

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ

ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΤΗΝ
ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗ ΟΔΟ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ ΑΠΟ Χ.Θ.
0+475,22 ΜΕΧΡΙ Χ.Θ 1+ 569,99**

ΣΠΟΥΔΑΣΤΗΣ : ΤΣΙΡΚΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΜΠΙΣΚΙΝΗΣ ΔΙΟΝΥΣΙΟΣ

ΠΑΤΡΑ – 2015

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία με τίτλο : «**Μελέτη τοίχων αντιστήριξης στην περιφερειακή οδό Ναυπάκτου από Χ.Θ 0+ 475,22 μέχρι Χ.Θ 1+ 569,99**» αναφέρεται στην ανάλυση και τον σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης που κατασκευάστηκαν στην περιφερειακή οδό της Ναυπάκτου. Στόχος της εργασίας είναι η κατανόηση της μεθοδολογίας επίλυσης και σχεδιασμού των τοίχων , καθώς και της ανάδειξης διάφορων τύπων τοίχων αντιστήριξης και των παραγόντων που επηρεάζουν την μορφή τους. Η εκπόνηση της πτυχιακής εργασίας έγινε στα πλαίσια συνεργασίας με τον επιβλέπων καθηγητή μου , κύριο Διονύσιο Μπισκίνη , τον οποίο θα ήθελα να ευχαριστήσω για την αρωγή του κατά την συγγραφή και για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ο τοίχος αντιστήριξης αποτελεί ένα φαινομενικά απλό έργο πολιτικού μηχανικού, το οποίο όμως έχει ιδιαιτερότητες και δυσκολίες από πλευράς σχεδιασμού και κατασκευής. Ως τοίχος αντιστήριξης νοείται κάθε τεχνικό έργο που υποστηρίζει ένα επίχωμα ύψους μεγαλύτερου από 0,50m πάνω από τη στάθμη επιχώματος ή από το φυσικό έδαφος που βρίσκεται σε άμεση επαφή με την όψη του. Οι Τοίχοι Αντιστήριξης εμπλέκονται σχεδόν σε όλα τα έργα που έρχονται σε επαφή με το έδαφος, όπως υπόγεια, πρανή, λιμάνια κλπ και είναι κατασκευασμένοι με διάφορες μεθοδολογίες, υλικά κατασκευής, τρόπους θεμελίωσης κλπ. Σκοπός της παρούσας πτυχιακής εργασίας είναι η παρουσίαση, η μελέτη και η ανάλυση των τοίχων αντιστήριξης της περιφερειακής οδού της Ναυπάκτου από Χ.Θ 0+ 475,22 μέχρι Χ.Θ 1+569,99. Η πτυχιακή εργασία αποτελείται από τρία (3) κεφάλαια, καθένα από τα οποία οργανώνεται σε επιμέρους ενότητες.

Αναλυτικότερα, στο **1ο Κεφάλαιο** παρουσιάζονται και περιγράφονται διάφοροι τύποι τοίχων αντιστήριξης, η ιστορική τους αναδρομή και οι παράγοντες που επηρεάζουν την μορφή τους, όπως τα υλικά κατασκευής, οι συνθήκες δομήσεως, η φύση του εδάφους και των φορτίων και το ύψος του τοίχου.

Στο **2ο Κεφάλαιο** γίνεται θεωρητική ανάλυση και επίλυση των τοίχων, χωρίς την βοήθεια κάποιου υπολογιστικού προγράμματος και σύμφωνα με όλους τους κατασκευαστικούς κανονισμούς, από τις 98 συνολικά διατομές του έργου. Πιο συγκεκριμένα, επιλέχθηκαν σε συνεργασία με τον επιβλέπων καθηγητή 8 τοίχοι από τις διατομές 22,Δ1,64,65,65Α,66,67 και 72 αντίστοιχα και επιλύθηκαν με σκοπό να βρεθεί ο συνολικός σπλισμός που θα τοποθετηθεί σε κάθε τοίχο.

Στο **3ο Κεφάλαιο** γίνεται σχεδιασμός των τοίχων αντιστήριξης, με τον σπλισμό που τοποθετείται σε αυτούς, με τη χρήση προγράμματος σχεδιασμού (Autocad). Πιο αναλυτικά, σχεδιάζεται ο ξυλότυπος του κάθε τοίχου υπό κλίμακα με τα σίδερα που τοποθετούνται στον κορμό και στο πέδιλο του κάθε τοίχου.

Τέλος, παρατίθεται η **Βιβλιογραφία** που χρησιμοποιήθηκε για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

Λέξεις –Κλειδιά : **Τοίχοι αντιστήριξης- ανάλυση- επίλυση- σχεδιασμός**

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	i
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	ii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	iii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ	iv
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1- ΤΥΠΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΗΝ ΜΟΡΦΗ ΤΟΥΣ.....	1
1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ	1
1.2 ΤΥΠΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	3
1.3 ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΙΣ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΟΡΦΕΣ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 - ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	9
2.1 ΘΕΩΡΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	9
2.1.1 Κατακόρυφα φορτία	9
2.1.2 Ωθήσεις γαιών.....	10
2.1.3 Σεισμική φόρτιση	11
2.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	12
2.3 ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΗΣ ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗΣ ΟΔΟΥ ΤΗΣ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ	13
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	61
3.1 ΛΙΓΑ ΛΟΓΙΑ ΓΙΑ ΤΟ AUTOCAD.....	61
3.2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΞΥΛΟΤΥΠΟΥ ΤΟΙΧΩΝ	61
ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ	78
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	80
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ	81

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

Εικόνα 1: Τοίχοι αντιστήριξης στην αρχαία Ελλάδα	2
Εικόνα 2: Τοίχοι αντιστήριξης στην αρχαία Ελλάδα	2
Εικόνα 3: Τοίχοι αντιστήριξης στην αρχαία Ελλάδα	3
Εικόνα 4: Τοίχοι αντιστήριξης στην αρχαία Ελλάδα	3
Εικόνα 5: Τοίχος αντιστήριξης από ξηρολιθοδομή	4
Εικόνα 6: Τοίχος αντιστήριξης από λιθοδομή.....	4
Εικόνα 7: Τοίχος αντιστήριξης από άοπλο σκυρόδεμα	5
Εικόνα 8: Τοίχος αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	6
Εικόνα 9: Μεταλλικός τοίχος.....	6
Εικόνα 10: Διαφραγματικός τοίχος	7
Εικόνα 11: Πασσαλοσανίδες	8
Σχήμα 2: Τοίχοι αντιστήριξης	10
Σχήμα 2: Σιδηρός οπλισμός	12
Σχήμα 3: Τοίχος αντιστήριξης διατομή 64	13
Σχήμα 4: Υπολογισμός βάρους επίκωσης σε κεκλιμένο έδαφος.....	15
Σχήμα 5: Τομές τοίχου αντιστήριξης	18
Σχήμα 6: Τομή 2-2 για δράσεις χωρίς σεισμό	20
Σχήμα 7: Τομή 2-2 για δράσεις με σεισμό	20
Σχήμα 8: Τομή 3-3 για δράσεις χωρίς σεισμό	21
Σχήμα 9: Τομή 3-3 για δράσεις με σεισμό	21
Σχήμα 10: Τοίχος αντιστήριξης διατομή 65	23
Σχήμα 11: Υπολογισμός βάρους επίκωσης σε κεκλιμένο έδαφος	24
Σχήμα 12: Τομές τοίχου αντιστήριξης	28
Σχήμα 13: Τομή 2-2 για δράσεις χωρίς σεισμό	29
Σχήμα 14: Τομή 2-2 για δράσεις με σεισμό	30
Σχήμα 15: Τομή 3-3 για δράσεις χωρίς σεισμό	30
Σχήμα 16: Τομή 3-3 για δράσεις με σεισμό	31
Σχήμα 17: Τοίχος αντιστήριξης διατομή 65A.....	32
Σχήμα 18: Υπολογισμός βάρους επίκωσης σε κεκλιμένο έδαφος	34
Σχήμα 19: Τομές τοίχου αντιστήριξης	38
Σχήμα 20: Τομή 2-2 για δράσεις χωρίς σεισμό	39
Σχήμα 21: Τομή 2-2 για δράσεις με σεισμό	39

Σχήμα 22: Τομή 3-3 για δράσεις χωρίς σεισμό	40
Σχήμα 23: Τομή 3-3 για δράσεις με σεισμό	40
Σχήμα 24: Τοίχος αντιστήριξης διατομή 66	42
Σχήμα 25: Υπολογισμός βάρους επίχωσης σε κεκλιμένο έδαφος	43
Σχήμα 26: Τομές τοίχου αντιστήριξης	47
Σχήμα 27: Τομή 2-2 για δράσεις χωρίς σεισμό	48
Σχήμα 28: Τομή 2-2 για δράσεις με σεισμό	49
Σχήμα 29: Τομή 3-3 για δράσεις χωρίς σεισμό	50
Σχήμα 30: Τομή 3-3 για δράσεις με σεισμό	50
Σχήμα 31: Τοίχος αντιστήριξης διατομή 72	52
Σχήμα 32: Υπολογισμός βάρους επίχωσης σε κεκλιμένο έδαφος	53
Σχήμα 33: Τομές τοίχου αντιστήριξης	57
Σχήμα 34: Τομή 2-2 για δράσεις χωρίς σεισμό	58
Σχήμα 35: Τομή 2-2 για δράσεις με σεισμό	59
Σχήμα 36: Τομή 3-3 για δράσεις χωρίς σεισμό	60
Σχήμα 37: Τομή 3-3 για δράσεις με σεισμό	60

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι κατασκευές εδαφικής αντιστήριξης αποτελούν μια κατηγορία σημαντικών έργων υποδομής του Πολιτικού Μηχανικού. Τέτοιου είδους κατασκευές είναι και οι τοίχοι αντιστήριξης. Η κύρια ιδιότητα των τοίχων αντιστήριξης είναι να συγκρατούν την εδαφική μάζα. Η ιδιότητά τους αυτή αποτελεί μέτρο ασφαλείας για την πρόληψη κατολισθήσεων και πλημμυρών και για αυτό τον λόγο αποτελούν μεγάλης σπουδαιότητας έργο και αντικείμενο της παρούσας πτυχιακής εργασίας. Ειδικότερα, η εργασία αυτή έχει ως κύριο θέμα την μελέτη των τοίχων αντιστήριξης της περιφερειακής οδού της Ναυπάκτου. Η μελέτη αυτή περιλαμβάνει τον σχεδιασμό, την επίλυση και την διαστασιολόγηση οχτώ τοίχων αντιστήριξης έναντι γενικευμένης βαρυτικής και σεισμικής φόρτισης. Η επίλυση των τοίχων έχει γίνει ατομικά χωρίς την βοήθεια κάποιου προγράμματος και σύμφωνα με όλους τους κατασκευαστικούς κανονισμούς, (EC7, EN1997-1, 2004, ΕΑΚ 2000, ΕΚΩΣ 2000), ενώ ο σχεδιασμός με τη χρήση προγράμματος (Autocad). Η επίλυση για τον σεισμό έχει γίνει με την μέθοδο Mononobe-Okabe που αποτελεί την γενικά πιο αποδεκτή μέθοδο υπολογισμού τοίχων αντιστήριξης. Επίσης, ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση τοίχων αντιστήριξης έναντι γενικευμένης βαρυτικής και σεισμικής φόρτισης έχει γίνει με κριτήριο την επίτευξη ασφαλών συνθηκών έναντι εξωτερικής και εσωτερικής ευστάθειας και τον περιορισμό των αναπτυσσόμενων μετακινήσεων εντός αποδεκτών ορίων. Το αποδεκτό επίπεδο ασφαλείας της κατασκευής ορίζεται βάσει ενός συνόλου κριτηρίων λειτουργικότητας (επίπεδο δονήσεων, μέγιστο βέλος κάμψης, μέγιστη τελική μετακίνηση/στροφή κτλ) και αντοχής (διατμητική αστοχία, εφελκυστική αστοχία, λυγισμός, θραύση κτλ.) τα οποία πρέπει να ικανοποιούνται ταυτόχρονα. Τέλος, στην παρούσα διπλωματική εργασία αναφέρονται τα είδη τοίχων αντιστήριξης καθώς και οι παράγοντες που επηρεάζουν την μορφή τους (υλικό κατασκευής, συνθήκες δόμησης, φύση του εδάφους, κτλ).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΤΥΠΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΗΝ ΜΟΡΦΗ ΤΟΥΣ

1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Ο τοίχος αντιστήριξης είναι μία κατασκευή με την οποία μπορούμε να επιτύχουμε και να διατηρήσουμε τη διαφορά στάθμης μεταξύ δύο διαφορετικών επιφανειών στο έδαφος. Οι πρώτες προσπάθειες για την μελέτη της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους αφορούσαν την ευστάθεια των τοίχων. Η εκτίμηση της πραγματικής εσωτερικής εντατικής κατάστασης του εδάφους είναι απαραίτητη για τον προσδιορισμό, τόσο της συμπεριφοράς του εδάφους, όσο και την επιλογή και διαστασιολόγηση του στοιχείου αντιστήριξης. Σύμφωνα με αυτήν την άποψη ο VAUBAN, χωρίς να κάνει υπολογισμούς, προσπάθησε να τυποποιήσει τις διαστάσεις των τοίχων των οχυρών της Γαλλίας. Ένα αιώνα περίπου μετά, το 1776 ένας άλλος Γάλλος στρατιωτικός μηχανικός, ο COULOMB, ασχολήθηκε ιδιαίτερα με το θέμα των ωθήσεων στους τοίχους και με τις απόψεις του έβαλε τις βάσεις για τη γενικότερη μελέτη της αντοχής του εδάφους. Το 1857 ο RANKINE, θέλοντας να προσδιορίσει τις ωθήσεις του εδάφους, ξεκινά από διάφορες υποθέσεις - παραδοχές αρκετά απλοποιημένες, που προκύπτουν σαν συμπέρασμα από τη γενική θεωρία της ελαστικότητας. Σε αντίθεση με τον RANKINE, ο RESAL συνεχιστής των απόψεων του BOUSSINESQ, θεωρεί ότι ένας όγκος εδάφους, μπορεί να περιορίζεται, όχι μόνο από την επάνω πλευρά του εδάφους αλλά και με ένα διαφορετικής κλίσεως επίπεδο από την κάτω και πλάγια πλευρά. Στην συνέχεια ο PONCELET και ο CULMAN θέλησαν να προσδιορίσουν τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών χρησιμοποιώντας γραφικές μεθόδους.

Τοίχοι αντιστήριξης στην Αρχαία Ελλάδα : Είναι γεγονός πως οι αρχαίοι Έλληνες ήταν πρωτοπόροι στις κατασκευές παντός τύπου και αυτό αποδεικνύεται από πολλά ευρήματα

σε όλη την χώρα. Οδικά έργα, οχυρώσεις , τοίχοι αντιστήριξης και φράγματα έχουν ανακαλυφθεί , προκαλώντας θαυμασμό για την αντοχή τους μέσα στο χρόνο και την αρχιτεκτονική τους. Ενδεικτικά παραδείγματα τοίχων αντιστήριξης αποτελούν οι τοίχοι που εμφανίζονται σε ένα ευρύτατο πλαίσιο κατασκευών της Μυκηναϊκής περιόδου όπου υπάρχουν σχεδόν παντού, στους θεμελιότοιχους των κτηρίων, στα έργα οδοποιίας, σε εγγειοβελτιωτικά έργα και στην οχυρωματική αρχιτεκτονική . Επιπλέον οι τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνταν αρκετά στην κατασκευή αρχαίων θεάτρων όπως είναι το αρχαίο θέατρο Μυτιλήνης όπου υπάρχουν τοίχοι αντιστήριξης των παρόδων που συγκρατούσαν την επίχωση του κοίλου του θεάτρου [εικ 2] και το αρχαίο θέατρο της Ηφαιστίας όπου οι τοίχοι αντιστήριξης των περιμετρικών τοίχων χρονολογούνται από την ελληνιστική περίοδο [εικ 3] . Τέλος τοίχος αντιστήριξης έχει ανακαλυφθεί στο μονοπάτι του Αδριάνειου υδραγωγείου στην περιοχή του Αγίου Βασιλείου Κορινθίας [εικ 4].

εικ1:



εικ2 :



εικ3 :



εικ4 :

1.2 ΤΥΠΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

α. Τοίχοι αντιστήριξης από ξηρολιθοδομή :

Πρόκειται ίσως για την παλαιότερη μορφή κατασκευής. Ένας τοίχος αντιστήριξης από ξηρολιθοδομή [εικ5] είναι κατασκευασμένος από πλατειές συνήθως πέτρες (για την καλύτερη κατανομή των εσωτερικών δυνάμεων), χωρίς μεταξύ τους συνδετικό κονίαμα . Η ευστάθεια των έργων αυτών εξαρτάται κυρίως από την τεχνική του κτισίματός τους, δηλαδή την πρόσφυση κατακόρυφων αρμών και τη διατήρηση οριζόντιων αρμών. Τα διάφορα φορτία (ωθήσεις και ίδιο βάρος), κατανέμονται μεταξύ των πετρών, κατά την κατακόρυφη έννοια, σημειακά. Με τον τρόπο αυτό η επιλογή από τον κατασκευαστή πεπλατυσμένων πετρών είναι αναγκαία για την αποφυγή της σημειακής στηρίξεως και τη μετατροπή της σε κατανεμημένη. Τα έργα αυτά δεν υπερβαίνουν, συνήθως, τα δύο μέτρα ελεύθερο ύψος, εκτός βέβαια από ορισμένες περιπτώσεις παλαιών κατασκευών, που χρησιμοποιήθηκαν για το σκοπό αυτό ογκόλιθοι. Χαρακτηριστικά παραδείγματα είναι τα διατηρούμενα μέχρι σήμερα τείχη αρχαίων ακροπόλεων (Μυκήνες, Τίρυνθα, κλπ.) και διαφόρων άλλων οχυρωματικών έργων. Σήμερα τέτοιες κατασκευές συναντάμε στις διαμορφώσεις αναβαθμών σε καλλιεργήσιμες συνήθως περιοχές.



ΕΙΚ5

β. Τοίχοι αντιστηρίξεως από λιθοδομή :

Είναι κατασκευές ανάλογες, μορφολογικά τουλάχιστον, με τους τοίχους από ξηρολιθοδομή, με τη διαφορά ότι η σύνδεση των λίθων γίνεται με κονίαμα [εικ6] απλό ή ενισχυμένο (ασβεστοκονίαμα, ασβεστοσιμεντοκονίαμα). Τα διάφορα φορτία (ίδιο βάρος, ωθήσεις γαιών) κατανέμονται πλέον επιφανειακά στις επιφάνειες των στρώσεων από πέτρες και κονίαμα με αποτέλεσμα τη βελτίωση της αντοχής. Η καλή εσωτερική κατανομή των δυνάμεων στους τοίχους από λιθοδομή είχε σαν αποτέλεσμα την αύξηση του ελεύθερου ύψους του τοίχου στις διάφορες χρήσεις του. Το μειονέκτημα όμως των έργων αυτών ήταν ότι λόγω του μεγάλου σχετικά ίδιου βάρους, είναι αντιοικονομική σε αρκετές περιπτώσεις, η θεμελίωση τους σε εδάφη όχι συνεκτικά, δηλαδή χαμηλής αντοχής. Η ψαθυρότητα που χαρακτηρίζει τη φύση των υλικών που αποτελούν ένα τοίχο αντιστήριξης από λιθοδομή, δηλαδή οι πέτρες και το κονίαμα, δεν επιτρέπουν την παραλαβή, δυνάμεων ελκυσμού αλλά και την παρακολούθηση των παραμορφώσεων (λόγω καθιζήσεων) στον οριζοντα θεμελίωσής του. Οι τοίχοι αντιστήριξης από λιθοδομή είχαν παλαιότερα μεγάλη εφαρμογή. Με την εισαγωγή όμως νέων υλικών δομήσεως (πχ. σκυρόδεμα) άρχισε σταδιακά η εγκατάλειψη της κατασκευής τους, αφού κρίθηκε σαν αντιοικονομική σε σύγκριση με τους τοίχους από άοπλο και οπλισμένο σκυρόδεμα.



ΕΙΚ6

γ. Τοίχοι αντιστήριξης από άοπλο σκυρόδεμα :

Στις αρχές του 20ου αιώνα, το σκυρόδεμα αποκτά ουσιαστική συμμετοχή στην κατασκευή τοίχων αντιστήριξης [εικ7] , κατ' αρχήν με την υλοποίηση έργων αντιστήριξης από άοπλο σκυρόδεμα . Το μεγάλο πλεονέκτημα της έγχυσης του σκυροδέματος σε ξυλότυπους, έδωσε τη δυνατότητα, στο σχεδιασμό διατομών με στόχο την εκμετάλλευση του τρόπου εδράσεως, των κλίσεων του τοίχου κατά τα ανάντι και κατόντι κλπ. Καθώς οι τοίχοι αντιστήριξης από άοπλο σκυρόδεμα είναι έργα βαριά, ογκώδους κατασκευής, δύσκαμπτα όπως και οι τοίχοι από λιθοδομή, πρέπει να κατασκευάζονται σε εδάφη κατά το πλείστον συνεκτικά . Λόγω της μονολιθικότητας της κατασκευής, η κατανομή των φορτίων (ίδιο βάρος, ωθήσεις γαιών) είναι στην περίπτωση αυτή αρμονικά κατανεμημένα στον κορμό του τοίχου, με αποτέλεσμα να πλεονεκτεί ως προς την στατική ευστάθεια σε σύγκριση με τους λιθοδόμητους τοίχους (με ή χωρίς συνεκτική κονία). Η ανάπτυξη όμως εσωτερικών εντατικών καταστάσεων, λόγω αυξήσεως της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος (διαστολή) αλλά και λόγω πήξεως του σκυροδέματος σε αυξομείωση βαθμών κελσίου όπως ορίζει ο κανονισμός, απαιτεί κατακόρυφους αρμούς διακοπής (αρμοί διαστολής) για την αποφυγή εμφάνισης ρηγματώσεων. Στην κατηγορία των τοίχων από άοπλο σκυρόδεμα εντάσσονται και οι τοίχοι από λιθόδεμα. Η ανάγκη της χρησιμοποίησης, λιθοδέματος σ' αυτού του είδους τις κατασκευές έγκειται σε λόγους καθαρά οικονομικούς. Αντικαθίσταται δηλαδή ένα μέρος του όγκου του έργου, της τάξεως συνήθως του 15% , με πέτρες ή λιθοσυντρήματα λατομείου. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται περισσότερη οικονομία στην κατασκευή χωρίς ουσιαστικά να αλλάζει όμως η στατική ευστάθεια του έργου



εικ7

δ. Τοίχοι αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα:

Η χρησιμοποίηση του οπλισμένου σκυροδέματος [εικ8] στην κατασκευή τοίχων αντιστήριξης έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση των διαστάσεων και του ίδιου βάρους του τοίχου. Το ίδιο βάρος ενός τοίχου αντιστήριξης επιδρά μεν ευνοϊκά στην ευστάθεια του τοίχου έναντι ανατροπής, επαυξάνει δε, σημαντικά την πίεση του εδάφους στη βάση της θεμελιώσεως του τοίχου. Το ίδιο βάρος είναι, είτε των υπερκειμένων γαιών, είτε άλου υλικού (π.χ. λιθορριπή) που τοποθετείται πάνω από την προεξοχή του θεμελίου, χωρίς να αυξάνεται υπερβολικά η τάση στο έδαφος θεμελιώσεως. Όταν το ύψος των γαιών που πρέπει ν' αντιστηριχθούν είναι μεγάλο, οι τοίχοι αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι οικονομικότεροι από τοίχους από άλλα υλικά (πχ. λιθοδομή ή λιθόδεμα) . Η μεγάλη μείωση του ίδιου βάρους στους τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα και η πλήρη εκμετάλλευση του βάρους του πρίσματος

των γαιών σαν δύναμη ευστάθειας, έχει σαν αποτέλεσμα την χρησιμοποίηση τέτοιων κατασκευών σε εδάφη όχι συνεκτικά χωρίς ιδιαίτερες απαιτήσεις θεμελιώσεως.



εικ8

ε. Τοίχοι μεταλλικοί :

Αποτελούνται από ένα απλό διάφραγμα από πασσαλοσανίδες [εικ9] που πακτώνονται στο έδαφος και αγκυρώνονται σε ένα ή περισσότερα σημεία . Η λύση των μεταλλικών τοίχων είναι δαπανηρή λόγω του μεγάλου κόστους των πασσαλοσανίδων για αυτό χρησιμοποιούνται συνήθως για προσωρινές αντιστηρίξεις κάτω από τη στάθμη του υπογείου οριζοντα. Μετά το τέλος της εκσκαφής και του έργου που πρόκειται να κατασκευασθεί (π.χ. αποχέτευση), αφαιρούνται για να χρησιμοποιηθούν σε άλλο έργο. Ο μεταλλικός τοίχος αντιστήριξης μπορεί να κατασκευασθεί από κυματοειδή ελάσματα που δημιουργούν κιβώτια τα οποία γεμίζονται με χώμα για να αποκτήσουν την απαιτούμενη ευστάθεια .



εικ 9

ζ. Διαφραγματικοί τοίχοι (Πετάσματα) :

Αυτοί οι τοίχοι [εικ 10] διαφέρουν από τους τοίχους βαρύτητας από το γεγονός ότι κατασκευάζονται επιτόπου πριν από την εκσκαφή ώστε να υποστηρίξουν το έδαφος. Οι διαφραγματικοί τοίχοι είναι λυγηρές κατασκευές και αυτό σημαίνει ότι: α) το ίδιο βάρος τους αγνοείται και κανονικά δεν αλληλεπιδρούν κατακόρυφα με το έδαφος από κάτω τους, β) δε χρειάζονται έλεγχο έναντι ολίσθησης ή αστοχίας φέρουσας ικανότητας, γ) βασίζονται στην ενεργοποίηση της παθητικής ώθησης στο εμπρός τμήμα τους για στήριξη κάτω από στάθμη εκσκαφής, δ) αναμένεται ότι θα παραμορφωθούν, τουλάχιστον κάτω από στάθμη εκσκαφής, ε) 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. Οι τοίχοι αυτοί πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αποτρέπουν:

- 1) την γενική αστοχία λόγω περιστροφής ή ολίσθησης σε βάθος
- 2) την έλλειψη κατακόρυφης ισορροπίας
- 3) την δομική αστοχία λόγω καμπτικής ροπής ή διάτμησης
- 4) την υπερβολική παραμόρφωση
- 5) την αστάθεια σε ανατροπή – ισορροπία ροπών
- 6) την αστοχία λόγω μετακίνησης.



ΕΙΚ 10

η. Διαφραγματικοί τοίχοι εν προβόλω (Αυτοευσταθή Πετάσματα) :

Συχνά χρησιμοποιούνται χαλύβδινοι πασσαλότοιχοι που εισχωρούν στο έδαφος, για να υποστηρίξουν 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 αφαιρούνται αφού ολοκληρωθεί η κατασκευή κάτω από το έδαφος και γίνει η επίχωση. Το ύψος του πρέπει να κυμαίνεται από τρία έως πέντε μέτρα, ανάλογα με τον τύπο του εδάφους και την παρουσία ή όχι νερού. Οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις και η εξώθηση της κορυφής του τοίχου μπορεί να είναι σημαντικές. Συνεχείς πασσαλότοιχοι έγχυσης και διαφραγματικοί τοίχοι χρησιμοποιούνται επίσης συχνά ως πρόβολοι για μόνιμες εφαρμογές, όπως κατασκευές αντιστήριξης κατά μήκος αυτοκινητοδρόμων. Λόγω των ελάχιστων 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.

1. πασσαλοσανίδες :

Οι πασσαλοσανίδες [εικ 11] θεωρούνται μεμονωμένα στοιχεία ενός τοίχου αντιστήριξης και αποτελούνται από πασσάλους (μονούς, διπλούς ή πολλαπλούς). Η κατασκευή τους γίνεται μέσω αρμών αλληλεμπλοκής σε κατά μήκος τοποθέτηση ή με τη βοήθεια ειδικών συνδετήρων. Είναι μια σύνθετη κατασκευή γιατί αποτελείται από τα στοιχεία των πασσαλοσανίδων, το αντιστηριζόμενο υλικό, τις αγκυρώσεις, τις διαδοκίδες και τις οριζόντιες δοκούς στήριξης. Χρησιμοποιούνται για αντιστήριξη εδάφους και νερού.



ΕΙΚ 11

1.3 ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΙΣ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΟΡΦΕΣ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

α) Υλικό Κατασκευής

Το υλικό κατασκευής των τοίχων αντιστήριξης επηρεάζει το σχεδιασμό τους, λόγω της ίδιας του αντοχής και του ίδιου βάρους του. Από την κατάλληλη εκλογή του υλικού εξαρτάται και η τεχνοοικονομικότητα της λύσης.

β) Συνθήκες Δομήσεως

Όταν οι συνθήκες είναι δυσμενείς, όπως π.χ. κάτω από τη στάθμη του υπογείου υδροφόρου ορίζοντα, αποκλείονται ορισμένοι τύποι τοίχων που θα ήταν προτιμότεροι σε άλλες συνθήκες. Πάντοτε στις περιπτώσεις αυτές, η εκλογή του τύπου του τοίχου αντιστηρίξεως γίνεται με κριτήριο τον οικονομικότερο τρόπο εκτέλεσης του έργου.

γ) Φύση του Εδάφους

Πρόκειται για τον καθοριστικότερο παράγοντα στη σχεδίαση των τοίχων αντιστήριξης γιατί η τιμή των ωθήσεων επί του τοίχου εξαρτάται από την ποιότητα του εδάφους. Έτσι για πολύ συνεκτικά εδάφη ή πετρώματα ο τοίχος αντιστήριξης αποτελεί απλή επένδυση, ενώ για τα χαλαρά εδάφη έχουμε μεγάλες ωθήσεις με αποτέλεσμα να αποκλείονται έτσι ορισμένοι τύποι τοίχων αντιστηρίξεως. Η εκλογή μορφής του τοίχου εξαρτάται και από το έδαφος θεμελίωσης. Είναι γεγονός ότι για καλή ποιότητα εδάφους έχουμε τη δυνατότητα να κατασκευάσουμε τοίχο με μεγάλο ίδιο βάρος ή τοίχο που θα μεταφέρει μεγάλης κλίσεως φορτία στα θεμέλιά του. Αντίθετα για εδάφη κακής ποιότητας επιδιώκουμε να έχουμε χαμηλές τιμές φορτίων των οποίων η συνισταμένη τους να πλησιάζει όσο γίνεται την κατακόρυφη, με στόχο την ομοιόμορφη κατανομή τάσεων στο έδαφος. Στην περίπτωση μεγάλων καθιζήσεων αποφεύγουμε τους μονολιθικούς τοίχους ή επιλέγουμε λύσεις με εύκολη προσαρμογή στο έδαφος ή λύσεις που να καταπονούν στο ελάχιστο το έδαφος θεμελίωσης.

δ) Φύση των Φορτίων και των εξωτερικών Δυνάμεων

Εκτός από τις ωθήσεις του εδάφους, λαμβάνονται υπόψη σε ορισμένους τοίχους διάφορα εξωτερικά φορτία που επηρεάζουν σημαντικά την επιλογή της μορφής των τοίχων αντιστήριξης.

ε) Ύψος Τοίχου

Για μικρά ύψη δεν υπάρχουν ιδιαίτερα προβλήματα, όμως για μεγάλα ύψη με οριακή περίπτωση, για τα υδροηλεκτρικά φράγματα, απαιτούνται ειδικές λύσεις

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

2.1 ΘΕΩΡΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Η στατική επίλυση των τοίχων αντιστήριξης γίνεται με σκοπό τον έλεγχο ευστάθειας του τοίχου και την εύρεση των τάσεων του εδάφους, οι οποίες είναι απαραίτητες για την διαστασιολόγηση του τοίχου. Για να καταλήξουμε στον έλεγχο ευστάθειας του τοίχου και στην εύρεση των τάσεων, πρέπει αρχικά να υπολογίσουμε τις δυνάμεις και τις ροπές που ασκούνται στον τοίχο λόγω των κατακόρυφων φορτίων, τις ωθήσεις των γαιών και την σεισμική φόρτιση.

2.1.1 Κατακόρυφα φορτία

Πρόκειται για μόνιμα και κινητά φορτία. Μόνιμα φορτία αποτελούν το ίδιο βάρος του τοίχου αντιστήριξης, το ίδιο βάρος του θεμελίου του, το βάρος της επίχωσης πάνω από την πτέρνα του θεμελίου καθώς και τυχόν μόνιμα εφαρμοζόμενο επιφανειακό φορτίο από την πλευρά των αντιστηριζόμενων γαιών ή και μόνιμο ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο κατά μήκος της

κορυφής (στέψης) του τοίχου αντιστήριξης. Τα κινητά φορτία είναι δυνατό να εφαρμόζονται τόσο στην επιφάνεια του επιχώματος από την πλευρά των αντιστηριζόμενων γαιών, όσο και κατά μήκος της κορυφής (στέψης) του τοίχου αντιστήριξης, ωστόσο στην παρούσα πτυχιακή εργασία όλοι οι τοίχοι που επιλύθηκαν δεν έχουν **κινητά** φορτία, καθώς αφορούσαν τοίχους αντιστήριξης σε όρυγμα και όχι σε επίχωμα.

2.1.2 Ωθήσεις γαιών

Ωθήσεις ονομάζονται οι (πλευρικές) πιέσεις που ασκεί το έδαφος υπό την επίδραση του βάρους του (και ενδεχόμενης εξωτερικής φόρτισης του) στην επιφάνεια ενός τεχνικού έργου και ειδικότερα σε τοίχους αντιστήριξης. Οι ωθήσεις αυτές χωρίζονται σε ενεργητική ώθηση (P_a) που αντιστοιχεί σε διόγκωση του εδάφους και παθητική ώθηση (P_p) που αντιστοιχεί σε συμπίεση του εδάφους. Πιο αναλυτικά, οι ωθήσεις γαιών περιλαμβάνονται στους συνδυασμούς των μονίμων φορτίων και είναι δυνατό να υπολογιστούν σύμφωνα με τις θεωρίες Rankine και Coulomb. Η θεωρία του Rankine έχει ως παραδοχή ότι δεν υπάρχει τριβή μεταξύ του τοίχου και του εδάφους και συνεπώς η διεύθυνση των κυρίων τάσεων στη διεπιφάνεια τοίχου – εδάφους, συμπίπτει με αυτή των ορθών τάσεων. Η θεωρία του Rankine εφαρμόζεται σε επίπεδη επιφάνεια, επίπεδη με ομοιόμορφη επιφόρτιση και κεκλιμένη επιφάνεια εδάφους. Στην παρούσα πτυχιακή εργασία όλοι οι τοίχοι που επιλύθηκαν έχουν κεκλιμένο αντιστηριζόμενο έδαφος και έτσι όλες οι σχέσεις υπολογισμού των συντελεστών και τάσεων των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων μετατρέπονται στην μορφή :

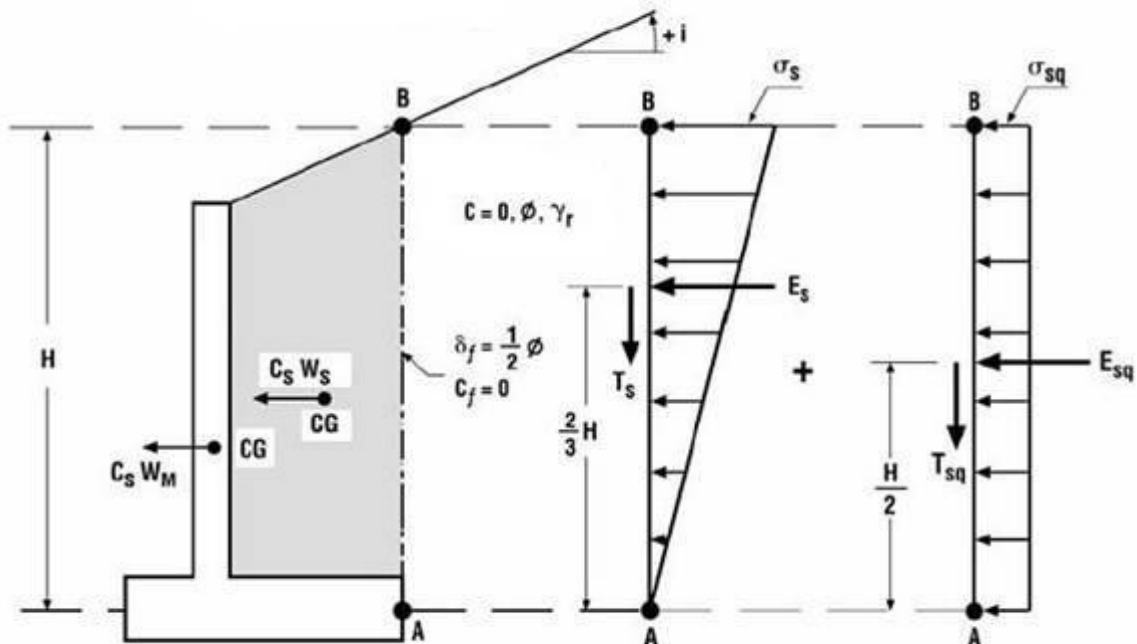
Για ενεργητική ώθηση

$$K_A = (\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi}) / (\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi})$$

$$\sigma_a = K_A \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos\beta \quad \text{και} \quad P_A = \frac{1}{2} \cdot \sigma_a \cdot H$$

και για παθητική ώθηση

$$\sigma_p = K_P \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos\beta$$



Σχήμα 1

Οι ωθήσεις εδάφους είναι κεκλιμένες υπό γωνία β ως προς την οριζόντιο, ίση δηλαδή με την γωνία που σχηματίζει το κεκλιμένο αντιστηριζόμενο έδαφος (στο σχήμα 1 συμβολίζεται ως γωνία i). Αποτέλεσμα είναι η δημιουργία μίας οριζόντιας και μίας κατακόρυφης συνιστώσας. Στις επιλύσεις των τοίχων που ακολουθούν η κατακόρυφη συνιστώσα αγνοήθηκε επί το δυσμενέστερο (δημιουργεί ευστάθεια στον τοίχο, ανεβάζει τις κατακόρυφες δυνάμεις και επομένως την τριβή, ανεβάζει μεν την μέση τάση που αναπτύσσεται στο έδαφος θεμελίωσης αλλά μειώνει την τάση αιχμής στο μπροστά μέρος του πεδίου).

Αντίστοιχα, η θεωρία του Coulomb κάνει τη παραδοχή ότι η δύναμη που ασκείται απ' το αντιστηριζόμενο έδαφος, τόσο για την ενεργητική όσο και για την παθητική κατάσταση, είναι αποτέλεσμα του βάρους εδαφικής σφήνας πάνω σε μία επίπεδη επιφάνεια αστοχίας. Σε αντίθεση με την θεωρία Rankine, η θεωρία Coulomb θεωρεί ότι υπάρχει τριβή μεταξύ του τοίχου αντιστήριξης και του εδάφους.

2.1.3 Σεισμική φόρτιση

Λαμβάνοντας υπόψιν την σεισμική φόρτιση, πρέπει να υπολογίσουμε τις δυνάμεις και τις ροπές στον τοίχο λόγω του σεισμού και τις ωθήσεις γαιών επίσης λόγω σεισμού. Για τον υπολογισμό των δυνάμεων και τον ροπών πρέπει να χρησιμοποιήσουμε τα φορτία λόγω σεισμού a_h και a_v όπου a_h : οριζόντιος σεισμικός συντελεστής και a_v : κατακόρυφη συνιστώσα. Για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών με σεισμό η μέθοδος που συνιστάται είναι αυτή των ισοδύναμων στατικών συντελεστών. Σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική μέθοδο, η οποία ορίζεται από τον ΕΑΚ2000, υπάρχουν δύο κατηγορίες τοίχων αντιστήριξης και οι αντίστοιχες μέθοδοι υπολογισμού των σεισμικών ωθήσεων. Η πρώτη κατηγορία αναφέρεται στους τοίχους που διαθέτουν δυνατότητα ολίσθησης - παραμόρφωσης π.χ. εύκαμπτοι τοίχοι που θεμελιώνονται σε μη βραχώδη εδάφη ή τοίχοι εν προβόλω μεγάλου μήκους. Για την πρώτη κατηγορία τοίχων η χρησιμοποιούμενη λύση είναι αυτή που διατυπώθηκε από τους Monobobe και Okabe. Στην δεύτερη κατηγορία υπάρχουν δύσκαμπτοι, πρακτικά ακλόνητοι τοίχοι π.χ. τοίχοι υπογείων κτιρίων, τοιχώματα δεξαμενών, τοίχοι με αντηρίδες κλπ. Στην κατηγορία αυτή η σεισμική εδαφική ώθηση υπολογίζεται ως επαύξηση της ώθησης ηρεμίας. Η παρούσα πτυχιακή εργασία περιλαμβάνει τοίχους που ανήκουν στην πρώτη κατηγορία και για αυτό τον λόγο η επιλύσή τους έγινε με την μέθοδο Monobobe-Okabe. Η μέθοδος Monobobe-Okabe αποτελεί άμεση προέκταση της μεθόδου Coulomb και προϋποθέτει τη δυνατότητα μετακίνησης του τοίχου αντιστήριξης, για την ανάπτυξη της πλήρους ενεργητικής ώθησης πίσω από τον τοίχο. Επειδή, όπως προαναφέρθηκε, όλοι οι τοίχοι βρίσκονται σε κεκλιμένο αντιστηριζόμενο έδαφος ο τύπος υπολογισμού του συντελεστή και της δύναμης της ενεργητικής ώθησης παίρνει την μορφή :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta * \cos^2 \beta * \cos(\delta + \beta + \theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad \text{με}$$

$$\theta = \arctan(a_h / (1 - a_v)) \quad \text{και} \quad EAE = 0,5 * \gamma * H^2 * (1 - a_v) * K_{AE}$$

όπου :

H : συνολικό ύψος τοίχου και επιχώματος

γ : μοναδιαίο βάρος εδάφους

φ : γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους

i : γωνία κλίσης επιχώματος

δ : γωνία τριβής τοίχου - εδάφους

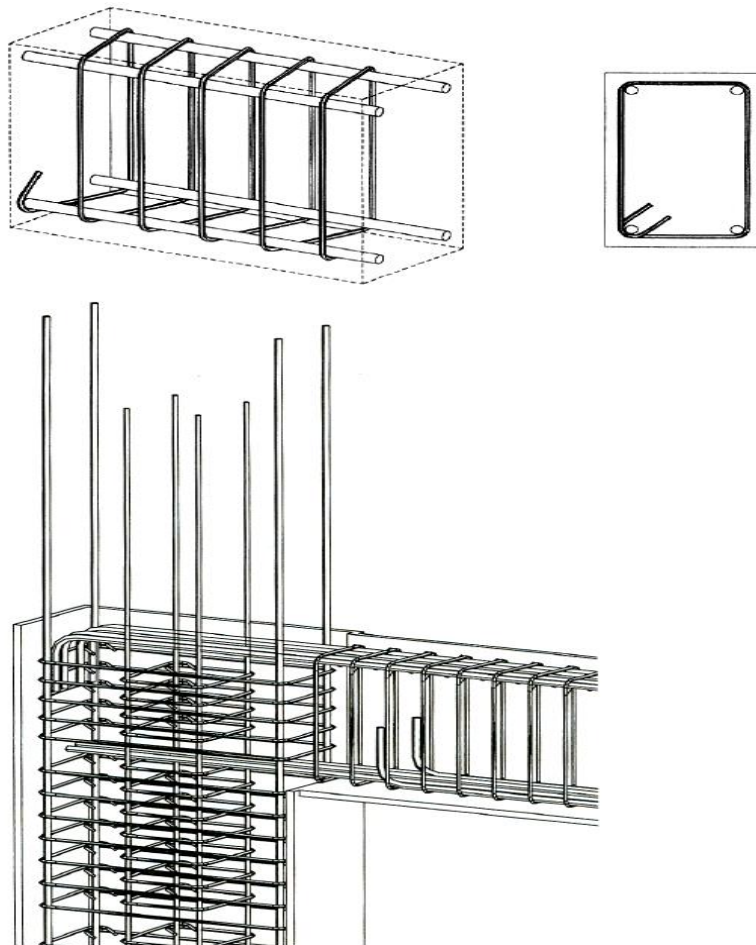
β : γωνία διεύθυνσης τοίχου ως προς την κατακόρυφο

a_h , a_v : οριζόντιος και κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής

! Στην περίπτωση που ο τοίχος αντιστήριξης κατά τη διάρκεια του σεισμού κινείται προς την επίωση αναπτύσσεται παθητική ώθηση. Ισχύουν προφανώς, αντίστοιχες σχέσεις με εκείνες των ενεργητικών σεισμικών ωθήσεων ενώ ο συντελεστής ΚΡΕ παθητικών σεισμικών ωθήσεων κατά τη διάρκεια του σεισμού δίνεται από το ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ του(ΕΑΚ2000.)

2.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Η διαστασιολόγηση των τοίχων αντιστήριξης έχει γίνει με την μέθοδο των οριακών καταστάσεων όπως αυτή ορίζεται από τους ελληνικούς κανονισμούς (ΕΚΩΣ2000,ΕΑΚ2000).οι οποίοι είναι πλήρως εναρμονισμένοι με τους αντίστοιχους ευρωκώδικες (EC2,EC8). Σε όλους τους τοίχους αυτής της πτυχιακής εργασίας έχει γίνει διαστασιολόγηση σε κάμψη. Ο κάθε τοίχος έχει χωριστεί σε τρία κομμάτια-τομές και για κάθε κομμάτι βρίσκουμε τον απαραίτητο σιδηρό οπλισμό. Αρχικά χρησιμοποιώντας τις τάσεις και τις δυνάμεις που έχουμε βρει από την στατική επίλυση του τοίχου, βρίσκουμε την ροπή σχεδιασμού M_{sd} για δράσεις χωρίς σεισμό και για δράσεις με σεισμό και διαστασιολογούμε για την μεγαλύτερη ροπή. Εν συνέχεια με την βοήθεια των πινακων CEB επιλέγουμε το κατάλληλο μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού (ω) βάση του οποίου βρίσκουμε το εμβαδόν εφελκόμενου οπλισμού A_s με τον τύπο $A_s = 1/f_{yd} * (\omega * b * d * f_{cd} + N_{sd})$ και επιλέγουμε τον οπλισμό που πρέπει να τοποθετηθεί.

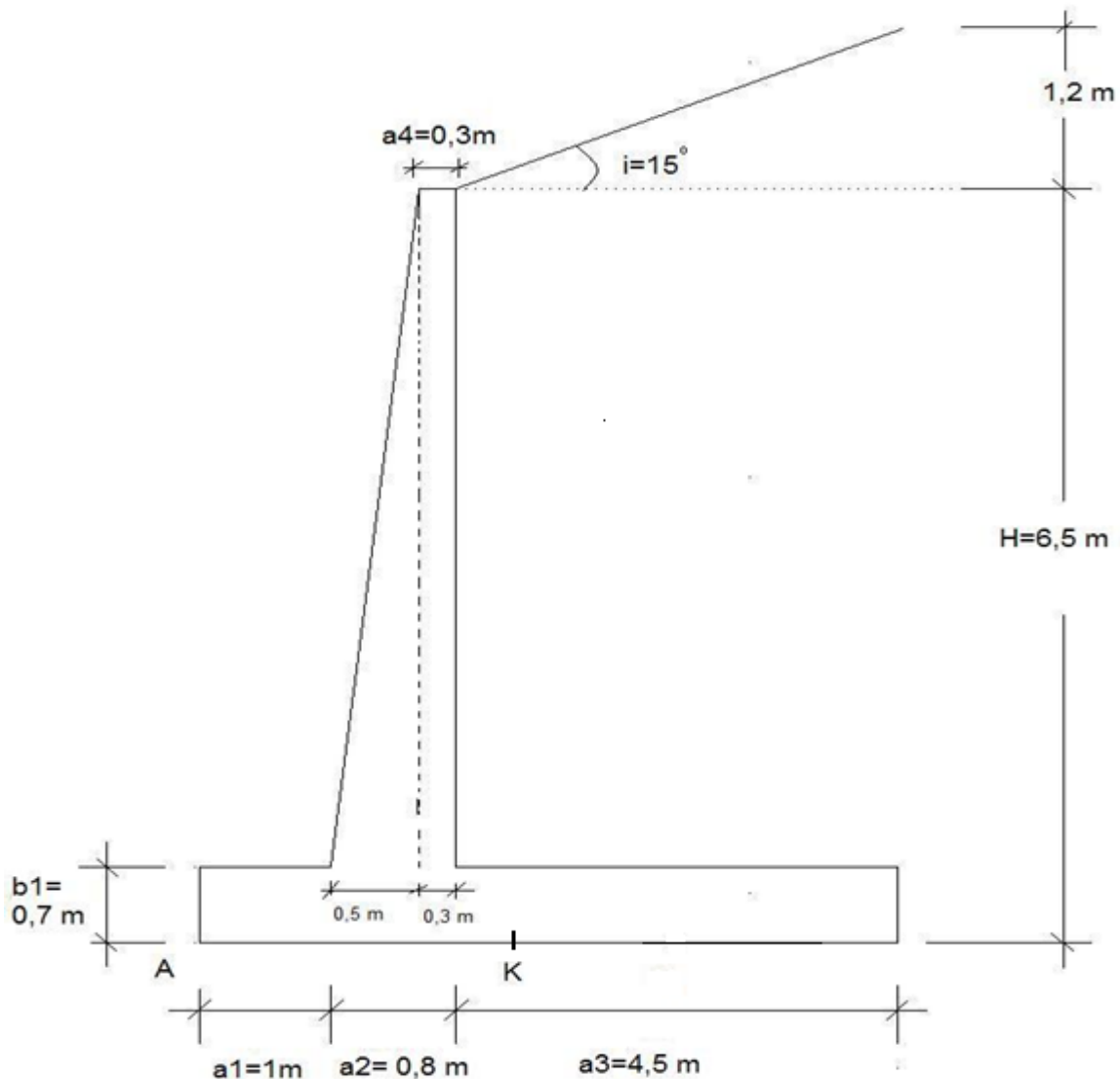


Σχήμα2

2.3 ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΗΣ ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗΣ ΟΔΟΥ ΤΗΣ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, κύριο θέμα της εργασίας είναι η μελέτη οχτώ τοίχων αντιστήριξης που χρησιμοποιήθηκαν κατά την κατασκευή της περιφερειακής οδού της Ναυπάκτου. Αναλυτικότερα, οι τοίχοι αυτοί βρίσκονται στις Χ.Θ : (0+475,22, 0+906,78, 0+917,09, 0+938,82, 0+948,82, 0+958,82, 0+978,82 και 1+039,50) με αντίστοιχες διατομές 22, Δ1, 64, 65, 65A, 66, 67 και 72. Οι τοίχοι των διατομών 22, Δ1 και 67 είναι αρκετά μικροί, ύψους 3, 3,5 και 2,5 μέτρων αντίστοιχα και γι' αυτό τον λόγο δεν επιλύθηκαν αλλά χρησιμοποιήθηκαν έτοιμα τυποποιημένα σχέδια για τοίχους αυτού του τύπου. Οι τοίχοι των διατομών 64, 65, 65A, 66 και 72 είναι πιο μεγάλοι, 6,5, 6 και 5,5 μέτρων αντίστοιχα και σαφώς μεγαλύτερης σπουδαιότητας, γι' αυτό επιλύθηκαν ατομικά και χωρίς την χρήση κάποιου προγράμματος όπως φαίνεται παρακάτω.

ΔΙΑΤΟΜΗ 64: Διατομή σε όρυγμα με ύψος τοίχου 6,5 μέτρα και χιλιομετρική θέση (Χ.Θ): 0+917.9 έως 0+933.82 μ. Σχήμα3



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ : 1) Χαρακτηριστικά εδάφους : γ εδάφους : 20 KN/m^3 , συνοχή c : 0, γωνία εσωτερικής τριβής Φ : 30° , γωνία τριβής κορμού-εδάφους δ : 0° , γωνία τριβής πεδίου-εδάφους Θ : 35° , κλίση i : 15°

2) Κατηγορία υλικών, επικάλυψη : C20/25, B500C, ρ_{nomC} :8cm, γ_b σκυροδέματος : 25 KN/m^3

3) Τάση αιχμής εδάφους : α) Για μόνιμα και κινητά φορτία : 250 KPA , β) Για δράσεις με σεισμό: 350 KPA

4) Παράμετροι σεισμού : συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α : 0,24 (Ζώνη III)

Συντελεστής συμπεριφοράς q_w : 1,5 , οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h = a/q_w = 0,24/1,5 = 0,16$ και κατακόρυφη συνιστώσα a_v : $1/3 * \alpha = 1/3 * 0,24 = 0,08$

5) Συντελεστής ασφαλείας δράσεων γ : α) Για δράσεις χωρίς σεισμό γ (G+Q)=1,5 και β) Για δράσεις με σεισμό γ_E (G+0,2Q-E)=1,0

ΛΥΣΗ

1) Υπολογισμός βαρών: Βάρος τοίχου W_1 : $\gamma_b * (H-b_1) * a_4 = 25 \text{ KN/m}^3 * (6,5 - 0,7\text{m}) * 0,3\text{m} = 43,5 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_1 = 1 + 0,5 + 0,3/2 = 1,65 \text{ m}$ και $y_1 = 0,7 + 5,8/2 = 3,6 \text{ m}$


Βάρος τοίχου W_2 : $1/2 * \beta * u * \gamma_b = 1/2 * 0,5 \text{ m} * (6,5 \text{ m} - 0,7\text{m}) * 25 \text{ KN/m}^3 = 36,25 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_2 = 1 + 2/3 * 0,5 = 1,33 \text{ m}$ και $y_2 = 0,7 + 1/3 * 5,8 = 2,63 \text{ m}$

Βάρος τοίχου W_3 : $\gamma_b * \beta * u = 25 \text{ KN/m}^3 * 6,3 \text{ m} * 0,7 \text{ m} = 110,25 \text{ KN/m}^3$ και ασκείται σε απόσταση $x_3 = 6,3/2 = 3,15 \text{ m}$ και $y_3 = 0,7/2 = 0,35 \text{ m}$

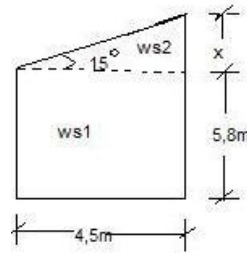
Συνολικό βάρος $W_b = W_1 + W_2 + W_3 = 43,5 \text{ KN/m} + 36,25 \text{ KN/m} + 110,25 \text{ KN/m} = 190 \text{ KN/m}$

Γενικό κέντρο βάρους του τοίχου : $x_b = W_1 * x_1 + W_2 * x_2 + W_3 * x_3 / W_b = 43,5 * 1,65 + 36,25 * 1,33 + 110,25 * 3,15 / 190 = 2,46 \text{ m}$ και $y_b = W_1 * y_1 + W_2 * y_2 + W_3 * y_3 / W_b = 43,5 * 3,6 + 36,25 * 2,63 + 110,25 * 0,35 / 190 = 1,53 \text{ m}$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟΥ Κ: Το σημείο Κ είναι στο $B/2$ όπου $B = a_1 + a_2 + a_3 = 6,3 \text{ m}$, άρα $K = 6,3/2 = 3,15 \text{ m}$

Υπολογισμός ροπών της W_b : α) Συνολική ροπή της W_b ως προς Α : M_a , από βάρος τοίχου = $W_b * x_b = 190 \text{ KN/m} * 2,46 \text{ m} = 467,4 \text{ KNm/m}$  **ροπή ευστάθειας**

β) Συνολική ροπή της W_b ως προς Κ : M_k , από βάρος τοίχου = $W_b * (x_b - K) = 190 \text{ KN/m} * (2,43\text{m} - 3,15\text{m}) = - 136,8 \text{ KNm/m}$  **ροπή ανατροπής**



Σχήμα 4

2) Βάρος επίχωσης με κεκλιμένο έδαφος: Γωνία κλίσης $i = 15^\circ$

$$\tan 15^\circ = x/4,5 \rightarrow x=1,2 \text{ m}$$

$$\mathbf{Ws1: \gamma \text{ εδάφους} * \text{εμβαδόν ορθογωνίου} = 20 \text{ KN/m}^3 * 4,5\text{m} * 5,8\text{m} = 522 \text{ KN/m}}$$

$$\text{και ασκείται σε απόσταση } \mathbf{xs1} = 6,3\text{m} - 4,5\text{m}/2 = \mathbf{4,05\text{m}}$$
 και $\mathbf{ys1} = 5,8\text{m}/2 + 0,7\text{m} = \mathbf{3,6\text{m}}$

$$\mathbf{Ws2: \gamma \text{ εδάφους} * \text{εμβαδόν τριγώνου} = 20 \text{ KN/m}^3 * 1/2 * 4,5\text{m} * 1,2\text{m} = 54 \text{ KN/m}}$$
 και ασκείται σε απόσταση $\mathbf{xs2} = 6,3\text{m} - 1/3 * 4,5\text{m} = \mathbf{4,8\text{m}}$ και $\mathbf{ys2} = 2/3 * 1,2\text{m} + 6,5\text{m} = \mathbf{7,3\text{m}}$

Συνολικό βάρος επίχωσης Ws: $Ws1 + Ws2 = 576 \text{ KN/m}$ με γενικό κέντρο βάρους επίχωσης

$$\mathbf{Xs} = Ws1 * xs1 + Ws2 * xs2 / Ws = 2114,1 \text{ KN} + 259,2 \text{ KN} / 576 \text{ KN/m} = \mathbf{4,12 \text{ m}}$$
 και

$$\mathbf{ys} = Ws1 * ys1 + Ws2 * ys2 / Ws = 1879,2 \text{ KN} + 394,2 \text{ KN} / 576 \text{ KN/m} = \mathbf{3,94 \text{ m}}$$

Υπολογισμός ροπών της Ws: α) Συνολική ροπή της Ws ως προς A : \mathbf{Ma} , βάρος επίχωσης =

$$Ws * Xs = 576 \text{ KN/m} * 4,12 \text{ m} = \mathbf{2373,12 \text{ KNm/m}}$$
 και β) Συνολική ροπή της Ws ως προς K : \mathbf{Mk} , βάρος επίχωσης = $Ws * (Xs - K) = 576 \text{ KN/m} * (4,12\text{m} - 3,15\text{m}) = \mathbf{558,72 \text{ KNm/m}}$

! Βάρος λόγω επιφόρτισης Q δεν έχω

3) Ωθήσεις γαιών για κεκλιμένο αντιστηριζόμενο έδαφος : Ενεργητική ώθηση $\mathbf{KA} =$

$$\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi} / \cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi} =$$

$$\cos 15^\circ - \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ} / \cos 15^\circ + \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ} = (0,965 - 0,427) / (0,965 + 0,427)$$

$$\rightarrow \mathbf{KA = 0,386}$$

$$\text{Τάση } \sigma_1 = KA * \gamma * H = 0,386 * 20 \text{ KN/m}^3 * 6,5\text{m} = \mathbf{50,18 \text{ KN/m}^2}$$
 και

$$\text{Τάση } \sigma_2 = KA * \gamma * H = 0,386 * 20 \text{ KN/m}^3 * 5,8\text{m} = \mathbf{44,77 \text{ KN/m}^2}$$

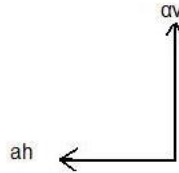
$$\text{Συνολική ενεργητική ώθηση : } \mathbf{PA} = 1/2 * \sigma_1 * H = 1/2 * 50,18 \text{ KN/m}^2 * 6,5\text{m} = \mathbf{163,08 \text{ KN/m}}$$
 και

$$\text{ασκείται σε απόσταση } \mathbf{yA} = 1/3 * 6,5\text{m} = \mathbf{2,16\text{m}}$$
 και $\mathbf{xA} = \mathbf{6,3 \text{ m}}$

$$\text{Ενεργητική ώθηση μέχρι την βάση του κορμού : } \mathbf{PA'} = 1/2 * \sigma_2 * H' = 1/2 * 44,77 \text{ KN/m}^2 * 5,8\text{m} = \mathbf{129,83 \text{ KN/m}}$$
 και ασκείται σε απόσταση $\mathbf{xA} = \mathbf{6,3\text{m}}$ και $\mathbf{yA} = 1/3 * 5,8\text{m} + 0,7\text{m} = \mathbf{2,63\text{m}}$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{PA}$$
 ως προς A και K : $\mathbf{MA,1} = PA * yA = 163,08 \text{ KN/m} * 2,16\text{m} = \mathbf{352,25 \text{ KNm/m}}$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{PA'}$$
 ως προς A και K : $\mathbf{MA,1'} = PA' * yA = 129,83 \text{ KN/m} * 2,63\text{m} = \mathbf{341,45 \text{ KNm/m}}$



4) Φορτία λόγω σεισμού : $ah=0,16$ και $av=0,08$

5) Δυνάμεις και ροπές στον τοίχο λόγω σεισμού (αδρανειακές) :

α) Οριζόντιες Δυνάμεις : i) Οριζόντια δύναμη τοίχου : $P \sigma 1. \alpha = ah * Wb = 0,16 * 190 \text{ KN/m} = 30,4 \text{ KN/m}$ ←

Ροπή της $P \sigma 1. \alpha$ ως προς A και K : $M \alpha. \sigma 1. \alpha = P \sigma 1. \alpha * yb = 30,4 \text{ KN/m} * 1,53 \text{m} = 46,51 \text{ KNm/m}$ ↻

ii) Οριζόντια δύναμη κορμού : $P \sigma 2. \alpha = ah * (W1+W2) = 0,16 * (43,5 \text{ KN/m} + 36,25 \text{ KN/m}) = 12,76 \text{ KN/m}$ ← και

Ροπή της $P \sigma 2. \alpha$ ως προς A και K : $M \sigma 2. \alpha = ah * (W1*y1+W2*y2) = 0,16 * (156,6 \text{ KN/m} + 95,33 \text{ KN/m}) = 40,30 \text{ KNm/m}$ ↻

β) Κατακόρυφες δυνάμεις : Κατακόρυφη δύναμη τοίχου $WE. \sigma 1. \beta = av * Wb = 0,08 * 190 \text{ KN/m} = 15,2 \text{ KN/m}$ ↑

Ροπή λόγω $WE. \sigma 1. \beta$ ως προς A : $MA. \sigma 1. \beta = WE. \sigma 1. \beta * xb = 15,2 \text{ KN/m} * 2,46 \text{m} = 37,39 \text{ KNm/m}$ ↻

Ροπή λόγω $WE. \sigma 1. \beta$ ως προς K : $Mk. \sigma 1. \beta = WE. \sigma 1. \beta * (xb-K) = 15,2 \text{ KN/m} * (2,46 \text{m} - 3,15 \text{m}) = -10,48 \text{ KNm/m} = 10,48 \text{ KNm/m}$ ↻

6) Δυνάμεις και ροπές στην επίχωση λόγω σεισμού :

α) Οριζόντια δύναμη : $P. \sigma 2. \alpha' = ah * Ws = 0,16 * 576 \text{ KN/m} = 92,16 \text{ KN/m}$

Ροπή της $P. \sigma 2. \alpha'$ ως προς A και K : $MA. \sigma 2. \alpha' = P. \sigma 2. \alpha' * ys = 92,16 \text{ KN/m} * 3,94 \text{m} = 363,11 \text{ KNm/m}$ ↻

β) Κατακόρυφη δύναμη : $W. \sigma 2. \beta' = av * Ws = 0,08 * 576 \text{ KN/m} = 46,08 \text{ KN/m}$ και

Ροπή της $W. \sigma 2. \beta'$ ως προς A : $MA. \sigma 2. \beta' = W. \sigma 2. \beta' * xs = 46,08 \text{ KN/m} * 4,12 \text{m} = 189,84 \text{ KNm/m}$ ↻

Ροπή της $W. \sigma 2. \beta'$ ως προς K : $MK. \sigma 2. \beta' = W. \sigma 2. \beta' * (xs-K) = 46,08 \text{ KN/m} * (4,12 \text{m} - 3,15 \text{m}) = 44,69 \text{ KNm/m}$ ↻

7) Ωθήσεις γαιών λόγω σεισμού με την μέθοδο Mononobe-Okabe :

ΚΑΕ=

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

$$\Theta = \arctan^*(ah/(1-av)) = 0,16/0,92 = 0,17 = 9,6^\circ$$

$\Phi=30^\circ$	$\Theta=9,6^\circ$	$\delta=0^\circ$	$i=15^\circ$	$\beta=0^\circ$
-----------------	--------------------	------------------	--------------	-----------------

$\mathbf{KA\epsilon=0,878/1,45 = 0,61}$ οπότε $\mathbf{\Delta K= KA\epsilon - KA= 0,61- 0,386= 0,224}$

Συνολική ενεργητική ώθηση $\mathbf{EAE= \Delta K* \gamma* H = 0,224* 20 \text{ KN/m}^3 * 6,5\text{m}= 29,12 \text{ KN/m}^2}$

Οριζόντια δύναμη $\mathbf{P.\sigma.EAE = 1/2* EAE* H = 1/2* 29,12 \text{ KN/m}^2 * 6,5\text{m}= 94,64 \text{ KN/m}}$ ←

και ασκείται στο $\mathbf{y=2/3* 6,5\text{m} = 4,33\text{m}}$ με ροπή ως προς Α και Κ: $\mathbf{MA.\sigma EAE= P.\sigma.EAE * y = 94.64 \text{ KN/m} * 4,33\text{m} = 409,79 \text{ KNm/m}}$ ↻

Αντίστοιχα μεγέθη μέχρι την βάση του κορμού – τομή 1-1 : $\mathbf{EAE' = \Delta K*\gamma*H' = 0,224*20 \text{ KN/m}^3 * 5,8\text{m}= 25,98 \text{ KN/m}^2}$ με οριζόντια δύναμη $\mathbf{P.\sigma EAE' = 1/2*EAE' * H' = 1/2* 25,98 \text{ KN/m}^2 * 5,8\text{m} = 75,35 \text{ KN/m}}$ ← και ασκείται σε απόσταση $\mathbf{y=2/3*5,8\text{m}= 3,86\text{m}}$

Ροπή της $\mathbf{P.\sigma EAE}$ ως προς τομή 1-1 : $\mathbf{MA.EAE' = P.\sigma EAE' * y = 75,35 \text{ KN/m} * 3,86\text{m}= 290,86 \text{ KNm/m}}$

ΠΙΝΑΚΑΣ ΦΟΡΤΙΩΝ –ΡΟΠΩΝ

ΔΥΝΑΜΕΙΣ-ΡΟΠΕΣ	ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ KN /m	$Wb+W_s=190 \text{ KN/m} + 576 \text{ KN/m} = 766 \text{ KN/m}$ ↓	$WE.\sigma 1.\beta + W.\sigma 2.\beta' = 15,2 \text{ KN/m} + 46,08 \text{ KN/m} = 61,28 \text{ KN/m}$ ↑
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ KN/m	$PA = 163,08 \text{ KN/m}$ ←	$P.\sigma 1.\alpha + P.\sigma 2.\alpha' + P.\sigma EAE = 30,4 \text{ KN/m} + 74,88 \text{ KN/m} + 94,64 \text{ KN/m} = 199,92 \text{ KN/m}$
ΡΟΠΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Α ↻	$MA, \text{ από βάρος τοίχου} + MA, \text{ επίκωσης} = 467,4 \text{ KNm/m} + 2373,12 \text{ KNm/m} = 2840,52 \text{ KNm/m}$	-----
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Α ↻	$MA, 1 = 352,25 \text{ KNm/m}$	$MA.\sigma 1.\alpha + MA.\sigma 1.\beta + MA.\sigma 2.\alpha' + MA.\sigma 2.\beta' + MA.\sigma EAE = 46,51 + 37,39 + 363,11 + 189,84 + 409,79 = 1046,64 \text{ KNm/m}$
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Κ (+) για ανατροπή και (-) για ευστάθεια	$MK, \text{ από βάρος τοίχου} - MK, \text{ επίκωσης} + MA, 1 = 136,8 - 558,72 + 352,25 = - 69,67 \text{ KNm/m}$	$MK.\sigma 1.\alpha - MK.\sigma 1.\beta + MK.\sigma 2.\alpha' + MK.\sigma 2.\beta' + MA.\sigma EAE = 46,51 - 10,48 + 363,11 + 44,69 + 409,79 = 853,62 \text{ KNm/m}$ ↻

8) Έλεγχοι ασφαλείας τοίχου :α) Έλεγχος ολίσθησης : i) Για μόνιμα φορτία (G) με $\Theta=35^\circ$

Συντελεστής ασφαλείας $\mathbf{SF= W_{\mu\acute{o}νιμα} * \tan\Theta / PA, \mu\acute{o}νιμα = 766 \text{ KN/m} * \tan 35^\circ / 163,08 \text{ KN/m}}$

$\mathbf{SF= 3,28 > 1,5}$ ok ii) Για μόνιμα και κινητά (G+Q) το $\mathbf{SF=3,28}$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία

iii) Για μόνιμα , κινητά και σεισμό (G+0,2*Q+ E) με $\Theta= 35^\circ$

$\mathbf{SF= (W_{\mu\acute{o}νιμα} + 0,2*W_q - WE)*\tan\Theta / PA, \mu\acute{o}νιμα + 0,2*P_q + PE}$ το W_q και το P_q είναι 0 διότι δεν έχουμε κινητά φορτία, οπότε $\mathbf{SF=(766 \text{ KN/m} - 61,28 \text{ KN/m})*\tan 35^\circ / 163,08 \text{ KN/m} + 199,92 \text{ KN/m} = 493,45 \text{ KN/m} / 363 \text{ KN/m} = 1,36 > 1}$ ok

β) Έλεγχος ανατροπής : i) Για μόνιμα (G) ο συντελεστής ασφαλείας **SF=Μευστάθειας / Μανατροπής = 2840,52 KNm/m / 352,25 KNm/m = 8,06 > 1,5 ok**

ii) Για μόνιμα και κινητά (G+Q) ο **SF=8,06** διότι δεν έχουμε κινητά φορτία

iii) Για μόνιμα, κινητά και σεισμό (G+0,2*Q+E) ο **SF=Μευστάθειας / Μανατροπής = 2840,52 KNm/m / (352,25 KNm/m + 1046,64 KNm/m) = 2,03 > 1,5 ok**

Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους ο τοίχος είναι ευσταθής και δεν ολισθαίνει.

9) Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης : Υπολογισμός τάσεων **εδάφους-πεδίου** για α) μόνιμα φορτία(G), β) μόνιμα και κινητά (G+Q) και γ) μόνιμα, κινητά και σεισμό (G+0,2*Q +E)

α) Μόνιμα φορτία (G) : Κατακόρυφη αξονική δύναμη **NK= Wb + Ws = 190 KN/m + 576 KN/m = 766 KN/m** , ροπή ανατροπής ως προς K : **MK = - 69,67 KNm/m**, τάσεις εδάφους-πεδίου

$$\sigma_{\frac{max}{min}} = \frac{Nk}{B} \pm \frac{(6 * MK)}{B^2} = \frac{766 \text{ KN/m}}{6,3\text{m}} \pm \frac{(6 * 69,67 \text{ KNm/m})}{6,3^2 \text{ m}} \Rightarrow$$

σmax= 132,11 KPA < σεπιτρεπόμενο=250 KPA και σmin = 111,05 KPA

β) Μόνιμα και κινητά (G+Q) : **NK= Wb+Ws+Wq=190 KN/m + 576 KN/m + 0 KN/m= 766KN/m**

το Wq=0 διότι δεν έχουμε κινητά φορτία, οπότε το **MK= - 69,67 KNm/m !** ροπή ευστάθειας

γ) Μόνιμα, κινητά και σεισμός (G+0,2*Q+E) : **NK= Wb+Ws+0,2*Wq-WE =766 KN/m+0-61,28 KN/m= 704,72 KN/m** και ροπή ανατροπής ως προς K : **MK= -69,67 KNm/m + 0 + 853,62 KNm/m= 783,95 KNm/m**

εκκεντρότητα: **εκ= MK/NK =783,95 KNm/m / 704,72 KN/m = 1,11 m**

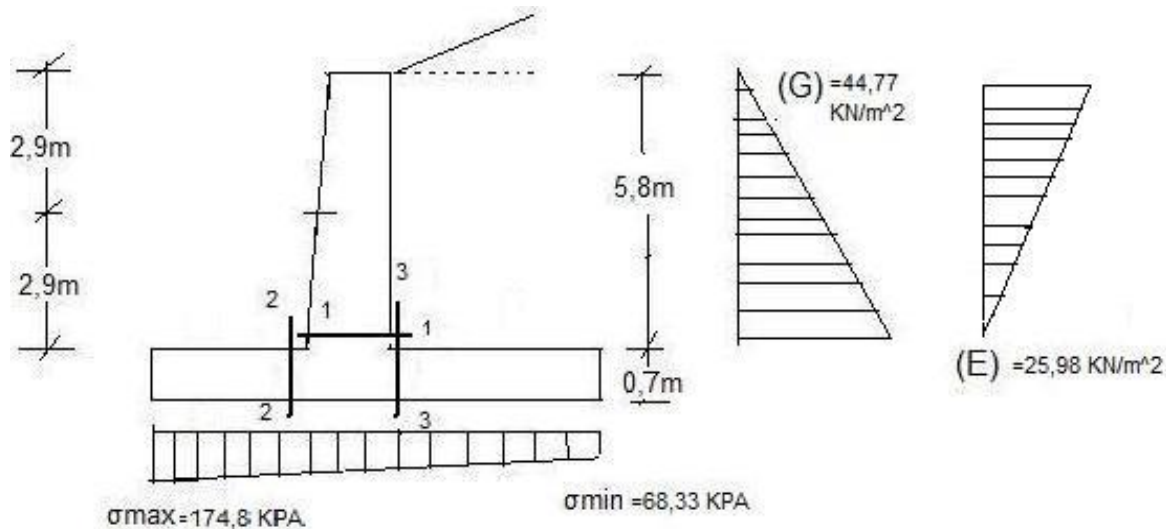
Μέση τάση : **σ = NK/B*L =704,72 KN/m / 6,3m* 1m = 111,86 KPA**

B´= 3*(B/2 – εκ)= 3*(6,3/2 m – 1,11m) ⇒ B´= 6,12m

σmax =2*σ* B/B´=2*111,86 KPA *6,3/6,12 m ⇒ σmax = 230,3 KPA <σ_{επ} =350 KPA

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ

Κατά την διαδικασία διαστασιολόγησης του τοίχου, χωρίζουμε τον τοίχο σε 3 κομμάτια- τομές και βρίσκουμε τον απαραίτητο σιδηρό οπλισμό για κάθε κομμάτι. Οπότε έχουμε τις τομές 1-1, 2-2 και 3-3 όπως φαίνεται παρακάτω στο σχήμα.



Σχήμα 5

TOMH 1-1

Υπολογισμός τέμνουσας δύναμης: $N_{sd} = W1 + W2 = 43,5 \text{ KN} + 36,25 \text{ KN} = 79,75 \text{ KN}$

Υπολογισμός ροπής για $G+Q$ με συντελεστή ασφαλείας δράσεων χωρίς σεισμό: $\gamma(G+Q) = 1,5$

$M_{1-1} = 1,5 * [(1/2 * 44,77 \text{ KN/m}^2 * 5,8\text{m}) * 5,8/3 + 0] = 376,51 \text{ KNm} \implies M_{sd} = 1,3 * M_{1-1} = 489,47 \text{ KNm}$
με στατικό ύψος $d = (h - n_{optc} - \Phi L/2) = 80 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 2/2 \text{ cm} = 71 \text{ cm}$ το $Q=0$ οπότε

$M_{sd,s} = M_{sd} + N_{sd} * (d - h/2) = 489,47 \text{ KNm} + 79,75 \text{ KN} * (0,71\text{m} - 0,8/2 \text{ m}) = 514,19 \text{ KNm}$

Υπολογισμός ροπής για $G+0,2*Q+E$ με συντελεστή ασφαλείας δράσεων με σεισμό: $\gamma(E) = 1,0$

το $0,2Q=0$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία $\implies M_{1-1} = 1,0 * [G + 0,2*Q + E + ah * W1 * 5,8/2 + ah * WE * 5,8/3 + ah * Ws * 5,8/2] = 1,0 * [252,01 \text{ KNm} + 0 + (1/2 * 25,98 \text{ KN/m}^2 * 5,8\text{m}) * 2/3 * 5,8\text{m} + 0,16 * 43,5 \text{ KN} * 5,8/2 \text{ m} + 0,16 * 61,28 \text{ KN} * 5,8/3 \text{ m} + 0,16 * 576 \text{ KN} * 5,8/2 \text{ m} = 251,01 \text{ KNm} + 291,32 \text{ KNm} + 20,18 \text{ KNm} + 18,95 \text{ KNm} + 276,26 \text{ KNm} = 857,72 \text{ KNm}$

$N_{sd}' = (W1 + W2) * (1 - \alpha_v) = 79,75 \text{ KN} * (1 - 0,08) = 73,37 \text{ KN}$ και $M_{sd}' = 1,3 * M_{1-1} = 1115,03 \text{ KNm}$

$M_{sd,s}' = M_{sd}' + N_{sd}' * (d - h/2) = 1115,03 \text{ KNm} + 73,37 \text{ KN} * (0,71\text{m} - 0,8/2 \text{ m}) = 1137,77 \text{ KNm}$

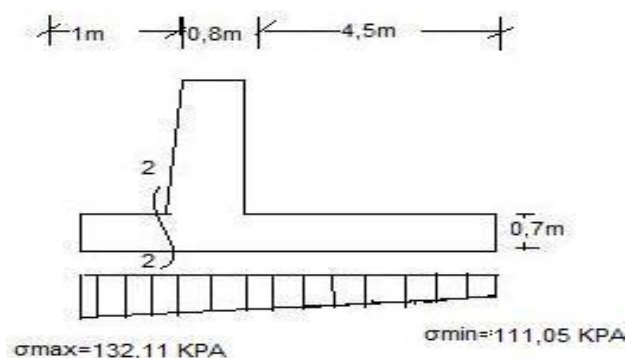
Το $M_{sd,s}' = 1137,77 > M_{sd,s} = 514,19$ επιλέγουμε το μεγαλύτερο M_{sd} για διαστασιολόγηση και έχω: $\mu_{sd,s} = M_{sd,s}' / b * d^2 * f_{cd} = 1137,77 \text{ KNm} / 1 * 0,7^2 * 20000 / 1,5 = 0,174 < \mu_{sd,lim} = 0,252$

οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχουμε από πίνακα CEB 4.2.β $\omega = 0,21$ (προέκυψε από γραμμική παρεμβολή), άρα $\implies A_s = 1 / f_{yd} * (\omega * b * d * f_{cd} + N_{sd}') = 0,0023 * (0,210 * 1000 * 710 * 20 / 1,5 - 73370 \text{ N}) = 44,03 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Ελάχιστος οπλισμός κορμού: $A_{smin} = \max (0,6 * b * d / f_{yk}, 0,0015 * b * d, \Phi 10/20) = \max (8,52, 10,65, 3,93 \text{ cm}^2) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_s = 44,03 > A_{smin} = 10,65$ οπότε τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2] $\Phi 25/10$ ($49,10 \text{ cm}^2 > 44,03 \text{ cm}^2$)

TOMH 2-2



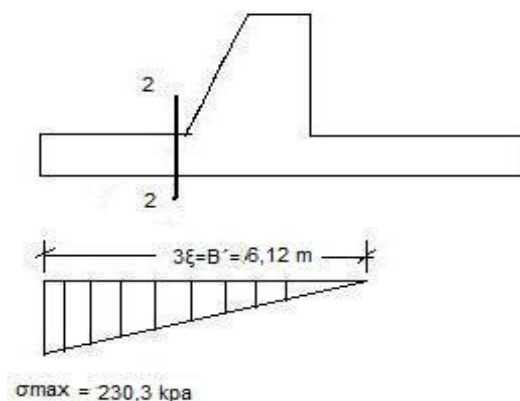
Για $\gamma(G+Q)=1,5$:

Σχήμα 6

α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{2-2} = 132,11 \text{ KPa} - (132,11 \text{ KPa} - 111,05 \text{ KPa}) * 1/6,3 \text{ m} = 128,77 \text{ KPa}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{2-2} = 1,5 * [\frac{1}{2} * 128,77 \text{ KPa} * 1 \text{ m} + \frac{1}{2} * (132,11 \text{ KPa} - 128,77 \text{ KPa}) * 1 * \frac{2}{3} * 1 \text{ m} - (1^2 \text{ m}^2 * 0,7 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3) / 2] \rightarrow M_{2-2} = 1,5 * [64,38 \text{ KNm} + 1,11 \text{ KNm} - 8,75 \text{ KNm}] = 85,11 \text{ KNm}$

Για $\gamma(E): G+0,2Q+E=1,0$



Σχήμα 7

α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{2-2} = 230,3 \text{ KPa} - (230,3 \text{ KPa} * 1/6,12 \text{ m}) = 192,7 \text{ KPa}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{2-2} = 1,0 * [192,7 \text{ KPa} * 1 \text{ m} * \frac{1}{2} + (230,3 \text{ KPa} - 192,7 \text{ KPa}) * \frac{1}{2} * \frac{2}{3} * 1 \text{ m} - 0,7 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 * 1 \text{ m} * \frac{1}{2}] \rightarrow M_{2-2} = 96,35 \text{ KNm} + 12,53 \text{ KNm} - 8,75 \text{ KNm} = 100,13 \text{ KNm}$

Διαστασιολογώ για την μεγαλύτερη ροπή : $M_{2-2} = 100,13 \text{ KNm} > M_{2-2} = 85,11 \text{ KNm}$

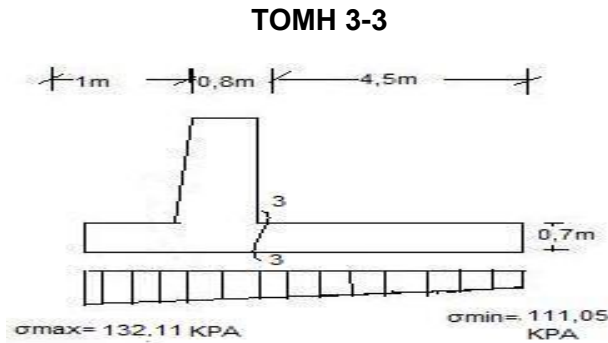
$M_{sd} = 1,3 * M_{2-2} = 1,3 * 100,13 \text{ KNm} = 130,17 \text{ KNm}$ με στατικό ύψος $d = h - n_{opt} - \Phi / 2 = 70 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 61 \text{ cm}$ οπότε \rightarrow

$\mu_{sd} = M_{sd} / (b * d^2 * f_{cd}) = 130,17 \text{ KNm} / (1 * 0,61^2 * 20000 / 1,5) = 0,026 < \mu_{sd,lim} = 0,252$ οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχω από πίνακα CEB 4.2.β $\rightarrow \omega = 0,0265$ (προέκυψε από γραμμική παρεμβολή), άρα το

$A_s = (\omega * b * d * f_{cd} + N_{sd}) * 1 / f_{yd} = 0,0023 * (0,0265 * 1000 * 610 * 20 / 1,5 + 0)$, το $N_{sd} = 0$ διότι δεν έχω αξονική δύναμη, $\rightarrow A_s = 4,95 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ελάχιστος οπλισμός πεδίου : $A_{smin} = \max(0,6 \cdot b \cdot d / f_{yk}, 0,0015 \cdot b \cdot d, \Phi 10 / 20) = \max(3,66, 9,15, 3,93 \text{ cm}^2) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_{smin} = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s = 4,95 \text{ cm}^2/\text{m}$, οπότε τοποθετούμε ελάχιστο οπλισμό, από πίνακα CEB 8.2, $\Phi 14/15$ ($10,28 \text{ cm}^2/\text{m} > 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Σχήμα 8

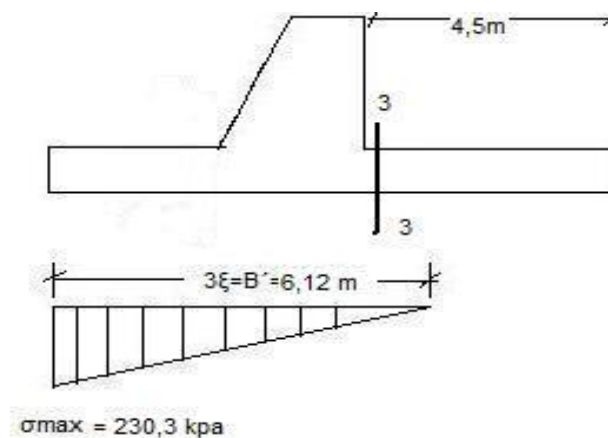
Για $\gamma(G+Q) = 1,5$: **α)** Υπολογισμός τάσης $\sigma_{3-3} = 111,05 \text{ KPA} + (132,11 \text{ KPA} - 111,05 \text{ KPA}) \cdot 4,5 / 6,3 \text{ m} = 126,09 \text{ KPA}$ και υπολογισμός τάσης $\sigma_w = W_s / 4,5 + W_q / 4,5 = 576 \text{ KN/m} / 4,5 \text{ m} + 0 = 128 \text{ KPA}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{3-3} = 1,5 \cdot [4,5 \text{ m} \cdot 111,05 \text{ KPA} \cdot 4,5 / 2 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot (126,09 \text{ KPA} - 111,05 \text{ KPA}) \cdot 4,5 \text{ m} \cdot \frac{1}{3} \cdot 4,5 \text{ m} - 128 \text{ KPA} \cdot 4,5 \text{ m} \cdot 4,5 / 2 \text{ m} - 4,5 / 2 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 \cdot 4,5 \text{ m}] =$

$1,5 \cdot [1124,38 \text{ KNm} + 50,76 \text{ KNm} - 1296 \text{ KNm} - 177,18 \text{ KNm}] \Rightarrow M_{3-3} = -298,04 \text{ KNm} =$

298,04 KNm ↻

Για $\gamma(E): G+0,2Q+E = 1,0$: **α)** Υπολογισμός τάσης $\sigma_{3-3} = 230,3 \text{ KPA} - 230,3 \text{ KPA} \cdot 1,8 / 6,12 \text{ m} = 162,57 \text{ KPA}$ και υπολογισμός τάσης $\sigma_w = W_s \cdot (1 - 0,08) / 4,5 \text{ m} + 0,2 \cdot W_q / 4,5 \text{ m} = 117,76 \text{ KPA}$



Σχήμα 9

β) Υπολογισμός ροπής $M_{3-3} = 1,0 \cdot [\frac{1}{2} \cdot 162,57 \text{ KPA} \cdot (6,12 \text{ m} - 1,8 \text{ m}) \cdot (6,12 \text{ m} - 1,8 \text{ m}) / 3 \text{ m} - 117,76 \text{ KPA} \cdot 4,5 \text{ m} \cdot 4,5 / 2 \text{ m} - 0,7 \text{ m} \cdot 4,5 \text{ m} \cdot 4,5 / 2 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 \cdot (1 - 0,08)] = 505,65 \text{ KNm} - 1192,32 \text{ KNm} - 163,01 \text{ KNm} \Rightarrow M_{3-3} = -849,67 \text{ KNm} = 849,67 \text{ KNm}$ ↻

Διαστασιολογώ για την μεγαλύτερη ροπή : $M_{3-3} = 849,67 \text{ KNm} > M_{3-3} = 298,04 \text{ KNm}$
Msd = $1,3 \cdot M_{3-3} = 1104,57 \text{ KNm}$ με στατικό ύψος **d** = $h - n_{\text{omc}} - \Phi/2 = 70 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 61 \text{ cm}$
οπότε

$\mu_{sd} = M_{sd} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 11041,57 \text{ KNm} / (1 \cdot 0,61^2 \cdot 20000 / 1,5) = 0,222 < \mu_{sd, \text{lim}} = 0,252$ οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχουμε από πίνακα 4.2.β $\Rightarrow \omega = 0,2613$

As = $(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) \cdot 1 / f_{yd} = 0,0023 \cdot (0,2613 \cdot 1000 \cdot 610 \cdot 20 / 1,5 + 0)$, το $N_{sd} = 0$ διότι δεν έχω αξονική δύναμη, $\Rightarrow \mathbf{As = 48,88 \text{ cm}^2/\text{m}}$

Ελάχιστος οπλισμός πεδίου : **Asmin** = $\max(0,6 \cdot b \cdot d / f_{yk}, 0,0015 \cdot b \cdot d, \Phi 10 / 20) = \max(3,66, 9,15, 3,93 \text{ cm}^2) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $As = 48,88 > As_{\text{min}} = 9,15$, άρα τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2]

Φ25/10 ($49,10 \text{ cm}^2/\text{m} > 48,88 \text{ cm}^2/\text{m}$)

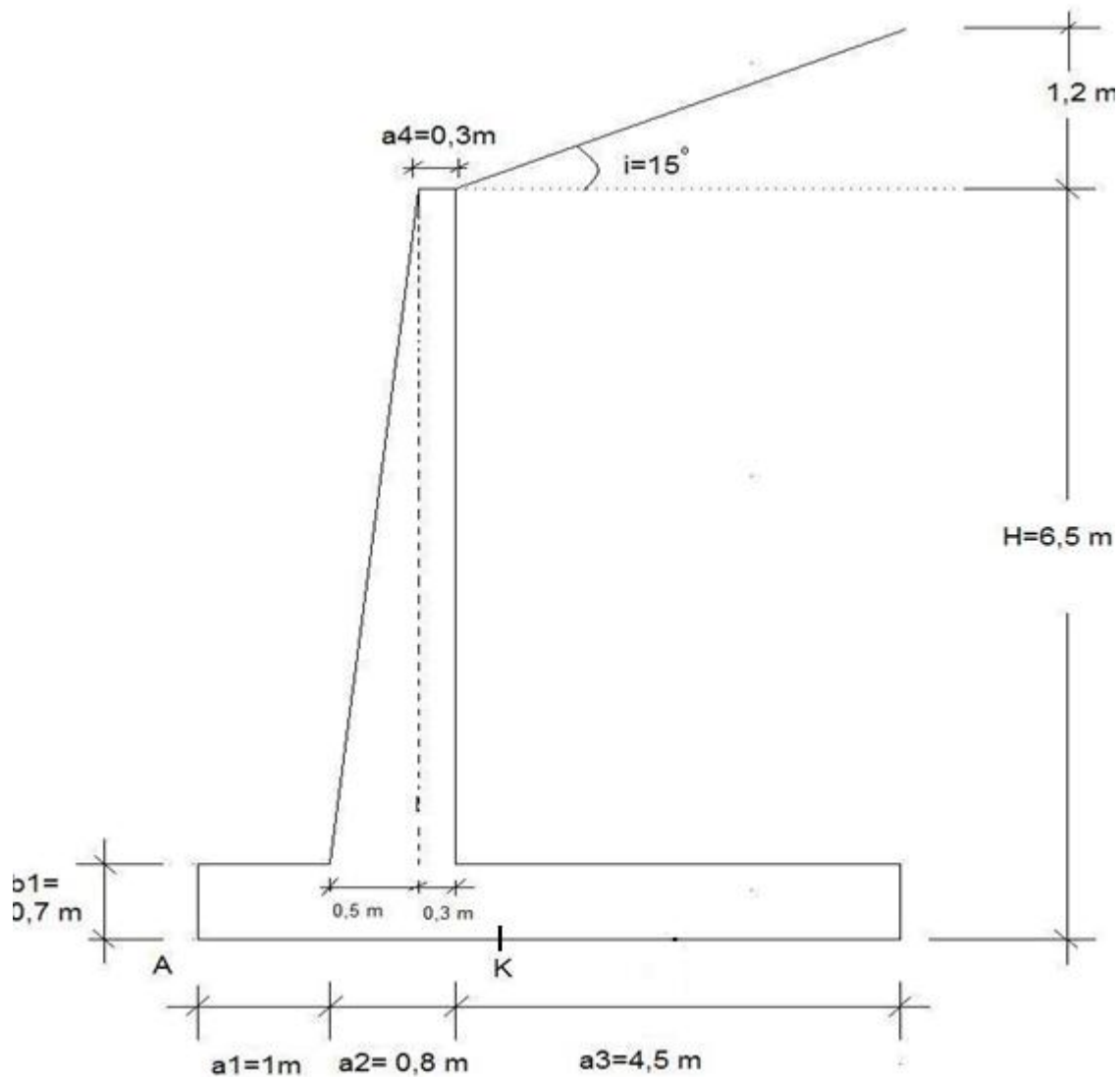
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ : i) Κορμός εσωτερικά : α) Κύριος οπλισμός: **Φ25/10**, β) Οπλισμός διανομής : $\max(As, \text{min}, As, \text{κυρίου} / 5) = \max(10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

$46,76 / 5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m} - \mathbf{\Phi 12/10}$ ii) Κύριος οπλισμός εξωτερικά : α) Κύριος οπλισμός: **Φ12/10**, β) Οπλισμός διανομής : ελάχιστος **Φ12/10**

iii) Πέδιλο κάτω : α) Κύριος οπλισμός: ελάχιστος **Φ14/15** και β) Οπλισμός διανομής : ελάχιστος **Φ14/15**

iv) Πέδιλο πάνω (Τομή 3-3) : α) Κύριος οπλισμός: **Φ25/10** και β) Οπλισμός διανομής : $\max(As, \text{min}, As, \text{κυρίου} / 5) = \max(9,15 \text{ cm}^2/\text{m}, 49,10 / 5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 9,82 \text{ cm}^2/\text{m} - \mathbf{\Phi 14/15}$

ΔΙΑΤΟΜΗ 65 : Διατομή σε όρυγμα με ύψος τοίχου **6,5** μέτρα και χιλιομετρική θέση (Χ.Θ): 0+933.82 έως 0+943.82 μ. ! Οι διατομές 64 και 65 έχουν ίδιους τοίχους.



Σχήμα 10

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ : 1) Χαρακτηριστικά εδάφους : γ εδάφους : 20 KN/m^3 , συνοχή c : 0, γωνία εσωτερικής τριβής Φ : 30° , γωνία τριβής κορμού-εδάφους δ : 0° , γωνία τριβής πεδίου-εδάφους Θ : 35° , κλίση i : 15°

2) Κατηγορία υλικών, επικάλυψη : C20/25, B500C, ρ_{omC} :8cm, γ_{b} σκυροδέματος : 25 KN/m^3

3) Τάση αιχμής εδάφους : **α)** Για μόνιμα και κινητά φορτία : 250 KPA , **β)** Για δράσεις με σεισμό: 350 KPA

4) Παράμετροι σεισμού : συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α : 0,24 (Ζώνη III) Συντελεστής συμπεριφοράς q_w : 1,5 , οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $ah = \alpha/q_w = 0,24/1,5 = 0,16$ και κατακόρυφη συνιστώσα av : $1/3 * \alpha = 1/3 * 0,24 = 0,08$

5) Συντελεστής ασφαλείας δράσεων γ : **α)** Για δράσεις χωρίς σεισμό $\gamma (G+Q)=1,5$ και **β)** Για δράσεις με σεισμό $\gamma_E (G+0,2Q-E)=1,0$

ΛΥΣΗ

1) Υπολογισμός βαρών: Βάρος τοίχου **W1** : $\gamma_b \cdot (H-b_1) \cdot a_4 = 25 \text{ KN/m}^3 \cdot (6,5 - 0,7\text{m}) \cdot 0,3\text{m} = 43,5 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_1 = 1 + 0,5 + 0,3/2 = 1,65 \text{ m}$ και $y_1 = 0,7 + 5,8/2 = 3,6 \text{ m}$


Βάρος τοίχου **W2** : $\frac{1}{2} \cdot \beta \cdot u \cdot \gamma_b = \frac{1}{2} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot (6,5 \text{ m} - 0,7\text{m}) \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 36,25 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_2 = 1 + 2/3 \cdot 0,5 = 1,33 \text{ m}$ και $y_2 = 0,7 + 1/3 \cdot 5,8 = 2,63 \text{ m}$

Βάρος τοίχου **W3** : $\gamma_b \cdot \beta \cdot u = 25 \text{ KN/m}^3 \cdot 6,3 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} = 110,25 \text{ KN/m}^3$ και ασκείται σε απόσταση $x_3 = 6,3/2 = 3,15 \text{ m}$ και $y_3 = 0,7/2 = 0,35 \text{ m}$

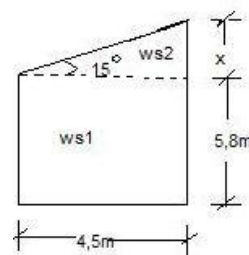
Συνολικό βάρος Wb = W1+W2+W3 = 43,5 KN/m + 36,25 KN/m + 110,25 KN/m = 190 KN/m

Γενικό κέντρο βάρους του τοίχου : $x_b = W_1 \cdot x_1 + W_2 \cdot x_2 + W_3 \cdot x_3 / W_b = 43,5 \cdot 1,65 + 36,25 \cdot 1,33 + 110,25 \cdot 3,15 / 190 = 2,46 \text{ m}$ και $y_b = W_1 \cdot y_1 + W_2 \cdot y_2 + W_3 \cdot y_3 / W_b = 43,5 \cdot 3,6 + 36,25 \cdot 2,63 + 110,25 \cdot 0,35 / 190 = 1,53 \text{ m}$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟΥ Κ: Το σημείο Κ είναι στο $B/2$ όπου $B = a_1 + a_2 + a_3 = 6,3 \text{ m}$, άρα $K = 6,3/2 = 3,15 \text{ m}$

Υπολογισμός ροπών της Wb: α) Συνολική ροπή της Wb ως προς Α : **Μα**, από βάρος τοίχου = $W_b \cdot x_b = 190 \text{ KN/m} \cdot 2,46 \text{ m} = 467,4 \text{ KNm/m}$  **ροπή ευστάθειας**

β) Συνολική ροπή της Wb ως προς Κ : **Μκ**, από βάρος τοίχου = $W_b \cdot (x_b - K) = 190 \text{ KN/m} \cdot (2,43\text{m} - 3,15\text{m}) = - 136,8 \text{ KNm/m}$  **ροπή ανατροπής**



Σχήμα 11

2) Βάρος επίχωσης με κεκλιμένο έδαφος: Γωνία κλίσης $i = 15^\circ$

$$\tan 15^\circ = x/4,5 \rightarrow x = 1,2 \text{ m}$$

Ws1: γ εδάφους * εμβαδόν ορθογωνίου = $20 \text{ KN/m}^3 \cdot 4,5\text{m} \cdot 5,8\text{m} = 522 \text{ KN/m}$

και ασκείται σε απόσταση $x_{s1} = 6,3\text{m} - 4,5\text{m}/2 = 4,05\text{m}$ και $y_{s1} = 5,8\text{m}/2 + 0,7\text{m} = 3,6\text{m}$

Ws2: γ εδάφους * εμβαδόν τριγώνου = $20 \text{ KN/m}^3 \cdot 1/2 \cdot 4,5\text{m} \cdot 1,2\text{m} = 54 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_{s2} = 6,3\text{m} - 1/3 \cdot 4,5\text{m} = 4,8\text{m}$ και $y_{s2} = 2/3 \cdot 1,2\text{m} + 6,5\text{m} = 7,3\text{m}$

Συνολικό βάρος επίχωσης Ws: $W_{s1} + W_{s2} = 576 \text{ KN/m}$ με γενικό κέντρο βάρους επίχωσης

$$X_s = W_s1 \cdot x_{s1} + W_s2 \cdot x_{s2} / W_s = 2114,1 \text{ KN} + 259,2 \text{ KN} / 576 \text{ KN/m} = \mathbf{4,12 \text{ m}}$$
 και

$$y_s = W_s1 \cdot y_{s1} + W_s2 \cdot y_{s2} / W_s = 1879,2 \text{ KN} + 394,2 \text{ KN} / 576 \text{ KN/m} = \mathbf{3,94 \text{ m}}$$

Υπολογισμός ροπών της W_s : α) Συνολική ροπή της W_s ως προς A : $\mathbf{M_a}$, βάρος επίχωσης =

$$W_s \cdot X_s = 576 \text{ KN/m} \cdot 4,12 \text{ m} = \mathbf{2373,12 \text{ KNm/m}}$$
 και β) Συνολική ροπή της W_s ως προς K : $\mathbf{M_k}$, βάρος επίχωσης = $W_s \cdot (X_s - K) = 576 \text{ KN/m} \cdot (4,12\text{m} - 3,15\text{m}) = \mathbf{558,72 \text{ KNm/m}}$

! Βάρος λόγω επιφόρτισης Q δεν έχω

3) Ωθήσεις γαιών για κεκλιμένο αντιστηριζόμενο έδαφος : Ενεργητική ώθηση $\mathbf{K_A} =$

$$\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi} / \cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi} =$$

$$\cos 15^\circ - \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ} / \cos 15^\circ + \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ} = (0,965 - 0,427) / (0,965 + 0,427)$$

$$\rightarrow \mathbf{K_A = 0,386}$$

$$\text{Τάση } \sigma_1 = K_A \cdot \gamma \cdot H = 0,386 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 6,5\text{m} = \mathbf{50,18 \text{ KN/m}^2}$$
 και

$$\text{Τάση } \sigma_2 = K_A \cdot \gamma \cdot H = 0,386 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 5,8\text{m} = \mathbf{44,77 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{Συνολική ενεργητική ώθηση : } \mathbf{P_A} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 50,18 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,5\text{m} = \mathbf{163,08 \text{ KN/m}}$$
 και

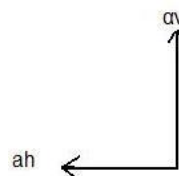
$$\text{ασκείται σε απόσταση } \mathbf{y_A} = \frac{1}{3} \cdot 6,5\text{m} = \mathbf{2,16\text{m}}$$
 και $\mathbf{x_A} = \mathbf{6,3 \text{ m}}$

$$\text{Ενεργητική ώθηση μέχρι την βάση του κορμού : } \mathbf{P_A'} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_2 \cdot H' = \frac{1}{2} \cdot 44,77 \text{ KN/m}^2 \cdot 5,8\text{m} = \mathbf{129,83 \text{ KN/m}}$$
 και ασκείται σε απόσταση $\mathbf{x_A} = \mathbf{6,3\text{m}}$ και $\mathbf{y_A} = \frac{1}{3} \cdot 5,8\text{m} + 0,7\text{m} = \mathbf{2,63\text{m}}$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{P_A}$$
 ως προς A και K : $\mathbf{M_{A,1}} = P_A \cdot y_A = 163,08 \text{ KN/m} \cdot 2,16\text{m} = \mathbf{352,25 \text{ KNm/m}}$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{P_{A'}}$$
 ως προς A και K : $\mathbf{M_{A,1'}} = P_{A'} \cdot y_A = 129,83 \text{ KN/m} \cdot 2,63\text{m} = \mathbf{341,45 \text{ KNm/m}}$

4) Φορτία λόγω σεισμού : $\mathbf{a_h} = \mathbf{0,16}$ και $\mathbf{a_v} = \mathbf{0,08}$



5) Δυνάμεις και ροπές στον τοίχο λόγω σεισμού (αδρανειακές) :

α) Οριζόντιες Δυνάμεις : i) Οριζόντια δύναμη τοίχου : $\mathbf{P \sigma_{1,\alpha}} = a_h \cdot W_b = 0,16 \cdot 190 \text{ KN/m} = \mathbf{30,4 \text{ KN/m}}$ ←

$$\text{Ροπή της } \mathbf{P \sigma_{1,\alpha}}$$
 ως προς A και K : $\mathbf{M_{\alpha, \sigma_{1,\alpha}}} = P \sigma_{1,\alpha} \cdot y_b = 30,4 \text{ KN/m} \cdot 1,53\text{m} = \mathbf{46,51 \text{ KNm/m}}$ ↻

ii) Οριζόντια δύναμη κορμού : $\mathbf{P \sigma_{2,\alpha}} = a_h \cdot (W_1 + W_2) = 0,16 \cdot (43,5 \text{ KN/m} + 36,25 \text{ KN/m}) = \mathbf{12,76 \text{ KN/m}}$ ← και

$$\text{Ροπή της } \mathbf{P \sigma_{2,\alpha}}$$
 ως προς A και K : $\mathbf{M_{\alpha, \sigma_{2,\alpha}}} = a_h \cdot (W_1 \cdot y_1 + W_2 \cdot y_2) = 0,16 \cdot (156,6 \text{ KN/m} + 95,33 \text{ KN/m}) = \mathbf{40,30 \text{ KNm/m}}$ ↻

β) Κατακόρυφες δυνάμεις : Κατακόρυφη δύναμη τοίχου $WE.\sigma 1.\beta = av * Wb = 0,08 * 190$
 $KN/m = 15,2 KN/m$ ↑

Ροπή λόγω $WE.\sigma 1.\beta$ ως προς A : $MA.\sigma 1.\beta = WE.\sigma 1.\beta * xb = 15,2 KN/m * 2,46m = 37,39$
 KNm/m ↻

Ροπή λόγω $WE.\sigma 1.\beta$ ως προς K : $Mk.\sigma 1.\beta = WE.\sigma 1.\beta * (xb-K) = 15,2 KN/m * (2,46m-3,15m)$
 $= -10,48 KNm/m = 10,48 KNm/m$ ↻

6) Δυνάμεις και ροπές στην επίχωση λόγω σεισμού :

α) Οριζόντια δύναμη : $P.\sigma 2.\alpha' = ah * Ws = 0,16 * 576 KN/m = 92,16 KN/m$

Ροπή της $P.\sigma 2.\alpha'$ ως προς A και K : $MA.\sigma 2.\alpha' = P.\sigma 2.\alpha' * ys = 92,16 KN/m * 3,94m = 363,11$
 KNm/m ↻

β) Κατακόρυφη δύναμη : $W.\sigma 2.\beta' = av * Ws = 0,08 * 576 KN/m = 46,08 KN/m$ και

Ροπή της $W.\sigma 2.\beta'$ ως προς A : $MA.\sigma 2.\beta' = W.\sigma 2.\beta' * xs = 46,08 KN/m * 4,12m = 189,84 KNm/m$ ↻

Ροπή της $W.\sigma 2.\beta'$ ως προς K : $MK.\sigma 2.\beta' = W.\sigma 2.\beta' * (xs-K) = 46,08 KN/m * (4,12m-3,15m) =$
 $44,69 KNm/m$ ↻

7) Ωθήσεις γαιών λόγω σεισμού με την μέθοδο Mononobe-Okabe :

KAΕ=

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

$\Theta = \arctan * (ah / (1 - av)) = 0,16 / 0,92 = 0,17 = 9,6^\circ$

$\Phi = 30^\circ$	$\Theta = 9,6^\circ$	$\delta = 0^\circ$	$i = 15^\circ$	$\beta = 0^\circ$
-------------------	----------------------	--------------------	----------------	-------------------

$KAΕ = 0,878 / 1,45 = 0,61$ οπότε $\Delta K = KAΕ - KA = 0,61 - 0,386 = 0,224$

Συνολική ενεργητική ώθηση $EAE = \Delta K * \gamma * H = 0,224 * 20 KN/m^3 * 6,5m = 29,12 KN/m^2$

Οριζόντια δύναμη $P.\sigma.EAE = 1/2 * EAE * H = 1/2 * 29,12 KN/m^2 * 6,5m = 94,64 KN/m$ ←

και ασκείται στο $y = 2/3 * 6,5m = 4,33m$ με ροπή ως προς A και K: $MA.\sigma EAE = P.\sigma.EAE * y =$
 $94,64 KN/m * 4,33m = 409,79 KNm/m$ ↻

Αντίστοιχα μεγέθη μέχρι την βάση του κορμού – τομή 1-1 : $EAE' = \Delta K * \gamma * H' = 0,224 * 20 KN/m^3$
 $* 5,8m = 25,98 KN/m^2$ με οριζόντια δύναμη $P.\sigma EAE' = 1/2 * EAE' * H' = 1/2 * 25,98 KN/m^2 * 5,8m =$
 $75,35 KN/m$ ← και ασκείται σε απόσταση $y = 2/3 * 5,8m = 3,86m$

Ροπή της $P.\sigma EAE$ ως προς τομή 1-1 : $MA.EAE' = P.\sigma EAE' * y = 75,35 KN/m * 3,86m =$
 $290,86 KNm/m$

ΠΙΝΑΚΑΣ ΦΟΡΤΙΩΝ –ΡΟΠΩΝ

ΔΥΝΑΜΕΙΣ-ΡΟΠΕΣ	ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ KN /m	$W_b+W_s=190 \text{ KN/m} + 576 \text{ KN/m} = \mathbf{766 \text{ KN/m}}$ ↓	$W_E.\sigma_{1.\beta} + W.\sigma_{2.\beta'} = 15,2 \text{ KN/m} + 46,08 \text{ KN/m} = \mathbf{61,28 \text{ KN/m}}$ ↑
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ KN/m	$P_A = \mathbf{163,08 \text{ KN/m}}$ ←	$P.\sigma_{1.\alpha} + P.\sigma_{2.\alpha'} + P.\sigma_{EAE} = 30,4 \text{ KN/m} + 74,88 \text{ KN/m} + 94,64 \text{ KN/m} = \mathbf{199,92 \text{ KN/m}}$
ΡΟΠΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΩΣ ΠΡΟΣ A ↻	M_A , από βάρος τοίχου + M_A , επίχωσης = $467,4 \text{ KNm/m} + 2373,12 \text{ KNm/m} = \mathbf{2840,52 \text{ KNm/m}}$	-----
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ A ↻	$M_{A,1} = \mathbf{352,25 \text{ KNm/m}}$	$M_A.\sigma_{1.\alpha} + M_A.\sigma_{1.\beta} + M_A.\sigma_{2.\alpha'} + M_A.\sigma_{2.\beta'} + M_A.\sigma_{EAE} = 46,51 + 37,39 + 363,11 + 189,84 + 409,79 = \mathbf{1046,64 \text{ KNm/m}}$
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ K (+) για ανατροπή και (-) για ευστάθεια	M_K , από βάρος τοίχου – M_K , επίχωσης + $M_{A,1} = 136,8 - 558,72 + 352,25 = \mathbf{-69,67 \text{ KNm/m}}$	$M_K.\sigma_{1.\alpha} - M_K.\sigma_{1.\beta} + M_K.\sigma_{2.\alpha'} + M_K.\sigma_{2.\beta'} + M_A.\sigma_{EAE} = 46,51 - 10,48 + 363,11 + 44,69 + 409,79 = \mathbf{853,62 \text{ KNm/m}}$ ↻

8) Έλεγχος ασφαλείας τοίχου : α) Έλεγχος ολίσθησης : i) Για μόνιμα φορτία (G) με $\Theta=35^\circ$

Συντελεστής ασφαλείας $SF = W_{\text{μόνιμα}} \cdot \tan\Theta / P_A$, μόνιμα = $766 \text{ KN/m} \cdot \tan 35^\circ / 163,08 \text{ KN/m}$

$SF = 3,28 > 1,5$ ok ii) Για μόνιμα και κινητά (G+Q) το $SF = 3,28$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία

iii) Για μόνιμα , κινητά και σεισμό (G+0,2*Q+ E) με $\Theta = 35^\circ$

$SF = (W_{\text{μόνιμα}} + 0,2 \cdot W_q - W_E) \cdot \tan\Theta / P_A$, μόνιμα + $0,2 \cdot P_q + P_E$ το W_q και το P_q είναι 0 διότι δεν έχουμε κινητά φορτία, οπότε $SF = (766 \text{ KN/m} - 61,28 \text{ KN/m}) \cdot \tan 35^\circ / 163,08 \text{ KN/m} + 199,92 \text{ KN/m} = 493,45 \text{ KN/m} / 363 \text{ KN/m} = 1,36 > 1$ ok

β) Έλεγχος ανατροπής : i) Για μόνιμα (G) ο συντελεστής ασφαλείας $SF = M_{\text{ευστάθειας}} / M_{\text{ανατροπής}} = 2840,52 \text{ KNm/m} / 352,25 \text{ KNm/m} = 8,06 > 1,5$ ok

ii) Για μόνιμα και κινητά (G+Q) ο $SF = 8,06$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία

iii) Για μόνιμα, κινητά και σεισμό (G+0,2*Q+E) ο $SF = M_{\text{ευστάθειας}} / M_{\text{ανατροπής}} = 2840,52 \text{ KNm/m} / (352,25 \text{ KNm/m} + 1046,64 \text{ KNm/m}) = 2,03 > 1,5$ ok

Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους ο τοίχος είναι ευσταθής και δεν ολισθαίνει.

9) Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης : Υπολογισμός τάσεων **εδάφους-πεδίου** για α) μόνιμα φορτία(G), β) μόνιμα και κινητά (G+Q) και γ) μόνιμα, κινητά και σεισμό (G+0,2*Q +E)

α) Μόνιμα φορτία (G) : Κατακόρυφη αξονική δύναμη $NK = W_b + W_s = 190 \text{ KN/m} + 576 \text{ KN/m} = 766 \text{ KN/m}$, ροπή ανατροπής ως προς K : $MK = -69,67 \text{ KNm/m}$, τάσεις εδάφους-πεδίου

$$\sigma_{\frac{max}{min}} = Nk/B \pm (6 * MK)/B^2 = 766 \text{ KN/m} / 6,3\text{m} \pm (6*69,67 \text{ KNm/m}) / 6,3^2 \text{ m} \quad \Rightarrow$$

$$\sigma_{max} = 132,11 \text{ KPA} < \sigma_{\text{επιτρεπόμενο}} = 250 \text{ KPA} \text{ και } \sigma_{min} = 111,05 \text{ KPA}$$

$$\beta) \text{ Μόνιμα και κινητά (G+Q) : } NK = W_b + W_s + W_q = 190 \text{ KN/m} + 576 \text{ KN/m} + 0 \text{ KN/m} = 766 \text{ KN/m}$$

το $W_q = 0$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία, οπότε το $MK = -69,67 \text{ KNm/m}$! ροπή ευστάθειας

$$\gamma) \text{ Μόνιμα, κινητά και σεισμός (G+0,2*Q+E) : } NK = W_b + W_s + 0,2*W_q - W_E = 766 \text{ KN/m} + 0 - 61,28 \text{ KN/m} = 704,72 \text{ KN/m}$$

και ροπή ανατροπής ως προς K : $MK = -69,67 \text{ KNm/m} + 0 + 853,62 \text{ KNm/m} = 783,95 \text{ KNm/m}$

$$\text{εκκεντρότητα: } e_k = MK/NK = 783,95 \text{ KNm/m} / 704,72 \text{ KN/m} = 1,11 \text{ m}$$

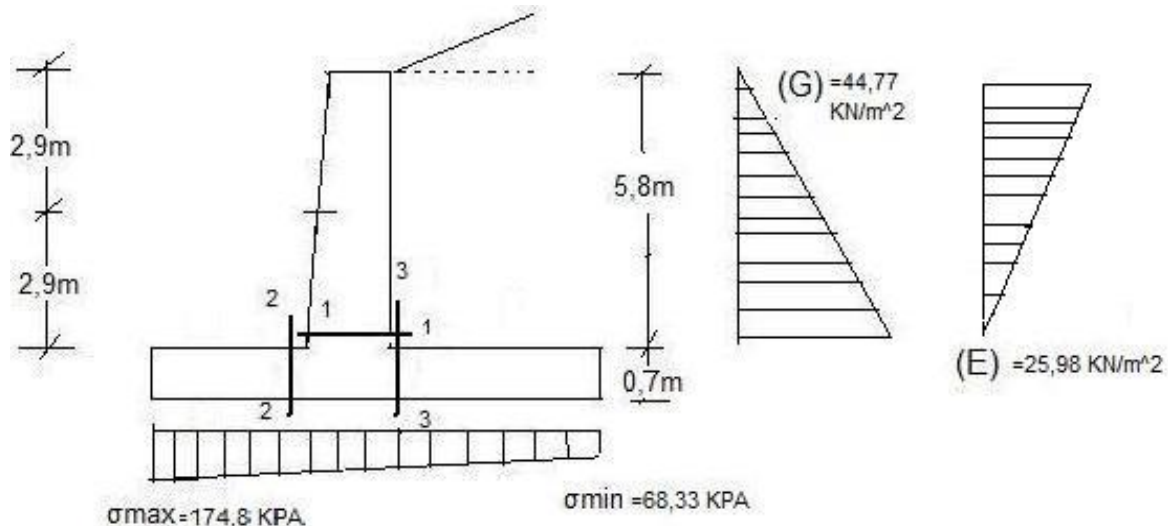
$$\text{Μέση τάση : } \sigma = NK/B * L = 704,72 \text{ KN/m} / 6,3\text{m} * 1\text{m} = 111,86 \text{ KPA}$$

$$B' = 3 * (B/2 - e_k) = 3 * (6,3/2 \text{ m} - 1,11\text{m}) \Rightarrow B' = 6,12\text{m}$$

$$\sigma_{max} = 2 * \sigma * B/B' = 2 * 111,86 \text{ KPA} * 6,3/6,12 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{max} = 230,3 \text{ KPA} < \sigma_{\text{επ}} = 350 \text{ KPA}$$

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ

Κατά την διαδικασία διαστασιολόγησης του τοίχου, χωρίζουμε τον τοίχο σε 3 κομμάτια- τομές και βρίσκουμε τον απαραίτητο σιδηρό οπλισμό για κάθε κομμάτι. Οπότε έχουμε τις τομές 1-1, 2-2 και 3-3 όπως φαίνεται παρακάτω στο σχήμα.



Σχήμα 12

TOMH 1-1

$$\underline{\text{Υπολογισμός τέμνουσας δύναμης : } N_{sd} = W_1 + W_2 = 43,5 \text{ KN} + 36,25 \text{ KN} = 79,75 \text{ KN}}$$

$$\underline{\text{Υπολογισμός ροπής για G+Q με συντελεστή ασφαλείας δράσεων χωρίς σεισμό : } \gamma(G+Q) = 1,5}$$

$$M_{1-1} = 1,5 * [(1/2 * 44,77 \text{ KN/m}^2 * 5,8\text{m}) * 5,8/3 + 0] = 376,51 \text{ KNm} \Rightarrow M_{sd} = 1,3 * M_{1-1} = 489,47 \text{ KNm}$$

με στατικό ύψος $d = (h_1 - n_{omc} - \Phi L/2) = 80 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 2/2 \text{ cm} = 71 \text{ cm}$ το $Q = 0$ οπότε

$$M_{sd,s} = M_{sd} + N_{sd} * (d - h/2) = 489,47 \text{ KNm} + 79,75 \text{ KN} * (0,71\text{m} - 0,8/2 \text{ m}) = 514,19 \text{ KNm}$$

Υπολογισμός ροπής για $G+0,2*Q+E$ με συντελεστή ασφαλείας δράσεων με σεισμό: $\gamma(E)=1,0$

το $0,2Q=0$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία $\rightarrow M_{1-1} = 1,0*[G+0,2*Q+E + ah*W1*5,8/2 + ah*WE*5,8/3 + ah*Ws*5,8/2] = 1,0*[251,01 \text{ KNm} + 0 + (1/2*25,98 \text{ KN/m}^2 * 5,8\text{m})^2/3*5,8\text{m} + 0,16*43,5 \text{ KN}*5,8/2 \text{ m} + 0,16*61,28 \text{ KN}*5,8/3 \text{ m} + 0,16*576 \text{ KN}*5,8/2\text{m}] = 251,01 \text{ KNm} + 291,32 \text{ KNm} + 20,18 \text{ KNm} + 18,95 \text{ KNm} + 276,26 \text{ KNm} = \mathbf{857,72 \text{ KNm}}$

$N_{sd}' = (W1+W2)*(1-\alpha_v) = 79,75 \text{ KN}*(1-0,08) = \mathbf{73,37 \text{ KN}}$ και $M_{sd}' = 1,3*M_{1-1} = \mathbf{1115,03 \text{ KNm}}$

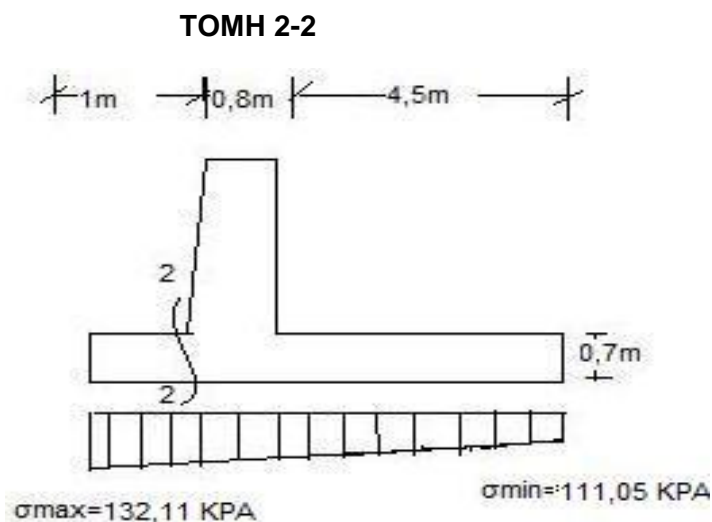
$M_{sd,s}' = M_{sd}' + N_{sd}'*(d-h/2) = 1115,03 \text{ KNm} + 73,37 \text{ KN}*(0,71\text{m} - 0,8/2\text{m}) = \mathbf{1137,77 \text{ KNm}}$

Το $M_{sd,s}' = 1137,77 > M_{sd,s} = 513,41$ επιλέγουμε το μεγαλύτερο M_{sd} για διαστασιολόγηση και έχω: $\mu_{sd,s} = M_{sd,s}' / b*d^2*f_{cd} = 1137,77 \text{ KNm} / 1*0,7^2*20000/1,5 = \mathbf{0,174} < \mu_{sd,lim} = 0,252$

οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχουμε από πίνακα CEB 4.2.β $\omega = \mathbf{0,21}$ (προέκυψε από γραμμική παρεμβολή), άρα $\rightarrow A_s = 1/f_{yd} * (\omega*b*d*f_{cd} + N_{sd}') = 0,0023*(0,21*1000*710*20/1,5 - 73370 \text{ N}) = \mathbf{44,03 \text{ cm}^2/\text{m}}$

- Ελάχιστος οπλισμός κορμού: $A_{smin} = \max(0,6*b*d/f_{yk}, 0,0015*b*d, \Phi 10/20) = \max(8,52, 10,65, 3,93 \text{ cm}^2) = \mathbf{10,65 \text{ cm}^2/\text{m}}$

Το $A_s = 44,03 > A_{smin} = 10,65$ οπότε τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2] $\mathbf{\Phi 25/10}$ ($49,10 \text{ cm}^2 > 44,03 \text{ cm}^2$)



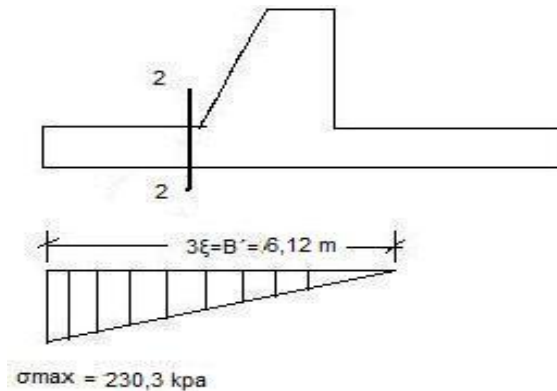
Για $\gamma(G+Q) = 1,5$:

Σχήμα 13

α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{2-2} = 132,11 \text{ KPA} - (132,11 \text{ KPA} - 111,05 \text{ KPA}) * 1/6,3 \text{ m} = \mathbf{128,77 \text{ KPA}}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{2-2} = 1,5 * [1/2 * 128,77 \text{ KPA} * 1\text{m} + 1/2 * (132,11 \text{ KPA} - 128,77 \text{ KPA}) * 1^2/3 * 1\text{m} - (1^2 \text{ m}^2 * 0,7\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3) / 2] \rightarrow M_{2-2} = 1,5 * [64,38 \text{ KNm} + 1,11 \text{ KNm} - 8,75 \text{ KNm}] = \mathbf{85,11 \text{ KNm}}$

Για $\gamma(E): G+0,2Q+E=1,0$



Σχήμα 14

α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{2-2'} = 230,3 \text{ KPA} - (230,3 \text{ KPA} * 1/6,12 \text{ m}) = 192,7 \text{ KPA}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{2-2'} = 1,0 * [192,7 \text{ KPA} * 1 \text{ m} * 1/2 + (230,3 \text{ KPA} - 192,7 \text{ KPA}) * 1/2 * 2/3 * 1 \text{ m} - 0,7 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 * 1 \text{ m} * 1/2] \rightarrow M_{2-2'} = 96,35 \text{ KNm} + 12,53 \text{ KNm} - 8,75 \text{ KNm} = 100,13 \text{ KNm}$

Διαστασιολογώ για την μεγαλύτερη ροπή : $M_{2-2'} = 100,13 \text{ KNm} > M_{2-2} = 85,11 \text{ KNm}$

$M_{sd} = 1,3 * M_{2-2'} = 1,3 * 100,13 \text{ KNm} = 130,17 \text{ KNm}$ με στατικό ύψος $d = h - n_{opt} - \Phi/2 = 70 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 61 \text{ cm}$ οπότε \rightarrow

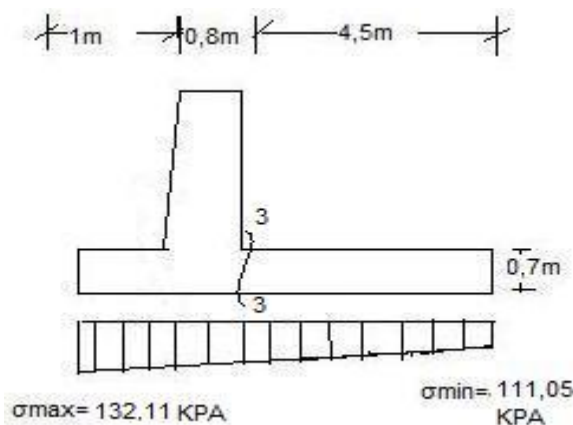
$\mu_{sd} = M_{sd} / b * d^2 * f_{cd} = 130,17 \text{ KNm} / 1 * 0,61^2 * 20000 / 1,5 = 0,026 < \mu_{sd,lim} = 0,252$ οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχω από πίνακα CEB 4.2.β $\rightarrow \omega = 0,0265$ (προέκυψε από γραμμική παρεμβολή), άρα το

$A_s = (\omega * b * d * f_{cd} + N_{sd}) * 1 / f_{yd} = 0,0023 * (0,0265 * 1000 * 610 * 20 / 1,5 + 0)$, το $N_{sd} = 0$ διότι δεν έχω αξονική δύναμη, $\rightarrow A_s = 4,95 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ελάχιστος οπλισμός πεδίου : $A_{smin} = \max(0,6 * b * d / f_{yk}, 0,0015 * b * d, \Phi 10 / 20) = \max(3,66, 9,15, 3,93 \text{ cm}^2) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_{smin} = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s = 4,95 \text{ cm}^2/\text{m}$, οπότε τοποθετούμε ελάχιστο οπλισμό, από πίνακα CEB 8.2, $\Phi 14/15$ ($10,28 \text{ cm}^2/\text{m} > 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$)

TOMH 3-3



Σχήμα 15

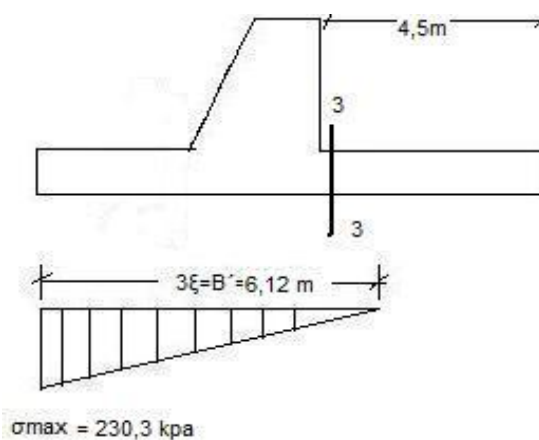
Για $\gamma(G+Q)=1,5$: α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{3-3} = 111,05 \text{ KPA} + (132,11\text{KPA}-111,05 \text{ KPA}) * 4,5/6,3\text{m} = 126,09 \text{ KPA}$ και υπολογισμός τάσης $\sigma_w = W_s/4,5 + W_q/4,5 = 576 \text{ KN/m}/4,5\text{m} + 0 = 128 \text{ KPA}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{3-3} = 1,5 * [4,5\text{m} * 111,05 \text{ KPA} * 4,5/2 \text{ m} + 1/2 * (126,09 \text{ KPA} - 111,05 \text{ KPA}) * 4,5\text{m} * 1/3 * 4,5\text{m} - 128 \text{ KPA} * 4,5\text{m} * 4,5/2 \text{ m} - 4,5/2 \text{ m} * 0,7\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3 * 4,5\text{m}] =$


$1,5 * [1124,38 \text{ KNm} + 50,76 \text{ KNm} - 1296 \text{ KNm} - 177,18 \text{ KNm}] \Rightarrow M_{3-3} = -298,04 \text{ KNm} =$

298,04 KNm 

Για $\gamma(E): G+0,2Q+E=1,0$: α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{3-3} = 230,3 \text{ KPA} - 230,3 \text{ KPA} * 1,8/6,12 \text{ m} = 162,57 \text{ KPA}$ και υπολογισμός τάσης $\sigma_w = W_s * (1-0,08)/4,5\text{m} + 0,2 * W_q/4,5\text{m} = 117,76 \text{ KPA}$



Σχήμα 16

β) Υπολογισμός ροπής $M_{3-3} = 1,0 * [1/2 * 162,57 \text{ KPA} * (6,12\text{m}-1,8\text{m}) * (6,12-1,8\text{m})/3 \text{ m} - 117,76 \text{ KPA} * 4,5\text{m} * 4,5/2\text{m} - 0,7\text{m} * 4,5\text{m} * 4,5/2\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3 * (1-0,08) = 505,65 \text{ KNm} - 1192,32 \text{ KNm} - 163,01 \text{ KNm} \Rightarrow M_{3-3} = -849,67 \text{ KNm} = 849,67 \text{ KNm}$ 

Διαστασιολογώ για την μεγαλύτερη ροπή : $M_{3-3} = 849,67 \text{ KNm} > M_{3-3} = 298,04 \text{ KNm}$

$M_{sd} = 1,3 * M_{3-3} = 1104,57 \text{ KNm}$ με στατικό ύψος $d = h - \text{nomc} - \Phi/2 = 70\text{cm} - 8\text{cm} - 1\text{cm} = 61 \text{ cm}$ οπότε

$\mu_{sd} = M_{sd} / b * d^2 * f_{cd} = 11041,57 \text{ KNm} / 1 * 0,61^2 * 20000 / 1,5 = 0,222 < \mu_{sd, \text{lim}} = 0,252$ οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχουμε από πίνακα 4.2.β $\Rightarrow \omega = 0,2613$

$A_s = (\omega * b * d * f_{cd} + N_{sd}) * 1 / f_{yd} = 0,0023 * (0,2613 * 1000 * 610 * 20 / 1,5 + 0)$, το $N_{sd} = 0$ διότι δεν έχω αξονική δύναμη, $\Rightarrow A_s = 48,88 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ελάχιστος οπλισμός πεδίου : $A_{s \text{ min}} = \max(0,6 * b * d / f_{yk}, 0,0015 * b * d, \Phi 10/20) = \max(3,66, 9,15, 3,93 \text{ cm}^2) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_s = 48,88 > A_{s \text{ min}} = 9,15$, άρα τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2]

Φ25/10 ($49,10 \text{ cm}^2/\text{m} > 48,88 \text{ cm}^2/\text{m}$)

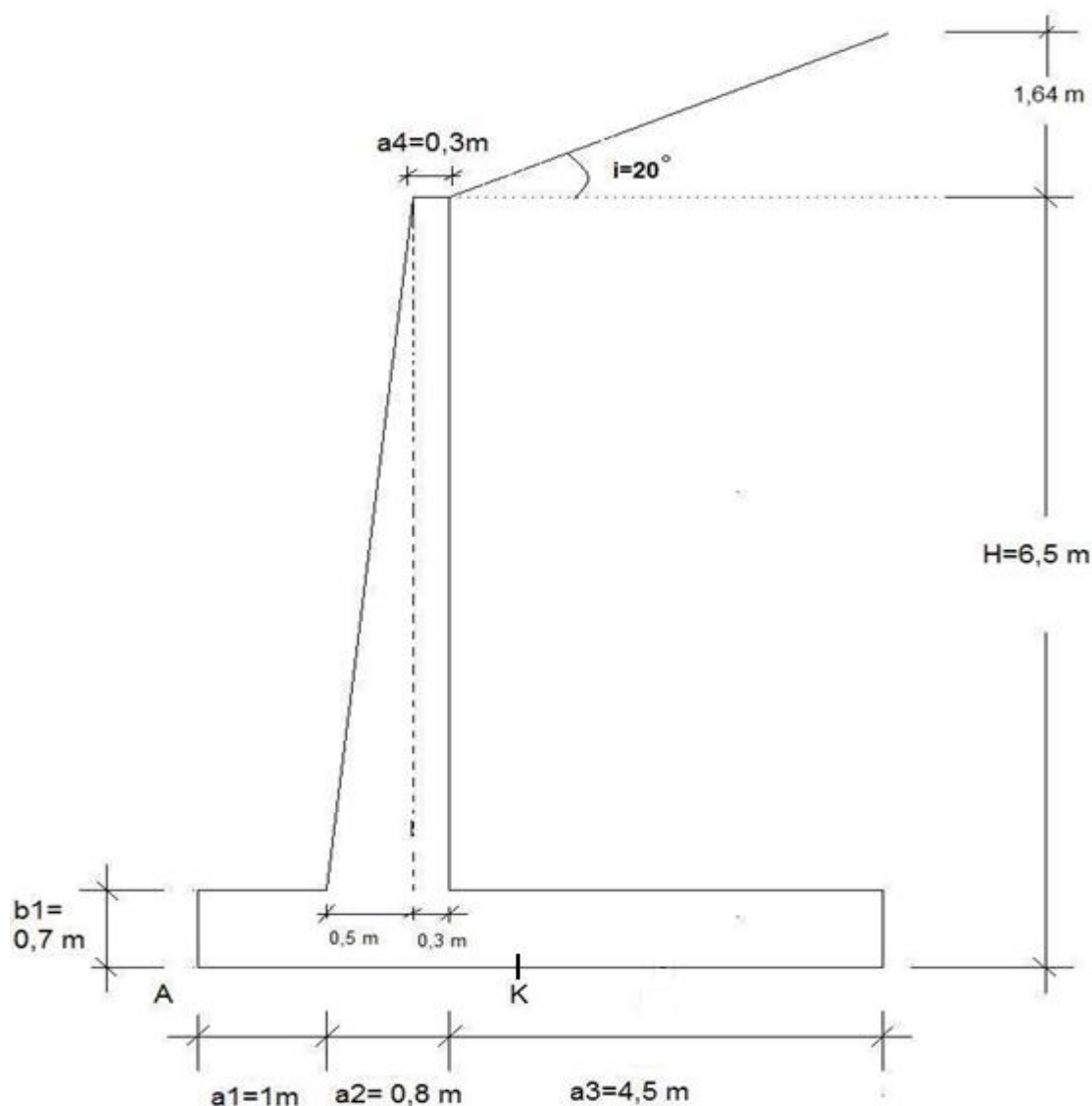
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ : i) Κορμός εσωτερικά : α) Κύριος οπλισμός: **Φ25/10**, β) Οπλισμός διανομής : $\max(A_s, \text{min}, A_s, \text{κυρίου} / 5) = \max(10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

46,76/5cm²/m)= **10,65 cm²/m – Φ12/10** ii) Κύριος οπλισμός εξωτερικά : α) Κύριος οπλισμός: **Φ12/10** , β) Οπλισμός διανομής : ελάχιστος **Φ12/10**

iii) Πέδιλο κάτω : α) Κύριος οπλισμός:ελάχιστος **Φ14/15** και β) Οπλισμός διανομής : ελάχιστος **Φ14/15**

iv) Πέδιλο πάνω (Τομή 3-3) : α) Κύριος οπλισμός: **Φ25/10** και β) Οπλισμός διανομής : $\max(A_{s,min} , A_{s,κυρίου}/ 5)= \max(9,15 \text{ cm}^2/\text{m} , 49,10 /5 \text{ cm}^2/\text{m}) =\mathbf{9,82 \text{ cm}^2/\text{m} – \Phi14/15}$

ΔΙΑΤΟΜΗ 65A: Διατομή σε όρυγμα με ύψος τοίχου **6,5** μέτρα και χιλιομετρική θέση (Χ.Θ): 0+943.82 έως 0+953.82 μ.



Σχήμα 17

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ : 1) Χαρακτηριστικά εδάφους : γ εδάφους : 20 KN/m³ , συνοχή **c** : 0, γωνία εσωτερικής τριβής Φ : 30°, γωνία τριβής κορμού-εδάφους δ : 0° , γωνία τριβής πεδίλου-εδάφους Θ : 35° , κλίση **i** : 20°

2) Κατηγορία υλικών, επικάλυψη : C20/25, B500C, nomC:8cm, γ_b σκυροδέματος : 25 KN/m³

3) Τάση αιχμής εδάφους : α) Για μόνιμα και κινητά φορτία : 250 KPA , β) Για δράσεις με σεισμό:350 KPA

4) Παράμετροι σεισμού : συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α : 0,24 (Ζώνη III)
 Συντελεστής συμπεριφοράς q_w :1,5 , οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $ah=a/q_w=0,24/1,5=0,16$ και κατακόρυφη συνιστώσα av : $1/3 * \alpha = 1/3 * 0,24 = 0,08$

5) Συντελεστής ασφαλείας δράσεων γ : α) Για δράσεις χωρίς σεισμό γ (G+Q)=1,5 και β) Για δράσεις με σεισμό γ_E (G+0,2Q-E)=1,0

ΛΥΣΗ

1) Υπολογισμός βαρών: Βάρος τοίχου W_1 : $\gamma_b * (H-b_1) * a_4 = 25 \text{ KN/m}^3 * (6,5 - 0,7\text{m}) * 0,3\text{m} = 43,5 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_1 = 1 + 0,5 + 0,3/2 = 1,65 \text{ m}$ και $y_1 = 0,7 + 5,8/2 = 3,6 \text{ m}$

Βάρος τοίχου W_2 : $1/2 * \beta * u * \gamma_b = 1/2 * 0,5 \text{ m} * (6,5 \text{ m} - 0,7\text{m}) * 25 \text{ KN/m}^3 = 36,25 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_2 = 1 + 2/3 * 0,5 = 1,33 \text{ m}$ και $y_2 = 0,7 + 1/3 * 5,8 = 2,63 \text{ m}$

Βάρος τοίχου W_3 : $\gamma_b * \beta * u = 25 \text{ KN/m}^3 * 6,3 \text{ m} * 0,7 \text{ m} = 110,25 \text{ KN/m}^3$ και ασκείται σε απόσταση $x_3 = 6,3/2 = 3,15 \text{ m}$ και $y_3 = 0,7/2 = 0,35 \text{ m}$

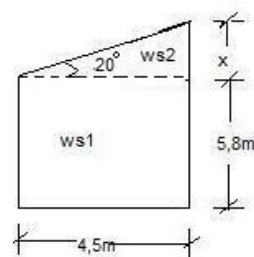
Συνολικό βάρος $W_b = W_1 + W_2 + W_3 = 43,5 \text{ KN/m} + 36,25 \text{ KN/m} + 110,25 \text{ KN/m} = 190 \text{ KN/m}$

Γενικό κέντρο βάρους του τοίχου : $x_b = W_1 * x_1 + W_2 * x_2 + W_3 * x_3 / W_b = 43,5 * 1,65 + 36,25 * 1,33 + 110,25 * 3,15 / 190 = 2,46 \text{ m}$ και $y_b = W_1 * y_1 + W_2 * y_2 + W_3 * y_3 / W_b = 43,5 * 3,6 + 36,25 * 2,63 + 110,25 * 0,35 / 190 = 1,53 \text{ m}$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟΥ Κ: Το σημείο Κ είναι στο B/2 όπου $B = a_1 + a_2 + a_3 = 6,3 \text{ m}$, άρα $K = 6,3/2 = 3,15 \text{ m}$

Υπολογισμός ροπών της W_b : α) Συνολική ροπή της W_b ως προς Α : M_a , από βάρος τοίχου = $W_b * x_b = 190 \text{ KN/m} * 2,46 \text{ m} = 467,4 \text{ KNm/m}$ ροπή ευστάθειας

β) Συνολική ροπή της W_b ως προς Κ : M_k , από βάρος τοίχου = $W_b * (x_b - K) = 190 \text{ KN/m} * (2,43\text{m} - 3,15\text{m}) = - 136,8 \text{ KNm/m}$ ροπή ανατροπής



2) Βάρος επίχωσης με κεκλιμένο έδαφος: Γωνία κλίσης $i = 20^\circ$

Σχήμα18

$$\tan 20^\circ = x/4,5 \rightarrow x=1,64 \text{ m}$$

$$\mathbf{Ws1: \gamma \text{ εδάφους} * \text{εμβαδόν ορθογωνίου} = 20 \text{ KN/m}^3 * 4,5\text{m} * 5,8\text{m} = 522 \text{ KN/m}}$$

$$\text{και ασκείται σε απόσταση } \mathbf{xs1} = 6,3\text{m} - 4,5\text{m}/2 = \mathbf{4,05\text{m}}$$
 και $\mathbf{ys1} = 5,8\text{m}/2 + 0,7\text{m} = \mathbf{3,6\text{m}}$

$$\mathbf{Ws2: \gamma \text{ εδάφους} * \text{εμβαδόν τριγώνου} = 20 \text{ KN/m}^3 * 1/2 * 4,5\text{m} * 1,64\text{m} = \mathbf{73,8 \text{ KN/m}}$$
 και ασκείται σε απόσταση $\mathbf{xs2} = 6,3\text{m} - 1/3 * 4,5\text{m} = \mathbf{4,8\text{m}}$ και $\mathbf{ys2} = 2/3 * 1,64\text{m} + 6,5\text{m} = \mathbf{7,6\text{m}}$

Συνολικό βάρος επίχωσης Ws: $Ws1 + Ws2 = \mathbf{595,8 \text{ KN/m}}$ με γενικό κέντρο βάρους επίχωσης

$$\mathbf{Xs} = Ws1 * xs1 + Ws2 * xs2 / Ws = 2114,1 \text{ KN} + 354,24 \text{ KN} / 595,8 \text{ KN/m} = \mathbf{4,14 \text{ m}}$$
 και

$$\mathbf{ys} = Ws1 * ys1 + Ws2 * ys2 / Ws = 1879,2 \text{ KN} + 560,88 \text{ KN} / 595,8 \text{ KN/m} = \mathbf{4,1 \text{ m}}$$

Υπολογισμός ροπών της Ws: α) Συνολική ροπή της Ws ως προς A : **Μα**, βάρος επίχωσης =

$$Ws * Xs = 595,8 \text{ KN/m} * 4,14 \text{ m} = \mathbf{2466,61 \text{ KNm/m}}$$
 και β) Συνολική ροπή της Ws ως προς K : **Μκ**, βάρος επίχωσης = $Ws * (Xs - K) = 595,8 \text{ KN/m} * (4,14\text{m} - 3,15\text{m}) = \mathbf{589,84 \text{ KNm/m}}$

! Βάρος λόγω επιφόρτισης Q δεν έχω

3) Ωθήσεις γαιών για κεκλιμένο αντιστηριζόμενο έδαφος : Ενεργητική ώθηση **KA** =

$$\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi} / \cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi} =$$

$$\cos 20^\circ - \sqrt{\cos^2 20^\circ - \cos^2 30^\circ} / \cos 20^\circ + \sqrt{\cos^2 20^\circ - \cos^2 30^\circ} = (0,939 - 0,364) / (0,939 + 0,364)$$

$$\rightarrow \mathbf{KA = 0,441}$$

$$\text{Τάση } \sigma_1 = KA * \gamma * H = 0,441 * 20 \text{ KN/m}^3 * 6,5\text{m} = \mathbf{57,36 \text{ KN/m}^2}$$
 και

$$\text{Τάση } \sigma_2 = KA * \gamma * H = 0,441 * 20 \text{ KN/m}^3 * 5,8\text{m} = \mathbf{51,15 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{Συνολική ενεργητική ώθηση : } \mathbf{PA} = 1/2 * \sigma_1 * H = 1/2 * 57,36 \text{ KN/m}^2 * 6,5\text{m} = \mathbf{186,42 \text{ KN/m}}$$
 και

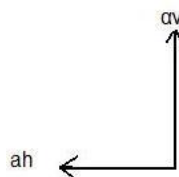
$$\text{ασκείται σε απόσταση } \mathbf{yA} = 1/3 * 6,5\text{m} = \mathbf{2,16\text{m}}$$
 και $\mathbf{xA} = \mathbf{6,3 \text{ m}}$

$$\text{Ενεργητική ώθηση μέχρι την βάση του κορμού : } \mathbf{PA'} = 1/2 * \sigma_2 * H' = 1/2 * 51,15 \text{ KN/m}^2 * 5,8\text{m} = \mathbf{148,33 \text{ KN/m}}$$
 και ασκείται σε απόσταση $\mathbf{xA} = \mathbf{6,3\text{m}}$ και $\mathbf{yA} = 1/3 * 5,8\text{m} + 0,7\text{m} = \mathbf{2,63\text{m}}$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{PA}$$
 ως προς A και K : $\mathbf{MA,1} = PA * yA = 186,42 \text{ KN/m} * 2,16\text{m} = \mathbf{402,66 \text{ KNm/m}}$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{PA'}$$
 ως προς A και K : $\mathbf{MA,1'} = PA' * yA = 148,33 \text{ KN/m} * 2,63\text{m} = \mathbf{390,10 \text{ KNm/m}}$

4) Φορτία λόγω σεισμού : $\mathbf{ah} = \mathbf{0,16}$ και $\mathbf{av} = \mathbf{0,08}$



5) Δυνάμεις και ροπές στον τοίχο λόγω σεισμού (αδρανειακές) :

α) Οριζόντιες Δυνάμεις : i) Οριζόντια δύναμη τοίχου : $P \sigma 1. \alpha = ah * Wb = 0,16 * 190 \text{ KN/m} = 30,4 \text{ KN/m}$ ←

Ροπή της $P \sigma 1. \alpha$ ως προς Α και Κ : $M \alpha. \sigma 1. \alpha = P \sigma 1. \alpha * yb = 30,4 \text{ KN/m} * 1,53 \text{m} = 46,51 \text{ KNm/m}$ ↷

ii) Οριζόντια δύναμη κορμού : $P \sigma 2. \alpha = ah * (W1 + W2) = 0,16 * (43,5 \text{ KN/m} + 36,25 \text{ KN/m}) = 12,76 \text{ KN/m}$ ← και

Ροπή της $P \sigma 2. \alpha$ ως προς Α και Κ : $M \sigma 2. \alpha = ah * (W1 * y1 + W2 * y2) = 0,16 * (156,6 \text{ KN/m} + 95,33 \text{ KN/m}) = 40,30 \text{ KNm/m}$ ↷

β) Κατακόρυφες δυνάμεις : Κατακόρυφη δύναμη τοίχου $WE. \sigma 1. \beta = av * Wb = 0,08 * 190 \text{ KN/m} = 15,2 \text{ KN/m}$ ↑

Ροπή λόγω $WE. \sigma 1. \beta$ ως προς Α : $MA. \sigma 1. \beta = WE. \sigma 1. \beta * xb = 15,2 \text{ KN/m} * 2,46 \text{m} = 37,39 \text{ KNm/m}$ ↷

Ροπή λόγω $WE. \sigma 1. \beta$ ως προς Κ : $Mk. \sigma 1. \beta = WE. \sigma 1. \beta * (xb - K) = 15,2 \text{ KN/m} * (2,46 \text{m} - 3,15 \text{m}) = -10,48 \text{ KNm/m} = 10,48 \text{ KNm/m}$ ↶

6) Δυνάμεις και ροπές στην επίχωση λόγω σεισμού :

α) Οριζόντια δύναμη : $P. \sigma 2. \alpha' = ah * Ws = 0,16 * 595,8 \text{ KN/m} = 95,32 \text{ KN/m}$

Ροπή της $P. \sigma 2. \alpha'$ ως προς Α και Κ : $MA. \sigma 2. \alpha' = P. \sigma 2. \alpha' * ys = 95,32 \text{ KN/m} * 4,1 \text{m} = 390,84 \text{ KNm/m}$ ↷

β) Κατακόρυφη δύναμη : $W. \sigma 2. \beta' = av * Ws = 0,08 * 595,8 \text{ KN/m} = 47,66 \text{ KN/m}$ και

Ροπή της $W. \sigma 2. \beta'$ ως προς Α : $MA. \sigma 2. \beta' = W. \sigma 2. \beta' * xs = 47,66 \text{ KN/m} * 4,14 \text{m} = 197,32 \text{ KNm/m}$ ↷

Ροπή της $W. \sigma 2. \beta'$ ως προς Κ : $MK. \sigma 2. \beta' = W. \sigma 2. \beta' * (xs - K) = 47,66 \text{ KN/m} * (4,14 \text{m} - 3,15 \text{m}) = 47,18 \text{ KNm/m}$ ↷

7) Ωθήσεις γαιών λόγω σεισμού με την μέθοδο Mononobe-Okabe :

ΚΑΕ=

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

$\Theta = \arctan * (ah / (1 - av)) = 0,16 / 0,92 = 0,17 = 9,6^\circ$

$\Phi = 30^\circ$	$\Theta = 9,6^\circ$	$\delta = 0^\circ$	$i = 20^\circ$	$\beta = 0^\circ$
-------------------	----------------------	--------------------	----------------	-------------------

$ΚΑΕ = 0,878 / 1,032 = 0,85$ οπότε $\Delta K = ΚΑΕ - ΚΑ = 0,80 - 0,441 = 0,362$

Συνολική ενεργητική ώθηση $EAE = \Delta K * \gamma * H = 0,362 * 20 \text{ KN/m}^3 * 6,5 \text{m} = 47,09 \text{ KN/m}^2$

Οριζόντια δύναμη $P. \sigma. EAE = 1/2 * EAE * H = 1/2 * 47,09 \text{ KN/m}^2 * 6,5 \text{m} = 153,06 \text{ KN/m}$ ←

και ασκείται στο $y=2/3 \cdot 6,5\text{m} = 4,33\text{m}$ με ροπή ως προς Α και Κ: $\mathbf{MA.\sigma EAE} = P.\sigma.EAE \cdot y = 153,06 \text{ KN/m} \cdot 4,33\text{m} = \mathbf{662,78 \text{ KNm/m}}$

Αντίστοιχα μεγέθη μέχρι την βάση του κορμού – τομή 1-1 : $\mathbf{EAE}' = \Delta K \cdot \gamma \cdot H' = 0,362 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 5,8\text{m} = \mathbf{41,99 \text{ KN/m}^2}$ με οριζόντια δύναμη $\mathbf{P.\sigma EAE}' = 1/2 \cdot EAE' \cdot H' = 1/2 \cdot 41,99 \text{ KN/m}^2 \cdot 5,8\text{m} = \mathbf{121,77 \text{ KN/m}}$ και ασκείται σε απόσταση $y=2/3 \cdot 5,8\text{m} = \mathbf{3,86\text{m}}$

Ροπή της $\mathbf{P.\sigma EAE}$ ως προς τομή 1-1 : $\mathbf{MA.EAE}' = P.\sigma EAE' \cdot y = 121,77 \text{ KN/m} \cdot 3,86\text{m} = \mathbf{470,05 \text{ KNm/m}}$

ΠΙΝΑΚΑΣ ΦΟΡΤΙΩΝ –ΡΟΠΩΝ

ΔΥΝΑΜΕΙΣ-ΡΟΠΕΣ	ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ KN /m	$W_b+W_s=190 \text{ KN/m} + 595,8 \text{ KN/m} = \mathbf{785,8 \text{ KN/m}}$	$WE.\sigma 1.\beta + W.\sigma 2.\beta' = 15,2 \text{ KN/m} + 47,66 \text{ KN/m} = \mathbf{62,86 \text{ KN/m}}$
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ KN/m	$PA = \mathbf{186,42 \text{ KN/m}}$	$P.\sigma 1.\alpha + P.\sigma 2.\alpha' + P.\sigma EAE = 30,4 \text{ KN/m} + 95,32 \text{ KN/m} + 153,06 \text{ KN/m} = \mathbf{278,78 \text{ KN/m}}$
ΡΟΠΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Α	$MA,\text{από βάρος τοίχου} + MA,\text{επίχωσης} = 467,4 \text{ KNm/m} + 2466,61 \text{ KNm/m} = \mathbf{2934,01 \text{ KNm/m}}$	-----
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Α	$MA,1 = \mathbf{402,66 \text{ KNm/m}}$	$MA.\sigma 1.\alpha + MA.\sigma 1.\beta + MA.\sigma 2.\alpha' + MA.\sigma 2.\beta' + MA.\sigma EAE = 46,51 + 37,39 + 390,84 + 197,32 + 662,78 = \mathbf{1334,84 \text{ KNm/m}}$
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Κ (+) για ανατροπή και (-) για ευστάθεια	$MK,\text{από βάρος τοίχου} - MK,\text{επίχωσης} + MA,1 = 136,8 - 589,84 + 402,66 = \mathbf{- 51,1 \text{ KNm/m}}$	$MK.\sigma 1.\alpha - MK.\sigma 1.\beta + MK.\sigma 2.\alpha' + MK.\sigma 2.\beta' + MA.\sigma EAE = 46,51 - 10,48 + 390,84 + 47,18 + 662,78 = \mathbf{1136,83 \text{ KNm/m}}$

8) Έλεγχοι ασφαλείας τοίχου :α) Έλεγχος ολίσθησης : i) Για μόνιμα φορτία (G) με $\Theta=35^\circ$

Συντελεστής ασφαλείας $\mathbf{SF} = W_{\text{μόνιμα}} \cdot \tan\Theta / PA, \text{μόνιμα} = 785,8 \text{ KN/m} \cdot \tan 35^\circ / 186,42 \text{ KN/m}$

$\mathbf{SF} = 2,95 > 1,5$ ok ii) Για μόνιμα και κινητά (G+Q) το $\mathbf{SF} = 2,95$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία

iii) Για μόνιμα , κινητά και σεισμό (G+0,2*Q+ E) με $\Theta = 35^\circ$

$\mathbf{SF} = (W_{\text{μόνιμα}} + 0,2 \cdot W_q - WE) \cdot \tan\Theta / PA, \text{μόνιμα} + 0,2 \cdot P_q + PE$ το W_q και το P_q είναι 0 διότι δεν έχουμε κινητά φορτία, οπότε $\mathbf{SF} = (785,8 \text{ KN/m} - 62,86 \text{ KN/m}) \cdot \tan 35^\circ / 186,42 \text{ KN/m} + 278,78 \text{ KN/m} = 506,20 \text{ KN/m} / 465,2 \text{ KN/m} = \mathbf{1,09 > 1}$ ok

β) Έλεγχος ανατροπής : i) Για μόνιμα (G) ο συντελεστής ασφαλείας $\mathbf{SF} = M_{\text{ευστάθειας}} / M_{\text{ανατροπής}} = 2934,01 \text{ KNm/m} / 402,66 \text{ KNm/m} = \mathbf{7,28 > 1,5}$ ok

ii) Για μόνιμα και κινητά (G+Q) ο $\mathbf{SF} = 7,28$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία

iii) Για μόνιμα, κινητά και σεισμό (G+0,2*Q+E) ο **SF=Μευστάθειας / Μαναρροπής = 2934,01KNm/m / (402,66 KNm/m + 1334,84 KNm/m) = 1,68 > 1,5 ok**

Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους ο τοίχος είναι ευσταθής και δεν ολισθαίνει.

9) Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης : Υπολογισμός τάσεων **εδάφους-πεδίου** για α) μόνιμα φορτία(G), β) μόνιμα και κινητά (G+Q) και γ) μόνιμα, κινητά και σεισμό (G+0,2*Q +E)

α) Μόνιμα φορτία (G) : Κατακόρυφη αξονική δύναμη **NK= Wb + Ws = 190 KN/m + 595,8 KN/m = 785,8 KN/m** , ροπή ανατροπής ως προς K : **MK = -51,1 KNm/m**, τάσεις εδάφους-πεδίου

$$\sigma_{\min}^{\max} = Nk/B \pm (6 * MK)/B^2 = 785,8 \text{ KN/m} / 6,3\text{m} \pm (6*51,1 \text{ KNm/m}) / 6,3^2 \text{ m} \quad \Rightarrow$$

$\sigma_{\max} = 132,45 \text{ KPA} < \sigma_{\text{επιτρεπόμενο}} = 250 \text{ KPA}$ και $\sigma_{\min} = 117,01 \text{ KPA}$

β) Μόνιμα και κινητά (G+Q) : **NK= Wb+Ws+Wq=190 KN/m + 595,8 KN/m + 0 KN/m= 785,8KN/m**

το Wq=0 διότι δεν έχουμε κινητά φορτία, οπότε το **MK= 51,1 KNm/m**

γ) Μόνιμα, κινητά και σεισμός (G+0,2*Q+E) : **NK= Wb+Ws+0,2*Wq-WE =785,8 KN/m+0-62,82 KN/m= 722,98 KN/m** και ροπή ανατροπής ως προς K : **MK=- 51,1 KNm/m + 0 + 1136,83 KNm/m= 1085,73 KNm/m**

εκκεντρότητα: **ek= MK/NK =1085,73 KNm/m / 722,98 KN/m = 1,50 m**

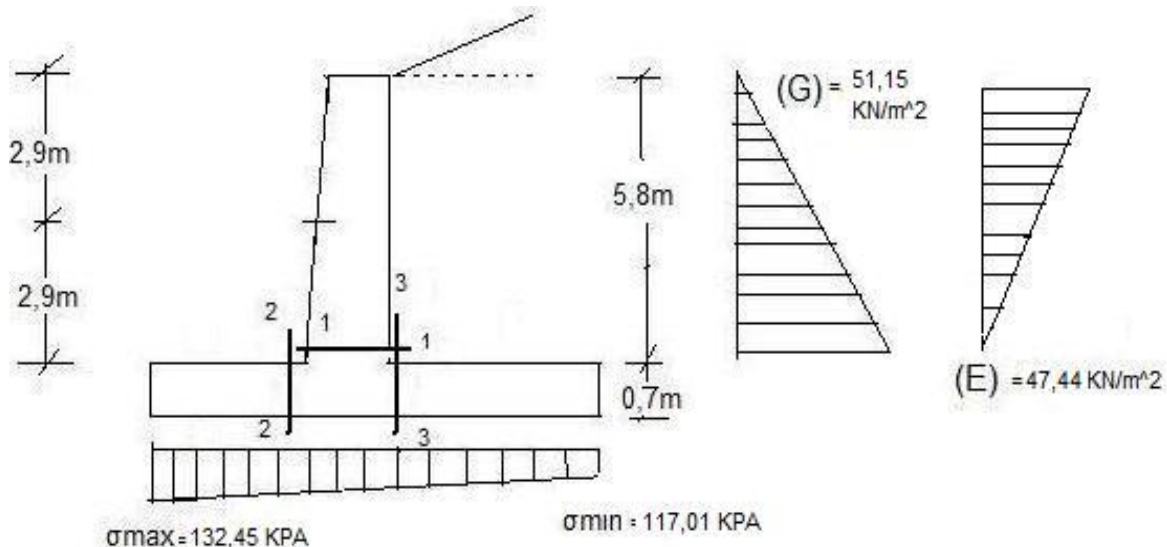
Μέση τάση : **$\sigma = NK/B*L =722,98 \text{ KN/m} / 6,3\text{m} * 1\text{m} = 114,75 \text{ KPA}$**

B´= 3*(B/2 – ek) = 3*(6,3/2 m – 1,5m) \Rightarrow B´= 4,95m

$\sigma_{\max} = 2*\sigma * B/B´ = 2*114,75 \text{ KPA} * 6,3/4,95 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{\max} = 292,09 \text{ KPA} < \sigma_{\text{επ}} = 350 \text{ KPA}$

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ

Κατά την διαδικασία διαστασιολόγησης του τοίχου, χωρίζουμε τον τοίχο σε 3 κομμάτια- τομές και βρίσκουμε τον απαραίτητο σιδηρό οπλισμό για κάθε κομμάτι. Οπότε έχουμε τις τομές 1-1, 2-2 και 3-3 όπως φαίνεται παρακάτω στο σχήμα.



Σχήμα 19

TOMH 1-1

Υπολογισμός τέμνουσας δύναμης: $N_{sd} = W1 + W2 = 43,5 \text{ KN} + 36,25 \text{ KN} = 79,75 \text{ KN}$

Υπολογισμός ροπής για $G+Q$ με συντελεστή ασφαλείας δράσεων χωρίς σεισμό: $\gamma(G+Q) = 1,5$

$M_{1-1} = 1,5 \cdot [(1/2 \cdot 51,15 \text{ KN/m}^2 \cdot 5,8\text{m}) \cdot 5,8/3 + 0] = 430,17 \text{ KNm} \Rightarrow M_{sd} = 1,3 \cdot M_{1-1} = 559,22 \text{ KNm}$
με στατικό ύψος $d = (h - \text{nomc} - \Phi L/2) = 80 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 2/2 \text{ cm} = 71 \text{ cm}$ το $Q=0$ οπότε

$M_{sd,s} = M_{sd} + N_{sd} \cdot (d - h/2) = 559,22 \text{ KNm} + 79,75 \text{ KN} \cdot (0,71\text{m} - 0,8/2 \text{ m}) = 583,94 \text{ KNm}$

Υπολογισμός ροπής για $G+0,2 \cdot Q+E$ με συντελεστή ασφαλείας δράσεων με σεισμό: $\gamma(E) = 1,0$

το $0,2Q=0$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία $\Rightarrow M_{1-1} = 1,0 \cdot [G + 0,2 \cdot Q + E + ah \cdot W1 \cdot 5,8/2 + ah \cdot WE \cdot 5,8/3 + ah \cdot Ws \cdot 5,8/2] = 1,0 \cdot [286,78 \text{ KNm} + 0 + (1/2 \cdot 47,44 \text{ KN/m}^2 \cdot 5,8\text{m}) \cdot 2/3 \cdot 5,8\text{m} + 0,16 \cdot 43,5 \text{ KN} \cdot 5,8/2 \text{ m} + 0,16 \cdot 62,86 \text{ KN} \cdot 5,8/3 \text{ m} + 0,16 \cdot 595,8 \text{ KN} \cdot 5,8/2 \text{ m} = 286,78 \text{ KNm} + 531,96 \text{ KNm} + 20,18 \text{ KNm} + 19,44 \text{ KNm} + 276,45 \text{ KNm} = 1134,81 \text{ KNm}$

$N_{sd}' = (W1 + W2) \cdot (1 - \alpha_v) = 79,75 \text{ KN} \cdot (1 - 0,08) = 73,37 \text{ KN}$ και $M_{sd}' = 1,3 \cdot M_{1-1} = 1475,25 \text{ KNm}$

$M_{sd,s}' = M_{sd}' + N_{sd}' \cdot (d - h/2) = 1475,25 \text{ KNm} + 73,37 \text{ KN} \cdot (0,71\text{m} - 0,8/2 \text{ m}) = 1497,99 \text{ KNm}$

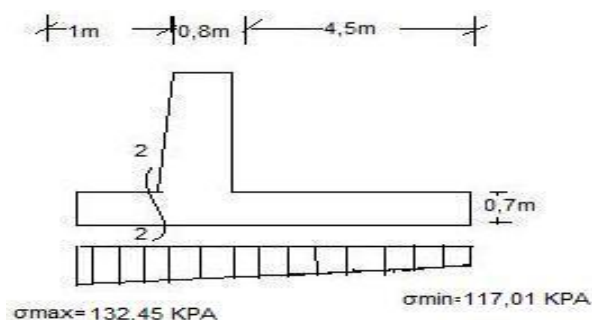
Το $M_{sd,s}' = 1497,99 > M_{sd,s} = 583,94$ επιλέγουμε το μεγαλύτερο M_{sd} για διαστασιολόγηση και έχω: $\mu_{sd,s} = M_{sd,s}' / b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 1497,99 \text{ KNm} / 1 \cdot 0,7^2 \cdot 20000/1,5 = 0,229 < \mu_{sd,lim} = 0,252$

οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχουμε από πίνακα CEB 4.2.β $\omega = 0,274$ (προέκυψε από γραμμική παρεμβολή), άρα $\Rightarrow A_s = 1/f_{yd} \cdot (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}') = 0,0023 \cdot (0,274 \cdot 1000 \cdot 710 \cdot 20/1,5 - 73370 \text{ N}) = 57,97 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Ελάχιστος οπλισμός κορμού: $A_{smin} = \max(0,6 \cdot b \cdot d / f_{yk}, 0,0015 \cdot b \cdot d, \Phi 10/20) = \max(8,52, 10,65, 3,93 \text{ cm}^2) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_s = 57,97 > A_{smin} = 10,65$ οπότε τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2] $\Phi 25/8$ ($61,38 \text{ cm}^2 > 57,97 \text{ cm}^2$)

TOMH 2-2



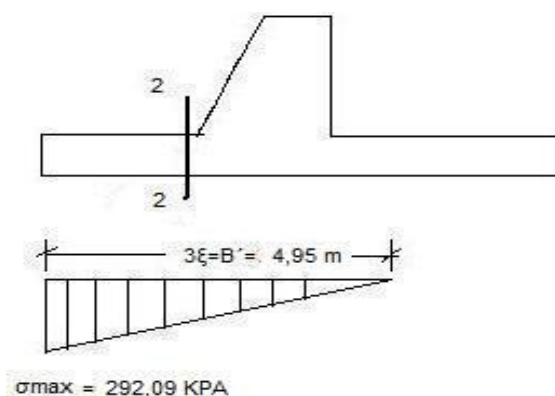
Για $\gamma(G+Q)=1,5$:

Σχήμα 20

α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{2-2} = 132,45 \text{ KPA} - (132,45 \text{ KPA} - 117,01 \text{ KPA}) * 1/6,3 \text{ m} = \mathbf{130,01 \text{ KPA}}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{2-2} = 1,5 * [\frac{1}{2} * 130,01 \text{ KPA} * 1 \text{ m} + \frac{1}{2} * (132,45 \text{ KPA} - 130,01 \text{ KPA}) * 1 * \frac{2}{3} * 1 \text{ m} - (1^2 \text{ m}^2 * 0,7 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3) / 2] \rightarrow M_{2-2} = 1,5 * [65 \text{ KNm} + 0,81 \text{ KNm} - 8,75 \text{ KNm}] = \mathbf{85,59 \text{ KNm}}$

Για $\gamma(E): G+0,2Q+E=1,0$



Σχήμα 21

α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{2-2'} = 292,09 \text{ KPA} - (292,09 \text{ KPA} * 1 / 4,95 \text{ m}) = \mathbf{233,09 \text{ KPA}}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{2-2'} = 1,0 * [233,09 \text{ KPA} * 1 \text{ m} * 1/2 + (292,09 \text{ KPA} - 233,09 \text{ KPA}) * 1/2 * 2/3 * 1 \text{ m} - 0,7 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 * 1 \text{ m} * 1/2] \rightarrow M_{2-2'} = 116,54 \text{ KNm} + 19,66 \text{ KNm} - 8,75 \text{ KNm} = \mathbf{127,45 \text{ KNm}}$

Διαστασιολογώ για την μεγαλύτερη ροπή : $M_{2-2'} = 127,45 \text{ KNm} > M_{2-2} = 85,59 \text{ KNm}$

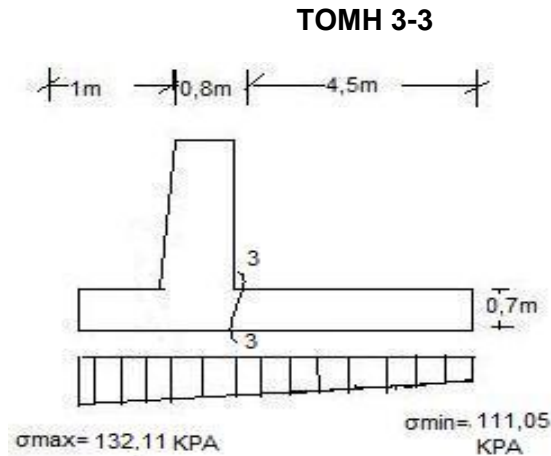
$M_{sd} = 1,3 * M_{2-2'} = 1,3 * 127,45 \text{ KNm} = \mathbf{165,69 \text{ KNm}}$ με στατικό ύψος $d = h - n_{opt} - \Phi/2 = 70 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = \mathbf{61 \text{ cm}}$ οπότε \rightarrow

$\mu_{sd} = M_{sd} / b * d^2 * f_{cd} = 165,69 \text{ KNm} / 1 * 0,61^2 * 20000 / 1,5 = \mathbf{0,033} < \mu_{sd,lim} = 0,252$ οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχω από πίνακα CEB 4.2.β $\rightarrow \omega = \mathbf{0,0338}$ (προέκυψε από γραμμική παρεμβολή), άρα το

$A_s = (\omega * b * d * f_{cd} + N_{sd}) * 1 / f_{yd} = 0,0023 * (0,0338 * 1000 * 610 * 20 / 1,5 + 0)$, το $N_{sd} = 0$ διότι δεν έχω αξονική δύναμη, $\rightarrow A_s = \mathbf{6,33 \text{ cm}^2/\text{m}}$

Ελάχιστος οπλισμός πεδύλου : $A_{smin} = \max(0,6 \cdot b \cdot d / f_{yk}, 0,0015 \cdot b \cdot d, \Phi 10/20) = \max(3,66, 9,15, 3,93 \text{ cm}^2) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_{smin} = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s = 6,33 \text{ cm}^2/\text{m}$, οπότε τοποθετούμε ελάχιστο οπλισμό, από πίνακα CEB 8.2, $\Phi 14/15$ ($10,28 \text{ cm}^2/\text{m} > 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Σχήμα 22

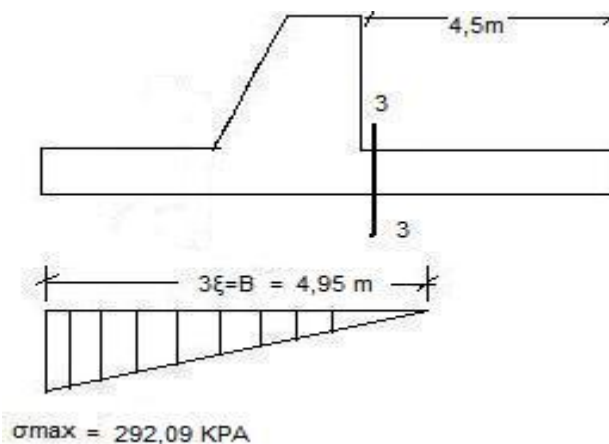
Για $\gamma(G+Q) = 1,5$: **α)** Υπολογισμός τάσης $\sigma_{3-3} = 117,01 \text{ KPA} + (132,45 \text{ KPA} - 117,01 \text{ KPA}) \cdot 4,5/6,3 \text{m} = 128,03 \text{ KPA}$ και υπολογισμός τάσης $\sigma_w = W_s/4,5 + W_q/4,5 = 595,8 \text{ KN/m}/4,5 \text{m} + 0 = 132,4 \text{ KPA}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{3-3} = 1,5 \cdot [4,5 \text{m} \cdot 117,01 \text{ KPA} \cdot 4,5/2 \text{m} + 1/2 \cdot (128,03 \text{ KPA} - 117,01 \text{ KPA}) \cdot 4,5 \text{m} \cdot 1/3 \cdot 4,5 \text{m} - 132,4 \text{ KPA} \cdot 4,5 \text{m} \cdot 4,5/2 \text{m} - 4,5/2 \text{m} \cdot 0,7 \text{m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 \cdot 4,5 \text{m}] =$


$1,5 \cdot [1184,72 \text{ KNm} + 37,19 \text{ KNm} - 1336,5 \text{ KNm} - 177,18 \text{ KNm}] \Rightarrow M_{3-3} = -437,65 \text{ KNm} =$

437,65 KNm ↻

Για $\gamma(E): G+0,2Q+E = 1,0$: **α)** Υπολογισμός τάσης $\sigma_{3-3} = 292,09 \text{ KPA} - 292,09 \text{ KPA} \cdot 1,8/4,95 \text{m} = 185,88 \text{ KPA}$ και υπολογισμός τάσης $\sigma_w = W_s \cdot (1-0,08)/4,5 \text{m} + 0,2 \cdot W_q/4,5 \text{m} = 121,80 \text{ KPA}$



Σχήμα 23

β) Υπολογισμός ροπής $M_{3-3} = 1,0 * [\frac{1}{2} * 185,88 \text{ KPA} * (4,95\text{m} - 1,8\text{m}) * (4,95 - 1,8\text{m}) / 3 \text{ m} - 121,80 \text{ KPA} * 4,5\text{m} * 4,5 / 2\text{m} - 0,7\text{m} * 4,5\text{m} * 4,5 / 2\text{m} * 25\text{KN/m}^3 * (1 - 0,08)] = 307,39 \text{ KNm} - 1233,22 \text{ KNm} - 163,01 \text{ KNm} \rightarrow M_{3-3} = -1088,83 \text{ KNm} = 1088,83 \text{ KNm}$ 

Διαστασιολογώ για την μεγαλύτερη ροπή : $M_{3-3} = 1088,83 \text{ KNm} > M_{3-3} = 437,65 \text{ KNm}$
Msd = $1,3 * M_{3-3} = 1415,47 \text{ KNm}$ με στατικό ύψος $d = h - \text{nomc} - \Phi / 2 = 70\text{cm} - 8\text{cm} - 1\text{cm} = 61 \text{ cm}$
 οπότε

$\mu_{sd} = Msd / b * d^2 * f_{cd} = 1415,47 \text{ KNm} / 1 * 0,61^2 * 20000 / 1,5 = 0,285 > \mu_{sd, \text{lim}} = 0,252$ οπότε χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό.

Εάν χρησιμοποιούσαμε τον πίνακα 4.2.β χωρίς θλιβόμενο οπλισμό θα διαβάζαμε $\omega = 0,3660$ και θα θέταμε εφελκόμενο οπλισμό $A_s = (\omega * b * d * f_{cd} + N_{sd}) * 1 / f_{yd} = 68,47 \text{ cm}^2/\text{m}$ παρατηρώντας την τελευταία στήλη του πίνακα διαπιστώνουμε ότι για την ροπή αυτή ο χάλυβας δεν έχει διαρρεύσει και άρα πρέπει να τοποθετήσουμε και θλιβόμενο οπλισμό, οπότε πηγαίνουμε στον αντίστοιχο πίνακα, Πίνακας 4.3.ε (Τόμος Γ) από όπου διαβάζουμε, για τον λόγο $d_2/d = 9/61 = 0,14$ και έχουμε $\omega_1 = 0,349$ και $\omega_2 = 0,039$ άρα το ,

$A_{s1} = (\omega_1 * b * d * f_{cd} + N_{sd}) * 1 / f_{yd} = 0,0023 * (0,349 * 1000 * 610 * 20 / 1,5 + 0)$, το $N_{sd} = 0$ διότι δεν έχω αξονική δύναμη, $\rightarrow A_{s1} = 65,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2] $\Phi 32/12$ ($67,0 \text{ cm}^2/\text{m} > 65,38 \text{ cm}^2/\text{m}$) και

$A_{s2} = (\omega_2 * b * d * f_{cd}) * 1 / f_{yd} = 0,0023 * (0,039 * 1000 * 610 * 20 / 1,5) \rightarrow A_{s2} = 7,29 \text{ cm}^2/\text{m}$
 τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2] $\Phi 12/15$ ($7,54 \text{ cm}^2/\text{m} > 7,29 \text{ cm}^2/\text{m}$)

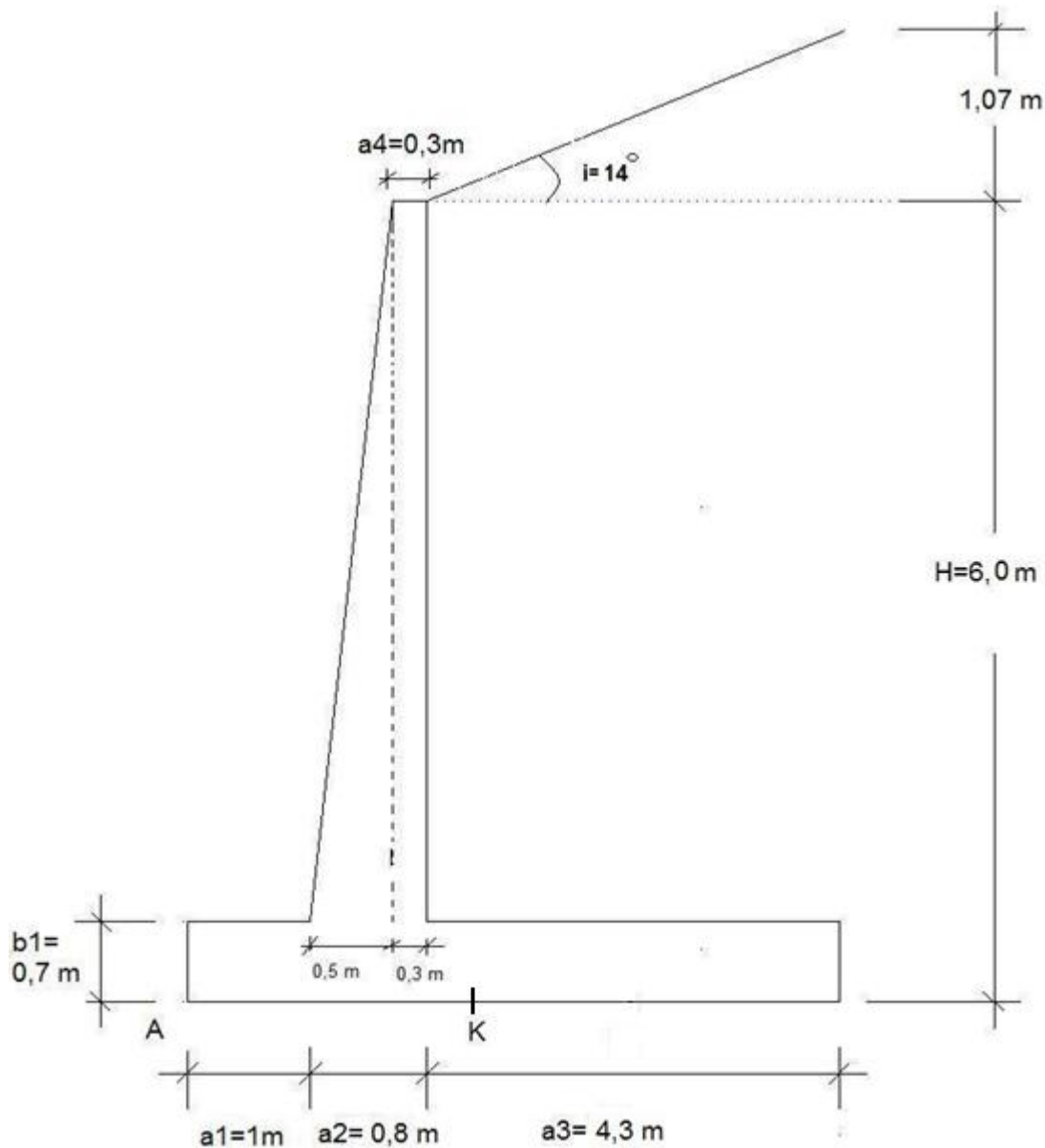
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ : i) Κορμός εσωτερικά : α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 25/8$, β) Οπλισμός διανομής : $\max(A_s, \min(A_s, \text{κυρίου} / 5)) = \max(10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

$61,38 / 5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 12,27 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 14/12,5$ ii) Κύριος οπλισμός εξωτερικά : α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 12/10$, β) Οπλισμός διανομής : ελάχιστος $\Phi 12/10$

iii) Πέδιλο κάτω : α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 12/15$ (θλιβόμενος από τομή 3-3) και β) Οπλισμός διανομής : ελάχιστος $\Phi 14/15$

iv) Πέδιλο πάνω (Τομή 3-3) : α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 32/12$ και β) Οπλισμός διανομής : $\max(A_s, \min(A_s, \text{κυρίου} / 5)) = \max(9,15 \text{ cm}^2/\text{m} , 67 / 5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 14/11$

ΔΙΑΤΟΜΗ 66: Διατομή σε όρυγμα με ύψος τοίχου **6,0** μέτρα και χιλιομετρική θέση (X.Θ): 0+953.82 έως 0+968.82 μ.



Σχήμα 24

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ : 1) Χαρακτηριστικά εδάφους : γ εδάφους : 20 KN/m^3 , συνοχή c : 0 , γωνία εσωτερικής τριβής Φ : 30° , γωνία τριβής κορμού-εδάφους δ : 0° , γωνία τριβής πεδίου-εδάφους Θ : 35° , κλίση i : 14°

2) Κατηγορία υλικών, επικάλυψη : C20/25, B500C, ρ_{nomC} :8cm, γ_b σκυροδέματος : 25 KN/m^3

3) Τάση αιχμής εδάφους : α) Για μόνιμα και κινητά φορτία : 250 KPA , β) Για δράσεις με σεισμό: 350 KPA

4) Παράμετροι σεισμού : συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α : $0,24$ (Ζώνη III)

Συντελεστής συμπεριφοράς $q_w : 1,5$, οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $ah = a/q_w = 0,24/1,5 = 0,16$ και κατακόρυφη συνιστώσα $\alpha_v : 1/3 * \alpha = 1/3 * 0,24 = 0,08$

5) Συντελεστής ασφαλείας δράσεων $\gamma : \alpha$) Για δράσεις χωρίς σεισμό $\gamma (G+Q) = 1,5$ και β) Για δράσεις με σεισμό $\gamma_E (G+0,2Q-E) = 1,0$

ΛΥΣΗ

1) Υπολογισμός βαρών: Βάρος τοίχου **W1** : $\gamma_b * (H-b_1) * a_4 = 25 \text{ KN/m}^3 * (6,0 - 0,7\text{m}) * 0,3\text{m} = 39,75 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_1 = 1 + 0,5 + 0,3/2 = 1,65 \text{ m}$ και $y_1 = 0,7 + 5,3/2 = 3,35 \text{ m}$

Βάρος τοίχου **W2** : $1/2 * \beta * u * \gamma_b = 1/2 * 0,5 \text{ m} * (6,0 \text{ m} - 0,7\text{m}) * 25 \text{ KN/m}^3 = 33,12 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_2 = 1 + 2/3 * 0,5 = 1,33 \text{ m}$ και $y_2 = 0,7 + 1/3 * 5,3 = 2,46 \text{ m}$

Βάρος τοίχου **W3** : $\gamma_b * \beta * u = 25 \text{ KN/m}^3 * 6,1 \text{ m} * 0,7 \text{ m} = 106,75 \text{ KN/m}^3$ και ασκείται σε απόσταση $x_3 = 6,1/2 = 3,05 \text{ m}$ και $y_3 = 0,7/2 = 0,35 \text{ m}$

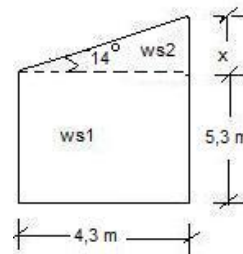
Συνολικό βάρος Wb = W1+W2+W3 = 39,75 KN/m + 33,12 KN/m + 106,75 KN/m = 179,62 KN/m

Γενικό κέντρο βαρών του τοίχου : $x_b = W_1 * x_1 + W_2 * x_2 + W_3 * x_3 / W_b = 39,75 * 1,65 + 33,12 * 1,33 + 106,75 * 3,05 / 179,62 = 2,42 \text{ m}$ και $y_b = W_1 * y_1 + W_2 * y_2 + W_3 * y_3 / W_b = 39,75 * 3,35 + 33,12 * 2,46 + 106,75 * 0,35 / 179,62 = 1,40 \text{ m}$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟΥ Κ: Το σημείο Κ είναι στο B/2 όπου $B = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 = 6,1 \text{ m}$, άρα $K = 6,1/2 = 3,05 \text{ m}$

Υπολογισμός ροπών της Wb: α) Συνολική ροπή της Wb ως προς Α : **Μα**, από βάρος τοίχου = $W_b * x_b = 179,62 \text{ KN/m} * 2,42 \text{ m} = 434,68 \text{ KNm/m}$ ροπή ευστάθειας

β) Συνολική ροπή της Wb ως προς Κ : **Μκ**, από βάρος τοίχου = $W_b * (x_b - K) = 179,62 \text{ KN/m} * (2,42\text{m} - 3,05\text{m}) = - 113,16 \text{ KNm/m}$ ροπή ανατροπής



Σχήμα 25

2) Βάρος επίχωσης με κεκλιμένο έδαφος: Γωνία κλίσης $i = 14^\circ$

$\tan 14^\circ = x/4,3 \Rightarrow x = 1,07 \text{ m}$

Ws1: γ εδάφους * εμβαδόν ορθογωνίου = $20 \text{ KN/m}^3 * 4,3\text{m} * 5,3\text{m} = 455,8 \text{ KN/m}$

και ασκείται σε απόσταση $x_{s1} = 6,1\text{m} - 4,3\text{m}/2 = 3,95\text{m}$ και $y_{s1} = 5,3\text{m}/2 + 0,7\text{m} = 3,35\text{m}$

Ws2: γ εδάφους * εμβαδόν τριγώνου = $20 \text{ KN/m}^3 * 1/2 * 4,3\text{m} * 1,07\text{m} = 46,01 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_{s2} = 6,1\text{m} - 1/3 * 4,3\text{m} = 4,67\text{m}$ και $y_{s2} = 2/3 * 1,07\text{m} + 6,0\text{m} = 6,71\text{m}$

Συνολικό βάρος επίχωσης Ws: $Ws_1 + Ws_2 = 501,81 \text{ KN/m}$ με γενικό κέντρο βάρους επίχωσης

$$X_s = Ws_1 \cdot x_{s1} + Ws_2 \cdot x_{s2} / Ws = 1800,41 \text{ KN} + 214,82 \text{ KN} / 501,81 \text{ KN/m} = 4,02 \text{ m} \text{ και}$$

$$y_s = Ws_1 \cdot y_{s1} + Ws_2 \cdot y_{s2} / Ws = 1526,93 \text{ KN} + 308,72 \text{ KN} / 501,81 \text{ KN/m} = 3,66 \text{ m}$$

Υπολογισμός ροπών της Ws: α) Συνολική ροπή της Ws ως προς A : **Ma**, βάρος επίχωσης =

$$Ws \cdot X_s = 501,81 \text{ KN/m} \cdot 4,02 \text{ m} = 2017,27 \text{ KNm/m} \quad \text{και } \beta) \text{ Συνολική ροπή της Ws ως προς K : } \mathbf{Mk}, \text{ βάρος επίχωσης} = Ws \cdot (X_s - K) = 501,81 \text{ KN/m} \cdot (4,02 \text{ m} - 3,05 \text{ m}) = 486,75 \text{ KNm/m}$$

! Βάρος λόγω επιφόρτισης Q δεν έχω

3) Ωθήσεις γαιών για κεκλιμένο αντιστηριζόμενο έδαφος : Ενεργητική ώθηση **KA** =

$$\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi} / \cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi} = \cos 14^\circ - \sqrt{\cos^2 14^\circ - \cos^2 30^\circ} / \cos 14^\circ + \sqrt{\cos^2 14^\circ - \cos^2 30^\circ} = (0,970 - 0,437) / (0,970 + 0,437) \rightarrow \mathbf{KA = 0,379}$$

$$\text{Τάση } \sigma_1 = KA \cdot \gamma \cdot H = 0,379 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 6,0 \text{ m} = 45,48 \text{ KN/m}^2 \text{ και}$$

$$\text{Τάση } \sigma_2 = KA \cdot \gamma \cdot H = 0,379 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 5,3 \text{ m} = 40,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Συνολική ενεργητική ώθηση : } \mathbf{PA} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 45,48 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,0 \text{ m} = 136,44 \text{ KN/m} \text{ και}$$

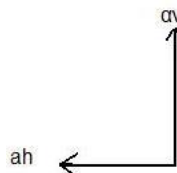
$$\text{ασκείται σε απόσταση } \mathbf{yA} = \frac{1}{3} \cdot 6,0 \text{ m} = 2,0 \text{ m} \text{ και } \mathbf{xA} = 6,1 \text{ m}$$

$$\text{Ενεργητική ώθηση μέχρι την βάση του κορμού : } \mathbf{PA'} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_2 \cdot H' = \frac{1}{2} \cdot 40,17 \text{ KN/m}^2 \cdot 5,3 \text{ m} = 106,45 \text{ KN/m} \text{ και ασκείται σε απόσταση } \mathbf{xA} = 6,1 \text{ m} \text{ και } \mathbf{yA} = \frac{1}{3} \cdot 5,3 \text{ m} + 0,7 \text{ m} = 1,76 \text{ m}$$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{PA} \text{ ως προς A και K : } \mathbf{MA,1} = PA \cdot yA = 136,44 \text{ KN/m} \cdot 2,0 \text{ m} = 272,88 \text{ KNm/m}$$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{PA'} \text{ ως προς A και K : } \mathbf{MA,1'} = PA' \cdot yA = 106,45 \text{ KN/m} \cdot 1,76 \text{ m} = 187,35 \text{ KNm/m}$$

4) Φορτία λόγω σεισμού : $a_h = 0,16$ και $a_v = 0,08$



5) Δυνάμεις και ροπές στον τοίχο λόγω σεισμού (αδρανειακές) :

$$\alpha) \text{ Οριζόντιες Δυνάμεις : } i) \text{ Οριζόντια δύναμη τοίχου : } \mathbf{P \sigma_{1,\alpha}} = a_h \cdot W_b = 0,16 \cdot 179,62 \text{ KN/m} = 28,73 \text{ KN/m}$$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{P \sigma_{1,\alpha}} \text{ ως προς A και K : } \mathbf{M_{\alpha, \sigma_{1,\alpha}}} = P \sigma_{1,\alpha} \cdot y_b = 28,73 \text{ KN/m} \cdot 1,40 \text{ m} = 40,23 \text{ KNm/m}$$

ii) Οριζόντια δύναμη κορμού : $P \sigma_{2,\alpha} = ah \cdot (W_1 + W_2) = 0,16 \cdot (39,75 \text{ KN/m} + 33,12 \text{ KN/m}) = 11,65 \text{ KN/m}$ ← και

Ροπή της $P \sigma_{2,\alpha}$ ως προς A και K : $M \sigma_{2,\alpha} = ah \cdot (W_1 \cdot y_1 + W_2 \cdot y_2) = 0,16 \cdot (133,16 \text{ KN/m} + 81,47 \text{ KN/m}) = 34,34 \text{ KNm/m}$ ↷

β) Κατακόρυφες δυνάμεις : Κατακόρυφη δύναμη τοίχου $WE.\sigma_{1,\beta} = \alpha v \cdot W_b = 0,08 \cdot 179,62 \text{ KN/m} = 14,36 \text{ KN/m}$ ↑

Ροπή λόγω $WE.\sigma_{1,\beta}$ ως προς A : $MA.\sigma_{1,\beta} = WE.\sigma_{1,\beta} \cdot x_b = 14,36 \text{ KN/m} \cdot 2,42 \text{ m} = 34,77 \text{ KNm/m}$ ↷

Ροπή λόγω $WE.\sigma_{1,\beta}$ ως προς K : $Mk.\sigma_{1,\beta} = WE.\sigma_{1,\beta} \cdot (x_b - K) = 14,36 \text{ KN/m} \cdot (2,42 \text{ m} - 3,05 \text{ m})$

$= -9,046 \text{ KNm/m} = 9,046 \text{ KNm/m}$ ↶

6) Δυνάμεις και ροπές στην επίχωση λόγω σεισμού :

α) Οριζόντια δύναμη : $P.\sigma_{2,\alpha'} = ah \cdot W_s = 0,16 \cdot 501,81 \text{ KN/m} = 80,28 \text{ KN/m}$

Ροπή της $P.\sigma_{2,\alpha'}$ ως προς A και K : $MA.\sigma_{2,\alpha'} = P.\sigma_{2,\alpha'} \cdot y_s = 80,28 \text{ KN/m} \cdot 3,66 \text{ m} = 293,85 \text{ KNm/m}$ ↷

β) Κατακόρυφη δύναμη : $W.\sigma_{2,\beta'} = \alpha v \cdot W_s = 0,08 \cdot 501,81 \text{ KN/m} = 40,14 \text{ KN/m}$ και

Ροπή της $W.\sigma_{2,\beta'}$ ως προς A : $MA.\sigma_{2,\beta'} = W.\sigma_{2,\beta'} \cdot x_s = 40,14 \text{ KN/m} \cdot 4,02 \text{ m} = 161,38 \text{ KNm/m}$ ↷

Ροπή της $W.\sigma_{2,\beta'}$ ως προς K : $MK.\sigma_{2,\beta'} = W.\sigma_{2,\beta'} \cdot (x_s - K) = 40,14 \text{ KN/m} \cdot (4,02 \text{ m} - 3,05 \text{ m}) = 38,93 \text{ KNm/m}$ ↷

7) Ωθήσεις γαιών λόγω σεισμού με την μέθοδο Mononobe-Okabe :

KAΕ=

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

$\theta = \arctan^*(ah / (1 - av)) = 0,16 / 0,92 = 0,17 = 9,6^\circ$

$\Phi = 30^\circ$	$\Theta = 9,6^\circ$	$\delta = 0^\circ$	$i = 14^\circ$	$\beta = 0^\circ$
-------------------	----------------------	--------------------	----------------	-------------------

KAΕ=0,878/1,5 = 0,585 οπότε ΔK= KAΕ - KA = 0,585 - 0,379 = 0,206

Συνολική ενεργητική ώθηση EAE = ΔK * γ * H = 0,206 * 20 KN/m³ * 6,0m = 24,76 KN/m²

Οριζόντια δύναμη P.σ.EAE = 1/2 * EAE * H = 1/2 * 24,76 KN/m² * 6,0m = 74,28 KN/m ←

και ασκείται στο $y = 2/3 \cdot 6,0 \text{ m} = 4,0 \text{ m}$ με ροπή ως προς A και K: $MA.\sigma EAE = P.\sigma.EAE \cdot y = 74,28 \text{ KN/m} \cdot 4,0 \text{ m} = 297,12 \text{ KNm/m}$ ↷

Αντίστοιχα μεγέθη μέχρι την βάση του κορμού – τομή 1-1 : $EAE' = \Delta K \cdot \gamma \cdot H' = 0,206 \cdot 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 5,3 \text{ m} = 21,83 \text{ KN/m}^2$ με οριζόντια δύναμη $P.\sigma EAE' = 1/2 \cdot EAE' \cdot H' = 1/2 \cdot 21,83 \text{ KN/m}^2 \cdot 5,3 \text{ m} = 57,86 \text{ KN/m}$ ← και ασκείται σε απόσταση $y = 2/3 \cdot 5,3 \text{ m} = 3,53 \text{ m}$

Ροπή της **P.σEAE** ως προς τομή 1-1 : **MA.EAE'** = P.σEAE' * y = 57,86 KN/m * 3,53m = **204,43 KNm/m**

ΠΙΝΑΚΑΣ ΦΟΡΤΙΩΝ –ΡΟΠΩΝ

ΔΥΝΑΜΕΙΣ-ΡΟΠΕΣ	ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ KN /m	Wb+Ws=179,62 KN/m + 501,81 KN/m= 681,43 KN/m ↓	WE.σ1.β + W.σ2.β' = 14,36 KN/m + 40,14 KN/m = 54,5 KN/m ↑
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ KN/m	PA= 136,44 KN/m ←	P.σ1.α + P.σ2.α' + P.σEAE = 28,73 KN/m + 80,28 KN/m + 74,28 KN/m = 183,29 KN/m
ΡΟΠΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΩΣ ΠΡΟΣ A ↻	MA, από βάρος τοίχου + MA, επίχωσης = 434,68 KNm/m + 2017,27 KNm/m = 2451,95 KNm/m	-----
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ A ↻	MA,1 = 272,88 KNm/m	MA.σ1.α + MA.σ1.β + MA.σ2.α' + MA.σ2.β' + MA.σEAE = 40,23 + 34,77 + 293,85 + 161,38 + 297,12 = 827,35 KNm/m
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ K (+) για ανατροπή και (-) για ευστάθεια	MK. από βάρος τοίχου – MK. επίχωσης + MA,1 = 113,16 - 486,75 + 272,88 = - 100,71 KNm/m	MK.σ1.α - MK.σ1.β + MK.σ2.α' + MK.σ2.β' + MA.σEAE = 40,23 - 9,046 + 293,85 + 38,93 + 297,12 = 661,08 KNm/m ↻

8) Έλεγχοι ασφαλείας τοίχου : α) Έλεγχος ολίσθησης : i) Για μόνιμα φορτία (G) με $\Theta=35^\circ$

Συντελεστής ασφαλείας **SF** = $W_{\text{μόνιμα}} \cdot \tan\Theta / PA, \text{μόνιμα} = 681,43 \text{ KN/m} \cdot \tan 35^\circ / 136,44 \text{ KN/m}$

SF = 3,5 > 1,5 ok ii) Για μόνιμα και κινητά (G+Q) το **SF=3,5** διότι δεν έχουμε κινητά φορτία

iii) Για μόνιμα , κινητά και σεισμό (G+0,2*Q+ E) με $\Theta= 35^\circ$

SF = $(W_{\text{μόνιμα}} + 0,2 \cdot W_q - WE) \cdot \tan\Theta / PA, \text{μόνιμα} + 0,2 \cdot P_q + PE$ το W_q και το P_q είναι 0 διότι δεν έχουμε κινητά φορτία, οπότε **SF** = $(681,43 \text{ KN/m} - 54,5 \text{ KN/m}) \cdot \tan 35^\circ / 136,44 \text{ KN/m} + 183,29 \text{ KN/m} = 438,98 \text{ KN/m} / 319,73 \text{ KN/m} = 1,37 > 1 ok$

β) Έλεγχος ανατροπής : i) Για μόνιμα (G) ο συντελεστής ασφαλείας **SF** = Μευστάθειας / Μανατροπής = $2451,95 \text{ KNm/m} / 272,88 \text{ KNm/m} = 9 > 1,5 ok$

ii) Για μόνιμα και κινητά (G+Q) ο **SF=9** διότι δεν έχουμε κινητά φορτία

iii) Για μόνιμα, κινητά και σεισμό (G+0,2*Q+E) ο **SF** = Μευστάθειας / Μανατροπής = $2451,95 \text{ KNm/m} / (272,88 \text{ KNm/m} + 827,35 \text{ KNm/m}) = 2,23 > 1,5 ok$

Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους ο τοίχος είναι ευσταθής και δεν ολισθαίνει.

9) Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης : Υπολογισμός τάσεων **εδάφους-πεδίου** για α) μόνιμα φορτία(G), β) μόνιμα και κινητά (G+Q) και γ) μόνιμα, κινητά και σεισμό (G+0,2*Q +E)

α) Μόνιμα φορτία (G) : Κατακόρυφη αξονική δύναμη **NK**= Wb + Ws = 179,62KN/m + 501,81 KN/m = **681,43 KN/m** , ροπή ανατροπής ως προς K : **MK = -100,71 KNm/m**, τάσεις εδάφους-πεδίου

$$\sigma_{\min}^{\max} = Nk/B \pm (6 * MK)/B^2 = 681,43 \text{ KN/m} / 6,1\text{m} \pm (6*100,71 \text{ KNm/m}) / 6,1^2 \text{ m} \rightarrow$$

$\sigma_{\max} = 127,93 \text{ KPA}$ < σεπιτρεπόμενο=250 KPA και **$\sigma_{\min} = 95,47 \text{ KPA}$**

β) Μόνιμα και κινητά (G+Q) : **NK**= Wb+Ws+Wq=179,62 KN/m + 501,81 KN/m + 0 KN/m= **681,43KN/m**

το Wq=0 διότι δεν έχουμε κινητά φορτία, οπότε το **MK= -100,71 KNm/m**

γ) Μόνιμα, κινητά και σεισμός (G+0,2*Q+E) : **NK**= Wb+Ws+0,2*Wq-WE =681,43 KN/m+0-54,5 KN/m= **626,93 KN/m** και ροπή ανατροπής ως προς K : **MK=**- 100,71 KNm/m + 0 + 661,08 KNm/m= **560,37 KNm/m**

εκκεντρότητα: **ek**= MK/NK =560,37 KNm/m / 626,93 KN/m = **0,89 m**

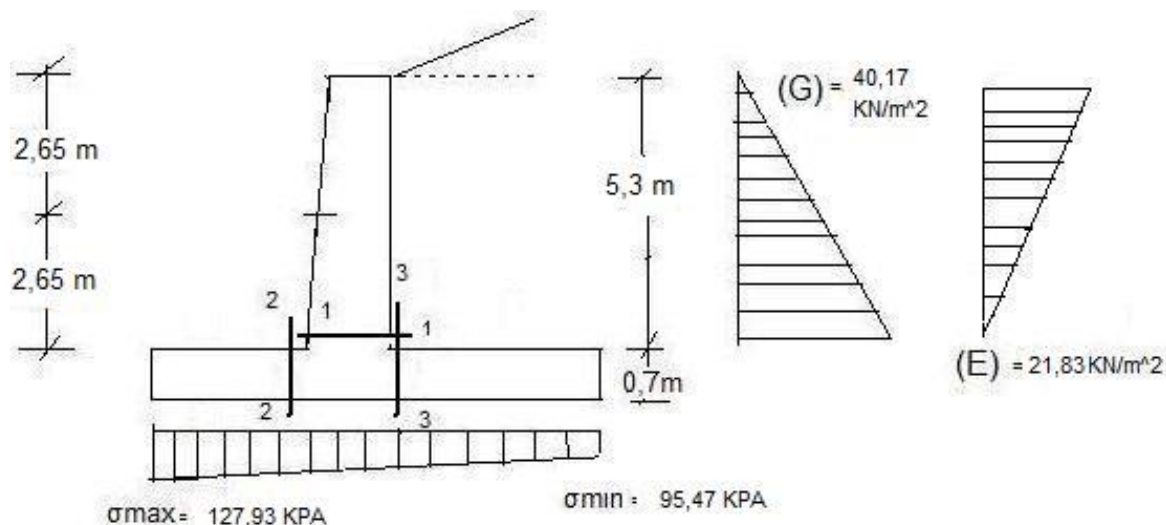
Το ek είναι ανάμεσα σε $0 \leq 0,89 \leq B/6$ (1,01) δηλαδή έχουμε μικρή εκκεντρότητα, άρα δεν έχουμε αδρανή περιοχή οπότε \rightarrow

$$\sigma_{\min}^{\max} = Nk/B \pm (6 * MK)/B^2 = 626,93 \text{ KN/m} / 6,1\text{m} \pm (6*560,37 \text{ KNm/m}) / 6,1^2 \text{ m} \rightarrow$$

$\sigma_{\max} = 193,12 \text{ KPA}$ < σεπιτρεπόμενο=250 KPA και **$\sigma_{\min} = 12,91 \text{ KPA}$**

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ

Κατά την διαδικασία διαστασιολόγησης του τοίχου, χωρίζουμε τον τοίχο σε 3 κομμάτια- τομές και βρίσκουμε τον απαραίτητο σιδηρό οπλισμό για κάθε κομμάτι. Οπότε έχουμε τις τομές 1-1, 2-2 και 3-3 όπως φαίνεται παρακάτω στο σχήμα.



Σχήμα 26

TOMH 1-1

Υπολογισμός τέμνουσας δύναμης: $N_{sd} = W_1 + W_2 = 39,75 \text{ KN} + 33,12 \text{ KN} = 72,87 \text{ KN}$
 Υπολογισμός ροπής για $G+Q$ με συντελεστή ασφαλείας δράσεων χωρίς σεισμό: $\gamma(G+Q) = 1,5$

$M_{1-1} = 1,5 * [(1/2 * 40,17 \text{ KN/m}^2 * 5,3\text{m}) * 5,3/3 + 0] = 282,09 \text{ KNm} \rightarrow M_{sd} = 1,3 * M_{1-1} = 366,72 \text{ KNm}$
 με στατικό ύψος $d = (h - \text{nomc} - \Phi L/2) = 80 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 2/2 \text{ cm} = 71 \text{ cm}$ το $Q=0$ οπότε

$M_{sd,s} = M_{sd} + N_{sd} * (d - h/2) = 366,72 \text{ KNm} + 72,87 \text{ KN} * (0,71\text{m} - 0,8/2 \text{ m}) = 389,30 \text{ KNm}$

Υπολογισμός ροπής για $G+0,2*Q+E$ με συντελεστή ασφαλείας δράσεων με σεισμό: $\gamma(E) = 1,0$

το $0,2Q=0$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία $\rightarrow M_{1-1} = 1,0 * [G + 0,2*Q + E + ah*W_1 * 5,3/2 + ah*W_E * 5,3/3 + ah*W_s * 5,3/2] = 1,0 * [188,06 \text{ KNm} + 0 + (1/2 * 21,83 \text{ KN/m}^2 * 5,3\text{m}) * 2/3 * 5,3\text{m} + 0,16 * 39,75 \text{ KN} * 5,3/2 \text{ m} + 0,16 * 54,5 \text{ KN} * 5,3/3 \text{ m} + 0,16 * 501,81 \text{ KN} * 5,3/2 \text{ m} = 188,06 \text{ KNm} + 204,40 \text{ KNm} + 16,85 \text{ KNm} + 15,40 \text{ KNm} + 212,74 \text{ KNm} = 637,45 \text{ KNm}$

$N_{sd}' = (W_1 + W_2) * (1 - \alpha_v) = 72,87 \text{ KN} * (1 - 0,08) = 67,04 \text{ KN}$ και $M_{sd}' = 1,3 * M_{1-1} = 828,68 \text{ KNm}$

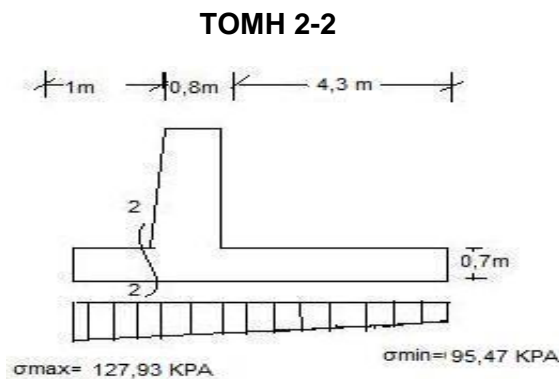
$M_{sd,s}' = M_{sd}' + N_{sd}' * (d - h/2) = 828,68 \text{ KNm} + 67,04 \text{ KN} * (0,71\text{m} - 0,8/2 \text{ m}) = 849,46 \text{ KNm}$

Το $M_{sd,s}' = 849,46 > M_{sd,s} = 389,30$ επιλέγουμε το μεγαλύτερο M_{sd} για διαστασιολόγηση και έχω: $\mu_{sd,s} = M_{sd,s}' / b * d^2 * f_{cd} = 849,46 \text{ KNm} / 1 * 0,7^2 * 20000 / 1,5 = 0,126 < \mu_{sd,lim} = 0,252$

οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχουμε από πίνακα CEB 4.2.β $\omega = 0,137$ (προέκυψε από γραμμική παρεμβολή), άρα $A_s = 1 / f_{yd} * (\omega * b * d * f_{cd} + N_{sd}') = 0,0023 * (0,137 * 1000 * 710 * 20 / 1,5 - 67040 \text{ N}) = 28,28 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Ελάχιστος οπλισμός κορμού: $A_{smin} = \max(0,6 * b * d / f_{yk}, 0,0015 * b * d, \Phi 10/20) = \max(8,52, 10,65, 3,93 \text{ cm}^2) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_s = 28,28 > A_{smin} = 10,65$ οπότε τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2] $\Phi 20/10$ ($31,41 \text{ cm}^2 > 28,28 \text{ cm}^2$)



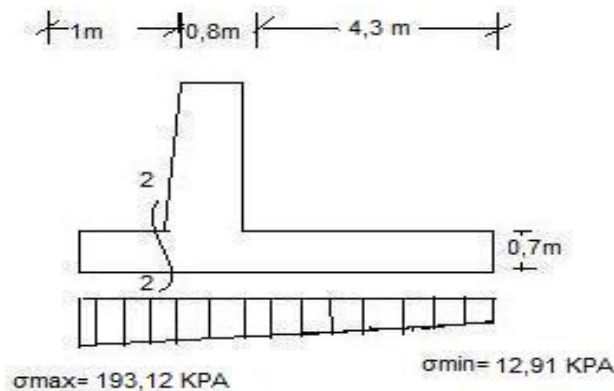
Για $\gamma(G+Q) = 1,5$:

Σχήμα 27

α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{2-2} = 127,93 \text{ KPA} - (127,93 \text{ KPA} - 95,47 \text{ KPA}) * 1/6,1 \text{ m} = 122,73 \text{ KPA}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{2-2} = 1,5 * [1/2 * 122,73 \text{ KPA} * 1\text{m} + 1/2 * (127,93 \text{ KPA} - 122,73 \text{ KPA}) * 1 * 2/3 * 1\text{m} - (1^2 \text{ m}^2 * 0,7\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3) / 2] \rightarrow M_{2-2} = 1,5 * [61,36 \text{ KNm} + 1,73 \text{ KNm} - 8,75 \text{ KNm}] = 81,51 \text{ KNm}$

Για $\gamma(E): G+0,2Q+E=1,0$



Σχήμα 28

α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{2-2} = 193,12 \text{ KPA} - (193,12 \text{ KPA} - 12,91 \text{ KPA}) * 1/6,1 \text{ m} = 163,75 \text{ KPA}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{2-2} = 1,0 * [163,75 \text{ KPA} * 1 \text{ m} * 1/2 + (193,12 \text{ KPA} - 163,75 \text{ KPA}) * 1/2 * 2/3 * 1 \text{ m} - 0,7 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 * 1 \text{ m} * 1/2] \rightarrow M_{2-2} = 81,87 \text{ KNm} + 9,79 \text{ KNm} - 8,75 \text{ KNm} = 82,91 \text{ KNm}$

Διαστασιολογώ για την μεγαλύτερη ροπή : $M_{2-2} = 82,91 \text{ KNm} > M_{2-2} = 81,51 \text{ KNm}$

$M_{sd} = 1,3 * M_{2-2} = 1,3 * 82,91 \text{ KNm} = 107,78 \text{ KNm}$ με στατικό ύψος $d = h - n_{\text{οπ}}c - \Phi/2 = 70 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 61 \text{ cm}$ οπότε \rightarrow

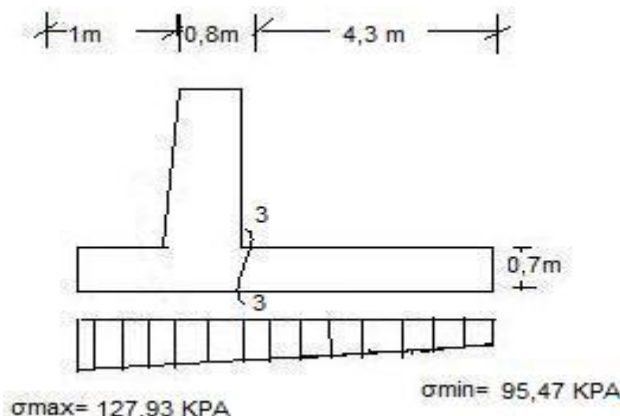
$\mu_{sd} = M_{sd} / b * d^2 * f_{cd} = 107,78 \text{ KNm} / 1 * 0,61^2 * 20000 / 1,5 = 0,022 < \mu_{sd, \text{lim}} = 0,252$ οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχω από πίνακα CEB 4.2.β $\rightarrow \omega = 0,0224$ (προέκυψε από γραμμική παρεμβολή), άρα το

$A_s = (\omega * b * d * f_{cd} + N_{sd}) * 1 / f_{yd} = 0,0023 * (0,0224 * 1000 * 610 * 20 / 1,5 + 0)$, το $N_{sd} = 0$ διότι δεν έχω αξονική δύναμη, $\rightarrow A_s = 4,20 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ελάχιστος οπλισμός πεδίου : $A_{s \text{ min}} = \max(0,6 * b * d / f_{yk}, 0,0015 * b * d, \Phi 10 / 20) = \max(3,66, 9,15, 3,93 \text{ cm}^2) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$


Το $A_{s \text{ min}} = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s = 4,20 \text{ cm}^2/\text{m}$, οπότε τοποθετούμε ελάχιστο οπλισμό, από πίνακα CEB 8.2, $\Phi 14/15$ ($10,28 \text{ cm}^2/\text{m} > 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$)

TOMH 3-3

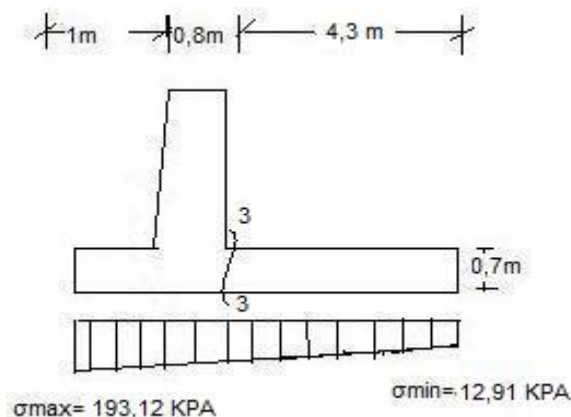


Σχήμα 29


Για $\gamma(G+Q)=1,5$: **α)** Υπολογισμός τάσης $\sigma_{3-3} = 95,47 \text{ KPA} + (127,93\text{KPA} - 95,47 \text{ KPA}) * 4,3/6,1\text{m} = 118,35 \text{ KPA}$ και υπολογισμός τάσης $\sigma_w = W_s/4,3 + W_q/4,3 = 501,81 \text{ KN/m}/4,3\text{m} + 0 = 116,7 \text{ KPA}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{3-3} = 1,5 * [4,3\text{m} * 95,47 \text{ KPA} * 4,3/2 \text{ m} + 1/2 * (118,35 \text{ KPA} - 95,47 \text{ KPA}) * 4,3\text{m} * 1/3 * 4,3\text{m} - 116,7 \text{ KPA} * 4,3\text{m} * 4,3/2 \text{ m} - 4,3/2 \text{ m} * 0,7\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3 * 4,3\text{m}] = 1,5 * [882,62 \text{ KNm} + 70,50 \text{ KNm} - 1078,89 \text{ KNm} - 161,78 \text{ KNm}] \Rightarrow M_{3-3} = -431,82 \text{ KNm} = 431,82 \text{ KNm}$ 

Για $\gamma(E): G+0,2Q+E=1,0$: **α)** Υπολογισμός τάσης $\sigma_{3-3} = 12,91 \text{ KPA} + (193,12 \text{ KPA} - 12,91 \text{ KPA}) * 4,3/6,1\text{m} = 139,94 \text{ KPA}$ και υπολογισμός τάσης $\sigma_w = W_s * (1 - 0,08) / 4,3\text{m} + 0,2 * W_q / 4,3\text{m} = 107,36 \text{ KPA}$



Σχήμα 30

β) Υπολογισμός ροπής $M_{3-3} = 1,0 * [4,3\text{m} * 12,91 \text{ KPA} * 4,3/2 \text{ m} + 1/2 * (139,94 \text{ KPA} - 12,91 \text{ KPA}) * 4,3\text{m} * 1/3 * 4,3\text{m} - 107,36 \text{ KPA} * 4,3\text{m} * 4,3/2 \text{ m} - 0,7\text{m} * 4,3\text{m} * 4,3/2\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3] = 119,35 \text{ KNm} + 391,46 \text{ KNm} - 992,54 \text{ KNm} - 161,78 \text{ KNm} \Rightarrow M_{3-3} = -643,52 \text{ KNm} = 643,52 \text{ KNm}$ 

Διαστασιολογώ για την μεγαλύτερη ροπή : $M_{3-3} = 643,52 \text{ KNm} > M_{3-3} = 431,82 \text{ KNm}$
 $M_{sd} = 1,3 * M_{3-3} = 836,57 \text{ KNm}$ με στατικό ύψος $d = h - \text{nomc} - \Phi/2 = 70\text{cm} - 8\text{cm} - 1\text{cm} = 61 \text{ cm}$
 οπότε

$\mu_{sd} = M_{sd} / b * d^2 * f_{cd} = 836,57 \text{ KNm} / 1 * 0,61^2 * 20000 / 1,5 = 0,168 < \mu_{sd, \text{lim}} = 0,252$ οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχουμε από πίνακα 4.2.β $\Rightarrow \omega = 0,1898$

$A_s = (\omega * b * d * f_{cd} + N_{sd}) * 1 / f_{yd} = 0,0023 * (0,1898 * 1000 * 610 * 20 / 1,5 + 0)$, το $N_{sd} = 0$ διότι δεν έχω αξονική δύναμη, $\Rightarrow A_s = 35,50 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ελάχιστος οπλισμός πεδίου : $A_{s \text{ min}} = \max(0,6 * b * d / f_{yk}, 0,0015 * b * d, \Phi 10 / 20) = \max(3,66, 9,15, 3,93 \text{ cm}^2) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_s = 35,50 > A_{s \text{ min}} = 9,15$, άρα τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2]

Φ25/12,5 ($39,28 \text{ cm}^2/\text{m} > 35,50 \text{ cm}^2/\text{m}$)

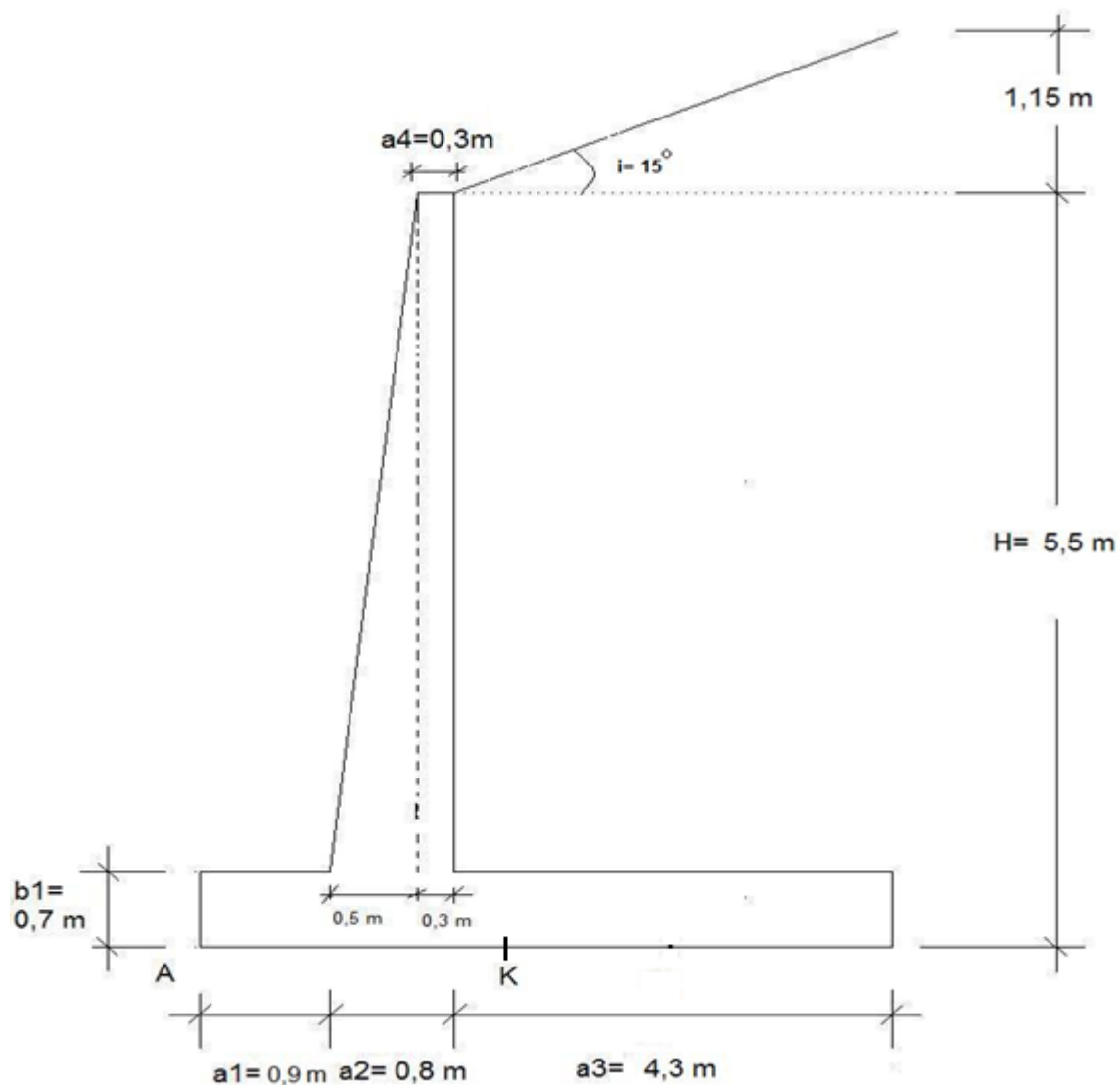
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ : i) Κορμός εσωτερικά : α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 20/10$, β) Οπλισμός διανομής : $\max(A_s, \min , A_s, \text{κυρίου} / 5) = \max(10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

$31,41/5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 12/10,5$ ii) Κύριος οπλισμός εξωτερικά : α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 12/10$, β) Οπλισμός διανομής : ελάχιστος $\Phi 12/10$

iii) Πέδιλο κάτω : α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 14/15$ (τομή 2-2) και β) Οπλισμός διανομής : ελάχιστος $\Phi 14/15$

iv) Πέδιλο πάνω (Τομή 3-3) : α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 25/12,5$ και β) Οπλισμός διανομής : $\max(A_s, \min , A_s, \text{κυρίου} / 5) = \max(9,15 \text{ cm}^2/\text{m} , 39,28 / 5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 14/15$

ΔΙΑΤΟΜΗ 72 : Διατομή σε όρυγμα με ύψος τοίχου **5,5** μέτρα και χιλιομετρική θέση (Χ.Θ): 0+1030.285 έως 0+1050.50 μ.



Σχήμα 31

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ : 1) Χαρακτηριστικά εδάφους : γ εδάφους : 20 KN/m^3 , συνοχή c : 0, γωνία εσωτερικής τριβής Φ : 30° , γωνία τριβής κορμού-εδάφους δ : 0° , γωνία τριβής πεδίου-εδάφους Θ : 35° , κλίση i : 15°

2) Κατηγορία υλικών, επικάλυψη : C20/25, B500C, ρ_{nomC} :8cm, γ_b σκυροδέματος : 25 KN/m^3

3) Τάση αιχμής εδάφους : α) Για μόνιμα και κινητά φορτία : 250 KPA , β) Για δράσεις με σεισμό: 350 KPA

4) Παράμετροι σεισμού : συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α : 0,24 (Ζώνη III)

Συντελεστής συμπεριφοράς q_w : 1,5 , οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h = a/q_w = 0,24/1,5 = 0,16$ και κατακόρυφη συνιστώσα a_v : $1/3 * \alpha = 1/3 * 0,24 = 0,08$

5) Συντελεστής ασφαλείας δράσεων γ : α) Για δράσεις χωρίς σεισμό γ (G+Q)=1,5 και β) Για δράσεις με σεισμό γ_E (G+0,2Q-E)=1,0

ΛΥΣΗ

1) Υπολογισμός βαρών: Βάρος τοίχου W_1 : $\gamma_b * (H-b_1) * a_4 = 25 \text{ KN/m}^3 * (5,5 - 0,7\text{m}) * 0,3\text{m} = 36 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_1 = 0,9 + 0,5 + 0,3/2 = 1,55 \text{ m}$ και $y_1 = 0,7 + 4,8/2 = 3,1 \text{ m}$

Βάρος τοίχου W_2 : $1/2 * \beta * u * \gamma_b = 1/2 * 0,5 \text{ m} * (5,5 \text{ m} - 0,7\text{m}) * 25 \text{ KN/m}^3 = 30 \text{ KN/m}$ και ασκείται σε απόσταση $x_2 = 0,9 + 2/3 * 0,5 = 1,23 \text{ m}$ και $y_2 = 0,7 + 1/3 * 4,8 = 2,3 \text{ m}$

Βάρος τοίχου W_3 : $\gamma_b * \beta * u = 25 \text{ KN/m}^3 * 6,0 \text{ m} * 0,7 \text{ m} = 105 \text{ KN/m}^3$ και ασκείται σε απόσταση $x_3 = 6,0/2 = 3,0 \text{ m}$ και $y_3 = 0,7/2 = 0,35 \text{ m}$

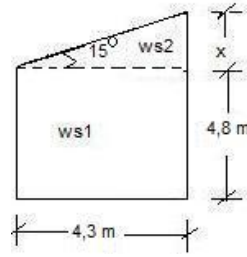
Συνολικό βάρος W_b = $W_1 + W_2 + W_3 = 36 \text{ KN/m} + 30 \text{ KN/m} + 105 \text{ KN/m} = 171 \text{ KN/m}$

Γενικό κέντρο βαρών του τοίχου : $x_b = W_1 * x_1 + W_2 * x_2 + W_3 * x_3 / W_b = 36 * 1,55 + 30 * 1,23 + 105 * 3,0 / 171 = 2,38 \text{ m}$ και $y_b = W_1 * y_1 + W_2 * y_2 + W_3 * y_3 / W_b = 36 * 3,1 + 30 * 2,3 + 105 * 0,35 / 171 = 1,27 \text{ m}$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟΥ Κ: Το σημείο Κ είναι στο $B/2$ όπου $B = a_1 + a_2 + a_3 = 6,0 \text{ m}$, άρα $K = 6,0/2 = 3,0 \text{ m}$

Υπολογισμός ροπών της W_b : α) Συνολική ροπή της W_b ως προς Α : M_a , από βάρος τοίχου = $W_b * x_b = 171 \text{ KN/m} * 2,38 \text{ m} = 406,98 \text{ KNm/m}$ ροπή ευστάθειας

β) Συνολική ροπή της W_b ως προς Κ : M_k , από βάρος τοίχου = $W_b * (x_b - K) = 171 \text{ KN/m} * (2,38\text{m} - 3,0\text{m}) = - 106,02 \text{ KNm/m}$ ροπή ανατροπής



2) Βάρος επίχωσης με κεκλιμένο έδαφος: Γωνία κλίσης $i = 15^\circ$

$$\tan 15^\circ = x/4,3 \rightarrow x=1,15 \text{ m}$$

$$\mathbf{Ws1: \gamma \text{ εδάφους} * \text{εμβαδόν ορθογωνίου} = 20 \text{ KN/m}^3 * 4,3\text{m} * 4,8\text{m} = 412,8 \text{ KN/m}}$$

$$\text{και ασκείται σε απόσταση } \mathbf{xs1} = 6,0\text{m} - 4,3\text{m}/2 = \mathbf{3,85\text{m}}$$
 και $\mathbf{ys1} = 4,8\text{m}/2 + 0,7\text{m} = \mathbf{3,1\text{m}}$

$$\mathbf{Ws2: \gamma \text{ εδάφους} * \text{εμβαδόν τριγώνου} = 20 \text{ KN/m}^3 * 1/2 * 4,3\text{m} * 1,15\text{m} = 49,45 \text{ KN/m}}$$
 και ασκείται σε απόσταση $\mathbf{xs2} = 6,0\text{m} - 1/3 * 4,3\text{m} = \mathbf{4,56\text{m}}$ και $\mathbf{ys2} = 2/3 * 1,15\text{m} + 5,5\text{m} = \mathbf{6,26 \text{ m}}$

Συνολικό βάρος επίχωσης Ws: $Ws1 + Ws2 = 462,25 \text{ KN/m}$ με γενικό κέντρο βάρους επίχωσης

$$\mathbf{Xs} = Ws1 * xs1 + Ws2 * xs2 / Ws = 1589,28 \text{ KN} + 225,49 \text{ KN} / 462,25 \text{ KN/m} = \mathbf{3,93 \text{ m}}$$
 και

$$\mathbf{ys} = Ws1 * ys1 + Ws2 * ys2 / Ws = 1279,68 \text{ KN} + 309,55 \text{ KN} / 462,25 \text{ KN/m} = \mathbf{3,43 \text{ m}}$$

Υπολογισμός ροπών της Ws: α) Συνολική ροπή της Ws ως προς A : \mathbf{Ma} , βάρος επίχωσης =

$$Ws * Xs = 462,25 \text{ KN/m} * 3,93 \text{ m} = \mathbf{1816,64 \text{ KNm/m}}$$
 και β) Συνολική ροπή της Ws ως προς K : \mathbf{Mk} , βάρος επίχωσης = $Ws * (Xs - K) = 462,25 \text{ KN/m} * (3,93\text{m} - 3,0\text{m}) = \mathbf{429,89 \text{ KNm/m}}$

! Βάρος λόγω επιφόρτισης Q δεν έχω

3) Ωθήσεις γαιών για κεκλιμένο αντιστηριζόμενο έδαφος : Ενεργητική ώθηση $\mathbf{KA} =$

$$\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi} / \cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi} =$$

$$\cos 15^\circ - \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ} / \cos 15^\circ + \sqrt{\cos^2 15^\circ - \cos^2 30^\circ} = (0,965 - 0,427) / (0,965 + 0,427)$$

$$\rightarrow \mathbf{KA = 0,386}$$

$$\text{Τάση } \sigma_1 = KA * \gamma * H = 0,386 * 20 \text{ KN/m}^3 * 5,5\text{m} = \mathbf{42,46 \text{ KN/m}^2}$$
 και

$$\text{Τάση } \sigma_2 = KA * \gamma * H = 0,386 * 20 \text{ KN/m}^3 * 4,8\text{m} = \mathbf{37,05 \text{ KN/m}^2}$$

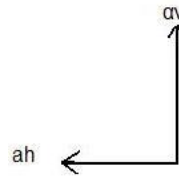
$$\text{Συνολική ενεργητική ώθηση : } \mathbf{PA} = 1/2 * \sigma_1 * H = 1/2 * 42,46 \text{ KN/m}^2 * 5,5\text{m} = \mathbf{116,76 \text{ KN/m}}$$
 και

$$\text{ασκείται σε απόσταση } \mathbf{yA} = 1/3 * 5,5\text{m} = \mathbf{1,83\text{m}}$$
 και $\mathbf{xA} = \mathbf{6,0 \text{ m}}$

$$\text{Ενεργητική ώθηση μέχρι την βάση του κορμού : } \mathbf{PA'} = 1/2 * \sigma_2 * H' = 1/2 * 37,05 \text{ KN/m}^2 * 4,8\text{m} = \mathbf{88,92 \text{ KN/m}}$$
 και ασκείται σε απόσταση $\mathbf{xA} = \mathbf{6,0\text{m}}$ και $\mathbf{yA} = 1/3 * 4,8\text{m} + 0,7\text{m} = \mathbf{2,3\text{m}}$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{PA}$$
 ως προς A και K : $\mathbf{MA,1} = PA * yA = 116,76 \text{ KN/m} * 1,83\text{m} = \mathbf{213,67 \text{ KNm/m}}$

$$\text{Ροπή της } \mathbf{PA'}$$
 ως προς A και K : $\mathbf{MA,1'} = PA' * yA = 88,92 \text{ KN/m} * 2,3\text{m} = \mathbf{204,51 \text{ KNm/m}}$



4) Φορτία λόγω σεισμού : $ah=0,16$ και $av=0,08$

5) Δυνάμεις και ροπές στον τοίχο λόγω σεισμού (αδρανειακές) :

α) Οριζόντιες Δυνάμεις : i) Οριζόντια δύναμη τοίχου : $P \sigma 1. \alpha = ah * Wb = 0,16 * 171 \text{ KN/m} = 27,36 \text{ KN/m}$ ←

Ροπή της $P \sigma 1. \alpha$ ως προς A και K : $M \alpha. \sigma 1. \alpha = P \sigma 1. \alpha * yb = 27,36 \text{ KN/m} * 1,27 \text{ m} = 34,74 \text{ KNm/m}$ ↻

ii) Οριζόντια δύναμη κορμού : $P \sigma 2. \alpha = ah * (W1 + W2) = 0,16 * (36 \text{ KN/m} + 30 \text{ KN/m}) = 10,56 \text{ KN/m}$ ← και

Ροπή της $P \sigma 2. \alpha$ ως προς A και K : $M \sigma 2. \alpha = ah * (W1 * y1 + W2 * y2) = 0,16 * (111,6 \text{ KN/m} + 69 \text{ KN/m}) = 28,89 \text{ KNm/m}$ ↻

β) Κατακόρυφες δυνάμεις : Κατακόρυφη δύναμη τοίχου $WE. \sigma 1. \beta = av * Wb = 0,08 * 171 \text{ KN/m} = 13,68 \text{ KN/m}$ ↑

Ροπή λόγω $WE. \sigma 1. \beta$ ως προς A : $MA. \sigma 1. \beta = WE. \sigma 1. \beta * xb = 13,68 \text{ KN/m} * 2,38 \text{ m} = 32,55 \text{ KNm/m}$ ↻

Ροπή λόγω $WE. \sigma 1. \beta$ ως προς K : $Mk. \sigma 1. \beta = WE. \sigma 1. \beta * (xb - K) = 13,68 \text{ KN/m} * (2,38 \text{ m} - 3,0 \text{ m}) = -8,48 \text{ KNm/m} = 8,48 \text{ KNm/m}$ ↻

6) Δυνάμεις και ροπές στην επίχωση λόγω σεισμού :

α) Οριζόντια δύναμη : $P. \sigma 2. \alpha' = ah * Ws = 0,16 * 462,25 \text{ KN/m} = 73,96 \text{ KN/m}$

Ροπή της $P. \sigma 2. \alpha'$ ως προς A και K : $MA. \sigma 2. \alpha' = P. \sigma 2. \alpha' * ys = 73,96 \text{ KN/m} * 3,43 \text{ m} = 253,68 \text{ KNm/m}$ ↻

β) Κατακόρυφη δύναμη : $W. \sigma 2. \beta' = av * Ws = 0,08 * 462,25 \text{ KN/m} = 36,98 \text{ KN/m}$ και

Ροπή της $W. \sigma 2. \beta'$ ως προς A : $MA. \sigma 2. \beta' = W. \sigma 2. \beta' * xs = 36,98 \text{ KN/m} * 3,93 \text{ m} = 145,33 \text{ KNm/m}$ ↻

Ροπή της $W. \sigma 2. \beta'$ ως προς K : $MK. \sigma 2. \beta' = W. \sigma 2. \beta' * (xs - K) = 36,98 \text{ KN/m} * (3,93 \text{ m} - 3,0 \text{ m}) = 34,39 \text{ KNm/m}$ ↻

7) Ωθήσεις γαιών λόγω σεισμού με την μέθοδο Mononobe-Okabe :

ΚΑΕ=

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

$\Theta = \arctan^*(ah/(1-av)) = 0,16/0,92 = 0,17 = 9,6^\circ$

$\Phi = 30^\circ$	$\Theta = 9,6^\circ$	$\delta = 0^\circ$	$i = 15^\circ$	$\beta = 0^\circ$
-------------------	----------------------	--------------------	----------------	-------------------

ΚΑΕ=0,878/1,45 = **0,61** οπότε ΔΚ= ΚΑΕ – ΚΑ= 0,61- 0,386= **0,224**

Συνολική ενεργητική ώθηση **EAE**= ΔΚ* γ* Η = 0,224* 20 KN/m³ *5,5m= **24,64 KN/m²**

Οριζόντια δύναμη **P.σ.EAE** = 1/2* EAE* Η = 1/2* 24,64 KN/m² *5,5m= **67,76 KN/m** ←

και ασκείται στο $y = 2/3 * 5,5m = 3,66m$ με ροπή ως προς Α και Κ: **MA.σEAE**= P.σ.EAE * y = 67,76 KN/m * 3,66m = **248,45 KNm/m** ↻

Αντίστοιχα μεγέθη μέχρι την βάση του κορμού – τομή 1-1 : **EAE'**= ΔΚ*γ*Η'=0,224*20 KN/m³ *4,8m= **21,50 KN/m²** με οριζόντια δύναμη **P.σEAE'**= 1/2*EAE'*Η'=1/2* 21,50 KN/m² *4,8m = **51,60 KN/m** ← και ασκείται σε απόσταση $y = 2/3 * 4,8m = 3,2m$

Ροπή της **P.σEAE** ως προς τομή 1-1 : **MA.EAE'**= P.σEAE' * y = 51,60 KN/m * 3,2m = **165,12 KNm/m**

ΠΙΝΑΚΑΣ ΦΟΡΤΙΩΝ –ΡΟΠΩΝ

ΔΥΝΑΜΕΙΣ-ΡΟΠΕΣ	ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ KN /m	Wb+Ws=171 KN/m + 462,25 KN/m= 633,25 ↓ KN/m	WE.σ1.β + W.σ2.β' = 13,68 KN/m + 36,98 KN/m = 50,66 ↑ KN/m
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ KN/m	PA= 116,76 KN/m ←	P.σ1.α + P.σ2.α' + P.σEAE= 27,36 KN/m + 73,96 KN/m + 67,76 KN/m = 169,08 KN/m
ΡΟΠΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Α ↻	MA, από βάρος τοίχου + MA, επίχωσης = 406,98 KNm/m + 1816,64 KNm/m = 2223,62 KNm/m	-----
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Α ↻	MA,1= 213,67 KNm/m	MA.σ1.α + MA.σ1.β + MA.σ2.α' + MA.σ2.β' + MA.σEAE= 34,74 + 32,55 + 253,68 + 145,33 + 248,45 = 714,75 KNm/m
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Κ (+) για ανατροπή και (-) για ευστάθεια	MK. από βάρος τοίχου – MK. επίχωσης + MA,1 = 106,02- 429,89+ 213,67 = - 110,2 KNm/m	MK.σ1.α- MK.σ1.β + MK.σ2.α'+MK.σ2.β'+ MA.σEAE = 34,74- 8,48+253,68+34,39+248,45= 562,78 KNm/m ↻

8) Έλεγχοι ασφαλείας τοίχου :α) Έλεγχος ολίσθησης : ι) Για μόνιμα φορτία (G) με $\Theta = 35^\circ$

Συντελεστής ασφαλείας **SF**= Wμόνιμα * tanΘ / PA,μόνιμα = 633,25 KN/m * tan35° /116,76KN/m

SF= 3,80 > 1,5 ok ii) Για μόνιμα και κινητά (G+Q) το **SF=3,80** διότι δεν έχουμε κινητά φορτία

iii) Για μόνιμα , κινητά και σεισμό (G+0,2*Q+ E) με $\Theta= 35^\circ$

SF= (Wμόνιμα +0,2*Wq – WE)*tan Θ / PA,μόνιμα + 0,2*Pq +PE το Wq και το Pq είναι 0 διότι δεν έχουμε κινητά φορτία, οπότε **SF=(633,25 KN/m – 50,66 KN/m)*tan35°/ 116,76 KN/m +169,08 KN/m = 407,93 KN/m / 285,84 KN/m = 1,42 > 1** ok

β) Έλεγχος ανατροπής : i) Για μόνιμα (G) ο συντελεστής ασφαλείας **SF=Μευστάθειας / Μανατροπής = 2223,62 KNm/m / 213,67 KNm/m = 10,40 > 1,5** ok

ii) Για μόνιμα και κινητά (G+Q) ο **SF=10,40** διότι δεν έχουμε κινητά φορτία

iii) Για μόνιμα, κινητά και σεισμό (G+0,2*Q+E) ο **SF=Μευστάθειας / Μανατροπής = 2223,62 KNm/m / (213,67 KNm/m + 714,75 KNm/m) = 2,40 > 1,5** ok

Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους ο τοίχος είναι ευσταθής και δεν ολισθαίνει.

9) Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης : Υπολογισμός τάσεων **εδάφους-πεδίου** για α) μόνιμα φορτία(G), β) μόνιμα και κινητά (G+Q) και γ) μόνιμα, κινητά και σεισμό (G+0,2*Q +E)

α) Μόνιμα φορτία (G) : Κατακόρυφη αξονική δύναμη **NK= Wb + Ws = 171 KN/m + 462,25 KN/m = 633,25 KN/m** , ροπή ανατροπής ως προς K : **MK = - 110,2 KNm/m**, τάσεις εδάφους-πεδίου

$$\sigma_{\min}^{\max} = Nk/B \pm (6 * MK)/B^2 = 633,25 \text{ KN/m} / 6,0\text{m} \pm (6*110,2 \text{ KNm/m}) / 6,0^2 \text{ m} \Rightarrow$$

$\sigma_{\max} = 123,90 \text{ KPA} < \text{σεπιτρεπόμενο}=250 \text{ KPA}$ και $\sigma_{\min} = 87,18 \text{ KPA}$

β) Μόνιμα και κινητά (G+Q) : **NK= Wb+Ws+Wq=171 KN/m + 462,25 KN/m + 0 KN/m= 633,25KN/m**

το Wq=0 διότι δεν έχουμε κινητά φορτία, οπότε το **MK= - 110,2 KNm/m** ! ροπή ευστάθειας

γ) Μόνιμα, κινητά και σεισμός (G+0,2*Q+E) : **NK= Wb+Ws+0,2*Wq-WE =633,25 KN/m+0-50,66 KN/m= 582,59 KN/m** και ροπή ανατροπής ως προς K : **MK= -110,2 KNm/m + 0 + 562,78 KNm/m= 452,58 KNm/m**

εκκεντρότητα: **ek= MK/NK =452,58 KNm/m / 582,59 KN/m = 0,78 m**

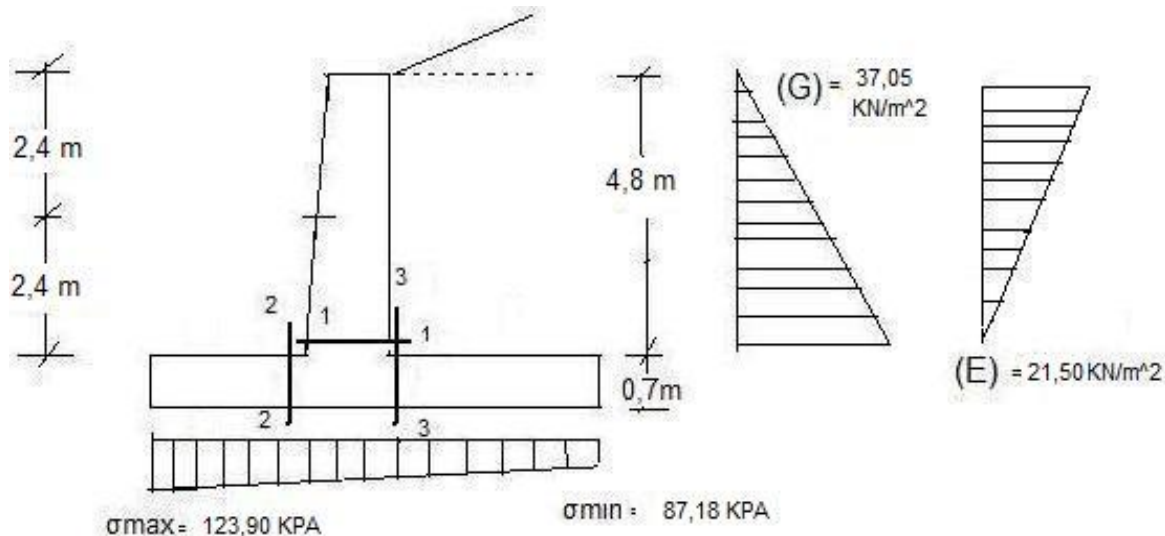
Το ek είναι ανάμεσα σε $0 \leq 0,78 \leq B/6$ (1,0) δηλαδή έχουμε μικρή εκκεντρότητα, άρα δεν έχουμε αδρανή περιοχή οπότε

$$\sigma_{\min}^{\max} = Nk/B \pm (6 * MK)/B^2 = 582,59 \text{ KN/m} / 6,0\text{m} \pm (6*452,58 \text{ KNm/m}) / 6,0^2 \text{ m} \Rightarrow$$

$\sigma_{\max} = 172,52 \text{ KPA} < \text{σεπιτρεπόμενο}=250 \text{ KPA}$ και $\sigma_{\min} = 21,66 \text{ KPA}$

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ

Κατά την διαδικασία διαστασιολόγησης του τοίχου, χωρίζουμε τον τοίχο σε 3 κομμάτια- τομές και βρίσκουμε τον απαραίτητο σιδηρό οπλισμό για κάθε κομμάτι. Οπότε έχουμε τις τομές 1-1, 2-2 και 3-3 όπως φαίνεται παρακάτω στο σχήμα.



Σχήμα33

ΤΟΜΗ 1-1

Υπολογισμός τέμνουσας δύναμης: $N_{sd} = W_1 + W_2 = 36 \text{ KN} + 30 \text{ KN} = 66 \text{ KN}$ Υπολογισμός ροπής για $G+Q$ με συντελεστή ασφαλείας δράσεων χωρίς σεισμό: $\gamma(G+Q) = 1,5$

$M_{1-1} = 1,5 \cdot [(1/2 \cdot 37,05 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,8\text{m}) \cdot 4,8/3 + 0] = 213,40 \text{ KNm} \implies M_{sd} = 1,3 \cdot M_{1-1} = 277,43 \text{ KNm}$ με στατικό ύψος $d = (h - \text{nomc} - \Phi L/2) = 80 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 2/2 \text{ cm} = 71 \text{ cm}$ το $Q=0$ οπότε

$M_{sd,s} = M_{sd} + N_{sd} \cdot (d - h/2) = 277,43 \text{ KNm} + 66 \text{ KN} \cdot (0,71\text{m} - 0,8/2 \text{ m}) = 297,89 \text{ KNm}$

Υπολογισμός ροπής για $G+0,2 \cdot Q+E$ με συντελεστή ασφαλείας δράσεων με σεισμό: $\gamma(E) = 1,0$

το $0,2Q=0$ διότι δεν έχουμε κινητά φορτία $\implies M_{1-1} = 1,0 \cdot [G + 0,2 \cdot Q + E + ah \cdot W_1 \cdot 4,8/2 + ah \cdot W_2 \cdot 4,8/3 + ah \cdot W_s \cdot 4,8/2] = 1,0 \cdot [142,27 \text{ KNm} + 0 + (1/2 \cdot 21,50 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,8\text{m}) \cdot 2/3 \cdot 4,8\text{m} + 0,16 \cdot 36 \text{ KN} \cdot 4,8/2 \text{ m} + 0,16 \cdot 50,66 \text{ KN} \cdot 4,8/3 \text{ m} + 0,16 \cdot 462,25 \text{ KN} \cdot 4,8/2 \text{ m} = 142,27 \text{ KNm} + 163,71 \text{ KNm} + 13,82 \text{ KNm} + 12,96 \text{ KNm} + 177,50 \text{ KNm} = 510,26 \text{ KNm}$

$N_{sd}' = (W_1 + W_2) \cdot (1 - \alpha_v) = 66 \text{ KN} \cdot (1 - 0,08) = 60,72 \text{ KN}$ και $M_{sd}' = 1,3 \cdot M_{1-1} = 663,33 \text{ KNm}$

$M_{sd,s}' = M_{sd}' + N_{sd}' \cdot (d - h/2) = 663,33 \text{ KNm} + 60,72 \text{ KN} \cdot (0,71\text{m} - 0,8/2 \text{ m}) = 682,15 \text{ KNm}$

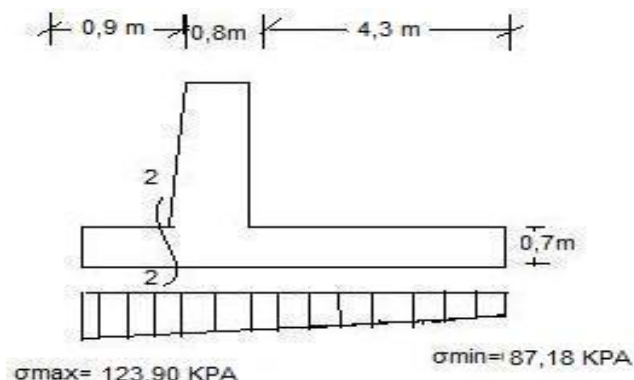
Το $M_{sd,s}' = 682,15 > M_{sd,s} = 297,89$ επιλέγουμε το μεγαλύτερο M_{sd} για διαστασιολόγηση και έχω: $\mu_{sd,s} = M_{sd,s}' / b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 682,15 \text{ KNm} / 1 \cdot 0,7^2 \cdot 20000/1,5 = 0,104 < \mu_{sd,lim} = 0,252$

οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχουμε από πίνακα CEB 4.2.β $\omega = 0,111$ (προέκυψε από γραμμική παρεμβολή), άρα $\implies A_s = 1/f_{yd} \cdot (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}')$
 $= 0,0023 \cdot (0,111 \cdot 1000 \cdot 710 \cdot 20/1,5 - 62720 \text{ N}) = 22,77 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Ελάχιστος οπλισμός κορμού: $A_{smin} = \max (0,6 \cdot b \cdot d / f_{yk}, 0,0015 \cdot b \cdot d, \Phi 10/20) = \max (8,52, 10,65, 3,93 \text{ cm}^2) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_s = 22,77 > A_{smin} = 10,65$ οπότε τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2] $\Phi 18/10$ ($25,45 \text{ cm}^2 > 22,77 \text{ cm}^2$)

TOMH 2-2



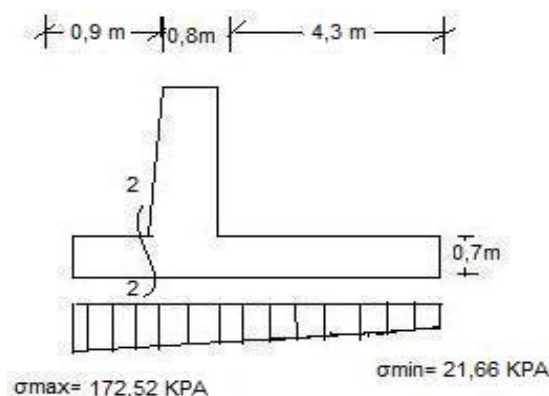
Για $\gamma(G+Q)=1,5$:

Σχήμα 34

α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{2-2} = 123,90 \text{ KPA} - (123,90 \text{ KPA} - 87,18 \text{ KPA}) * 0,9 / 6,0 \text{ m} = 118,4 \text{ KPA}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{2-2} = 1,5 * [\frac{1}{2} * 118,4 \text{ KPA} * 0,9 \text{ m} + \frac{1}{2} * (123,90 \text{ KPA} - 118,4 \text{ KPA}) * 0,9 * \frac{2}{3} * 0,9 \text{ m} - (0,9^2 \text{ m}^2 * 0,7 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3) / 2] \rightarrow M_{2-2} = 1,5 * [53,28 \text{ KNm} + 1,48 \text{ KNm} - 7,08 \text{ KNm}] = 71,52 \text{ KNm}$

Για $\gamma(E): G+0,2Q+E=1,0$



Σχήμα 35

α) Υπολογισμός τάσης $\sigma_{2-2} = 172,52 \text{ KPA} - (172,52 \text{ KPA} - 21,68 \text{ KPA}) * 0,9 / 6,0 \text{ m} = 149,9 \text{ KPA}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{2-2} = 1,0 * [149,9 \text{ KPA} * 0,9 \text{ m} * \frac{1}{2} + (172,52 \text{ KPA} - 149,9 \text{ KPA}) * \frac{1}{2} * \frac{2}{3} * 0,9 \text{ m} - 0,7 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 * 0,9^2 \text{ m}^2 * \frac{1}{2}] \rightarrow M_{2-2} = 67,45 \text{ KNm} + 6,78 \text{ KNm} - 7,08 \text{ KNm} = 67,15 \text{ KNm}$

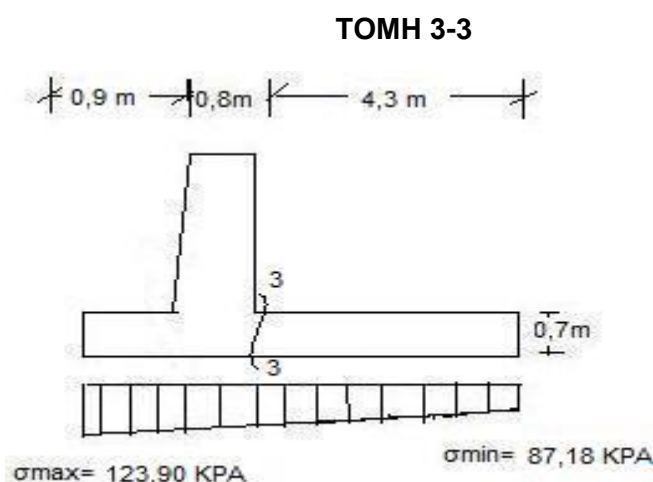
Διαστασιολογώ για την μεγαλύτερη ροπή : $M_{2-2} = 71,52 \text{ KNm} > M_{2-2} = 67,15 \text{ KNm}$

$M_{sd} = 1,3 * M_{2-2} = 1,3 * 71,52 \text{ KNm} = 92,97 \text{ KNm}$ με στατικό ύψος $d = h - n_{cm} - \Phi / 2 = 70 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 61 \text{ cm}$ οπότε $\rightarrow \mu_{sd} = M_{sd} / b * d^2 * f_{cd} = 92,97 \text{ KNm} / 1 * 0,61^2 * 20000 / 1,5 = 0,018 < \mu_{sd,lim} = 0,252$ οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχω από πίνακα CEB 4.2.β $\rightarrow \omega = 0,0183$ (προέκυψε από γραμμική παρεμβολή), άρα το

$A_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) \cdot 1 / f_{yd} = 0,0023 \cdot (0,0183 \cdot 1000 \cdot 610 \cdot 20 / 1,5 + 0)$, το $N_{sd} = 0$ διότι δεν έχω αξονική δύναμη, $\rightarrow A_s = 3,43 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ελάχιστος οπλισμός πεδίου: $A_{smin} = \max(0,6 \cdot b \cdot d / f_{yk}, 0,0015 \cdot b \cdot d, \Phi 10 / 20) = \max(3,66, 9,15, 3,93 \text{ cm}^2) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_{smin} = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s = 3,43 \text{ cm}^2/\text{m}$, οπότε τοποθετούμε ελάχιστο οπλισμό, από πίνακα CEB 8.2, $\Phi 14 / 15$ ($10,28 \text{ cm}^2/\text{m} > 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Σχήμα 36

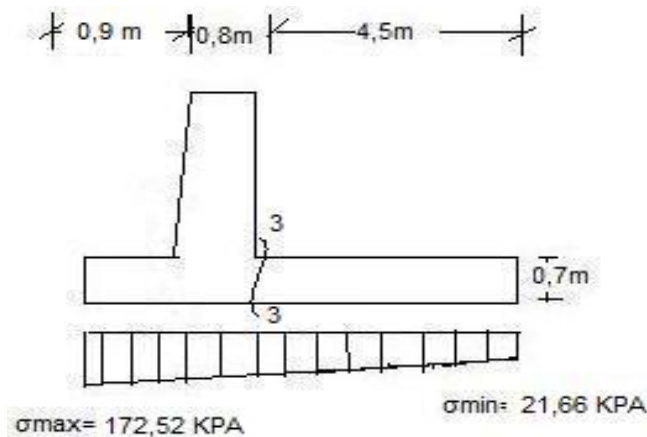
Για $\gamma(G+Q) = 1,5$: **α)** Υπολογισμός τάσης $\sigma_{3-3} = 87,18 \text{ KPA} + (123,90 \text{ KPA} - 87,18 \text{ KPA}) \cdot 4,3 / 6,0 \text{m} = 113,49 \text{ KPA}$ και υπολογισμός τάσης $\sigma_w = W_s / 4,3 + W_q / 4,3 = 462,25 \text{ KN/m} / 4,3 \text{m} + 0 = 107,5 \text{ KPA}$

β) Υπολογισμός ροπής $M_{3-3} = 1,5 \cdot [4,3 \text{m} \cdot 87,18 \text{ KPA} \cdot 4,3 / 2 \text{m} + \frac{1}{2} \cdot (113,49 \text{ KPA} - 87,18 \text{ KPA}) \cdot 4,3 \text{m} \cdot \frac{1}{3} \cdot 4,3 \text{m} - 107,5 \text{ KPA} \cdot 4,3 \text{m} \cdot 4,3 / 2 \text{m} - 4,3 / 2 \text{m} \cdot 0,7 \text{m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 \cdot 4,3 \text{m}] =$

$1,5 \cdot [805,97 \text{ KNm} + 81,07 \text{ KNm} - 993,83 \text{ KNm} - 161,78 \text{ KNm}] \rightarrow M_{3-3} = -402,85 \text{ KNm} =$

402,85 KNm

Για $\gamma(E): G+0,2Q+E = 1,0$: **α)** Υπολογισμός τάσης $\sigma_{3-3} = 21,66 \text{ KPA} + (172,52 \text{ KPA} - 21,66 \text{ KPA}) \cdot 4,3 / 6,0 \text{m} = 128,77 \text{ KPA}$ και υπολογισμός τάσης $\sigma_w = W_s \cdot (1 - 0,08) / 4,3 \text{m} + 0,2 \cdot W_q / 4,3 \text{m} = 98,9 \text{ KPA}$



Σχήμα 37

β) Υπολογισμός ροπής $M_{3-3} = 1,0 \cdot [4,3m \cdot 21,66 \text{ KPA} \cdot 4,3/2 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot (128,77 \text{ KPA} - 21,66 \text{ KPA}) \cdot 4,3m \cdot 1/3 \cdot 4,3m - 98,9 \text{ KPA} \cdot 4,3m \cdot 4,3/2 \text{ m} - 0,7m \cdot 4,3m \cdot 4,3/2 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 =$

$= 200,24 \text{ KNm} + 330,07 \text{ KNm} - 914,33 \text{ KNm} - 161,78 \text{ KNm} \Rightarrow M_{3-3} = -545,8 \text{ KNm} = 545,8 \text{ KNm}$

Διαστασιολογώ για την μεγαλύτερη ροπή : $M_{3-3} = 545,8 \text{ KNm} > M_{3-3} = 402,85 \text{ KNm}$

$M_{sd} = 1,3 \cdot M_{3-3} = 709,54 \text{ KNm}$ με στατικό ύψος $d = h - \text{nomc} - \Phi/2 = 70 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 61 \text{ cm}$ οπότε

$\mu_{sd} = M_{sd} / b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 709,54 \text{ KNm} / 1 \cdot 0,61^2 \cdot 20000 / 1,5 = 0,143 < \mu_{sd, \text{lim}} = 0,252$ οπότε δεν χρειαζόμαστε θλιβόμενο οπλισμό και έχουμε από πίνακα 4.2.β $\Rightarrow \omega = 0,1581$

$A_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) \cdot 1 / f_{yd} = 0,0023 \cdot (0,1581 \cdot 1000 \cdot 610 \cdot 20 / 1,5 + 0)$, το $N_{sd} = 0$ διότι δεν έχω αξονική δύναμη, $\Rightarrow A_s = 29,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ελάχιστος οπλισμός πεδίου : $A_{s \text{ min}} = \max(0,6 \cdot b \cdot d / f_{yk}, 0,0015 \cdot b \cdot d, \Phi 10 / 20) = \max(3,66, 9,15, 3,93 \text{ cm}^2) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

Το $A_s = 29,57 > A_{s \text{ min}} = 9,15$, άρα τοποθετούμε οπλισμό [από πίνακα CEB 8.2]

Φ20/10 ($31,41 \text{ cm}^2/\text{m} > 29,57 \text{ cm}^2/\text{m}$)

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ : i) Κορμός εσωτερικά : α) Κύριος οπλισμός: **Φ18/10**, β) Οπλισμός διανομής : $\max(A_{s, \text{min}}, A_{s, \text{κυρίου}} / 5) = \max(10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

$25,45 / 5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 12/10$ ii) Κύριος οπλισμός εξωτερικά : α) Κύριος οπλισμός: **Φ12/10**, β) Οπλισμός διανομής : ελάχιστος **Φ12/10**

iii) Πέδιλο κάτω : α) Κύριος οπλισμός: ελάχιστος **Φ14/15** και β) Οπλισμός διανομής : ελάχιστος **Φ14/15**

iv) Πέδιλο πάνω (Τομή 3-3) : α) Κύριος οπλισμός: **Φ20/10** και β) Οπλισμός διανομής : $\max(A_{s, \text{min}}, A_{s, \text{κυρίου}} / 5) = \max(9,15 \text{ cm}^2/\text{m}, 31,41 / 5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 9,82 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 14/15$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

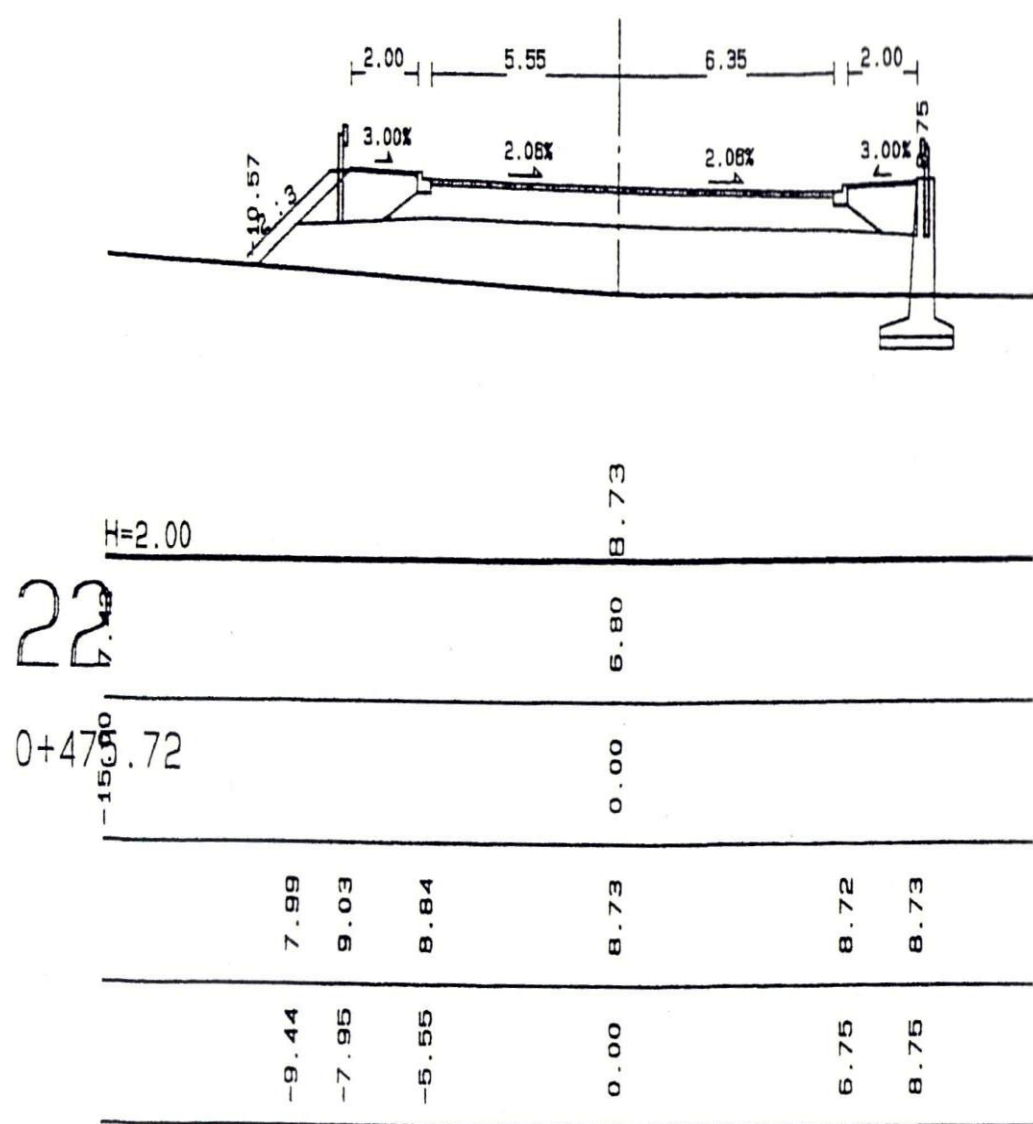
3.1 ΛΙΓΑ ΛΟΓΙΑ ΓΙΑ ΤΟ AUTOCAD

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω ο σχεδιασμός των τοίχων έγινε με την χρήση σχεδιαστικού προγράμματος (autocad). Το AutoCAD είναι ένα σχεδιαστικό πρόγραμμα CAD (computer-aided design) και είναι μια διαδικασία σχεδιασμού και παραγωγής σχεδίων μέσω υπολογιστή. Η πρώτη του έκδοση κυκλοφόρησε από την Autodesk τον Δεκέμβριο του 1982 ενώ το 2016 θα κυκλοφορήσει η 30^η σημαντική έκδοση του για Windows. Το AutoCAD, μπορεί να παράξει δισδιάστατο σχέδιο, όσο και τρισδιάστατο μοντέλο. Οι τελευταίες εκδόσεις του AutoCAD, έχουν προσθέσει μηχανή φωτορεαλισμού. Ο τύπος αρχείων που υποστηρίζει το λογισμικό είναι τα DWG. Ωστόσο ο τύπος εμπλουτίζεται από έκδοση σε έκδοση. Ο κάθε νέος τύπος υποστηρίζει τους παλιότερους, αλλά όχι τους πιο νέους. Είναι κατάλληλο για Πολιτικούς Μηχανικούς, Αρχιτεκτονες, Τοπογράφους και γενικότερα σε όσους σχεδιάζουν τεχνικό σχέδιο. Το AutoCAD είναι ένα πολύ σημαντικό εργαλείο για τους Πολιτικούς Μηχανικούς, διότι μπορούμε πολύ εύκολα να διορθώσουμε τυχόν λάθη και να έχουμε μια πλήρη, σαφή και καθαρή εικόνα του σχεδίου μας. Μπορούμε με άνεση να προσθέτουμε και να αφαιρούμε γραμμές, να διορθώνουμε τυχόν ατέλειες χωρίς να επηρεάζουμε το υπόλοιπο σχέδιο, να τις δημιουργούμε με τις σωστές τους διαστάσεις χωρίς την χρήση ειδικών οργάνων και φυσικά χωρίς μεγάλο κόπο όπως αυτό θα συνέβαινε χρησιμοποιώντας το παραδοσιακό σχέδιο σε φυσικά μέσα.

3.2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΞΥΛΟΤΥΠΟΥ ΤΟΙΧΩΝ

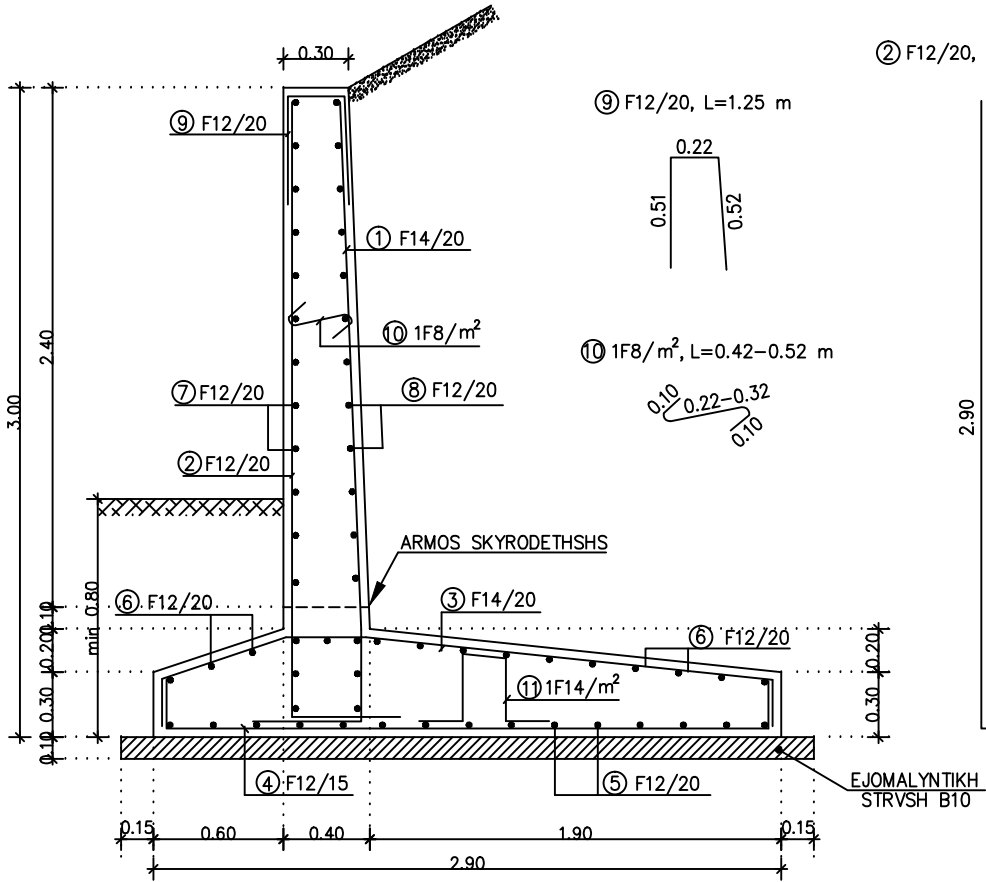
Όπως προαναφέρθηκε, οι τοίχοι αντιστήριξης που αποτελούν αντικείμενο αυτής της πτυχιακής εργασίας είναι συνολικά οχτώ. Από τους οχτώ, οι τρεις που βρίσκονται στις διατομές 22, Δ1 και 67 είναι αρκετά μικροί, ύψους 3, 3,5 και 2,5 μέτρων αντίστοιχα και για αυτό τον λόγο δεν επιλύθηκαν αλλά χρησιμοποιήθηκαν έτοιμα τυποποιημένα σχέδια για τοίχους αυτού του τύπου. Οι υπόλοιποι πέντε τοίχοι των διατομών 64, 65, 65 A, 66 και 72 είναι πιο μεγάλοι 6,5, 6 και 5,5 μέτρων αντίστοιχα και για αυτό τον λόγο επιλύθηκαν και σχεδιάστηκαν ατομικά όπως συμφωνήθηκε με τον επιβέπωντα καθηγητή.

ΔΙΑΤΟΜΗ 22: Είναι διατομή σε όρυγμα σχεδιασμένη υπό κλίμακα 1:200 με τοίχο αντιστήριξης τριών μέτρων σχεδιασμένο με τον οπλισμό που τοποθετείτε υπο κλίμακα 1:25.



DIATAJH OPLISMOY

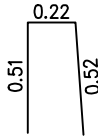
KL 1:25



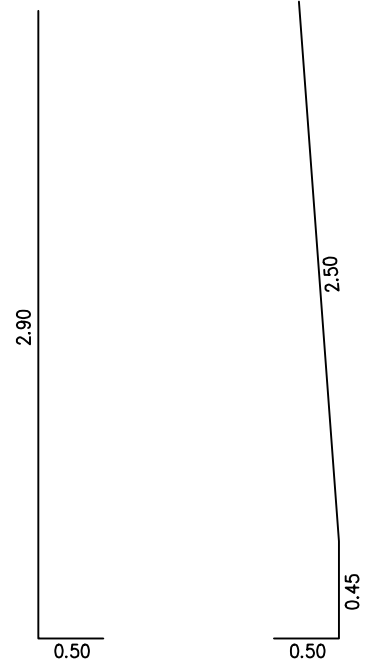
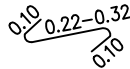
② F12/20, L=3.40 m

① F14/20, L=3.45 m

⑨ F12/20, L=1.25 m



⑩ 1F8/m², L=0.42-0.52 m



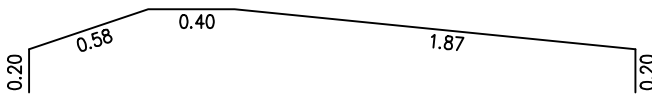
ARMOS SKYRODETHSHS

EJOMALYNTIKH STRVSH B10

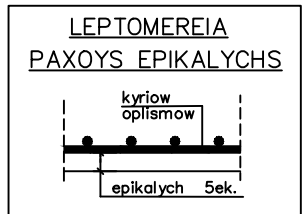
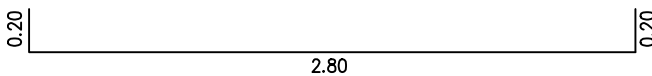
⑪ 1F14/m², L=1.00-1.40 m



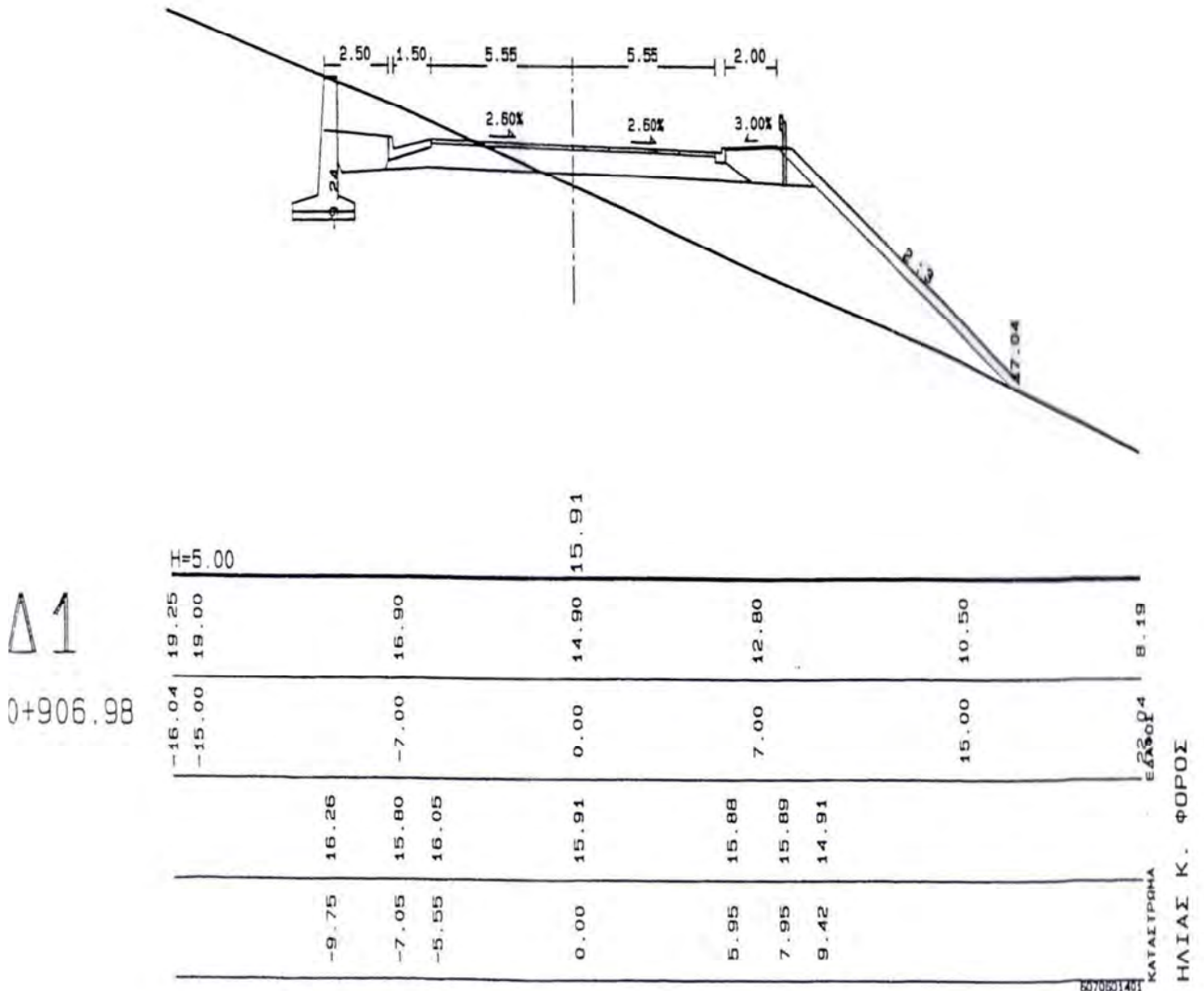
③ F14/20, L=3.25 m



④ F12/15, L=3.20 m

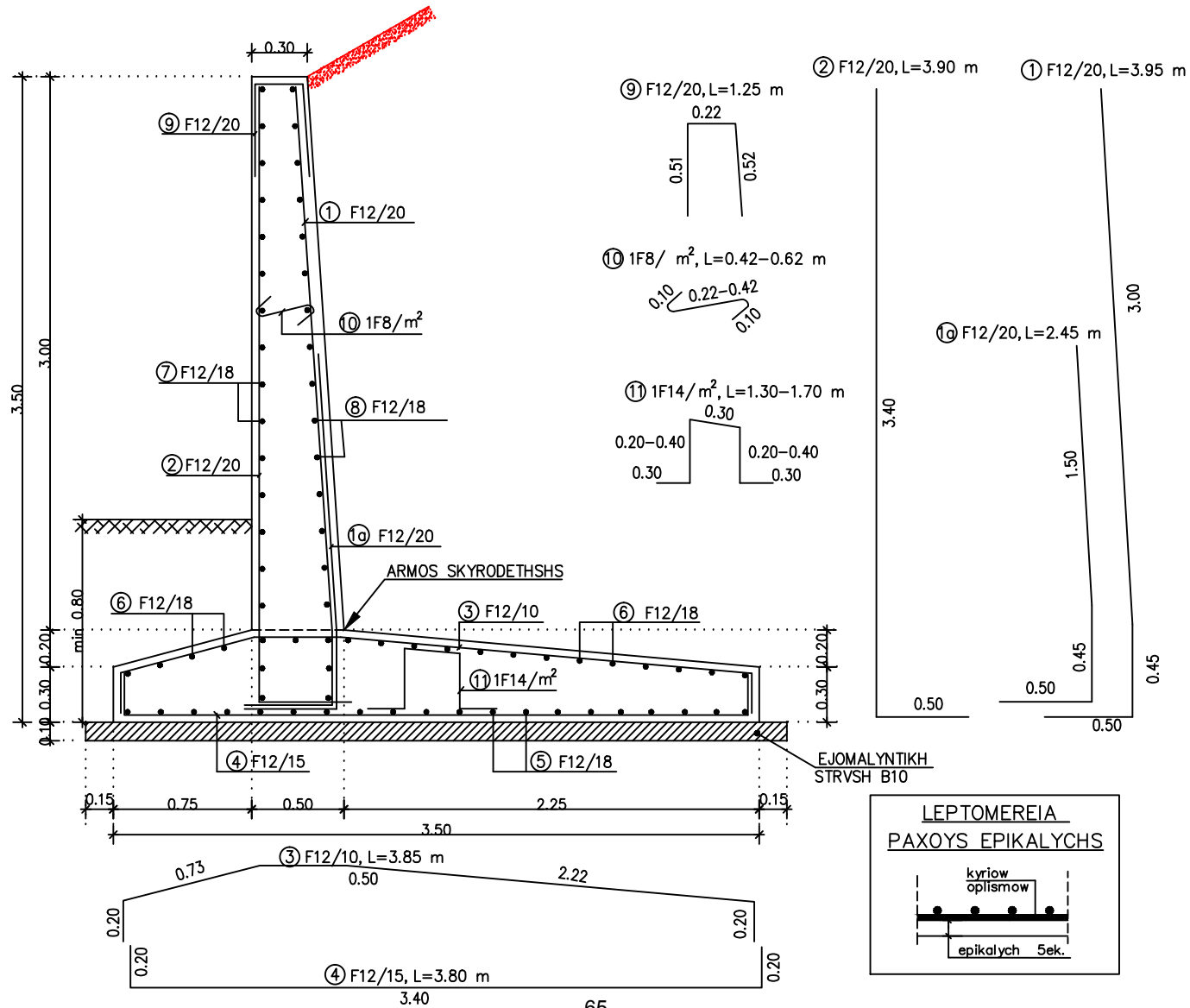


ΔΙΑΤΟΜΗ Δ1: Είναι διατομή σε όρυγμα σχεδιασμένη υπό κλίμακα 1:200 με τοίχο αντιστήριξης 3,5 μέτρων σχεδιασμένο με τον οπλισμό που τοποθετείτε υπο κλίμακα 1:25

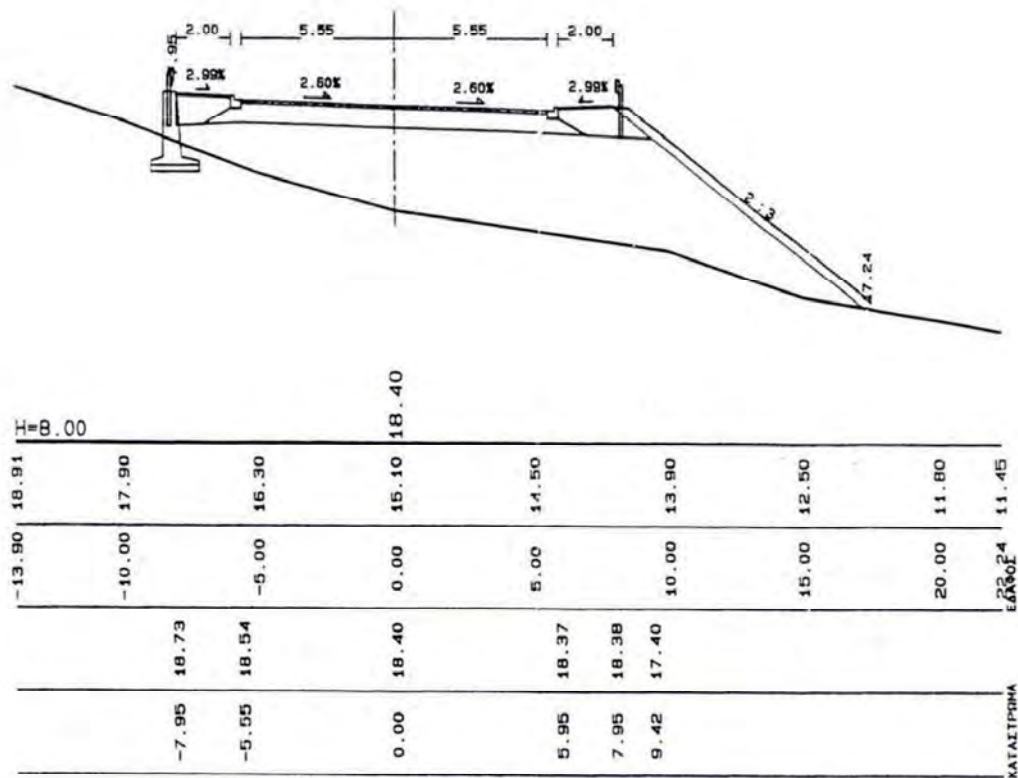


DIATAJH OPLISMOY

KL 1:25



ΔΙΑΤΟΜΗ 67: Είναι διατομή σε όρυγμα σχεδιασμένη υπό κλίμακα 1:200 με τοίχο αντιστήριξης 2,5 μέτρων σχεδιασμένο με τον οπλισμό που τοποθετείτε υπο κλίμακα 1:25.

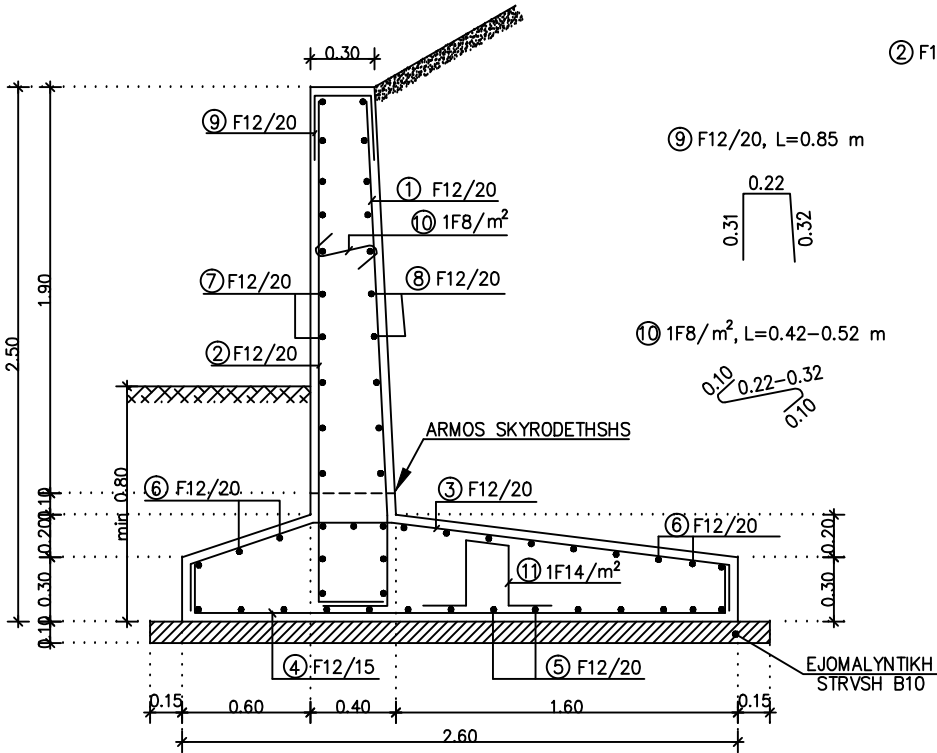


67

0+978.82

DIATAJH OPLISMOY

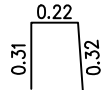
KL 1:25



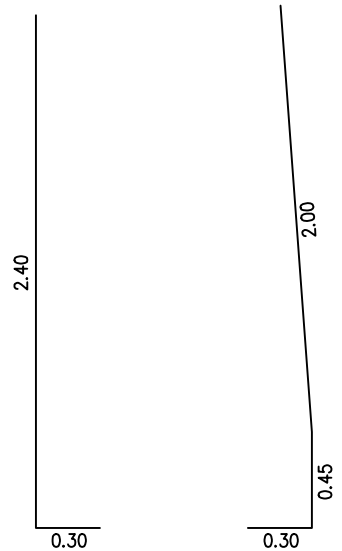
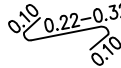
② F12/20, L=2.70 m

① F12/20, L=2.75 m

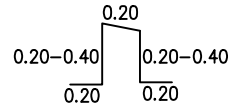
⑨ F12/20, L=0.85 m



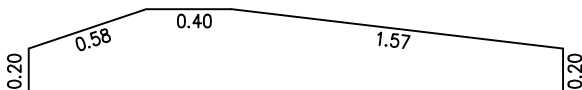
⑩ 1F8/m², L=0.42-0.52 m



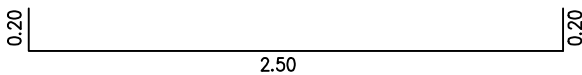
⑪ 1F14/m², L=1.00-1.40 m



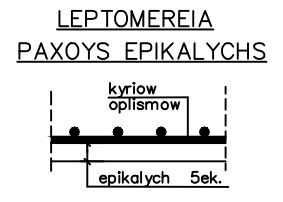
③ F12/20, L=2.95 m



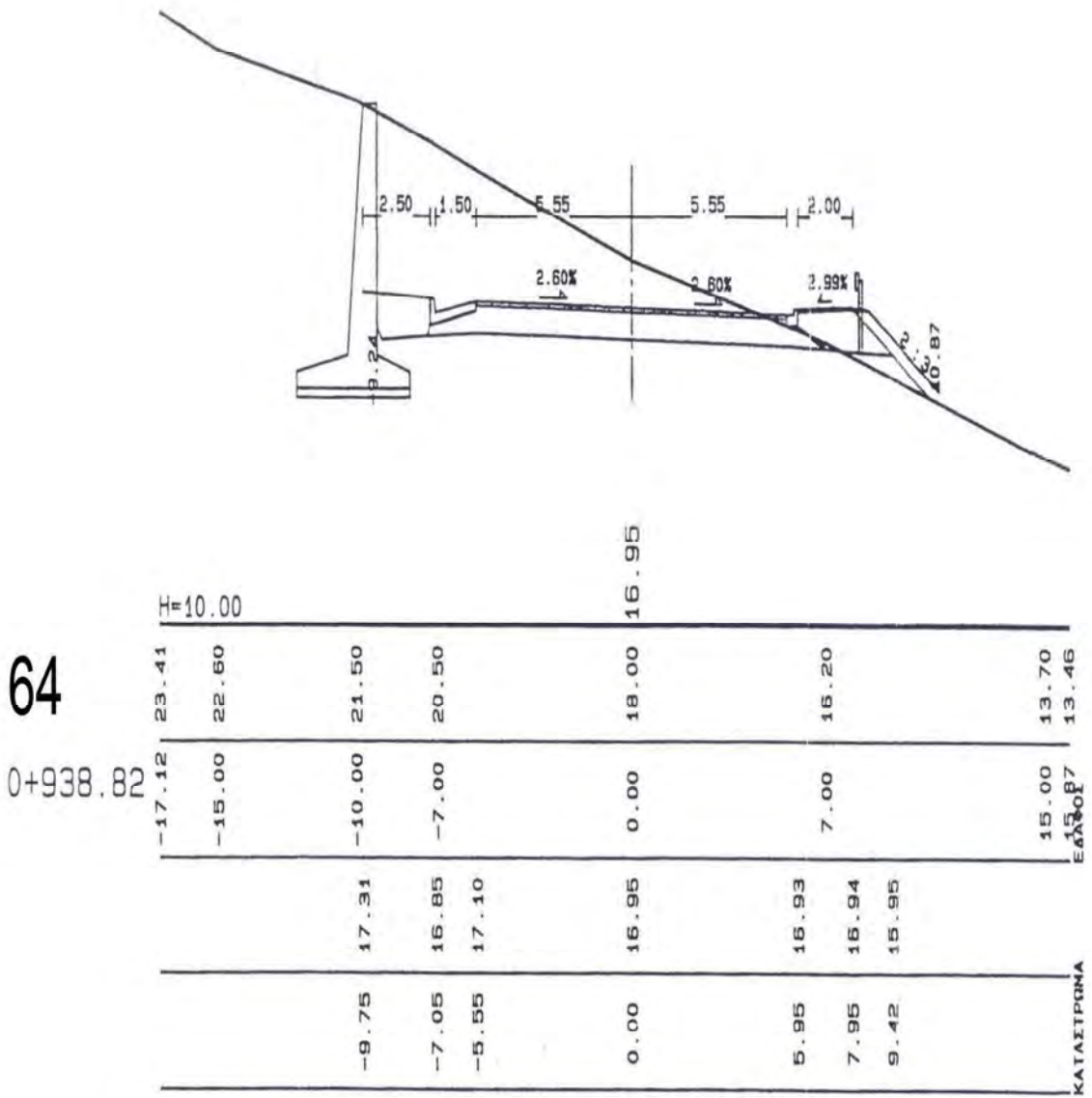
④ F12/15, L=2.90 m



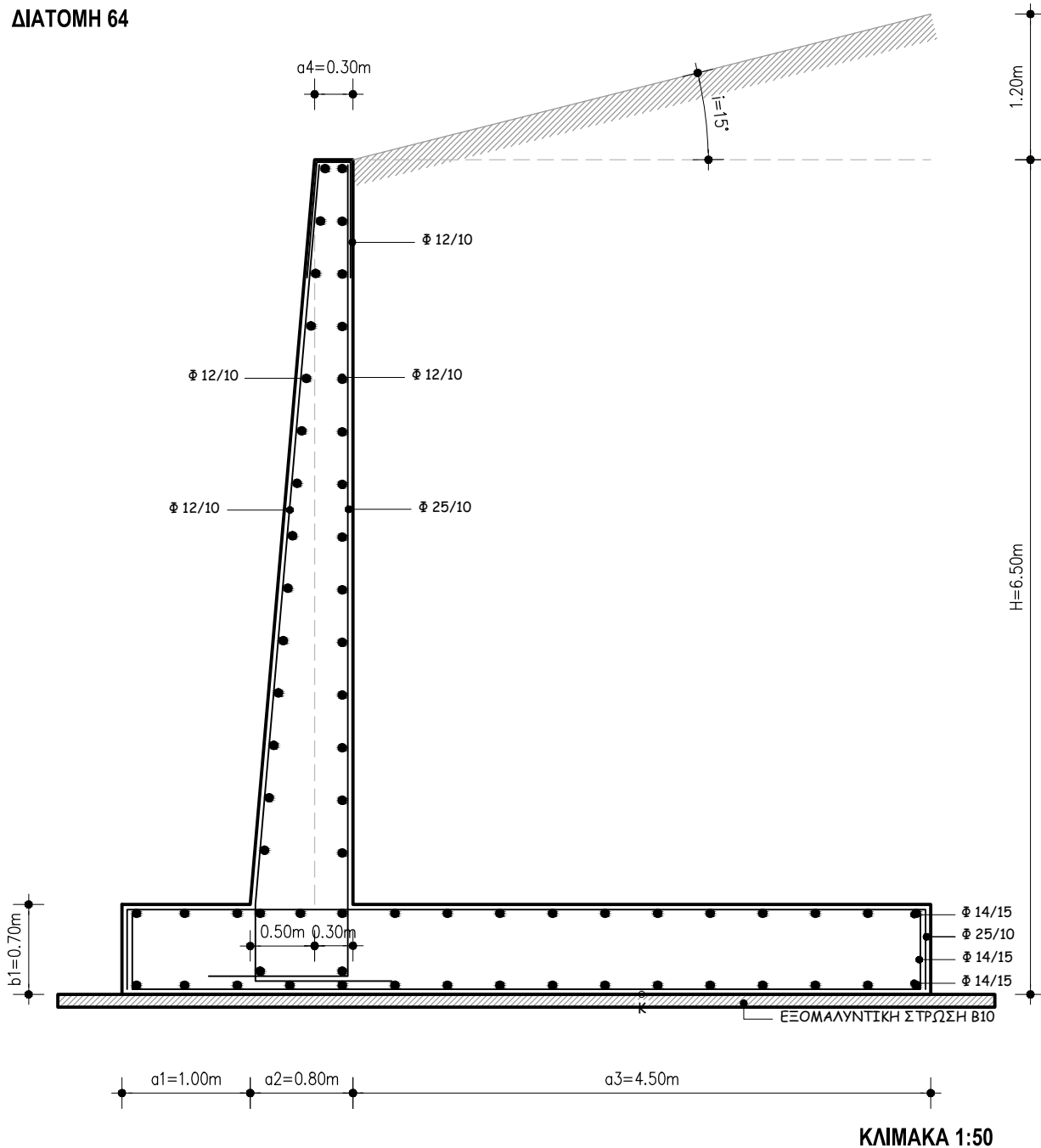
EJOMALYNTIKH STRVSH B10



ΔΙΑΤΟΜΗ 64: Είναι διατομή σε όρυγμα σχεδιασμένη υπό κλίμακα 1:200 με τοίχο αντιστήριξης 6,5 μέτρων σχεδιασμένο με τον οπλισμό που τοποθετείτε υπο κλίμακα 1:50



ΔΙΑΤΟΜΗ 64



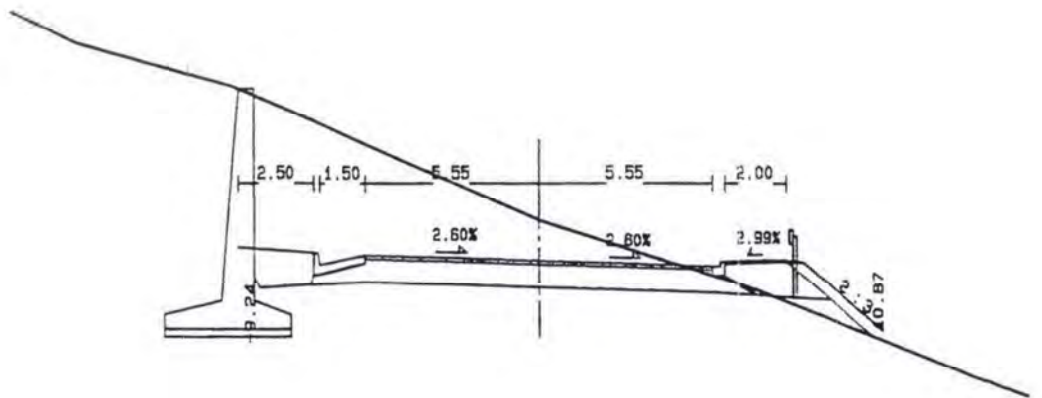
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

- 1) Χαρακτηριστικά εδάφους: γ εδάφους: 20 KN/m^3 , συνοχή c : 0 ,
 γωνία εσωτερικής τριβής Φ : 30° , γωνία τριβής κορμού-εδάφους δ : 0° ,
 γωνία τριβής πεδίου-εδάφους Θ : 35° , κλίση i : 15°
- 2) Κατηγορία υλικών, επικάλυψη: C20/25, B500C, nomC : 8 cm , γ_b σκυροδέματος: 25 KN/m^3

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ

- i) Κορμός εσωτερικά: α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 25/10$,
 β) Οπλισμός διανομής: $\max(A_s, \min, A_s, \text{κυρίου} / 5) = \max(10,65 \text{ cm}^2/\text{m} \ 46,76/5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 12/10$
- ii) Κύριος οπλισμός εξωτερικά: α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 12/10$, β) Οπλισμός διανομής: ελάχιστος $\Phi 12/10$
- iii) Πέδιλο κάτω: α) Κύριος οπλισμός: ελάχιστος $\Phi 14/15$) και β) Οπλισμός διανομής: ελάχιστος $\Phi 14/15$
- iv) Πέδιλο πάνω (Τομή 3-3): α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 25/10$ και
 β) Οπλισμός διανομής: $\max(A_s, \min, A_s, \text{κυρίου} / 5) = \max(9,15 \text{ cm}^2/\text{m}, 49,10 / 5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 9,82 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 14/15$

ΔΙΑΤΟΜΗ 65 : Είναι διατομή σε όρυγμα σχεδιασμένη υπό κλίμακα 1:200 με τοίχο αντιστήριξης 6,5 μέτρων σχεδιασμένο με τον οπλισμό που τοποθετείτε υπο κλίμακα 1:50.

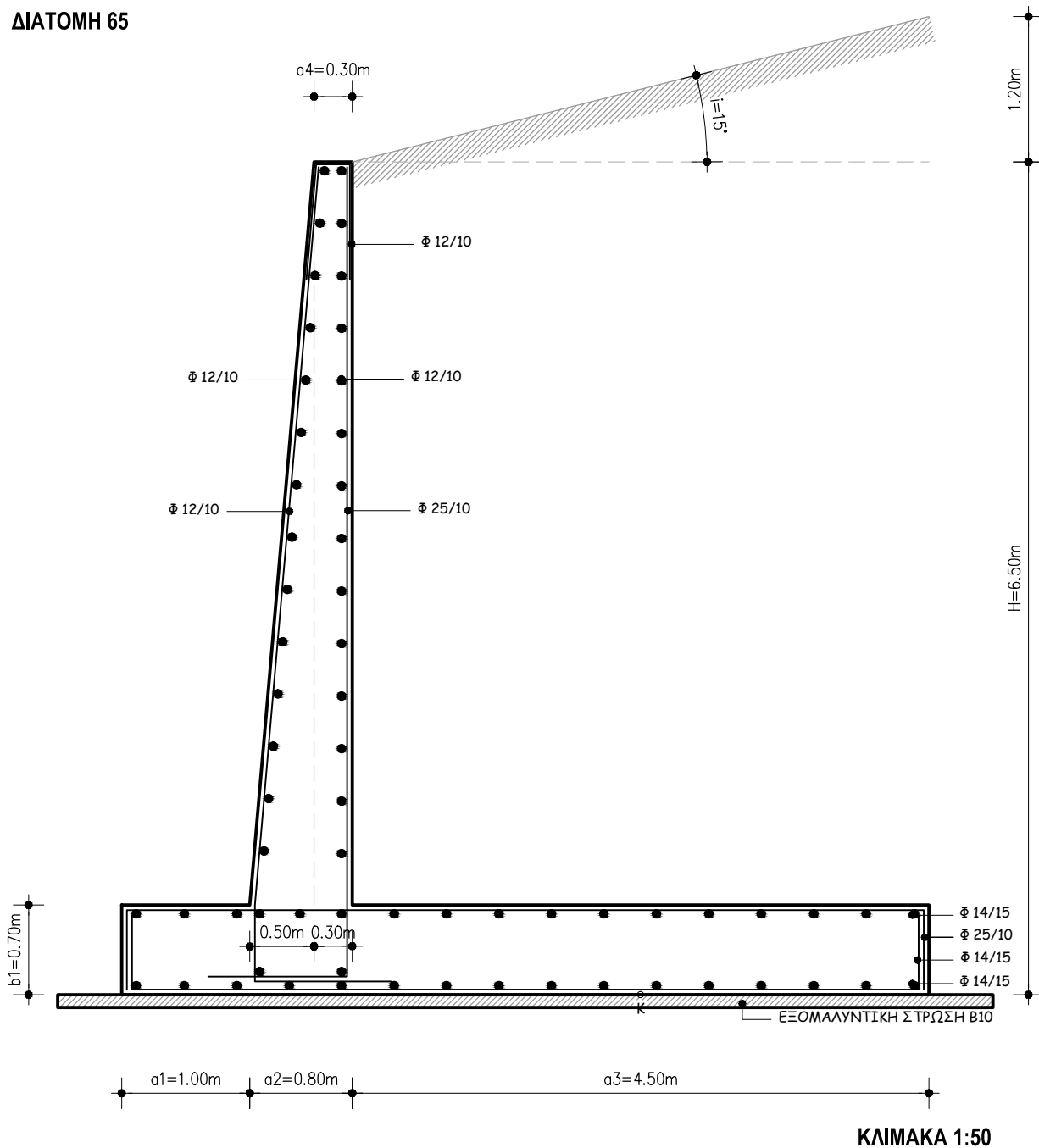


65

0+938.82

	H=10.00								
	23.41	22.60	21.50	20.50	18.00	16.20		13.70	13.46
	-17.12	-15.00	-10.00	-7.00	0.00	7.00		15.00	15.87
			17.31	16.85	16.95	16.93			ΕΔΛΦΟΙ
				17.10					
			-9.75	-7.05	0.00	5.95	7.95	9.42	ΚΑΤΑΙΤΡΩΝΑ
				-5.55			16.94	15.95	

ΔΙΑΤΟΜΗ 65



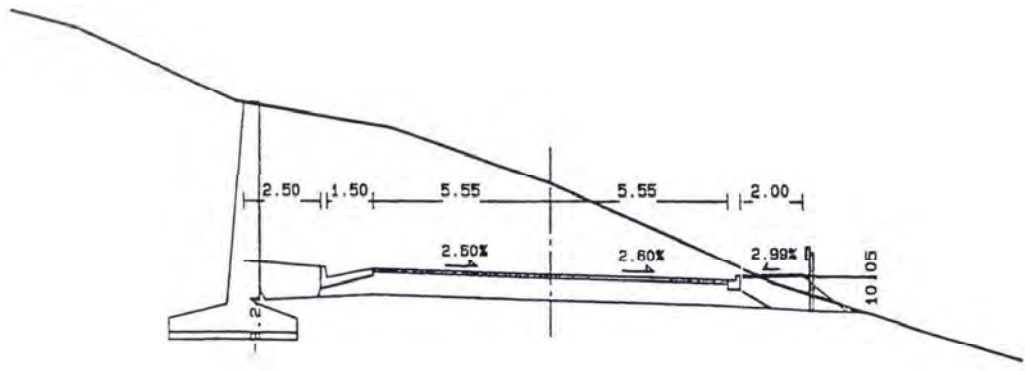
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

- 1) Χαρακτηριστικά εδάφους: γ εδάφους: 20 KN/m^3 , συνοχή c : 0 ,
 γωνία εσωτερικής τριβής Φ : 30° , γωνία τριβής κορμού-εδάφους δ : 0° ,
 γωνία τριβής πεδίλου-εδάφους Θ : 35° , κλίση i : 15°
- 2) Κατηγορία υλικών, επικάλυψη: C20/25, B500C, nomC : 8cm , γ_b σκυροδέματος: 25 KN/m^3

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ

- i) Κορμός εσωτερικά: α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 25/10$,
 β) Οπλισμός διανομής: $\max(A_s, \min, A_s, \text{κυρίου}/5) = \max(10,65 \text{ cm}^2/\text{m}, 46,76/5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 12/10$
- ii) Κύριος οπλισμός εξωτερικά: α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 12/10$, β) Οπλισμός διανομής: ελάχιστος $\Phi 12/10$
- iii) Πέδιλο κάτω: α) Κύριος οπλισμός: ελάχιστος $\Phi 14/15$ και β) Οπλισμός διανομής: ελάχιστος $\Phi 14/15$
- iv) Πέδιλο πάνω (Τομή 3-3): α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 25/10$ και
 β) Οπλισμός διανομής: $\max(A_s, \min, A_s, \text{κυρίου}/5) = \max(9,15 \text{ cm}^2/\text{m}, 49,10/5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 9,82 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 14/15$

ΔΙΑΤΟΜΗ 65A : Είναι διατομή σε όρυγμα σχεδιασμένη υπό κλίμακα 1:200 με τοίχο αντιστήριξης 6,5 μέτρων σχεδιασμένο με τον οπλισμό που τοποθετείτε υπο κλίμακα 1:50



65A

0+948.82

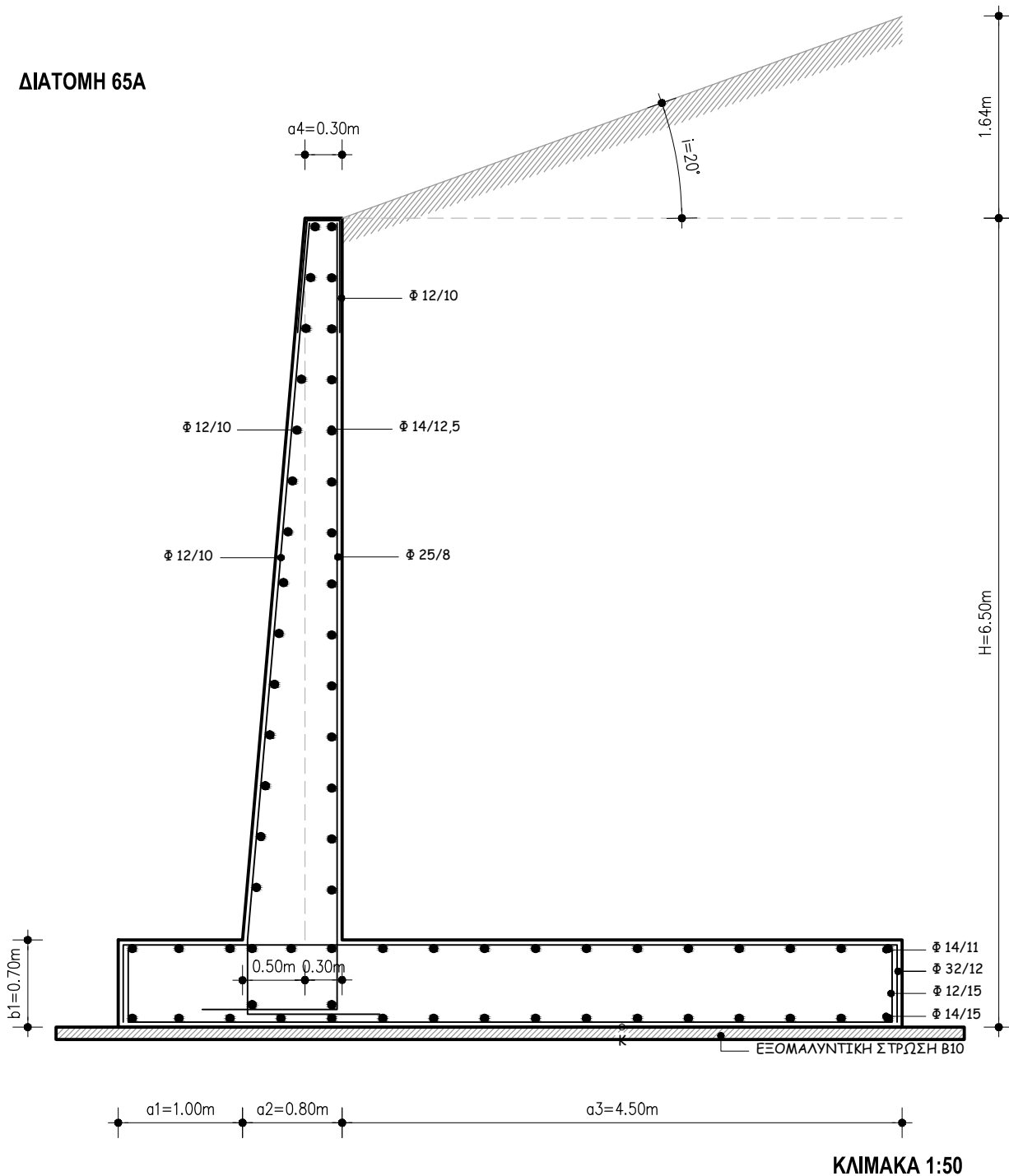
H=11.00

	24.47				17.30			14.98
	24.00							14.98
	22.00							14.98
	21.30							14.98
	19.80							14.98
	17.10							14.98
	15.00							14.98
	10.00							14.98
	5.00							14.98
	0.00							14.98
	7.00							14.98
	17.66							14.98
	17.20							14.98
	17.45							14.98
	17.30							14.98
	17.28							14.98
	17.29							14.98
	16.31							14.98
	9.75							14.98
	7.05							14.98
	5.55							14.98
	0.00							14.98
	5.95							14.98
	7.95							14.98
	9.42							14.98
								14.98
								14.98
								14.98
								14.98

ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ

ΕΛΛΗΝΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ 65A



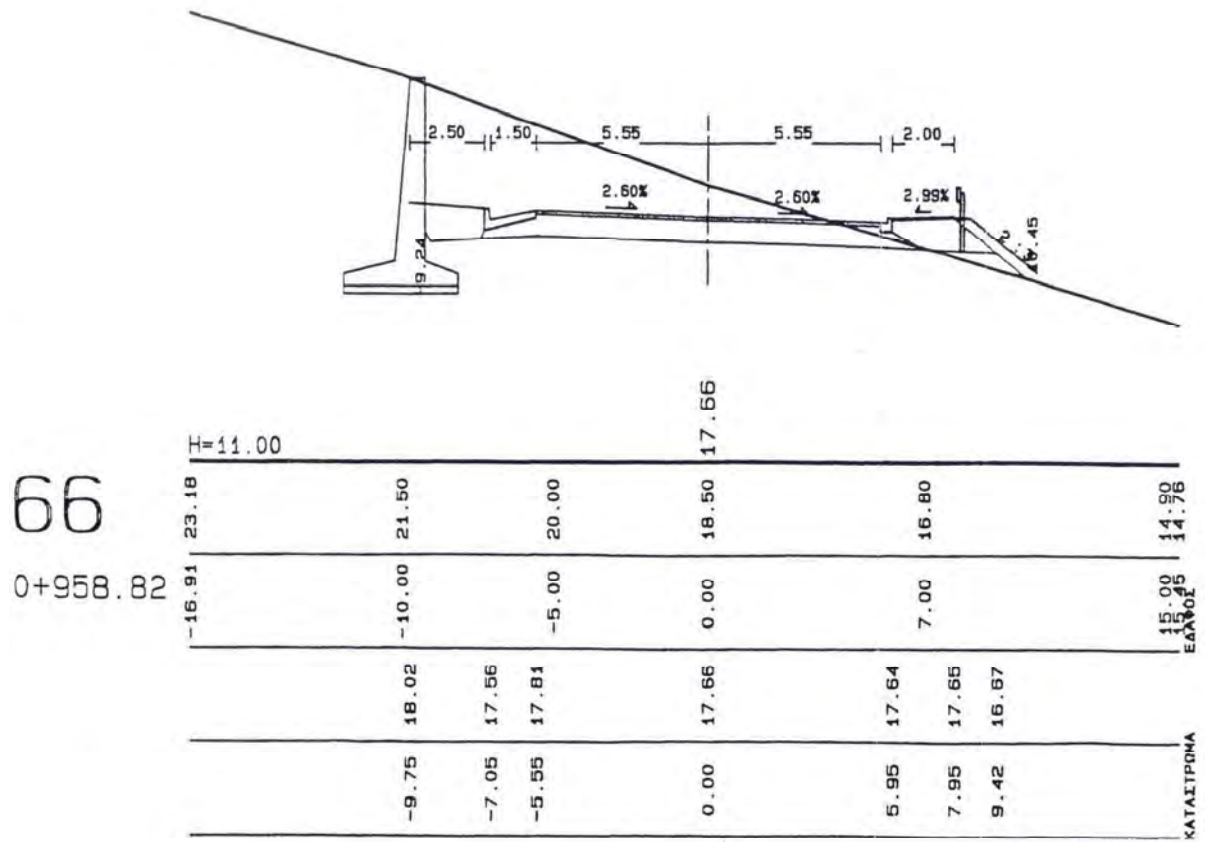
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

- 1) Χαρακτηριστικά εδάφους: γ εδάφους: 20 KN/m^3 , συνοχή c : 0 ,
 γωνία εσωτερικής τριβής Φ : 30° , γωνία τριβής κορμού-εδάφους δ : 0° ,
 γωνία τριβής πεδίλου-εδάφους Θ : 35° , κλίση i : 20°
- 2) Κατηγορία υλικών, επικάλυψη: C20/25, B500C, nomC : 8cm , γ_b σκυροδέματος: 25 KN/m^3

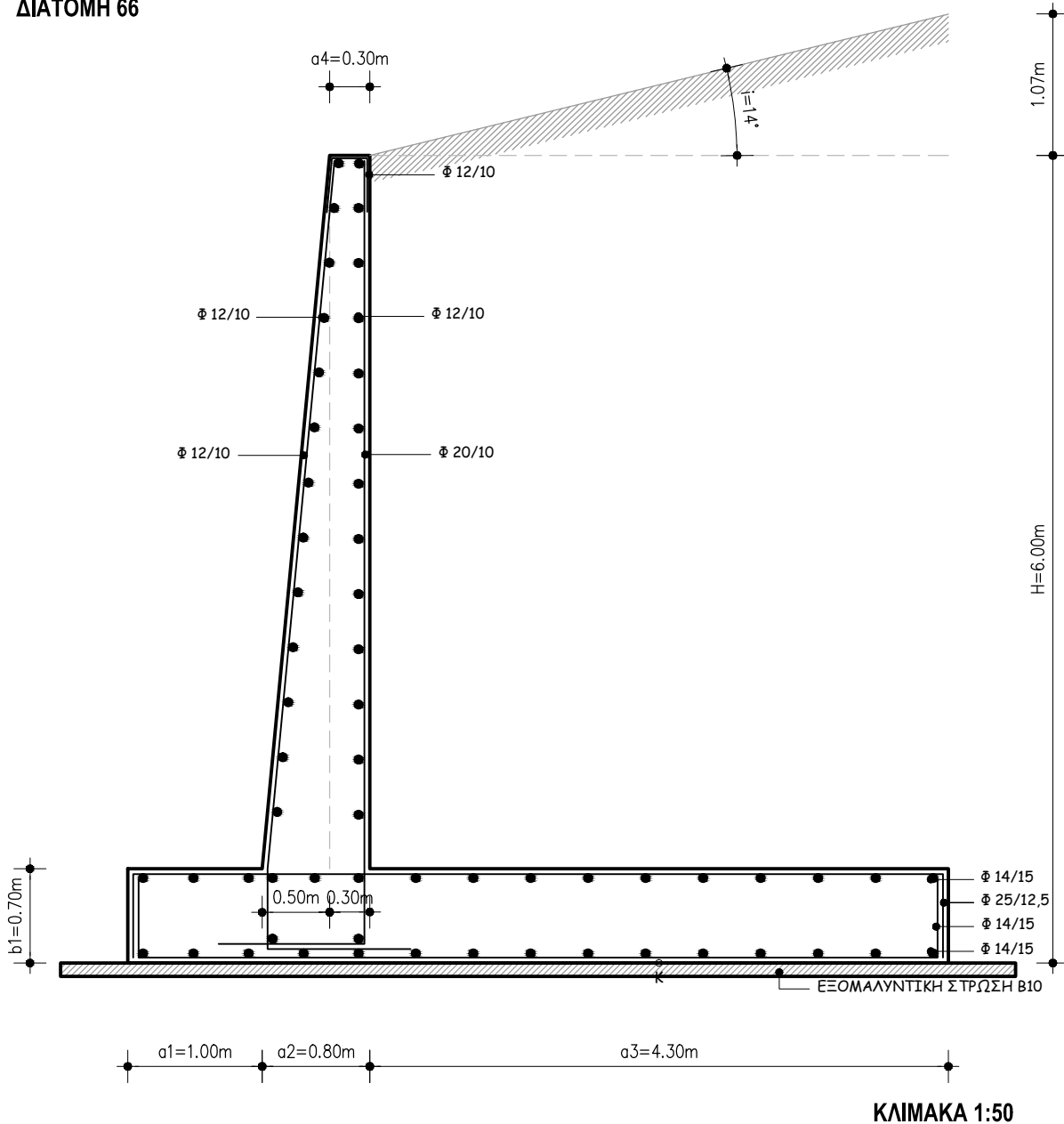
ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ

- i) Κορμός εσωτερικά: α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 25/8$,
 β) Οπλισμός διανομής: $\max(A_s, \min, A_s, \text{κυρίου}/5) = \max(10,65 \text{ cm}^2/\text{m}, 61,38/5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 12,27 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 14/12,5$
- ii) Κύριος οπλισμός εξωτερικά: α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 12/10$, β) Οπλισμός διανομής: ελάχιστος $\Phi 12/10$
- iii) Πέδιλο κάτω: α) Κύριος οπλισμός: ελάχιστος $\Phi 12/15$ (θλιβόμενος από τομή 3-3) και β) Οπλισμός διανομής: ελάχιστος
- iv) Πέδιλο πάνω (Τομή 3-3): α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 32/12$ και
 β) Οπλισμός διανομής: $\max(A_s, \min, A_s, \text{κυρίου}/5) = \max(9,15 \text{ cm}^2/\text{m}, 67/5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 13,4 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 14/11$

ΔΙΑΤΟΜΗ 66: Είναι διατομή σε όρυγμα σχεδιασμένη υπό κλίμακα 1:200 με τοίχο αντιστήριξης 6 μέτρων σχεδιασμένο με τον σπλισμό που τοποθετείτε υπο κλίμακα 1:50.



ΔΙΑΤΟΜΗ 66



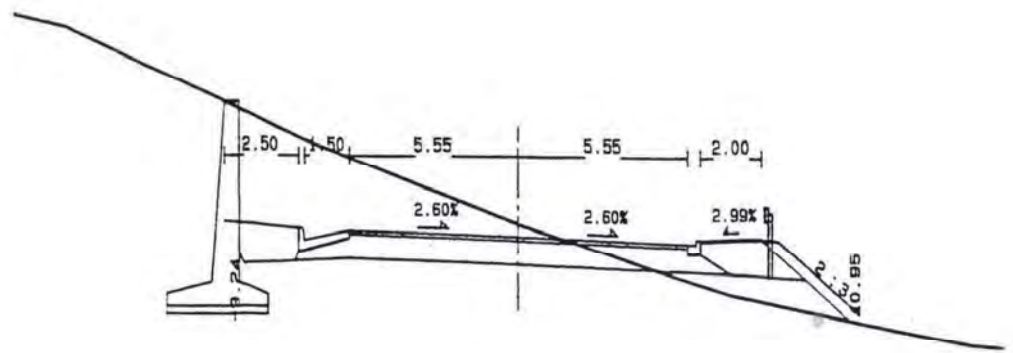
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

- 1) Χαρακτηριστικά εδάφους: γ εδάφους: 20 KN/m^3 , συνοχή c : 0,
 γωνία εσωτερικής τριβής Φ : 30° , γωνία τριβής κορμού-εδάφους δ : 0° ,
 γωνία τριβής πεδίλου-εδάφους Θ : 35° , κλίση i : 14°
- 2) Κατηγορία υλικών, επικάλυψη: C20/25, B500C, nomC : 8cm, γ_b σκυροδέματος: 25 KN/m^3

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ

- i) Κορμός εσωτερικά: α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 20/10$,
 β) Οπλισμός διανομής: $\max(A_s, \min, A_s, \text{κυρίου} / 5) = \max(10,65 \text{ cm}^2/\text{m}, 31,41/5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 12/10$
- ii) Κύριος οπλισμός εξωτερικά: α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 12/10$, β) Οπλισμός διανομής: ελάχιστος $\Phi 12/10$
- iii) Πέδιλο κάτω: α) Κύριος οπλισμός: ελάχιστος $\Phi 14/15$ (τομή 2-2) και β) Οπλισμός διανομής: ελάχιστος $\Phi 14/15$
- iv) Πέδιλο πάνω (Τομή 3-3): α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 25/12,5$ και
 β) Οπλισμός διανομής: $\max(A_s, \min, A_s, \text{κυρίου} / 5) = \max(9,15 \text{ cm}^2/\text{m}, 39,28 / 5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 9,15 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 14/15$

ΔΙΑΤΟΜΗ 72: Είναι διατομή σε όρυγμα σχεδιασμένη υπό κλίμακα 1:200 με τοίχο αντιστήριξης 5,5 μέτρων σχεδιασμένο με τον οπλισμό που τοποθετείτε υπο κλίμακα 1:50.

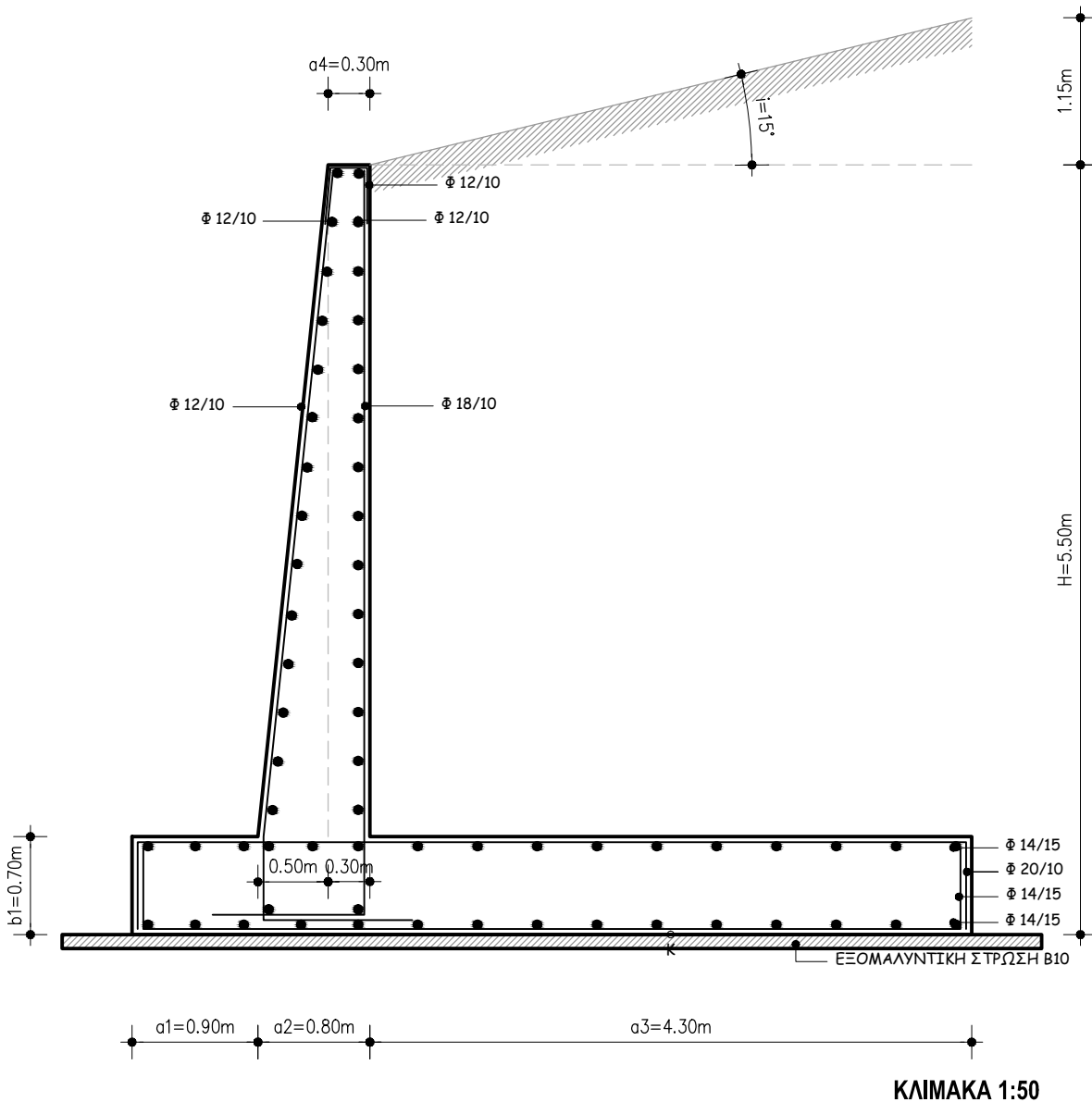


72

1+039.50

	H=14.00							
	26.09	25.80	23.00	20.95	19.20	18.00	17.95	
	-16.69	-15.00	-7.00	0.00	7.00	15.00	15.95	
								ΕΛΛΕΥΣΗ
		20.98	20.52	20.62	20.60	20.61	19.62	
		-9.75	-7.05	-5.55	0.00	5.95	7.95	9.42
								ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ 72



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

- 1) Χαρακτηριστικά εδάφους: γ εδάφους: 20 KN/m^3 , συνοχή c : 0 ,
 γωνία εσωτερικής τριβής Φ : 30° , γωνία τριβής κορμού-εδάφους δ : 0° ,
 γωνία τριβής πεδίου-εδάφους Θ : 35° , κλίση i : 15°
- 2) Κατηγορία υλικών, επικάλυψη: C20/25, B500C, ρ_{omC} : 8 cm , γ_b σκυροδέματος: 25 KN/m^3

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ

- i) Κορμός εσωτερικά: α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 18/10$,
 β) Οπλισμός διανομής: $\max(A_s, \min, A_s, \text{κυρίου} / 5) = \max(10,65 \text{ cm}^2/\text{m}, 25,45/5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 12/10$
- ii) Κύριος οπλισμός εξωτερικά: α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 12/10$, β) Οπλισμός διανομής: ελάχιστος $\Phi 12/10$
- iii) Πέδιλο κάτω: α) Κύριος οπλισμός: ελάχιστος $\Phi 14/15$ και β) Οπλισμός διανομής: ελάχιστος $\Phi 14/15$
- iv) Πέδιλο πάνω (Τομή 3-3): α) Κύριος οπλισμός: $\Phi 20/10$ και
 β) Οπλισμός διανομής: $\max(A_s, \min, A_s, \text{κυρίου} / 5) = \max(9,15 \text{ cm}^2/\text{m}, 31,41 / 5 \text{ cm}^2/\text{m}) = 9,82 \text{ cm}^2/\text{m} - \Phi 14/15$

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

EC2=ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 2

EC7 = ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7

EC8 = ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8

ΕΑΚ= ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

ΕΚΩΣ= ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

γ εδάφους = ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

C= ΣΥΝΟΧΗ ΕΔΑΦΟΥΣ

Φ = ΓΩΝΙΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΤΡΙΒΗΣ

δ = ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΚΟΡΜΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ

Θ =ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΠΕΔΙΛΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ

I = ΚΛΙΣΗ

B500C = ΧΑΛΥΒΑΣ ΜΕ ΟΡΙΟ ΔΙΑΡΡΟΗΣ 500 ΜΡΑ

C20/25= ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ 20 ΜΡΑ ΓΙΑ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΑ ΔΟΚΙΜΙΑ ΚΑΙ 25 ΜΡΑ ΓΙΑ ΚΥΒΙΚΑ ΔΟΚΙΜΙΑ

NCMC =ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

γ_B =ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

α = ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

Q_w =ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

A_H =ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ

α_v = ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ

W_1, W_2, W_3 = ΒΑΡΟΣ ΤΟΙΧΟΥ

χ_1, χ_2, χ_3 = ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ = ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ

W_B = ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΤΟΙΧΟΥ

χ_B, γ_B = ΓΕΝΙΚΟ ΚΕΝΤΡΟ ΒΑΡΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ

W_S =ΒΑΡΟΣ ΕΠΙΧΩΣΗΣ

KA = ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗ ΩΘΗΣΗ

σ_1, σ_2 = ΤΑΣΕΙΣ

SF = ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

NK= ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

MK= ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

EK= ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

B = ΠΛΑΤΟΣ

σ_{MAX} = ΜΕΓΙΣΤΗ ΤΑΣΗ

σ_{MIN} = ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΤΑΣΗ

$\sigma_{επ}$ = ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ

NSD= ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΥΝΑΜΗ

MSD= ΡΟΠΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

MSD,S = Η MSD ΑΝΑΦΕΡΟΜΕΝΗ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟ ΟΠΛΙΣΜΟ ΑΝΤΙ ΓΙΑ ΤΟΝ ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΟ ΑΞΟΝΑ

ω = ΜΗΧΑΝΙΚΟ ΠΟΣΟΣΤΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

AS = ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

AS,MIN = ΕΛΑΧΙΣΤΟ ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

B = ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

H = ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

D = ΣΤΑΤΙΚΟ ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

D1, D2 = ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟΥ ΚΑΙ ΤΟΥ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Φ25/10 = ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΡΑΒΔΟΥ 25 CM Η ΟΠΟΙΑ ΤΟΠΟΘΕΤΕΙΤΑΙ ΑΝΑ 10 CM

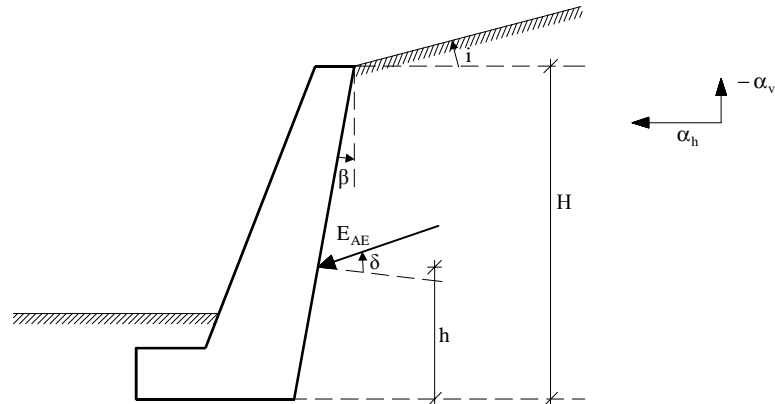
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. BARNES G. E. ,(2005), «ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ – ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΚΛΕΙΔΑΡΙΘΜΟΣ
2. Ο.Α.Σ.Π. - Ε.Α.Κ. 2000, «ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ – ΩΘΗΣΗ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ»
3. Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος(ΕΚΩΣ),Αθήνα 2000
4. Αναγνωστόπουλος, Α., Καββαδάς, Μ. και Παπαδόπουλος, Β. (2009). «Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997)», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα.
5. Λαγγούσης, Μ.-Π., 2005. «Δυναμική Ανάλυση Άκαμπτων και Εύκαμπτων Τοίχων Αντιστήριξης σε Σεισμική Φόρτιση», Διπλωματική Εργασία, Καθηγητής Πανεπιστημίου Πατρών
6. Πενέλης Γ., Στυλιανίδης Κ., Κάππος Α., Ιγνατάκης Χ. (1995), «Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα: Πανεπιστημιακές Σημειώσεις »,Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Υπηρεσία Δημοσιευμάτων
7. Κίρτας Εμμανουήλ, «Θεμελιώσεις» Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Σερρών
8. Καββαδάς, Μ. (2000) «Στοιχεία Εδαφομηχανικής» ΕΜΠ
9. Manual, , «Τοίχος_2010» Μεθοδολογία και τύποι επίλυσης τοίχων αντιστήριξης
10. Διονύσιος Μπισκίνης, «Σημειώσεις για εφαρμογές Σκυροδέματος», Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πατρών
11. Ειρήνη Βγενοπούλου, «Σημειώσεις Εδαφομηχανικής», Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πατρών
12. Bray, J. D., 2003, «Retaining Structures», Chapter 22 in The Civil Engineering Handbook, 2nd Edition, W. F. Chen and J. Y. Richard Liew Eds., CRC Press, USA
13. Mononobe, N. and Matuo, H., 1929 «On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes», Proceedings, World Engineering Congress
14. Παναγόπουλος και Κίρτας, «Κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος» Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Σερρών
15. Γκαζέτας, Γ. και Μπουκοβάλας, Γ. (1992). «Αντισεισμικός Υπολογισμός Τοίχων Αντιστήριξης και Λιμενικών Κρητιδοτοίχων», Δελτίο του Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδας, τ.209
16. ΣΑΚΕΛΛΑΡΙΟΥ Γ. Μ., ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ «ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΕΔΑΦΩΝ», ΗΛΕΚΤΡΟΝΙΚΕΣ ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ, Ε.Μ.Π
17. Manual,«VK-Toixos»

**ΩΘΗΣΗ
ΣΕ
ΤΟΙΧΟΥΣ
ΚΑΤΑ
ΤΗΝ
ΔΙΑΡΚΕΙΑ
ΣΕΙΣΜΟΥ**

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ

Μέθοδος Mononobe-Okabe



Σχήμα Δ.1: Τοίχος αντιστήριξης

- [1] Η συνολική ενεργητική ώθηση E_{AE} , από την δράση της βαρύτητας και την σεισμική δράση $\{\alpha_h, -\alpha_v\}$, είναι:

$$E_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - \alpha_v) \cdot K_{AE} \dots \dots \dots (\Delta.1)$$

όπου:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \dots \dots (\Delta.2)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v}\right) \dots \dots \dots (\Delta.3)$$

γ είναι το ειδικό βάρος του εδάφους,

α_h και α_v είναι αντίστοιχα ο οριζόντιος και ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής,

H είναι το ύψος του τοίχου,

β είναι η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη,

i είναι η γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια (β και i με την προσήμανση του Σχήματος Δ.1),

φ είναι η γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους και

δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους.



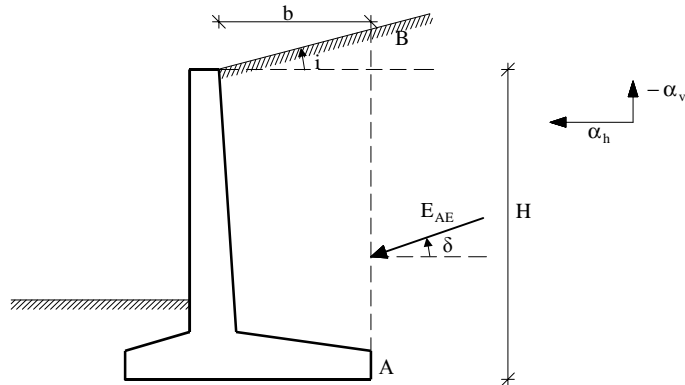
- [2] Όταν στην σχέση (Δ.2) η τιμή του $\sin(\varphi - \theta - i)$ προκύπτει αρνητική, επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με 0.
- [3] Αν δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση, το ύψος εφαρμογής h της συνισταμένης των ωθήσεων επιτρέπεται να λαμβάνεται από την σχέση:

$$h/H = 0.40 \dots\dots\dots (\Delta.4)$$

- [4] Η αντίστοιχη έκφραση για την παθητική ώθηση, που αναπτύσσεται όταν ο τοίχος κινείται προς την επίχωση, είναι η ακόλουθη:

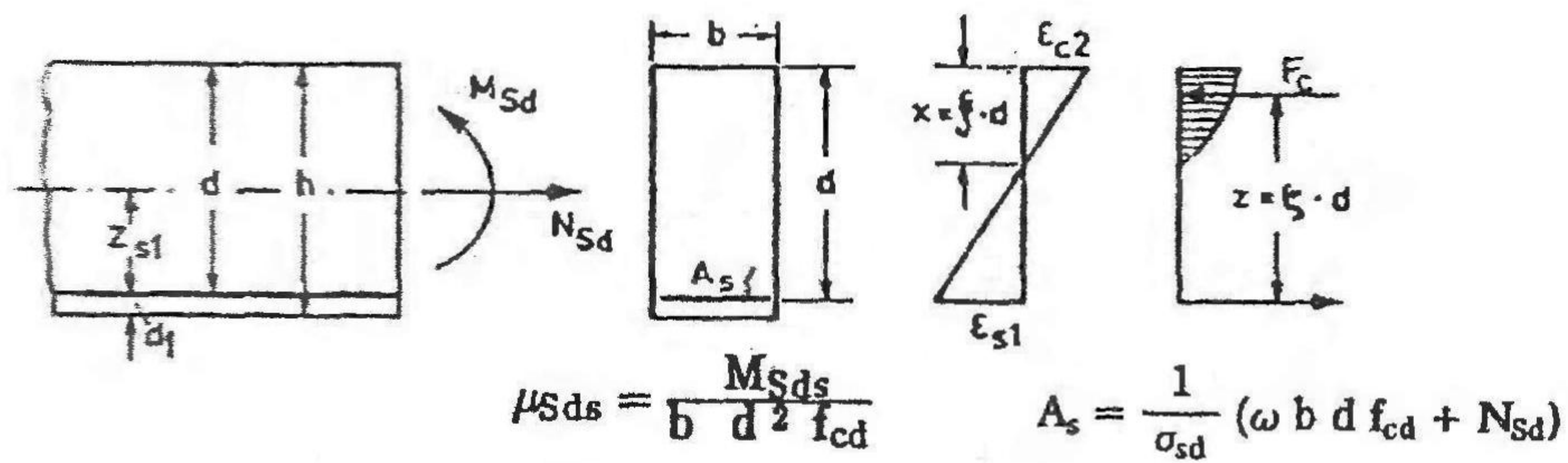
$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \dots (\Delta.5)$$

- [5] Σε τοίχους μορφής L (με $b \geq H/3$), αν δεν γίνει ακριβέστερη ανάλυση, η ενεργητική ώθηση θα λαμβάνεται δρώσα στο κατακόρυφο επίπεδο AB που διέρχεται από την πίσω ακμή του θεμελίου, με παραδοχή $\delta = i$. Στην περίπτωση αυτή θα λαμβάνονται υπόψη, εκτός από τις δυνάμεις βαρύτητας, και οι αδρανειακές δυνάμεις (με επιταχύνσεις $\alpha_h, -\alpha_v$) που δρουν στο σώμα του τοίχου καθώς και στο πρίσμα γαιών που υπέρκειται του θεμελίου προς την πλευρά της επίχωσης.



Σχήμα Δ.2: Τοίχος αντιστήριξης μορφής L





μ_{Sds}	ω	$\xi = \frac{x}{d}$	$\zeta = \frac{z}{d}$	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{s1} [‰]	σ_{sd} [MPa] S500
0.01	0.0101	0.036	0.987	-0.75	20.00	435
0.02	0.0204	0.053	0.981	-1.12	20.00	
0.03	0.0307	0.067	0.976	-1.43	20.00	
0.04	0.0412	0.079	0.971	-1.72	20.00	
0.05	0.0518	0.091	0.966	-2.01	20.00	
0.06	0.0625	0.103	0.960	-2.31	20.00	
0.07	0.0733	0.116	0.954	-2.62	20.00	
0.08	0.0844	0.128	0.948	-2.94	20.00	
0.09	0.0955	0.141	0.942	-3.28	20.00	
0.10	0.1069	0.155	0.935	-3.50	19.03	
0.11	0.1185	0.172	0.928	-3.50	16.83	
0.12	0.1303	0.189	0.921	-3.50	14.99	
0.13	0.1422	0.207	0.914	-3.50	13.43	
0.14	0.1544	0.224	0.907	-3.50	12.10	
0.15	0.1668	0.242	0.899	-3.50	10.94	
0.16	0.1795	0.261	0.892	-3.50	9.92	
0.17	0.1924	0.280	0.884	-3.50	9.02	
0.18	0.2055	0.299	0.876	-3.50	8.22	
0.19	0.2190	0.318	0.868	-3.50	7.50	
0.20	0.2327	0.338	0.859	-3.50	6.85	
0.21	0.2468	0.359	0.851	-3.50	6.26	
0.22	0.2613	0.380	0.842	-3.50	5.72	
0.23	0.2761	0.401	0.833	-3.50	5.22	
0.24	0.2913	0.423	0.824	-3.50	4.77	
0.25	0.3070	0.446	0.814	-3.50	4.35	
0.26	0.3231	0.470	0.805	-3.50	3.95	
0.27	0.3398	0.494	0.795	-3.50	3.59	
0.28	0.3571	0.519	0.784	-3.50	3.24	
0.29	0.3750	0.545	0.773	-3.50	2.92	
0.30	0.3937	0.572	0.762	-3.50	2.62	
0.31	0.4132	0.601	0.750	-3.50	2.33	435
0.32	0.4337	0.630	0.738	-3.50	2.05	411
0.33	0.4553	0.662	0.725	-3.50	1.79	358
0.34	0.4783	0.695	0.711	-3.50	1.54	307
0.35	0.5029	0.731	0.696	-3.50	1.29	258
0.36	0.5295	0.769	0.680	-3.50	1.05	210
0.37	0.5587	0.812	0.662	-3.50	0.81	162
0.38	0.5915	0.860	0.642	-3.50	0.57	114
0.39	0.6297	0.915	0.619	-3.50	0.32	65
0.40	0.6774	0.984	0.591	-3.50	0.06	11

ΠΙΝ. 4.2.β Γενικός πίνακας CEB
για την διαστασιολόγηση ορθογωνικών διατομών
χωρίς θλιβόμενο οπλισμό υπό κάμψη με ή χωρίς ορθή
δύναμη ($\epsilon_s \leq 20.‰$, S500)

ΠΙΝ. 8.2 Οπλισμός πλακών

Εμβαδόν διατομής ράβδων πλακών σε cm ² .											
Αποστάσεις σε cm	Διάμετρος ράβδων σε mm										τεμάχια ανά m
	6	8	10	12	14	16	18	20	25	32	
7.5	3.77	6.70	10.47	15.08	20.52	26.81	33.93	41.88	65.47	107.20	13.4
8.0	3.53	6.28	9.82	14.14	19.24	25.14	31.81	39.28	61.38	100.50	12.5
8.5	3.33	5.91	9.24	13.31	18.11	23.66	29.94	36.95	57.76	94.59	11.8
9.0	3.14	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34	28.28	34.90	54.55	89.33	11.1
9.5	2.98	5.29	8.27	11.90	16.20	21.17	26.79	33.06	51.68	84.63	10.5
10.0	2.83	5.00	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	31.41	49.10	80.40	10.0
10.5	2.69	4.79	7.48	10.77	14.66	19.15	24.24	29.91	46.76	76.57	9.5
11.0	2.57	4.57	7.14	10.28	13.99	18.28	23.14	28.55	44.64	73.09	9.1
11.5	2.46	4.37	6.83	9.84	13.39	17.49	22.13	27.31	42.70	69.91	8.7
12.0	2.36	4.19	6.54	9.42	12.83	16.76	21.21	26.17	40.92	67.00	8.3
12.5	2.28	4.02	6.28	9.05	12.32	16.09	20.36	25.13	39.28	64.32	8.0
13.0	2.17	3.87	6.04	8.70	11.84	15.47	19.58	24.16	37.77	61.85	7.7
13.5	2.08	3.72	5.82	8.38	11.40	14.90	18.85	23.27	36.37	59.56	7.4
14.0	2.02	3.59	5.61	8.08	11.00	14.36	18.18	22.44	35.07	57.43	7.1
14.5	1.95	3.47	5.42	7.80	10.62	13.87	17.55	21.66	33.86	55.45	6.9
15.0	1.89	3.35	5.24	7.54	10.28	13.41	16.97	20.94	32.73	53.60	6.7
15.5	1.82	3.24	5.07	7.30	9.93	12.97	16.42	20.27	31.68	51.87	6.5
16.0	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57	15.90	19.64	30.69	50.25	6.3
16.5	1.71	3.05	4.76	6.85	9.33	12.19	15.42	19.04	29.76	48.73	6.1
17.0	1.66	2.96	4.62	6.65	9.05	11.83	14.97	18.48	28.88	47.29	5.9
17.5	1.62	2.87	4.49	6.46	8.79	11.49	14.54	17.95	28.05	45.94	5.7
18.0	1.57	2.79	4.36	6.28	8.55	11.17	14.14	17.46	27.28	44.87	5.6
18.5	1.53	2.72	4.25	6.11	8.32	10.87	13.78	16.94	26.54	43.48	5.4
19.0	1.49	2.65	4.13	5.95	8.10	10.58	13.39	16.54	25.84	42.32	5.3
19.5	1.45	2.58	4.03	5.80	7.89	10.31	13.05	16.11	25.18	41.23	5.1
20.0	1.41	2.51	3.93	5.65	7.69	10.05	12.72	15.71	24.55	40.20	5.0