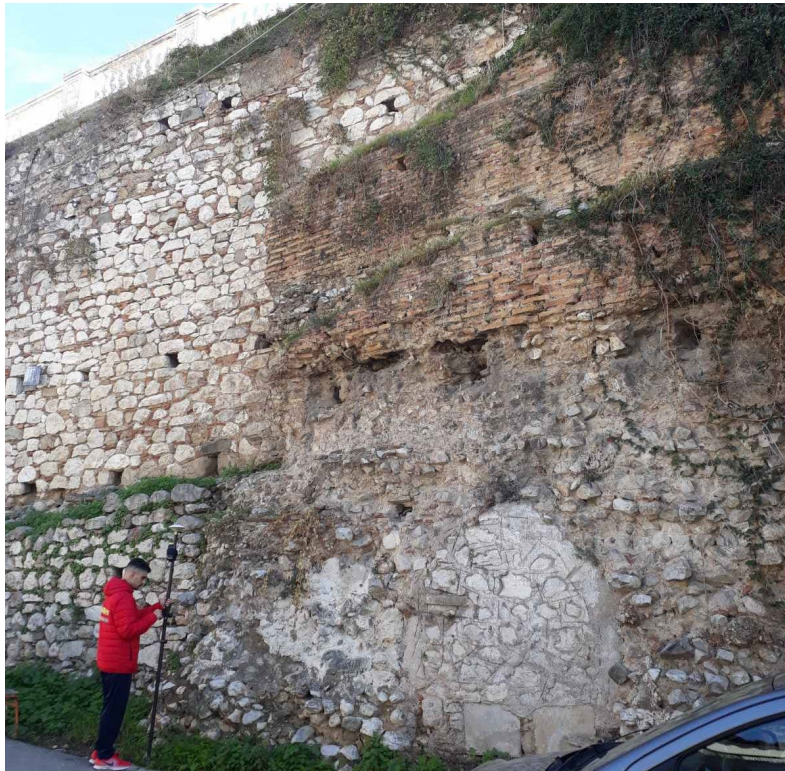


ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΑΛΗΜΜΑΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΝ
ΣΤΗΝ ΑΡΧΑΙΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΤΟ ΒΥΖΑΝΤΙΟ**



ΕΙΣΗΓΗΤΗΣ – ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ :
Βγενοπούλου Ειρήνη
Καθηγήτρια ΠΑ.ΠΕΛ.

ΦΟΙΤΗΤΗΣ :
Πρίντζης Παναγιώτης Α.Μ. 7358
Μπόμπολα Ολυμπία Α.Μ. 7119

ΠΑΤΡΑ, 2022

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Ολοκληρώνοντας την Πτυχιακή Εργασία μας αισθανόμαστε την ανάγκη να ευχαριστήσουμε την επιβλέπουσα καθηγήτρια της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας, την κυρία Βγενοπούλου Ειρήνη, καθηγήτρια της Σχολής Τεχνολογικών Εφαρμογών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου, για την πολύτιμη βοήθεια που μου προσέφερε κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας, για τη συνεχή καθοδήγησή της και την υπομονή της.

Πάτρα, 2022

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία πραγματεύεται τους αναλληματικούς τοίχους με περίπτωση μελέτης τον αναλληματικό τοίχο που βρίσκεται στο κάτω μέρος των Υψηλών Αλωνίων της Πάτρας, ο οποίος έχει κηρυχθεί και αρχαιολογικός χώρος.

Η εργασία είναι δομημένη σε τέσσερα κεφάλαια. Στο πρώτο κεφάλαιο αναφέρονται έργα και τα υλικά της ρωμαϊκής περιόδου διότι είναι και η περίοδος κατασκευής της περίπτωσης μελέτης, του αναλληματικού τοίχου που βρίσκεται στο κάτω μέρος των Υψηλών Αλωνίων της Πάτρας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι διάφορες περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης καθώς και οι βασικές θεωρίες που τις διέπουν.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά η περίπτωση μελέτης του αναλληματικού τοίχου που βρίσκεται στο κάτω μέρος των Υψηλών Αλωνίων της Πάτρας, καθώς και οι ενέργειες που πραγματοποιήθηκαν για την συλλογή των δεδομένων.

Τέλος, στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι υπολογισμοί ευστάθειας της περίπτωσης μελέτης του αναλληματικού τοίχου που βρίσκεται στο κάτω μέρος των Υψηλών Αλωνίων της Πάτρας και τα συμπεράσματα αυτών. Οι πράξεις έχουν γίνει με την βοήθεια αρχείου excel.

ΥΠΕΥΘΥΝΗ ΔΗΛΩΣΗ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ :

Οι κάτωθι υπογεγραμμένοι σπουδαστές έχουμε επίγνωση των συνεπειών του Νόμου περί λογοκλοπής και δηλώνουμε υπεύθυνα ότι είμαστε συγγραφείς αυτής της Πτυχιακής Εργασίας, αναλαμβάνοντας την ευθύνη επί ολοκλήρου του κείμενου, έχουμε δε αναφέρει στη Βιβλιογραφία μας όλες τις πηγές τις οποίες χρησιμοποιήσαμε και λάβαμε ιδέες ή δεδομένα.

Δηλώνουμε επίσης ότι, οποιοδήποτε στοιχείο ή κείμενο το οποίο έχουμε ενσωματώσει στην εργασία μας προερχόμενο από βιβλία ή άλλες εργασίες ή το διαδίκτυο, γραμμένο ακριβώς ή παραφρασμένο, το έχουμε πλήρως αναγνωρίσει ως πνευματικό έργο άλλου συγγραφέα και έχουμε αναφέρει ανελλιπώς το όνομα του και την πηγή προέλευσης.

Οι σπουδαστές :

Πρίντεζης Παναγιώτης

Ολυμπία Μπόμπολα

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	2
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	3
ΥΠΕΥΘΥΝΗ ΔΗΛΩΣΗ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ :	4
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ.....	5
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΡΩΜΑΪΚΗ ΠΕΡΙΟΔΟΣ – ΕΡΓΑ -ΥΛΙΚΑ	6
1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ	6
1.2 ΥΛΙΚΑ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΡΩΜΑΪΚΗΣ ΠΕΡΙΟΔΟΥ.....	7
1.3 ΑΝΑΛΛΗΜΑΤΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ (ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ).....	9
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	16
2.1 ΓΕΝΙΚΑ - ΟΡΙΣΜΟΙ	16
2.2. ΘΕΩΡΙΑ COULOMB- ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗ ΩΘΗΣΗ.....	24
2.3. ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	40
2.4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ	44
2.5. ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ (ΠΕΤΑΣΜΑΤΑ)	50
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ – ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	58
3.1. ΣΤΟΙΧΕΙΑ - ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ.....	58
3.2. ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ.....	60
3.3. ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΝΑΛΛΗΜΜΑΤΙΚΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΠΑΤΡΩΝ	62
3.4. ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ	63
3.5. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	66
.....	67
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.	68
4.1. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ	68
4.2. ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	68
4.3. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	81
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	82
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ – ΣΧΕΔΙΩΝ – ΠΙΝΑΚΩΝ - ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....	83

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΡΩΜΑΪΚΗ ΠΕΡΙΟΔΟΣ – ΕΡΓΑ -ΥΛΙΚΑ

1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Με τον όρο ρωμαϊκή τέχνη¹ αναφερόμαστε στο σύνολο της καλλιτεχνικής δημιουργίας στην αρχαία Ρώμη, κυρίως κατά την περίοδο της Ρωμαϊκής αυτοκρατορίας. Ενσωματώνει στοιχεία δανεισμένα από την ετρουσκική και την ελληνική καλλιτεχνική παράδοση. Αυτό ερμηνεύεται εύκολα, αν θυμηθούμε ότι για πολύ καιρό οι Ρωμαίοι έζησαν κάτω από ετρουσκική επίδραση και ότι με την επέκτασή τους προς την κεντρική και νότια Ιταλία και Σικελία (τον 3ο αιώνα π.Χ.) ήρθαν σε άμεση γνωριμία με την ελληνική τέχνη. Είναι ακόμη γνωστό ότι από τον 2ο αιώνα π.Χ. οι Ρωμαίοι στρατηγοί όταν γύριζαν από νικηφόρες εκστρατείες στην Ανατολή, συνήθιζαν να κοσμούν το «θρίαμβο» τους με έργα ελληνικής τέχνης και ότι ο θαυμασμός των πλουσίων Ρωμαίων για την ελληνική τέχνη και η επιθυμία τους να στολίζουν τα σπίτια τους με έργα ελληνικά, τους οδήγησε στην αντιγραφή φημισμένων έργων ελληνικής τέχνης. Με τον τρόπο αυτό, οι Ρωμαίοι βοήθησαν να διατηρηθεί ζωντανή η ελληνική καλλιτεχνική παράδοση που επρόκειτο αργότερα να εξαπλωθεί ως ελληνορωμαϊκή τέχνη σε όλη τη ρωμαϊκή αυτοκρατορία και να παίξει ρόλο αποφασιστικό στη μελλοντική εξέλιξη της ευρωπαϊκής τέχνης.

Στην τελευταία περίοδο της δημοκρατίας, η ρωμαϊκή τέχνη διαμόρφωσε καθαρά το δικό της χαρακτήρα: τα ρωμαϊκά έργα, μολονότι φιλοτεχνούνται από Έλληνες καλλιτέχνες και έχουν τη σφραγίδα της ελληνικής επίδρασης, εμπνέονται από τις ρωμαϊκές παραδόσεις και εκφράζουν τα ρωμαϊκά ιδανικά, π.χ. την προτίμηση για το επιβλητικό οικοδόμημα και την πλούσια διακόσμηση.

Η αρχιτεκτονική είναι η τέχνη που εκφράζει περισσότερο από όλες τις άλλες το ρωμαϊκό πνεύμα. Οι Ρωμαίοι δανείστηκαν από τους Ετρούσκους την πολεοδομία, την τειχοποιία, την τοξωτή ασπίδα κ.α., ενώ από την Ελλάδα πήραν το κορινθιακό κιονόκρανο συνδυασμένο με ιωνικά στοιχεία. Παράλληλα, προσέθεσαν νέα υλικά και νέες μεθόδους στην οικοδομική κατορθώνοντας έτσι να κατασκευάσουν μεγάλα οικοδομήματα, με ξεχωριστά ρωμαϊκά γνωρίσματα που συνδύαζαν το θόλο, την ασπίδα και τους ελληνικούς διακοσμητικούς ρυθμούς. Ιδιαίτερα πρέπει να τονιστεί πως οι Ρωμαίοι-άνθρωποι περισσότερο πρακτικοί- προτιμούσαν τα έργα που εξυπηρετούσαν τις ανάγκες του Κράτους: γέφυρες, υδραγωγεία, δρόμους και κατασκευές στερεές που να αφηφούν το χρόνο και να εκφράζουν το μεγαλείο της Ρώμης. Αργότερα βέβαια

1

https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A1%CF%89%CE%BC%CE%B1%CF%8A%CE%BA%CE%AE_%CF%84%CE%AD%CF%87%CE%BD%CE%B7

έχτιζαν και έργα που είχαν κύριο στόχο τους τη προσφορά ανέσεων και ψυχαγωγίας στο λαό, όπως θέατρα, αμφιθέατρα, ιπποδρόμους, θέρμες και βιβλιοθήκες.

Στα χρόνια της αυτοκρατορίας και λίγο νωρίτερα, η Ρώμη παρουσίασε μεγάλη οικοδομική δραστηριότητα: νέες πόλεις χτίζονται, ενώ η πρωτεύουσα ανοικοδομείται και στολίζεται με αγορές, θέατρα και ναούς. Οι οικοδομές χτίζονται με τούβλα και επικαλύπτονται με πολύχρωμα μάρμαρα. Ο Αύγουστος στολίζει την αγορά (forum) με μεγαλόπρεπα κτίρια, κύρια έκφραση του αυτοκρατορικού γοήτρου. Στα χρόνια των Φλαβίων χτίζεται το Κολοσσαίο, ένα τεράστιο αμφιθέατρο. Αξιοθαύμαστο για το μέγεθος και τη μεγαλοπρέπεια του είναι το Πάνθεον, έργο των χρόνων του Αδριανού. Μεγάλη επιτυχία γνώρισε ένας νέος τύπος μνημείου, η θριαμβική αψίδα. Ορθωνόταν για την υποδοχή των θριαμβευτών και την ανάμνηση των πολεμικών θριάμβων της Ρώμης. Από τον 3ο αι. μ. Χ. κι έπειτα, εγκαταλείπονται οι ελληνικοί ρυθμοί στην αρχιτεκτονική και κάνουν την εμφάνισή τους εκείνα τα στοιχεία που θα επικρατήσουν αργότερα στη βυζαντινή τέχνη. Οι Ρωμαίοι δείχνουν προτίμηση για επιβλητικά δημόσια οικοδομήματα, όπως βασιλικές στοές, θέρμες κτλ. Τυπικά δείγματα αποτελούν οι θέρμες του Καρακάλλα και του Διοκλητιανού. Η αρχιτεκτονική ήταν η τέχνη με την οποία ασχολήθηκαν ιδιαίτερα οι Ρωμαίοι. Ιδιαίτερα την εποχή του Αυγούστου και μετά, η εξέλιξη της ήταν μεγάλη. Εξυπηρέτησε περισσότερο από οποιαδήποτε άλλη μορφή τέχνης το μεγαλείο της Ρώμης και διευκόλυνε παράλληλα την ζωή των υπηκόων της αυτοκρατορίας.

Η κατασκευή μεγάλου αριθμού έργων σε όλη την αυτοκρατορία έφερε οικονομική ανάπτυξη. Οι Αντωνίνοι αλλά και άλλοι αυτοκράτορες φρόντισαν ιδιαίτερα την κατασκευή έργων κοινής ωφέλειας στις επαρχίες, όπως γέφυρες, υδραγωγεία, αγορές, θέρμες, νυμφαία, ωδεία, βιβλιοθήκες.

1.2 ΥΛΙΚΑ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΡΩΜΑΪΚΗΣ ΠΕΡΙΟΔΟΥ

Γέφυρες ²

Οι Ρωμαίοι ήταν οι πλέον επαγγελματίες κατασκευαστές γεφυρών, αφήνοντας πίσω τους μια κληρονομιά από εκατοντάδες γέφυρες, τις οποίες μπορεί κανείς να δει ακόμα και σήμερα. Από αυτές, οι οποίες ακόμη υπάρχουν, η Pons Fabricius στην πόλη της Ρώμης έχει μια από τις καλύτερες κατασκευές.

Οι γέφυρες ορίζονται απλά, ως μια κατασκευή, η οποία προωθεί το συνεχές πέρασμα πάνω από μια μάζα ύδατος, από ένα δρόμο, μία κοιλάδα ή άλλα εμπόδια.

Η πρώτη γέφυρα που κατασκευάστηκε από άνθρωπο ήταν, κατά πάσα πιθανότητα, ένα κούτσουρο χρησιμοποιούμενο για να διασχίσει ένα ρέμα. Σταδιακά, ο άνθρωπος ανέπτυξε τις μηχανικές ιδιότητες και ο σχεδιασμός και η κατασκευή των

² <http://8gym-perist.att.sch.gr/Programes/Via%20Romana/bridges.htm>

γεφυρών προόδευσε ραγδαία, έτσι από ένα απλό ξύλινο μαδέρι – γέφυρα οδηγείται σε ανώτερες κατασκευές, όπως είναι οι πέτρινες αψιδωτές γέφυρες και πολύ αργότερα, γέφυρες με πλαϊνά υποστηρίγματα.

Αν και άλλοι πολιτισμένοι λαοί, συμπεριλαμβανομένων και των Αιγυπτίων και των Βαβυλωνίων κατασκεύασαν γέφυρες, είναι ευρύτερα αποδεκτό ότι η ρωμαϊκή κοινωνία είναι η πρώτη, που απέκτησε ειδικότητα στο σχεδιασμό και την κατασκευή γεφυρών. Η παλαιότερη γνωστή ονομαστή γέφυρα κατασκευάστηκε στη Ρώμη κατά τον 6ο π.Χ. αιώνα και ονομάστηκε Pons Sublicius.

Η Pons Sublicius είναι φτιαγμένη από ξύλα, σε αντίθεση προς τη λαϊκή εσφαλμένη αντίληψη ότι όλες οι ρωμαϊκές γέφυρες φτιάχτηκαν με ξύλα, αλλά δεν έχουν σωθεί αρκετές ξύλινες γέφυρες και χάθηκαν αρκετά, γιατί η ξυλεία είναι φθαρτή. Δείγματα από τέτοιες ξύλινες γέφυρες μπορεί πάντως να δει κάποιος σε πολυάριθμες απεικονίσεις και ειδικότερα στη στήλη του Τραϊανού.

Οι ξύλινες γέφυρες ήταν βέβαια ο σκελετός της ρωμαϊκής κατασκευής γεφυρών, αλλά οι κατασκευές οι οποίες υπάρχουν, είναι εκείνες οι κατασκευασμένες από πέτρα. Μερικές από αυτές τις λιθόκτιστες γέφυρες έχουν αντέξει πάνω από 2000 χρόνια τη συνεχή πίεση και μερικές από αυτές ακόμα εξυπηρετούν ως βιώσιμα μέσα μεταφορών. Αυτό είναι μια διαθήκη των ρωμαϊκών κατασκευαστών γεφυρών και μια υπερβολικά προσεκτική μέθοδος, με την οποία αυτοί κατασκεύαζαν αυτές τις γέφυρες.

Οι Ρωμαίοι κατασκεύαζαν τις γέφυρες τους σε 4 στάδια, όχι διαφορετικά από ότι σήμερα. Τα στάδια κατασκευής μιας γέφυρας ήταν: α) η μελέτη και σχεδιασμός της γέφυρας, β) το κόψιμο της πέτρας, που χρησιμοποιούσαν στις αψίδες, γ) η κατασκευή των στηριγμάτων, το χτίσιμο των θεμελίων και της βάσης για την ενδιάμεση υποστήριξη και η κατασκευή των αψίδων και δ) ολοκλήρωση με διακοσμητικά στοιχεία.

Υδραγωγεία³

Οι αρχαίες πόλεις χτίζονταν συνήθως σε μέρη όπου υπήρχε άφθονο νερό, και το μετέφεραν με αγωγούς στις δημόσιες βρύσες ή λουτρά. Όταν το ανάγλυφο του εδάφους δεν ευνοούσε για έναν απλό επιφανειακό αγωγό ή οι ανάγκες της πόλης δεν καλύπτονταν από την κοντινότερη πηγή ή πηγές, τότε άρχισαν να εμφανίζονται τα πρώτα υδραγωγεία.

Πριν προχωρήσουν στην κατασκευή ενός υδραγωγείου, οι μηχανικοί της εποχής αξιολογούσαν την ποιότητα του νερού που σκόπευαν να εκμεταλλευτούν εξετάζοντας τη διαύγεια, το ρυθμό ροής, τη γεύση του καθώς και τη φυσική κατάσταση των ντόπιων

3

https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A5%CE%B4%CF%81%CE%B1%CE%B3%CF%89%CE%B3%CE%B5%CE%AF%CE%BF#%CE%A1%CF%89%CE%BC%CE%B1%CF%8A%CE%BA%CE%AC_%CE%A5%CE%B4%CF%81%CE%B1%CE%B3%CF%89%CE%B3%CE%B5%CE%AF%CE%B1

που ήδη έπιναν από αυτό το νερό. Αν τελικά επιλεγόταν η τοποθεσία, τότε οι μηχανικοί, αυτοί, υπολόγιζαν τη βέλτιστη διαδρομή, την κλίση του αγωγού, το μέγεθος και το μήκος του καναλιού. Το εργατικό δυναμικό αποτελούνταν από εργάτες ή σκλάβους ανάλογα την εποχή και την τοποθεσία και αποτελούνταν συνήθως από πάρα πολλά άτομα. Στην Ελλάδα η εμφάνιση των υδραγωγείων συμπίπτει και με την ανάπτυξη των υδραυλικών κονιαμάτων, καθώς έπρεπε να αντέχουν στο χρόνο και η αποπεράτωσή τους ήταν πολυετής, γεγονός που τα καθιστούσε πολυδάπανα — ιδίως αν απαιτούνταν αψίδες. Οι Ρωμαίοι εξελίσσοντας και τα δύο, τα υδραυλικά κονιάματα και το σχεδιασμό των υδραγωγείων, εισήγαγαν τις αψίδες στην κατασκευή τους και έφτιαξαν σπουδαία έργα που διατηρούνται έως σήμερα.

Επίσης, τα υδραγωγεία χρειάζονταν συντήρηση και προστασία. Σε κάποια δεδομένη στιγμή, η πόλη της Ρώμης απασχολούσε περίπου 700 άτομα για τη φροντίδα τους. Από το στάδιο του σχεδιασμού, υπήρχε πρόνοια για τη συντήρηση των υδραγωγείων. Λόγου χάρη, ανθρωποθυρίδες και φρεάτια καθιστούσαν εφικτή την πρόσβαση στα υπόγεια τμήματα των υδραγωγείων. Και όταν απαιτούνταν εκτεταμένες επισκευές, οι μηχανικοί μπορούσαν προσωρινά να κάνουν εκτροπή της πορείας του νερού, ώστε να παρακάμπτεται το τμήμα που είχε υποστεί ζημιά.

1.3 ΑΝΑΛΗΜΑΤΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ (ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ)

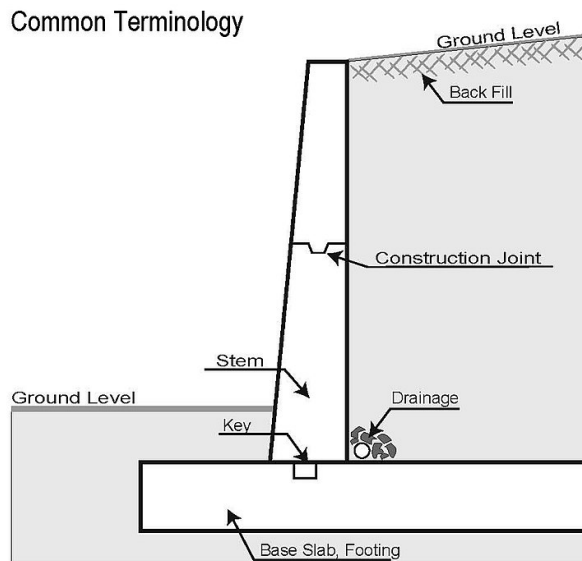
Ορισμός

Ως αναλημματικός τοίχος⁴ ή απλά ανάλημμα στην αρχιτεκτονική και στην αρχαιολογία ορίζεται τοίχος που κατασκευάζεται συνήθως σε έδαφος υπό κλίση. Από στατική άποψη η κατασκευή αναλήμματος βοηθά στην συγκράτηση του εδάφους από την διάβρωση δημιουργώντας παράλληλα ισόπεδες επιφάνειες. Η συγκεκριμένη δομή είναι σχεδιασμένη και κατασκευασμένη ώστε να αντιστέκεται στην πλευρική πίεση του εδάφους, όταν υπάρχει επιθυμητή αλλαγή στο ύψος, που υπερβαίνει την γωνία ανάπαυσης του εδάφους.

Κάθε αναλημματικός τοίχος υποστηρίζει μια εδαφική σφήνα. Η σφήνα ορίζεται ως το έδαφος το οποίο εκτείνεται πέρα από την επιφάνεια αστοχίας του τύπου εδάφους που υπάρχει στη θέση του τοίχου και μπορεί να υπολογισθεί όταν είναι γνωστή η γωνία τριβής του εδάφους. Καθώς η απόκλιση του τοίχου αυξάνεται, το μέγεθος της ολισθαίνουσας σφήνας μειώνεται. Αυτή η μείωση ανακουφίζει και την πίεση στον τοίχο αντιστήριξης.

4

https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%91%CE%BD%CE%B1%CE%BB%CE%B7%CE%BC%CE%BC%CE%B1%CF%84%CE%B9%CE%BA%CF%8C%CF%82_%CF%84%CE%BF%CE%AF%CF%87%CE%BF%CF%82



Εικόνα 1. Σκαρίφημα αναλημματικού τοίχου.

Αναλημματικός τοίχος Υψηλών Αλωνιών Πάτρας:

Ο Αναλημματικός τοίχος των Υψηλών Αλωνίων⁵ στην Πάτρα είναι τοίχος κατασκευασμένος στα ρωμαϊκά χρόνια που διασώζεται και σήμερα. Ο τοίχος αυτός έχει δεχτεί στο πέρασμα των αιώνων προσθήκες, όπως στις αρχές του 19ου αιώνα με την ισοπέδωση του υψώματος των Ψηλαλωνίων που δέχτηκε πετρόκτιστη προσθήκη κατά ύψος, στην ρίζα του οποίου βρίσκεται, και δημιουργία πλατείας αλλά και την κατασκευή των καταφυγίων.

Ο τοίχος έχει μήκος 70 περίπου μέτρα. Πιθανότατα χτίστηκε στα χρόνια του Ρωμαίου αυτοκράτορα Νέρωνα και η κυρίως χρήση του ήταν για να συγκρατεί τα χώματα του τότε λόφου των Ψηλαλωνίων ενώ πιθανολογείται ότι αποτελούσε και τμήμα οχύρωσης της πόλης αλλά και τμήμα του τεχνητού λιμανιού που

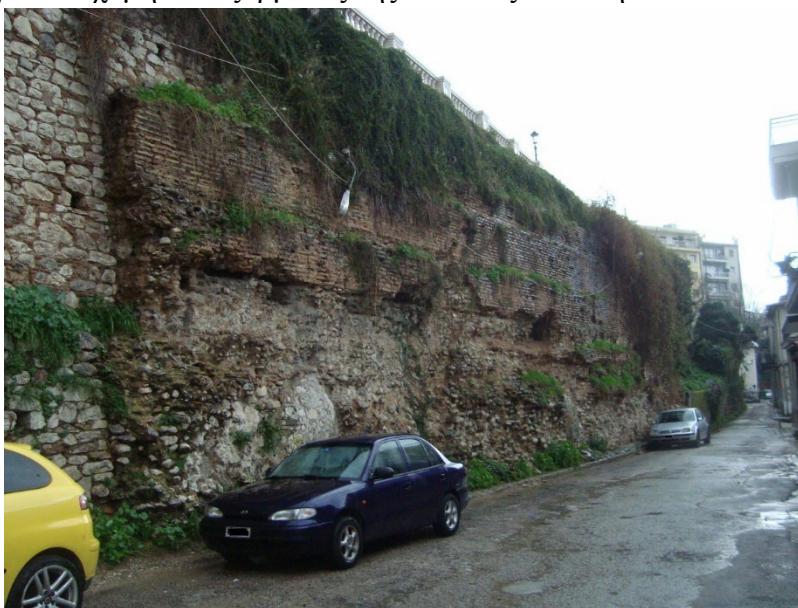
5

https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%91%CE%BD%CE%B1%CE%BB%CE%B7%CE%BC%CE%BC%CE%B1%CF%84%CE%B9%CE%BA%CF%8C%CF%82_%CF%84%CE%BF%CE%AF%CF%87%CE%BF%CF%82_%CE%A5%CF%88%CE%B7%CE%BB%CF%8E%CE%BD_%CE%91%CE%BB%CF%89%CE%BD%CE%AF%CF%89%CE%BD_%CE%A0%CE%AC%CF%84%CF%81%CE%B1%CF%82

κατασκευάστηκε την ίδια εποχή από τους Ρωμαίους. Κάποιοι περιηγητές του 17ου και 18ου αιώνα τον πέρασαν για ερείπια αμφιθεάτρου, ο Γάλλος περιηγητής Ολιβέριος τον 18ο αιώνα αναφέρει ότι πάνω στον τοίχο και κατά μήκος του υπήρχαν μεταλλικοί κρίκοι που έδεναν στην αρχαιότητα τα πλοία, την ίδια πληροφορία επιβεβαίωσε ο Πούκεβιλ όπου αναφέρει ότι είδε κάποιους κρίκους.

Ο αναλημματικός τοίχος των Ψηλών Αλωνίων συμπεριλαμβάνεται στα τεχνικά έργα των Ρωμαίων (λιμάνι, δρόμοι, γέφυρες, τοίχοι) τα οποία μαζί με τα σημαντικά κτίρια της πόλης εκείνη την εποχή “μαρτυρούν όχι μόνο τον πλούτο της Πάτρας κατά τη Ρωμαϊκή Περίοδο, αλλά και τον πλήρη εκρωμαϊσμό της πόλης, που αποδεικνύεται από την επικράτηση της ρωμαϊκής αρχιτεκτονικής και των ρωμαϊκών δομικών συστημάτων (opus reticulatum, opus mixtum, opus testaceum, κλπ.), όσο και από το πλήθος των ρωμαϊκών επιγραφών που κυριαρχούν τον 10ο και 20ο αιώνα μ.Χ.....”

Η άλλη σημαντική παρέμβαση των Ρωμαίων ήταν η κατασκευή αναλημματικών⁶ τοίχων σε αρκετές περιοχές της Πάτρας, ώστε να αξιοποιηθεί προς χρήση όλη η έκταση της πόλης. Η ελληνιστική Πάτρα ήταν ιδρυμένη στις νότιες υπώρειες του λόφου της ακρόπολης, οι οποίες έσβηναν στο ύψος της σημερινής οδού Γούναρη, απ’ όπου άρχιζε η ήπια πλαγιά του χαμηλού εξάρματος της πλατείας των Ψηλών Αλωνίων.



Εικόνα 2. Τοίχος στα Ψηλά Αλώνια.

Οι Ρωμαίοι κατασκεύασαν αναλημματικούς τοίχους, τόσο προς Νότια της Ακρόπολης, όσο και προς δύση αυτής, προς τη σημερινή οδό Αγ. Γεωργίου στην περιοχή που είναι γνωστή ως Γεντή Αγά και δημιούργησαν αλλεπάλληλα άνδρα είτε για την καλύτερη προσαρμογή σε επίπεδες εκτάσεις των ρωμαϊκών κτιρίων, είτε για τη συγκράτηση χαλαρών υπερκείμενων χωμάτων, είτε για τη συγκράτηση

6

https://www.academia.edu/9962413/M._Petropoulos_Roman_interventions_in_the_city-plan_of_Patras

οδοστρωμάτων. Οι αναλημματικοί τοίχοι προς τη δυτική πλευρά της ακρόπολης ξεκινούν από την περιοχή του Καραμανδάνειου Βρεφοκομείου και φθάνουν έως και τη γωνία των οδών Ερμού και Καραϊσκάκη.

Αναλημματικοί τοίχοι συναντώνται και στην υπόλοιπη πόλη, που ομαλοποιούσαν λιγότερο επικλινή εδάφη.

Όσον αφορά τον χρόνο κατασκευής των αναλημματικών τοίχων, κάποιος από αυτούς, για τους οποίους διαθέτουμε χρονολογικά στοιχεία, φαίνεται ότι ξεκίνησαν ήδη από την εποχή του Αυγούστου. Οι περισσότεροι δε είναι κατασκευασμένοι κατά το *opus reticulatum* και οι υπόλοιποι κατά το *opus testaceum*.

Αρχαία Νικόπολη Πρεβέζης ⁷

Στη σημερινή χερσόνησο της Πρέβεζας, στη νοτιοδυτική Ήπειρο και σε απόσταση μόλις 6 χλμ. από την πρωτεύουσα του ομώνυμου Νομού, ανεγέρθηκε από τον Οκταβιανό Αύγουστο -σε ανάμνηση της Νίκης του επί του Μάρκου Αντωνίου και της Κλεοπάτρας στη ναυμαχία του Ακτίου το 31 π.Χ.- η Νικόπολη.

Βόρεια της πόλης, έξω από τα τείχη της, στην περιοχή του «εν άλσει Προαστείου» και στις υπώρειες του λόφου του Μιχαλιτσίου, διατηρείται σε αρκετά καλή κατάσταση το θέατρο της Νικόπολης. Η περιοχή του «Προαστείου» με τα δημόσια οικοδομήματα φαίνεται ότι εντυπωσίασε πλήθος περιηγητών, των οποίων αναφορές και περιγραφές συμπεριέλαβαν στα ταξιδιωτικά τους συγγράμματα. Πολύ σημαντικές πληροφορίες για το Θέατρο αντλούμε από το έργο του W.M. Leake, που επισκέφθηκε την περιοχή στις αρχές του 19ου αιώνα, ενώ για την κάτοψη του μνημείου όλες οι περιγραφές βασίζονται στο σχέδιο του T.L. Donaldson.

Το μνημείο έχει νοτιοδυτικό προσανατολισμό με πανοραμική θέα προς τη Νικόπολη, τον Αμβρακικό Κόλπο και το Ιόνιο Πέλαγος. Η ανέγερσή του εντάσσεται στο οικοδομικό πρόγραμμα του Οκταβιανού και συνδέεται με την αναβίωση των Ακτίων, στους οποίους συμπεριλήφθηκαν και μουσικοί αγώνες, ενώ σημαντικές εργασίες επισκευής και ανακατασκευής πραγματοποιήθηκαν κατά τους επόμενους αιώνες.

Το μνημείο χαρακτηρίζεται από τον ιδιότυπο συγκερασμό στοιχείων της ελληνικής και ρωμαϊκής αρχιτεκτονικής. Το κοίλο του θεάτρου, διαμέτρου 96 μ., αναπτύσσεται -κατά τα ελληνικά πρότυπα- τόσο στο φυσικό πρηνές του λόφου, όσο και σε λιθόκτιστες υποδομές, σύμφωνα με το ρωμαϊκό σύστημα στήριξης. Για την έδραση του άνω τμήματος του κοίλου κατασκευάστηκαν τρεις επάλληλες θολωτές ημικυκλικής κάτοψης, στοές με αυξανόμενο ύψος από την εσωτερική στην εξωτερική. Η εξωτερική στοά ήταν απροσπέλαστη, ενώ οι δύο εσωτερικές χρησίμευαν και ως διάδρομοι της κίνησης των επισκεπτών. Περιμετρικά του κοίλου εξωτερικά -για την καλύτερη προστασία του μνημείου- κατασκευάστηκε ψηλός καμπύλος τοίχος, ο οποίος

⁷ <https://diazoma.gr/theaters/archαιο-theatro-nikopolis/>

κατά διαστήματα ενισχύονταν με αντηρίδες, που έφεραν τις ωθήσεις της κατασκευής. Στα άκρα και στο μέσον του εν λόγω τοίχου ανοίγονταν τρεις είσοδοι προς το κοίλο. Στο ανώτατο τμήμα του κοίλου δημιουργείται περιμετρική στοά με ανοίγματα και κόγχες.



Εικόνα 3. Τοίχος στη Νικόπολη Πρεβέζης



Εικόνα 4. Το θέατρο της Νικόπολης. Άποψη του νότιου αναλημματικού τοίχου. Διακρίνονται τα κενά του θύρακα.

Κύθνου της νήσου των Κυκλάδων⁸

Στις ανασκαφές που πραγματοποιήθηκαν αποκαλύφτηκε ένας αναλημματικός τοίχος που σώζεται αποσπασματικά. Εκκινεί από τη ΝΑ γωνία του ανδρήρου του ναού και καταλήγει λοξά στον οχυρωματικό περίβολο. Ίσως αντιπροσωπεύει το αρχικό Ανατολικό όριο του τεμένους, πριν την κατασκευή του τείχους. Ένας δεύτερος πρόχειρος τοίχος αντιστήριξης εκκινεί από την ίδια γωνία του ανδρήρου και βαίνει κάθετα προς το τείχος (προφανώς χρησίμευε για τη συγκράτηση του αποθέτη).



Εικόνα 5. Ερευνητική ομάδα.

⁸ <http://extras.ha.uth.gr/kythnos/index.php?page=report-2005>



Εικόνα 6. Εκσκαφή τοίχου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ - ΟΡΙΣΜΟΙ

Πλευρικές εδαφικές πιέσεις και κατασκευές αντιστήριξης

Στόχοι:

1. Να εκτιμηθεί ότι η οριζόντια πίεση που δρα σε έναν τοίχο προσδιορίζεται από το μέγεθος και τον τύπο της μετακίνησης, τη δυσκαμψία του τοίχου και το τυχόν υποστήριγμα ή αγκύρωση που υπάρχει.
2. Να κάνει κατανοητή τη θεωρία του Rankine περί ενεργών και παθητικών πιέσεων και του τρόπου που αυτές ενεργοποιούνται από την ύπαρξη της τριβής του τοίχου, τους κεκλιμένους τοίχους, και τις επιφάνειες επιχώσεων.
3. Να κατασκευασθούν τα διαγράμματα ενεργητικών και παθητικών πιέσεων και να γίνει κατανοητή η διαφορά ανάμεσα σε συνθήκες στράγγισης και μη στράγγισης, οι συνέπειες της συνιστώσας της εδαφικής συνοχής, η παρουσία του υδροφόρου ορίζοντα, και τα υπερκείμενα φορτία.
4. Ενημέρωση για την ποικιλία και τα είδη των τοίχων σε διάφορες εφαρμογές.
5. Πραγματοποίηση του ελέγχου ευστάθειας ενός τοίχου βαρύτητας συμπεριλαμβανομένης της αστοχίας λόγω περιστροφής, ανατροπής, φέρουσας πίεσης, και ολίσθησης.
6. Πραγματοποίηση του ελέγχου ευστάθειας διαφραγματικού τοίχου εν προβόλω και διαφραγματικού τοίχου με διαδοκίδα.
7. Να κατανοηθεί ότι ο σχεδιασμός μιας εκσκαφής με αντηρίδες σε πολλές στάθμες βασίζεται σε εμπειρικούς υπολογισμούς.
8. Πραγματοποίηση του ελέγχου εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας μιας οπλισμένης γεωκατασκευής.

Πλευρικές εδαφικές πιέσεις

Η εκτίμηση των εδαφικών πιέσεων βασίζεται γενικά στην ανάλυση ενεργών τάσεων. Η πίεση του νερού των πόρων σε ένα πλήρως κορεσμένο έδαφος είναι υδροστατική, δηλαδή $u_H = u_V = u$, και έτσι υπάρχει μόνο μια τιμή. Η πίεση μέσα στην ορυκτή κοκκώδη δομή (η ενεργός τάση) δεν είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. Η κατακόρυφη ενεργός τάση σε ένα έδαφος μπορεί να ληφθεί από απλή θεώρηση ου βάθος πολλαπλασιασμένου με το φαινόμενο ή βυθισμένο ειδικό βάρος, και χρησιμοποιείται ως κύρια τάση σ'_V . Για το σχεδιασμό κατακόρυφων τοίχων, απαιτείται η οριζόντια ενεργός τάση σ'_H και χρησιμοποιείται ένας συντελεστής K για να συσχετίσει τις δυο τάσεις:

$$K = \frac{\sigma'_H}{\sigma'_V} \quad (2.1)$$

Για να προσδιοριστεί η οριζόντια τάση που δρα σε έναν τοίχο, λαμβάνονται υπόψη διάφοροι παράγοντες αλλά αρχικά ο τοίχος υποτίθεται λείος. Το μέγεθος και το είδος της κίνησης ενός τοίχου έχει μεγάλη επίδραση στις αναπτυσσόμενες οριζόντιες τάσεις, όπως περιγράφεται στη συνέχεια.

Επίδραση της οριζόντιας κίνησης

1. Κατάσταση ηρεμίας

Έστω ένα στοιχείο εδάφους το οποίο βρίσκεται σε ηρεμία, χωρίς καμία κίνηση. Υπάρχει μια κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_V και μια διαφορετική οριζόντια ενεργός τάση σ'_H , που και οι δυο είναι οι κύριες τάσεις και γι' αυτό μπορούν να απεικονιστούν σε έναν κύκλο Mohr. Το έδαφος προφανώς δε βρίσκεται σε κατάσταση αστοχίας, και ο λόγος των τάσεων δίνεται από το συντελεστή ουδέτερης ώθησης K_0 .

2. Οριζόντια διαστολή- ενεργητική πίεση (Θεωρία Rankine)

Αυτή η θεωρία εξετάζει το λόγο των δυο κύριων τάσεων όταν το έδαφος έρχεται σε κατάσταση διατμητικής αστοχίας μέσα στη μάζα του (πλαστική ισορροπία).

Η κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_V στο έδαφος παραμένει σταθερή και, αφού έχει τη μεγαλύτερη τιμή, είναι η μέγιστη κύρια τάση. Καθώς το έδαφος διαστέλλεται οριζόντια όταν ο τοίχος απομακρύνεται από αυτό και ενεργοποιείται το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής του, η οριζόντια τάση στον τοίχο μειώνεται. Όταν ενεργοποιηθεί η αντοχή αστοχίας του εδάφους, η ελάχιστη οριζόντια τάση ονομάζεται ενεργητική πίεση p_a και είναι η ελάχιστη κύρια τάση.

Η κατάσταση αντιπροσωπεύεται από έναν κύκλο Mohr που εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας. Η διατμητική αστοχία συμβαίνει σε γωνίες θ ως προς το κύριο

επίπεδο, ώστε να σχηματιστεί ένα πλέγμα διατμητικών επιπέδων με γωνίες θ ως προς την οριζόντια πίσω από τον τοίχο, όπου:

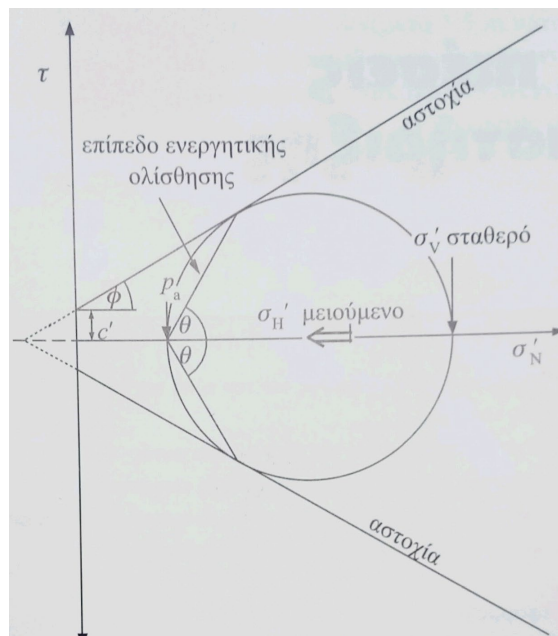
$$\pm\theta = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (2.2)$$

Η οριζόντια τάση ή ενεργητική πίεση ραμπορεί να ληφθεί σε όρους κατακόρυφης τάσης από τη γεωμετρία της περιβάλλουσας αστοχίας Mohr-Coulomb, και συνήθως δίνεται από τη σχέση:

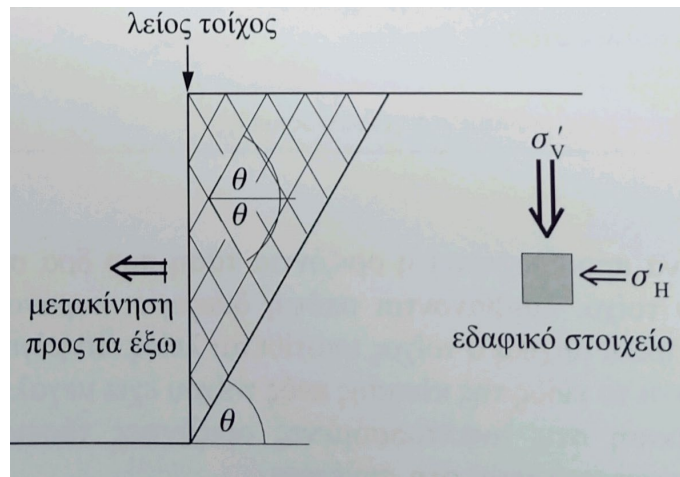
$$\text{ελάχιστο}\sigma'_H = p_a = \sigma'_V K_a - 2c'\sqrt{K_a} \quad (2.3)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.4)$$

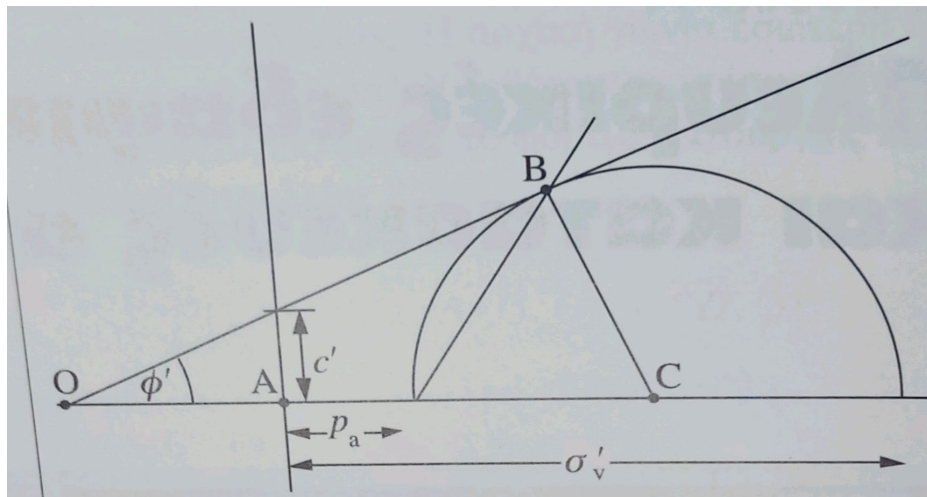
Αυτή η τοπική κατάσταση τάσεων κατά Rankine συμβαίνει μόνο μέσα σε μια σφηνοειδή επιφάνεια οριζόμενη από γωνία θ ως προς την οριζόντιο. Το έδαφος έξω από αυτή τη σφήνα θεωρείται απαραμόρφωτο.



Σχήμα 1. Ενεργητική κατάσταση Rankine



Σχήμα 2. Ενεργητική κατάσταση Rankine



Σχήμα 3. Ενεργητική πίεση Rankine

3. Οριζόντια συμπίεση- παθητική πίεση (Θεωρία Rankine)

Θεωρήστε έναν τοίχο ο οποίος μετακινείται ή ωθείται προς το έδαφος πίσω του. Η κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_v στο έδαφος παραμένει σταθερή αλλά η οριζόντια τάση σ'_H πρέπει να αυξηθεί μέχρι το έδαφος να φτάσει σε κατάσταση πλαστικής ισορροπίας. Η σ'_H θα είναι μεγαλύτερη από τη σ'_v , οπότε η τελευταία θα είναι η μικρότερη κύρια τάση. Η μέγιστη οριζόντια τάση που απαιτείται για να προκαλέσει αστοχία του εδάφους ονομάζεται παθητική πίεση p_p και είναι η μέγιστη κύρια τάση.

Αυτή η κατάσταση μπορεί να αντιπροσωπευθεί από έναν άλλο κύκλο Mohr που εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας. Η διατμητική αστοχία α συμβεί υπό γωνίες θ ως προς το κύριο επίπεδο, ώστε να σχηματιστεί ένα πλέγμα διατμητικών επιπέδων υπό γωνίες θ με την κατακόρυφο, ή $90^\circ - \theta$ με την οριζόντια.

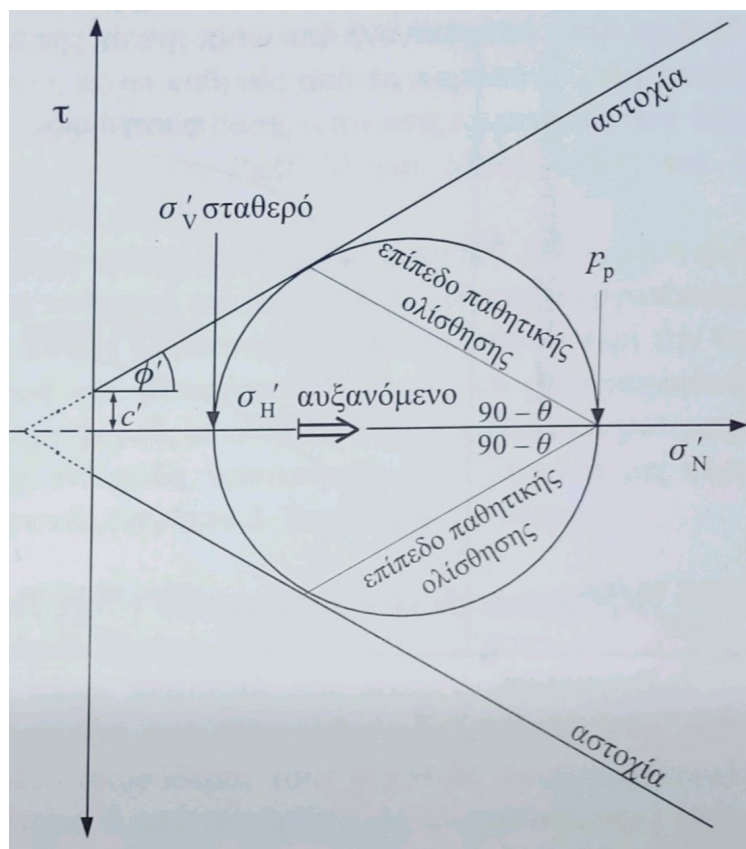
Η οριζόντια τάση ή παθητική πίεση p_p μπορεί να ληφθεί σε όρους κατακόρυφης τάσης από τη γεωμετρία της περιβάλλουσας αστοχίας Mohr- Coulomb. Στην περίπτωση αυτή, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\text{μέγιστο}\sigma'_H = p_a = \sigma'_V K_p - 2c' \sqrt{K_p} \quad (2.5)$$

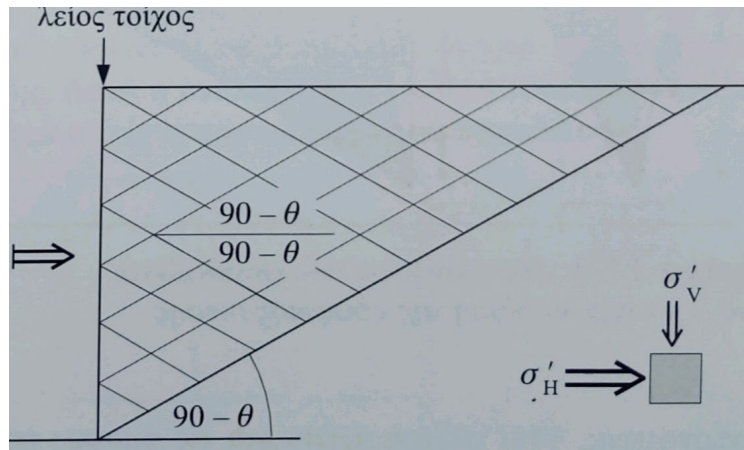
όπου:

$$K_p = \frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.6)$$

Αυτή η τοπική κατάσταση τάσεων κατά Rankine συμβαίνει μόνο μέσα σε μια σφηνοειδή επιφάνεια οριζόμενη από τη γωνία $90^\circ - \theta$ ως προς την οριζόντια. Το έδαφος έξω από αυτή τη σφήνα θεωρείται απαραμόρφωτο.



Σχήμα 4. Παθητική κατάσταση Rankine.



Σχήμα 5. Παθητική κατάσταση Rankine.

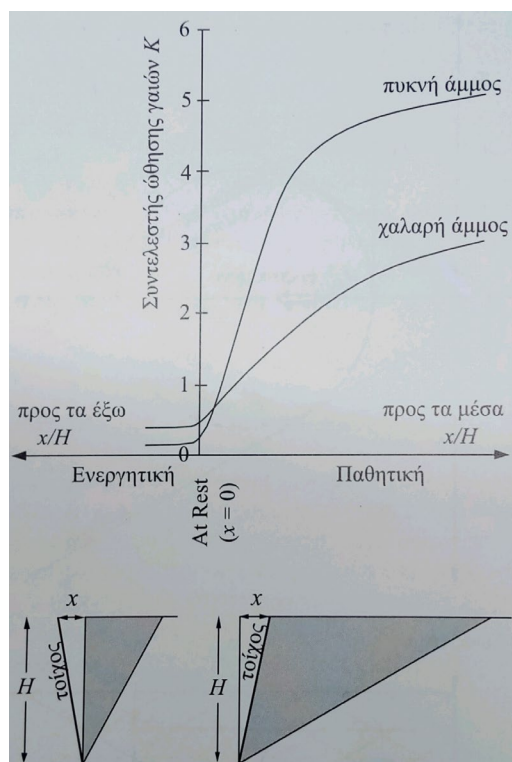
4. Μέγεθος απαιτούμενης μετακίνησης

Γενικά απαιτείται μεγαλύτερη μετακίνηση του τοίχου για να ενεργοποιηθεί η πλήρης τιμή της παθητικής πίεσης, σε σύγκριση με τις μικρές κινήσεις που απαιτούνται για να ενεργοποιηθεί η πλήρης τιμή της ενεργητικής. Μια τυπική σχέση για τις άμμους παρουσιάζεται παρακάτω, όπου το x αντιπροσωπεύει την προς τα μέσα ή προς τα έξω κίνηση του τοίχου. Έχει παρατηρηθεί ότι οι χαλαρές άμμοι δίνουν μεγαλύτερες ενεργητικές πιέσεις και δυνάμεις ανατροπής και μικρότερες παθητικές πιέσεις και δυνάμεις σταθεροποίησης από τις πυκνές άμμους.

Οι τοίχοι βαρύτητας, οι τοίχοι σε πρόβολο, οι πασσαλότοιχοι και οι ξύλινοι τοίχοι μπορούν να θεωρηθούν ότι διαρρέουν επαρκώς ώστε να ενεργοποιείται ολόκληρη η ενεργητική πίεση. Η παραμόρφωση η οποία απαιτείται για να ενεργοποιηθεί η πλήρης ενεργητική πίεση πίσω από έναν τοίχο να ενεργοποιήσει μόνον ένα τμήμα της παθητικής πίεσης εμπρός από τον τοίχο, και έτσι δεν πρέπει να βασιζόμαστε ποτέ στην πλήρη τιμή της παθητικής πίεσης.

Σε μερικές κατασκευές όπου εμποδίζεται η διαρροή, όπως βάθρα γεφυρών, τοίχοι υπογείων με αντηρίδες ή αγκυρώσεις, και υπόγειοι αγωγοί, η οριζόντια πίεση που αναπτύσσεται είναι μεγαλύτερη από την ενεργητική πίεση και πλησιέστερα προς την κατάσταση 'ηρεμίας'.

Όταν στο έδαφος επικρατούν ήδη υψηλότερες τιμές του K_0 , το μέγεθος της απαιτούμενης μετακίνησης που απαιτείται για να ενεργοποιηθούν οι ενεργητικές συνθήκες αυξάνεται, αφού απαιτείται μεγαλύτερη διαστολή. Από την άλλη, απαιτείται μικρότερη μετακίνηση για να ενεργοποιηθούν οι παθητικές συνθήκες, αφού το έδαφος είναι ήδη πολύ συμπιεσμένο λόγω των υψηλών οριζοντίων τάσεων. Κάτω από αυτές τις συνθήκες, μπορεί να υποθεθεί ότι έχει ενεργοποιηθεί μεγαλύτερο τμήμα της παθητικής ώθησης.



Σχήμα 6. Μετακινήσεις που απαιτούνται για την ενεργοποίηση της εδαφικής πίεσης.

5. Είδος μετακίνησης

Οι εξισώσεις 2.3 και 2.5 δείχνουν ότι η ενεργητική p_a και η παθητική πίεση p_p αυξάνονται γραμμικά με το βάθος καθώς η κατακόρυφη τάση σ'_v αυξάνεται ομοιόμορφα. Όμως, έχει διαπιστωθεί ότι προκύπτουν διαφορετικές κατανομές της πίεσης, οι οποίες εξαρτώνται από το αν η μετακίνηση του τοίχου αντιστήριξης συνίσταται σε:

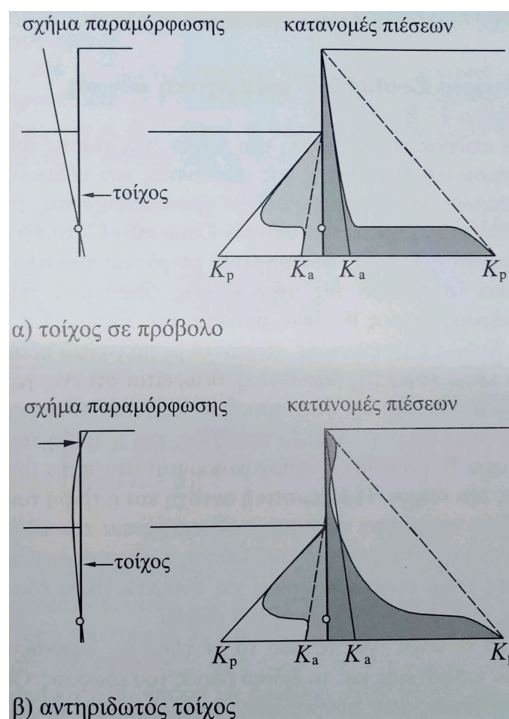
- Περιστροφή περί την κορυφή του τοίχου
- Περιστροφή περί τον πόδα
- Ομοιόμορφη πλευρική μετατόπιση.

Έχει επίσης αποδειχθεί (IStructE, 1989) ότι η πλήρης παθητική και ενεργητική ώθηση ενεργοποιείται σε μικρές μετακινήσεις για περιστροφή περί την κορυφή και μετατόπιση, και για να ενεργοποιηθούν πλήρως αυτές οι ωθήσεις όταν συμβαίνει περιστροφή περί τον πόδα, απαιτούνται πολύ μεγαλύτερες περιστροφές (περίπου 2-3 φορές μεγαλύτερες).

Επίδραση ευκαμψίας και αντιστήριξης του τοίχου

Οι τοίχοι από ασάλινες πασσαλοσανίδες είναι πιο εύκαμπτοι από τους τοίχους-προβόλους από οπλισμένο σκυρόδεμα, τους έγχυτους διαφραγματικούς τοίχους, ή από

συνεχείς αλληλοεφαπτόμενες έγχυτους πασσάλους. Αν ένας τοίχος παραμορφώνεται λόγω πλευρικής τάσης, επέρχεται μια ανακατανομή των τάσεων λόγω μεταφοράς τάσεων και καμπύλωσης. Αυτή η ανακατανομή τάσεων είναι μεγαλύτερη όταν ο τοίχος παραμορφώνεται περισσότερο.



Σχήμα 7. Κατανομές πίεσης σε εύκαμπτους τοίχους.

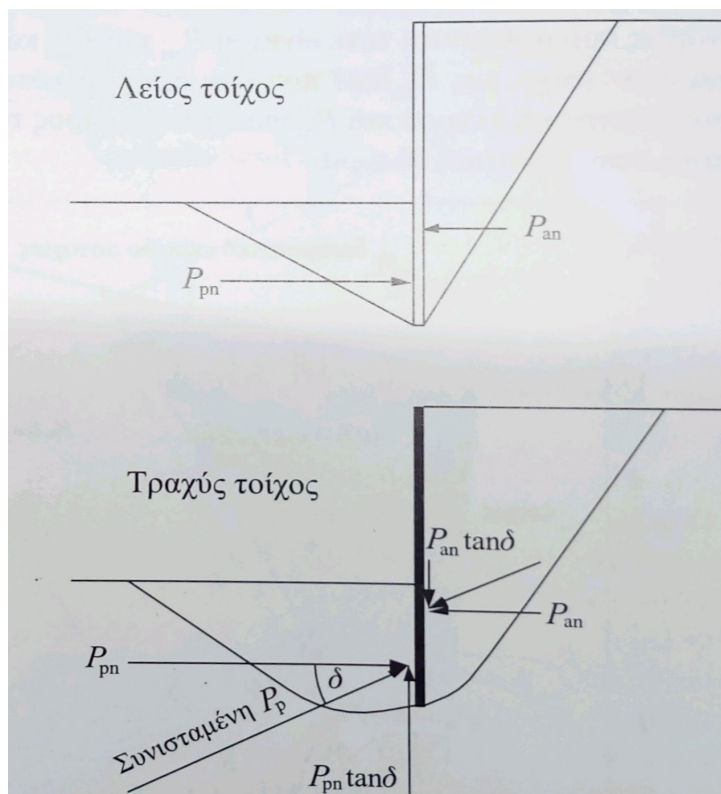
Αν η κορυφή του τοίχου υποστηρίζεται από ένα στήριγμα, από μια αντηρίδα, ή ένα αγκύριο, το φορτίο συγκεντρώνεται σε αυτή την περιοχή με μια αυξανόμενη πίεση πίσω από τον τοίχο, η οποία μπορεί να φτάσει την παθητική πίεση. Καθώς το βάθος εισαγωγής του τοίχου στο έδαφος αυξάνεται, ο κάτω μέρος του τοίχου συμπεριφέρεται σε μεγαλύτερο βαθμό ως πακτωμένο και εμποδίζεται η στροφή. Αυτή η πάκτωση εξασφαλίζεται από την παθητική ώθηση πίσω από τον τοίχο στη στάθμη του ποδός του.

Επίδραση της τριβής στον τοίχο

Η θεωρία του Rankine υποθέτει ότι η επιφάνεια του τοίχου είναι λεία, αλλά στην πράξη συνήθως είναι τραχεία. Αν το έδαφος μετακινηθεί προς τα κάτω ή προς τα επάνω σε σχέση με τον τοίχο, αναπτύσσεται διατμητική τάση που προκαλεί τριβή η οποία ορίζεται από τη σχέση $f_s = \sigma'_H \tan \delta$, αν οφείλεται σε τριβή και συνάφεια, και από τη σχέση $c_a = c_w$ αν οφείλεται σε συνοχή.

Αν η καθίζηση του τοίχου είναι αμελητέα αλλά αυτός περιστρέφεται ή μετακινείται εγκάρσια, η ενεργητική σφηνοειδής επιφάνεια θα παρουσιάσει καθίζηση

σε σχέση με τον τοίχο, και η παθητική σφηνοειδής επιφάνεια θα ανυψωθεί σε σχέση με αυτόν. Οι δυνάμεις που ασκούνται τότε είναι οι P_{an} και P_{pn} κάθετα στον τοίχο, και $P_{an} \tan \delta$ που δρα προς τα κάτω στην ενεργητική πλευρά και $P_{pn} \tan \delta$ που δρα προς τα επάνω στην παθητική πλευρά.



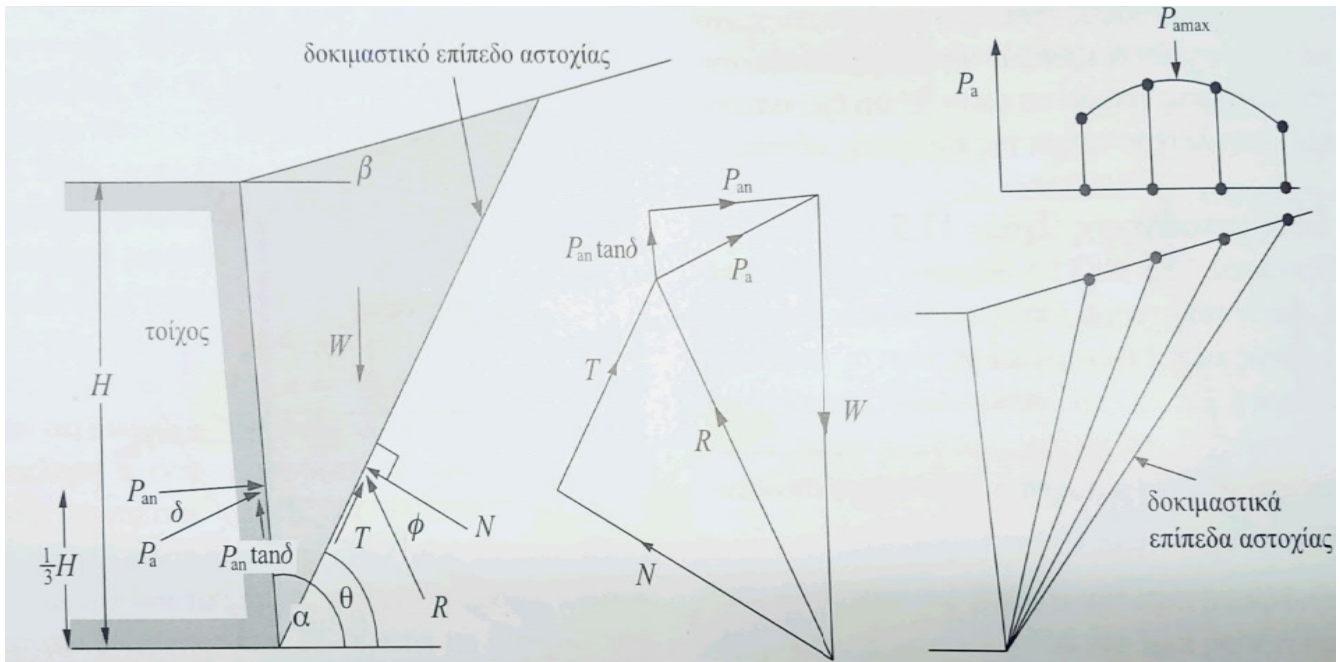
Σχήμα 8. Επίδραση της τριβής στον τοίχο.

2.2. ΘΕΩΡΙΑ COULOMB- ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗ ΩΘΗΣΗ

Οι επιδράσεις της τριβής του τοίχου, της κλίσης του και της κλίσης της επιφάνειας του εδάφους μπορούν να συμπεριληφθούν χρησιμοποιώντας τη μέθοδο που προτάθηκε από τον Coulomb (1776). Θεωρείται μια ευθεία δοκιμαστική επιφάνεια που αποτελεί το σύνορο της σφηνοειδούς επιφάνειας του εδάφους βάρους W .

Καθώς η σφηνοειδής επιφάνεια μετακινείται προς τα κάτω λόγω της βαρύτητας, θεωρείται ότι ενεργοποιείται η πλήρης διατμητική αντοχή του εδάφους στο υποτιθέμενο επίπεδο αστοχίας, και η τριβή του τοίχου ή η συνάφεια ενεργοποιούνται στο πίσω μέρος του τοίχου. Η διατμητική αντοχή και η τριβή του τοίχου στηρίζουν τη σφηνοειδή επιφάνεια του εδάφους, και έτσι η ενεργητική ώθηση που μεταφέρεται στον τοίχο είναι μικρότερη για ανθεκτικότερο έδαφος και μεγαλύτερη τριβή του τοίχου.

Το W είναι γνωστό από το μέγεθος της σφηνοειδούς επιφάνειας και το ειδικό βάρος του εδάφους. Οι διευθύνσεις των συνιστωσών δυνάμεων που δρουν στη σφήνα, R και P_a είναι γνωστές. Γι' αυτό, υποθέτοντας $c'=0$, μπορούμε να συμπληρώσουμε το τρίγωνο των δυνάμεων για να προκύψει μια τιμή για την P_a της δοκιμαστικής επιφάνειας που επιλέχτηκε. Η μέθοδος επαναλαμβάνεται για έναν αριθμό δοκιμαστικών επιπέδων αστοχίας ώστε να προκύψει η μέγιστη τιμή P_a .



Σχήμα 9. Θεωρία Coulomb - ενεργητική ώθηση.

Με βάση τη γεωμετρία της σφήνας, μπορούν να προσδιοριστούν οι τιμές των P_a και W ως συναρτήσεις των α , β , θ και δ . Η μέγιστη τιμή της συνισταμένης δίνεται από τη σχέση:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2.7)$$

Όπου το P_a προσδιορίζεται από την Εξίσωση του Coulomb με την παραδοχή ότι:

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \quad (2.7)$$

$$K_a = \left(\frac{\frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin \alpha}}{\sqrt{[\sin(\alpha + \delta)] + \sqrt{\frac{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}{\sin(\alpha - \beta)}}}} \right)^2 \quad (2.8)$$

Το σημείο εφαρμογής της ώθησης P_a (ή της P_{an}) μπορεί να ληφθεί στο $1/3H$ κατακόρυφα πάνω από τη βάση του τοίχου, με την παραδοχή ομοιόμορφης κλίσης του εδάφους β . Αν η επιφάνεια του εδάφους είναι ακανόνιστη, πρέπει να προσδιοριστεί το κέντρο βάρους της κρίσιμης σφήνας αστοχίας (που δίνει τη μέγιστη ώθηση). Το σημείο εφαρμογής της ενεργητικής ώθησης υποτίθεται ότι είναι σημείο όπου μια ευθεία, που διέρχεται από το κέντρο βάρους της σαφήνειας και είναι παράλληλη στο επίπεδο αστοχίας, τέμνει την πίσω επιφάνεια του τοίχου.

Αν κάτω από τον τοίχο υπάρχει υδροφόρος ορίζοντας, είναι πιθανό να συμβεί διήθηση προς ένα κατακόρυφο στραγγιστήριο στο τοίχο ή ένα στραγγιστήριο στον πόδα. Για να αποτιμηθούν οι επιδράσεις αυτής της ροής, πρέπει να κατασκευαστεί ένα δίκτυο ροής και να προσδιοριστεί η κατανομή της πίεσης του νερού των πόρων ώστε να υπολογιστεί η μεταβολή των ενεργών τάσεων. Εναλλακτικά, μια απλή προσέγγιση που δεν απαιτεί κατασκευή δικτύου ροής, είναι να υποτεθεί ότι η διαφορά στο ολικό υδραυλικό ύψος και στις δυο πλευρές της κατασκευής κατανέμεται κανονικά γύρω από την κατασκευή.

Οι πιέσεις πόρων λαμβάνονται τότε από τη σχέση: $\text{πιεζομετρικό ύψος} = \text{ολικό ύψος} - \text{ύψος θέσης}$, όπως εξηγήθηκε στη συνέχεια.

Θεωρία Coulomb- παθητική ώθηση

Η παθητική ώθηση παράγεται στο πίσω μέρος του τοίχου καθώς αυτός ωθείται προς τη σφήνα του εδάφους βάρους W . Αν υποτεθεί επίπεδη δοκιμαστική επιφάνεια, η διατμητική αντοχή του εδάφους σε αυτό το επίπεδο 'αστοχίας' ενεργοποιείται πλήρως καθώς η σφήνα εξαναγκάζεται να μετακινηθεί προς τα επάνω, και η τριβή του τοίχου ή η σαφήνεια ενεργοποιείται στο πίσω μέρος του τοίχου δρώντας προς τα κάτω. Η διατμητική αντοχή και η τριβή του τοίχου αντιστέκονται στην προς τα επάνω κίνηση της σφήνας, οπότε η παθητική ώθηση η οποία μεταφέρεται στον τοίχο θα είναι μεγαλύτερη για ισχυρότερα εδάφη και μεγαλύτερη τριβή του τοίχου.

Οι διευθύνσεις των συνιστωσών δυνάμεων R που δρουν στη σφήνα και η παθητική ώθηση P_p είναι γνωστές και, έτσι, υποθέτοντας $c'=0$, μπορούμε να συμπληρώσουμε το τρίγωνο των δυνάμεων και να πάρουμε την τιμή του P_p για τη δοκιμαστική επιφάνεια που εκλέχτηκε. Η μέθοδος επαναλαμβάνεται για μια σειρά δοκιμαστικών επιπέδων αστοχίας ώστε να προκύψει η ελάχιστη τιμή P_p .

Με βάση τη γεωμετρία της σφήνας, μπορούν να προσδιοριστούν οι τιμές των P_p και W ως συναρτήσεις των α , β , θ και δ . η μικρότερη τιμή της συνισταμένης P_p δίνεται από τη σχέση:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (2.9)$$

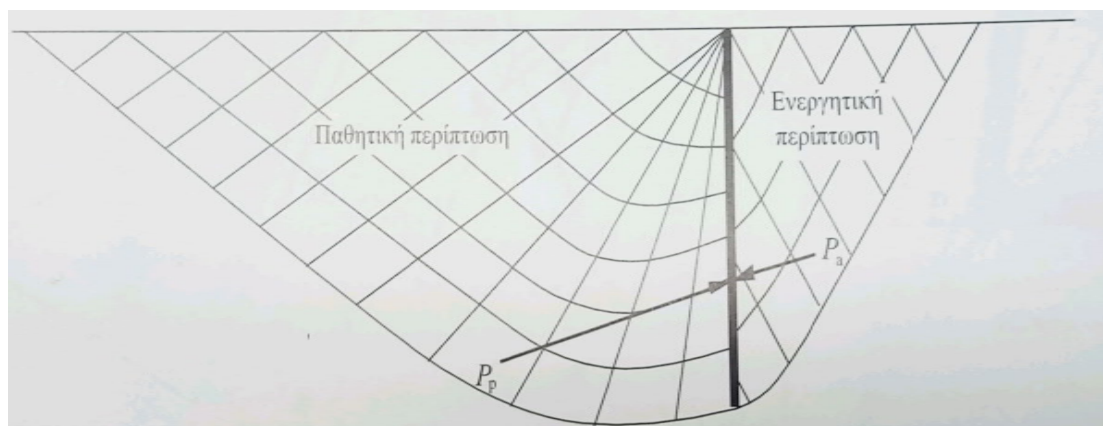
Όπου το P_p είναι:

$$K_p = \left(\frac{\frac{\sin(\alpha+\varphi)}{\sin\alpha}}{\sqrt{[\sin(\alpha-\delta)] - \sqrt{\left[\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\sin(\alpha-\beta)}\right]}}} \right)^2 \quad (2.10)$$

Περιορισμοί της θεωρίας Coulomb

Οι δοκιμαστικές επιφάνειες αστοχίας υποτίθενται επίπεδες και για την ενεργητική και για την παθητική κατάσταση, ενώ στη πράξη οι πραγματικές επιφάνειες αστοχίας έχουν τα κατώτερα τμήματά τους καμπύλα, λόγω της τριβής του τοίχου. Για την ενεργητική περίπτωση, το σφάλμα της υπόθεσης επίπεδης επιφάνειας είναι μικρό, και το K_a υποεκτιμάται κάπως.

Για την παθητική περίπτωση το σφάλμα είναι επίσης μικρό, με την προϋπόθεση ότι η τριβή του τοίχου είναι χαμηλή, αλλά για τιμές $\delta > \varphi/3$ το σφάλμα γίνεται μεγάλο, και το K_p προκύπτει σημαντικά υπερεκτιμημένο. Γι' αυτό, η προσέγγιση που υιοθετείται συχνά είναι να χρησιμοποιούνται συντελεστές ώθησης γαιών- δείτε πιο κάτω.



Σχήμα 10. Καμπύλες επιφάνειες αστοχίας λόγω τριβής του τοίχου.

Συντελεστές ωθήσεων γαιών

Για να ληφθούν υπόψη οι συνέπειες της τριβής του τοίχου, οι εξισώσεις 2.3 και 2.5 έχουν γενικευτεί στις εξής:

$$p'_{an} = K_a \sigma'_V - K_{ac} c' \quad (2.11)$$

$$p'_{pn} = K_p \sigma'_V - K_{pc} c' \quad (2.12)$$

Οι συντελεστές ώθησης γαιών K_a και K_p δίνονται για την οριζόντια συνιστώσα της πίεσης p_{an} ή της δύναμης P_{an} ώστε για τις ενεργούς συνθήκες:

$$\text{πίεση } p_{an} = p_a \cos\delta \quad (2.13)$$

$$\text{δύναμη } P_{an} = P_a \cos \delta \quad (2.14)$$

Όπου p_a και P_a είναι οι συνισταμένες της πίεσης και της δύναμης αντίστοιχα, οι οποίες δρουν υπό γωνία δ με την πίσω πλευρά του τοίχου. Στην περίπτωση κεκλιμένου τοίχου, οι τιμές p_{an} και P_{an} είναι αυτές που δρουν κάθετα στην πίσω πλευρά του τοίχου. Η διατμητική δύναμη που δρα στον τοίχο δίνεται από τη σχέση:

$$P_{an} \tan \delta \quad (2.15)$$

Οι συντελεστές K_a και K_p έχουν προσδιοριστεί από τους Kerisel και Absi (1990) με την υπόθεση ότι η καμπύλη επιφάνεια αστοχίας είναι λογαριθμική σπείρα. Τιμές των K_a και K_p για οριζόντια επιφάνεια της επίκλισης και κατακόρυφο τοίχο δίνονται στο Σχήμα 11.11. Αυτά τα σχήματα δίνουν τις οριζόντιες συνιστώσες των ενεργών και παθητικών πιέσεων. Στο πίσω μέρος του τοίχου μπορούν να αναπτυχθούν δυνάμεις από την τριβή του τοίχου ίσες με $P_{an} \tan \delta$ ή $P_{pn} \tan \delta$.

Οι τιμές των K_{ac} και K_{pc} μπορούν να ληφθούν με ικανοποιητική ακρίβεια από τις εκφράσεις:

$$K_{ac} = 2 \sqrt{\left[K_a \left(1 + \frac{c'_w}{c'} \right) \right]} \quad (2.16)$$

$$K_{pc} = 2 \sqrt{\left[K_p \left(1 + \frac{c'_w}{c'} \right) \right]} \quad (2.16)$$

Όπου c'_w είναι η στραγγισμένη ή ενεργός τάση συνάφειας του τοίχου. Επειδή συχνά υιοθετούνται χαμηλές τιμές c' , είναι λογικό να υποθέτουμε ότι το c'_w είναι επίσης χαμηλό, αν όχι μηδενικό.

Οι παραπάνω εκφράσεις είναι ικανοποιητικές για κοκκώδη εδάφη και υπερστερεοποιημένες αργίλους, όπου η κρίσιμη κατάσταση είναι η περίπτωση υπό συνθήκες στράγγισης και μπορούν να εφαρμοστούν οι παράμετροι της ενεργού τάσης.

Η γωνία τριβής δ του τοίχου εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά τριβής του εδάφους και την τραχύτητα του τοίχου, και συνήθως δίνεται ως ποσοστό του ϕ' , ενώ η τιμή του δ δεν υπερβαίνει ποτέ το ϕ' .

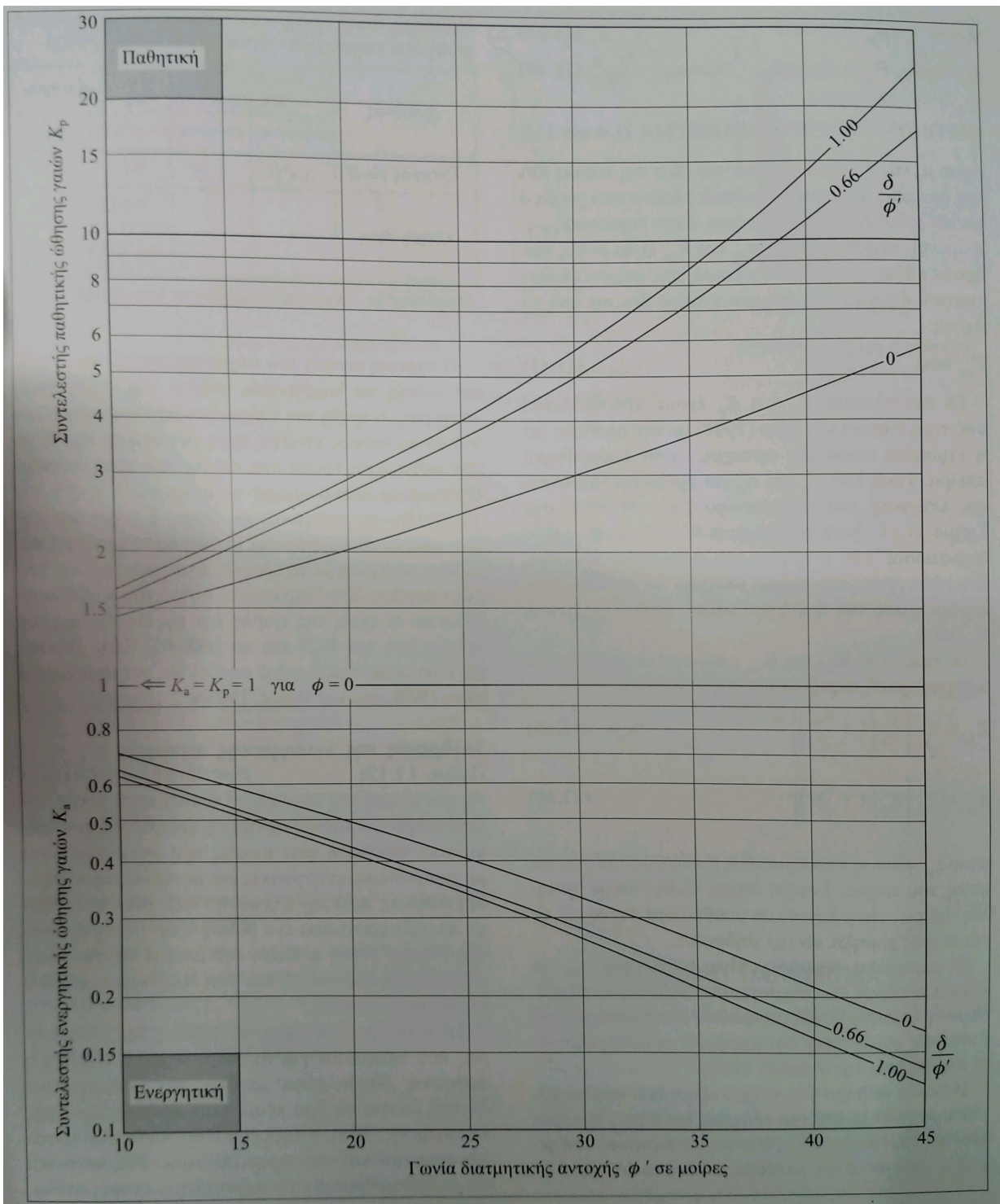
	Γωνία τριβής του τοίχου δ	Συνάφεια του τοίχου
--	--	----------------------------

Ανάλυση	ενεργητική	παθητική	ενεργητική	παθητική
Ενεργός τάση	$0.67\phi'$	$0.5\phi'$	$0.5c'$	$0.5c'$
Ολική τάση	-	-	$0.5 c_u$	$0.5 c_u$
			50 kN/m^2	25 kN/m^2
			μέγιστο	

Πίνακας 1. Τιμές επιφανειακής τριβής και συνάφειας του τοίχου (από Williams και Waite, 1993)

Σημείωση: το c' κανονικά λαμβάνεται ίσο με μηδέν

Η σχετική κίνηση του τοίχου και του εδάφους πρέπει επίσης να λαμβάνεται υπόψη. Για ενεργητικές συνθήκες, η τριβή του τοίχου λαμβάνεται υπόψη μόνον αν το έδαφος κινείται προς τα κάτω σε σχέση με τον τοίχο. Αν ο τοίχος έχει επίσης την τάση να καθιζάνει, είναι ασφαλέστερο να αγνοηθεί η τριβή του τοίχου. Για τις παθητικές συνθήκες, η τριβή του τοίχου μπορεί να λαμβάνεται υπόψη όπου ο τοίχος καθιζάνει σε σχέση με το έδαφος, όπως ένας φέρων τοίχος υπογείου. Στο Παράρτημα αυτού του Κεφαλαίου δίνονται οι τιμές της τριβής και της συνάφειας του τοίχου από τον EC7 και το BS8002. Στον Πίνακα 1. δίνονται τιμές κοινά αποδεκτές για προσωρινά έργα .



Σχήμα 11. Συντελεστές οριζόντιας ώθησης γαιών K_a και K_p (από erisel & Absi, 1190)

Επίδραση της τεταγμένης συνοχής c'

Αν και η τιμή της συνοχής c' τυπικά είναι μικρή για υπερστερεοποιημένες αργίλους, μπορεί να έχει σημαντική επίδραση στις πιέσεις που δημιουργούνται με χαμηλότερες ενεργητικές και μεγαλύτερες παθητικές ωθήσεις. Από τη Εξίσωση 2.11,

στην ενεργητική πλευρά προκύπτει ένα βάθος θεωρητικής αρνητικής πίεσης. Αυτή η πίεση δεν μπορεί να συμβάλει στη στήριξη του τοίχου και έτσι λαμβάνεται μηδενική σε αυτό το βάθος.

Στην παθητική πλευρά, το μέγεθος της μετακίνησης που απαιτείται για να ενεργοποιηθεί πλήρως η παθητική ώθηση είναι μεγάλο, και η διατμητική αντοχή μπορεί να έχει πέσει στην τιμή της κρίσιμης κατάστασης. Έτσι, η τιμή $c'=0$ θα δώσει την ασφαλέστερη, αν και συντηρητική, τιμή. Για κανονικά στερεοποιημένα, χωρίς συγκολλημένα σωματίδια, άργιλο και για συμπυκνωμένα άργιλο, το c' αναμένεται να είναι μηδέν.

Για την ενεργητική περίπτωση, υπάρχει ένα βάθος εδάφους z_0 επάνω από το οποίο η ενεργητική πίεση είναι θεωρητικά αρνητική. Αυτό το βάθος δίνεται όταν $p_{an}=0$ στην Εξίσωση 2.11:

$$z_0 = \frac{K_{ac}c'}{\gamma K_a} \quad (2.18)$$

Αν αγνοηθούν η τριβή και η συνάφεια του τοίχου, επιστρέφουμε στην κατάσταση Rankine όταν:

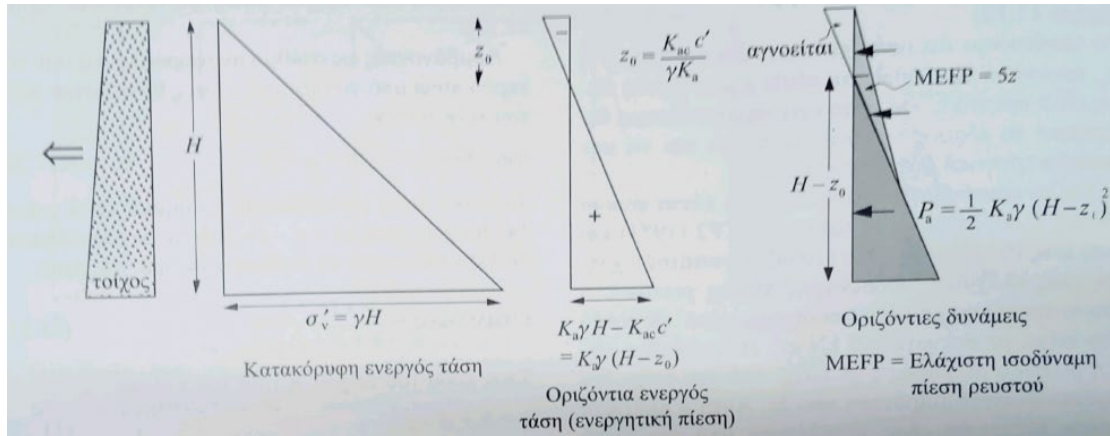
$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (2.19)$$

Τιμές του c' μεγαλύτερες από περίπου 5 έως 10 kN/m² πρέπει να χρησιμοποιούνται με προσοχή. Όμως, γίνεται υπόθεση ότι ο τοίχος δεν μπορεί να μην υπόκειται σε πλευρικές τάσεις και γι' αυτό, αν δεν υπάρχει υδροφόρος ορίζοντας, πρέπει να υιοθετηθεί η ελάχιστη ισοδύναμη πίεση ρευστού (δείτε πιο κάτω).

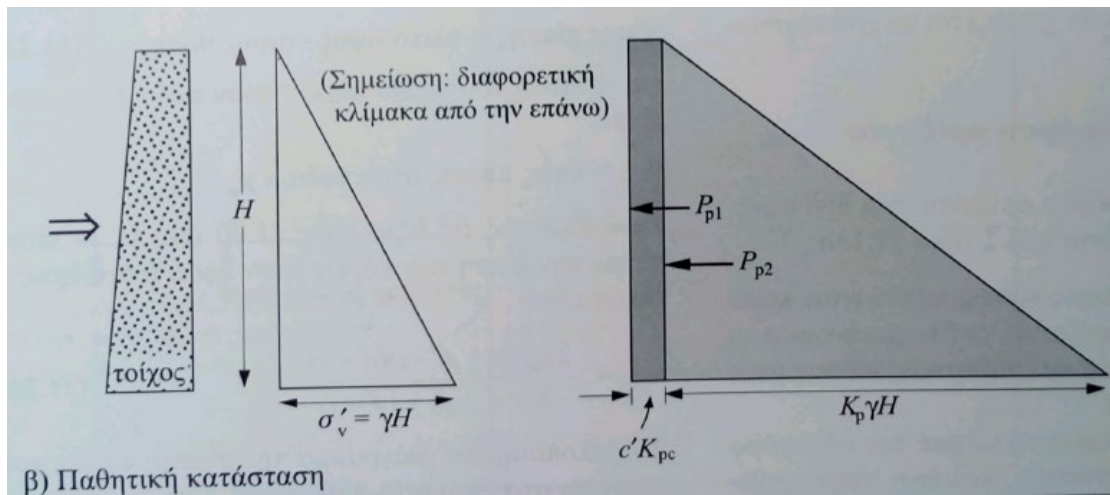
Ελάχιστη ισοδύναμη πίεση ρευστού

Αν υποθέσουμε ότι υπάρχει τεταγμένη συνοχής c' ή c_u , προκύπτει ένα βάθος στο οποίο η ενεργητική πίεση είναι αρνητική, και αυτό έχει ως αποτέλεσμα θεωρητικά το έδαφος να αυτοστηρίζεται και να μην ασκεί ενεργητική πίεση στον τοίχο.

Για να εξασφαλιστεί ότι θα υπάρχει πάντα κάποια θετική ολική πίεση στον τοίχο, το CP2 (1951) και από τους Padfield και Mair (1984) συνίσταται η χρήση μιας ελάχιστης ισοδύναμης πίεσης ρευστού, η οποία προκύπτει από ένα 'ισοδύναμο υγρό' πίσω από τον τοίχο, με πυκνότητα 5 kN/m³. Η ισοδύναμη πίεση ρευστού σε βάθος z m κάτω από τον τοίχο δεν πρέπει να είναι μικρότερη από $5z$. Αυτή η ελάχιστη πίεση πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την ολική ενεργητική πίεση (ενεργητική πίεση εδάφους και πίεση νερού), διαφορετικά δε χρειάζεται να χρησιμοποιηθεί.



Σχήμα 12. Επίδραση της τεταγμένης συνοχής c' .



Σχήμα 13. Επίδραση της τεταγμένης συνοχής c' .

Επίδραση του υδροφόρου ορίζοντα

Η παρουσία του υδροφόρου ορίζοντα έχει δυο συνέπειες :

1. Οι ενεργοί κατακόρυφες τάσεις μειώνονται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα, οπότε μειώνονται οι οριζόντιες ενεργητικές και παθητικές πιέσεις (που είναι ενεργές τάσεις).
2. Η πίεση του νερού πόρων κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα είναι υδροστατική, και έτσι στην οριζόντια εδαφική ώθηση πρέπει να προστεθεί η οριζόντια ώθηση του νερού P_w , για να δώσει την ολική ώθηση.

Ο BS 8002:1994 συνιστά ότι η αντιμετώπιση της πίεσης του νερού πρέπει να είναι η δυσμενέστερη που μπορεί να συμβεί.

Αν υπάρχει διαφορά στη στάθμη του νερού στις δυο πλευρές του τοίχου και συμβαίνει διήθηση κάτω και γύρω από τον τοίχο, η πίεση πόρων πρέπει να προσδιορίζεται από δίκτυο ροής. Όμως, μια ικανοποιητική απλοποιητική προσέγγιση (Burland et al. 1981) είναι να υποθεθεί ότι το υδραυλικό ύψος μεταβάλλεται εκατέρωθεν του τοίχου.

Λαμβάνοντας ως στάθμη αναφοράς τη στάθμη του νερού πίσω από τον τοίχο, το ύψος θέσης στον πόδα του τοίχου είναι :

$$\text{ύψοςθέσης} = -(h + d - j) \quad (2.20)$$

Το ολικό ύψος μεταβάλλεται γραμμικά κατά μήκος της τροχιάς ροής $(h + d - i - j)$ ώστε σε οποιοδήποτε βάθος x κάτω από τη στάθμη αναφοράς να είναι:

$$\text{ολικούύψος} = \frac{-x(h+i-j)}{(h+d+j)+(d-i)} \quad (2.21)$$

Στον πόδα του τοίχου, η τιμή του x είναι:

$$x = h + d - j \quad (2.22)$$

Το ύψος πίεσης (πιεζομετρικό) δίνεται από τη σχέση:

$$\text{Ύψος πίεσης} = \text{ολικό ύψος} - \text{ύψος θέσης} \quad (2.23)$$

Και η πίεση του νερού πόρων στον πόδα του τοίχου είναι:

$$u_{toe} = \text{ύψοςπίεσηςστονπόδα} \times \gamma_w \quad (2.24)$$

Συνδυάζοντας τις Εξισώσεις 2.20 έως 2.24 παίρνουμε την πίεση των πόρων στον πόδα του τοίχου, η οποία είναι:

$$u_{toe} = \frac{2\gamma_w(h+d-j)(d-i)}{(h+d+j)+(d-i)} \quad (2.25)$$

Το απλοποιημένο διάγραμμα της πίεσης πόρων μπορεί τότε να χρησιμοποιηθεί με αυτή την τιμή για να προκύψουν οι δυνάμεις που ασκούνται από το νερό. Το διάγραμμα των καθαρών πιέσεων του νερού απλοποιεί το σχεδιασμό.

Με δεδομένες τις σημαντικές επιδράσεις των πιέσεων του νερού, αυτές πρέπει να μειώνονται όσο το δυνατόν περισσότερο με την πρόβλεψη στραγγιστηρίων. Στους επιχωματωμένους τοίχους βαρύτητας, αυτό μπορεί να γίνει κατά την κατασκευή με την τοποθέτηση στρώσεων από κοκκώδες έδαφος ή γεωυφάσματα. Όμως, για τους διαφραγματικούς τοίχους η εγκατάσταση στραγγιστηρίων δεν είναι εύκολη και μπορεί

να είναι απαραίτητη η αφαίρεση νερού για τη μείωση των πιέσεων, τουλάχιστον προσωρινά κατά την περίοδο της κατασκευής.

Αστράγγιστες συνθήκες

Όταν μια άργιλος χαμηλής διαπερατότητας βρίσκεται πίσω ή εμπρός από έναν τοίχο, οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται από τη μετακίνηση του τοίχου προκαλούν μεταβολές στις πιέσεις των πόρων μέσα στην άργιλο. Αν η διαπερατότητα είναι πολύ χαμηλή, αυτές οι πιέσεις των πόρων εκτονώνονται με βραδύ ρυθμό, και έτσι η άργιλος θα συμπεριφερθεί με αστράγγιστο τρόπο και για το σχεδιασμό μπορεί να εφαρμοστεί η θεωρία της ολικής τάσης. Ο BS 8002:1994 προτείνει ότι αυτή μπορεί να εφαρμοστεί όταν η διαπερατότητα της μάζας είναι μικρότερη από 10^{-8} m/s.

Αυτές οι συνθήκες μπορεί να ισχύουν στο σχεδιασμό προσωρινών εργασιών, όπου το έδαφος απαιτεί στήριξη για μικρή χρονική περίοδο και όταν οι συνέπειες της αστοχίας δεν είναι σοβαρές. Στην πραγματικότητα όμως, ο απαιτούμενος χρόνος για την εκτόνωση των πιέσεων μπορεί να είναι μικρός λόγω των εξής παραγόντων:

- Ύπαρξη μικροδομής μέσα στην άργιλο, η οποία κάνει τη διαπερατότητα της μάζας μεγαλύτερη από την εγγενή της διαπερατότητα. Αν υπάρχουν ρηγματώσεις, διακλάσεις, επίπεδα στρώσης, ενστρώσεις ιλύος ή άμμου, ρηγματώσεις πληρωμένες με ιλύ, ή μεγαλύτερο πορώδες λόγω αποσάθρωσης, τότε η πίεση των πόρων μπορεί να εκτονωθεί γρήγορα και η ‘μακροχρόνια’ κατάσταση να συμβεί σε μικρό χρονικό διάστημα, οπότε πρέπει να χρησιμοποιηθεί η διαδικασία των ενεργών τάσεων.
- Διόγκωση του εδάφους στην ενεργητική κατάσταση πίσω από τον τοίχο, η οποία είναι πιθανό να προξενήσει χαλάρωση της δομής, να επιταχύνει τη διαδικασία μείωσης της αντοχής, και να δημιουργήσει τις ‘μακροχρόνιες’ συνθήκες πολύ γρήγορα, ενώ η συμπίεση του εδάφους στην παθητική πλευρά μπορεί να επιβραδύνει αυτή τη διαδικασία και να εξασφαλίσει αστράγγιστες συνθήκες κατά τη διάρκεια της φόρτισης.
- Ανάπτυξη κατακόρυφων εφελκυστικών ρωγμών, οι οποίες μπορεί να γεμίσουν με νερό.

Εδαφικές πιέσεις- αστράγγιστες συνθήκες

Οι αστράγγιστες συνθήκες θα συμβούν βραχυπρόθεσμα σε ομογενή αδιατάρακτη άργιλο, και έτσι είναι κατάλληλες μόνο για προσωρινές εργασίες. Θεωρείται γενικά ότι η μακροχρόνια κατάσταση θα ισχύσει γρήγορα, οπότε είναι ασφαλέστερο να λαμβάνουμε υπόψη μας αυτή.

Παρόλα αυτά, αν στις Εξισώσεις 2.4 και 2.6 εισαχθούν οι κατάλληλες τιμές των $c_u (>0)$ και $\phi_u=0$, τότε:

$$K_a = K_p = 1 \quad (2.26)$$

Και στις Εξισώσεις 11.16 και 11.17:

$$K_{ac} = K_{pc} = 2 \sqrt{\left(1 + \frac{c_w}{c_u}\right)} \quad (2.27)$$

Όπου c_w είναι η τιμή της αστράγγιστης ή υπό ολικές τάσεις συνάφειας του τοίχου.

Η κατακόρυφη τάση γίνεται η ολική τάση $\sigma_V = \gamma z$ και έτσι από την εξίσωση 2.11 η ενεργητική κάθετη πίεση είναι:

$$p_{an} = \sigma_V - K_{ac} c_u \quad (2.28)$$

Και από την Εξίσωση 11.12 η παθητική κάθετη πίεση είναι:

$$p_{pn} = \sigma_V + K_{pc} c_u \quad (2.29)$$

Η μεταβολή αυτών των πιέσεων με το βάθος παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.14. Στην παθητική πλευρά, μπορεί να υποτεθεί ότι δρα η συνάφεια του τοίχου αλλά, όπου οι πιέσεις είναι αρνητικές στην ενεργητική πλευρά, η συνάφεια του τοίχου δεν μπορεί να ληφθεί υπόψη επειδή το έδαφος σε αυτή τη περιοχή 'αυτοστηρίζεται' σε εφελκυσμό, καθώς ο τοίχος παραμορφώνεται προς τα έξω.

Εφελκυστικές ρωγμές

Στην ενεργητική πλευρά, η θεωρητική πίεση είναι αρνητική μέχρι ένα βάθος όπου $p_{an}=0$. Από την εξίσωση 11.28 αυτό το βάθος δίνεται ως:

$$z_0 = \frac{K_{ac} c_u}{\gamma} \quad (2.30)$$

Όπου το K_{ac} δίνεται από την Εξίσωση 2.27.

Καθώς το έδαφος δεν μπορεί πρακτικά να υποστηρίξει εφελκυστικά φορτία, μπορεί να προκληθούν κατακόρυφες εφελκυστικές ρωγμές μέσα σε αυτό το θεωρητικό βάθος. Το πραγματικό βάθος στο οποίο αναπτύσσονται εφελκυστικές ρωγμές είναι πιθανό να επηρεάζεται από τη στήριξη που παρέχεται στον τοίχο. Είναι απίθανο να εκτείνεται κάτω από τη στάθμη της εκσκαφής και μπορεί να περιορίζεται στη στάθμη μιας αντηρίδας ή ενός αγκυρίου.

Συνήθως υποτίθεται ότι η εφελκυστική ρωγμή θα πληρωθεί με νερό, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η υδροστατική πίεση.

Φορτία ασκούμενα στην επιφάνεια του εδάφους

- 1) Ομοιόμορφη επιφόρτιση

Ο BS 8002:1994 συνιστά όλοι οι τοίχοι να σχεδιάζονται με μια ελάχιστη επιφόρτιση 10 kN/m^2 στην ενεργητική πλευρά και ένα ελάχιστο βάθος τυχαίας εκσκαφής στην παθητική πλευρά εμπρός από τον τοίχο. Αυτό το βάθος θα είναι:

- Όχι μικρότερο από 0.5 m και
- Όχι μικρότερο από το 10% του ύψους αντιστήριξης.

Ο EC7 αναφέρει ότι το βάθος της τυχαίας εκσκαφής δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 0.5 m .

Όπου ως τοίχοι χρησιμοποιούνται αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι, σε λιμάνια, όχθες ποταμών, και ανοικτούς αγωγούς, η διάβρωση ή κάποια μεγάλη υποσκαφή θα μειώσει το βάθος του εδάφους στην παθητική πλευρά του τοίχου. Για να αντιμετωπιστεί αυτό, το βάθος πάκτωσης σχεδιασμού του τοίχου συχνά αυξάνεται κατά περίπου 20% για παράδειγμα, καθώς το βάθος που λαμβάνεται υπόψη για την τυχαία εκσκαφή.

Αν στην επιφάνεια του εδάφους, στην ενεργητική ή την παθητική πλευρά, ασκείται ομοιόμορφη επιφόρτιση, οι κατακόρυφες τάσεις στις Εξισώσεις 2.11, 2.12, και 2.28 και 2.29 αυξάνονται κατά το μέγεθος q της πίεσης, οπότε η Εξίσωση 11.11 γίνεται:

$$p'_{an} = K_a(\gamma z + q) - K_{ac}c' \quad (2.31)$$

Και η Εξίσωση 11.28:

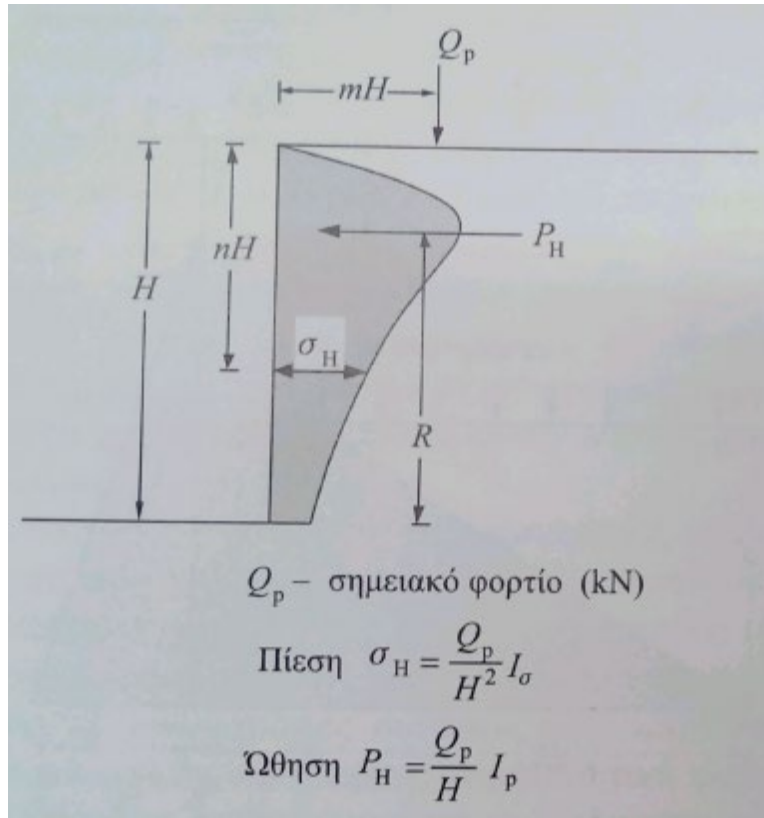
$$p_{an} = (\gamma z + q) - K_{ac}c_u \quad (2.32)$$

Στην περίπτωση αυτή, το βάθος της θεωρητικής αρνητικής πίεσης μεταβάλλεται. Αν υποθεθεί τριβή του τοίχου, οι τιμές των διατμητικών δυνάμεων που δρουν στον τοίχο αυξάνονται από την παρουσία της επιφόρτισης.

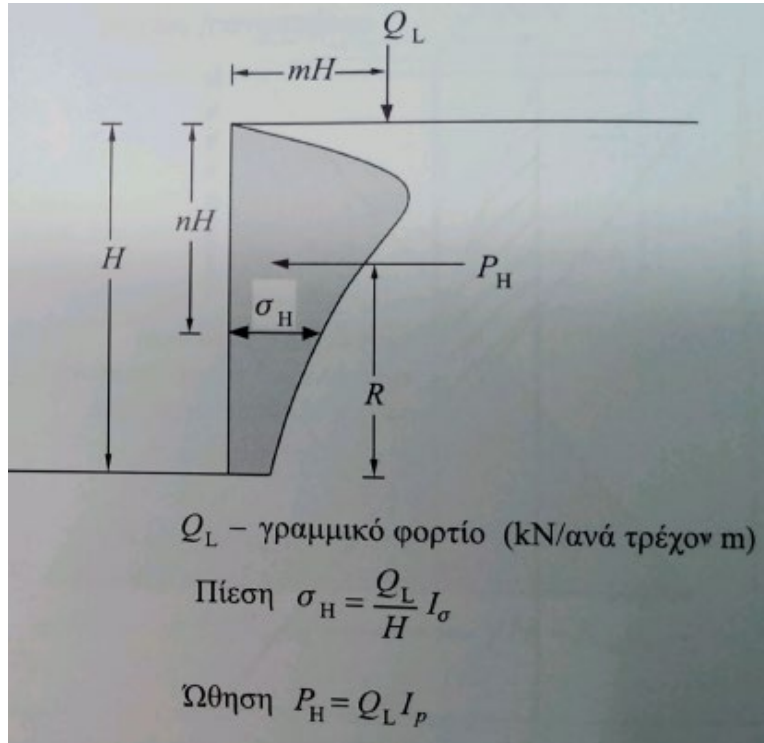
2) Γραμμικά και σημειακά φορτία

Αυτά συνήθως δε λαμβάνονται υπόψη στην παθητική πλευρά. Στην ενεργητική πλευρά θα δημιουργήσουν μια αύξηση στην οριζόντια πίεση που δρα στο πίσω μέρος του τοίχου. Η θεωρία Boussinesq έχει δώσει μια μέθοδο για την κατανομή της οριζόντιας πίεσης στο πίσω μέρος του τοίχου, υποθέτοντας ότι το έδαφος είναι ελαστικό και ασυμπίεστο. Δυστυχώς, δε συμβαίνει τίποτε από αυτά.

Οι τροποποιήσεις οι οποίες προτάθηκαν από τον Terzaghi (1954) έχουν υιοθετηθεί στο NAVFAC Design Manual (1982) και φαίνονται στο Σχήμα 11.17. Είναι πιθανό αυτές οι οριζόντιες πιέσεις να είναι υποτιμημένες, γι' αυτό προτείνεται μια συντηρητική προσέγγιση.



Σχήμα 14. Σημειακό φορτίο.



Σχήμα 15. Γραμμικό φορτίο.

Εδαφικές πιέσεις λόγω συμπίκνωσης

Όταν ένας τοίχος βαρύτητας έχει επιχωθεί, είναι απαραίτητο να συμπτυκνωθεί το έδαφος κατά στρώσεις με πολύ βαρύ εξοπλισμό συμπίκνωσης. Καθώς κάθε στρώση συμπτυκνώνεται, κοντά στον τοίχο αναπτύσσονται οριζόντιες τάσεις, οι οποίες παραμένουν στο έδαφος όταν ο εξοπλισμός απομακρυνθεί. Αυτές μπορεί να είναι σημαντικές, ειδικά στις υψηλότερες στάθμες του επιχώματος, όπου η κανονική θεωρία υποθέτει ότι δρουν μόνο οι ενεργητικές πιέσεις.

Κάτω από τον εξοπλισμό συμπίκνωσης η κατακόρυφη ολική τάση θα αυξηθεί. Επειδή κανονικά τοποθετείται επίχωμα ελεύθερης αποστράγγισης, δεν αναπτύσσονται πιέσεις πόρων, και έτσι οι ενεργοί τάσεις είναι ίσες με τις ολικές. Αυτό μπορεί να αντιστοιχεί στο σημείο B, και να απαιτείται μεγάλη οριζόντια τάση για να διατηρήσει την ευστάθεια του συμπτυκνωμένου επιχώματος. Όταν ο εξοπλισμός αφαιρείται, μειώνεται η κατακόρυφη τάση αλλά παραμένει το μεγαλύτερο μέρος της οριζόντιας.

Με την παραδοχή ότι, όταν χρησιμοποιείται κύλινδρος συμπίκνωσης επικρατούν συνθήκες K_a , και συνθήκες K_p όταν αφαιρείται, ο Ingold (1979) έδειξε ότι υπάρχει ένα κρίσιμο βάθος z_c στο οποίο η μέγιστη οριζόντια τάση σ'_{Hm} διατηρείται στο έδαφος και μετά την αποφόρτιση. Αυτό φαίνεται στο Σχήμα 11.18. Η αρχική κατακόρυφη τάση είναι:

$$\sigma'_{Vi} = \gamma z_c \quad (2.33)$$

Με αύξηση της κατακόρυφης τάσης από τον κύλινδρο κατά $\Delta\sigma_v$, η μέγιστη κατακόρυφη ενεργός τάση είναι:

$$\sigma'_{Vm} = \gamma z_c + \Delta\sigma_v \quad (2.34)$$

Και από το Σχήμα 11.18 μπορείτε να δείτε ότι:

$$\sigma'_{Hm} = K_a \sigma'_{Vm} = K_p \sigma'_{Vi} \quad (2.35)$$

Υποθέτοντας ότι σε μικρά βάθη το γz στην Εξίσωση 2.34 είναι αμελητέο σε σύγκριση με το $\Delta\sigma_v$, και ότι η αύξηση της κατακόρυφης τάσης από την πίεση του κυλίνδρου δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta\sigma_v = \frac{2p}{\pi z} \quad (2.36)$$

Όπου p είναι το γραμμικό φορτίο ανά μονάδα μήκους, τότε:

$$z_c = K_a \sqrt{\frac{2p}{\pi\gamma}} \quad (2.37)$$

Η μέγιστη οριζόντια τάση είναι:

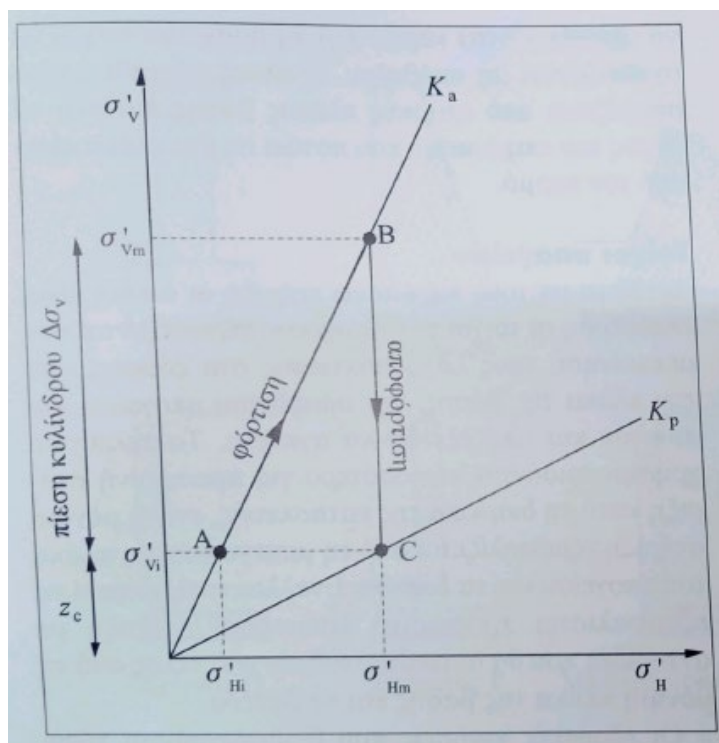
$$\sigma'_{Hm} = \gamma z_c K_p = \sqrt{\frac{2p\gamma}{\pi}} \quad (2.38)$$

Και το βάθος h_c , στο οποίο εκτείνεται η μέγιστη πίεση μπορεί να ληφθεί από τη σχέση:

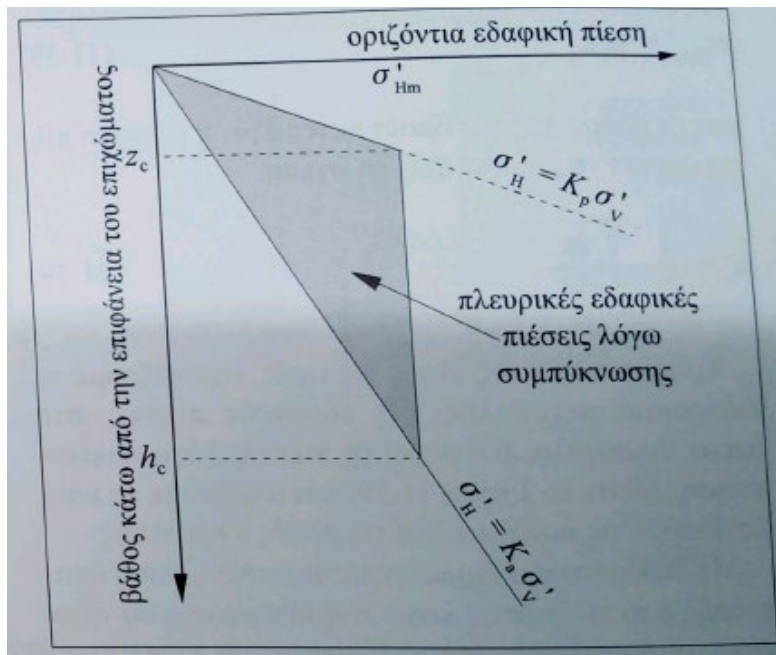
$$h_c = \frac{1}{K_a} \sqrt{\frac{2p}{\pi\gamma}} \quad (2.39)$$

Χρησιμοποιώντας αυτές τις τιμές, σχεδιάζουμε το διάγραμμα μεταβολής της εδαφικής πίεσης, στο οποίο συμπεριλαμβάνονται οι πιέσεις λόγω συμπίκνωσης και μπορούμε να υπολογίσουμε τις δυνάμεις και τις ροπές ανατροπής.

Με δεδομένο ότι δημιουργείται μεγάλη ροπή ανατροπής από τις πιέσεις λόγω συμπίκνωσης, θα ήταν καλό να γίνεται περιορισμένη χρήση του εξοπλισμού κοντά στον τοίχο, αν και οι καθιζήσεις θα είναι μεγάλες εξαιτίας μη καλής συμπίκνωσης του επιχώματος και ο έλεγχος της κατασκευής μπορεί να είναι δύσκολος. Αν ο τοίχος μπορεί να παραμορφωθεί, η μετακίνηση μπορεί να είναι αρκετή για να μειώσει αυτές τις πιέσεις αλλά θα επηρεάσει το δομικό σχεδιασμό.



Σχήμα 16. Τάσεις κάτω από έναν κύλινδρο συμπίκνωσης.



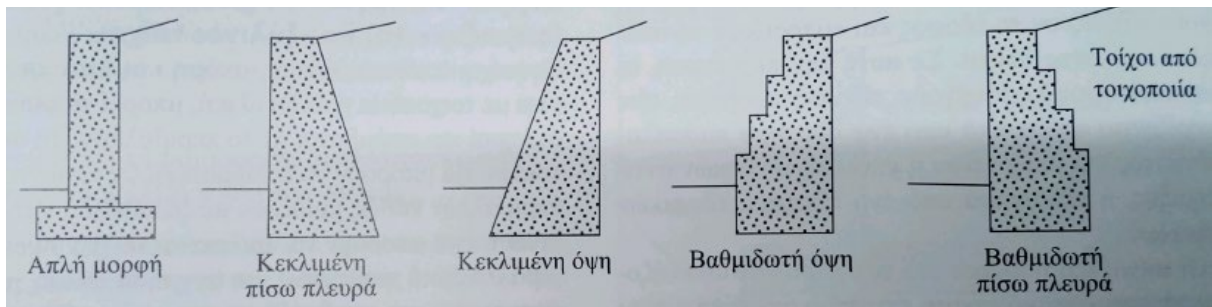
Σχήμα 17. Πιέσεις συμπίκνωσης.

2.3. ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Εισαγωγή

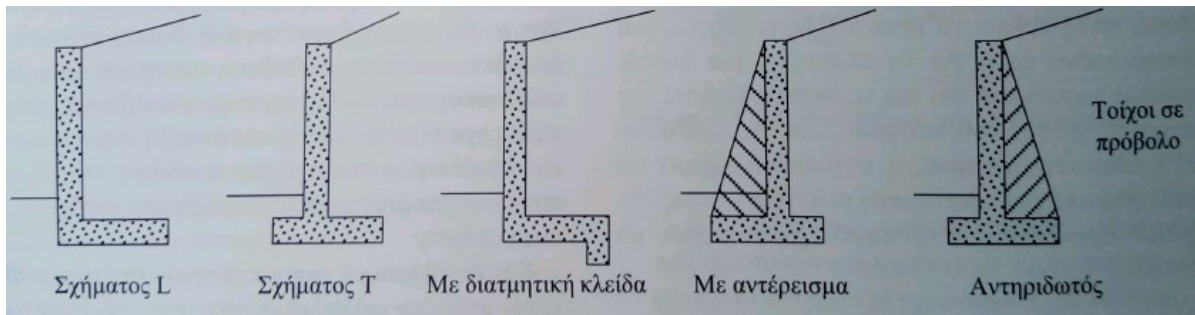
Υπάρχει μια ευρεία κλίμακα κατασκευών που χρησιμοποιούνται για να αντιστηρίξουν έδαφος και/ή νερό, τόσο για προσωρινές όσο και για μόνιμες εργασίες.

Τοίχοι από τοιχοποιία ή από σκυρόδεμα στηρίζονται κυρίως στο βάρος τους, για ευστάθεια έναντι ανατροπής και ολίσθησης. Είναι άοπλοι, και έτσι το ύψος τους πρέπει να περιορίζεται ώστε να εξασφαλίζεται η εσωτερική ευστάθεια του τοίχου σε κάμψη και διάτμηση, όταν υπόκειται σε εγκάρσιες τάσεις. Τυπικά, τέτοιοι τοίχοι δεν υπερβαίνουν τα 3m σε ύψος. Φροντίζοντας να έχουν μια κλίση 1:50 (οριζόντια: κατακόρυφη) στην εμπρός όψη τους, αποφεύγουμε την οπτική εντύπωση ενός κατακόρυφου τοίχου με κλίση προς τα έξω.



Σχήμα 18. Τοίχοι από τοιχοποιία.

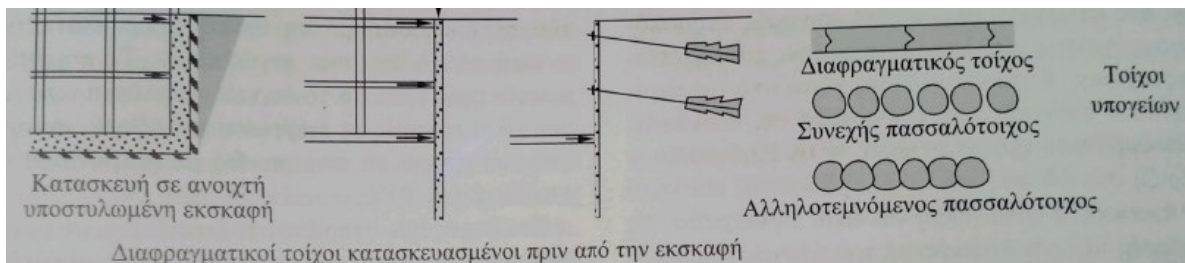
Οι τοίχοι από το οπλισμένο σκυρόδεμα είναι πιο οικονομικοί με τον οπλισμό τοποθετημένο έτσι ώστε να επιτρέπει στον κορμό και τη βάση του τοίχου να σχεδιάζονται ως πρόβολοι. Η ολική ευστάθεια εξασφαλίζεται από επαρκές πλάτος βάσης και από το βάρος του επιχώματος που πατάει σε μια πλάκα πίσω από τον κορμό.



Σχήμα 19. Τοίχοι σε πρόβολο.

Τοίχοι υπογείων

Αντίθετα με τους παραπάνω τοίχους οι οποίοι είναι ελεύθεροι, οι τοίχοι των υπογείων περιορίζονται στη μετακίνησή τους λόγω πάκτωσης στο έδαφος, από την πλάκα της βάσης, την οροφή του υπογείου, και πιθανόν και από εξωτερικά αγκύρια. Τα τελευταία χρησιμοποιούνται περισσότερο για προσωρινή στήριξη κατά τη διάρκεια της κατασκευής, ενώ η μόνιμη στήριξη εξασφαλίζεται από τη μεταγενέστερη πλάκα του υπογείου και τα δάπεδα.



Σχήμα 20. Τοίχοι υπογείων.

Οι εδαφικές κινήσεις που δημιουργούνται γύρω από τα βαθιά υπόγεια, λόγω της αφαίρεσης των κατακόρυφων και οριζόντιων τάσεων, πρέπει να ελαχιστοποιηθούν, ειδικά αν υπάρχουν γειτονικές κατασκευές. Η μέθοδος κατασκευής από επάνω προς τα κάτω (IStructE, 1975) έχει αναπτυχθεί για να εξασφαλίσει τις ελάχιστες εδαφικές μετακινήσεις.

Υπάρχουν δυο βασικές διαδικασίες για την κατασκευή ενός υπογείου:

1) Επιχωμένα υπόγεια

Η κατασκευή γίνεται σε μια ανοιχτή εκσκαφή με πλευρές είτε κεκλιμένες χωρίς στήριξη είτε κατακόρυφες με προσωρινή αντιστήριξη ή πασσαλότοιχους. Οι κεκλιμένες πλευρές καταλαμβάνουν μεγάλο χώρο γύρω από το υπόγειο και μπορεί να απαιτούν στεγάνωση για να εξασφαλισθεί η ευστάθειά τους, αλλά ίσως αποτελούν την οικονομικότερη μέθοδο για αβαθή υπόγεια. Αν ο χώρος είναι περιορισμένος, τότε οι πλευρές μπορούν να κοπούν κατακόρυφα και να στηριχθούν με ξυλεία, μεταλλική επένδυση του ορύγματος, ή μεταλλικούς πασσάλους- ορθοστάτες ελατών διατομών (πχ. διπλού ταυ) και ξύλινη επένδυση. Αυτές οι μέθοδοι βασίζονται στο ότι το έδαφος έχει ικανότητα να αυτοστηρίζεται για λίγο χρόνο, ώστε να κατασκευασθούν οι αντιστηρίξεις.

Αν το έδαφος έχει μικρή ικανότητα αυτοστήριξης, εισάγονται χαλύβδινοι πασσαλότοιχοι ως κατακόρυφα στηρίγματα πριν την έναρξη της εκσκαφής, οι οποίοι στηρίζουν το έδαφος και εμποδίζουν τα υπόγεια ρέοντα ύδατα. Σε αυτή την περίπτωση, οι πασσαλότοιχοι λειτουργούν είτε ως πρόβολοι είτε στηρίζονται εσωτερικά από ένα σύστημα πασσαλοζεύγματος και οριζοντίων ή κεκλιμένων δοκών αντιστήριξης, ή εξωτερικά από ένα σύστημα εδαφικών αγκυρίων.

Οι τοίχοι και η πλάκα του υπογείου κατασκευάζονται από συμβατικό έγχυτο επιτόπου οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτό πρέπει να είναι καλής ποιότητας αι συμπαγές και καλά για να επιτευχθεί μια πυκνή, συμπαγής κατασκευή και για να μεγιστοποιήσει την υδατοστεγανότητα, η κατασκευή μπορεί να περιβληθεί από μια αδιαπέραστη μεμβράνη, όπως ένα στρώμα ασφαλτόπανου ή πάνελ χάρμπορντ με μπετονίτη.

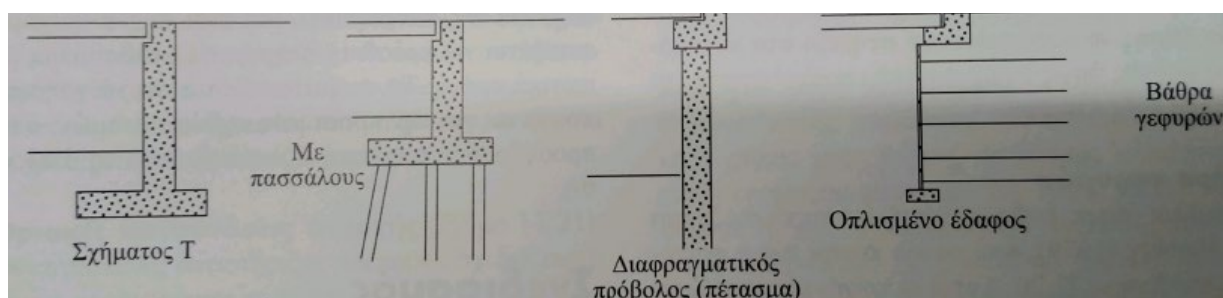
2) Διαφραγματικοί τοίχοι (Πετάσματα)

Οι εκσκαφές στηρίζονται από διαφραγματικούς τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα, συνεχείς πασσαλότοιχους έγχυσης, ή αλληλοτεμνόμενους πασσαλότοιχους έγχυσης. Κατασκευάζονται γύρω από την περίμετρο του υπογείου πριν την έναρξη της εκσκαφής, καταλαμβάνουν ελάχιστο χώρο, αλλά εξασφαλίζουν στήριξη στο έδαφος και το υπόγειο νερό, και κατά την προσωρινή κατάσταση και κατά τη διάρκεια της εκσκαφής και την κατασκευή του υπογείου. Μπορούν επίσης να εξασφαλίσουν στήριξη στα κατακόρυφα φορτία, όπως τα εξωτερικά υποστυλώματα και οι τοίχοι ενός κτιρίου.

Βάθρα γεφυρών

Οι πολλοί τύποι βάθρων γεφυρών παρουσιάζονται στο Hambly (1979). Αυτοί οι τοίχοι εξασφαλίζουν στήριξη στο έδαφος και λειτουργούν ως θεμέλια του καταστρώματος. Γι' αυτό, εκτός από το να εξασφαλίζουν τις κανονικές συνθήκες ευστάθειας, πρέπει επίσης να σχεδιάζονται ώστε να εξασφαλίζουν ανεκτές καθιζήσεις

για το κατάστρωμα της γέφυρας. Η οριζόντια προς τα έξω μετακίνηση και η στροφή πρέπει να είναι ελάχιστες ώστε να εξασφαλίζουν σωστή λειτουργία των στηριγμάτων του καταστρώματος.

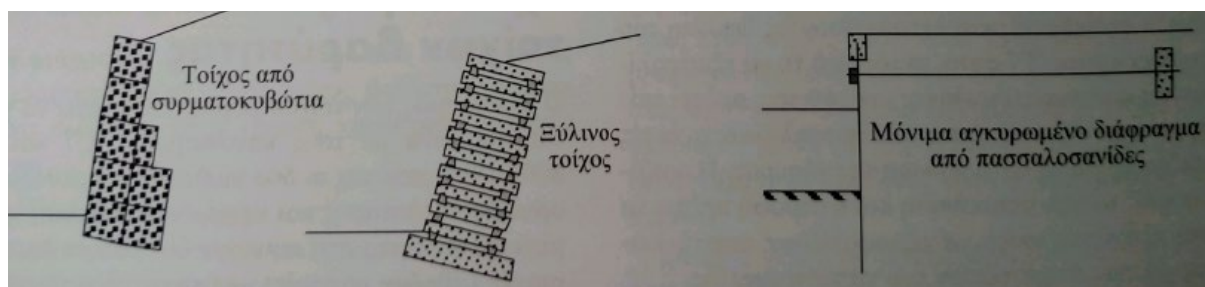


Σχήμα 21. Βάθρα γεφυρών.

Συρματοκυβώτια (σαραζανέτια) και ξύλινοι τοίχοι

Οι τοίχοι από σκυρόδεμα, ακόμη και όταν επενδύονται με τοιχοποιία ή άλλα υλικά, μπορεί να φαίνονται σκληροί και ασύμβατοι με το περιβάλλον. Τα συρματοκυβώτια μπορούν να ενσωματωθούν αρμονικά στο περιβάλλον καθώς μοιάζουν με ξερολιθιές, και οι ξύλινοι τοίχοι μπορούν να 'μαλακώσουν (για να γίνουν περιβαλλοντικά ηπιότεροι)' με τη χρήση ξύλου για την κατασκευή και υποβοήθηση της ανάπτυξης φυτών. Και οι δυο τύποι έχουν υψηλή διαπερατότητα και έτσι δεν απαιτείται πρόσθετη αποστράγγιση. Είναι πολύ εύκαμπτοι, ειδικά τα συρματοκυβώτια, και συνήθως χρειάζονται μόνον υποτυπώδη θεμελίωση. Είναι κατάλληλοι για ασυμπίεστα εδάφη επειδή μπορούν να αντέξουν μεγάλες καθιζήσεις χωρίς φανερή καταπόνηση.

Και οι δυο αυτοί τύποι εξασφαλίζουν την αντοχή τους από την αλληλεπίδραση των εφελκυστικών ιδιοτήτων του συρμάτινου πλέγματος ή του χαλύβδινου κλωβού και στον τρόπο σύνδεσης των ξύλων, που συνδυάζονται με τη θλιπτική και διατμητική αντοχή των λίθων που περικλείουν. Το κυριότερο μειονέκτημα είναι ότι το συρμάτινο πλέγμα του κλωβού είναι ευπαθές σε διάβρωση και φθορά, αν και η ζωή του μπορεί να επιμηκυνθεί με γαλβανισμό και επικάλυψη PVC.



Σχήμα 22. Τοίχος από συρματοκυβώτια - Ξύλινος τοίχος αγκυρωμένο διάφραγμα.

Το έδαφος που στηρίζουν πρέπει να έχει σε κάποιο βαθμό την ικανότητα να στηρίζεται μόνο του κατά τη διάρκεια της κατασκευής, και έτσι συχνά χρησιμοποιούνται για πρόσθετη στήριξη σε αναβαθμίδες και φυσικά πρανή. Τα συρματοκιβώτια συχνά χρησιμοποιούνται για την προστασία των οχθών ποταμών, όπου προσφέρουν σημαντική προστασία από τη διάβρωση.

2.4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

Ο σχεδιασμός των τοίχων βαρύτητας πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τους κανονισμούς EC7 και BS 8002:1994, που και οι δυο υιοθετούν τη μέθοδο της οριακής κατάστασης και επιμέρους συντελεστές. Σε μερικές ενότητες στη συνέχεια δίνονται παραδοσιακές μέθοδοι, οι οποίες υιοθετούν ολικούς συντελεστές ασφαλείας.

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που λαμβάνονται υπόψη είναι αυτές που δε θα δημιουργήσουν:

- A. Σημαντική παραμόρφωση στην κατασκευή ή
- B. Σημαντική μετακίνηση του εδάφους.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι το κυρίαρχο κριτήριο για την ισορροπία, επειδή οι παραμορφώσεις που απαιτούνται για να ενεργοποιηθούν πλήρως τη διατμητική αντοχή είναι μεγάλες σε σύγκριση με τις παραμορφώσεις που είναι αποδεκτές στην πράξη. Η πλήρης ενεργητική πίεση είναι η ελάχιστη τιμή που αποκτάται στη μέγιστη αντοχή, οπότε η ενεργητική εδαφική πίεση υπό τις συνθήκες λειτουργίας θα είναι περισσότερο σοβαρή παρά υπό την οριακή κατάσταση αντοχής.

Οι μετακινήσεις ενός τοίχου βαρύτητας δεν μπορούν να προσδιοριστούν με ακρίβεια χωρίς τη χρήση πολύπλοκων αναλύσεων και απλοποιητικών παραδοχών. Όμως, θεωρείται (BS 8002:1994) ότι η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας μπορεί να εξασφαλισθεί με τον περιορισμό της αντοχής σχεδιασμού σε μια τιμή που ενεργοποιείται και όχι σε πλήρεις ενεργητικές ή παθητικές τιμές.

Για το στατικό σχεδιασμό, οι δυνάμεις και οι καμπτικές ροπές από τις πλευρικές εδαφικές πιέσεις μειώνονται καθώς η κατασκευή παραμορφώνεται. Πρέπει να χρησιμοποιούνται οι πιο σημαντικές εδαφικές τάσεις, οι οποίες προσδιορίζονται για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, επειδή αυτές αναπτύσσονται κατά κανόνα υπό συνθήκες λειτουργίας. Οι επιμέρους συντελεστές που αυξάνουν τα φορτία δε χρειάζεται να εφαρμόζονται.

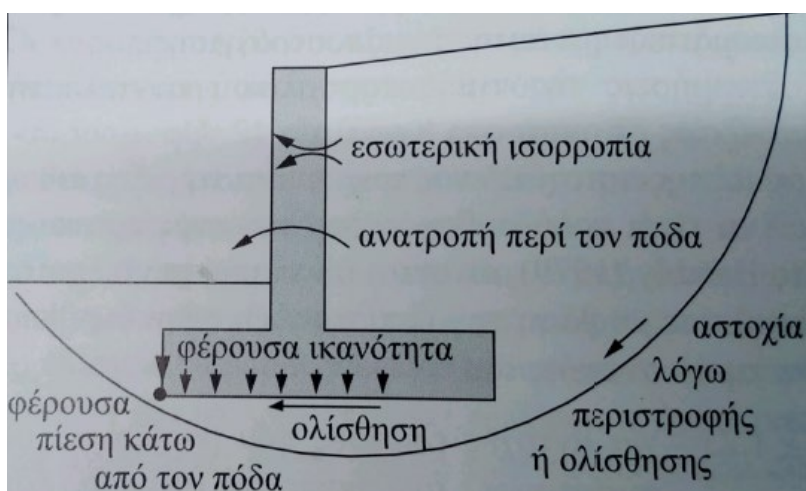
Οριακές καταστάσεις αντοχής

Οι κατασκευές αντιστήριξης πρέπει να σχεδιάζονται για να αποφεύγονται τα εξής:

- a) Κατάρρευση ή σοβαρή βλάβη από αστάθεια της εδαφικής μάζας. Ένας τοίχος βαρύτητας πρέπει να ελέγχεται στην οριακή κατάσταση αντοχής για:
- Αστοχία ολίσθησης
 - Ανατροπή ή αστοχία από περιστροφή
 - Φέρουσα πίεση κάτω από τον πόδα
 - Αστοχία φέρουσας ικανότητας
 - Αστοχία λόγω μετατόπισης ή ολίσθησης.

Ο έλεγχος πραγματοποιείται με την εξασφάλιση των συνθηκών ισορροπίας με τις δράσεις σχεδιασμού του εδάφους. Τιμές σχεδιασμού της αντοχής δίνονται στο παράστημα αυτού του κεφαλαίου.

- b) Αστοχία των δομικών μελών σε κάμψη και διάτμηση, που ονομάζεται εσωτερική ευστάθεια.
- c) Υπερβολική παραμόρφωση του τοίχου ή του εδάφους, η οποία θα μπορούσε να γίνει αιτία οι γειτονικές κατασκευές ή εγκαταστάσεις να φτάσουν στην οριακή κατάσταση αντοχής τους.



Σχήμα 23. Ευστάθεια τοίχων βαρύτητας.

Αστοχία λόγω ολίσθησης

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολικής αστοχίας κατά μήκος μιας βαθιάς επιφάνειας ολίσθησης, η οποία εκτείνεται κάτω από τον τοίχο, μπορεί να ληφθεί με τη χρήση των μεθόδων ανάλυσης. Ευστάθεια πρανών. Αν ο τοίχος υποστηρίζει και φορτίο που ασκείται στο έδαφος, όπως ένας τοίχος στον πόδα ενός βάθρου, τότε οι βραχυχρόνιες συνθήκες (για αργίλους υπό αστράγγιστες συνθήκες) είναι πιο κρίσιμες. Αν ο τοίχος κατασκευασθεί μέσα σε μια εκσκαφή, οι μακροχρόνιες στραγγιζόμενες συνθήκες είναι η κρίσιμότερη περίπτωση.

Επαρκή μέτρα αποστράγγισης (διαπερατές στρώσεις, σωλήνες, κλπ.) πίσω από τον τοίχο και μέσα στο επίχωμα, μπορούν να εξασφαλίσουν μια χαμηλότερη επιφάνεια ισορροπίας του φρεάτιου ορίζοντα. Πρέπει όμως να εξασφαλίζεται η μακροχρόνια αποτελεσματικότητα αυτής της αποστράγγισης.

Όμως, οι συνέπειες της αστοχίας ενός τοίχου αντιστήριξης πιθανόν να είναι πολύ σοβαρότερες από ενός πρανού. Στο Hambly (1979), δίνονται συνολικοί συντελεστές ασφαλείας με βάση την εμπιστοσύνη στην ακρίβεια των τιμών αντοχής του εδάφους, δηλαδή

$F \geq 1.25$	Για αντοχές εδάφους που βασίζονται σε αντίστροφες αναλύσεις της αστοχίας του ίδιου τύπου εδάφους
$F \geq 1.5$	Για αντοχές εδάφους που βασίζονται σε εργαστηριακές ή επιτόπου δοκιμές.

Αστοχία λόγω ανατροπής ή περιστροφής

Για τον υπολογισμό με την οριακή κατάσταση αντοχής, πρέπει να υπάρχει εξασφάλιση ότι η ισορροπία επιτυγχάνεται για:

$$\Sigma \text{ροπών ανατροπής} \leq \Sigma \text{ροπών αντίστασης} \quad (2.40)$$

Για τον προσδιορισμό των εδαφικών πιέσεων σχεδιασμού, χρησιμοποιούνται παράμετροι σχεδιασμού του εδάφους και συντελεστές για τις τιμές των ασκούμενων φορτίων.

Ο ολικός συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής περί τον πόδα μπορεί να ληφθεί από τη σχέση:

$$F_{\text{συνολικό}} = \frac{\Sigma \text{ροπών αντίστασης}}{\Sigma \text{ροπών ανατροπής}} \quad (2.41)$$

Συνίσταται (CP2:1951) να λαμβάνεται ένας ελάχιστος ολικός συντελεστής ασφαλείας ίσος με 2.

Η παθητική ώθηση στο εμπρός μέρος του τοίχου συνήθως αγνοείται, επειδή απαιτείται σημαντική περιστροφή πριν ενεργοποιηθεί, και αυτός ο τρόπος κίνησης μπορεί να μην αποκτήσει τη μέγιστη αναμενόμενη τιμή. Αν ένας τοίχος στηρίζεται σε υψηλότερη στάθμη από μια αντηρίδα, μια ήλωση, ή ένα αγκύριο, η δύναμη αντίδρασης σε αυτή τη στάθμη μπορεί να προστεθεί στις ροπές που αντιδρούν.

Φέρουσα πίεση κάτω από τον πόδα

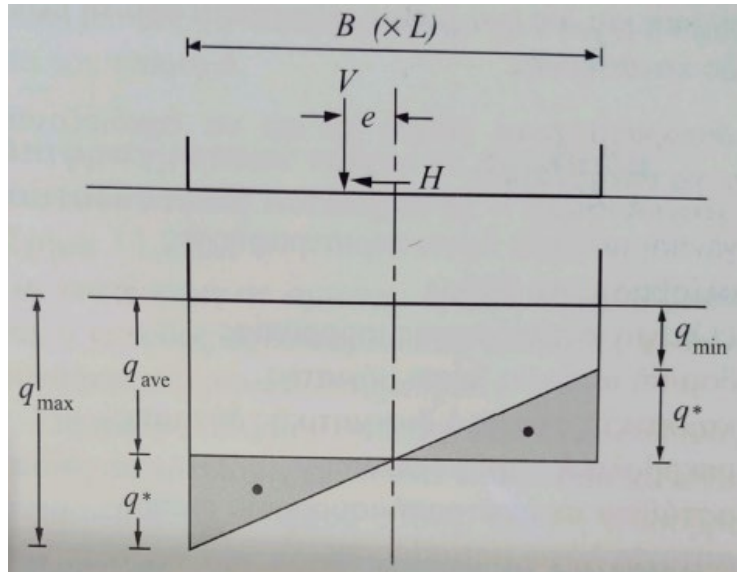
Αν υποθεθεί ότι το έδαφος μπορεί να υποστεί γραμμική κατανομή της τάσης και ότι παραμένει στην ελαστική περιοχή, χωρίς πλαστική διαρροή, μπορεί να αναλυθεί μια τραπεζοειδής κατανομή της πίεσης όπως στο Σχήμα 11.22, για να δώσει τις ασκούμενες μέγιστες και ελάχιστες πιέσεις.

Ο BS 8002:1994 απαιτεί η μέγιστη πίεση κάτω από τον πόδα του τοίχου να μην υπερβαίνει την επιτρεπόμενη φέρουσα πίεση του εδάφους. Αυτό δεν είναι εντελώς ασφαλές κριτήριο, επειδή η μέγιστη πίεση αναπτύσσεται σε μια πολύ μικρή επιφάνεια ακριβώς κάτω από τον πόδα και είναι πιθανό η εντατική κατάσταση να δημιουργήσει πλαστική διαρροή, μια κατάσταση πέρα από αυτή του κριτηρίου για την επιτρεπόμενη φέρουσα πίεση του εδάφους.

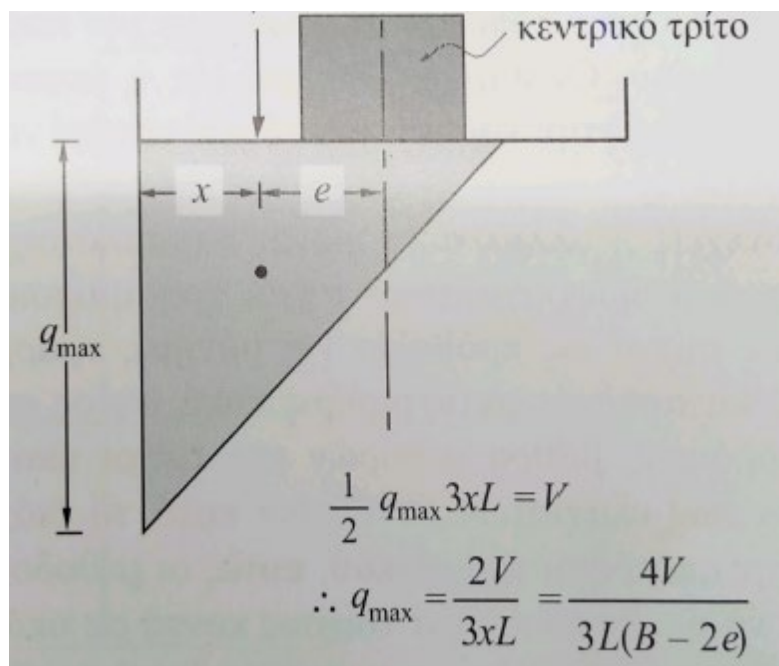
Η επιτρεπόμενη φέρουσα πίεση ενός εδάφους περιορίζεται από το μέγεθος της καθίζησης που μπορεί να αναληφθεί. Αυτή η καθίζηση βρίσκεται μέσα στην ελαστική περιοχή του εδάφους και εξαρτάται από τις ασκούμενες πιέσεις σε όλο το πλάτος ενός θεμελίου. Η άμεση σύγκριση των δυο αυτών τιμών δεν είναι ρεαλιστική και μπορεί να οδηγήσει σε δυσμενείς συνθήκες, ειδικά αν μπορούν να αναληφθούν μόνο μικρές καθιζήσεις.

Το κριτήριο αυτό μπορεί να ικανοποιείται από:

- 1) Το σχεδιασμό του τοίχου με έναν ολικό συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής, πχ. 2 ή μεγαλύτερο.
- 2) Το σχεδιασμό του τοίχου έτσι ώστε η συνισταμένη κατακόρυφη ώθηση V να βρίσκεται μέσα στο κεντρικό τρίτο της βάσης του τοίχου. Σε αυτή την περίπτωση το q_{max} δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 2 φορές του q_{ave} . Ο Hambly (1979) συνοψίζει τις συστάσεις του Huntington (1957) ότι για την ευστάθεια έναντι ανατροπής πρέπει να ελέγχεται αν η κατακόρυφη ώθηση βρίσκεται:
 - a) Μέσα στο κεντρικό τρίτο για τοίχους σε συμπαγή εδάφη
 - b) Μέσα στο κεντρικό τμήμα πλάτους ίσο με το μισό της βάσης για τοίχους σε βράχο
 - c) Στο μέσο της βάσης ή πίσω από αυτό για τοίχους σε πολύ συμπιεστά εδάφη ώστε να αποφευχθεί κλίση προς τα εμπρός.



Σχήμα 24. V μέσα στο κεντρικό τρίτο.



Σχήμα 25. V έξω από το κεντρικό τρίτο.

Φέρουσα ικανότητα

Οι παραπάνω μέθοδοι εξετάζουν μόνο τις επιδράσεις της έκκεντρης φόρτισης και αγνοούν τη σημαντική επίδραση των κεκλιμένων φορτίων. Το οριζόντιο φορτίο μαζί με το κατακόρυφο δίνουν μια κεκλιμένη συνισταμένη που ασκείται στο έδαφος. Από το Κεφάλαιο 8, προκύπτει ότι μια πιο λογική διαδικασία είναι να υιοθετηθεί η μέθοδος της ενεργού επιφανείας (Meyerhof) ώστε να ληφθεί υπόψη η έκκεντρη φόρτιση και να

τροποποιηθεί η εξίσωση της φέρουσας ικανότητας με τη χρήση των συντελεστών κλίσης.

Η πείρα δείχνει ότι η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ικανοποιείται για αργιλικά εδάφη με τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας βάσει των τιμών της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής και υψηλότερη τιμή συντελεστή κινητοποίησης από 2.0 έως 3.0.

Ολίσθηση

Ένας τοίχος βαρύτητας θα υποστεί πολύ μεγάλη οριζόντια μετακίνηση αν δεν υπάρχει αρκετό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολίσθησης.

Οι τιμές τριβής και συνάφειας του τοίχου δίνονται στο παράρτημα στο τέλος αυτού του κεφαλαίου. Η τριβή βάσης πρέπει να έχει διαφορετική μεταχείριση από την τριβή του τοίχου, καθώς η πρώτη εξαρτάται από τα φυσικά στρώματα της θεμελίωσης, ενώ η τριβή του τοίχου εξαρτάται από τη φύση του υλικού της επίχωσης.

Η τιμή του ϕ' είναι η γωνία της διατμητικής αντοχής από τριαξονική δοκιμή. Η κατάλληλη τιμή ϕ' κάτω από έναν τοίχο είναι η τιμή της επίπεδης παραμόρφωσης, η οποία είναι κάπως μεγαλύτερη από την τριαξονική τιμή. Όμως, χρησιμοποιώντας μικρότερη τιμή αντισταθμίζεται η ενεργοποίηση των διατμητικών αντοχών πέρα από τις μέγιστες τιμές καθώς ο τοίχος κινείται προς τα εμπρός. Η διατάραξη της επιφάνειας του εδαφικού σχηματισμού είναι επίσης πιθανό να μειώσει τις τιμές του ϕ' .

Αν υπάρχει πιθανότητα η ανατροπή να δημιουργήσει ελάχιστες πιέσεις στην κάτω πλευρά του τοίχου, κοντά στο πέλμα, τότε οι εξισώσεις που προκύπτουν από τη μέθοδο της ενεργού επιφανείας συνίσταται αντί για το πλάτος B να χρησιμοποιείται το ενεργό πλάτος B' .

Εσωτερική ευστάθεια

Αυτή έχει σχέση με τη δομική ακεραιότητα των στοιχείων του τοίχου. Τοίχοι λιθοδομής ή οπτοπλινθοδομής πρέπει να διαστασιολογούνται έτσι ώστε να μην αναπτύσσουν εφελκυσμό σε κανένα σημείο τους, διαφορετικά μπορεί να συμβούν αστοχίες από λυγισμό ή διάρρηξη. Τοίχοι από άοπλο σκυρόδεμα πρέπει να διαστασιολογούνται έτσι ώστε να μην υπερβούν την επιτρεπόμενη θλιπτική, εφελκυστική, και διατμητική τάση. Τοίχοι από οπλισμένο σκυρόδεμα σχεδιάζονται ως πρόβολοι.

2.5. ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ (ΠΕΤΑΣΜΑΤΑ)

Αυτοί οι τοίχοι διαφέρουν από τους τοίχους βαρύτητας από το γεγονός ότι κατασκευάζονται επιτόπου πριν την εκσκαφή ώστε να υποστηρίξουν το έδαφος, ενώ οι τοίχοι βαρύτητας πρώτα κατασκευάζονται και μετά στηρίζουν το επίχωμα. Οι διαφραγματικοί τοίχοι είναι λυγερές κατασκευές, που σημαίνει ότι:

1. Το ίδιο βάρος τους αγνοείται και κανονικά αλληλεπιδρούν κατακόρυφα με ο έδαφος από κάτω τους, σε σύγκριση με τους τοίχους- προβόλους.
2. Δεν χρειάζονται έλεγχο έναντι ολίσθησης ή αστοχίας φέρουσας ικανότητας. Η ανατροπή είναι η κύρια συνολική ευστάθεια που ελέγχεται.
3. Βασίζονται στην ενεργοποίηση της παθητικής ώθησης στο εμπρός τμήμα τους για στήριξη κάτω από την στάθμη εκσκαφής.
4. Αναμένεται τι θα παραμορφωθούν, τουλάχιστον κάτω από τη στάθμη εκσκαφής.
5. Συνήθως αντιστηρίζονται ή αγκυρώνονται επάνω από το βάθος εκσκαφής, οπότε οι πιέσεις που μπορεί να αναπτυχθούν πίσω από έναν τοίχο εξαρτώνται από την ευκαμψία του τοίχου, το μέγεθος της αντιστήριξης που παρέχεται και τη στάθμη στην οποία εφαρμόζεται. Γι' αυτό, η πραγματική κατανομή των πιέσεων είναι πολύπλοκη και, σε ένα βαθμό, εξαρτάται από τη μέθοδο κατασκευής.

Οι διαφραγματικοί τοίχοι πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αποτρέπουν:

- Γενική αστοχία λόγω περιστροφής ή ολίσθησης σε βάθος
- Έλλειψη κατακόρυφης ισορροπίας
- Δομική αστοχία λόγω μέγιστης καμπτικής ροπής ή διατμητικής δύναμης
- Υπερβολική παραμόρφωση
- Αστάθεια σε ανατροπή/ ισορροπία ροπών
- Αστοχία λόγω μετακίνησης

Σε αυτό το κεφάλαιο εξετάζονται μόνον οι δυο τελευταίες απαιτήσεις, για να προσδιοριστεί το απαιτούμενο βάθος διείδυσης κάτω από τη στάθμη της εκσκαφής και η δύναμη που ασκείται σε μια διαδοκίδα ή αγκύριο.

Διαφραγματικοί τοίχοι εν προβόλω (αυτοευσταθή πετάσματα)- γενικά

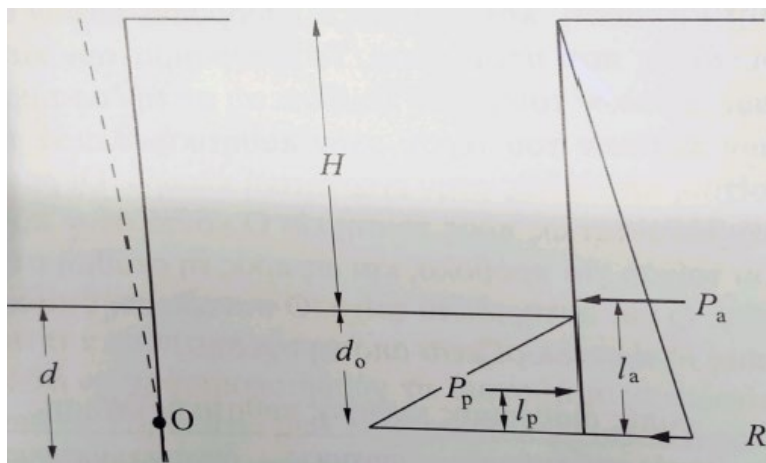
Συχνά χρησιμοποιούνται χαλύβδινοι πασσαλότοιχοι που εισχωρούν στο έδαφος, για να στηρίξουν τις κατακόρυφες πλευρές των εκσκαφών κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Για να αποφευχθεί εσωτερική αντιστήριξη ή εξωτερική αγκύρωση προτιμάται, αν υπάρχει δυνατότητα, ο σχεδιασμός ώστε ο τοίχος να λειτουργεί ως πρόβολος. Οι πάσσαλοι συνήθως αφαιρούνται συνήθως αφού ολοκληρωθεί η κατασκευή κάτω από το έδαφος και να γίνει η επίχωση. Αυτός ο τύπος τοίχου πρέπει να περιορίζεται μέχρι ένα ύψος 3 – 5m, ανάλογα με τον τύπο του εδάφους και την παρουσία ή όχι νερού. Οι παραμορφώσεις και η μετακίνηση προς τα έξω στην κορυφή του τοίχου μπορεί να είναι σημαντικές.

Συνεχείς ή αλληλοτεμνόμενοι πασσαλότοιχοι έγχυσης και διαφραγματικοί τοίχοι χρησιμοποιούνται επίσης συχνά ως πρόβολοι για μόνιμες εφαρμογές, όπως κατασκευές αντιστήριξης κατά μήκος αυτοκινητόδρομων, βάθρα γεφυρών και τοίχων υπογείων. Λόγω των ελαχίστων δονήσεων κατά τη διάτρηση για την αφαίρεση του υλικού, αυτές οι μέθοδοι μπορούν να υιοθετηθούν για τοίχους κοντά σε υπάρχουσες κατασκευές. Οι διαφραγματικοί τοίχοι είναι οι πιο κατάλληλοι όπου υπάρχει υψηλός υδροφόρος ορίζοντας, και όπου απαιτείται μεγαλύτερη καμπτική αντίσταση ή μεγαλύτερο μέτρο αντίστασης μέλους όταν μπορεί να κατασκευαστεί μια ισχυρή 'φωλιά' για τον οπλισμό.

Διαφραγματικοί τοίχοι εν προβόλω (αυτοευσταθή πετάσματα)

Για κατασκευή σε άμμους, πρέπει να χρησιμοποιείται η μέθοδος σχεδιασμού των ενεργών τάσεων με συνθήκες πλήρους πίεσης πόρων.

Για πασσάλους που υποστηρίζουν προσωρινές εργασίες σε αργίλους, πρέπει να υποτίθεται κανονικά της ενεργού τάσης, επειδή η ισορροπία των πιέσεων των πόρων μπορεί να επιτευχθεί πολύ γρήγορα. Αυτό συμβαίνει λόγω της διόγκωσης του εδάφους στην ενεργητική πλευρά του τοίχου (εφελκυστικές ρωγμές στην εξωτερική πλευρά), της συρρίκνωσης του εδάφους στην παθητική πλευρά λόγω της αποφόρτισης, και της ύπαρξης μακροδομής όπως ρηγματώσεις και λεπτοδιαστρώσεις που παρουσιάζονται στις περισσότερες αργίλους. Παρόλα αυτά, συχνά ρισκοκινδυνεύουμε περισσότερο στις προσωρινές εργασίες και έτσι υιοθετούνται χαμηλότεροι συντελεστές ασφαλείας. Για μόνιμες εργασίες, υποτίθενται οι μακροχρόνιες συνθήκες των ενεργών τάσεων.



Σχήμα 26. Διαφραγματικός τοίχος εν προβόλω (αυτοευσταθές πέτασμα)

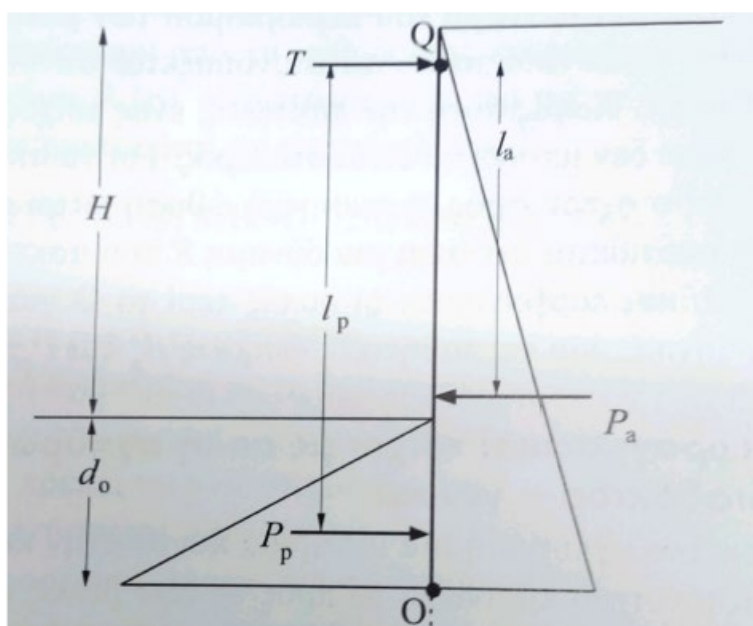
Η ευστάθεια ενός τοίχου εν προβόλω προκύπτει από την παθητική ώθηση στο τμήμα που είναι μέσα στο έδαφος κάτω από τη στάθμη εκσκαφής. Λόγω του περιορισμού των μετακινήσεων κάτω από το O, αυτό ονομάζεται συνθήκη πάκτωσης. Χωρίς αυτή την πάκτωση, ένας τοίχος εν προβόλω δεν μπορεί να είναι σταθερός. Για να απλοποιηθεί ο σχεδιασμός, η παθητική ώθηση κάτω από το O υποτίθεται ότι είναι μια δύναμη R που ασκείται στο O, και λαμβάνονται οι ροπές περί το O για τις ενεργητικές και τις παθητικές ωθήσεις P_a και P_p .

Διαφραγματικοί τοίχοι με απλή αγκύρωση ή διαδοκίδα- γενικά

Ένα απλό αγκύριο ή μια αντηρίδα κοντά στην κορυφή του τοίχου εμποδίζει το προς τα έξω βέλος κάμψης στο σημείο αυτό και μεταβάλλει τις πιέσεις που ενεργοποιούνται πίσω από τον τοίχο. Η ευκαμψία του τοίχου του επιτρέπει επίσης να παραμορφωθεί, και μεταβάλλει ακόμη περισσότερο τις πιέσεις λόγω της δράσης θόλου μέσα στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Οι κατανομές της πιέσεις πίσω από έναν τέτοιο τοίχο είναι πιθανόν πολύπλοκες. Οι τύποι της αγκύρωσης περιγράφονται στη συνέχεια.

Διαφραγματικοί τοίχοι με απλή αγκύρωση ή διαδοκίδα- σχεδιασμός

Για τους σκοπούς του σχεδιασμού, υποτίθεται μια απλοποιημένη κατανομή των εδαφικών πιέσεων. Εξετάζεται η ολική ευστάθεια του τοίχου από τις ροπές γύρω από τη στάθμη στήριξης Q των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων P_a και P_p , με την παραδοχή ελεύθερης στήριξης του εδάφους. Σε αυτή την κατάσταση, το βάθος έμπηξης δεν είναι αρκετό να εμποδίσει την περιστροφή του τοίχου, όπως σε συνθήκες πάκτωσης. Όμως είναι απαραίτητη η περιστροφή του ποδός για τον έλεγχο της ολικής ευστάθειας με όρους ροπών γύρω από τη στάθμη αντιστήριξης.



Σχήμα 27. Διαφραγματικός τοίχος με απλή αγκύρωση ή διαδοκίδα.

Πρέπει να είμαστε προσεκτικοί όταν υποθέτουμε τις τιμές της τριβής του τοίχου δ και της συνάφειας c_w , λόγω της αβεβαιότητας των σχετικών κατακόρυφων μετακινήσεων μεταξύ τοίχου και εδάφους.

Μέθοδοι σχεδιασμού

Οι οδηγίες που δίνονται στον EC7, στο BS 8002, και στο CIRIA 104 δεν είναι πλήρως συμβατές. Υπάρχει ένας αριθμός εναλλακτικών τρόπων τροποποίησης των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων και ροπών για να εξασφαλιστεί η ευστάθεια. Ο BS 8002:1994 προσφέρει πέντε παραδοσιακές μεθόδους σχεδιασμού ως πληροφοριακές αναφορές. Ο μελετητής πρέπει να είναι ενήμερος για τους περιορισμούς κάθε μεθόδου και την ευαισθησία στις αλλαγές των τιμών των παραμέτρων. Επιπλέον, κάθε μέθοδος έχει το δικό της σύνολο ολικών συντελεστών ασφαλείας. Οι προσωπικές επιλογές παίζουν μεγάλο ρόλο στην επιλογή της μεθόδου. Τέσσερις από τις μεθόδους αυτές περιγράφονται στη συνέχεια.

Μέθοδος συνολικών πιέσεων

Αυτή η μέθοδος υιοθετήθηκε πρώτα στο CP2:1951. Το βάθος d στο οποίο θα φτάσει ο τοίχος λαμβάνεται με την εξίσωση των ροπών ως προς το σημείο O της πλήρους τιμής ενεργητικής ώθησης P_a , η οποία όμως εξισορροπείται από μια μειωμένη τιμή P_p . Λαμβάνονται οι ροπές ως προς το O κοντά στον πόδα του τοίχου για την περίπτωση του προβόλου, και ως προς το Q στη στάθμη της αντηρίδας για αντηριδωτό τοίχο.

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma (H + d)^2 \quad (2.42)$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma d^2 \quad (2.43)$$

$$M_p = P_p l_p \quad (2.44)$$

$$M_a = P_a l_a \quad (2.45)$$

$$F_p = \frac{M_p}{M_a} \quad (2.46)$$

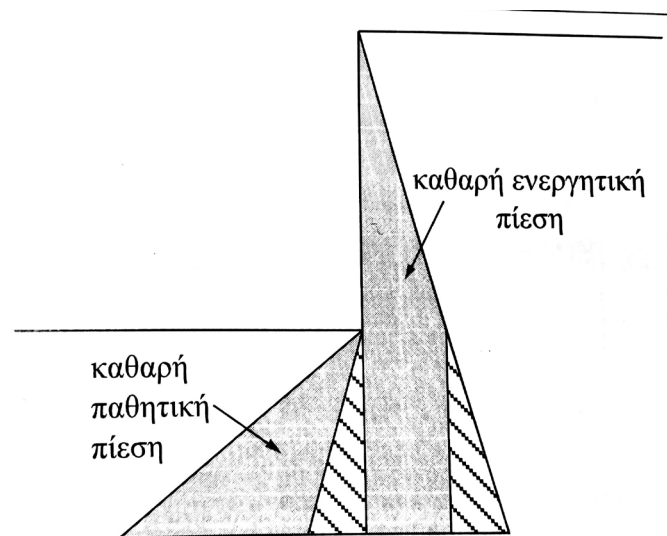
Προκύπτει μια εξίσωση τρίτου βαθμού ως προς d , η οποία λύνεται με διαδοχικές δοκιμές. Η τιμή του d που προκύπτει αυξάνεται κατά 20% για να δώσει το συνολικό βάθος έμπηξης και να εξασφαλίσει ότι θα επιτευχθεί η παθητική ώθηση κάτω από το O , η οποία αντιπροσωπεύεται από την αντίδραση R . Η αύξηση αυτή δεν είναι ένας πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας.

Στο CIRIA 104 δίνονται συνιστώμενες τιμές για τον ολικό συντελεστή ασφαλείας F_p . Για μια ανάλυση ενεργών τάσεων, το F_p μπορεί να ποικίλει από 1.0 έως 2.0. Εξαρτάται από την τιμή ϕ' , από το αν οι εργασίες είναι μόνιμες ή προσωρινές, και από το αν χρησιμοποιούνται για τις παραμέτρους οι μέσες συντηρητικές τιμές ή οι δυσμενέστερες πιθανές. Οι πιέσεις του νερού και οι συνισταμένες ωθήσεις τους δεν πολλαπλασιάζονται με συντελεστή.

Υπάρχει μια ανωμαλία σε αυτή τη μέθοδο για τις αστράγγιστες συνθήκες, όταν $\varphi' = 0^\circ$ και $K_a = K_p = 1$, επειδή ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται με την αύξηση του βάθους έμπηξης.

Μέθοδος της καθαρής διαθέσιμης παθητικής ώθησης

Αυτή η μέθοδος έχει αναπτυχθεί από τους Burland, Potts, και Walsh (1981). Υποθέτει μια τροποποιημένη κατανομή των πιέσεων, που λαμβάνεται με την αφαίρεση της διαγραμμισμένης επιφάνειας του Σχήματος και από την ενεργητική και από την παθητική πίεση, και εφαρμόζει ισορροπία ροπών στις δυνάμεις που απομένουν. Το διάγραμμα των καθαρών πιέσεων του νερού λαμβάνεται με την αφαίρεση των πιέσεων του νερού στην παθητική πλευρά του τοίχου, από αυτές στην ενεργητική πλευρά.



Σχήμα 28. Διαφραγματικός τοίχος εν προβόλω - μέθοδος καθαρής διαθέσιμης παθητικής ώθησης.

Οι ροπές λαμβάνονται ως προς το σημείο O κοντά στον πόδα του τοίχου για πρόβολο, και ως προς τη στάθμη στήριξης Q για αντηριδωτό τοίχο. Ο συντελεστής ασφαλείας F_r προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_r = \frac{\text{ροπές διαθέσιμης καθαρής παθητικής ώθησης}}{\text{ροπές αποκαθαρές δυνάμεις ενεργητικές δυνάμεις νερού + δυνάμεις υπερ-κείμενων φορτίων}} \quad (2.47)$$

Οι τιμές του F_r δίνονται στο CIRIA 104. Σε μια ανάλυση ενεργητικών τάσεων, η τιμή του F_r μπορεί να ποικίλει μεταξύ 1.0 και 2.0, ανάλογα με το αν πρόκειται για προσωρινές ή μόνιμες εργασίες και με το αν χρησιμοποιούνται μέσες, συντηρητικές, ή οι δυσμενέστερες δυνατές τιμές.

Μέθοδος του συντελεστή αντοχής

Σε αυτή τη μέθοδο, οι τιμές των ενεργητικών και παθητικών πιέσεων προσδιορίζονται από τις παραμέτρους της αντοχής του εδάφους, μειωμένες από ένα μεμονωμένο συντελεστή ασφαλείας F_s για να προκύψουν τιμές κινητοποίησης της αντοχής:

$$c'_m = \frac{c'}{F_{sc}} \quad (2.48)$$

$$\tan\varphi'_m = \frac{\tan\varphi'}{F_{s\varphi}} \quad (2.49)$$

$$c_{um} = \frac{c_u}{F_{ss}} \quad (2.50)$$

Κατόπιν, εξισώνουμε τις ροπές στην ενεργητική και την παθητική πλευρά με συμβατικό τρόπο. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν τα διαγράμματα πιέσεων από τις παραπάνω μεθόδους ανάλυσης, αφού η οριακή κατάσταση ισορροπίας (με ολικό συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1) θα δώσει το ίδιο αποτέλεσμα.

Οι συνιστώμενες τιμές του συντελεστή ασφαλείας F_s για συμπαγείς αργίλους δίνονται στο CIRIA 104. Οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ 1 και 1.5, ανάλογα με τις τιμές του φ' , το αν πρόκειται για προσωρινές ή μόνιμες εργασίες, και αν χρησιμοποιούνται μέσες, συντηρητικές, ή δυσμενέστερες δυνατές τιμές.

Αυτή η μέθοδος είναι παρόμοια με την προσέγγιση της οριακής κατάστασης ή των επιμέρους συντελεστών, αν και οι δυο παράμετροι αντοχής μειώνονται με τον ίδιο συντελεστή. Για μια ανάλυση ενεργών τάσεων, για μόνιμες εργασίες, με φ' μεγαλύτερο από 30° οι συντελεστές είναι:

$$F_{sc} = F_{s\varphi} = 1.2 \quad (1.51)$$

Η μέθοδος πρέπει να χρησιμοποιείται μόνο για τον προσδιορισμό του βάθους έμπηξης. Με τις μειωμένες τιμές αντοχής, αυξάνονται οι ενεργητικές δυνάμεις και μειώνονται οι παθητικές. Αυτό παραποιεί τους υπολογισμούς για την καμπτική ροπή στον κορμό του τοίχου. Το βάθος έμπηξης, το οποίο προσδιορίζεται με αυτή τη μέθοδο, είναι επίσης ευαίσθητο στην τιμή του F_s . Η καμπτική ροπή σχεδιασμού μπορεί να υπολογισθεί με τη χρήση των παραμέτρων του εδάφους χωρίς συντελεστές ασφαλείας στην οριακή ισορροπία.

Μέθοδος του BS 8002

Ο συντελεστής στον υπολογισμό της αντοχής είναι παρόμοιος με τον επιμέρους συντελεστή που υιοθετείται από τον EC7 και συνίσταται από τον BS 8002. Η διαδικασία έγκειται στο να προσδιοριστεί το βάθος έμπηξης το οποίο εξασφαλίζει ολική ισορροπία του τοίχου, με τη χρήση εδαφικών πιέσεων που προέρχονται από τις αντοχές σχεδιασμού του εδάφους.

Αγκυρώσεις για διαφραγματικούς τοίχους

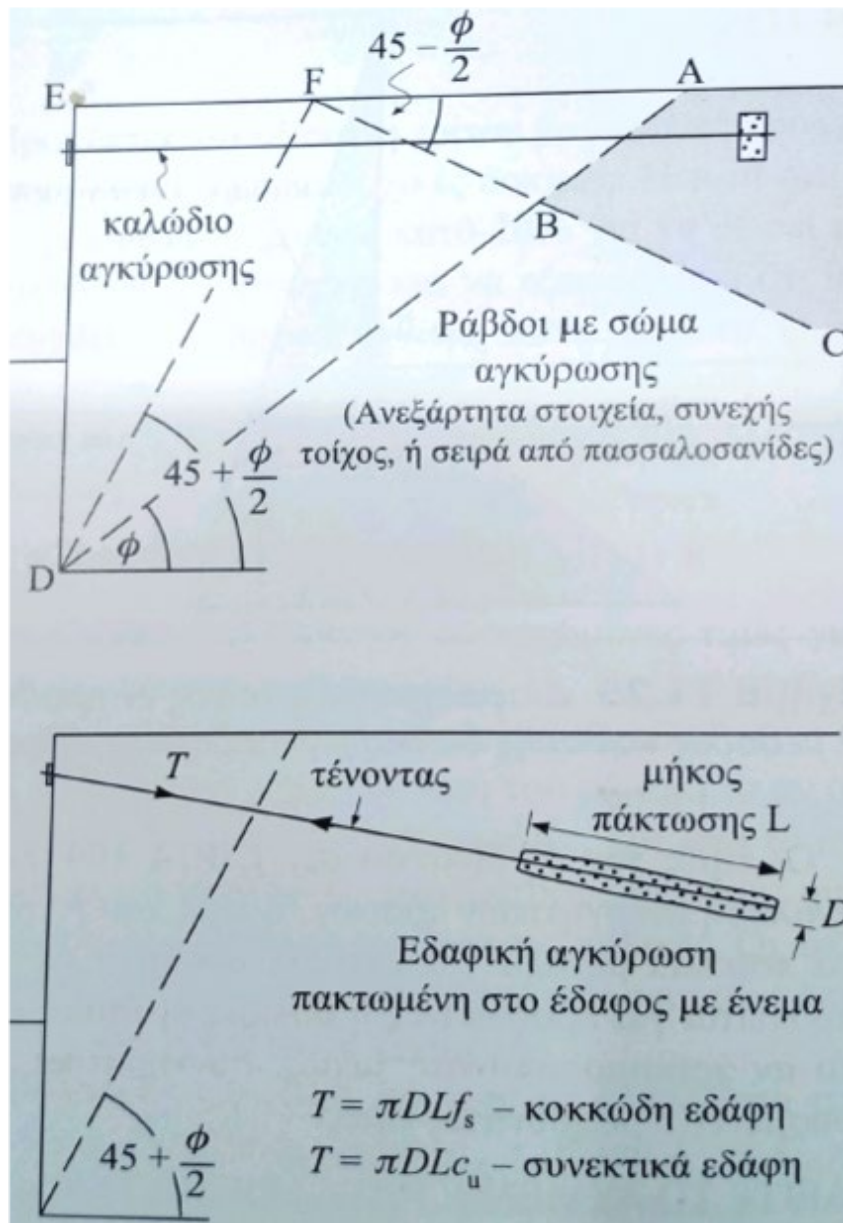
Οι αγκυρώσεις είναι βασικές σε κατασκευές λιμενικών έργων. Αντηρίδες ή δοκοί μέσα σε μια εκσκαφή εμποδίζουν σημαντικά την ασφάλεια και την απόδοση των κατασκευαστικών έργων, ενώ οι αγκυρώσεις επιτρέπουν την απρόσκοπτη εκσκαφή. Όμως, οι αγκυρώσεις επηρεάζουν και καταλαμβάνουν το έδαφος γύρω από την εκσκαφή και πίσω από τα λιμενικά έργα, οπότε πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα γειτονικά κτίρια, οι εγκαταστάσεις και άλλα έργα, και τα δικαιώματα των γειτονικών ιδιοκτητών.

Ο πιο συνηθισμένος τρόπος αγκύρωσης διαφραγμάτων από πασσαλοσανίδες φαίνεται στο Σχήμα 11.26. Οι ράβδοι με σώμα αγκύρωσης στηρίζονται στην ενεργοποίηση της παθητικής ώθησης εμπρός από αυτά, οπότε είναι θεμελιώδης η επαρκής συμπύκνωση και η προστασία από διατάραξη της επίχωσης στο εμπρόσθιο μέρος των αγκυρώσεων. Αυτές πρέπει να τοποθετούνται πέρα από τις γραμμές AB και BC του Σχήματος 11.26, ώστε η παθητική ώθηση, η οποία ενεργοποιείται εμπρός τους καθώς πιέζουν το έδαφος, να μην επηρεάζεται από την εξάπλωση του εδάφους στην ενεργητική σφήνα DEF πίσω από τον τοίχο.

Αν χρησιμοποιηθούν μικρότερα μεμονωμένα στοιχεία αγκύρωσης για κάθε τένοντα, μπορεί να αναμένεται αυξημένη παθητική συγκράτηση λόγω της τρισδιάστατης διατμητικής ζώνης εμπρός από το στοιχείο αγκύρωσης, και της διατμητικής αντίστασης στις πλευρές του στοιχείου. Πρέπει να αναμένεται βέλος κάμψης στην κορυφή του τοίχου πριν ενεργοποιηθεί αρκετή παθητική συγκράτηση μπροστά από το στοιχείο της αγκύρωσης.

Οι αγκυρώσεις εδάφους αποτελούνται από τένοντες προστατευμένων από διάβρωση ράβδων ή συρματόσχοινων, που εισέρχονται σε οπές στο έδαφος και αγκυρώνονται με διάφορες τεχνικές ενεμάτων, οι οποίες εξαρτώνται από το είδος του εδάφους, ώστε να σχηματίσουν ένα μήκος πάκτωσης της αγκύρωσης. Ο σχεδιασμός, η κατασκευή, και ο έλεγχος των εδαφικών αγκυρώσεων περιγράφεται στο BS 8081:1989. Το κυριότερο πλεονέκτημά τους είναι ότι περιορίζουν τις παραμορφώσεις του τοίχου και, επομένως, ελαχιστοποιούν τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες εδαφικές κινήσεις γύρω από την εκσκαφή. Αυτό επιτυγχάνεται με το να γίνει η εκσκαφή σε μικρό βάθος, μέχρι τη στάθμη που τοποθετείται ο τένοντας, και να εξασφαλισθεί ότι θα παραμείνει σταθερή αυτή η δύναμη στον τοίχο πριν από τη συνέχιση της εκσκαφής.

Η δύναμη αγκύρωσης ή αντηρίδας T προκύπτει από την οριζόντια ισορροπία. Η δύναμη /τα προσδιορίζεται ανά μέτρο τοίχου, και έτσι η δύναμη στην αγκύρωση ή την αντηρίδα δίνεται από το T πολλαπλασιασμένη με την απόσταση ανάμεσα στις αγκυρώσεις ή τις αντηρίδες.



Σχήμα 29. Αγκυρώσεις για διαφράγματα πασσαλοσανίδων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ – ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ

3.1. ΣΤΟΙΧΕΙΑ - ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ

ΑΠΟΦΑΣΗ ΚΥΡΗΣΗΣ ΑΡΧΑΙΟΛΟΓΙΚΟΥ ΧΩΡΟΥ – ΨΗΛΑ ΑΛΩΝΙΑ

Αριθ. ΥΠΠΟ/ΓΔΑ/ΑΡΧ/Α1/Φ43/58263/3522 (4)

Κήρυξη περιοχής στα Ψηλά Αλώνια της Πάτρας ως Αρχαιολογικού χώρου.

Ο ΥΠΟΥΡΓΟΣ ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ

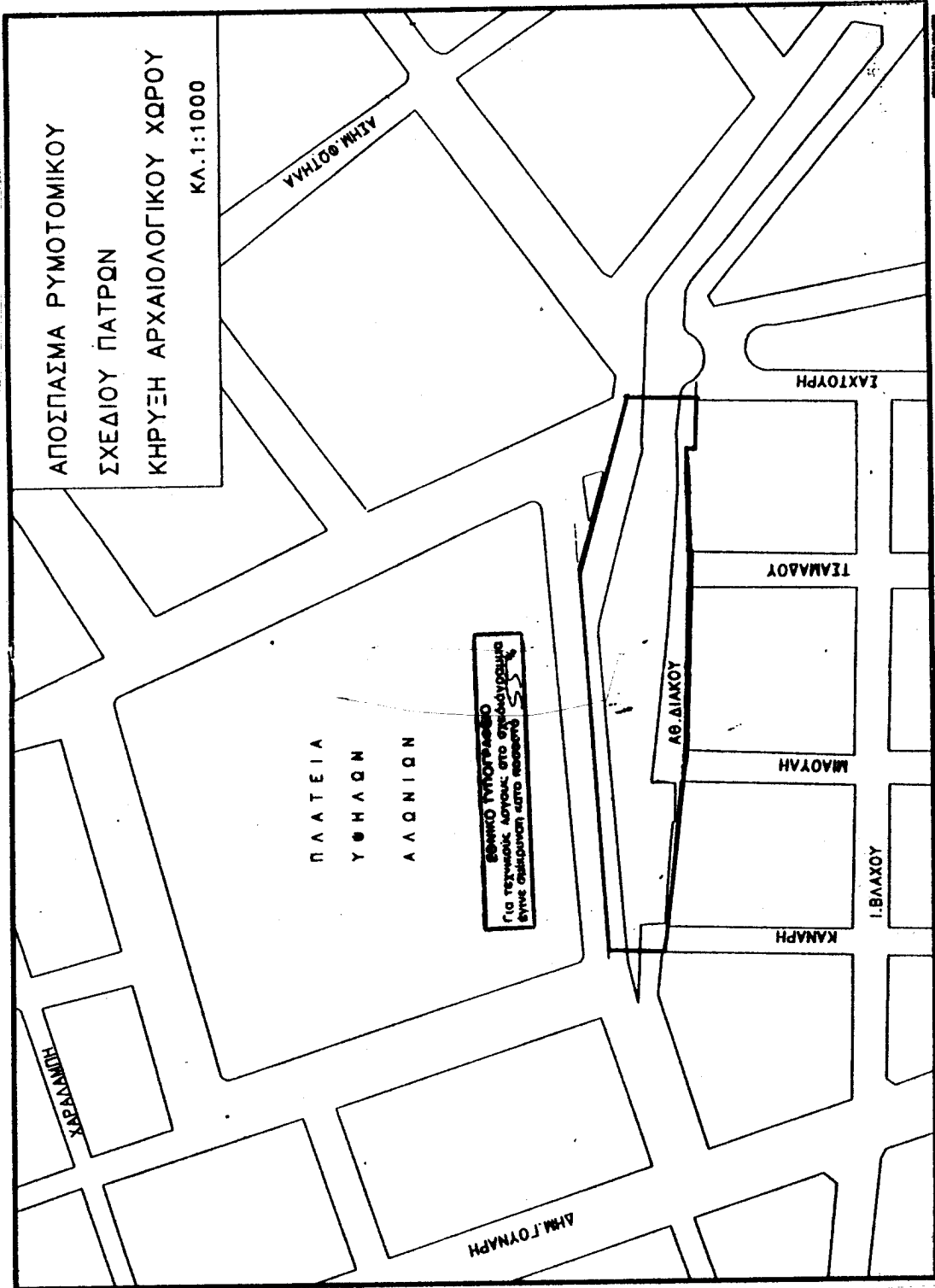
Έχοντας υπόψη:

1. Τις διατάξεις του Ν. 1558/85 (ΦΕΚ 137/Α/26.7.1985) “Κυβέρνηση και Κυβερνητικά Όργανα”.
2. Την ΥΠΠΟ/ΓΝΟΣ/49610/28.11.1990 (ΦΕΚ 743/Β/19.11.1990) “Εξαίρεση από τον περιορισμό των τριών υπογραφών”.
3. Τις διατάξεις του Κ.Ν. 5351/32 “Περί Αρχαιοτήτων”.
4. Τις διατάξεις του Ν. 1127/81 (ΦΕΚ 32/τ.Α/81) “Περί κυρώσεως της εις Λονδίνον, την 6^η Μαΐου 1969 υπογραφείσης Ευρωπαϊκής Συμβάσεως δια την προστασίαν της αρχαιολογικής κληρονομιάς”.
5. Την ομόφωνη γνωμοδότηση του Τοπικού Συμβουλίου Μνημείων Νοτιοδυτικής Ελλάδος, όπως διατυπώθηκε στην αρ. 8/17.10.2000 Συνεδρία του, αποφασίζουμε:

Χαρακτηρίζουμε ως αρχαιολογικό Χώρο την περιοχή εντός της πόλεως της Πάτρας, η οποία περικλείεται από τις οδούς Κανάρη, περιμετρική Πλατείας Υψηλών Αλωνίων, Σαχτούρη, Αθ. Διάκου και Κανάρη, για λόγους προστασίας του μεγάλου αναλήμματος των ρωμαϊκών χρόνων, το οποίο σώζεται σε ύψος 9μ. μήκος 68μ. και πλάτος 4.90μ. καθώς και του άμεσου περιβάλλοντός του. Η κηρυσσόμενη περιοχή ορίζεται στο απόσπασμα Ρυμοτομικού Σχεδίου της Πόλεως των Πατρών το οποίο επισυνάπτεται.

Από τις διατάξεις της παρούσας Απόφασης δεν προκαλείται δαπάνη σε βάρος του Κρατικού Προϋπολογισμού.

Η παρούσα απόφαση να δημοσιευθεί στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως.



Κατά την τοπογραφική αποτύπωση με χρήση τοπογραφικού GPS/GNSS πάρθηκαν τα ακόλουθα αποτελέσματα για τα γεωμετρικά στοιχεία του τοίχου καθώς αναφέρονται και οι παραδοχές που εισήχθησαν στο παρακάτω πρόγραμμα μελέτης:

- Ολικό ύψος τοίχου(m) $H=9$ (κατά μέσο όρο και με βάση το παραπάνω ΦΕΚ 1528/B/2001)
- Πάχος στέψης (m) $a_1= 1.20$
- Προσαύξηση βάσης κορμού αριστερά (m) $a_2= 1.40$
- Προσαύξηση βάσης κορμού δεξιά (m) $a_3= 0.00$
- Πλάτος “Δακτύλου” (m) $a_4= 0.60$
- Πλάτος “Πτέρνας” (m) $a_5= 1.00$
- Ύψος “Δακτύλου” και “Πτέρνας” (m) $h_1=1.50$
- Ενίσχυση “Δακτύλου” και “Πτέρνας” (m) $h_2=0.00$



Εικόνα 7.Τοπογραφική αποτύπωση (α)



Εικόνα 8. Τοπογραφική αποτύπωση (β)

3.3. ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΝΑΛΗΜΜΑΤΙΚΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΠΑΤΡΩΝ

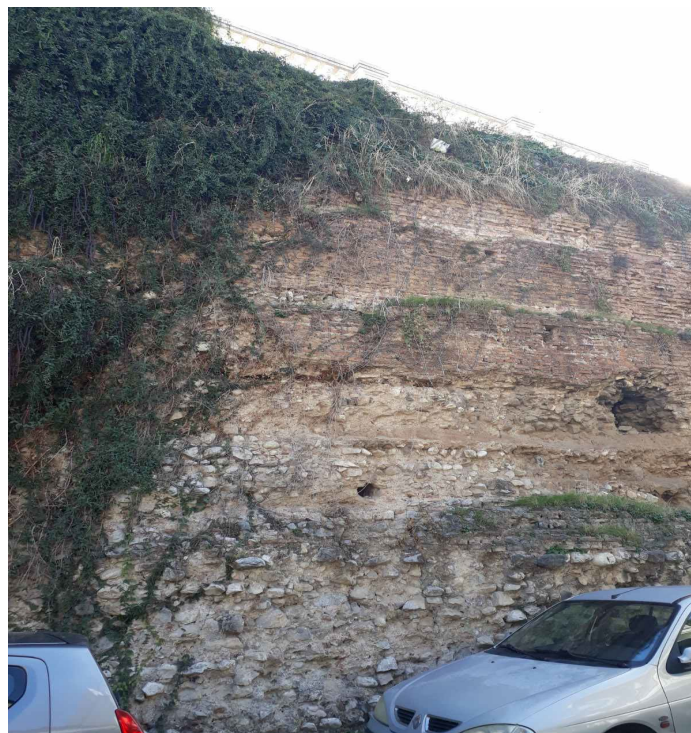
Για τον συγκεκριμένο τοίχο δεν ήταν δυνατή η εύρεση της ακριβούς σύστασης του τοίχου παρά τις πολλές προσπάθειες εύρεσης των δομικών του υλικών. Με βάση όμως τη χρονολογική περίοδο ανέγερσής του αλλά και τις γνώσεις που έχουμε για τον τρόπο κτισίματος των Ρωμαίων ο τοίχος είναι κατασκευασμένος από ένα μείγμα από ασβέστη, άμμο, χαλίκια, το Ρωμαϊκό σκυρόδεμα - λατ. *opus caementicium*, πλίνθους και λίθους.

3.4. ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ

Οι φωτογραφίες τραβήχτηκαν για την ορθή παρουσίαση του τοίχου μελέτης.



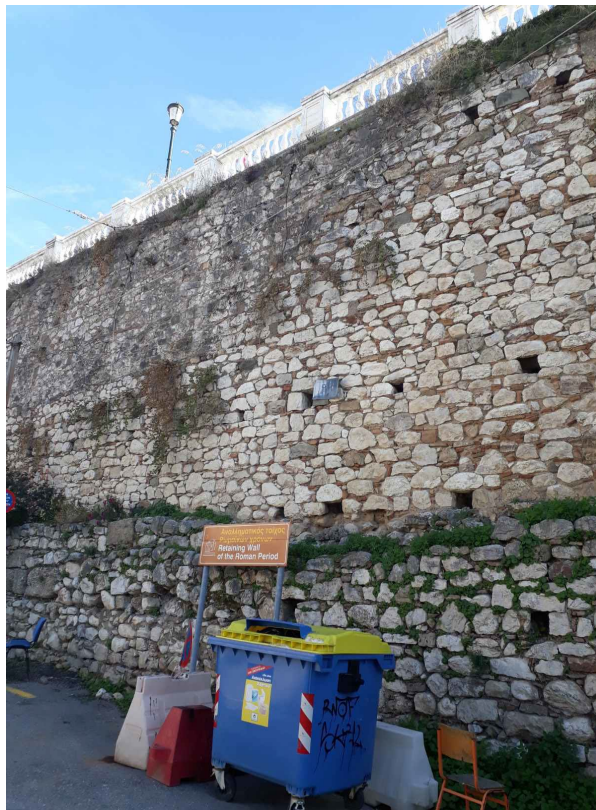
Εικόνα 9. Κεντρικό σημείο.



Εικόνα 10. Ανατολικό σημείο



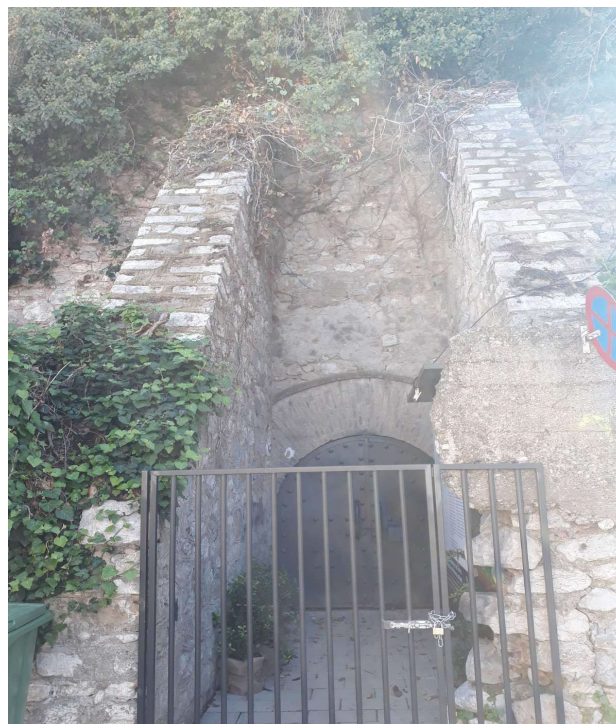
Εικόνα 11. Στοά 1.



Εικόνα 12. Ανατολική πλευρά.



Εικόνα 13. Δυτική πλευρά.



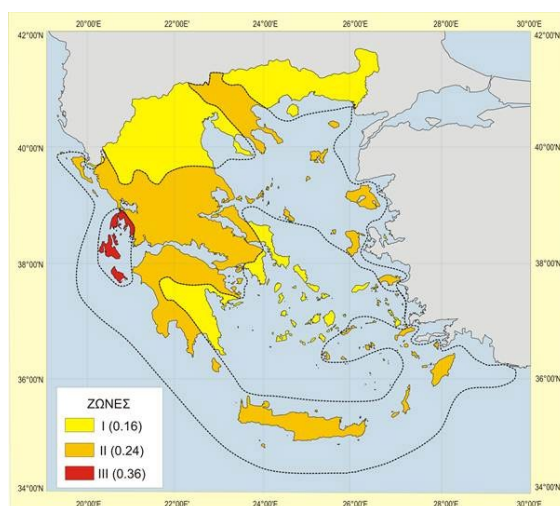
Εικόνα 14. Στοά 2.

3.5. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ

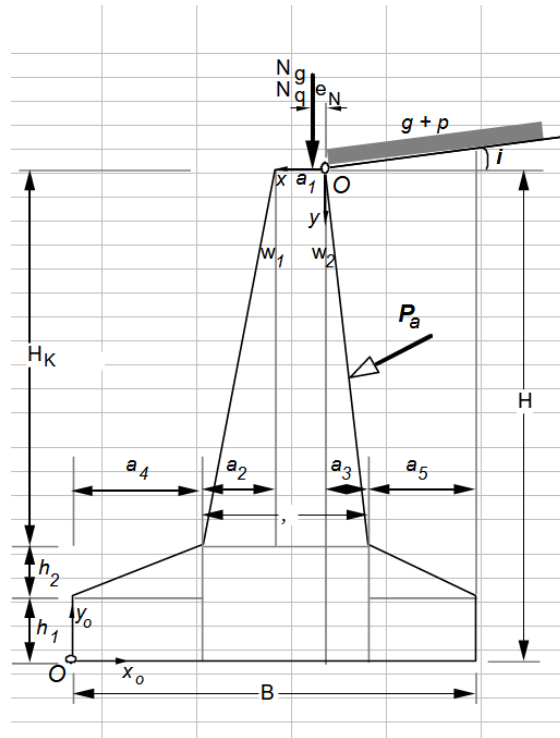
Μετά από έλεγχο του εδάφους από τον εδαφολογικό χάρτη ΥΠΕΝ προέκυψε ότι έχουμε έδαφος κατηγορίας Β συνεπώς με βάση την υπουργική απόφαση Δ17α/08/32/Φ.Ν.275/92. Προκύπτει $\zeta=0.5$ που μας δίνει ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση $a=0.24$ και μειωτικό συντελεστή συμπεριφοράς εδάφους $q_w=1.50$. Η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας για την Πάτρα είναι ΖΩΝΗ :2 με βάση τον παρακάτω χάρτη .

▪ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

- Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους πρώτη στρώσης $\gamma=18,00$
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους πρώτη στρώσης $\gamma_k=23,00$
- Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης $\delta=15,00^\circ$
- Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους δεύτερης στρώσης $\gamma=16,00$
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους δεύτερης στρώσης $\gamma_k=23,00$
- Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης $\delta=17,50^\circ$
- Γωνία εσωτερικής τριβής για ενεργητική ώθηση $\varphi=35,00^\circ$
- Γωνία εσωτερικής τριβής για παθητική ώθηση $\varphi=30,00^\circ$
- Ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$
- Μειωτικός συντελεστής συμπεριφοράς εδάφους $q_w=1.50$



Εικόνα 15.. Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας



Σχήμα 30. Απεικόνιση γεωστατικών μεγεθών. Κουϊμτζής - Τοίχος Αντιστήριξης Βαρύτητας.

Συνεπώς με βάση τις παραπάνω πληροφορίες έγινε γεωτεχνικό έλεγχο με τη χρήση του προγράμματος “Κουϊμτζής - Τοίχος Αντιστήριξης Βαρύτητας”.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.

4.1. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

Βάσει των πληροφοριών που συγκεντρώσαμε και τις επιτόπου μετρήσεις έχουμε τα παρακάτω στοιχεία και παραδοχές για τους υπολογισμούς ευστάθειας τα οποία αποδίδουν κατά προσέγγιση τις προβλέψεις EC 7 & EC 8 .

4.2. ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

Στα κίτρινα κελιά εισάγονται τα γεωμετρικά και φορτίστηκα στοιχεία του τοίχου. Επίσης εισάγονται τα χαρακτηριστικά του εδάφους επίχωσης που μπορεί να είναι σε δύο στρώσεις.

Υπολογίζονται οι ενεργητικές και παθητικές φορτίσεις, τα φορτία διατομής κορμού και πέδιλου, γίνονται όλοι οι έλεγχοι ευστάθειας και αντοχής του τοίχου και τέλος υπολογίζεται και σχεδιάζεται ο οπλισμός του.

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ

Ολικό ύψος τοίχου [m]	H =	9.00
Πάχος Στέψης [m]	α_1 =	1.20
Προσαύξηση βάσης κορμού αριστερά [m]	α_2 =	1.40
Προσαύξηση βάσης κορμού δεξιά [m]	α_3 =	0.00
Πλάτος "Δακτύλου" [m]	α_4 =	0.60
Πλάτος "Πτέρνας" [m]	α_5 =	1.00
Ύψος "Δακτ." και "Πτέρνας" [m]	h1 =	1.50
Ενίσχυση "Δακτ." και "Πτέρνας" [m]	h2 =	0.00
Πλάτος Βάσης Κορμού ($\alpha_1+\alpha_2+\alpha_3$) [m]	Βαση =	2.60
Ύψος κορμού [m]	H-(h1+h2)	7.50
Γωνία παρειάς τοίχου ως προς την κατακ.	β =	0.000
Συνολικό ύψος πεδίου στον κορμό [m]	h1+h2 =	1.50
Ολικό πλάτος Βάσης [m]	B=	4.20
Γωνία εξωτερικής παρειάς με κατακόρ. [°]	ω_1 =	10.574
Γωνία εσωτερικής παρειάς με κατακόρ. [°]	ω_2 =	0.000

ΕΞΩΤΕΡΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΕΠΙΧΩΣΗΣ

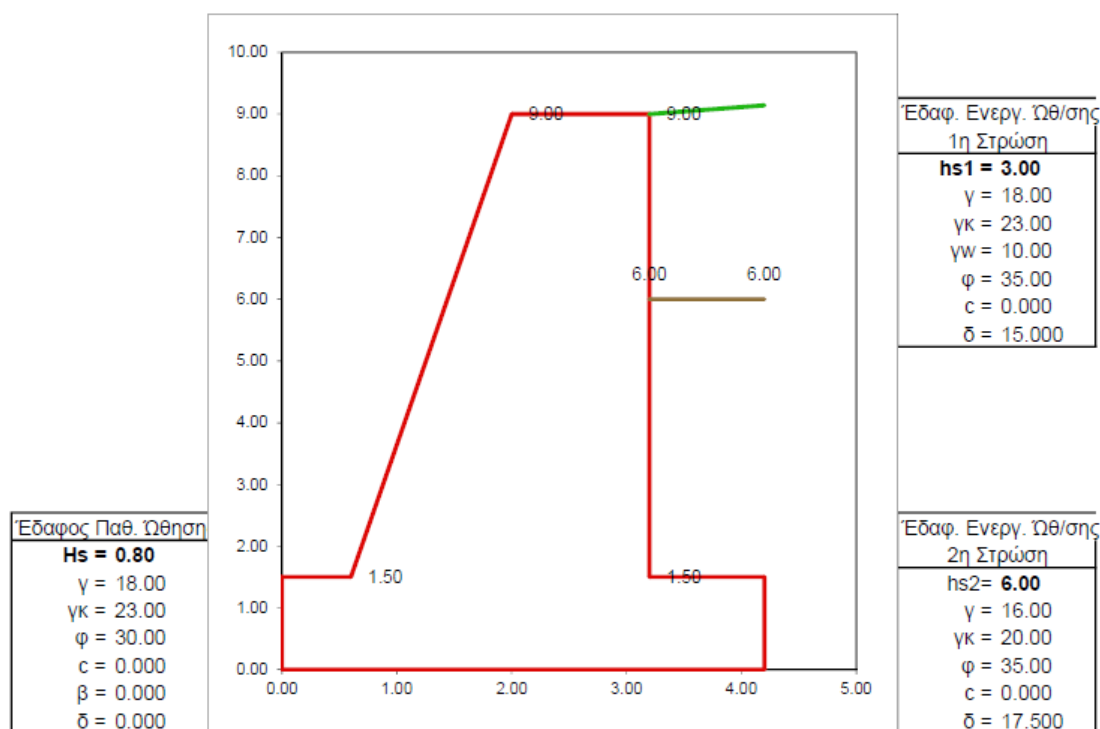
Ομοιόμ. μόνιμο εξωτ. φορτίο στην κορυφή [kN /	g =	2.00
Ομοιόμ. κινητό φορτίο στην κορυφή [kN / m2]	p =	3.00
Ολικό εξωτερικό φορτίο [kN / m2]	q =	5.00

ΦΟΡΤΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΣΤΗ ΣΤΕΨΗ

Κατακόρυφο μόνιμο φορτίο [kN/ m]	Ng =	1.00
Κατακόρυφο κινητό φορτίο [kN/ m]	Nq =	2.00
Εκκεντρότητα κατακόρυφου φορτίου [m]	eN =	0.00
Οριζόντιο μόνιμο φορτίο [kN/ m]	Hg =	1.00
Οριζόντιο κινητό φορτίο [kN/ m]	Hq =	2.00
Εκκεντρότητα οριζόντιου φορτίου [m]	eH =	0.00
Γωνία Επιφάν. Εδάφ. ως προς την οριζ. [°]	i =	8.00

ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

*** ΑΛΛΑΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ***



Σχήμα 31. Σκαρίφημα τοίχου βάσει δεδομένων και παραδοχών προγράμματος Κουϊμτζής - Τοίχος Αντιστήριξης Βαρύτητας.

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ ΕΠΙΧΩΣΗΣ (Για ενεργ. Ωθ.)		ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ (Για την παθητική Ωθηση)	
Ύψος 1ης στρώσης εδάφους επίχωσης	hs1 = 3.00	Ύψος εδαφικής στρώσης παθητ. ώθησης	Hs = 0.80
Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους [kN / m3]	γ = 18.00	Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους [kN / m3]	γ = 18.00
Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους [kN / m3]	γκ = 23.00	Ειδικό βάρος κορεσμ. εδάφους [kN / m3]	γκ = 23.00
Ειδικό βάρος νερού [kN / m3]	γw = 10.00	Γωνία Εσωτερικής Τριβής [°]	φ = 30.00
Γωνία Εσωτερικής Τριβής [°]	φ = 35.00	Συντελεστής συνεκτ. εδάφους [N / mm2]	c = 0.000
Συντελεστής συνεκτ. εδάφους [N / mm2]	c = 0.000	Γωνία παρειάς τοίχου προς την κατακ. [°]	β = 0.000
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης [°]	δ = 15.000	Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους [°]	δ = 0.000
Ύψος 2ης στρώσης εδάφους επίχωσης	hs2 = 6.00	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ - ΕΠΙΤΡΕΠΟΜ. ΤΑΣΕΙΣ	
Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους [kN / m3]	γ = 16.00	Θλιπτική αντοχή εδάφ. στη βάση [N / mm2]	qu = 0.200
Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους [kN / m3]	γκ = 20.00	Συντελεστής συνεκτ. στη βάση [N / mm2]	c = 0.010
Γωνία Εσωτερικής Τριβής [°]	φ = 35.00	Γωνία τριβής εδάφους στη βάση	φ = 30.00
Συντελεστής συνεκτ. εδάφους [N / mm2]	c = 0.000	Συντελεστής τριβής στη βάση	tan (φ) = 0.577
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης [°]	δ = 17.500	Ειδικό βάρος νερού [kN / m3]	γw = 10.00
ΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ		ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΓΙΑ ΔΡΑΣΕΙΣ	
Ανηγγμένη σεισμική επιτάχυνση Εδάφους	a = 0.24	Δράση Μόνιμη Δυσμενής	γGdst = 1.35
Μειωτικός συντελ. συμπεριφοράς Εδάφους	qw = 1.50	Δράση Μόνιμη Ευνοϊκή	γGdsb = 1.00
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	kh = 0.160	Δράση Μεταβλητή Δυσμενής	γQdsb = 1.50
Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής	kv = 0.080	Δράση Μεταβλητή Ευνοϊκή	γQdst = 0.00
Γωνία θ = arc tan (kh / (1- kv)) [°]	θ = 9.866	Γωνία διατμητικής αντοχής	γφ = 1.00
ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΤΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΥ		Συνοχή c	γc = 1.00
Ειδικό βάρος υλικού τοίχου	γg = 25.00	Διατμητική αντοχή cu	γcu = 1.00
Θλιπτική αντοχή [N/ mm2]	SF = 12.00	Θλιπτική αντοχή	γqu = 1.00
Διατμητική αντοχή [N/ mm2]	σεπ = 0.20	Βάρος	γw = 1.00

Σχήμα 32. Παραδοχές εδάφους και συντελεστών.

Οι παραδοχές εδάφους και συντελεστών έγιναν κατά προσέγγιση στο πλαίσιο της εκπόνησης της εργασίας και

ΒΑΡΟΣ ΤΟΙΧΟΥ

Εμβαδό διατομής τοίχου		A =	20.550
Ίδιο βάρος τοίχου ανά μέτρο		W =	513.750
Κέντρο βάρους τοίχου	x =	1.026	y = 5.449
	x ₀ =	2.174	y ₀ = 3.551

ΒΑΡΟΣ ΕΠΙΧΩΣΗΣ

Ίδιο βάρος επίχωσης ανά μέτρο		W _s =	136.265
Κέντρο βάρους επίχωσης	x =	-0.502	y = 3.715
	x ₀ =	3.702	y ₀ = 5.285

ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ (ΕΚΤΟΣ ΔΥΝ. ΛΟΓΩ ΩΘΗΣΗΣ ΓΑΙΩΝ)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λογω ιδίου βάρους	F _{wx} =	82.200
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λογω ιδίου βάρους	F _{wy} =	41.100
Οριζόντια δύναμη σεισμού φορτίου στην κορυφή N _g	F _{gx} =	0.160
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού φορτίου στην κορυφή N _g	F _{gy} =	0.080
Οριζόντια δύναμη σεισμού φορτίου στην κορυφή N _q	F _{qx} =	0.320
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού φορτίου στην κορυφή N _q	F _{qy} =	0.160
Οριζόντια δύναμη σεισμού λογω επίχωσης	F _{wsx} =	21.802
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λογω επίχωσης	F _{wsy} =	10.901

1. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ ΓΑΙΩΝ

Τμήμα τοίχου (1ης στρώσης εδάφους επίχωσης)

Από	y =	0.000	έως	y =	3.000	h _{s1} =	3.000
Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους [kN / m ³]						γ	18.00
Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους [kN / m ³]						γ _κ	23.00
Γωνία Εσωτερικής Τριβής [°]						φ	35.00
Συντελεστής συνεκτ. εδάφους [N / mm ²]						c	0.000
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης [°]						δ	15.000

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

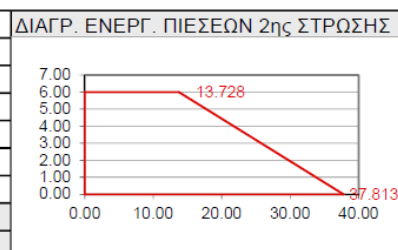
Ομοιόμ. μόνιμο εξωτ. φορτίο στην κορυφή [kN / m ²]	g =	2.00
Ομοιόμ. κινητό φορτίο στην κορυφή [kN / m ²]	p =	3.00

Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επιπέδου ολίσθησης (ρ=45°+φ/2)	ρ =	62.50
Συντελεστής ενεργητικής ώθησης	K _a =	0.270
Ωθηση γαιών καθ' ύψος q(y)=qA+g·y·K _a		

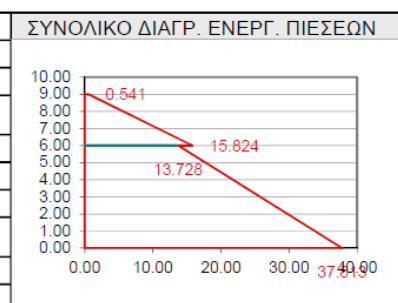
Μεταβλητές δράσεις

Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($q(y)=qA+g \cdot y \cdot Ka$)	$qA =$	0.811
Ωθηση (πίεση) στη βάση ($qy=qA+y \cdot Ka$)	$qB =$	0.811
Ωθηση (δύναμη) γαιών ($Pa=(qA+qB)H/2$)	$Pa =$	2.547
Γωνία της Pa προς την οριζόντιο	$\alpha =$	15.00
Ωθηση (δύναμη) γαιών κατα x	$Pax =$	2.460
Ωθηση (δύναμη) γαιών κατα y	$Pay =$	0.659
Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$)	$M =$	-3.691
Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών	$x =$	0.000
	$xo =$	3.200
	$y =$	1.500
	$yo =$	7.500
Σύνολα δυνάμεων και ροπών		
Δυνάμεις και ροπές στο σημείο	$x =$	-1.000
	$y =$	3.000



Μόνιμες Δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	$Fsx =$	24.821
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	$Fsy =$	6.651
Συνολική ροπή ώθησης	$Ms =$	25.677
Μεταβλητές Δράσεις		
Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	$Fsx =$	2.460
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	$Fsy =$	0.659
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	$Ms =$	3.691
Σεισμικές δυνάμεις κατά Mononobe-Okabe		
Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Mononobe-Okabe)	$Ke =$	0.407
Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού $\xi=(Ke/Ka-1)$	$\xi =$	0.505
Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μόνιμες δράσεις)	$Fx =$	37.354
Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μεταβλητές δράσεις)	$Fx =$	3.703



Τμήμα τοίχου (2ης στρώσης εδάφους επίχωσης)

Από $y =$	3.000	έως $y =$	9.000	$hs2 =$	6.000
Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους [kN / m3]				$\gamma =$	16.00
Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους [kN / m3]				$\gamma_s =$	20.00
Γωνία Εσωτερικής Τριβής [°]				$\phi =$	35.00
Συντελεστής συνεκτ. εδάφους [N / mm2]				$c =$	0.000
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης [°]				$\delta =$	17.500

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμ. μόνιμο εξωτ. φορτίο στην κορυφή [kN / m2]	$g =$	56.00
Ομοιόμ. κινητό φορτίο στην κορυφή [kN / m2]	$p =$	3.00

Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επιπέδου ολίσθησης ($\rho=45^\circ+\phi/2$)	$\rho =$	62.50
Συντελεστής ενεργητικής ώθησης	$Ka =$	0.245
Ωθηση γαιών καθ' ύψος $q(y)=qA+g \cdot y \cdot Ka$		

Μόνιμες δράσεις

Ωθηση γαιών (πίεση) στην κορυφή ($q(y)=qA+g \cdot y \cdot Ka$)	$qA =$	13.728
Ωθηση γαιών (πίεση) στη βάση ($qy=qA+y \cdot Ka$)	$qB =$	37.813
Ωθηση (δύναμη) γαιών ($Pa=(qA+qB)H/2$)	$Pa =$	158.243
Γωνία της Pa προς την οριζόντιο	$\alpha =$	17.50
Ωθηση (δύναμη) γαιών κατα x	$Pax =$	150.919
Ωθηση (δύναμη) γαιών κατα y	$Pay =$	47.585
Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$)	$M =$	-975.169
Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών	$x =$	0.000
	$xo =$	3.200
	$y =$	6.462
	$yo =$	2.538

Μεταβλητές δράσεις

Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($q(y)=qA+g \cdot y \cdot Ka$)	$qA =$	0.735
Ωθηση (πίεση) στη βάση ($qy=qA+y \cdot Ka$)	$qB =$	0.735
Ωθηση (δύναμη) γαιών ($Pa=(qA+qB)H/2$)	$Pa =$	4.413
Γωνία της Pa προς την οριζόντιο	$\alpha =$	17.50

Ωθηση (δύναμη) γαιών κατα x		Pax =	4.208	
Ωθηση (δύναμη) γαιών κατα y		Pay =	1.327	
Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0)		M =	-25.250	
Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών	x =	0.000	y =	6.000
	xo =	3.200	yo =	3.000
Σύνολα δυνάμεων και ροπών				
Δυνάμεις και ροπές στο σημείο	x =	0.000	y =	9.000

Μόνιμες Δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	Fsx =	175.740
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	Fsy =	54.235
Συνολική ροπή ώθησης	Ms =	557.704

Μεταβλητές Δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	Fsx =	6.669
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	Fsy =	1.986
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	Ms =	31.078

Σεισμικές δυνάμεις κατά Mononobe-Okabe

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Mononobe-Okabe)	Ke =	0.359
Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού $\xi=(Ke/Ka-1)$	$\xi =$	0.463

Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μόνιμες δράσεις)	Fx =	220.837
Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μεταβλητές δράσεις)	Fx =	6.158

2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΘΗΤΙΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ ΓΑΙΩΝ

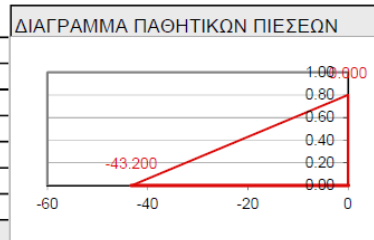
Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επιπέδου ολίσθησης ($\rho=45-\phi/2$)	$\rho =$	30.000
Συντελεστής παθητικής ώθησης	Kp =	3.000

Ωθηση γαιών καθ ύψος ($q(y)=qA+g \cdot y \cdot Kp$)

Μόνιμες Δράσεις

Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($q(y)=qA+g \cdot y \cdot Kp$)	qA =	0.000		
Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($q(y)=qA+g \cdot y \cdot Kp$)	qB =	-43.200		
Ωθηση (δύναμη) γαιών ($Pa=(qA+qB)H/2$)	Pp =	-17.280		
Γωνία της Pa με οριζόντια	$\alpha =$	0.000		
Ωθηση (δύναμη) γαιών κατα x	Ppx =	-17.280		
Ωθηση (δύναμη) γαιών κατα y	Ppy =	0.000		
Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0)	M =	150.912		
Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών	x =	3.200	y =	8.733



ΣΥΝΟΛΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΚΑΙ ΡΟΠΩΝ (Στο κάτω σημείο Β)

Μόνιμες Δράσεις	x =	3.200	y =	9.000
Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	Fsx =	-17.280		
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	Fsy =	0.000		
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	Ms =	-4.608		

3. ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΟΙΧΟΥ

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Φορτίο	y1	y2	Δυν. Fx [kN / m]	Δυν. Fy [kN / m]	x [m]	y [m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	-0.141	3.000	24.821	6.651	0.000	1.966
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq	-0.141	3.000	2.460	0.659	0.000	1.500
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	3.000	9.000	150.919	47.585	0.000	6.462
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq	3.000	9.000	4.208	1.327	0.000	6.000
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	8.200	9.000	-17.280	0.000	3.200	8.733
Βάρος τοίχου	W			0.000	513.750	1.026	5.449
Βάρος επίκλισης	Ws			0.000	136.265	-0.502	3.715
Κατακόρυφο Φορτίο (μόνιμο)	Ng			0.000	1.000	0.000	0.000
Κατακόρυφο Φορτίο (κινητό)	Nq			0.000	2.000	0.000	0.000
Οριζόντιο φορτίο (μόνιμο)	Hg			1.000	0.000	0.000	0.000
Οριζόντιο φορτίο (κινητό)	Hq			2.000	0.000	0.000	0.000

3.1 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους

3.1.1 Έλεγχος περίπτωσης με 1.00 x (ίδιο βάρος + μόνιμα φορτία) + 0.00 x (κινητά κορυφής)

Φορτίο	y1	y2	Δυν. Fx [kN / m]	Δυν. Fy [kN / m]	xo [m]	yo [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.35	-0.141	3.000	33.508	3.200	7.034	206.981
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.50	-0.141	3.000	3.691	3.200	7.500	24.515
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.35	3.000	9.000	203.741	3.200	2.538	311.622

Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.50	3.000	9.000	6.312	1.990	3.200	3.000	12.568
Βάρος τοίχου	W x 1.00			0.000	513.750	2.174	3.551	#####
Βάρος επίχωσης	Ws x 1.00			0.000	136.265	3.702	5.285	-504.391
Κατακόρυφο φορτίο (μόνιμο)	Ng x 1.00			0.000	1.000	3.200	9.000	-3.200
Οριζόντιο φορτίο (μόνιμο)	Hg x 1.35			1.350	0.000	3.200	9.000	12.150
Οριζόντιο φορτίο (κινητό)	Hq x 1.50			3.000	0.000	3.200	9.000	27.000
Σύνολα					727.212			#####
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων		Vd =		727.212 kN/m		Διάγραμμα τάσεων		
Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο		Md =		-1029.75 kNm/m				
Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως		Mdμ =		497.39 kNm/m				
Εκκεντρότητα		e =		0.684 < 0.700				
Τάση εδάφους μπροστά		σ1 =		0.342 N/mm2				
Τάση εδάφους πίσω		σ2 =		0.004 N/mm3				
Ενεργό πλάτος θεμελίου (L=B - 2* e)		L =		2.832 m				
Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης (Rd=L*qu/γ)		Rd =		566.41 kN/m				
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας :				*** ΑΛΛΑΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ *** (αφού Rd < Vd)				

3.1.2 Έλεγχος περίπτωσης με 1.35 x (ίδιο βάρος + μόνιμα φορτία) + 1.50 x (κινητά κορυφής)

Φορτίο		y1	y2	Δυν. Fx [kN / m]	Δυν. Fy [kN / m]	xo [m]	yo [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.35	-0.141	3.000	33.508	8.978	3.200	7.034	206.981
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.50	-0.141	3.000	3.691	0.989	3.200	7.500	24.515
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.35	3.000	9.000	203.741	64.239	3.200	2.538	311.622
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.50	3.000	9.000	6.312	1.990	3.200	3.000	12.568
Βάρος τοίχου	W x 1.35			0.000	693.563	2.174	3.551	#####
Βάρος επίχωσης	Ws x 1.35			0.000	183.958	3.702	5.285	-680.928
Κατακόρυφο Φορτίο (μόνιμο)	Ng x 1.35			0.000	1.350	3.200	9.000	-4.320
Κατακόρυφο Φορτίο (κινητό)	Nq x 1.50			0.000	3.000	3.200	9.000	-9.600
Οριζόντιο φορτίο (μόνιμο)	Hg x 1.35			1.350	0.000	3.200	9.000	12.150
Οριζόντιο φορτίο (κινητό)	Hq x 1.50			3.000	0.000	3.200	9.000	27.000
Σύνολα					958.067			#####
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων		Vd =		958.067 kN/m		Διάγραμμα τάσεων		
Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο		Md =		-1607.96 kNm/m				
Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως		Mdμ =		403.98 kNm/m				
Εκκεντρότητα		e =		0.422 < 0.700				
Τάση εδάφους μπροστά		σ1 =		0.366 N/mm2				
Τάση εδάφους πίσω		σ2 =		0.091 N/mm3				
Ενεργό πλάτος θεμελίου (L=B - 2* e)		L =		3.357 m				
Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης (Rd=L*qu/γ)		Rd =		671.34 kN/m				
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας :				*** ΑΛΛΑΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ *** (αφού Rd < Vd)				

3.2 Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής

Ανατροπή ως το μπροστά κάτω σημείο						x =	3.200	y =	9.000
						xo =	0.000	yo =	0.000
Φορτίο		y1	y2	Δυν. Fx [kN / m]	Δυν. Fy [kN / m]	xo [m]	yo [m]	Mo+ [kNm/m]	Mo- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.35	-0.141	3.000	33.508	8.978	3.200	7.034	235.712	28.731
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.50	-0.141	3.000	3.691	0.989	3.200	7.500	27.679	3.164
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.35	3.000	9.000	203.741	64.239	3.200	2.538	517.188	205.565
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.50	3.000	9.000	6.312	1.791	3.200	3.000	17.044	5.732
Βάρος τοίχου	W x 1.00			0.000	513.750	2.174	3.551	0.000	1117.000
Βάρος επίχωσης	Ws x 1.00			0.000	136.265	3.702	5.285	0.000	504.391
Κατακόρυφο φορτίο (μόνιμο)	Ng x 1.00			0.000	1.000	3.200	9.000	0.000	3.200
Οριζόντιο φορτίο (μόνιμο)	Hg x 1.35			1.350	0.000	3.200	9.000	12.150	0.000
Οριζόντιο φορτίο (κινητό)	Hq x 1.50			3.000	0.000	3.200	9.000	27.000	0.000
Σύνολα								836.773	1867.784
Σύνολο ροπών ανατροπής		Msd =		836.773 kNm/m					
Σύνολο ροπών ευστάθειας		Mrd =		1867.784 kNm/m					
Έλεγχος σε ανατροπή :				ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡΟΠΗ ΕΝΤΑΞΕΙ (αφού Msd < Mrd)					

3.3 Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης

Φορτίο		y1	y2	Δυν. Fx+ [kN / m]	Δυν. Fy- [kN / m]	Δυν. Fy [kN / m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.35	-0.141	3.000	33.508	0.000	8.978
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.50	0.000	3.000	3.691	0.000	0.989
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.35	3.000	9.000	203.741	0.000	64.239
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.50	3.000	9.000	6.312	0.000	1.990
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x 1.00	8.200	9.000	0.000	17.280	0.000

Βάρος τοίχου	W x 1.00		0.000	0.000	513.750
Βάρος επίχωσης	Ws x 1.00		0.000	0.000	136.265
Κατακόρυφο Φορτίο (μόνιμο)	Ng x 1.00		0.000	0.000	1.000
Οριζόντιο φορτίο (μόνιμο)	Hg x 1.35		1.350	0.000	0.000
Οριζόντιο φορτίο (κινητό)	Hq x 1.50		3.000	0.000	0.000
Σύνολα			251.602	17.280	727.212
Τριβή εδάφους (Rd= $Vd \cdot \tan(\varphi) / \gamma \cdot M$)		Sd =	419.856	kN/m	
Συνεκτικότητα (Rd= $A \cdot cu / \gamma \cdot M$)		Sd =	42.000	kN/m	
(Δυνάμεις αντίστασης λόγω συνεκτικότητας εδάφους παραλείπονται)					
Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης		Hd =	251.602	kN/m	
Σύνολο δυνάμεων αντίστασης		Sd +Epd =	437.136	kN/m	
Έλεγχος σε ολίσθηση :		ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΕΝΤΑΞΕΙ (αφού Hd < Sd+Epd)			

4 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Φορτίο		y1	y2	Δυν. Fx [kN / m]	Δύν. Fy [kN / m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	-0.141	3.000	24.821	6.651	0.000	1.966
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq	-0.141	3.000	2.460	0.659	0.000	1.500
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	3.000	9.000	150.919	47.585	0.000	6.462
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq	3.000	9.000	4.208	1.327	0.000	6.000
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	8.200	9.000	-17.280	0.000	3.200	8.733
Βάρος τοίχου	W			0.000	513.750	1.026	5.449
Βάρος επίχωσης	Ws			0.000	136.265	-0.502	3.715
Κατακόρυφο Φορτίο (μόνιμο)	Ng			0.000	1.000	0.000	0.000
Κατακόρυφο Φορτίο (κινητό)	Nq			0.000	2.000	0.000	0.000
Οριζόντιο φορτίο (μόνιμο)	Hg			1.350	0.000	0.600	0.000
Οριζόντιο φορτίο (κινητό)	Hq			3.000	0.000	0.600	0.000

Πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Φορτίο		y1	y2	Δυν. Fx [kN / m]	Δύν. Fy [kN / m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	-0.141	3.000	12.533		0.000	1.966
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq	0.000	3.000	1.242		0.000	1.500
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	3.000	9.000	69.918		0.000	6.462
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq	3.000	9.000	1.950		0.000	6.000
Βάρος τοίχου	W			82.200	-41.100	1.026	5.449
Βάρος επίχωσης	Ws			21.802	-10.901	-0.502	3.715
Κατακόρυφο Φορτίο (μόνιμο)	Ng			0.160	-0.080	0.000	0.000
Κατακόρυφο Φορτίο (κινητό)	Nq			0.320	-0.160	0.000	0.000

4.1 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (με σεισμό)

Φορτίο		y1	y2	Δυν. Fx [kN / m]	Δύν. Fy [kN / m]	xo [m]	yo [m]	M [kNm / m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.00	-0.141	3.000	37.354	6.651	3.200	7.034	241.485
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.00	-0.141	3.000	3.703	0.659	3.200	7.500	25.661
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.00	3.000	9.000	220.837	47.585	3.200	2.538	408.315
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.00	3.000	9.000	6.158	1.327	3.200	3.000	14.228
Βάρος τοίχου	W x 1.00			82.200	472.650	2.174	3.551	-735.740
Βάρος επίχωσης	Ws x 1.00			21.802	125.364	3.702	5.285	-348.809
Κατακόρυφο Φορτίο (μόνιμο)	Ng x 1.00			0.160	0.920	3.200	9.000	-1.504
Κατακόρυφο Φορτίο (κινητό)	Nq x 1.00			0.320	1.840	3.200	9.000	-3.008
Οριζόντιο φορτίο (μόνιμο)	Hg x 1.00			1.350	0.000	3.200	9.000	12.150
Οριζόντιο φορτίο (κινητό)	Hq x 1.00			3.000	0.000	3.200	9.000	27.000
Σύνολα					656.995			-360.223
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων		Vd =	656.995	kN/m		Διάγραμμα τάσεων		
Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο		Md =	-360.22	kNm/m				
Σύνολο ροπών ως προς μέσον της βάσης		Mdμ =	1019.47	kNm/m				
Εκκεντρότητα		e =	1.552	>	0.700			
Τάση εδάφους μπροστά		σ_1 =	0.799	N/mm ²	Bq			
Τάση εδάφους πίσω		σ_2 =	-0.190	N/mm ²	1.645			
Ενεργό πλάτος θεμελίου (L=B - 2* e)		L =	1.097	m				
Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης (Rd=L*qu/γ)		Rd =	219.32	kN/m				
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας :		*** ΑΛΛΑΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ *** (αφού Rd < Vd)						

4.2 Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (με σεισμό)

Ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο					x =	3.200	y =	9.000	
					xo =	0.000	yo =	0.000	
Φορτίο		y1	y2	Δυν. Fx [kN / m]	Δύν. Fy [kN / m]	xo [m]	yo [m]	Mo+ [kNm / m]	Mo- [kNm / m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.00	-0.141	3.000	37.354	6.651	3.200	7.034	262.767	21.282
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.00	-0.141	3.000	3.703	0.659	3.200	7.500	27.770	2.110
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.00	3.000	9.000	220.837	47.585	3.200	2.538	560.585	152.271
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.00	3.000	9.000	6.158	1.327	3.200	3.000	18.474	4.246
Βάρος τοίχου	W x 1.00			82.200	472.650	2.174	3.551	*381.260	1117.000
Βάρος επίχωσης	Ws x 1.00			21.802	125.364	3.702	5.285	*155.582	504.391
Κατακόρυφο Φορτίο (μόνιμο)	Ng x 1.00			0.160	0.920	3.200	9.000	*1.696	*3.200
Κατακόρυφο Φορτίο (κινητό)	Nq x 1.00			0.320	1.840	3.200	9.000	*3.392	*6.400
Οριζόντιο φορτίο (μόνιμο)	Hg x 1.00			1.350	0.000	3.200	9.000	12.150	0.000
Οριζόντιο φορτίο (κινητό)	Hq x 1.00			3.000	0.000	3.200	9.000	27.000	0.000
Σύνολο								1450.676	1810.899

(* Οι ροπές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Σύνολο ροπών ανατροπής	Msd =	1450.676 kNm/m
Σύνολο ροπών ευστάθειας	Mrd =	1810.899 kNm/m
Έλεγχος σε ανατροπή με σεισμό :	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡ. (ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ) ΕΝΤΑΞΕΙ (αφού Msd < Mrd)	

4.3 Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (με σεισμό)

Φορτίο		y1	y2	Δυν. Fx+ [kN / m]	Δυν. Fx- [kN / m]	Δύν. Fy [kN / m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.00	0.000	3.000	37.354	0.000	6.651
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.00	0.000	3.000	3.703	0.000	0.659
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x 1.00	3.000	9.000	220.837	0.000	47.585
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq x 1.00	3.000	9.000	6.158	0.000	1.327
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x 0.50	8.200	3.000	0.000	-8.640	0.000
Βάρος τοίχου	W x 1.00			82.200	0.000	472.650
Βάρος επίχωσης	Ws x 1.00			21.802	0.000	125.364
Κατακόρυφο Φορτίο (μόνιμο)	Ng x 1.00			0.160	0.000	0.920
Κατακόρυφο Φορτίο (κινητό)	Nq x 1.00			0.320	0.000	1.840
Οριζόντιο φορτίο (μόνιμο)	Hg x 1.00			1.350	0.000	0.000
Οριζόντιο φορτίο (κινητό)	Hq x 1.00			3.000	0.000	0.000
Σύνολο				376.884	8.640	656.995
Τριβή εδάφους (Rd=Vd tan(φ) / γ M)	Sd =	379.316 kN/m				
Συνεκτικότητα (Rd=A'cu / γ M)	Sd =	16.449 kN/m				
(Δυνάμεις αντίστασης λόγω συνεκτικότητας εδάφους παραλείπονται)						
Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης	Hd =	376.884 kN/m				
Σύνολο δυνάμεων αντίστασης	Rd =	387.956 kN/m				
Έλεγχος σε ολίσθηση με σεισμό :	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ (ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ) ΕΝΤΑΞΕΙ (αφού Hd<Rd)					

5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

5.1 Φόρτιση 1.35 x (μόνιμα φορτία) + 1.00 x (μόνιμα ευμενή) + 1.50 x (κινητά δυσμενή)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους της διατομής) και τάσεις στο κορμό του τοίχου.

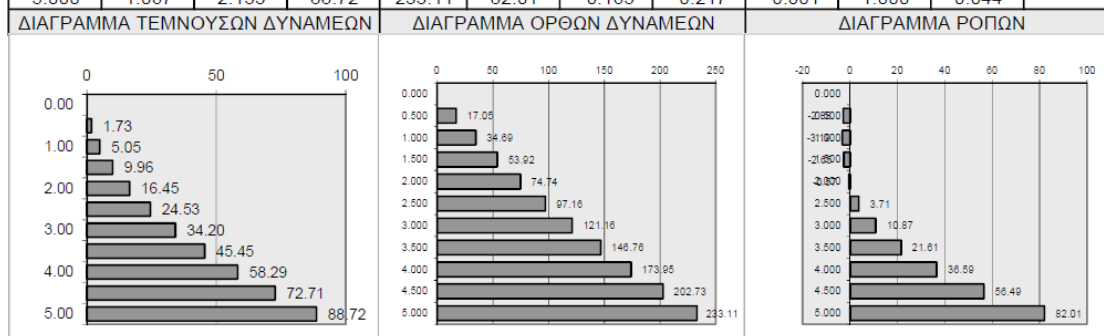
x, y: συντεταγμένες κέντρου βάρους διατομής, b: πλάτος διατομής, e: εκκεντρότητα

Fx: οριζόντια δύναμη, Fy: κατακόρυφη δύναμη, M: ροπή, e/b: σχετική εκκεντρότητα

σ1,σ2, ορθές τάσεις διατομής, τ: διαμητρική τάση, Bq: ενεργό πλάτος διατομής

Υψος [m]	x [m]	b [m]	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	e / b	σ1 [N/mm2]	σ2 [N/mm2]	Bq/B	τ [N/mm2]
-------------	----------	----------	--------------	--------------	--------------	-------	---------------	---------------	------	--------------

0.000	0.000	1.200								
0.500	0.647	1.293	1.73	17.05	-2.88	0.131	-0.003	-0.024	1.000	0.002
1.000	0.693	1.387	5.05	34.69	-3.19	0.066	-0.015	-0.035	1.000	0.005
1.500	0.740	1.480	9.96	53.92	-2.65	0.033	-0.029	-0.044	1.000	0.008
2.000	0.787	1.573	16.45	74.74	-0.57	0.005	-0.046	-0.049	1.000	0.012
2.500	0.833	1.667	24.53	97.16	3.71	-0.023	-0.066	-0.050	1.000	0.017
3.000	0.880	1.760	34.20	121.16	10.87	-0.051	-0.090	-0.048	1.000	0.021
3.500	0.927	1.853	45.45	146.76	21.61	-0.079	-0.117	-0.041	1.000	0.027
4.000	0.973	1.947	58.29	173.95	36.59	-0.108	-0.147	-0.031	1.000	0.032
4.500	1.020	2.040	72.71	202.73	56.49	-0.137	-0.181	-0.018	1.000	0.038
5.000	1.067	2.133	88.72	233.11	82.01	-0.165	-0.217	-0.001	1.000	0.044



5.1.1 Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις

Θλίψη	$\sigma_{max} = 0.181 \text{ N/mm}^2$	<	σ (επιτρ.) : 12.000 N/mm ²	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
Εφελκυσμός	$\sigma_{max} = 0.000 \text{ N/mm}^2$	<	σ (επιτρ.) : 0.000 N/mm ²	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
Διάτμηση	$\tau_{max} = 0.038 \text{ N/mm}^2$	<	τ (επιτρ.) : 0.200 N/mm ²	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

5.1.2 Έλεγχος αντοχής σε κατακόρυφες τάσεις (Nsd<Nvd) με EC6 ENV 1996-1-1:1995

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi f_k t / \gamma_M$, Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού N_{sd}

Φ Μειωτικός συντελεστής αντοχής λόγω εκκεντρότητας φορτίου $\Phi = 1 - 2e / t$

e = εκκεντρότητα φορτίου + e_s , (e_s = τυχηματική εκκεντρότητα = $h/450$, h = ύψος τοίχου)

f_k χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή ($f_k = 12.00 \text{ N/mm}^2$)

γ_M επιμέρους συντελεστής για το υλικό $\gamma_M = 2.50$

Υψος [m]	t [m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	e / t	Φ	Nsd [kN/m]	Nrd [kN/m]	Έλεγχος αντοχής
0.000	1.200							
0.500	1.293	17.05	-2.88	-0.115	1.261	17.05	7829.15	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1.000	1.387	34.69	-3.19	-0.052	1.133	34.69	7538.02	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1.500	1.480	53.92	-2.65	-0.020	1.066	53.92	7574.94	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
2.000	1.573	74.74	-0.57	0.008	1.010	74.74	7625.71	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
2.500	1.667	97.16	3.71	0.035	0.954	97.16	7633.83	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
3.000	1.760	121.16	10.87	0.062	0.898	121.16	7586.49	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
3.500	1.853	146.76	21.61	0.090	0.841	146.76	7482.58	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
4.000	1.947	173.95	36.59	0.118	0.784	173.95	7324.75	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
4.500	2.040	202.73	56.49	0.146	0.727	202.73	7116.80	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
5.000	2.133	233.11	82.01	0.174	0.670		6862.75	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

5.1.3 Έλεγχος σε διάτμηση (Vsd<Vrd)

Αντοχή σε διάτμηση $V_{rd} = f_{vk} t / \gamma_M$, V_{sd} διατμητικό φορτίο σχεδιασμού

$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_d$, σ_d διατμητική τάση σχεδιασμού

f_{vko} διατμητική αντοχή υπό μηδενική θλίψη $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$

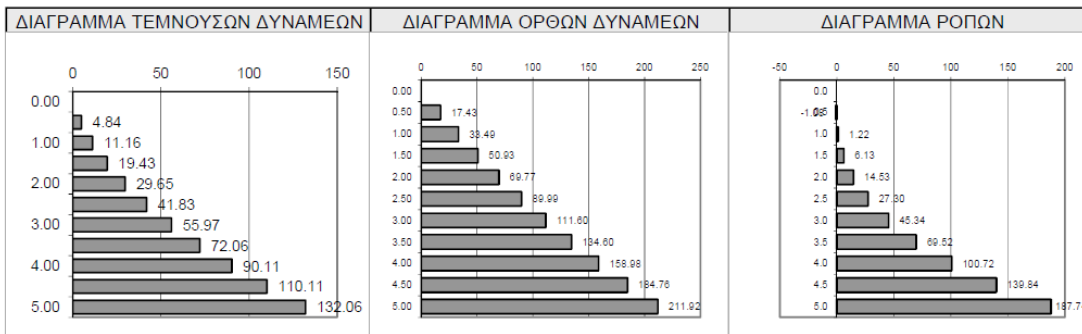
γ_M επιμέρους συντελεστής για το υλικό $\gamma_M = 2.50$

Υψος [m]	t [m]	Fx [kN/m]	σ_d [N/mm ²]	Vsd [kN/m]	Vrd [kN/m]	Έλεγχος αντοχής
0.000	0.000					
0.500	1.293	1.73	0.013	1.73	106.19	(Vsd<Vrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1.000	1.387	5.05	0.025	5.05	116.48	(Vsd<Vrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1.500	1.480	9.96	0.036	9.96	127.03	(Vsd<Vrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

2.000	1.573	16.45	0.048	16.45	137.83	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
2.500	1.667	24.53	0.058	24.53	148.88	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
3.000	1.760	34.20	0.069	34.20	160.19	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
3.500	1.853	45.45	0.079	45.45	171.75	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
4.000	1.947	58.29	0.089	58.29	183.57	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
4.500	2.040	72.71	0.099	72.71	195.64	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
5.000	2.133	88.72	0.109	88.72	207.96	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

5.2 Φόρτιση 1.00 x (μόνιμα φορτία) + 1.00 x (μόνιμα ευμενή) + 1.00 x (κινητά) + 1.00 x (σεισμός)

Υψος [m]	x [m]	b [m]	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	e / b	σ1 [N/mm2]	σ2 [N/mm2]	Bq/B	τ [N/mm2]
0.00	0.000	1.200								
0.50	0.647	1.293	4.84	17.43	-1.08	0.048	-0.010	-0.017	1.000	0.004
1.00	0.693	1.387	11.16	33.49	1.22	-0.026	-0.028	-0.020	1.000	0.009
1.50	0.740	1.480	19.43	50.93	6.13	-0.081	-0.051	-0.018	1.000	0.014
2.00	0.787	1.573	29.65	69.77	14.53	-0.132	-0.080	-0.009	1.000	0.020
2.50	0.833	1.667	41.83	89.99	27.30	-0.182	-0.113	0.005	0.379	0.027
3.00	0.880	1.760	55.97	111.60	45.34	-0.231	-0.151	0.024	0.338	0.033
3.50	0.927	1.853	72.06	134.60	69.52	-0.279	-0.194	0.049	0.293	0.040
4.00	0.973	1.947	90.11	158.98	100.72	-0.325	-0.241	0.078	0.243	0.047
4.50	1.020	2.040	110.11	184.76	139.84	-0.371	-0.292	0.111	0.188	0.055
5.00	1.067	2.133	132.06	211.92	187.74	-0.415	-0.347	0.148	0.129	0.062



5.2.1 Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις με σεισμό

Θλίψη	σ max=	0.113 N/mm2	<	σ (επιτρ.) :	12.000 N/mm2	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
Εφελκυσμός	σ max=	0.000 N/mm2		σ (επιτρ.) :	0.000 N/mm2	
Διάτμηση	τ max=	0.055 N/mm2	<	τ (επιτρ.) =	0.200 N/mm2	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

5.2.2 Έλεγχος αντοχής σε κατακόρυφες τάσεις (Nsd<Nvd) με EC6 ENV 1996-1-1:1995 με σεισμό

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi f_k t / \gamma_M$, Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού N_{sd}

Φ Μειωτικός συντελεστής αντοχής λόγω εκκεντρότητας φορτίου $\Phi = 1 - 2e / t$

e = εκκεντρότητα φορτίου + e_s , (e_s = τυχαματική εκκεντρότητα = $h/450$, h = ύψος τοίχου)

f_k χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή ($f_k = 12.00 \text{ N/mm}^2$)

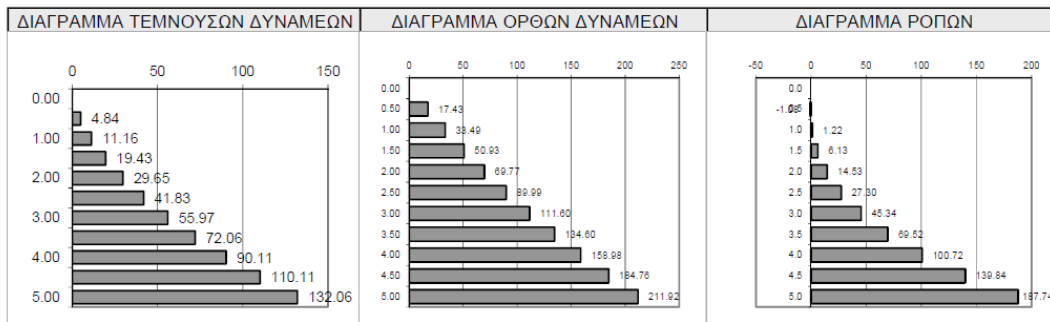
γ_M επιμέρους συντελεστής για το υλικό $\gamma_M = 2.50$

Υψος [m]	t [m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	e / t	Φ	Nsd [kN/m]	Nrd [kN/m]	Έλεγχος αντοχής
0.00	1.200							
0.50	1.293	17.43	-1.08	-0.033	1.096	17.43	6803.71	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1.00	1.387	33.49	1.22	0.041	0.948	33.49	6306.71	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1.50	1.480	50.93	6.13	0.095	0.837	50.93	5949.12	(Nsd<Nrd) ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

2.000	1.573	16.45	0.048	16.45	137.83	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
2.500	1.667	24.53	0.058	24.53	148.88	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
3.000	1.760	34.20	0.069	34.20	160.19	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
3.500	1.853	45.45	0.079	45.45	171.75	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
4.000	1.947	58.29	0.089	58.29	183.57	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
4.500	2.040	72.71	0.099	72.71	195.64	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
5.000	2.133	88.72	0.109	88.72	207.96	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

5.2 Φόρτιση 1.00 x (μόνιμα φορτία) + 1.00 x (μόνιμα ευμενή) + 1.00 x (κινητά) + 1.00 x (σεισμός)

Υψος [m]	x [m]	b [m]	Fx	Fy	M	e / b	σ1	σ2	Bq/B	τ [N/mm2]
			[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]		[N/mm2]	[N/mm2]		
0.00	0.000	1.200								
0.50	0.647	1.293	4.84	17.43	-1.08	0.048	-0.010	-0.017	1.000	0.004
1.00	0.693	1.387	11.16	33.49	1.22	-0.026	-0.028	-0.020	1.000	0.009
1.50	0.740	1.480	19.43	50.93	6.13	-0.081	-0.051	-0.018	1.000	0.014
2.00	0.787	1.573	29.65	69.77	14.53	-0.132	-0.080	-0.009	1.000	0.020
2.50	0.833	1.667	41.83	89.99	27.30	-0.182	-0.113	0.005	0.379	0.027
3.00	0.880	1.760	55.97	111.60	45.34	-0.231	-0.151	0.024	0.338	0.033
3.50	0.927	1.853	72.06	134.60	69.52	-0.279	-0.194	0.049	0.293	0.040
4.00	0.973	1.947	90.11	158.98	100.72	-0.325	-0.241	0.078	0.243	0.047
4.50	1.020	2.040	110.11	184.76	139.84	-0.371	-0.292	0.111	0.188	0.055
5.00	1.067	2.133	132.06	211.92	187.74	-0.415	-0.347	0.148	0.129	0.062



5.2.1 Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις με σεισμό

Θλίψη	σ max=	0.113 N/mm2	<	σ (επιτρ.):	12.000 N/mm2	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
Εφελκυσμός	σ max=	0.000 N/mm2		σ (επιτρ.):	0.000 N/mm2	
Διάτμηση	τ max=	0.055 N/mm2	<	τ (επιτρ.):	0.200 N/mm2	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

5.2.2 Έλεγχος αντοχής σε κατακόρυφες τάσεις (Nsd<Nrd) με EC6 ENV 1996-1-1:1995 με σεισμό

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi f_k t / \gamma_M$, Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού N_{sd}
 Φ Μειωτικός συντελεστής αντοχής λόγω εκκεντρότητας φορτίου $\Phi = 1 - 2e/t$
 e =εκκεντρότητα φορτίου + e_s , (e_s =τυχηματική εκκεντρότητα = $h/450$, h =ύψος τοίχου)
 f_k χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή ($f_k = 12.00$ N/mm2)
 γ_M επιμέρους συντελεστής για το υλικό $\gamma_M=2.50$

Υψος [m]	t [m]	Fy	M	e / t	Φ	Nsd [kN/m]	Nrd [kN/m]	Έλεγχος αντοχής	
		[kN/m]	[kNm/m]					(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
0.00	1.200								
0.50	1.293	17.43	-1.08	-0.033	1.096	17.43	6803.71	(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1.00	1.387	33.49	1.22	0.041	0.948	33.49	6306.71	(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1.50	1.480	50.93	6.13	0.095	0.837	50.93	5949.12	(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

2.00	1.573	69.77	14.53	0.145	0.735	69.77	5552.87	(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
2.50	1.667	89.99	27.30	0.194	0.636	89.99	5087.08	(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
3.00	1.760	111.60	45.34	0.242	0.538	111.60	4547.65	(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
3.50	1.853	134.60	69.52	0.289	0.443	134.60	3937.59	(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
4.00	1.947	158.98	100.72	0.336	0.349	158.98	3261.93	(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
4.50	2.040	184.76	139.84	0.381	0.258	184.76	2526.07	(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
5.00	2.133	211.92	187.74	0.425	0.169	211.92	1735.22	(Nsd<Nrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

5.2.3 Έλεγχος σε διάτμηση (Vsd< Vrd) με σεισμό

Αντοχή σε διάτμηση $V_{rd}=f_{vk} t / \gamma_M$, V_{sd} διατμητικό φορτίο σχεδιασμού

$f_{vk} = f_{tk} + 0.4 \sigma_d$, σ_d διατμητική τάση σχεδιασμού

f_{tk} διατμητική αντοχή υπό μηδενική θλίψη $f_{tk0}=0.20 \text{ N/mm}^2$

γ_M επιμέρους συντελεστής για το υλικό $\gamma_M=2.50$

Υψος [m]	t [m]	Fx [kN/m]	σ_d [N/mm ²]	Vsd [kN/m]	Vrd [kN/m]	Έλεγχος αντοχής	
0.00	1.200						
0.50	1.293	4.84	0.013	4.84	106.26	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1.00	1.387	11.16	0.024	11.16	116.29	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
1.50	1.480	19.43	0.034	19.43	126.55	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
2.00	1.573	29.65	0.044	29.65	137.03	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
2.50	1.667	41.83	0.054	41.83	147.73	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
3.00	1.760	55.97	0.063	55.97	158.66	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
3.50	1.853	72.06	0.073	72.06	169.80	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
4.00	1.947	90.11	0.082	90.11	181.17	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
4.50	2.040	110.11	0.091	110.11	192.76	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ
5.00	2.133	132.06	0.099	132.06	204.57	(Vsd<Vrd)	ΙΚΑΝΟΠΟΙΕΙΤΑΙ

4.3. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Βάσει των ανωτέρω υπολογισμών και των παραδοχών που αναφέρθηκαν, διαπιστώνουμε ότι δεν υπάρχει πρόβλημα αστοχίας. Οφείλω να υπενθυμίσω ότι δεν έχουν ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς τα πραγματικά γεωλογικά στοιχεία διότι δεν υπάρχουν μετά από έρευνα που διεξήγα στις αντίστοιχες δημόσιες υπηρεσίες. Για την λήψη των ορθών γεωλογικών δεδομένων θα έπρεπε να γίνει γεωτεχνική έρευνα βάσει επιτόπου μετρήσεων και γεωτρήσεων.

Τα ανωτέρω αποτελέσματα δεν μας έδειξαν αστοχία στους βασικούς ελέγχους ευστάθειας αλλά μας εμφάνισαν πρόβλημα στο σχήμα του τοίχου, το οποίο δεν μπορεί να διαφοροποιηθεί λόγω ότι είναι υφιστάμενο και έχει κηρυχθεί ως αρχαιολογικός χώρος. Σε περίπτωση που κατασκευάζονταν σήμερα ο τοίχος, θα έπρεπε να κατασκευαστεί με άλλες διαστάσεις.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ηλεκτρονική πηγή, Ρωμαϊκή τέχνη : <https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A1%CF%89%CE%BC%CE%B1%CF%8A%CE%BA%CE%AE%CF%84%CE%AD%CF%87%CE%BD%CE%B7>
- Ηλεκτρονική πηγή, Ρωμαϊκές γέφυρες : <http://8gym-perist.att.sch.gr/Programes/Via%20Romana/bridges.htm>
- Ηλεκτρονική πηγή, Ρωμαϊκά υδραγωγεία : <https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A5%CE%B4%CF%81%CE%B1%CE%B3%CF%89%CE%B3%CE%B5%CE%AF%CE%BF#%CE%A1%CF%89%CE%BC%CE%B1%CF%8A%CE%BA%CE%AC%CE%A5%CE%B4%CF%81%CE%B1%CE%B3%CF%89%CE%B3%CE%B5%CE%AF%CE%B1>
- Ηλεκτρονική πηγή, Αναλημματικοί τοίχοι : <https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%91%CE%BD%CE%B1%CE%BB%CE%B7%CE%BC%CE%BC%CE%B1%CF%84%CE%B9%CE%BA%CF%8C%CF%82%CF%84%CE%BF%CE%AF%CF%87%CE%BF%CF%82>
- Ηλεκτρονική πηγή, Αναλημματικός τοίχος Υψηλών Αλωνίων Πατρών : <https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%91%CE%BD%CE%B1%CE%BB%CE%B7%CE%BC%CE%BC%CE%B1%CF%84%CE%B9%CE%BA%CF%8C%CF%82%CF%84%CE%BF%CE%AF%CF%87%CE%BF%CF%82%CE%A5%CF%88%CE%B7%CE%BB%CF%8E%CE%BD%CE%91%CE%BB%CF%89%CE%BD%CE%AF%CF%89%CE%BD%CE%A0%CE%AC%CF%84%CF%81%CE%B1%CF%82>
- Ηλεκτρονική πηγή, Κατασκευή Αναλημματικών τοίχων : [https://www.academia.edu/9962413/M. Petropoulos Roman interventions in the city-plan of Patras](https://www.academia.edu/9962413/M._Petropoulos_Roman_interventions_in_the_city-plan_of_Patras)
- Ηλεκτρονική πηγή, Αναλημματικός τοίχος Νικόπολης Πρεβέζης : <https://diazoma.gr/theaters/archaio-theatro-nikopolis/>
- Ηλεκτρονική πηγή, Αναλημματικός τοίχος Κύθνου : <http://extras.ha.uth.gr/kythnos/index.php?page=report-2005>
- Κεφάλαια 11, «Πλευρικές εδαφικές πιέσεις και κατασκευές αντιστήριξης», ΕΛΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ, ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ, Graham Barnes, εκδόσεις Κλειδάριθμος
- ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ, ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ, ΓΕΩΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ https://elinyae.gr/sites/default/files/2019-07/b613_92.1138023561270.pdf

- Εδαφολογικός χάρτης
http://mapsportal.yopen.gr/layers/geonode:edafmap_1997
- *Βοηθητικό πρόγραμμα ανάλυσης τοίχου αντιστήριξης*, Κουϊμτζής,
<https://www.emichanikos.gr/downloads.php?do=file&id=12>
- https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A1%CF%89%CE%BC%CE%B1%CF%8A%CE%BA%CE%AE_%CF%84%CE%AD%CF%87%CE%BD%CE%B7 κύρια χαρακτηριστικά ρωμαϊκής αρχιτεκτονικής

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ – ΣΧΕΔΙΩΝ – ΠΙΝΑΚΩΝ - ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Εικόνα 1. Σκαρίφημα αναλημματικού τοίχου.	10
Εικόνα 2. Τοίχος στα Ψηλά Αλώνια.	11
Εικόνα 3. Τοίχος στη Νικόπολη Πρεβέζης.....	13
Εικόνα 4. Το θέατρο της Νικόπολης. Άποψη του νότιου αναλημματικού τοίχου. Διακρίνονται τα κενά του θώρακα.....	13
Εικόνα 5. Ερευνητική ομάδα.	14
Εικόνα 6. Εκσκαφή τοίχου.....	15
Εικόνα 7. Τοπογραφική αποτύπωση (α).....	61
Εικόνα 8. Τοπογραφική αποτύπωση (β).....	62
Εικόνα 9. Κεντρικό σημείο.	63
Εικόνα 10. Ανατολικό σημείο.....	63
Εικόνα 11. Στοά 1.	64
Εικόνα 12. Ανατολική πλευρά.	64
Εικόνα 13. Δυτική πλευρά.	65
Εικόνα 14. Στοά 2.	65
Εικόνα 15.. Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας.....	66

Σχέδιο 1. Απόσπασμα χάρτη κήρυξης αρχαιολογικού χώρου.....	59
--	----

Πίνακας 1. Τιμές επιφανειακής τριβής και συνάφειας του τοίχου (από Williams και	
---	--

Σχήμα 1. Ενεργητική κατάσταση Rankine	18
Σχήμα 2. Ενεργητική κατάσταση Rankine	19
Σχήμα 3. Ενεργητική πίεση Rankine	19
Σχήμα 4. Παθητική κατάσταση Rankine.	20
Σχήμα 5. Παθητική κατάσταση Rankine.	21
Σχήμα 6. Μετακινήσεις που απαιτούνται για την ενεργοποίηση της εδαφικής πίεσης.	22
Σχήμα 7. Κατανομές πίεσης σε εύκαμπτους τοίχους.....	23
Σχήμα 8. Επίδραση της τριβής στον τοίχο.....	24
Σχήμα 9. Θεωρία Coulomb - ενεργητική ώθηση.....	25
Σχήμα 10. Καμπύλες επιφάνειες αστοχίας λόγω τριβής του τοίχου.....	27
Σχήμα 11. Συντελεστές οριζόντιας ώθησης γαιών K_a και K_p (από erisel & Absi, 1190).....	30
Σχήμα 12. Επίδραση της τεταγμένης συνοχής c'	32
Σχήμα 13. Επίδραση της τεταγμένης συνοχής c'	32
Σχήμα 14. Σημειακό φορτίο.....	37
Σχήμα 15. Γραμμικό φορτίο.	37
Σχήμα 16. Τάσεις κάτω από έναν κύλινδρο συμπίκνωσης.....	39
Σχήμα 17. Πιέσεις συμπίκνωσης.	40
Σχήμα 18. Τοίχοι από τοιχοποιία.	40
Σχήμα 19. Τοίχοι σε πρόβολο.	41
Σχήμα 20. Τοίχοι υπογειών.	41
Σχήμα 21. Βάθρα γεφυρών.	43
Σχήμα 22. Τοίχος από συρματοκυβώτια - Ξύλινος τοίχος αγκυρωμένο διάφραγμα. ..	43
Σχήμα 23. Ευστάθεια τοίχων βαρύτητας.	45
Σχήμα 24. V μέσα στο κεντρικό τρίτο.	48
Σχήμα 25. V έξω από το κεντρικό τρίτο.	48
Σχήμα 26. Διαφραγματικός τοίχος εν προβόλω (αυτοευσταθές πέτασμα).....	51
Σχήμα 27. Διαφραγματικός τοίχος με απλή αγκύρωση ή διαδοκίδα.	52
Σχήμα 28. Διαφραγματικός τοίχος εν προβόλω - μέθοδος καθαρής διαθέσιμης παθητικής ώθησης.....	54
Σχήμα 29. Αγκυρώσεις για διαφράγματα πασσαλοσανίδων.	57
Σχήμα 30. Απεικόνιση γεωστατικών μεγεθών. Κουϊμτζής - Τοίχος Αντιστήριξης Βαρύτητας.	67
Σχήμα 31. Σκαρίφημα τοίχου βάσει δεδομένων και παραδοχών προγράμματος Κουϊμτζής - Τοίχος Αντιστήριξης Βαρύτητας.	70

Σχήμα 32. Παραδοχές εδάφους και συντελεστών. 70