

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ
ΔΗΜΟΣ ΜΕΓΑΡΕΩΝ
Δ/ΝΣΗ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΥΠΗΡΕΣΙΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΜΕΛΕΤΩΝ - ΕΡΓΩΝ

ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗΣ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΩΝ
ΛΟΓΩ ΔΙΑΒΡΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΩΝ ΤΜΗΜΑΤΩΝ
ΤΟΙΧΩΝ ΠΟΥ ΕΧΟΥΝ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΕΙ ΣΤΗΝ ΠΑΡΑΛΙΑ ΒΑΡΕΑΣ

ΕΝΩΣΗ ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΩΝ ΦΟΡΕΩΝ:

1. ΜΑΡΙΛΕΝΑ Γ. ΦΡΑΓΚΟΥ
2. ΚΩΝ/ΝΟΣ Μ. ΤΟΠΤΣΗΣ
3. ΠΑΝΤΕΛΗΣ Α. ΤΖΑΝΑΚΑΚΗΣ

ΚΟΙΝΗ ΕΚΠΡΟΣΩΠΟΣ:

ΜΑΡΙΛΕΝΑ Γ. ΦΡΑΓΚΟΥ
ΠΟΛ. ΜΗΧ/ΚΟΣ ΕΜΠ
ΓΡ. ΛΑΜΠΡΑΚΗ 130, 185 32 ΠΕΙΡΑΙΑΣ
τηλ. 210 4132939, fax. 210 4226959
e-mail: info@mgfrangou.gr

ΜΕΛΕΤΗ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

ΑΡ. ΤΕΥΧΟΥΣ:

202_Λ-2

	ΕΚΠΡ. ΜΕΛΕΤΗΣ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ	ΕΚΠΡΟΣΩΠΟΣ ΑΝΑΔΟΧΟΥ		
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2021	ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2021		
ΥΠΟΓΡΑΦΗ				
ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ	Μ. ΦΡΑΓΚΟΥ	Μ. ΦΡΑΓΚΟΥ		
ΔΙΕΥΘΥΝΟΥΣΑ ΥΠΗΡΕΣΙΑ: ΤΜΗΜΑ ΜΕΛΕΤΩΝ-ΕΡΓΩΝ ΤΗΣ Δ.Τ.Υ./Δ. ΜΕΓΑΡΕΩΝ	ΟΙ ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ	ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
		Α. ΜΟΥΡΕΛΑΤΟΥ ΠΕ ΤΟΠ. ΜΗΧ/ΚΟΣ		
		Π. ΚΑΤΡΑΚΟΥΛΗ ΠΕ ΠΟΛ. ΜΗΧ/ΚΟΣ		
	Η ΠΡΟΪΣΤ/ΝΗ ΤΜΗΜ. ΜΕΛΕΤΩΝ-ΕΡΓΩΝ	Ε. ΤΣΑΚΩΝΑ ΠΕ ΠΟΛ. ΜΗΧ/ΚΟΣ		
ΠΡΟΪΣΤΑΜΕΝΗ ΑΡΧΗ: ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΥΠΗΡΕΣΙΩΝ	Ο ΔΙΕΥΘΥΝΤΗΣ	Ε. ΡΟΥΣΣΗΣ ΠΕ ΠΟΛ. ΜΗΧ/ΚΟΣ		
ΕΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΠΟΦΑΣΗ				

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΥΜΑΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	1
2. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΩΡΑΚΙΣΗΣ ΠΡΑΝΟΥΣ ΜΕ ΦΥΣΙΚΟΥΣ ΟΓΚΟΛΙΘΟΥΣ.....	3
3. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΠΡΟΒΟΛΩΝ	6
4. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΙΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	8

1. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΥΜΑΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Η υπό μελέτη περιοχή της παραλίας της Βαρέας του Δήμου Μεγάρων, είναι εκτεθειμένη λόγω της γεωγραφικής της θέσης σε νοτιοδυτικούς, νότιους και νοτιοανατολικούς τομείς πελάγους. Από το δυτικό – νοτιοδυτικό τομέα ο κυματισμός εισέρχεται στην περιοχή της Βαρέας μετά από περίθλαση στην προεξοχή που σχηματίζει η ακτή στους Αγίους Θεοδώρους. Από το νότιο τομέα πελάγους το ανάπτγμα των κυματισμών περιορίζεται από τη νήσο Αγκίστρι και τη χερσόνησο των Μεθάνων. Η νήσος Σαλαμίνα και η νήσος Αίγινα περιορίζουν το ανάπτγμα από το νοτιοανατολικό τομέα. Από τον ανατολικό – νοτιοανατολικό τομέα, το ανάπτγμα περιορίζεται έως την δυτική ακτή της Σαλαμίνας (βλ. Ακτομηχανική μελέτη).

Στην Ακτομηχανική μελέτη παρουσιάζεται αναλυτικός υπολογισμός των χαρακτηριστικών των κυμάτων στα βαθιά της περιοχής μελέτης.

Οι κυματισμοί που χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό επιμέρους τμημάτων κάθε λιμενικού έργου διαφοροποιούνται, καθώς οι παράμετροι που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς είναι αρκετές αλλά και διαφορετικής βαρύτητας. Στο πλαίσιο αυτό και σύμφωνα με τα εκτεθέντα στην Ακτομηχανική μελέτη, οι κυματισμοί υπολογίσθηκαν με βάση τα στατιστικά στοιχεία περιόδου 60 ετών. Τα χαρακτηριστικά των κυματισμών που υπολογίσθηκαν λαμβάνοντας υπόψη τις μέγιστες μηνιαίες συχνότητες εμφάνισης των ανέμων στους οποίους είναι εκτεθειμένη η παραλία της Βαρέας, συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα (βλ. Ακτομηχανική μελέτη) :

Τομέας ανάπτυξης	Ένταση ανέμου (Bf)	Χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s (m)	Περίοδος κύματος T (sec)
Δ – ΝΔ	5	0,97	3,90
ΝΔ	4	0,76	3,50
Ν	6	1,38	4,60
ΝΑ	4	0,65	3,20
Α - ΝΑ	5	0,53	2,80

Πίνακας 1.1 – Χαρακτηριστικά κυμάτων στα βαθιά

Από τα εκτεθέντα στην Ακτομηχανική μελέτη και την Προμελέτη των λιμενικών έργων, το ύψος κύματος σχεδιασμού για την διαστασιολόγηση των παράκτιων έργων στην παρούσα μελέτη λαμβάνεται ως ακολούθως:

Τεχνητή αναπλήρωση : Η τεχνητή αναπλήρωση διαστασιολογείται λαμβάνοντας υπόψη τη χρονοσειρά μακράς διάρκειας που προέκυψε από τη στατιστική επεξεργασία των στοιχείων των Μ.Σ.. Στην ακτομηχανική μελέτη παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την απόκριση της ακτής υπό συνθήκες μακροχρόνιας και βραχυχρόνιας δράσης των κυμάτων για όλες τις διευθύνσεις.

Το ύψος του κύματος που λαμβάνεται για την διαστασιολόγηση των έργων, εξαρτάται από τον τύπο των έργων, τη δυνατότητα μετακίνησης των υλικών κατασκευής (flexible or rigid) και την αποδοχή μικρών ζημιών που σχετίζονται με τη συντήρηση και τη συνολική οικονομία της κατασκευής (USACE, 1995).

Ετσι, ιδιαίτερα στην περίπτωση μη άκαμπτων έργων στην περιοχή των ρηχών νερών (shallow waters) συστήνεται η διαστασιολόγηση των έργων να γίνεται είτε με το

χαρακτηριστικό ύψος κύματος (H_s), είτε με το ύψος κύματος $H_{10\%}$ (ή $H_{1/10}$) προκειμένου να λαμβάνονται υπόψη ακραίες κυματικές συνθήκες.

Στην παρούσα μελέτη, η διαστασιολόγηση της θωράκισης του πρανούς και των κάθετων έργων με πρανή από φυσικούς ογκολίθους γίνεται με το με το ύψος κύματος $H_{10\%}$ (ή $H_{1/10}$).

Ειδικότερα, το ύψος κύματος σχεδιασμού λαμβάνεται ως ακολούθως :

Θωράκιση με πρανές : Η θωράκιση με πρανές για την αντιστήριξη της παραλιακής οδού, διαστασιολογείται με το χαρακτηριστικό ύψος κύματος από το νότιο τομέα και λαμβάνεται ως ύψος κύματος σχεδιασμού το $H_{1/10}$:

$$H_{\text{design}} = 1,27 \times 1,38\text{m} = 1,75\text{m}$$

Έργα με πρανή από φυσικούς ογκολίθους (πρόβολοι) : Οι πρόβολοι με πρανή από φυσικούς ογκολίθους, διαστασιολογούνται με το χαρακτηριστικό ύψος κύματος από το νότιο τομέα και λαμβάνεται επίσης το $H_{1/10}$:

$$H_{\text{design}} = 1,27 \times 1,38\text{m} = 1,75\text{m}$$

2. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΩΡΑΚΙΣΗΣ ΠΡΑΝΟΥΣ ΜΕ ΦΥΣΙΚΟΥΣ ΟΓΚΟΛΙΘΟΥΣ

α) Υπολογισμός ευστάθειας διατομής

Ο υπολογισμός των ογκολίθων για την κατασκευή της θωράκισης βασίζεται στην πρόσφατη έρευνα του Van der Meer (1993, σελίδες 40 και 59, Pilarczyk and Zeidler, 1996, σελίδα 225) που προτείνει τη χρήση των παρακάτω σχέσεων:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = 6.2 \times P^{0.18} \times \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \times \xi^{-0.5}, \text{ για } \xi < \xi_c$$

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = 1.0 \times P^{0.13} \times \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \times \sqrt{\cot \alpha} \times \xi^P, \text{ για } \xi > \xi_c$$

$$\text{όπου: } \xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_o}}} \text{ και } \xi_c = \left[6.2 \times P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{\frac{1}{P+0.5}}$$

D_{n50} : η μέση διάμετρος του ογκολίθου θωράκισης

H : το ύψος κύματος σχεδιασμού

$\tan \alpha$: η κλίση του πρανούς

L_o : το μήκος κύματος στα βαθιά νερά

$$\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1$$

ρ_r : πυκνότητα ογκολίθου

ρ_w : πυκνότητα νερού

m_{50} : η μάζα του ογκολίθου που αντιστοιχεί στη διάμετρο D_{n50}

N : αριθμός κυμάτων που προσπίπτουν

P : συντελεστής που σχετίζεται με τη διαπερατότητα της κατασκευής:

$P=0.1$: όταν ο πυρήνας καλύπτεται από μια αδιαπερατή στρώση π.χ. γεωϋφασμα

$P=0.4$: όταν εκτός από την θωράκιση υπάρχει φίλτρο και πυρήνας

$P=0.5$: όταν υπάρχει μόνο θωράκιση και φίλτρο, και

$P=0.6$: όταν υπάρχει μόνο θωράκιση

S : επίπεδο ζημιών

$S=2-3$: αρχή ζημιών (αντιστοιχεί στον τύπο του Hudson για αμελητέες ζημιές)

$S=5-8$: για ενδιάμεσες ζημιές

$S=12$: για σημαντικές ζημιές (το φίλτρο είναι ορατό)

Για την θωράκιση του πρανούς στην παραλία της Βαρέας, γίνονται οι ακόλουθες παραδοχές :

$$H = H_{\text{design}} = 1,27 \times 1,38\text{m} = 1,75\text{m}$$

$$\tan \alpha : 1:1,50$$

$$L_o = 33,04\text{m}$$

$$\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1 = 1,585$$

$$\rho_r = 2,65\text{tn/m}^3$$

$$\rho_w = 1,025\text{tn/m}^3$$

$$N = 2.348 \text{ (θεωρείται καταιγίδα διάρκειας 3hr)}$$

$$P = 0,1$$

$$S=2$$

Με εφαρμογή των ανωτέρω, προκύπτει $\xi = 3,25 < \xi_c = 4,54$.

Επομένως,

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = 1,20 \rightarrow \frac{1,75}{1,585 \times 1,20} = D_{n50} = 0,92\text{m} \approx 0,95\text{m}$$

Το βάρος των ογκολίθων της εξωτερικής θωράκισης προκύπτει :

$$D_{n50} = (W_{50}/2,65)^{1/3} \rightarrow W_{50} = 2,27\text{tn} \approx 2,30\text{tn}$$

Πάχος πρανούς θωράκισης : Οι ογκόλιθοι στο πρανές της εξωτερικής θωράκισης, τοποθετούνται σε δύο στρώσεις. Ετσι, το πάχος της θωράκισης είναι :

$$B = 2 \times 0,95\text{m} = 1,90\text{m}$$

Πλάτος στέψης πρανούς θωράκισης : Στη στέψη τοποθετούνται κατ ελάχιστο πέντε (5) φυσικοί ογκόλιθοι σε μία στρώση. Ετσι, το πλάτος της στέψης της θωράκισης προκύπτει :

$$B_2 = 5 \times 0,95\text{m} = 4,75\text{m}$$

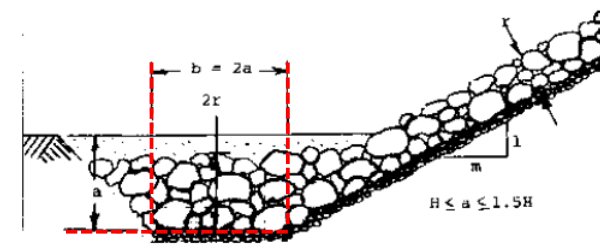
Στην **ενδιάμεση στρώση** θα τοποθετηθούν φυσικοί ογκόλιθοι ατομικού βάρους $W_{50}=200\text{kg}$ σε δύο στρώσεις επίσης. Ετσι, το πάχος της ενδιάμεσης στρώσης είναι :

$$B = 2 \times (0,20/2,65)^{1/3} = 0,85\text{m} \approx 0,90\text{m}$$

Τέλος, ανάμεσα στην ενδιάμεση στρώση και το έδαφος θα τοποθετηθεί γεώφασμα.

β) Υπολογισμός προστασίας ποδός

Το πλάτος (a) της προστασίας στον πόδα της θωράκισης συστήνεται (βλ. USACE¹) να είναι κατ ελάχιστο διπλάσιο του βάθους έδρασης. Το βάθος έδρασης (ds) επίσης συστήνεται να είναι κατ ελάχιστο ίσο με το ύψος κύματος και έως μιάμιση φορά (1,5xH) του ύψους κύματος.



Σχήμα 1.1 – Προστασία ποδός¹

Ετσι, το βάθος έδρασης των φυσικών ογκολίθων στον πόδα της κατασκευής οφείλει να είναι : $1,75\text{m} \leq ds \leq 2,63\text{m}$.

Οι φυσικοί ογκόλιθοι στον πόδα τοποθετούνται σε δύο στρώσεις. Ετσι, σύμφωνα με τον υπολογισμό που αναφέρεται στην παράγραφο (α), το πάχος της στρώσης είναι 1,90m. Με βάση τη βυθομετρία της περιοχής και το σχεδιασμό του πρανούς, το βάθος έδρασης των φυσικών ογκολίθων στον πόδα, είναι $ds = 2,90\text{m}$.

¹ Engineer Manual 1110-2-1614, "Design of Coastal Revetments, Seawalls, and Bulkheads"

Επομένως, το πλάτος της προστασίας στον πόδα της θωράκισης οφείλει να είναι στην κάτω σειρά των φυσικών ογκολίθων κατ ελάχιστο $a = 2 \times 2,90\text{m} = 5,80\text{m}$.

γ) Υπολογισμός αναρρίχησης κύματος

Η αναρρίχηση R των κυματισμών στα πρηνή από λιθορριπή σύμφωνα με τους Ahrens and Heimbaugh (1988), είναι :

$$R_{max} = 0,10 \times L_p \times \tanh\left(\frac{2\pi ds}{L_p}\right) \times \frac{a \times \xi}{1 + b \times \xi}$$

,όπου α,β αδιάστατοι συντελεστές, οποίοι λαμβάνουν τις ακόλουθες τιμές :

- Για την αναμενόμενη αναρρίχηση : $\alpha=1,022$ & $b = 0,247$
- Για την μέγιστη αναρρίχηση : $\alpha=1,286$ & $b = 0,247$

Για τον μέγιστο κυματισμό στον πόδα της κατασκευής (πριν την κατασκευή της τεχνητής αναπλήρωσης) προκύπτει :

Units		Water	
<input checked="" type="radio"/> Metric	<input type="radio"/> English	<input checked="" type="radio"/> Salt	<input type="radio"/> Fresh
Breaking criteria (k) - usually 0.78 (wave breaks if H/d > k):	0.78		
Significant wave ht (Hs):	0.8		m
Significant wave period (Ts):	4.6		sec
Cotan of nearshore slope (cot phi):	20		
Water depth at toe of rev. (ds):	1		m
Cotan of structure slope (cot theta):	1.5		
Unit weight of rock (wr):	26000		N/m ³
Permeability coefficient (P):	0.1		
Damage level (S):	2		
Irregular wave runup (m)			
Expected maximum:	1.50623	Static	Conservative: 1.89532
			Static

Η αναρρίχηση του κυματισμού (R) κυμαίνεται από 1,50m έως 1,90m.

Η στέψη της θωράκισης προτείνεται να κατασκευαστεί σε στάθμη κατ' ελάχιστο +2,0m.

3. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΠΡΟΒΟΛΩΝ

α) Παραδοχές υπολογισμού ακρομωλίου

- Ύψος κύματος σχεδιασμού για το ακρομώλιο : $H = 1,75\text{m}$
- Θωράκιση με φυσικούς ογκολίθους
- Υποκείμενα στρώματα από φυσικούς ογκολίθους και λίθους
- Ειδικό βάρος φυσικών λίθων και ογκολίθων: $\rho_s = 2,65 \text{ tn} / \text{m}^3$
- Κλίση πρανούς : $1 : 2 \Rightarrow \cot\alpha = 2$
- Συνθήκες θραυόμενου κύματος (Ακρομώλιο) : $K_D = 1,10$

Επομένως,

• Βάρος ογκολίθων εξωτερικής θωράκισης :

Εφαρμογή του τύπου του HUDSON

$$W = \frac{\rho_s \times H_s^3}{K_D \times (\rho_s / \rho_w - 1)^3 \times \cot\alpha} \Rightarrow W = 1,62\text{tn}$$

⇒ Τοποθετούνται Φυσικοί ογκολίθοι 2,30tn όμοια με την εξωτερική στρώση της θωράκισης του πρανούς

πάχος στρώσης : $B = (W/2,65)^{1/3} \approx 0,95\text{m} \Rightarrow 2 \text{ σειρές } \Phi.Ο. \times 0,95\text{m} = 1,90\text{m}$

πλάτος στέψης : Τοποθετούνται 6 τεμ. $\Phi.Ο.$ σε σειρά $\times 0,95\text{m} = 5,70\text{m}$

• Εσωτερική θωράκιση

Τοποθετούνται Φυσικοί ογκολίθοι 200Kg

πάχος στρώσης : $B = (W/2,65)^{1/3} \approx 0,45\text{m} \Rightarrow 2 \text{ σειρές } \Phi.Ο. \times 0,45 = 0,90\text{m}$

• Πυρήνας

$W / 4000 = 0,58\text{Kgr}$, $W / 200 = 11,50\text{Kgr} \Rightarrow$ τοποθετείται 0,50 έως 20Kgr

β) Παραδοχές υπολογισμού κορμού

- Ύψος κύματος σχεδιασμού για το ακρομώλιο : $H = 1,75\text{m}$
- Θωράκιση με φυσικούς ογκολίθους
- Υποκείμενα στρώματα από φυσικούς ογκολίθους και λίθους
- Ειδικό βάρος φυσικών λίθων και ογκολίθων: $\rho_s = 2,65 \text{ tn} / \text{m}^3$
- Κλίση πρανούς : $1 : 2 \Rightarrow \cot\alpha = 2$
- Συνθήκες θραυόμενου κύματος (Ακρομώλιο) : $K_D = 1,20$

Επομένως,

• Βάρος ογκολίθων εξωτερικής θωράκισης :

Εφαρμογή του τύπου του HUDSON

$$W = \frac{\rho_s \times H_s^3}{K_D \times (\rho_s / \rho_w - 1)^3 \times \cot\alpha} \Rightarrow W = 1,48\text{tn}$$

\Rightarrow Τοποθετούνται Φυσικοί ογκολίθοι 2,30tn όμοια με το ακρομώλιο

πάχος στρώσης : $B = (W/2,65)^{1/3} \approx 0,95\text{m} \Rightarrow 2 \text{ σειρές } \Phi.Ο. \times 0,95\text{m} = 1,90\text{m}$

πλάτος στέψης : Τοποθετούνται 3 τεμ. $\Phi.Ο.$ σε σειρά $\times 0,95\text{m} = 2,85\text{m} \approx 2,90\text{m}$

• Εσωτερική θωράκιση

Τοποθετούνται Φυσικοί ογκολίθοι 200Kg

πάχος στρώσης : $B = (W/2,65)^{1/3} \approx 0,45\text{m} \Rightarrow 2 \text{ σειρές } \Phi.Ο. \times 0,45 = 0,90\text{m}$

• Πυρήνας

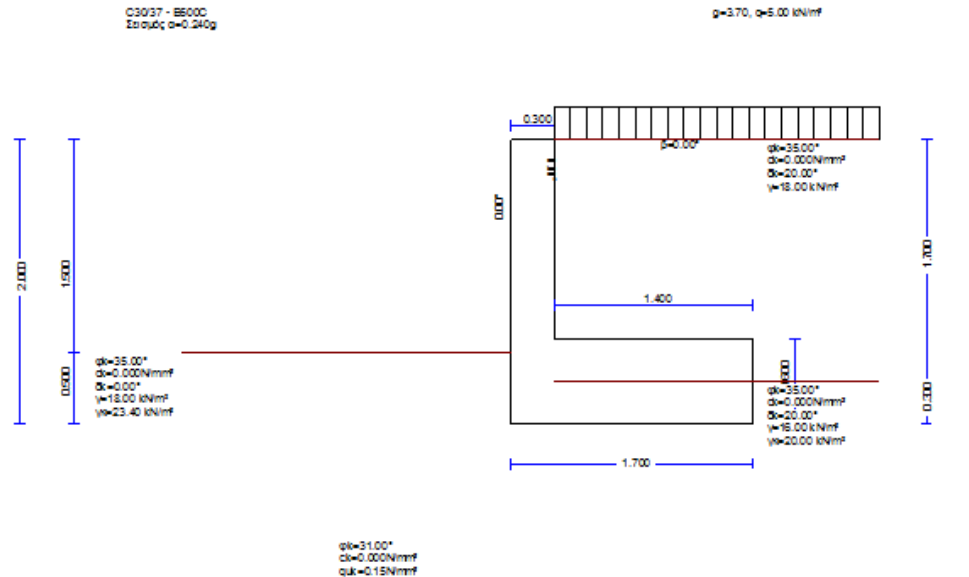
$W/4000 = 0,58\text{Kgr}$, $W/200 = 11,50\text{Kgr} \Rightarrow$ τοποθετείται 0,50 έως 20Kgr

4. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΙΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

1. ΤΟΙΧΟΣ ΠΕΖΟΔΡΟΜΙΟΥ

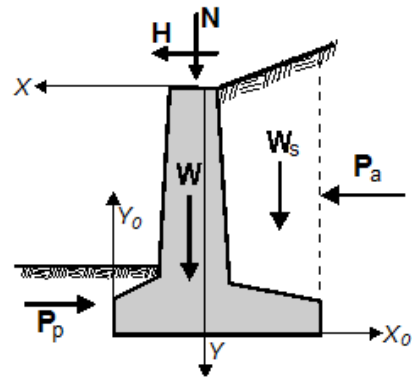
Τοίχος αντιστήριξης απλιωμένου σκυροδέματος

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, EC7 EN1997-1-1:2004, EC8 EN1998-5:2004, +NA-ΕΛΟΤ:2010)



2. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις	
Ολικό ύψος τοίχου	h= 2.000 m
Μήκος τοίχου	L= 1.000 m
Πλάτος τοίχου στην κορυφή	B1= 0.300 m
Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση	B2= 0.300 m
Ολικό πλάτος βάσης τοίχου	B= 1.700 m
Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά	0.000 m
Πλάτος βάσης τοίχου πίσω	1.400 m
Υψος κορμού τοίχου	hc= 1.400 m
Υψος βάσης τοίχου	0.600 m
Υψος βάσης τοίχου μπροστά	0.600 m
Υψος βάσης τοίχου πίσω	0.600 m
Γωνία εμπρός παρειάς με κατακόρυφ	0.000° (0:1)
Γωνία πίσω παρειάς με κατακόρυφ	0.000° (0:1)



Βάρος τοίχου	
Ειδικό βάρος υλικού τοίχου	$\gamma_c=25.000 \text{ kN/m}^3$
Εμβαδόν διατομής τοίχου	$A= 1.440 \text{ m}^2$
Ιδίο βάρος τοίχου ανά μέτρο	$W= 1.440 \times 25.000 = 36.00 \text{ kN/m}$
Κέντρο βάρους τοίχου	$x=-0.346 \text{ m}, y=1.408 \text{ m} (x_c=0.646 \text{ m}, y_c=0.592 \text{ m})$

Υλικά τοίχου

Ανωδομή : Εκυρόδεμα-Χάλυβας: C30/37-B500C (EC2 §3)
 : Επικάλυψη οπλισμού: C_{nom}=60 mm (EC2 §4.4.1)
 Θεμέλιο : Εκυρόδεμα-Χάλυβας: C30/37-B500C
 : Επικάλυψη οπλισμού: C_{nom}=60 mm

Βάρος επίχωσης

Ιδίο βάρος επίχωσης ανά μέτρο W_s=42.84 kN/m
 Κέντρο βάρους επίχωσης x=-0.700 m, y=0.850 m

3. Επιμέρους συντελεστές για δράσεις και εδαφικές ιδιότητες (EC7 Πιν. Α.1-Α.4, EC8-5 §3.1)

Οριακή κατάσταση Ισορροπίας (EQU), Δομικού τύπου (STR), Γεωτεχνικού τύπου (GEO)

		(EQU)	(STR/GEO)	(Σεισμός)	
		(A1+M1)			
Δράση	Μόνιμη Δυσμενής	γG _{dst} :	1.10	1.35	1.00
	Μόνιμη Ευνοική	γG _{stb} :	0.90	1.00	1.00
	Μεταβλητή Δυσμενής	γQ _{dst} :	1.50	1.50	1.00
	Μεταβλητή Ευνοική	γQ _{stb} :	0.00	0.00	0.00
Εδαφικές ιδιότητες	Πωνία διατμητικής αντοχής	γφ:	1.25	1.00	1.00
	Ευνοχή c	γc:	1.25	1.00	1.00
	Διατμητική αντοχή c _u	γc _u :	1.40	1.00	1.00
	Θλιπτική αντοχή q _u	γq _u :	1.40	1.00	1.00
	Βάρος	γw:	1.00	1.00	1.00

γ_{R,v}(R2)=1.40, γ_{R,h}(R2)=1.10, γ_{R,e}(R2)=1.40

4. Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

Θλιπτική αντοχή εδάφους στη βάση q_u=0.15 N/mm²
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση φ=31.00°, συντελεστής τριβής tan(φ)=0.601
 Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση c=0.000 N/mm²

5. Σεισμικοί συντελεστές

(EC8 EN1998-5:2004, §7.3.2)

Ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους α_g=αα_g, α=0.24 (EC8-5 §7.3.2)
 Κατακόρ./οριζ. σεισμική επιτάχυνση α_{ng}/α_g=0.90 (EC8 §3.2.2.3)
 Συντ. θεμελίωσης S=1.00 (EC8 §3.2.2.2)
 Συντ. σπουδαιότητας κτιρίου γ_I=1.00 (EC8 §3.2.1, T.4.3)
 Μειωτικός συντελεστής συμπεριφοράς r=1.00 (EC8-5 Πίνακας 7.1)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής k_h=1.00x0.24x1.00/1.000=0.240 (EC8-5 Εξ.7.1)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής k_v=0.50x0.240=0.120 (EC8-5 Εξ.7.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους F_{wx}= 36.00x0.240= 8.64 kN/m
 Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους F_{wy}= 36.00x0.120= 4.32 kN/m
 Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης F_{wsx}= 42.84x0.240= 10.28 kN/m
 Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης F_{wsy}= 42.84x0.120= 5.14 kN/m

6. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά (Rankine)

6.1. Τμήμα τοίχου από $Y=0.000$ m έως $Y=1.700$ m, $H_s=1.700$ m

Ανω Σημείο A $x=-1.400$ m $y=0.000$ m

Κάτω Σημείο B $x=-1.400$ m $y=1.700$ m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους : Χοντρό χαλίκι

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma = 18.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_s = 20.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w = 10.00$ kN/m³

Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi = 35.00^\circ$

Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c = 0.000$ N/mm²

Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντια $\beta = 0.00^\circ$

Ωθηση σε κατακόρυφο επιφάνεια $\theta = 0.00^\circ$

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους $\delta = 0.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο $g = 3.70$ kN/m²

Ομοιόμορφο κινητό φορτίο $q = 5.00$ kN/m²

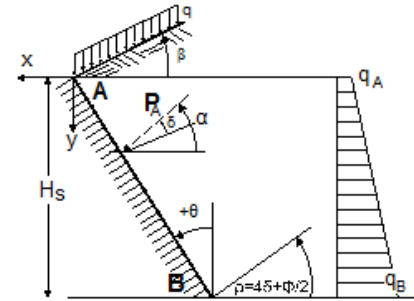
Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

EQU A1+M1

Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 45^\circ + \phi/2 = 59.00$ 62.50°

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a = 0.361$ 0.271

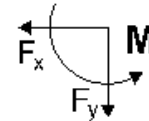
Ωθηση γαιών καθ ύψος $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_a$



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

Μόνιμες δράσεις

	EQU	A1+M1
Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($y=y_A$)	$q_A = 1.34$	1.00 kN/m ²
Ωθηση (πίεση) στην βάση ($y=y_A + 1.70$ m)	$q_B = 12.39$	9.29 kN/m ²
Ωθηση (δύναμη) γαιών $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 11.67$	8.75 kN/m
Γωνία ώθησης γαιών	$\alpha = 0.00$	0.00°
Ωθηση γαιών κατά x κατεύθυνση	$P_{ax} = 11.67$	8.75 kN/m
Ωθηση γαιών κατά y κατεύθυνση	$P_{ay} = 0.00$	0.00 kN/m
Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$)	$M = -12.58$	-9.43 kNm/m
Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = -1.400$ m, $y = 1.078$ m		



Μεταβλητές δράσεις

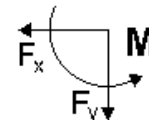
	EQU	A1+M1
Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($y=y_A$)	$q_A = 1.81$	1.36 kN/m ²
Ωθηση (πίεση) στην βάση ($y=y_A + 1.70$ m)	$q_B = 1.81$	1.36 kN/m ²
Ωθηση (δύναμη) γαιών $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 3.08$	2.31 kN/m
Γωνία ώθησης γαιών	$\alpha = 0.00$	0.00°
Ωθηση γαιών κατά x κατεύθυνση	$P_{ax} = 3.08$	2.31 kN/m
Ωθηση γαιών κατά y κατεύθυνση	$P_{ay} = 0.00$	0.00 kN/m
Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$)	$M = -2.62$	-1.96 kNm/m
Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = -1.400$ m, $y = 0.850$ m		

Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις και ροπές στο κάτω σημείο B ($x=-1.400$ m, $y=1.700$ m)

Μόνιμες δράσεις

	EQU	A1+M1
Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = 11.67$	8.75 kN/m	
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 0.00$	0.00 kN/m	
Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = 7.26$	5.44 kNm/m	



Μεταβλητές δράσεις

	EQU	A1+M1
Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών F_{sx}	3.08	2.31 kN/m
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών F_{sy}	0.00	0.00 kN/m
Συνολική ροπή ώθησης γαιών M_s	2.62	1.96 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις

(EC8 EN1998-5:2004, §7.3.2, Παράρτημα E)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $k_h=1.00 \times 0.24 \times 1.00 / 1.000 = 0.240$ (EC8-5 Εξ.7.1, T.7.1)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $k_v=0.50 \times 0.240 = 0.120$ (EC8-5 Εξ.7.2)
 Εδαφος πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα (EC8-5 Παράρτημα E.5)
 $\tan(\omega) = k_h / (1 - k_v) = 0.240 / (1 - 0.120) = 0.273, \omega = 15.26^\circ$

Method Mononobe-Okabe (EC8-5 Παράρτημα E.4)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης, $K_e^*(STR) = 0.454$

Πρόσθετη πίεση εδάφους λόγω σεισμού

επί της STR κατάστασης φόρτισης $\xi = (K_e^* / K_e - 1) = (0.454 / 0.271 - 1) = 0.675$

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

Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μόνιμες δράσεις) $F_x = 1.675 \times 8.75 = 14.66$ kN/m

Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μεταβλητές δράσεις) $F_x = 1.675 \times 2.31 = 3.87$ kN/m

6.2. Τμήμα τοίχου από $Y=1.700$ m έως $Y=2.000$ m, $H_s=0.300$ m

Ανω Σημείο A $x=-1.400$ m $y=1.700$ m

Κάτω Σημείο B $x=-1.400$ m $y=2.000$ m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους : Χοντρό χαλίκι

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma = 16.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_s = 20.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w = 10.00$ kN/m³

Εδαφος κάτω του υδροφόρου ορίζοντα

Ίδιο βάρος εδάφους στο νερό $\gamma_o = 10.00$ kN/m³

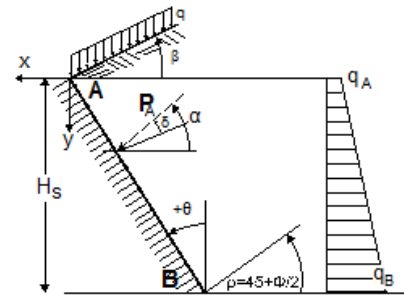
Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\varphi = 35.00^\circ$

Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c = 0.000$ N/mm²

Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντια $\beta = 0.00^\circ$

Ωθηση σε κατακόρυφο επιφάνεια $\theta = 0.00^\circ$

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους $\delta = 0.00^\circ$



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο $g = 34.30$ kN/m²

Ομοιόμορφο κινητό φορτίο $q = 5.00$ kN/m²

Υδροστατική πίεση εδάφους $q_w = 0.00$ kN/m²

Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

EQU A1+M1

Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 45^\circ + \varphi/2 = 59.00$ 62.50°

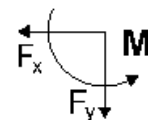
Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a = 0.361$ 0.271

Ωθηση γαιών καθ ύψος $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_a$

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

Μόνιμες δράσεις

	EQU	A1+M1
Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($y=y_A$)	$q_A = 12.38$	9.30 kN/m ²
Ωθηση (πίεση) στην βάση ($y=y_A + 0.30m$)	$q_B = 13.46$	10.11 kN/m ²
Ωθηση (δύναμη) γαιών $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 3.88$	2.91 kN/m
Γωνία ώθησης γαιών $\alpha = 0.00$	$\alpha = 0.00$	0.00°
Ωθηση γαιών κατά x κατεύθυνση	$P_{ax} = 3.88$	2.91 kN/m
Ωθηση γαιών κατά y κατεύθυνση	$P_{ay} = 0.00$	0.00 kN/m
Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$)	$M = -7.19$	-5.39 kNm/m
Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = -1.400$ m, $y = 1.852$ m		



Μεταβλητές δράσεις

	EQU	A1+M1
Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($y=y_A$)	$q_A= 1.81$	1.36 kN/m^2
Ωθηση (πίεση) στην βάση ($y=y_A+ 0.30\text{m}$)	$q_B= 1.81$	1.36 kN/m^2
Ωθηση (δύναμη) γαιών $P_a= \frac{1}{2}(q_A+q_B)H$	$P_a= 0.54$	0.41 kN/m
Γωνία ώθησης γαιών	$\alpha = 0.00$	0.00°
Ωθηση γαιών κατά x κατεύθυνση	$P_{ax}= 0.54$	0.41 kN/m
Ωθηση γαιών κατά y κατεύθυνση	$P_{ay}= 0.00$	0.00 kN/m
Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$)	$M = -1.00$	-0.76 kNm/m
Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x= -1.400 \text{ m}$, $y= 1.850 \text{ m}$		

Υδροστατικές δυνάμεις

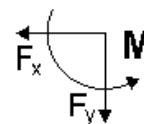
Υδροστατική πίεση $q_w=q_wA+\gamma_w \cdot Hw/\cos\theta$		
Υδροστατική πίεση στην κορυφή ($y=y_A$)	$q_wA= 0.00$	0.00 kN/m^2
Υδροστατική πίεση στην βάση ($y=y_A+ 0.30\text{m}$)	$q_wB= 3.00$	3.00 kN/m^2
Υδροστατική δύναμη $P_w=\frac{1}{2}(q_wA+q_wB)H$	$P_w = 0.45$	0.45 kN/m
Γωνία υδροστατικής δύναμης	$\alpha = 0.00^\circ$	
Υδροστατική δύναμη κατά x κατεύθυνση	$P_{wx} = 0.45$	0.45 kN/m
Υδροστατική δύναμη κατά y κατεύθυνση	$P_{wy} = 0.00$	0.00 kN/m
Ροπή υδροστατικής δύναμης ως προς σημείο ($x=0, y=0$)	$M = -0.85$	-0.85 kNm/m
Σημείο εφαρμογής υδροστατικής δύναμης $x= -1.400 \text{ m}$, $y= 1.900 \text{ m}$		

Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις και ροπές στο κάτω σημείο B ($x=-1.400 \text{ m}$, $y=2.000 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

	EQU	A1+M1
Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	$F_{sx}= 15.55$	11.66 kN/m
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	$F_{sy}= 0.00$	0.00 kN/m
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	$M_s = 11.34$	8.50 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

	EQU	A1+M1
Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	$F_{sx}= 3.62$	2.72 kN/m
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	$F_{sy}= 0.00$	0.00 kN/m
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	$M_s = 3.62$	2.71 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη	$F_{wx}= 0.45$	0.45 kN/m
Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη	$F_{wy}= 0.00$	0.00 kN/m
Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης	$M_w = 0.05$	0.05 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις

(EC8 EN1998-5:2004, §7.3.2, Παράρτημα Ε)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $k_h=1.00 \times 0.24 \times 1.00/1.000=0.240$

(EC8-5 Εξ.7.1, Τ.7.1)

Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $k_v=0.50 \times 0.240=0.120$

(EC8-5 Εξ.7.2)

Εδάφος κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα

(EC8-5 Παράρτημα Ε.6)

$\tan(\omega)=(\gamma_s/(\gamma_s-\gamma_w))(k_h/(1-k_v))=(20.00/(20.00-10.00))(0.240/(1-0.120))=0.545$, $\omega=28.61^\circ$

Method Mononobe-Okabe (EC8-5 Παράρτημα Ε.4)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης, $K_e^*(STR)= 0.795$

Πρόσθετη πίεση εδάφους λόγω σεισμού

επί της STR κατάστασης φόρτισης $\xi=(K_e^*/K_e-1)=(0.795/0.271-1)=1.934$

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

Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μόνιμες δράσεις) $F_x=2.934 \times 2.91= 8.54 \text{ kN/m}$

Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μεταβλητές δράσεις) $F_x=2.934 \times 0.41= 1.20 \text{ kN/m}$

7. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά (Rankine)

7.1. Τμήμα τοίχου από $Y=1.500$ m έως $Y=2.000$ m, $H_s=0.500$ m

Ανω Σημείο A $x= 0.300$ m $y= 1.500$ m

Κάτω Σημείο B $x= 0.300$ m $y= 2.000$ m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους : Χοντρό χαλίκι

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma = 18.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_s = 23.40$ kN/m³

Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w = 10.00$ kN/m³

Εδαφος κάτω του υδροφόρου ορίζοντα

Ιδιο βάρος εδάφους στο νερό $\gamma_o = 13.40$ kN/m³

Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi = 35.00^\circ$

Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c = 0.000$ N/mm²

Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντια $\beta = 0.00^\circ$

Ωθηση σε κατακόρυφο επιφάνεια $\theta = 0.00^\circ$

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους $\delta = 0.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο $g = 0.00$ kN/m²

Ομοιόμορφο κινητό φορτίο $q = 0.00$ kN/m²

Υδροστατική πίεση εδάφους $q_w = 0.00$ kN/m²

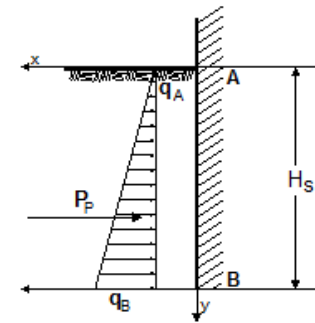
Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

EQU A1+M1

Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 45^\circ - \phi/2 = 31.00$ 27.50°

Συντελεστής παθητικής ώθησης $K_p = 2.770$ 3.690

Ωθηση γαιών καθ ύψος $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_p$



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

Μόνιμες δράσεις

EQU A1+M1

Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($y=y_A$) $q_A = 0.00$ 0.00 kN/m²

Ωθηση (πίεση) στην βάση ($y=y_A + 0.50$ m) $q_B = -18.56$ -24.72 kN/m²

Ωθηση (δύναμη) γαιών $P_x = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$ $P_x = 4.64$ 6.18 kN/m

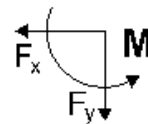
Γωνία ώθησης γαιών $\alpha = 0.00$ 0.00°

Ωθηση γαιών κατά x κατεύθυνση $P_{rx} = -4.64$ -6.18 kN/m

Ωθηση γαιών κατά y κατεύθυνση $P_{ry} = 0.00$ 0.00 kN/m

Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$) $M = 8.51$ 11.33 kNm/m

Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x= 0.300$ m, $y= 1.833$ m



Υδροστατικές δυνάμεις

Υδροστατική πίεση $q_w = q_w A + \gamma_w \cdot H_w / \cos \theta$

Υδροστατική πίεση στην κορυφή ($y=y_A$) $q_w A = 0.00$ kN/m²

Υδροστατική πίεση στην βάση ($y=y_A + 0.50$ m) $q_w B = 5.00$ kN/m²

Υδροστατική δύναμη $P_w = \frac{1}{2}(q_w A + q_w B)H$ $P_w = 1.25$ kN/m

Γωνία υδροστατικής δύναμης $\alpha = 0.00^\circ$

Υδροστατική δύναμη κατά x κατεύθυνση $P_{wx} = 1.25$ kN/m

Υδροστατική δύναμη κατά y κατεύθυνση $P_{wy} = 0.00$ kN/m

Ροπή υδροστατικής δύναμης ως προς σημείο ($x=0, y=0$) $M = -2.29$ kNm/m

Σημείο εφαρμογής υδροστατικής δύναμης $x= 0.300$ m, $y= 1.833$ m

Σύναλα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις και ροπές στο κάτω σημείο B ($x=0.300$ m, $y=2.000$ m)

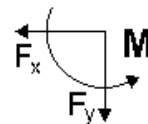
Μόνιμες δράσεις

EQU A1+M1

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = -4.64$ -6.18 kN/m

Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 0.00$ 0.00 kN/m

Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = -0.77$ -1.03 kNm/m



Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{wx} = 1.25 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{wy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_w = 0.21 \text{ kNm/m}$

Σεισμικές δυνάμεις

(ΕC8 EN1998-5:2004, §7.3.2, Παράρτημα Ε)

$\tan(\omega) = kh / (1 - kv) = 0.240 / (1 - 0.120) = 0.476$, $\omega = 25.47^\circ$
 Συντελεστής παθητικής ώθησης $K_p^*(STR) = 2.614$
 $\xi = (K_p^* / K_p) = (2.614 / 3.690) = 0.708$

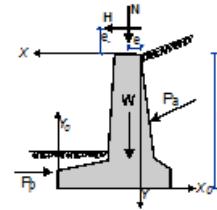
EQU A1+M1

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = -3.29 \text{ kN/m}$

8. Ελεγχος ευστάθειας τοίχου (EQU)

8.1. Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο (EQU)

Φορτίο	$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa 0.00- 1.70	11.67	0.00	-1.400	1.078
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq 0.00- 1.70	3.08	0.00	-1.400	0.850
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa 1.70- 2.00	3.88	0.00	-1.400	1.852
Υδροστατική δύναμη	Pw 1.70- 2.00	0.45	0.00	-1.400	1.900
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq 1.70- 2.00	0.54	0.00	-1.400	1.850
Παθητική ώθηση γαιών	Pp 1.50- 2.00	-4.64	0.00	0.300	1.833
Βάρος τοίχου	W	0.00	36.00	-0.346	1.408
Βάρος επίχωσης	Ws	0.00	42.84	-0.700	0.850
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsg	0.00	5.18	-0.700	0.000
Κινητό φορτίο επίχωσης	Wsq	0.00	7.00	-0.700	0.000

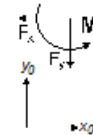


8.2. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EQU)

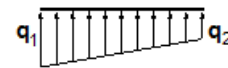
(ΕC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Έλεγχος περίπτωσης με $0.90x(\text{ίδιο βάρος} + \text{μόνιμο}) + 0.00x(\text{κινητά κορυφής})$

Φορτίο	(P.γ)	$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.10	0.00- 1.70	12.84	0.00	1.700	0.922	11.84
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx1.50	0.00- 1.70	4.62	0.00	1.700	1.150	5.31
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.10	1.70- 2.00	4.27	0.00	1.700	0.148	0.63
Υδροστατική δύναμη	Pwx1.10	1.70- 2.00	0.50	0.00	1.700	0.100	0.04
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx1.50	1.70- 2.00	0.81	0.00	1.700	0.150	0.12
Βάρος τοίχου	W x0.90		0.00	32.40	0.646	0.592	-20.93
Βάρος επίχωσης	Wsx0.90		0.00	38.56	1.000	1.150	-38.56
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsgx0.90		0.00	4.66	1.000	2.000	-4.66
			Σύνολοα=	75.62			-46.21



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 75.62 kN/m
 Σύνολο ρομών ως προς μπροστά σημείο = -46.21 kNm/m
 Σύνολο ρομών ως προς μέσον βάσεως = 18.07 kNm/m
 Εκκεντρότητα $e_c = 18.07 / 75.62 = 0.239\text{m}$, $e_c \leq 1.700 / 6 = 0.283\text{m}$
 Τάσεις εδάφους $q_1 = 0.082 \text{ N/mm}^2$, $q_2 = 0.007 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό θεμέλιο $L' = 1.700 - 2 \times 0.239 = 1.222 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = L' \cdot q_{uk} / \gamma_M = 1.222 \times (1000 \times 0.15) / 1.40 = 130.93 \text{ kN/m}$
 Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 75.62 < R_d = 130.93 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται



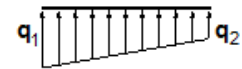
(ΕC7 Παράρτημα D)

(ΕC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

Έλεγχος περίπτωσης με $1.10x(\text{ίδιο βάρος}+\mu\text{όνιμα})+1.50x(\text{κινητά κορυφής})$

Φορτίο	(P.γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.10	0.00- 1.70	12.84	0.00	1.700	0.922	11.84
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx1.50	0.00- 1.70	4.62	0.00	1.700	1.150	5.31
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.10	1.70- 2.00	4.27	0.00	1.700	0.148	0.63
Υδροστατική δύναμη	Pwx1.10	1.70- 2.00	0.50	0.00	1.700	0.100	0.04
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx1.50	1.70- 2.00	0.81	0.00	1.700	0.150	0.12
Βάρος τοίχου	W x1.10		0.00	39.60	0.646	0.592	-25.59
Βάρος επίχωσης	Wsx1.10		0.00	47.12	1.000	1.150	-47.12
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsqx1.10		0.00	5.70	1.000	2.000	-5.70
Κινητό φορτίο επίχωσης	Wsqx1.50		0.00	10.50	1.000	2.000	-10.50
			Σύνολα=	102.92			-70.97

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 102.92 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -70.97 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 16.51 kNm/m
 Εκκεντρότητα $ec=16.51/102.92=0.160m$, $ec\leq 1.700/6=0.283m$
 Τάσεις εδάφους $q1=0.095 N/mm^2$ $q2=0.026 N/mm^2$
 Ενεργό θεμέλιο $L'=1.700-2x0.160= 1.379 m$



(EC7 Παράρτημα D)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $Rd=L' \cdot q_{uk}/\gamma_M=1.379x(1000x0.15)/1.40= 147.75 kN/m$
 Φέρουσα ικανότητα εδάφους $Vd=102.92 < Rd=147.75 kN/m$, Έλεγχος ικανοποιείται

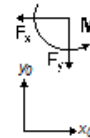
(EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

8.3. Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($xo=0, yo=0$) ($x=0.300, y=2.000 m$)

Φορτίο	(P.γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.10	0.00- 1.70	12.84	0.00	1.700	0.922	11.84	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx1.50	0.00- 1.70	4.62	0.00	1.700	1.150	5.31	0.00
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.10	1.70- 2.00	4.27	0.00	1.700	0.148	0.63	0.00
Υδροστατική δύναμη	Pwx1.10	1.70- 2.00	0.50	0.00	1.700	0.100	0.04	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx1.50	1.70- 2.00	0.81	0.00	1.700	0.150	0.12	0.00
Βάρος τοίχου	W x0.90		0.00	32.40	0.646	0.592	0.00	20.93
Βάρος επίχωσης	Wsx0.90		0.00	38.56	1.000	1.150	0.00	38.56
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsqx0.90		0.00	4.66	1.000	2.000	0.00	4.66
			Σύνολα=	75.62			17.94	64.15

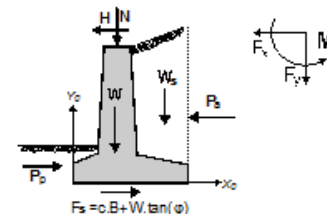


Σύνολο ροπών ανατροπής = 17.94 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 64.15 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{ed}=17.94 < M_{rd}=64.15 kNm/m$, Έλεγχος ικανοποιείται
 Εκκεντρότητα $ec=(1.700/2)-(64.15-17.94)/75.62=0.239m$, $ec\leq 1.700/3=0.567m$

8.4. Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

Φορτίο	(P.γ)	y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.10	0.00- 1.70	12.84	0.00	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx1.50	0.00- 1.70	4.62	0.00	0.00
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.10	1.70- 2.00	4.27	0.00	0.00
Υδροστατική δύναμη	Pwx1.10	1.70- 2.00	0.50	0.00	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx1.50	1.70- 2.00	0.81	0.00	0.00
Παθητική ώθηση γαιών	Ppx0.90	1.50- 2.00	0.00	4.18	0.00
Βάρος τοίχου	W x0.90		0.00	0.00	32.40
Βάρος επίχωσης	Wsx0.90		0.00	0.00	38.56
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsqx0.90		0.00	0.00	4.66
			Σύνολα=	23.04	75.62



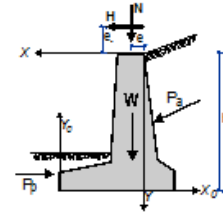
Τριβή εδάφους $R_d = N_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 75.62 \times \tan(31.00^\circ) / 1.25 = 36.35 \text{ kN/m}$
 (δυνάμεις αντίστασης λόγω συνεκτικότητας εδάφους παραλείπονται)
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 23.04 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης $(4.18/1.00 + 36.35) = 40.53 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος σε ολίσθηση $H_d = 23.04 < R_d = 40.53 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται

(EC7 §6.5.3. 10)

9. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου (STR/GEO A1+M1)

9.1. Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο (STR/GEO A1+M1)

Φορτίο	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a 0.00- 1.70	8.75	0.00	-1.400	1.078
Κινητό φορτίο εδάφους	P_q 0.00- 1.70	2.31	0.00	-1.400	0.850
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a 1.70- 2.00	2.91	0.00	-1.400	1.852
Υδροστατική δύναμη	P_w 1.70- 2.00	0.45	0.00	-1.400	1.900
Κινητό φορτίο εδάφους	P_q 1.70- 2.00	0.41	0.00	-1.400	1.850
Παθητική ώθηση γαιών	P_p 1.50- 2.00	-6.18	0.00	0.300	1.833
Βάρος τοίχου	W	0.00	36.00	-0.346	1.408
Βάρος επίχωσης	W_s	0.00	42.84	-0.700	0.850
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	W_{sg}	0.00	5.18	-0.700	0.000
Κινητό φορτίο επίχωσης	W_{sq}	0.00	7.00	-0.700	0.000

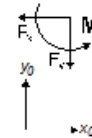


9.2. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (STR/GEO A1+M1)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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

Φορτίο	(P.γ)	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.35$	0.00- 1.70	11.81	0.00	1.700	0.922	10.89
Κινητό φορτίο εδάφους	$P_{qx}1.50$	0.00- 1.70	3.46	0.00	1.700	1.150	3.99
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.35$	1.70- 2.00	3.93	0.00	1.700	0.148	0.58
Υδροστατική δύναμη	$P_{wx}1.35$	1.70- 2.00	0.61	0.00	1.700	0.100	0.05
Κινητό φορτίο εδάφους	$P_{qx}1.50$	1.70- 2.00	0.62	0.00	1.700	0.150	0.09
Βάρος τοίχου	$W \times 1.00$		0.00	36.00	0.646	0.592	-23.26
Βάρος επίχωσης	$W_{sx}1.00$		0.00	42.84	1.000	1.150	-42.84
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{sgx}1.00$		0.00	5.18	1.000	2.000	-5.18
			Σύνολο=	84.02			-55.68

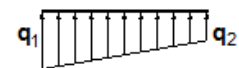


Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 84.02 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -55.68 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 15.74 kNm/m
 Εκκεντρότητα $e_c = 15.74/84.02 = 0.187\text{m}$, $e_c < 1.700/6 = 0.283\text{m}$
 Τάσεις εδάφους $q_1 = 0.082 \text{ N/mm}^2$, $q_2 = 0.017 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό θεμέλιο $L' = 1.700 - 2 \times 0.187 = 1.325 \text{ m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = L' \cdot q_{uk} / \gamma M = 1.325 \times (1000 \times 0.15) / 1.40 = 141.96 \text{ kN/m}$
 Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 84.02 < R_d = 141.96 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται

(EC7 Παράρτημα D)

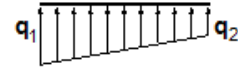
(EC7 Εξ.2.2.2, Εξ.6.1)



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

Φορτίο	(P.γ)	$\gamma_1 - \gamma_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.35$	0.00- 1.70	11.81	0.00	1.700	0.922	10.89
Κινητό φορτίο εδάφους	$P_{qx}1.50$	0.00- 1.70	3.46	0.00	1.700	1.150	3.99
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{ax}1.35$	1.70- 2.00	3.93	0.00	1.700	0.148	0.58
Υδροστατική δύναμη	$P_{wx}1.35$	1.70- 2.00	0.61	0.00	1.700	0.100	0.05
Κινητό φορτίο εδάφους	$P_{qx}1.50$	1.70- 2.00	0.62	0.00	1.700	0.150	0.09
Βάρος τοίχου	$W \times 1.35$		0.00	48.60	0.646	0.592	-31.40
Βάρος επίχωσης	$W_{sx}1.35$		0.00	57.83	1.000	1.150	-57.83
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{sgx}1.35$		0.00	6.99	1.000	2.000	-6.99
Κινητό φορτίο επίχωσης	$W_{sqx}1.50$		0.00	10.50	1.000	2.000	-10.50
			Σύνολο=	123.92			-91.12

Εύναλο κατακόρυφων δυνάμεων = 123.92 kN/m
 Εύναλο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -91.12 kNm/m
 Εύναλο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 14.21 kNm/m
 Εκκεντρότητα $e_c=14.21/123.92=0.115\text{m}$, $e_c \leq 1.700/6=0.283\text{m}$
 Τάσεις εδάφους $q_1=0.102 \text{ N/mm}^2$ $q_2=0.043 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό θεμέλιο $L'=1.700-2 \times 0.115= 1.471 \text{ m}$



(EC7 Παράρτημα D)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d=L' \cdot q_{uk}/\gamma_M=1.471 \times (1000 \times 0.15)/1.40= 157.61 \text{ kN/m}$
 Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d=123.92 < R_d=157.61 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται

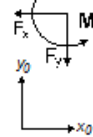
(EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

9.3. Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (STR/GE0 A1+M1)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.300, y=2.000 \text{ m}$)

Φορτίο	(P.γ)	y1 - y2	Fx	Fy	x0	y0	Mo+	Mo-
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$E_{ak}1.35$	0.00- 1.70	11.81	0.00	1.700	0.922	10.89	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	$E_{qk}1.50$	0.00- 1.70	3.46	0.00	1.700	1.150	3.99	0.00
Ενεργητική ώθηση γαιών	$E_{ak}1.35$	1.70- 2.00	3.93	0.00	1.700	0.148	0.58	0.00
Υδροστατική δύναμη	$E_{wk}1.35$	1.70- 2.00	0.61	0.00	1.700	0.100	0.05	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	$E_{qk}1.50$	1.70- 2.00	0.62	0.00	1.700	0.150	0.09	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	36.00	0.646	0.592	0.00	23.26
Βάρος επίχωσης	$W_{sk}1.00$		0.00	42.84	1.000	1.150	0.00	42.84
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{sk}1.00$		0.00	5.18	1.000	2.000	0.00	5.18
Σύνολο=				84.02			15.60	71.28



Εύναλο ροπών ανατροπής = 15.60 kNm/m

Εύναλο ροπών ευστάθειας = 71.28 kNm/m

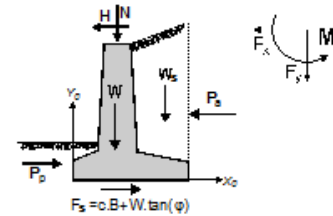
Έλεγχος σε ανατροπή $M_{ed}=15.60 < M_{rd}=71.28 \text{ kNm/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται

Εκκεντρότητα $e_c=(1.700/2)-(71.28-15.60)/84.02=0.187\text{m}$, $e_c \leq 1.700/3=0.567\text{m}$

9.4. Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (STR/GE0 A1+M1)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

Φορτίο	(P.γ)	y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$E_{ak}1.35$	0.00- 1.70	11.81	0.00	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	$E_{qk}1.50$	0.00- 1.70	3.46	0.00	0.00
Ενεργητική ώθηση γαιών	$E_{ak}1.35$	1.70- 2.00	3.93	0.00	0.00
Υδροστατική δύναμη	$E_{wk}1.35$	1.70- 2.00	0.61	0.00	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	$E_{qk}1.50$	1.70- 2.00	0.62	0.00	0.00
Παθητική ώθηση γαιών	$E_{pk}1.00$	1.50- 2.00	0.00	6.18	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	0.00	36.00
Βάρος επίχωσης	$W_{sk}1.00$		0.00	0.00	42.84
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{sk}1.00$		0.00	0.00	5.18
Σύνολο=			20.43	6.18	84.02



Τριβή εδάφους $R_d=N_d \cdot \tan\phi/\gamma_M = 84.02 \times \tan(31.00^\circ)/1.10= 45.89 \text{ kN/m}$

(δυνάμεις αντίστασης λόγω συνεκτικότητας εδάφους παραλείπονται)

(EC7 §6.5.3. 10)

Εύναλο δυνάμεων ολίσθησης = 20.43 kN/m

Εύναλο δυνάμεων αντίστασης $(6.18/1.40+45.89) = 50.30 \text{ kN/m}$

Έλεγχος σε ολίσθηση $H_d=20.43 < R_d=50.30 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται

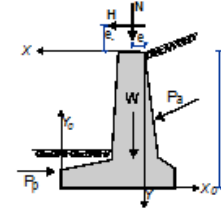
10. Αντισεισμικός έλεγχος

(EC8 EN1998-5:2004)

Ελεγχοι ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

10.1. Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Φορτίο	y1 - y2	Fx	Fy	x	y	
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	0.00- 1.70	8.75	0.00	-1.400	0.850
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq	0.00- 1.70	2.31	0.00	-1.400	0.850
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	1.70- 2.00	2.91	0.00	-1.400	1.850
Υδροστατική δύναμη	Pw	1.70- 2.00	0.45	0.00	-1.400	1.900
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq	1.70- 2.00	0.41	0.00	-1.400	1.850
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	1.50- 2.00	-4.38	0.00	0.300	1.833
Βάρος τοίχου	W		0.00	36.00	-0.346	1.408
Βάρος επίχωσης	Ws		0.00	42.84	-0.700	0.850
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsg		0.00	5.18	-0.700	0.000
Κινητό φορτίο επίχωσης	Wsq		0.00	7.00	-0.700	0.000



10.2. Πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Φορτίο	y1 - y2	Fx	Fy	x	y	
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	0.00- 1.70	5.91		-1.400	0.850
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq	0.00- 1.70	1.56		-1.400	0.850
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	1.70- 2.00	5.63		-1.400	1.850
Κινητό φορτίο εδάφους	Pq	1.70- 2.00	0.79		-1.400	1.850
Βάρος τοίχου	W		8.64	±4.32	-0.346	1.408
Βάρος επίχωσης	Ws		10.28	±5.14	-0.700	0.850
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsg		1.24	±0.62	-0.700	0.000
Κινητό φορτίο επίχωσης	Wsq		1.68	±0.84	-0.700	0.000

10.3. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (με σεισμό)

(EC7 §6.5.2)

Φορτίο	(P.γ)	y1 - y2	Fx	Fy	x0	y0	M
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Paκ1.00	0.00- 1.70	14.66	0.00	1.700	1.150	16.85
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqκ0.60	0.00- 1.70	2.32	0.00	1.700	1.150	2.67
Ενεργητική ώθηση γαιών	Paκ1.00	1.70- 2.00	8.54	0.00	1.700	0.150	1.28
Υδροστατική δύναμη	Pwκ1.00	1.70- 2.00	0.45	0.00	1.700	0.100	0.04
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqκ0.60	1.70- 2.00	0.72	0.00	1.700	0.150	0.11
Βάρος τοίχου	W κ1.00		8.64	31.68	0.646	0.592	-15.35
Βάρος επίχωσης	Wσκ1.00		10.28	37.70	1.000	1.150	-25.88
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsgκ1.00		1.24	4.56	1.000	2.000	-2.08
Κινητό φορτίο επίχωσης	Wsqκ0.60		1.01	4.20	1.000	2.000	-2.18
			Σύνολα=	78.14			-24.54

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 78.14 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -24.54 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 41.88 kNm/m

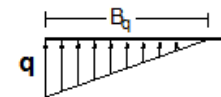
Εκκεντρότητα $ec=41.88/78.14=0.536m$, $ec>1.700/6=0.283m$

Τάσεις εδάφους $q=0.166 N/mm^2$ $Bq=0.942 m$

Ενεργό θεμέλιο $L'=1.700-2κ0.536= 0.628 m$

φέρουσα ικανότητα εδάφους $Rd=L' \cdot quκ/\gamma_M=0.628κ(1000κ0.15)/1.00= 94.20 kN/m$

φέρουσα ικανότητα εδάφους $Vd=78.14 < Rd=94.20 kN/m$, Έλεγχος ικανοποιείται



(EC7 Παράρτημα D)

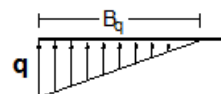
(EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

10.4. Ελεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (με σεισμό)

(EC7 §6.5.2)

Φορτίο	(P,γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	xo [m]	yo [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.00	0.00- 1.70	14.66	0.00	1.700	1.150	16.85
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx0.60	0.00- 1.70	2.32	0.00	1.700	1.150	2.67
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.00	1.70- 2.00	8.54	0.00	1.700	0.150	1.28
Υδροστατική δύναμη	Pwx1.00	1.70- 2.00	0.45	0.00	1.700	0.100	0.04
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx0.60	1.70- 2.00	0.72	0.00	1.700	0.150	0.11
Βάρος τοίχου	W x1.00		8.64	40.32	0.646	0.592	-20.94
Βάρος επίχωσης	Wsx1.00		10.28	47.98	1.000	1.150	-36.16
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsgx1.00		1.24	5.80	1.000	2.000	-3.32
Κινητό φορτίο επίχωσης	Wsqx0.60		1.01	4.70	1.000	2.000	-2.69
			Σύνολο=	98.80			-42.16

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 98.80 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -42.16 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 41.82 kNm/m
 Εκκεντρότητα $ec=41.82/98.80=0.423m$, $ec>1.700/6=0.283m$
 Τάσεις εδάφους $q=0.154 N/mm^2$ $Bq=1.280 m$
 Ενεργό θεμέλιο $L'=1.700-2x0.423= 0.853 m$



(EC7 Παράρτημα D)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $Rd=L' \cdot q_{uk}/\gamma_M=0.853x(1000x0.15)/1.00= 127.95 kN/m$

(EC7 Εξ.2.2, Εξ.6.1)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $Vd=98.80 < Rd=127.95 kN/m$, Έλεγχος ικανοποιείται

10.5. Ελεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (με σεισμό)

(EC7 §9.7.4)

Ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($xo=0, yo=0$) ($x=0.300, y=2.000 m$)

Φορτίο	(P,γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	xo [m]	yo [m]	Mo+ [kNm/m]	Mo- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.00	0.00- 1.70	14.66	0.00	1.700	1.150	16.85	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx0.60	0.00- 1.70	2.32	0.00	1.700	1.150	2.67	0.00
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pax1.00	1.70- 2.00	8.54	0.00	1.700	0.150	1.28	0.00
Υδροστατική δύναμη	Pwx1.00	1.70- 2.00	0.45	0.00	1.700	0.100	0.04	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqx0.60	1.70- 2.00	0.72	0.00	1.700	0.150	0.11	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00		8.64	36.00	0.646	0.592	5.11	23.26
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	-4.32	0.646	0.592	2.79	0.00*
Βάρος επίχωσης	Wsx1.00		10.28	42.84	1.000	1.150	11.82	42.84
Βάρος επίχωσης	Wsx1.00		0.00	-5.14	1.000	1.150	5.14	0.00*
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsgx1.00		1.24	5.18	1.000	2.000	2.48	5.18
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsgx1.00		0.00	-0.62	1.000	2.000	0.62	0.00*
Κινητό φορτίο επίχωσης	Wsqx0.60		1.01	4.20	1.000	2.000	2.02	4.20
Κινητό φορτίο επίχωσης	Wsqx0.60		0.00	-0.50	1.000	2.000	0.50	0.00*
			Σύνολο=	77.64			51.43	75.48

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

Σύνολο ροπών ανατροπής = 51.43 kNm/m

Σύνολο ροπών ευστάθειας = 75.48 kNm/m

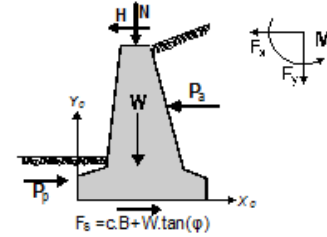
Έλεγχος σε ανατροπή $Med=51.43 < Mrd=75.48 kNm/m$, Έλεγχος ικανοποιείται

Εκκεντρότητα $ec=(1.700/2)-(75.48-51.43)/77.64=0.540m$, $ec\leq 1.700/3=0.567m$

10.6. Ελεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (με σεισμό)

(EC7 §9.7.3, §6.5.3, EC8-5 §5.4.1.1)

Φορτίο	(P.γ)	y1 - y2	Fx+ [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Paκ1.00	0.00- 1.70	14.66	0.00	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqκ0.60	0.00- 1.70	2.32	0.00	0.00
Ενεργητική ώθηση γαιών	Paκ1.00	1.70- 2.00	8.54	0.00	0.00
Υδροστατική δύναμη	Pwκ1.00	1.70- 2.00	0.45	0.00	0.00
Κινητό φορτίο εδάφους	Pqκ0.60	1.70- 2.00	0.72	0.00	0.00
Παθητική ώθηση γαιών	Paκ1.00	1.50- 2.00	0.00	4.38	0.00
Βάρος τοίχου	W κ1.00		8.64	0.00	31.68
Βάρος επίχωσης	Wεκ1.00		10.28	0.00	37.70
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wεqκ1.00		1.24	0.00	4.56
Κινητό φορτίο επίχωσης	Wεqκ0.60		1.01	0.00	3.70
Σύνολο=			47.86	4.38	77.64



Τριβή εδάφους $R_d = N_d \cdot \tan(\phi) / \gamma M = 77.64 \times \tan(31.00^\circ) / 1.00 = 46.65 \text{ kN/m}$
 (δυνάμεις αντίστασης λόγω συνεκτικότητας εδάφους παραλείπονται)
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 47.86 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης $(4.38/1.00 + 46.65) = 51.03 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος σε ολίσθηση $H_d = 47.86 < R_d = 51.03 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται

(EC7 §6.5.3. 10)

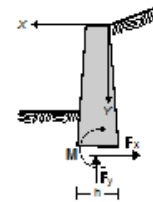
11. Ελεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

(EC2 EN1992-1-1:2004)

11.1. Φόρτιση 1.35x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα ευμενή)+1.50x(κινητά δυσμενή)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

y	h	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.25	0.300	1.05	1.88	0.11
0.50	0.300	2.52	3.75	0.57
0.75	0.300	4.39	5.63	1.41
1.00	0.300	6.68	7.50	2.79
1.40	0.300	11.19	10.50	6.33



11.2. Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη

(EC2 §9.6, §6.1)

Εκυρόδεμα-Χάλυβας: C30/37-B500C, Επικάλυψη οπλισμού: Cnom=60 mm

(§3, §4.4.1.1)

Κατακόρυφος οπλισμός ελάχιστος: $0.26(f_{ctm}/f_{yk})d$, $0.0013d$, $0.0020A_c$, μέγιστος: $0.04A_c$

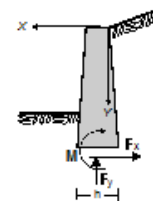
(EC2 §9.6.2)

y	Med	Ned	d	Kd	x/d	εc/εs	Ks	As	min As
[m]	[kN/m]	[kN]	[mm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.25	0.11	-1.88	235	44.95	0.01	0.1/20.0	2.30	0.00	(3.00)
0.50	0.57	-3.75	235	24.99	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(3.54)
0.75	1.41	-5.63	235	17.12	0.01	0.3/20.0	2.31	0.06	(3.54)
1.00	2.79	-7.50	235	12.70	0.02	0.4/20.0	2.31	0.16	(3.54)
1.40	6.33	-10.50	235	8.75	0.03	0.6/20.0	2.32	0.47	(3.54)

11.3. Φόρτιση 1.00x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα ευμενή)+0.60x(κινητά)+1.00x(σεισμός)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου (με σεισμό)

y	h	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.25	0.300	5.45	1.88	0.96
0.50	0.300	9.17	3.75	2.86
0.75	0.300	13.40	5.63	5.86
1.00	0.300	18.14	7.50	10.19
1.40	0.300	26.77	10.50	20.31



11.4. Ελεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη (με σεισμό)

(EC2 §9.6, §6.1)

Εκυρόδεμα-Χάλυβας: C30/37-B500C, Επικάλυψη οπλισμού: C_{nom}=60 mm

(§3, §4.4.1.1)

Κατακόρυφος οπλισμός ελάχιστος: 0.26(f_{ctm}/f_{yk})d, 0.0013d, 0.0020A_c, μέγιστος: 0.04A_c

(EC2 §9.6.2)

y [m]	Med [kN/m]	Ned [kN]	d [mm]	Kd	x/d	ε _c /ε _s	Ks	A _s [cm ² /m]	min A _s [cm ² /m]
0.25	0.96	-1.88	235	22.24	0.01	0.2/20.0	2.31	0.07	(3.54)
0.50	2.86	-3.75	235	13.18	0.02	0.4/20.0	2.31	0.23	(3.54)
0.75	5.86	-5.63	235	9.33	0.03	0.6/20.0	2.32	0.50	(3.54)
1.00	10.19	-7.50	235	7.14	0.04	0.7/20.0	2.33	0.90	(3.54)
1.40	20.31	-10.50	235	5.10	0.05	1.1/20.0	2.34	1.87	(3.54)

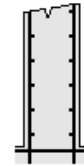
11.5. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

Οπλισμοί εσωτερικής παρειάς τοίχου Ø14/15.0 (10.27cm²/m)

Οπλισμός διανομής Ø10/20.0 (3.93cm²/m)

Οπλισμός εξωτερικής παρειάς τοίχου Ø14/15.0 (10.27cm²/m)

Οπλισμός διανομής Ø10/20.0 (3.93cm²/m)



11.6. Αγκύρωση οπλισμού κορμού τοίχου

(EC2 §8.4)

Βασικό μήκος αγκύρωσης

(EC2 Εξ.8.3)

l_b, r_{qd}=(Ø/4) (σ_{sd}/f_{bd})=(14/4) x (79/1.78)=156mm

σ_{sd}=435.00x187/1027=79MPa f_{bd}=2.25x0.70xf_{ctd}=1.78 MPa

(EC2 §8.4.2)

Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης l_{bd}=0.70x156=109mm, C_{nom}=60mm>3x14=42mm=(3Ø)

(EC2 §8.4.4, T.8.2)

Ελάχιστο μήκος αγκύρωσης l_b, min=max(0.30l_{brqd}, 10Ø, 100mm)=140mm

Απαραίτητο άγκιστρο 140mm στο κάτω άκρο των ράβδων οπλισμού

11.7. Ελεγχος κορμού σε διάτμηση

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

Εκυρόδεμα-Χάλυβας: C30/37-B500C, Επικάλυψη οπλισμού: C_{nom}=60 mm

(§3, §4.4.1.1)

Η κατανομή του φορτίου ώθησης είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διατμητικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

V_{ed}=8.54 kN/m, V_{ed} (+σεισμικός)=21.70 kN/m, N_{ed}=-8.74 kN/m

Αντοχή τέμνουσα χωρίς οπλισμό διάτμησης V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

V_{rdc}=(C_{rdc} · k · (100ρ_l · f_{ck})^{0.33} + k₁ · σ_{cp}) · b_w · d

(EC2 Εξ.6.2.a)

V_{rdc}>=(v_{min}+k₁ · σ_{cp}) · b_w · d

(EC2 Εξ.6.2.b)

C_{rdc}=0.18/γ_c=0.18/1.50=0.120, f_{ck}=30MPa, b_w=1000mm, d=235mm

k=1+√(200/d) <=2, k=1.92, k₁=0.15

ρ_l=A_{s1}/(b_w · d)=1027/(1000x235)=0.0044

σ_{cp}=N_{ed}/A_c=1000x8.74/300000=0.03N/mm²

v_{min}=0.0350 · k^{1.50} · √f_{ck} = 0.51N/mm²,

(EC2 Εξ.6.3N)

V_{rd,c}(min)=0.001x(0.51+0.15x0.03)x1000x235=120.91kN/m

V_{rdc}=0.001x[0.120x1.92x(0.44x30)^{0.33} + 0.15x0.03]x1000x235=129.02kN/m

V_{ed}=21.70 kN/m <= V_{rdc}=129.02 kN/m, Διάτμηση OK

V_{rdmax}=α_{cw} · b_w · z · v₁ · f_{cd}/(cotθ+tanθ), V_{ed}/max(V_{rdmax})=0.03, θ=45.0° cotθ=1.00 tanθ=1.00

α_{cw}=1.00 z=0.9d, f_{ck}=30.0<=60MPa v₁=0.6[1-f_{ck}/250]=0.6[1-30/250]=0.528, f_{cd}=17.00MPa

V_{rdmax}=0.001x1.00x1000x0.9x235x0.528x17.00/2.00=949.2 kN

V_{ed}=26.8 kN < 949.2 kN =V_{rdmax}, ο έλεγχος επαληθεύεται

12. Ελεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

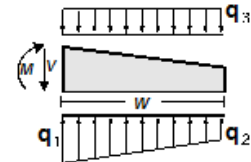
(EC2 EN1992-1-1:2004)

12.1. Ελεγχος τμήματος πίσω $x=-1.400$ m to $x=0.000$ m

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 123.92 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 14.21 kNm/m
 $q_1 = 0.092$ N/mm², $q_2 = 0.043$ N/mm², $w = 1.400$ m
 πίεση από επίχωση και ίδιο βάρος $q_3 = 0.076$ N/mm²
 $M = -16.08$ kNm/m, $V = 11.64$ kN/m
 V σε απόσταση $h=540$ mm από παρειά = 8.10 kN/m
 $Med = -16.08$ kNm/m, $Ved = 8.10$ kN/m

12.2. Ελεγχος τμήματος πίσω $x=-1.400$ m to $x=0.000$ m

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 84.02 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 15.74 kNm/m
 $q_1 = 0.071$ N/mm², $q_2 = 0.017$ N/mm², $w = 1.400$ m
 πίεση από επίχωση και ίδιο βάρος $q_3 = 0.051$ N/mm²
 $M = -15.99$ kNm/m, $V = 10.28$ kN/m
 V σε απόσταση $h=540$ mm από παρειά = 5.10 kN/m
 $Med = -15.99$ kNm/m, $Ved = 5.10$ kN/m



12.3. Ελεγχος τμήματος πίσω $x=-1.400$ m to $x=0.000$ m (με σεισμό)

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 77.64 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 41.82 kNm/m
 $q_1 = 0.113$ N/mm², $q_2 = 0.000$ N/mm², $w = 1.400$ m
 πίεση από επίχωση και ίδιο βάρος $q_3 = 0.054$ N/mm²
 $M = -43.49$ kNm/m, $V = 39.82$ kN/m
 V σε απόσταση $h=540$ mm από παρειά = 19.73 kN/m
 $Med = -43.49$ kNm/m, $Ved = 19.73$ kN/m

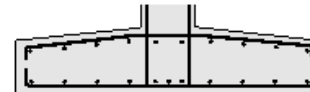
12.4. Ελεγχος πεδίου έναντι κάμψης

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C30/37-B500C, Επικάλυψη οπλισμού: $C_{nom}=60$ mm (§3, §4.4.1.1)
 $Med = 0.00$ kNm/m, $d=532$ mm, $Kd = 0.00$ $x/d=0.00$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=0.0/0.0$ $k_s=0.00$, $A_s = *$ cm²/m
 $Med = -43.49$ kNm/m, $d=532$ mm, $Kd = 8.07$ $x/d=0.03$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-0.7/20.0$ $k_s=2.32$, $A_s = 1.90$ cm²/m
 Ελάχιστος οπλισμός $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$ ($A_s = 8.02$ cm²/m) (EC2 §9.3.1)
 Ελάχιστος οπλισμός $\geq \phi 16/25.0$ (8.04 cm²/m)

12.5. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

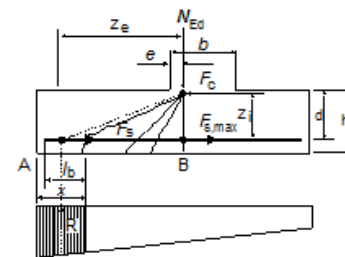
Οπλισμός πεδίου κάτω **$\phi 16/20.0$** (10.05 cm²/m)
 Οπλισμός πεδίου άνω **$\phi 16/20.0$** (10.05 cm²/m)
 Δευτερέων εγκάρσιος οπλισμός **$\phi 16/40.0$** (5.02 cm²/m)



12.6. Αγκύρωση οπλισμού πεδίου τοίχου

(EC2 §9.8.2.2, §8.4)

$x=h/2=0.300$ m, $R=1000 \times 0.113 \times 0.300=33.90$ kN/m
 $e=0.15b=0.045$ m $z_e=1.295$ m, $z_i=0.900d=0.479$ m
 $F_s=R \cdot z_e/z_i=33.90 \times 1.295/0.479=91.69$ kN/m
 $\sigma_{sd}=F_s/A_s=1000 \times 91.69/1005=91$ MPa
 Βασικό μήκος αγκύρωσης (EC2 §8.3)
 $l_b, zqd=(\geq 4) (\sigma_{sd}/f_{bd})=(16/4) \times (91/2.55)=143$ mm
 $f_{bd}=2.25 \times 1.00 \times f_{ctd}=2.55$ MPa (EC2 §8.4.2)
 Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης (EC2 §8.4.4, T.8.2)
 $l_{bd}=0.70 \times 143=100$ mm, $C_{nom}=60$ mm $> 3 \times 16=48$ mm $= (3\geq)$
 Ελάχιστο μήκος αγκύρωσης $l_{b,min}=\max(0.30l_b, zqd, 10\geq, 100$ mm) $=160$ mm
 Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης διαμήκους οπλισμού $l_{bd}=160$ mm $=0.160$ m
 $l_{bd}=160$ mm $< (x-C_{nom})=240.00$. Υπάρχει επαρκές μήκος αγκύρωσης



12.7. Έλεγχος πεδίου σε διάτμηση-διάτρηση

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C30/37-B500C, Επικάλυψη οπλισμού: $C_{nom}=60$ mm (§3, §4.4.1.1)

Αντοχή διάτρησης χωρίς οπλισμό διάτμησης V_{rdc} (EC2 §6.4.4)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot (2d/a)] \cdot b_w \cdot d \quad (EC2 \text{ Εξ.6.50})$$

$$V_{rdc} >= [v_{min} \cdot 2d/a] \cdot b_w \cdot d, \quad d = d_m = 532 \text{ mm}, \quad a = 532 \text{ mm}$$

$$C_{rdc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120, \quad f_{ck} = 30 \text{ MPa}, \quad b_w = 1000 \text{ mm}, \quad d = 532 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} <= 2, \quad k = 1.61$$

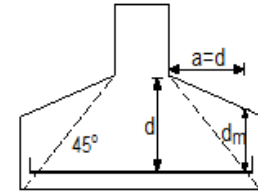
$$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 1005/(1000 \times 532) = 0.0019$$

$$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.39 \text{ N/mm}^2, \quad (EC2 \text{ Εξ.6.3N})$$

$$V_{rd,c(\min)} = 0.001 \times (0.39 \times 2 \times 532 / 532) \times 1000 \times 532 = 414.96 \text{ kN/m}$$

$$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.61 \times (0.19 \times 30)^{0.33} \times 2 \times 532 / 532] \times 1000 \times 532 = 367.20, \quad V_{rdc} = 414.96 \text{ kN/m}$$

$$V_{ed} = 19.73 \text{ kN/m} <= V_{rdc} = 414.96 \text{ kN/m}, \quad \text{Διάτμηση και Διάτρηση OK}$$



$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta), \quad V_{ed}/\max(V_{rdmax}) = 0.02, \quad \theta = 45.0^\circ \cot\theta = 1.00 \tan\theta = 1.00$$

$$\alpha_{cw} = 1.00 \quad z = 0.9d, \quad f_{ck} = 30.0 <= 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0.6[1 - f_{ck}/250] = 0.6[1 - 30/250] = 0.528, \quad f_{cd} = 17.00 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 532 \times 0.528 \times 17.00 / 2.00 = 2148.9 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 39.8 \text{ kN} < 2148.9 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{ο έλεγχος επαληθεύεται}$$

Νοέμβριος 2021

Για τον Ανάδοχο

Μαριλένα Γ. Φράγκου
ΠΟΛ. ΜΗΧ/ΚΟΣ ΕΜΠ

ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ

Μέγαρα.....2021

Η ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ

ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ

Μέγαρα.....2021

Η ΠΡΟΪΣΤΑΜΕΝΗ Δ.Τ.Ε.

Α. ΜΟΥΡΕΛΑΤΟΥ
ΠΕ ΤΟΠΟΓΡΑΦΟΣ ΜΗΧ/ΚΟΣ

Ε. ΤΣΑΚΩΝΑ
ΠΕ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧ/ΚΟΣ

ΕΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΠΟΦΑΣΗ

.....