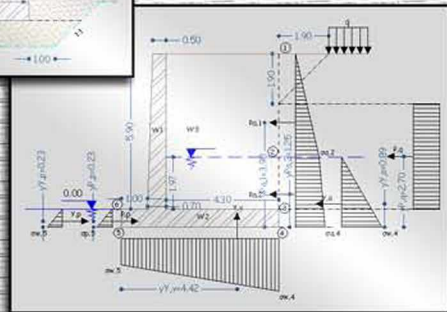
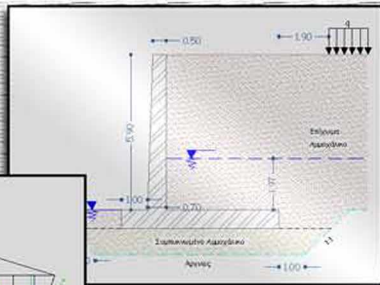
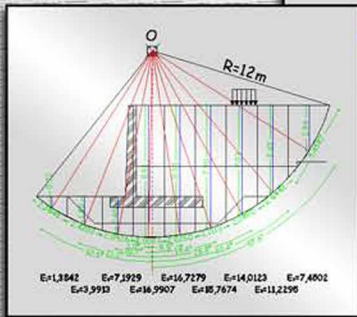
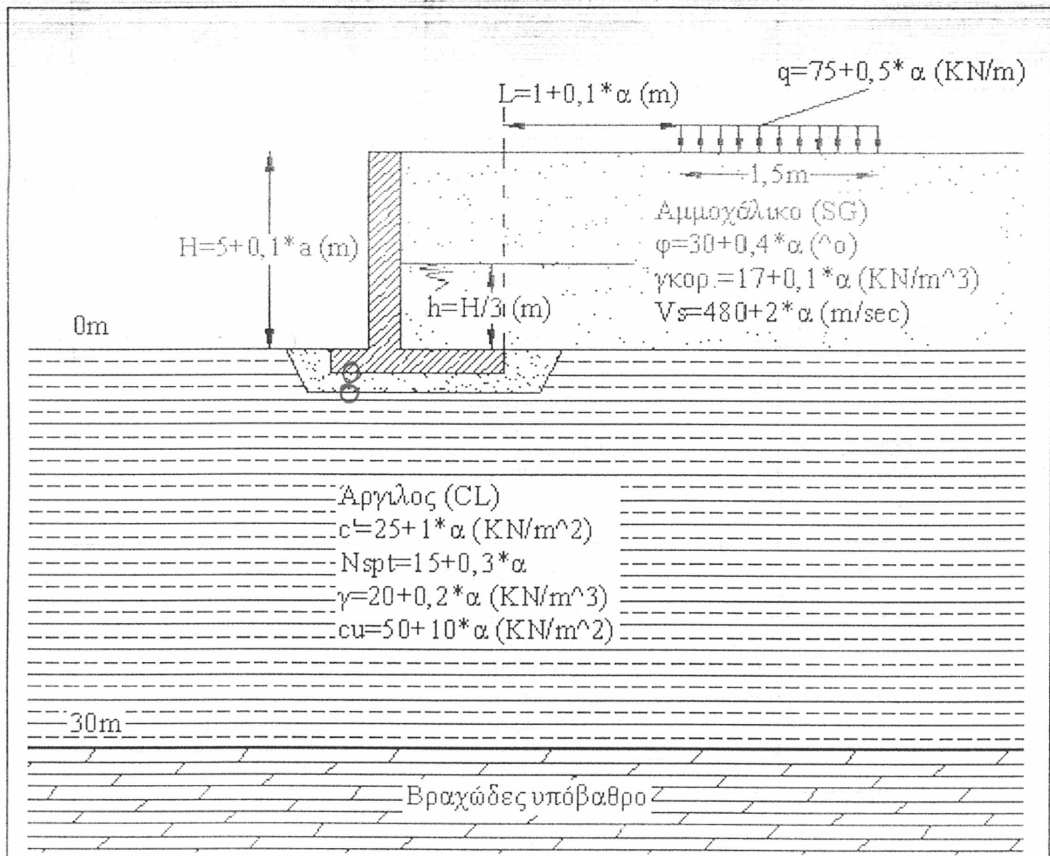


Αντισεισμικός Σχεδιασμός Τοίχου Αντιστήριξης



ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Στο εδαφικό προφίλ του παρακάτω σχήματος πρόκειται να κατασκευαστεί ένας τοίχος αντιστήριξης από όπλισμένο σκυρόδεμα.



Στην περιοχή του έργου καταγράφηκε σεισμικό γεγονός με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

$$M = 6 + 0,06 \cdot a, \quad R = 15 + 0,75 \cdot a \text{ (Km)}.$$

A. Ζητείται ο υπολογισμός των γεωμετρικών διαστάσεων του τοίχου αντιστήριξης με την διενέργεια των ακόλουθων ελέγχων, λαμβάνοντας υπόψη ότι η ανεκτή μετακίνηση είναι ίση με $d = 5 + a/2$ (cm).

1. Έλεγχος ολίσθησης.
2. Έλεγχος ανατροπής.
3. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους.
4. Έλεγχος ολικής ευστάθειας συστήματος.
5. Έλεγχος καθιζήσεων.

B. Κατόπιν, να πραγματοποιηθεί η όπλιση του τοίχου αντιστήριξης.

Η ακριβής γεωμετρία του τοίχου σε ό,τι αφορά την βάση, είναι στην ελεύθερη κρίση σας.

(α είναι ο αύξων αριθμός κάθε φοιτήτριας/φοιτητή σύμφωνα με την αλφαβητική κατάταξη)

«Αντισεισμικός Σχεδιασμός Τοίχου Αντιστήριξης»

1 ΔΕΔΟΜΕΝΑ.

1.1 Γενικά στοιχεία.

$$\alpha = 9$$

Ύψος τοίχου :

$$H = 5 + 0,1\alpha = 5,9 \text{ m.}$$

Ύψος υδροφόρου ορίζοντα ανάντι πάνω από το πέδιλο

$$h = H/3 = 1,967 \text{ m.}$$

1.2 Στοιχεία εδάφους.

Επίχωμα – Αμμοχάλικο (SG):

$$\varphi'_{SG} = 30^\circ + 0,4\alpha = 33,6^\circ = 34^\circ$$

$$\gamma_{SG, \text{κορ.}} = 17 + 0,1\alpha = 17,9 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{S,SG} = 480 + 2\alpha = 498 \text{ m/sec}$$

Άργιλος (CL):

$$c'_{CL} = 25 + 1,0\alpha = 34 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{SPT,CL} = 15 + 0,3\alpha = 17,9$$

$$\gamma_{CL, \text{κορ.}} = 20 + 0,2\alpha = 21,8 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{U,CL} = 50 + 10\alpha = 140 \text{ kN/m}^2$$

1.3 Στοιχεία σεισμικής διέγερσης.

Μέγιστο αναμενόμενο μέγεθος σεισμού : $M = 6 + 0,06\alpha = 6,54.$

Επικεντρική απόσταση : $R = 15 + 0,75\alpha = 21,75 \text{ km.}$

Πιθανότητα υπέρβασης : 10% σε 50 έτη.

Ανεκτή μετακίνηση : $d = 5 + \alpha/2 = 9,5 \text{ cm.}$

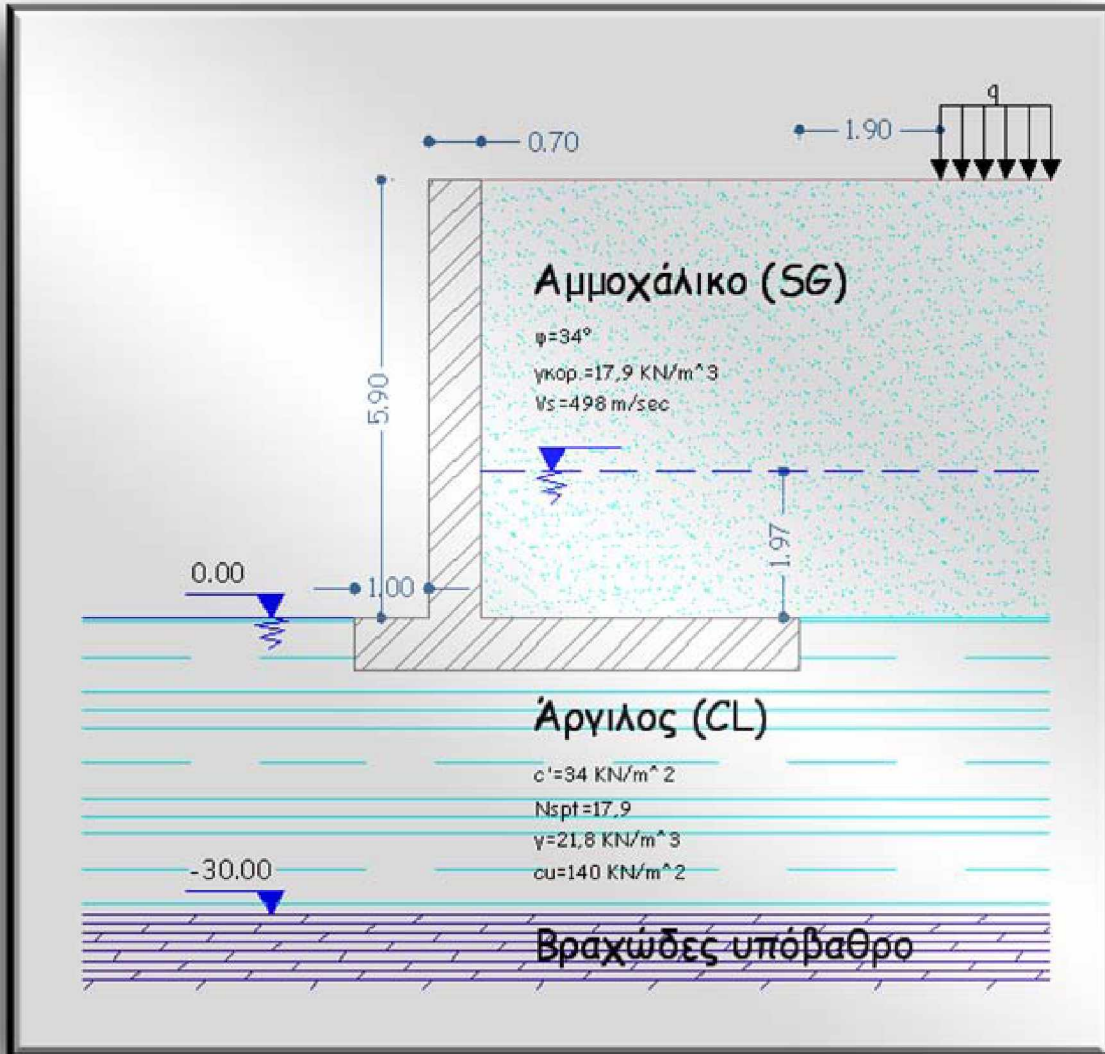
1.4 Στοιχεία επιφόρτισης.

Φορτίο :

$$q = 7,5 + 0,5\alpha = 79,5 \text{ KN/m.}$$

Οριζόντια απόσταση από το πέδιλο :

$$L = 1 + 0,1\alpha = 1,9 \text{ m.}$$



Δεδομένα προβλήματος.

2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ (ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΙΣ ΑΝΕΚΤΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ).

2.1 Γενικά Στοιχεία.

Η διαστασιολόγηση του τοίχου αντιστήριξης θα γίνει με την παραδοχή ότι οι λειτουργικές απαιτήσεις της κατασκευής επιτρέπουν μέγιστη ανεκτή μετακίνηση λόγω ολίσθησης ίση με:

$$d = 9,5 \text{ cm.}$$

Οι αυξημένες λόγω σεισμού ωθήσεις επί του τοίχου θα υπολογισθούν σύμφωνα με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας *Mononobe – Okabe* (*E.A.K.2000, §5.3α[1]*) στην οποία, ως οριζόντιος σεισμικός συντελεστής, δε θα χρησιμοποιηθεί αυτός που προβλέπεται από τον *E.A.K.2000, §5.3α[2]*, αλλά αυτός που προκύπτει από την ακόλουθη σχέση που έχει προταθεί από τους *Richards & Elms*:

$$d = 0,087 \times \frac{v_{\max}^2 \times \alpha_{\max}^3}{K_c^4} \Rightarrow K_c = \left(\frac{0,087 \times v_{\max}^2 \times \alpha_{\max}^3}{d} \right)^{1/4}$$

| | |
|-----------------|--|
| όπου: d | η ανεκτή παραμένουσα μετακίνηση. |
| α_{\max} | η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους. |
| v_{\max} | η μέγιστη σεισμική ταχύτητα του εδάφους. |
| K_c | η κρίσιμη επιτάχυνση που συνεπάγεται έναρξη της κίνησης του τοίχου αντιστήριξης σύμφωνα με το μοντέλο ανάλυσης στερεού ολισθαίνοντος σώματος κατά <i>Newmark</i> . |

2.2 Κρίσιμη επιτάχυνση K_c .

Η μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση α_{\max} και η μέγιστη εδαφική ταχύτητα v_{\max} που αναμένονται στην συγκεκριμένη θέση για το θεωρούμενο μελλοντικό σεισμό υπολογίζονται μέσω των σχέσεων εξασθένισης των *Θεοδουλίδη – Παπαζάχου* λαμβάνοντας μέγιστο αναμενόμενο μέγεθος σεισμού $M = 6,54$ και επικεντρική απόσταση $R = 21,75 \text{ km}$.

$$\ln PHA(\text{cm/sec}^2) = 3,88 + 1,12 \times M_s - 1,65 \times \ln(R+15) + 0,41 \times S + \sigma_{\ln a} \times P$$

$$\ln PHV = -0,79 + 1,41 \times M_s - 1,62 \times \ln(R+10) - 0,22 \times S + 0,80 \times P$$

Οι παραπάνω τιμές α_{\max} , V_{\max} που προκύπτουν από τις σχέσεις εξασθένισης αφορούν τα χαρακτηριστικά τις σεισμικής κίνησης στο βραχώδες υπόβαθρο. Μία πρώτη εκτίμηση της ιδιοσυχνότητας διέγερσης δίνεται παρακάτω.

$$PHV/PHA=1/\omega \Rightarrow \omega=14,81 \text{ rad/sec}$$

Για τον υπολογισμό της μέγιστης ταχύτητας και επιτάχυνσης στη στάθμη της θεμελίωσης του τοίχου θα χρειαστεί ο υπολογισμός του συντελεστή ενίσχυσης.

Ο συντελεστής ενίσχυσης από το βραχώδες υπόβαθρο στην επιφάνεια δίνεται από τη σχέση:

$$F(\omega)=1/\cos(\omega \cdot H/V_s)$$

όπου:

- ω : η κυκλική συχνότητα της διέγερσης,
- H : το πάχος της στρώσης
- V_s : η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων.

Πρέπει συνεπώς να υπολογιστεί η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων του στρώματος της αργίλου.

2.2.1 Υπολογισμός ταχύτητας διατμητικών κυμάτων αργίλου.

Το έδαφος είναι άργιλος με $N_{SPT}=17,9$ και $\gamma_{SG,κορ.}=21,8 \text{ KN/m}^2$. Η τιμή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων του αργιλικού εδάφους προσδιορίζεται συναρτήσει των δεδομένων της δοκιμής διείσδυσης με βάσει εμπειρικές σχέσεις:

$$V_s = 132 \times N_{60}^{0,271} \text{ (m/sec)}$$

(Table 3.4 Empirical relationships between Go and in-situ test parameters)

Ο παράγων N_{60} αποτελεί διορθωμένη τιμή της παραμέτρου N_{SPT} της δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης η οποία λαμβάνει υπόψη την απώλεια ενέργειας κρούσης της σφύρας της δοκιμής λόγω διαφόρων αιτιών και δίνεται από την σχέση :

$$N_{60} = N_{30} \times c_N \times [E_m / (0.60 \times E_{ff})] \quad (\text{σχέση 6.30 - Kramer})$$

όπου :

$$N_{30} = N_{SPT}$$

$$E_m / E_{ff} = 0,72 \text{ και}$$

$$c_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}} \quad \text{με } \sigma'_v \text{ σε (t/ft}^2\text{)}$$

Επομένως η τελική μορφή της σχέσης έχει ως εξής :

$$N_{60} = N_{30} \times c_N \times 1.2$$

Ο υπολογισμός της ταχύτητας V_s γίνεται σε τρία σημεία της εδαφικής στρώσης λόγω του σχετικά μεγάλου βάθους της.

| Βάθος (m) | Υλικό | γ (t/m ³) | N_{30} | γ_w (t/m ³) | σ_v' (t/m ²) | σ_v' (t/ft ²) | c_N | (N1) 60 | V_s (m/sec) |
|------------|---------|------------------------------|----------|--------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|--------|------------|---------------|
| 10 | Άργιλος | 2,18 | 17,9 | 1 | 11,80 | 1,0963 | 0,9551 | 20,5153 | 299,3279 |
| 20 | Άργιλος | 2,18 | 17,9 | 1 | 23,60 | 2,1925 | 0,6754 | 14,5065 | 272,4244 |
| 30 | Άργιλος | 2,18 | 17,9 | 1 | 35,40 | 3,2888 | 0,5514 | 11,8445 | 257,9273 |
| Μέσος Όρος | | | | | | | | | 276,5832 |

Πίνακας 2.2.1α : Υπολογισμός μέσου όρου της V_s αργίλου.

Έτσι, λοιπόν θεωρούμε μέση τιμή ταχύτητας κυμάτων στην άργιλο: $V_s = 276,5832 \text{ m/sec}$.

Για ιδιοσυχνότητα διέγερσης $\omega = 14,812 \text{ rad/sec}$, για στρώση αργίλου με πάχος 30m και ταχύτητα διατμητικών κυμάτων $276,5832 \text{ m/sec}$ ο συντελεστής ενίσχυσης υπολογίζεται:

$$F(\omega) = 27,924 \text{ (παρατηρούμε το μεγάλο μέγεθός του)}$$

Η αναμενόμενη ενίσχυση των χαρακτηριστικών μεγεθών της σεισμικής κίνησης από το βραχώδες υπόβαθρο στην επιφάνεια του εδάφους όπως υπολογίστηκε είναι πολύ ευαίσθητη στο συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής δόνησης (κάτι που αποδεικνύεται από το μεγάλο μέγεθος του συντελεστή ενίσχυσης για συγκεκριμένη ω). Για το λόγο αυτό, ο υπολογισμός της σεισμικής κίνησης στην επιφάνεια θα απαιτήσει τη χρήση διαγραμμμάτων που συσχετίζουν την μέγιστη επιτάχυνση σε μαλακά εδάφη με τη μέγιστη επιτάχυνση στο βράχο.

Ένα τέτοιο εμπειρικό διάγραμμα είναι του *Idriss (1990)* (βιβλίο *Geotechnical Earthquake Engineering, Kramer, Figure 8.11*) και σύμφωνα με αυτό στην επιφάνεια του στρώματος της αργίλου θα είναι:

$$\text{για } P_H A = 0,46g \text{ λαμβάνουμε } a_{\max} = 0,41g \rightarrow a_{\max} = 4,0221 \text{ m/sec}^2$$

Η αντίστοιχη μέγιστη ταχύτητα στην επιφάνεια της αργίλου θα είναι:

$$v_{\max} = a_{\max} / \omega = 4,022 / 14,812 \Rightarrow v_{\max} = 0,27154 \text{ m/sec}$$

Οι τιμές αυτές θεωρούνται από τον κανονισμό ως τιμές σχεδιασμού παρόλο που η ύπαρξη επιχώματος μεγαλύτερης ακαμψίας από το στρώμα της αργίλου ($V_{s,\text{επιχ}} = 498 \text{ m/sec} > V_{s,\text{CL}}$) κατά πάσα πιθανότητα θα τις μειώνει αισθητά.

Για τη διαστασιολόγηση του τοίχου αντιστήριξης πάντως ως παράμετροι σχεδιασμού της σεισμικής κίνησης θα ληφθούν οι a_{\max} και v_{\max} που υπολογίστηκαν παραπάνω μιας και είναι και προς την πλευρά της ασφαλείας. Πιο ρεαλιστικές τιμές σχεδιασμού θα μπορούσαν να υπολογιστούν με ισοδύναμη γραμμική ανάλυση μέσω του Cyberquake.

Μετά τον υπολογισμό των a_{\max} και v_{\max} μπορεί να υπολογιστεί η τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης K_c και του αντίστοιχου οριζόντιου σεισμικού συντελεστή προκύπτουν:

$$K_c = \left(\frac{0,087 \times 27,154^2 \times 402,21^3}{9,5} \right)^{1/4} = 144,779 \text{ cm / sec}^2 \rightarrow \mathbf{k_h = 0,1448g}$$

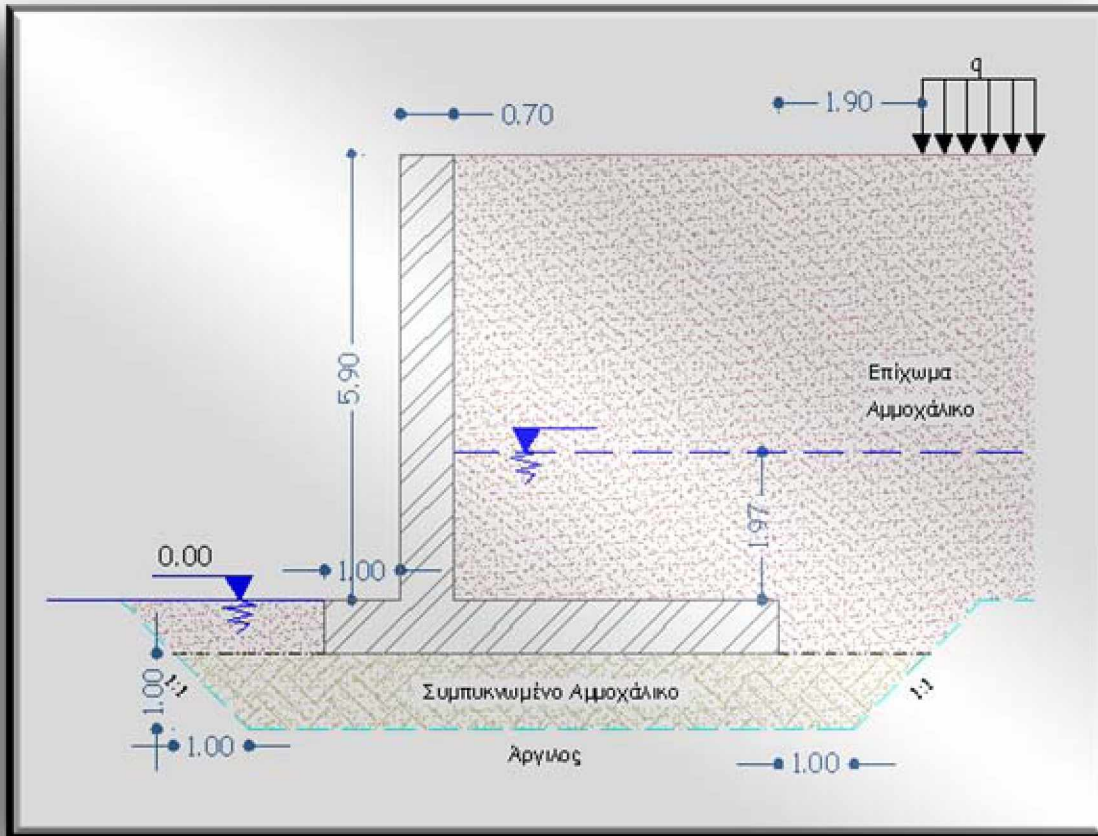
Παρατηρούμε ότι η προτεινόμενη από τον Ε.Α.Κ. τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς και κατ' επέκταση και του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή είναι πολύ συντηρητικές και συνεπώς οδηγούν σε υπερδιαστασιολόγηση. Για το λόγο αυτό οι τιμές που χρησιμοποιούνται παρακάτω είναι οι:

$$\mathbf{k_h = 0,1448g} \text{ και } \mathbf{k_v = 0,3 \times k_h = 0,04343g.}$$

3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.

3.1 Γενικά.

Στη βάση της θεμελίωσης του πεδίλου του τοίχου διαμορφώνεται σκάμμα με τα χαρακτηριστικά του ακόλουθου σχήματος το οποίο πληρείται με εδαφικό υλικό εξυγίανσης όμοιο με αυτό του επιχώματος.



Σχήμα 3.1α: Διαμόρφωση εξυγίανσης εδάφους θεμελίωσης.

Ο υπολογισμός του τοίχου αντιστήριξης θα γίνει με την δυσμενή παραδοχή ότι δεν προκαλείται καταβιβασμός της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα ανάντι του τοίχου λόγω της υψηλής διαπερατότητας του εδάφους, παρά το γεγονός ότι πιθανότατα υπάρχει πρόβλεψη για διαμόρφωση ανά αποστάσεις οπών αποστράγγισης στο σώμα του τοίχου (π.χ. $\varnothing 10/4\text{m}^2$).

Για να αποφευχθεί το φαινόμενο της ρευστοποίησης του εδάφους στο άκρο του πεδίλου κατάντι του τοίχου λόγω των δυνάμεων διήθησης που θα προκαλέσει η ροή του νερού κάτω από το πέδιλο, θα πρέπει το πλάτος του πεδίλου να είναι αρκετό ώστε η ανά μονάδα όγκου κατακόρυφη δύναμη διήθησης να είναι μικρότερη από το βυθισμένο ειδικό βάρος του εδαφικού υλικού στη θέση αυτή.

Η διαφορά υδραυλικού φορτίου μεταξύ των σημείων A και B είναι:

$$\Delta h_A = h = 1,967 \text{ m}$$

Επομένως, αν θεωρηθεί ελάχιστο πάχος πεδίου 0,50m, το ελάχιστο πλάτος πεδίου που θα αποτρέψει τη ρευστοποίηση προκύπτει:

$$\frac{\Delta h_{AB}}{(L + 2 \times 0,5)} \times \gamma_w = \gamma_{SG, \text{κορ.}} - \gamma_w \Rightarrow$$

$$L = \Delta h_{AB} \times \frac{\gamma_w}{\gamma_{SG, \text{κορ.}} - \gamma_w} - 1 = 1,967 \times \frac{10}{17,9 - 10} = 2,49m$$

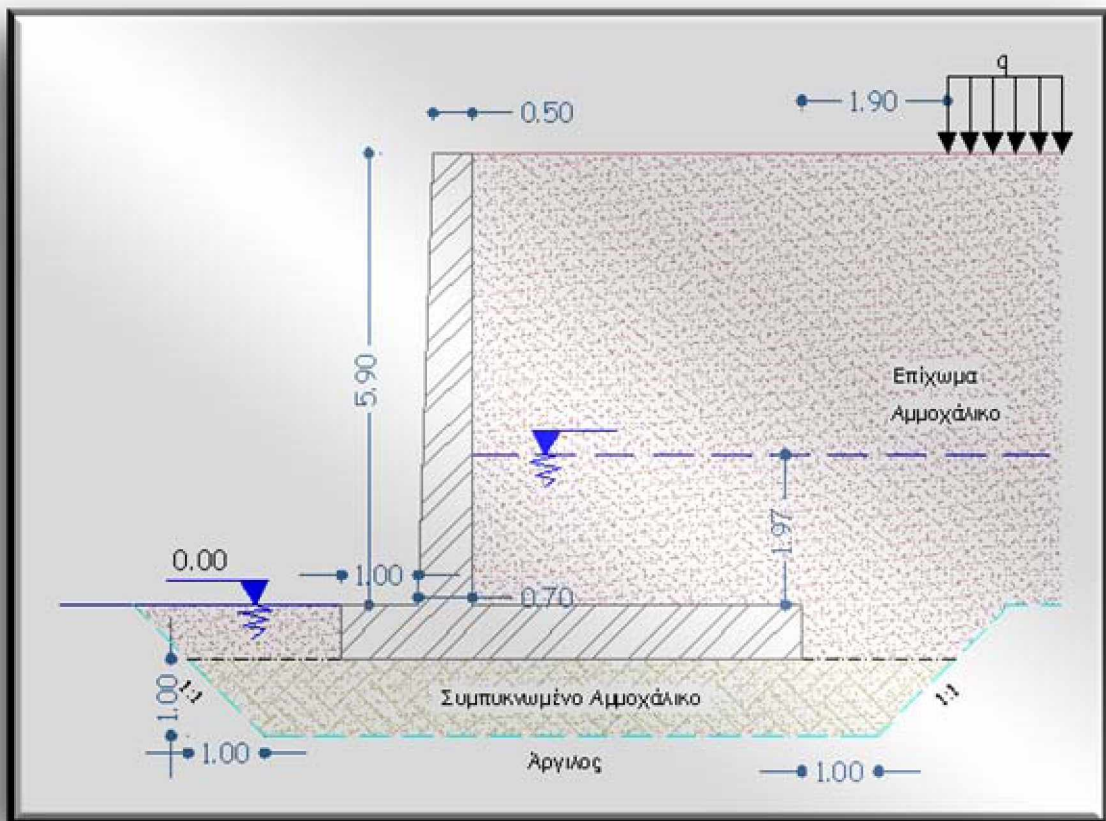
$$\Delta h_A = h = 3,80m.$$

3.2 Παραδοχές και προεκλογή διαστάσεων.

Κατ' εκτίμηση, η τιμή του ξηρού φαινομένου βάρους του αμμοχάλικου λαμβάνεται $\gamma_{SG,d} = 15kN/m^3$.

Για λόγους βελτιστοποίησης της διατομής του τοίχου, δίνεται μία μικρή κλίση στην εξωτερική παρειά του τοίχου, όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα.

Στο σχήμα που ακολουθεί δίνονται τα προεπιλεγμένα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τοίχου αντιστήριξης όπως προέκυψαν από τις απαιτήσεις ελάτρευσης της κατασκευής.



Προδιαστασιολόγηση τοίχου αντιστήριξης.

3.3 Υπολογισμός φορτίσεων τοίχου αντιστήριξης υπό στατικές συνθήκες.

Για τον υπολογισμό των ωθήσεων επί του τοίχου, εφαρμόζεται η μέθοδος *Coulomb*, με την παραδοχή ότι οι εδαφικές ωθήσεις ασκούνται μέσω μόνο του αμμοχάλικου.

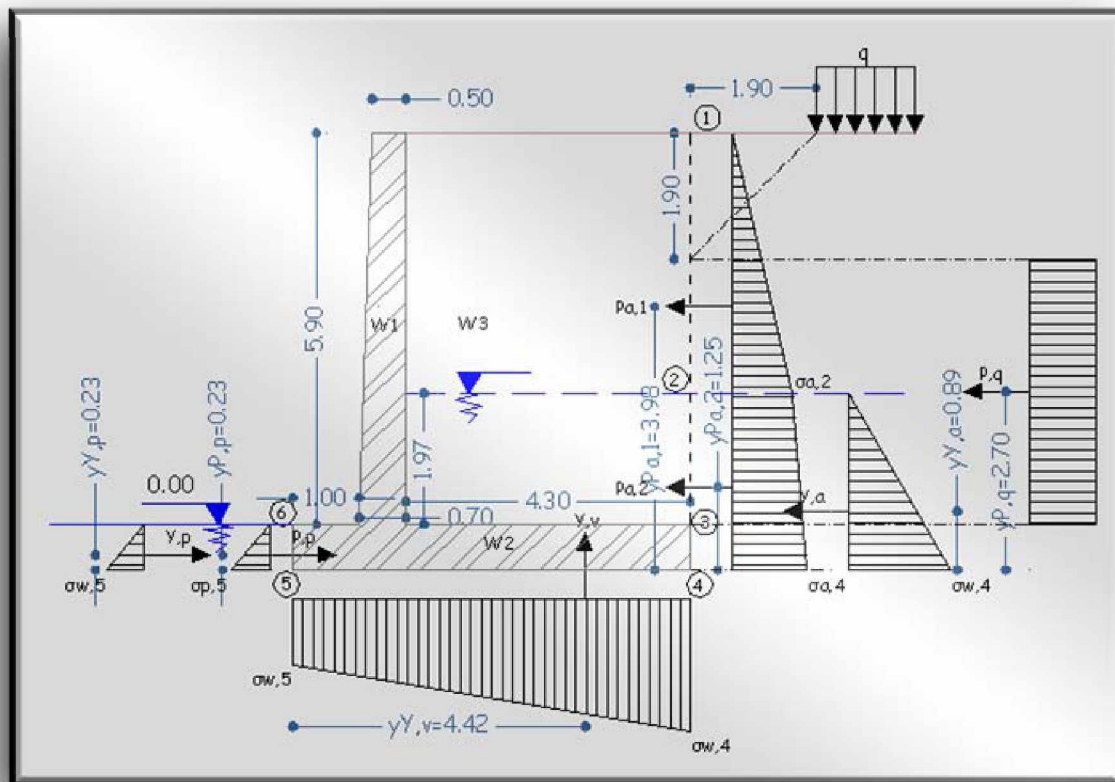
Η γωνία τριβής δ μεταξύ του τοίχου και του εδάφους λαμβάνεται ίση με $\delta = \Phi/2 = 17^\circ$ ενώ μηδενική είναι η κλίση του επιχώματος i και η κλίση β ως προς την κατακόρυφο της εσωτερικής παρειάς του τοίχου.

Οι συντελεστές ενεργών και παθητικών ωθήσεων για το αμμοχάλικο προκύπτουν:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \times \cos(\delta + \beta) \times \left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) \times \sin(\varphi - i)}{\cos(\delta + \beta) \times \cos(\beta - i)} \right]^2} = \frac{\cos^2 \varphi}{(1 + \sin \varphi)^2} = 0,283$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \beta)}{\cos^2 \beta \times \cos(\delta - \beta) \times \left[1 - \frac{\sin(\delta + \varphi) \times \sin(\varphi + i)}{\cos(\delta - \beta) \times \cos(\beta - i)} \right]^2} = \frac{\cos^2 \varphi}{(1 - \sin \varphi)^2} = 3,537$$

Στο παρακάτω σχήμα δίνονται τα αντίστοιχα διαγράμματα των πιέσεων επί του τοίχου και οι θέσεις εφαρμογής των αντίστοιχων συνισταμένων δυνάμεων.



Διάγραμμα στατικών ωθήσεων.

3.3.1 Ενεργές ωθήσεις και ενεργές συνισταμένες δυνάμεις.

Οι χαρακτηριστικές τιμές των ενεργών ωθήσεων προκύπτουν:

$$\begin{aligned}\sigma_{a,2} &= K_a \times \gamma_{SG,d} \times (H - h) = 0,283 \times 15 \times (5,9 - 1,967) = 16,680 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{a,3} &= \sigma_{a,2} + K_a \times \gamma'_{SG} \times h = 16,680 + 0,283 \times (17,9 - 10,0) \times 1,967 = 21,073 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{a,4} &= \sigma_{a,3} + K_a \times \gamma'_{SG} \times h_1 = 21,073 + 0,283 \times (17,9 - 10,0) \times 0,70 = 24,147 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Οι τιμές των συνισταμένων ενεργών δυνάμεων προκύπτουν:

$$\begin{aligned}P_{a,1} &= 0,5 \times \sigma_{a,2} \times (H - h) = 0,5 \times 16,680 \times (5,9 - 1,967) = 32,804 \text{ KN/m} \\ P_{a,2} &= 0,5 \times (\sigma_{a,2} + \sigma_{a,4}) \times (h + h_1) = 0,5 \times (16,680 + 24,147) \times (1,967 + 0,7) = 54,437 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

Οι αντίστοιχοι μοχλοβραχίονες ως προς το σημείο (5) των δυνάμεων αυτών για τον έλεγχο σε ανατροπή προκύπτουν:

$$\begin{aligned}y_{Pa,1} &= (H - h)/3 + h + h_1 = (5,9 - 1,967)/3 + 1,967 + 0,7 = 3,978 \text{ m} \\ y_{Pa,2} &= \frac{\frac{1}{2} \times \sigma_{a,2} \times (h + h_1)^2 + \frac{1}{2} \times (\sigma_{a,4} - \sigma_{a,2}) \times \frac{1}{3} \times (h + h_1)^2}{P_{a,2}} = 1,252 \text{ m}\end{aligned}$$

3.3.2 Παθητικές ωθήσεις και παθητική συνισταμένη δύναμη.

Η χαρακτηριστική τιμή των παθητικών ωθήσεων προκύπτει:

$$\sigma_{p,5} = K_p \times \gamma'_{SG} \times h_1 = 3,537 \times (17,9 - 10) \times 0,7 = 19,560 \text{ KN/m}^2$$

Η τιμή της συνισταμένης παθητικής δύναμης προκύπτει:

$$P_p = 0,5 \times \sigma_{p,5} \times h_1 = 0,5 \times 19,560 \times 0,7 = 6,846 \text{ KN/m}$$

Ο μοχλοβραχίονας ως προς το σημείο (5) της δύναμης αυτής για τον έλεγχο σε ανατροπή προκύπτει:

$$y_{pp} = h_1/3 = 0,7/3 = 0,233 \text{ m}$$

3.3.3 Υδροστατικές πιέσεις και υδροστατική συνισταμένη δύναμη.

Οι χαρακτηριστικές τιμές των υδροστατικών πιέσεων προκύπτουν:

$$\begin{aligned}\sigma_{w,4} &= \gamma_w \times (h + h_1) = 10 \times (1,967 + 0,70) = 26,667 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{w,5} &= \gamma_w \times h_1 = 10 \times 0,70 = 7 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Οι τιμές των συνισταμένων υδροστατικών δυνάμεων συμπεριλαμβανομένης και της υποπίεσης Y_v προκύπτουν:

$$Y_a = 0,5 \times \sigma_{w,4} \times (h + h_1) = 0,5 \times 26,667 \times (1,967 + 0,7) = 35,556 \text{ KN/m}$$

$$Y_p = 0,5 \times \sigma_{w,5} \times h_1 = 0,5 \times 7 \times 0,7 = 2,45 \text{ KN/m}$$

$$Y_v = 0,5 \times (\sigma_{w,4} + \sigma_{w,5}) \times 6 = 0,5 \times (26,667 + 7) \times 6 = 101,000 \text{ KN/m}$$

Οι αντίστοιχοι μοχλοβραχίονες ως προς το σημείο (5) των δυνάμεων αυτών για τον έλεγχο σε ανατροπή προκύπτουν:

$$y_{Ya} = (h + h_1)/3 = (1,967 + 0,7)/3 = 0,889 \text{ m}$$

$$y_{Yp} = h_1/3 = 0,7/3 = 0,233 \text{ m}$$

$$y_{Yv} = (0,5 \times \sigma_{w,5} \times 6^2 + 0,5 \times \sigma_{w,4} \times 6^2 \times 2/3) / Y_v = 4,416 \text{ m}$$

3.3.4 Ώθηση λόγω επιφόρτισης ($q = 79,5 \text{ KN/m}$).

Το φορτίο αυτό θεωρείται ότι δρα σε απόσταση $L = 1 + 0,1 \times \alpha = 1 + 0,1 \times 9 = 1,9 \text{ m}$ και εκτείνεται στο άπειρο. Έτσι δημιουργεί ωθήσεις σε βάθος ίσο και μεγαλύτερο από την απόστασή του από την εδαφική μάζα πάνω από το πέδιλο (η φόρτιση κατανέμεται με γωνία 45° στο έδαφος (βιβλίο Εδαφομηχανικής)), οι οποίες δίνονται από τη σχέση:

$$\sigma_q = K_a \times 79,5 = 22,476 \text{ KN/m}^2.$$

Οι τιμές των συνισταμένων ενεργών δυνάμεων προκύπτουν:

$$P_q = \sigma_q \times (5,9 - 1,9) = 89,903 \text{ KN/m}.$$

Οι αντίστοιχοι μοχλοβραχίονες ως προς το σημείο (5) των δυνάμεων αυτών για τον έλεγχο σε ανατροπή προκύπτουν:

$$y_{Pq} = (H - L)/2 + h_1 = 2,7 \text{ m}.$$

3.4 Υπολογισμός φορτίσεων τοίχου αντιστήριξης υπό σεισμική διέγερση.

Για τον υπολογισμό των ωθήσεων επί του τοίχου, γίνεται η παραδοχή ότι οι εδαφικές ωθήσεις ασκούνται μέσω μόνο του αμμοχάλικου προκειμένου να εφαρμοστεί η μέθοδος οριακής ισορροπίας *Mononobe – Okabe*, η οποία ισχύει μόνο για μη συνεκτικά εδάφη.

Σύμφωνα με τον *E.A.K.2000 §5.2.3.2β[1]*, για τον έλεγχο σε ολίσθηση λαμβάνεται μόνο το **40%** των σεισμικών παθητικών ωθήσεων που θα αναπτυχθούν στο πέδιλο του τοίχου. Επειδή οι ωθήσεις αυτές είναι αμελητέες στην προκειμένη περίπτωση γίνεται η συντηρητική παραδοχή ότι μπορούν να παραληφθούν.

Ο σεισμικός συντελεστής ενεργών ωθήσεων για το αμμοχάλικο προκύπτει:

$$K_{aE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \beta)}{\cos\psi \times \cos^2\beta \times \cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \times \sin(\varphi - \psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \times \cos(\beta - i)}} \right]^2} = 0,354$$

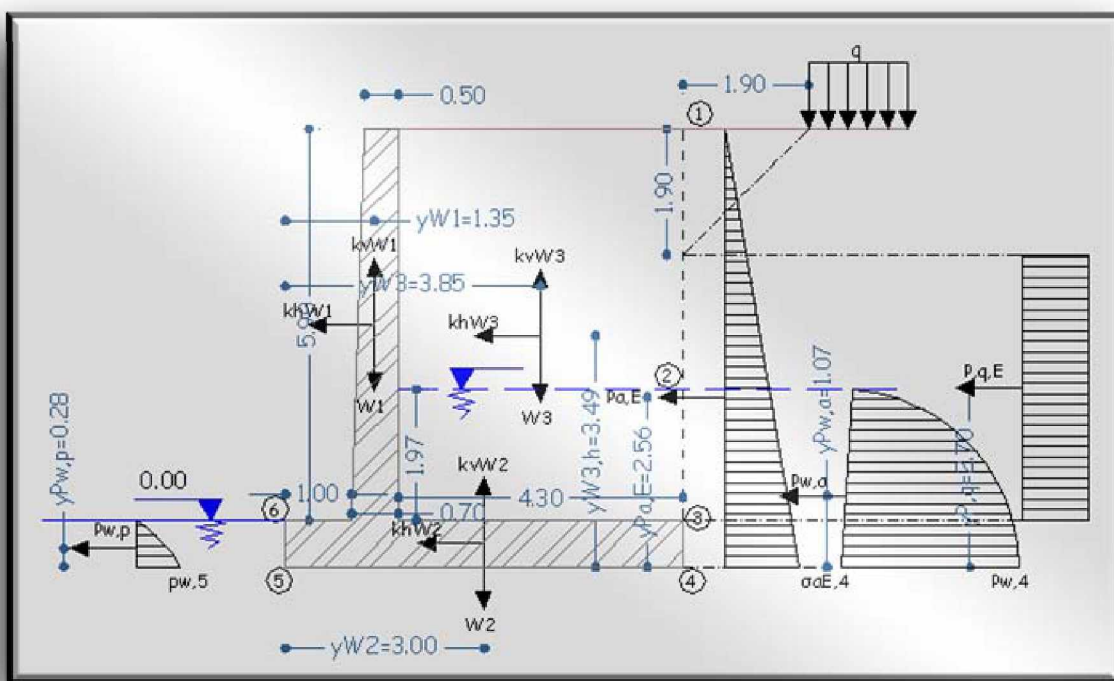
$$\text{όπου: } \psi = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v} = \arctan \frac{0,14478}{1 - 0,04343} = 8,607^\circ$$

Το αμμοχάλικο κατατάσσεται στην κατηγορία των πολύ διαπερατών εδαφών όπου αναπτύσσονται σχετικές κινήσεις μεταξύ των κόκκων του εδάφους και του νερού των πόρων. Κατά συνέπεια, οι σεισμικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στο έδαφος υπολογίζονται συναρτήσει του βυθισμένου ειδικού του βάρους γ'_{SG} ενώ παράλληλα με τις υδροστατικές πιέσεις αναπτύσσονται και υδροδυναμικές πιέσεις ανάντι και κατόντι του τοίχου οι οποίες λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο ομόφορες (E.A.K.2000. §5.3γ[2],[3]).

Για τον υπολογισμό των σεισμικών ενεργών ωθήσεων χρησιμοποιείται ένα μέσο ειδικό βάρος $\bar{\gamma}_{SG}$ για το επίχωμα το οποίο είναι μερικώς βυθισμένο. Ισχύει:

$$\bar{\gamma}_{SG} = \lambda^2 \cdot \gamma'_{SG} + (1 - \lambda^2) \cdot \gamma_{d,SG} = \left(\frac{1}{3}\right)^2 \times (17,9 - 10) + \left[1 - \left(\frac{1}{3}\right)^2 \right] \times 15 = 14,211 \text{KN} / m^3$$

Στο παρακάτω σχήμα δίνονται τα αντίστοιχα διαγράμματα σεισμικών ενεργών ωθήσεων και των υδροδυναμικών πιέσεων επί του τοίχου και οι θέσεις εφαρμογής των αντίστοιχων συνισταμένων δυνάμεων. Οι υδροστατικές πιέσεις υπό σεισμό θεωρούνται ότι ταυτίζονται με αυτές των στατικών συνθηκών.



Διάγραμμα σεισμικών ωθήσεων.

3.4.1 Ενεργές ωθήσεις και ενεργός συνισταμένη δύναμη.

Η χαρακτηριστική τιμή των ενεργών ωθήσεων προκύπτει:

$$\sigma_{aE,3} = K_{aE} \times \bar{\gamma}_{SG} \times H \times (1 - k_v) = 0,354 \times 14,211 \times 5,9 \times (1 - 0,04343) = 28,394 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{aE,4} = K_{aE} \times \bar{\gamma}_{SG} \times (H + h_1) \times (1 - k_v) = 0,354 \times 14,211 \times (5,9 + 0,7) \times (1 - 0,04343) = 31,763 \text{ KN/m}^2$$

Η τιμή της συνισταμένης ενεργού δύναμης προκύπτει:

$$P_{aE} = 0,5 \times \sigma_{aE,4} \times (H + h_1) = 0,5 \times 31,763 \times (5,9 + 0,7) = 104,818 \text{ KN/m}$$

Για τον υπολογισμό του μοχλοβραχίονα ως προς το σημείο (5) της δύναμης P_{aE} για τον έλεγχο σε ανατροπή γίνεται η παραδοχή ότι η δύναμη:

$$\Delta P_{aE} = P_{aE} - P_{a,1} - P_{a,2} = 104,818 - 32,804 - 54,437 = 17,577 \text{ KN/m}$$

που αποτελεί την αύξηση των ενεργών ωθήσεων λόγω σεισμού εφαρμόζεται σε ύψος από τη στάθμη θεμελίωσης ίσο με $0,6 \times (H + h_1)$. Επομένως, ο μοχλοβραχίονας της P_{aE} ως προς το σημείο (5) προκύπτει :

$$y_{PaE} = \frac{P_{a,1} \times y_{Pa,1} + P_{a,2} \times y_{Pa,2} + \Delta P_{aE} \times 0,6 \times (H + h_1)}{P_{aE}} = 2,559 \text{ m} \approx 0,4H$$

3.4.2 Υδροστατικές πιέσεις και υδροστατική συνισταμένη δύναμη.

Υπό σεισμική φόρτιση, οι υδροστατικές πιέσεις που λαμβάνονται υπόψη είναι αυτές που ασκούνται υπό στατικές συνθήκες.

3.4.3 Υδροδυναμικές πιέσεις και υδροδυναμική συνισταμένη δύναμη.

Οι υδροδυναμικές πιέσεις που ασκούνται κατάντι του τοίχου λαμβάνονται με φορά όμοια με αυτή της σεισμικής διέγερσης και η τιμή τους δίνεται ως συνάρτηση του βάθους του βυθισμένου εδάφους από τη σχέση:

$$p_{w,p} = \frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{h_1 \times y}$$

όπου: y το βάθος του βυθισμένου εδάφους

Η τιμή της συνισταμένης υδροδυναμικής δύναμης κατάντι του τοίχου προκύπτει:

$$P_{w,p} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times h_1^2 = \frac{7}{12} \times 0,1448 \times 10 \times 0,7^2 = 0,414 \text{ kN / m}$$

Ο μοχλοβραχίονας ως προς το σημείο (5) της δύναμης αυτής για τον έλεγχο σε ανατροπή προκύπτει:

$$y_{P_{w,p}} = 0,4 \times h_1 = 0,4 \times 0,7 = 0,28 \text{ m}$$

Οι υδροδυναμικές πιέσεις ανάντι του τοίχου και η αντίστοιχη συνισταμένη δύναμη προκύπτουν:

$$P_{w,a} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times (h + h_1)^2 = \frac{7}{12} \times 0,1448 \times 10 \times (1,967 + 0,7)^2 = 6,006 \text{ kN / m}$$

Ο μοχλοβραχίονας ως προς το σημείο (5) της δύναμης αυτής για τον έλεγχο σε ανατροπή προκύπτει:

$$y_{P_{w,a}} = 0,4 \times (h + h_1) = 0,4 \times (1,967 + 0,7) = 1,067 \text{ m}$$

3.4.4 Ίδια βάρη και αδρανειακές δυνάμεις.

Για τον υπολογισμό των ιδίων βαρών του τοίχου αντιστήριξης το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος λαμβάνεται:

$$\gamma_G = 25 \text{ KN/m}^3$$

Για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της μάζας του εδάφους που υπέρκειται του πεδίου του τοίχου λαμβάνονται υπόψη τόσο το ξηρό φαινόμενο βάρος του όσο και το κορεσμένο ειδικό του βάρος. Σύμφωνα με την προεκλογή του πεδίου, έχουμε:

$$W_1 = 0,5 \times (0,70 + 0,50) \times 5,9 \times 25 = 88,5 \text{ KN/m}$$

$$W_2 = 0,70 \times 6,0 \times 25 = 105,0 \text{ KN/m}$$

$$W_3 = (5,9 - 1,967) \times (6,0 - 1,0 - 0,7) \times 15 + 1,967 \times (6,0 - 1,0 - 0,7) \times 17,9 = 405,074 \text{ KN/m}$$

Οι αδρανειακές δυνάμεις λόγω οριζόντιας και κατακόρυφης διέγερσης προκύπτουν:

3.4.4.1 Οριζόντιες συνιστώσες:

$$W_{1h} = W_1 \times k_h = 88,5 \times 0,1448 = 12,813 \text{ KN/m}$$

$$W_{2h} = W_2 \times k_h = 105 \times 0,1448 = 15,202 \text{ KN/m}$$

$$W_{3h} = [(5,9 - 1,967) \times (6,0 - 1,0 - 0,7) \times 15 + 1,967 \times (6,0 - 1,0 - 0,7) \times 7,9] \times k_h = 46,403 \text{ KN/m}$$

Παρακάτω υπολογίζεται το $y_{W_{1h}}$ για την περίπτωση της ανατροπής:

$$y_{W_{1h}} = \frac{\frac{H}{2} \times \left(\frac{H}{2} \times 0,5 \right) + \frac{H}{3} \times \left(\frac{1}{2} \times 0,2 \times H \right)}{(0,5 + 0,7) \times \frac{H}{2}} = 3,486 \text{ m}$$

3.4.4.2 Κατακόρυφες συνιστώσες:

$$W_{1v} = W_1 \times k_v = 88,5 \times 0,04343 = 33,844 \text{ KN/m}$$

$$W_{2v} = W_2 \times k_v = 105 \times 0,04343 = 4,561 \text{ KN/m}$$

$$W_{3v} = [(5,9 - 1,967) \times (6,0 - 1,0 - 0,7) \times 15 + 1,967 \times (6,0 - 1,0 - 0,7) \times 7,9] \times k_v = 13,921 \text{ KN/m}$$

3.4.5 Ώθηση λόγω επιφόρτισης ($q = 79,5 \text{ KN/m}$).

Το φορτίο αυτό θεωρείται ότι δρα σε απόσταση $L = 1 + 0,1 \times \alpha = 1 + 0,1 \times 9 = 1,9 \text{ m}$ και εκτείνεται στο άπειρο. Έτσι δημιουργεί ωθήσεις σε βάθος ίσο και μεγαλύτερο από την απόστασή του από την εδαφική μάζα πάνω από το πέδιλο (η φόρτιση κατανέμεται με γωνία 45° στο έδαφος (βιβλίο Εδαφομηχανικής)), οι οποίες δίνονται από τη σχέση:

$$\sigma_{qE} = (1 - K_v) \times K_{aE} \times q = 26,923 \text{ KN/m}^2.$$

Οι τιμές των συνισταμένων ενεργών δυνάμεων προκύπτουν:

$$P_{qE} = \sigma_{qE} \times (5,9-1,9) = 107,690 \text{ KN/m.}$$

Οι αντίστοιχοι μοχλοβραχίονες ως προς το σημείο (5) των δυνάμεων αυτών για τον έλεγχο σε ανατροπή προκύπτουν:

$$y_{Pq} = (H-L)/2+h_1 = 2,7 \text{ m}$$

3.5 Έλεγχος σε ολίσθηση.

Για τον έλεγχο του τοίχου αντιστήριξης έναντι ολίσθησης γίνεται η παραδοχή ότι η ενδεχόμενη ολίσθηση θα αναπτυχθεί στη διεπιφάνεια μεταξύ του πεδίου και της στρώσης εξυγίανσης από αμμοχάλικο.

Υπό στατικές συνθήκες, ως τιμή του συντελεστή ασφαλείας έναντι ολίσθησης ορίζεται η τιμή **1,50**, ενώ υπό σεισμική διέγερση δεδομένου ότι η διαστασιολόγηση του τοίχου αντιστήριξης γίνεται με βάση ανεκτές μετακινήσεις θεωρείται συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης ίσος με **1,0**.

3.5.1 Έλεγχος σε ολίσθηση υπό στατικές συνθήκες.

Η συνισταμένη των δυνάμεων που τείνουν να προκαλέσουν (θετικό πρόσημο) οριζόντια ολίσθηση του τοίχου αντιστήριξης επί της διεπιφάνειας μεταξύ του πεδίου και της στρώσης εξυγίανσης καθώς και των δυνάμεων που τείνουν να αποτρέψουν (αρνητικό πρόσημο) την ολίσθηση αυτή, δίνεται στον ακόλουθο πίνακα:

| Δυνάμεις Ολίσθησης (Στατικό πρόβλημα) | | | |
|---------------------------------------|-------|---------------|--------------|
| Περιγραφή | Όνομα | Δύναμη | |
| Ενεργός ώθηση | Pa,1 | 32,804 | KN/m |
| Ενεργός ώθηση | Pa,2 | 54,437 | KN/m |
| Παθητική ώθηση | Pp,1 | -6,846 | KN/m |
| Ώθηση λόγω επιφόρτισης | Pq | 80,903 | KN/m |
| Υδροστατική δύναμη ανάντι του τοίχου | Ya | 35,556 | KN/m |
| Υδροστατική δύναμη κατάντι του τοίχου | Yp | -2,450 | KN/m |
| | | Συνισταμένη = | 203,404 KN/m |

| Δυνάμεις Αντίστασης μέσω τριβής (Στατικό πρόβλημα) | | | |
|--|-------|--------------------|--------------|
| Περιγραφή | Όνομα | Δύναμη | |
| Βάρος τοίχου | W1 | 88,500 | KN/m |
| Βάρος πεδίου | W2 | 105,000 | KN/m |
| Βάρος εδαφικής μάζας | W3 | 405,074 | KN/m |
| Δύναμη υποπίεσης | Yv | -101,000 | KN/m |
| | | Συνισταμένη = | 497,574 KN/m |
| | | Συνισταμένη×tanφ = | 335,618 KN/m |

| Έλεγχος σε ολίσθηση | | |
|---------------------|-------|----------|
| Σ.Α. | min | Εντάξει; |
| 1,650 | 1,500 | OK |

Ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης προκύπτει:

$$\frac{\Sigma F_{\text{τριβής}}}{\Sigma F_{\text{ολίσθησης}}} = \frac{335,618}{203,404} = 1,650 > 1,50 \quad \checkmark$$

3.5.2 Έλεγχος σε ολίσθηση υπό σεισμική διέγερση.

Η συνισταμένη των δυνάμεων που τείνουν να προκαλέσουν (θετικό πρόσημο) οριζόντια ολίσθηση του τοίχου αντιστήριξης επί της διεπιφάνειας μεταξύ του πεδίλου και της στρώσης εξυγίανσης καθώς και των δυνάμεων που τείνουν να αποτρέψουν (αρνητικό πρόσημο) την ολίσθηση αυτή δίνεται στον ακόλουθο πίνακα:

| Δυνάμεις Ολίσθησης (Δυναμικό πρόβλημα) | | | |
|--|-------|---------|--------------|
| Περιγραφή | Όνομα | Δύναμη | |
| Ενεργός σεισμική ώθηση | PaE | 104,818 | KN/m |
| Υδροδυναμική δύναμη ανάντι του τοίχου | Pwa | 6,006 | KN/m |
| Υδροδυναμική δύναμη κατόντι του τοίχου | Pwp | 0,414 | KN/m |
| Υδροστατική δύναμη ανάντι του τοίχου | Ya | 35,556 | KN/m |
| Υδροστατική δύναμη κατόντι του τοίχου | Yp | -2,450 | KN/m |
| Αδρανειακή δύναμη λόγω επιφόρτισης | PaE | 107,690 | KN/m |
| Οριζ. αδρανειακή δύναμη τοίχου | W1h | 12,813 | KN/m |
| Οριζ. αδρανειακή δύναμη πεδίλου | W2h | 15,202 | KN/m |
| Οριζ. αδρανειακή δύναμη εδαφικής μάζας | W3h | 46,403 | KN/m |
| Συνισταμένη = | | | 326,451 KN/m |

| Δυνάμεις Αντίστασης μέσω Τριβής (Δυναμικό πρόβλημα) | | | |
|---|-------|----------|--------------|
| Περιγραφή | Όνομα | Δύναμη | |
| Βάρος τοίχου | W1 | 88,500 | KN/m |
| Βάρος πεδίλου | W2 | 105,000 | KN/m |
| Βάρος εδαφικής μάζας | W3 | 405,074 | KN/m |
| Κατακ. αδρανειακή αντίδραση τοίχου | W1v | -3,844 | KN/m |
| Κατακ. αδρανειακή αντίδραση πεδίλου | W2v | -4,561 | KN/m |
| Κατακ. αδρανειακή αντίδραση εδαφικής μάζας | W3v | -13,921 | KN/m |
| Δύναμη υπόπλισης | Yv | -101,000 | KN/m |
| Συνισταμένη = | | | 475,249 KN/m |
| Συνισταμένη * tanφ = | | | 320,560 KN/m |

| Έλεγχος σε ολίσθηση | | |
|---------------------|-------|----------|
| Σ.Α. | min | Εντάξει; |
| 0,982 | 1,000 | ΟΧΙ |

Η μέγιστη δύναμη τριβής που μπορεί να αναπτυχθεί στην στρώση εξυγίανσης από αμμοχάλικο είναι η συνισταμένη των δυνάμεων που δημιουργούνται επί το $\tan\varphi' = \tan 34^\circ$:

Επομένως, ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης προκύπτει:

$$\frac{\Sigma F_{\text{τριβής}}}{\Sigma F_{\text{ολίσθησης}}} = \frac{320,560}{326,451} = 0,982 < 1,00 \quad \times$$

Ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, όμως αυτό είναι οριακό, οπότε μπορούμε να συνεχίσουμε.

3.6 Έλεγχος σε ανατροπή.

Για τον έλεγχο του τοίχου αντιστήριξης έναντι ανατροπής γίνεται η παραδοχή ότι η ενδεχόμενη ανατροπή του τοίχου θα εμφανιστεί γύρω από το κατώτερο άκρο του πεδίλου κατόντι του τοίχου [σημείο (5)].

Υπό στατικές συνθήκες, ως τιμή του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής ορίζεται η τιμή **2,00** ενώ υπό σεισμική διέγερση δεδομένου ότι η διαστασιολόγηση του τοίχου αντιστήριξης γίνεται με βάση ανεκτές μετακινήσεις θεωρείται ικανοποιητική μια τιμή της τάξεως 1,50 για τον συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής.

3.6.1 Έλεγχος σε ανατροπή υπό στατικές συνθήκες.

Η συνισταμένη των ροπών που τείνουν να προκαλέσουν ανατροπή του τοίχου αντιστήριξης καθώς και των ροπών που τείνουν να αποτρέψουν την ανατροπή αυτή υπολογίζονται στους ακόλουθους πίνακες.

| Ροπές Ανατροπής (Στατικό πρόβλημα) | | | | | | | |
|--------------------------------------|-----------|---------|----------------|------------------------|-------|---------|-------|
| Περιγραφή | Όνομα | Δύναμη | Μοχλοβραχίονας | | Ροπή | | |
| Ενεργός ώθηση | $P_{a,1}$ | 32,804 | KN/m | $\gamma \cdot P_{a,1}$ | 3,978 | 130,488 | kNm/m |
| Ενεργός ώθηση | $P_{a,2}$ | 54,437 | KN/m | $\gamma \cdot P_{a,2}$ | 1,252 | 68,157 | kNm/m |
| Ωθηση λόγω επιφόρτισης | P_q | 09,903 | KN/m | γP_q | 2,700 | 242,739 | kNm/m |
| Υδροστατική δύναμη έναντι του τοίχου | Y_a | 35,556 | KN/m | $\gamma \cdot Y_a$ | 0,880 | 31,695 | kNm/m |
| Δύναμη υποπίεσης | Y_v | 101,000 | KN/m | $\gamma \cdot Y_v$ | 4,416 | 446,000 | kNm/m |
| Συνισταμένη ροπή ανατροπής = | | | | | | 918,990 | kNm/m |

| Ροπές Ευστάθειας (Στατικό πρόβλημα) | | | | | | | |
|-------------------------------------|-----------|---------|----------------|--------------|-------|----------|-------|
| Περιγραφή | Όνομα | Δύναμη | Μοχλοβραχίονας | | Ροπή | | |
| Παθητική ώθηση | $P_{p,1}$ | 6,846 | KN/m | γP_p | 0,233 | 1,597 | kNm/m |
| Υδροστατική παθητική ώθηση | Y_p | 2,450 | KN/m | γY_p | 0,233 | 0,572 | kNm/m |
| Βάρος τοίχου | W_1 | 88,500 | KN/m | γW_1 | 1,350 | 110,475 | kNm/m |
| Βάρος πεδίου | W_2 | 105,000 | KN/m | γW_2 | 3,000 | 315,000 | kNm/m |
| Βάρος εδάφους | W_3 | 405,074 | KN/m | γW_3 | 3,850 | 1559,536 | kNm/m |
| Συνισταμένη ροπή ευστάθειας = | | | | | | 1996,180 | kNm/m |

| Έλεγχος σε ανατροπή | | |
|---------------------|-------|----------|
| Σ.Α. | min | Εντάξει; |
| 2,172 | 2,000 | OK |

Επομένως, ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης προκύπτει:

$$\frac{\Sigma M_{\text{ευστάθειας}}}{\Sigma M_{\text{ανατροπής}}} = \frac{1996,180}{918,990} = 2,172 > 2,00 \quad \checkmark$$

3.6.2 Έλεγχος σε ανατροπή υπό σεισμική διέγερση.

Η συνισταμένη των ροπών που τείνουν να προκαλέσουν ανατροπή του τοίχου αντιστήριξης καθώς και των ροπών που τείνουν να αποτρέψουν την ανατροπή αυτή υπολογίζονται στους ακόλουθους πίνακες:

| Ροπές Ανατροπής (Δυναμικό πρόβλημα) | | | | | | | |
|--|-------|---------|------|----------------|-------|-----------------|--------------|
| Περιγραφή | Όνομα | Δύναμη | | Μοχλοβραχίονας | | Ροπή | |
| Ενεργός σεισμική ώθηση | PaE | 104,818 | KN/m | γPaE | 2,559 | 268,250 | kNm/m |
| Υδροστατική δύναμη ανάντι του τοίχου | Υα | 35,556 | KN/m | γΥα | 0,889 | 31,605 | kNm/m |
| Δύναμη υποπίεσης | Υν | 101,000 | KN/m | γΥν | 4,416 | 446,000 | kNm/m |
| Υδροδυναμική δύναμη ανάντι του τοίχου | Pwa | 6,006 | KN/m | γPwa | 1,067 | 6,406 | kNm/m |
| Υδροδυναμική δύναμη κατάντι του τοίχου | Pwp | 0,414 | KN/m | γPwp | 0,200 | 0,116 | kNm/m |
| Αδρανειακή δύναμη λόγω επιφόρτισης | PqE | 107,690 | KN/m | γPwp | 2,700 | 290,764 | kNm/m |
| Οριζ. αδρανειακή δύναμη τοίχου | W1h | 12,813 | KN/m | γW1h | 3,486 | 44,667 | kNm/m |
| Οριζ. αδρανειακή δύναμη πεδίου | W2h | 15,202 | KN/m | γW2h | 3,350 | 5,921 | kNm/m |
| Οριζ. αδρανειακή δύναμη εδαφικής μάζας | W3h | 46,403 | KN/m | γW3h | 3,650 | 169,371 | kNm/m |
| Συνισταμένη ροπή ανατροπής = | | | | | | 1262,500 | kNm/m |

| Ροπές Ευστάθειας (Δυναμικό πρόβλημα) | | | | | | | |
|--------------------------------------|--------|---------|------|----------------|-------|-----------------|--------------|
| Περιγραφή | Όνομα | Δύναμη | | Μοχλοβραχίονας | | Ροπή | |
| Υδροστατική παθητική ώθηση | Υρ | 2,450 | KN/m | γΥρ = | 0,233 | 0,572 | kNm/m |
| Μειωμένο βάρος τοίχου | W1-W1v | 84,656 | KN/m | γW1v = | 1,350 | 114,286 | kNm/m |
| Μειωμένο βάρος πεδίου | W2-W2v | 100,439 | KN/m | γW2v = | 3,000 | 301,318 | kNm/m |
| Μειωμένο βάρος εδάφους | W3-W3v | 391,153 | KN/m | γW3v = | 3,850 | 1505,941 | kNm/m |
| Συνισταμένη ροπή ευστάθειας = | | | | | | 1922,117 | kNm/m |

| Έλεγχος σε ανατροπή | | |
|---------------------|-------|----------|
| Σ.Α. | min | Εντάξει; |
| 1,522 | 1,500 | OK |

Επομένως, ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής προκύπτει:

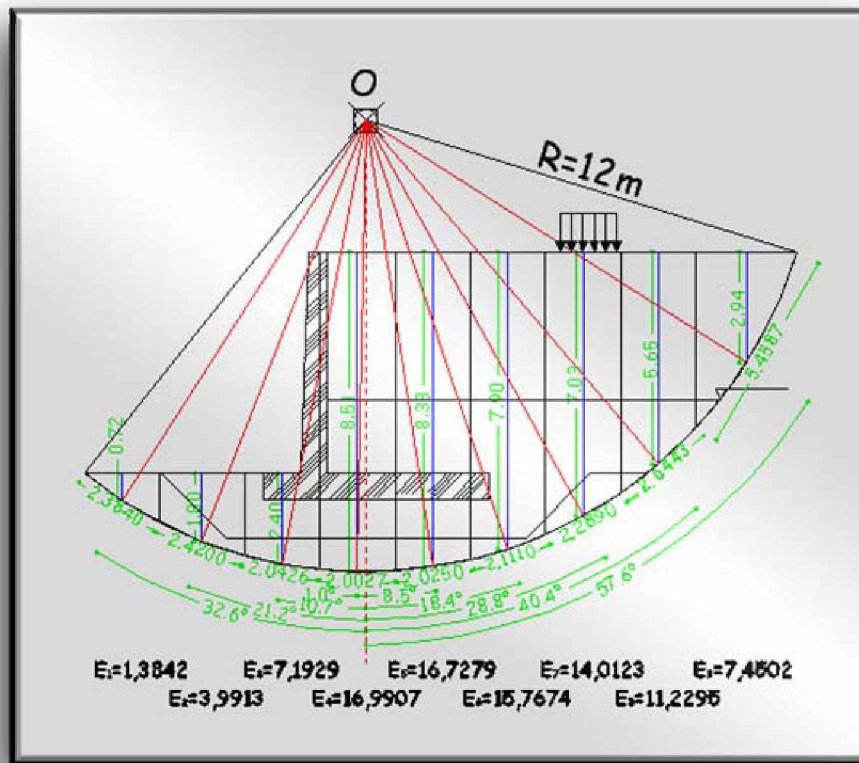
$$\frac{\Sigma M_{\text{ευστάθειας}}}{\Sigma M_{\text{ανατροπής}}} = \frac{1922,117}{1262,500} = 1,522 > 1,50 \quad \checkmark$$

3.7 Έλεγχος γενικής ευστάθειας.

Λεπτομέρειες για τον έλεγχο γενικής ευστάθειας υπάρχουν στην αντίστοιχη άσκηση «Ευστάθειας πρανών» στα πλαίσια του μαθήματος «ΑΣΤΕ 05». Για το λόγο αυτό, η παρακάτω διαδικασία παρουσιάζει συνοπτικό χαρακτήρα.

3.7.1 Στατικός συντελεστής ασφαλείας.

Για τον υπολογισμό του στατικού συντελεστή ασφαλείας γίνεται η διακριτοποίηση του πρανούς σε φέτες. Αυτή η διακριτοποίηση παρουσιάζεται παρακάτω:



Ακολουθεί πίνακας με υπολογισμένες τις τιμές των μεγεθών που υπεισέρχονται στον υπολογισμό του στατικού συντελεστή ασφαλείας:

| Τμήμα | [1] | [2] | [3] | [4] | [5] | [5α] | [5β] | [5γ] | [6] |
|-------|-------------------|---------|---------|---------|----------------------|----------|----------|----------|----------------------|
| | A | L | α | h | γ | % | % | % | cu |
| | (m ²) | (m) | (ο) | (m) | (kN/m ²) | CL | SG | SG,d | (kN/m ²) |
| | AutoCAD | AutoCAD | AutoCAD | AutoCAD | Δεδομένα | Εκτίμηση | Εκτίμηση | Εκτίμηση | =50+10*7 |
| 1 | 1,3842 | 2,3840 | -32,6 | 0,7155 | 21,80 | 100 | 0 | 0 | 140,00 |
| 2 | 3,9913 | 2,4200 | -21,2 | 1,7957 | 19,85 | 50 | 50 | 0 | 70,00 |
| 3 | 7,1929 | 2,0426 | -10,7 | 2,4039 | 19,19 | 50 | 50 | 0 | 70,00 |
| 4 | 16,9907 | 2,0027 | -1,0 | 8,5093 | 13,79 | 20 | 40 | 40 | 28,00 |
| 5 | 16,7279 | 2,0250 | 8,5 | 8,3783 | 13,71 | 15 | 42 | 43 | 21,00 |
| 6 | 15,7674 | 2,1110 | 18,4 | 7,9000 | 13,50 | 5 | 50 | 45 | 7,00 |
| 7 | 14,0123 | 2,2890 | 28,8 | 7,0268 | 13,21 | 15 | 40 | 45 | 21,00 |
| 8 | 11,2295 | 2,6443 | 40,4 | 5,6465 | 12,60 | 5 | 35 | 60 | 7,00 |
| 9 | 7,4502 | 5,4587 | 57,6 | 2,9419 | 9,90 | 0 | 10 | 90 | 0,00 |
| Σ = | 94,7464 | 23,3773 | | | | | | | |

| Τμήμα | [7] | [8] | [9] | [10] | [11] | [12] | [13] | [14] | [15] |
|-------|-------|--------|----------------------|-------------|-------------|-------------|---------|---------|--------------------|
| | φ' | q | u | W | w×cosα | w×sinα | cu×L | u×L | (w×cosα-u×L)×tanφ' |
| | (ο) | (kN/m) | (kN/m ²) | (kN) | (kN) | (kN) | (kN/m) | (kN/m) | (kN/m) |
| | Δεδ. | | 2×γ _v | [1]×[5]+[8] | [10]×cos[3] | [10]×sin[3] | [6]×[2] | [9]×[2] | ([11]-[14])×tan[7] |
| 1 | 0,00 | 0,0 | 7,16 | 30,18 | 25,42 | -16,26 | 333,76 | 17,06 | 0,00 |
| 2 | 8,95 | 0,0 | 17,96 | 79,23 | 73,87 | -28,65 | 169,40 | 43,46 | 4,79 |
| 3 | 8,95 | 0,0 | 24,04 | 138,03 | 135,63 | -25,63 | 142,98 | 49,10 | 13,63 |
| 4 | 10,32 | 0,0 | 45,79 | 234,30 | 234,27 | -4,09 | 56,08 | 91,71 | 25,96 |
| 5 | 10,92 | 59,6 | 44,48 | 288,96 | 285,79 | 42,71 | 42,53 | 90,08 | 37,74 |
| 6 | 12,51 | 0,0 | 39,70 | 212,86 | 201,98 | 67,19 | 14,78 | 83,81 | 26,21 |
| 7 | 10,72 | 0,0 | 30,97 | 185,10 | 162,21 | 89,17 | 48,07 | 70,89 | 17,28 |
| 8 | 11,01 | 0,0 | 17,17 | 141,49 | 107,75 | 91,70 | 18,51 | 45,39 | 12,13 |
| 9 | 8,90 | 0,0 | 0,70 | 73,76 | 39,52 | 62,28 | 0,00 | 3,82 | 5,59 |
| Σ = | | | | 1383,91 | 1266,43 | 278,43 | 826,10 | 495,31 | 143,32 |

| |
|-------------------------|
| FOS_{st} |
| (αδιάστατο) |
| ([13]+[15])/[12] |
| 3,48 |

Πίνακας 3.7.1α – Προσδιορισμός Στατικού Συντελεστή Ασφαλείας.

Ο συντελεστής ο οποίος δίνεται σύμφωνα με σχέσεις που αναπτύχθηκαν σε ξεχωριστή εργασία, είναι:

$$F_s = \frac{\sum [(W \times \cos \alpha - u \times L) \times \tan \varphi']}{\sum (W \times \sin \alpha)} = \frac{826,10 + 495,31}{278,43} = 3,48$$

3.7.2 Δυναμικός συντελεστής ασφαλείας.

Για τον υπολογισμό του δυναμικού συντελεστή ασφαλείας δεν θα χρησιμοποιηθεί ως τιμή του σεισμικού συντελεστή η τιμή $k_m = 0,41$ που αντιστοιχεί στην μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, διότι η μάζα του πρανούς δεν πρόκειται να συμπεριφερθεί στο σεισμό ως στερεό σώμα. Για το λόγο αυτό και προκειμένου η σεισμική επιτάχυνση που θα ληφθεί υπόψη να έχει την αντιπροσωπευτικότητα μιας ενεργούς επιτάχυνσης, η τιμή του σεισμικού συντελεστή θα ληφθεί από τη σχέση [Hynes-Griffin, Franklin (1984)]:

$$k_h = 0,50 \times \frac{\alpha_{\max}}{g} = 0,50 \times 0,41 = 0,205, \text{ ενώ } k_v = 0,5 \times 0,205 = 0,103$$

Στον πίνακα που ακολουθεί γίνεται ο υπολογισμός των επιμέρους όρων συναρτήσεως των οποίων προκύπτει ο δυναμικός συντελεστής ασφαλείας. Τα δεδομένα που λείπουν, μπορούν να παρθούν από τον πίνακα για το στατικό συντελεστή ασφαλείας που έχει δοθεί πιο πριν.

| Τμήμα | [1] | [2] | [3] | [4] | [5] | [6] | [7] | [8] | [9] |
|------------|-------------------|----------------|---------|---------|----------------------|----------------------|------|-------------------|----------------------|
| | A | L | α | h | γ | c' | φ' | q | u |
| | (m ²) | (m) | (ο) | (m) | (kN/m ²) | (kN/m ²) | (ο) | (kN/m) | (kN/m ²) |
| | AutoCAD | AutoCAD | AutoCAD | AutoCAD | Δεδομένα | Δεδομένα | Δεδ. | p×l _{ορ} | z×γ _v |
| 1 | 1,3842 | 2,3840 | -32,6 | 0,7155 | 21,8 | 140,0 | 0,0 | 0,0 | 7,16 |
| 2 | 3,9913 | 2,4200 | -21,2 | 1,7957 | 19,9 | 70,0 | 9,0 | 0,0 | 17,96 |
| 3 | 7,1929 | 2,0426 | -10,7 | 2,4039 | 19,2 | 70,0 | 9,0 | 0 | 24,04 |
| 4 | 16,9907 | 2,0027 | -1,0 | 8,5093 | 13,8 | 28,0 | 10,3 | 0 | 45,79 |
| 5 | 16,7279 | 2,0250 | 8,5 | 8,3783 | 13,7 | 21,0 | 10,9 | 59,625 | 44,48 |
| 6 | 15,7674 | 2,1110 | 18,4 | 7,9000 | 13,5 | 7,0 | 12,5 | 0 | 39,70 |
| 7 | 14,0123 | 2,2890 | 28,8 | 7,0268 | 13,2 | 21,0 | 10,7 | 0 | 30,97 |
| 8 | 11,2295 | 2,6443 | 40,4 | 5,6465 | 12,6 | 7,0 | 11,0 | 0 | 17,17 |
| 9 | 7,4502 | 5,4587 | 57,6 | 2,9419 | 9,9 | 0,0 | 8,9 | 0 | 0,70 |
| Σ = | 94,7464 | 23,3773 | | | | | | | |

| Τμήμα | [16] | [17] | [18] | [19] | [20] | [21] |
|------------|-------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|------------------------------|---|---|
| | (1+k _v)× w× ×cosα | (1-k _v)×w× ×cosα | k _h ×w× ×sinα | w× ×(cosα- h/2R) | [(1+k _v)×w×co sa- k _h ×w×sinα- u×L]×tanφ' | [(1-k _v)×w×cosα- k _h ×w×sinα- u×L]×tanφ' |
| | (kN/m) | (kN/m) | (kN/m) | (kN/m) | (kN/m) | (kN/m) |
| | (1+k _v)× [11] | (1-k _v)× ×[11] | k _h ×[12] | [10]×(co s[3]- [4]/2R) | ([(16]-[18]- [14])× ×tan[7] | ([(17]-[18]-[14])× ×tan[7] |
| 1 | 28,03 | 22,82 | -3,33 | 24,93 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 81,44 | 66,29 | -5,87 | 70,63 | 6,91 | 4,52 |
| 3 | 149,53 | 121,73 | -5,25 | 128,09 | 16,64 | 12,27 |
| 4 | 258,28 | 210,25 | -0,84 | 188,95 | 30,48 | 21,74 |
| 5 | 315,08 | 256,50 | 8,76 | 230,77 | 41,70 | 30,40 |
| 6 | 222,68 | 181,27 | 13,77 | 163,76 | 27,75 | 18,56 |
| 7 | 178,83 | 145,58 | 18,28 | 132,65 | 16,97 | 10,67 |
| 8 | 118,80 | 96,71 | 18,80 | 89,59 | 10,62 | 6,32 |
| 9 | 43,57 | 35,47 | 12,77 | 34,59 | 4,23 | 2,96 |
| Σ = | 1396,24 | 1136,62 | 57,08 | 1063,96 | 155,29 | 107,45 |

| | |
|------------------|-------|
| R = | 22,0 |
| k _h = | 0,205 |
| k _v = | 0,103 |

| |
|--|
| FOS^{+k_v}_{dyn} (αδιάστατο) |
| ([(13]+[20])/ |
| ((1+k _v)×[12]+k _h ×[19]) |
| 1,8690 |

| |
|--|
| FOS^{-k_v}_{dyn} (αδιάστατο) |
| ([(13]+[21])/ |
| ((1-k _v)×[12]+k _h ×[19]) |
| 1,9948 |

Πίνακας 3.7.2α – Προσδιορισμός Δυναμικού Συντελεστή Ασφαλείας.

Επομένως, η τιμή του δυναμικού συντελεστή ασφαλείας έναντι ολισθησης του πρανούς προκύπτει ανάλογα με την φορά της κατακόρυφης συνιστώσας:

$$FOS_{dyn} = \frac{\sum c' \times l + \sum [(1 \pm k_v) \times w \times \cos \alpha - k_h \times w \times \sin \alpha - u \times l] \times \tan \phi'}{(1 \pm k_v) \times \sum w \times \sin \alpha + k_h \times \sum w \times \left(\cos \alpha - \frac{h}{2 \times R} \right)}$$

$$\Gamma\alpha + k_v \Rightarrow FOS_{dyn} = \frac{826,10 + 155,29}{(1 + 0,103) \times 278,43 + 0,205 \times 1063,96} \Rightarrow FOS_{dyn} = 1,8690$$

$$\Gamma\alpha - k_v \Rightarrow FOS_{dyn} = \frac{826,10 + 107,45}{(1 - 0,103) \times 278,43 + 0,205 \times 1063,96} \Rightarrow FOS_{dyn} = 1,9948$$

Παρατηρούμε την αμελητέα επιρροή της φοράς της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού και την σημαντικά μικρότερη τιμή του δυναμικού συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με τον αντίστοιχο στατικό.

3.8 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας.

3.8.1 Γενικά.

Το πέδιλο του τοίχου δέχεται εκκεντρη φόρτιση κατά την έννοια του πλάτους του, οπότε για τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας των υποκειμενων εδαφικών στρώσεων, τόσο υπό στατικές συνθήκες όσο και υπό σεισμό, θα ελεγχθεί η μέγιστη κατακόρυφη τάση που αναπτύσσεται στο έδαφος με την παραδοχή ότι η κατανομή των τάσεων κάτω από το πέδιλο είναι γραμμική.

Θα ελεγχθεί η φέρουσα ικανότητα μόνο του αργιλικού εδάφους που υπόκειται του θεμελίου και όχι της εξυγιαντικής στρώσης αμμοχάλικου καθώς το πάχος της είναι μικρό σε σχέση με τις διαστάσεις του πεδίου και δεδομένου της βελτίωσης που προβλέπεται να υιοστέι δεν αναμένεται να παρουσιάσει οποιαδήποτε θραύση.

3.8.2 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας αργιλικού εδάφους υπό στατικές συνθήκες.

Η συνισταμένη των ροπών ως προς το κέντρο του πεδίου, των δυνάμεων που ασκούνται στην κατασκευή υπό στατικές συνθήκες υπολογίζεται στον ακόλουθο πίνακα.

| Ροπές Ανατροπής ως προς το κέντρο βάρους του πεδίου W2 (Στατικό πρόβλημα) | | | | | | | |
|---|-------|----------|----------------|---------------------------|--------|----------|-------|
| Περιγραφή | Όνομα | Δύναμη | Μοχλοβραχίονας | Ροπή | | | |
| Ενεργός ώθηση | Pa,1 | 32,804 | kN/m | yk,Pa,1 | 3,628 | 119,007 | kNm/m |
| Ενεργός ώθηση | Pa,2 | 54,437 | kN/m | yk,Pa,2 | 0,902 | 49,104 | kNm/m |
| Ώθηση λόγω επιφόρτισης | Pq | 89,903 | kN/m | ykPq | 2,350 | 211,273 | kNm/m |
| Βάρος τοίχου | W1 | 88,500 | kN/m | ykW1 | 1,650 | 146,025 | kNm/m |
| Βάρος πεδίου | W2 | 105,000 | kN/m | ykW2 | 0,000 | 0,000 | kNm/m |
| Βάρος εδαφικής μάζας | W3 | 405,074 | kN/m | ykW3 | -0,850 | -344,313 | kNm/m |
| Υδροστατική δύναμη ανάγντι του τοίχου | Ya | 35,556 | kN/m | yk,Ya | 0,539 | 19,160 | kNm/m |
| Δύναμη υποπίεσης | Yv | -101,000 | kN/m | yk,Yv | -1,416 | 143,000 | kNm/m |
| Συνισταμένη κατακόρυφη δύναμη = | | 497,574 | kN/m | Συνισταμένη ροπή ανατρ. = | | 343,257 | kNm/m |

Επομένως, η εκκεντρότητα του πεδίου προκύπτει:

$$e_B = \frac{\sum M}{\sum N} = \frac{343,257}{497,574} = 0,690m < \frac{B}{6} = 1,00m$$

Η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται κάτω από το πέδιλο ανά μέτρο μήκους προκύπτει από την ακόλουθη σχέση, εφόσον $e_B < B/6$:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N}{B} \times \left(1 + \frac{6e_B}{B} \right) = \frac{497,574}{6} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,690}{6} \right) = 140,138 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}$$

Θεωρούμε ότι το μήκος του πεδίου L είναι δέκα φορές μεγαλύτερο από το πλάτος του B.

3.8.2.1 Αστράγγιστες στατικές συνθήκες.

Η φέρουσα ικανότητα του αργιλικού στρώματος υπό *αστράγγιστες στατικές συνθήκες* δίνεται, σύμφωνα με τη μέθοδο *Meyerhof*, από τη σχέση:

$$q_{cu} = (s_c \times d_c \times i_c) \times C_u \times N_c + (s_q \times d_q \times i_q) \times \gamma'_{CL} \times D_f \times N_q$$

όπου: $N_c = 5,14$ (για αργιλικά εδάφη)

$$s_c = 1 + 0,20 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \times \frac{B}{L} = 1 + 0,20 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{0^\circ}{2} \right) \times \frac{1}{10} = 1,02$$

$$d_c = d_q = 1,00$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{22,234}{90^\circ} \right)^2 = 0,567$$

$$\text{με } \theta = \arctan[H/(W_1 + W_2 + W_3 - Y_v)] = \arctan(203,404/497,574) = 22,234^\circ$$

$$N_q = e^{\pi \times \tan \varphi} \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi \times \tan 0^\circ} \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{0^\circ}{2} \right) = 1,00$$

$$s_q = 1,00$$

$$D_f = 1,70\text{m, το βάθος έδρασης του πεδίου.}$$

Επομένως, η φέρουσα ικανότητα του αργιλικού στρώματος υπό *αστράγγιστες στατικές συνθήκες* προκύπτει:

$$\begin{aligned} q_{cu} &= (1,02 \times 1,00 \times 0,567) \times 140 \times 5,14 + (1,00 \times 1,00 \times 0,567) \cdot (21,8 - 10) \times 1,70 \times 1,00 = \\ &= 427,500\text{kN/m}^2 > 3 \times \sigma_{\max} = 420,415\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

3.8.2.2 Στραγγιζόμενες στατικές συνθήκες.

Για *στραγγιζόμενες στατικές συνθήκες*, η φέρουσα ικανότητα του αργιλικού στρώματος (για το οποίο παίρνουμε τιμή $\varphi'_{CL} = 19,5^\circ$) προκύπτει:

$$q_{cu} = (s_c \times d_c \times i_c) \times C' \times N_c + (s_q \times d_q \times i_q) \times \gamma'_{CL} \times D_f \times N_q + \gamma'_2 \times B \times \gamma'_{CL} \times N_\gamma \times (s_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma)$$

$$\text{όπου: } N_q = e^{\pi \times \tan \varphi} \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi \times \tan 19,5^\circ} \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{19,5^\circ}{2} \right) = 6,090$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi = (6,090 - 1) / \tan 19,5^\circ = 14,375$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi = 2 \times (6,090 - 1) \times \tan 19,5^\circ = 3,605$$

$$s_c = 1 + 0,20 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \times \frac{B}{L} = 1 + 0,20 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{19,5^\circ}{2} \right) \times \frac{1}{10} = 1,040$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,10 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \times \frac{B}{L} = 1 + 0,10 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{19,5^\circ}{2} \right) \times \frac{1}{10} = 1,020$$

$$d_c = 1 + 0,20 \times \tan\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) \times \frac{D_f}{B} = 1 + 0,20 \times \tan\left(45^\circ + \frac{19,5^\circ}{2}\right) \times \frac{1,70}{6} = 1,080$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,10 \times \tan\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) \times \frac{D_f}{B} = 1 + 0,10 \times \tan\left(45^\circ + \frac{19,5^\circ}{2}\right) \times \frac{1,70}{6} = 1,040$$

$$i_c = i_q = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{22,234}{90^\circ}\right)^2 = 0,567$$

$$\mu\epsilon \theta = \arctan[H/(W_1 + W_2 + W_3 - Y_v)] = \arctan(203,404/497,574) = 22,234^\circ$$

$C' = 34 \text{ kN/m}^2$, η συνοχή του αργιλικού εδάφους υπό στραγγιζόμενες συνθήκες,

Επομένως, η φέρουσα ικανότητα του αργιλικού στρώματος υπό στραγγιζόμενες στατικές συνθήκες προκύπτει:

$$q_{cu} = (1,040 \times 1,080 \times 0,567) \times 34 \times 14,375 + (1,020 \times 1,040 \times 0,567) \times (21,8 - 10) \times 1,70 \times 6,090 + \frac{1}{2} \times 6 \times (21,8 - 10) \times 3,605 \times (1,020 \times 1,040 \times 0,567) =$$

$$q_{cu} = 461,534 \text{ kN/m}^2 > 3 \times \sigma_{\max} = 420,415 \text{ kN/m}^2$$

3.8.3 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας αργιλικού εδάφους υπό σεισμική διέγερση.

Η συνισταμένη των ρολών ως προς το κέντρο του πεδίου των δυνάμεων που ασκούνται στην κατασκευή υπό σεισμική διέγερση υπολογίζεται στον ακόλουθο πίνακα (Σημειώνουμε ότι ο μοχλοβραχίονας έχει αλλάξει κατάλληλα για να ανταποκρίνεται στο κέντρο του πεδίου W2):

| Ρολές Ανατροπής ως προς το κέντρο βάρους του πεδίου W2 (Δυναμικό πρόβλημα) | | | | | | | |
|--|--------|----------|----------------|---------------|---------|----------|-------|
| Περιγραφή | Όνομα | Δύναμη | Μοχλοβραχίονας | Ροπή | | | |
| Ενεργός σεισμική ώθηση | PaE | 104,818 | KN/m | yk,PaE | 2,209 | 231,564 | kNm/m |
| Υδροστατική δύναμη ανάντι του τοίχου | Ya | 35,556 | KN/m | ykYa | 0,539 | 19,160 | kNm/m |
| Δύναμη υποπίεσης | Yv | -101,000 | KN/m | ykYv | -1,416 | 143,000 | kNm/m |
| Υδροδυναμική δύναμη ανάντι του τοίχου | Pwa | 6,006 | KN/m | ykPwa | 0,717 | 4,394 | kNm/m |
| Υδροδυναμική δύναμη κατόντι του τοίχου | Pwp | 0,414 | KN/m | ykPwp | -0,070 | -0,029 | kNm/m |
| Αδρανειακή δύναμη λόγω επιφόρτισης | PqE | 107,690 | KN/m | ykPqE | 2,350 | 253,072 | kNm/m |
| Οριζ. αδρανειακή δύναμη τοίχου | Wih | 12,813 | KN/m | ykWih | 3,136 | 40,183 | kNm/m |
| Οριζ. αδρανειακή δύναμη πεδίου | Wzh | 15,202 | KN/m | ykWzh | 0,000 | 0,000 | kNm/m |
| Οριζ. αδρανειακή δύναμη εδαφικής μάζας | W3h | 46,403 | KN/m | ykW3h | 3,300 | 153,130 | kNm/m |
| Υδροστατική παθητική ώθηση | Yp | -2,450 | KN/m | ykYp | -0,117 | 0,286 | kNm/m |
| Μειωμένο βάρος τοίχου | W1-W1v | 84,656 | KN/m | ykW1v | 1,650 | 139,683 | kNm/m |
| Μειωμένο βάρος πεδίου | W2-W2v | 100,439 | KN/m | ykW2v | 0,000 | 0,000 | kNm/m |
| Μειωμένο βάρος εδάφους | W3-W3v | 391,153 | KN/m | ykW3v | -0,850 | -332,480 | kNm/m |
| Συνισταμένη κατακόρυφη δύναμη = | | 475,249 | KN/m | ΣΜ (ανατρ.) = | 651,873 | kNm/m | |

Επομένως, η εκκεντρότητα του πεδίου προκύπτει:

$$e_B = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{651,873}{475,249} = 1,372 \text{ m} \Rightarrow \frac{B}{6} = 1,00 \text{ m} < e_B < \frac{B}{3} = 2,00 \text{ m}$$

Εφόσον $e_B > B/6$, αναπτύσσεται αδρανής περιοχή κάτω από το πέδιλο (στο ανάντι άκρο του), οπότε, η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται κάτω από το πέδιλο ανά μέτρο μήκους προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \times \Sigma N}{3 \times L \times \left(\frac{B}{2} - e_B\right)} = \frac{2 \times 475,249}{3 \times 1 \times \left(\frac{6}{2} - 1,372\right)} = 194,572 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}$$

Η φέρουσα ικανότητα του αργιλικού στρώματος υπό **αστράγγιστες σεισμικές συνθήκες** υπολογίζεται, σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ.2000, §Ζ.2[1], από την ακόλουθη σχέση ως συνάρτηση της αστράγγιστης συνοχής του εδαφικού υλικού και του βάθους θεμελίωσης.

$$q_{Rd} = (2 + \pi) \times C_u \times \kappa_c \times i_c + \gamma'_{CL} \times D_f$$

όπου: $\kappa_c = 1 + 0,2 \times (B'_{CL}/L') = 1 + 0,2 \times [(B - 2e_B + 1)/10] =$
 $= 1 + 0,2 \times [(6 - 2 \times 1,372 + 1)/10] = 1,085\text{m}$
 με την παραδοχή ότι το ενεργό πλάτος του πεδίου στη στάθμη της επιφάνειας του αργιλικού στρώματος είναι αυξημένο κατά 1m.

Επίσης, παίρνουμε την τιμή $V=203,404$ από τον πίνακα «Δυνάμεις Ολίσθησης (Στατικό πρόβλημα)»

$$i_c = 0,5 \times \left(1 + \sqrt{1 - \frac{V}{A' \times C_u}}\right) = 0,5 \times \left(1 + \sqrt{1 - \frac{203,404}{B'_{CL} \times 1 \times 140}}\right) = 0,906$$

Επομένως, η φέρουσα ικανότητα του αργιλικού στρώματος υπό αστράγγιστες σεισμικές συνθήκες προκύπτει:

$$q_{Rd} = (2 + \pi) \times 140 \times 1,085 \times 0,906 + (21,8 - 10) \times 1,70 = 727,582 \text{ kN} / \text{m}^2 > 1,3 \times \sigma_{\max} = 252,944 \text{ kN} / \text{m}^2$$

3.9 Έλεγχος καθιζήσεων.

Ο έλεγχος των καθιζήσεων για τον τοίχο αντιστήριξης γίνεται προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι το μέγεθος της αναμενόμενης καθίζησης του εδάφους είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με την μέγιστη ανεκτή μετακίνηση $d = 8,5 \text{ cm}$.

Γίνεται η παραδοχή ότι η εξυγαντική στρώση αμμοχάλικου, λόγω της δυναμικής συμπίκνωσης που έχει δεχθεί, δεν πρόκειται να εμφανίσει περαιτέρω καθίζηση.

Η άμεση καθίζηση που αναμένεται να εμφανίσει το υποκείμενο στρώμα αργιλικού εδάφους πάχους 30m υπολογίζεται από τη σχέση:

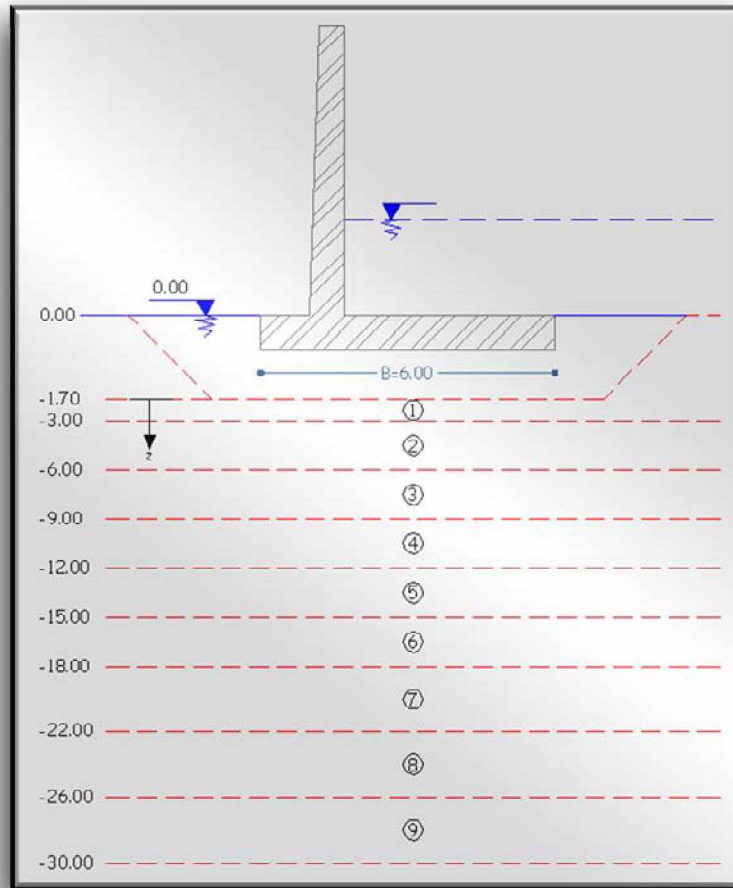
$$\Delta H = \frac{q_0 \times B \times (1 - \nu^2) \times I_w}{E_u} = \frac{104,729 \times 6,00 \times (1 - 0,5^2) \times 2,25}{20000} = 0,0530\text{m}$$

όπου: $q_0 = (W_1 + W_2 + W_3 - Y_v)/B \times 1 + \gamma_s \times h_s = 497,574/6,00 \times 1 + 22 \times 1 \times 1 =$
 $104,729 \text{ kN/m}^2/\text{m}$, η φόρτιση της εδαφικής στρώσης λόγω του τοίχου και της εξυγαντικής στρώσης ανά μέτρο μήκους.

$B = 6,0\text{m}$, το πλάτος του πεδίου.

$E_u = 20000 \text{ kPa}$ (κατά Bowles), το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας του αργιλικού εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες (λόγος Poisson $\nu = 0,5$).

$I_w = 2,25$, συντελεστής σχήματος πεδίου για εύκαμπτο πέδιλο με λόγο πλευρών $L/B = 1/10$.



Σχήμα 3.9α: Διακριτοποίηση αργιλικού στρώματος.

Για τον υπολογισμό της καθίζησης λόγω στερεοποίησης του αργιλικού εδάφους γίνεται διαχωρισμός του αργιλικού στρώματος σε στρώσεις όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα και ο υπολογισμός της καθίζησης κάθε στρώματος γίνεται συναρτήσει της εντατικής κατάστασης των σημείων 1,2,3,...,9 στο μέσο του αντίστοιχου στρώματος. Η καθίζηση λόγω στερεοποίησης κάθε στρώματος i υπολογίζεται στον ακόλουθο πίνακα σύμφωνα με τη σχέση:

$$\Delta H_i = H_i \times \left(\frac{C_c}{1 + e_o} \right) \times \log \left(\frac{\sigma'_{o,i} + \Delta \sigma_i}{\sigma'_{o,i}} \right)$$

όπου: $\sigma'_{o,i} = \gamma'_{cl} \times z_i$, η αρχική ενεργός τάση στο σημείο i συναρτήσει του βάθους z_i του σημείου i .

$\Delta \sigma_i = I \times q_o$, η αύξηση της ενεργού τάσης στο σημείο i λόγω της επιφόρτισης q_o .

$e_o = (\gamma_{s,cl} - \gamma_{d,cl}) / \gamma_{d,cl} = (27 - 19) / 19 = 0,421$, ο δείκτης πόρων της

αργίλου.

$C_c = 0,54 \times (e_0 - 0,35) = 0,0384$ (κατά Nishida), ο δείκτης συμπίεστικότητας της αργίλου.

| Στάθμη | z' (m) | $z_c - 1,70$ (m) | z/B | I z/B & Νομογράφημα | p (kN/m ²) | $\Delta\sigma$ (kN/m ²) | σ'_{θ} (kN/m ²) | σ'_{τ} (kN/m ²) | $\Delta H_{\sigma\tau}$ (m) | |
|--------|-------------|---------------------|-------|------------------------------|-----------------------------|--|--|--|------------------------------------|--------|
| 1 | 1,70 | 0,65 | 0,108 | 0,92 | 104,73 | 96,351 | 7,670 | 104,021 | 0,0397 | |
| 2 | 3,00 | 2,80 | 0,467 | 0,62 | 104,73 | 64,932 | 33,040 | 97,972 | 0,0382 | |
| 3 | 6,00 | 5,80 | 0,967 | 0,44 | 104,73 | 46,081 | 68,440 | 114,521 | 0,0181 | |
| 4 | 9,00 | 8,80 | 1,467 | 0,33 | 104,73 | 34,561 | 103,840 | 138,401 | 0,0101 | |
| 5 | 12,00 | 11,80 | 1,967 | 0,25 | 104,73 | 26,182 | 139,240 | 165,422 | 0,0061 | |
| 6 | 15,00 | 14,80 | 2,467 | 0,18 | 104,73 | 18,851 | 174,640 | 193,491 | 0,0036 | |
| 7 | 18,00 | 18,30 | 3,050 | 0,14 | 104,73 | 14,662 | 215,940 | 230,602 | 0,0031 | |
| 8 | 22,00 | 22,30 | 3,717 | 0,11 | 104,73 | 11,520 | 263,140 | 274,660 | 0,0020 | |
| 9 | 26,00 | 26,30 | 4,383 | 0,09 | 104,73 | 9,426 | 310,340 | 319,766 | 0,0014 | |
| | | | | $e_0 =$ | 0,421 | | | | $\Sigma\Delta H(m) =$ | 0,1223 |
| | | | | $C_c =$ | 0,03834 | | | | $\Sigma\Delta H_{\sigma\tau}(m) =$ | 0,1753 |
| | | | | E_u (kN/m ²) = | 20000 | | | | | |
| | | | | $I_w =$ | 2,25 | | | | | |
| | | | | $\Delta H_{\sigma u}$ (m) = | 0,0530 | | | | | |

Πίνακας 2.4: Υπολογισμός καθιζήσεων λόγω στερεοποίησης.

Επομένως, η συνολική τελική καθίζηση του τοίχου αντιστήριξης θα είναι:

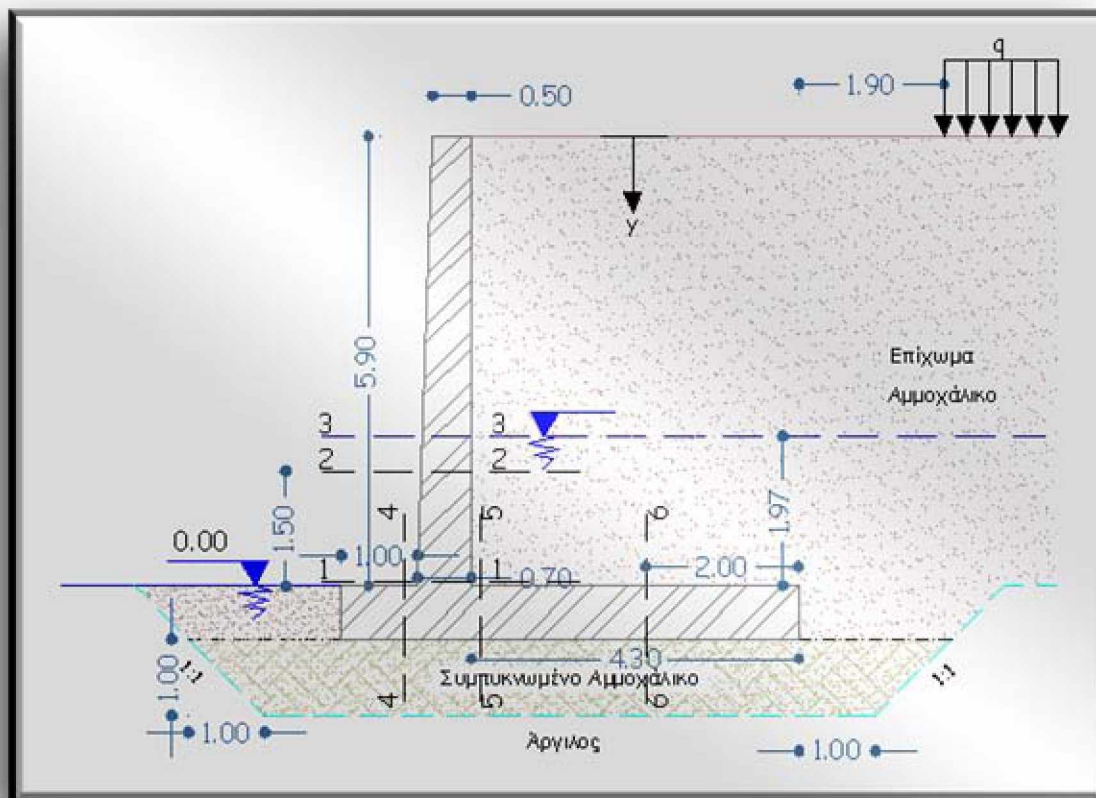
$$\Delta H_{\sigma\tau} = \Sigma\Delta H_{\sigma\tau, \text{στερ.}} + \Delta H_{\sigma u} = 0,1223 + 0,0530 = 0,1753\text{m}$$

που θεωρείται αποδεκτή για τα δεδομένα του έργου.

4 ΟΠΛΙΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.

4.1 Όπλιση του τοιχώματος.

Ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού του τοιχώματος γίνεται με τα φορτία διατομής υπό σεισμική διέγερση καθώς, όπως προέκυψε από τους ελέγχους ισορροπίας, η καταπόνηση του τοιχώματος είναι δυσμενέστερη υπό σεισμικά διέγερση σε σχέση με την αντίστοιχη υπό στατικές συνθήκες.



Σχήμα 4.1α: Διατομές ελέγχου τοίχου αντιστήριξης.

Στον πίνακα που ακολουθεί δίνονται τα γεωμετρικά και εντατικά μεγέθη των διατομών του τοιχώματος (σχ.3.1: Διατομές 1-1,2-2,3-3) που θα ελεγχθούν σε κάμψη και διάτμηση. Οι αναπτυσσόμενες ροπές εφελκίζουν την εσωτερική παρειά του τοιχώματος.

Δεδομένου ότι οι συνθήκες περιβάλλοντος είναι έντονα διαβρωτικές, η ελάχιστη επικάλυψη του οπλισμού είναι 5cm.

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι σκυρόδεμα C25/30 και χάλυβας S500.

| Στάθμη y (m) | h (m) | d (m) | M _{sd} (kNm/m) | N _{sd} (kN/m) | V _{sd} (kN/m) |
|--------------|-------|-------|-------------------------|------------------------|------------------------|
| 0,000 | 0,500 | 0,440 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 1,000 | 0,534 | 0,474 | 16,055 | -12,924 | 14,541 |
| 3,933 | 0,633 | 0,573 | 170,118 | -55,722 | 80,161 |
| 4,400 | 0,649 | 0,589 | 206,846 | -63,203 | 104,293 |
| 5,900 | 0,700 | 0,640 | 394,473 | -88,500 | 177,597 |

Πίνακας 4.1α: Εντατικά και γεωμετρικά μεγέθη διατομών τοιχώματος.

4.1.1 Διαστασιολόγηση σε κάμψη.

Δεδομένου ότι το τοίχωμα λειτουργεί ως πρόβολος, το εμβαδόν του **ελάχιστου κύριου οπλισμού** μιας διατομής $b \times d$, σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ο.Σ.2000, §18.1.4.1, προκύπτει:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,6 \times b \times d / f_{yk} \\ 0,0015 \times b \times d \end{cases}$$

Στη θλιβόμενη παρειά του τοιχώματος τοποθετείται διαμήκης οπλισμός ίσος με το 50% του οπλισμού της εφελκόμενης παρειάς.

Κατά την οριζόντια διεύθυνση, τοποθετείται οπλισμός διανομής ίσος με το 20% του κύριου οπλισμού για την παραλαβή εφελκυστικών τάσεων που ενδέχεται να αναπτυχθούν λόγω εγκάρσιων παραμορφώσεων.

Στον πίνακα που ακολουθεί γίνεται ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού ανά μέτρο μήκους κάθε διατομής σύμφωνα με τη σχέση:

$$A_{s,απαιτ.} = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_{sd}}{f_{yd}}, \text{ όπου: } \omega = f(\mu_{sd}), \text{ με } \mu_{sd} = \frac{M_{sd} - N_{sd} \times (h/2 - 0,06)}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

| h (m) | d (m) | μ_{sd} | ω | A _{s,απαιτ.} (cm ² /m) | A _{s,min} (cm ² /m) | A _{s,τοποθ.} (cm ² /m) | |
|-------|-------|------------|----------|--|---|--|---------|
| 0,500 | 0,440 | 0,0000 | 0,004 | 0,54 | 6,60 | 7,70 | Φ14/200 |
| 0,534 | 0,474 | 0,0063 | 0,009 | 1,31 | 7,11 | 7,70 | Φ14/200 |
| 0,633 | 0,573 | 0,0421 | 0,044 | 7,74 | 8,60 | 10,26 | Φ14/150 |
| 0,649 | 0,589 | 0,0483 | 0,050 | 9,03 | 8,84 | 10,26 | Φ14/150 |
| 0,700 | 0,640 | 0,0769 | 0,082 | 16,09 | 9,60 | 16,96 | Φ18/150 |

Πίνακας 4.1.1α: Απαιτούμενος οπλισμός κάμψης διατομών τοιχώματος.

Στην εσωτερική παρειά του τοιχώματος, τοποθετείται οριζόντιος οπλισμός διανομής **Ø10/200 (3,93cm²/m)**.

Στην εξωτερική παρειά του τοιχώματος, ως κύριος κατακόρυφος οπλισμός τοποθετούνται **Ø14/200 (7,69cm²/m)** με οριζόντιο οπλισμό διανομής **Ø10/200 (3,93cm²/m)**.

4.1.2 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση.

Σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ο.Σ.2000, §11.1.2.1, η διατμητική αντοχή στοιχείου χωρίς οπλισμό διάτμησης δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,20 + 40 \times \rho_l) + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b \times d$$

όπου: $\tau_{Rd} = 0,30 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ (C25), τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής.

$k = \max\{(1,6 - d), 1\}$, $d(\text{m})$.

ρ_l : το ποσοστό του εφελκόμενου οπλισμού της διατομής.

$\sigma_{cp} = N_{sd}/(b \times d)$, η ορθή τάση λόγω αξονικής καταπόνησης της διατομής.

Στον πίνακα που ακολουθεί γίνεται ο έλεγχος της διατμητικής αντοχής κάθε διατομής του τοιχώματος.

| d (m) | V _{sd} (kN/m) | k | ρ _l | V _{Rd1} (kN/m) |
|-------|------------------------|------|----------------|-------------------------|
| 0,44 | 0,00 | 1,16 | 0,001749 | 194,46 |
| 0,47 | 14,54 | 1,13 | 0,001624 | 215,44 |
| 0,57 | 89,16 | 1,03 | 0,001790 | 280,27 |
| 0,59 | 104,29 | 1,01 | 0,001742 | 290,05 |
| 0,64 | 177,60 | 1,00 | 0,002651 | 339,26 |

Πίνακας 4.1.2α: Έλεγχος διατμητικής αντοχής.

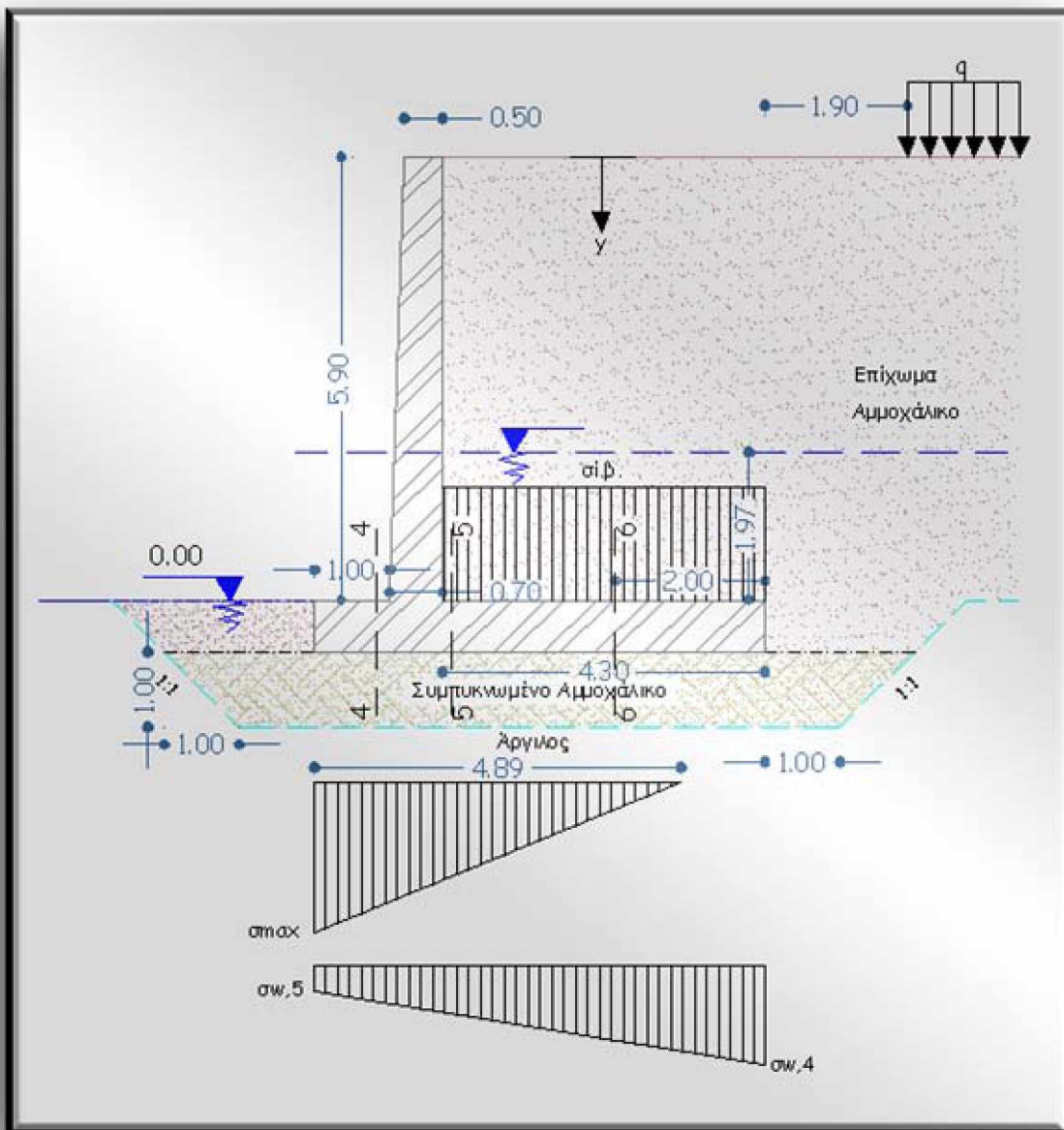
4.2 Όπλιση πεδίου.

Ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού του πεδίου γίνεται ομοίως με τα φορτία διατομής υπό σεισμική διέγερση στις διατομές 4-4, 5-5, 6-6.

Δεδομένου ότι οι συνθήκες περιβάλλοντος είναι έντονα διαβρωτικές, η ελάχιστη επικάλυψη του οπλισμού είναι 5cm.

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι ομοίως σκυρόδεμα C25/30 και χάλυβας S500.

Στο παρακάτω σχήμα δίνονται τα φορτία που ασκούνται στο πέδιλο υπό σεισμική διέγερση οπότε αυτό τείνει να ανασηκωθεί γύρω από το κατάντι άκρο του.



Σχήμα 4.2α: Φορτιστική κατάσταση πεδίου.

Ισχύει: $\sigma_{\max} = 194,572 \text{ kN/m}^2/\text{m}$,

η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται κάτω από το πέδιλο λόγω έκκεντρης φόρτισης.

$\sigma_{\text{ιβ}} = W_3/4,3 + 25 \times h_1 = 115,16 \text{ kN/m}^2/\text{m}$, η επιφόρτιση λόγω του εδάφους και του ίδιου βάρους.

$\sigma_{w,4} = 26,667 \text{ kN/m}^2$, υδροστατική πίεση.

$\sigma_{w,5} = 7 \text{ kN/m}^2$, υδροστατική πίεση.

$B_{\text{eff}} = 3 \times (B/2 - e_B) = 3 \times (6/2 - 1,372) = 4,885 \text{ m}$

Στον πίνακα που ακολουθεί δίνονται τα γεωμετρικά και εντατικά μεγέθη των διατομών του τοιχώματος (σχ.3.1: Διατομές 4-4,5-5,6-6) που θα ελεγχθούν σε κάμψη και διάτμηση.

| Διατομή | h (m) | d (m) | M_{sd} (kNm/m) | V_{sd} (kN/m) |
|---------|-------|-------|------------------|-----------------|
| 4-4 | 0,700 | 0,640 | 94,694 | 183,296 |
| 5-5 | 0,700 | 0,640 | 651,468 | 210,843 |
| 6-6 | 0,700 | 0,640 | 182,310 | 184,496 |

Πίνακας 4.2α: Εντατικά μεγέθη διατομών πεδίου.

4.2.1 Διαστασιολόγηση σε κάμψη

Σύμφωνα με τον *E.K.O.Σ.2000*, §18.6.2, ο **ελάχιστος κύριος οπλισμός κάμψης** του πεδίου ($\min \varnothing = \varnothing 12$, $\min s = 150 \text{mm}$) και στις δύο διευθύνσεις είναι:

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \times b \times d / f_{yk} = 0,6 \times 100 \times 64 / 500 = 7,68 \text{cm}^2 / \text{m} \\ 0,0015 \times b \times d = 0,0015 \times 100 \times 64 = 9,60 \text{cm}^2 / \text{m} \end{array} \right\} = 9,60 \text{cm}^2 / \text{m}$$

Στον πίνακα που ακολουθεί γίνεται ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού ανά μέτρο μήκους κάθε διατομής σύμφωνα με τη σχέση:

$$A_{s,\text{απαιτ.}} = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, \text{ όπου: } \omega = f(\mu_{sd}), \text{ με } \mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

| h (m) | d (m) | μ_{sd} | ω | $A_{s,\text{απαιτ.}}$ (cm ² /m) | $A_{s,\min}$ (cm ² /m) | $A_{s,\text{τοποθ.}}$ (cm ² /m) |
|-------|-------|------------|----------|--|-----------------------------------|---|
| 4-4 | 0,640 | 0,0173 | 0,019 | 3,73 | 9,60 | 10,26 |
| 5-5 | 0,640 | 0,1193 | 0,131 | 25,69 | 9,60 | $\varnothing 18 / 150 + \varnothing 14 / 150$ |
| 6-6 | 0,640 | 0,0334 | 0,035 | 6,87 | 9,60 | 10,26 |

Πίνακας 3.5: Απαιτούμενος οπλισμός κάμψης πεδίου.

Ο κύριος καμπτικός οπλισμός της διατομής 4-4 απαιτείται στην κάτω παρειά του πεδίου και εκτείνεται σε όλο το πλάτος ως ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός.

Κατά τη διαμήκη διεύθυνση του πεδίου τοποθετείται (εγκάρσια ως προς τον κύριο) ο ελάχιστος απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός $\varnothing 14 / 150$ (**10,26cm²/m**) τόσο στην άνω όσο και στην κάτω παρειά.

4.2.2 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση

Στον πίνακα που ακολουθεί γίνεται ο έλεγχος της διατμητικής αντοχής κάθε διατομής του πεδίου.

| Διατομή | d (m) | V_{sd} (kN/m) | k | ρ_l | V_{Rdt} (kN/m) |
|---------|-------|-----------------|------|----------|------------------|
| 4-4 | 0,64 | 183,30 | 1,00 | 0,001604 | 242,72 |
| 5-5 | 0,64 | 210,84 | 1,00 | 0,004254 | 263,07 |
| 6-6 | 0,64 | 184,50 | 1,00 | 0,001604 | 242,72 |