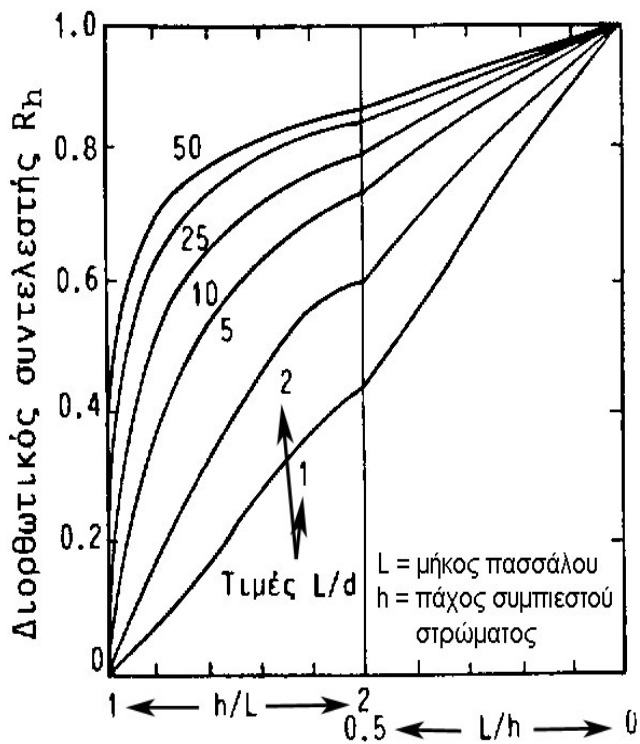
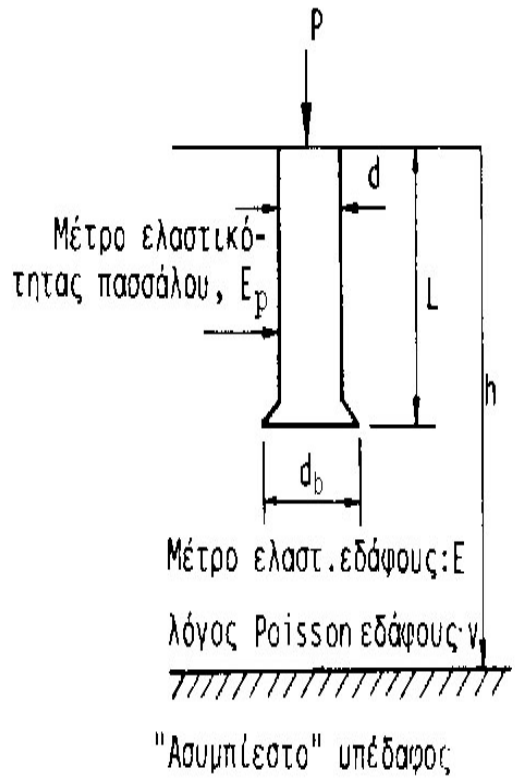
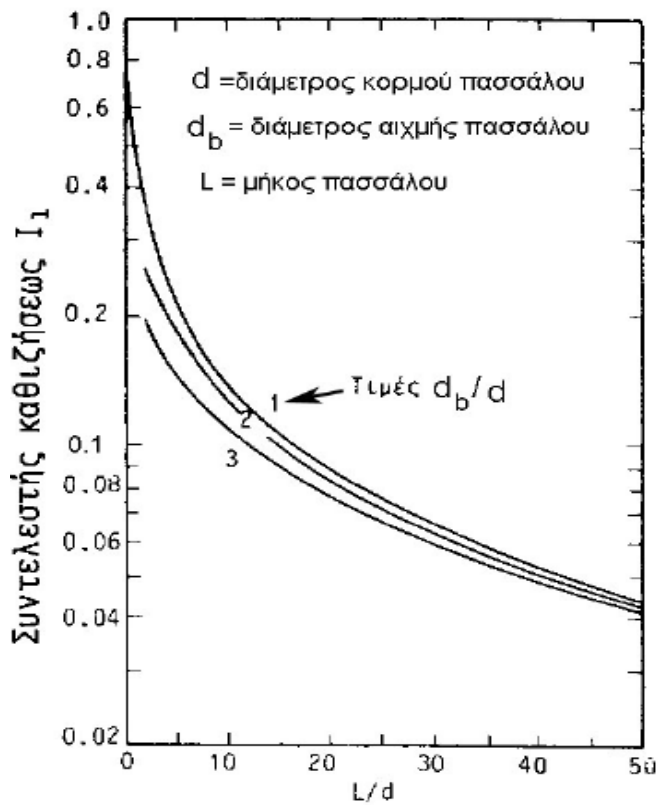
$$\rho = \frac{P}{E d} I_1 R_k R_h R_v$$

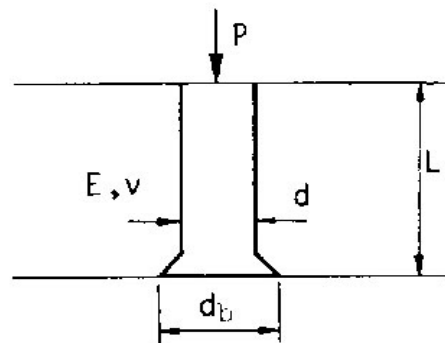
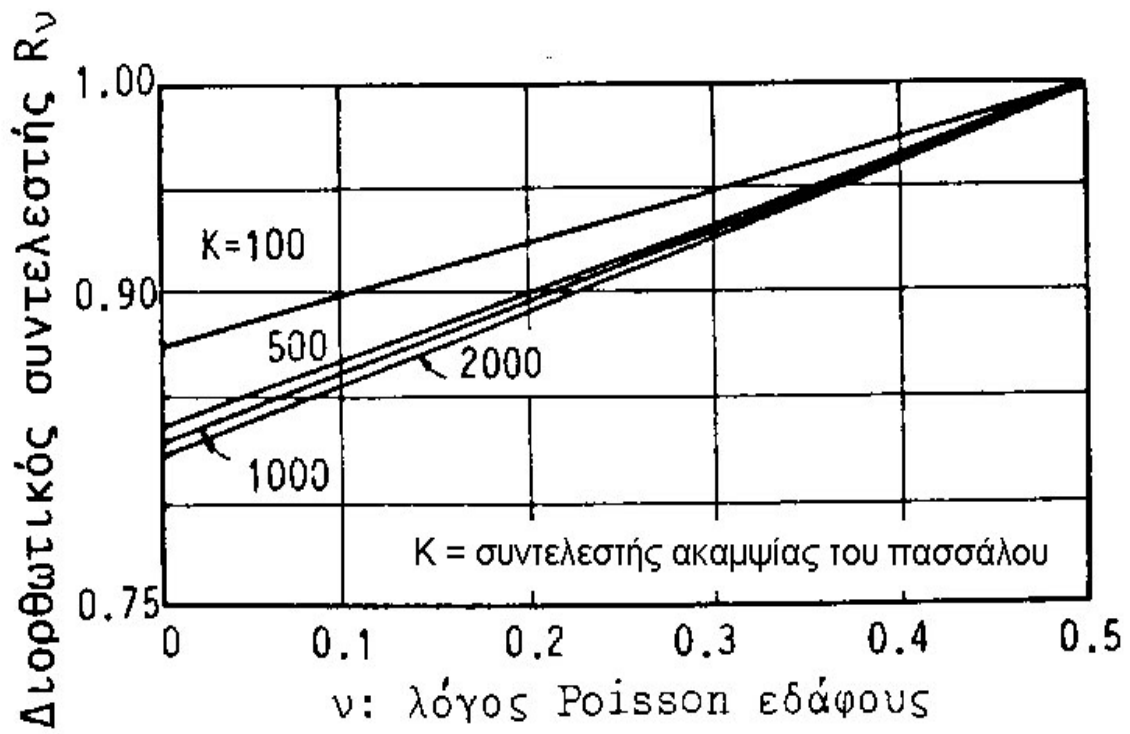
Πάσσαλοι αιχμής (εδραζόμενοι) :

$$\rho = \frac{P}{E d} I_1 R_k R_b R_v$$

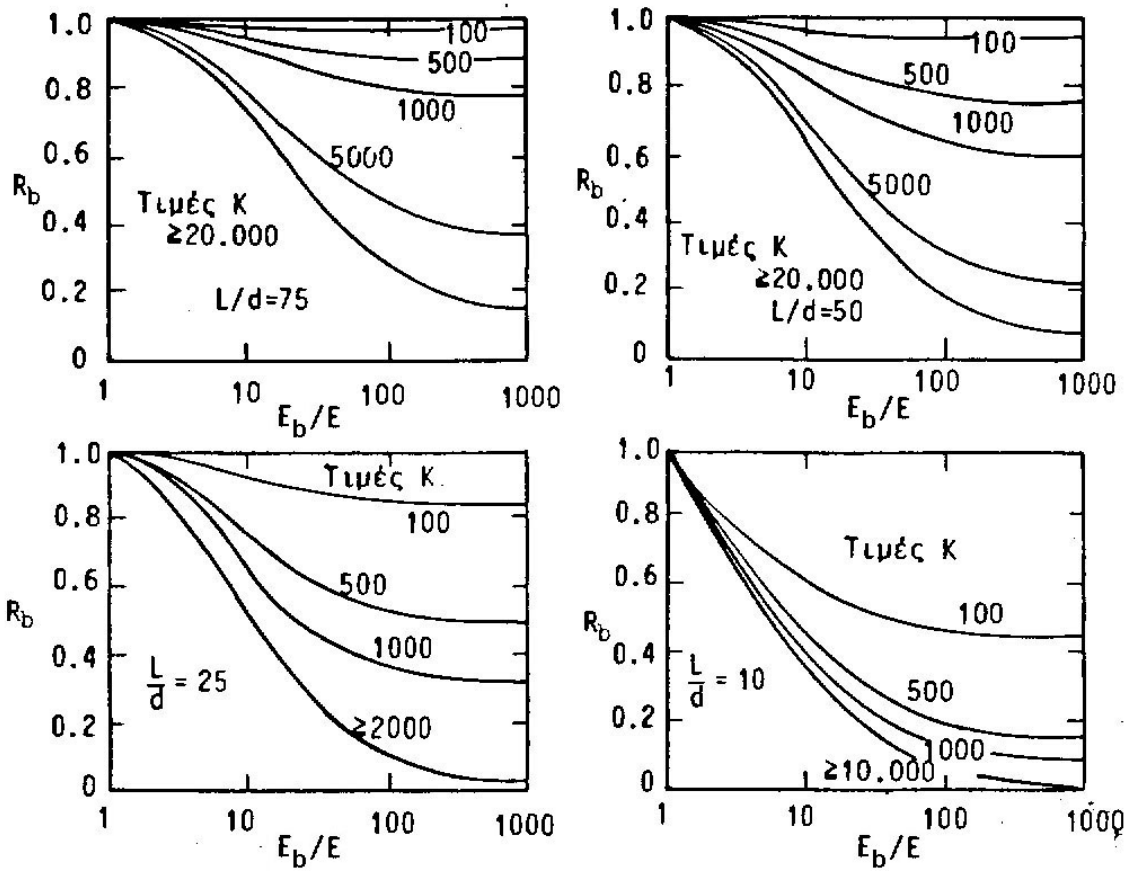
$$K = \frac{E_p}{E} \frac{A_p}{A_{ps}}$$

- όπου
- ρ = Καθίζηση κεφαλής πασσάλου
 - P = φορτίο πασσάλου
 - E = μέτρο ελαστικότητας εδάφους
 - d = διάμετρος πασσάλου
 - I_1 = συντελεστής επιρορής
 - R_i = διορθωτικοί συντελεστές
 - K = συντελεστής ακαμψίας πασσάλου
 - E_p = μέτρο ελαστικότητας πασσάλου
 - A_p = εμβαδόν διατομής πασσάλου
 - A_{ps} = εμβαδόν συμπαγούς διατομής πασσάλου

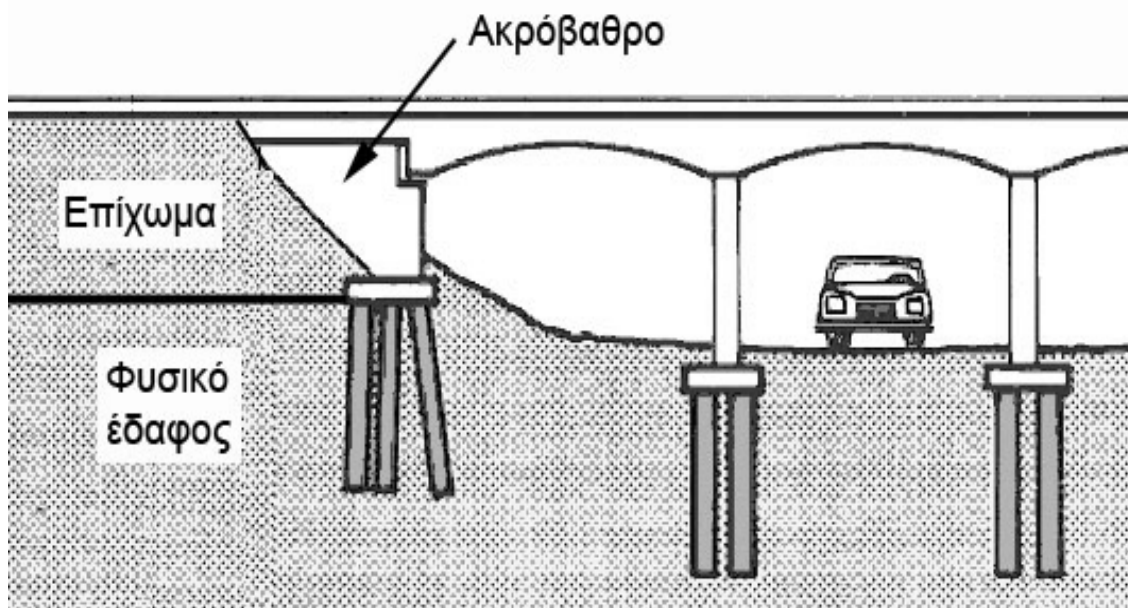




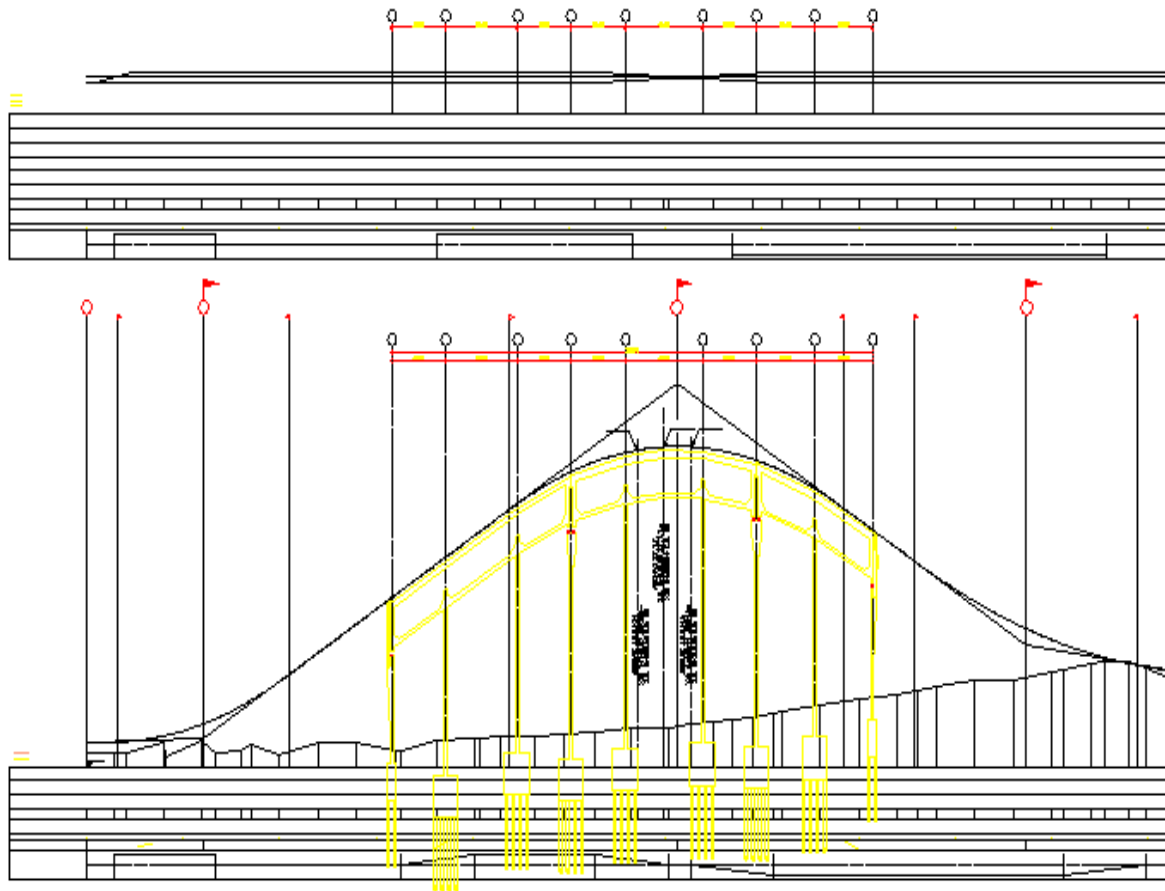
Μέτρο ελαστικότητας E_b
 στιφρού εδάφους
 κάτω από την αιχμή



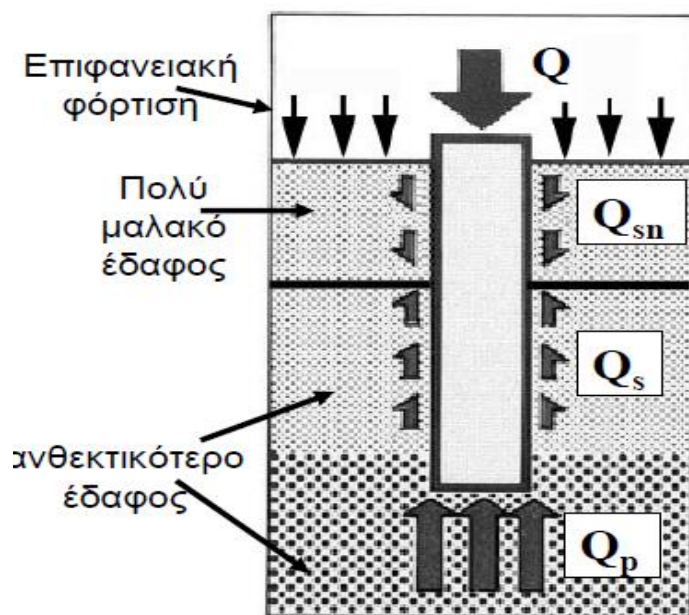
Καθιζήσεις μεμονωμένου πασσάλου
Περίπτωση ανάπτυξης αρνητικής τριβής στο ανώτερο τμήμα του



3. 3. 6 Απόσπασμα μηκοτομής επικλήσεων



Εικόνα 22 απόσπασμα μηκοτομής

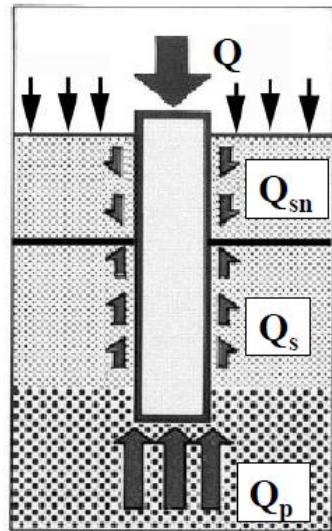


Στη περίπτωση επιφανειακής φόρτισης δίπλα σε πασσάλους (π. χ. επιχώματα πρόσβασης σε γέφυρα της οποίας τα ακρόβαθρα θεμελιώνονται με πασσάλους), το έδαφος δίπλα στο πάσσαλο μπορεί να υποχωρεί (λόγω στερεοποίησης υπό το βάρος της επιφόρτισης) ΠΕΡΙΣΣΟΤΕΡΟ απ' ότι υποχωρεί ο πάσσαλος(υπό το φορτίο της ανωδομής).

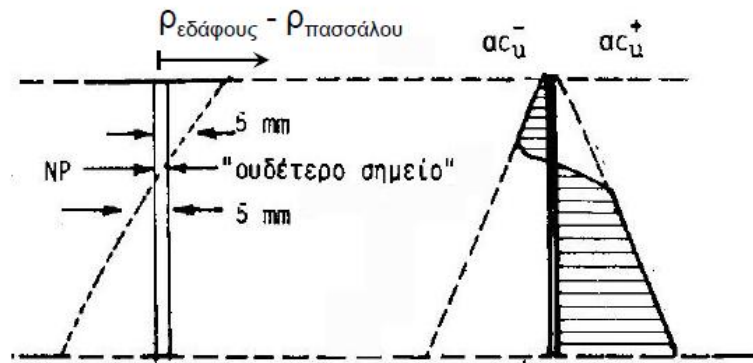
$$Q + Q_{sn} = Q_s + Q_p$$

Αρνητική τριβή αναπτύσσεται στο τμήμα του πασσάλου όπου :
ρπασσάλου < ρεδάφους

Περίπτωση ανάπτυξης αρνητικής τριβής στο ανώτερο τμήμα του



$$Q + Q_{sn} = Q_s + Q_p$$

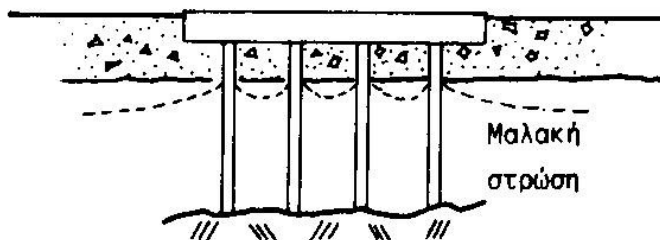


(β) Διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων πασσάλου-εδάφους

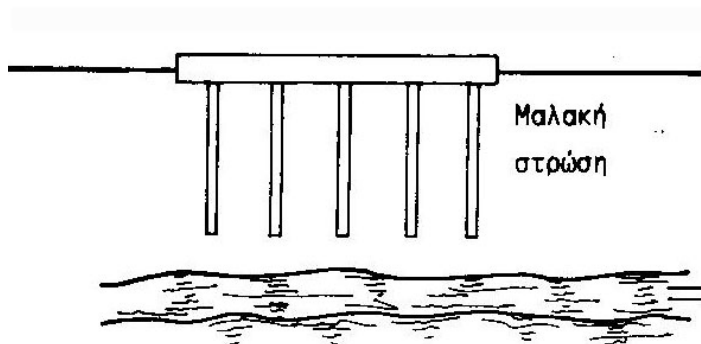
(γ) Κατανομή δυνάμεων συναφείας καθ' ύψος του πασσάλου

Τυπική περίπτωση ανάπτυξης αρνητικής τριβής σε βαθιές θεμελιώσεις λόγω συμπίεσης της ανώτερης εδαφικής στρώσης.

Περίπτωση ανάπτυξης αρνητικής τριβής στο κατώτερο τμήμα του



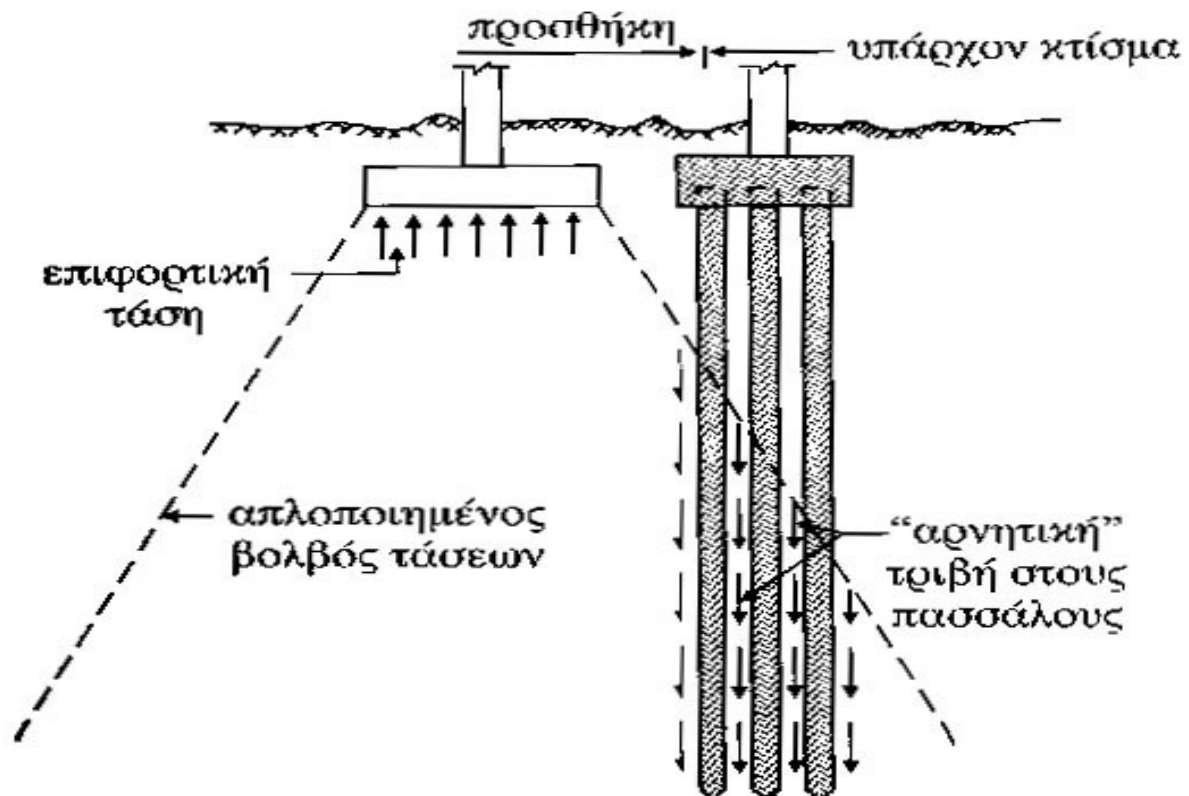
Επίχωμα τοποθετημένο λίγο πριν την πασσάλωση



άντληση νερού σε χαμηλότερα στρώματα π.χ. Mexico City.

Τυπικές περιπτώσεις ανάπτυξης αρνητικής τριβής σε βαθιές θεμελιώσεις λόγω συμπίεσης του κατώτερου τμήματος της εδαφικής στρώσης.

Περίπτωση ανάπτυξης αρνητικής τριβής στο κατώτερο τμήμα του.



Τυπική περίπτωση ανάπτυξης αρνητικής τριβής σε βαθιές θεμελιώσεις λόγω συμπίεσης του κατώτερου τμήματος της εδαφικής στρώσης.

3. 4 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΥΨΟΥΣ 8 ΜΕΤΡΩΝ

3. 4. 1 Γεωτεχνικά δεδομένα

Η θεμελίωση των τοίχων πρόκειται να πραγματοποιηθεί επιφανειακά σε βάθος 1, 0 – 1, 5 m από την επιφάνεια του φυσικού εδάφους. Για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας θα χρησιμοποιηθούν οι ιδιότητες της γεωτεχνικής ενότητας I (άργιλος χαμηλής πλαστικότητας) σύμφωνα με την σχετική Γεωτεχνική Αξιολόγηση.

3. 4. 2 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας για κατακόρυφα φορτία

Η στάθμη θεμελίωσης θεωρείται σε βάθος 1, 0 m από την επιφάνεια του εδάφους. Όσον αφορά στον έλεγχο σε φέρουσα ικανότητα θα θεωρηθεί ότι η θραύση θα πραγματοποιηθεί εντός της γεωτεχνικής ενότητας I.

Η φέρουσα ικανότητα για επιφανειακή θεμελίωση δίδεται από τη παρακάτω εξίσωση και θα εφαρμοσθεί για θεμέλιο διαστάσεων B x L, 13, 0 m x 14, 0 m.

$$q_f = s_c \cdot d_c \cdot N_c \cdot s_u + \gamma D$$

όπου

- N_c : συντελεστής φέρουσας ικανότητας για θεμελιολωρίδα (=5, 14)
- s_c : συντελεστής διόρθωσης για την επιρροή του σχήματος του θεμελίου
- d_c : συντελεστής διόρθωσης για την επιρροή του βάθους του θεμελίου
- γ : το φαινόμενο βάρος του εδαφικού υλικού
- D : το βάθος

Οι συντελεστές διόρθωσης υπολογίζονται ως ακολούθως

$$s_c = (1 + 0, 2(B/L))$$

Όπου

- B: το πλάτος του θεμελίου
- L: το μήκος του θεμελίου

Ο συντελεστής d_c υπολογίζεται βάσει του λόγου D/B = 1/13 = 0, 08 σε 1, 02 από σχετικό διάγραμμα.

Για τους υπολογισμούς θεωρήθηκε D=1 m, S_u=100 kPa και γ=20 kN/m³. Βάσει της παραπάνω εξίσωσης φέρουσας ικανότητας προκύπτει:

$$q_f = 644 \text{ kPa}$$

Το φορτίο που αναλαμβάνεται από το ενεργό πλάτος του θεμελίου υπολογίζεται ως η κατακόρυφη δύναμη προς το ενεργό πλάτος:

$$q_d = (2260 \text{ kN/m}) / (13, 0 \text{ m}) = 174 \text{ kPa}$$

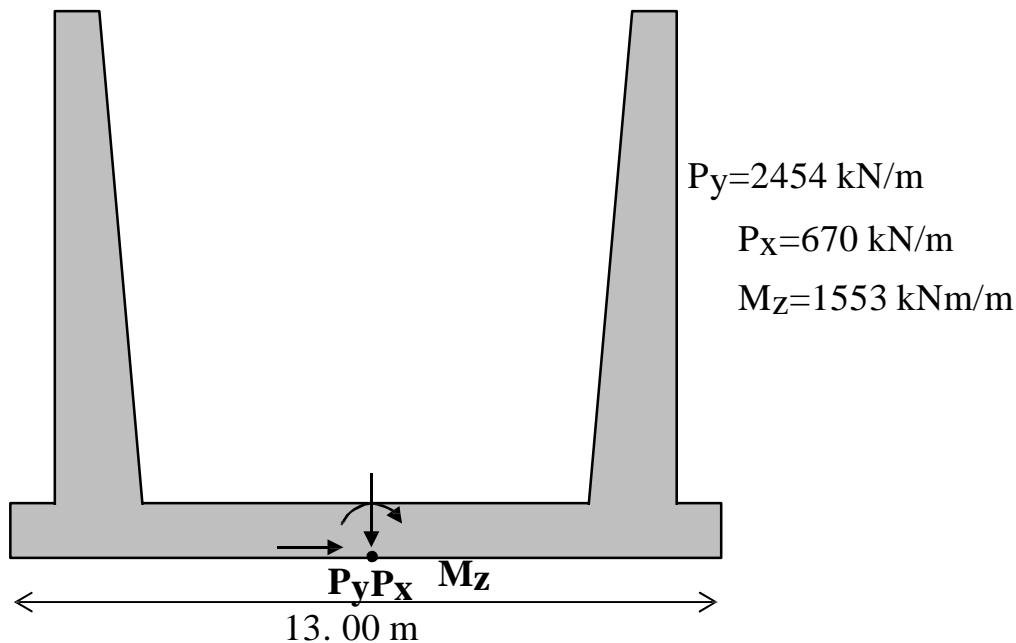
Ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$S_f = (q_f - \gamma D) / (q_d - \gamma D) = 624 \text{ kPs} / 154 \text{ kPs} = 4.1$$

Ο παραπάνω συντελεστής ασφαλείας θεωρείται επαρκής για συνθήκες στατικής φόρτισης.

3. 4. 3 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας για κεκλιμένα έκκεντρα φορτία

Για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας για κεκλιμένα – έκκεντρα φορτία θα χρησιμοποιηθούν τα δεδομένα τα οποία προέκυψαν από τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης τα οποία εμφανίζονται στο ακόλουθο σχήμα.



Η εκκεντρότητα του θεμελίου υπολογίζεται ως ακολούθως
 $e = 1553 \text{ kNm/m} / 2454 \text{ kN/m} = 0.63 \text{ m}$

Το ενεργό πλάτος του θεμελίου υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$B' = B - 2 * e = 13.0 \text{ m} - 2 * 0.63 \text{ m} = 11.74 \text{ m}$$

Η φέρουσα ικανότητα για επιφανειακή θεμελίωση λαμβάνει την ακόλουθη μορφή.

$$q_f = i_c * s_c * d_c * N_c * S_u + \gamma D$$

Όπου

$$i_c = 0.5 * (1 + (1 / (A' * S_u))^{1/2}) = 0.5 * (1 + (1 / (11.74 * 14.00 * 100))^{1/2}) = 0.99$$

(NEAK2000)

Η φέρουσα ικανότητα θα υπολογισθεί για θεμέλιο διαστάσεων BxL, δηλαδή 11, 74x14, 00 m², που είναι οι ενεργές διαστάσεις του θεμελίου. Οι λοιποί συντελεστές διόρθωσης υπολογίζονται ως ακολούθως.

$$s_c = (1 + 0.2 B/L) = 1.18$$

Ο συντελεστής d_c υπολογίζεται βάσει του λόγου D/B = 1/11, 74 = 0, 09 σε 1, 03 από σχετικό διάγραμμα.

Για τους υπολογισμούς θεωρήθηκε D=1 m, S_u=100 kPa και γ=20 kN/m³. Βάσει της εξίσωσης φέρουσας ικανότητας προκύπτει:

$$q_f = 638 \text{ kPa}$$

Το φορτίο που αναλαμβάνεται από το ενεργό πλάτος του θεμελίου υπολογίζεται ως η κατακόρυφη δύναμη προς το ενεργό πλάτος:

$$q_d = 2454 \text{ kN/m} / 11.74 \text{ m} = 209 \text{ kPa}$$

Ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$SF = (q_f - \gamma D) / (q_d - \gamma D) = 618 \text{ kPa} / 189 \text{ kPa} = 3.3$$

Ο παραπάνω συντελεστής ασφαλείας θεωρείται επαρκής για συνθήκες δυναμικής φόρτισης.

3. 5 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΥΨΟΥΣ 6 ΜΕΤΡΩΝ

3. 5. 1 Γεωτεχνικά δεδομένα

Η θεμελίωση των τοίχων πρόκειται να πραγματοποιηθεί επιφανειακά σε βάθος 1, 0 – 1, 5 m από την επιφάνεια του φυσικού εδάφους. Για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας θα χρησιμοποιηθούν οι ιδιότητες της γεωτεχνικής ενότητας I (άργιλος χαμηλής πλαστικότητας) σύμφωνα με την σχετική Γεωτεχνική Αξιολόγηση.

3. 5. 2 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας για κατακόρυφα φορτία

Η στάθμη θεμελίωσης θεωρείται σε βάθος 1, 0 m από την επιφάνεια του εδάφους. Όσον αφορά στον έλεγχο σε φέρουσα ικανότητα θα θεωρηθεί ότι η θραύση θα πραγματοποιηθεί εντός της γεωτεχνικής ενότητας I.

Η φέρουσα ικανότητα για επιφανειακή θεμελίωση δίδεται από την παρακάτω εξίσωση και θα εφαρμοσθεί για θεμέλιο διαστάσεων B x L, 13, 0 m x 14, 0 m.

$$q_f = s_c \cdot d_c \cdot N_c \cdot S_u + \gamma D$$

όπου

N_c : συντελεστής φέρουσας ικανότητας για θεμελιολωρίδα (=5, 14)

s_c : συντελεστής διόρθωσης για την επιρροή του σχήματος του θεμελίου

d_c : συντελεστής διόρθωσης για την επιρροή του βάθους του θεμελίου

γ : το φαινόμενο βάρος του εδαφικού υλικού

D : το βάθος θεμελίωσης

Οι συντελεστές διόρθωσης υπολογίζονται ως ακολούθως.

$$s_c = (1 + 0.2 B/L)$$

όπου B : το πλάτος του θεμελίου

L : το μήκος του θεμελίου

Ο συντελεστής d_c υπολογίζεται βάσει του λόγου $D/B = 1/13 = 0,08$ σε $1,02$ από σχετικό διάγραμμα.

Για τους υπολογισμούς θεωρήθηκε $D=1$ m, $S_u=100$ kPa και $\gamma=20$ kN/m³. Βάσει της παραπάνω εξίσωσης φέρουσας ικανότητας προκύπτει:

$$q_f = 644 \text{ kPa}$$

Το φορτίο που αναλαμβάνεται από το ενεργό πλάτος του θεμελίου υπολογίζεται ως η κατακόρυφη δύναμη προς το ενεργό πλάτος:

$$q_d = 1580 \text{ kN/m} / 13.00 \text{ m} = 122 \text{ kPa}$$

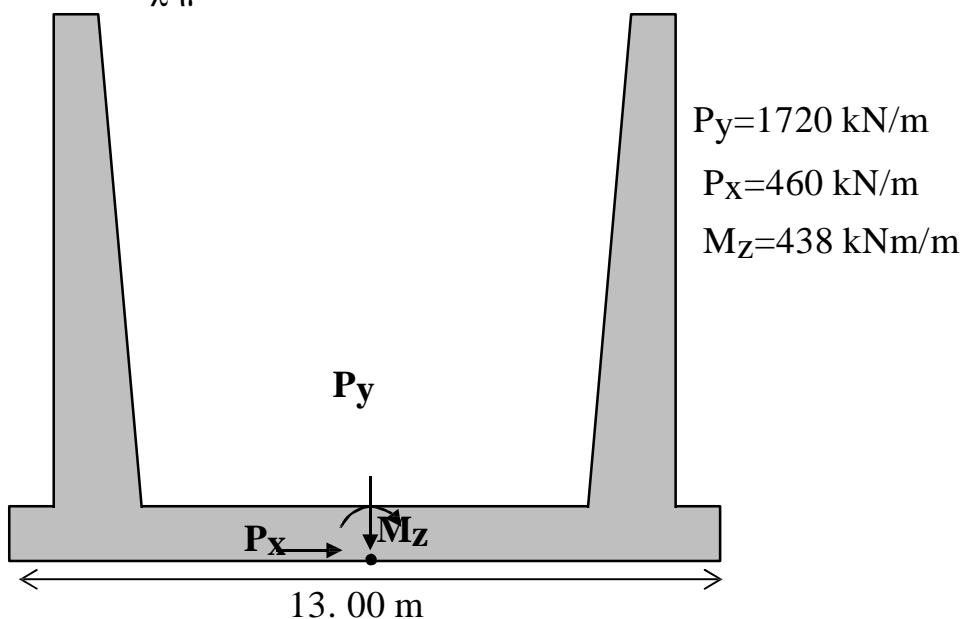
Ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$SF = (q_f - \gamma D) / (q_d - \gamma D) = 181 \text{ kPa} / 102 \text{ kPa} = 1.77$$

Ο παραπάνω συντελεστής ασφαλείας θεωρείται επαρκής για συνθήκες στατικής φόρτισης.

3. 5. 3 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας για κεκλιμένα έκκεντρα φορτία

Για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας για κεκλιμένα – έκκεντρα φορτία θα χρησιμοποιηθούν τα δεδομένα τα οποία προέκυψαν από τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης τα οποία εμφανίζονται στο ακόλουθο Σχήμα.



Η εκκεντρότητα του θεμελίου υπολογίζεται ως ακολούθως.

$$eB = 438 \text{ kN/m} / 1720 \text{ kN/m} = 0.25 \text{ m}$$

Το ενεργό πλάτος του θεμελίου υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$B' = B - 2 \cdot eB = 13.0 \text{ m} - 2 \times 0.25 \text{ m} = 12.5 \text{ m}$$

Η φέρουσα ικανότητα για επιφανειακή θεμελίωση λαμβάνει την ακόλουθη μορφή.

$$q_f = i_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot N_c \cdot S_u + \gamma D$$

Όπου

$$i_c = 0.5 \cdot (1 + (1 / (V / (A' \cdot S_u)))^{1/2}) = 0.5 \cdot (1 + (1 - (460 / (12.5 \cdot 14.00 \cdot 100)))^{1/2}) = 0.99$$

(NEAK2000)

Η φέρουσα ικανότητα θα υπολογισθεί για θεμέλιο διαστάσεων $B \times L$, δηλαδή $12.50 \times 14.00 \text{ m}^2$, που είναι οι ενεργές διαστάσεις του θεμελίου. Οι λοιποί συντελεστές διόρθωσης υπολογίζονται ως ακολούθως.

$$s_c = (1 + 0.2(B/L)) = 1.18$$

Ο συντελεστής d_c υπολογίζεται βάσει του λόγου $D/B = 1/12.50 = 0.08$ σε 1.02 από σχετικό διάγραμμα.

Για τους υπολογισμούς θεωρήθηκε $D=1 \text{ m}$, $S_u=100 \text{ kPa}$ και $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$. Βάσει της εξίσωσης φέρουσας ικανότητας προκύπτει:

$$q_f = 632 \text{ kPa}$$

Το φορτίο που αναλαμβάνεται από το ενεργό πλάτος του θεμελίου υπολογίζεται ως η κατακόρυφη δύναμη προς το ενεργό πλάτος:

$$q_d = 1720 \text{ kN/m} / 12.50 \text{ m} = 138 \text{ kPa}$$

Ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$SF = (q_f - \gamma D) / (q_d - \gamma D) = 612 \text{ kPa} / 118 \text{ kPa} = 5.2$$

Ο παραπάνω συντελεστής ασφαλείας θεωρείται επαρκής για συνθήκες δυναμικής φόρτισης.

3. 5. 4 Σύνοψη Γεωτεχνικών Παραμέτρων Υπολογισμών

3. 5. 4. 1 Για τους υπολογισμούς οριζόντιου δείκτη εδάφους και φέρουσας ικανότητας κατά DIN4014

Ενότητα I

α/α	Παράμετρος	Μονάδα	Τιμή
1.	τ_{mf}	MPa	0, 052
2.	σ_s	MPa	-
3.	S_u	kPa	160

Ενότητα II

α/α	Παράμετρος	Μονάδα	Τιμή
1.	τ_{mf}	MPa	0, 120
2.	σ_s	MPa	-
3.	n_h	MN/m ³	6, 0
4.	n	-	0, 6

Ενότητα III

α/α	Παράμετρος	Μονάδα	Τιμή
1.	τ_{mf}	MPa	0, 052
2.	σ_s	MPa	1, 220
3.	S_u	kPa	160

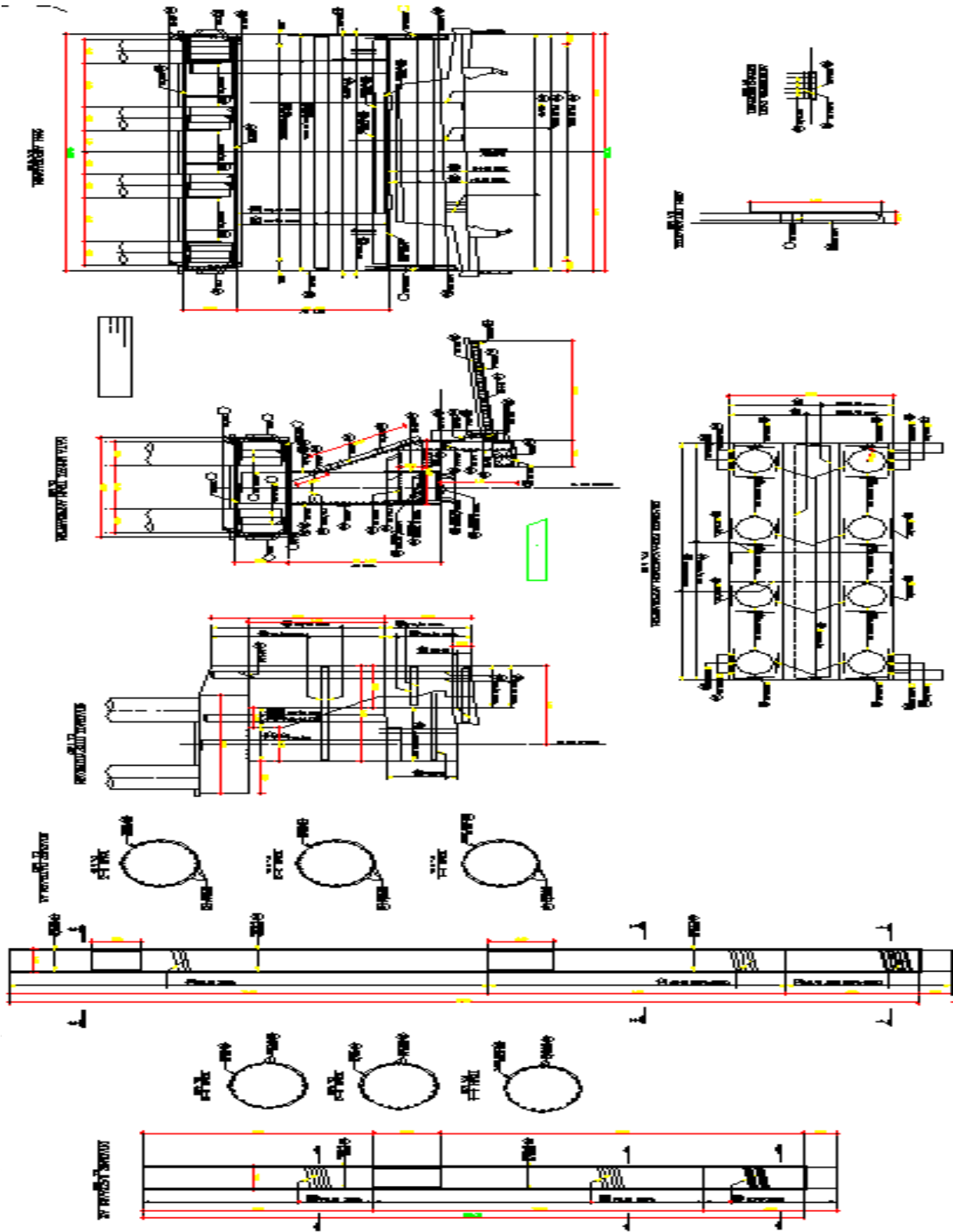
Ενότητα IV

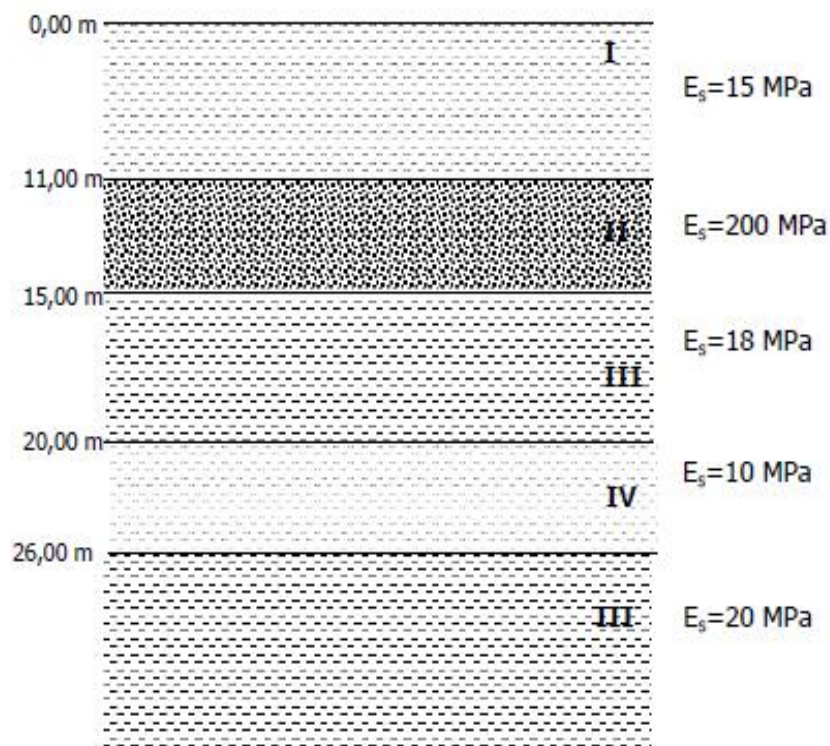
α/α	Παράμετρος	Μονάδα	Τιμή
1.	τ_{mf}	MPa	0, 040
2.	σ_s	MPa	0, 800
3.	S_u	kPa	100

Ενότητα V

α/α	Παράμετρος	Μονάδα	Τιμή
1.	τ_{mf}	MPa	0, 060
2.	σ_s	MPa	1, 500
3.	S_u	kPa	280

3. 6 AKPOBAΘPA





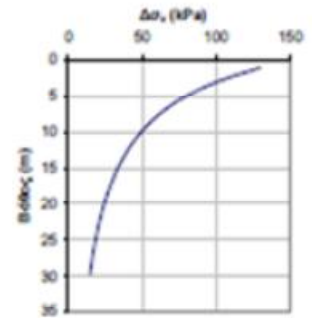
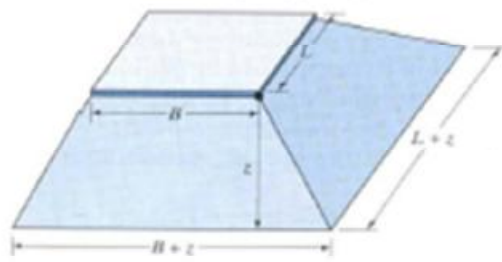
Η τιμή του δείκτη εδάφους προκύπτει ως $150\text{kPa}/0,08\text{m}=1,9\text{ MN/m}^3$.

Θεωρούμενη μορφή κατανομής

Ορθογωνικό θεμέλιο με παραδοχή μεταβίβασης 2/1

Η τιμή του δείκτη εδάφους προκύπτει ως
 $150\text{kPa}/0,08\text{m}=1,9\text{ MN/m}^3$.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_s BL}{(B+z)(L+z)}$$



Σχήμα: Μορφή κατανομής κατακόρυφων τάσεων με το βάθος

Διαστάσεις θεμελίου	L=	14,0 m
	B=	13,0 m
Φορτίο θεμελίου	q _s =	150,0 kPa

Δεδομένα στρωματογραφίας			
	Από (m)	Έως (m)	E _s (MPa)
Ενότητα I	0,0	10,0	15
Ενότητα II	10,0	14,0	200
Ενότητα III	14,0	19,0	18
Ενότητα IV	19,0	25,0	10
Ενότητα III	25,0	30,0	20

Από (m)	Έως (m)	Μέσον (m)	E _s (MPa)	Δσ _z (kPa)	Πάχος (m)	Υποχώρηση (m)
0,00	2,00	1,00	15	130,00	2,00	0,0173
2,00	4,00	3,00	15	100,37	2,00	0,0134
4,00	6,00	5,00	15	79,82	2,00	0,0106
6,00	8,00	7,00	15	65,00	2,00	0,0087
8,00	10,00	9,00	15	53,66	2,00	0,0072
10,00	10,40	10,20	200	48,62	0,40	0,0001
10,40	10,80	10,60	200	47,02	0,40	0,0001
10,80	11,20	11,00	200	45,30	0,40	0,0001
11,20	11,60	11,40	200	44,06	0,40	0,0001
11,60	12,00	11,80	200	42,67	0,40	0,0001
12,00	12,40	12,20	200	41,35	0,40	0,0001
12,40	12,80	12,60	200	40,09	0,40	0,0001
12,80	13,20	13,00	200	38,89	0,40	0,0001
13,20	13,60	13,40	200	37,74	0,40	0,0001
13,60	14,00	13,80	200	36,64	0,40	0,0001
14,00	14,50	14,25	18	35,40	0,50	0,0010
14,50	15,00	14,75	18	34,22	0,50	0,0010
15,00	15,50	15,25	18	33,04	0,50	0,0009
15,50	16,00	15,75	18	31,82	0,50	0,0009
16,00	16,50	16,25	18	30,85	0,50	0,0009
16,50	17,00	16,75	18	29,84	0,50	0,0008
17,00	17,50	17,25	18	28,88	0,50	0,0008
17,50	18,00	17,75	18	27,96	0,50	0,0008
18,00	18,50	18,25	18	27,09	0,50	0,0008
18,50	19,00	18,75	18	26,25	0,50	0,0007
19,00	19,80	19,30	10	25,38	0,80	0,0015
19,80	20,20	19,90	10	24,48	0,80	0,0015
20,20	20,80	20,50	10	23,62	0,80	0,0014
20,80	21,40	21,10	10	22,81	0,80	0,0014
21,40	22,00	21,70	10	22,04	0,80	0,0013
22,00	22,80	22,30	10	21,30	0,80	0,0013
22,80	23,20	22,90	10	20,61	0,80	0,0012
23,20	23,80	23,50	10	19,95	0,80	0,0012
23,80	24,40	24,10	10	19,31	0,80	0,0012
24,40	25,00	24,70	10	18,71	0,80	0,0011
25,00	25,50	25,25	20	18,18	0,50	0,0005
25,50	26,00	25,75	20	17,72	0,50	0,0004
26,00	26,50	26,25	20	17,28	0,50	0,0004
26,50	27,00	26,75	20	16,85	0,50	0,0004
27,00	27,50	27,25	20	16,44	0,50	0,0004
27,50	28,00	27,75	20	16,05	0,50	0,0004
28,00	28,50	28,25	20	15,66	0,50	0,0004
28,50	29,00	28,75	20	15,30	0,50	0,0004
29,00	29,50	29,25	20	14,94	0,50	0,0004
29,50	30,00	29,75	20	14,60	0,50	0,0004

Συνολική υποχώρηση

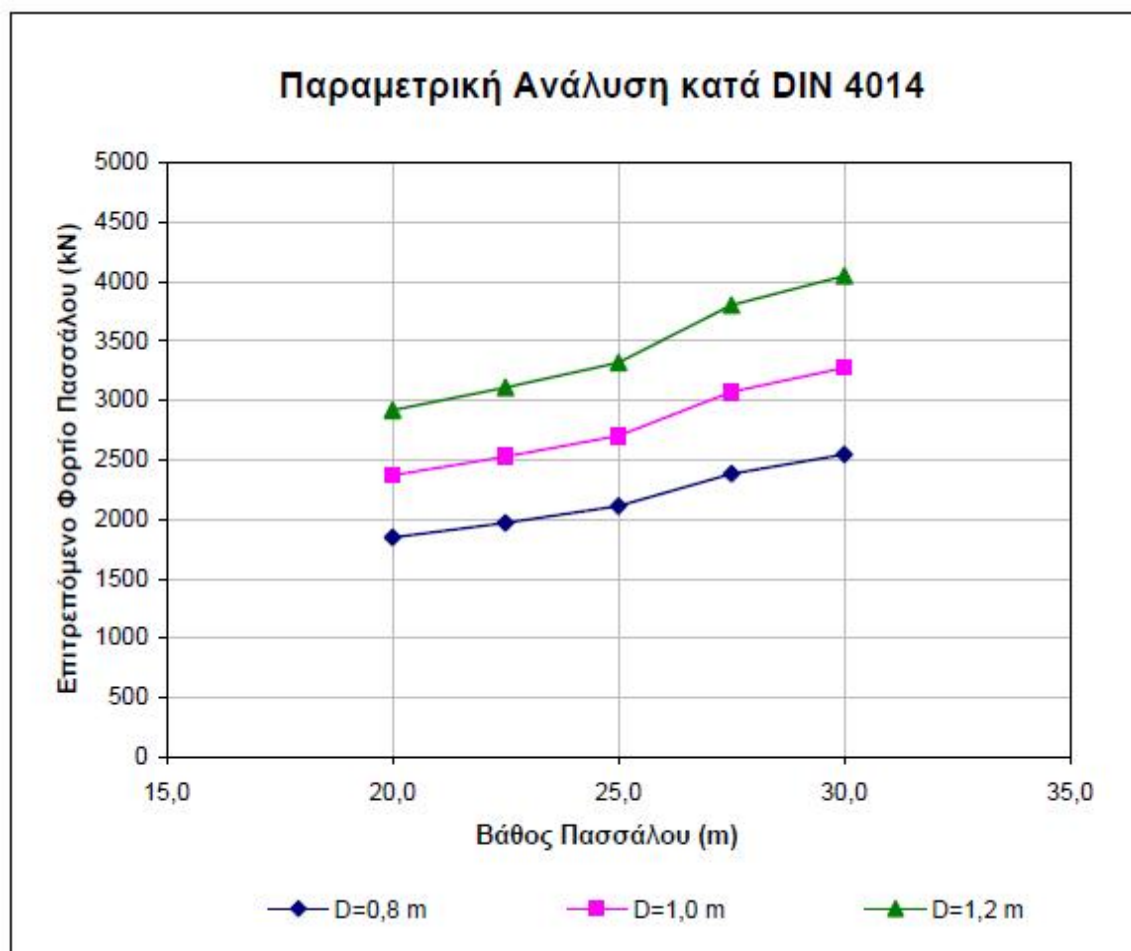
0,080 m
8,0 cm

Κατακόρυφος Δείκτης
Εξάρου

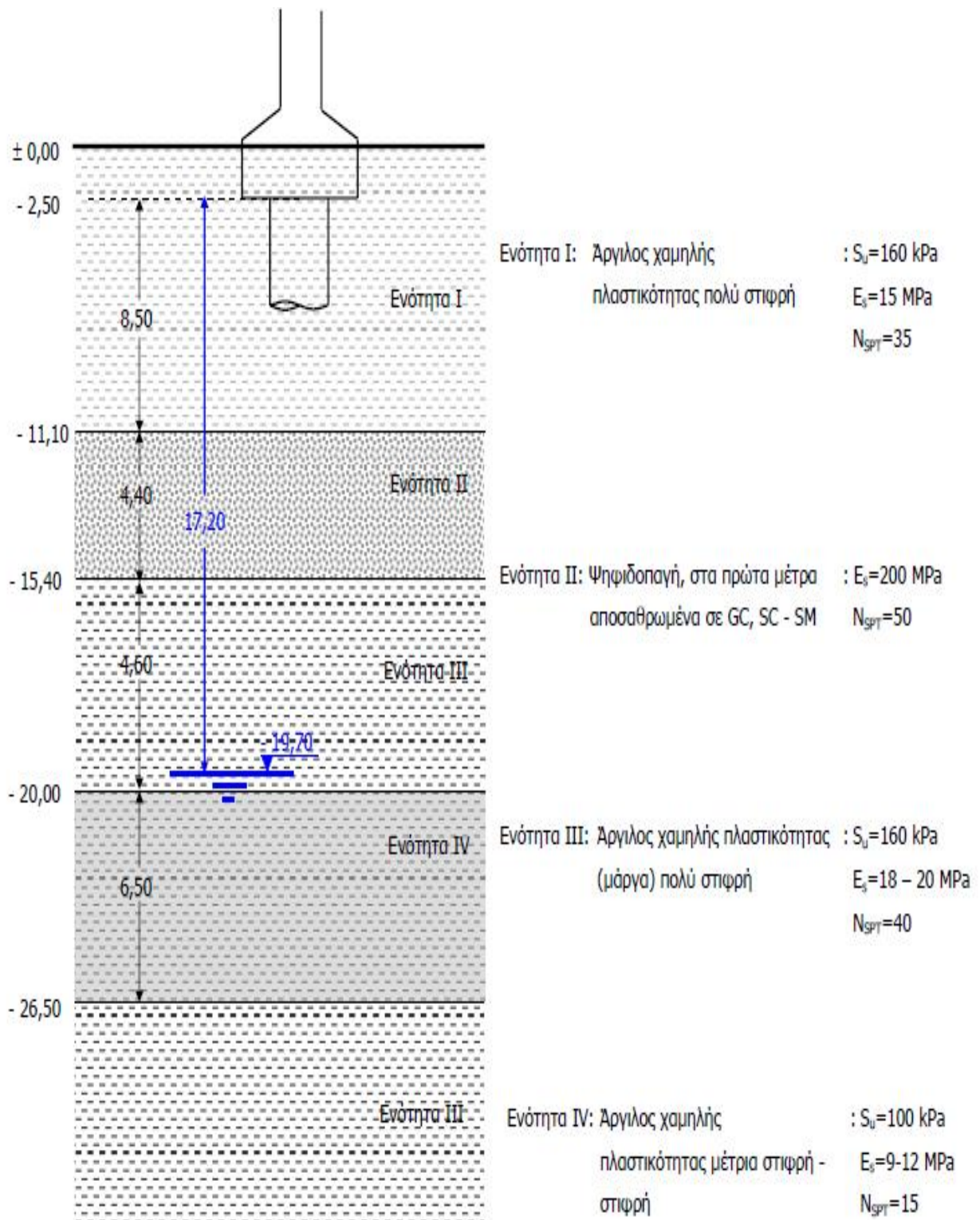
1,9 MN/m³

3. 6. 1 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους ΒΑΘΡΟ Α1

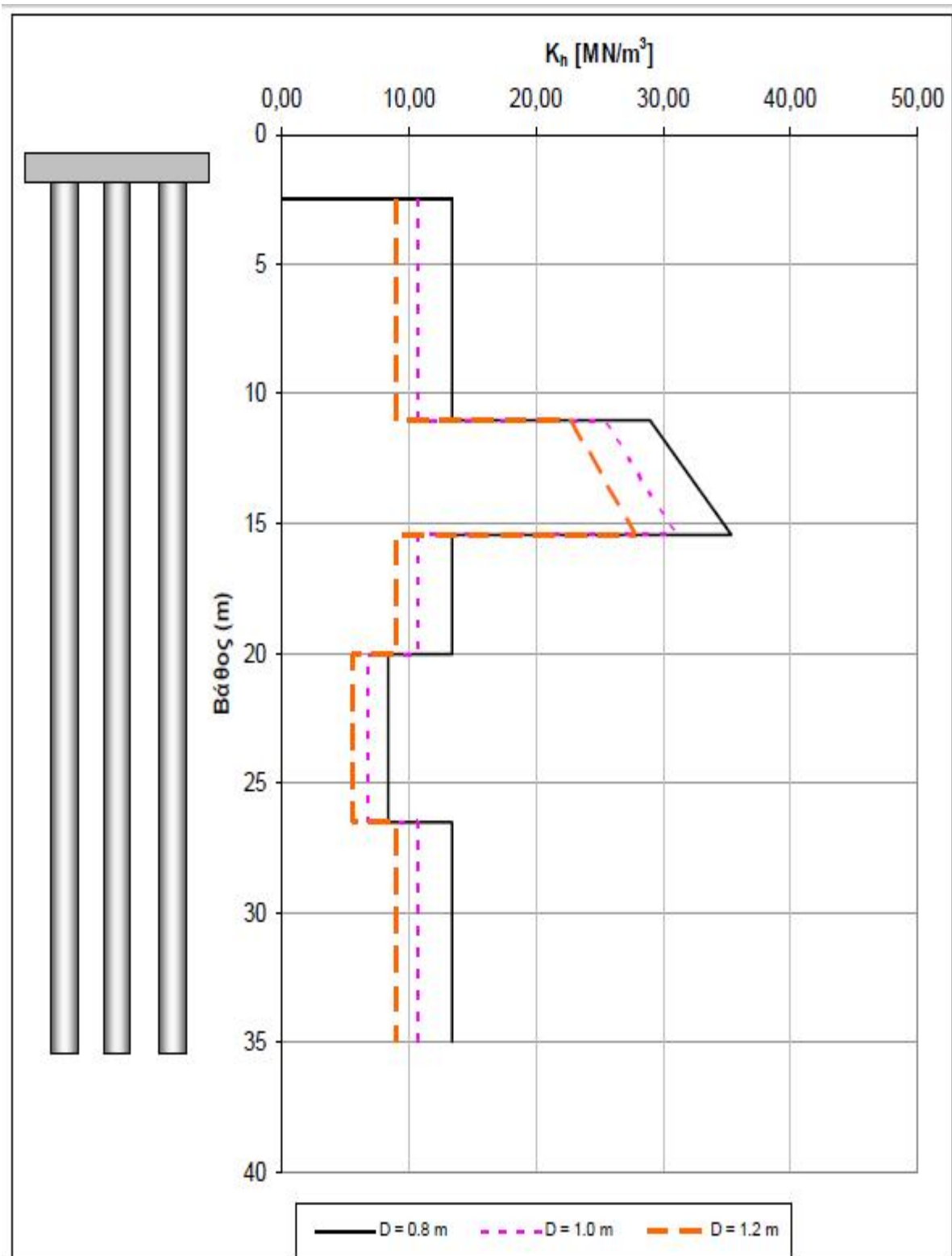
D (m)	L (m)	Κατά DIN 4014					
		Q _{rg}	Q _{sg}	Q _g (kN)	Q _{επ}	s (cm)	K
0, 8	20, 0	3290	402	3693	1846	1, 12	327
	22, 5	3542	402	3944	1972	1, 18	332
	25, 0	3823	402	4225	2113	1, 25	337
	27, 5	4150	613	4763	2382	1, 30	363
	30, 0	4477	613	5090	2545	1, 38	368
1, 0	20, 0	4113	628	4741	2371	1, 36	222
	22, 5	4427	628	5055	2528	1, 43	225
	25, 0	4779	628	5407	2704	1, 51	228
	27, 5	5187	958	6146	3073	1, 54	254
	30, 0	5596	958	6554	3277	1, 54	271
1, 2	20, 0	4936	905	5840	2920	1, 60	162
	22, 5	5313	905	6217	3109	1, 61	171
	25, 0	5735	905	6640	3320	1, 60	184
	27, 5	6225	1380	7605	3802	1, 59	212
	30, 0	6715	1380	8095	4047	1, 58	226



3. 6. 2 Γεωτεχνική Τομή στις Θέσεις των Βάθρων Ακρόβαθρο Α1

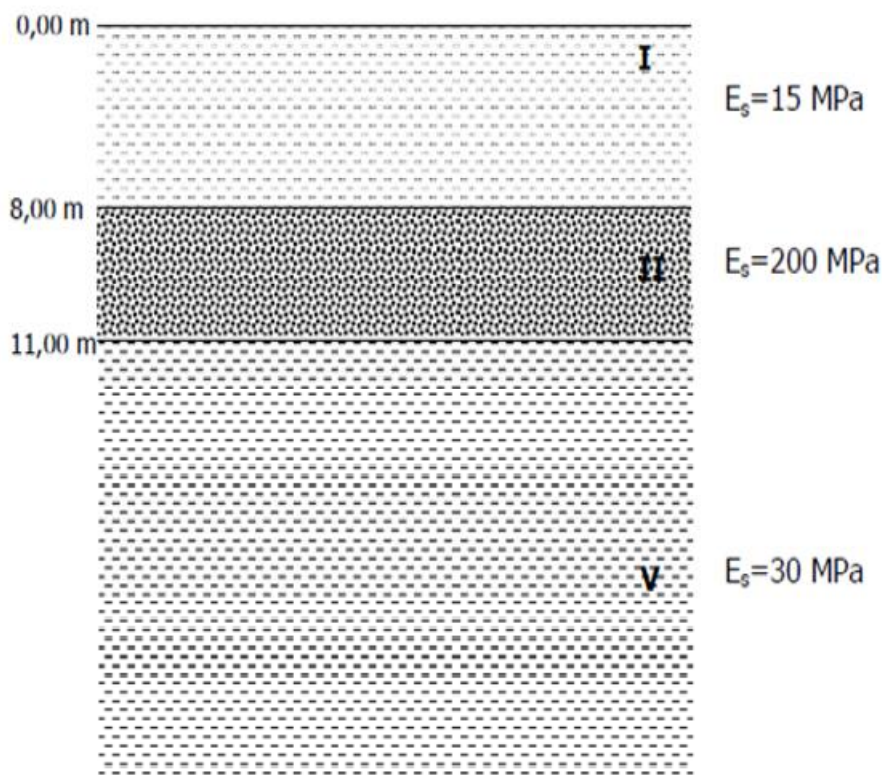


3. 6. 3 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους ΒΑΘΡΟΑ1

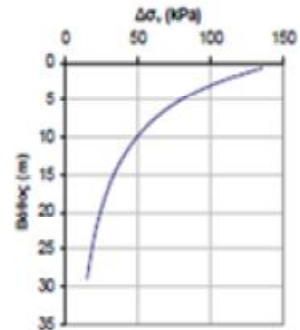
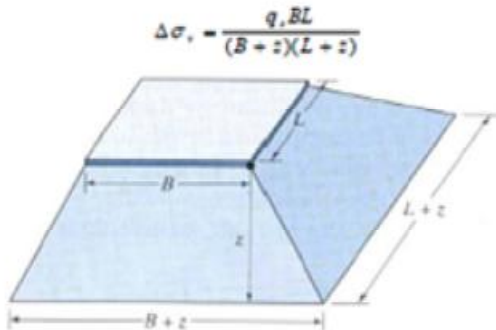


Περιοχή Ακροβάθρου Α2

Η τιμή του κατακόρυφου δείκτη εδάφους μπορεί να προκύψει ως ο λόγος της επιβαλλόμενης τάσης προς την αντίστοιχη πραγματοποιούμενη υποχώρηση. Πραγματοποιήθηκε ο υπολογισμός των υποχωρήσεων για εφαρμογή 150 kPa στη στάθμη θεμελίωσης βάσει της προσεγγιστικής μεθόδου. Το γεωτεχνικό προφίλ που χρησιμοποιήθηκε παρουσιάζεται στο ακόλουθο Σχήμα και βασίζεται στη γεωτεχνική έρευνα που πραγματοποιήθηκε.



Θεωρούμενη μορφή κατανομής Ορθογωνικό θεμέλιο με παραδοχή μεταβίβασης 2/1



Σχήμα: Μορφή κατανομής κατακόρυφων τάσεων με το βάθος

Διαστάσεις θεμελίου	L=	14,0 m
	B=	13,0 m
Φορτίο θεμελίου	q _s =	150,0 kPa

Δεδομένα στρωματογραφίας			
	Από (m)	έως (m)	E _s (MPa)
Ενότητα I	0,0	7,0	15
Ενότητα II	7,0	10,0	200
Ενότητα V	10,0	30,0	30

Από (m)	Έως (m)	Μέσον (m)	E _s (MPa)	Δσ _z (kPa)	Πάχος (m)	Υποχώρηση (m)
0,00	1,40	0,70	15	135,56	1,40	0,0127
1,40	2,80	2,10	15	112,29	1,40	0,0105
2,80	4,20	3,50	15	94,55	1,40	0,0088
4,20	5,60	4,90	15	81,70	1,40	0,0075
5,60	7,00	6,30	15	71,88	1,40	0,0065
7,00	7,90	7,45	200	64,06	0,30	0,0001
7,30	7,90	7,60	200	62,24	0,30	0,0001
7,60	7,90	7,75	200	60,49	0,30	0,0001
7,90	8,20	8,05	200	58,82	0,30	0,0001
8,20	8,50	8,35	200	57,21	0,30	0,0001
8,50	8,80	8,65	200	55,67	0,30	0,0001
8,80	9,10	8,95	200	54,19	0,30	0,0001
9,10	9,40	9,25	200	52,77	0,30	0,0001
9,40	9,70	9,55	200	51,41	0,30	0,0001
9,70	10,00	9,85	200	50,09	0,30	0,0001
10,00	12,00	11,00	30	45,50	2,00	0,0030
12,00	14,00	13,00	30	38,89	2,00	0,0026
14,00	16,00	15,00	30	33,62	2,00	0,0022
16,00	18,00	17,00	30	29,58	2,00	0,0018
18,00	20,00	19,00	30	26,58	2,00	0,0017
20,00	22,00	21,00	30	24,14	2,00	0,0015
22,00	24,00	23,00	30	22,00	2,00	0,0014
24,00	26,00	25,00	30	20,42	2,00	0,0012
26,00	28,00	27,00	30	19,05	2,00	0,0011
28,00	30,00	29,00	30	17,82	2,00	0,0010

Συνολική υποχώρηση

0,065 m
6,5 cm

Κατακόρυφος Δείκτης
Εδάφους

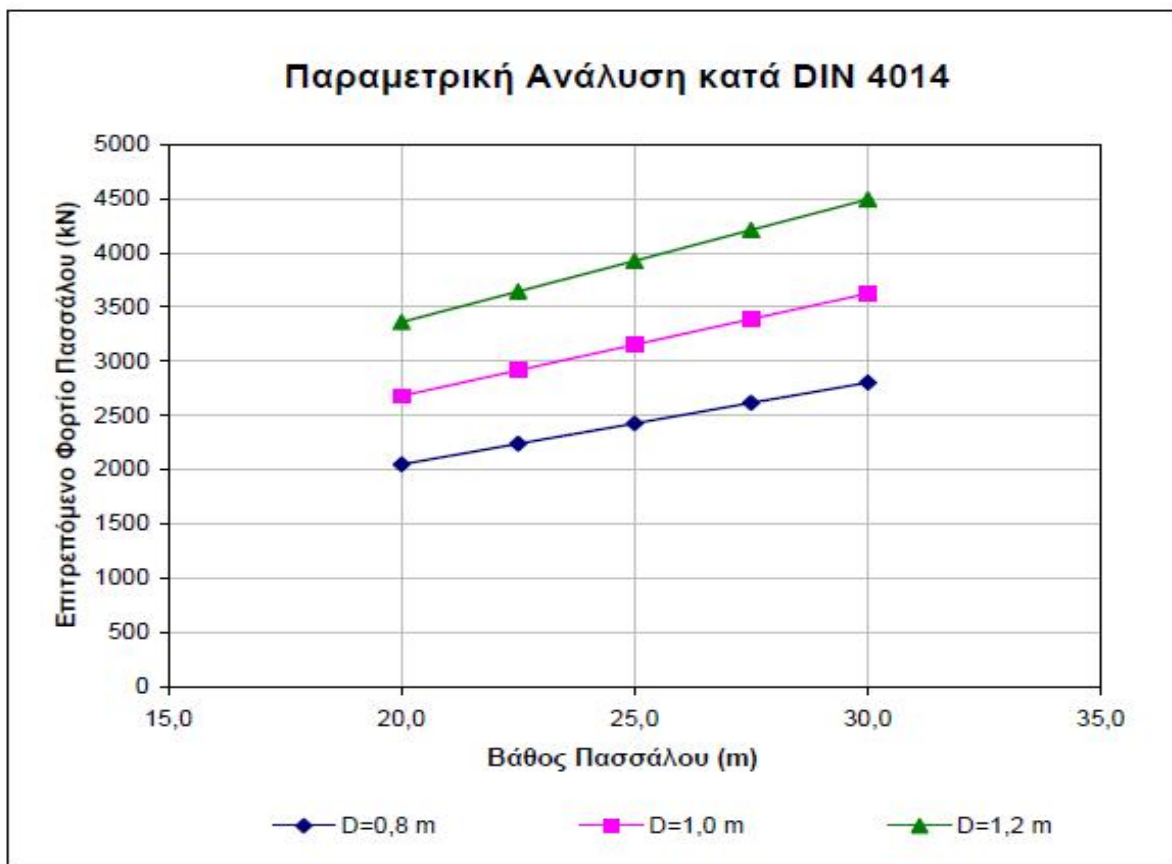
2,3 MN/m³

Η τιμή του δείκτη εδάφους προκύπτει ως 150kPa/0,065m=2,3

3. 6. 4 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους

ΒΑΘΡΟ Α2

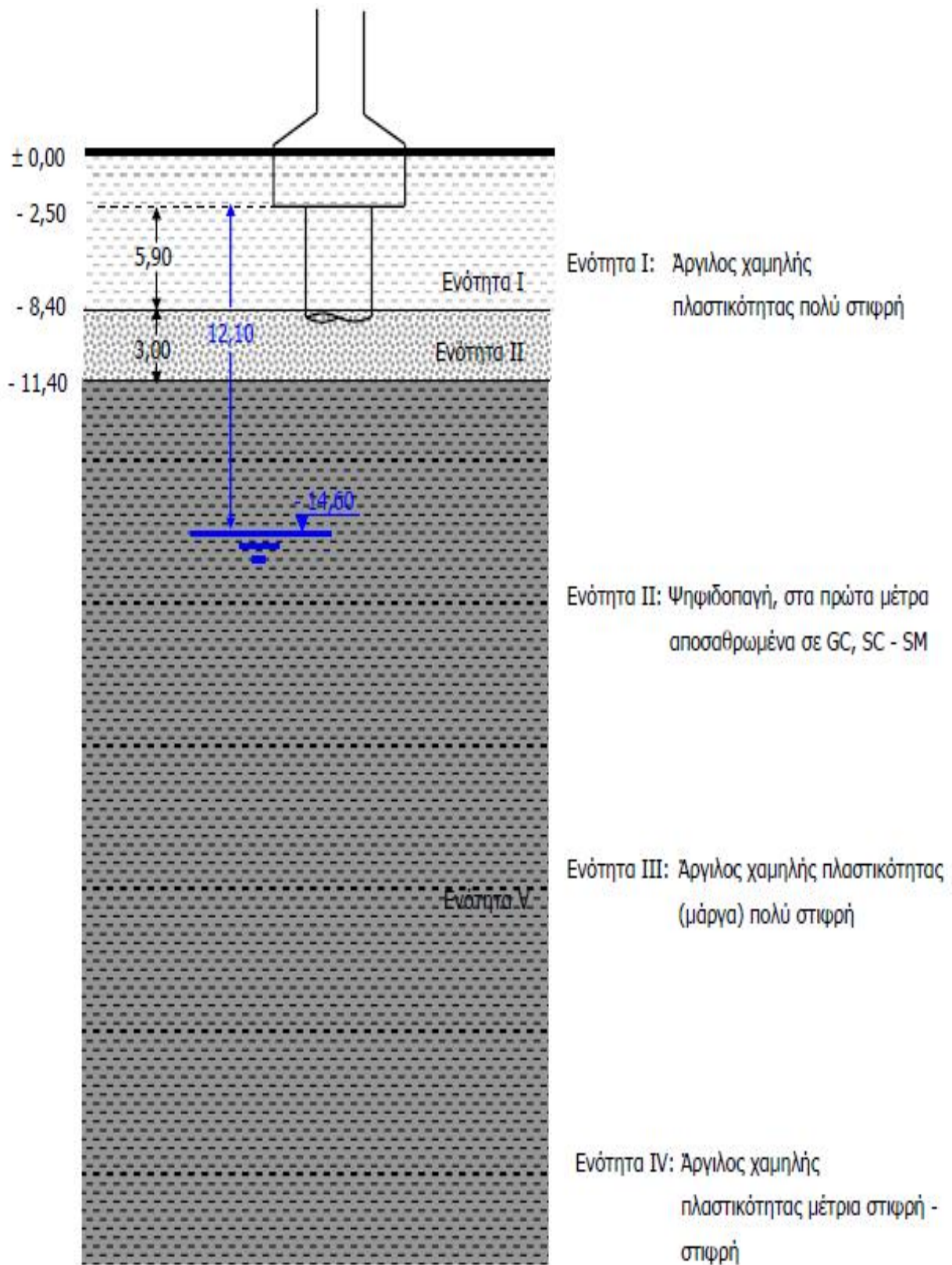
D (m)	L (m)	Κατά DIN 4014					
		Q_{rg} (kN)	Q_{sg} (kN)	Q_g (kN)	$Q_{ερ}$ (kN)	s (cm)	K_v (MN/m ³)
0,8	20,0	3350	754	4104	2052	1,13	363
	22,5	3727	754	4481	2240	1,20	370
	25,0	4104	754	4858	2429	1,28	376
	27,5	4481	754	5235	2617	1,36	382
	30,0	4858	754	5612	2806	1,45	386
1,0	20,0	4187	1178	5365	2683	1,36	251
	22,5	4658	1178	5836	2918	1,46	255
	25,0	5130	1178	6308	3154	1,53	263
	27,5	5601	1178	6779	3389	1,53	283
	30,0	6072	1178	7250	3625	1,52	303
1,2	20,0	5025	1696	6721	3360	1,60	186
	22,5	5590	1696	7286	3643	1,59	202
	25,0	6156	1696	7852	3926	1,59	219
	27,5	6721	1696	8417	4209	1,58	236
	30,0	7286	1696	8983	4491	1,57	252



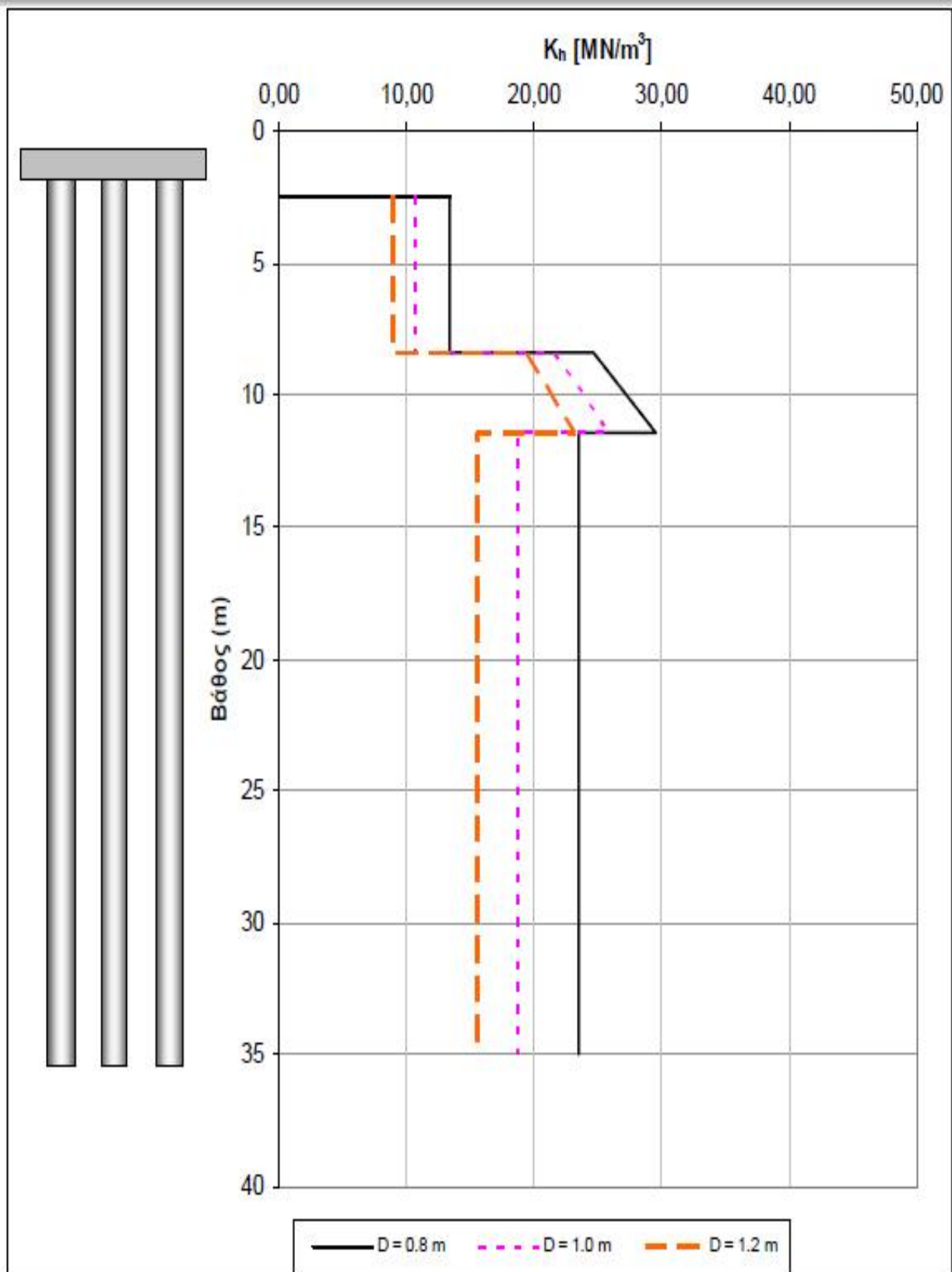
3. 6. 5 Γεωτεχνική Τομή στις Θέσεις των Βάθρων

Ακρόβαθρο

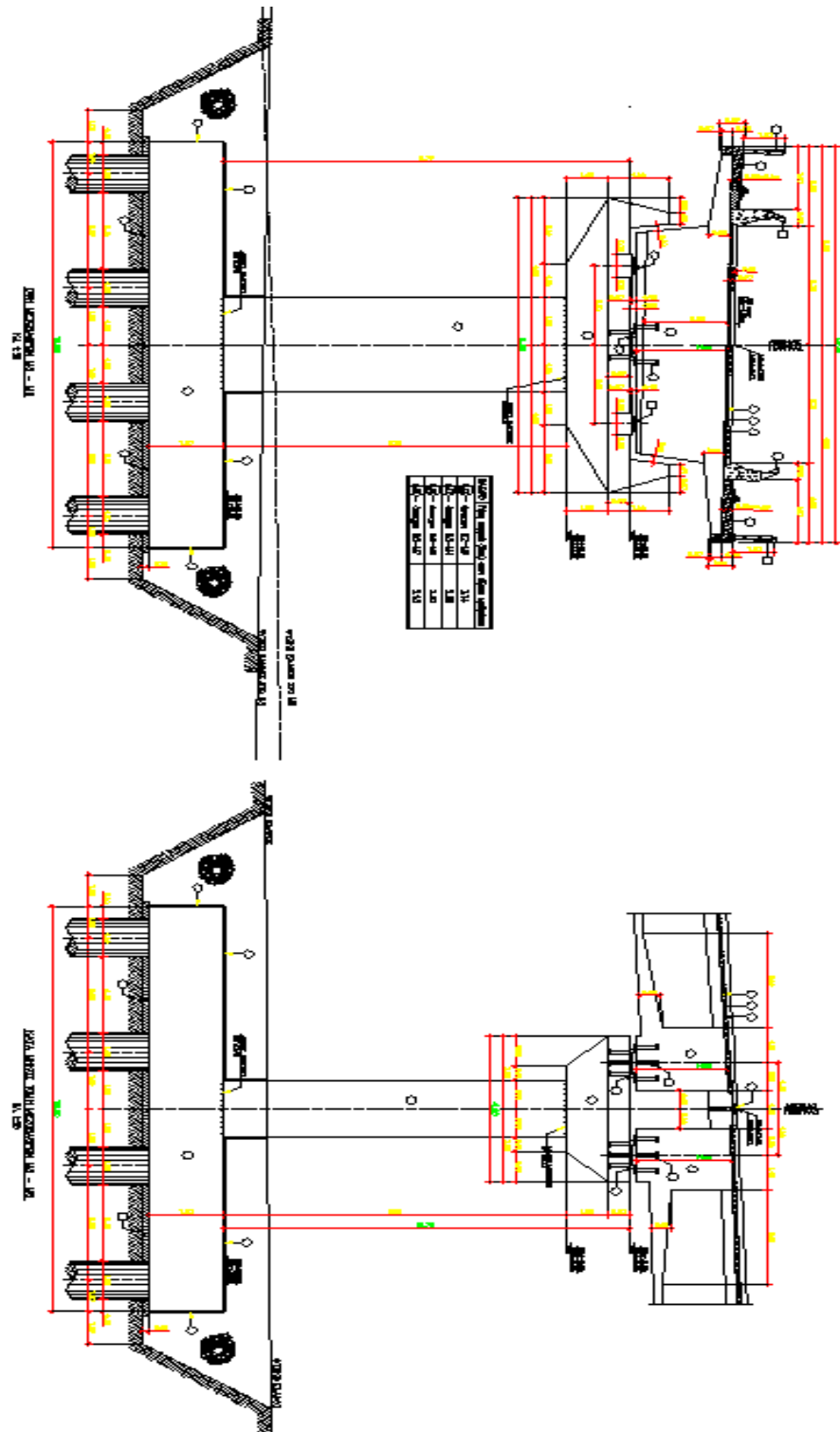
A1



**3. 6. 6 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους
ΒΑΘΡΟ
Α2**



3. 6. 7. ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ

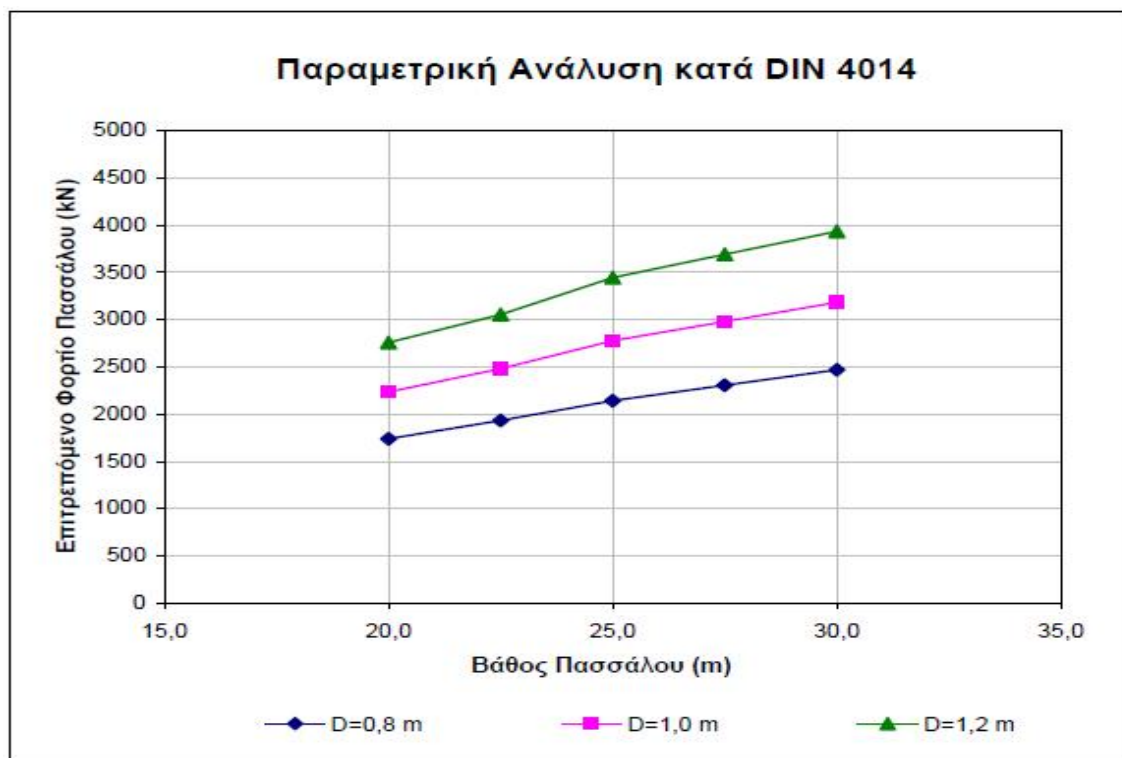


ΕΙΚΟΝΑ 24 ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ Μ3 ΚΑΙ Μ6

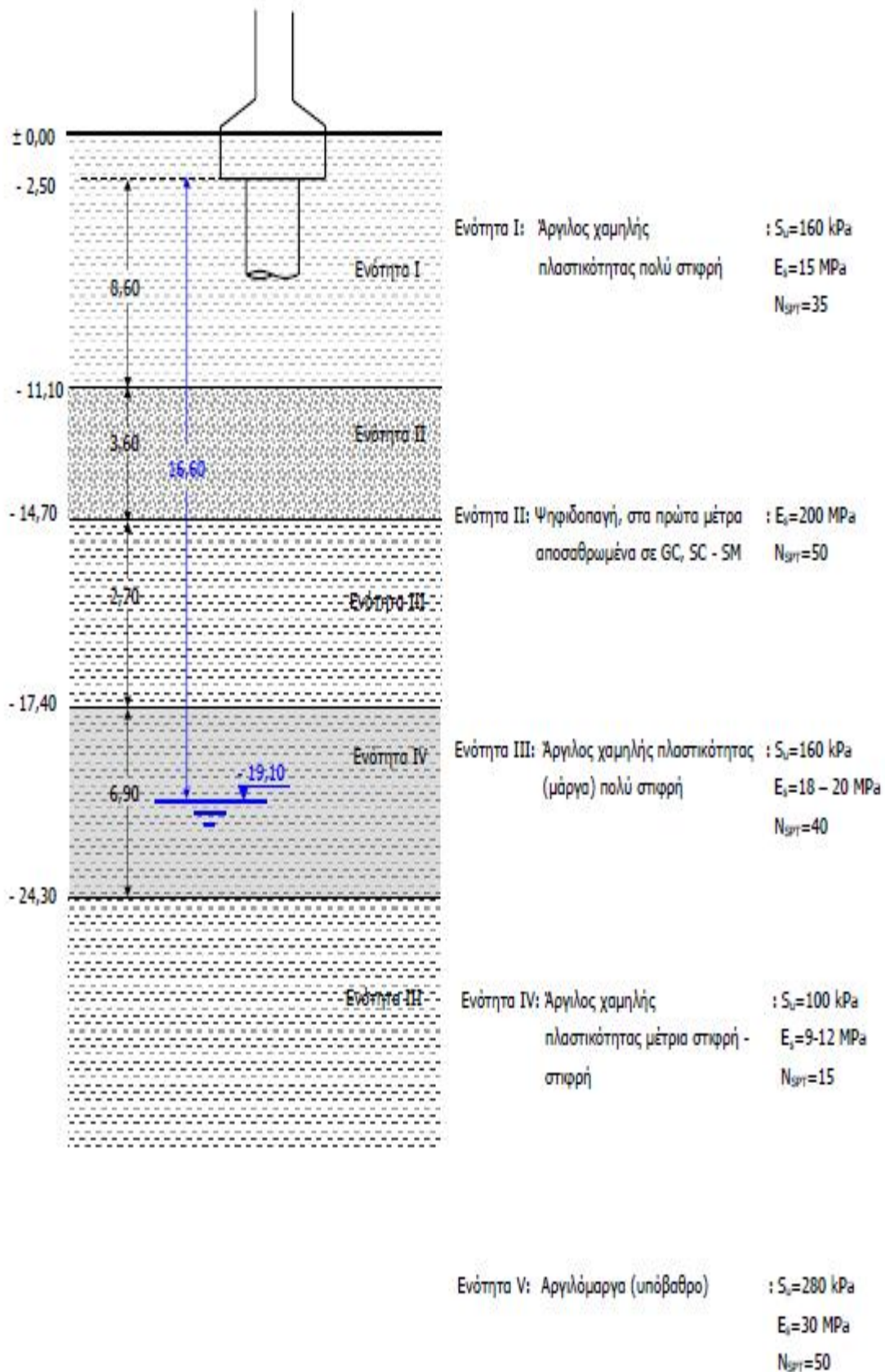
3. 6. 8 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας κ' Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους

ΒΑΘΡΟ Μ1

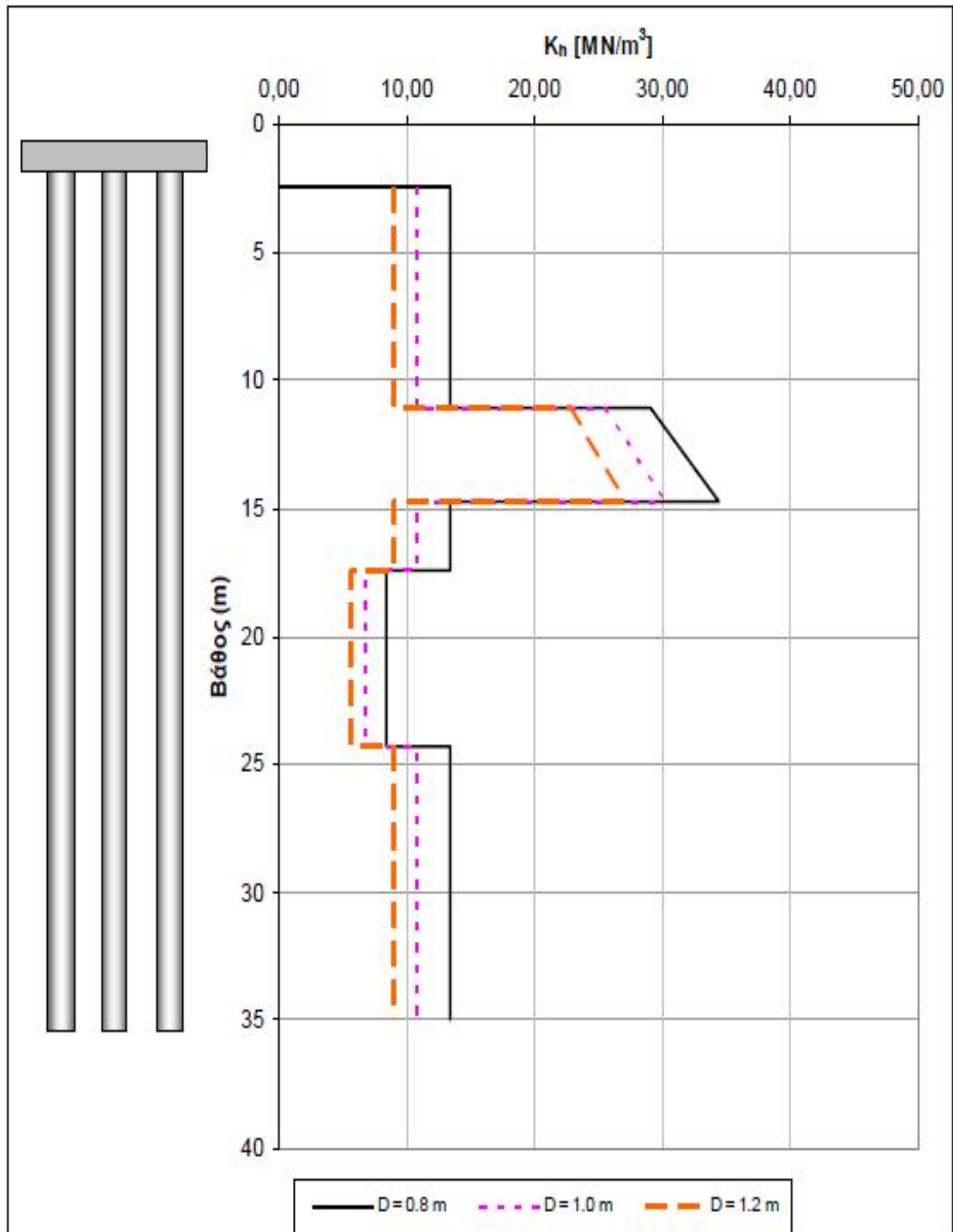
D (m)	L (m)	Κατά DIN 4014					
		Q _{rg} (kN)	Q _{sg} (kN)	Q _g (kN)	Q _{επ} (kN)	s (cm)	K (MN/m ³)
0, 8	20, 0	3075	402	3477	1739	1, 07	322
	22, 5	3467	402	3869	1935	1, 16	331
	25, 0	3674	613	4288	2144	1, 20	355
	27, 5	4001	613	4614	2307	1, 27	361
	30, 0	4328	613	4941	2471	1, 34	366
1, 0	20, 0	3844	628	4472	2236	1, 30	220
	22, 5	4334	628	4962	2481	1, 41	224
	25, 0	4593	958	5551	2776	1, 45	243
	27, 5	5001	958	5960	2980	1, 54	246
	30, 0	5410	958	6368	3184	1, 54	264
1, 2	20, 0	4613	905	5518	2759	1, 53	160
	22, 5	5201	905	6106	3053	1, 61	168
	25, 0	5512	1380	6891	3446	1, 60	191
	27, 5	6002	1380	7381	3691	1, 59	205
	30, 0	6492	1380	7872	3936	1, 58	220



3. 6. 9 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του Βάθρου Μ1



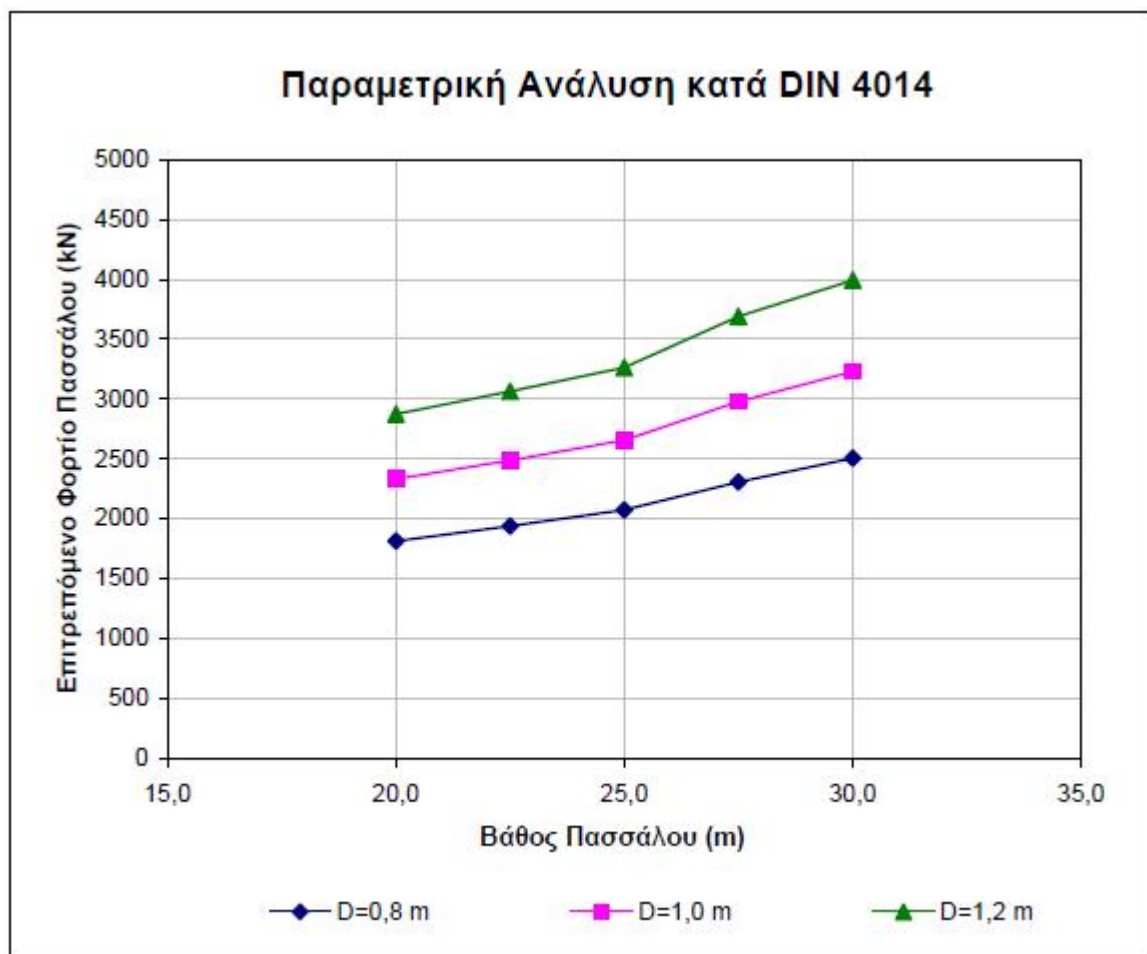
3. 6. 10 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους ΒΑΘΡΟ Μ1



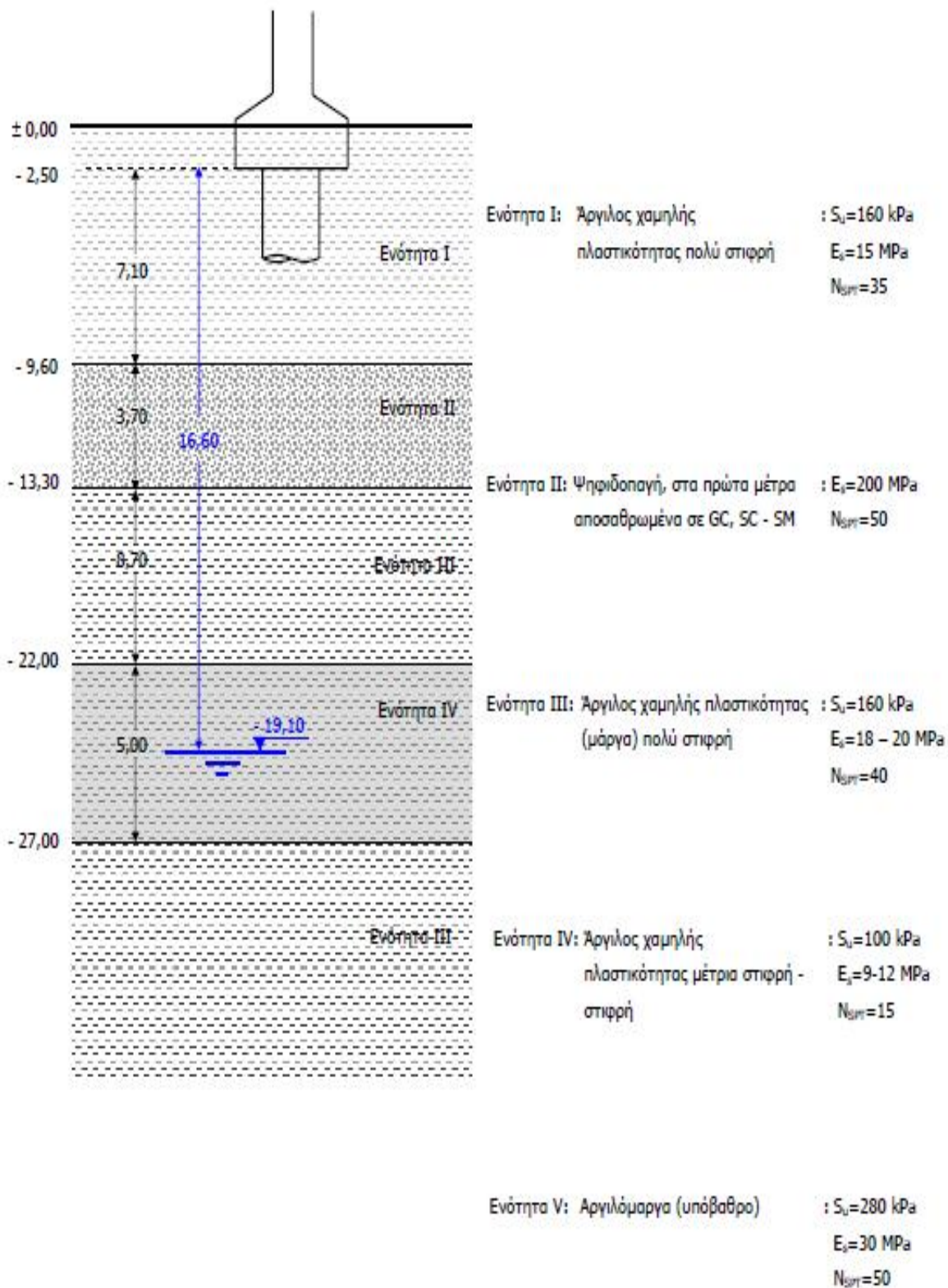
3. 6. 11 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους

ΒΑΘΡΟ Μ2

D (m)	L (m)	Κατά DIN 4014					
		Q _{rg}	Q _{sg}	Q _g	Q _{επ}	s (cm)	K _{απ} (kN/m ³)
0,8	20,0	3231	402	3633	1817	1,11	32
	22,5	3482	402	3885	1942	1,17	33
	25,0	3749	402	4151	2075	1,23	33
	27,5	4001	613	4614	2307	1,27	36
	30,0	4402	613	5015	2508	1,36	36
1,0	20,0	4039	628	4667	2334	1,34	22
	22,5	4353	628	4981	2491	1,41	22
	25,0	4686	628	5314	2657	1,49	22
	27,5	5001	958	5960	2980	1,54	24
	30,0	5503	958	6461	3230	1,54	26
1,2	20,0	4847	905	5751	2876	1,58	16
	22,5	5224	905	6128	3064	1,61	16
	25,0	5623	905	6528	3264	1,60	18
	27,5	6002	1380	7381	3691	1,59	20
	30,0	6603	1380	7983	3992	1,58	22

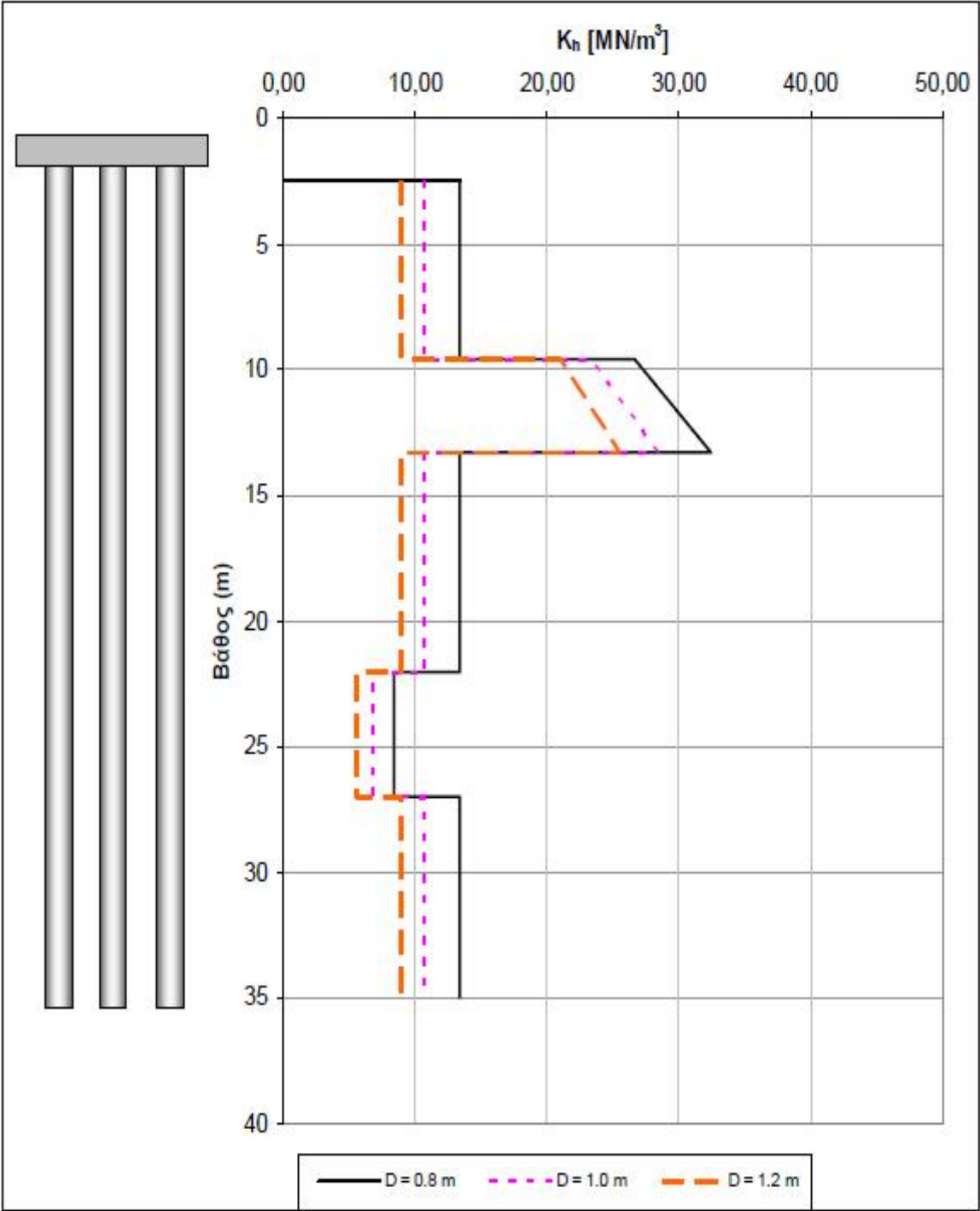


3. 6. 12 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του ΒΑΘΡΟΥ Μ2



3. 6. 13Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους

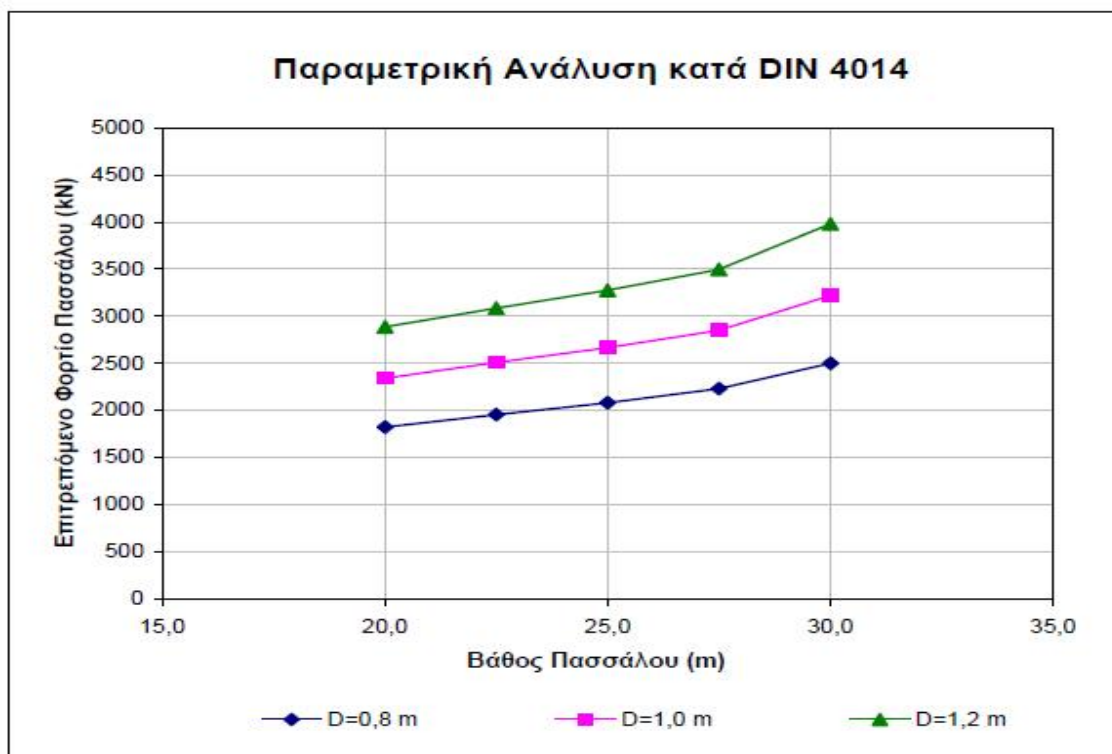
**ΒΑΘΡΟ
Μ2**



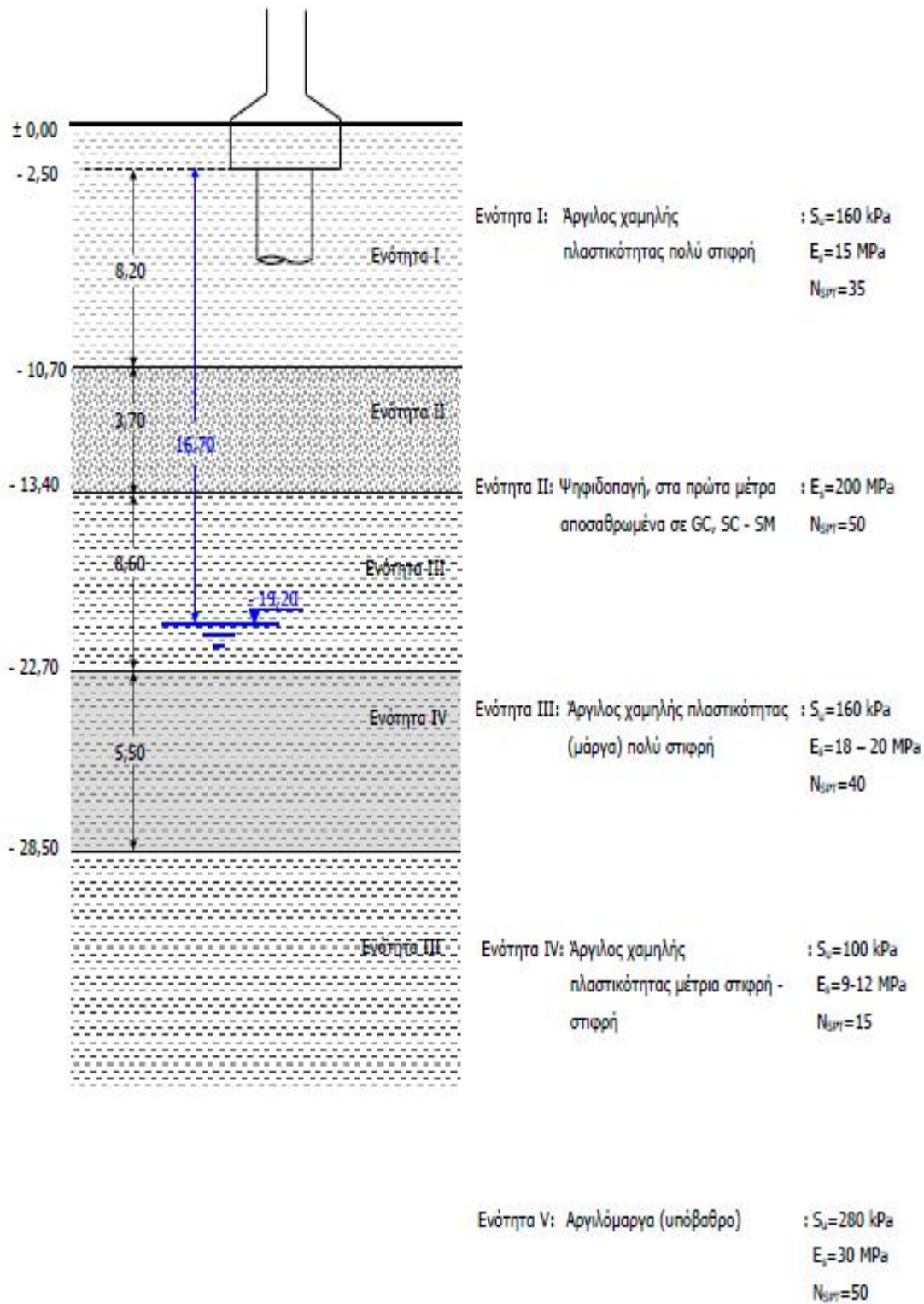
3. 6. 14 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους

ΒΑΘΡΟ Μ3

D (m)	L (m)	Κατά DIN 4014					
		Q _{rg}	Q _{sg}	Q _g	Q _{επ}	s (cm)	K _{α,πυλ} 3
0,8	20,0	3246	402	3648	1824	1,11	32
	22,5	3513	402	3915	1957	1,17	33
	25,0	3764	402	4166	2083	1,23	33
	27,5	4060	402	4463	2231	1,30	34
	30,0	4387	613	5000	2500	1,36	36
1,0	20,0	4058	628	4686	2343	1,35	22
	22,5	4391	628	5019	2510	1,42	22
	25,0	4705	628	5333	2667	1,49	22
	27,5	5076	628	5704	2852	1,56	23
	30,0	5484	958	6442	3221	1,54	26
1,2	20,0	4869	905	5774	2887	1,58	16
	22,5	5269	905	6174	3087	1,61	17
	25,0	5646	905	6551	3275	1,60	18
	27,5	6091	905	6995	3498	1,59	19
	30,0	6581	1380	7961	3980	1,58	22

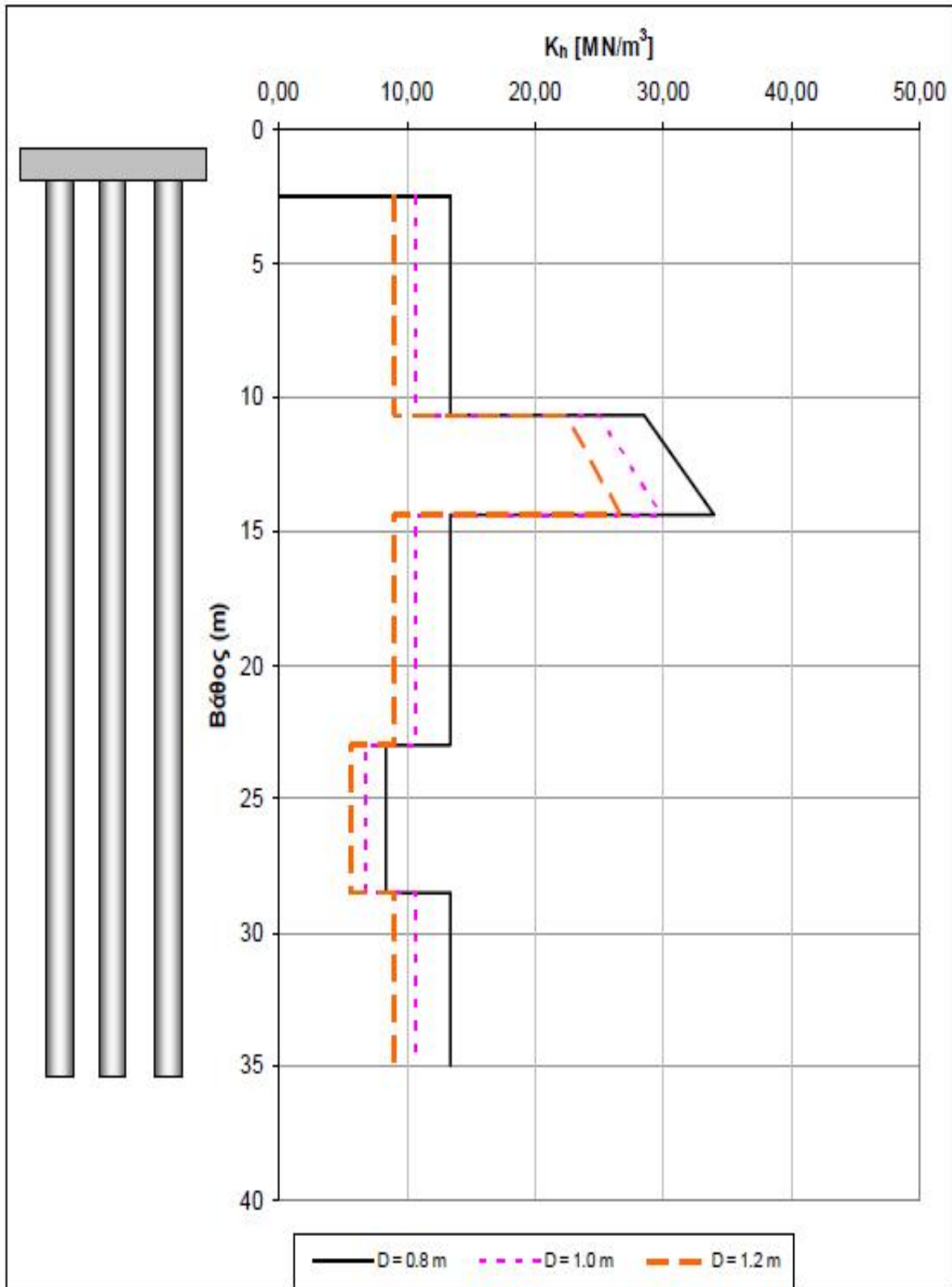


3. 6. 15 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του Βάθρου Μ3



3. 6. 16 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους

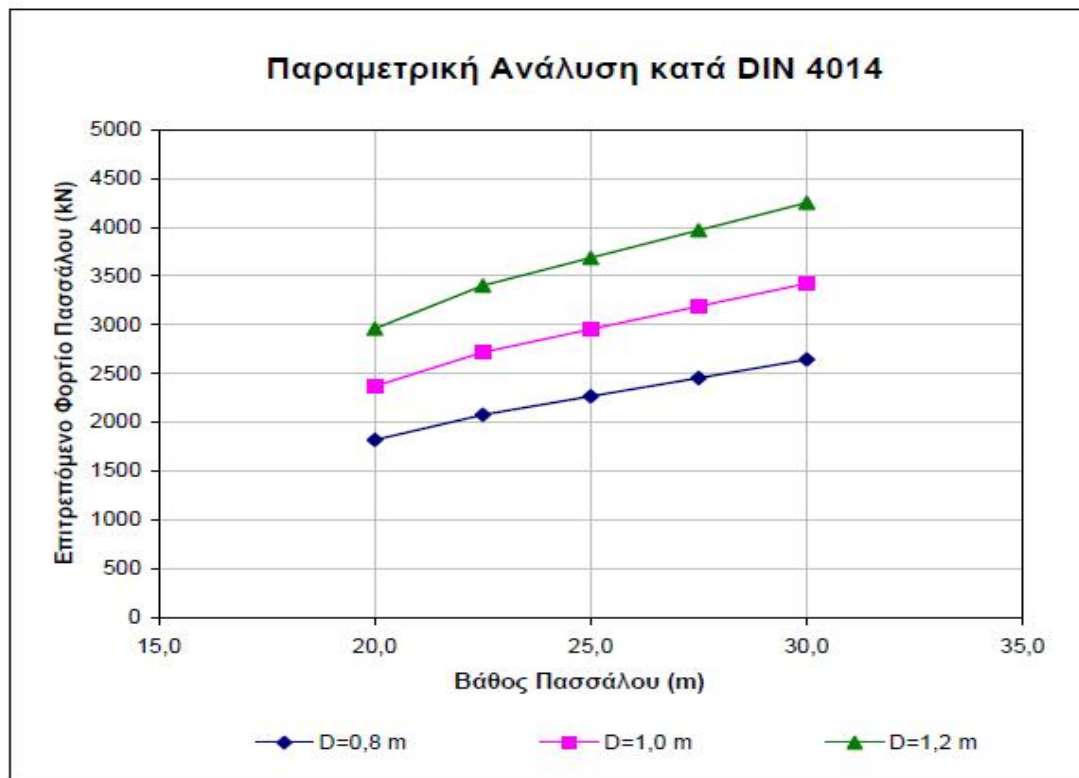
ΒΑΘΟΥΣ Μ3



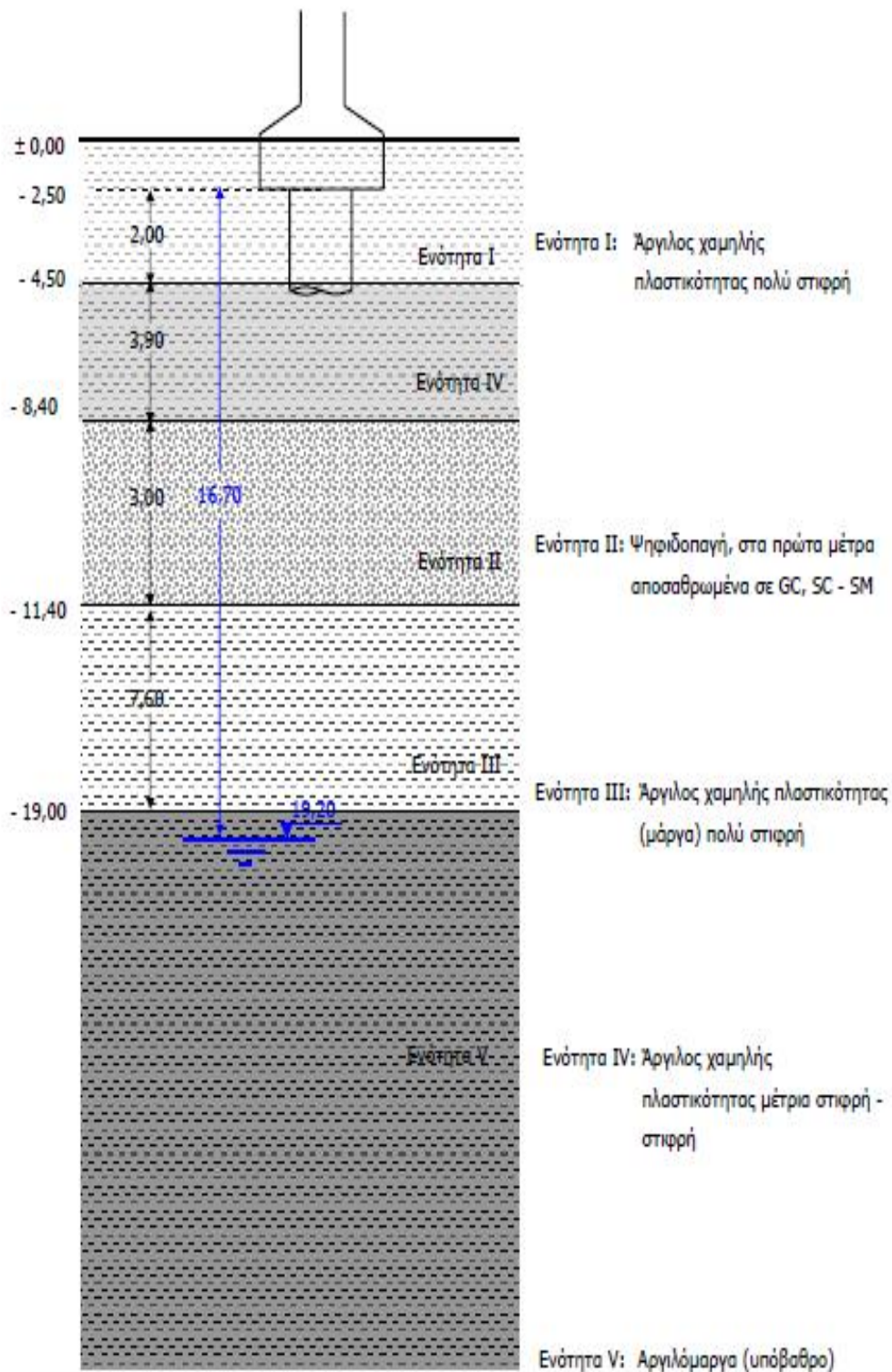
3. 6. 17 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας κ' Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους

ΒΑΘΡΟ Μ4

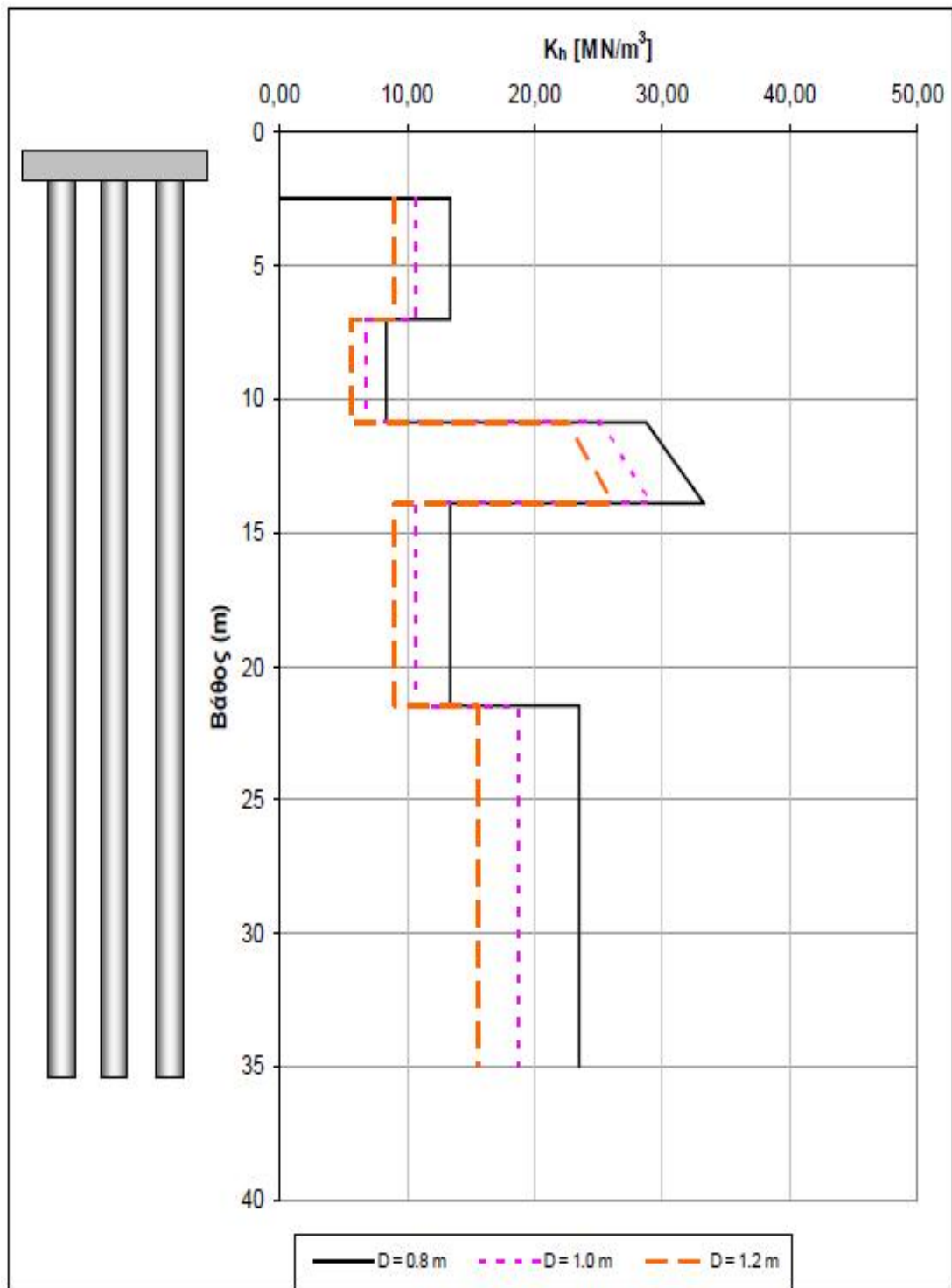
D (m)	L (m)	Κατά DIN 4014					
		Q _{rg} (kN)	Q _{sg} (kN)	Q _g (kN)	Q _{επ} (kN)	s (cm)	K (MN/m ³) _v
0,8	20,0	3029	613	3642	1821	1,06	342
	22,5	3406	754	4160	2080	1,14	364
	25,0	3783	754	4537	2268	1,22	371
	27,5	4160	754	4914	2457	1,30	377
	30,0	4537	754	5291	2645	1,38	382
1,0	20,0	3786	958	4744	2372	1,28	235
	22,5	4257	1178	5436	2718	1,38	251
	25,0	4729	1178	5907	2953	1,47	255
	27,5	5200	1178	6378	3189	1,53	266
	30,0	5671	1178	6849	3425	1,53	286
1,2	20,0	4543	1380	5923	2962	1,51	173
	22,5	5109	1696	6805	3403	1,60	188
	25,0	5674	1696	7371	3685	1,59	205
	27,5	6240	1696	7936	3968	1,58	221
	30,0	6805	1696	8502	4251	1,58	238



3. 6. 18 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του Βάθρου M4



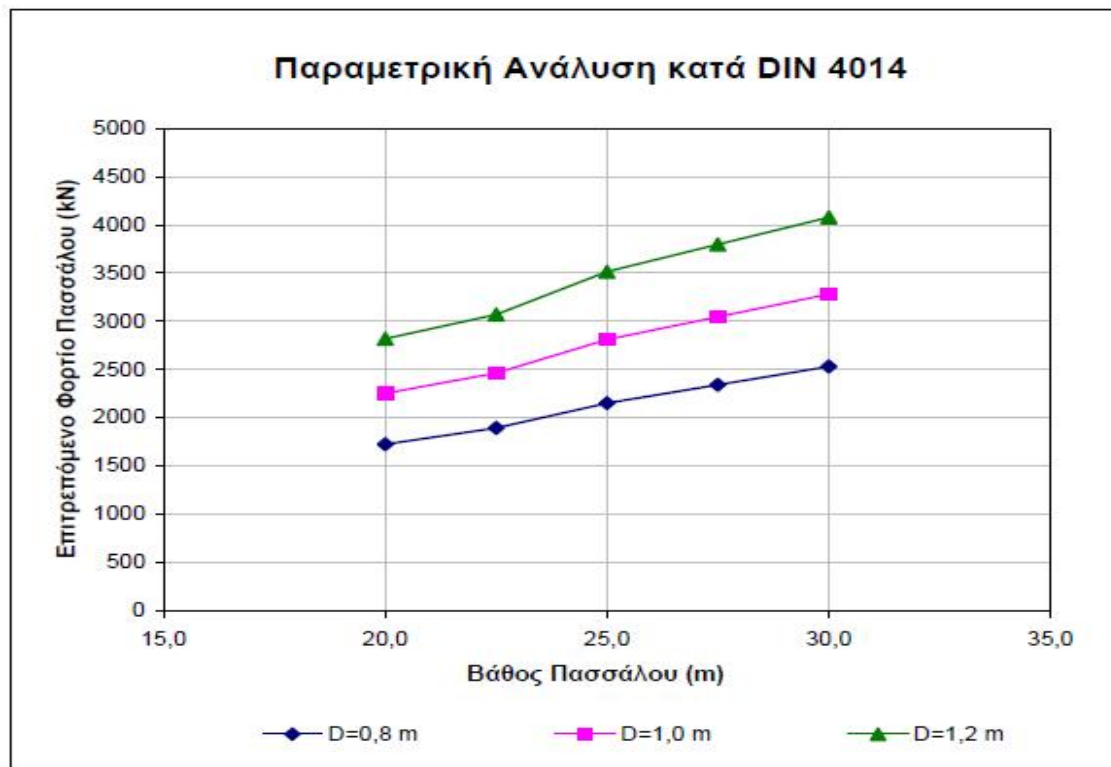
3. 6. 19 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους ΒΑΘΡΟΥ Μ4



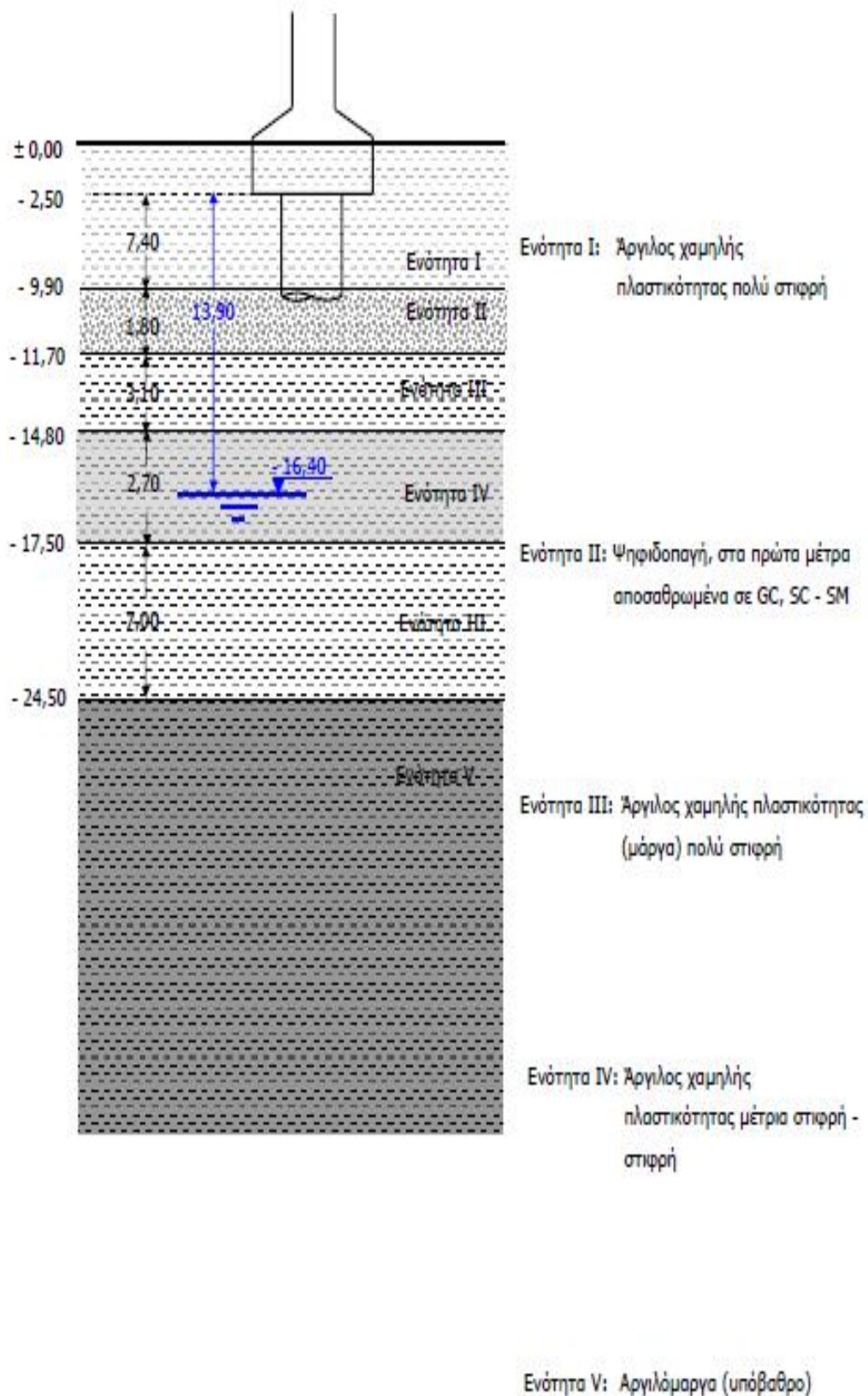
3. 6. 20 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους

ΒΑΘΡΟΥ Μ5

D (m)	L (m)	Κατά DIN 4014					
		Q _{rg}	Q _{sg}	Q _g	Q _{επ}	s (cm)	K _{αμν} 3
0,8	20,0	2840	613	3453	1727	1,02	33
	22,5	3177	613	3790	1895	1,09	34
	25,0	3554	754	4308	2154	1,17	36
	27,5	3931	754	4685	2342	1,25	37
	30,0	4308	754	5062	2531	1,33	37
1,0	20,0	3550	958	4508	2254	1,23	23
	22,5	3971	958	4929	2465	1,32	23
	25,0	4442	1178	5620	2810	1,42	25
	27,5	4913	1178	6092	3046	1,51	25
	30,0	5385	1178	6563	3281	1,53	27
1,2	20,0	4260	1380	5640	2820	1,45	17
	22,5	4765	1380	6145	3072	1,56	17
	25,0	5331	1696	7027	3514	1,60	19
	27,5	5896	1696	7593	3796	1,59	21
	30,0	6462	1696	8158	4079	1,58	22

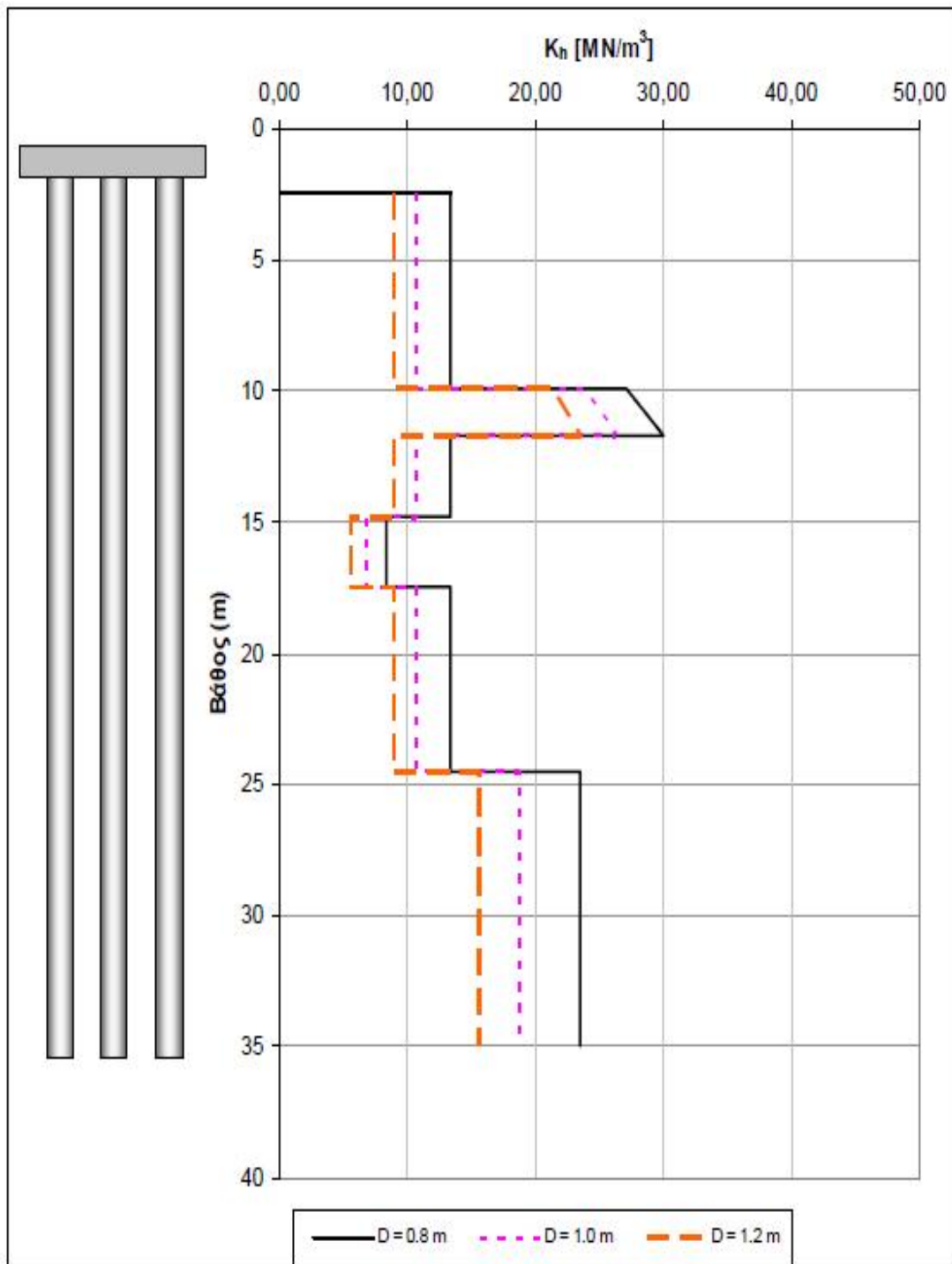


3. 6. 21 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του ΒΑΘΡΟΥ Μ5



3. 6. 22 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους

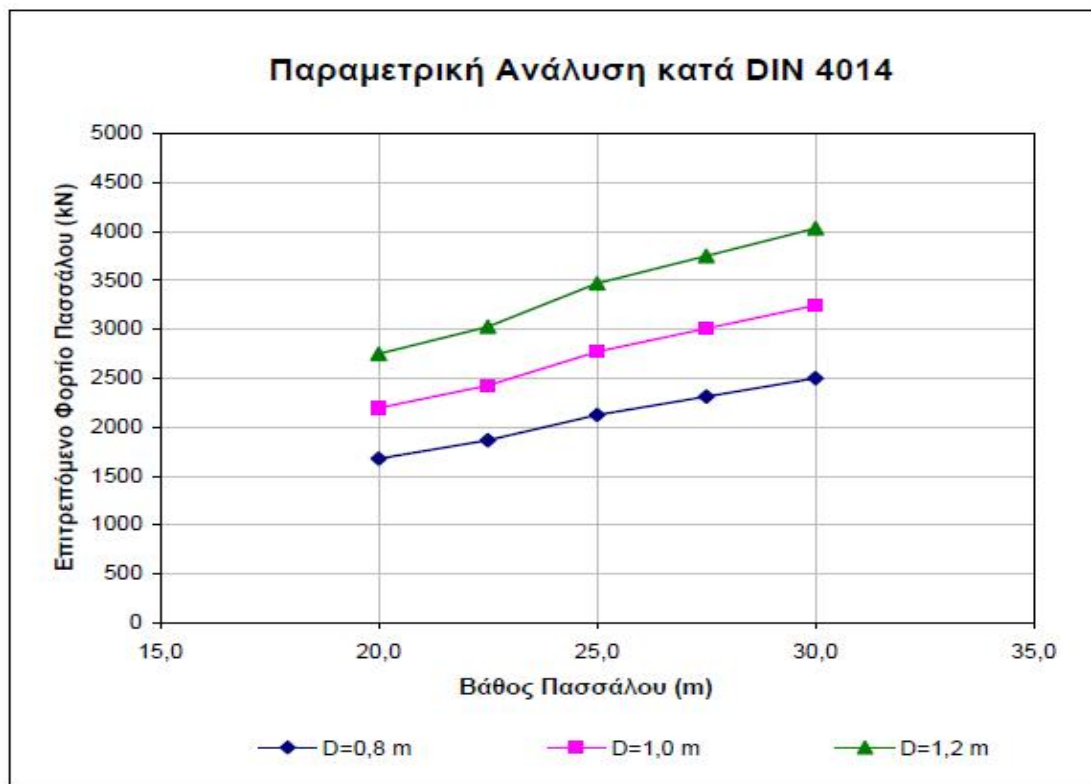
ΒΑΘΟΥ Μ5



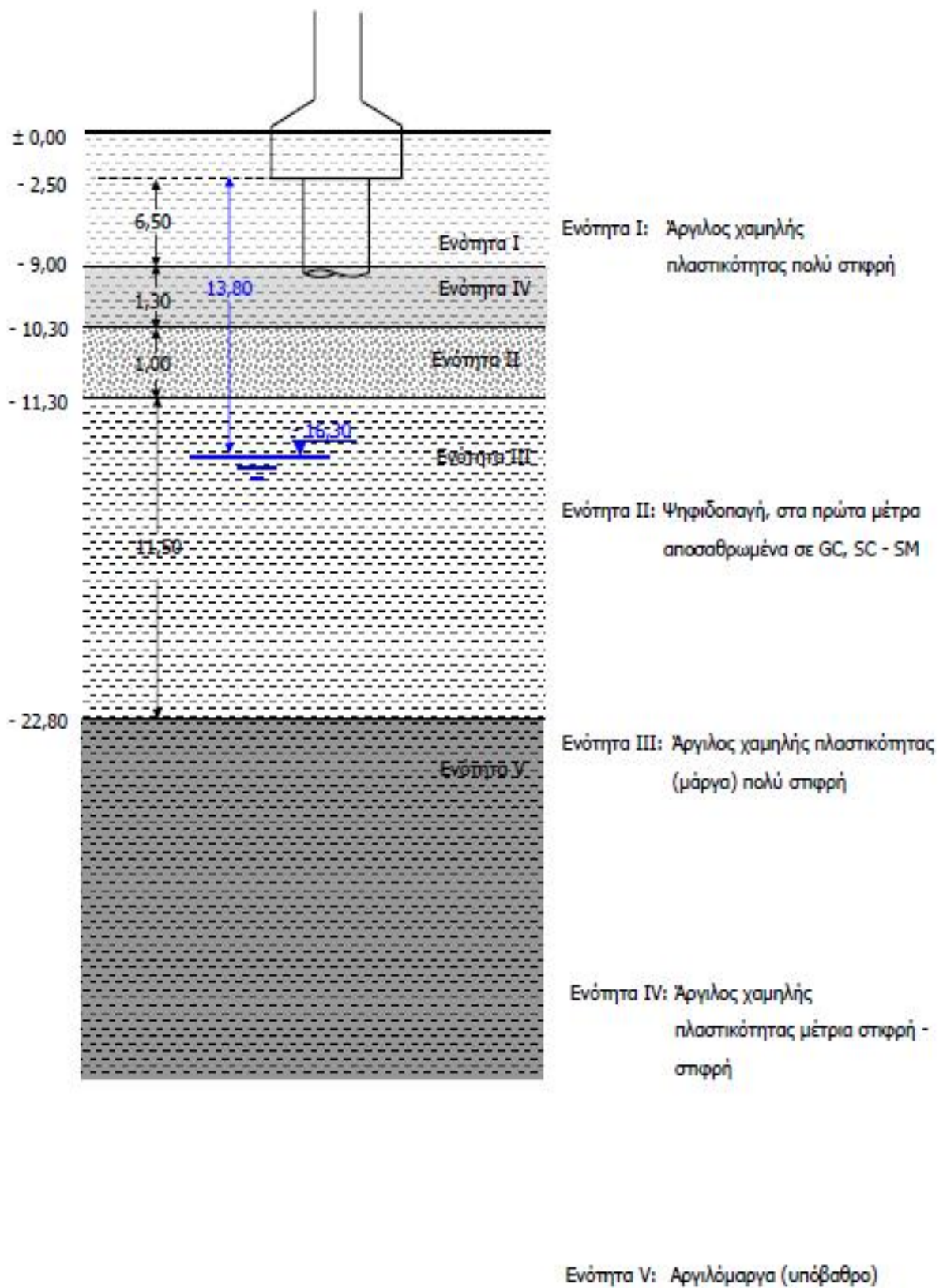
3. 6. 23 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας κ' Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους

ΒΑΘΡΟ Μ6

D (m)	L (m)	Κατά DIN 4014					
		Q _{rg} (kN)	Q _{sg} (kN)	Q _g (kN)	Q _{επ} (kN)	s (cm)	K (MN/m ³)
0,8	20,0	2746	613	3359	1679	1,00	33
	22,5	3116	613	3730	1865	1,08	34
	25,0	3493	754	4247	2124	1,16	36
	27,5	3870	754	4624	2312	1,24	37
	30,0	4247	754	5001	2501	1,32	37
1,0	20,0	3432	958	4390	2195	1,21	23
	22,5	3896	958	4854	2427	1,31	23
	25,0	4367	1178	5545	2772	1,40	25
	27,5	4838	1178	6016	3008	1,50	25
	30,0	5309	1178	6487	3244	1,53	27
1,2	20,0	4118	1380	5498	2749	1,43	17
	22,5	4675	1380	6054	3027	1,54	17
	25,0	5240	1696	6937	3468	1,60	19
	27,5	5806	1696	7502	3751	1,59	20
	30,0	6371	1696	8068	4034	1,58	22

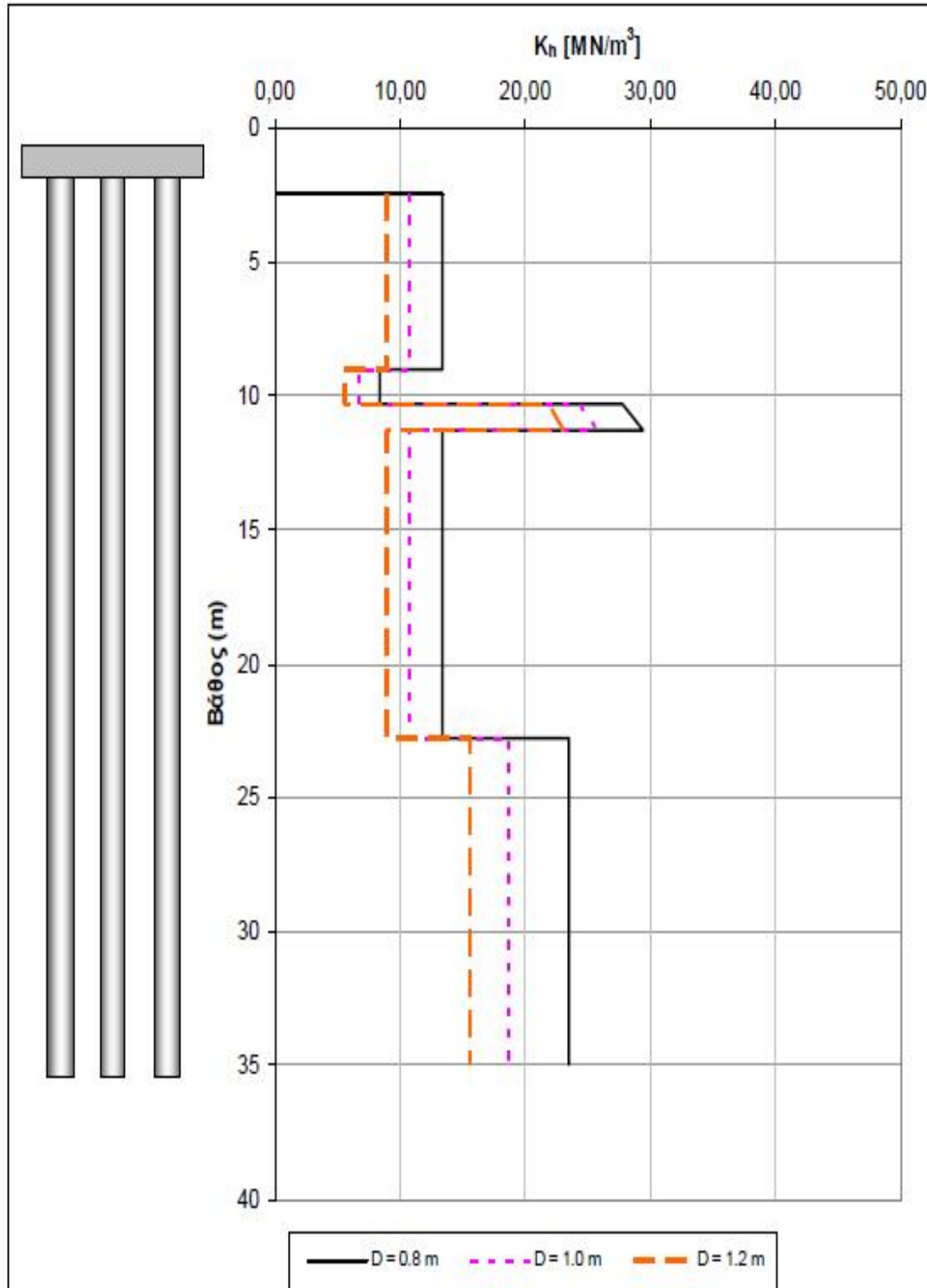


3. 6. 24 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του Βάθρου Μ6



3. 6. 25 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους

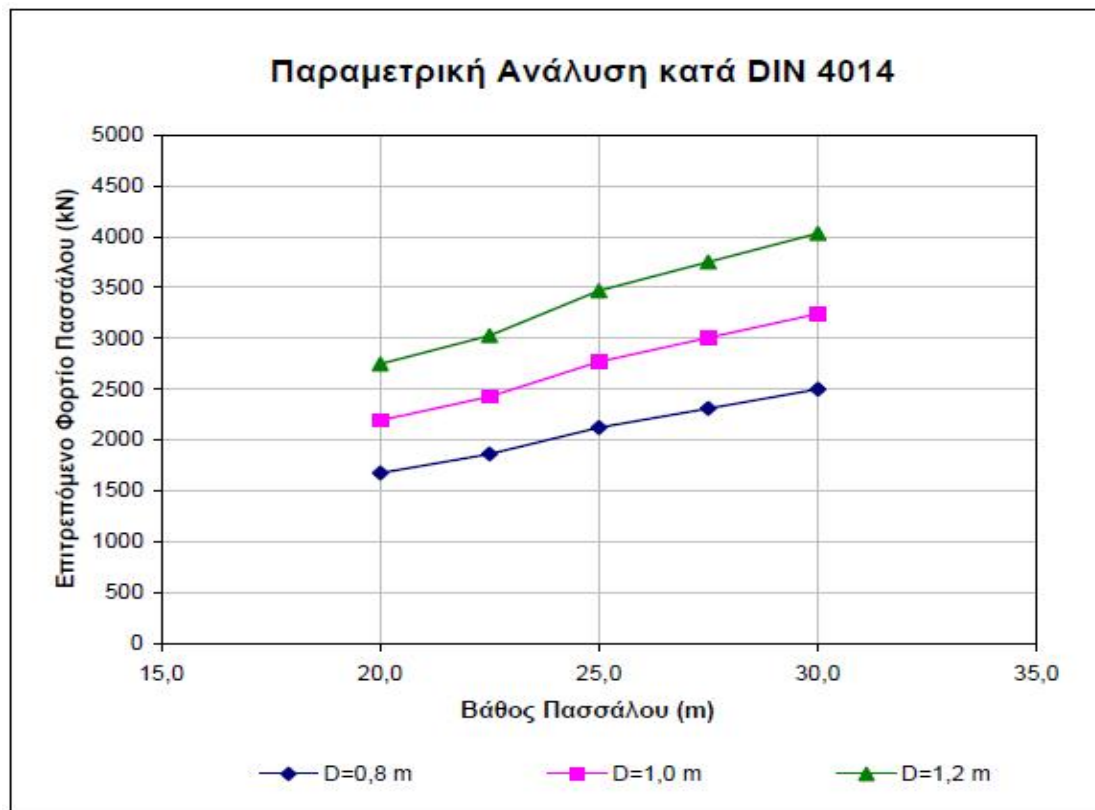
ΒΑΘΟΥΣ Μ6



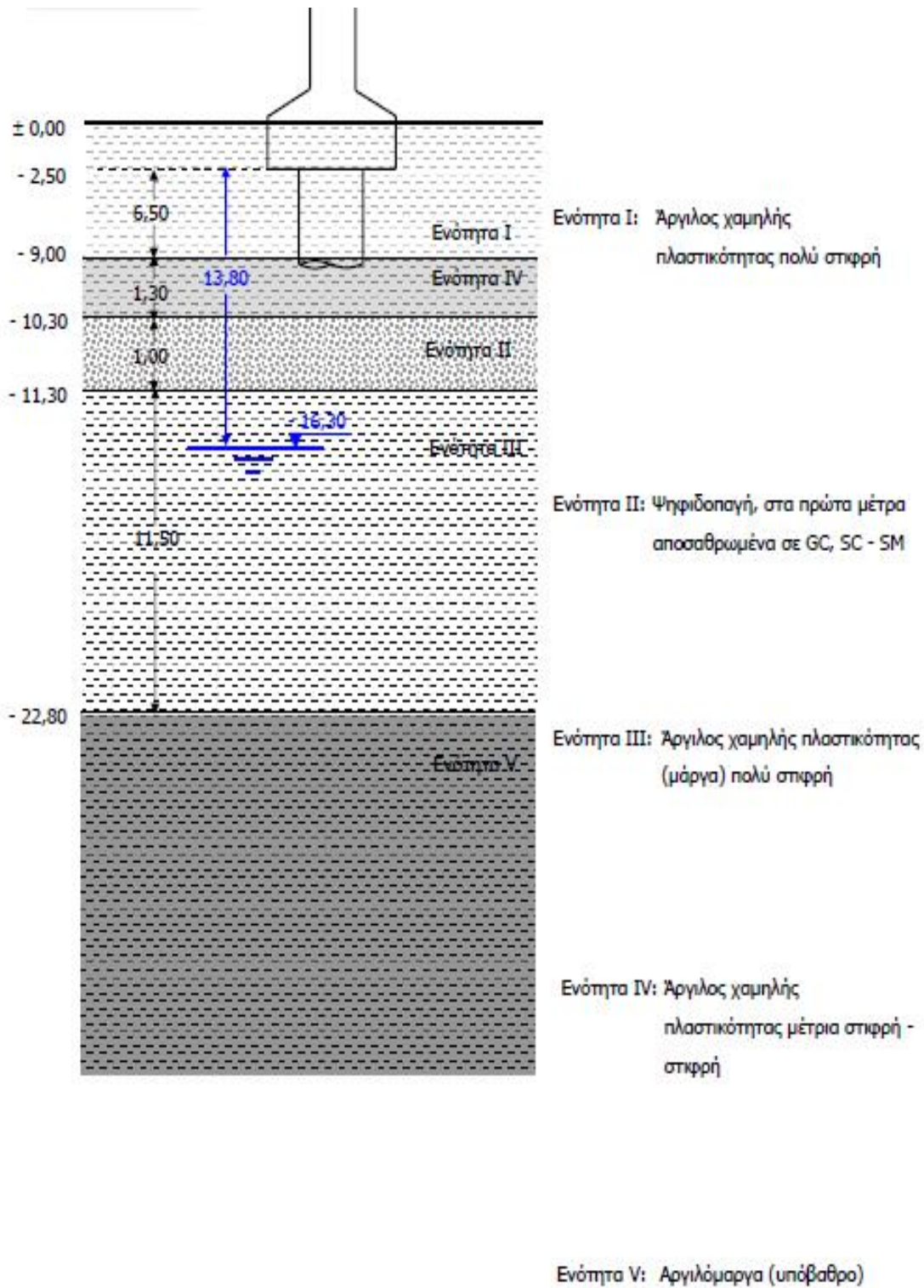
3. 6. 26 Αποτελέσματα Φέρουσας Ικανότητας και Κατακόρυφοι Δείκτες Εδάφους

ΒΑΘΡΟ Μ7

D (m)	L (m)	Κατά DIN 4014					
		Q _{rg} (kN)	Q _{sg} (kN)	Q _g (kN)	Q _{επ} (kN)	s (cm)	K (MN/m ³) λ _v
0,8	20,0	2746	613	3359	1679	1,00	33
	22,5	3116	613	3730	1865	1,08	34
	25,0	3493	754	4247	2124	1,16	36
	27,5	3870	754	4624	2312	1,24	37
	30,0	4247	754	5001	2501	1,32	37
1,0	20,0	3432	958	4390	2195	1,21	23
	22,5	3896	958	4854	2427	1,31	23
	25,0	4367	1178	5545	2772	1,40	25
	27,5	4838	1178	6016	3008	1,50	25
	30,0	5309	1178	6487	3244	1,53	27
1,2	20,0	4118	1380	5498	2749	1,43	17
	22,5	4675	1380	6054	3027	1,54	17
	25,0	5240	1696	6937	3468	1,60	19
	27,5	5806	1696	7502	3751	1,59	20
	30,0	6371	1696	8068	4034	1,58	22

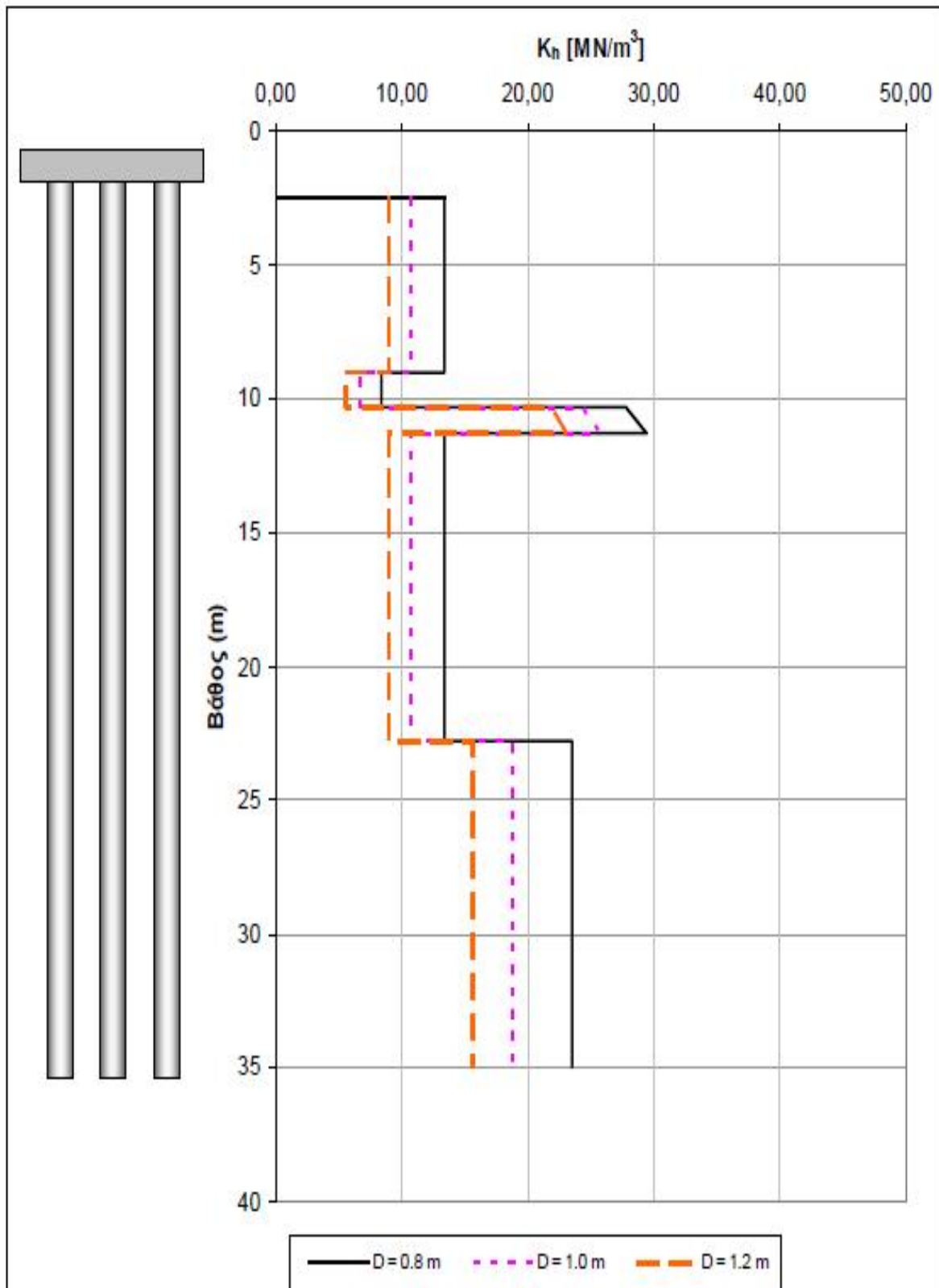


3. 6. 27 Γεωτεχνική Τομή της Θέσης του ΒΑΘΡΟΥ Μ7



3. 6. 28 Οριζόντιοι Δείκτες Εδάφους

ΒΑΘΟΥ Μ7



3. 7 ΦΑΣΕΙΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

1. Μετά την εγκατάσταση του εργοταξίου θα ακολουθήσουν οι χωματουργικές εργασίες που αφορούν στη διαμόρφωση των επιφανειών θεμελίωσης των κεφαλοδέσμων των ακροβάθρων και του μεσοβάθρου της γέφυρας καθώς και των τοίχων αντιστήριξης του τεχνικού και θα ακολουθήσει η διάτρηση και σκυροδέτηση των πασσάλων στις θέσεις και στα βάθη που προβλέπονται από τη μελέτη.

Οι υψομετρικές διαφορές στη κεφαλή των πασσάλων των προαναφερθέντων στοιχείων του έργου είναι μικρές. Μετά τη κατασκευή των τοίχων αντιστήριξης θα ακολουθήσει η κατασκευή των επιχωμάτων πρόσβασης.

Τα μηχανήματα που προβλέπεται να χρησιμοποιηθούν είναι εκσκαφείς, φορτωτές, φορτηγά και μηχανήματα διάτρησης πασσάλων. Οι ενδεχόμενοι κίνδυνοι από καταρρεύσεις πρανών, αποκολλήσεις ή καταπτώσεις αλλά και κίνηση μηχανημάτων, και ανατροπή αυτών είναι χαμηλού βαθμού, δεδομένου του σχετικά μικρού βάθους εκσκαφής εντός του φυσικού εδάφους, σε συνδυασμό με το ήπιο ανάγλυφο του εδάφους στη θέση του έργου. Πιο σημαντική από άποψη κινδύνων κατάρρευσης πρανών είναι η εκσκαφή πλησίον των νεοκατασκευασθέντων επιχωμάτων πρόσβασης, λόγω του ύψους αυτών.

Στις θέσεις αυτές ο κίνδυνος χαρακτηρίζεται μέτριου βαθμού.

2. Κατά την κατασκευή των κορμών των βάθρων και των τοίχων αντιστήριξης θα γίνει χρήση συμβατικών ξυλοτύπων, ενώ στη συνέχεια θα ακολουθήσει η τοποθέτηση των οπλισμών και η σκυροδέτηση. Τα μηχανήματα που προβλέπεται να χρησιμοποιηθούν κατά τη φάση αυτή είναι φορτωτές, αυτοκίνητα μεταφοράς σκυροδέματος, πρέσες και δονητές. Οι ενδεχόμενοι κίνδυνοι από αστοχία ικριωμάτων, κατάρρευση λόγω ανεμοπίεσης, απρόβλεπτη υπερφόρτωση, πτώσεις από ύψος είναι υψηλού βαθμού, δεδομένου του σημαντικού ύψους των βάθρων (4. 65m για το ακρόβαθρο A1 και 7. 20m για το μεσόβαθρο M1, 8. 50m για τα μεσόβαθρα M2 και M7, 9. 70m για τα μεσόβαθρα M3 και M6, και 10. 50m για τα 11 μεσόβαθρα M4 και M5). Θα λαμβάνονται όλα τα μέτρα προστασίας και σταθεροποίησης των ικριωμάτων, ενώ η σκυροδέτηση θα πρέπει να γίνει με ενδιάμεσους αρμούς διακοπής εργασίας.

3. Κατά τη φάση κατασκευής της πλάκας ανωδομής της γέφυρας επίσης θα γίνει χρήση συμβατικών ξυλοτύπων. Στη συνέχεια θα ακολουθήσουν η τοποθέτηση των χαλαρών οπλισμών και των καλωδίων προέντασης, σύμφωνα με τα σχέδια της μελέτης και η σκυροδέτηση σε μία φάση ανά τμήμα γέφυρας. Τα μηχανήματα που προβλέπεται να χρησιμοποιηθούν κατά τη φάση αυτή είναι και πάλι φορτωτές, αυτοκίνητα μεταφοράς σκυροδέματος, πρέσες, δονητές και γρύλοι προέντασης. Οι ενδεχόμενοι κίνδυνοι από αστοχία ικριωμάτων, κατάρρευση λόγω ανεμοπίεσης,

απρόβλεπτη υπερφόρτωση, πτώσεις εργαζομένων ή αντικειμένων από ύψος είναι υψηλού βαθμού, δεδομένου του σημαντικού ύψους των βάθρων.

4. Κατά τη φάση κατασκευής των τελειωμάτων της γέφυρας (επιχώσεις πίσω από τα βάθρα, πλάκες πρόσβασης, στεγανωτικές μεμβράνες, στηθαία ασφαλείας, ασφαλτικές επιστρώσεις κλπ.) τα μηχανήματα που προβλέπεται να χρησιμοποιηθούν είναι και πάλι φορτωτές, αυτοκίνητα μεταφοράς σκυροδέματος και άλλων υλικών, με πρόσβαση από τα επιχώματα των ακροβάθρων, φλόγιστρα, μηχανήματα διάστρωσης ασφαλτικών κλπ. Οι ενδεχόμενοι κίνδυνοι πτώσεις εργαζομένων ή αντικειμένων από ύψος είναι υψηλού βαθμού, δεδομένου του ύψους της γέφυρας και θα πρέπει οι εργασίες να γίνονται με ιδιαίτερη προσοχή σχετικά με το κίνδυνο αυτό, ιδιαίτερα πριν τη τοποθέτηση των στηθαίων ασφαλείας και των μεταλλικών κιγκλιδωμάτων προστασίας πεζών.

3. 7. 1 Εικόνες από τις φάσεις του έργου.



εικόνα 25 φωτογραφία από το Γεωτρύπανο



εικόνα 26 οπλισμός πασσάλων



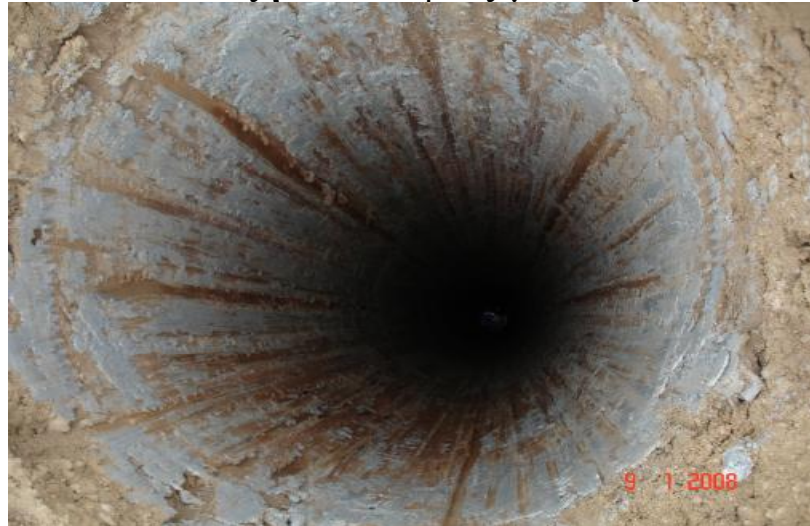
εικόνα 27 οπλισμός πασσάλων



εικόνα 28 οπλισμός πασσάλων



εικόνα 29 διάνιξη του εδάφους για τους πασσάλους



εικόνα30 άνοιγμα για πάσσαλο



εικόνα 30 και 31 τοποθέτηση οπλισμού του πασσάλου και γέμισμα αυτού



εικόνα 32 και 33 πασσαλομάδες



εικόνα 34 καθαρισμός πασσαλομάδας



εικόνα 35 τοποθέτηση τσιμεντοκονιάματος στη πασσαλομάδα



εικόνα 36 τοποθέτηση οπλισμού για δημιουργία του βάρου



εικόνα 37 τοποθέτηση οπλισμού για τη δημιουργία βάρου



εικόνα 38 οπλισμός βάρου



εικόνα 39 συνέχιση οπλισμού



εικόνα 40 καλούπωμα βάρου



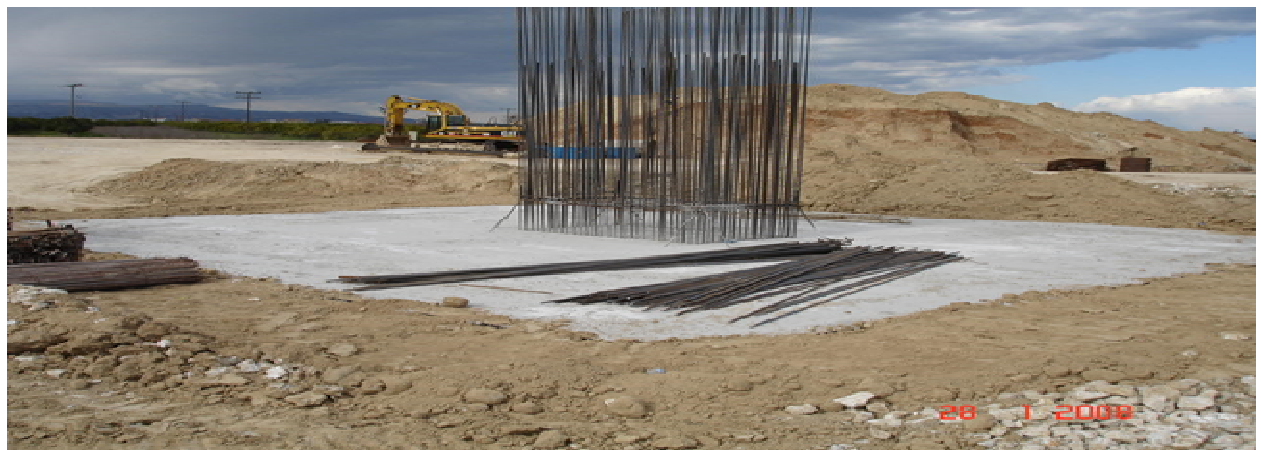
εικόνα 41 σκυροδέτηση βάρου



εικόνα 42 και 43 προστασία σκυροδέτησης και ξεκαλούπωμα βάρου



εικόνα 44 μόνωση βάρου



εικόνα 45 ισοπέδωση εδάφους γύρω από το βάρου



εικόνα 46 συνέχιση οπλισμού υποστυλώματος βάθρου



εικόνα 47 συνέχιση οπλισμού υποστυλώματος βάθρου



εικόνα 48 καλούπωμα υποστυλώματος



εικόνα 49 διάνοιξη για πασσάλους ακροβάθρου



εικόνα 50 ελαφριά σκυροδέτηση πασσαλομάδας ακροβάθρου



εικόνα 51 καθαρισμός ακροβάθρου



εικόνα 52 γέμισμα με χαλίκι πασσαλομάδας ακροβάθρου



εικόνα 53 οπλισμός ακροβάθρου



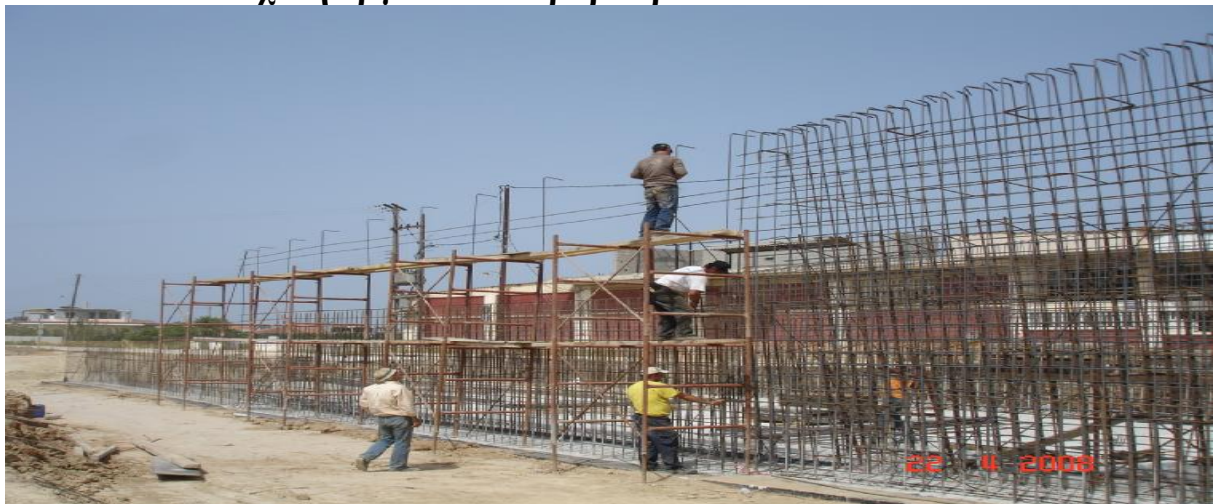
εικόνα 54 καλούπωμα ακροβάθρου



εικόνα 55 σκυροδέτηση ακροβάθρου



εικόνα 56 συνέχιση εργασιών ακροβάθρου



εικόνα 57 συνέχιση οπλισμού τοιχίου ακροβάθρου



εικόνα 58 καλούπωμα τοιγίων ακροβάθρου



εικόνα 59 σκυροδέτηση τοιγίου ακροβάθρου



εικόνα 60 σκυροδέτηση τοιγίου ακροβάθρου



εικόνα 61 γέμισμα με κροκάλες ακροβάθρου



εικόνα 62 γέμισμα με κροκάλες και εδάφικο υλικό ακροβάθρου



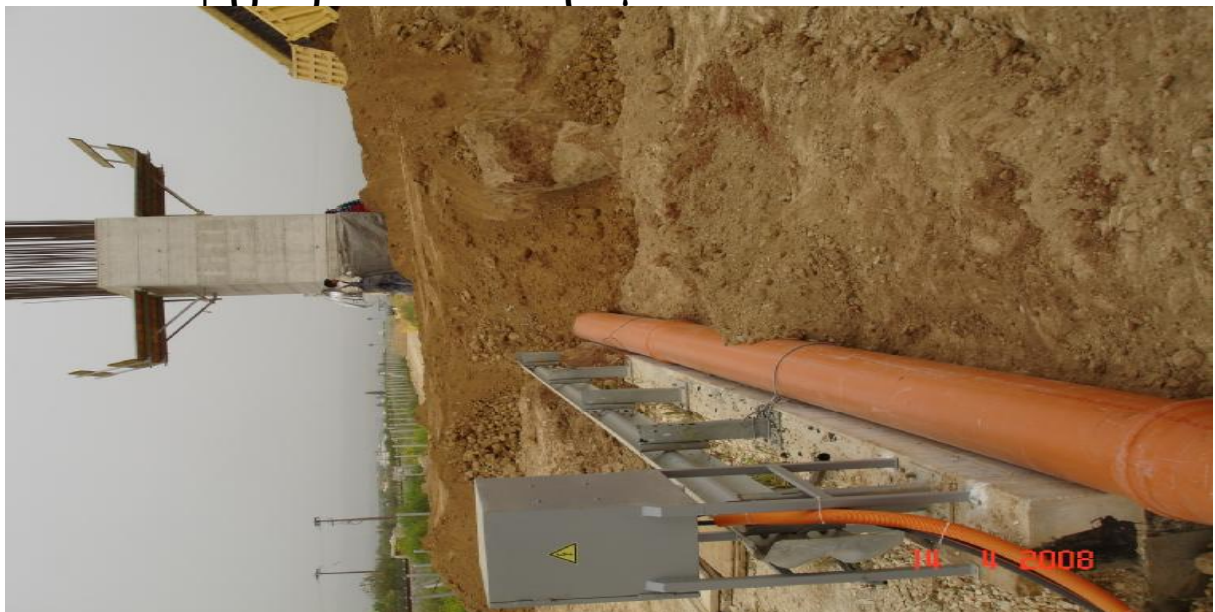
εικόνα 63 όψη βάθρων



εικόνα 64 όψη υποστηλωμάτων



εικόνα 65 όψη βάθρων και υποστηλωμάτων



εικόνα 66 συνέχιση κατασκευής βάθρων M3 και M6



εικόνα 67 συνέχιση κατασκευής βάθρων M3 και M6



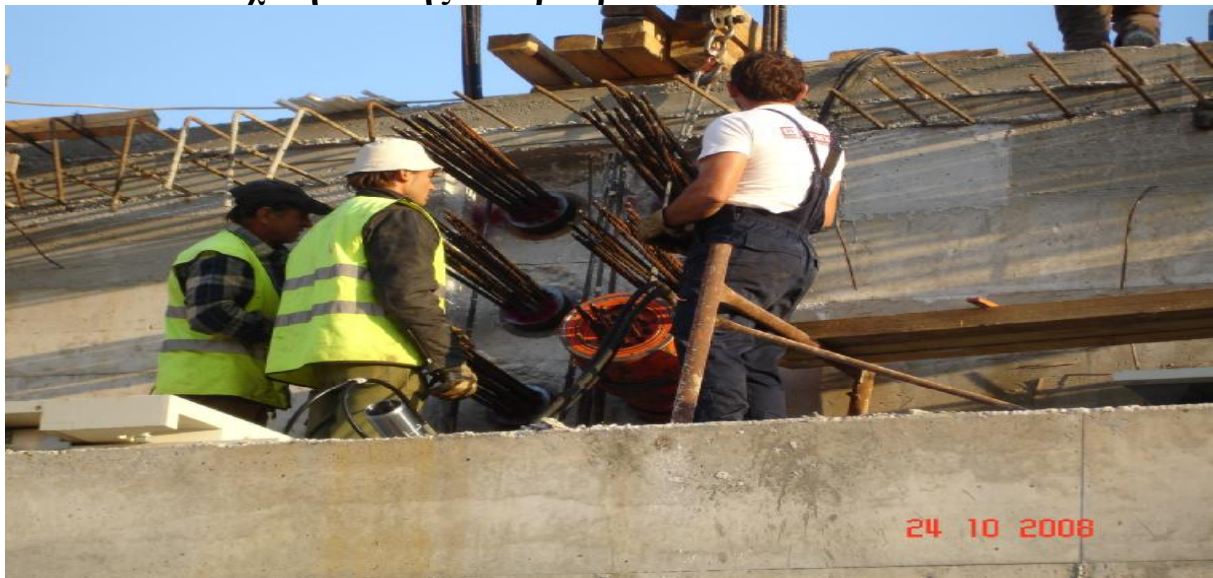
εικόνα 68 συνέχιση κατασκευή βάθρων M3 και M6



εικόνα 69 ένωση ακρόβαθρου με βάθρο M1



εικόνα 70 συνέχιση ένωσης των βάθρων



εικόνα 71 ένωση βάθρων με προεντάσεις



εικόνα 72 καλούπωμα καταστρώματος γέφυρας



εικόνα 73 τοποθέτηση οπλισμού καταστρώματος



εικόνα 74 συγκράτηση καλουπιών καταστρώματος



εικόνα 75 συνέχιση καλουπώματος καταστρώματος



εικόνα 76 συνέχιση τοποθέτησης οπλισμού καταστρώματος



εικόνα 77 συνέχιση τοποθέτησης οπλισμού καταστρώματος



εικόνα 78 διαδικασία σκυροδέτησης καταστρώματος



εικόνα 79 όψη καταστρώματος μετά τη σκυροδέτηση



εικόνα 79 και 80 συνέχιση ένωσης καταστρώματος από βάθρο σε βάθρο



εικόνα 81 όψη γέφυρας μετά τη φάση της σκυροδέτησης



εικόνα 82 διάνοιξη για τοποθέτηση αγωγών αποστράγγισης



εικόνα 83 τοποθέτηση γεωφάσματος και αγωγών



εικόνα 84 ρήξη κροκάλων στους αγωγούς



εικόνα 85 χωματουργικές εργασίες για κατασκευή δεξαμενής εμπλουτισμού του υδροφόρου ορίζοντα



εικόνα 86 συνέχιση εργασιών για κατασκευή δεξαμενής εμπλουτισμού του υδροφόρου ορίζοντα



εικόνα 87 συνέχιση εργασιών για κατασκευή δεξαμενής εμπλουτισμού του υδροφόρου ορίζοντα

3. 8 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΚΙΝΔΥΝΩΝ / ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΙΝΔΥΝΟΥ

Οι ενδεχόμενοι κίνδυνοι αναφέρθηκαν ανωτέρω κατανεμημένοι ανά φάση εργασίας. Συνοψίζοντας, οι εκτιμώμενοι κίνδυνοι σε όλες τις φάσεις κατασκευής των διαφόρων τμημάτων του έργου που προβλέπονται από τη παρούσα μελέτη (ήτοι φρεατοπάσσαλοι θεμελίωσης, κεφαλόδεσμοι και κορμοί βάθρων, πλάκα ανωδομής, τελειώματα) έχουν ως κάτωθι :

Κίνδυνος 1 : Μόλυνση υδάτων ή εδάφους από απόβλητα ή από εργοταξιακό εξοπλισμό.

Εκτίμηση κινδύνου : *χαμηλός*

Κίνδυνος 2 : Πλημμύρα κατά τη χειμερινή περίοδο.

Εκτίμηση κινδύνου : *χαμηλός 12*

Κίνδυνος 3 : Καταπτώσεις πρανών, αποκολλήσεις, καθιζήσεις, μεταβολές υδροφόρου ορίζοντα.

Εκτίμηση κινδύνου : *χαμηλός* για εργασίες εκσκαφών σε απόσταση από τα επιχώματα πρόσβασης και *μέτριος* για εργασίες εκσκαφών πλησίον του πόδα των επιχωμάτων πρόσβασης

Κίνδυνος 4 : Κίνηση οχημάτων και μηχανημάτων και ανατροπή οχημάτων.

Εκτίμηση κινδύνου : *μέτριος*

Κίνδυνος 5 : Μόλυνση ατμόσφαιρας από σκόνη λόγω εργασιών εκσκαφής / επανεπίχωσης ή απομάκρυνσης προϊόντων εκσκαφής.

Εκτίμηση κινδύνου : *χαμηλός*

Κίνδυνος 6 : Λειτουργία ειδικών μηχανημάτων όπως διάτρησης πασσάλων, πρέσσα σκυροδέματος, γερανοί.

Εκτίμηση κινδύνου : *μέτριος*

Κίνδυνος 7 : Πτώσεις από ύψος, αστοχία ικριωμάτων λόγω απρόβλεπτης υπερφόρτωσης, (δεδομένης της λήψης όλων των προστατευτικών μέτρων).

Εκτίμηση κινδύνου : *υψηλός*

Κίνδυνος 8 : Πυρκαγιά στο χώρο αποθήκευσης καυσίμων των μηχανημάτων,

πυρκαγιά από χρήση ηλεκτροσυγκόλλησης ή χρήση φλόγας οξυγονοκόλλησης.

Εκτίμηση κινδύνου : *μέτριος*

Κίνδυνος 8 : Τραυματισμοί κατά την επιβολή τάσης στα καλώδια προέντασης

που θα τοποθετηθούν στο φορέα.

Εκτίμηση κινδύνου : *μέτριος*

3. 9 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΙΝΔΥΝΟΥ / ΜΕΤΡΑ ΠΡΟΛΗΨΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗΣ ΤΟΥ ΚΙΝΔΥΝΟΥ

Κίνδυνος 1 : Επιβάλλεται το προσωπικό να χρησιμοποιεί φόρμες εργασίας, γαλότσες και γάντια. Επιβάλλεται η συντήρηση των μηχανημάτων να γίνεται σε κατάλληλο χώρο και να συλλέγονται τα αναλώσιμα αυτών (χρησιμοποιημένα λάδια κλπ.) προς απόρριψη σε κατάλληλους χώρους εκτός εργοταξίου.

Κίνδυνος 2 : Έγκαιρη διακοπή των εργασιών σε περίπτωση έντονων βροχοπτώσεων και πλημμύρας των σκαμμάτων από όμβρια, απομάκρυνση του προσωπικού και των μηχανημάτων από αυτά και αποφυγή διεξαγωγής εργασιών σε περιόδους με έντονες αναμενόμενες βροχοπτώσεις. Παράλληλα έλεγχος και ενδεχόμενη ενίσχυση βάσεων έδρασης και θεμελίωσης των ικριωμάτων (βλ. κατωτέρω «Κίνδυνος 7»). 13

Κίνδυνος 3 : Να απαγορεύεται η χωρίς λόγο παραμονή προσωπικού κοντά σε πρηνή εκσκαφών και στη στάθμη θεμελίωσης, και να απομακρύνονται τα μηχανήματα μετά την ολοκλήρωση των σκαμμάτων. Να εξασφαλίζονται τα πρηνή των εκσκαφών και ιδιαίτερα των υψηλών προς το μέρος των επιχωμάτων πρόσβασης, με κατάλληλες κλίσεις και ενδεχόμενους αναβαθμούς σε περίπτωση που γεωτεχνικά κρίνεται αναγκαίο.

Κίνδυνος 4 : Τα μηχανήματα και το προσωπικό του εργοταξίου να συμμορφώνεται με τη σήμανση κυκλοφορίας και ασφαλείας που θα έχει εκ των προτέρων εγκατασταθεί στο χώρο του εργοταξίου σε όση έκταση προβλέπονται κινήσεις μηχανημάτων. Ιδιαίτερη προσοχή θα δοθεί στη σήμανση κυκλοφορίας επί των υψηλών επιχωμάτων πρόσβασης. Το προσωπικό δεν θα εισέρχεται στην ακτίνα δράσης των μηχανημάτων, τα οποία θα διαθέτουν και θα χρησιμοποιούν ηχητικό σήμα οπισθοπορείας. Θα εξασφαλίζεται η έδραση των μηχανημάτων κατασκευής πασσάλων με διάστρωση αμμοχάλικου ικανού πάχους σε θέσεις που κρίνονται προβληματικές.

Κίνδυνος 5 : Επιβάλλεται τακτική διαβροχή των γαιωδών επιφανειών και των γαιωδών προϊόντων εκσκαφής που μεταφέρονται προς απόθεση ή εναλλακτικά ή κάλυψη των προς μεταφορά υλικών επί αυτοκινήτων. Χρήση προστατευτικών μασκών σε χώρους με υψηλή περιεκτικότητα σε αιωρούμενα σωματίδια.

Κίνδυνος 6 : Να φωτίζονται κατάλληλα οι χώροι λειτουργίας μηχανημάτων, να απαγορεύεται η κίνηση του προσωπικού στην ακτίνα δράσης των κινούμενων τμημάτων των μηχανημάτων.

Κίνδυνος 7 : Η κατασκευή, συντήρηση και αποσυναρμολόγηση των ικριωμάτων να εκτελούνται από ειδικευμένους και έμπειρους τεχνίτες με άρτια κατάρτιση, που θα φορούν προστατευτικά κράνη και φόρμες εργασίας.

Πριν από την κατασκευή των ικριωμάτων που θα φέρουν την πλάκα ανωδομής θα προηγηθεί τοπικά προετοιμασία της επιφάνειας έδρασης και λεπτομερής έλεγχος των συνδέσμων των ικριωμάτων ώστε να είναι ικανά να φέρουν τη πλάκα ανωδομής με ασφάλεια.

Κίνδυνος 8 : Να υπάρχουν οι κατάλληλοι πυροσβεστήρες σε κάθε θέση εργασίας με κίνδυνο πυρκαγιάς.

Κίνδυνος 9 : Η εφαρμογή της τάσης να γίνεται σταδιακά και σύμφωνα με τις προδιαγραφές. Να χρησιμοποιείται γι'αυτήν την εργασία όπως και γενικά για κάθε ιδιαίτερη εργασία, εξειδικευμένο και έμπειρο προσωπικό. Να χρησιμοποιείται εξοπλισμός ο οποίος έχει υποστεί τεχνικό έλεγχο. Να μην κινούνται άσκοπα στη περιοχή εργαζόμενοι στο εργοτάξιο, που δεν έχουν άμεση σχέση με την εκτελούμενη εργασία.

ΕΝΤΥΠΟ 1

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΑΠΟ ΤΟ ΜΕΛΗΤΗΤΗ									
Πηγή Κινδύνου	Αρχική Εκτίμηση Κινδύνου			Ενέργειες Περιορισμού του Κινδύνου από το Μελετητή	Υπογραφή του Συντονιστή Ασφάλειας & Υγείας που βεβαιώνει ότι ολοκληρώθηκαν οι Ενέργειες Περιορισμού του Κινδύνου από το Μελετητή	Εκτίμηση Εναπομεινάντων Κινδύνων			Ενέργειες Περιορισμού του Κινδύνου που μπορούν να αναληφθούν από τον Ανάδοχο Κατασκευής ώστε να επιτευχθούν αποδεκτά επίπεδα κινδύνου
	X	M	Y			X	M	Y	
Μόλυνση εδάφους / Υπεδάφους	*			Κατάλληλη ένδυση εργαζομένων					
Πλημμύρα	*			Αποφυγή εργασιών σε έντονη βροχόπτωση, προστατευτικά μέτρα					Αποφυγή εργασιών σε έντονη βροχόπτωση, προστατευτικά μέτρα
Καταπτώσεις από Εκσκαφές		*		Αποφυγή διαμονής εργαζομένων					
Κυκλοφορία οχημάτων – μηχανημάτων		*		Σήμανση ασφαλείας στο εργοτάξιο					
Μόλυνση ατμόσφαιρας	*			Τακτική διαβροχή					Τακτική διαβροχή
Λειτουργία ειδικών μηχανημάτων		*		Κατάλληλη ένδυση Ειδικευμένο προσωπικό					

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΑΠΟ ΤΟ ΜΕΛΗΤΗΤΗ

Αστοχία Ικριωμάτων, Πτώσεις από ύψος		*		Εξασφάλιση έδρασης & στήριξης ικριωμάτων, πλευρικά στηθαία προστασίας, κατάλληλη ένδυση, ειδικευμένο προσωπικό. Διακοπή εργασίας κατά τη διέλευση συρμών.					Εξασφάλιση έδρασης & στήριξης ικριωμάτων, πλευρικά στηθαία προστασίας, κατάλληλη ένδυση, ειδικευμένο προσωπικό. Διακοπή εργασίας κατά τη διέλευση συρμών.
Πυρκαϊά		*		Προληπτικά μέτρα πυρόσβεσης					
Εφαρμογή τάσης σε καλώδια προέντασης στο φορέα ανωδομής		*		Σταδιακή εφαρμογή τάσης σύμφωνα με τις προδιαγραφές. Χρήση εξοπλισμού ο οποίος βρίσκεται υπό τεχνικό έλεγχο. Επιλογή εξειδικευμένου και έμπειρου προσωπικού.					

ΠΡΟΫΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ

A/A	ΕΡΓΑΣΙΕΣ	ΑΡΘΡΟ ΑΝΑΘΕΩΡ.	ΜΟΝ.	ΠΟΣΟΤΗΤΑ	ΤΙΜΗ ΜΟΝΑΔ.	ΔΑΠΑΝΗ
1	Γενικές εκσκαφές	ΟΔΟ-2111	m ³	4.770	2,77	13.212,90
2	Εκσκαφές θεμελίων	ΟΔΟ-2151	m ³	2.960	10,06	29.777,60
3	Μεταβατικό επήχωμα από κοκκώδες υλικό	ΥΔΡ-8068	m ³	18.920	11,45	216.634,00
4	Μόνωση με διπλή ασφαλτική επάλειψη	ΟΔΟ-2411	m ²	8.270	3,55	29.358,50
5	Στεγάνωση πλάκας ανωδομής με ειδικές μεμβράνες	ΟΔΟ-2412	m ²	2.000	31,17	62.340,00
6	Λοπλο σκυροδέμα Β5 κοποστρώσεων	ΟΔΟ-2521	m ³	335	52,71	17.657,85
7	Ελαφρά οπλισμένο σκυροδέμα Β25 προστασίας στεγάνωσης	ΟΔΟ-2551	m ³	220	129,01	28.382,20
8	Οπλισμένο σκυροδέμα Β25 ακροβαθρών, κεφαλοδεσμών, τοίχων αντιστηρίξης, πτερυγοτοιχών, πλακών πρόσβασης	ΟΔΟ-2551	m ³	4.470	129,01	576.674,70
9	Οπλισμένο σκυροδέμα Β25 πεζοδρομίων	ΟΔΟ-2551	m ³	320	171,90	55.008,00
10	Προενταταμένο σκυροδέμα Β35 φορέα ανωδομής	ΟΔΟ-2598	m ³	2.710	275,11	745.548,10
11	Πλήρης κατασκευή πασσάλων από σκυροδέμα Β25 Φ 1,20 μ.	ΟΔΟ-2731	m ³	3.750	353,70	1.326.375,00
12	Σιδηρός οπλισμός Bst500s (S500s)	ΟΔΟ-2812	kg	1.580.000	1,21	1.911.800,00
13	Σκληρός χάλυβας προέντασης 150/170	ΟΔΟ-2820	kg	77.500	6,38	494.450,00
14	Επιφανειακό τελείωμα τύπου "Γ"	ΥΔΡ-8304	m ²	5.930	4,89	28.997,70
15	Αντιρρυπαντική επάλειψη	ΟΙΚ-7725	m ²	5.930	10,43	61.849,90
16	Στηθαίο ασφαλείας Σ.Τ.Ε.-10	ΟΔΟ-2548	m	510	261,21	133.217,10
17	Μεταλλικό κυκλίδωμα προστασίας πεζών	ΟΔΟ-2852	kg	15.750	3,76	59.220,00
18	Αποχτευστικά σημεία γεφυρών	ΥΔΡ-8752	kg	1.750	11,45	20.037,50
19	Σωλήνες PVC Φ200 αποχέτευσης γεφυρών	ΥΔΡ-8820.4	m	410	25,52	10.463,20
20	Ελαστομεταλλικά εφεδρανα ολισθήσης 400x400x113 χιλ. τύπου ALGAFLON ή ανάλογο	ΟΔΟ-2912	lit	220	280,45	61.699,00
21	Καθοδηγούμενος διαμητικός σύνδεσμος γεφυρών τύπου MSK 6300/ε120	ΟΔΟ-2912 (εμ παιρηθ)	τεμ.	2	19.200,00	38.400,00
22	Καθοδηγούμενος διαμητικός σύνδεσμος γεφυρών τύπου MSK 4500/ε120	ΟΔΟ-2912 (εμ παιρηθ)	τεμ.	4	13.700,00	54.800,00
23	Στεγανός αρμός ικανότητας 60 χιλ.	ΟΔΟ-2851	m	125	627,81	78.476,25
24	Γεωφάσμα στραγγιστηρίων	ΟΙΚ-7914	m ²	440	6,06	2.666,40
25	Πληρωση τάφρων αποστράγγισης	ΟΔΟ-2815	m ³	45	23,08	1.038,60
26	Διάτρητοι σωλήνες αποστράγγισης Φ200 χιλ.	ΟΔΟ-2891	m	200	17,73	3.546,00
27	Δομικό πλέγμα St IV γαλβανισμένο	ΥΔΡ 8313	kg	6.000	1,53	9.180,00
28	Μόρφωση αρμών με πλάκες Flexell	ΥΔΡ-8370	m ²	185	11,90	2.201,50
29	Σφράγιση οριζοντιων αρμών με PLIASTIC 77 ή ανάλογο	ΥΔΡ-8370	m	600	8,61	5.166,00
30	Σφράγιση κατακορύφων αρμών με PLASTI JOINT ή ανάλογο	ΥΔΡ-8370	m	460	8,64	3.974,40
31	Στεγάνωση αρμών με ται νία P.V.C.	ΥΔΡ-8373	m	160	17,95	2.872,00
32	Ασφαλτική συγκολλητική επάλειψη	ΟΔΟ-4120	m ²	2.470	0,25	617,50
33	Ασφαλτική ισοπεδωτική στρώση πάχους 5 εκ.	ΟΔΟ-4421.Β	m ²	2.470	2,33	5.755,10
34	Ασφαλτική αντιολισθηρή στρώση κυκλοφορίας πάχους 4 εκ.	ΟΔΟ-4521.Β	m ²	2.470	2,48	6.125,60
ΣΥΝΟΛΟ :						6.097.522,60

A/T	ΕΡΓΑΣΙΕΣ	ΑΡΘΡΟ ΑΝΑΘΕΩΡ.	ΜΟΝ.	ΠΟΣΟΤΗΤΑ	ΤΙΜΗ ΜΟΝΑΔ.	ΔΑΠΑΝΗ
A-2	Γενικές εκκαφές	ΟΔΟ-1123Α	m ³	4.770	0,37	1.764,90
B-1	Εκκαφές θεμελίων	ΟΔΟ-2151	m ³	2.960	3,08	9.116,80
B-4.2	Μεταβατικό επίχωμα από κοκκώδες υλικό	ΥΔΡ-6068	m ³	18.920	4,95	93.654,00
B-36	Μόνωση με διπλή ασφαλτική επάλειψη	ΟΔΟ-2411	m ²	8.270	1,32	10.916,40
B-38	Στεγάνωση πλάκας ανωδομής με ειδικές μεμβράνες	ΟΔΟ-2412	m ²	2.000	10,80	21.600,00
B-29.1.1	Λοιπλο σκυροδεμα Β5 κοποστρώσεων	ΟΔΟ-2511	m ³	335	46,70	15.644,50
B-29.4.1	Ελαφρα οπλισμένο σκυροδεμα Β25 προστασίας στεγάνωσης	ΟΔΟ-2522	m ³	220	67,90	14.938,00
B-29.4.5	Οπλισμένο σκυροδεμα Β25 ακροβάθρων, κεφαλοδέσμων, τοίχων αντιστήριξης, περυγοτοίχων, πλακών πρόσβασης	ΟΔΟ-2551	m ³	4.470	93,50	417.945,00
B-29.4.5	Οπλισμένο σκυροδεμα Β25 πεζοδρομικών	ΟΔΟ-2551	m ³	320	93,50	29.920,00
B-29.5.8.2	Προενταταμένο σκυροδεμα Β35 φορέα ανωδομής	ΟΔΟ-2566	m ³	2.710	161,00	436.310,00
B-26.4	Πλήρης κατασκευή πασσαλίων από σκυροδεμα Β25 Φ 1,20 μ.	ΟΔΟ-2731	m	3.300	135,00	445.500,00
B-30.2	Σιδηρος οπλισμός Β61500s (S500s)	ΟΔΟ-2812	kg	1.580.000	0,73	1.153.400,00
B-31.2	Σκληρός χάλυβας προέντασης 170/190	ΟΔΟ-2820	kg	69.330	2,85	197.589,65
B-32	Επιφανειακό τελείωμα τύπου "Γ"	ΥΔΡ-6304	m ²	5.930	5,83	34.571,90
B-35	Αντηρυπαντική επάλειψη	ΟΙΚ-7725	m ²	5.930	3,74	22.178,20
	Σηβαίο ασφαλείας Σ.Τ.Ε. -10	ΟΔΟ-2548	m	510	261,21	133.217,10
E-4.2	Μεταλλικό κγκλίδωμα προστασίας πεζών	ΟΔΟ-2852	kg	15.750	1,78	28.035,00
B-47	Αποχτετευτικά σημεία γεφυρών	ΥΔΡ-6752	kg	1.750	5,83	10.202,50
B-56.8	Σωλήνες PVC Φ200 χιλ. αποχτετευσης γεφυρών	ΥΔΡ-6620.4	m	410	13,70	5.617,00
B-46.2	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα ολισθήσης 400x400x113 χιλ. τύπου ALGAFLOX η ανάλογο	ΟΔΟ-2912	lt	220	36,75	8.085,00
	Καθοδηγούμενος διατηρητικός σύνδεσμος γεφυρών τύπου MSK 6300/±120	ΟΔΟ-2912 (συγκριση Β)	τεμ.	2	19.200,00	38.400,00
	Καθοδηγούμενος διατηρητικός σύνδεσμος γεφυρών τύπου MSK 4500/±120	ΟΔΟ-2912 (συγκριση Β)	τεμ.	4	13.700,00	54.800,00
B-45	Στεγανός αρμός Ικανότητας 60 χιλ.	ΟΔΟ-2851	m	125	671,00	83.875,00
B-64.1	Γεωφάσμα στραγγιστηρίων	ΟΙΚ-7914	m ²	440	1,32	580,80
B-62	Πλήρωση τάφρων αποστράγγισης	ΟΔΟ-2815	m ³	45	9,68	435,60
B-61.1	Διάτρητοι σωλήνες στραγγ. Φ200	ΟΔΟ-2861	m	200	9,35	1.870,00
B-30.3	Δομικό πλέγμα St IV γαλβανισμένο	ΥΔΡ 7018	kg	6.000	0,73	4.380,00
B-43.3	Μόρφωση αρμών με πλάκες Flexell	ΥΔΡ-6370	m ²	185	10,20	1.887,00
B-43.1	Σφράγιση οριζόντιων αρμών με PLIASTIC 77 η ανάλογο	ΥΔΡ-6370	m	600	2,75	1.650,00
B-43.2	Σφράγιση κατακορύφων αρμών με PLASTI JOINT η ανάλογο	ΥΔΡ-6370	m	460	2,86	1.315,60
B-44	Στεγάνωση αρμών με ται νια P.V.C.	ΥΔΡ-6373	m	160	9,13	1.460,80
Δ-7	Ασφαλτική συγκολλητική επάλειψη	ΟΔΟ-4120	m ²	2.470	0,26	642,20
Δ-8.1	Ασφαλτική ισοπεδωτική στρώση πάχους 5 εκ.	ΟΔΟ-4421.Β	m ²	2.470	2,97	7.335,90
Δ-9.1	Ασφαλτική αντιολισθηρή στρώση κυκλοφορίας πάχους 4 εκ.	ΟΔΟ-4521.Β	m ²	2.470	3,67	9.064,90
ΣΥΝΟΛΟ :						3.297.903,75

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4. 1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΝΑΔΟΜΗΣ

4. 1. 1 Υπολογισμός Συμβατικών Ικριωμάτων

Γεωμετρία

Εκλέγεται το σύστημα PERI και συγκεκριμένα τα εξής στοιχεία με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά

1. Πύργος ST100 με αμετάθετη κορυφή και μέγιστο κατακόρυφο φορτίο 49 kN και μέγιστο ύψος πύργου περί τα 10, 50m. Ποιότητα χάλυβα ST037.
2. Κύριες δοκούς GT 24 με $I_y=8000\text{cm}^4$ και επιτρεπόμενη ροπή 4. 0kNm.
3. Διαδοκίδες VT 20 K με $I_y=4900\text{cm}^4$ και επιτρεπόμενη ροπή 5. 0kNm.
4. Πέτσωμα 3-ply πάχους 21mm και διαστάσεων 2, 50m*1, 25m.

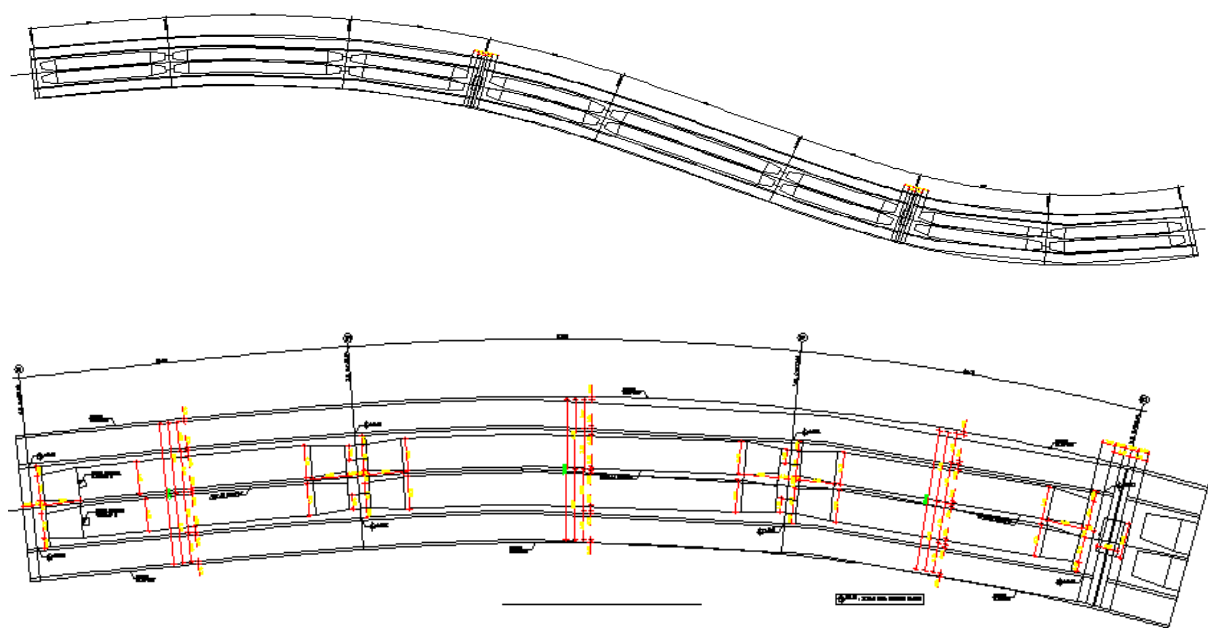
Αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των πιο πάνω στοιχείων δίδονται στο τέλος του κεφαλαίου.

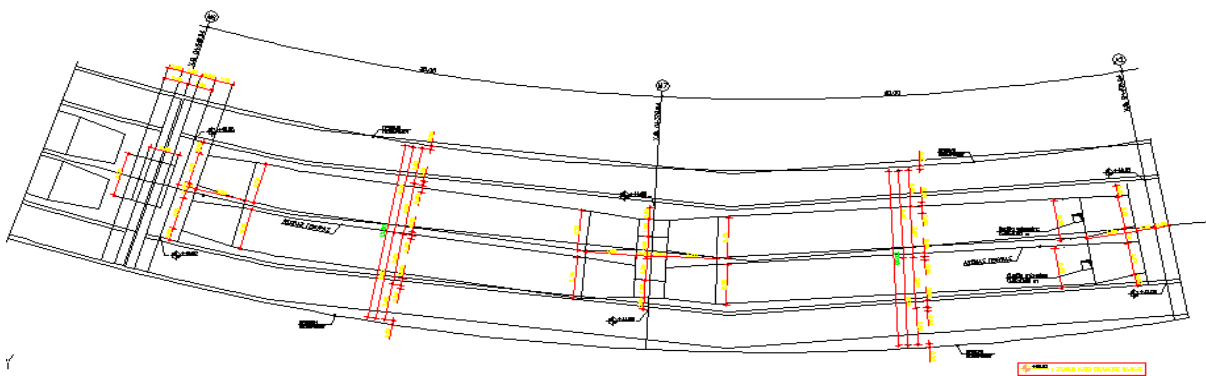
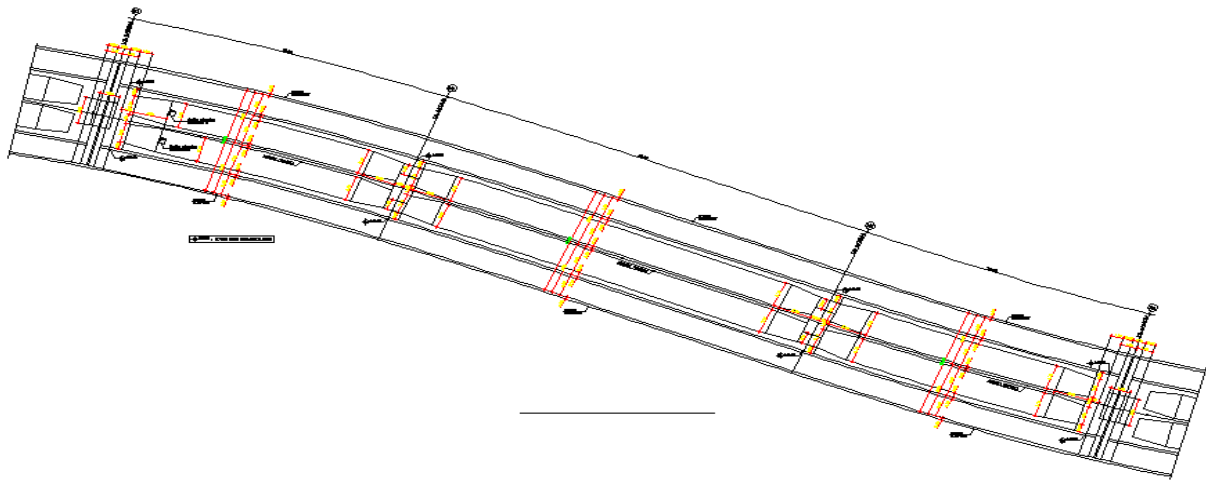
ΦΟΡΤΙΑ

Σύμφωνα με το DIN 4421 τα φορτία υπολογισμού είναι τα ακόλουθα

1. Βάρος σκυροδέματος $26\text{kN/m}^3 \cdot 1, 20 = 31, 20\text{kN/m}^2$
 2. Κινητά (1, 5 < p < 5, 0) : $0, 20 \cdot 31, 20 = 6, 24\text{kN/m}^2 > 5, 00 \Rightarrow 5, 00\text{kN/m}^2$
 3. Ίδιο το βάρος = 0, 50kN/m²
- Σύνολο 36, 7 \Rightarrow 37kN/m²

4. 1. 1. 1 Έλεγχος σανιδώματος

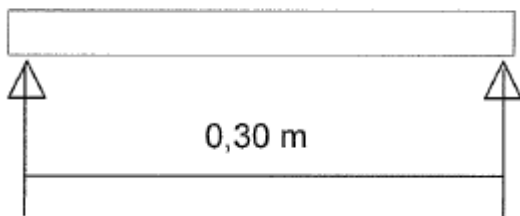




Εικόνα 88. 89, 90, 91 Διαδόκιση πλάκα αναδομής όλα

4. 1. 1. 2 Έλεγχος τάσεων

Οι διαδοκίδες τοποθετούνται ανα 30cm.



$$P1=37 \cdot 1.00=37.00 \text{ kN/m}$$

$$W=1.00 \cdot 0.021^2 / 6 = 7.35 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$M=37.0 \cdot 0.3^2 / 8 = 0.416 \text{ kN/m}$$

$$\sigma = 0.416 / 7.35 \cdot 10^{-5} = 5.66 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 < 2/3 \sigma_c, \epsilon_p = 6.67 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$$

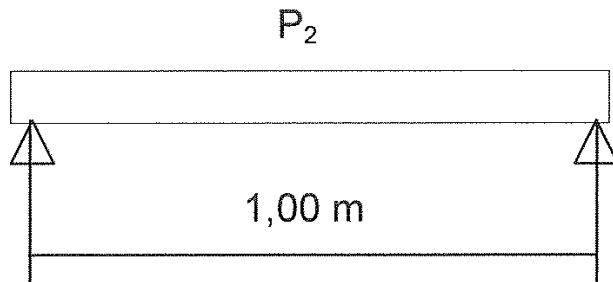
Έλεγχος Βέλους

$$f_{\max} = \max M \cdot I^2 / 9 \cdot 6EI = 0.416 \cdot 0.3^2 / 9 \cdot 6 \cdot 7500 \cdot 10^3 \cdot 77175 \cdot 10^{-7} = 6.74 \cdot 10^{-8} \text{ m} < L/500 = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

4. 1. 1. 3 Έλεγχος διαδοκίδων

Τοποθετούνται διαδοκίδες τύπου VT20K ανά 30 και μέγιστο άνοιγμα 1,00

4. 1. 1. 4 Έλεγχος Τάσεων



$$\mu \epsilon P_2 = 37,00 \cdot 0,30 = 11,10 \text{ kN/m}$$

$$M = 11,1 \cdot 1,0^2 / 8 = 1,39 \text{ kNm} < M_{\epsilon\pi} = 5,00 \text{ kNm}$$

$$\Sigma = 1,39 / 4290 \cdot 10^{-8} \cdot 0,1 = 3,24 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 < 2/3 \sigma_{\epsilon\pi} = 6,67 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = q \cdot l / 2 = 11,1 \cdot 1 / 2 = 5,55 \text{ kN} < Q_{\epsilon\pi} = 11 \text{ kN}$$

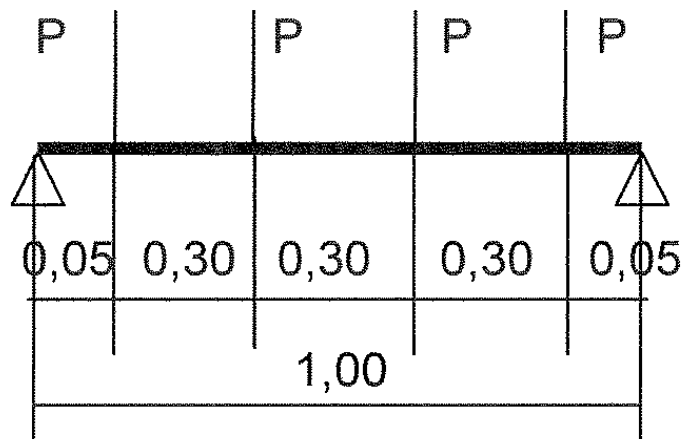
Έλεγχος Βέλους

$$F = M \cdot L^2 / 9 \cdot 6 \cdot E \cdot I = 1,39 \cdot 1^2 / 9 \cdot 6 \cdot 7500 \cdot 10^3 \cdot 4290 \cdot 10^{-8} = 4,50 \cdot 10^{-4} \text{ m} < L / 500 = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Έλεγχος κύριων δοκών

Τοποθετούνται δύο δοκοί GT24 στις κεφαλές των στύλων με μέγιστο άνοιγμα 1,00 m

Έλεγχος τάσεων



$$P = 11.1 \cdot 1 = 11.1 \text{ kN}$$

$$I_y = 8000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Max } M = 4.44 \text{ kNm} < M_{\text{επ}} = 8.00 \text{ kNm}$$

$$\sigma = 4.44 \cdot 0.120 / 16.000 \cdot 10^{-8} = 3.33 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 < 6.67 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{max}} = 22 \text{ kN} < Q_{\text{επ}} = 26 \text{ kN}$$

Έλεγχος βέλους

$$\text{Max } f = M \cdot L^2 / 9.6 \cdot E \cdot I = 0.38 \cdot 10^{-3} \text{ m} < 1/500 = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Έλεγχος πύργου

Επιφάνεια επιρροής κάθε στύλου είναι

$$E = 0.75 \cdot 0.75 = 0.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Φορτίο } 37 \text{ kN/m}^2$$

Συνεπάγεται με

$$P_{\text{στύλου}} = 0.56 \cdot 37 = 21 \text{ kN} < P_{\text{επ}} = 49 \text{ kN}$$

Σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κατασκευαστή (PERI) το σύστημα D3 (Head spindle ST100 pivoting) με αμετάθετη κορυφή με ύψος $H = 10,50 \text{ m}$ και λαμβάνοντας υπόψη φορτίο ανέμου έχει $P_{\text{επ}} = 49 \text{ kN}$ ανά στύλο. "

4. 1. 1. 5 Έλεγχος έναντι οριζόντιων φορτίων

1. Λαμβάνεται οριζόντιο φορτίο $1/100P$ (DIN 1055)

$$H_1 = (1/100) \cdot 37 \cdot 2 \cdot 12.50 / 7 = 1.35 \text{ kN}$$

H λαμβάνεται οριζόντιο σεισμικό φορτίο $0,5 \cdot 0,24 \cdot 1,25P$ (σεισμικός συντελεστής $= 0,24 \cdot 1,25 = 0,30$)

$$H_1 = 0,50 \cdot 0,30 \cdot 37 \cdot 2 \cdot 12.50 / 7 = 19,85 \text{ kN}$$

2. Ανεμοπίεση στο φορέα κατά την διάρκεια της κατασκευής.

$$(DIN 1072) \omega = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

$$H_2 = 1,25 \cdot 1,6 \cdot 2 = 4,13 \text{ kN}$$

3. Ανεμοπίεση επί των κριωμάτων $q = 1,00 \text{ kN/m}^2$ (DIN 1055)

$$H_3 = 1 \cdot 10,50 \cdot 2 = 21 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα } H = H_1 + H_2 + H_3 = 26,45 \text{ kN}$$

$$\text{Είναι } L_s = (10,5^2 + 3^2)^{1/2} = 10,92 \text{ m και}$$

$$S = H \cdot L_s / L = 26,45 \cdot 10,92 / 3 = 96,3 \text{ kN οπότε}$$

$$\sigma = 96,3 \cdot 10^3 / 4,53 \cdot 10^2 = 212,60 \text{ MPa} < 235 / 1,10 = 213,6 \text{ MPa}$$

4. 1. 1. 6 Έλεγχος ορθοστατών MULTIPROP MP 625

Σε θέσεις πλησίον των βάθρων και γενικά όπου η διατομή του φορέα είναι συμπαγής καθώς επίσης και όπου δεν επιτυγχάνονται οι μέγιστες αποστάσεις των 50 εκατοστών μεταξύ πύργων ST100, θα τοποθετούνται ορθοστάτες **MULTIPROP** του συστήματος PERI με μέγιστη επιφάνεια επιρροής $0,30 \text{ m}^2$

Επιφάνεια επιρροής στύλου είναι

$E_{max} = 0,30 \text{ m}^2$ με φορτίο 37 kN/m^2 οπότε

$R_{στύλου} = 0,3 \cdot 37 = 11,1 \text{ kN} < R_{επ}$ σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κατασκευάστη.

Το μέγιστο επιτρεπόμενο φορτίο $R_{επ}$ κάθε ορθοστάτη **MULTIPROP MP 625 για ύψος $H_{max} = 10,50 \text{ m}$** καθορίζεται από τις προδιαγραφές του κατασκευαστή. Σε περίπτωση που το φορτίο σχεδιασμού είναι μεγαλύτερο από το $R_{επ}$ οι ορθοστάτες θα πρέπει να τοποθετούνται σε πυκνότερη διάταξη.

Σημειώνεται ότι λόγω του σημαντικού ύψους των ικριωμάτων, θα πρέπει να διατάσσονται τουλάχιστον σε τρεις σειρές, οριζόντιοι συνδέσμοι – σωλήνες $\Phi 48 \cdot 32$, από βάθρο σε βάθρο, πάνω στα οποία βάρη θα γίνεται η στήριξη τους μέσω γρυλλοπατόβιδας. Επίσης σε δύο τουλάχιστον σειρές πρέπει να διατάσσονται και οι διαγώνιοι σωλήνες. Συνολικά το σύστημα των σωλήνων τόσο των οριζόντιων όσο και των κατακόρυφων και διαγώνιων σωλήνων θα πρέπει να συνδέονται μεταξύ τους μέσω στρεφόμενων συνδετήρων του συστήματος PERI, κατά τρόπο ώστε η μεταξύ τους απόσταση να μην υπερβαίνει τα $2,00 \text{ m}$.

4. 2 Συμβατικά ικριώματα

Τεχνική περιγραφή ΜΠΕΤΟΦΟΡΜ PERI SPRUCE/BETO PERI Spruce 21 mm 2500*1250

Άριστης ποιότητας μπετοφέρμ Φιλανδίας, από μαλακή ξυλεία ελάτης, με 11 στρώσεις και επίστρωση προστατευτικού φιλμ φαινολικής ρητίνης 120 γραμμαρίων ανά τετραγωνικό μέτρο και από τις δύο πλευρές.

Ισχυρό αλλά και ελαφρύ ($10,9 \text{ κιλά}$ ανά τετραγωνικό μέτρο), ιδανικό για λείες επιφάνειες σκυροδέματος, σε τοιχία, κολώνες δοκούς οι πλάκες.

Προσφέρεται σε φύλλα διαστάσεων $2,50 \cdot 1,25$ μέτρα. Πάχος ξυλείας 21 χιλιοστά. Για τουλάχιστον 15-25 χρήσεις, με κατάλληλες συνθήκες συντήρησης και αποθήκευσης.

PERI BETO 21 mm 2500*1250

Άριστης ποιότητας μπετοφόρμ Φιλανδίας, από σκληρή ξυλεία σημύδας, με 11 στρώσεις και επίστρωση προστατευτικό φιλμ φαινολικής ρητίνης 120 γραμμαρίων ανά τετραγωνικό μέτρο και από τις δύο πλευρές.

Ιδανικό για λείες επιφάνειες με προδιαγραφές εμφανές μπετόν, σε τοιχία, κολώνες, δοκούς ή και πλάκες. Προσφέρεται σε φύλλα διαστάσεων $2,5 \cdot 1,25$ μέτρα. Πάχος ξυλείας 21 χιλιοστών. Βάρος $11,9 \text{ κιλά}$ ανά τετραγωνικό μέτρο. Για τουλάχιστον 20-35 χρήσεις, με κατάλληλες συνθήκες συντήρησης και αποθήκευσης.

4. 2. 1 Βασικοί τύποι μπετοφόρμ με φίλμ

§ Μπετοφόρμ με φίλμ, εξαιρετικής ποιότητας και ιδιαίτερα υψηλής αντοχής, από σκληρό ξύλο σημύδας, βάρος 14kg/m²

§ Με εξαιρετικά λεία επιφάνεια, ιδανικό για εμφανές μπετό.

§ Το μπετοφόρμ Fin-Ply είναι ενσωματωμένο στα πινέλα της PERI που χρησιμοποιούνται για τοιχία και πλάκες.

§ Τα φύλλα πάχους 21 mm αποτελούνται από 15 στρώσεις, ενώ διατίθενται επίσης φύλλα σε πάχη των 12, 15 και 18 mm.

§ Τα φύλλα έχουν αμφίπλευρη επίστρωση από φίλμ φαινολικής ρητίνης 240g/m², για δημιουργία λείας επιφάνειας και για προστασία ξύλου.

§ Εξαιρετικά ανθεκτικό σε μεγάλο αριθμό χρήσεων έως και πάνω από 100 φορές.

§ Μπετοφόρμ με φίλμ, εξαιρετικής ποιότητας και υψηλής αντοχής από σκληρή ξυλεία, βάρος 11kg/m²

§ Με εξαιρετικά λεία επιφάνεια ιδανικό για εμφανές μπετόν.

§ Έχει πάχος 21 mm και αποτελείται από 11 στρώσεις.

§ Τα φύλλα έχουν αμφίπλευρη επίστρωση από φίλμ φαινολικής 120g/m², για δημιουργία λείας επιφάνειας και για προστασία του ξύλου.

§ Πολύ ανθεκτικό σε μεγάλο αριθμό χρήσεων, τουλάχιστον 20-30 φορές.

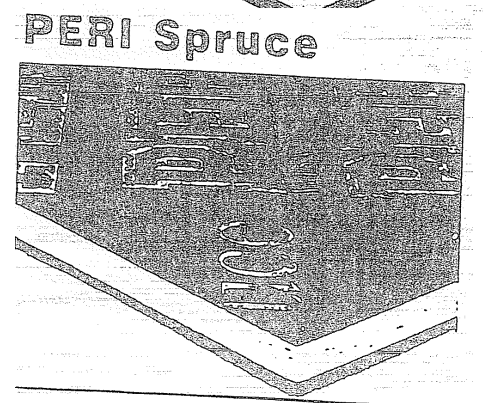
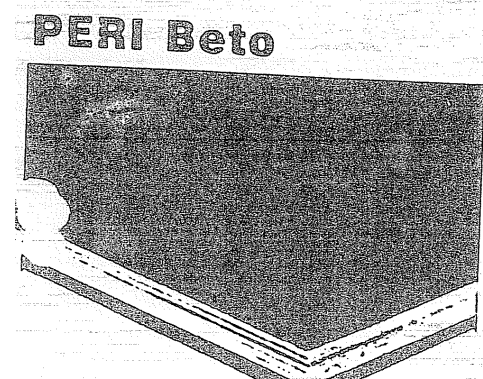
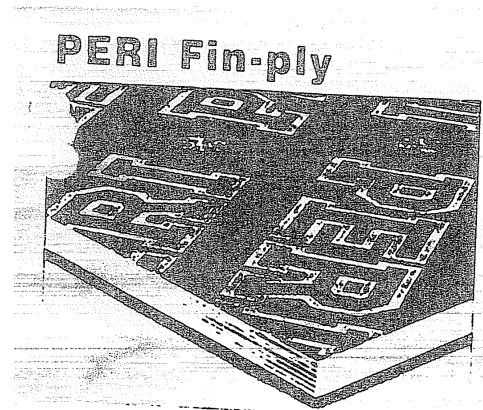
§ Μπετοφόρμ με φίλμ υψηλής ποιότητας από μαλακή ξυλεία ελάτης. Αν και ελαφρύ, βάρος 11kg/m² έχει μεγάλη αντοχή.

§ Με λεία επιφάνεια, ιδανικό για επιφάνειες με απαίτηση επιμελημένου εμφανούς μπετόν.

§ Έχει πάχος 21 mm και αποτελείται από 11 στρώσεις.

§ Τα φύλλα έχουν αμφίπλευρη επικάλυψη φαινολικής ρητίνης 120g/m², για δημιουργία λείας επιφάνειας και για προστασία ξύλου.

§ Πολύ ανθεκτικό με αριθμό χρήσεων τουλάχιστον 15-20 φορές



4. 2. 2 Δοκοί VT 20K

Οι ισχυρές ξυλοδοκοί **VT 20** έχουν επιφάνεια διατομής 80*200 mm, με συμπαγή κορμό και φλάτζες 40*80 mm, οι οποίες προσφέρουν δυνατότητα πρακτικώς απεριόριστων καρφωμάτων στη διάρκεια ζωής των δοκών.

Τα άκρα των δοκών είναι διαμορφωμένα με ειδικό χαλύβδινο προστατευτικό προφίλ, για αυξημένη διάρκεια ζωής και προστασία της ευαίσθητης αυτής περιοχής του φορέα.

Οι μέγιστες αντοχές των **VT 20** ανέρχονται σε

§ Διάτμηση $V_{επ}=11$ kN

§ Κάμψη $M_{επ}=51$ kNm

Και έχουν προκύψει από επιτόπου εργοστασιακό έλεγχο με επιτρεπόμενο βέλος κάμψεως ίσο με το 1/500 του ανοίγματος, ήτοι μόλις 7, 8mm στη περίπτωση της δοκού μήκους 3, 90m.

Και για τους δύο προαναφερόμενους τύπους δοκών, διατίθενται πλήρη πιστοποιητικά αντοχής από αναγνωρισμένα εργαστήρια της Γερμανίας.

PERI
Formwork and Scaffolding

PERI VT 20K girder

German Building Regulations
Approval no. Z - 91 - 216

The new 20 girder with steel end cap

- The rivetted steel cap strengthens the end of the girder, reduces flange splitting and prevents the end being sawn off accidentally.
- The 80 x 40 mm flanges support shutter joints securely.

This girder has been tried and tested under extreme weather conditions.

- The glue is water- and weatherproof.
- A highly compressed web board with high synthetic resin content makes the girder strong and rigid.

Successful construction with PERI

PERI VT 20K
The new 20 girder with steel cap

Table for VT 20K girder used as a slab girder

Slab thickness (mm)	Load q* (kN/m²)	Secondary girder spac. a (m)					Main girder spacing b (m)										
		0.40	0.50	0.625	0.67	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50
140	5.5	3.47	3.22	2.99	2.93	2.81	2.69	2.40	2.14	1.95	1.81	1.72	1.59	1.32	1.13	0.99	0.88
160	6.1	3.33	3.09	2.87	2.81	2.70	2.57	2.30	2.03	1.86	1.74	1.61	1.45	1.21	1.04	0.91	0.81
180	6.6	3.21	2.98	2.77	2.71	2.60	2.47	2.16	1.93	1.78	1.67	1.49	1.34	1.11	0.96	0.84	0.74
200	7.1	3.11	2.89	2.68	2.62	2.52	2.37	2.06	1.85	1.73	1.55	1.38	1.24	1.03	0.89	0.77	0.69
220	7.6	3.02	2.80	2.60	2.55	2.45	2.29	1.97	1.79	1.65	1.44	1.28	1.15	0.96	0.82	0.72	0.64
240	8.1	2.94	2.73	2.53	2.48	2.38	2.17	1.90	1.74	1.54	1.35	1.20	1.08	0.90	0.77	0.68	0.60
260	8.7	2.86	2.66	2.47	2.42	2.32	2.09	1.84	1.69	1.45	1.27	1.13	1.02	0.85	0.73	0.64	0.56
280	9.2	2.80	2.60	2.41	2.36	2.27	2.01	1.78	1.60	1.37	1.20	1.07	0.96	0.80	0.68	0.60	0.53
300	9.8	2.74	2.54	2.36	2.31	2.22	1.94	1.74	1.50	1.29	1.13	1.00	0.90	0.75	0.64	0.56	0.50
350	11.3	2.62	2.43	2.26	2.21	2.13	1.82	1.56	1.32	1.14	0.99	0.88	0.79	0.66	0.57	0.49	0.43
400	12.9	2.50	2.32	2.15	2.11	2.03	1.70	1.37	1.14	0.98	0.85	0.76	0.68	0.57	0.49	0.43	0.38
450	14.4	2.41	2.24	2.08	2.03	1.93	1.54	1.24	1.03	0.89	0.77	0.69	0.62	0.52	0.44	0.39	0.35
500	16.0	2.32	2.16	2.00	1.94	1.83	1.38	1.10	0.92	0.79	0.69	0.61	0.55	0.46	0.39	0.34	0.31

PERI VT 20K girder

Length in mm	Weight kg	Item no.
1450	8.6	074990
2450	14.5	074910
2650	15.6	074890
2900	17.1	074920
3300	19.5	074930
3600	21.2	074940
3900	23.0	074950
4500	26.5	074960
4900	28.9	074970
5900	34.8	074980

Perm. bending moment: = 5.0 kNm
Perm. shear force: = 11.0 kN
Moment of inertia (I_y) = 4250 cm⁴

* Load to DIN 6821:
Dead load $g = 0.40$ kN/m²
Concrete load $b = 28$ kN/m² * d (m)
Live load $p = 0.20 * b$
 $1.5 * p = 5.0$ kN/m²
Total load $q = g + b + p$

The deflection has been limited to 1/500.

PERI GmbH
Export Division
P.O. Box 12 64
D-89259 Weissenhorn
Tel.: (0 73 09) 9 50-2 86
Fax: (0 73 09) 9 50-2 87

εικόνα 92 και 93 προδιαγραφές δοκών PERI

4. 2. 3 ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΞΥΛΟΔΟΚΩΝ GT 24

Οι δοκοί GT 24 προσφέρουν

§ Ελαφριά κατασκευή, ιδανική για πλάκες αλλά και πολύ ισχυρή για μεγάλα φορτία υποστύλωσης.

§ Ιδανική λύση για καλούπια τοιχίων, στα οποία η δοκός είναι το βασικό εξάρτημα.

§ Οι δοκοί είναι εξαιρετικά υψηλής αντοχής έως 14 kN σε διάτμηση, και έως 7 kNm σε κάμψη.

§ Μικρού βάρους, μόλις 5, 6kg/m²

§ Προσφέρουν πολύ μεγάλη διάρκεια ζωής έως και 12 έτη

§ Έχουν μεγάλο μήκος

Οι δοκοί κατασκευάζονται από λευκή σκανδιναβική ξυλεία και έχουν διατομή διαστάσεων 80*240mm. Ο κορμός έχει τη μορφή δικτυώματος προκειμένου να συνδυάζει μεγάλη φέρουσα ικανότητα και μικρό βάρος. Οι συνδέσεις του είναι τύπου γραναζιού και προσφέρουν αντοχή στη δοκό χωρίς να επιτρέπουν την είσοδο νερού και τη δημιουργία κοιλοτήτων, ενώ προσφέρουν ταυτόχρονα στο δικτύωμα καλό αερισμό και διάρκεια ζωής.

Válgrind Ltd Item no.

GT 24 Girder
German Approval
Certificate No. Z-9.1-157

Perm. Shear Force Q_D = 14.0kN*
Perm. Shear Force Q_Z = 13.0kN**
Perm. Bending Moment M = 7.0kNm
Moment of inertia I_y = 8000cm⁴

* Q_D = Permiss. shear force on compression struts
** Q_Z = Permiss. shear force on tension struts

To simplify handling the most common GT 24 Girders are colour coded for length.

Nominal Lengths			
0.90m	5.3	075100	
1.20m	7.1	075120	
1.50m	8.9	075150	
1.80m	10.6	075180	
2.10m	12.4	075210	
2.40m	14.2	075240	
brown	2.70m	15.9	075270
grey	3.00m	17.7	075300
blue	3.30m	19.5	075330
red	3.60m	21.2	075360
yellow	3.90m	23.0	075390
	4.20m	24.8	075420
	4.50m	26.5	075450
	4.80m	28.3	075480
	5.10m	30.1	075510
	5.40m	31.9	075540
	5.70m	33.6	075570
	6.00m	35.4	075600
GT 24 Girder Special Length	5.9/m	075000	
6.00-17.50m			
Girder Joint		070700	

GT 24 Girder
Used for formwork systems.

0.60m RF	3.5	075090
1.17m VF	6.9	075110
2.70m VF	15.9	075260

End Protection Cap GT 24, galv. 0.02 070750

End support

Continuous Support

12

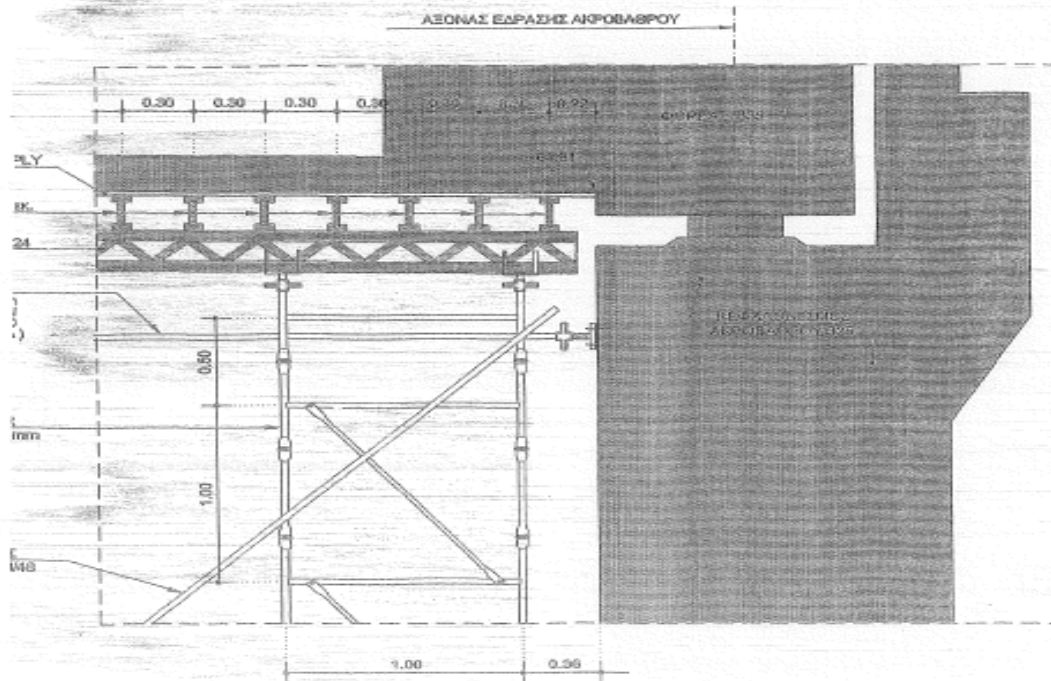
ΕΙΚΟΝΑ 94 ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ

Τεχνική περιγραφή συστήματος υποστυλώσεως ST100

Το σύστημα γαλβανισμένων κριωμάτων υποστυλώσεως βαρέως τύπου ST100 δημιουργεί πύργους σε κάτοψη 1, 00*1, 00 m.

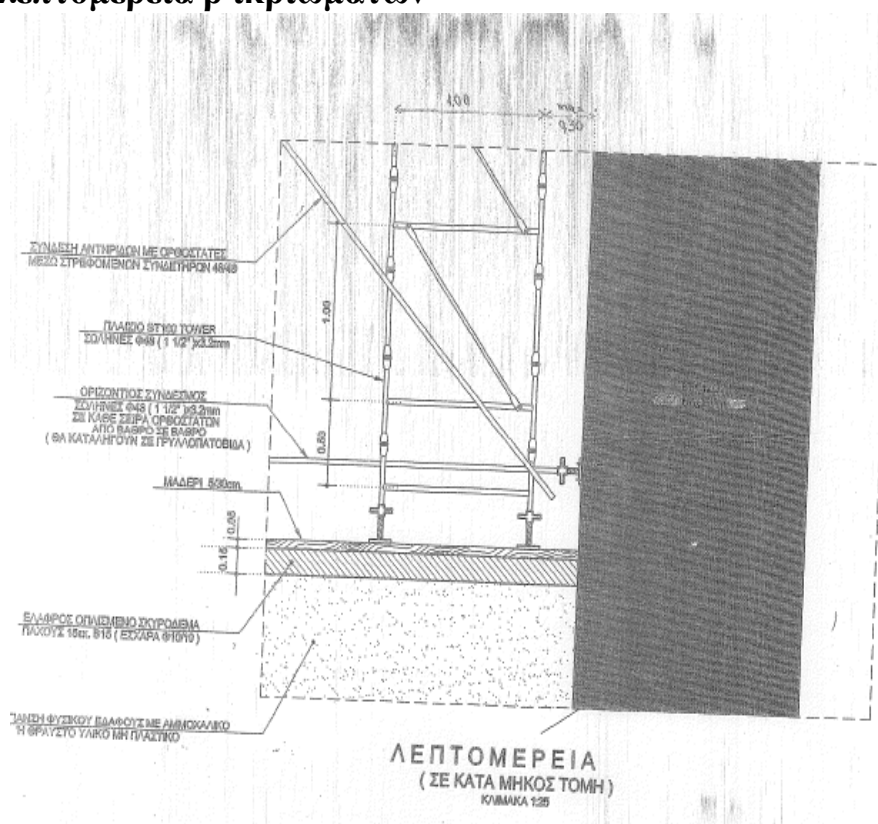
Τα βασικά τεχνικά χαρακτηριστικά και πλεονεκτήματα του συστήματος είναι

1. Υλικά με προστασία γαλβανίσματος εν θερμώ, για απεριόριστη αντοχή στο χρόνο και πρακτικά μηδαμινή ανάγκη συντήρησης.
2. Μεγάλη φέρουσα αντοχή σε κατακόρυφο φορτίο.
3. Πιστοποίηση του συστήματος με βάση εξέταση τύπου σε πραγματικές συνθήκες, από ανεξάρτητα διαπιστευμένα εργαστήρια. Ειδικά διαγράμματα φορτίου –ύψους υποστυλώσεως δίνουν τη πραγματική φέρουσα ικανότητα ανά ορθοστάτη, έως και 53, 8 kN, ανάλογα με τη διάταξη των πύργων, τις συνθήκες λυρισμού και το ύψος υποστυλώσεως. Όλες οι περιπτώσεις υποστυλώσεως εξυπηρετούνται με ελάχιστα βασικά εξαρτήματα. Αποτέλεσμα, η ευκολία αποθήκευσης των υλικών και οργάνωσης της εργασίας.
4. Πολύ απλή συναρμολόγηση, με συνέπεια ταχύτατους χρόνους, ακόμα και σε πυκνές υποστυλώσεις για μεγάλα κατακόρυφα φορτία. Δεν χρησιμοποιούνται καθόλου ελεύθερα υλικά, όπως βίδες, σύνδεσμοι κλπ.
5. Λόγω μορφής των συνδέσεων των στοιχείων, είναι δυνατή η συναρμολόγηση των πύργων σε άλλη θέση του έργου και η μετακίνησή τους στην επιθυμητή θέση με βοήθεια γερανού.
6. Οι ειδικοί γρύλοι κεφαλής που χρησιμοποιούνται στην κορυφή του πύργου, έχουν ελεύθερα στρεπτή κεφαλή, για χρήση υπό κλίση, αλλά και ανακούφιση των εντάσεων στη κεφαλή λόγω ασύμμετρης επιβολής του φορτίου.



ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ "β"
(ΣΕ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΜΗ)

εικόνα 95 λεπτομέρεια β κριωμάτων



Εικόνα 96 λεπτομέρεια κριωμάτων

4. 3 Εγκατάσταση γείωσεις σιδ/κών γεφυρών & α/δ διαβάσεων

4. 3. 1 Γενικά

Πεδίο εφαρμογής είναι

§ Σιδηροδρομικές γέφυρες άνω των 20 μέτρων μήκους.

§ Κάτω οδικές διαβάσεις άνω των 20 μέτρων πλάτους οδού

§ Άνω οδικές διαβάσεις

4. 3. 2 Περιγραφή εργασιών

4. 3. 2. 1 Βάθρα

Οι οπλισμοί που θα μετέχουν στο σύστημα γείωσης των πασσάλων θα είναι 1τεμ. Ανά 60 εκατοστά της περιμέτρου του κάθε κλωβού, κάθε πασσάλου. Σε καμία περίπτωση δε θα είναι λιγότεροι από 1/3 του συνολικού σιδηρού οπλισμού του κάθε κλωβού. Όλοι οι πάσσαλοι θα μετέχουν στο σύστημα γείωσης.

Οι συνδέσεις του σιδηρού οπλισμού των κλωβών των πασσάλων, ο οποίος μετέχει στη γείωση, θα γίνεται δια συγκολλήσεως του άνωθεν και κάτωθεν τμήματος του κάθε κλωβού, με αγωγούς ή με λάμες, με ραφές συνολικού εμβαδού η κάθε μία τουλάχιστον 2 τετραγωνικά εκατοστά.

Οι ανώτατοι και οι κατώτατοι συνδετήρες των κλωβών κάθε πασσάλου, θα είναι από αγωγούς διαμέτρου minΦ16 mm² ή από λάμες διάστασης 30*3, 5 mm², οι οποίες θα συγκολληθούν στο σιδηρό οπλισμό, κατά το τρόπο, που περιεγράφη παραπάνω. Ακολουθως οι κατά αυτό το τρόπο μορφούμενες στεφάνες θα συνδεθούν μεταξύ τους αγωγή δια συγκολλήσεως των, με τις αντίστοιχες στεφάνες του επόμενου και προηγούμενου κλωβού και πασσάλου, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται συνέχεια.

Όλοι οι αγωγοί και λάμες, που μετέχουν στο συνολικό σύστημα γείωσης, θα είναι θερμά επιψευδαργυρωμένες.

Σε κάθε βάθρο και σε απόσταση περίπου 60 εκατοστών από την επιφάνεια του εδάφους θα πρέπει να προβλεφθεί ακροδέκτης, όπου θα είναι δυνατή, εφόσον παραστεί ανάγκη, η εκ των υστέρων βελτίωση της γείωσης.

4. 3. 2. 2 Φορέας

Για τη γείωση του φορέα θα προστεθούν ξεχωριστές διαμήκεις χαλύβδινες ράβδοι διαμέτρου minΦ16 mm² ή λάμες διατομής min30*3, 5 mm², οι οποίες πρέπει να είναι ορατές.

§ Κάτω από κάθε γραμμή

§ Στο μέσο, κάτω από κάθε πεζοδρόμιο

§ Στην ακραία διαδοκίδα από την πλευρά της γραμμής

§ Στο κάτω μέρος της δοκού της γέφυρας

Όλες οι διαμήκεις χαλύβδινες ράβδοι, πρέπει να συγκολούνται. Το πάχος του σκυροδέματος, που επικαλύπτει τις ράβδους δε θα πρέπει να υπερβαίνει τα 100 mm. Για τη σύνδεση των διαμηκών ράβδων θα χρησιμοποιηθούν πλαίσια μεταλλικών ράβδων ή χαλύβδινων ταινιών. Τα πλαίσια αυτά θα συγκολούνται με τις διαμήκεις ράβδους και θα τοποθετούνται εγκάρσια στα σημεία των στύλων ηλεκτροκίνησης και σε κάθε άκρο των δικών της γέφυρας, σε κάθε περίπτωση όχι πάνω από 30 μέτρα.

Πλευρικά της ακραίας δοκού θα υπάρχει ακροδέκτης, που θα συνδέεται στις διαμήκεις ράβδους. Οι ακροδέκτες αυτοί είναι αναγκαίοι για τη σύνδεση όλου του εξοπλισμού, που θα πρέπει να περιληφθεί στο σύστημα γείωσης του οπλισμού και αργότερα της γραμμής. Η σκυροδέτηση των ακροδεκτών από το άνω μέρος του φορέα, πρέπει να είναι μικρότερη των 100 mm, προκειμένου να διασφαλίζεται η άνετη πρόσβαση για τη διεξαγωγή των ελεγχών συντήρησης.

Σε όλα τα σημεία θεμελίωσης των στύλων ηλεκτροκίνησης θα υπάρχουν κεντρικά σημεία γείωσης. Στη συνέχεια της θεμελίωσης θα στερεωθεί χάλκινη συλλεκτήρια ράβδος (ελάχ. 4*50 mm, με 5 κοχλίες M16). Εκεί θα ενώνονται οι αγωγοί γείωσης του κιγκλιδώματος, του στύλου ηλεκτροκίνησης, του οπλισμού, της γραμμής και όσων άλλων στοιχείων απαιτείται.

Όταν η γραμμή ηλεκτροδοτηθεί τα κιγκλιδώματα θα βρίσκονται στη περιοχή επίδρασης της αλυσοειδούς και για το λόγο αυτό θα πρέπει να συμπεριληφθούν στο σύστημα γείωσης. Συνεπώς θα πρέπει να συγκολληθούν. Εάν υπάρχουν αρμοί, που απαιτούνται για τις συστοδιαστολές, οι αρμοί αυτοί, θα πρέπει να γεφυρώνονται, με γεφυρώσεις από χάλκινο καλώδιο τύπου NYΥ-O 1*70 mm². Η σύνδεση με τη γείωση θα γίνεται στα κεντρικά σημεία γείωσης με καλώδιο τύπου 1*70 mm². Για το σκοπό αυτό θα υπάρχει ένας εύκαμπτος σωλήνας (PVC ή PE) στο σκυρόδεμα.

4. 3. 2. 3 Αρμοί και εφέδρανα

Οι αρμοί διαστολής και τα εφέδρανα, θα πρέπει να διατεθούν ηλεκτρικές γεφυρώσεις, που θα ενώνουν τα αντίστοιχα σημεία τεχνικού. Κοντά στα εφέδρανα, απαιτούνται ακροδέκτες και στο φορέα και στο βάθρο. Οι ακροδέκτες αυτοί πρέπει να συγκολληθούν με τη πλησιέστερη διαμήκη χαλύβδινη ράβδο οπλισμού της δοκού της γέφυρας ή με την πλησιέστερη κάθετη δέσμη, θα πρέπει δε τόσο οι ακροδέκτες, όσο και οι γεφυρώσεις να είναι πάσα στιγμή προσβάσιμοι για έλεγχο.

Οι αρμοί διαστολής στα δύο άκρα της γέφυρας, θα πρέπει να είναι τοποθετημένοι στη πλευρά της πλαϊνής δόκου του φορέα, σε απόσταση μικρότερη των 100 mm από την επιφάνεια της γέφυρας για καλύτερη επισκεψιμότητα.

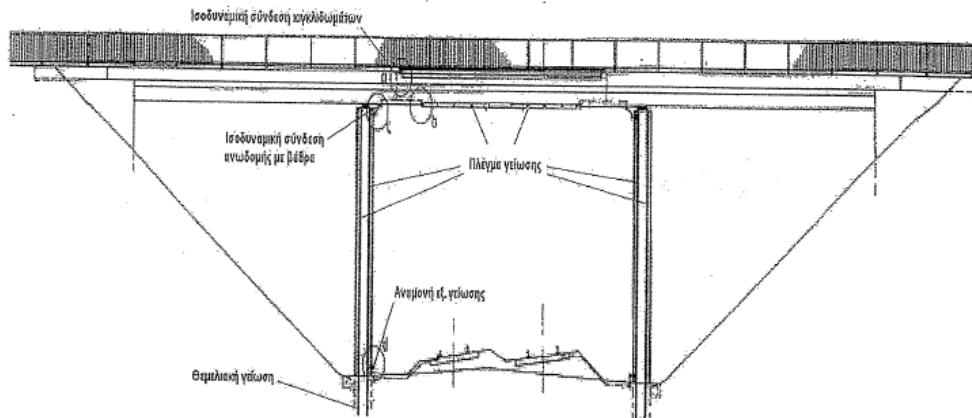
Οι γεφυρώσεις, αποτελούνται από υψηλής ευκαμψίας καλώδια χαλκού με διατομή 95 mm² και πρεσσαριστούς ακροδέκτες. Κατά τη μηχανική μελέτη,

θα πρέπει να ληφθούν υπόψη η δυνατότητα μετακίνησης της γέφυρας χωρίς να καταπονήθουν οι γεφυρώσεις.

4. 3. 2. 4 Άλλος εξοπλισμός

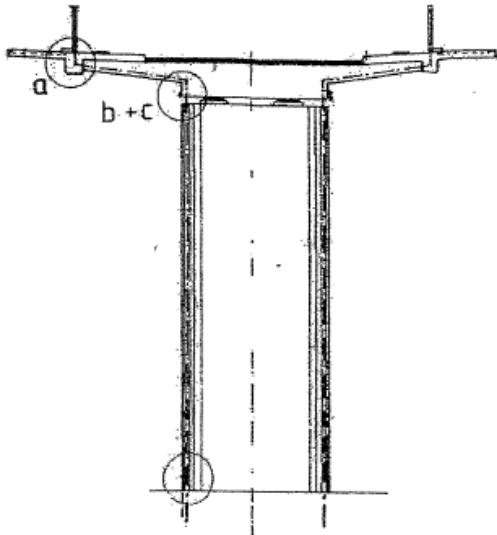
Ως προς τον ηλεκτρικό εξοπλισμό, όπως ηλεκτροφωτισμός, πρέπει να διαχωρίζεται η σιδηροδρομική γείωση της ΔΕΗ, προκειμένου να αποφευχθεί τυχόν διάδοση τάσης ηλεκτροκίνησης στο δίκτυο. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί μεταξύ άλλων με τους εξής τρόπους:

- § Πλήρης μόνωση του συνόλου του ηλεκτρικού εξοπλισμού. Δεν είναι απαραίτητη η λήψη μέτρων γείωσης.
- § Παροχή ισχύος με μετασχηματιστές απομόνωσης ή υπερτασική δίοδο 50 V
- § Συνεχής παρακολούθηση της τάσης μεταξύ των δύο συστημάτων γείωσης και αυτόματη βραχυκύκλωση σε περίπτωση κρίσιμου επιπέδου τάσης
- § Τα μέτρα θα πρέπει να μελετηθούν σε συμφωνία με τη ΔΕΗ



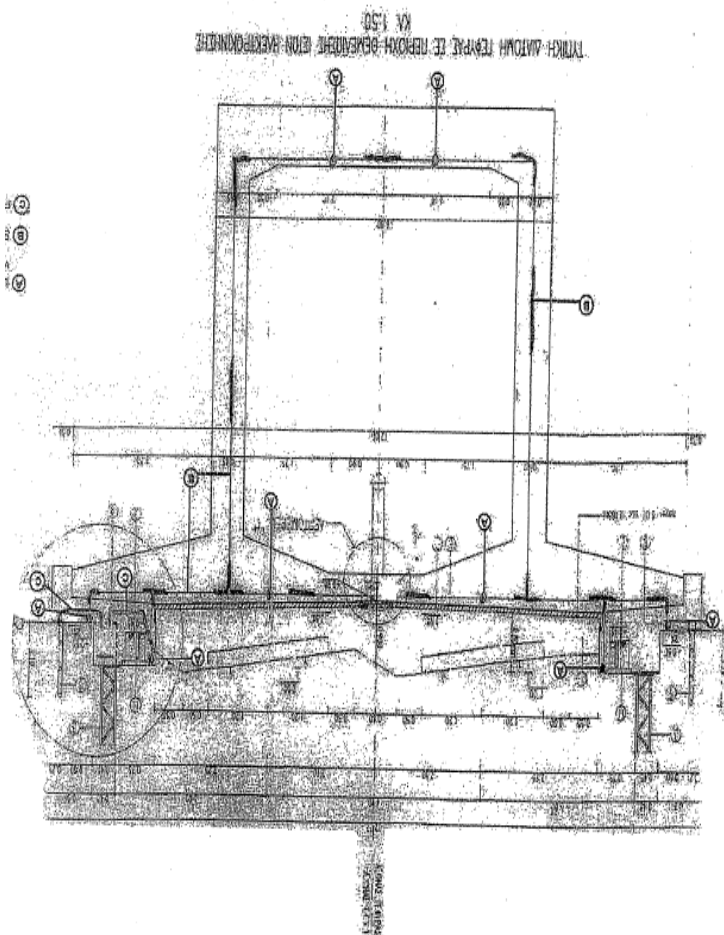
Πλάγια όψη Άνω Οδικής Διάβασης με το σύστημα γείωσης

εικόνα 97 πλάγια όψη άνω οδικής διάβασης με το σύστημα γείωσης



Τομή βάθρου Άνω Οδικής Διάβασης

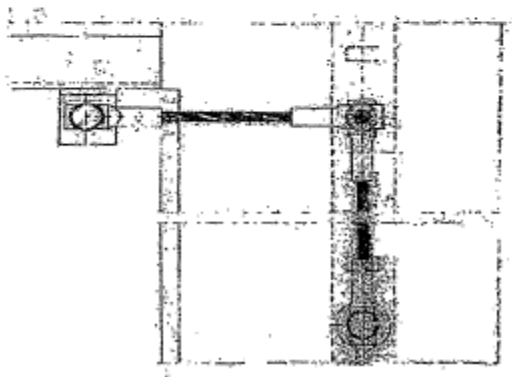
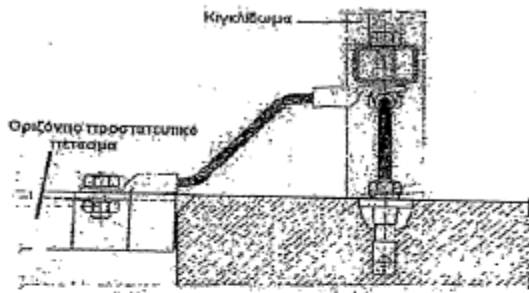
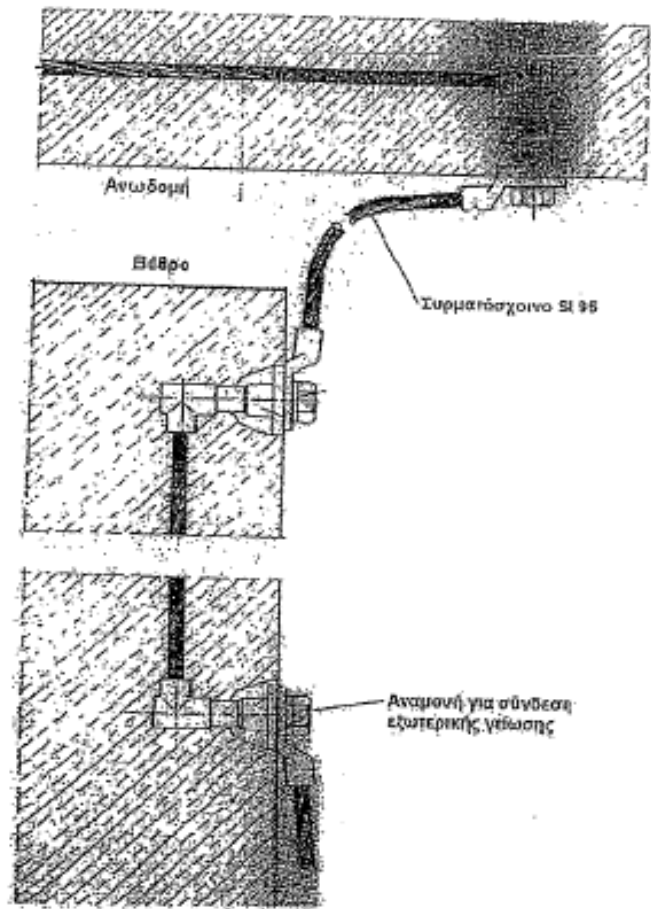
εικόνα 98 τομή βάθρου οδικής διάβασης



εικόνα 99

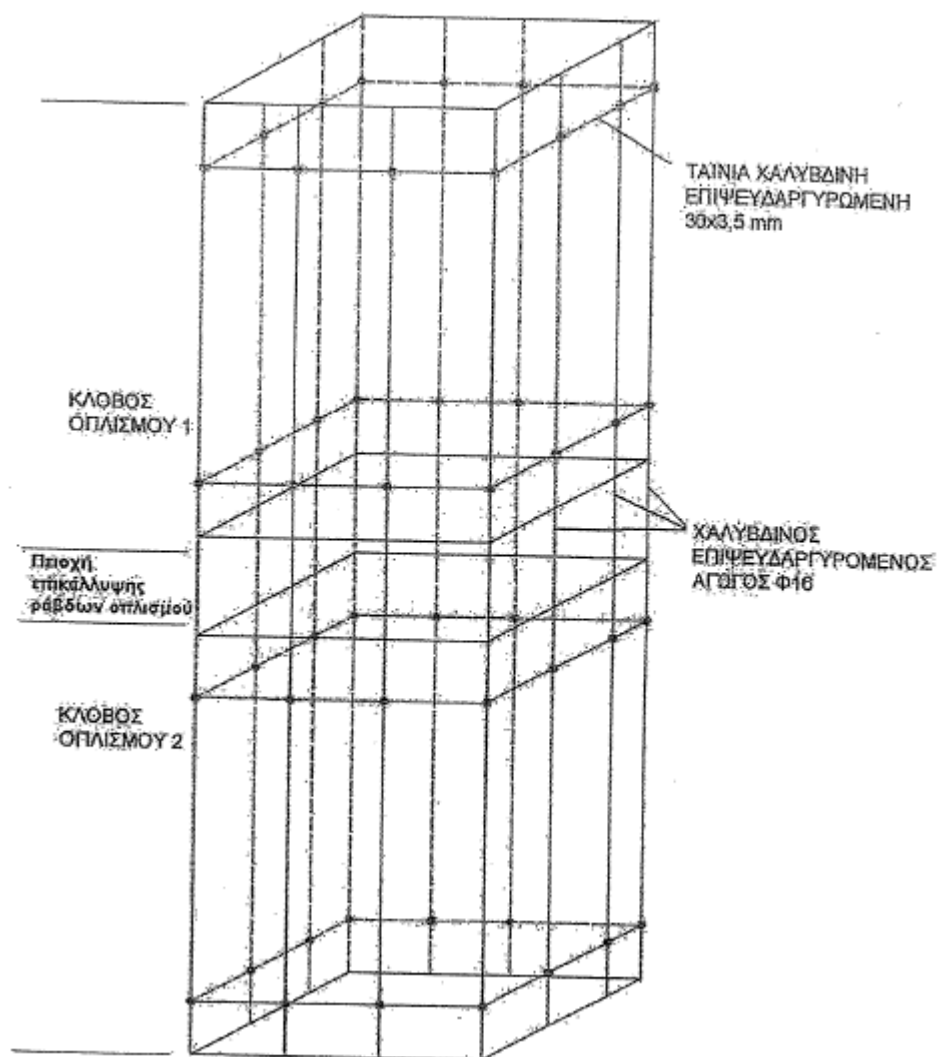
εικόνα 100

Λεπτομέρεια ισοδυναμικής σύνδεσης αναδομής με βάθρο. Γεφύρωση αρμού αναμονή για εξωτερικό τρίγωνο γείωσης



Εικόνα 101

Ισοδυναμική σύνδεση κιγκλιδώματος και οριζόντιου προστατευτικού πετάσματος με χαλαρό οπλισμό γέφυρας εντός του σκυροδέματος.



εικόνα 102

4. 4 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ

1. ΓΕΝΙΚΕΣ ΕΚΣΚΑΦΕΣ

Θεωρούνται οι εκσκαφές για τη κατασκευή των βάθρων που είναι επιπρόσθετες των εκσκαφών της οδοποιίας.

Όγκος γενικών εκσκαφών:

- Τοίχοι :

$$V = 1,80\text{m} \times (15,00\text{m} + 1,80\text{m} / 1,50) \times 28,00\text{m} + 2,30\text{m} \times (15,00\text{m} +$$

- Ακρόβαθρο Α1:

$$V = [1/2 (14,00\text{m} + 17,22\text{m}) \times 2,42\text{m}] \times (6,80\text{m} + 2,42\text{m} / 3) = 287,35\text{m}^3$$

- Ακρόβαθρο Α2:

$$V = [1/2 (14,00\text{m} + 17,60\text{m}) \times 2,73\text{m}] \times (6,80\text{m} + 2,73\text{m} / 3) = 332,56\text{m}^3$$

Μέσο βάθος εκσκαφής μεσοβάθρων:

$$h = 1/7 (3,52\text{m} + 2,67\text{m} + 3,00\text{m} + 2,78\text{m} + 2,85\text{m} + 3,18\text{m} + 3,30\text{m}) = 3,04\text{m}$$

- Μεσόβαθρα:

$$V = 7 \times (14,80\text{m} + 3,04\text{m} / 1,50) \times 2 \times 3,04\text{m} = 6.025,15\text{m}^3$$

Αφαιρείται ο όγκος εκσκαφών θεμελίων: 2.952,35m³

Ολικός όγκος:

$$V_{\text{ολ}} = 4.770,00 \text{ m}^3$$

2. ΕΚΣΚΑΦΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΝ

Το κατώτατο 1,00 m των Γενικών Εκσκαφών (τα εμβαδά των τυπικών τόμων μετρήθηκαν στο Auto-cad) :

- Τοίχοι :

$$V = (42,00\text{m} + 28,00\text{m}) \times (15,00\text{m} + 1,00\text{m} / 3,00) \times 1,00\text{m} = 1.073,33 \text{ m}^3$$

- Ακρόβαθρα:

$$V = 2 \times (6,80\text{m} + 1,00\text{m} / 3,00) \times (14,00\text{m} + 1,00\text{m} / 3,00) \times 1,00\text{m} = 204,49 \text{ m}^3$$

- Μεσόβαθρα:

$$V = 7 \times (14,80\text{m} + 1,00\text{m} / 1,50) \times 2 \times 1,00\text{m} = 1.674,52 \text{ m}^3$$

Ολικός όγκος:

$$V_{\text{ολ}} = 2.960,00 \text{ m}^3$$

3. ΜΕΤΑΒΑΤΙΚΟ ΕΠΙΧΩΜΑ ΑΠΟ ΚΟΚΚΩΔΕΣ ΥΛΙΚΟ

Όγκος μεταβατικού επιχώματος (τα εμβαδά των τυπικών τόμων μετρήθηκαν στο Auto-cad) :

- Τοίχοι Τύπου "Α":

$$V = (4 \times 14,00\text{m}) \times [1/2 (4,89\text{m} + 7,17\text{m}) - 0,25\text{m}] \times 50,96\text{m} = 16.494,73 \text{ m}^3$$

- Τοίχος Τύπου "Β":

$$V = 14,00\text{m} \times [1/2 (4,12\text{m} + 4,99\text{m}) - 0,25\text{m}] \times 30,99\text{m} = 1.867,77\text{m}^3$$

- Ακρόβαθρα :

$$V = 2 \times [1/2 (8,57\text{m} + 7,57\text{m}) \times 3,10\text{m} \times 11,00\text{m}] = 550,374 \text{ m}^3$$

Ολικός όγκος:

$$V_{\text{ολ}} = 18.920,00 \text{ m}^3$$

4. ΜΟΝΩΣΗ ΜΕ ΔΙΠΛΗ ΑΣΦΑΛΤΙΚΗ ΕΠΑΛΕΙΨΗ

- Τοίχοι "Α":

$$F = 4 \times 14,00\text{m} \times [2 \times (5,78\text{m} + 0,50\text{m}) + (12,00\text{m} - 1,10\text{m}) + 2 \times (1,40\text{m} + 1,00\text{m})] = 1.582,56 \text{ m}^2$$

- Τοίχοι "Β":

$$F = 14,00\text{m} \times [2 \times (4,56\text{m} + 0,50\text{m}) + (12,00\text{m} - 0,91\text{m}) + 2 \times (1,10\text{m} + 1,00\text{m})] = 336,70 \text{ m}^2$$

- Ακρ/θρο Α1:

$$F = 11,00\text{m} \times (1,10\text{m} + 3,25\text{m} + 1,80\text{m} + 1,20\text{m}) + 12,00\text{m} \times [2 \times (1,60\text{m} + 1,65\text{m})] = 158,85 \text{ m}^2$$

- Ακρ/θρο Α2:

$$F = 11,00\text{m} \times (2,00\text{m} + 3,25\text{m} + 1,80\text{m} + 1,20\text{m}) + 12,00\text{m} \times [2 \times (1,60\text{m} + 1,65\text{m})] = 168,75 \text{ m}^2$$

- Πτερυγότοιχοι:

$$F = 4 \times [1/2 (19,72\text{m} + 17,10\text{m}) + 1/2 (14,34\text{m} + 13,18\text{m})] = 128,68\text{m}^2$$

- Μεσόβαθρα :

$$F = 7 [(4 \times 12,80\text{m} \times 1,80\text{m}) + ((12,80\text{m})^2 - 1,80\text{m} \times 3,00\text{m})] = 1.754,20 \text{ m}^2$$

Σύνολο εμβαδών: 4.129,74 m²

Ολικό εμβαδών:

$$F_{\text{ολ}} = 2 \times 4.129,74\text{m} = 8.259,48 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{ολ}} = 8.270,00 \text{ m}^2$$

5. ΣΤΕΓΑΝΩΣΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΕΙΔΙΚΕΣ ΜΕΜΒΡΑΝΕΣ

$$F = [249,00\text{m} + 2 \times (2,20\text{m} + 0,30\text{m})] \times (7,50\text{m} + 2 \times 0,15\text{m})$$

$$= 1.981,20\text{m}^2$$

Ολικό εμβαδών:

$$F_{\text{ολ}} = 2.000,00 \text{ m}^2$$

6. ΛΟΠΛΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ Β5 ΕΞΟΜΑΛΥΝΤΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ

- Τοίχοι:

$$V = (42,00\text{m} + 28,00\text{m}) \times 13,30\text{m} \times 0,15\text{m} = 139,65 \text{ m}^3$$

- Ακρόβαθρα :

$$V = 2 \times [(12,30\text{m} \times 5,30\text{m}) - (\pi \times (1,20\text{m})^2 / 4 \times 8)] \times 0,15$$

$$= 16,84 \text{ m}^3$$

- Μεσόβαθρα :

$$V = 7 \times [(13,10\text{m})^2 - (\pi \times (1,20\text{m})^2 / 4 \times 16)] \times 0,15\text{m} = 161,20 \text{ m}^3$$

- Πλ. Πρόσβασης:

$$V = 2 \times 0,15\text{m} \times 5,15\text{m} \times 8,65\text{m} = 13,36 \text{ m}^3$$

$$\text{Ολικός όγκος: } 331,06 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ολ}} = 335,00\text{m}^3$$

7. ΕΛΑΦΡΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ Β25 ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΣΤΕΓΑΝΩΣΗΣ

- Ανωδομή:

$$V = (249,00\text{m} + 2 \times 2,20\text{m}) \times 0,07\text{m} \times (7,50\text{m} + 0,10\text{m}) = 134,81 \text{ m}^3$$

- Στραγγιστήρια :

$$V = 2 \times 11,00\text{m} \times 0,15\text{m} \times 1,65\text{m} = 5,45 \text{ m}^3$$

- Τοίχοι Τύπου "Α":

$$V = 2 [1/2 (0,05\text{m} + 0,15\text{m}) \times 4,91\text{m}] \times (4 \times 14,00\text{m})$$

$$= 54,99 \text{ m}^3$$

- Τοίχος Τύπου "Β":

$$V = 2 [1/2 (0,05\text{m} + 0,15\text{m}) \times 5,10\text{m}] \times 14,00\text{m} = 14,28 \text{ m}^3$$

$$\text{Ολικός όγκος: } 209,53 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ολ}} = 220,00\text{m}^3$$

8. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ Β25 ΚΕΦ/ΣΜΩΝ, ΑΚΡ/ΘΡΩΝ ΚΛΠ.

- Κεφ/σμοί Μεσ/θρων :

$$V = 7 \times 1,80\text{m} \times (12,80\text{m})^2 = 2.064,38 \text{ m}^3$$

- Ακρόβαθρο Α1:

$$V = (5,00\text{m} \times 1,60\text{m} + 4,65\text{m} \times 1,70\text{m} + 4,82\text{m}^2) \times 12,00\text{m} +$$

$$+ 2 \times 0,30\text{m} \times 2,35\text{m} \times 2,70\text{m} = 252,51 \text{ m}^3$$

- Ακρόβαθρο A2:

$$V = (5, 00m \times 1, 60m + 5, 65m \times 1, 70m + 5, 11m^2) \times 12, 00m + \\ + 2 \times 0, 30m \times 2, 35m \times 2, 70m = 276, 39 \text{ m}^3$$

- Πλάκες πρόσβ. :

$$V = 4 \times 4, 25m \times 5, 00m \times 0, 25m = 21, 25 \text{ m}^3$$

- Τοίχοι Τύπου "Α":

$$V = 4 \times 14, 00m \times \{ 2 [1/2(0, 50m + 1, 10m) \times 5, 78m] + 13, 00m \times 1, 40m \} \\ = 1. 537, 09 \text{ m}^3$$

- Τοίχος Τύπου "Β":

$$V = 14, 00m \times \{ 2 [1/2(0, 50m + 0, 91m) \times 4, 55m] + 13, 00m \times 1, 00m \} \\ = 271, 82 \text{ m}^3$$

- Πτερυγότοιχοι:

$$V = 2 \times 0, 50m \times (16, 74m^2 + 19, 28m^2) = 36, 02 \text{ m}^3$$

Ολικός όγκος: 4. 459, 45 m³

$$V_{ολ} = 4. 470, 00 \text{ m}^3$$

9. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ Β25 ΠΕΖΟΔΡΟΜΙΩΝ

Εμβαδόν τυπικής τομής πεζοδρομίου (από εμβαδομέτρηση στο Auto-cad) :

$$F_{γεφ} = 0, 542 \text{ m}$$

$$F_{τοιχ} = 0, 268 \text{ m}$$

$$V = 0, 542m^2 \times [2 \times (249, 00m + 2 \times 4, 00m)] + 0, 268m^2 \times [2 \times (42, \\ 00m + 28, 00m)] = 316, 11 \text{ m}^3$$

Ολικός όγκος:

$$V_{ολ} = 320, 00m^3$$

10. ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ Β35

Εμβαδόν πλήρους διατομής :

$$F = 16, 312m^2$$

Εμβαδόν διατομής στο άνοιγμα :

$$F = 16, 312m^2 - 2 \times (1, 50m \times 2, 75m - 0, 60m \times 0, 20m) = 8, 302 \text{ m}^2$$

Εμβαδόν στην παρειά των βάρων :

$$F = 16, 312m^2 - 2 \times (215m \times 1, 20m - 0, 30m \times 0, 10m) = 11, 212 \text{ m}^2$$

Εμβαδόν στη θέση μον/κων βάρων :

$$F = 16, 312m^2 - 2 \times (1, 20m \times 0, 90m - 0, 15m \times 0, 10m) = 14, 182 \text{ m}^2$$

Όγκος προεντεταμένου σκυροδέματος:

- Ανωδομή:

$$V = 8, 302m^2 \times (3 \times 18, 55m + 32, 20m + 20, 55m + 22, 00m + 29, 20m + \\ 20, 00m) + 16 \times 1/2 (8, 302m^2 + 11, 212m^2) \times 3, 00m + 5 \times 14, 182m^2 \times \\ 1, 80m + 6 \times 16, 312m^2 \times 1, 95m = 2. 277, 86 \text{ m}^3$$

- Υποστυλώματα Μεσοβάρων :

$$V = (1, 80m \times 3, 00m) \times (7, 20m + 8, 50m + 2 \times 10, 50m + 8, 50m + 2 \times 8, 20m) = 332, 64 \text{ m}^3$$

- Δοκοί έδρασης Μεσ/θρων Μ3, Μ6:

$$V = 2 \{ [1/2 (5, 10m + 9, 30m) \times 1, 00m] \times [1/2 (2, 70m + 4, 60m) \times 1, 00m] \} + 4, 60m \times 0, 50m \times (9, 30m + 2 \times 0, 59m) = 79, 38 \text{ m}^3$$

- Όνυχας έδρασης ανωδομής Μ3, Μ6:

$$V = 7, 00m \times 1, 70m \times (0, 14m + 0, 25m + 0, 22m + 0, 13m) = 8, 81 \text{ m}^3$$

- Όνυχας έδρασης ανωδομής Α1, Α2:

$$V = 2 \times 7, 00m \times 1, 70m \times 0, 15m = 3, 57 \text{ m}^3$$

Ολικός όγκος: 2. 702, 26 m³

$$V_{ολ} = 2. 710, 00 \text{ m}^3$$

11. ΠΛΗΡΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ Β25

$$V = \pi \times (1, 20m)^2 / 4 \times [8 \text{ πασ} \times (27, 50m + 20, 00m) + 16 \text{ πασ} \times (3 \times 25, 00m + 27, 50m + 20, 00m + 2 \times 30, 00m)] = 3. 730, 32 \text{ m}^3$$

Ολικός όγκος:

$$V_{ολ} = 3. 750, 00 \text{ m}^3$$

$$L = 8 \text{ πασ} \times (27, 50m + 20, 00m) + 16 \text{ πασ} \times (3 \times 25, 00m + 27, 50m + 20, 00m + 2 \times 30, 00m) = 3. 300, 00 \text{ m}$$

12. ΣΙΔΗΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ S500s

Από πίνακες οπλισμού:

$$g_{ολ} = 1. 557. 439, 40 \text{ kg}$$

$$g_{ολ} = 1. 580. 000, 00 \text{ kg}$$

13. ΣΚΛΗΡΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ 170/190

Τμήμα "Α":

$$18 \text{ καλώδια} \times (93, 20m + 2, 00m) \times 16, 50 \text{ kg/m} = 28. 274, 40 \text{ kg}$$

Τμήμα "Α":

$$18 \text{ καλώδια} \times (94, 80m + 2, 00m) \times 16, 50 \text{ kg/m} = 28. 749, 60 \text{ kg}$$

Τμήμα "Α":

$$12 \text{ καλώδια} \times (60, 15m + 2, 00m) \times 16, 50 \text{ kg/m} = 12. 305, 70 \text{ kg}$$

Σύνολο: 69. 329, 70 kg

Αναγωγή σε χάλυβα 150/170 ':

$$g_{ολ} = 69. 329, 70 \text{ kg} \times 190/170 = 77. 486, 14 \text{ kg} = 77. 500 \text{ kg}$$

14. ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟ ΤΕΛΕΙΩΜΑ ΤΥΠΟΥ "Γ"

- Ανωδομή :

$$F = (249,00\text{m} + 2 \times 0,85\text{m}) \times [2 (0,60\text{m} + 2,50\text{m} + 1,52\text{m}) + 7,00\text{m}] \\ = 4071,37 \text{ m}^2$$

- Ακρόβαθρο Α1:

$$F = 4,65\text{m} \times 12,00\text{m} + 2 \times (4,85\text{m} \times 8,60\text{m}) = 139,22 \text{ m}^2$$

- Ακρόβαθρο Α2 :

$$F = 5,65\text{m} \times 12,00\text{m} + 2 \times (4,85\text{m} \times 9,55\text{m}) = 160,44 \text{ m}^2$$

- Μεσόβαθρα :

$$F = 2 \times (3,00\text{m} + 1,80\text{m}) \times [7,20\text{m} + 2 \times (8,50\text{m} + 10,50\text{m} + 8,20\text{m})] \\ = 591,36 \text{ m}^2$$

- Δοκοί έδρασης :

$$F = 2 [(2,70\text{m} \times 5,10\text{m} - 3,00\text{m} \times 1,80\text{m}) + 2 (\frac{1}{2} (9,30\text{m} + 5,10\text{m}) - 1,39\text{m} + 2 [\frac{1}{2} (4,60\text{m} + 2,70\text{m}) \times 2,33\text{m}] + 2 \times 4,60\text{m} \times 1,53\text{m} + 2 \times 9,30\text{m} \times 0,50\text{m} + 4 \times 0,59\text{m}^2] = 141,97 \text{ m}^2$$

- Τοίχοι :

$$F = 2 \times [14,00 \times (4,55\text{m} + 0,25\text{m}) + 4 \times 14,00\text{m} \times (5,78\text{m} + 0,25\text{m})] \\ = 809,76 \text{ m}^2$$

Ολικό εμβαδών: 5.914,11 m²

$$F = 5.930,00 \text{ m}^2$$

15. ΑΝΤΙΡΡΥΠΑΝΤΙΚΗ ΕΠΑΛΕΙΨΗ

Προμέτρηση ως άνω άρθρο (14)

$$F = 5.930,00 \text{ m}^2$$

16. ΣΤΗΘΑΙΟ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΥΠΟΥ ΣΤΕ-10

$$L = 2 \times [249,00\text{m} + 2 \times (0,95\text{m} + 1,35\text{m})] = 507,2 \text{ m}$$

$$L_{\text{ολ}} = 510,00\text{m}$$

17. ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΙΓΚΛΙΔΩΜΑ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΠΕΖΩΝ

- Γέφυρα :

$$L = 2 \times (249,00\text{m} + 2 \times 4,00\text{m}) = 514,00 \text{ m}$$

- Τοίχοι :

$$L = 2 \times (42,00\text{m} + 28,00\text{m}) = 140,00 \text{ m}$$

Σύνολο :

$$L = 654,00 \text{ m}$$

$$g_{\text{ολ}} = 24,00\text{kg/m} \times 654,00\text{m} = 15.696\text{kg}$$

$$g_{\text{ολ}} = 15.750,00 \text{ kg}$$

18. ΣΤΟΜΙΑ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΓΕΦΥΡΩΝ

Είκοσι εννέα (17+12=29) τεμάχια

$g = 60 \text{ kg/τεμ.}$

$g_{ολ} = 29 \text{ τεμ.} * 60, 00 \text{ kg / τεμ.} = 1. 740 \text{ kg}$

$g_{ολ}=1. 750, 00 \text{ kg}$

19. ΣΩΛΗΝΑΣ PVC Φ200 mm 6 ΑΤΜ ΑΠΟΧΕΤΕΥΣΗΣ ΓΕΦΥΡΩΝ

$L = 11, 80\text{m} + 6 \times 11, 20\text{m} + 11, 00\text{m} + 11, 50\text{m} + 15 \times 12, 00\text{m} + 4 \times 11, 70$
 $+ 22, 50\text{m} + 24, 50\text{m} + 4, 65\text{m} + 5, 65\text{m} + 9, 70\text{m} + 8, 50\text{m} = 403, 80 \text{ m}$

$L_{ολ}=410, 00 \text{ m}$

20. ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

Δώδεκα (2 x 6 = 12) τεμάχια

$V_{ολ} = 12 \text{ τεμ.} * (0, 400\text{m} \times 0, 400\text{m} \times 0, 113\text{m}) \times 1. 000 = 216, 96 \text{ lit}$

$V_{ολ}=220, 00\text{lit}$

$g_{ολ}= 77. 500, 00 \text{ kg}$

21. ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΤΥΠΟΥ MSK-6300

Δύο (2) τεμάχια

22. ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΤΥΠΟΥ MSK-4500

Τέσσερα (4) τεμάχια

23. ΣΤΕΓΑΝΟΣ ΑΡΜΟΣ ΓΕΦΥΡΩΝ ΟΛΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ 60 χιλ.

- Ακρόβαθρα :

Αρμός ικανότητας 100mm $L = 2 \times 12, 50\text{m} = 25, 00\text{m}$

Αναγωγή σε αρμό 60mm:

$L_{60} = 25, 00\text{m} \times 100/60 = 41, 67\text{m}$

- Μεσόβαθρα :

Αρμός ικανότητας 200mm $L = 2 \times 12, 50\text{m} = 25, 00\text{m}$

Αναγωγή σε αρμό 60mm: $L_{60} = 25, 00\text{m} \times 200/60 = 83, 33 \text{ m}$

Συνολικό μήκος: $L_{60} = 41, 67\text{m} + 83, 33\text{m} = 125, 00\text{m}$

$L_{ολ} = 125, 00\text{m}$

24. ΓΕΩΥΦΑΣΜΑ ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΩΝ

$$F = 2 \times 2,40\text{m} \times 10,00\text{m} + 2 \times 2,40\text{m} \times (42,00\text{m} + 28,00\text{m} + 10,00\text{m})$$
$$= 432,00\text{m}^2$$
$$F_{\text{ολ}} = 440,00 \text{ m}^2$$

25. ΠΛΗΡΩΣΗ ΤΑΦΡΩΝ ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ

$$F = 0,50 \text{ m}^2 - \pi \times 0,20 \text{ m}^2 / 4 = 0,22 \text{ m}^2/\text{m}$$
$$V = 0,22\text{m}^2 \times 2 \times (10,00\text{m} + 42,00\text{m} + 28,00\text{m} + 10,00\text{m}) = 39,60\text{m}^3$$
$$V_{\text{ολ}} = 45,00\text{m}^3$$

26. ΔΙΑΤΡΗΤΟΙ ΤΣΙΜΕΝΤΟΣΩΛΗΝΕΣ ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ Φ 0,20m

$$L = 2 \times (10,00\text{m} + 42,00\text{m} + 28,00\text{m}) + 2 \times (10,00\text{m} + 10,00\text{m}) = 200,00\text{m}$$
$$L_{\text{ολ}} = 200,00\text{m}$$

27. ΓΑΛΒΑΝΙΣΜΕΝΟ ΣΙΔΗΡΟ ΠΛΕΓΜΑ St IV

Πλέγμα T139 $g = 2,20 \text{ kg/m}^2$

- Εμβαδά:

Γέφυρα: $F_{\gamma} = (24,90\text{m} + 2(0,95\text{m} + 1,35\text{m})) \times 7,50\text{m} = 1.902,00\text{m}^2$

Τοίχοι : $F_{\tau} = (12,00\text{m} - 0,91\text{m}) \times 14,00\text{m} + (12,00\text{m} - 1,10\text{m}) \times 4 \times 14,00\text{m} = 765,66 \text{ m}^2$

Στ/ρια : $F_{\sigma\tau\rho} = 2 \times 11,00\text{m} \times 1,65\text{m} = 36,30\text{m}^2$

- Ολικό βάρος πλέγματος:

$$g = 2,20 \text{ kg/m}^2 \times (1.902,00\text{m}^2 + 765,66\text{m}^2 + 36,30\text{m}^2) = 5.948,71\text{kg}$$
$$g_{\text{ολ}} = 6.000,00 \text{ kg}$$

28. ΜΟΡΦΩΣΗ ΑΡΜΩΝ ΜΕ ΠΛΑΚΕΣ FLEXCELL

- Πτερυγότοιχοι:

$$F = 2 \times 0,50\text{m} \times 8,60\text{m} + 2 \times 0,50\text{m} \times 8,05\text{m} = 16,65 \text{ m}^2$$

- Τοίχοι "Α":

$$F = 3 \times \{2 [1/2 (0,50\text{m} + 1,10\text{m}) \times 5,78\text{m}] + 13,00\text{m} \times 1,40\text{m}\}$$
$$= 82,34\text{m}^2$$

- Αρμοί Πεζοδρ. :

$$F = 2 \times 104 \text{ αρμοί} \times 0,268\text{m}^2 = 55,74 \text{ m}^2$$

- Αρμοί ΣΤΕ-10:

$$F = 2 \times 104 \text{ αρμοί} \times 0,123\text{m}^2 = 25,58 \text{ m}^2$$

Συνολικό εμβαδών:180, 32 m²

F ολ =185, 00m²

29. ΣΦΡΑΓΙΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΑΡΜΩΝ

- Πεζοδρόμια γέφυρας:

$L = 2 \times 104 \text{ αρμοί} \times (1, 97\text{m} + 0, 25\text{m}) = 461, 76 \text{ m}$

- Αρμοί ΣΤΕ-10:

$L = 2 \times 104 \text{ αρμοί} \times 0, 32\text{m} = 66, 56 \text{ m}$

- Αρμοί τοίχων:

$L = 5 \times [2 (0, 75\text{m} + 0, 25\text{m}) + (12, 00\text{m} - 2 \times 1, 00\text{m} + 2 \times 0, 50\text{m})] = 65, 00\text{m}$

Σύνολο:593, 32 m

Lολ= 600, 00m

30. ΣΦΡΑΓΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΑΡΜΩΝ

- Πεζοδρόμια γέφυρας:

$L = 2 \times 104 \text{ αρμοί} \times (0, 60\text{m} + 0, 20\text{m}) = 166, 40 \text{ m}$

- Αρμοί ΣΤΕ-10:

$L = 2 \times 104 \text{ αρμοί} \times (2 \times 0, 37\text{m}) = 153, 92 \text{ m}$

- Αρμοί τοίχων:

$L = (4 \times 4, 55\text{m} + 2 \times 1, 00\text{m}) + 4 \times (4 \times 5, 78\text{m} + 2 \times 1, 40\text{m}) = 123, 88 \text{ m}$

- Πεζοδρόμια τοίχων:

$L = 2 \times 5 \text{ αρμοί} \times (0, 60\text{m} + 0, 25\text{m}) = 8, 50 \text{ m}$

Σύνολο:452, 70 m

Lολ= 460, 00m

31. ΣΤΕΓΑΝΩΣΗ ΑΡΜΩΝ ΜΕ ΤΑΙΝΙΑ PVC HYDROFOLL

D =240mm

- Τοίχοι:

$L = [2 \times (4, 55\text{m} + 0, 50\text{m}) + 12, 00\text{m}] + 4 \times [2 \times (5, 78\text{m} + 0, 70\text{m}) + 12, 00\text{m}] = 121, 94 \text{ m}$

- Πτερυγότοιχοι:

$L = 2 \times (8, 60\text{m} + 8, 05\text{m}) = 33, 30 \text{ m}$

Σύνολο:155, 24 m

Lολ= 160, 00m

32. ΑΣΦΑΛΤΙΚΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΙΚΗ ΕΠΑΛΕΙΨΗ

- Γέφυρα :

$F = 7, 50\text{m} \times (249, 00\text{m} + 2 \times 4, 00\text{m}) = 1. 927, 50 \text{ m}^2$

- Τοίχοι :

$F = 7, 50\text{m} \times (42, 00\text{m} + 28, 00\text{m}) = 525, 00 \text{ m}^2$

Ολικό εμβαδών: $2.452,50 \text{ m}^2$

$F_{ολ} = 2.470,00 \text{ m}^2$

33. ΑΣΦΑΛΤΙΚΗ ΙΣΟΠΕΔΩΤΙΚΗ ΣΤΡΩΣΗ $\pi = 0,04 \text{ m}$

$F = 2.452,50 \text{ m}^2$

$F_{ολ} = 2.470,00 \text{ m}^2$

34. ΑΣΦΑΛΤΙΚΗ ΣΤΡΩΣΗ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ $\pi = 0,04 \text{ m}$

$F = 2.452,50 \text{ m}^2$

$F_{ολ} = 2.470,00 \text{ m}^2$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5. 1 ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗΣ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

Στα πλαίσια των εν εξελίξη εργασιών κατασκευής της γέφυρας T09α, και ειδικότερα των στοιχείων της θεμελίωσης και των μεσοβάθρων, προτείνονται εναλλακτικά οι κάτωθι ισοδύναμες διαμορφώσεις ορισμένων επιμέρους οπλισμών τους, με σκοπό τη πρακτική διευκόλυνση των σχετικών εργασιών του σιδερώματος και της σκυροδέτησης.

Οι εν λόγω προτάσεις είναι κατασκευαστικής φύσεως και δεν επιφέρουν καμία τροποποίηση στο προδιαγραφόμενο από την εγκεκριμένη μελέτη σχεδιασμό αντοχής των υπόψη στοιχείων (πραγματοποιούμενες διατομές σκυροδεμάτων και οπλισμών).

1. ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ:

- TEM. No 162, 187, 217, 276, 319, 368: Προτείνεται αντικατάσταση της σπείρας δέσμης 2Φ12/10 ($A_{sw}=45.2 \text{ cm}^2/\text{m}$) με απλή σπείρα Φ14/7 ($A_{sw}=44.0 \text{ cm}^2/\text{m}$). Ο προτεινόμενος οπλισμός υπερκαλύπτει τη πραγματική μέγιστη απαίτηση οπλισμού διάτμησης βάσει των αποτελεσμάτων της μελέτης ($44.0 \text{ cm}^2/\text{m} \gg 22.3 \text{ cm}^2/\text{m}$), καθώς και το κατασκευαστικά απαιτούμενο ελάχιστο ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιξης των πασσάλων ($[4 \cdot A_s] / [s \cdot D_s] = [4 \cdot 1.54 \text{ cm}^2] / [7 \text{ cm} \cdot 112 \text{ cm}] = 7.86 \cdot 10^{-3} > \rho_{smin} = 5.52 \cdot 10^{-3}$).

2. ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΙ:

-TEM. No 139, 167, 194, 254, 304, 354: Προτείνεται ο περιορισμός του μήκους υπερκάλυψης (μάτιση) των οριζόντιων ράβδων Φ25/10 του άνω πέλματος με τις αντίστοιχες «φουρκέτες» Φ25/10 του οπλισμού των παρειών του κεφαλοδεσμού, ώστε να περιοριστούν οι δυσχέρειες στη δόνηση κατά τη σκυροδέτηση, λόγω της μεγάλης πυκνότητας οπλισμών στις εν λόγω περιοχές. Συγκεκριμένα, για το άνω πέλμα απαιτείται ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης : $\{B25, \text{κακή περιοχή συνάφειας, } \Phi25/S500s, [\max A_{s\text{απαιτ}}] / [\min A_{s\text{τοποθ.}}] = 14.8 \text{ cm}^2/\text{m} / 49.10 \text{ cm}^2/\text{m} = 0.30\}$ σε $L_{omin} = 0.30 \cdot 3.27 \text{ m} = 0.98 \text{ m}$. Πραγματοποιείται $L_o = 1.80 \text{ m} \gg 0.98 \text{ m}$. Στο κάτω πέλμα γίνεται μάτιση για την κάλυψη του 100% του τοποθετούμενου A_s σε $L_o = 2.20 \text{ m}$.

-TEM. No 144 – 147 : Οι απαιτήσεις τοποθέτησης ιδιαίτερα πυκνών εσχαρών ράβδων Φ25/10 και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις στο άνω πέλμα των κεφαλοδεσμών καθώς και οι αντίστοιχες ματίσεις τους, καθιστούν εξαιρετικά δυσχερή τη διαμόρφωση και τοποθέτηση των προβλεπόμενων από την εγκεκριμένη μελέτη συνδετήρων κλειστού σχήματος, ιδιαίτερα

λόγω της μεγάλης διαμέτρου τους ($\Phi 20$). Εναλλακτικά προτείνεται η ισοδύναμη βάση της DIN FACHBERICHT 102 KP 06 - §5. 2. 5(σχ. 5. 6-i) διαμόρφωση του σχήματος των συνδετήρων, δηλαδή μορφής U με αγκύρωση των κατακόρυφων σκελών στο άνω πέλμα, μέσω κλειστών ημικυκλικών αγκίστρων γωνίας $\alpha \geq 150^\circ$ προς την διεύθυνση του κατακόρυφου σκέλους και μήκους $\geq 5\Phi = 10\text{cm}$ σε 15cm . Η παραπάνω επιλογή σχήματος κρίνεται στη προκειμένη περίπτωση ως προτιμότερη μεταξύ των άλλων εναλλακτικών δυνατοτήτων (π. χ. κλείσιμο των συνδετήρων με «καπάκια»), γιατί ενώ μεν εξασφαλίζει την απαιτούμενη αγκύρωση των κατακόρυφων σκελών του οπλισμού διάτμησης, επιτρέπει ταυτόχρονα και την απρόσκοπτη δόνηση κατά τη σκυροδέτηση, ακόμα και στις περιοχές όπου τα κενά μεταξύ των τοποθετούμενων οπλισμών είναι μικρότερα των $5\text{cm} \times 5\text{cm}$, όπως π. χ. στις περιμετρικές ζώνες των κεφαλοδέσμων.

3. ΚΟΡΜΟΙ ΜΕΣΟΒΑΘΡΩΝ M1 – M7:

-TEM. Νο 174, 176: Προτείνεται η καθ' ύψος μετάθεση των προβλεπόμενων υπερκαλύψεων για την ένωση των διαμηκών οπλισμών των μεσοβάθρων κατά $+3.25\text{m}$ στο M1 και $+4.00\text{m}$ στα M2 έως M7. Η προτεινόμενη διαμόρφωση, εκτός του κατασκευαστικού πλεονεκτήματος λόγω καλύτερης προσαρμογής στις σχεδιαζόμενες φάσεις σκυροδέτησης του βάθρου, είναι βέλτιστη και από τεχνική άποψη, δεδομένου ότι μεταθέτει το σύνολο των ενώσεων των κύριων οπλισμών εκτός των κρίσιμων περιοχών της βάσης και της κορυφής των βάθρων (περιοχές μέγιστων ροπών και πιθανών πλαστικών αρθρώσεων).

-TEM. Νο 154, 178, 199, 259, 310, 360: Αντί της τοποθέτησης του προβλεπόμενου περιμετρικού συνδετήρα κλειστού σχήματος $\Phi 20/10$ ($A_{sw}=62.82 \text{ cm}^2/\text{m}$) διαστάσεων $2.90\text{m} \times 1.70\text{m}$, προτείνεται η ισοδύναμη τοποθέτηση δέσμης $2\Phi 14/9.5$ (ισοδύναμη διάμετρος $\Phi = 14\sqrt{2} = 19.8 \text{ mm}$, $A_{sw}=64.80 \text{ cm}^2/\text{m}$) επίσης κλειστού σχήματος και αντιστοίχων διαστάσεων, με διαμόρφωση ορθογωνικών αγκίστρων μήκους 50cm ($L_s \geq 1.00\text{m}$) εναλλακτικά στις γωνίες του βάθρου (βλ. DIN FACHBERICHT 102 KP 06 - §5. 2. 5(σχ. 5. 6-g)).

5. 2 ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ



Εικόνα 103 και 104 προένταση

Η ευρεία χρήση του οπλισμένου σκυροδέματος ως δομικού υλικού στο δεύτερο μισό του εικοστού αιώνα, η αδιάλειπτη φθορά χρήσης που παρουσιάζει σε συνδυασμό με τη διαρκή αναβάθμιση των κτιριοδομικών και αντισεισμικών κανονισμών εισάγει την ανάγκη για ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Ανάμεσα στις μεθόδους που έχουν αναπτυχθεί τόσο για την ενίσχυση όσο και για την επισκευή βλαβών η προένταση ξεχωρίζει για την ευκολία εφαρμογής της, την αποτελεσματικότητα, τη δυνατότητα διατήρησης της αρχιτεκτονικής φυσιογνωμίας του υπο επισκευή κτιρίου, την εξασφάλιση εν μέρει της λειτουργικότητας της κατασκευής κατά την εκτέλεση των εργασιών και τέλος υπό προϋποθέσεις το σχετικά χαμηλό κόστος.

5. 2. 1 ΧΡΗΣΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

Η πρόσθετη προένταση είναι η πιο δημοφιλής και εύκολα υλοποιήσιμη μέθοδος ενίσχυσης προεντεταμένων γεφυρών. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να αυξήσει την αντοχή καθώς και να βελτιώσει τη λειτουργικότητα απέναντι στη κάμψη και στη διάτμηση. Σε περιπτώσεις που κρίθηκαν απαραίτητες εργασίες ώστε να κλείσουν υφιστάμενες ρωγμές η πρόσθετη προένταση ήταν η μόνη αποτελεσματική λύση. Βασικός παράγοντας που συμβάλει στη χρηστικότητα της μεθόδου είναι η δυνατότητα εκτέλεσης των εργασιών περάτωσής της

με πολύ μικρό περιορισμό της κυκλοφορίας. Αν και στα ακραία σημεία της γέφυρας απαιτούνται εκτεταμένες εργασίες για τη δημιουργία χώρου για τις αγκυρώσεις. Όταν νέο σκυρόδεμα προστίθεται στη κατασκευή κρίνεται χρήσιμο για την ασφάλεια να διακόπτεται η κυκλοφορία καθώς και κατά τη διάρκεια της έντασης των τενόντων, όμως όταν οι αγκυρώσεις και εκτροπείς έχουν τοποθετηθεί οι εργασίες έντασης γρήγορα ολοκληρώνονται.

Στις περισσότερες περιπτώσεις η προένταση ασκείται εξωτερικά λόγω της δυσκολίας που παρατηρείται στη διάνοιξη αγωγών για τη διέλευση των κύριων διαμηκών καλωδίων. Εσωτερικοί τένοντες έχουν χρησιμοποιηθεί όταν κατακόρυφη πρόσθετη προένταση απαιτείται για την αύξηση της αντοχής διάτμησης(ακόμα και αυτοί οι σχετικά κοντοί αγωγοί δύσκολα διανοίγονται).

Στις γέφυρες που οι πλάκες καταστρώματος στηρίζονται σε δοκούς πρόσθετη προένταση μπορεί να ασκηθεί τοποθετώντας εξωτερικούς τένοντες ανάμεσα στα δοκάρια. Είναι πιθανό να απαιτηθεί πρόσθετο σκυρόδεμα ή κατακόρυφα χαλύβδινα μέλη για την αγκύρωση των τενόντων. Η προένταση είναι ο πιο οικονομικός τρόπος ενίσχυσης όταν απαιτείται αύξηση της δυνατότητας μεταφοράς φορτίου. Στις κιβωτιοειδείς γέφυρες έχει παρατηρηθεί πως

Η χρήση προέντασης έχει γίνει για να επιδιορθωθούν ρωγμές πιο πολύ για λόγους

λειτουργικότητας παρά αντοχής.

Για προένταση μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, καλύπτει μόνο τη περίπτωση τενόντων οι οποίοι βρίσκονται μέσα σε σωλήνες μέσω τσιμεντενέσεων.

Η προένταση χρησιμοποιείται σε φορείς χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστικότητας.

5. 3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ

§ Προένταση μετά από τη σκλήρυνση του σκυροδέματος (Προένταση). Οι τέτοντες (σύρματα, ράβδοι ή συρματόσχοινα, καλώδια) τοποθετούνται μέσα σε σωλήνες και αγκυρώνονται κατάλληλα στα άκρα τους. Οι συνθήκες εφαρμογής συστημάτων αυτής της μεθόδου προέντασης καθορίζονται από τα πιστοποιητικά των συστημάτων προεντάσεως.

§ Προένταση πριν από την έγχυση του σκυροδέματος (Προεντεταμένη κλίνη, προτανυόμενοι τέτοντες). Οι τέτοντες βρίσκονται σε άμεση επαφή με το σκυρόδεμα και αγκυρώνονται μέσω συνάφειας.

§ Μέθοδος προέντασης (μετά την σκλήρυνση ή πριν την έγχυση του σκυροδέματος)

§ Εφαρμοζόμενος βαθμός προέντασης

§ Τύπος του τένοντα και ποιότητα του χάλυβα

§ Χρόνος που μεσολαβεί μέχρι την εφαρμογή τσιμεντένεσης

Σε κάθε περίπτωση πρέπει να δίνεται προσοχή στις ανεπιθύμητες συνέπειες υπέρβασης του ορίου αναλογίας του χάλυβα κατά τη στιγμή της προέντασης. (π. χ. τάσεις σε θέσεις καμπυλώσεως των τενόντων)

Απώλειες προέντασης

Όπου δεν δίνονται ειδικοί κανόνες, η προένταση επιβάλλεται σε χρόνο που καθορίζεται από τις ακόλουθες συνθήκες

§ Συνθήκες παραμορφώσεων του στοιχείου

§ Ασφάλεια σχετιζόμενη με τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

§ Ασφάλεια σχετιζόμενη με τοπικές εντάσεις

§ Ασφάλεια των αγκυρώσεων των τενόντων

Για δεδομένη ηλικία σκυροδέματος, οι απώλειες προέντασης σε μία διατομή(σε σχέση με τη μέγιστη τάση στο γρύλο προέντασης), ισούται με το άθροισμα

§ Των απωλειών πριν από τη προένταση του σκυροδέματος

§ Των μειώσεων

§ Και των χρόνιων απωλειών

Η εκτίμηση των απωλειών βασίζεται γενικά στη χρησιμοποίηση μέσω τιμών των βασικών δεδομένων.

5. 3. 1 ΑΡΧΙΚΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ

Η αρχική τάση του τένοντα, μετά την απομάκρυνση των γρύλων και αφού λειτουργήσουν οι αγκυρώσεις, δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τη μικρότερη από τις επόμενες τιμές $\sigma_{p0} = 0,65 \cdot f_{pk}$ και $\sigma_{p0} = 0,75 \cdot f_{p0k}$

Η ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή του σκυροδέματος κατά τη στιγμή της προέντασης, ώστε να αποφεύγεται ο κίνδυνος υποχώρησης των σωμάτων αγκύρωσης, δίδεται στα πιστοποιητικά των διαφόρων συστημάτων προέντασης.

Εφόσον υπάρχει ολίσθηση των τετόντων στις θέσεις αγκυρώσεώς τους και μέσα στο μήκος επιρροής της ολίσθησης, οι μέγιστες τάσεις στο γρύλο μπορούν να ληφθούν κατά τη στιγμή της προέντασης ίσες με $\sigma_{p0 \max} = 0,70 \cdot f_{pk}$ και $\sigma_{p0 \max} = 0,80 \cdot f_{p0k}$

5. 3. 1. 1 Απώλειες πρίν από τη προένταση του σκυροδέματος (προεντεταμένη κλίνη)

Απώλειες λόγω τριβής στις διαμορφώσεις των καμπυλών (στη περίπτωση καμπυλών τενόντων) καθώς και στις απώλειες λόγω ολίσθησης στις αγκυρώσεις της προεντεταμένης κλίνης.

Απώλειες λόγω χαλάρωσης του χάλυβα των τενόντων (που θεωρούνται ότι είναι εκτεθειμένοι) κατά τη χρονική περίοδο μεταξύ έντασης των τενόντων και εφαρμογής της προέντασης στο σκυρόδεμα.

Μειώσεις λόγω ελαστικής παραμόρφωσης του σκυροδέματος μπορεί να εκτιμηθεί προσεγγιστικά μέσω των ακόλουθων σχέσεων

§ Στη περίπτωση προτάνυσης

$$\Delta\sigma_{02}(\chi) = (E_s / E_c, j) * \sigma_c(\chi)$$

§ Στην περίπτωση προέντασης

$$\Delta\sigma_{02}(\chi) = 1/2 * (E_s / E_c, j) * \sigma_c(\chi)$$

Όπου

E_s μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα προέντασης

E_c, j μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος κατά τη στιγμή εφαρμογής των φορτίων (λαμβάνονται υπόψη η δύναμη προέντασης και τα μόνιμα φορτία)

$\sigma_c(\chi)$ θλιπτική τάση του σκυροδέματος σε διατομή χ στη στάθμη του κέντρου βάρους των τενόντων λόγω μόνιμων φορτίων και προέντασης. Η $\sigma_c(\chi)$ αναφέρεται στην ομογενή ιδεατή διατομή.

Πρέπει να ληφθεί υπόψη η μείωση προέντασης λόγω βράχυνσης του σκυροδέματος η οποία προκύπτει

§ Στη περίπτωση προτάνυσης ως αποτέλεσμα της δράσης των τενόντων όταν ελευθερώνονται από τις αγκυρώσεις τους.

§ Στη περίπτωση προέντασης ως αποτέλεσμα του προγράμματος τάνυσης των τενόντων.

5. 3. 1. 2 Μείωση λόγω τριβής (Προένταση)

Η τριβή μεταξύ τένοντα και σωλήνα κατά τη προένταση προκαλείται από τη καμπυλότητα των τενόντων, καθώς και από τις παρασιτικές αποκλίσεις ακόμα σε ευθυγραμμία.

Η τάση του τένοντα $\sigma_{\theta}(\chi)$, σε μια διατομή που βρίσκεται σε απόσταση χ από την ενεργό αγκύρωση είναι μειωμένη σε σχέση με τη τάση $\sigma_{\theta \max} (\chi=0)$, στη θέση της αγκύρωσης, κατά τις μειώσεις λόγω τριβής. Η τάση στην θέση χ μπορεί να υπολογισθεί μέσω της ακόλουθης σχέσης

$$\sigma_{\theta}(\chi) = \sigma_{\theta \max} (\chi=0) * \exp (-\mu(\alpha + k * x))$$

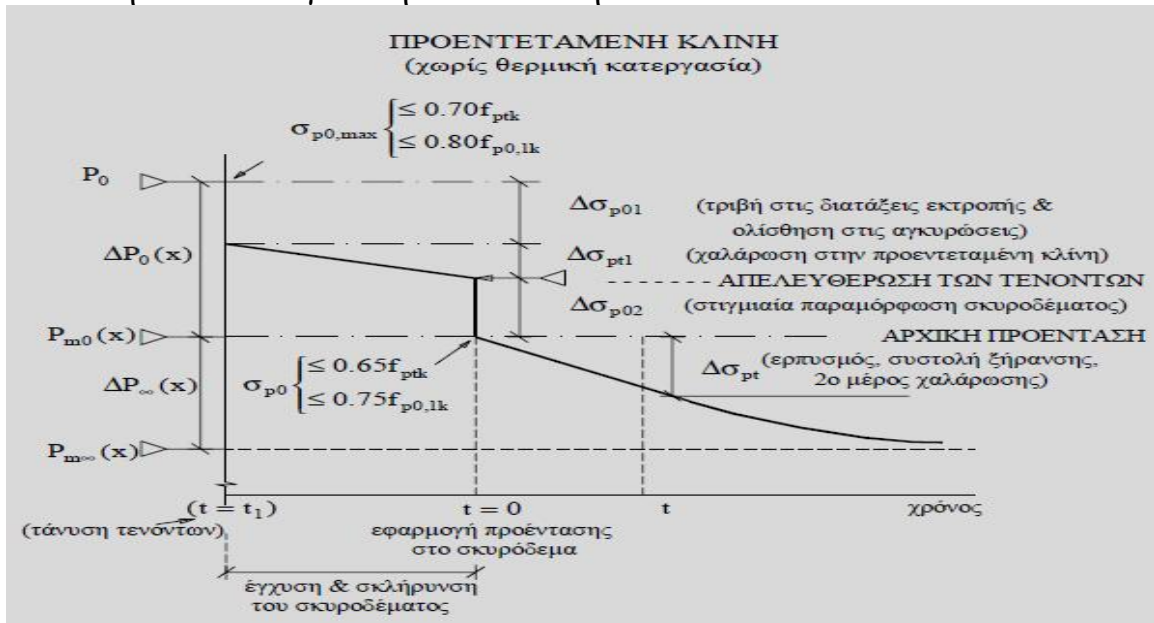
όπου,

μ συντελεστής τριβής μεταξύ τένοντα και σωλήνα

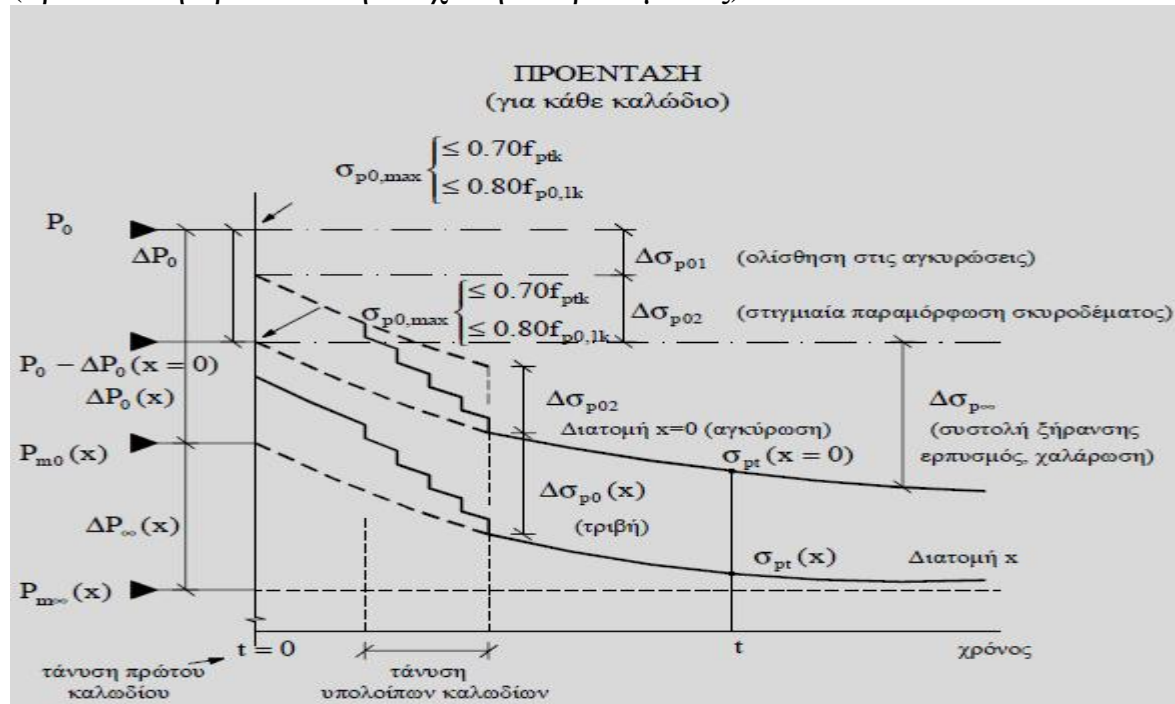
α άθροισμα των γωνιακών εκτροπών του τένοντα από τη θέση 0 μέχρι τη θέση x , μετρούμενων σε ακτίνια (χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η διεύθυνση ή το πρόσημό τους)

k αθέλητη γωνιακή εκτροπή (ακτίνια ανά μονάδα μήκους) από την ακριβή χάραξη τενόντων.

Οι τιμές του συντελεστή τριβής δεν εξαρτώνται από την επιφάνεια του τένοντα και την εσωτερική επιφάνεια του σωλήνα αλλά και από τη μορφή της χάραξης και από την υδατοστεγανότητα των σωλήνων.



εικόνα 105 Μειώσεις και απώλειες προέντασης σε δεδομένη διατομή (προένταση πριν από την έκχυση σκυροδέματος)



εικόνα 106 Μειώσεις και απώλειες προέντασης σε δεδομένη διατομή (προένταση μετά από τη σκλήρυνση του σκυροδέματος)

5. 3. 1. 3 Μειώσεις λόγω ολίσθησης στις αγκυρώσεις (προένταση)

Οι τιμές που θα ληφθούν υπόψη ορίζονται στα πιστοποιητικά των συστημάτων προέντασης. Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ολίσθηση του τένοντα κατά τη στιγμή της σφήνωσης, καθώς και η παραμόρφωση της αγκύρωσης.

5. 3. 1. 4 Άλλες μειώσεις

Οι μειώσεις λόγω θερμικής κατεργασίας σε ατμό πρέπει να υπολογίζονται μαζί με άλλες μειώσεις. Επίσης πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλα τα πιθανά αίτια μειώσεων που οφείλονται στη μέθοδο ή στον εξοπλισμό της προέντασης.

5. 3. 1. 5 Χρόνιες απώλειες λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος και χαλάρωσης του χάλυβα.

Η ακριβής λύση του προβλήματος είναι αρκετά περίπλοκη. Δεδομένου ότι η ποσοτική έκφραση όλων των παραμέτρων που επηρεάζουν το πρόβλημα είναι δυσχερής, γίνονται δεκτές προσεγγιστικές λύσεις. Συνοπτικά ο υπολογισμός πρέπει να λαμβάνει υπόψη την αλληλεξάρτηση των φαινομένων.

5. 3. 1. 6 Ειδικά θέματα προέντασης

Οι «ισοστατικές» επιρροές αναφέρονται στα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται σε διατομή λόγω εκκεντρότητας ή και της κλίσης της δύναμης προέντασης ως προς το κεντροβαρικό άξονα του στοιχείου. (αυτεντατική κατάσταση).

Οι «υπερστατικές» επιρροές αναφέρονται στη συμπληρωματική (παρασιτική) εντατική κατάσταση που αναπτύσσεται στους υπερστατικούς φορείς λόγω πρόσθετων εξωτερικών αντιδράσεων οι πρόσθετες αντιδράσεις προκαλούνται από τη προένταση και οφείλονται στην ανάγκη συμβιβαστού των παραμορφώσεων προς τις συνθήκες στήριξης.

Η προένταση γενικά προκαλεί

§ Τοπικά φαινόμενα στη περιοχή των αγκυρώσεων και στα σημεία όπου οι τένοντες αλλάζουν διεύθυνση

§ «ισοστατικές» επιρροές σε ισοστατικούς φορείς

§ «ισοστατικές» και «υπερστατικές» επιρροές σε υπερστατικούς φορείς.

5. 3. 1. 7 Διανομή της δύναμης προέντασης

1. Προένταση μετά από την σκλήρυνση του σκυροδέματος

Σε περίπτωση ενός στοιχείου με μεγάλο πλάτος, γίνεται η παραδοχή ότι η δύναμη προέντασης διανέμεται πέραν της αγκύρωσης υπό γωνία 2β , όπου $\epsilon\phi(\beta)=2/3$ ($\beta=34$ μοιρες).

Σε περίπτωση πλακοδοκού γίνεται η παραδοχή ότι η δύναμη προέντασης διανέμεται

§ Πάνω στο μέσο επίπεδο του κορμού, εντός γωνίας 2β ξεκινώντας από την ακύρωση

§ Στο μέσο επίπεδο του άνω πέλματος, υπό γωνία β εκατέρωθεν του κορμού, από το σημείο όπου η διανομή στο κορμό φθάνει στο πέλμα.

2. Προένταση πριν από την έγχυση του σκυροδέματος

Η εφελκυστική τάση σε έναν προταυνόμενο τένοντα υποτίθεται ότι λαμβάνει τη τιμή σχεδιασμού της σε απόσταση l_{pd} ό το άκρο.

Η απόσταση αυτή ισούται με $0,80 \cdot l_{pd}$ ή με $1,20 \cdot l_{pd}$, ανάλογα με το ποια από αυτές τις δύο τιμές είναι δυσμενέστερη για το υπό εξέταση εντατικό μέγεθος.

Ως μήκος ανάπτυξης της προέντασης ορίζεται η απόσταση μεταξύ του άκρου του τένοντα και μίας διατομής πέραν της οποίας η διανομή των ορθών τάσεων λόγω προέντασης θεωρείται γραμμική, σε όλο το ύψος της διατομής.

5. 3. 1. 8 Τένοντες χωρίς συνάφεια

Αυτή η περίπτωση μπορεί να αφορά προσωρινές μεν τένοντες οι οποίοι πρόκειται να συνδεθούν με το σκυρόδεμα μέσω τσιμεντενέματος (οι τένοντες υπάγονται σε αυτή τη κατηγορία πριν από την ενεργοποίηση της σύνδεσής τους με το σκυρόδεμα), μονίμως δε τένοντες για τους οποίους δεν προβλέπεται σύνδεση των τενόντων με το σκυρόδεμα(προένταση χωρίς σύνδεση).

Κατά κανόνα η δύναμη προέντασης που επιβάλλεται μέσω τενόντων χωρίς συνάφεια, θεωρείται τμήμα των δράσεων.

Τένοντες με συνάφεια

Ο τρόπος με τον οποίο επιδρά η προένταση ως τμήμα των δράσεων ή ως μέρος της αντίστασης μίας διατομής μεταβάλλεται με την αύξηση των δράσεων. Αυτό το δεδομένο πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά το καθορισμό των επί μέρους συντελεστών γ_R ή γ_M αντιστοίχως.

1. στις ισοστατικές επιρροές, η προένταση λαμβάνεται υπόψη σε μία διατομή ως

§ τμήμα της εσωτερικής αντοχής, όταν η παραμόρφωση των τενόντων είναι μεγαλύτερη από (παραμόρφωση ίση με $f_{pk} / \gamma_s \cdot E_s$). Αυτή η περίπτωση θα πρέπει να εξετάζεται, στους διαμήκεις τένοντες, κατά τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων αντοχής έναντι ορθών δράσεων και λυγισμού. Δε στον κατακόρυφο προεντεταμένο διατμητικό οπλισμό, κατά τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων αντοχής έναντι τεμνουσών δυνάμεων και στρέψης.

§ Τμήμα των εξωτερικών δράσεων, όταν η επιμήκυνση των τενόντων είναι μικρότερη από ϵ_{pd} (και συνεπώς οι τένοντες βρίσκονται στην ελαστική περιοχή).

2. στις υπερστατικές επιρροές, επειδή αυτές επηρεάζονται ελάχιστα από την εξέλιξη της φόρτισης, η προένταση λαμβάνεται πάντοτε ως τμήμα των εξωτερικών δράσεων.

Για την εφαρμογή των παραπάνω διατάξεων, η διαδικασία που πρέπει να υιοθετηθεί δίνεται στο παρακάτω πίνακα. Οι απαιτούμενοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f και γ_m καθώς και οι συντελεστές συνδυασμών δράσεων, ψ .

Επιρροές λόγω προέντασης P	Εξεταζόμενη οριακή κατάσταση	Τμήμα των εξωτερικών δράσεων	Τμήμα της αντοχής
Ισοστατικές	Λειτουργικότητα	Πάντοτε	--
	Αστοχία	Όταν $\epsilon_p < \epsilon_{p0.1d}$ (*)	Όταν $\epsilon_p \geq \epsilon_{p0.1d}$
Υπερστατικές (*)	Λειτουργικότητα και αστοχία	Πάντοτε	--
ϵ_p	ανηγμένη παραμόρφωση προεντεταμένου τένοντα		
$\epsilon_{p0.1d}$	ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί σε τάση $\sigma_p = f_{p0.1k} / \gamma_m$, $\gamma_m = \gamma_s$		
(*)	μόνο το υπερστατικό τμήμα της έντασης λόγω προέντασης.		

εικόνα 107

5. 4 Συμπεράσματα - Παρατηρήσεις και προβλήματα κατά το πέρας του έργου και στη παράδοση του στη κυκλοφορία.

Μετά την αποπεράτωση του έργου διαπιστώθηκαν τα εξής προβλήματα στη κατασκευή

1. Η μη εύστοχη καμπυλότητα που έργου. Τους θερινούς μήνες ιδιαίτερα διασχίζουν τη γέφυρα βαρέου τύπου οχήματα με ρυμουλκά, λόγω της αγροτικής βιομηχανίας που υπάρχει στη περιοχή, στα οποία είναι δύσκολο οι συνεχόμενοι ελιγμοί λόγω του τύπου τους.
2. Η είσοδος της γέφυρας σχεδόν καταλήγει στην είσοδο κατοικίας.
3. Κατά την είσοδο στη γέφυρα υπάρχει μια παράκαμψη οδού η οποία ήταν για διευκόλυνση και μη αποκοπή της κυκλοφορίας στη περιοχή, μέχρι το πέρας στη κατασκευή του έργου. Όμως η οδός παρέμεινε και μετά το πέρας του έργου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα μεγάλη επικινδυνότητα κατά

την είσοδο κ έξοδο των οχημάτων από τη γέφυρα αλλά και στη βοηθητική οδό όπως βλέπουμε παρακάτω.

4. Κατασκευάστηκε πεζοδρόμιο και από τις 2 πλευρές του οδοστρώματος, αλλά στα 2/4 της γέφυρας, συγκεκριμένα στο μεσαίο μέρος της κατασκευής, ενώ δεν υπάρχει πεζοδρόμηση στην οδό που συνενώνει.

5. Η έξοδος της γέφυρας καταλήγει σε πέντε οδούς χωρίς τη κατασκευή κάποιου κόμβου για τη μείωση της επικινδυνότητας, την πρόληψη ατυχημάτων και τη καλύτερη κυκλοφορία των οχημάτων.

6. Δεν υπάρχει χάραξη διαδρομής για τη διέλευση των πεζών κατά το πλάτος του οδοστρώματος. Η περιοχή είναι πυκνοκατοικημένη.

7. Ανεπαρκής σηματοδότηση.

8. Επίσης η κατασκευή δεξαμενής εμπλουτισμού του υδροφόρου ορίζοντα, κατασκευασμένη από εγκιβωτισμένους ογκόλιθους, κατασκευάστηκε για την ενίσχυση του υδροφόρου ορίζοντα κάτω από τα τρία πρώτα ανοίγματα του έργου, που είναι θετικό και καλό για τη περιοχή. Αλλά είναι εστία μόλυνσεως για τους κατοίκους κατά τους θερινούς μήνες. Και επικίνδυνα τους χειμερινούς τόσο από τις μεγάλες αλλά και τις μικρές βροχοπτώσεις, υπάρχει σε γρήγορο χρονικό διάστημα υπερχειλίση αυτής, με αποτέλεσμα να πλημμυρίζουν οικίες(υπόγεια), όσο και να λιμνάζουν με νερό για αρκετό διάστημα πλησίον οδοστρώματα.

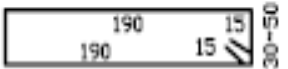
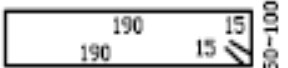





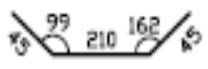
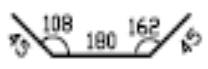
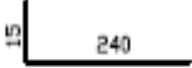







9. Τα κουτιά ηλεκτροδότησης είναι σε μικρή απόσταση από το οδόστρωμα χωρίς την απαιτούμενη προφύλαξη.

10. Λόγω της κατασκευής του έργου απαλλοτριώθηκαν δύο οικίες που εμπόδιζαν τη κατασκευή.

Τέλος, η αρχική επιλογή και τρόπος κατασκευής έπληγε πολλές ιδιοκτησίες, με αποτέλεσμα οι κάτοικοι να συνενωθούν και μετά από δικές τους ενέργειες να μετατοπισθεί σε μέρος που δεν πλήγει τόσες ιδιοκτησίες, παρά μόνο κτήματα που απαλλοτριώθηκαν.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ
ΠΙΝΑΚΕΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

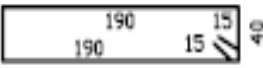
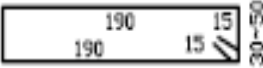
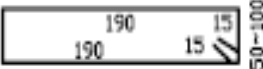
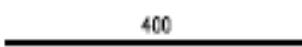
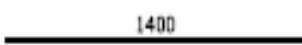
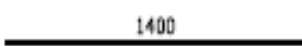

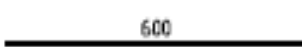
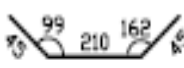
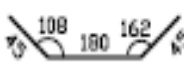
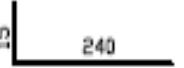




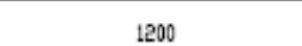

ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ		
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ	
ΤΕΧΝΙΚΟ Τ09α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ.) 8+048,69									
ΑΝΩΣΙΩΜΗ ΚΑΤΩ ΓΕΛΙΜΑ ΤΜ-ΜΑΤΟΣ Α1 - Μ3	1		16	72.0	6.48	466.6	1.578	736.4	
	1a		16	72.0	12.00	864.0	1.578	1363.7	
	1b		18	72.0	7.00	504.0	1.998	1006.8	
	1γ		22	140.0	14.00	1960.0	2.984	5848.7	
	1δ		18	72.0	12.00	864.0	1.998	1725.9	
	1ε		16	36.0	4.60	165.6	1.578	261.4	
	2		16	72.0	9.48	682.6	1.578	1077.3	
	2a		16	72.0	7.00	504.0	1.578	795.5	
	2b		16	180.0	14.00	2520.0	1.578	3977.4	
	3		16	605.0	7.70	4658.5	1.578	7352.7	
	4		16	349.0	7.10	2477.9	1.578	3911.0	
	5		18	256.0	7.10	1817.6	1.998	3630.8	
	6		16	168.0	6.00	1008.0	1.578	1591.0	
	7		12	1524.0	0.91	1386.8	0.888	1231.3	
	8		12	396.0	1.21	479.2	0.888	425.4	
	9		14	878.0	5.24	4600.7	1.208	5559.6	
	10		14	439.0	4.90	2151.1	1.208	2599.4	
	Σε μεταφορά								43094.1

ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ		
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ	
ΑΝΩΔΙΝΗ ΤΟΙΧΟΜΑΤΑ ΤΜΗΜΑΤΟΣ Α1-Μ3	ΤΕΧΝΙΚΟ Τ09α ΑΔ. Κ.08 ΣΤΗ Χ.Β. (ΣΓ.) 8+048,69					Απο μεταφορά		43094.1	
	11		14	192.0	4.90	940.8	1.208	1136.9	
	12		14	96.0	5.60	537.6	1.208	649.6	
	13		12	48.0	4.00	192.0	0.888	170.5	
	14		14	112.0	14.00	1568.0	1.208	1894.8	
	15		16	220.0	14.00	3080.0	1.578	4861.3	
	15a		16	92.0	8.40	772.8	1.578	1219.7	
	16		16	192.0	6.00	1152.0	1.578	1818.2	
	ΑΝΩΔΙΝΗ ΑΝΩ ΓΕΛΙΜΑ ΤΜΗΜΑΤΟΣ Α1 - Μ3	17		18	878.0	3.00	2634.0	1.998	5261.6
		17a		18	878.0	2.70	2370.6	1.998	4735.5
18			16	1444.0	2.55	3682.2	1.578	5811.7	
19			14	168.0	14.00	2352.0	1.208	2842.2	
20			16	246.0	14.00	3444.0	1.578	5435.8	
20a			16	41.0	14.00	574.0	1.578	906.0	
20			16	41.0	3.00	123.0	1.578	194.1	
21			16	183.0	14.00	2562.0	1.578	4043.7	
21a			16	244.0	12.00	2928.0	1.578	4621.4	
21b			16	240.0	6.65	1596.0	1.578	2519.0	
Σε μεταφορά							91216.1		

ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟΥΡΑ ΑΔ Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ) 8+048,69					Απο μεταφορά		91216.1	
	22		18	605.0	8.00	4840.0	1.998	9668.3
	23		18	725.0	12.20	8845.0	1.998	17668.6
	24		12	2100.0	1.11	2331.0	0.888	2069.5
	25		12	1778.0	0.51	906.8	0.888	805.1
	26		20	32.0	14.00	448.0	2.466	1104.8
ΣΥΜΠΛΗΡΕΙΣ ΖΩΝΕΣ ΤΙΜΩΝ Α1 - Μ3	27		16	76.0	6.30	478.8	1.578	755.7
	28		16	152.0	5.60	851.2	1.578	1343.5
	29		12	96.0	7.40	710.4	0.888	630.7
	30		16	56.0	6.20	347.2	1.578	548.0
	31		16	112.0	5.50	616.0	1.578	972.3
	32		16	28.0	4.60	128.8	1.578	203.3
	33		16	56.0	3.10	173.6	1.578	274.0
	34		12	24.0	7.05	169.2	0.888	150.2
	35		12	12.0	8.40	100.8	0.888	89.5
	36		12	24.0	4.58	109.9	0.888	97.6
					ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 127597.2			

ΒΕΒΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ.) 8+048,69								
ΠΡΟΣΒΕΤΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΚΡΟΥ ΓΕΦΥΡΑΣ	37		18	420.0	3.50	1470.0	1.998	2936.4
	38		18	420.0	2.40	1008.0	1.998	2013.6
	39		25	306.0	8.20	2509.2	3.853	9668.8
	40		12	144.0	3.00	432.0	0.888	383.5
	41		12	28.0	12.50	350.0	0.888	310.7
	42		20	576.0	1.74	1002.2	2.466	2471.7
	43		20	24.0	4.90	117.6	2.466	290.0
	44		20	48.0	4.98	239.0	2.466	589.5
	45		20	64.0	7.28	465.9	2.466	1149.0
	46		10	140.0	1.80	252.0	0.617	155.4
	47		10	52.0	7.58	394.2	0.617	243.0
	48		20	12.0	3.82	45.8	2.466	113.0
	49		20	24.0	3.90	93.6	2.466	230.8
	50		10	70.0	1.60	112.0	0.617	69.1
	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ)							

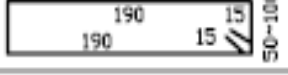
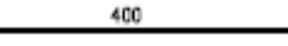
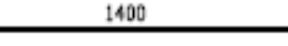
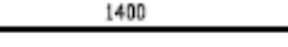
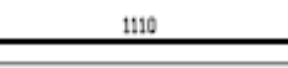
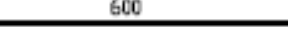
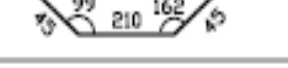
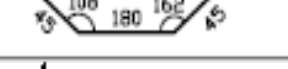
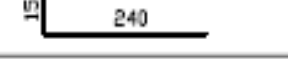
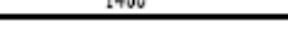
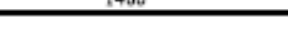
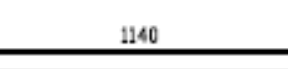
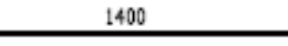
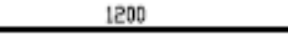

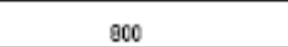
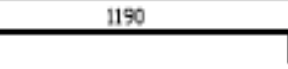
ΘΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ		
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ	
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α Α.Δ. Κ.Ο.8 ΣΤΗ Χ.Β. (ΣΓ.) 8+048,69									
ΑΝΔΡΟΜΗ ΚΑΤΩ ΓΕΩΜΑ ΤΜΗΜΑΤΟΣ Μ3 - Μ6	51		16	72.0	6.20	446.4	1.578	704.6	
	51a		16	72.0	12.00	864.0	1.578	1363.7	
	51b		18	72.0	7.00	504.0	1.998	1006.8	
	51γ		22	140.0	14.00	1960.0	2.984	5848.7	
	51δ		18	70.0	14.00	980.0	1.998	1957.6	
	51ε		18	36.0	6.00	216.0	1.998	431.5	
	51ζ		18	36.0	12.00	432.0	1.998	863.0	
	52		16	72.0	10.90	784.8	1.578	1238.7	
	52a		16	72.0	7.00	504.0	1.578	795.5	
	52b		16	180.0	14.00	2520.0	1.578	3977.4	
	53		16	620.0	7.70	4774.0	1.578	7535.0	
	54		16	364.0	7.10	2584.4	1.578	4079.1	
	55		18	256.0	7.10	1817.6	1.998	3630.8	
	56		16	168.0	6.00	1008.0	1.578	1591.0	
	57		12	1608.0	0.91	1463.3	0.888	1299.1	
	58		12	396.0	1.21	479.2	0.888	425.4	
	59		14	908.0	5.24	4757.9	1.208	5749.5	
	Σε μεταφορά							42497.2	

ΘΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΑΝΩΣΤΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΤΜΗΜΑΤΟΣ Μ3 - Μ6	ΤΕΧΝΙΚΟ Τ09α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Β. (ΣΓ.) 8+048,69				Απο μεταφορά		42497.2	
	60		14	454.0	4.90	2224.6	1.208	2688.2
	61		14	192.0	4.90	940.8	1.208	1136.9
	62		14	96.0	5.60	537.6	1.208	649.6
	63		12	48.0	4.00	192.0	0.888	170.5
	64		14	128.0	14.00	1792.0	1.208	2165.5
	65		16	220.0	14.00	3080.0	1.578	4861.3
	65a		16	92.0	9.90	910.8	1.578	1437.5
	66		16	192.0	6.00	1152.0	1.578	1818.2
	ΑΝΩΣΤΗ ΑΝΩ ΓΕΛΩΜΑ ΤΜΗΜΑΤΟΣ Μ3 - Μ6	67		18	908.0	3.00	2724.0	1.998
67a			18	908.0	2.70	2451.6	1.998	4897.3
68			16	1484.0	2.55	3784.2	1.578	5972.7
69			14	192.0	14.00	2688.0	1.208	3248.2
70			16	287.0	14.00	4018.0	1.578	6341.8
70a			16	82.0	3.65	299.3	1.578	472.4
71			16	183.0	14.00	2562.0	1.578	4043.7
71a			16	244.0	12.00	2928.0	1.578	4621.4
71b			16	240.0	8.15	1956.0	1.578	3087.2
					Σε μεταφορά		95551.1	

ΘΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Β. (ΣΓ) 8+048,69					Απο μεταφορα		95551.1	
	72		18	705.0	8.00	5640.0	1.998	11266.4
	73		18	745.0	12.20	9089.0	1.998	18156.0
	74		12	2172.0	1.11	2410.9	0.888	2140.4
	75		12	1838.0	0.51	937.4	0.888	832.2
	76		20	36.0	14.00	504.0	2.466	1242.9
ΣΥΜΠΛΗΡΕΙΣ ΖΩΝΕΣ ΤΗΡΜΑΤΟΣ Μ3 - Μ6	77		16	76.0	6.30	478.8	1.578	755.7
	78		16	152.0	5.60	851.2	1.578	1343.5
	79		12	96.0	7.40	710.4	0.888	630.7
	80		16	56.0	6.20	347.2	1.578	548.0
	81		16	112.0	5.50	616.0	1.578	972.3
	82		16	28.0	4.60	128.8	1.578	203.3
	83		16	56.0	3.10	173.6	1.578	274.0
	84		12	24.0	7.05	169.2	0.888	150.2
	85		12	12.0	8.40	100.8	0.888	89.5
	86		12	24.0	4.58	109.9	0.888	97.6
					ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 134253.8			

ΒΕΣΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ		
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ	
ΠΕΖΟΠΟΜΙΑ	ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ) 8+048,69								
	87		12	1288.0	2.80	3606.4	0.888	3201.8	
	88		12	2570.0	2.10	5397.0	0.888	4791.5	
	89		12	2570.0	2.20	5654.0	0.888	5019.7	
	90		12	2570.0	2.90	7453.0	0.888	6616.9	
	91		10	2570.0	2.00	5140.0	0.617	3169.0	
	92		10	13312.0	2.40	31948.8	0.617	19697.6	
	93		10	2570.0	1.20	3084.0	0.617	1901.4	
	94		10	4160.0	2.40	9984.0	0.617	6155.5	
	95		10	2570.0	1.68	4317.6	0.617	2662.0	
	96		10	2570.0	1.30	3341.0	0.617	2059.9	
	97		16	2570.0	1.20	3084.0	1.578	4867.6	
					ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 60142.9				

ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ.) 8+048,69								
ΑΝΩΣΩΜΗ ΚΑΤΩ ΓΕΛΙΜΑ ΤΜΗΜΑΤΟΣ Μ6 - Α2	101		16	140.0	7.00	980.0	1.578	1546.8
	101α		16	72.0	14.00	1008.0	1.578	1591.0
	101β		20	140.0	7.00	980.0	2.466	2416.8
	101γ		25	70.0	14.00	980.0	3.853	3776.3
	102		16	72.0	11.60	835.2	1.578	1318.2
	102α		16	108.0	14.00	1512.0	1.578	2386.4
	103		16	312.0	7.70	2402.4	1.578	3791.8
	103α		18	78.0	7.70	600.6	1.998	1199.7
	104		16	215.0	7.10	1526.5	1.578	2409.3
	104α		20	78.0	7.10	553.8	2.466	1365.8
	105		18	60.0	7.10	426.0	1.998	851.0
	106		16	112.0	6.00	672.0	1.578	1060.6
	107		12	936.0	0.91	851.8	0.888	756.2
	108		12	264.0	1.21	319.4	0.888	283.6
	109		14	730.0	5.24	3825.2	1.208	4622.4
	110		14	365.0	4.90	1788.5	1.208	2161.2
	111		14	240.0	4.90	1176.0	1.208	1421.1
	Σε μεταφορά							32958.3

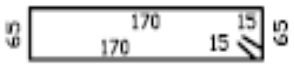
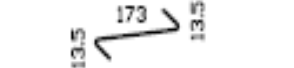
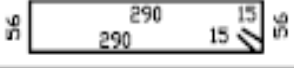
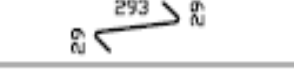
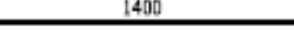
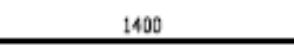




ΘΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΑΝΔΕΣΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΤΜΗΜΑΤΟΣ Μ6-Α2	ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ ΧΘ. (ΣΓ) 8+048,69				Απο μεταφορά		32958.3	
	112		14	120.0	5.60	672.0	1.208	812.1
	113		12	32.0	4.00	128.0	0.888	113.6
	114		14	80.0	14.00	1120.0	1.208	1353.4
	115		16	110.0	14.00	1540.0	1.578	2430.6
	115α		16	92.0	11.50	1058.0	1.578	1669.9
116		16	128.0	6.00	768.0	1.578	1212.2	
ΑΝΔΕΣΗ ΑΝΩ ΓΕΛΙΑ ΤΜΗΜΑΤΟΣ Μ6 - Α2	117		18	568.0	3.00	1704.0	1.998	3403.9
	117α		18	568.0	2.70	1533.6	1.998	3063.5
	118		16	930.0	2.55	2371.5	1.578	3743.0
	119		14	120.0	14.00	1680.0	1.208	2030.1
	120		16	123.0	14.00	1722.0	1.578	2717.9
	120α		16	82.0	11.80	967.6	1.578	1527.2
	121		16	120.0	14.00	1680.0	1.578	2651.6
	121α		16	480.0	12.00	5760.0	1.578	9091.2
	121β		18	240.0	5.05	1212.0	1.998	2421.1
	122		18	424.0	8.00	3392.0	1.998	6775.8
	123		18	468.0	12.20	5709.6	1.998	11405.4
						Σε μεταφορά		89380.8

ΘΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ.) 8+048,69					Απο μεταφορά		89380.8	
	(124)		12	1310.0	1.11	1454.1	0.888	1291.0
	(125)		12	1220.0	0.51	622.2	0.888	552.4
ΣΥΜΠΛΗΡΕΙΣ ΖΩΝΕΣ ΤΜΗΜΑΤΟΣ Μ6 - Α2	(126)		20	20.0	14.00	280.0	2.466	690.5
	(127)		16	76.0	6.30	478.8	1.578	755.7
	(128)		16	152.0	5.60	851.2	1.578	1343.5
	(129)		12	96.0	7.40	710.4	0.888	630.7
	(130)		16	28.0	6.20	173.6	1.578	274.0
	(131)		16	56.0	5.50	308.0	1.578	486.1
	(132)		16	14.0	4.60	64.4	1.578	101.6
	(133)		16	28.0	3.10	86.8	1.578	137.0
	(134)		12	12.0	7.05	84.6	0.888	75.1
	(135)		12	6.0	8.40	50.4	0.888	44.7
	(136)		12	12.0	4.58	55.0	0.888	48.8
								ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 95812.0

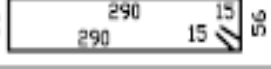
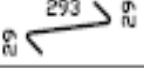
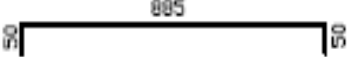
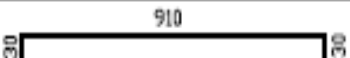

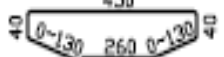
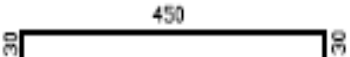
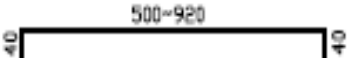
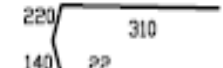
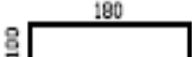
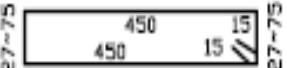
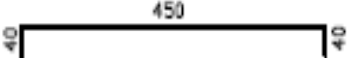
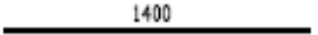
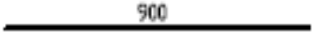



ΒΕΒΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ		
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ	
ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ1	ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ ΧΘ. (ΣΓ) 8+048,69								
	(139)		25	512.0	9.10	4659.2	3.853	17953.6	
	(140)		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8	
	(141)		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8	
	(142)		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8	
	(143)		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8	
	(144)		20	480.0	5.30	2544.0	2.466	6273.9	
	(145)		20	80.0	5.60	448.0	2.466	1104.8	
	(146)		20	160.0	4.98	796.8	2.466	1965.0	
	(147)		20	480.0	4.22	2025.6	2.466	4995.4	
	(148)		18	16.0	14.00	224.0	1.998	447.5	
	(149)		18	16.0	14.00	224.0	1.998	447.5	
	ΤΟΙΧΩΜΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ1	(150)		22	92.0	4.00	368.0	2.984	1098.1
		(151)		25	92.0	5.70	524.4	3.853	2020.7
(152)			22	92.0	8.20	754.4	2.984	2251.2	
(153)			22	46.0	3.00	138.0	2.984	411.8	
(154)			20	73.0	9.50	693.5	2.466	1710.3	
(155)			14	146.0	6.00	876.0	1.208	1058.6	
Σε μεταφορά							65413.3		

ΒΕΒΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ
ΤΟΙΧΩΜΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ1	ΤΕΧΝΙΚΟ Τ09α ΑΔ Κ0.8 ΣΤΗ ΧΘ. (ΣΓ) 8+048,69				Απο μεταφορά		65413.3	
	(156)		14	146.0	5.00	730.0	1.208	882.1
	(157)		14	365.0	2.00	730.0	1.208	882.1
	(158)		14	73.0	7.22	527.1	1.208	636.9
	(159)		14	219.0	3.51	768.7	1.208	928.9
ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ1	(160)		25	384.0	14.00	5376.0	3.853	20715.7
	(161)		20	384.0	14.00	5376.0	2.466	13258.0
	(162)	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112 ΔΙΑΜ. ΣΤΕΡΝΙ : 10 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΝΙ: 500	12	32.0	175.93	5629.7	0.888	4998.2
	(163)	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112 ΔΙΑΜ. ΣΤΕΡΝΙ : 15 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΝΙ: 900	12	16.0	211.11	3377.8	0.888	2998.9
	(164)	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112 ΔΙΑΜ. ΣΤΕΡΝΙ : 20 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΝΙ: 1200	12	16.0	211.11	3377.8	0.888	2998.9
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 113713.0								

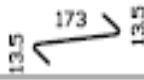
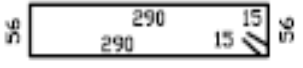
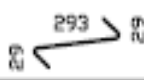
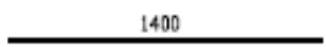
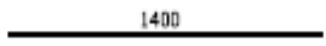
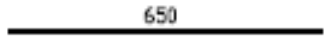



ΘΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Β. (ΣΓ) 8+048,69								
ΚΕΦΑΛΙΩΣΙΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ2	167		25	512.0	9.10	4659.2	3.853	17953.6
	168		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	169		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	170		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	171		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	144		20	480.0	5.30	2544.0	2.466	6273.9
	145		20	80.0	5.60	448.0	2.466	1104.8
	146		20	160.0	4.98	796.8	2.466	1965.0
	147		20	480.0	4.22	2025.6	2.466	4995.4
	172		18	16.0	14.00	224.0	1.998	447.5
	173		18	16.0	14.00	224.0	1.998	447.5
ΤΟΙΧΩΜΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ2	174		22	96.0	4.00	384.0	2.984	1145.9
	175		25	48.0	5.70	273.6	3.853	1054.3
	176		22	96.0	9.50	912.0	2.984	2721.4
	177		25	48.0	3.00	144.0	3.853	554.9
	178		20	86.0	9.50	817.0	2.466	2014.8
	179		14	172.0	6.00	1032.0	1.208	1247.1
Σε μεταφορά							65601.1	

ΒΕΒΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΟΙΧΩΜΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ2	ΤΕΧΝΙΚΟ Τ09α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ ΧΘ. (ΣΓ) 8+048,69					Απο μεταφορά	65601.1	
	180		14	172.0	5.00	860.0	1.208	1039.2
	181		14	210.0	2.00	420.0	1.208	507.5
	182		14	86.0	7.22	620.9	1.208	750.3
183		14	126.0	3.51	442.3	1.208	534.4	
ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ2	184		25	384.0	14.00	5376.0	3.853	20715.7
	185		20	384.0	14.00	5376.0	2.466	13258.0
	186		20	384.0	4.00	1536.0	2.466	3788.0
	187	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ: 500	12	32.0	175.93	5629.7	0.888	4998.2
	188	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ: 900	12	16.0	211.11	3377.8	0.888	2998.9
	189	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ: 1450	12	16.0	255.10	4081.6	0.888	3623.7
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 117815.0								

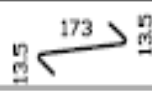
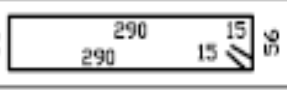
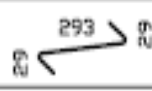
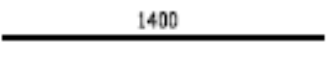





ΒΕΒΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.8. (ΣΓ) 8+048,69								
ΚΕΦΑΛΙΩΣΙΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ3	190		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	191		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	192		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	193		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	194		25	512.0	9.10	4659.2	3.853	17953.6
	195		18	32.0	14.00	448.0	1.998	894.9
	144		20	480.0	5.30	2544.0	2.466	6273.9
	145		20	80.0	5.60	448.0	2.466	1104.8
	146		20	160.0	4.98	796.8	2.466	1965.0
	147		20	480.0	4.22	2025.6	2.466	4995.4
	196		22	96.0	4.00	384.0	2.984	1145.9
ΤΟΙΧΩΜΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ3	197		22	46.0	7.00	322.0	2.984	960.9
	198		22	92.0	9.25	851.0	2.984	2539.4
	199		20	84.0	9.50	798.0	2.466	1968.0
	200		14	168.0	6.00	1008.0	1.208	1218.1
	201		14	168.0	5.00	840.0	1.208	1015.1
	202		14	105.0	2.00	210.0	1.208	253.8
Σε μεταφορά							65963.8	

ΒΕΒΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ Τ09α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ) 8+048,69					Απο μεταφορά 65963.8			
	203		14	84.0	7.22	606.5	1.208	732.9
	204		14	63.0	3.51	221.1	1.208	267.2
ΔΟΚΟΣ ΕΓΡΑΣΗΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ3	205		25	30.0	9.85	295.5	3.853	1138.7
	206		25	30.0	9.70	291.0	3.853	1121.3
	207		20	35.0	13.10	458.5	2.466	1130.7
	208		20	30.0	11.80	354.0	2.466	873.0
	209		20	62.0	5.10	316.2	2.466	779.8
	210		16	18.0	7.90	142.2	1.578	224.4
	211		16	38.0	6.92	263.0	1.578	415.0
	212		22	92.0	3.02	277.8	2.984	829.1
	213		12	12.0	10.32	123.8	0.888	109.9
	214		6	12.0	5.30	63.6	0.222	14.1
	ΓΑΣΣΑΛΟΙ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ3	215		25	384.0	14.00	5376.0	3.853
216			20	384.0	9.00	3456.0	2.466	8523.0
217		ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ : 500	12	32.0	175.93	5629.7	0.888	4998.2
218		ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ : 1000	12	16.0	234.57	3753.2	0.888	3332.1
219		ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ : 700	12	16.0	123.15	1970.4	0.888	1749.4
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ)							112918.3	

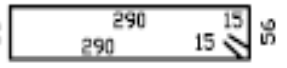
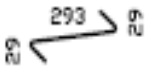
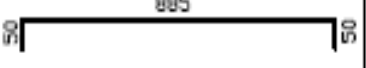
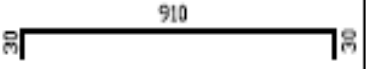
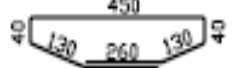
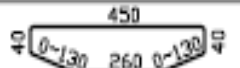
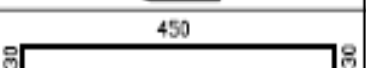
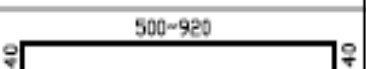
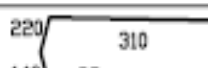
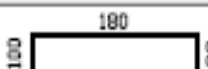
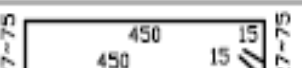
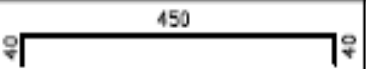
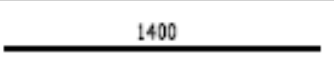
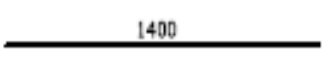



ΒΕΒΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ.) 8+048,69								
ΚΕΦΑΛΙΟΔΕΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4	300		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	301		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	302		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	303		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	304		25	572.0	9.10	5205.2	3.853	20057.5
	305		18	32.0	14.00	448.0	1.998	894.9
	144		20	480.0	5.30	2544.0	2.466	6273.9
	145		20	80.0	5.60	448.0	2.466	1104.8
	146		20	160.0	4.98	796.8	2.466	1965.0
	147		20	480.0	4.22	2025.6	2.466	4995.4
ΤΟΙΧΩΜΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4	306		28	92.0	4.65	427.8	4.834	2067.8
	307		28	92.0	6.70	616.4	4.834	2979.5
	308		28	92.0	11.50	1058.0	4.834	5114.0
	309		22	92.0	3.20	294.4	2.984	878.5
	310		20	106.0	9.50	1007.0	2.466	2483.4
	311		14	212.0	6.00	1272.0	1.208	1537.1
	312		14	212.0	5.00	1060.0	1.208	1280.9
Σε μεταφορά							78082.3	

ΘΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ ΧΘ. Ω.Γ.) 8+048,69					Απο μεταφορά 78082.3			
	(313)		14	530.0	2.00	1060.0	1.208	1280.9
	(314)		14	106.0	7.22	765.3	1.208	924.8
	(315)		14	318.0	3.51	1116.2	1.208	1348.8
ΓΙΑΣΤΑΛΟΙ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ4	(316)		25	384.0	14.00	5376.0	3.853	20715.7
	(317)		20	384.0	14.00	5376.0	2.466	13258.0
	(318)		20	384.0	6.50	2496.0	2.466	6155.5
	(319)	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΘΗΛΗ ΣΤΕΡΕ : 10 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΕ : 500	12	32.0	175.93	5629.7	0.888	4998.2
	(320)	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΘΗΛΗ ΣΤΕΡΕ : 15 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΕ : 900	12	16.0	211.11	3377.8	0.888	2998.9
	(321)	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΘΗΛΗ ΣΤΕΡΕ : 20 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΕ : 1700	12	16.0	299.08	4785.3	0.888	4248.4
						ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 134011.5		

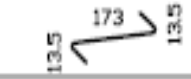
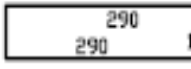
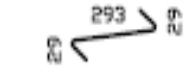
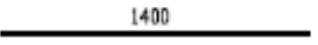




ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ.) 8+048,69								
ΚΕΦΑΛΙΩΔΕΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5	300		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	301		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	302		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	303		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	304		25	572.0	9.10	5205.2	3.853	20057.5
	305		18	32.0	14.00	448.0	1.998	894.9
	144		20	480.0	5.30	2544.0	2.466	6273.9
	145		20	80.0	5.60	448.0	2.466	1104.8
	146		20	160.0	4.98	796.8	2.466	1965.0
	147		20	480.0	4.22	2025.6	2.466	4995.4
	ΤΟΙΧΩΜΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ5	306		28	92.0	4.65	427.8	4.834
307			28	92.0	6.70	616.4	4.834	2979.5
308			28	92.0	11.50	1058.0	4.834	5114.0
309			22	92.0	3.20	294.4	2.984	878.5
310			20	106.0	9.50	1007.0	2.466	2483.4
311			14	212.0	6.00	1272.0	1.208	1537.1
312			14	212.0	5.00	1060.0	1.208	1280.9
Σε μεταφορά 78082.3								

ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ.) 8+048,69					Απο μεταφορά 78082.3			
	313		14	530.0	2.00	1060.0	1.208	1280.9
	314		14	106.0	7.22	765.3	1.208	924.8
	315		14	318.0	3.51	1116.2	1.208	1348.8
ΠΛΑΣΤΙΚΟΙ ΜΕΣΟΒΑΡΟΥ Μ5	316		25	384.0	14.00	5376.0	3.853	20715.7
	317		20	384.0	14.00	5376.0	2.466	13258.0
	318		20	384.0	6.50	2496.0	2.466	6155.5
	319	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΠΕΡΜΑΤΟΣ : 10 ΜΗΚΟΣ ΣΠΕΡΜΑΤΟΣ : 500	12	32.0	175.93	5629.7	0.888	4998.2
	320	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΠΕΡΜΑΤΟΣ : 15 ΜΗΚΟΣ ΣΠΕΡΜΑΤΟΣ : 900	12	16.0	211.11	3377.8	0.888	2998.9
	321	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΠΕΡΜΑΤΟΣ : 20 ΜΗΚΟΣ ΣΠΕΡΜΑΤΟΣ : 1700	12	16.0	299.08	4785.3	0.888	4248.4
						ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 134011.5		

ΒΕΣΣΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ.) 8+048,69								
ΚΕΦΑΛΙΩΣΕΙΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6	250		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	251		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	252		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	253		25	143.0	12.00	1716.0	3.853	6612.4
	254		25	572.0	9.10	5205.2	3.853	20057.5
	255		18	32.0	14.00	448.0	1.998	894.9
	144		20	480.0	5.30	2544.0	2.466	6273.9
	145		20	80.0	5.60	448.0	2.466	1104.8
	146		20	160.0	4.98	796.8	2.466	1965.0
	147		20	480.0	4.22	2025.6	2.466	4995.4
	256		25	88.0	4.40	387.2	3.853	1492.0
	ΤΟΙΧΩΜΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6	257		22	88.0	5.50	484.0	2.984
258			25	88.0	9.25	814.0	3.853	3136.6
259			20	84.0	9.50	798.0	2.466	1968.0
260			14	168.0	6.00	1008.0	1.208	1218.1
261			14	168.0	5.00	840.0	1.208	1015.1
262			14	105.0	2.00	210.0	1.208	253.8
					Σε μεταφορά 72268.9			

ΒΕΒΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α Α.Δ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ) 8+048,69					Απο μεταφορά		72268.9	
	263		14	84.0	7.22	606.5	1.208	732.9
	263a		14	63.0	3.51	221.1	1.208	267.2
ΔΟΚΟΣ ΕΠΙΡΑΦΗΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6	264		25	30.0	9.85	295.5	3.853	1138.7
	265		25	30.0	9.70	291.0	3.853	1121.3
	266		20	35.0	13.10	458.5	2.466	1130.7
	267		20	30.0	11.80	354.0	2.466	873.0
	268		20	62.0	5.10	316.2	2.466	779.8
	269		16	18.0	7.90	142.2	1.578	224.4
	270		16	38.0	6.92	263.0	1.578	415.0
	271		22	92.0	3.02	277.8	2.984	829.1
	272		12	12.0	10.32	123.8	0.888	109.9
	273		6	12.0	5.30	63.6	0.222	14.1
	ΓΙΑΣΤΑΝΟΙ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ6	274		25	384.0	14.00	5376.0	3.853
275			20	384.0	14.00	5376.0	2.466	13258.0
276		ΕΦΕΤΡΟΣ 112  ΔΙΑΜ. ΣΤΕΡΟΣ : 10 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ : 500	12	32.0	175.93	5629.7	0.888	4998.2
277		ΕΦΕΤΡΟΣ 112  ΔΙΑΜ. ΣΤΕΡΟΣ : 15 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ : 900	12	16.0	211.11	3377.8	0.888	2998.9
278		ΕΦΕΤΡΟΣ 112  ΔΙΑΜ. ΣΤΕΡΟΣ : 20 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ : 1200	12	16.0	211.11	3377.8	0.888	2998.9
					ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ)		124874.8	


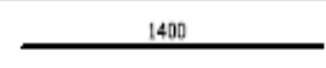




ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ) 8+048,69								
ΚΕΦΑΛΙΩΔΕΣΜΟΣ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7	350		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	351		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	352		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	353		25	128.0	12.00	1536.0	3.853	5918.8
	354		25	512.0	9.10	4659.2	3.853	17953.6
	355		18	32.0	14.00	448.0	1.998	894.9
	144		20	480.0	5.30	2544.0	2.466	6273.9
	145		20	80.0	5.60	448.0	2.466	1104.8
	146		20	160.0	4.98	796.8	2.466	1965.0
	147		20	480.0	4.22	2025.6	2.466	4995.4
356		25	88.0	4.50	396.0	3.853	1525.9	
ΤΟΙΧΩΜΑ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7	357		22	88.0	4.67	411.0	2.984	1226.3
	358		25	88.0	9.50	836.0	3.853	3221.4
	359		22	88.0	3.30	290.4	2.984	866.6
	360		20	86.0	9.50	817.0	2.466	2014.8
	361		14	172.0	6.00	1032.0	1.208	1247.1
	362		14	172.0	5.00	860.0	1.208	1039.2
	Σε μεταφορά							68004.1

ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ Τ09α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ) 8+048,69					Απο μεταφορά			
	363		14	430.0	2.00	860.0	1.208	1039.2
	364		14	86.0	7.22	620.9	1.208	750.3
	365		14	258.0	3.51	905.6	1.208	1094.3
ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ Μ7	366		25	384.0	14.00	5376.0	3.853	20715.7
	367		20	384.0	14.00	5376.0	2.466	13258.0
	368	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΕΟ: 10 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΕΟ: 500	12	32.0	175.93	5629.7	0.888	4998.2
	369	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΕΟ: 15 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΕΟ: 900	12	16.0	211.11	3377.8	0.888	2998.9
	370	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112  ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΕΟ: 20 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΕΟ: 1200	12	16.0	211.11	3377.8	0.888	2998.9
					ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 115857.6			

ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ) 8+048,69								
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ	400		18	120.0	7.00	840.0	1.998	1678.0
	401		18	120.0	8.00	960.0	1.998	1917.7
	402		18	102.0	14.00	1428.0	1.998	2852.5
	403		16	32.0	14.00	448.0	1.578	707.1
	404		18	120.0	7.40	888.0	1.998	1773.9
	405		14	120.0	4.20	504.0	1.208	609.0
	406		14	88.0	12.50	1100.0	1.208	1329.3
	407		14	240.0	4.00	960.0	1.208	1160.1
	408		25	28.0	14.00	392.0	3.853	1510.5
	409		25	56.0	6.00	336.0	3.853	1294.7
	410		25	38.0	14.00	532.0	3.853	2050.0
	411		14	34.0	12.50	425.0	1.208	513.6
	412		18	240.0	4.60	1104.0	1.998	2205.3
	413		16	240.0	7.45	1788.0	1.578	2822.1
	414		16	16.0	7.00	112.0	1.578	176.8
414a		16	16.0	8.00	128.0	1.578	202.0	
415		16	515.0	2.95	1519.3	1.578	2397.9	
Σε μεταφορά							25200.4	

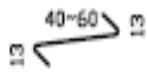
ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟΥΡΑ Α.Δ. Κ.Ο.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ) 8+048,69					Απο μεταφορά		25200.4	
	416		14	300.0	1.00	300.0	1.208	362.5
	417		16	120.0	2.40	288.0	1.578	454.6
	418		18	60.0	1.40	84.0	1.998	167.8
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ	419		16	20.0	6.00	120.0	1.578	189.4
	420		16	20.0	7.00	140.0	1.578	221.0
	421		16	40.0	9.25	370.0	1.578	584.0
	422		16	40.0	9.25	370.0	1.578	584.0
	423		16	208.0	5.50	1144.0	1.578	1805.6
	424		16	80.0	2.80	224.0	1.578	353.5
	425		16	24.0	3.70	88.8	1.578	140.2
	426		14	272.0	1.00	272.0	1.208	328.7
	427		12	32.0	7.00	224.0	0.888	198.9
	428		16	52.0	6.20	322.4	1.578	508.9
ΤΑΚΟΙ	429		14	20.0	2.40	48.0	1.208	58.0
	430		14	20.0	2.40	48.0	1.208	58.0
	431		14	12.0	2.82	33.8	1.208	40.9
	432		20	100.0	14.00	1400.0	2.466	3452.6
					Σε μεταφορά		34708.9	

ΒΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Β. (ΣΓ) 8+048,69					Απο μεταφορά		34708.9	
ΚΕΦΑΛΟΔΕΣΜΟΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ	433		22	100.0	14.00	1400.0	2.984	4177.7
	434		20	240.0	7.90	1896.0	2.466	4675.8
	435		22	240.0	7.90	1896.0	2.984	5657.7
	436		18	28.0	14.00	392.0	1.998	783.1
	437		18	28.0	7.60	212.8	1.998	425.1
	438		18	360.0	4.90	1764.0	1.998	3523.7
	439		18	32.0	4.50	144.0	1.998	287.7
	440		18	16.0	5.30	84.8	1.998	169.4
ΓΙΑΚΕΣ ΠΡΟΣΒΑΣΗΣ	441		20	164.0	5.20	852.8	2.466	2103.1
	442		16	82.0	5.20	426.4	1.578	673.0
	443		14	200.0	4.45	890.0	1.208	1075.5
	444		12	320.0	0.95	304.0	0.888	269.9
ΓΑΣΣΑΛΟΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ Α1	445		25	192.0	14.00	2688.0	3.853	10357.8
	446		20	192.0	14.00	2688.0	2.466	6629.0
	447		20	192.0	4.00	768.0	2.466	1894.0
	448		12	16.0	169.65	2714.3	0.888	2409.8
	449		12	8.0	211.11	1688.9	0.888	1499.4
					Σε μεταφορά		81320.6	

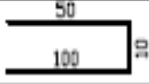
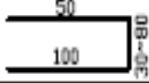
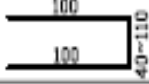
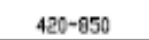
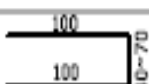
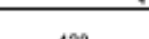
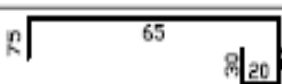


ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ
		ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Β. (ΣΓ) 8+048,69				Απο μεταφορά	81320.6	
ΓΙΑΣΤΑΝΟΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ Α2	450	 ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112 ΎψΟΣ ΣΤΕΡΟΣ 20 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ 1450	12	8.0	255.10	2040.8	0.888	1811.8
	451	 1400	25	192.0	14.00	2688.0	3.853	10357.8
	452	 900	20	192.0	9.00	1728.0	2.466	4261.5
	453	 ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112 ΎψΟΣ ΣΤΕΡΟΣ 10 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ 500	12	16.0	175.93	2814.9	0.888	2499.1
	454	 ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112 ΎψΟΣ ΣΤΕΡΟΣ 15 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ 900	12	8.0	211.11	1688.9	0.888	1499.4
	455	 ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ 112 ΎψΟΣ ΣΤΕΡΟΣ 20 ΜΗΚΟΣ ΣΤΕΡΟΣ 700	12	8.0	123.15	985.2	0.888	874.7
					ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 102625.0			

ΒΕΞΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ) 8+048,69								
	1		14	256.0	14.00	3584.0	1.208	4331.0
	2		16	280.0	14.00	3920.0	1.578	6187.1
	3		22	560.0	14.00	7840.0	2.984	23394.9
	4		16	256.0	14.00	3584.0	1.578	5656.8
	5		22	1120.0	4.65	5208.0	2.984	15540.9
	6		16	48.0	14.00	672.0	1.578	1060.6
	7		14	520.0	14.00	7280.0	1.208	8797.3
	8		16	2900.0	3.80	11020.0	1.578	17393.3
	9		22	560.0	4.00	2240.0	2.984	6684.3
	10		22	560.0	5.50	3080.0	2.984	9190.8
	11		22	560.0	6.33	3544.8	2.984	10577.8
	12		16	560.0	3.25	1820.0	1.578	2872.6
	13		14	560.0	6.33	3544.8	1.208	4283.6
	14		16	136.0	14.00	1904.0	1.578	3005.2
	15		14	100.0	14.00	1400.0	1.208	1691.8
	16		12	236.0	14.00	3304.0	0.888	2933.3
	17		14	2450.0	1.11	2719.5	1.208	3286.3
Σε μεταφορά								126887.4

ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΥΠΟΥ "Α"

ΘΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ
ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΥΠΟΥ "Α"	ΤΕΧΝΙΚΟ Τ09α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Β. (ΣΓ.) 8+048,69				Απο μεταφορα 126887,4			
	18		12	1780,0	0,76	1352,8	0,888	1201,0
					ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 128088,4			

ΘΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ.	ΟΛΙΚΟ
ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.0.8 ΣΤΗ Χ.Β. (ΣΓ.) 8+048,69								
ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΥΠΟΥ "Β"	1		14	66.0	14.00	924.0	1.208	1116.6
	2		14	71.0	14.00	994.0	1.208	1201.2
	3		20	140.0	14.00	1960.0	2.466	4833.7
	4		14	66.0	14.00	924.0	1.208	1116.6
	5		14	280.0	4.00	1120.0	1.208	1353.4
	6		14	10.0	14.00	140.0	1.208	169.2
	7		14	132.0	14.00	1848.0	1.208	2233.1
	8		16	728.0	3.00	2184.0	1.578	3447.1
	9		18	132.0	2.85	376.2	1.998	751.5
	10		18	132.0	3.35	442.2	1.998	883.3
	11		18	132.0	4.86	641.5	1.998	1281.5
	12		14	132.0	2.35	310.2	1.208	374.8
	13		12	132.0	4.86	641.5	0.888	569.6
	14		12	96.0	14.00	1344.0	0.888	1193.2
	15		12	560.0	0.91	509.6	0.888	452.4
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 20977.2								

ΘΕΣΕΙΣ	Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Φ	ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ		ΒΑΡΟΣ	
					ΤΕΜΑΧΙΟΥ	ΟΛΙΚΟ	ΜΜ	ΟΛΙΚΟ
ΑΡΜΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΤΕΧΝΙΚΟ ΤΟ9α ΑΔ. Κ.Ω.8 ΣΤΗ Χ.Θ. (ΣΓ) 8+048,69							
	20		12	1400.0	1.60	2240.0	0.888	1988.7
	21		12	1400.0	2.05	2870.0	0.888	2548.0
	22		12	1400.0	2.75	3850.0	0.888	3418.1
	23		12	48.0	6.35	304.8	0.888	270.6
	24		12	215.0	2.55	548.3	0.888	486.7
	25		12	16.0	4.20	67.2	0.888	59.7
ΓΕΣΥΣΤΟΜΑ ΤΟΙΧΩΝ	26		12	1050.0	2.40	2520.0	0.888	2237.3
	27		10	336.0	14.00	4704.0	0.617	2900.2
	270		10	48.0	7.00	336.0	0.617	207.2
					ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (ΧΓΜ) 14116.5			

Βιβλιογραφία

1. ΕΡΓΟΣΕ ΑΕ (2006), «Μελέτη υποδομής της νέας σιδηροδρομικής γραμμής κανονικού εύρους μεταξύ Κορίνθου Πατρών, τμήμα μεταξύ Αρχαίας Κορίνθου και Κιάτου».
2. Καββαδάς Μ., «Διαλέξεις του μαθήματος Θεμελιώσεις», Τμ. Πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ, εκπαιδευτικό έτος 2005-2006 και 2007 - 2008.
3. Παύλου Α., Παναγής Χ. Π. (2004), «ΧΡΗΣΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ», 10^ο φοιτητικό συνέδριο με τίτλο επισκευές κατασκευών, Νο 26, Πάτρα.
4. ΕΚΩΣ-2000, «Δεδομένα για τη προένταση», Κεφ. 4, ΟΑΣΠ, Αθήνα
5. Υπουργείο Περιβάλλοντος και χωροταξίας και δημοσίων έργων, (2002), «βαθιές θεμελιώσεις (πάσσαλοι, πασσαλοσανίδες, αγκύρια)», 260, Πρότυπα τεύχη για περιφερειακά έργα, τεύχη δημοπράτησης, γενική τεχνική συγγραφή υποχρεώσεων.
6. Μπαζός Κ. (2007) Εκπαιδευτικές σημειώσεις από το μάθημα Γεφυροποιίας, 7^ο Εξάμηνο, Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, ΤΕΙ Πάτρας.
7. Γραμματικόπουλος Ι., Μάνος-Ανδρεάδης Ν., Χατζηγώγος Θ. (2002), «Εδαφομηχανική, ασκήσεις και προβλήματα», Αφοί Κυριακίδη