



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΠΟΡΩΝ ΚΑΙ
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

UPGRADE OF GRAVITY QUAY WALL



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ: Γώγος Κων/νος

Επιβλέπων καθηγητής: Αζοράκος Σαμψών

Αθήνα , Μάρτιος 2017

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο την αναβάθμιση υφιστάμενου κρηπιδότοιχου βαρύτητας. Το υφιστάμενο λιμενικό έργο κατασκευάστηκε με ωφέλιμο βάθος 14,5 m και φορτίο λειτουργίας 35 kN/m² ενώ κατά την αποτίμησή του διαπιστώθηκε πως αστοχούσε για την ελάχιστη επιτάχυνση σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Κατά συνέπεια η αναβάθμισή του στοχεύει στην επαύξηση της αντοχής του ώστε να ικανοποιείται η ελάχιστη επιτάχυνση σχεδιασμού (0,16 g) με νέο φορτίο λειτουργίας ίσο με 50 kN/m², και στην επαύξηση του ωφέλιμου βάρους του κατά 4 m. Η λύση που εξετάζεται είναι η ενίσχυση του υφιστάμενου τοίχου βαρύτητας με πέτασμα από πασσάλους κατάντι του μετώπου παραβολής και η απαιτούμενη βυθοκόρηση του πυθμένα ώστε να γίνει εφικτή η παραβολή πλοίων μεγαλύτερου ωφέλιμου φορτίου. Στο πρώτο κεφάλαιο περιγράφεται η υφιστάμενη κατασκευή και το περιβάλλον έδαφος. Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής. Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται η προτεινόμενη λύση αναβάθμισης καθώς και η διαδικασία έμπηξης των πασσάλων. Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται η επιρροή του πετάσματος στον υφιστάμενο τοίχο βαρύτητας και υπολογίζονται οι δράσεις που ασκούνται στο πέτασμα. Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται η επιλογή των πασσάλων που προκειται να δοκιμαστούν για την αντιστήριξη. Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν παραμετρικά με το βάθος έμπηξης και την απόσταση από το μέτωπο παραβολής. Στο έβδομο κεφάλαιο γίνεται η διαστασιολόγηση της αγκύρωσης. Στο όγδοο κεφάλαιο πραγματοποιείται ο έλεγχος έναντι περιστροφικής αστοχίας. Στο ένατο κεφάλαιο πραγματοποιείται αριθμητική προσομοίωση του προβλήματος με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Τέλος ακολουθεί παράρτημα στο οποίο διευκρινίζονται τα θεωρητικά στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν για την ολοκλήρωση της συγκεκριμένης εργασίας.

Abstract

The present thesis refers to the upgrade of an existing gravity block quay wall. The existing quay structure was constructed with usefull depth of 14,5 m and with functional load of 35 kN/m² while during the evaluation it was clear that the structure could not endure the minimum design acceleration , prescribed by the current seismic construction standards. Therefore the upgrate goals are: increment of the edurance so the minimum design acceleration requirement is satisfied, with new functional load equal 50 kN/m² and also increment of the usefull depth by 4 m. The solution examined is installation of a sheet pile wall in front of the existing quay wall and the required dredging so larger ships can visit the new harbor. In the first chapter the current structure and the soil habitat are described. The second chapter is about the evaluation of the current quay wall. The third chapter contains information about the upgrading structure and sheet pilling method. The fourth chapter describes the influence of the sheet pile wall to the existing gravity structure and contains information about the actions on the sheet pile wall. In the fifth chapter is about piles cross section and contains description of the mechanical behavior of the chosen piles. In the sixth chapter the section forces of the sheet pile are presented for different embedement depths and for different distance between the quay wall and the current gravity structure. The seventh chapter contains the design of the tie rod. The eighth chapter is about the overall stability of the combi structure . In the ninth chapter the problem is modelled with finite elements method and the excavation is simulated. The final chapter is an appendix which contains information about the theoretical elements of this thesis.

Περιεχόμενα

Περίληψη	1
0. Εισαγωγή	15
0.1 Έργα βαρύτητας	15
0.2 Εύκαμπτα διαφράγματα	16
0.3 Κρηπιδότοιχοι ανοικτού τύπου	17
1. Περιγραφή υφιστάμενης διάταξης.....	22
1.1 Κρηπιδότοιχος βαρύτητας.....	22
1.2 Εδαφικό προφίλ.....	23
2. Έλεγχος της υφιστάμενης κατασκευής.....	26
2.1 Γενικά στοιχεία	26
2.1.1 Γεωμετρία υφιστάμενης κατασκευής	26
2.2 Δράσεις στον κρηπιδότοιχο.....	28
2.2.1 Υπολογισμός συντελεστών ασφάλειας σε ολίσθηση	33
2.2.2 Υπολογισμός συντελεστών ασφάλειας σε ανατροπή	34
2.2.3 Έλεγχος υπέρβασης τάσεων έδρασης.....	35
2.2.4 Έλεγχος περιστροφικής αστοχίας.....	37
2.3 Έλεγχος υπό σεισμό	38
2.3.1 Έλεγχος σε ολίσθηση κάθε ογκόλιθου	40
2.3.2 Έλεγχος σε ανατροπή	40
2.3.3 Έλεγχος υπέρβασης τάσεων έδρασης.....	41
2.3.4 Έλεγχος σε περιστροφική ολίσθηση (βαθεία θραύση).....	41
3. Περιγραφή της προτεινόμενης αναβάθμισης της κατασκευής.....	43
3.1. Γενικά στοιχεία	43
3.2. Διαδικασία έμπηξης πασσάλων.	47
4. Ανάλυση της αναβαθμισμένης κατασκευής.....	49
4.1. Γενικά στοιχεία	49
4.2. Αναβαθμισμένη κατασκευή βαρύτητας	50
4.3. Δράσεις στο πέτασμα	56
4.3.1. Μεταβιβαζόμενες τάσεις στη στάθμη (-15.50)	56
5. Επιλογή Πασσάλων	63
5.1.Γενικά στοιχεία	63

6.	Βάθος έμπηξης-Εντατικά μεγέθη στο πέτασμα.....	68
6.1	Γενικά στοιχεία	68
6.2	Λειτουργία αμφιέριστης.....	68
6.3	Υπολογισμός βάθους έμπηξης για την υπολοΐηση πλήρους πάκτωσης.....	72
6.4	Αντιδράσεις-Εντατικά μεγέθη.....	73
7.	Αγκύρωση.....	79
7.1.	Γενικά στοιχεία	79
7.2.	Δράσεις.....	79
7.3.	Αντιστάσεις	79
8.	Έλεγχος έναντι περιστροφικής αστοχίας.....	81
9.	Προσομοΐωση της εκσκαφής με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων	82
9.1.	Γενικά στοιχεία	82
9.2.	Γεωμετρία και συνοριακές συνθήκες.....	82
9.3.	Προσομοΐωση του εδάφους.....	82
9.4.	Προσομοΐωση των δομικών στοιχείων	83
9.5.	Προσομοΐωση της εκσκαφής	85
10.	Παράρτημα.....	90
1)	Ωθήσεις Γαιών	90
1.1.	Ωθήσεις λόγω ίδιου βάρους.....	90
1.2.	Ωθήσεις γαιών λόγω υπερκείμενων φορτίων	97
1.3.	Ανακατανομή εδαφικών ωθήσεων	98
2)	Φερουσα ικανότητα εδάφους.....	100
3)	Βάσεις σχεδιασμού	103
3.1	Γεωτεχνικές κατηγορίες	103
3.2	Οριακές καταστάσεις.....	104
3.3	Περιπτώσεις φορτίσεων.....	104
3.4	Μερικοί συντελεστές ασφαλείας.....	105
4)	Διαφραγματικοί τοίχοι	107
5)	Θεωρία της Απλοποιημένης Μεθόδου Bishop	112

Περιεχόμενα σχημάτων

Σχήμα 0-1: Έργα βαρύτητας.....	15
Σχήμα 0-2: Διαφραγματικός τοίχος με αγκύρωση.....	16
Σχήμα 0-3: Κρηπιδότοιχος ανοικτού τύπου	17
Σχήμα 0-4: Εκβάθυνση με απλή μετάθεση κρηπίδας.....	18
Σχήμα 0-5: Αντικατάσταση παλιού εδαφικού υλικού	19
Σχήμα 0-6: Βελτίωση παλιού εδαφικού υλικού.....	19
Σχήμα 0-7: Πρόσθετη αγκύρωση και εκβάθυνση.....	20
Σχήμα 0-8: Πρόσθετη έμπειξη, επιπλέον σκυροδέτηση και εκβάθυνση.....	20
Σχήμα 0-9: Κατασκευή διαφραγματικού τοίχου κοντά σε τοίχο βαρύτητας.....	21
Σχήμα 1-1: Υφιστάμενη διάταξη	22
Σχήμα 1-2: Περιβάλλον έδαφος.....	23
Σχήμα 2-1: Σύστημα συντεταγμένων , ανάντι όριο , φορτίο λειτουργίας.....	26
Σχήμα 2-2: Διαστάσεις ογκολίθων	27
Σχήμα 2-3: Κατανομή ενεργητικών ωθήσεων λόγω ιδίου και υπερκείμενου βάρους κατά Rankine	29
Σχήμα 2-4: Δυνάμεις και μοχλοβραχίονες ενεργητικών ωθήσεων.....	29
Σχήμα 2-5: Μέθοδος Coulomb	30
Σχήμα 2-6: Τάσεις κατά DIN 4085:2007.....	32
Σχήμα 2-7: Στάθμες ολίσθησης-δράσεις	33
Σχήμα 2-8: Τάσεις στη λιθορριπή.....	35
Σχήμα 2-9: Κρίσιμος κύκλος ολίσθησης	37
Σχήμα 2-10: Κατανομές ωθήσεων στο σεισμό.....	38
Σχήμα 2-11: Ισοδύναμη κατανομή υδροστατικής πίεσης.....	42
Σχήμα 2-12: Κρίσιμος κύκλος ολίσθησης	42
Σχήμα 3-1: Αναβαθμισμένη διάταξη	43
Σχήμα 3-2: Υλοποίηση αρθρωτής σύνδεσης	44
Σχήμα 3-3: Ανεπαρκές βάθος έμπειξης.....	45
Σχήμα 3-4: Ανεπάρκεια αγκύρωσης.....	45
Σχήμα 3-5: Δομική αστοχία του διαφράγματος.....	46
Σχήμα 3-6: Βαθιά θραύση-περιστροφική αστοχία	46
Σχήμα 4-1: Αναβαθμισμένη κατασκευή , διαδρομή φορτίων , κινητοποίηση αντιστάσεων.....	49
Σχήμα 4-2: Υφιστάμενος τοίχος-λειτουργία προβόλου.....	50
Σχήμα 4-3: Αναβαθμισμένος τοίχος –λειτουργία πακτωμένης μονοπροέχουσας.....	51
Σχήμα 4-4: Ανακατανομή ωθήσεων (φόρτιση LC1)	51
Σχήμα 4-5: Ανακατανομή ωθήσεων (φόρτιση LC3)	53
Σχήμα 4-6: Ισοδύναμες σημειακές δυνάμεις στις δύο περιπτώσεις φόρτισης.....	54
Σχήμα 4-7: Τάσεις στη θεμελίωση	55
Σχήμα 4-8: Αρχική λιθορριπή , προσέγγιση λιθορριπής στην αναβαθμισμένη κατασκευή.....	57
Σχήμα 4-9: Μεταβιβαζόμενα φορτία στη στάθμη (-15.50) φόρτιση LC1.....	57

Σχήμα 4-10: Μεταβιβαζόμενα φορτία στη στάθμη (-15.50) φόρτιση LC3.....	58
Σχήμα 4-11: Οριζόντιες ωθήσεις στο πέτασμα.....	60
Σχήμα 4-12: Επαλληλία οριζοντίων ωθήσεων LC 1	60
Σχήμα 4-13: Πρίσματα ωθήσεων LC3.....	61
Σχήμα 4-14: Επαλληλία οριζοντίων ωθήσεων LC3	62
Σχήμα 5-1: Καταστατικό προσομοίωμα σκυροδέματος-Opensees	64
Σχήμα 5-2: Καταστατικό προσομοίωμα σκυροδέματος-EC2.....	64
Σχήμα 5-3:Καταστατικό προσομοίωμα χάλυβα	65
Σχήμα 5-4: Διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων για τους τρεις πασσάλους.....	66
Σχήμα 6-1: Βάθος έμπηξης για την υλοποίηση αμφιέριστης και δύναμη αγκύρωσης	68
Σχήμα 6-2: Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων για τις 2 φορτίσεις	69
Σχήμα 6-3: Διαγράμματα καμπτικών ροπών	69
Σχήμα 6-4: Στροφές καθύψος του πασσάλου 1	70
Σχήμα 6-5: Στροφές καθύψος του πασσάλου 2	71
Σχήμα 6-6: Στροφές καθύψος του πασσάλου 3	71
Σχήμα 6-7: Επαλληλία στροφών ανά δοκιμαστικό βήμα	72
Σχήμα 6-8: Τέμνουσες δυνάμεις ελεύθερου και πακτωμένου πασσάλου	73
Σχήμα 6-9: Καμπτικές ροπές ελεύθερου και πακτωμένου πασσάλου.....	74
Σχήμα 6-10: Στροφές καθύψος του πασσάλου 1	74
Σχήμα 6-11: Στροφές καθύψος του πασσάλου 2	75
Σχήμα 6-12: Στροφές καθύψος του πασσάλου 3	75
Σχήμα 6-13: Καμπτικές ροπές στις δύο περιπτώσεις στήριξης.....	76
Σχήμα 6-14: Τέμνουσες δυνάμεις στις δύο περιπτώσεις στήριξης.....	76
Σχήμα 6-15: Στροφές για ελεύθερό άκρο και για βαθμό πάκτωσης 42%	77
Σχήμα 6-16: Κατανομή καμπτικών ροπών συναρτήσει της απομάκρυνσης του πετάσματος από το μέτωπο παραβολής.....	78
Σχήμα 7-1: Δράσεις στην πλάκα αγκύρωσης	80
Σχήμα 8-1: Κρίσιμος κύκλος αστοχίας για τη φόρτιση LC1	81
Σχήμα 8-2: Κρίσιμος κύκλος αστοχίας για τη φόρτιση LC3.....	81
Σχήμα 9-1: Αρχική κατάσταση.....	84
Σχήμα 9-2: Διακριτοποίηση του φορέα-πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων.....	84
Σχήμα 9-3: Στάδιο 1.....	85
Σχήμα 9-4: Στάδιο 2.....	86
Σχήμα 9-5: Στάδιο 3.....	86
Σχήμα 9-6: Στάδιο 4.....	86
Σχήμα 9-7: Στάδιο 5.....	87
Σχήμα 9-8: Παραμορφωμένο πλέγμα στο τελικό στάδιο	87
Σχήμα 9-9: Οριζόντιες μετακινήσεις πετάσματος	88
Σχήμα 9-10: Εύκαμπτο διάφραγμα-.....	89

Περιεχόμενα πινάκων

Πίνακας 1-1: Χαρακτηριστικά περιβάλλοντος εδάφους	24
Πίνακας 2-1: Βάρος και κέντρο βάρους κατασκευής.....	27
Πίνακας 2-2: Άνωση και κέντρο άνωσης κατασκευής.....	28
Πίνακας 2-3: Δυνάμεις και μοχλοβραχίονες ενεργητικών ωθήσεων	30
Πίνακας 2-4: Δοκιμαστικές γωνίες και ενεργητικές ωθήσεις κατά Coulomb.....	31
Πίνακας 2-5: Δυνάμεις και μοχλοβραχίονες	32
Πίνακας 2-6: Ενεργό φορτίο διεπιφανειών.....	34
Πίνακας 2-7: Συντελεστές ασφαλείας σε ολίσθηση	34
Πίνακας 2-8: Δυνάμεις ανατροπής και μοχλοβραχίονες	34
Πίνακας 2-9: Συντελεστές ασφαλείας έναντι ολίσθησης	40
Πίνακας 4-1: Οριζόντιες τάσεις πριν την ανακατανομή.....	52
Πίνακας 4-2: Δυνάμεις στην LC1	52
Πίνακας 4-3: Δράσεις στο σεισμό	53
Πίνακας 4-4: Δράσεις στο σεισμό	54
Πίνακας 4-5: Αντιδράσεις στηρίξεων.....	55
Πίνακας 4-6: Τάσεις στη θεμελίωση	56
Πίνακας 4-7: Συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων	59
Πίνακας 4-8: Συντελεστές ωθήσεων υπερκείμενων φορτίσεων.....	59
Πίνακας 4-9: Συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων κατά Mononobe-Okabe	61
Πίνακας 4-10: Χαρακτηριστικά υπερκείμενων φορτίσεων.....	61
Πίνακας 5-1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πασσάλων.....	63
Πίνακας 5-2: Αξονικές δυνάμεις στους πασσάλους	65
Πίνακας 5-3: Αντοχές πασσάλων	67
Πίνακας 6-1: Μέγιστες καμπτικές ροπές, τέμνουσες δυνάμεις και στροφές	70
Πίνακας 6-2: Πρόσθετα και τελικά βάθη έμπηξης.....	77
Πίνακας 7-1: Δυνάμεις αγκύρωσης για τα επιλεγόμενα βάθη έμπηξης	79
Πίνακας 7-2: Απαιτούμενο εμβαδό χάλυβα ανά αγκύριο	80
Πίνακας 9-1: Παράμετροι εδάφους	83
Πίνακας 10-1: Γεωτεχνικές κατηγορίες.....	103
Πίνακας 10-2: Συντελεστές ασφαλείας δράσεων σύμφωνα με το DIN 1054:2005-01	105

Περιεχόμενα εικόνων παραρτήματος

Εικόνα 10-1: Ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις	90
Εικόνα 10-2: Κινητοποίηση ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων	91
Εικόνα 10-3: Δυναμοπολύγωνο Coulomb-Ενεργητική κατάσταση	92
Εικόνα 10-4: Διερεύνηση δοκιμαστικών πρισμάτων	92
Εικόνα 10-5: Δυναμοπολύγωνο Coulomb-Παθητική κατάσταση	93
Εικόνα 10-6: Διερεύνηση δοκιμαστικών πρισμάτων	93
Εικόνα 10-7: Ειδική περίπτωση ενεργητικών ωθήσεων.....	94
Εικόνα 10-8: Ειδική περίπτωση παθητικών ωθήσεων.....	94
Εικόνα 10-9: Κύκλοι Mohr-Ενεργητικές και παθητικές τάσεις	95
Εικόνα 10-10: Γωνίες συντελεστών ωθήσεων.....	96
Εικόνα 10-11: Καμπυλωτή επιφάνεια αστοχίας.....	96
Εικόνα 10-12: Οριζόντιες τάσεις λόγω απειρομήκους φορτίου	97
Εικόνα 10-13: Οριζόντιες τάσεις λόγω φόρτισης πεπερασμένου μήκους.....	98
Εικόνα 10-14: Ανακατανομή τάσεων σε σχέση με την μορφή μετακίνησης DIN 4085:2007	99
Εικόνα 10-15: Ανακατανομή ωθήσεων ανάλογα της θέσης του αγκυρίου και της μεθόδου κατασκευής EAU 2004	99
Εικόνα 10-16: Πίνακας συντελεστών φέρουσας ικανότητας κατά EC-7 παράρτημα D και κατά το DIN 4017.....	100
Εικόνα 10-17: Συντελεστές λοξότητας πεδίου	100
Εικόνα 10-18: Συντελεστές σχήματος πεδίου.....	101
Εικόνα 10-19: Συντελεστές απόκλισης φορτίου από την κατακόρυφο.....	101
Εικόνα 10-20: Επιρροή της γειτνίασης με πρανές.....	101
Εικόνα 10-21: Βάθος επιρροής και ζώνη αστοχίας	102
Εικόνα 10-22: Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων σύμφωνα με το DIN 1054:2005- 01.....	106
Εικόνα 10-23: Εξέλιξη των τάσεων συναρτήσει του βέλους και της στροφής του διαφράγματος.....	107
Εικόνα 10-24: Διαφραγματικός τοίχος απλά στηριζόμενος στη βάση.....	108
Εικόνα 10-25: Διαφραγματικός τοίχος μερικώς πακτωμένος στη βάση	108
Εικόνα 10-26: Διαφραγματικός τοίχος με πλήρη πάκτωση στη βάση	109
Εικόνα 10-27: Τάσεις άνω και κάτω της αγκύρωσης.....	110
Εικόνα 10-28: Βέλη λόγω δύναμης αγκύρωσης και ενεργητικών ωθήσεων κάτω του αγκυρίου.....	111
Εικόνα 10-29: Βέλη λόγω ενεργητικών ωθήσεων άνω του αγκυρίου και παθητικών ωθήσεων.....	111
Εικόνα 10-30: Απλοποιημένη μέθοδος Bishop	112
Εικόνα 10-31: Δυνάμεις λωρίδας	112

Πίνακας συμβόλων

b	πάχος ογκόλιθου
l	μήκος ογκόλιθου
A	εμβαδό ογκόλιθου
W	βάρος
e	μογλοβραχίονας
M	ροπή
Q	φορτίο συγκεντρωμένο
q	φορτίο ομοιόμορφα κατανεμημένο
γ	ειδικό βάρος
$\bar{\gamma}$	είδικό βάρος υπό άνωση
γ_w	ειδικό βάρος νερού
φ	γωνία τριβής
β	γωνία κλήσης πρανούς
ψ	γωνία παρείας τοίχου με τις αντιστηριζόμενες γαίες
$\theta_{a,p}$	γωνία ολίσθησης γεωμάζας (ενεργητική/παθητική)
δ	γωνία τριβής διεπιφάνειας
σ_v	κατακόρυφες ορθές τάσεις
σ_h	οριζόντιες ορθές τάσεις
K_a	συντελεστής οριζοντίων δυνάμεων
E	οριζόντια δύναμη
SF	συντελεστής ασφαλείας
M	ροπή κάμψης
N	αξονική δύναμη
x	συντεταγμένη στο καρτεσιανό επίπεδο
y	συντεταγμένη στο καρτεσιανό επίπεδο
E_{wd}	υδροδυναμική δύναμη
H_w	ύψος εφαρμογής της υδροδυναμικής δύναμης
K	συντελεστής monopobe-okabe
E_{adp}	αδρανειακή δύναμη
k_v	σεισμικός συντελεστής για κατακόρυφο φορτίο
k_h	σεισμικός συντελεστής για οριζόντιο φορτίο
r	μειωτικός συντελεστής
a_{gr}	εδαφική επιτάχυνση
p_w	υδροδυναμική πίεση
$F_{\delta\epsilon\sigma\tau\rho\alpha\varsigma}$	έλξη δέστρας
p	φορτίο ανωδομής
p_0	φορτίο ανωδομής
L_p	μήκος θλιβόμενης διατομής- «ενεργή διατομή»
K_{agh}	συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων
K_{pgh}	συντελεστής παθητικών ωθήσεων
E_{aHh}	δύναμη λόγω τριβής
f	θεωρητικό βάθος έμπηξης
C	τέμνουσα στο κάτω άκρο του πασσάλου
t	πρόσθετο βάθος έμπειξης

f_{cd} τάση διαρροής σχεδιασμού σκυροδέματος
 f_{ck} τάση διαρροής σκυροδέματος
 f_{yd} τάση διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα
 f_{yk} τάση διαρροής χάλυβα
 ϵ_c παραμόρφωση διαρροής σκυροδέματος
 γ_c συντελεστής ασφαλείας υλικού σκυροδέματος
 γ_s συντελεστής ασφαλείας υλικού χάλυβα
 c_{nom} ονομαστική επικάλυψη
 $c_{min,dur}$ ελάχιστη επικάλυψη ανθεκτικότητας
 Δc_{dev} ανοχή επικάλυψης
 $\rho_{min,max}$ μέγιστο και ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού
 v_d ανηγμένη αξονική δύναμη
 q συντελεστής συμπεριφοράς
 T ιδιοπερίοδος
 $\mu_{1/r}$ πλαστιμότητα καμπυλοτήτων
 ω_{wd} μηχανικό ποσοστό οπλισμού περίσφησης

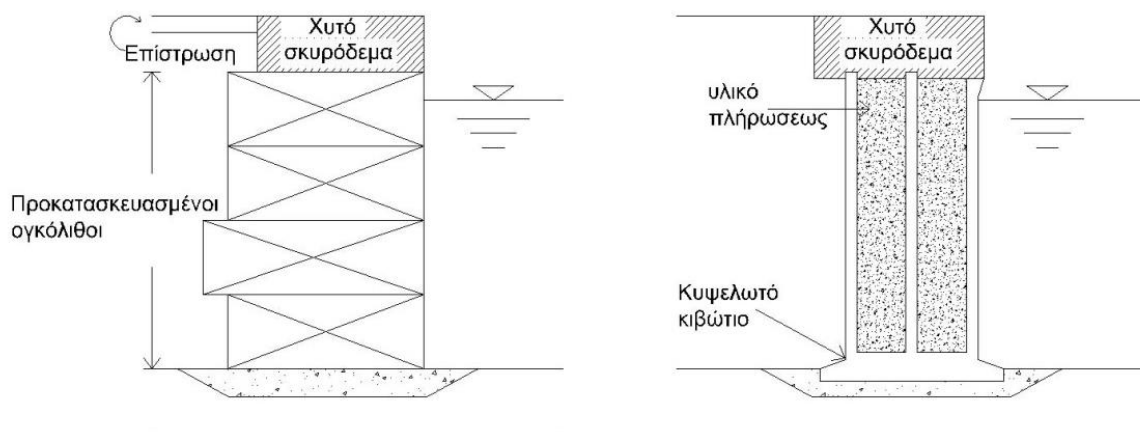
0. Εισαγωγή

Η τάση για συνεχή αύξηση του μεγέθους των πλοίων που ναυπηγούνται προκαλεί την ανάγκη για αντίστοιχη προσαρμογή του βάθους των κρηπιδωμάτων στους λιμένες. Οι κρηπιδότοιχοι διακρίνονται ανάλογα με τη μορφή και τη λειτουργία τους και μπορούν να ταξινομηθούν σε τρεις βασικές κατηγορίες:

- α) Έργα βαρύτητας
- β) Εύκαμπτα διαφράγματα
- γ) Κρηπιδότοιχοι ανοιχτού τύπου

0.1 Έργα βαρύτητας

Πρόκειται για ογκώδεις κατασκευές οι οποίες αντιμετωπίζουν τις ωθήσεις γαιών κυρίως μέσω του ιδίου βάρους τους. Στις κατασκευές αυτές εφαρμόζεται εκτεταμένα η προκατασκευή λόγω της απλής τους γεωμετρίας. Δύο τυπικές τέτοιες διατάξεις είναι ο κλασικός κρηπιδότοιχος από προκατασκευασμένους ογκολίθους και τα προκατασκευασμένα κιβώτια (caissons).



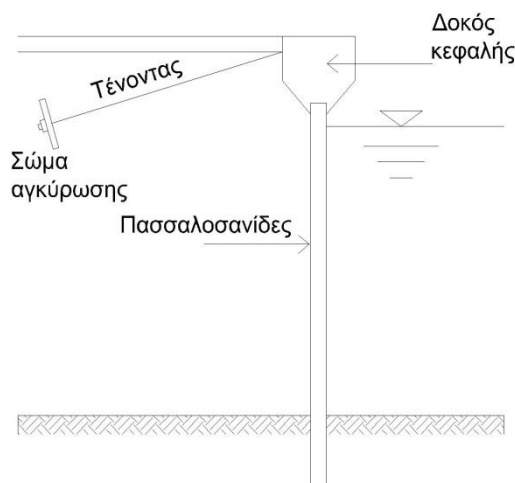
Σχήμα 0-1: Έργα βαρύτητας

Οι κρηπιδότοιχοι βαρύτητας ελέγχονται σε τέσσερις βασικές μορφές αστοχίας:

- i) Ανατροπή
- ii) Ολίσθηση
- iii) Υπέρβαση τάσεων έδρασης
- iv) Γενική θραύση εδάφους (περιστροφική αστοχία)

0.2 Εύκαμπτα διαφράγματα

Τα διαφράγματα ή διαφραγματικοί τοίχοι αναλαμβάνουν τις οριζόντιες ωθήσεις μέσω της στιβαρότητας των κατακορύφων στοιχείων τους και οφείλουν τη λειτουργία τους είτε στις παθητικές αντιστάσεις του εδάφους κατάντι αυτών (αυτοφερόμενα διαφράγματα) είτε στις πλευρικές αγκυρώσεις (αγκυρωμένα διαφράγματα). Στις μέρες μας σχεδόν πάντα προβλέπονται αγκυρώσεις μέσω κατάλληλων τενόντων τόσο για τη μείωση των καμπτικών ροπών καθύψος του διαφράγματος όσο και για την απομείωση του εμπυγνυόμενου μέρους του , ενώ η τεχνική του αυτοφερόμενου διαφράγματος τείνει να εγκαταλειφθεί. Για τη μόρφωση του έργου εφαρμόζεται και έγχυτο σκυρόδεμα πέρα από προκατασκευασμένα στοιχεία.



Σχήμα 0-2: Διαφραγματικός τοίχος με αγκύρωση

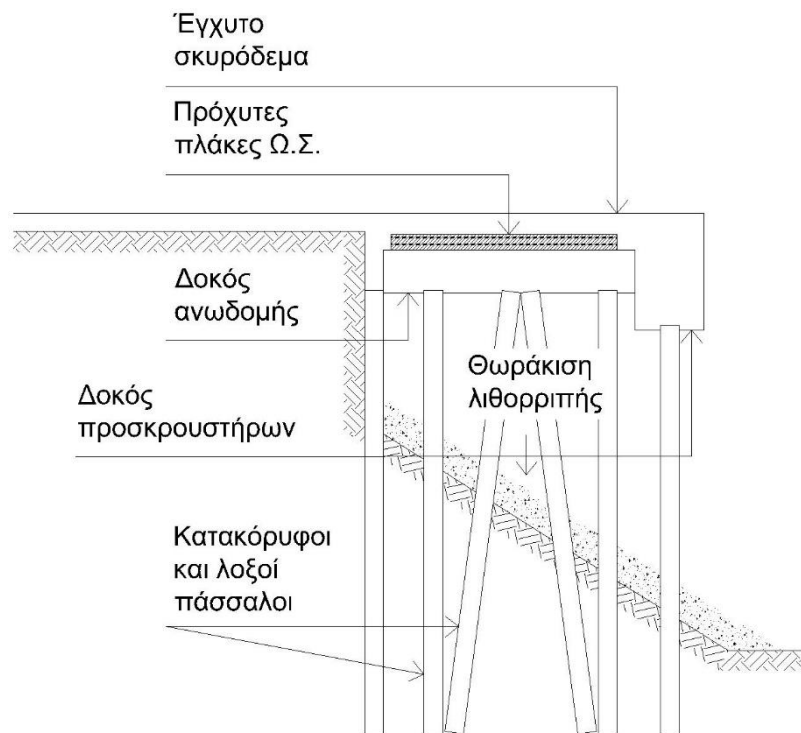
Οι κρηπιδότοιχοι διαφραγματικού τύπου ελέγχονται σε:

- α) Ανεπάρκεια βάθους έμπηξης
- β) Αστοχία της αγκύρωσης
- γ) Δομική αστοχία του διαφράγματος

δ) Γενική θραύση εδάφους (περιστροφική αστοχία)

0.3 Κρηπιδότοιχοι ανοικτού τύπου

Σε αυτήν την περίπτωση η στήριξη της ανωδομής γίνεται μέσω πασσάλων ενώ οι οριζόντιες ωθήσεις, αφενός εμφανίζονται δραστικά μειωμένες λόγω της μόρφωσης κεκλιμένου πρηνούς κατάλληλα θωρακισμένου και αφετέρου η παραλαβή τους εξασφαλίζεται με την διαμόρφωση κατασκευής βαρύτητας η διαφράγματος στο έξαλο τμήμα. Οι πάσσαλοι μπορεί να είναι κατακόρυφοι ή συνδιασμός κατακορύφων κεκλιμένων για την παραλαβή οριζόντιων φορτίων.



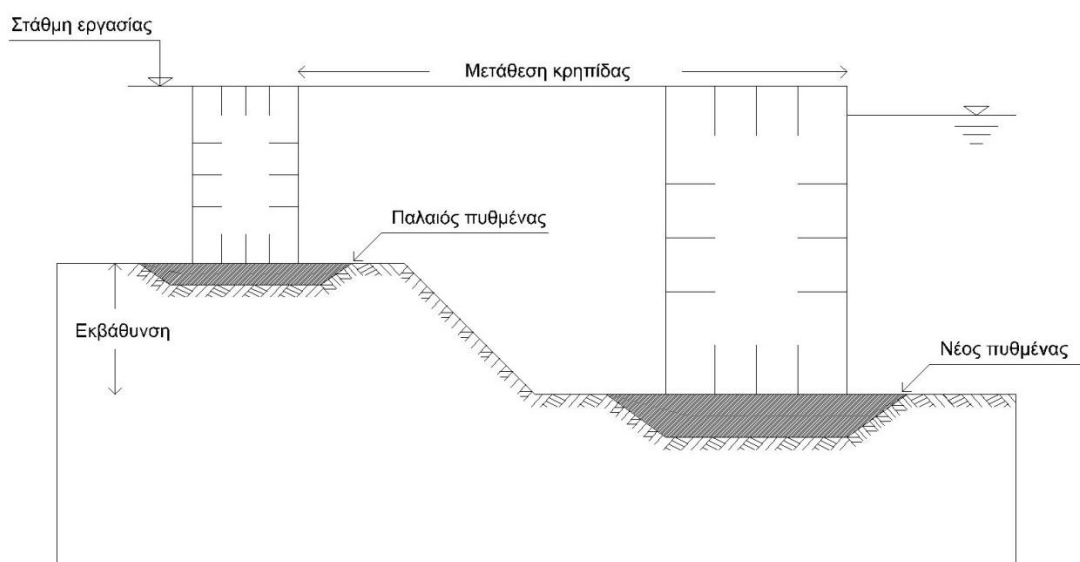
Σχήμα 0-3: Κρηπιδότοιχος ανοικτού τύπου

Οι κρηπιδότοιχοι ανοικτού τύπου ελέγχονται σε:

- α) Δομικές αστοχίες των επιμέρους μελών (πάσσαλοι , δοκοί και πλάκες ανωδομής , κεφαλόδεσμοι κλπ)
- β) Εδαφικές αστοχίες στις περιοχές έμπηξης των πασσάλων
- γ) Αστοχία της θωράκισης
- δ) Διαφορικές καθιζήσεις

0.4 Τρόποι εκβάθυνσης

Η απλή εκβάθυνση του πυθμένα στο μέτωπο των κρηπιδοτοιχών είναι απαγορευτική λόγω των συνθηκών αστάθειας που θα προκαλούσε στις υπάρχουσες κατασκευές και για αυτό το λόγο έχουν αναπτυχθεί διάφορες τεχνικές για την επαύξηση του ωφέλιμου βάθους των λιμένων. Η απλούστερη μέθοδος είναι η απομάκρυνση από την υφιστάμενη κρηπίδα και η κατασκευή νέου κρηπιδοτόιχου με μεγαλύτερο ωφέλιμο βάθος όπως φαίνεται στο σχήμα 1. Παρά την απλότητα της η συγκεκριμένη μέθοδος δεν ενδείκνυται διότι αφενός μειώνει την έκταση της λιμενολεκάνης και αφετέρου παρουσιάζει υψηλό κόστος υλικών.



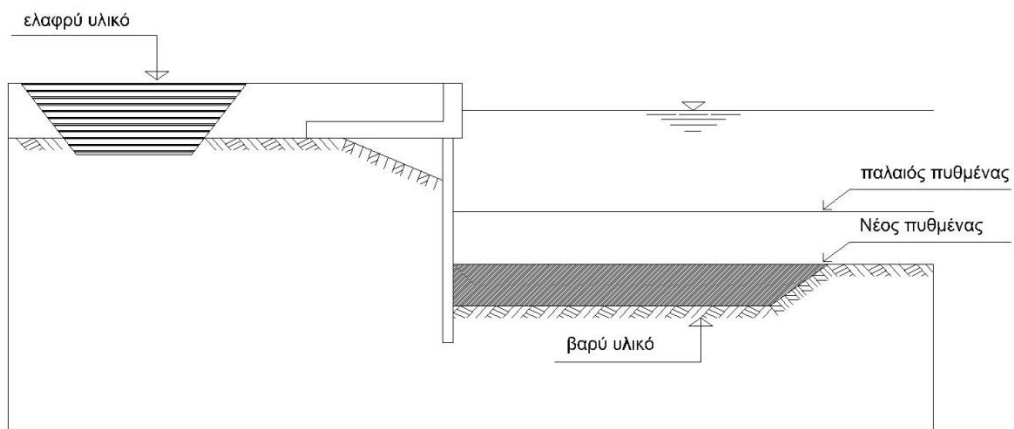
Σχήμα 0-4: Εκβάθυνση με απλή μετάθεση κρηπίδας

Οι δημοφιλέστερες μέθοδοι για τον ίδιο σκοπό μπορούν να καταταχθούν σε τρεις κατηγορίες:

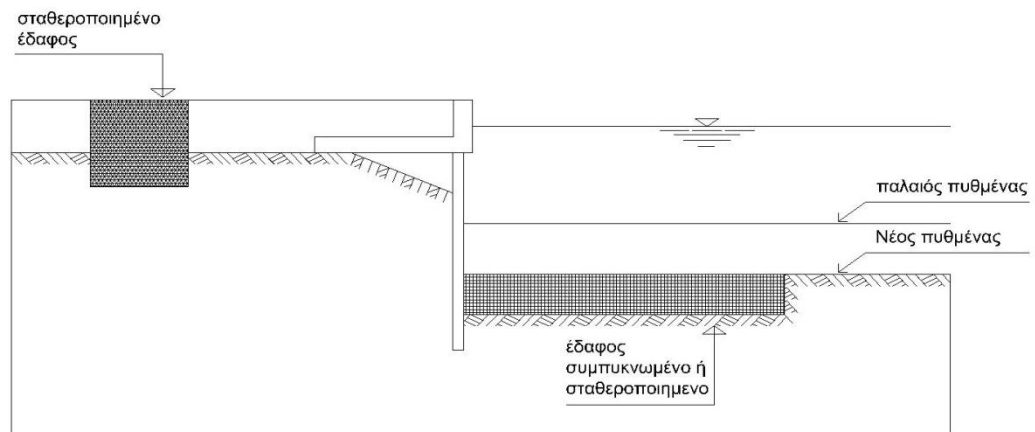
α) βελτίωση των εδαφών στην περιοχή επιρροής του κρηπιδοτόιχου

Η μέθοδος αυτή επικεντρώνεται στην απομείωση των ενεργητικών ωθήσεων της αντιστηριζόμενης πλευράς και στην επαύξηση των παθητικών αντιστάσεων της εκσκαπτόμενης πλευράς. Η ανακούφιση της αντιστηριζόμενης πλευράς επιτυγχάνεται με διάφορες τεχνικές όπως για παράδειγμα με την αντικατάσταση εδαφικού υλικού στο

ωθούν πρίσμα με άλλο ελαφρύτερο ή με σταθεροποίηση του εδαφικού υλικού αυτού με πλέγματα, γεωφάσματα ή τσιμεντενσεις. Αντίστοιχα η παθητική αντίσταση της εκσκαπτόμενης πλευράς ενισχύεται είτε με την προσθήκη σταθεροποιητικών παραγόντων (πλέγματα, μικροπάσσαλοι, γεωϋφάσματα, τσιμεντενσεις κ.α.) είτε με την αντικατάσταση του εδαφικού υλικού με άλλο βαρύτερο και μεγαλύτερης αλληλοεμπλοκής. Παρόλο που η συγκεκριμένη λύση παρουσιάζει χαμηλό κόστος υλικών έχει «κακό λόγο» αποδοτικότητας προς κόστος.



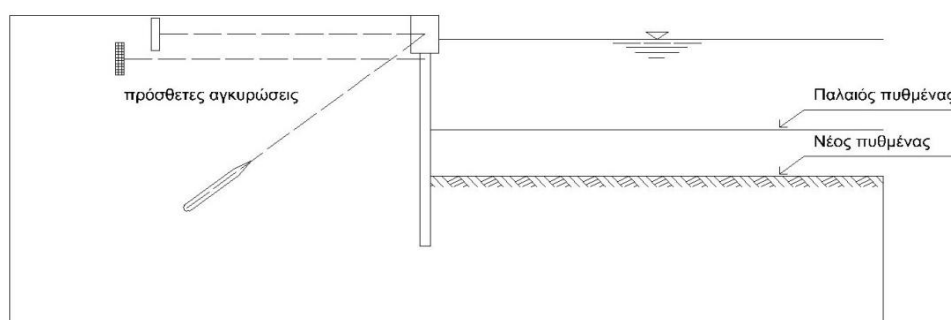
Σχήμα 0-5: Αντικατάσταση παλιού εδαφικού υλικού



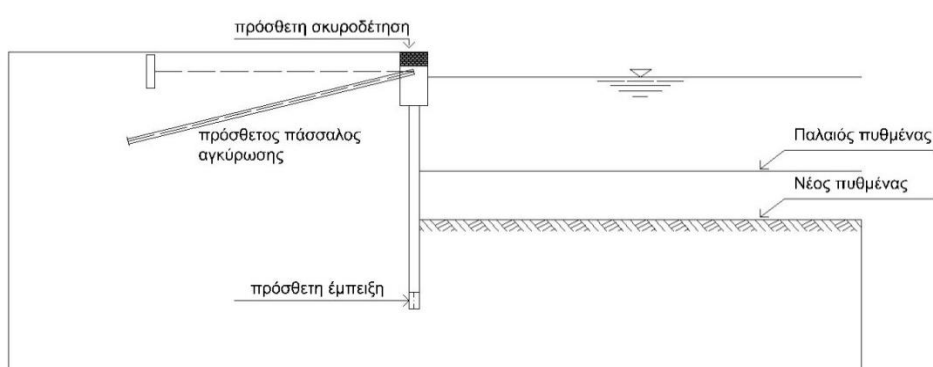
Σχήμα 0-6: Βελτίωση παλιού εδαφικού υλικού

β) ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής

Η ενίσχυση της ίδιας κατασκευής συναντάται κυρίως σε κρηπιδότοιχους από πασσαλοσανίδες. Συνήθως οι υφιστάμενες διατάξεις ενισχύονται με πρόσθετες αγκυρώσεις είτε στην οριζόντια είτε στην διαγώνιο έννοια ή εκτελείται πρόσθετη έμπειξη των πασσάλων , επιπλέον σκυροδέτηση καθ' ύψος και ενίσχυση με αγκυρώσεις, στη συνέχεια ακολουθεί βυθοκόρηση κατάντι του ενισχυμένου διαφράγματος. Παραδείγματα παρουσιάζονται στα σχήματα 4 και 5.



Σχήμα 0-7: Πρόσθετη αγκύρωση και εκβάθυνση

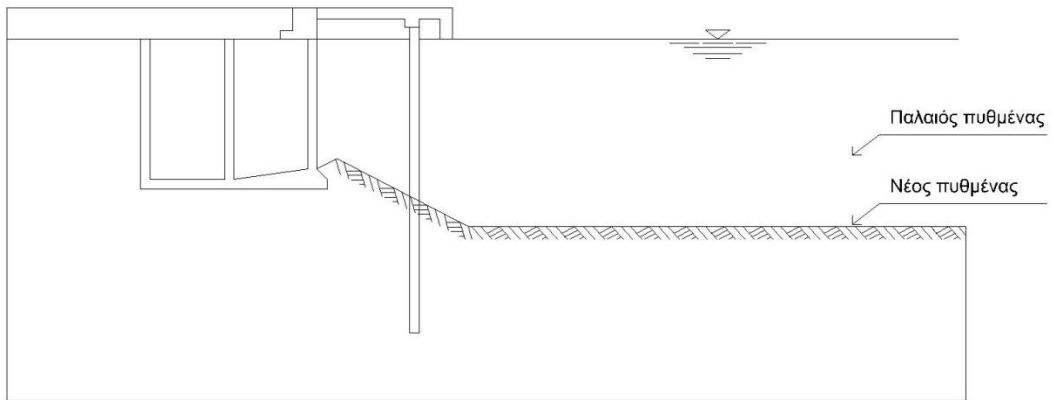


Σχήμα 0-8: Πρόσθετη έμπειξη, επιπλέον σκυροδέτηση και εκβάθυνση

γ) κατασκευή νέου κρηπιδότοιχου σε επαφή με τον παλιό

Η μέθοδος αυτή έχει εφαρμογή σε κρηπιδότοιχους κάθε τύπου και αφορά τοποθέτηση πασσαλοσανίδων , κατάντι του μετώπου παραβολής , σε μικρή απόσταση απο το υφιστάμενο έργο. Αν και η λύση αυτή είναι ιδιαίτερα ελκυστική όταν πρόκειται να αναβαθμιστεί έργο βαρύτητας , λόγω του χαμηλού κόστους υλικών για την προσδοκώμενη εκβάθυνση , απαιτεί αφενός ιδιαίτερη προσοχή στους υπολογισμούς καθώς η παλαιά βαριά κατασκευή προκαλεί έντονες ωθήσεις στην παρειά αντιστήριξης

των πασσάλων και αφετέρου εξειδικευμένο τεχνικό προσωπικό εφ' όσον η έμπειξη των πασσάλων γίνεται σε υλικό θεμελίωσης.

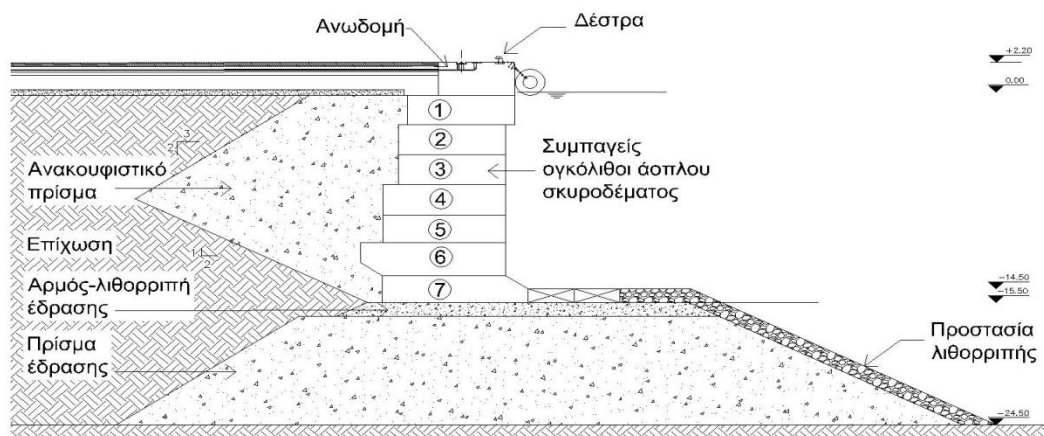


Σχήμα 0-9: Κατασκευή διαφραγματικού τοίχου κοντά σε τοίχο βαρύτητας

1. Περιγραφή υφιστάμενης διάταξης

1.1 Κρηπιδότοιχος βαρύτητας

Η υφιστάμενη κατασκευή αποτελείται από κατακόρυφους προκατασκευασμένους ογκολίθους (blocks) σκυροδέματος, οι οποίοι διαμορφώνουν κατασκευή βαρύτητας. Η κύρια λειτουργία του τοίχου είναι η αντιστήριξη του εδάφους ανάντη. Η ανωδομή της κατασκευής διαμορφώνεται με επιτόπου ελαφρά ωπλισμένο σκυρόδεμα, λειτουργεί σαν δίσκος «σενάζ» και εξασφαλίζει την ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων λειτουργίας. Το σχέδιο της υπάρχουσας κατασκευής φαίνεται στο Σχήμα 1.1



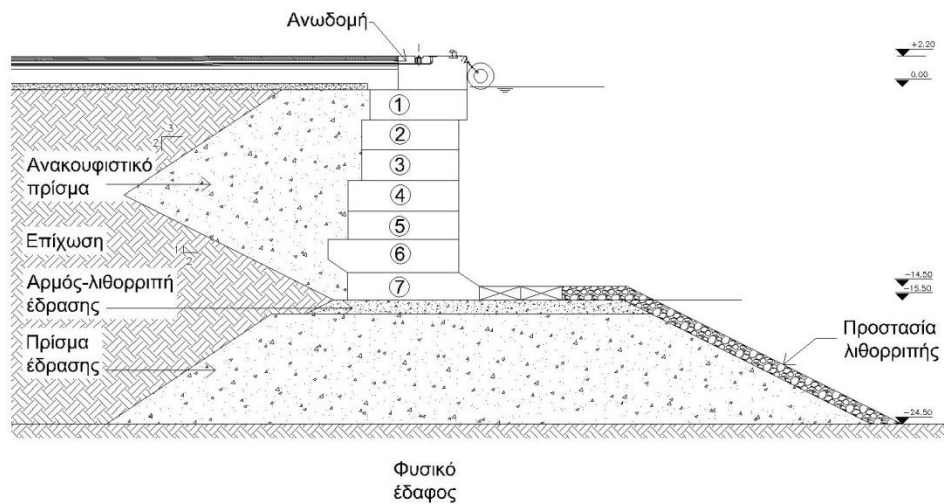
Σχήμα 1-1: Υφιστάμενη διάταξη

Στην σημερινή εποχή τέτοιοι τοίχοι βαρύτητας δεν θεωρούνται οικονομικές λύσεις, αλλά είναι συνήθεις στη χώρα μας. Το κύριο πλεονέκτημα αυτών είναι η υψηλή τους ανθεκτικότητα (durability) και η απλότητα της κατασκευής τους. Ο συνδυασμός αυτός τις καταστεί μία ελκυστική εναλλακτική λύση παρά το υψηλό τους κόστος.

Ο στατικός ρόλος των ογκολίθων είναι να εξασφαλίσουν το βάρος που απαιτείται για να κινητοποιήσουν την τριβή και τη ροπή επαναφοράς που απαιτείται στον αρμό έδρασης ώστε η παραλαβή των δράσεων αστοχίας να γίνει με ασφάλεια. Επίσης ο τοίχος θα πρέπει να είναι ικανός ώστε να μπορεί να παραλάβει τις οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται σε αυτόν αλλά και μέσω τριβής να είναι δυνατόν να τις μεταφέρει στο έδαφος, χωρίς την ανάπτυξη ολίσθησης.

1.2 Εδαφικό προφίλ

Το περιβάλλον έδαφος του έργου , η ποιότητα και τα χαρακτηριστικά του , είναι απαραίτητο στοιχείο τόσο για την αποτίμηση των αντοχών της υφιστάμενης κατασκευής , όσο και για την μελέτη αναβάθμισης της. Σημαντικές πληροφορίες μπορούν να παρθούν από την γεωτεχνική έρευνα του παλαιού έργου και να εμπλουτιστούν με εκ νέου εργαστηριακές δοκιμές ή επιτόπου δοκιμές όπως για παράδειγμα οι δοκιμές πρότυπης διείδυσης (SPT) η δοκιμές διείδυσης κώνου (CPT) , οι δοκιμαστικές τάφροι , οι δοκιμές πτερυγίου (FPT) , οι δοκιμές εισπίεσης νερού κλπ. Στο συγκεκριμένο πρόβλημα εμφανίζεται πληθώρα εδαφικών καθώς και δομικών υλικών ανάλογα με τις περιοχές του κρηπιδώματος. Ενδεικτικά αυτά παρουσιάζονται στην διατομή της υφιστάμενης διάταξης (Σχήμα 1.2).



Σχήμα 1-2: Περιβάλλον έδαφος

Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του περιβάλλοντος εδάφους στον παρακάτω πίνακα.

	Αντιστηριζόμενες γαίες	Ανακουφιστικό πρίσμα	Λιθορριπή έδρασης	Προστασία λιθορριπής	Λιθορριπή έδρασης	Φυσικό έδαφος
Περιγραφή	Άργιλος στο μεγαλύτερο ποσοστό ανάμεικτη με ιλύ και άμμο.	Καθαροί χάλικες στενής κοκκομετρικής διαβάθμισης και αυξημένης γωνίας διατμητικής αντοχής	Λιθορριπή λατομείου	Λιθορριπή λατομείου	Λιθορριπή λατομείου	Άμμος- ιλύς
Ποσοστό υγρασίας	70-100%	0-40%	0-40%	0-40%	0-40%	20-70%
Πυκνότητα υλικού (Mg/m ³)	1.80-2,10	2,00-2,20	1,90-2,10	2,20-2,40	2,00-2,20	1.90-2,10
Συνοχή (kPa)	5-20	0	0	0	0	0
Γωνία τριβής	35	40	40-45	40-	40	35
Συντελεστής διαπερατότητας	10 ⁻²	10 ⁻²	10 ⁻²	10 ⁻²	10 ⁻²	10 ⁻⁵

Πίνακας 1-1: Χαρακτηριστικά περιβάλλοντος εδάφους

Από τη στάθμη +2.20 μέχρι τη στάθμη 0 έχουμε τα υλικά της ανωδομής. Περιληπτικά αυτά αποτελούνται από γενική κοιτόστρωση από οπλισμένο σκυρόδεμα και υπερσυμπυκνωμένο θραυστό υλικό λατομείου ανάμεικτο με άμμο. Για την διευκόλυνση των υπολογισμών το εδαφικό προφίλ εξειδανικεύεται υπέρ της ασφαλείας. Θεωρούμε ότι το αντιστηριζόμενο έδαφος καθώς και το επίχωμα θεμελίωσης αποτελείται από αμμώδες υλικό σχετικά καλής πυκνότητας λόγω της

προφόρτισης που έχει υποστεί κατά την περίοδο λειτουργίας του και καλής διαβάθμισης. Το έδαφος κάτω από το επίχωμα θεμελίωσης επίσης θεωρείται πυκνό και ομοιόμορφης διαβάθμισης. Τα υλικά της ανωδομής αγνοούνται και θεωρούμε ότι από τη στάθμη +2.20 μέχρι την στάθμη -24.50 το υλικό είναι άμμος με γωνία τριβής $\varphi=40^\circ$ και ειδικό βάρος $\gamma=21 \text{ kN/m}^3$ (ειδικό βάρος υπό άνωση $\bar{\gamma}=11 \text{ kN/m}^3$). Από τη στάθμη -24.50 έως και τη στάθμη -50.00 το υλικό είναι άμμος με γωνία τριβής $\varphi=35^\circ$ και ειδικό βάρος $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ (ειδικό βάρος υπό άνωση $\bar{\gamma}=10 \text{ kN/m}^3$).

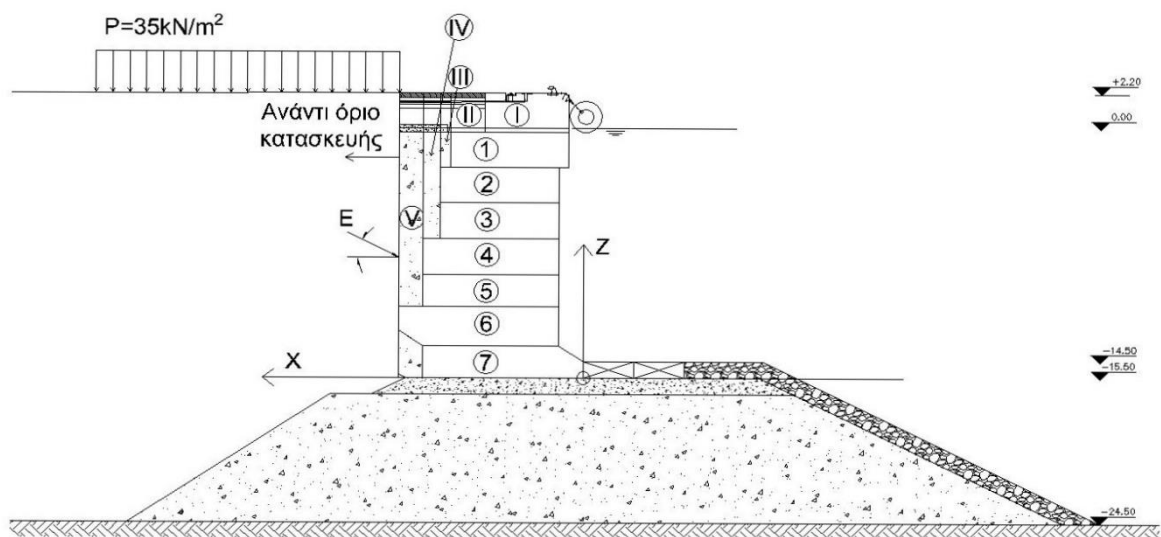
2. Έλεγχος της υφιστάμενης κατασκευής

2.1 Γενικά στοιχεία

Ο έλεγχος της υφιστάμενης κατασκευής περιλαμβάνει την εύρεση των συντελεστών ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή των ογκολίθων τον συντελεστή ασφαλείας σε υπέρβαση τάσεων έδρασης (επιφανειακή θράυση) και τον συντελεστή ασφαλείας σε ολική αστοχία της κατασκευής (περιστροφική αστοχία). Οι έλεγχοι γίνονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας και σε σεισμική φόρτιση.

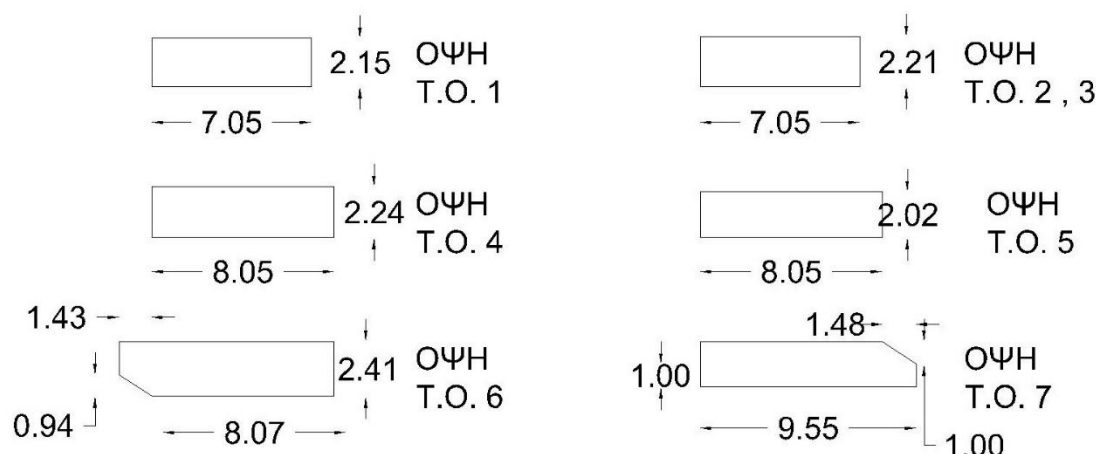
2.1.1 Γεωμετρία υφιστάμενης κατασκευής

Αρχικά σημειώνεται το σύστημα συντεταγμένων ως προς τον πόδα του κρηπιδότοιχου. Το φορτίο λειτουργίας είναι 35 kN/m και το ανάντι όριο της κατασκευής όπως φαίνεται στο σχήμα.



Σχήμα 2-1: Σύστημα συντεταγμένων, ανάντι όριο, φορτίο λειτουργίας

Απαραίτητος είναι ο προσδιορισμός του κέντρου βάρους και του κέντρου άνωσης. Στο έξαλο τμήμα το ίδιο βάρος λαμβάνεται κανονικά ενώ από τη σταθμη 0.00 και κατω είναι υπο άνωση. Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι διαστάσεις των ογκολίθων και στους πίνακες που ακολουθούν το κέντρο βάρους κάθε ογκόλιθου, το κέντρο βάρους της συνολικής κατασκευής καθώς και το κέντρο άνωσης.



Σχήμα 2-2: Διαστάσεις ογκολίθων

Γεωμετρία ογκολίθων							
α/α	γ	A	x_g	z_g	G	$x_g * G$	$z_g * G$
1	24	15,1575	3,34	14,18	363,78	1215,025	5158,4
2	24	15,5805	5,01	11,99	373,932	1873,399	4483,445
3	24	15,5805	5,01	9,77	373,932	1873,399	3653,316
4	24	18,032	5,51	7,55	432,768	2384,552	3267,398
5	24	16,261	5,51	5,42	390,264	2150,355	2115,231
6	24	22,2331	6,1	3,23	533,5944	3254,926	1723,51
7	24	18,3598	4,95	0,97	440,6352	2181,144	427,4161
I	21	12,3	3,34	16,45	258,3	862,722	4249,035
II	21	5,0403	6,91	16,45	105,8463	731,3979	1741,172
III	21	2,7775	8,23	15,38	58,3275	480,0353	897,077
IV	21	8,9717	9,03	13,2	188,4057	1701,303	2486,955
V	21	19,2614	10,26	11,05	404,4894	4150,061	4469,608
	Σύνολο				3924,275	22858,32	34672,56
ΒΑΡΟΣ/ΜΑΖΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ							
W=ΣG	3924,275	kN/m			M=ΣG/g	400,028	t/m
		ΚΕΝΤΡΟ ΒΑΡΟΥΣ/ΜΑΖΑΣ					
			X_G	5,824853			
			Z_G	8,835407			

Πίνακας 2-1: Βάρος και κέντρο βάρους κατασκευής

ΑΝΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ					
α/α	A	x _A	z _A	x _A *A	z _A *A
6	22,2331	6,1	3,23	135,6219	71,81291
7	18,3598	4,95	0,97	90,88101	17,80901
I'	82,46	6,23	8,75	513,7258	721,525
II'	24,3543	5,93	14,3	144,421	348,2665
Σύνολο	147,4072			884,6497	1159,413
F _{AN} =ΣA*1.022*g=		1477,88	kN		
ΚΕΝΤΡΟ ΑΝΩΣΗΣ					
	X _A	6,0014	Z _A	7,865378	

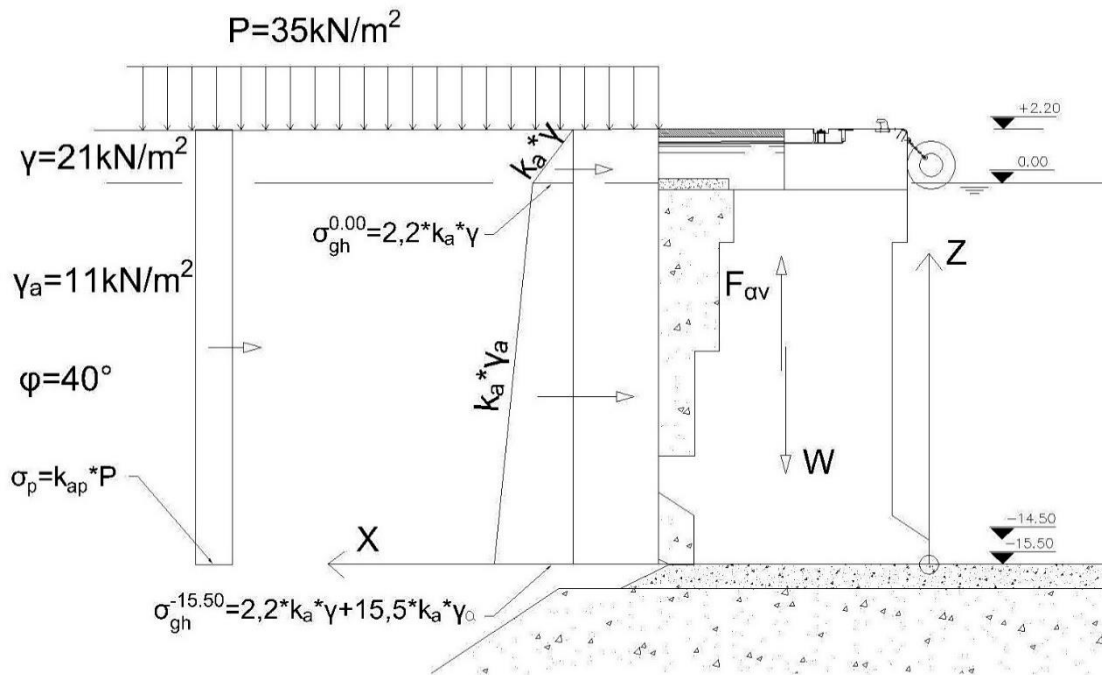
Πίνακας 2-2: Άνωση και κέντρο άνωσης κατασκευής

2.2 Δράσεις στον κρηπιδότοιχο

Υπολογίζονται οι συντελεστές ασφαλείας με φορτίο κρηπιδώματος 35kN/m² και έλξη δέστρας 100 kN. Απαραίτητος είναι ο υπολογισμός των εδαφικών ωθήσεων που ασκούνται στην παριά του ανάντι ορίου. Οι ενεργητικές ωθήσεις υπολογίζονται σύμφωνα με τη θεωρία Rankine ή με τη βοήθεια των δυναμοτριγώνων Coulomb (βλέπε παράρτημα «ωθήσεις γαιών»). Οι παθητικές αντιστάσεις που μπορεί να εμφανιστούν στον πόδα αμελούνται υπέρ της ασφαλείας.

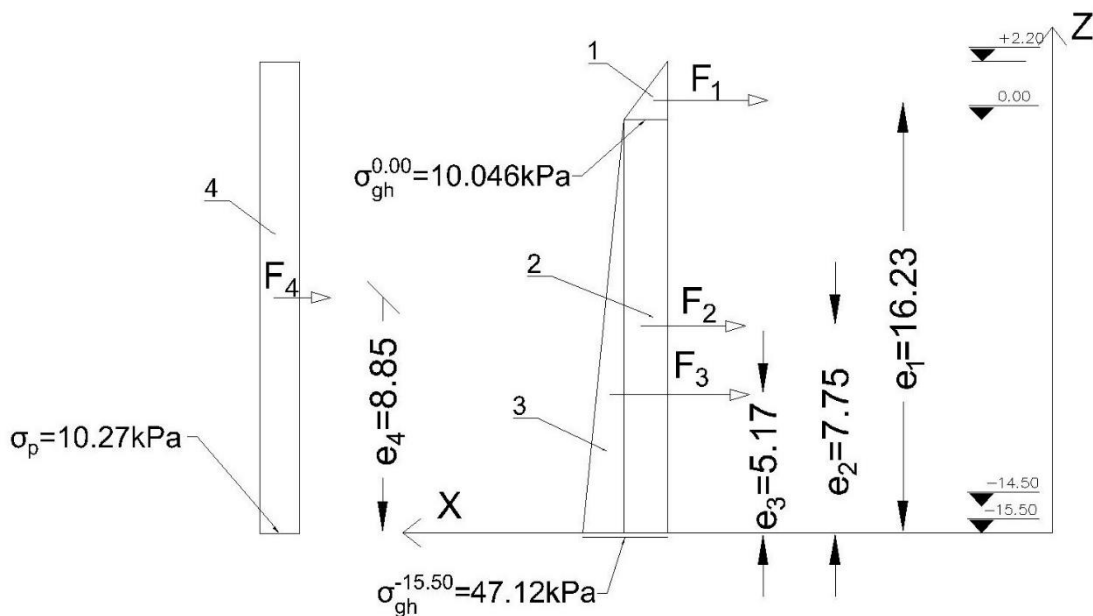
Ενεργητικές ωθήσεις κατά Rankine

Συμφωνα με τη στατική θεώρηση του Rankine ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων είναι $K_{agh} = \tan^2(45 - \varphi/2)$. Η γωνία τριβής στο υλικό είναι $\varphi = 40^\circ$ οπότε $K_{agh} = 0.217$. Το ενεργό βάρος στο έξαλο τμήμα (από 2.20 έως 0.00) είναι $\gamma = 21 \text{ kN/m}^2$ ενώ στο ύφαλο τμήμα (0.00 έως 15,5) είναι $\gamma = 11 \text{ kN/m}^2$. Η κατανομή των ενεργητικών ωθήσεων παρουσιάζεται στο σχήμα 2.3.



Σχήμα 2-3: Κατανομή ενεργητικών ωθήσεων λόγω ιδίου και υπερκείμενου βάρους κατά Rankine

Οι δυνάμεις και οι μοχλοβραχίονες υπολογίζονται από τα εμβαδά και τα κέντρα βάρους αντίστοιχα, των τασικών πρισμάτων 1 έως 4 και παρουσιάζονται στο σχήμα 2.4 και στον πίνακα 1.3



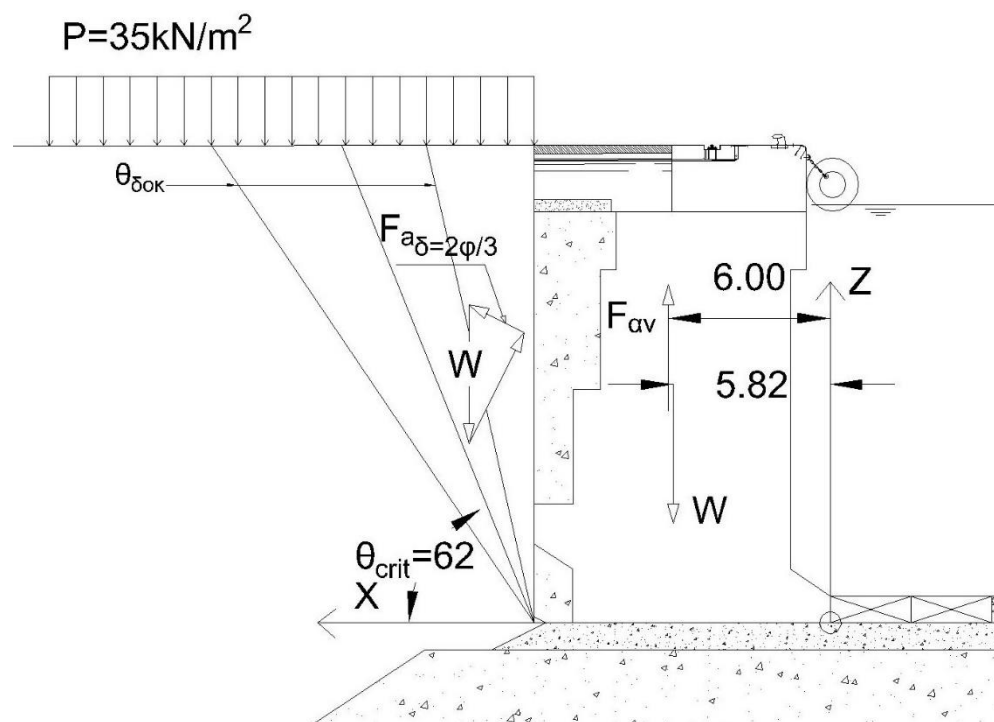
Σχήμα 2-4: Δυνάμεις και μοχλοβραχίονες ενεργητικών ωθήσεων

	1	2	3		4
F_{ag} (kN)	11,05	155,71	287,32	F_{ap} (kN)	181,85
e_{ag} (m)	16,23	7,75	5,17	e_{ap} (m)	8,85

Πίνακας 2-3: Δυνάμεις και μοχλοβραχίονες ενεργητικών ωθήσεων

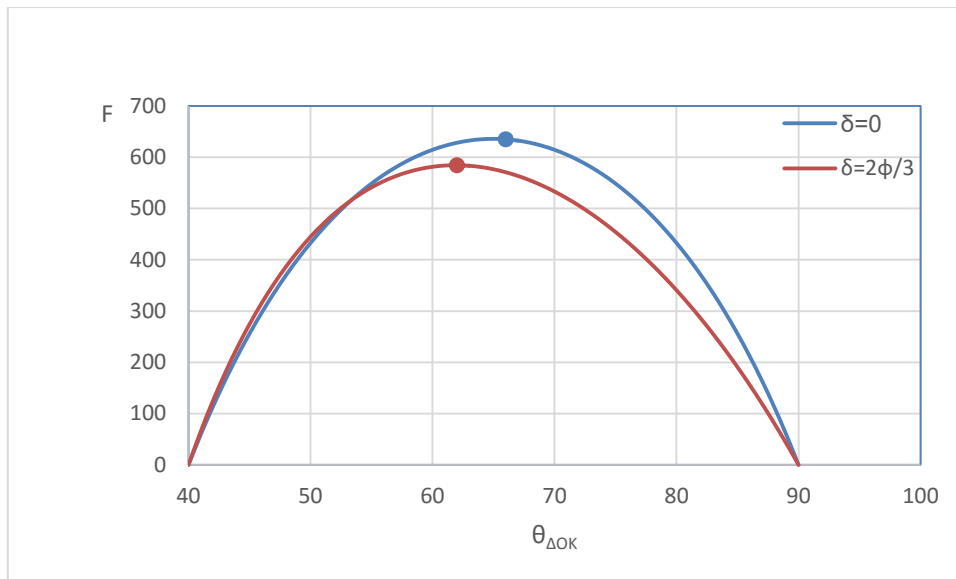
Επίλυση με δυναμοτρίγωνα Coulomb

Αναζητούμε το κρίσιμο εδαφικό πρίσμα που πρόκειται να ολισθήσει εξετάζοντας την οριακή ισορροπία των δοκιμαστικών πρισμάτων. Η ανάλυση Coulomb στη συγκεκριμένη περίπτωση πραγματοποιείται με βήμα μία μοίρα. Κρίσιμο πρίσμα ολίσθησης είναι αυτό που δίνει τη μέγιστη δύναμη F_a από την ισορροπία δυνάμεων όπως φαίνεται στο σχήμα 2.5.



Σχήμα 2-5: Μέθοδος Coulomb

Οι προκύπτουσες δυνάμεις φαίνονται στον πίνακα 1.4 συναρτήσει των δοκιμαστικών γωνιών. Η επίλυση γίνεται με γωνίες διεπιφάνειας τοίχου-αντιστηριζόμενων γαιών $\delta=0$ και $\delta=2\phi/3$



	$\delta=0$	$\delta=2\phi/3$
$\theta_{\delta\text{OK}}(^{\circ})$	65	62
$F_{\text{max}}(\text{kN})$	635,938	584,4688

Πίνακας 2-4: Δοκιμαστικές γωνίες και ενεργητικές ωθήσεις κατά Coulomb

Όπως ήταν αναμενόμενο η ενεργητική ώθηση κατά Rankine ισούται με την ενεργητική ώθηση κατά Coulomb για $\delta=0$.

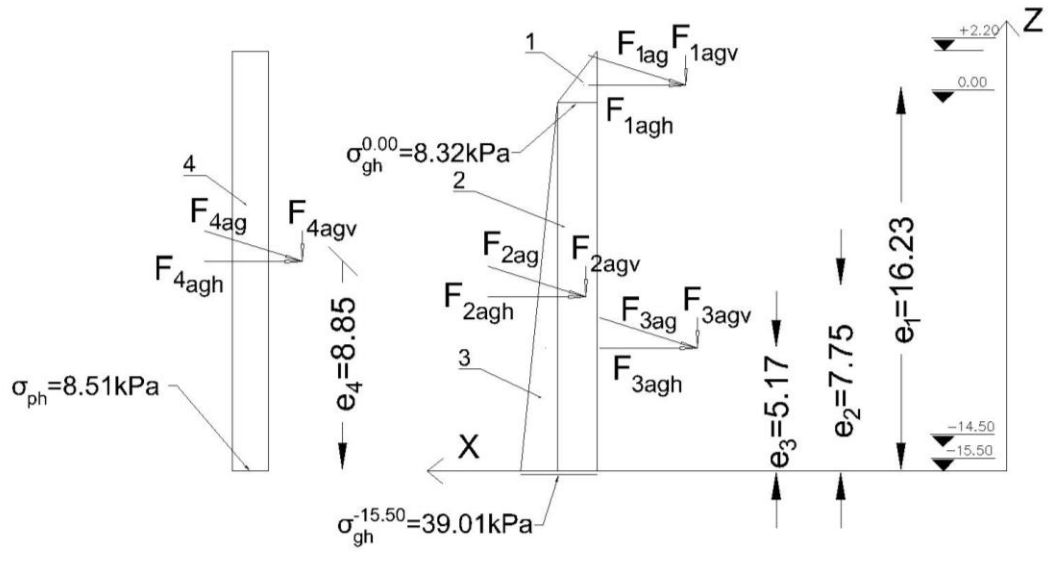
Ενεργητικές ωθήσεις κατά DIN 4085:2007

Σύμφωνα με το DIN 4085:2007 οι ενεργητικές ωθήσεις υπολογίζονται με τη θεωρία Mueller-Breslau, η οποία είναι επέκταση της θεωρίας Coulomb (βλέπε παράρτημα «ωθήσεις γαιών»). Ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων δίδεται από τον τύπο

$$K_{\text{agh}} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \delta)}} \right]^2}$$

Στη δική μας περίπτωση για $\alpha = \beta = 0$ και $\delta = 2\varphi/3$ (για $\delta = 0$ ο δείκτης ενεργητικών ωθήσεων ισούται με τον δείκτη κατά Rankine) έχουμε $K_{\text{agh}} = 0.18$. Τα τασικά πρίσματα

και οι αντίστοιχες δυνάμεις φαίνονται στο σχήμα 2.6 και στον πίνακα 1.5



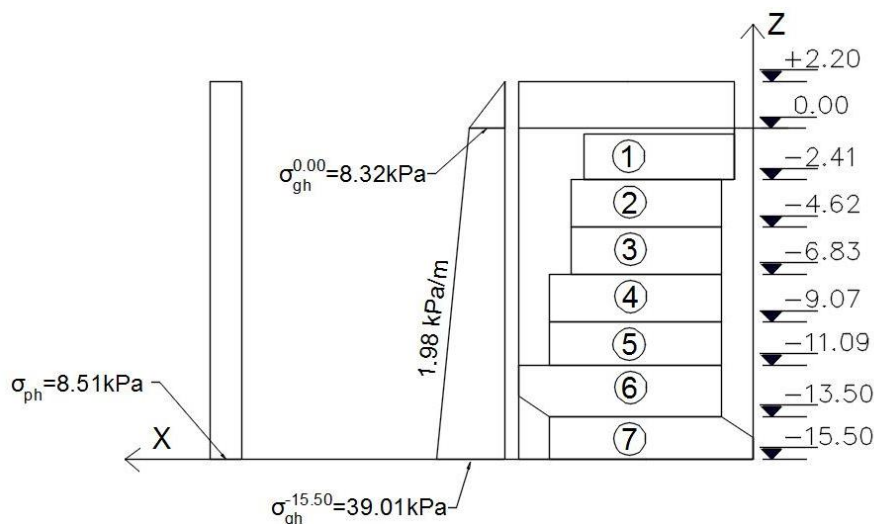
Σχήμα 2-6: Τάσεις κατά DIN 4085:2007

	1	2	3		4
F_{agh}	9,1476	128,898	237,8475	F_{aph}	150,5385
F_{agv}	4,594097	64,73501	119,4515	F_{apv}	75,60328
e_{ag}	16,23333	7,75	5,17	e_{ap}	8,85

Πίνακας 2-5: Δυνάμεις και μοχλοβραχίονες

2.2.1 Υπολογισμός συντελεστών ασφάλειας σε ολίσθηση

Ο έλεγχος πραγματοποιείται στον αρμό έδρασης του τελευταίου ογκόλιθου και σε όλες τις διεπιφάνειες των ογκόλιθων μεταξύ τους εφόσον δεν είναι μονολιθικά συνδεδεμένοι αλλά με απλή παράθεση.



Σχήμα 2-7: Στάθμες ολίσθησης-δράσεις

Για τον υπολογισμό των συντελεστών ασφάλειας σε ολίσθηση είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του ενεργού βάρους (Πίνακας) και των ενεργητικών ωθήσεων κατά Rankine (Πίνακας). Ο υπολογισμός της οριζόντιας δύναμης σε κάθε αρμό γίνεται ως εξής:

$$F_i = 0.5 * 8.32 * 2.20 + 0.5 * 1.98 * h_i^2 + 8.32 * h_i + F_{\text{δεστρας}}, \text{ όπου } h_i \text{ το βάθος του αρμού } i.$$

Σε κάθε μία στάθμη υπολογίζεται η πρόσθετη κατακόρυφη δύναμη F_{agv} που οφείλεται στην τριβή του εδάφους με τον τοίχο (κατά DIN 4085:2007).

Η αντίσταση σε ολίσθηση υπολογίζεται ως εξής: $F_{\text{ολ.}} = \mu * (N_{\text{ενεργό}} + F_{\text{agv}})$. Ο συντελεστής τριβής λαμβάνεται ίσος με $\mu=0,50$.

Αρμός Τ.Ο.	Στάθμη	Υπερκείμενο βάρος εδάφους (kN)	Υπερκείμενο βάρος ογκόλιθων (kN)	Υπερκείμενο βάρος (kN)	Εμβαδό άνωσης (m ²)	Δύναμη άνωσης (kN)	Ενεργό βάρος (kN)
1 % 2	-2,41	164,17	658,98	823,15	18,44	184,85	638,30
2 % 3	-4,62	164,17	1032,91	1197,09	34,02	341,06	856,03
3 % 4	-6,83	352,58	1406,84	1759,42	56,43	565,74	1193,68
4 % 5	-9,07	352,58	1839,61	2192,19	74,46	746,53	1445,66
5 % 6	-11,09	757,07	2229,88	2986,94	106,80	1070,78	1916,17
6 % 7	-13,5	757,07	2763,47	3520,54	129,04	1293,68	2226,86
7 % Λιθορριπή	-15,5	757,07	3204,11	3961,17	147,39	1477,75	2483,42

Πίνακας 2-6: Ενεργό φορτίο διεπιφανειών

Οριζόντιες ωθήσεις (kN)	Πρόσθετες κατακόρυφες ωθήσεις (kN)	Αντίσταση ολίσθησης (kN)	FS _{ολίσθησης}
154,15	77,42	357,86	2,32
206,70	103,81	479,92	2,32
268,93	135,06	664,37	2,47
341,87	171,69	808,68	2,37
416,16	209,00	1062,59	2,55
515,37	258,83	1242,84	2,41
606,43	304,56	1393,99	2,30

Πίνακας 2-7: Συντελεστές ασφαλείας σε ολίσθηση

2.2.2 Υπολογισμός συντελεστών ασφαλείας σε ανατροπή

Η ροπή ευστάθειας προκύπτει από το βάρος της κατασκευής, την δύναμη άνωσης και από τις κατακόρυφες δυνάμεις F_{agv} .

$$M_{\text{ευστάθειας}} = W \cdot e_w - F_{av} \cdot e_{av} + F_v \cdot e_v = 3924,275 \cdot 5,83 - 1477,88 \cdot 6,00 + 264,4 \cdot 10,10 = 16661,9 \text{ kNm.}$$

Η ροπή ανατροπής οφείλεται στις οριζόντιες δυνάμεις F_{agh} .

	F_{agh} (kN)	e (m)
1	9,15	16,23
2	128,90	7,75
3	237,85	5,17
4	150,54	8,85

Πίνακας 2-8: Δυνάμεις ανατροπής και μοχλοβραχίονες

$$M_{\text{ανατροπής}} = \sum_{i=1}^4 [F_{agh} \cdot e_i] + F_{\text{δισταρας}} \cdot H = 3709,4 + 80,0 \cdot 17,70 = 5124,4 \text{ kNm.}$$

Ο συντελεστής ασφαλείας σε ανατροπή προκύπτει:

$FS_{\text{ανατροπής}} = M_{\text{ευστάθειας}} / M_{\text{ανατροπής}} = 3,25 > 1,50$, επομένως η κατασκευή επαρκεί στον έλεγχο ανατροπής.

2.2.3 Έλεγχος υπέρβασης τάσεων έδρασης

Ο συνδυασμός των παραπάνω φορτίων μεταβιβάζεται στον αρμό έδρασης. Συγκεκριμένα στη βάση του τοίχου μεταβιβάζεται:

Κατακόρυφη δύναμη: $V = W - F_{\text{αν.}} + F_V = 3924,275 - 1477,88 + 264,4 = 2710,8 \text{ kN}$.

Οριζόντια δύναμη: $H = \sum_{i=1}^4 F_{agh} + F_{\text{δεστρας}} = 606,43 \text{ kN}$.

Ροπή ως προς το μέσον της βάσης: $M = W \cdot e_{w2} - F_{\text{αν.}} \cdot e_{\text{αν.2}} + F_V \cdot e_{V2} - M_{\text{ανατροπής}} = -1558,86 \text{ kNm}$

Επομένως προκύπτει εκκεντρότητα:

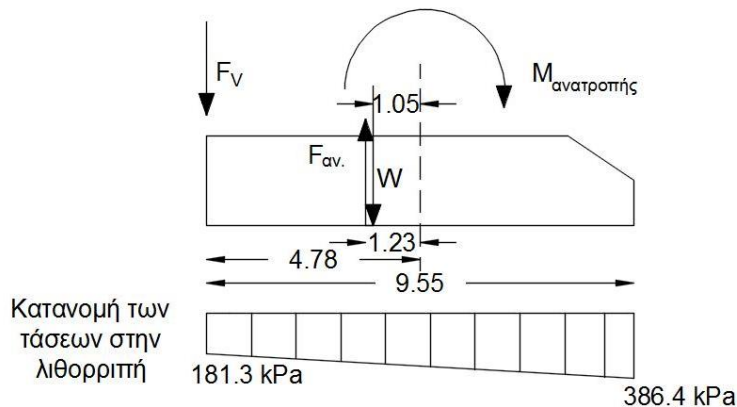
$$e = M/V = 1558,86/2710,8 = 0,575 < b/6 = 9,55/6 = 1,59 \text{ m}$$

Συνεπώς θλίβεται όλη η βάση του τελευταίου ογκόλιθου.

Οι ορθές τάσεις στο έδαφος ανά μέτρο πλάτους θα είναι:

$$\sigma_1 = V/b (1 - 6e/b) = 181,3 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = V/b (1 + 6e/b) = 386,4 \text{ kPa}$$



Σχήμα 2-8: Τάσεις στη λιθορριπή

Το ενεργό πλάτος του θεμελίου είναι ίσο με $B' = B - 2e_b = 9,55 - 2 \cdot 0,575 = 8,40 \text{ m}$

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας γίνεται κατά EC - 7 , DIN 4017. Ο τοίχος αντιστήριξης θεωρείται απειρομήκης θεμέλιο , η φόρτιση είναι λοξή και έκκεντρη , οι συνθήκες φόρτισης στραγγιζόμενες (άμμος) και πιθανώς υπάρχει επιρροή στην φέρουσα ικανότητα λόγω της γειννίασης με πρανές. Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους υπολογίζεται από τη σχέση :

$$R_u = c N_c b_c s_c i_c g_c + (q + \gamma D) N_q b_q s_q i_q g_q + 0,5 \gamma_1 B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma$$

όπου

q : επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης ($q = 0$)

$D = 0$, αφού θεμελιώνεται στην επιφάνεια του εδάφους γ_1 : ειδικό βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης ($\Sigma\Theta$).

c : συνοχή εδάφους θεμελίωσης. Για άμμο $c = 0$

B' : ενεργό πλάτος του θεμελίου. $B = 9,55 \text{ m} - 2 * \epsilon$

N_c, N_q, N_γ : συντελεστές φέρουσας ικανότητας. Για γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους θεμελίωσης $\phi = 40^\circ$ είναι:

$$N_c = 75.313, N_q = 64.195, N_\gamma = 106.054$$

b_c, b_q, b_γ : συντελεστές λοξότητας βάσης πεδύλου

$b_c = b_q = b_\gamma = 1$ (δεν υπάρχει λοξότητα βάσης πεδύλου)

s_c, s_q, s_γ : συντελεστές σχήματος πεδύλου

$s_c = s_q = s_\gamma = 1$ (ο τοίχος αντιστήριξης θεωρείται απειρομήκης θεμέλιο)

i_c, i_q, i_γ : συντελεστές απόκλισης φορτίου από την κατακόρυφο (γωνία θ)

Υπολογίζεται $\theta = \arctan(\Sigma H / \Sigma V) = 10,989^\circ$. Για συνοχή $c = 0$, οι συντελεστές i_q, i_γ είναι:

$$i_q = (1 - 0,7 \tan \theta)^3 = (1 - 0,7 \cdot 0,19)^3 = 0,645$$

$$i_\gamma = (1 - \tan \theta)^3 = (1 - 0,19)^3 = 0,523$$

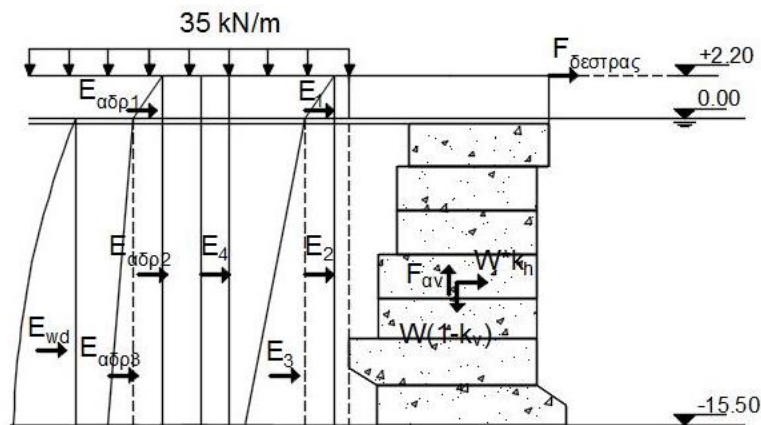
i_c : δεν απαιτείται ο υπολογισμός του αφού ο όρος του μηδενίζεται ($c = 0$)

g_c, g_q, g_γ : συντελεστές κλήσης πρανούς κατά Hansen

2.3 Έλεγχος υπό σεισμό

Στον σεισμικό έλεγχο της υφιστάμενης κατασκευής εφαρμόζεται το 50% των κινητών φορτίων. Ομοίως με την οριακή κατάσταση αστοχίας υπολογίζονται οι συντελεστές ασφάλειας σε ολίσθηση, ανατροπή και σε γενική αστοχία, όπως επίσης ελέγχονται και οι ορθές τάσεις στην λιθορριπή. Ο υπολογισμός των δράσεων γίνεται με την ψευδοστατική μέθοδο Monopobe Okabe (EK8-5 Παράρτημα E)

Επιλέγεται ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 ($a_{gR} = 0.16g$) και κατηγορία εδάφους B ($S=1.20$).



Σχήμα 2-10: Κατανομές ωθήσεων στο σεισμό

Οι ολικές ωθήσεις υπό σεισμό υπολογίζονται από την σχέση του EK8-5 Παράρτημα E:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma_s^* (1+k_v) K H^2 + E_{wd}$$

Όπου:

K ο συντελεστής ωθήσεων κατά Monopobe-Okabe

Για ενεργητικές ωθήσεις:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Για παθητικές ωθήσεις:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

$k_v = 0.5k_h$ και $k_h = aS/r$ οι σεισμικοί συντελεστές για οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό αντίστοιχα.

Για δυναμικώς διαπερατό εδαφικό στρώμα κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα:

$$\tan\theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή r επιλέγεται ίση με 1.0 (Τοίχοι χωρίς δυνατότητα ολίσθησης).

Οι συντελεστές προκύπτουν: $k_h = 0.192$ και $k_v = 0.096$

Για την υφιστάμενη κατασκευή: $\psi = 90.0^\circ$.

Για $\phi = 40^\circ$ και $\delta = 0^\circ$ προκύπτει $K = 0.4931$.

Για πλήρως διαπερατό κορεσμένο έδαφος πέραν των υδροστατικών πιέσεων αναπτύσσονται και υδροδυναμικές πιέσεις που υπολογίζονται σύμφωνα με την σχέση Westergaard, και η συνολική υδροδυναμική δύναμη προκύπτει:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$$

και το βάθος εφαρμογής της:

$$h_w = \frac{3}{5} H_w$$

Εάν η κατασκευή περιβάλλεται από νερό εκατέρωθεν του τοίχου, τότε η υδροδυναμική δύναμη E_{wd} πολλαπλασιάζεται επί 2.

Σε αυτή την περίπτωση:

$$E_{wd} = 2 * \frac{7}{12} 0.192 * 10 * 15.50^2 = 538.16 \text{ kN} \text{ και } h_w = \frac{3}{5} 15.50 = 9.30 \text{ m}$$

Οι οριζόντιες ωθήσεις διακρίνονται δε δύο όρους, οι στατικές και οι αδρανειακές ωθήσεις, όπως φαίνεται από την σχέση κατά Mononobe-Okabe.

Οι στατικές υπολογίζονται όπως στον έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας αλλά με συντελεστή ωθήσεων K αντί για K_a .

Επομένως οι στατικές δυνάμεις E_1, E_2, E_3 και E_4 υπολογίζονται ως εξής:

$$E_1 = F_1 * K / K_a = 11.05 * 0.4931 / 0.22 = 25.1 \text{ kN}$$

$$E_2 = F_2 * K / K_a = 155.71 * 0.4931 / 0.22 = 353.8 \text{ kN}$$

$$E_3 = F_3 * K / K_a = 287.32 * 0.4931 / 0.22 = 652.9 \text{ kN}$$

$$E_4 = F_4 * K / K_a = 181.85 * 0.4931 / 0.22 = 305.5 \text{ kN}$$

Οι οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις υπολογίζονται από την σχέση:

$$E_{\alpha\delta\rho 1} = \frac{1}{2} \gamma_s k_v K H_1^2 = \frac{1}{2} * 21.0 * 0.096 * 0.4304 * 2.20^2 = 2.1 \text{ kN}$$

$$E_{\alpha\delta\rho 2} = \gamma_s^* k_v K H^2 = 11.0 * 0.096 * 0.4304 * 15.50^2 = 109.2 \text{ kN}$$

$$E_{\alpha\delta\rho 3} = \frac{1}{2} \gamma_s^* k_v K H^2 = \frac{1}{2} * 11.0 * 0.096 * 0.4304 * 15.50^2 = 54.6 \text{ kN}$$

2.3.1 Έλεγχος σε ολίσθηση κάθε ογκόλιθου

Για τον έλεγχο σε ολίσθηση κάθε ογκόλιθου υπό σεισμό θεωρείται ότι ο κατακόρυφος σεισμός αφαιρεί βάρος από την κατασκευή, λόγω των αδρανειακών δυνάμεων, καθώς αυτή είναι η δυσμενής περίπτωση. Επομένως οι δυνάμεις W_i πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή $(1-k_v)$.

Στις οριζόντιες δυνάμεις H_i προστίθενται η υδροδυναμική δύναμη E_{wdi} , η αδρανειακή δύναμη του εδάφους $E_{\alpha\delta\rho,i}$ και η αδρανειακή δύναμη του τοίχου W_i*k_h .

Στον Πίνακα φαίνονται οι τιμές των μεγεθών για τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφάλειας σε ολίσθηση κάθε ογκόλιθου.

Αρμός Τ.Ο.	$W_i*(1-k_v) - F_{av}$ (kN)	Στατικές Ωθήσεις (kN)	Αδρανειακές Ωθήσεις (kN)	Υδροδυναμικές Ωθήσεις (kN)	W_i*k_h	Άθροισμα Οριζόντιων Ωθήσεων (kN)	Αντίσταση ολίσθησης (kN)	$FS_{ολίσθησης}$
1 % 2	559,28	129,01	20,40	13,01	125,11	287,52	279,64	0,97
2 % 3	741,11	232,25	39,50	47,81	167,78	487,34	370,55	0,76
3 % 4	1024,78	376,43	60,82	104,49	233,96	775,70	512,39	0,66
4 % 5	1235,21	564,33	84,69	184,27	283,35	1116,64	617,61	0,55
5 % 6	1629,42	769,83	108,18	275,49	375,57	1529,07	814,71	0,53
6 % 7	1888,88	1059,75	138,62	408,24	436,46	2043,07	944,44	0,46
7 % Λιθορριπή	2103,15	1337,30	165,89	538,16	486,75	2528,11	1051,57	0,42

Πίνακας 2-9: Συντελεστές ασφάλειας έναντι ολίσθησης

Παρατηρούμε ότι η κατασκευή αστοχεί σε ολίσθηση για επιτάχυνση σχεδιασμού 0,16g. Προφανώς έχει σχεδιαστεί με παλιούς κανονισμούς

2.3.2 Έλεγχος σε ανατροπή

Η ροπή ευστάθειας ως προς το σημείο περιστροφής είναι:

$$M_{\text{ευστ.}} = W*(1-k_v)*e_w - F_{av}*e_{av} = 3924,275*(1-0.096)*5,83 - 1477,88*6,00 = 11814.9 \text{ kNm}$$

Η ροπή ανατροπής ως προς το σημείο περιστροφής είναι:

$$M_{\text{ανατρ.}} = E_1*h_1 + E_2*h_2 + E_\delta*h + E_{wd}*h_{wd} + E_{\alpha\delta\rho}*h + W*k_h*y_c = 22897.3 \text{ kNm}$$

Συντελεστής ασφάλειας σε ανατροπή:

$$SF_{av.} = 11814.9/22897.3 = 0.52 < 1.50 \text{ επίσης δεν επαρκεί}$$

2.3.3 Έλεγχος υπέρβασης τάσεων έδρασης

Στην βάση του τοίχου μεταβιβάζεται:

$$\text{Κατακόρυφη δύναμη: } V = W \cdot (1 - k_v) - F_{av.} = 2103.2 \text{ kN}$$

$$\text{Οριζόντια δύναμη: } H = 2528.11 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Ροπή ως προς το μέσον της βάσης: } M &= W \cdot (1 - k_v) \cdot e_{w2} - F_{av.} \cdot e_{av.2} + F_v \cdot e_{v2} - M_{\text{ανατροπής}} \\ &= -17319.8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Προκύπτει εκκεντρότητα:

$$e = M / V = 17319.8/2103.2 = 8.21 \text{ m}$$

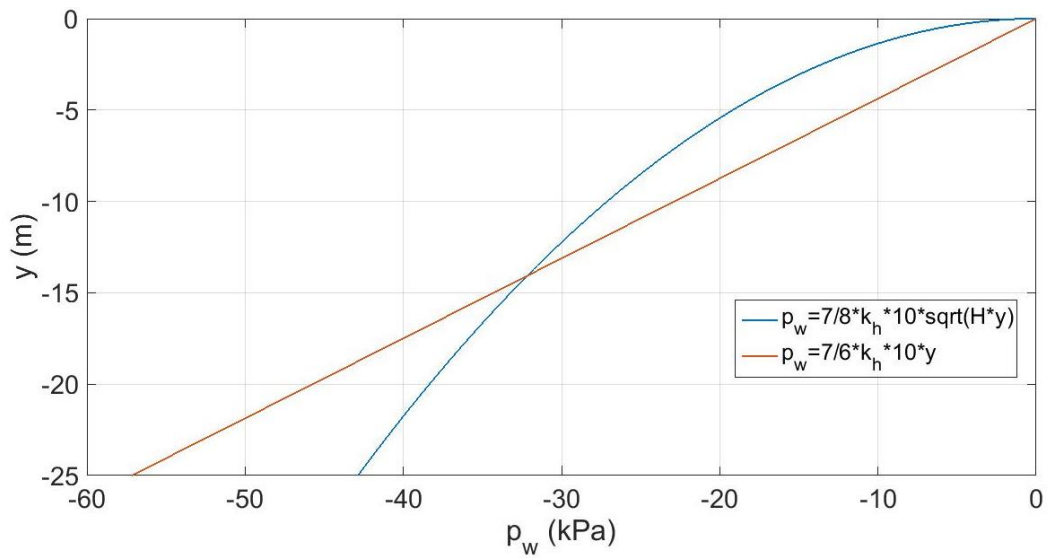
Επειδή $e > b/3 = 9.55/3 = 3.18$ είναι βέβαιο ότι δεν επαρκεί

2.3.4 Έλεγχος σε περιστροφική ολίσθηση (βαθεία θραύση)

Στην περίπτωση υπό σεισμό,ί, το κατανεμημένο φορτίο στη στάθμη 0 είναι 55 kN/m από το μέτωπο παραβολής μέχρι τα 11m και στη συνέχεια αυξάνεται στα 81.2 kN/m και η έλξη δέστρας ίση με 40.0 kN.

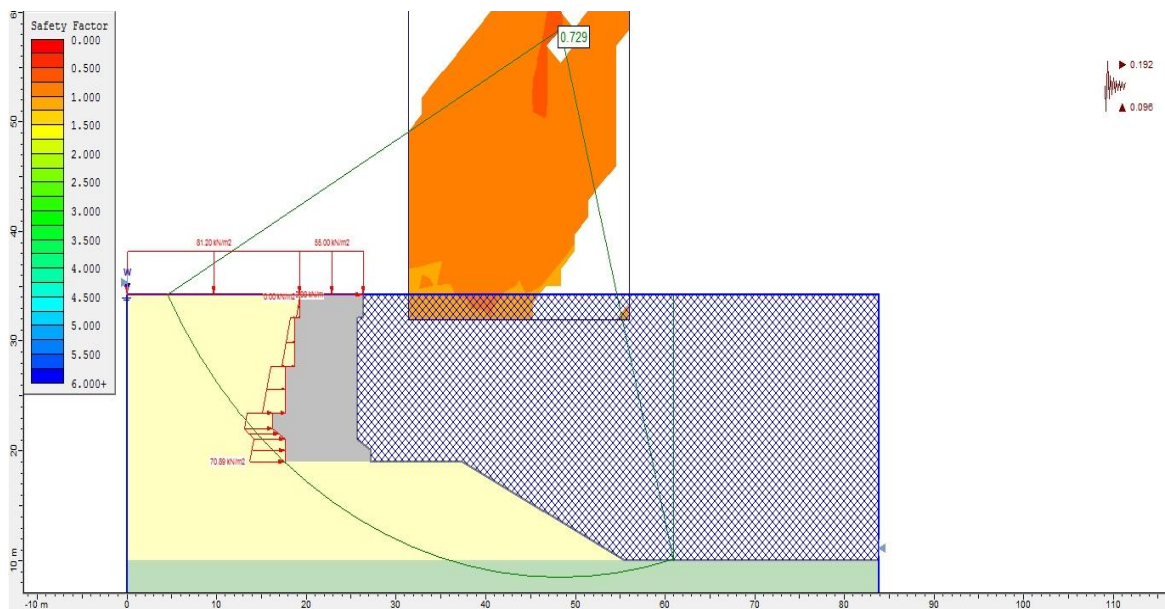
Το λογισμικό Rockscience: Slide 5.0 επιτρέπει την επίλυση του πρανούς υπό σεισμό εισάγοντας σε κάθε λωρίδα την οριζόντια και κατακόρυφη αδρανειακή δύναμη που προκύπτει αντίστοιχα από τις σχέσεις (βάρος της λωρίδας i) \times (συντελεστής k_h) και (βάρος της λωρίδας i) \times (συντελεστής k_v).

Επιπλέον θα πρέπει να εισαχθεί και η δύναμη από τις υδροδυναμικές πιέσεις. Απλοποιητικά εισάγεται μία ισοδύναμη τριγωνική κατανομή υδροδυναμικών πιέσεων η οποία για το ίδιο βάθος προκύπτει η ίδια δύναμη E_{wd} όπως παρουσιάζεται και στο σχήμα.



Σχήμα 2-11: Ισοδύναμη κατανομή υδροστατικής πίεσης

Στη συγκεκριμένη περίπτωση για βάθος $y = -15.50$ m η ισοδύναμη πίεση είναι $p_w = 2 \cdot 35.44 = 70.88$ kPa. Πολλαπλασιάζεται επί 2 καθώς η στάθμη του νερού βρίσκεται εκατέρωθεν της κατασκευής.



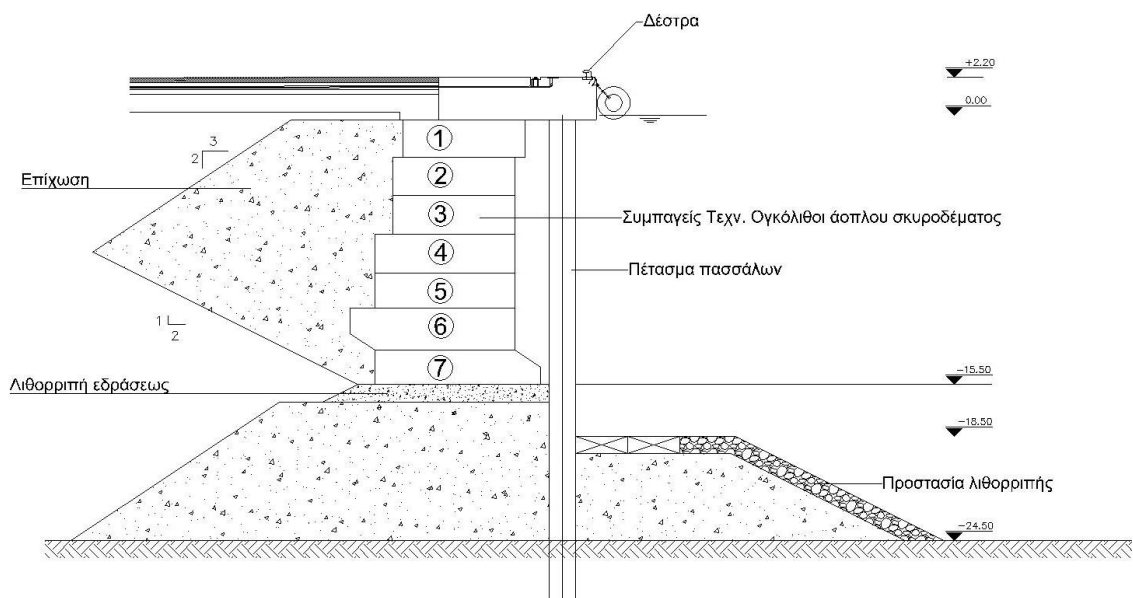
Σχήμα 2-12: Κρίσιμος κύκλος ολίσθησης

Ο συντελεστής ασφαλείας προκύπτει $0,729 < 1$ που σημαίνει πως δεν η κατασκευή δεν έπαρκει για επιτάχυνση σχεδιασμού 0.16g

3. Περιγραφή της προτεινόμενης αναβάθμισης της κατασκευής

3.1. Γενικά στοιχεία

Εξαιτίας της απαίτησης αναβάθμισης του υπάρχοντος λιμένα, το υπάρχον διαθέσιμο βάθος για την παραβολή πλοίων (14.50 m) δεν επαρκεί. Για τον λόγο αυτό είναι απαραίτητο το διαθέσιμο βάθος να αυξηθεί κατά 4.00 m, δηλαδή να φτάσει στα 18.50 m. Αυτές οι νέες απαιτήσεις για την κατασκευή μας κατευθύνουν για την αναζήτηση μίας λύσης για την αναβάθμιση της υπάρχουσας κατασκευής. Το σχέδιο αυτής της λύσης φαίνεται στο Σχήμα 3.1.

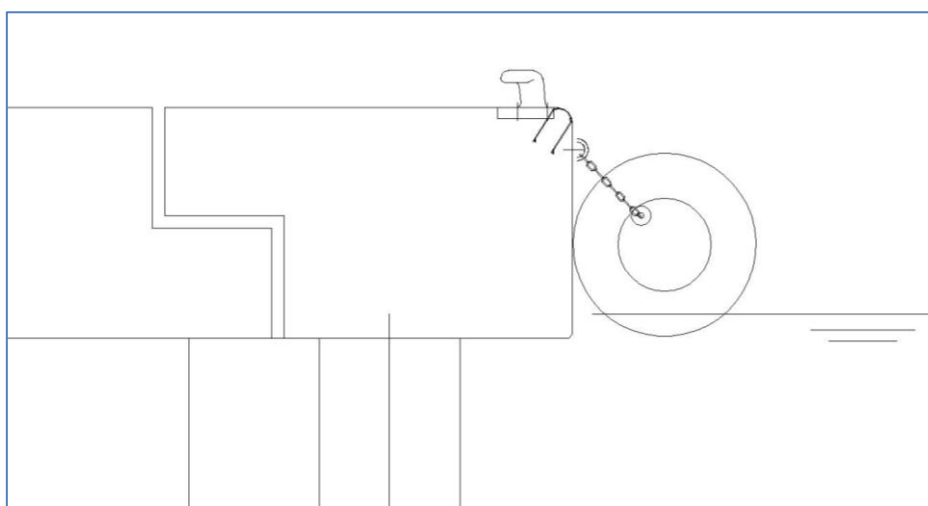


Σχήμα 3-1: Αναβαθμισμένη διάταξη

Η λύση αυτή περιλαμβάνει την την έμπηξη χαλύβδινων πασσάλων , ως σιδηρότυπου απομάκρυνση τμήματος της λιθορριπής έδρασης κατάντι του τοίχου με εκσκαφέα μακρού βραχίονα , την απόθεση των προϊόντων εκσκαφής στον πόδα της υφιστάμενης λιθορριπής έδρασης, ως προσωρινό ανακουφιστικό βάρος , την αφαίρεση υλικού από τους σιδηροσωλήνες εν συνεχεία την τοποθέτηση του οπλισμού με μάτισμα τύπου μπουκάλας και την σκυροδέτηση του πασσάλου και του κεφαλόδεσμου. Στον

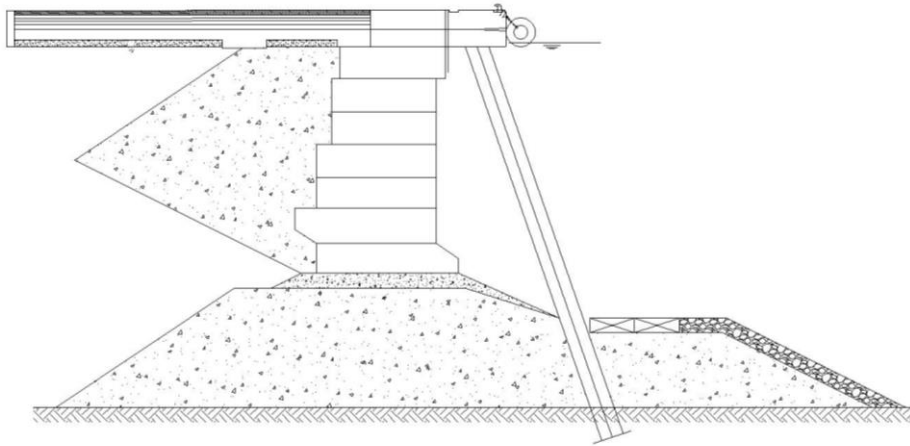
κεφαλόδεσμο προβλέπονται υποδοχές αγκύρωσης για αγκύρια τύπου τιράντας. Μετά την ολοκλήρωση της αγκύρωσης ξεκινά η διαδικασία της βυθοκόρησης

Η υφιστάμενη ανωδομή καθαρίζεται και ανακατασκευάζεται. Η σύνδεση του προβλήτα με το πέτασμα πρέπει να κατασκευαστεί με τρόπο τέτοιο ώστε να υλοποιείται άρθρωση. Στην περίπτωση μονολιθικής σύνδεσης έστω και μια μικρή μετακίνηση του υφιστάμενου τοίχου βαρύτητας θα προκαλούσε τεράστια εντατικά μεγέθη στο πέτασμα. Η εμφάνιση μεγάλης ροπής κάμψης στον κόμβο οδηγεί σε ρωγματώσεις που είναι απαγορευτικές ειδικά λόγω του θαλάσσιου περιβάλλοντος . Ένας τρόπος υλοποίησης αρθρωτής σύνδεσης είναι με την πρόβλεψη αρμού με ελαστομερές όπως φαίνεται στο σχήμα

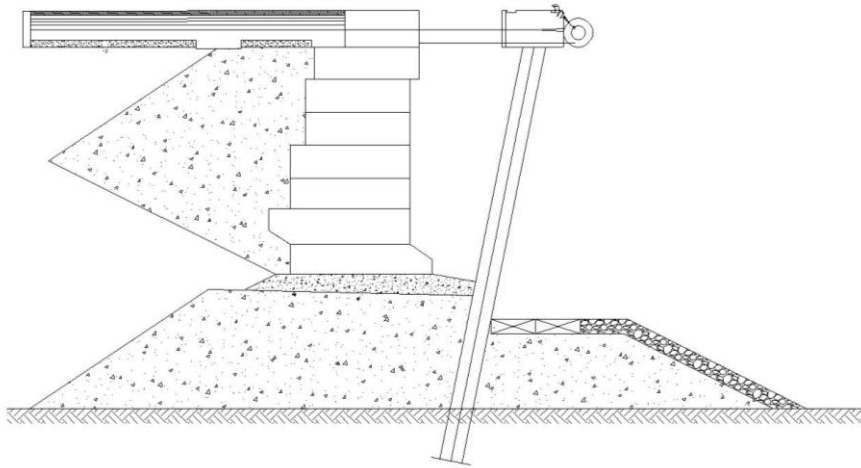


Σχήμα 3-2: Υλοποίηση αρθρωτής σύνδεσης

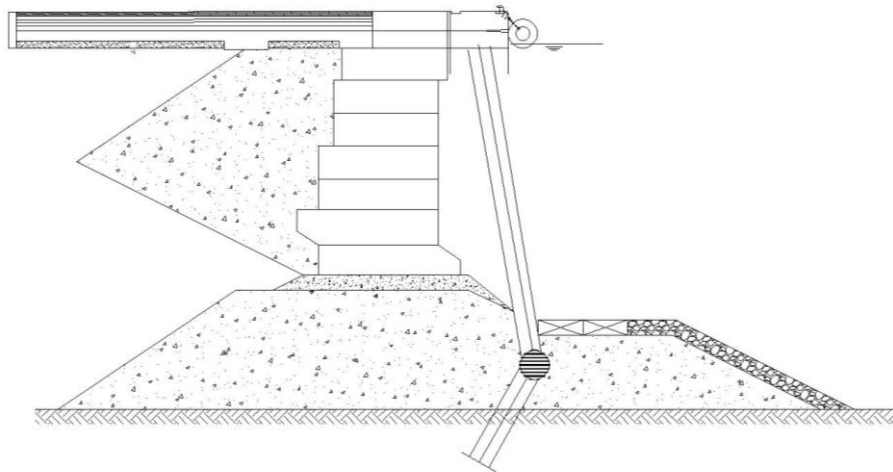
. Η αναβαθμισμένη κατασκευή πλέον θα αποτελείται από διαφραγματικό τοίχο πασσάλων με μία σειρά αγκυρίων κατάντι του υφιστάμενου κρηπιδότοιχου και θα πρέπει να εξασφαλίζει την ευστάθεια όλου του συστήματος. Συνεπώς θα πρέπει το σύστημα να διαστασιολογηθεί έναντι επάρκειας βάθους έμπηξης , αστοχίας αγκυρίου (εξόλκευση , διαρροή τένοντα , εδαφική αστοχία στην περιοχή αγκύρωσης) , δομικής αστοχίας του διαφράγματος και περιστροφικής αστοχίας του συστήματος.



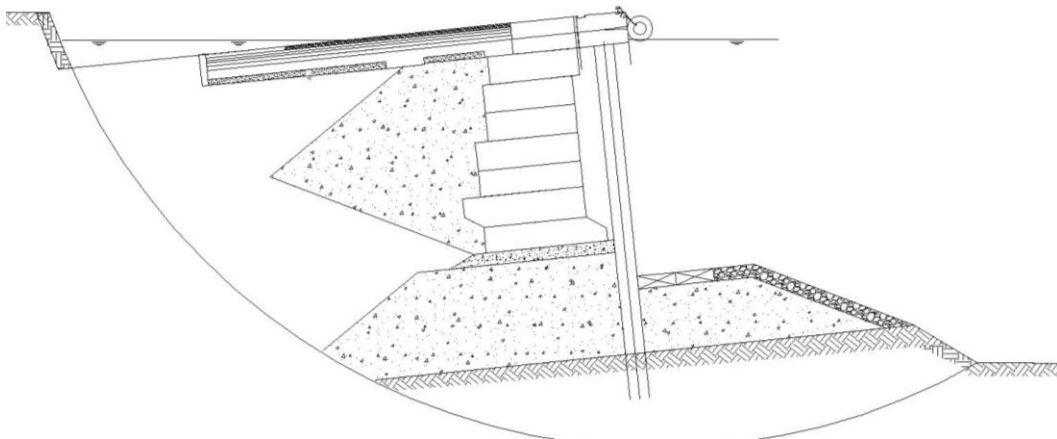
Σχήμα 3-3: Ανεπαρκές βάθος έμπτυξης



Σχήμα 3-4: Ανεπάρκεια αγκύρωσης



Σχήμα 3-5: Δομική αστοχία του διαφράγματος



Σχήμα 3-6: Βαθιά θραύση-περιστροφική αστοχία

Η κατασκευή διαφράγματος στοχεύει επίσης στην αύξηση των αντοχών της υφιστάμενης κατασκευής βαρύτητας. Με την τοποθέτηση του αγκυρίου δημιουργείται μία παραπάνω στήριξη στον κρηπιδότοιχο. Η επέμβαση αυτή μετατρέπει τον αρχικό-ισοστατικό φορέα σε υπερστατικό με συνέπεια ευνοικότερες τάσεις έδρασης. Επίσης η ύπαρξη του διαφράγματος λειτουργεί ευνοικά στη φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης διότι πλέον δεν την επηρεάζει η γειννίαση με το πρανές και προσφέρει πολύ μεγάλη διατμητική αντοχή στις ζώνες επιφανειακής αστοχίας

3.2. Διαδικασία έμπηξης πασσάλων.

Η έμπηξη των πασσάλων στο έδαφος γίνεται συνήθως μέσω πίεσης, κρούσης ή δόνησης. Κατά την έμπηξη των πασσάλων είναι πιθανή η απόκλισή τους από την κατακόρυφο. Η εμπρόσθια κλίση δημιουργείται λόγω τριβής των διεπιφανειών και της συμπίεσης εδάφους λόγω της έμπηξης του προηγούμενου πασσάλου. Η δύναμη έμπηξης μεταφέρεται συγκεντρωμένα στον εμπηγιόμενο πάσσαλο αλλά οι δυνάμεις αντίδρασης κατανέμονται ανομοιόμορφα κατά μήκος του. Η όπισθεν κλίση μπορεί να συμβεί σε πυκνά εδάφη εάν ο προηγούμενος πάσσαλος έχει προκαλέσει αραίωση του εδάφους. Για να αποφευχθεί η κλίση των πασσάλων θα πρέπει να τοποθετούνται σε έναν οδηγό που να εξασφαλίζει την κατακόρυφη έμπηξή τους. Η κατακόρυφη τοποθέτηση αυτών μπορεί να αποτύχει λόγω εμποδίων στο έδαφος ή από σκληρούς εδαφικούς σχηματισμούς σε ανεπιθύμητες κλίσεις.

Η διαδικασία έμπηξης των πασσάλων μέσω **πίεσης** εφαρμόζεται όταν υπάρχουν περιορισμοί στον θόρυβο και στις δονήσεις. Τέτοιες περιπτώσεις συμβαίνουν κοντά σε κατοικημένες περιοχές, πολύ κοντά σε υφιστάμενα κτήρια και αντιστηρίξεις. Σε αυτή την περίπτωση οι πάσσαλοι εισάγονται στο έδαφος μέσω υδραυλικής πίεσης.

Η διαδικασία έμπηξης των πασσάλων μέσω **κρούσης** γίνεται με διαδοχικά χτυπήματα σφύρας. Ένα ξύλινο στοιχείο τοποθετείται πάνω στην κεφαλή του πασσάλου. Υπάρχουν δύο κρουστικοί μηχανισμοί που διαφέρουν στον ρυθμό των κρούσεων. Συστήματα με αργό ρυθμό κρούσεων χρησιμοποιούνται σε συνεκτικά εδάφη έτσι ώστε να υπάρχει αρκετό χρόνος για την εκτόνωση των υδατικών υπερπίεσεων. Τέτοια συστήματα λειτουργούν χρησιμοποιώντας την δυναμική ενέργεια του σφυριού καθώς αυτό αφήνεται να πέσει από ένα ύψος h ώστε να χτυπήσει τον πάσσαλο. Σύγχρονα τέτοια συστήματα λειτουργούν υδραυλικά. Ο αριθμός των χτυπημάτων μπορεί να είναι από 24 έως 32 ανά λεπτό. Συστήματα με ταχύ ρυθμό χτυπημάτων μπορούν να πετύχουν από 100 έως 400 χτυπήματα το λεπτό. Σε αυτή την περίπτωση χρησιμοποιείται πεπιεσμένος αέρας και το βάρος της σφύρας επιταχύνεται κατά την πτώση της (Σφυρί Diesel).

Υπάρχει περίπτωση η κεφαλή του πασσάλου να αστοχήσει από υπερβολική φόρτιση λόγω της κρούσης εάν η σφύρα είναι αρκετά μικρή ή η αντίδραση του εδάφους αρκετά

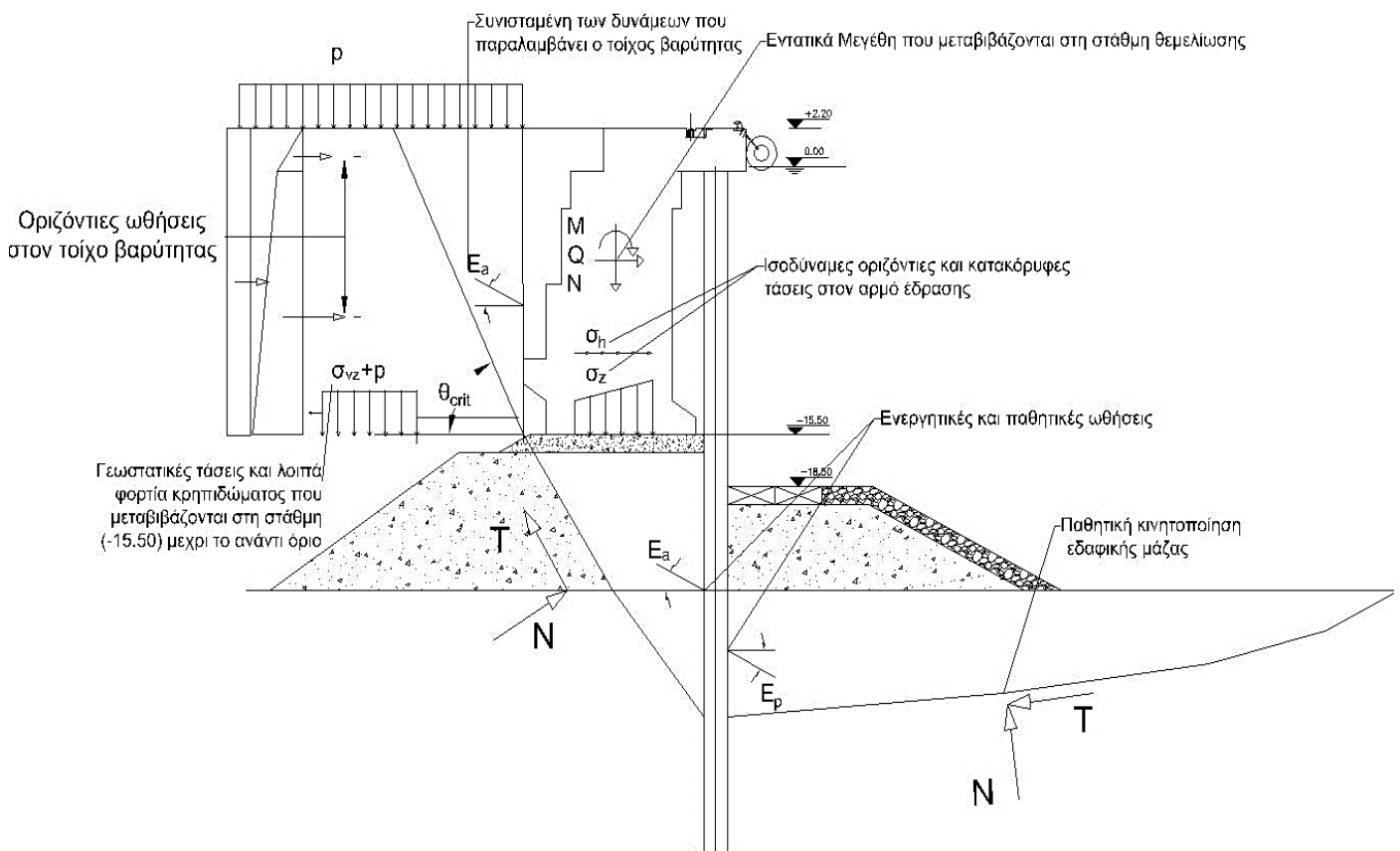
μεγάλη. Πιθανές λύσεις είναι η ενίσχυση της αιχμής του πασσάλου ή η χρήση μεγαλύτερης σφύρας. Στην περίπτωση υψηλής εδαφικής αντίδρασης ο πάσσαλος μπορεί να αστοχήσει λόγω λυγισμού. Για να αποφευχθεί αυτό μπορούν να χρησιμοποιηθούν παχύτερες διατομές ή χαλάρωση του εδάφους πριν την έμπηξη των πασσάλων.

Η διαδικασία έμπηξης των πασσάλων μέσω **δόνησης** βασίζεται στην αρμονική κατακόρυφη διέγερση του πασσάλου. Η διαδικασία αυτή προκαλεί ανακατανομή του εδάφους και μειώνει την τριβή μεταξύ εδάφους και πασσάλου καθώς και την αντίσταση αιχμής. Είναι δυνατόν να συμβεί ρευστοποίηση του εδάφους στην διεπιφάνεια πασσάλου εδάφους, κάτι το οποίο επίσης μειώνει την αντίσταση έμπηξης. Ένα πλεονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για την εξαγωγή των πασσάλων.

4. Ανάλυση της αναβαθμισμένης κατασκευής

4.1. Γενικά στοιχεία

Η αναβαθμισμένη κατασκευή αποτελείται από δύο βασικά μέλη: το διαφραγματικό τοίχο και την υφιστάμενη κατασκευή βαρύτητας, η μεταξύ τους σύνδεσή τους είναι αρθρωτή στο σημείο της αγκύρωσης. Ο κρηπιδότοιχος βαρύτητας συγκρατεί ένα κρίσιμο πρίσμα και μεταβιβάζει τις δράσεις που του ασκούνται στη στάθμη έδρασης του τελευταίου ογκολίθου (-15,50) μέσω του ενεργού πλάτους του θεμελίου. Ανάντι του ορίου της υφιστάμενης κατασκευής στη στάθμη -15.50 θα μεταβιβάζονται οι γεωστατικές τάσεις και τα λοιπά φορτία κρηπιδώματος που ασκούνται εκτός του πρίσματος αστοχίας στην επιφάνεια της ανωδομής. Για να είναι ευσταθής η αναβαθμισμένη κατασκευή θα πρέπει να ενεργοποιούνται οι παθητικές αντιστάσεις της εκσκαπτόμενης πλευράς.

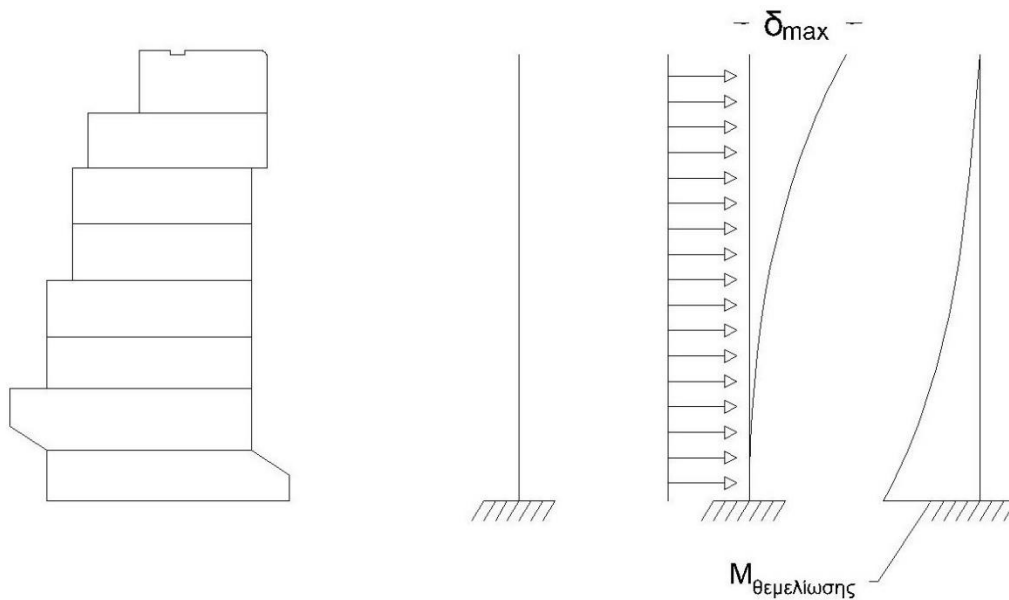


Σχήμα 4-1: Αναβαθμισμένη κατασκευή, διαδρομή φορτίων, κινητοποίηση αντιστάσεων

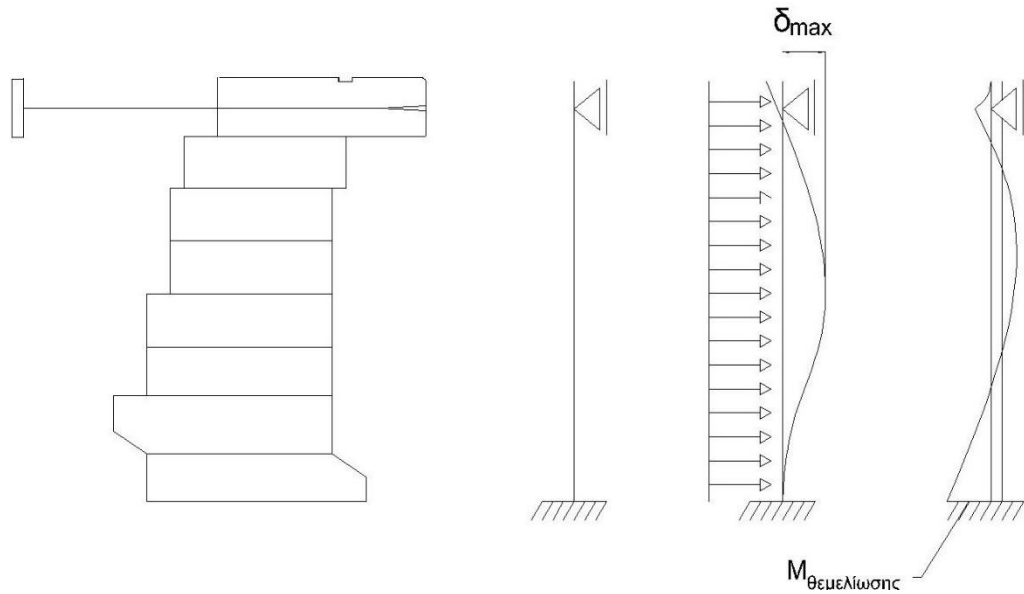
Όπως παρουσιάζεται και στο σχήμα για να υπολογισθούν οι δράσεις στο πέτασμα είναι απαραίτητος ο υπολογισμός των τάσεων στη θεμελίωση του τοίχου βαρύτητας σε κάθε περίπτωση φόρτισης.

4.2. Αναβαθμισμένη κατασκευή βαρύτητας

Ο υφιστάμενος τοίχος των ογκολίθων πριν την αναβάθμιση του λιμένα λειτουργούσε ως ένα στερεό σώμα (οβελίσκος) με συμπεριφορά άκαμπτου προβόλου. Μετά από την αναβάθμιση της κατασκευής, δηλαδή την τοποθέτηση του αγκυρίου του πετάσματος, θεωρείται ότι ο τοίχος λειτουργεί ως μονοπροέχουσα δοκός, με πάκτωση στην βάση του (-15.50 m) και άρθρωση στην στάθμη του αγκυρίου(+1.00 m). Ενδεικτικά παρουσιάζεται η αλλαγή του στατικού συστήματος στις δύο φάσεις του έργου και η ευνοϊκή επιρροή του αγκυρίου στις καμπτικές ροπές στη στάθμη θεμελίωσης. Οι παραμορφώσεις δ_{max} παρουσιάζονται σε μεγέθυνση μια και ο ισοδύναμος φορέας είναι ραυδωτός

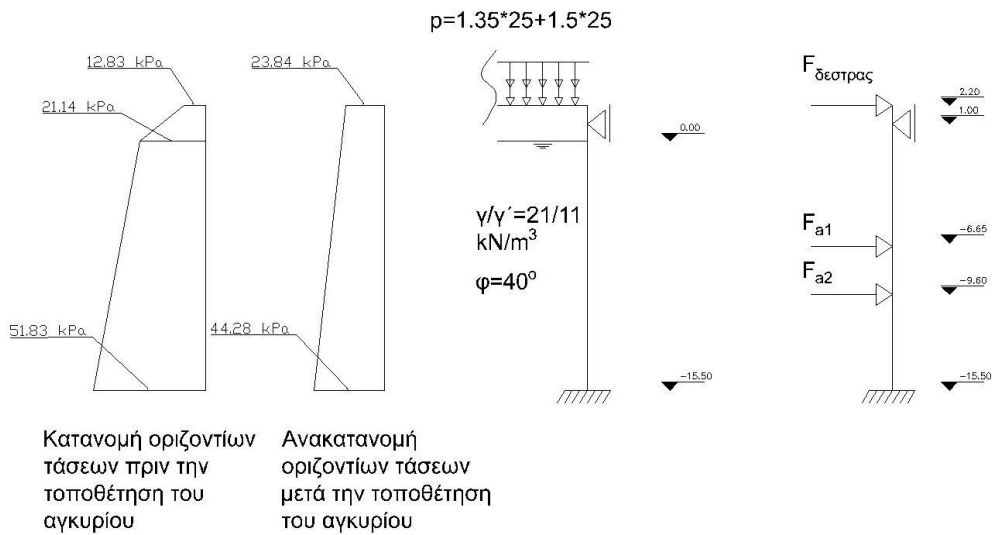


Σχήμα 4-2: Υφιστάμενος τοίχος-λειτουργία προβόλου



Σχήμα 4-3: Αναβαθμισμένος τοίχος –λειτουργία πακτωμένης μονοπρόχειουσας

Πέραν της στατικήςλειτουργίας η προσθήκη αγκυρίου έχει επιρροή και στην κατανομή των εδαφικών ωθήσεων. Παρουσιάζεται η κατανομή των οριζοντίων ωθήσεων πριν και μετά την αναβάθμιση σε φόρτιση LC1 και LC3. Η ανακατανομή γίνεται κατά EAU 2004 (βλ.παράρτημα). Πλέον το φορτίο λειτουργίας αυξάνεται στα 50 kN/m² το 50% του οποίου θεωρείται μόνιμο και το υπόλοιπο κινητό.



Σχήμα 4-4: Ανακατανομή ωθήσεων (φόρτιση LC1)

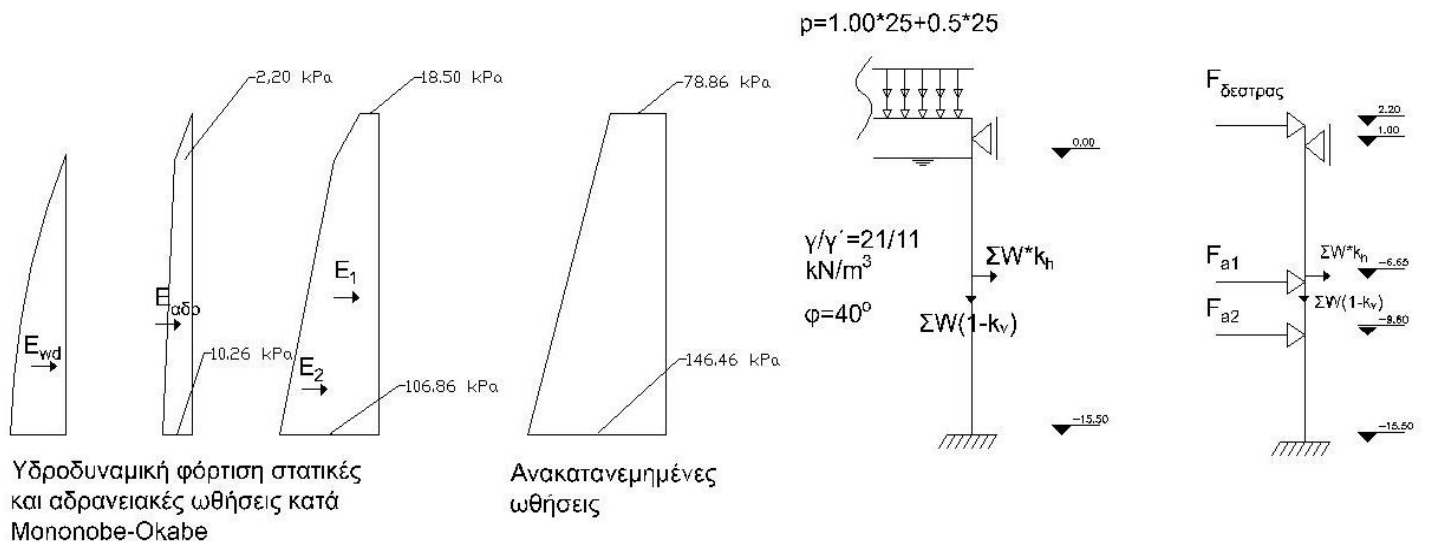
ρ	50	LC1										
ρ_{perm}	25	γ_G	1,35									
ρ_{var}	25	γ_Q	1,5									
												ωθήσεις λόγω φορτίου λειτουργίας
												Ενεργητικές ωθήσεις γαιών
ΣΤΡΩΣΗ	ΣΤΑΘΜΗ (m)	$h_{στρωσης}$ (m)	γ/γ' (kN/m^3)	$\Delta\sigma'_z$ (kN/m^2)	σ'_z (kN/m^2)	K_{agh}	σ'_{agh} (kN/m^2)	ρ (kN/m^2)	K_{aph}	σ'_{aph} (kN/m^2)	$\Sigma\sigma_h$	
	2,2				0		0	71,25		12,825	12,825	
1		2,2	21	46,2		0,18			0,18			
	0				46,2		8,316			12,825	21,141	
	0				46,2		8,316			12,825	21,141	
2		15,5	11	170,5		0,18			0,18			
	-15,5				216,7		39,006			12,825	51,831	

Πίνακας 4-1: Οριζόντιες τάσεις πριν την ανακατανομή

Αρχικές δυνάμεις	Μέση οριζόντια ώθηση	Ανακατανεμημένες οριζόντιες τάσεις	Δυνάμεις μετά την ανακατανομή
F_{ah}	σ_{hm}	$\sigma_{hredist}$	F'_{ah}
			23,84
37,36			422,03
	34,062		
	34,062		
565,53			180,87
			44,28

Πίνακας 4-2: Δυνάμεις στην LC1

Οι δυνάμεις F'_{ah1} και F'_{ah2} ασκούνται στις στάθμες (-6.65) και (-9.60) αντίστοιχα



Σχήμα 4-5: Ανακατανομή ωθήσεων (φόρτιση LC3)

Οι δράσεις υπολογίζονται κατά Monopobe Okabe όπως στο κεφάλαιο 2) και παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα με την ανακατανομή τους. Όλα τα τασικά πρίσματα ολοκληρώνονται σε σημειακές δυνάμεις μια και δεν μας ενδιαφέρει η κατανομή των εντατικών μεγεθών στον ραυδωτό αυτό φορέα αλλά αποκλειστικά οι αντιδράσεις των στηρίξεων.

ρ	50	LC3								
ρ_{perm}	25	γ_G	1	k_v	0,096	K_{mono}	0,4931			
ρ_{var}	25	γ_Q	0,5	k_h	0,192					
										ωθήσεις λόγω φορτίου λειτουργίας
										Ενεργητικές ωθήσεις γαιών
ΣΤΡΩΣΗ	ΣΤΑΘΜΗ (m)	$h_{στρωσης}$ (m)	γ/γ' (kN/m^3)	$\Delta\sigma'_z$ (kN/m^2)	σ'_z (kN/m^2)	K	σ'_{agh} (kN/m^2)	ρ (kN/m^2)	K	σ'_{aph} (kN/m^2)
	2,2				0		0	37,5		18,49
1	0	2,2	21	46,2		0,4931			0,4931	
	0				46,2		22,78			18,49
	0				46,2		22,78			18,49
2		15,5	11	170,5		0,4931			0,4931	
	-15,5				216,7		106,85			18,49

Πίνακας 4-3: Δράσεις στο σεισμό

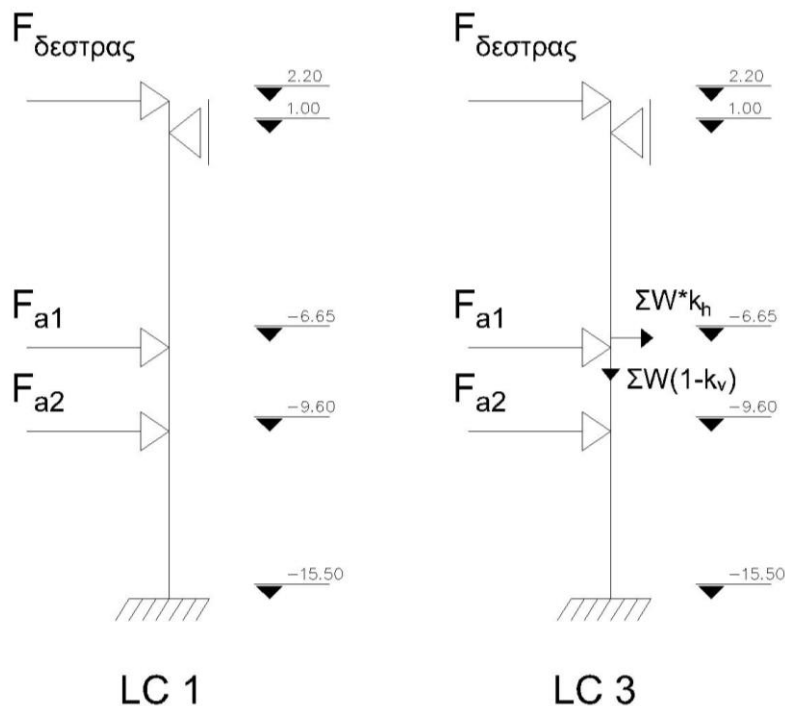
						Αδρανειακές ωθήσεις		υδροδυναμικές ώθησεις
ΣΤΡΩΣΗ	ΣΤΑΘΜΗ (m)	$h_{στρωσης}$ (m)	γ/γ' (kN/m ³)	$\Delta\sigma'_z$ (kN/m ²)	σ'_z (kN/m ²)	K_{agh}	σ'_{agh} (kN/m ²)	σ_{wd}
	2,2				0		0	
1		2,2	21	46,2		0,0473376		
	0				46,2		2,186997	
	0				46,2		2,186997	0
2		15,5	11	170,5			0	
	-15,5				216,7		10,25806	52,08

Πίνακας 4-4: Δράσεις στο σεισμό

Από τα πρίσματα των τάσεων υπολογίζονται οι δρώσες δυνάμεις πάνω στο φορέα.

Φόρτιση LC1: $F_{a1}=422,03$ kN $F_{a2}=180,87$ kN $F_{\deltaεστρας}=1,5*100=150$ kN

Φόρτιση LC3: $F_{a1}=1395,83$ kN $F_{a2}=598,21$ kN $F_{\deltaεστρας}=1*100=100$ kN $Wh=486,75$ kN



Σχήμα 4-6: Ισοδύναμες σημειακές δυνάμεις στις δύο περιπτώσεις φόρτισης

Το σύστημα είναι μία φορά υπερστατικό. Για την επίλυση του θεωρούμε την δύναμη αγκύρωσης ως υπερστατικό μέγεθος, υπολογίζουμε τα βέλη κάμψης στο σημείο αγκύρωσης από τις υπόλοιπες σημειακές δυνάμεις και από τον μηδενισμό των βελών

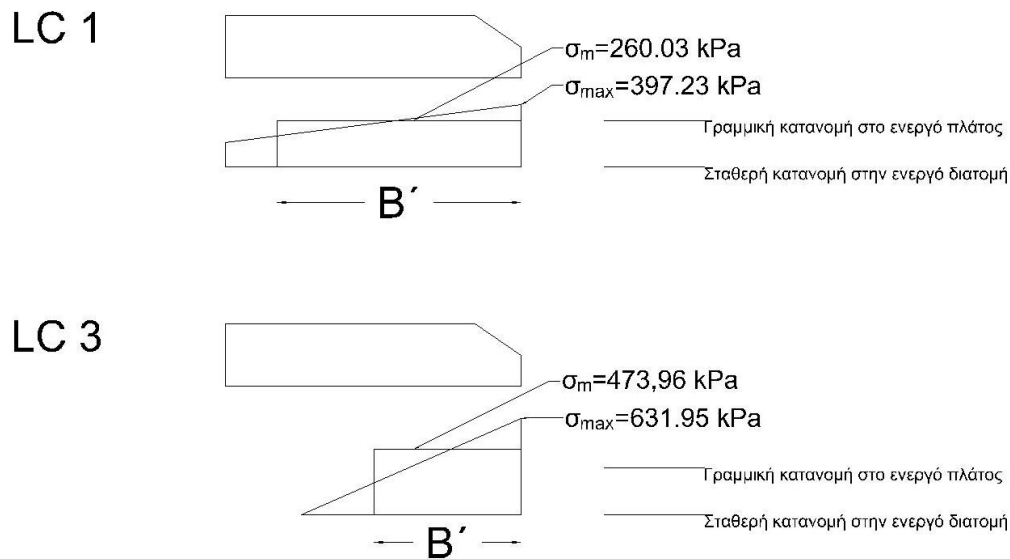
στο ίδιο σημείο βρίσκουμε τη δύναμη. Η διατομή του τοίχου είναι ορθογωνική με $E_{cm} 30 \text{ GPa}$, $A=9,55 \times 1 \text{ m}^2$ και $I_z=9,553/12 \text{ m}^4$.

Σε αυτό το σημείο πρέπει να επισημανθεί ότι η θεώρηση πακτωμένης βάσης δεν είναι ρεαλιστική διότι αγνοεί την ενδοσιμότητα του εδάφους. Για την ανάλυση των εντατικών μεγεθών που θα προκύψουν στο πέτασμα όμως είναι η πιο συντηρητική και γι αυτό εφαρμόζεται. Οι αντιδράσεις των στηρίξεων παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα για τις δύο φορτίσεις όπως προκύπτουν από την επίλυση.

ΦΟΡΤΙΣΗ	Φορτία στη θεμελίωση			Δύναμη αγκυρίου
	H_{base} (kN)	N_{base} (kN)	M_{base} (kNm)	F_{anch} (kN)
LC 1	485,279	2483,2964	2085,44	764,155
LC 3	1794,02	2244,9	5402,99316	345,401

Πίνακας 4-5: Αντιδράσεις στηρίξεων

Οι μεταβιβαζόμενες τάσεις στη θεμελίωση παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.7 και στον Πίνακα 4.8



Σχήμα 4-6: Τάσεις στη θεμελίωση

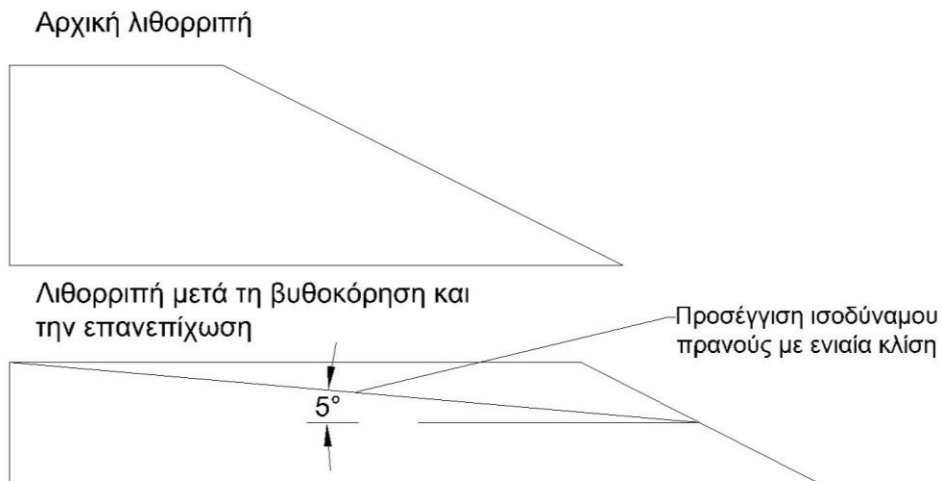
	εκκεντρότητα			Ενεργό πλάτος θεμελίου	Ενεργός διατομή θεμελίου
	e	B/3	B/6	B'	B'
ΦΟΡΤΙΣΗ					
LC 1	0,84	3,18	1,59	9,55	7,87
LC 3	2,41	3,18	1,59	7,10	4,74
	Τάσεις στη θεμελίωση			Μέση τάση στο ενεργό πλάτος	Μέση τάση στην ενεργό διατομή
	σ_m	σ_{min}	σ_{max}	σ_m	$\sigma_{ενεργ}$
ΦΟΡΤΙΣΗ					
LC 1	260,03	122,83	397,23	260,03	315,52
LC 3	235,07	0,00	631,95	315,98	473,96

Πίνακας 4-6: Τάσεις στη θεμελίωση

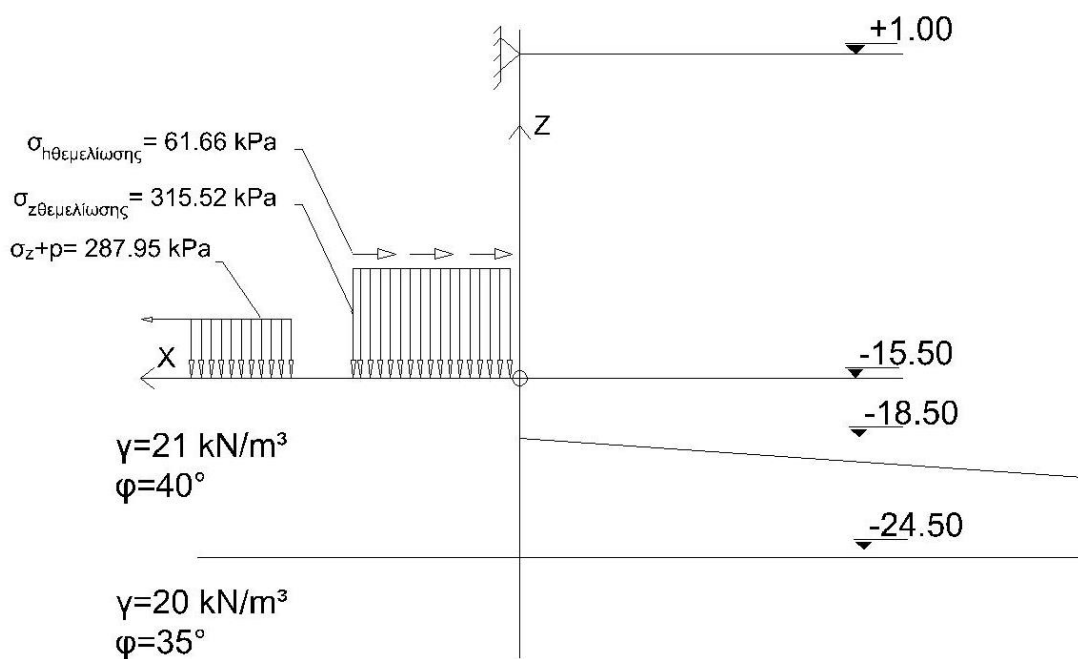
4.3. Δράσεις στο πέτασμα

4.3.1. Μεταβιβαζόμενες τάσεις στη στάθμη (-15.50)

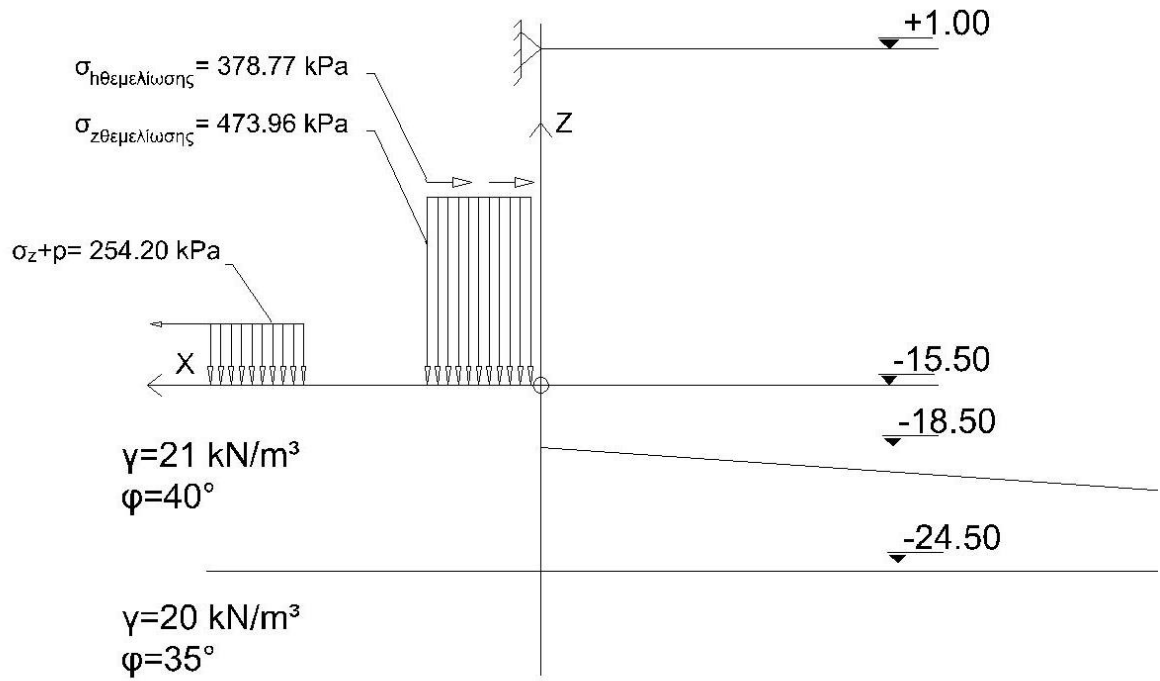
Πλέον μπορούμε να καθορίσουμε την φόρτιση του πετάσματος μεταφέροντας τα φορτία στη στάθμη -15,50. Πέρα από τις τάσεις που παρουσιάστηκαν στον Πίνακα 4.6 έχουμε και την τέμνουσα βάσης H_{base} η οποία μεταφέρεται μέσω τριβών ($\tau = H_{base}/B'$) από την ενεργό διατομή στο έδαφος θεμελίωσης και απο εκεί στο πέτασμα (μικρό βάθος επιρροής). Στις παρακάτω τομές παρουσιάζεται η κατανομή κατακορύφων και οριζοντίων φορτίων που δρουν στη στάθμη -15,50 μαζί με το στατικό προσομοίωμα του πετάσματος (ραυδωτός φορέας-δοκός Bernoulli). Επίσης για τη διευκόλυνση των υπολογισμών το πραινές της λιθορριπής προσεγγίζεται με ενιαία κλίση, θεωρώντας ότι τα προϊόντα της βυθοκόρησης επανατοποθετούνται στον πόδα του υφιστάμενου πραινούς μέχρι τη στάθμη (-18,50) όπως παρουσιάζεται στο σχήμα 4.8



Σχήμα 4-7: Αρχική λιθορριπή , προσέγγιση λιθορυπτής στην αναβαθμισμένη κατασκευή



Σχήμα 4-8: Μεταβιβαζόμενα φορτία στη στάθμη (-15.50) φόρτιση LC1



Σχήμα 4-9: Μεταβιβαζόμενα φορτία στη στάθμη (-15.50) φόρτιση LC3

4.3.2. Αποτελέσματα δράσεων-Οριζόντιες τάσεις στο πέτασμα

Φόρτιση LC 1

Αρχικά υπολογίζονται οι συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων για τις δύο στρώσεις. Ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων υπολογίζεται με γωνία $\delta=+2\phi/3$, ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων με $\delta=-\phi/3$ ενώ ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων για την αντιστηριζόμενη πλευρά του πετάσματος με $\delta=0$. Στην πρώτη στρώση λόγω της υπόθεσης πρανούς με ενιαία κλίση εισέρχεται στους υπολογισμούς των παθητικών ωθήσεων και η γωνία του πρανούς $\beta=-5^0$

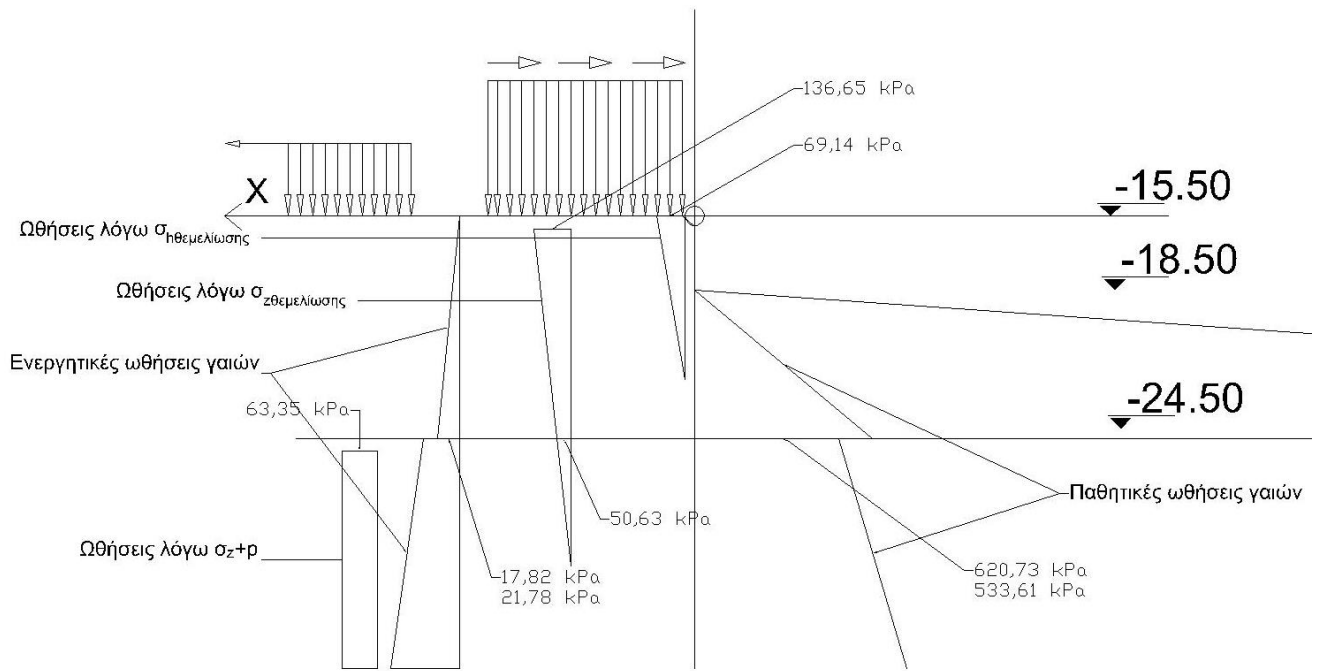
ΣΤΡΩΣΗ	ΣΤΑΘΜΗ ΑΡΧΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ	Kagh	Kpgh
1 ($\delta_a=+2\phi/3$, $\delta_\pi=-\phi/3$, $\beta_p=-5^0$, $\theta_a=59,4^0$)	-15.50 (a), -18.50(p)	0.18	6.27
2($\delta_a=+2\phi/3$, $\delta_\pi=-\phi/3$, $\beta_p=0$, $\theta_a=58,9^0$)	-24.50	0.22	5.39

Πίνακας 4-7: Συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Επίσης υπολογίζονται οι συντελεστές για τις υπερκείμενες φορτίσεις το βάθος επιρροής τους στο πέτασμα και το βάθος που το πέτασμα αρχίζει να καταλαβαίνει τις ωθήσεις αυτές (Στάθμη δράσης) (*βλ. Παράρτημα ωθήσεις γαιών).

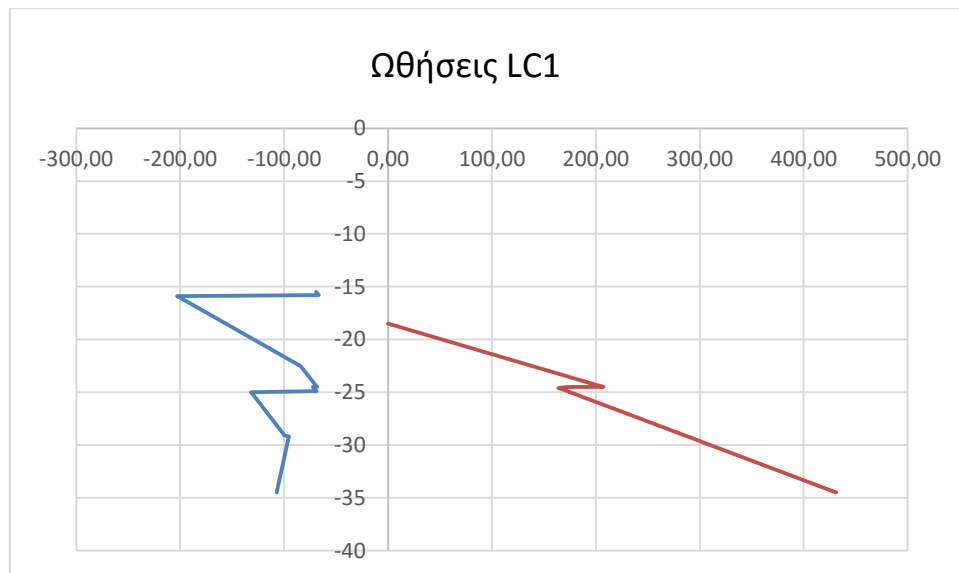
Υπερκείμενη φόρτιση	Συντελεστής φόρτισης 1 ^{ης} στρώσης	Συντελεστής φόρτισης 2 ^{ης} στρώσης	Βάθος επιρροής	Στάθμη δράσης
$\sigma_{\text{ηθεμελίωσης}}$	1,121287163	-	-22,52	-15,5
$\sigma_{\text{zθεμελίωσης}}$	0,394867543	0,498060018	-29,55	-15,92
σ_z+p	-	0,27		-25,03

Πίνακας 4-8: Συντελεστές ωθήσεων υπερκείμενων φορτίσεων



Σχήμα 4-10: Οριζόντιες ωθήσεις στο πέτασμα

Οι οριζόντιες τάσεις τις αντιστηριζόμενης πλευράς επαλληλίζονται και παρουσιάζονται παρακάτω ενδεικτικά μέχρι τη στάθμη -30.00 . Ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων πολλαπλασιάζεται με $n=0,5$.



Σχήμα 4-11: Επαλληλία οριζοντίων ωθήσεων LC 1

Φόρτιση LC 3

Ομοίως στη φόρτιση LC 3 υπολογίζονται : ο συντελεστής ωθήσεων κατά Mononobe-Okabe για ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις και η πρόσθετη υδροδυναμική φόρτιση η οποία έχει την κατανομή $\sigma_{wd}=7/8k_h\gamma_w(H/z)^{1/2}$. Θεωρούμε ότι η υδροδυναμική πίεση ασκείται μέχρι τη στάθμη (-24,50) και οι πρόσθετες αδρανειακές ωθήσεις μέχρι τη στάθμη (-18,50).

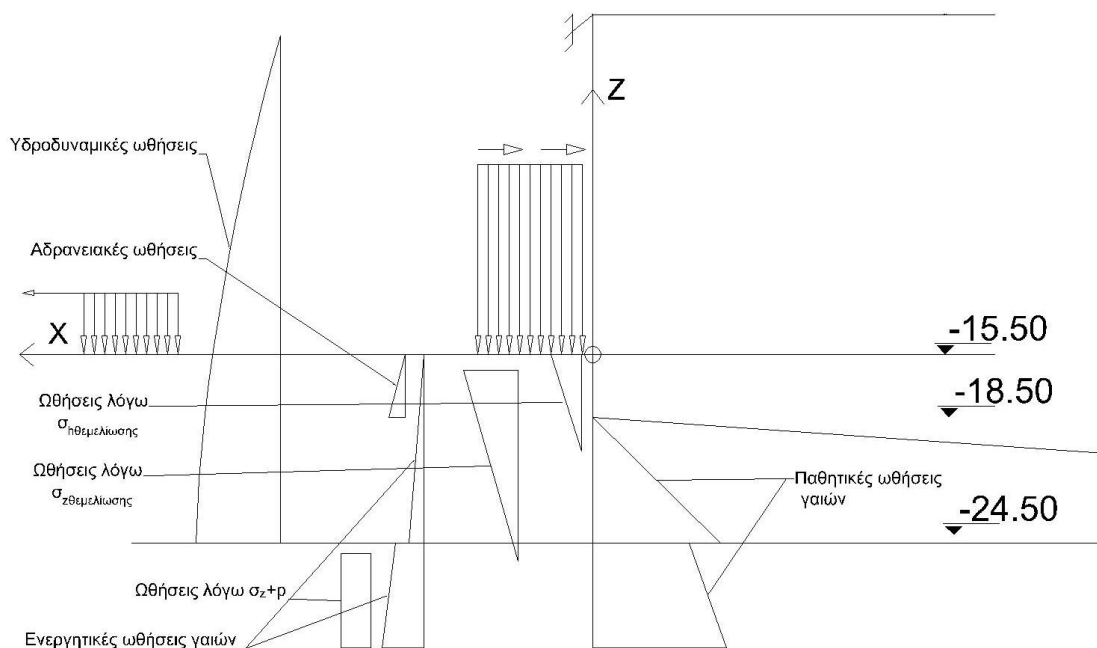
ΣΤΡΩΣΗ	ΣΤΑΘΜΗ ΑΡΧΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ	Ka	Kp
1 ($\delta_a=+2\phi/3$, $\delta_\pi=-\phi/3$, $\beta_p=-5^\circ$, $\theta_a=59,4^\circ$)	-15.50 (a) , -18.50(p)	0.5284	2.9554
2($\delta_a=+2\phi/3$, $\delta_\pi=-\phi/3$, $\beta_p=0$, $\theta_a=58,9^\circ$)	-24.50	0.6164	2.6832

Πίνακας 4-9: Συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων κατά Mononobe-Okabe

Υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά των υπερκείμενων φορτίων γι' αυτή φόρτιση

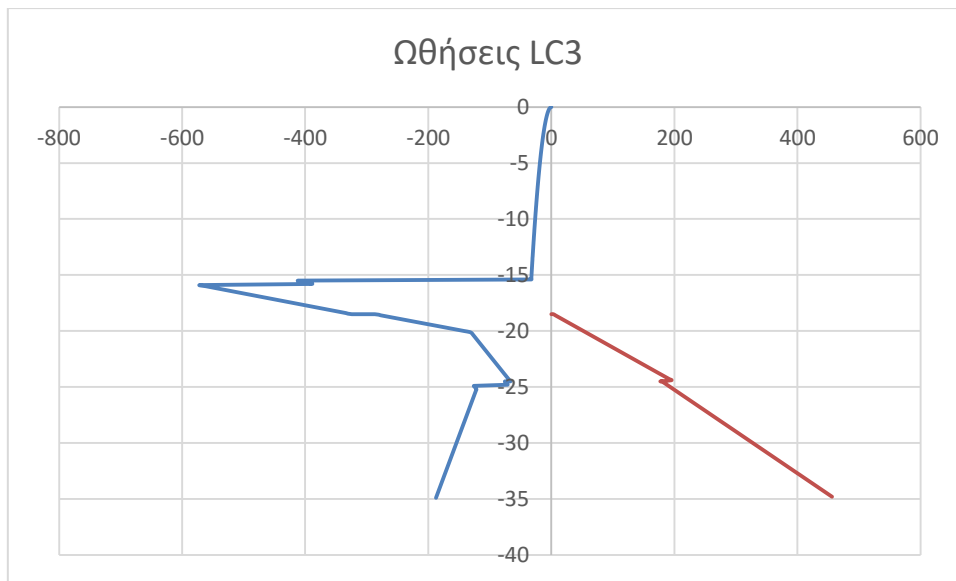
Υπερκείμενη φόρτιση	Συντελεστής φόρτισης 1ης στρώσης	Συντελεστής φόρτισης 2ης στρώσης	Ενιαίος συντελεστής φόρτισης	Βάθος επιρροής	Στάθμη δράσης
σθεμελίωσης	1,12	-	-	-20,12	-15,5
σζεμελίωσης	0,40	-	-	-25,22	-15,92
σz+p	-	0,27	-	-	-25,03

Πίνακας 4-10: Χαρακτηριστικά υπερκείμενων φορτίσεων



Σχήμα 4-12: Πρίσματα ωθήσεων LC3

Τα τασικά πρίσματα επαλληλίζονται και παρουσιάζονται στο σχήμα 4.15



Σχήμα 4-13: Επαλληλία οριζοντίων ωθήσεων LC3

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να γίνει επιλογή διατομών πριν προχωρήσουμε στην επίλυση

5. Επιλογή Πασσάλων

5.1.Γενικά στοιχεία

Κάθε πάσσαλος θα είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ως ξυλότυπος τοποθετούνται αρχικώς χαλύβδινοι σωλήνες με κυκλική διατομή. Ο πάσσαλος ανήκει στην κατηγορία περιβαλλοντικής έκθεσης κατά ΕΛΟΤ EN 206-1 XS2. Η κατηγορία αυτή περιλαμβάνει κατασκευές λιμενικών έργων και λαμβάνει υπόψη την διάβρωση λόγω χλωριόντων από θαλασσινό νερό. Η ελάχιστη επικάλυψη λόγω ανθεκτικότητας $c_{min,dur}$ για αυτή την κατηγορία δίνεται ίση με 40 mm. Η τιμή της ονομαστικής επικάλυψης $c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 40 + 10 = 50$ mm.

Η ελάχιστη αντοχή του σκυροδέματος για την κατηγορία XS2 είναι C30/37.

Επιλέγεται αντοχή C30/37

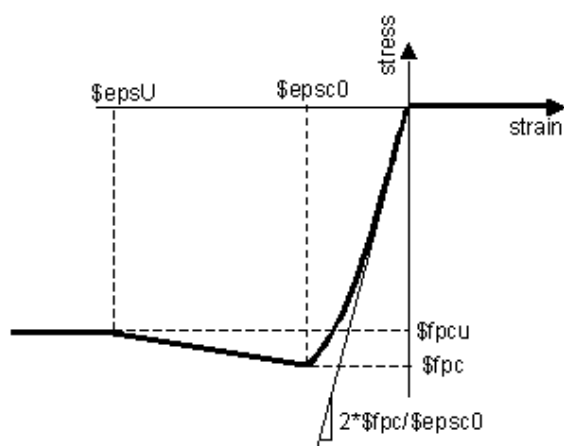
Επιλέγονται προς δοκιμή 3 διαμέτροι πασσάλων, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των οποίων παρουσιάζονται στον πίνακα 5.1

	Διάμετρος Σιδηρότυπου (mm)	Διάμετρος Πασσάλου (mm)	Μέγιστο εμβαδό οπλισμού (mm ²) $\rho_{max}=4\%$	Ελάχιστο εμβαδό οπλισμού (mm ²) $\rho_{max}=1\%$	Διαμήκης οπλισμός κάμψης	Οπλισμός διάτμησης	Εμβαδό οπλισμού (mm ²)
Πάσσαλος 1	1620	1588	79222,9	19805,7	2 κυκλικές στρώσεις η 1 ^η 110Φ20/20 και η 2 ^η 100Φ20/20	Σπείρα Φ12/100	65973,4
Πάσσαλος 2	1096	1072	36102,7	9025,67003	2 κυκλικές στρώσεις η 1 ^η 75Φ18/20 και η 2 ^η 65Φ18/20	Σπείρα Φ10/100	35625,6
Πάσσαλος 3	863	843	22325,7	5581,4	2 κυκλικές στρώσεις η 1 ^η 75Φ18/20 και η 2 ^η 65Φ18/20	Σπείρα Φ10/100	22317,9

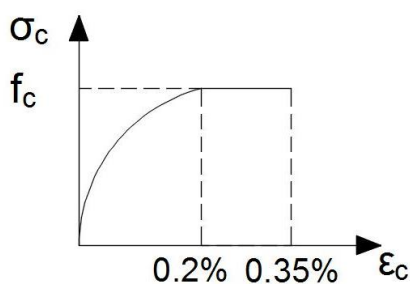
Πίνακας 5-1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πασσάλων

Η ροπή αντοχής υπολογίζεται χρησιμοποιώντας έναν κώδικα πεπερασμένων διαφορών. Μέσω αυτού του κώδικα προσδιορίζεται το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων της διατομής. Ο κώδικας αυτός επιλύεται με το πρόγραμμα OpenSees. Σε αυτό το πρόγραμμα ορίζεται η γεωμετρία της διατομής, ο αριθμός των διαμήκων ράβδων οπλισμού και το καταστατικό προσομοίωμα του σκυροδέματος και του χάλυβα. Η διατομή διακριτοποιείται σε τμήματα και σε κάθε επαύξηση της επιβαλλόμενης καμπυλότητας ολοκληρώνονται οι ορθές τάσεις όλων των τμημάτων της διατομής.

Το καταστατικό προσομοίωμα του σκυροδέματος έχει την μορφή του Σχήματος 7.1.



Σχήμα 5-1: Καταστατικό προσομοίωμα σκυροδέματος-OpenSees

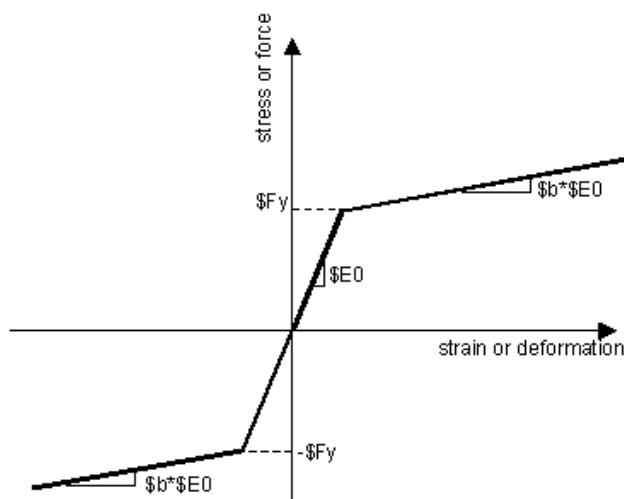


Σχήμα 5-2: Καταστατικό προσομοίωμα σκυροδέματος-EC2

Σε αυτό το καταστατικό προσομοίωμα (Concrete 01) το υλικό αναλαμβάνει μόνο θλιπτικές τάσεις. Η τιμή της παραμέτρου της παραμόρφωσης αστοχίας σε κεντρική θλίψη (ϵ_{psc0}) τίθεται ίση με 2.0×10^{-3} και η παραμόρφωση αστοχίας σε κάμψη (ϵ_{psU}) 3.5×10^{-3} . Οι τιμές των τάσεων f_{pcu} και f_{pc} τίθενται ίσες με f_{cd} .

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας $f_{cd}=0.85f_{ck}/\gamma_c$ και στην κατάσταση υπό σεισμό $f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$, όπου $\gamma_c=1.50$.

Το καταστατικό προσομοίωμα του χάλυβα έχει την μορφή του Σχήματος



Σχήμα 5-3:Καταστατικό προσομοίωμα χάλυβα

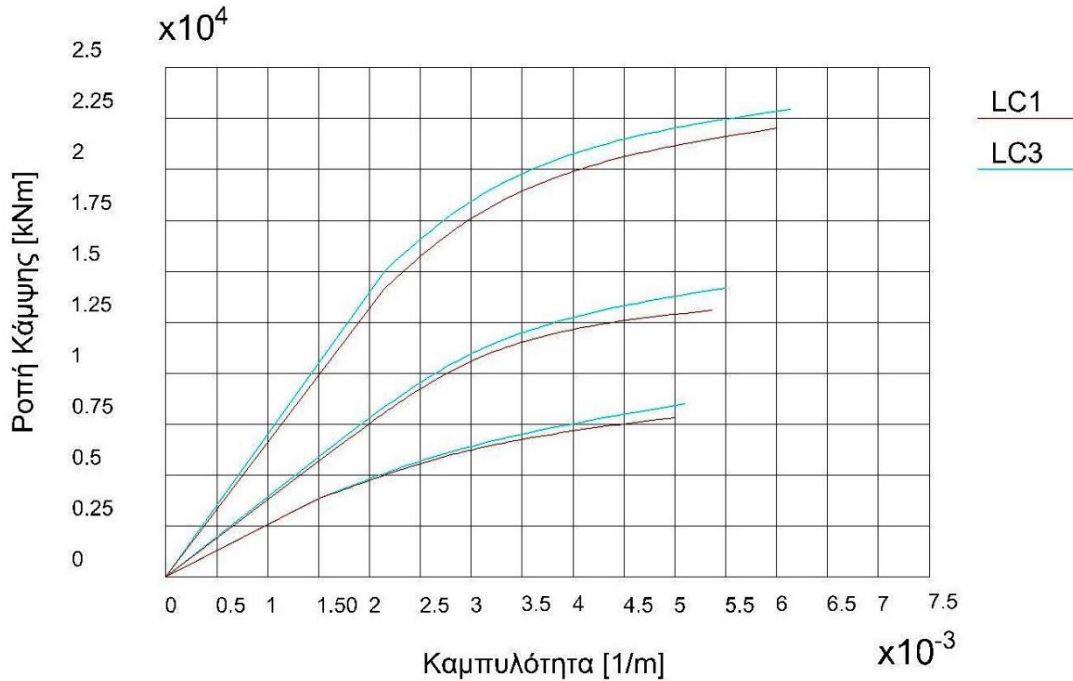
Στο συγκεκριμένο καταστατικό προσομοίωμα εισάγεται το μέτρο ελαστικότητας E (200 GPa), η τάση διαρροής του χάλυβα $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$, όπου χρησιμοποιείται χάλυβας B500C και $\gamma_s=1.15$. Η κλίση b του κρατυνόμενου κλάδου. Στην συγκεκριμένη περίπτωση τίθεται $b=0.0$.

Ως αξονικό φορτίο πασσάλου λαμβάνεται το ίδιο βάρος του πασσάλου μέχρι τη στάθμη (-18,50) μαζί με το ίδιο βάρος του κεφαλόδεσμου και την κατακόρυφη συνιστώσα των εδαφικών ωθήσεων ($\sum_{h=-15,50}^{h=-18,50} \sigma_h * \tan\delta$) όπου λογικά εκεί θα μεγιστοποιείται η ροπή κάμψης.

	Πάσσαλος 1	Πάσσαλος 2	Πάσσαλος 3
N_{LC1} (kN)	1063,5	753,6	654,1
N_{LC3} (kN)	817,3	536,9	446,9

Πίνακας 5-2: Αξονικές δυνάμεις στους πασσάλους

Παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων για τους τρεις πασσάλους για τις δύο αξονικές φορτίσεις



Σχήμα 5-4: Διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων για τους τρεις πασσάλους

Στη συνέχεια υπολογίζεται η αντοχή σε διάτμηση κάθε πασσάλου

Η αντοχή σε τέμνουσα λόγω του οπλισμού δίνεται από την σχέση:

$$V_{Rd,s} = \lambda_1 \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

όπου $\lambda_1 = 0.85$ και $z = 0.72D$

Η αντοχή του λοξού θλιπτήρα σκυροδέματος δίνεται από την σχέση:

$$V_{Rd,max} = 0.5(0.7 - f_{ck}/200) f_{cd} b_w z = 0.5(0.7 - 35/200) * 35000/1.50 * 1. * 0.72 * D$$

$$V_{Rd,max} = 12970.8 \text{ kN} . \Theta\alpha \text{ \acute{p}\rho\acute{\epsilon}\pi\epsilon\iota } V_{Rd,s} > V_{Ed},$$

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των πασσάλων παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα

LC1/LC3	M_{Rd} (kNm)	V_{Rd} (kN)	EI (GPa)
Πάσσαλος 1	22086.0/23686	12970.8	5/5.25
Πάσσαλος 2	13134/14022	8268.9	3/3.125
Πάσσαλος 3	8175/9123	6019.1	1.67/1,94

Πίνακας 5-3: Αντοχές πασσάλων

6. Βάθος έμπτυξης-Εντατικά μεγέθη στο πέτασμα

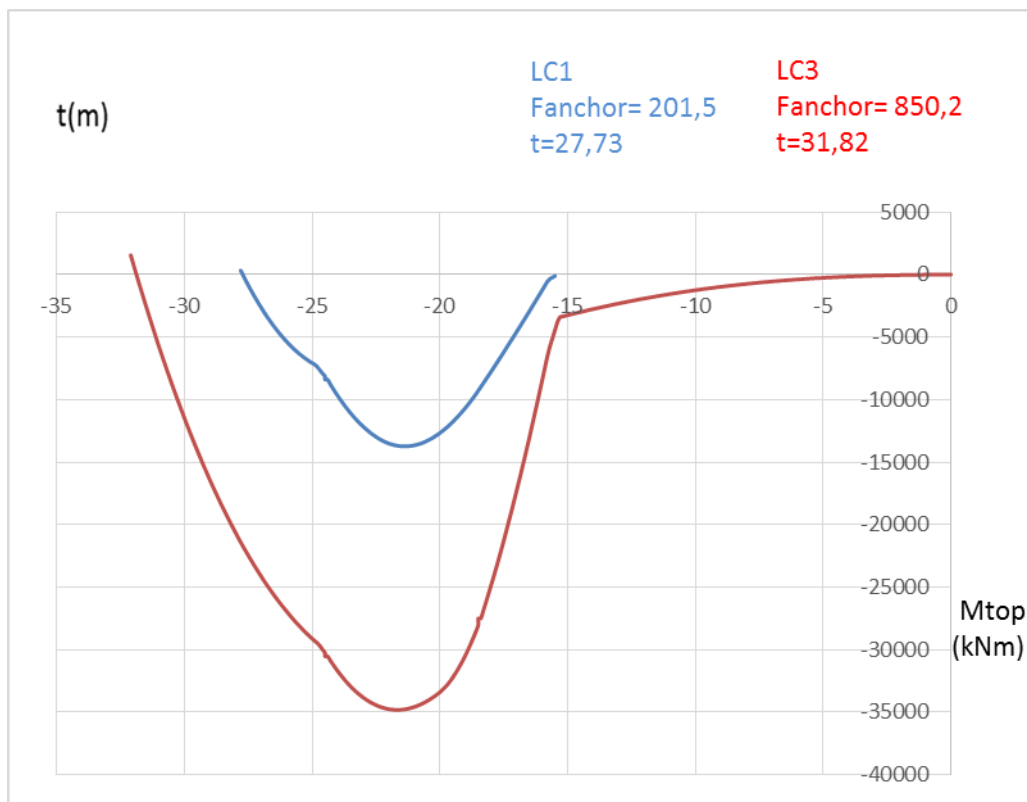
6.1 Γενικά στοιχεία

Το βάθος έμπτυξης θα υπολογισθεί ώστε στην φόρτιση LC1 το πέτασμα να είναι πακτωμένο στη βάση του. Με αυτό το βάθος θα υπολογίσουμε τις εντατικές καταστάσεις στις δύο φορτίσεις και θα υπολογίσουμε και το βαθμό πάκτωσης στην φόρτιση LC3. Αρχικά θα υπολογισθεί το βάθος έμπτυξης για ελεύθερο άκρο (λειτουργία αμφιέριστης-ισοστατικός φορέας) και η στροφή που εμφανίζεται στη βάση.

6.2 Λειτουργία αμφιέριστης

Συνοριακές συνθήκες: $M_{\text{anchor}}=0 \Rightarrow t_{\epsilon}=a$

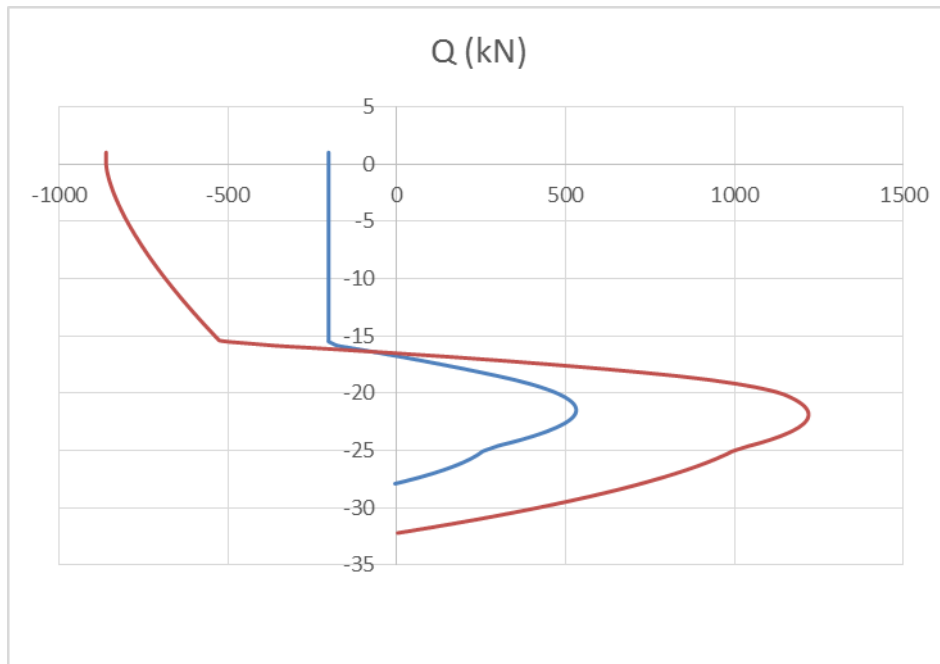
$$Q_{t_{\epsilon}}=0 \Rightarrow F_{\text{anchor}}=E_{\text{ph}} - E_{\text{ah}}$$



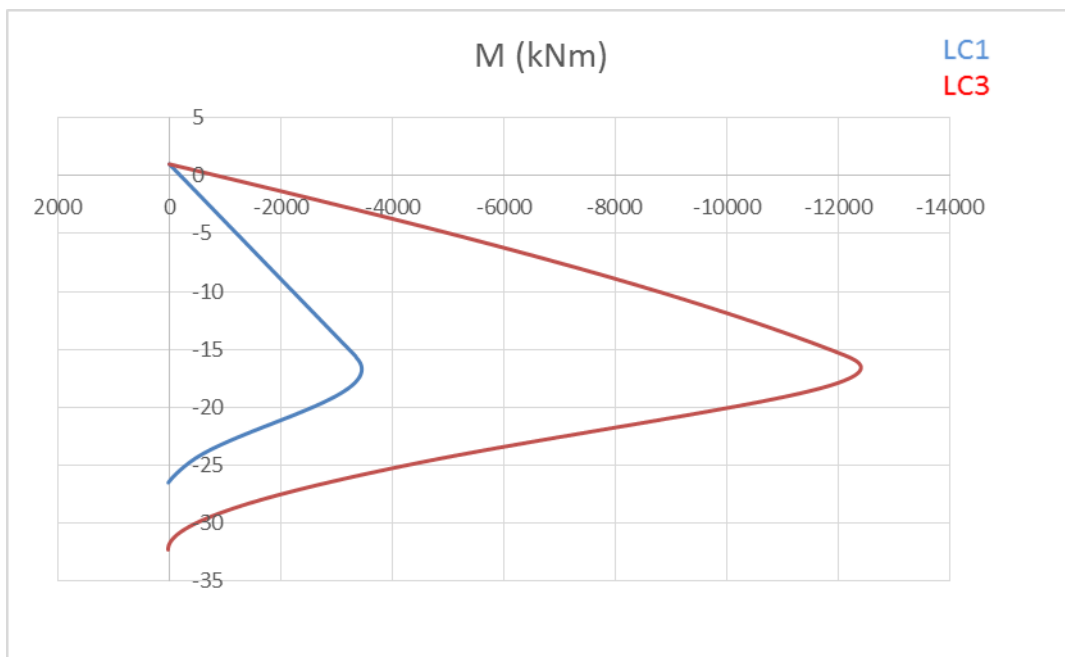
Σχήμα 6-1: Βάθος έμπτυξης για την υλοποίηση αμφιέριστης και δύναμη αγκύρωσης

Προκύπτει $t_{\epsilon}=12,3$ m LC1 , $t_{\epsilon}=16,7$ m LC3

Υπολογίζονται τα διαγράμματα καμπτικών ροπών και τεμνουσών δυνάμεων για τις δύο φορτίσεις με τις δυνάμεις αγκυρωσης και τα βάθη που υπολογίστηκαν



Σχήμα 6-2: Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων για τις 2 φορτίσεις

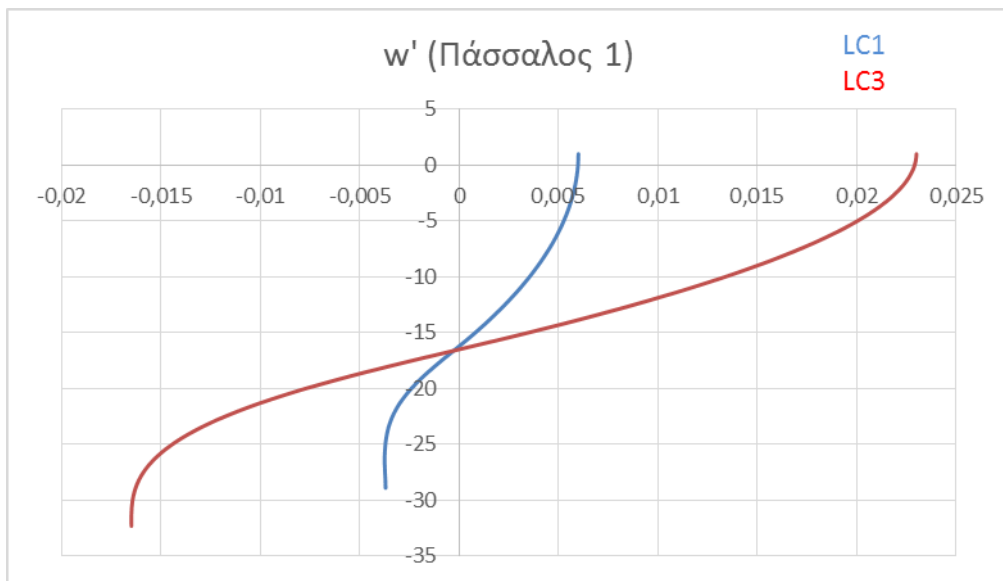


Σχήμα 6-3: Διαγράμματα καμπτικών ροπών

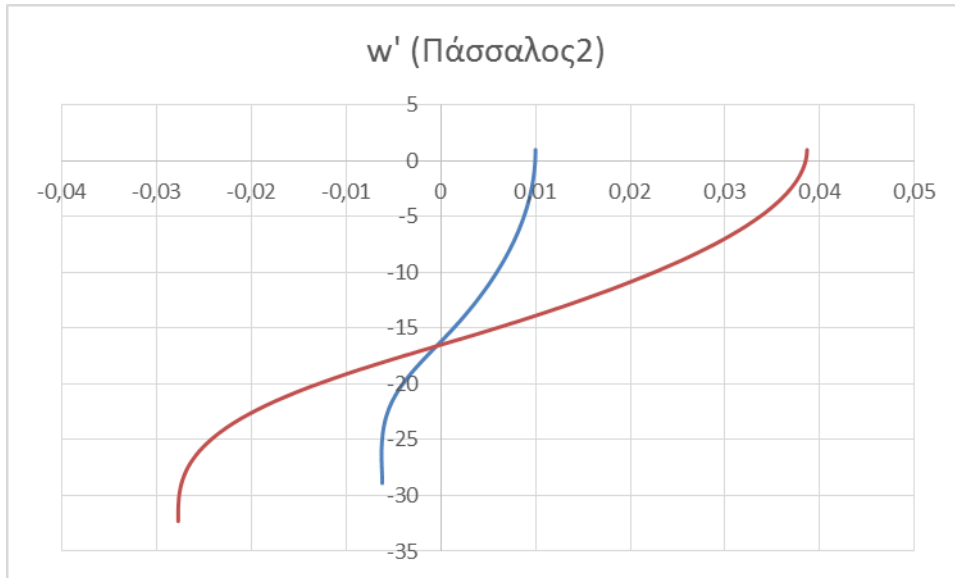
LC1/LC3	M_{ed} (kNm)	Q_{ed} (kN)	w'_{te} (rad)
Πάσσαλος 1	5522,3/18213,2	850,5/1967,1	0,47/1,95
Πάσσαλος 2	3451,46/11383,2	531,6/850,53	0,78/3,28
Πάσσαλος 3	2761,2/9106,59	425,3/983,6	1,41/5,28

Πίνακας 6-1: Μέγιστες καμπτικές ροπές , τέμνουσες δυνάμεις και στροφές

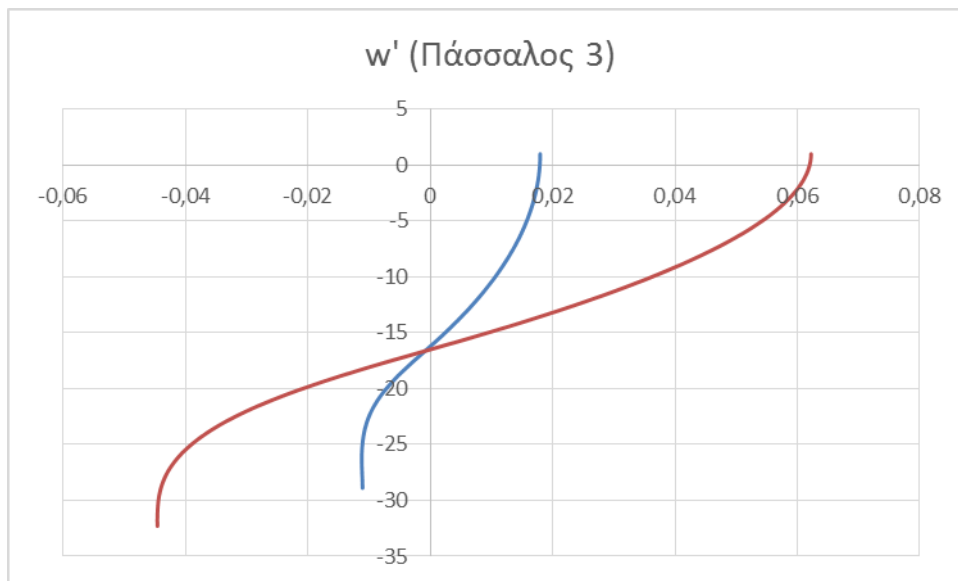
Παρατηρούμε ότι για την διατομή 3 $M_{ed} > M_{rd}$ στη φόρτιση LC3. Συνεπώς διατομή 3 δεν επαρκεί για την υλοποίηση αμφιέριστης στο σεισμό. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα των στροφών καθύψος των πασσάλων.



Σχήμα 6-4: Στροφές καθύψος του πασσάλου 1



Σχήμα 6-5: Στροφές καθύψος του πασσάλου 2



Σχήμα 6-6: Στροφές καθύψος του πασσάλου 3

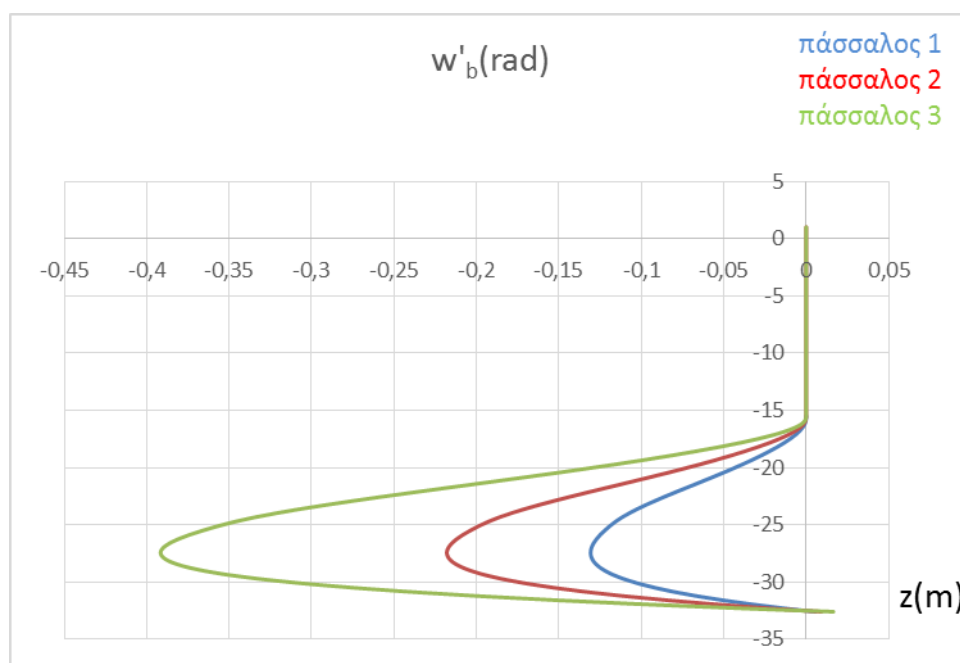
Η καμπτική ροπή στο άνοιγμα για την υλοποίηση αμφιέριστης οδηγεί σε δομική αστοχία του διαφράγματος για την τρίτη διατομή των πασσάλων. Αν παρόλαυτά δεν υπάρχει άλλη επιλογή μπορούμε να μειώσουμε τις ροπές στο άνοιγμα με:

- i) Επαύξηση του βάθους έμπηξης. Με αυτό τον τρόπο προσδίδουμε υπερστατικότητα στο φορέα και ανακατανέμονται τα εντατικά μεγέθη. Μειονέκτημα: δυσκολότερη έμπηξη άμεσο κατασκευαστικό κόστος
- ii) Έμπηξη του διαφράγματος ενδότερα της λιμενολεκάνης. Με αυτό τον τρόπο τα φορτία της στάθμης -15,50 εμφανίζονται σε χαμηλότερο βάθος όπου ήδη οι παθητικές ωθήσεις έχουν αναπτυχθεί σε μεγάλο βαθμό.

Μειονέκτημα: Μείωση της έκτασης της λιμενολεκάνης

6.3 Υπολογισμός βάθους έμπηξης για την υπολοίηση πλήρους πάκτωσης

Παρουσιάζεται το διάγραμμα επαναληπτικών βημάτων βάθους-στροφής στη βάση για τους τρεις πασσάλους στη φόρτιση LC1.



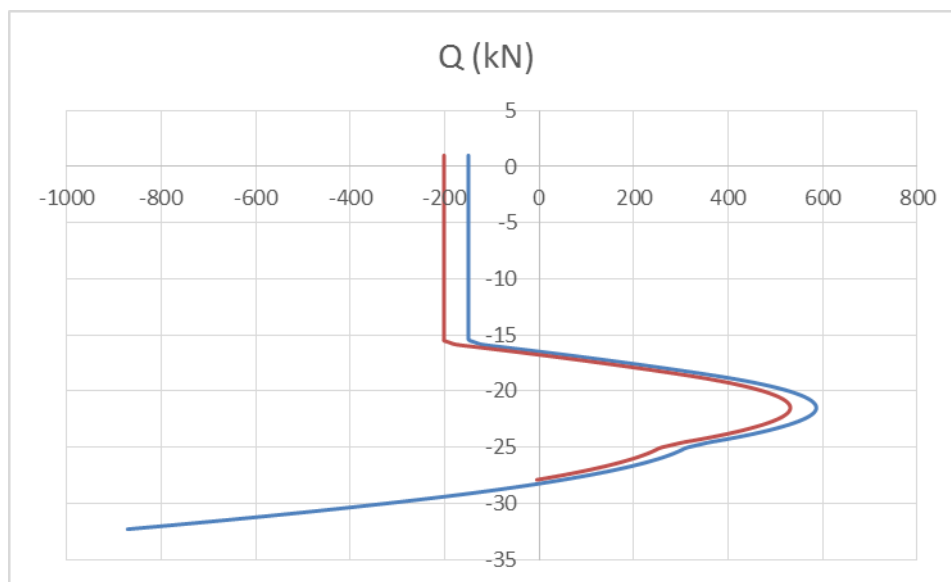
Σχήμα 6-7: Επαλληλία στροφών ανά δοκιμαστικό βήμα

Παρατηρούμε πως το θεωρητικό βάθος έμπηξης προκύπτει το ίδιο για όλους τους πασσάλους $t_f=32,2-15,50=16,7$ m. Αυτό συμβαίνει διότι στην επαλληλία των

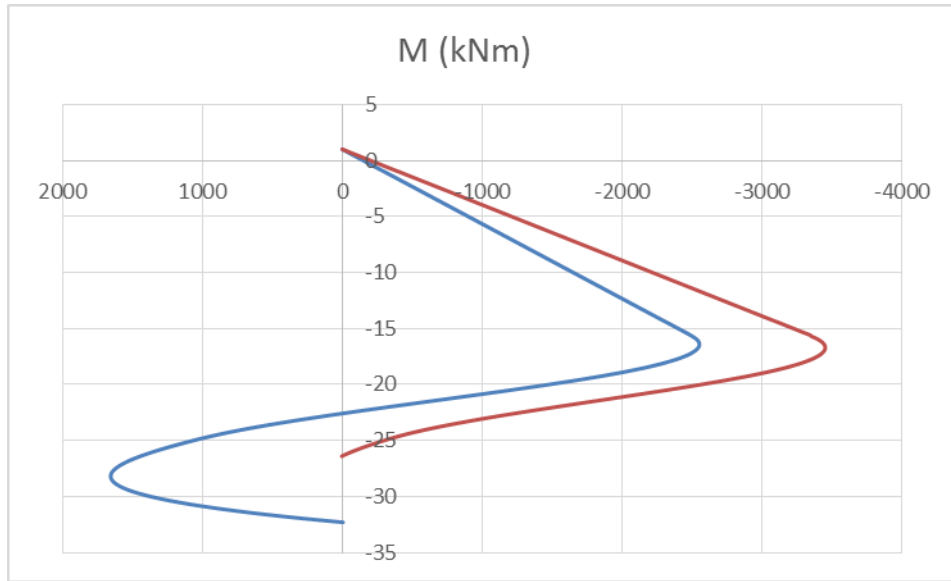
στροφών η ποσότητα EI απαλείφεται (βλ Παράρτημα-διαφραγματικοί τοίχοι). Συμπτωματικά προκύπτει ίδιο βάθος με το βάθος για την υλοποίηση αμφιέριστης για την φόρτιση LC3

6.4. Αντιδράσεις-Εντατικά μεγέθη

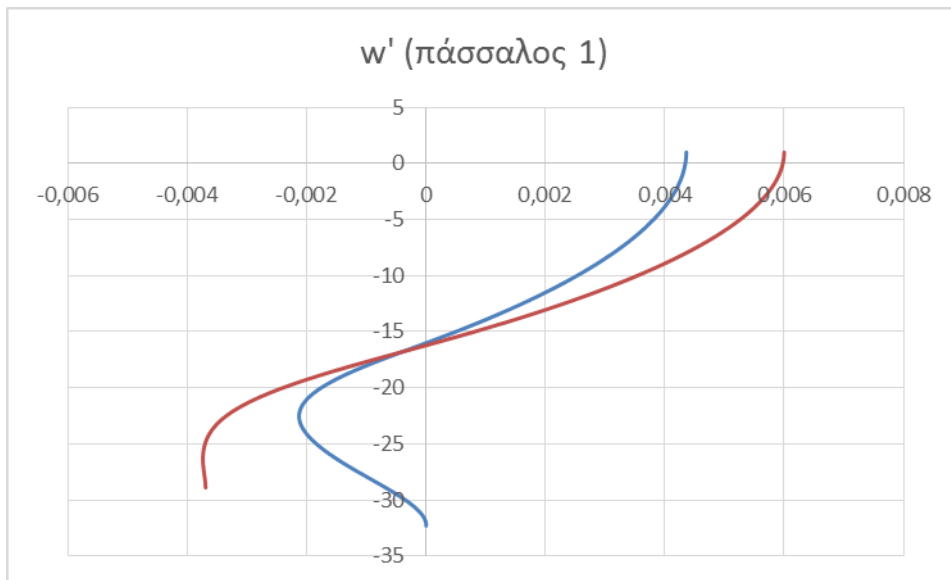
Αυξάνοντας το βαθμό πάκτωσης προκαλούμε ανακατανομή στα εντατικά μεγέθη και στις αντιδράσεις στήριξης. Η καμπτική ροπή στο «άνοιγμα» και η δύναμη της αγκύρωσης περιμένουμε να μειωθεί ενώ η τέμνουσα βάρσης του πασσάλου παύει να είναι μηδενική και εμφανίζει αύξηση.. Παρουσιάζονται τα διαγράμματα καμπτικών ρομών ,τέμνουσών δυνάμεων και στροφών για τη φόρτιση LC1 μαζί με τα αντίστοιχα της αμφιέριστης ($t_e=12,3m$, $t_f= 16,7m$, $r_{1-0}= 100\%$) καθώς και τα διαγράμματα στροφών.



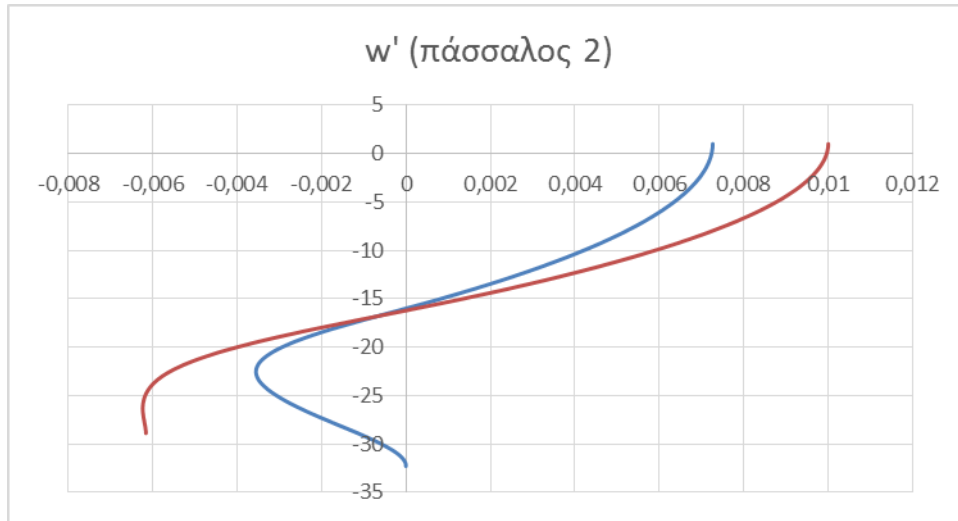
Σχήμα 6-8: Τέμνουσες δυνάμεις ελεύθερου και πακτωμένου πασσάλου



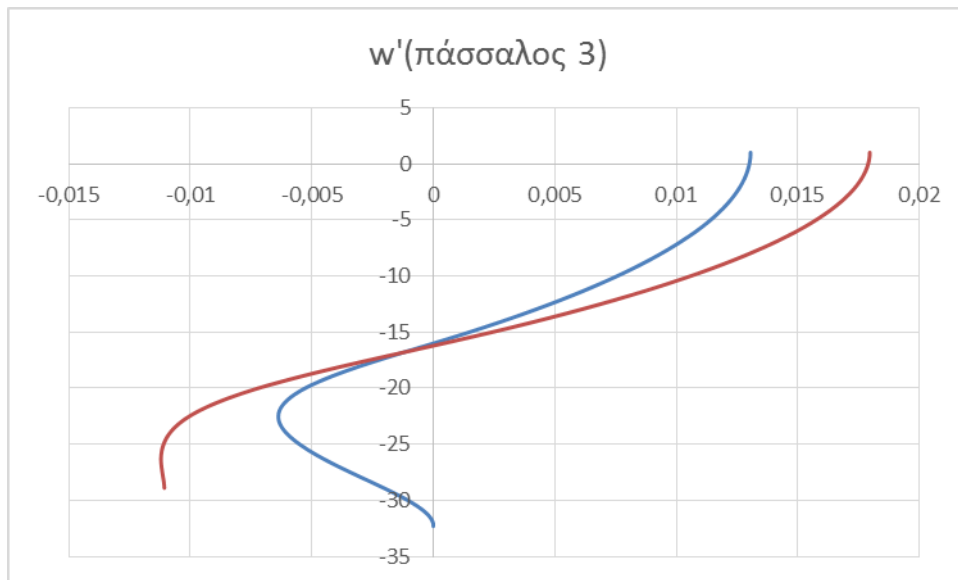
Σχήμα 6-9: Καμπτικές ροπές ελεύθερου και πακτωμένου πασσάλου



Σχήμα 6-10: Στροφές καθύψος του πασσάλου 1

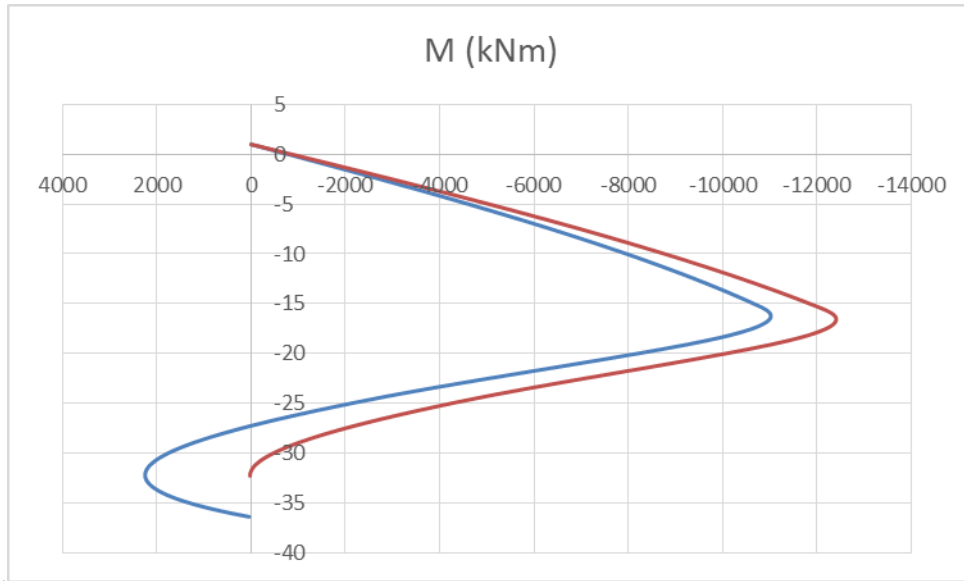


Σχήμα 6-11: Στροφές καθύψος του πασσάλου 2

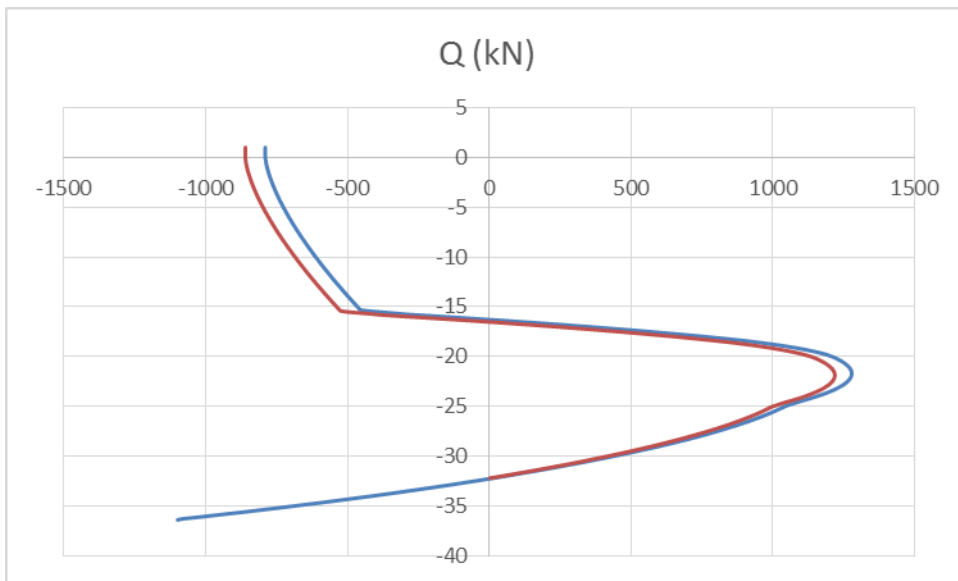


Σχήμα 6-12: Στροφές καθύψος του πασσάλου 3

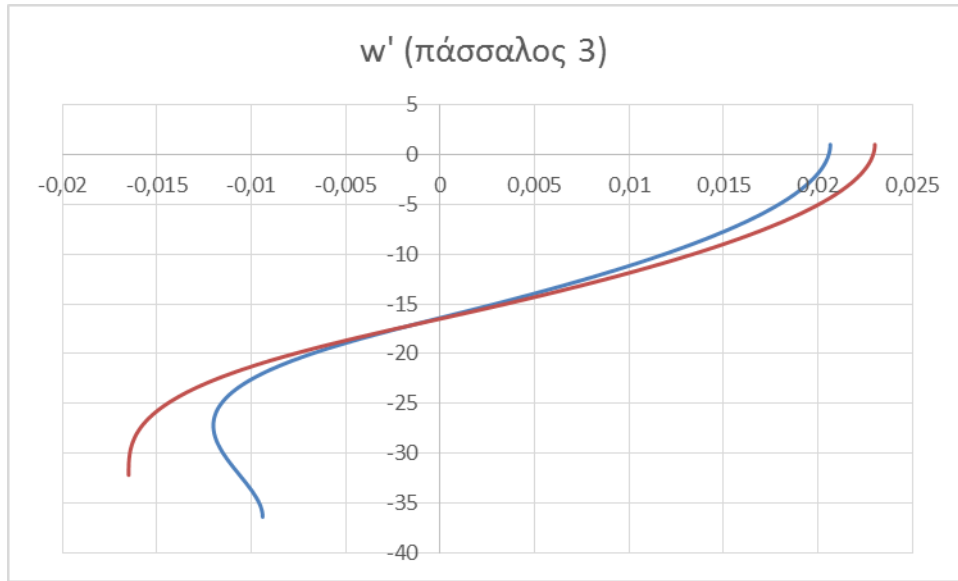
Στη φόρτιση LC3 οι πρώτοι δύο πάσσαλοι επαρκούν για την υλοποίηση αμφιέριστης όπως υπολογίστηκε παραπάνω. Ο πάσσαλος 3 επιβάλλεται να εμπεχθεί περαιτέρω ώστε να μην ξεπερνιέται η ροπή αντοχής του. Το βάθος έμπεξης προκύπτει $t=20,9\text{m}$ και ο βαθμός πάκτωσης $r_{1-0}=(1-\varepsilon_{20,9}/\varepsilon_{\max})=0,42968$ δηλαδή περίπου 43%. Γι αυτό το βάθος έμπεξης $M_{\text{ed}}=M_{\text{max}}=9038,73 < M_{\text{rd}}=9123 \text{ kNm}$. Παρουσιάζονται τα διαγράμματα καμπτικών ροπών τεμνουσών δυνάμεων και στροφών καθύψος του πασσάλου 3 για τη φόρτιση LC3 κατ αντιστοιχία στα δύο βάθη έμπεξης $t_e=16,7 \text{ m}$ $t_{42\%}=20,9 \text{ m}$



Σχήμα 6-13: Καμπτικές ροπές στις δύο περιπτώσεις στήριξης



Σχήμα 6-14: Τέμνουσες δυνάμεις στις δύο περιπτώσεις στήριξης



Σχήμα 6-15: Στροφές για ελεύθερο άκρο και για βαθμό πάκτωσης 42%

Στην περίπτωση μερικής ή πλήρους πάκτωσης το βάθος έμπτυξης αυξάνεται κατά $\Delta t = C_{h,d} * \gamma_{Ep} / e_{phC,k}$

Όπου:

$C_{h,d}$ το 1/2 της ισοδύναμης C σχεδιασμού στη βάση

γ_{Ep} μερικός συντελεστής ασφαλείας παθητικών ωθήσεων

e_{phC} , χαρακτηριστική τιμή της παθητικής ώθησης στο βάθος που ασκείται η C

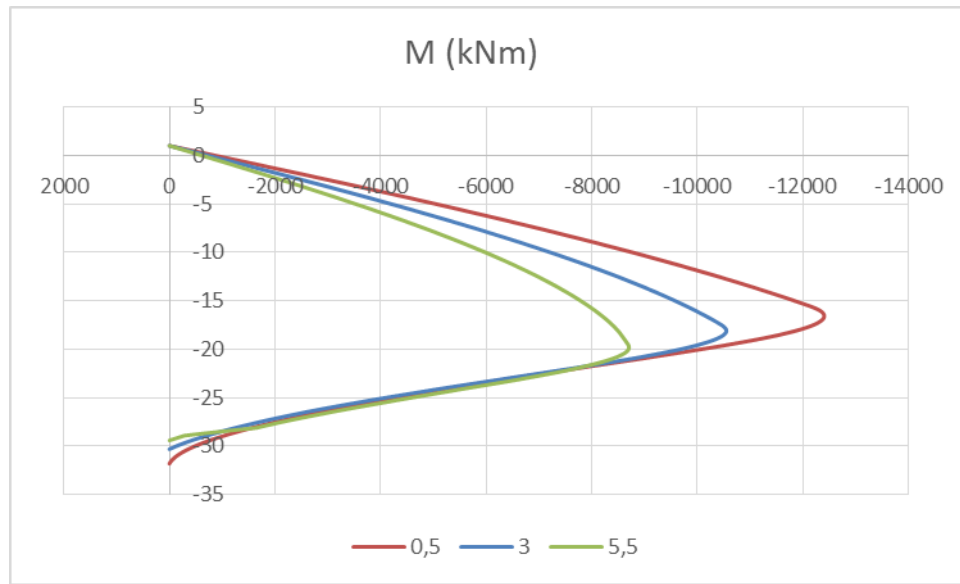
Οι προσαυξήσεις παρουσιάζονται στον πίνακα

LC1	πάσσαλος	πάσσαλος	πάσσαλος
	1	2	3
t (m)	16,7	16,7	20,9
Δt (m)	2,78	2,78	3,48
t' (m)	19,48	19,48	24,38
LC3	πάσσαλος	πάσσαλος	πάσσαλος
	1	2	3
t (m)	16,7	16,7	20,9
Δt (m)	0	0	4,61
t' (m)	16,7	16,7	25,51

Πίνακας 6-2: Πρόσθετα και τελικά βάθη έμπτυξης

Η άλλη εναλλακτική είναι να τοποθετηθεί το πέτασμα ενδότερα της λιμενολεκάνης. Στην περίπτωση αυτή έχουμε ευμενέστερες ωθήσεις γαιών αλλά θυσιάζουμε κάποιο εμβαδό του λιμανιού. Ενδεικτικά για απώλεια 2,5m²/m και 5 m²/m η απαίτηση σε καμπτική ροπή και σε βάθος έμπτυξης μειώνεται. Παρουσιάζονται τα διαγράμματα

καμπτικών ροπών και το βάθος έμπτυξης που απαιτείται για την υλοποίηση αμφιέριστης στην φόρτιση LC3



Σχήμα 6-16: Κατανομή καμπτικών ροπών συναρτήσει της απομάκρυνσης του πετάσματος από το μέτωπο παραβολής

7. Αγκύρωση

7.1. Γενικά στοιχεία

Οι τράντες αποτελούνται από εφελκόμενα στοιχεία που τοποθετούνται οριζόντια στο έδαφος και καταλήγουν σε πλάκα αγκύρωσης. Η φέρουσα ικανότητα τειοιου τύπου αγκύρωσης περιορίζεται από την αντοχή των δομικών στοιχείων και από την κινητοποιήση της παθητικής αντίστασης στο μέτωπο της πλάκας αγκύρωσης. Η πλάκα αγκύρωσης επιβάλεται να τοποθετείται εκτός του ωθόντος πρίσματος.

7.2. Δράσεις

Ο υπολογισμός γίνεται για τη φόρτιση LC3 εφόσον η δύναμη αγκύρωσης προκύπτει σημαντικά μεγαλύτερη . Οι δράσεις παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.1 ως η συνισταμένη της άνω στήριξης του πετάσματος και του τοίχου βαρύτητας.

LC3	t=19,5 (m)	t=25,6 (m)
F _{anchor} (kN)	1619,155	1554,155

Πίνακας 7-1: Δυνάμεις αγκύρωσης για τα επιλεγόμενα βάθη έμπηξης

7.3. Αντιστάσεις

Επιλέγουμε να τοποθετήσουμε αγκύρια ανά 2m. Οι δράσεις διπλασιάζονται. Το απαιτούμενο εμβαδό οπλισμού υπολογίζονται ώστε το αγκύριο να μη διαρρέει δηλαδή

$$A_{Sreq} = E_d * \gamma_M / f_Y$$

Όπου :

A_{Sreq} το απαιτούμενο εμβαδό χάλυβα

E_d η δράση σχεδιασμού

γ_M μερικός συντελεστής ασφαλείας υλικού ($\gamma_M=1,15$)

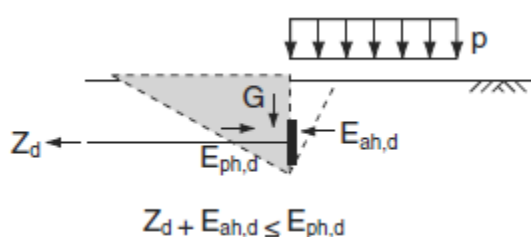
f_Y η τάση διαρροής (για νευροχάλυβα B500C $f_Y= 550$ MPa)

Το απαιτούμενο εμβαδό παρουσιάζεται στον πίνακα 7.2 για τα δύο επιλεγμένα βάθη έμψηξης

LC3	t=19,5 (m)	t=25,6 (m)
A_{srec} (mm ²)	6771,0118	6499,1936

Πίνακας 7-2: Απαιτούμενο εμβαδό χάλυβα ανά αγκύριο

Οι διαστάσεις της πλάκας αγκύρωσης και το βάθος τοποθέτησης της προκύπτουν από την ικανοποίηση της ανισότητας



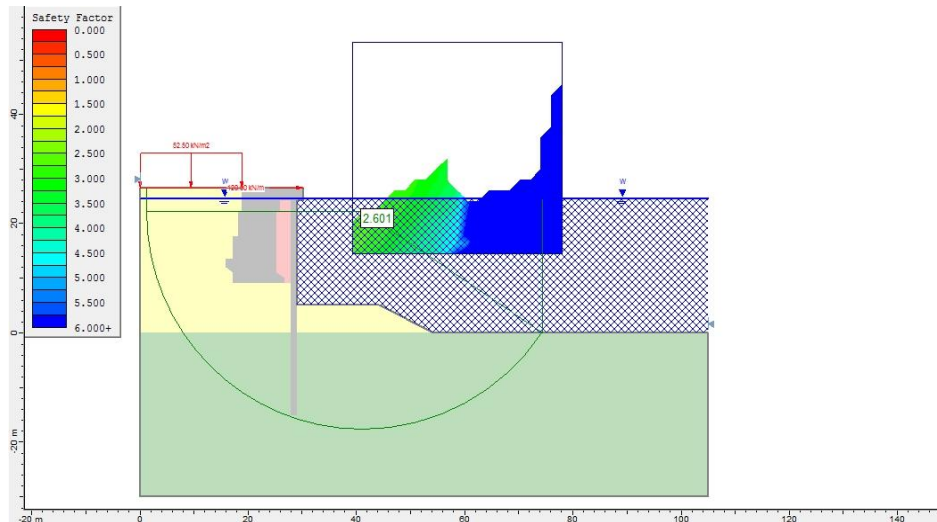
Σχήμα 7-1: Δράσεις στην πλάκα αγκύρωσης

Επιλέγεται πλάκα αγκύρωσης 5m (-1,-6) $E_{ph,d} = 3600 \text{ kN} > 1620 \cdot 2 + 337 = 3577 \text{ kN}$

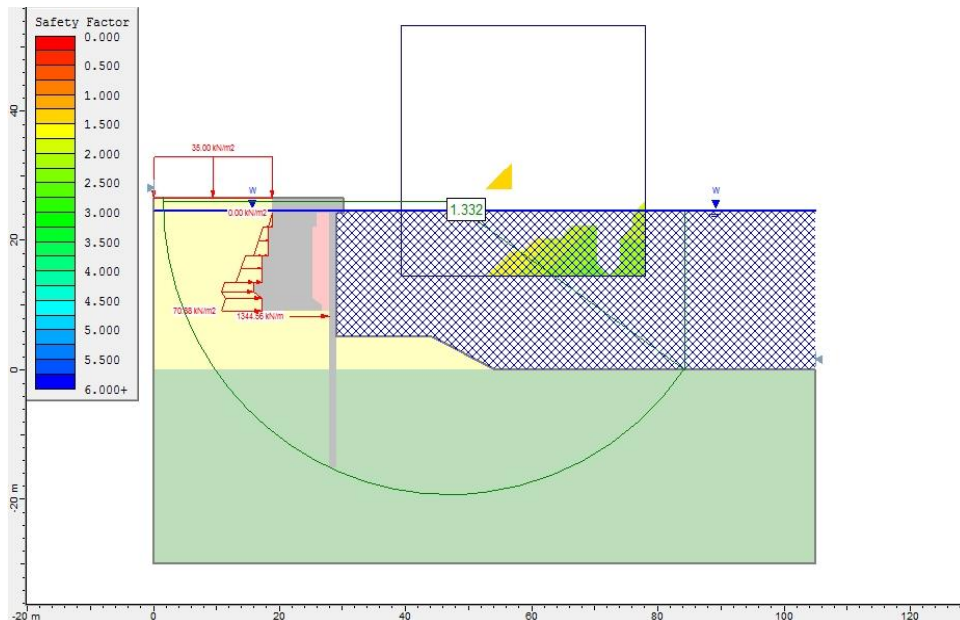
Η τοποθέτηση της πλάκας πρέπει να γίνει εκτός του ωθούν πρίσματος δηλαδή σε απόσταση $H_{tot} / \tan \theta_{crit} = 15,5 / \tan(62^\circ) = 8,25 \text{ m}$ από το ανάντι όριο (25m από το νέο μέτωπο παραβολής)

8. Έλεγχος έναντι περιστροφικής αστοχίας

Ο έλεγχος πραγματοποιείται με το software πεπερασμένων διαφορών Rockscience: Slide 5.0 όπως και στην υφιστάμενη κατασκευή. Παρουσιάζονται οι συντελεστές ασφαλείας για τις δύο φορτίσεις



Σχήμα 8-1: Κρίσιμος κύκλος αστοχίας για τη φόρτιση LC1



Σχήμα 8-2: Κρίσιμος κύκλος αστοχίας για τη φόρτιση LC3

Προκύπτει $FS_{LC1}=2,6$ και $FS_{LC3}=1,33$

9. Προσομοίωση της εκσκαφής με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων

9.1. Γενικά στοιχεία

Το πρόβλημα λόγω του μεγάλου μήκους του θεωρείται επίπεδης παραμόρφωσης-plain-strain (η παραμόρφωση στον άξονα της κρηπίδας θεωρείται μηδενική). Για την προσομοίωση του χρησιμοποιείται το πρόγραμμα PLAXIS Professional 8.2-8.

9.2. Γεωμετρία και συνοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία του προβλήματος είναι παραλληλόγραμμο 42 x 90 m. Οι συνοριακές συνθήκες καθορίζονται ως εξής:

Οι μετακινήσεις καθορίζονται στα οριζόντια όρια της γεωμετρίας (οριζόντια μετακίνηση =0) και στην κάτω πλευρά του παραλληλογράμου (οριζόντια και κάθετη μετακίνηση =0)

Οι υδροστατικές πιέσεις ορίζονται μηδενικές στην επιφάνεια του υδροφόρου ορίζονται ενώ το υδραυλικό ύψος είναι σταθερό στα σύνορα της γεωμετρίας

9.3. Προσομοίωση του εδάφους

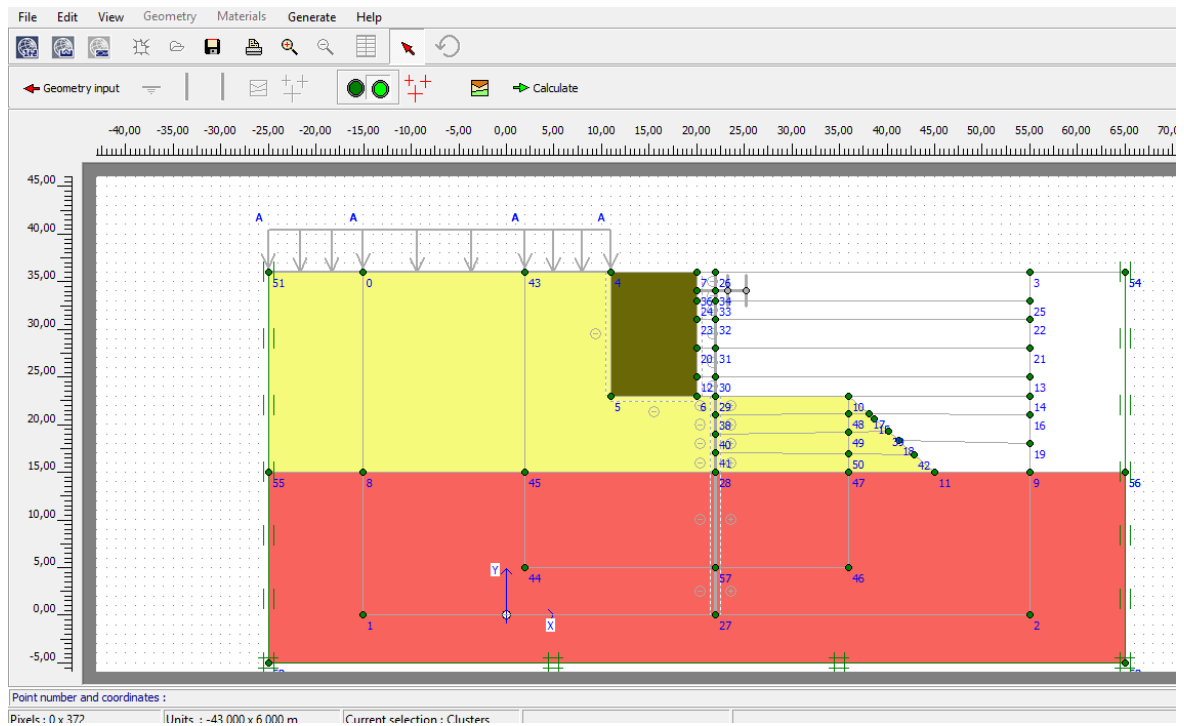
Το έδαφος προσομοιάζεται με 16κομβικά πεπερασμένα στοιχεία επιπέδου. Η σχετική μετακίνηση των κόμβων περιγράφεται από δευτεροβάθμια συνάρτηση. Η μηχανική συμπεριφορά του εδάφους προσομοιάζεται με το μοντέλο “Hardening Soil Model”. Αν και δεν αφορά τόσο το συγκεκριμένο πρόβλημα θα πρέπει να επισημανθεί ότι το μοντέλο δεν περιγράφει την εξάρτηση της στιβαρότητας του εδάφους σε σχέση με το δείκτη κενών κι έτσι είναι ακατάλληλο να περιγράψει φαινόμενα διαστολικότητας σε πυκνές άμμους και υπερστερεοποιημένες αργίλους. Επίσης δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί για ανακυκλιζόμενες φορτίσεις. Οι παράμετροι του εδάφους για τα δύο στρώματα παρουσιάζονται στον πίνακα 9.1

Παράμετρος	Μονάδες	Άμμος1	Άμμος2
γ	[kN/m ³]	21	20
γ'	[kN/m ³]	11	10
ρ^{ref}	[kN/m ²]	120	110
$E^{ref}(oed)$	[kN/m ²]	30000	28000
m	[-]	0,5	0,5
$E^{ref}(50)$	[kN/m ²]	30000	28000
$E^{ref}(ur)$	[kN/m ²]	90000	86000
ν_{ur}	[-]	0,2	0,2
ϕ	[°]	40	35
c	[kN/m ²]	0	0
ψ	[°]	2,9	2,7

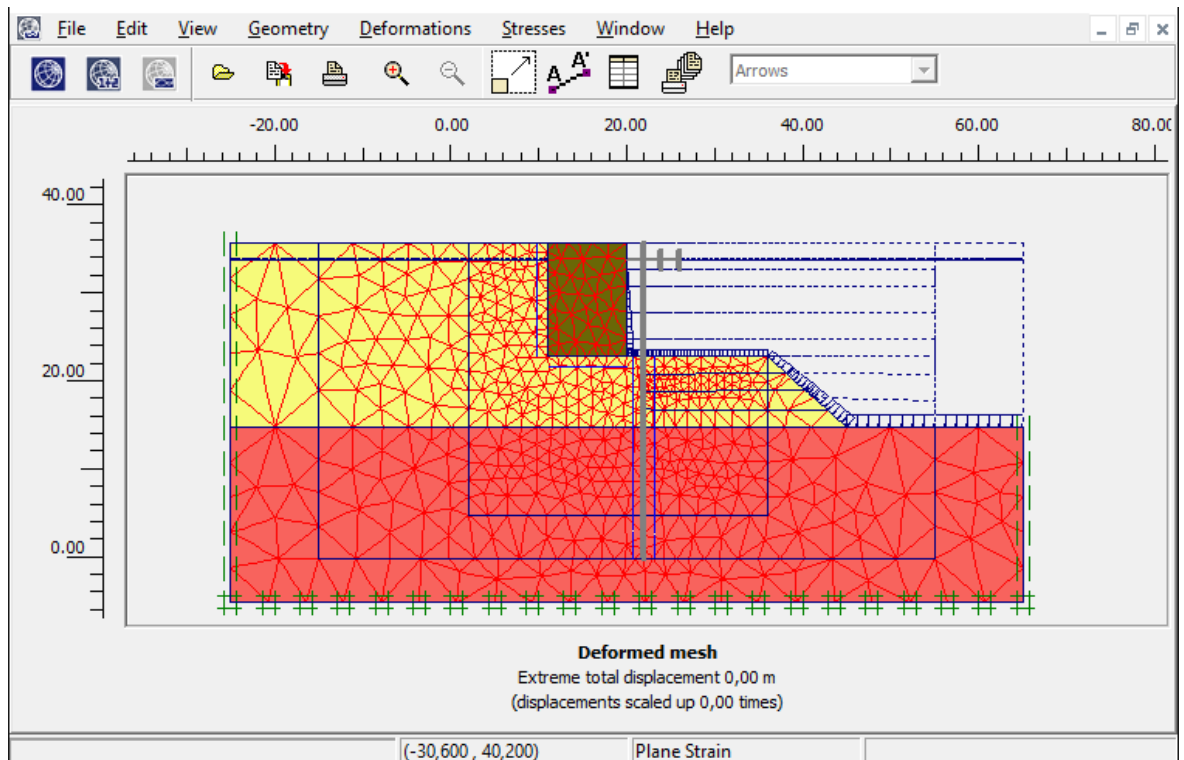
Πίνακας 9-1: Παράμετροι εδάφους

9.4. Προσομοίωση των δομικών στοιχείων

Ο πάσσαλος προσομοιάζεται με πεπερασμένα στοιχεία δοκού η δυσκαμψία του οποίου ορίζεται σαν το τέμνον μέτρο ελαστικότητας από τις τιμές που προέκυψαν από τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων (κεφάλαιο 5). Η υφιστάμενη κατασκευή προσομοιάζεται με επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία όπως στην προσομοίωση του εδάφους αλλά οι τιμές των παραμέτρων αυξάνονται δραστικά για να μην εμφανίστουν παραμορφώσεις στον υφιστάμενο τοίχο βαρύτητας. Το αγκύριο ορίζεται ως μη μετακινήσιμο (fixed end) και η αγκύρωση του πραγματοποιείται αρκετά μακριά από το μέτωπο παραβολής ώστε η μετακίνηση στην περιοχή της κεφαλής του πασσάλου να παραμένει μηδενική (μήκος αγκυρίου 25m). Στο σχήμα 9.1 παρουσιάζεται το αρχικό πρόβλημα, το μήκος του πασσάλου λαμβάνεται 33,7 m δηλαδή πακτωμένος για τα φορτία της LC1.



Σχήμα 9-1: Αρχική κατάσταση



Σχήμα 9-2: Διακριτοποίηση του φορέα-πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων

9.5. Προσομοίωση της εκσκαφής

Η προσομοίωση πραγματοποιείται σε 6 στάδια

Στάδιο 0 - Αρχικές συνθήκες. Στο στάδιο αυτό καθορίζονται οι γεωστατικές τάσεις και οι πιέσεις των πόρων.

Στάδιο 1 – Τοποθέτηση διαφραγματικού τοίχου και αγκυρίου

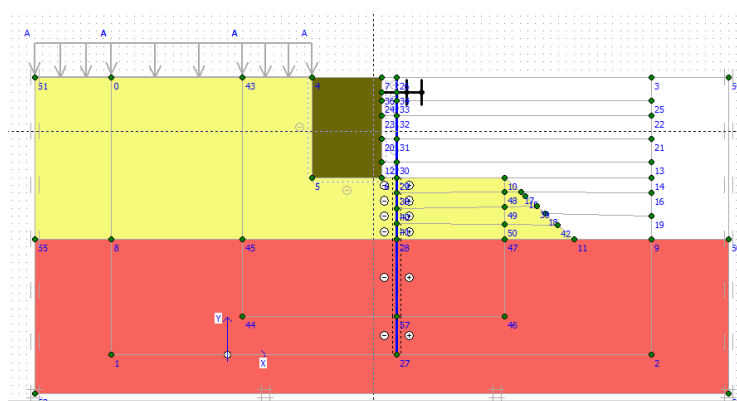
Στάδιο 2 – Εκσκαφή 2 μέτρων

Στάδιο 3 – Εκσκαφή 2 μέτρων

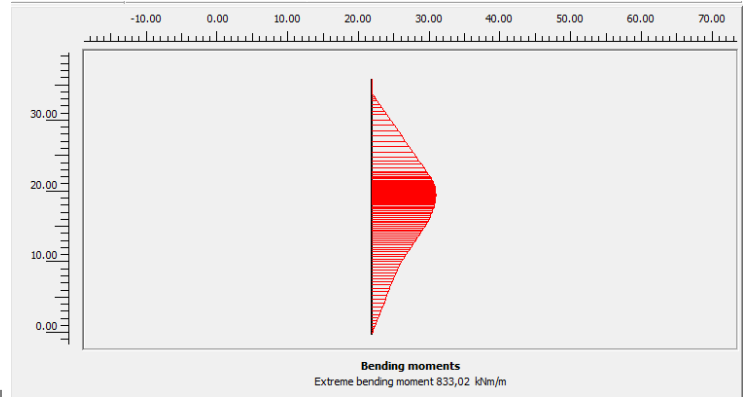
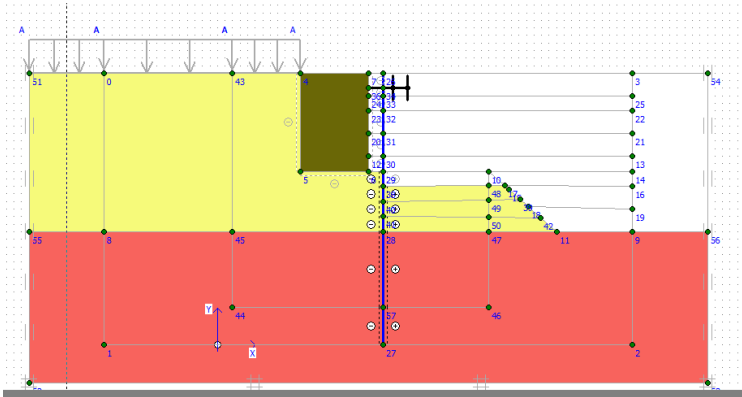
Στάδιο 4 – Φόρτιση ανωδομής ($p=50\text{kN/m}$)

Στάδιο 5 – Μερική αποφόρτιση

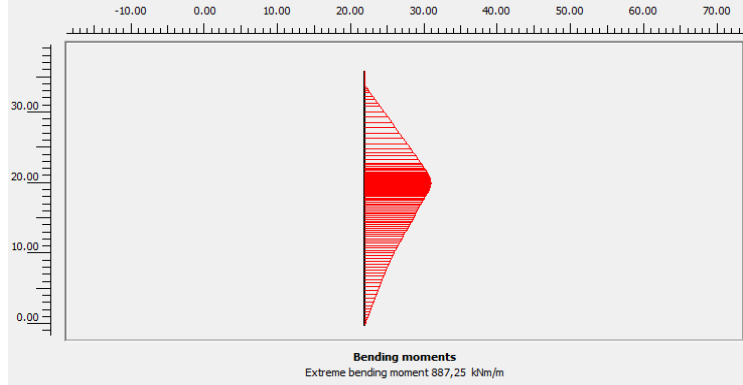
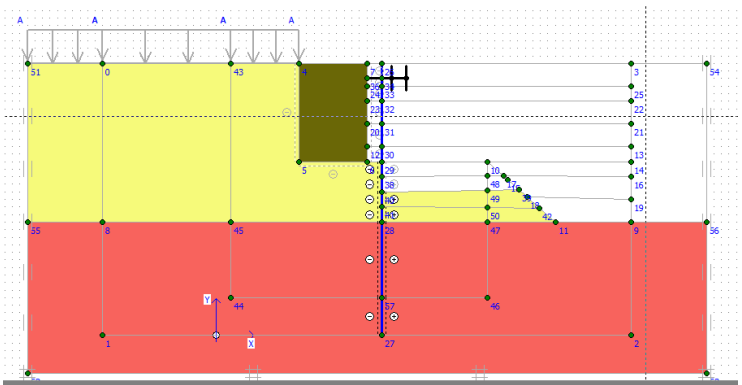
Παρουσιάζονται τα στάδια μαζί με τα διαγράμματα καμπτικών ροπών που προκύπτουν



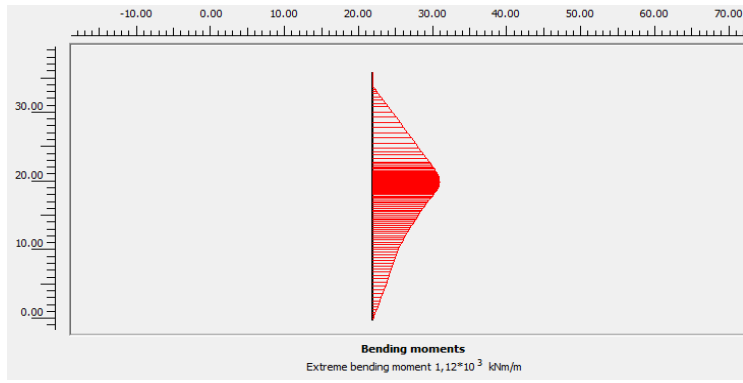
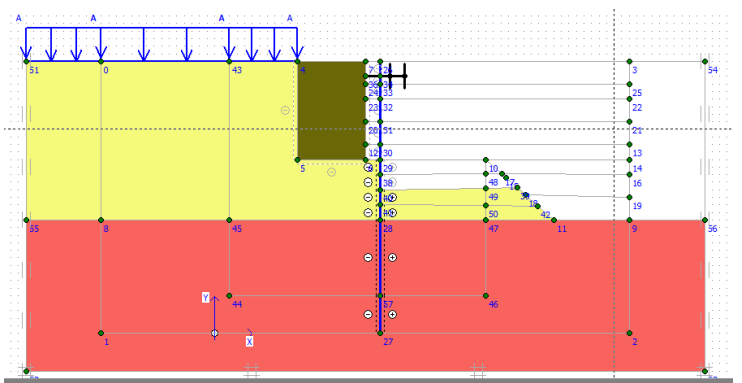
Σχήμα 9-3: Στάδιο 1



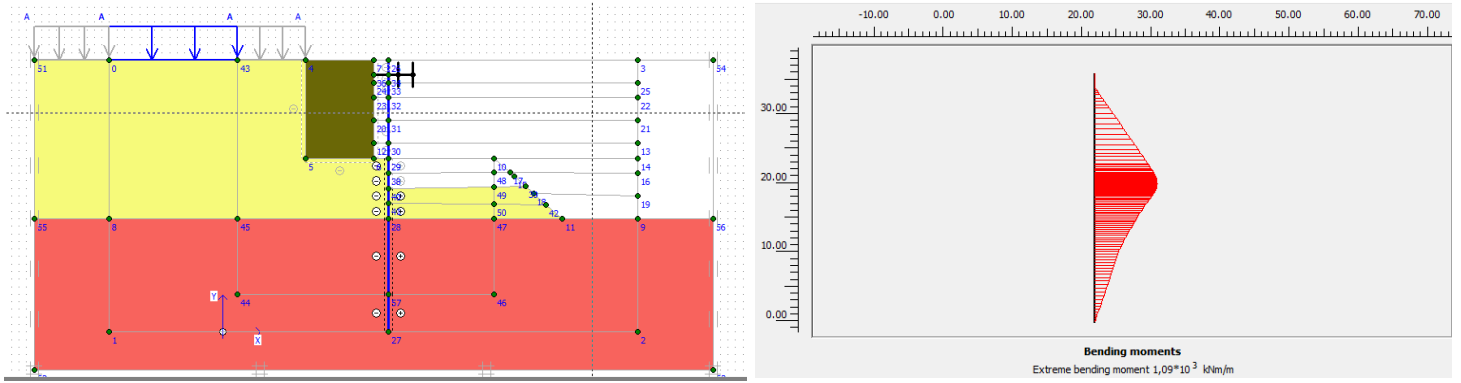
Σχήμα 9-4: Στάδιο 2



Σχήμα 9-5: Στάδιο 3

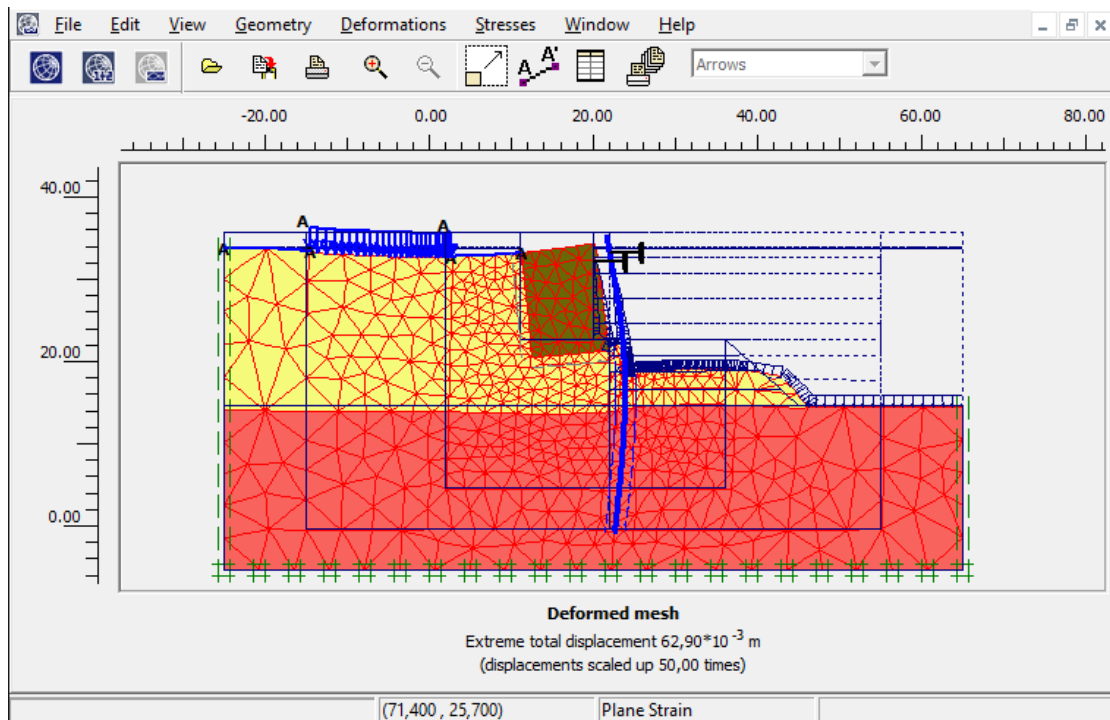


Σχήμα 9-6: Στάδιο 4

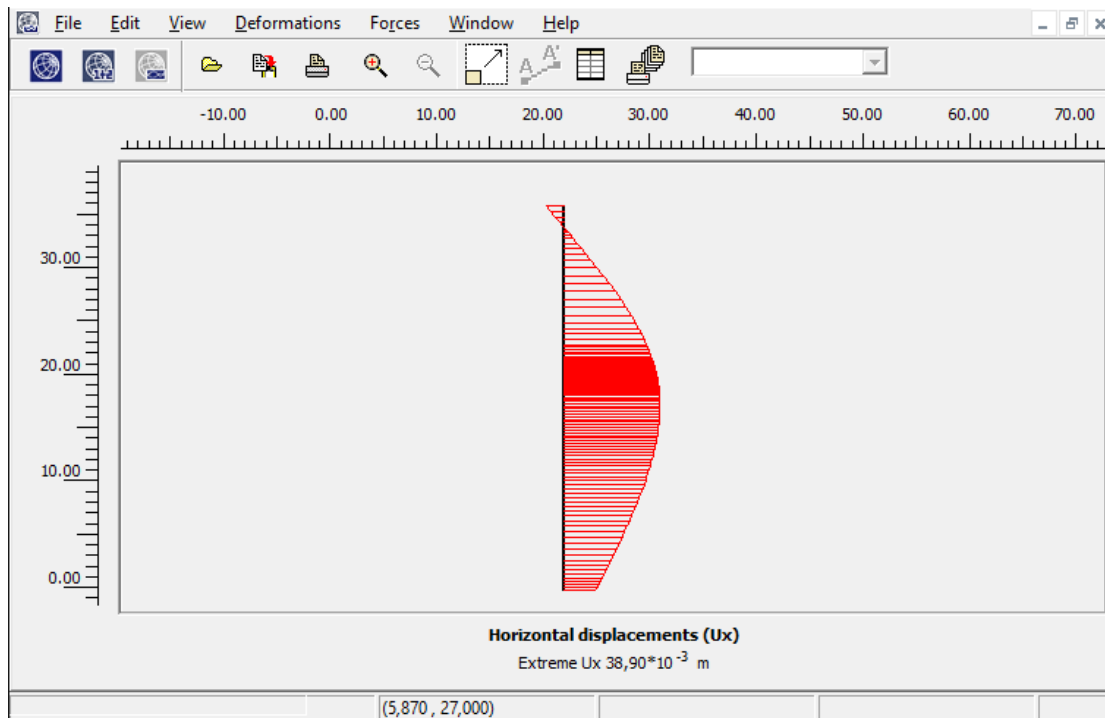


Σχήμα 9-7: Στάδιο 5

Παρουσιάζεται το παραμορφωμένο πλέγμα καθώς και οι μετακινήσεις του πασσάλου στο τελικό στάδιο

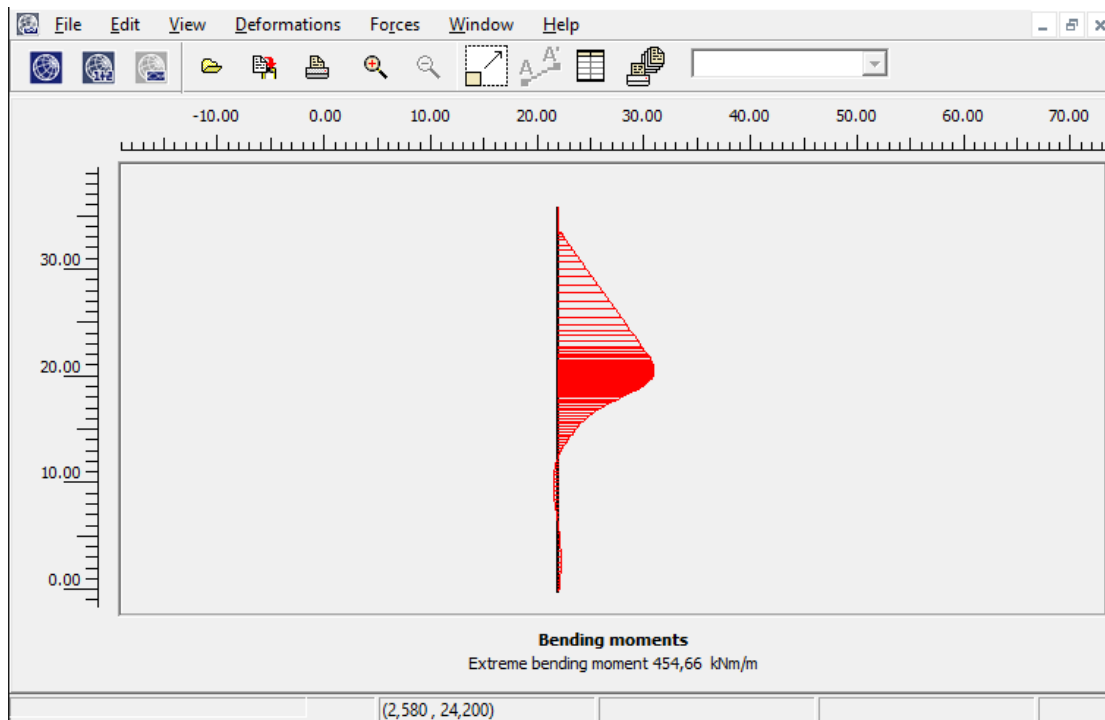


Σχήμα 9-8: Παραμορφωμένο πλέγμα στο τελικό στάδιο



Σχήμα 9-9: Οριζόντιες μετακινήσεις πετάσματος

Παρατηρούμε ότι η αναλυτική μέθοδος προβλέπει ικανοποιητικά τις καμπτικές ροπές ($p_{LC1}=71,5 \text{ kN/m}$, $M_{\max}=2500 \text{ kNm}$ και $p_{FEM}=50 \text{ kN/m}$, $M_{\max}=1120 \text{ kNm}$) αλλά η παραμορφωμένη κατάσταση που περιμέναμε δεν ικανοποιείται. Αυτό συμβαίνει διότι η αναλυτική μέθοδος βασίζεται στη μέθοδο Blum (1931) η οποία βρίσκει εφαρμογή σε εύκαμπτα διαφράγματα όπως πασσαλοσανίδες και όχι σε τόσο δύσκαμπτα μέλη σαν αυτά που έχουν επιλεγεί. Στην περίπτωση μας οι μετακινήσεις έχουν τη μορφή στερεού. Ενδεικτικά μειώνοντας τη δυσκαμψία του πετάσματος κατά δύο τάξεις μεγέθους μπορούμε να παρατηρήσουμε σημαντικές αλλαγές στη στατική λειτουργία όπως αυτή αποτυπώνεται στο διάγραμμα καμπτικών ροπών.



Σχήμα 9-10: Εύκαμπτο διάφραγμα-

Τέλος πρέπει να επισημανθεί ότι τέτοια λογισμικά προσφέρουν σημαντικές υπολογιστικές ευχέρειες αλλά χρειάζονται κατάλληλη καθοδήγηση, συνεχή ενασχόληση και κατανόηση των κλασικών μεθόδων ώστε να μην οδηγηθεί ο χρήστης σε χονδροειδή λάθη

Συμπεράσματα: Η συγκεκριμένη λύση ενδείκνυται τόσο για την απόδοση του αναβαθμισμένου λιμανιού (μεγαλύτερο ωφέλιμο βάθος-μεγαλύτερο φορτίο λειτουργίας) όσο και για την ασφαλή συμπεριφορά του σε σεισμική διέγερση με τους σύγχρονους κανονισμούς

10. Παράρτημα

1) Ωθήσεις Γαιών

Το έδαφος ανάντι ή κατάντι ενός τοίχου αντιστήριξης ασκεί πλευρικές ωθήσεις γνωστές και ως ωθήσεις γαιών. Σε αντίθεση με τις υδροστατικές πιέσεις, οι ωθήσεις γαιών δεν εξαρτώνται αποκλειστικά από την απόσταση της επιφάνειας αλλά και από το είδος και το μέγεθος της μετακίνησης του τοίχου. Μια βασική διαφορά είναι επίσης ότι οι υδροστατικές πιέσεις ($p=z*\gamma_w$) είναι όμοιες σε γνωστό βάθος ενώ δεν συμβαίνει το ίδιο με τις ωθήσεις γαιών (οι πλευρικές ωθήσεις διαφέρουν σημαντικά από τις κατακόρυφες ανάλογα την περίπτωση).

Οι κατακόρυφες ωθήσεις λόγω ίδιου βάρους (γεωστατικές τάσεις) για αδιατάραχτο επίπεδο έδαφος μπορούν να υπολογιστούν από τη σχέση $\sigma_z=z*\gamma$, όπου z το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους και γ το ίδιο βάρος του εδαφικού στρώματος. Κάτω του υδροφόρου ορίζοντα χρησιμοποιούμε το ίδιο βάρος υπό άνωση ή ενεργό βάρος ($\tilde{\gamma}=\gamma-\gamma_w$). Ανάλογα τη μετακίνηση του τοίχου οι πλευρικές ωθήσεις μπορεί να είναι μεγαλύτερες ή μικρότερες από τις κατακόρυφες και καθορίζονται από τη σχέση $\sigma_h=K*\sigma_z$ όπου K ο συντελεστής εδαφικών ωθήσεων

1.1. Ωθήσεις λόγω ίδιου βάρους

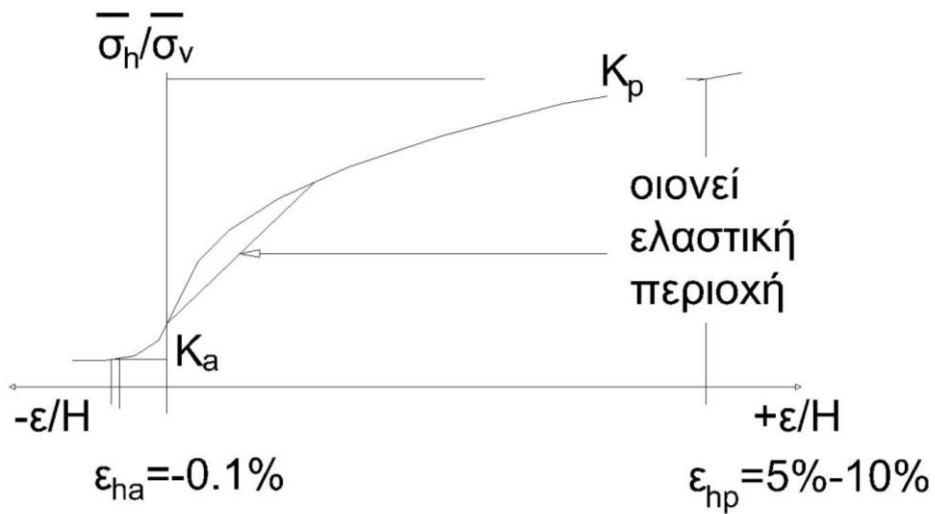
Ακραίες και ενδιάμεσες τιμές των εδαφικών ωθήσεων

Αν ο τοίχος αντιστήριξης θεωρηθεί αμετακίνητος τότε ασκείται σε αυτόν πλευρική ώθηση γνωστή ως **ουδέτερη ώθηση**. Για μικρή απομάκρυνση του τοίχου από το αντιστηριζόμενο πρηνές θεωρούμε ότι η αντιστηριζόμενη μάζα «χαλαρώνει» οπότε και η εδαφική αντίδραση μειώνεται μέχρι να ελαχιστοποιηθεί. Η ελάχιστη ώθηση αυτή είναι γνωστή ως **ενεργητική ώθηση**. Αντίστοιχα για μικρή μετακίνηση του τοίχου προς το αντιστηριζόμενο πρηνές η εδαφική αντίδραση αυξάνεται μέχρι να μεγιστοποιηθεί. Η μέγιστη ώθηση είναι γνωστή ως **παθητική ώθηση**



Εικόνα 10-1: Ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις

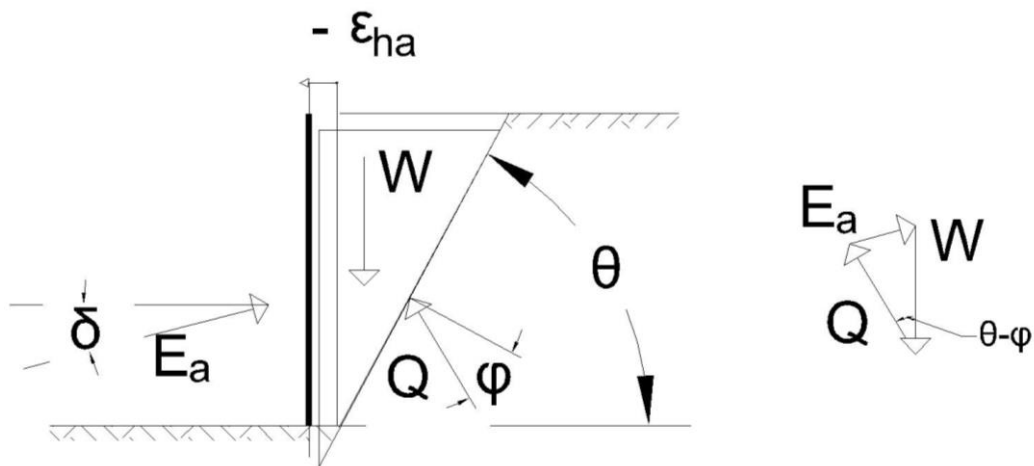
Όπως είναι φανερό οι ωθήσεις οφείλουν το μέγεθός τους στην εδαφική μάζα που κινητοποιείται σε κάθε περίπτωση. Οι ωθήσεις περιγράφονται από τους δείκτες : K_a (συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων) , K_p (συντελεστής παθητικών ωθήσεων) , K_0 (συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων). Η ενεργητική και η παθητική κατάσταση είναι γνωστές ως οριακές καταστάσεις εδαφικής μετακίνησης στις οποίες υπάρχει διατμητική αστοχία επιπέδου (επίπεδο ολίσθησης) και συνεπώς είναι απαραίτητες για τη διερεύνηση προβλημάτων αστοχίας. Σημαντικό είναι ότι η ενεργητική ώθηση επιτυγχάνεται με αρκετά μικρότερη μετακίνηση από την παθητική (0,1% και 5-10% του ύψους του τοίχου αντίστοιχα)



Εικόνα 10-2: Κινητοποίηση ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

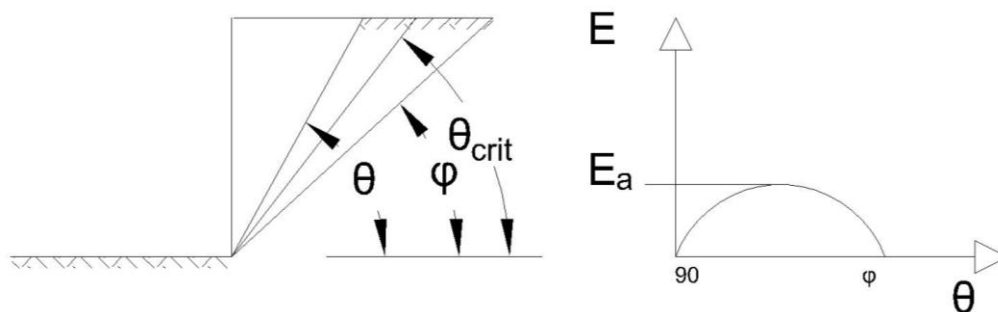
Μέθοδος Coulomb

Η μέθοδος Coulomb αναζητεί το κρίσιμο εδαφικό πρίσμα το οποίο θα ολισθήσει κατά τη μετακίνηση του τοίχου. Για τον λόγο αυτό εξετάζεται η οριακή ισορροπία ενός δοκιμαστικού πρίσματος.



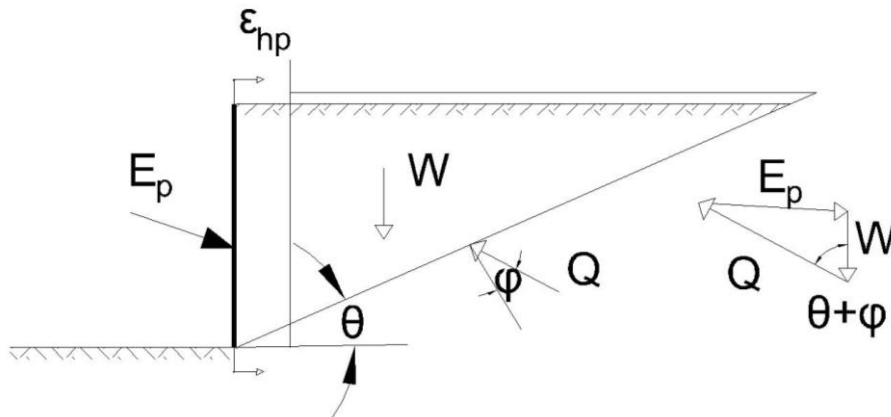
Εικόνα 10-3: Δυναμοπολύγωνο Coulomb-Ενεργητική κατάσταση

Οι δυνάμεις που ασκούνται στο ολισθαίνον πρίσμα είναι το βάρος του W , η δύναμη από τον τοίχο στο πρίσμα E_a και η δύναμη Q , η συνισταμένη των τάσεων του αμετακίνητου εδάφους στο επίπεδο ολίσθησης η οποία μπορεί να αναλυθεί στην κάθετη δύναμη στην επιφάνεια ολίσθησης N και στην παράλληλη με την επιφάνεια ολίσθησης δύναμη T . Επειδή γίνεται η θεώρηση οριακής ισορροπίας θα πρέπει να αναπτυχθεί η μέγιστη αντίσταση από το έδαφος έναντι τριβής, επομένως $T = N \tan \varphi$ (θεωρείται ότι το έδαφος είναι μη συνεκτικό). Η Ενεργητική ώθηση θα είναι η μέγιστη δύναμη που θα προκύψει από τη ισορροπία όλων των πιθανών δοκιμαστικών πρισμάτων



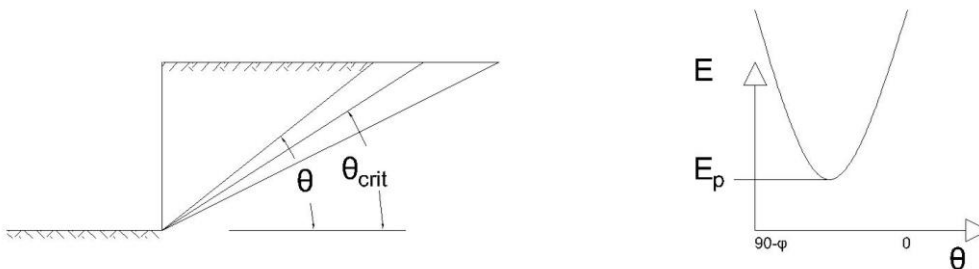
Εικόνα 10-4: Διερεύνηση δοκιμαστικών πρισμάτων

Η ίδια μέθοδος εφαρμόζεται και για την παθητική περίπτωση για τον προσδιορισμό της E_p . Οι δυνάμεις σ' ένα δοκιμαστικό πρίσμα θα έχουν τη μορφή της εικόνας 5.



Εικόνα 10-5: Δυναμοπολύγωνο Coulomb-Παθητική κατάσταση

Η Παθητική ώθηση θα είναι η ελάχιστη δύναμη που θα προκύψει από τη ισορροπία όλων των πιθανών δοκιμαστικών πρισμάτων

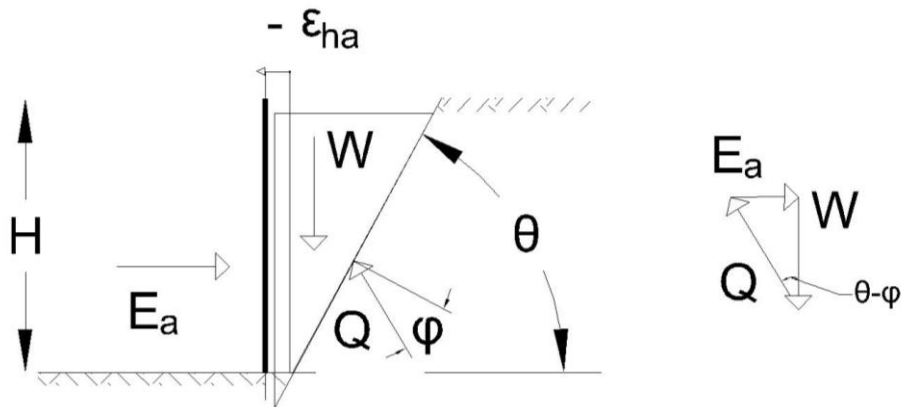


Εικόνα 10-6: Διερεύνηση δοκιμαστικών πρισμάτων

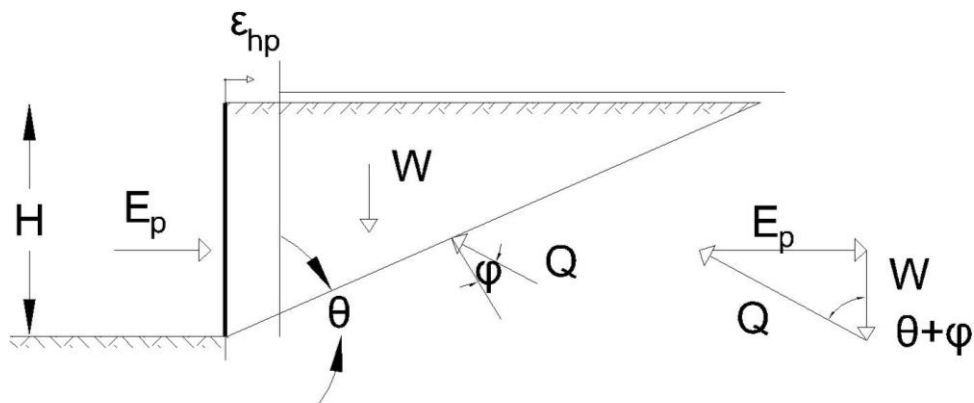
Ειδική περίπτωση

Λείος κάθετος τοίχος ($\alpha=\delta=0$) που αντιστηρίζει μη συνεκτικό ομογενές έδαφος ($c=0$, γ και ϕ σταθερά) του οποίου η επιφάνεια είναι οριζόντια ($\beta=0$) κινητοποιεί επίπεδο εδαφικό

πρίσμα κατά Coulomb



Εικόνα 10-7: Ειδική περίπτωση ενεργητικών ωθήσεων



Εικόνα 10-8: Ειδική περίπτωση παθητικών ωθήσεων

Οι ενεργητικές ωθήσεις δίνονται συναρτήσει της δοκιμαστικής γωνίας θ από το δυναμοτρίγωνο Coulomb $E_a(\theta) = W \cdot \tan(\theta - \varphi) = [0,5 \cdot \gamma \cdot H \cdot H / \tan(\theta)] \cdot \tan(\theta - \varphi)$. Η μέγιστη δύναμη και η κρίσιμη γωνία προκύπτει από το μηδενισμό της μερικής παραγώγου ως προς θ . Εφαρμόζοντας στη συνθήκη $(d E_a(\theta) / d \theta = 0)$ προκύπτει :

$$\theta_{crit} = 45 + \varphi/2 \text{ και } E_a = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2(45 - \varphi/2)$$

Ο όρος $\tan^2(45 - \varphi/2)$ ονομάζεται συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων και συμβολίζεται με K_a

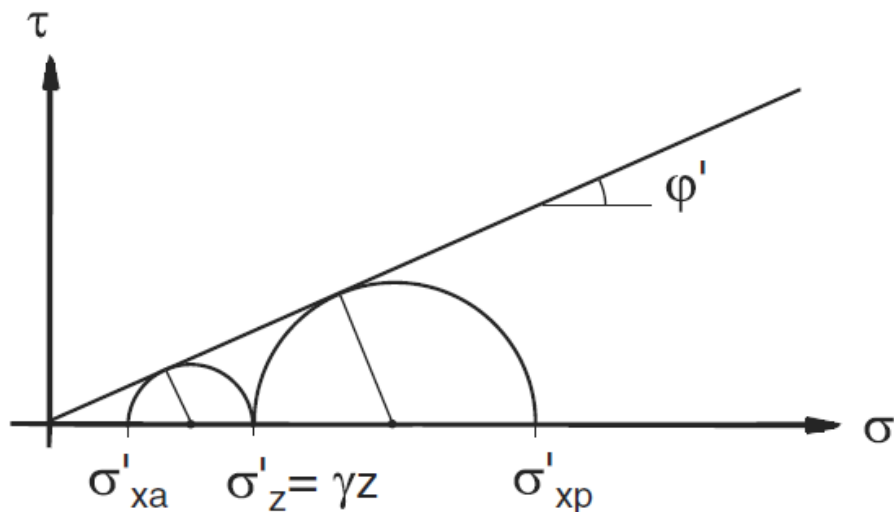
Οι παθητικές ωθήσεις δίνονται συναρτήσει της δοκιμαστικής γωνίας θ από το δυναμοτρίγωνο Coulomb $E_p(\theta) = W \cdot \tan(\theta + \varphi) = [0,5 \cdot \gamma \cdot H \cdot H / \tan(\theta)] \cdot \tan(\theta + \varphi)$. Η ελάχιστη δύναμη και η κρίσιμη γωνία προκύπτει από το μηδενισμό της μερικής παραγώγου ως προς θ . Εφαρμόζοντας στη συνθήκη $(d E_a(\theta) / d \theta = 0)$ προκύπτει :

$$\theta_{crit} = 45 - \varphi/2 \text{ και } E_p = 0,5 * \gamma * H^2 * \tan^2(45 + \varphi/2)$$

Ο όρος $\tan^2(45 + \varphi/2)$ ονομάζεται συντελεστής παθητικών ωθήσεων και συμβολίζεται με K_p

Μέθοδος Rankine

Σε αντίθεση με τη θεωρία Coulomb η οποία βασίζεται στην κινηματική προσέγγιση του ολισθαίνοντος εδαφικού πρίσματος και δεν εστιάζει στην κατανομή των τάσεων στην αντιστηριζόμενη παρειά η μέθοδος Rankine προσεγγίζει το πρόβλημα στατικά. Η προσέγγιση αυτή βασίζεται στην υπόθεση ότι οι κύριες τάσεις ικανοποιούν το κριτήριο Mohr-Coulomb. Στην ειδική περίπτωση που εξετάσαμε παραπάνω εφαρμόζοντας το κριτήριο αυτό παρατηρούμε οτι προκύπτουν δύο οριζόντιες τάσεις αστοχίας για μία κατακόρυφη (ενεργητική και παθητική κατάσταση αντίστοιχα).



Εικόνα 10-9: Κύκλοι Mohr-Ενεργητικές και παθητικές τάσεις

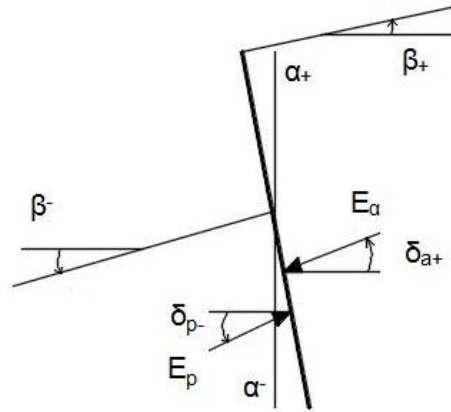
Χρησιμοποιώντας τους κύκλους Mohr οι οριζόντιες τάσεις μπορούν να υπολογισθούν από τις σχέσεις:

$$\sigma_a = \sigma_z * (1 - \sin\varphi) / (1 + \sin\varphi) = \gamma * z * \tan^2(45 - \varphi/2)$$

$$\sigma_p = \sigma_z * (1 + \sin\varphi) / (1 - \sin\varphi) = \gamma * z * \tan^2(45 + \varphi/2)$$

Ολοκληρώνοντας τις οριζόντιες τάσεις καθύψος του τοίχου προκύπτουν οι αντίστοιχες δυνάμεις : $E_{p,a} = 0,5 * \gamma * H^2 * \tan^2(45 \pm \varphi/2)$ οι οποίες ταυτίζονται στην ειδική περίπτωση με τις αντίστοιχες από την επίλυση Coulomb

Στο DIN:4085-2007 προτείνεται να χρησιμοποιείται η μέθοδος MULLER-BRESLAU για την εκτίμηση των ενεργητικών ωθήσεων και η μέθοδος SOKOLOWSKY/PREGL για τις παθητικές. Η πρώτη είναι επέκταση της θεωρίας Coulomb και λαμβάνει την επιρροή της γωνίας κλίσης της επιφάνειας του εδάφους β , της γωνίας που σχηματίζει ο πέτασμα με την κατακόρυφο α και της γωνίας τριβής του τοίχου δ , όπως ορίζεται.



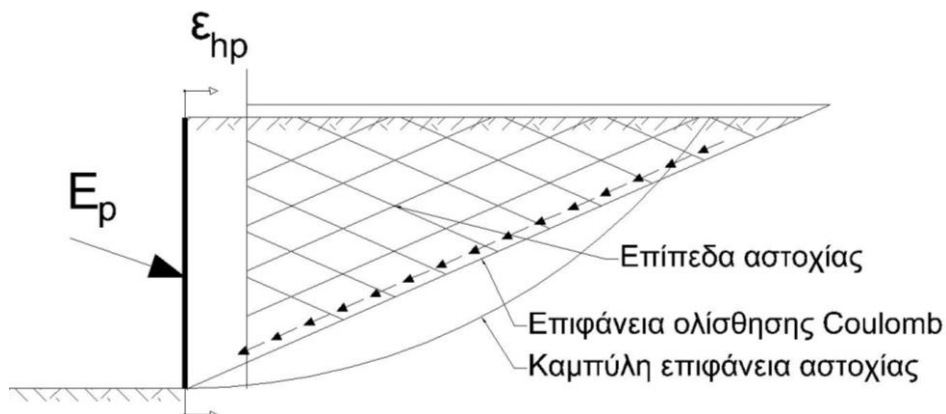
Εικόνα 10-10: Γωνίες συντελεστών ωθήσεων

Οι συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων υπολογίζονται αντίστοιχα από τις σχέσεις:

$$K_{agh} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \delta_a)}} \right]^2}$$

$$K_{pgh} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_p) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \delta_p)}} \right]^2}$$

Επειδή στη ζώνη των παθητικών ωθήσεων ειδικά για $\varphi > 30^\circ$ είναι πιο ρεαλιστική μια παραδοχή καμπύλης αστοχίας το DIN:4085-2007 προτείνει την αντίστοιχη μέθοδο



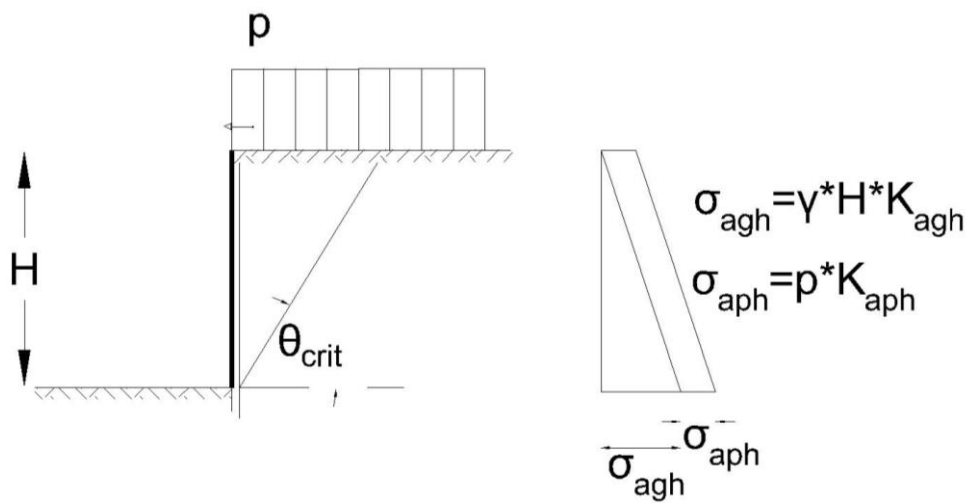
Εικόνα 10-11: Καμπυλωτή επιφάνεια αστοχίας

1.2. Ωθήσεις γαιών λόγω υπερκείμενων φορτίων

Φορτία «άπειρου» μήκους

Ενα φορτίο θεωρείται απειρομήκες όταν εκτείνεται πέραν των ορίων αστοχίας. Η οριζόντιες τάσεις λόγω τέτοιου είδους φόρτισης υπολογίζονται από τη σχέση:

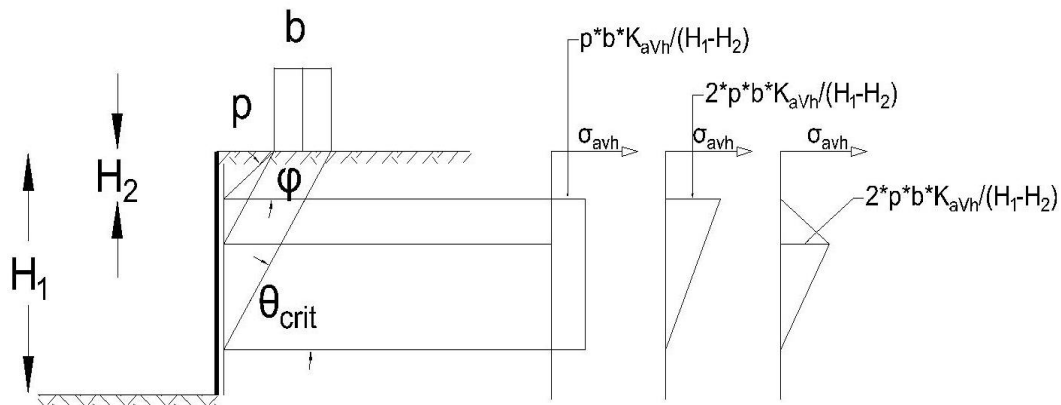
$$\sigma_{aph} = \rho * K_{aph} = \rho * [\cos\alpha \cos\beta / \cos(\alpha - \beta)] * K_{agh}$$



Εικόνα 10-12: Οριζόντιες τάσεις λόγω απειρομήκους φορτίου

Φορτία πεπερασμένου μήκους

Στην περίπτωση που η καταναμεμημένη φόρτιση δρά εντός του πρίσματος αστοχίας και δεν εκτείνεται εκτός αυτού τότε η φόρτιση θεωρείται πεπερασμένη. Οι συνεπαγόμενες τάσεις θα πρέπει να υπολογίζονται ανεξάρτητα των γεωστατικών αν και εφόσον το συνολικό υπερκείμενο φορτίο δεν ξεπερνά το ίδιο βάρος του ολισθαίνοντος πρίσματος που ελέγχεται. Αν δεν ικανοποιείται αυτό το κριτήριο αλλάζει το πρίσμα αστοχίας. Στην περίπτωση που ικανοποιείται η συνθήκη τότε συνίσταται να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω κατανομές



Εικόνα 10-13: Οριζόντιες τάσεις λόγω φόρτισης πεπερασμένου μήκους

Συντελεστής ωθήσεων: $K_{avh} = \sin(\theta_{crit} - \phi) \cdot \cos(\alpha + \delta) / \cos(\theta_{crit} - \alpha - \delta - \phi)$

Τέτοια φόρτιση μπορεί να προέρχεται από κάποιο θεμέλιο κοντά σε εκσκαφή, όπως στην συγκεκριμένη περίπτωση το φορτίο που μεταβιβάζει ο ογκόλιθος θεμελίωσης της υφιστάμενης κατασκευής. Στην περίπτωση που το φορτίο δρα λοξά και υπάρχει οριζόντια συνιστώσα οι επιπλέον ωθήσεις υπολογίζονται με συντελεστή $K_{aHh} = \cos(\theta_{crit} - \phi) \cdot \cos(\alpha + \delta) / \cos(\theta_{crit} - \alpha - \delta - \phi)$.

$$EaVh = p \cdot b \cdot KaVh$$

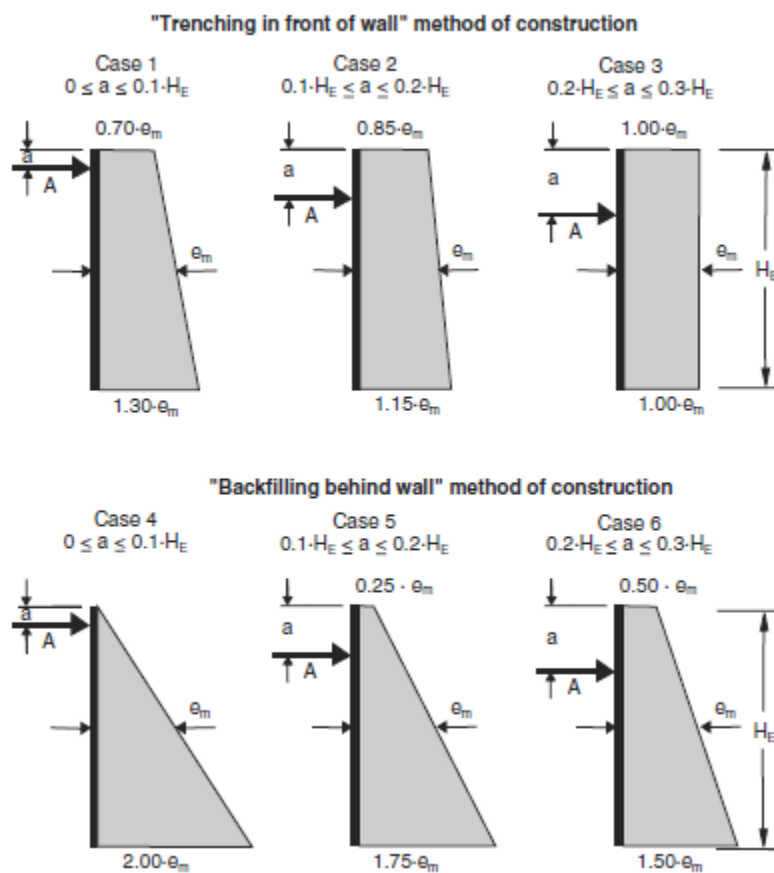
$$EaHh = H \cdot KaHh$$

1.3. Ανακατανομή εδαφικών ωθήσεων

Σε κάθε περίπτωση το σύστημα τοίχου αντιστήριξης-αντιστηριζόμενου εδάφους είναι εντόνως μη γραμμικό και οι ακριβείς ωθήσεις εξαρτώνται από την ενδοσιμότητα του τοίχου. Η κλασσική τριγωνική κατανομή ισχύει για ενεργητικές ωθήσεις στην περίπτωση περιστροφής περί τον πόδα ενώ στις παθητικές για παράλληλη μετακίνηση. Η ύπαρξη αντιρήδων και αγκυριών προκαλεί ανακατανομές στις ωθήσεις γαιών οι οποίες θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ανάλογα με την αναμενόμενη μορφή μετακίνησης παρόλο που η συνολική εδαφική ώθηση παραμένει η ίδια.

		Parallel displacement	Rotation at base	Rotation at top
Active earth pressure	loose	$0.002 \leq s_a/h \leq 0.003$	$0.004 \leq s_a/h \leq 0.005$	$0.008 \leq s_a/h \leq 0.01$
	dense	$0.0005 \leq s_a/h \leq 0.001$	$0.001 \leq s_a/h \leq 0.002$	$0.002 \leq s_a/h \leq 0.005$
distribution pressure force	distribution			
	pressure force	$e_{agh}^a = 2/3 e_{agh}^b$ $E_{agh}^a = E_{agh}^b$	$e_{agh}^b = h/3$ $E_{agh}^b = 1/2 \gamma h^2 K_{agh}$	$e_{agh}^c = 0.5 e_{agh}^b$ $E_{agh}^c = E_{agh}^b$
Passive earth pressure	loose	$0.05 \leq s_p/h \leq 0.10$	$0.07 \leq s_p/h \leq 0.25$	$0.06 \leq s_p/h \leq 0.15$
	dense	$0.03 \leq s_p/h \leq 0.06$	$0.05 \leq s_p/h \leq 0.10$	$0.05 \leq s_p/h \leq 0.06$
distribution pressure force	distribution			
	pressure force	$e_{pgh}^a = h/3$ $E_{pgh}^a = 1/2 \gamma h^2 K_{pgh}$	$e_{pgh}^b = e_{pgh}^a/2$ $E_{pgh}^b = 2/3 E_{pgh}^a$	$e_{pgh}^c = 0.5 e_{pgh}^a$ $E_{pgh}^c = E_{pgh}^a$

Εικόνα 10-14: Ανακατανομή τάσεων σε σχέση με την μορφή μετακίνησης DIN 4085:2007



Εικόνα 10-15: Ανακατανομή ωθήσεων ανάλογα της θέσης του αγκυρίου και της μεθόδου κατασκευής EAU 2004

2) Φέρουσα ικανότητα εδάφους

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας γίνεται κατά EC-7 , DIN 4017 και υπολογίζεται από τη σχέση :

$$p_u = c N_c b_c s_c i_c e_c + (q + \gamma D) N_q b_q s_q i_q g_q + 0,5 \gamma_1 B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma$$

όπου

q : επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης)

D : το βάθος εγκιβωτισμού

γ : ειδικό βάρος εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης ($\Sigma\Theta$).

c : συνοχή εδάφους θεμελίωσης. Για άμμο $c=0$

B' : ενεργό πλάτος του θεμελίου

N_c, N_q, N_γ : συντελεστές φέρουσας ικανότητας.

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \exp(\pi \tan \phi)$$

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\tan \phi}$$

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

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.142	1.000	0.000
1	5.379	1.094	0.003
2	5.632	1.197	0.014
3	5.900	1.309	0.032
4	6.185	1.433	0.060
5	6.489	1.568	0.099
6	6.813	1.716	0.151
7	7.158	1.879	0.216
8	7.527	2.058	0.297
9	7.922	2.255	0.397
10	8.345	2.471	0.519
11	8.798	2.710	0.665
12	9.285	2.974	0.839
13	9.807	3.264	1.045
14	10.370	3.586	1.289
15	10.977	3.941	1.576
16	11.631	4.335	1.913
17	12.338	4.772	2.307
18	13.104	5.258	2.767
19	13.934	5.798	3.304
20	14.835	6.399	3.930

ϕ	N_c	N_q	N_γ
20	14.835	6.399	3.930
21	15.815	7.071	4.661
22	16.833	7.821	5.512
23	18.049	8.661	6.504
24	19.324	9.603	7.661
25	20.721	10.662	9.011
26	22.254	11.854	10.558
27	23.942	13.199	12.432
28	25.803	14.720	14.590
29	27.860	16.443	17.121
30	30.140	18.401	20.093
31	32.671	20.631	23.591
32	35.490	23.177	27.715
33	38.638	26.092	32.590
34	42.164	29.440	38.366
35	46.124	33.296	45.228
36	50.586	37.753	53.404
37	55.630	42.920	63.178
38	61.352	48.933	74.899
39	67.867	55.957	89.007
40	75.313	64.195	106.054

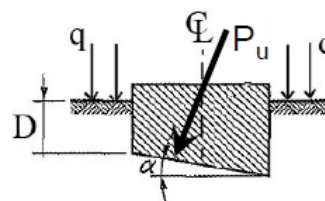
Εικόνα 10-16: Πίνακας συντελεστών φέρουσας ικανότητας κατά EC-7 παράρτημα D και κατά το DIN 4017

b_c, b_q, b_γ : συντελεστές λοξότητας βάσης πεδίου

- Συντελεστές λοξότητας βάσης πεδίου (κατά Vesic, 1975) :

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

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \tan \phi} \quad \text{Για } \phi=0 : b_c = 1 - \frac{2\alpha}{(\pi + 2)}$$



Εικόνα 10-17: Συντελεστές λοξότητας πεδίου

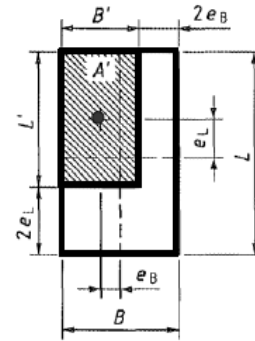
s_c, s_q, s_γ : συντελεστές σχήματος πεδίου

- Συντελεστές σχήματος πεδίου (κατά Vesic, 1975) :

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{Για } \phi=0 : s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'}$$



Εικόνα 10-18: Συντελεστές σχήματος πεδίου

i_c, i_q, i_γ : συντελεστές απόκλισης φορτίου από την κατακόρυφο (γωνία θ)

- Συντελεστές απόκλισης του φορτίου από την κατακόρυφο (γωνία θ) κατά DIN 4017 :

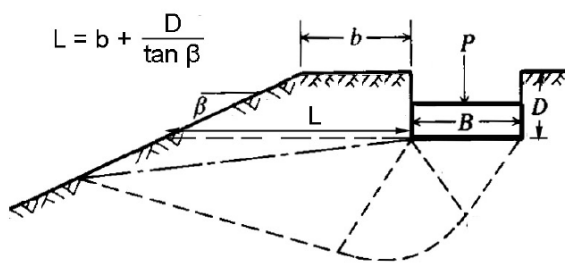
$$i_q = \left[1 - 0.7 \frac{\tan \theta}{1 + \frac{B' L' c}{V_u \tan \phi}} \right]^3 \quad i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_q - 1)} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{\tan \theta}{1 + \frac{B' L' c}{V_u \tan \phi}} \right]^3$$

Εικόνα 10-19: Συντελεστές απόκλισης φορτίου από την κατακόρυφο

g_c, g_q, g_γ : συντελεστές κλίσης πρανούς κατά Hansen

Φέρουσα Ικανότητα Επιφανειακών Θεμελιώσεων (πεδίων)

Επιρροή της γεινιάσης με πρανές στην φέρουσα ικανότητα



L_f = εύρος της ζώνης αστοχίας

L = απόσταση του πεδίου από το πρανές

$$p_u = c N_c b_c s_c i_c g_c + (q + \gamma D) N_q b_q s_q i_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma$$

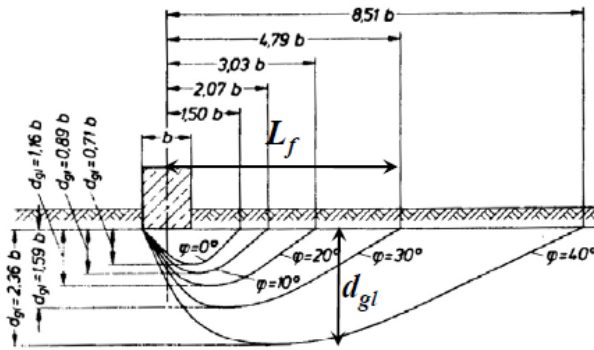
Συντελεστές κλίσης πρανούς (g_c, g_q, g_γ) κατά Hansen :

$$\text{Εάν } L \geq L_f : g_c = g_q = g_\gamma = 1$$

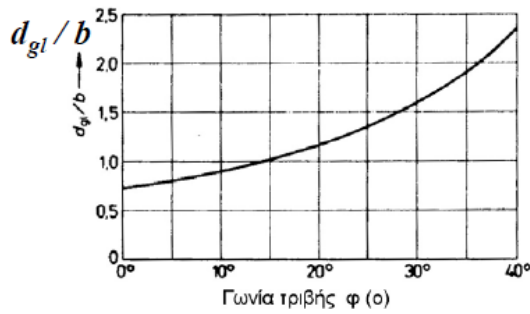
$$\text{Εάν } L < L_f : g_c = 1 - \left(1 - \frac{L}{L_f} \right) \left(\frac{2\beta}{\pi + 2} \right) \quad g_q = g_\gamma = \left(1 - \frac{1}{2} \left(1 - \frac{L}{L_f} \right) \tan \beta \right)^5$$

Εικόνα 10-20: Επιρροή της γεινιάσης με πρανές

Φέρουσα Ικανότητα Επιφανειακών Θεμελιώσεων (πεδίων)
 Εκτίμηση του βάθους επιρροής (d_{gl}) πεδίων (κατά το DIN 4017) :



Στην περίπτωση έδρασης πεδίων κοντά σε πρηνές, υπάρχει επιρροή του πρηνούς στη φέρουσα ικανότητα του πεδίου (μείωση) εάν η απόσταση του πεδίου από το πρηνές είναι μικρότερη από το εύρος της ζώνης αστοχίας (L_f)



Στην περίπτωση έδρασης πεδίων επί ανομοιογενούς εδάφους, οι παράμετροι αντοχής (c, φ) και το ειδικό βάρος (γ) λαμβάνονται ως ζυγισμένες τιμές στην εδαφική ζώνη πάχους (d_{gl})

Εικόνα 10-21: Βάθος επιρροής και ζώνη αστοχίας

3) Βάσεις σχεδιασμού

3.1 Γεωτεχνικές κατηγορίες

Σύμφωνα με το DIN 1054:2005-01 και το DIN 4020:2003-09 οι κατασκευές αντιστήριξης κατηγοριοποιούνται σύμφωνα με τις απαιτήσεις σχεδιασμού, γεωτεχνικών διερευνήσεων και επίβλεψης. Η κατηγοριοποίηση είναι δυναμική διαδικασία και συνίσταται να επανεξετάζεται κατά τη διάρκεια κατασκευής αλλά και της μελέτης.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΑΣΦΑΛΗ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ
GC1	-απλές συνθήκες υπεδάφους -χαμηλές απαιτήσεις	Εκτίμηση βασισμένη σε εμπειρικές τιμές. Απαιτείται η συμβολή γεωτεχνικού μηχανικού μόνο σε περίπτωση αμφιβολίας
GC2	-ενδιάμεσες απαιτήσεις	Εκτίμηση βασισμένη περισσότερο σε αριθμητικές μεθόδους. Πρέπει να υπάρξει διαθέσιμη γεωτεχνική μελέτη
GC3	-δύσκολες συνθήκες υπεδάφους -υψηλές απαιτήσεις (πχ. κοντά σε κατασκευές ευαίσθητες σε μετακίνηση, σημαντικές μεταβολές στις τάσεις-παραμορφώσεις χρονιστορίας κλπ)	Εκτίμηση βασισμένη σε πολλές εδαφικές δειγματοληψίες και σε αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία. Η βοήθεια γεωτεχνικού μηχανικού πρέπει να είναι διαθέσιμη πριν, κατά τη διάρκεια και μετά το πέρας της κατασκευής αν αυτό κριθεί απαραίτητο

Πίνακας 10-1: Γεωτεχνικές κατηγορίες

3.2 Οριακές καταστάσεις

Σύμφωνα με το DIN 1054:2005-01 οι οριακές καταστάσεις χωρίζονται σε:

I) Οριακή κατάσταση αστοχίας LS 1

- LS 1 A: Αστοχία λόγω υπέρβασης ευστάθειας
- LS 1 B: Αστοχία δομικού μέλους ή εδάφους θεμελίωσης
- LS 1 C: Περιτροφική αστοχία

II) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας LS2

Υπερβαση της οποίας σημαίνει ότι η κατασκευή δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το σκοπό που σχεδιάστηκε

3.3 Περιπτώσεις φορτίσεων

Οι περιπτώσεις φορτίσεων (loading cases-LC) προκύπτουν από το συνδυασμό δράσεων (combination of actions-CA) και τις κατατάξεις ασφαλείας (safety classes-SC) .

-Συνδυασμός δράσεων (CA):

- 1) Συνήθης συνδυασμός CA1
- 2) Σπάνιος συνδυασμός CA2
- 3) Τυχηματικός συνδυασμός CA3

-Κατατάξεις ασφαλείας (SC)

- 1) Συνθήκες που είναι συνηθισμένες κατά τη διάρκεια λειτουργίας του έργου SC1
- 2) Συνθήκες κατά τη διάρκεια κατασκευής SC2
- 3) Συνθήκες που μπορεί να συμβούν μια φορά κατά τη διάρκεια ζωής του έργου ή και ποτέ SC3

- Περιπτώσεις φορτίσεων (LC)

- 1) LC1 συνδυασμός CA1 με SC1
- 2) LC1 συνδυασμός CA2 με SC1 ή CA1 με SC2
- 3) LC1 συνδυασμός CA3 με SC3 ή CA2 με SC3

3.4 Μερικοί συντελεστές ασφαλείας

Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις αντιστάσεις κατά DIN1054:2005-01 δίνονται στους παρακάτω πίνακες ανάλογα με τον κάθε συνδιασμό φόρτισης και την οριακή κατάσταση.

Action	Symbol	Loading case		
		LC 1	LC 2	LC 3
LS 1A: limit state of loss of support safety				
Favourable permanent actions	$\gamma_{G,stab}$	0.90	0.90	0.95
Unfavourable permanent actions	$\gamma_{G,dst}$	1.00	1.00	1.00
Hydrodynamic force in favourable subsoil	γ_H	1.35	1.30	1.20
Hydrodynamic force in unfavourable subsoil	γ_H	1.80	1.60	1.35
Unfavourable variable actions	$\gamma_{Q,dst}$	1.50	1.30	1.00
LS 1B: limit state of failure of structures and components				
General permanent actions ¹	γ_G	1.35	1.20	1.00
Permanent actions due to steady-state earth pressure	γ_{E0g}	1.20	1.10	1.00
Unfavourable variable actions	γ_Q	1.50	1.30	1.00
LS 1C: limit state of loss of overall stability				
Permanent actions	γ_G	1.00	1.00	1.00
Unfavourable variable actions	γ_Q	1.30	1.20	1.00
LS 2: serviceability limit state				
$\gamma_G = 1.00$ for permanent actions				
$\gamma_Q = 1.00$ for variable actions				
¹ including permanent and variable hydrostatic pressure				

Πίνακας 10-2: Συντελεστές ασφαλείας δράσεων σύμφωνα με το DIN 1054:2005-01

Resistance	Symbol	Loading case		
		LC 1	LC 2	LC 3
LS 1B: limit state of failure of structures and components				
<i>Soil resistances</i>				
Passive earth pressure and ground failure resistance	γ_{Ep}, γ_{Gr}	1.40	1.30	1.20
Sliding resistance	γ_{Gl}	1.10	1.10	1.10
<i>Pile resistances</i>				
Pile compression resistance under test load	γ_{Pc}	1.20	1.20	1.20
Pile tension resistance under test load	γ_{Pt}	1.30	1.30	1.30
Pile resistance in tension and compression based on empirical values	γ_P	1.40	1.40	1.40
<i>Grouted anchor resistances</i>				
Resistance of steel tension member	γ_M	1.15	1.15	1.15
Pull-out resistance of grout	γ_A	1.10	1.10	1.10
<i>Resistances of flexible reinforcing elements</i>				
Material resistance of reinforcement	γ_B	1.40	1.30	1.20
LS 1C: limit state of loss of overall stability				
<i>Shear strength</i>				
Friction angle $\tan \varphi'$ of drained soil	$\gamma_\varphi, \gamma_{\varphi u}$	1.25	1.15	1.10
Cohesion c' of drained soil and shear strength c_u of undrained soil	γ_c, γ_{cu}	1.25	1.15	1.10
<i>Pull-out resistances</i>				
Ground or rock anchors, tension piles	γ_N, γ_Z	1.40	1.30	1.20
Grout of grouted anchors	γ_A	1.10	1.10	1.10
Flexible reinforcing elements	γ_B	1.40	1.30	1.20

Εικόνα 10-22: Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων σύμφωνα με το DIN 1054:2005-01

Σε κάθε περίπτωση πρέπει να ισχύει η ανισότητα:

$$\sum E_d \leq \sum R_d$$

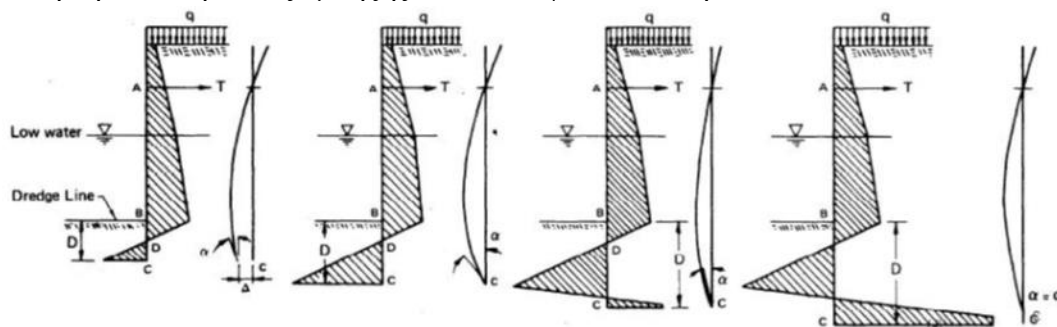
Όπου E_d οι δράσεις σχεδιασμού και R_d οι αντιστάσεις σχεδιασμού

4) Διαφραγματικοί τοίχοι

Η βάση για των υπολογισμό των εντατικών μεγεθών οφείλεται σε μια ρεαλιστική εξιδανικευμένη αναπαράσταση του συστήματος. Η εντατική κατάσταση του τοίχου είναι άμεσα συνδεδεμένη με τις παραμορφώσεις που θα υποστεί το σύστημα εδάφους κατασκευής λόγω της πολύπλοκης αλληλεπίδρασης των δύο αυτών στοιχείων. Η παραμορφωσιακή συμπεριφορά του τοίχου εξαρτάται αφενός στις συνθήκες στήριξης και αφετέρου στην ύπαρξη αγκυρίων. Γενικώς οι αγκυρωμένοι διαφραγματικοί τοίχοι σχεδιάζονται με άρθρωση στη βάση του τοίχου, με πλήρη πάκτωση ή με μερική πάκτωση. Σύμφωνα με το EAU 2004 ο βαθμός πάκτωσης εξαρτάται από την εφαπτομένη της διατομής της βάσης του τοίχου (στροφή) ϵ . Η στροφή βρίσκεται μεταξύ ϵ_{max} (περίπτωση απλής άρθρωσης) και 0 (περίπτωση πλήρους πάκτωσης)

. Ο βαθμός πάκτωσης ορίζεται ως $r_{1-0} = 100 * (1 - \epsilon / \epsilon_{max})$

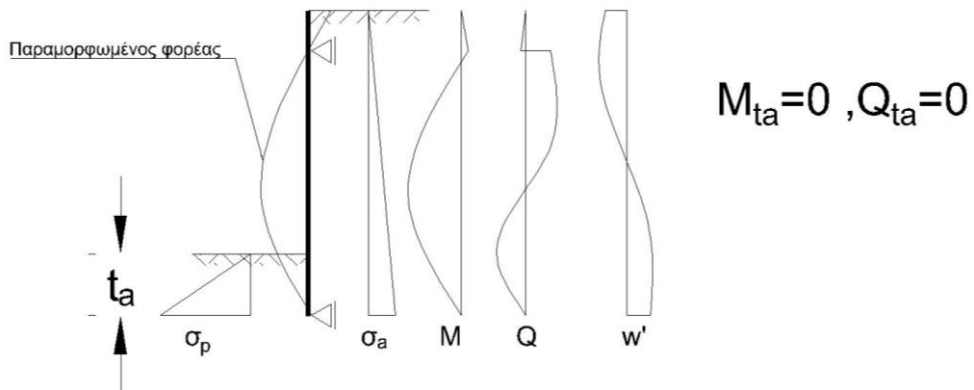
Επειδή η πάκτωση στην αιχμή του πασσάλου δεν είναι πραγματική αλλά υλοποιείται λόγω της ενεργοποίησης της παθητικής αντίστασης και των δύο πλευρών του διαφράγματος, είναι φανερό ότι το βάθος έμψηξης έχει πρωτεύουσα σημασία στην εξέλιξη της μεταβολής των βελών και των στροφών. Πλήρης πάκτωση υλοποιείται όταν το κάτω άκρο του διαφράγματος επι της ουσίας δεν μετακινείται ούτε στρίβει. Η εξέλιξη των παραμορφώσεων του διαφράγματος και των εδαφικών ωθήσεων συναρτήσει του βάθους έμψηξης ποιοτικά φαίνεται στην εικόνα



Εικόνα 10-23: Εξέλιξη των τάσεων συναρτήσει του βέλους και της στροφής του διαφράγματος

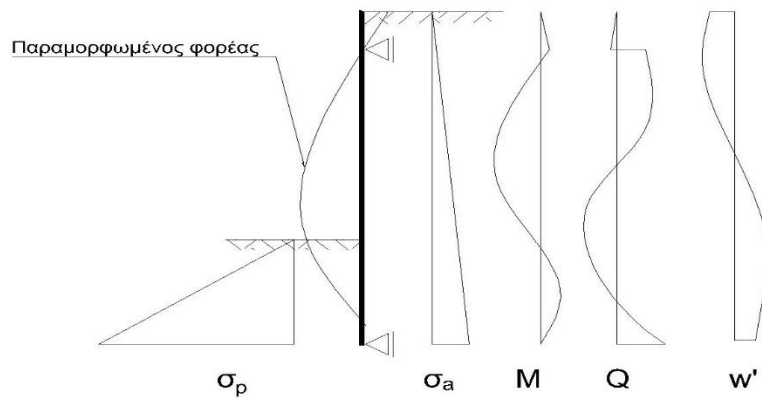
Ο βαθμός πάκτωσης στην ουσία καθορίζει τις συνοριακές συνθήκες του προβλήματος όπως φαίνεται και στα διαγράμματα. Για το σχεδιασμό άρθρωσης στη βάση αρκούν οι εξισώσεις ισοροπίας ενώ για την υλοποίηση πάκτωσης χρησιμοποιούμε τις εξισώσεις ελαστικής γραμμής με συνοριακές συνθήκες το βέλος στην αγκύρωση ή η στροφή στη βάση να είναι μηδενικά.

Αγκυρωμένος διαφραγματικός τοίχος με απλή στήριξη στη βάση



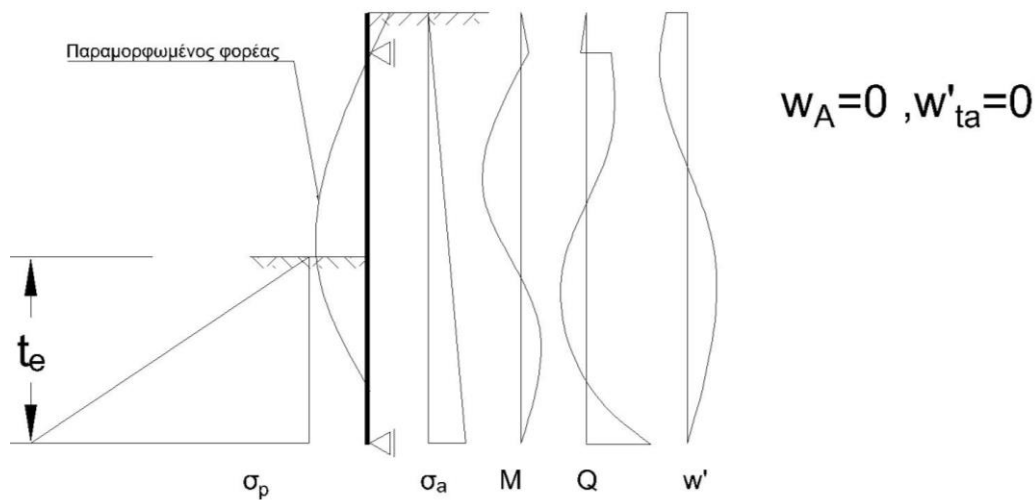
Εικόνα 10-24: Διαφραγματικός τοίχος απλά στηριζόμενος στη βάση

Αγκυρωμένος διαφραγματικός τοίχος με μερική πάκτωση στη βάση



Εικόνα 10-25: Διαφραγματικός τοίχος μερικώς πακτωμένος στη βάση

Αγκυρωμένος διαφραγματικός τοίχος με
πλήρη πάκτωση στη βάση



Εικόνα 10-26: Διαφραγματικός τοίχος με πλήρη πάκτωση στη βάση

Στις περιπτώσεις που αρχίζει να υλοποιείται πάκτωση έχουμε την εμφάνιση μιας τέμνουσας C στη βάση και γι αυτό το λόγο θα πρέπει το θεωρητικό βάθος έμπτυξης που προκύπτει από την επίλυση να αυξηθεί κατά $\Delta t = C_{h,d} \cdot \gamma_{Ep} / e_{phC,k}$

Όπου:

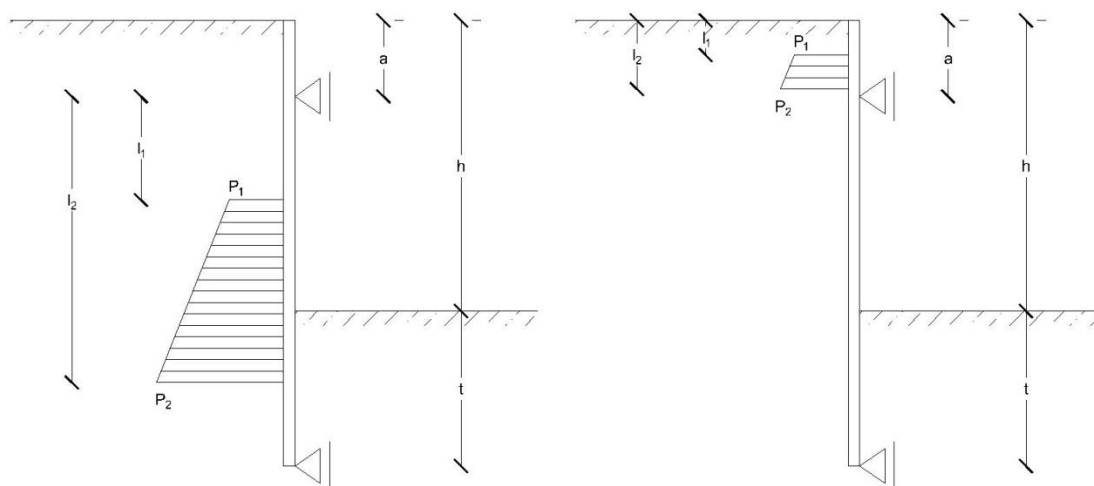
$C_{h,d}$ το $1/2$ της ισοδύναμης C σχεδιασμού στη βάση

γ_{Ep} μερικός συντελεστής ασφαλείας παθητικών ωθήσεων

e_{phC} χαρακτηριστική τιμή της παθητικής ώθησης στο βάθος που ασκείται η C

Εισάγωντας το βάθος έμπτυξης σαν μεταβλητή t , η στροφή στη βάση του τοίχου μπορεί να εκφραστεί σαν συνάρτηση του βάθους. Το απαιτούμενο βάθος έμπτυξης για πλήρη πάκτωση είναι αυτό το οποίο ικανοποιεί τη σχέση $w'(t)=0$, όπου $w(t)$ το βέλος του φορέα συναρτήση του βάθους έμπτυξης. Στην εικόνα φαίνονται οι πιθανές

διαφορετικές θέσεις του φορτίου σε σχέση με το αγκύριο. Το φορτίο εκφράζεται σε μονάδες τάσεων (kPa)



Εικόνα 10-27: Τάσεις άνω και κάτω της αγκύρωσης

Αν το τραπεζοειδές φορτίο ασκείται στην ζώνη μεταξύ του αγκυρίου και της στήριξης στη βάση όπως φαίνεται στο σχήμα δεξιά, η στροφη της θεωρητικής βάσης δίδεται από τη σχέση :

$$EIw'(t) = \frac{l_1 - l_2}{360 \cdot (a - t - H)} \cdot \{20p_1 \cdot [l_1 \cdot (t^2 + H^2 + a^2) + l_2 \cdot (H \cdot t - a \cdot t - a \cdot H)]$$

$$+ 10p_1 \cdot [4l_1 \cdot (t \cdot H - t \cdot a - H \cdot a) + l_2 \cdot (H^2 + a^2 + t^2)]$$

$$- 3p_1 \cdot (4l_1^3 - 3l_1^2 \cdot l_2 + 2 \cdot l_2^2 l_1 + l_2^3)$$

$$+ 20p_2 \cdot [l_1 \cdot (t \cdot H - t \cdot a - H \cdot a) + l_2 \cdot (t^2 + H^2 + a^2)]$$

$$+ 10p_2 \cdot [l_1 \cdot (H^2 + t^2 + a^2) + 4l_2 \cdot (t \cdot H - t \cdot a - H \cdot a)]$$

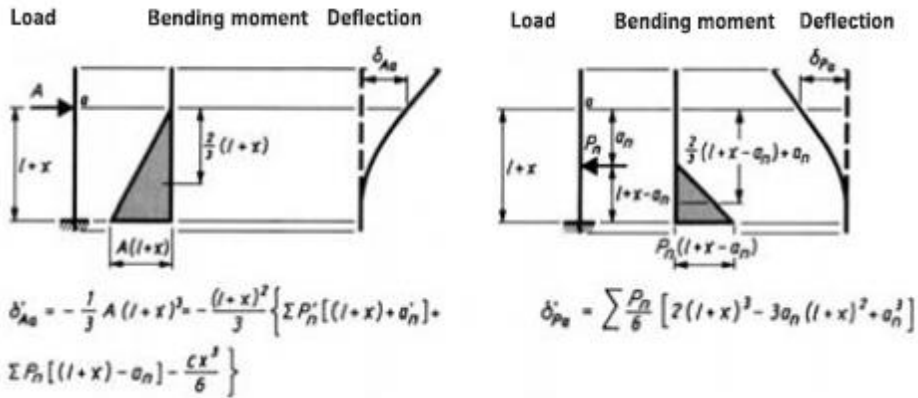
$$- 3p_2 \cdot (4l_2^3 + 3l_2^2 \cdot l_1 + 2 \cdot l_1^2 \cdot l_2 + l_1^3)\}$$

Αν το τραπεζοειδές φορτίο ασκείται στην ζώνη άνω του αγκυρίου όπως φαίνεται στο σχήμα αριστερά, η στροφη της θεωρητικής βάσης δίδεται από τη σχέση

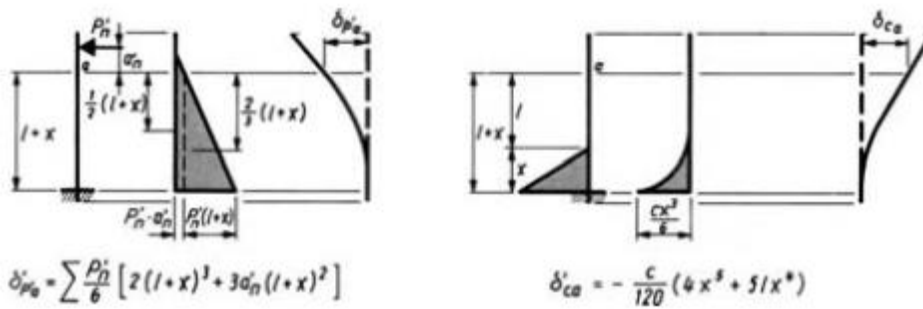
$$EIw'(t) = \frac{(l_2 - l_1) \cdot (a - H - t)}{36} \cdot [p_1 \cdot (3a - 2l_1 - l_2) + p_2 \cdot (3a - l_1 - 2l_2)]$$

Το απαιτούμενο βάθος έμπηξης προκύπτει από τη συνθήκη μηδενισμού της επαλληλίας των στροφών. Για τον υπολογισμό της δύναμης αγκύρωσης ακολουθείται

επαλληλία των βελών κάθε δράσης στο σημείο εφαρμογής του αγκυρίου. Η συνοριακή συνθήκη είναι ότι στο σημείο αυτό το βέλος πρέπει να είναι μηδενικό οπότε λύνοντας την εξίσωση προκύπτει αυτή η δύναμη. Η ίδια δύναμη προκύπτει με ισορροπία ροπών ως προσηθη θεωρητική βάση.



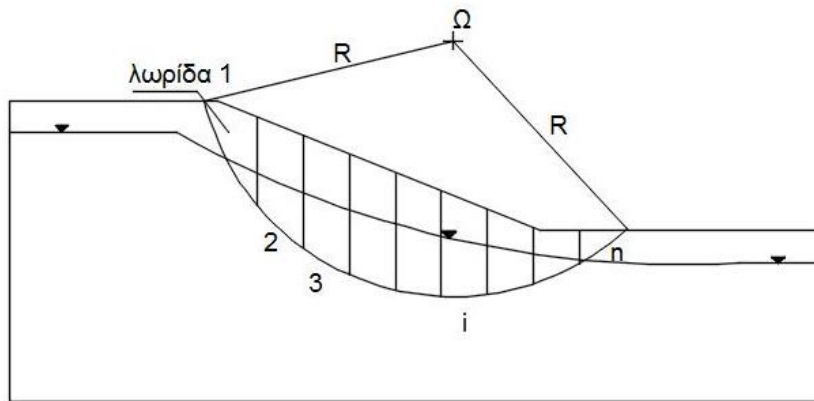
Εικόνα 10-28: Βέλη λόγω δύναμης αγκύρωσης και ενεργητικών ωθήσεων κάτω του αγκυρίου



Εικόνα 10-29: Βέλη λόγω ενεργητικών ωθήσεων άνω του αγκυρίου και παθητικών ωθήσεων

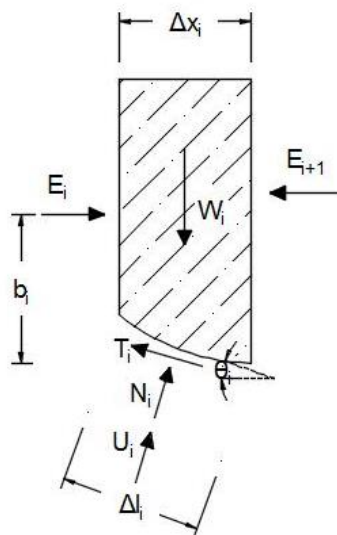
5) Θεωρία της Απλοποιημένης Μεθόδου Bishop

Η απλοποιημένη μέθοδος Bishop είναι μία απλή αριθμητική μέθοδος προσδιορισμού του συντελεστή ασφάλειας αστοχίας εδαφικών πρανών. Η μέθοδος αυτή βασίζεται στον διαχωρισμό κάθε δοκιμαστικής κυκλικής επιφάνειας αστοχίας σε λωρίδες (Σχήμα). Η αντοχή σε ολίσθηση κάθε λωρίδας δίνεται από την αντίσταση τριβής κατά Coulomb.



Εικόνα 10-30: Απλοποιημένη μέθοδος Bishop

Στο Σχήμα φαίνονται οι δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε μία λωρίδα.



Εικόνα 10-31: Δυνάμεις λωρίδας

Η βασική παραδοχή αυτής της μεθόδου είναι ότι η συνισταμένη των πλευρικών δυνάμεων E έχει οριζόντια διεύθυνση. Σε αυτή την περίπτωση η ορθή δύναμη N_i που ασκείται στην βάση της λωρίδας i υπολογίζεται από την ισορροπία των κατακόρυφων

δυνάμεων της λωρίδας. Ο συντελεστής ασφάλειας FS υπολογίζεται από την ισορροπία των ροπών του ολισθαίνοντος πρίσματος ως προς τον πόλο Ω

Για μια τυχαία λωρίδα I προκύπτει:

$$N_i = W_i / \cos(\theta_i) - U_i - T_{i,ULT} \tan(\theta_i) / FS$$

$$T_i = T_{i,ULT} / FS$$

Ο συντελεστής ασφάλειας έχει την μορφή:

$$FS = \sum_1^n R \cdot T_{i,ULT} / \sum_1^n W_i \cdot X_{w,i}$$

και προκύπτει:

$$FS = \sum_1^n [c_i \Delta x_i + \tan \varphi_i (W_i - u_i \Delta x_i)] / m_i(\theta_i, FS) / \sum_1^n W_i \sin(\theta_i)$$

Όπου:

$$m_i(\theta_i, FS) = \cos \theta_i [1 + (\tan \theta_i \tan \varphi_i) / FS]$$

Βιβλιογραφία

- 1) ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΛΙΜΕΝΙΚΑ ΕΡΓΑ Κωνσταντίνος Μέμος ΑΘΗΝΑ 2008
- 2) ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ Γεώργιος Γκαζέτας ΑΘΗΝΑ 2009
- 3) ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ Μιχαήλ Καββαδάς ΑΘΗΝΑ 2008
- 4) ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού & Κατασκευής Τομος Ι Σ.Δ.Κωστόπουλος
- 5) ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ Γ. Γκαζέτας Γ. Μπουκοβάλας Μ. Καββαδάς Ν. Γερόλυμος
- 6) ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ Μ. Παπαδρακάκης
- 7) SHEET PILING HANDBOOK ThyssenKrupp-Bautechnik
- 8) ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 2
- 9) ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7
- 10) ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8
- 11) EAU 2004 , 8th Edition , Recommendations of the committee for waterfront structures harbours and waterways
- 12) Shear strength of reinforced concrete circular cross-section beams
http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952012000600004

Λογισμικό

- i) Rockscience: Slide 5.0
- ii) Opensees
- iii) Plaxis 8.2-8 professional