ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ
ΝΟΜΟΣ ΣΑΜΟΥ
ΔΗΜΟΣ ΙΚΑΡΙΑΣ

ΕΡΓΟ: ΑΞΙΟΠΟΙΗΣΗ ΥΔΡΟΓΕΩΤΡΗΣΗΣ ¨ΤΣΟΥΡΕΔΟ¨ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΑΓΙΟΥ ΚΗΡΥΚΟΥ ΔΗΜΟΥ ΙΚΑΡΙΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΥΔΡΑΓΩΓΕΙΟΥ

ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

1. ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

1.1 Γενικά

Αντικείμενο της μελέτης αποτελεί η στατική επίλυση των δεξαμενών ύδρευσης της μελέτης αξιοποίησης της υδρευτικής γεώτρησης Τσουρέδου Αγίου Κηρύκου Δήμου Ικαρίας. Πρόκειται για ορθογωνικές δεξαμενές και αντλιοστάσια ύδατος από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι δεξαμενές συνοδεύονται από φρεάτια.

1.2 Μεθοδολογία στατικών υπολογισμών

Η στατική ανάλυση των δεξαμενών και η διαστασιολόγηση των στοιχείων τους έγινε με βάση τις κλασσικές μεθόδους στατικής.

Για τη θεμελίωση των δεξαμενών χρησιμοποιείται πλάκα πυθμένα, η οποία και υπολογίζεται με τη θεώρηση εδράσεως σε ελαστική βάση, για το σύνολο των φορτίων της ανωδομής και υφίσταται τις εξής καταπονήσεις:

- Από το ίδιο βάρος της δεξαμενής υφίσταται κάμψη (τα φορτία καταλήγουν στις γραμμές στηρίξεως της πλάκας, από το έδαφος δεν ασκούνται ομοιόμορφες αντιπιέσεις)

- Από τις ροπές πάκτωσης των τοιχωμάτων (M_O) και των τεμνουσών (Q_O) υφίσταται κάμψη και εφελκυσμό.

Γενικά, όλα τα αποτελέσματα ελέγχονται ποιοτικά και ποσοτικά και επαληθεύονται ώστε το κάθε στοιχείο του έργου να είναι ασφαλές και να λειτουργεί με πλήρη επάρκεια του υλικού του.

1.3 Παραδοχές

Υλικά

- Σκυρόδεμα C16/20
- Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος: $28x10^6$ KN/m^2
- Μέτρο ελαστικότητας ρηγματωμένου σκυροδέματος: $21x10^6$ KN/m^2
- Χάλυβας οπλισμού: S 500
- Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα: 200×10^6 KN/m^2

Φορτία

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος 25 KN/m^3
- Ίδιο βάρος γαιών: 18 KN/m^3
- Ειδικό βάρος νερού: 10 KN/m^3

Σεισμός

- Ζώνη επικινδυνότητας: III
- Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: α = 0,24
- Κατηγορία εδάφους: Γ
- Συντελεστής θεμελιώσεως: θ = 0,90 (γενική κοιτόστρωση)
- Συντελεστής σπουδαιότητας: γ = 1,30
- Απόκριση φάσματος: β_o (T) = 2,50
- Συντελεστής συμπεριφοράς: q = 1,50

Παρατηρήσεις

Το νωπό σκυρόδεμα στις δεξαμενές απαιτεί προσεκτική δόνηση ώστε να μη γίνει διαχωρισμός των χονδρόκοκκων αδρανών (σκύρα, γαρμπίλι) από τα λεπτόκοκκα (άμμος). Για να μην απαιτηθεί έντονη δόνηση, είναι δυνατόν να προστεθεί πλαστικοποιητικό στο νωπό σκυρόδεμα για να αυξηθεί η ρευστότητα του.

Κατά τη σκυροδέτηση προβλέπεται η προσθήκη στεγανοποιητικού μάζας σκυροδέματος.

2. ΝΕΑ ΔΕΞΑΜΕΝΗ ΟΞΕΑΣ

2.1 ΕΠΙΛΥΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

2.1.1 Πλάκα Οροφής

Εκλογή πάχους πλακών

$\frac{l_y}{l_x} = \frac{4,00}{3,50} = 1,14 < 2$

Επομένως οι πλάκες οπλίζονται σταυροειδώς.

$d \geq \frac{0,80 \times l_x}{25} \rightarrow d \geq \frac{0,80 \times 3,50}{25} \rightarrow d \geq 0,11$ m

Επικάλυψη c = 3,00 cm

Επιλέγεται ολικό πάχος πλάκας h_f = 15,00 cm (d = 12,00 cm)

Φορτία πλακών

Μόνιμα	Ι.Β.:	0,15m x 25 KN/m^3 =	3,75 KN/m^2
	Επικάλυψη:	0,00m x 18 KN/m^3 =	0,00 KN/m^2
	Μόνιμο φορτίο g:	=	3,75 KN/m^2
Κινητά	Ωφέλιμο φορτίο q:	=	3,50 KN/m^2
	Συγκεντρωμένο φορτίο:	=	40,00 KN

Υπολογισμός εντατικών μεγεθών

Για τον υπολογισμό των ροπών ανοίγματος και στήριξης των πλακών υπό ομοιόμορφο φορτίο θα χρησιμοποιηθούν οι πίνακες Czerny για πλήρης πάκτωση και στις τέσσερις πλευρές (βλ. Beton Kalenter 1984, τόμος 1 σελ. 291,292) για λόγο:

$\frac{l_y}{l_x} = \frac{4,00}{3,50} = 1,14 \approx 1,15$

$P_1 = 1,175g + 0,75q = (1,175 \times 3,75) + (0,75 \times 3,50) \rightarrow P_1 = 7,0$ KN/m^2

$P_2 = 0,175g + 0,75q = (0,175 \times 3,75) + (0,75 \times 3,50) \rightarrow P_2 = 3,3$ KN/m^2

$P_1 + P_2 = (7,0 + 3,3)$ KN/m^2

$P_1 - P_2 = (7,0 - 3,3)$ KN/m^2

Ροπή Ανοίγματος

$M_y^{max} = \frac{P_1 l^2}{m_y^{max}} = \frac{7,0 \times 3,5^2}{47,10} \rightarrow M_y^{max} = 1,82$ KNm/m

$M_x^{m} = \frac{P_1 l^2}{m_x^{m}} = \frac{7,0 \times 3,5^2}{25,80} \rightarrow M_x^{m} = 3,32$ KNm/m

$M_y^{max} = \frac{P_2 l^2}{m_y^{max}} = \frac{3,3 \times 3,5^2}{47,10} \rightarrow M_y^{max} = 0,85$ KNm/m

$M_x^{m} = \frac{P_2 l^2}{m_x^{m}} = \frac{3,3 \times 3,5^2}{25,80} \rightarrow M_x^{m} = 1,57$ KNm/m

$\max M_y = 1,82 + 0,85 \rightarrow \max M_y = 2,67$ KNm/m
$\min M_y = 1,82 - 0,85 \rightarrow \min M_y = 0,97$ KNm/m

$\max M_x = 3,32 + 1,57 \rightarrow \max M_x = 4,89$ KNm/m
$\min M_x = 3,32 - 1,57 \rightarrow \min M_x = 1,75$ KNm/m

Ροπής Στήριξης

$$M_{xerm} = -\frac{Pl^2}{m_{xerm}} = -\frac{7,0 \times 3,5^2}{10,50} \rightarrow M_{xerm} = -8,17 \text{ KNm/m}$$

$$M_{xerm} = -\frac{P_2 l^2}{m_{xerm}} = -\frac{3,3 \times 3,5^2}{10,50} \rightarrow M_{xerm} = -3,85 \text{ KNm/m}$$

$\min M_{xerm} = -8,17 - 3,85 \rightarrow \min M_{xerm} = -12,02$ KNm/m
$\max M_{xerm} = -8,17 + 3,85 \rightarrow \min M_{xerm} = -4,32$ KNm/m

Σημειακό φορτίο

Από την γραμμή επιρροής του σημειακού φορτίου (βλ. Beton Kalenter τόμος 2) υπολογίζεται η πρόσθετη ένταση.

$$0,25 \le \frac{y}{L_1} \le 0,75 \qquad \frac{y}{L_1} = \frac{1,75}{3,50} = 0,50 < 0,75$$

$$0,50 \le \frac{L_1}{L_2} \le 2,00 \qquad \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,50}{3,50} = 1,00 < 2,00$$

Από ΠΙΝ.8.11 (βλ. Beton Kalenter 1984 τόμος 2, σελ.91) για $\frac{t_x}{L_1} = \frac{t_y}{L_1} = 0,15$ προκύπτουν:

$m_{xp} = 0,16$ και $m_{yp} = 0,23$

Επομένως οι αντίστοιχες ροπές ανοιγμάτων είναι:

$M_{yp} = m_{yp} \times P \rightarrow M_{yp} = 0,16 \times 40 \rightarrow M_{yp} = 6,40$ KNm/m
$M_{xp} = m_{xp} \times P \rightarrow M_{xp} = 0,23 \times 40 \rightarrow M_{xp} = 9,20$ KNm/m

$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,50}{3,50} = 1,00$ άρα $0,5 \le \frac{L_1}{L_2} \le 1,5$ και ισχύουν οι τιμές της $1^{ης}$ σειράς του ΠΙΝ.8.13 (βλ. Beton Kalenter 1984, τόμος 2, σελ.92)

Από ΠΙΝ.8.13 (βλ. Beton Kalenter τόμος 2) για $\frac{y}{L_1} = 1,00$ προκύπτει $m_{ye} = 0,16$
Υπολογίζεται η ροπή στήριξης:

$M_{xe} = -m_{xe} \times P \rightarrow M_{xe} = -0,16 \times 40 \rightarrow M_{xp} = -6,40$ KNm/m

Έλεγχος Επάρκειας Πάχους Πλάκας

Ελάχιστη ροπή στήριξης $M_{sd} = -12,02 - 6,40 = -18,42$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{18,42}{1,0 \times 0,12^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,12 < \mu_{lim} = 0,33$$

Επομένως δεν απαιτείται θλιβόμενος οπλισμός

Υπολογισμός οπλισμού πλακών

Ελάχιστος κύριος οπλισμός
Η απόσταση (S) μεταξύ των ράβδων του κύριου οπλισμού δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από:

$$S \leq 1,5d = 1,5 \times 12 = 18 \text{ cm} \;\&\; S \leq 20 \text{ cm}$$

Άρα $S_{max} = 20$ cm

Ελάχιστος κύριος οπλισμός για St500 είναι 1,5‰ της διατομής του σκυροδέματος:

$$100 \times 12 \times 0,0015 = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Άρα A_{smin}: ∅ 8/20 (2,51 cm^2/m)

Κύρια διεύθυνση x

$M_{sdx} = (4,89 + 9,20)$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow \mu_{sd} = \frac{4,89 + 9,20}{1,0 \times 0,12^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,093$$

$\omega_1 = 0,099$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,099 \times 100 \times 12 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 2,91 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{smin}$$

Τοποθετούνται ∅ 10/20 (3,93 cm^2/m)

Δευτερεύουσα διεύθυνση y
$M_{sdy} = (2,67 + 6,40)$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow \mu_{sd} = \frac{2,67 + 6,40}{1,0 \times 0,12^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,059$$

$\omega = 0,062$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,062 \times 100 \times 12 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 1,83 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin}$$

Τοποθετούνται ∅ 10 / 20 (3,93 cm^2/m)

Οπλισμός στήριξης

$M_{sd} = 12,02 + 6,40 \rightarrow M_{sd} = 18,42$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{18,42}{1,0 \times 0,12^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,12$$

$\omega = 0,131$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,131 \times 100 \times 12 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 3,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Υπάρχουν από ανοίγματα ∅ 10 / 20 (3,93 cm^2/m)

Έλεγχος διάτμησης

Επειδή η πλάκα έχει πάχος h_f=15 cm ≤ 20 cm οπότε δεν απαιτείται έλεγχος τέμνουσας.

$$V_{xerm} = \frac{P_1 l}{q_{xerm}} = \frac{7,0 \times 3,5}{1,65} \rightarrow V_{xerm} = 14,85 \text{ KN/m}$$

$$V_{xerm} = \frac{P_2 l}{q_{xerm}} = \frac{3,3 \times 3,5}{1,65} \rightarrow V_{xerm} = 7,00 \text{ KN/m}$$

$V_{xerm} = 14,85 + 7,00 \rightarrow V_{xerm} = 21,85$ KN/m

$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\kappa(1,2 + 40\rho_l) + 0,15\sigma_{cp}]b_w d$

όπου:

τ_{Rdk}: τιμή σχεδιασμού διατμητικής τάσης αντοχής έναντι ρηγμάτωσης τ_{Rdk} = 0,22Mpa για 16/20

b_w: είναι το πλάτος του στοιχείου

κ: $1,6 - d \geq 1,0$ (d σε m)

ρ_l: $\frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$

σ_{cp}: $\frac{N_{sd}}{A_c}$

N_{sd}: Ορθή δύναμη λόγω φόρτισης

A_{sl}: διατομή διαμήκους εφελκυόμενου οπλισμού, ο οποίος επεκτείνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η V_{Rd1} κατά $d + l_{bnet}$

d: στατικό ύψος

$V_{Rd1} = [0,22x10^3x1,48(1,2 + (40x0,006)] \times 1,00 \times 0,12 \rightarrow V_{Rd1} = 56,26$ KN

$V_{Rd1} = 56,26 \text{ KN} > V_{xerm} = 21,85$ KN

Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης

2.1.2 Δοκός Οροφής L = 4,00 m

Φορτία πλακών

Μόνιμα	I.B.: 0,15m x 25 KN/m^3	=	3,75 KN/m^2
	Επικάλυψη: 0,00m x 18 KN/m^3	=	0,00 KN/m^2
	Μόνιμο φορτίο g:	=	3,75 KN/m^2
Κινητά	Ωφέλιμο φορτίο q:	=	3,50 KN/m^2
	Συγκεντρωμένο φορτίο:	=	40,00 KN

$P_1 = 1,175g + 0,75q = (1,175 \times 3,75) + (0,75 \times 3,50) \rightarrow P_1 = 7,0$ KN/m^2
$P_2 = 0,175g + 0,75q = (0,175 \times 3,75) + (0,75 \times 3,50) \rightarrow P_2 = 3,3$ KN/m^2

Μέγιστό φορτίο : $P_1 + P_2 = (7,0 + 3,3) = 10,3$ KN/m^2
Συγκεντρωμένο φορτίο: = 40,0 KN

Κατανομή φορτίων

Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών των τοίχων και των δοκών υπό ομοιόμορφο φορτίο λόγω της πλάκας οροφής – επικάλυψης της δεξαμενής γίνεται η παραδοχή της τραπεζοειδούς κατανομής των φορτίων των πλακών επικάλυψης και στην συνέχεια η αναγωγή τους δε ομοιόμορφο κατά μήκος του φορέα φορτίο.

Δοκός οροφής:
Μήκος δοκού οροφής $L_y = 4,00$ m
Πλάτος κορμού : b = 20 cm
Ύψος κορμου: d = 60 cm

Ομοιόμορφο φορτίο q = 10,3 KN/m^2 x [2x1,75x(0,50+4,00)/2] / 4 = 20,28 KN/m
I.B.: 0,25 m x 0,45 x 25 KN/m^3 = 2,82 KN/m
Συνολικό ομοιόμορφο φορτίο q = 23,10 KN/m

Συγκεντρωμένο φορτίο στο μέσον της δοκού P= 40,0 KN

Υπολογισμός εντατικών μεγεθών

Η ροπή ανοίγματος και η τέμνουσα στήριξης αμφιέριστης δοκού υπό ομοιόμορφο φορτίο δίνεται από τις σχέσεις:

$M_y^{max} = \frac{qL^2}{8}$ και $Qy = \frac{qL}{2}$ για ομοιόμορφο φορτίο

$M_y^{max} = \frac{PL}{4}$ και $Qy = \frac{P}{2}$ για σημειακό φορτίο

Ροπή Ανοίγματος

$M_y^{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{23,10 \times 4,0^2}{8} \rightarrow M_y^{max} = 46,2$ KNm για ομοιόμορφο φορτίο

$M_y^{max} = \frac{PL}{4} = \frac{40,0 \times 4,0}{4} \rightarrow M_y^{max} = 40,0$ KNm για σημειακό φορτίο

$maxM_y = 46,2 + 40,0 \rightarrow maxM_y = 86,2$ KNm/m

Τέμνουσα

$Qy = \frac{qL}{2} = \frac{23,1 \text{ x } 4,0}{2}$ ➔ Qy = 46,2 KN για ομοιόμορφο φορτίο

$Qy = \frac{P}{2} = \frac{40,0}{2}$ ➔ Qy = 20,0 KN για σημειακό φορτίο

$maxQ_y = 46,2 + 20,0$ ➔ $maxQ_y$ = 66,2 KN

Υπολογισμός οπλισμού δοκού

Η μέγιστη ροπή ανοίγματος είναι : $maxM_y$ = 86,2 KNm/m

$\mu_{sd} = \frac{1,50M_{sd}}{b \text{ x } d^2 \text{ x } f_{cd}}$ ➔ $\mu_{sd} = \frac{1,50x86,2}{0,25 \text{ x } 0,55^2 \text{ x } \frac{16 \text{ x } 10^3}{1,5}}$ ➔ μ_{sd} = 0,16

ω_1 = 0,179

$A_s = \omega \text{ x } b \text{ x } d \text{ x } \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,179 \text{ x } 25 \text{ x } 55 \text{ x } \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}}$ ➔ A_s = 6,03 cm^2

Τοποθετούνται 4∅14 (6,16 cm^2) κάτω & 2∅14 (3,08 cm^2) άνω

Οπλισμός διάτμησης

Η μέγιστη τέμνουσα στις στηρίξεις της αμφιέριστης δοκού είναι: $maxQ_y = 46,2 + 20,0$ ➔ $maxQ_y$ = 66,2 KNm/m

$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\kappa(1,2 + 40\rho_l) + 0,15\sigma_{cp}]b_w d$

όπου:

τ_{Rdk}:	τιμή σχεδιασμού διατμητικής τάσης αντοχής έναντι ρηγμάτωσης τ_{Rdk} = 0,22Mpa για 16/20
b_w:	είναι το πλάτος του στοιχείου
κ:	1,6 – d = 1,60 – 0,55 = 1,05 ≥ 1,0 (d σε m)
ρ_l:	$\frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{3,08}{25x55} = 0,0024 \leq 0,02$
σ_{cp}:	$\frac{N_{sd}}{A_c}$
N_{sd}:	Ορθή δύναμη λόγω φόρτισης
A_{sl}:	διατομή διαμήκους εφελκυόμενου οπλισμού, ο οποίος επεκτείνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η V_{Rd1} κατά d + l_{bnet}
d:	στατικό ύψος = 0,55 m

$V_{Rd1} = [0,22x10^3x1,05(1,2 + (40x0,0024)] \text{ x } 0,25 \text{ x } 0,55$ ➔ V_{Rd1} = 41,2 KN

V_{Rd1} = 41,2 KN > V_{xerm} = 66,2 KN

$V_{wd} = 66,2 – 41,2$ KN > V_{xerm} = 25,0 KN

Κατά την τακτική μέθοδο ($\theta=45^o$) για κάθετους συνδετήρες:

$$A_{sw}/s = \frac{V_{wd}}{f_{ywd}\,0{,}90d} \rightarrow A_{sw}/s = \frac{0{,}025x10^4}{435x0{,}90x0{,}55} = 1{,}16\ cm^2/m$$

Τοποθετούνται κάθετοι συνδετήρες ∅8/12

$A_{sw}/s = 1{,}00/0{,}12 = 8{,}33\ cm^2/m > 1{,}16\ cm^2/m$ που απαιτούνται

Ελάχιστος οπλισμός συνδετήρων : $\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb\sin\alpha}$, $\rho_w = 0{,}0011$

$\min A_{sw}/s = 0{,}0011x0{,}25x1x10^4 = 2{,}75\ cm^2/m < 8{,}33\ cm^2/m$ που τοποθετούνται

Μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση τοποθέτησης συνδετήρων:
$s_{max} = 0{,}60d = 0{,}60x0{,}55 = 0{,}33$ m
Παρέχεται απόσταση συνδετήρων $s = 0{,}12$ m $< 0{,}33$ m $= s_{max}$

2.1.3 Περιμετρικά τοιχώματα δεξαμενής κατά x

α. *Ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός (διανομής)*

$A_{smin} = 0{,}0025 \times b \times d = 0{,}0025 \times 100 \times 20 = 5{,}00\ cm^2/m$
Τοποθετούνται ∅ 10/15 ($5{,}24\ cm^2/m$)

β. *Μόνιμες δράσεις*

Στα περιμετρικά τοιχώματα της δεξαμενής ασκούνται υδραυλικές πιέσεις (p) όπως ορίζονται από το νόμο:

$$p = \gamma \times z$$

όπου: γ το ειδικό βάρος του νερού ($10\ KN/m^3$)
z το βάθος του νερού σε m (2,50 m)

Οι πιέσεις ακολουθούν τριγωνική κατανομή. Οι δράσεις που οφείλονται στην παρουσία υγρών έχουν επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_g = 1{,}35$ και προστίθενται σε όλους τους συνδυασμούς δράσεων που περιλαμβάνουν τις μόνιμες δράσεις.

Συνδυασμός 1,35G + 1,50Q

I.B.: 1,35 x 0,25 x 3,00 x 25,00 = 25,3 KN/m

Φορτίο πλάκας: $10{,}3\ KN/m^2 \times [2x1{,}75x3{,}50/2] / 7 =$ 9,0 KN/m

34,3 KN/m

Συγκεντρωμένο φορτίο 66,2 KN

$$Q = 1{,}50 \times [\tfrac{1}{2} \times (10 \times 2{,}50) \times 2{,}50] = 46{,}87\ KN/m$$

$$M = \frac{2{,}50}{3} \times 46{,}87 = 39{,}06\ KNm/m$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{46,87}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,11$$

$\omega = 0,119$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,119 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{66,20 \times 1,35 + 34,3}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$$

$A_s = 5,84 + 0,28 \rightarrow A_s = 6,12\ cm^2/m < A_{smin}$

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εσωτερική πλευρα του τοίχου

γ. *Σεισμική δράση*

Κατά τη δράση σεισμού οι παράγοντες που επηρεάζουν τα εντατικά μεγέθη των δεξαμενών είναι:

1. Η αδρανειακή δύναμη που ασκείται στη μάζα του υλικού κατά το νόμο του Νεύτωνα F = m x γ. Η σεισμική αυτή δύναμη αυτή είναι οριζόντια και οφείλεται στο κατακόρυφο φορτίο του ίδιου βάρους του τοιχείου. Συγκεκριμένα ισχύει:

$$Q_1 = C_{d(T)} \times N_d$$

Από τη δυσκαμψία του τοιχείου (πρόβολος) προκύπτει:

$$C_{d(T)} = a \times \gamma_I \times \frac{\theta}{q} \times \beta_O$$

όπου:
a : 0,24 (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III)
γ_I : 1,30
β_o : τεταγμένη του τροποποιημένου ελαστικού φάσματος σχεδιασμού Αντιστοιχεί σε τιμή 2,50
q : Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς 1,50
θ : Συντελεστής θεμελίωσης με τιμή 0,9 (γενική κοιτόστρωση)

Με αντικατάσταση των παραπάνω τιμών προκύπτει $C_{d(T)} = 0,351$

2. Η δύναμη λόγω της επίδρασης του νερού ή του επιχώματος. Η αντισεισμική θωράκιση των στοιχείων των δεξαμενών για τη δύναμη αυτή έγινε σύμφωνα με τη θεώρηση Westergaard. Η θεώρηση αυτή ορίζει ότι ένα παραβολικής μορφής τμήμα του νερού, με κορυφή τη στέψη του τοιχώματος και βάση ίση με 7/8H όπου Η το ύψος του τοιχώματος είναι ένα σώμα με το τοίχωμα. Η μάζα αυτή νερού ύψους Η και βάσης 7/8Η θεωρείται ότι αποτελεί ενιαίο σώμα με το τοίχωμα.

Η μάζα αυτή έχει την τιμή:

$$Q_2 = \frac{2}{3} \times (H \times \frac{7}{8} H) \times C_{d(T)} \times \lambda$$

Η θεωρία Westergaard λαμβάνει μειωτικό συντελεστή λ κατά το λόγο κ=L/H όπου Η το ύψος του τοιχώματος και L το μήκος της ελεύθερης επιφάνειας του νερού κάθετα στο τοίχωμα. Ο μειωτικός συντελεστής κατά Abbett δίνεται στον Πίνακα 2.1 και αυτός κατά Werner & Sandguist στον Πίνακα 2.2 για κ=7,0/2,5 = 2,80 προκύπτει κατά Abbett λ = 0,99. Εγώ λαμβάνεται λ = 1,00.

Συνδυασμός G + $\Sigma\psi_2$Q + E
Λαμβάνεται ψ_2 = 0,80 (χώρος μακροχρόνιας αποθήκευσης)

I.B.: 0,25 x 3,00 x 25,00 = 18,75 KN/m
Φορτίο πλάκας: 10,3 KN/m^2 x [2x1,75x3,50/2] / 7 = 9,00 KN/m
27,75 KN/m
N = 27,75 KN/m
Συγκεντρωμένο φορτίο P 66,20 KN

$Q_1 = N \times C_{d(T)} = (27,75 + 66,20) \times 0,351 = 32,98$ KN/m

$Q_2 = 0,583 \times 10 \times H^2 \times \varepsilon \times \lambda = 0,583 \times 10 \times 2,50^2 \times 0,351 \times 1,00 = 12,79$ KN/m
$M = (\frac{3,00}{2} \times 32,58) + (\frac{2}{5} \times 2,50 \times 12,79) \rightarrow M = 61,66$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{61,66}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,145$$

ω = 0,161

$$A_S = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0,161 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{66,20+27,75}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$$

$A_S = 7,90 + 0,22 \rightarrow A_S = 8,12$ cm^2/m < A_{smin}

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εσωτερική πλευρα του τοίχου

δ. *Ωθήσεις Γαιών*

Οι τιμές των ωθήσεων που ασκούνται από το έδαφος στην οριακή επιφάνεια όπου κατασκευάζεται συνήθως ένα τεχνικό έργο, εξαρτώνται από τον τρόπο που μπορεί να παραμορφωθεί το τεχνικό έργο σε σχέση με το έδαφος. Στην συγκεκριμένη περίπτωση η στέψη του τοιχώματος είναι ελεύθερη (τοίχωμα πρόβολος) και οι ωθήσεις του εδάφους ακολουθούν τριγωνική καθ' ύψος κατανομή τάσεων σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\sigma = \gamma \times z \times k_A$$

όπου: γ: ειδικό βάρος του εδάφους
z: απόσταση από την ελεύθερη επιφάνεια
k_A: συντελεστής ενεργών ωθήσεων

Από τη θεωρία Rankine για φ = 30^o : $k_A = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \rightarrow k_A = 0,33$

Ενώ η συνισταμένη ώθηση είναι:

$$E_A = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_A$$

Λόγω της επιφόρτισης $q = 10,0\ KN/m^2$ η ενεργός ώθηση επαυξάνεται κατά

$$\sigma = q \times k_A$$

Επομένως, η συνισταμένη ώθηση έχει τιμή:

$E_A = (\frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_A) + (q \times k_A \times h) \rightarrow$

$E_A = (\frac{1}{2} \times 18,00 \times 3,00^2 \times 0,33) + (10,0 \times 0,33 \times 3,00) \rightarrow$

$E_A = 26,73 + 9,90 = 36,63\ KN/m$

Η ροπή στη βάση του τοιχείου λόγω της παραπάνω ώθησης υπολογίζεται παρακάτω:

I.B.:	0,25 x 3,00 x 25,00 = 18,75 KN/m
Φορτίο πλάκας: $10,3\ KN/m^2$ x [2x1,75x3,50/2] / 7 =	9,00 KN/m
	27,75 KN/m
Συγκεντρωμένο φορτίο P	66,20 KN

$N = 27,75 + 66,20 = 94,15\ KN$

$M = [(\frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_A) \times \frac{h}{3}] + [(q \times k_A \times h) \times \frac{h}{2}] \rightarrow$

$M = [(\frac{1}{2} \times 18,00 \times 3,00^2 \times 0,33) \times \frac{3,00}{3}] + [(10,0 \times 0,33 \times 3,00) \times \frac{3,00}{2}] \rightarrow$

$M = 26,73 + 14,85 \rightarrow M = 41,58\ KNm/m$

$M_{sd} = 1,35 \times 41,58 = 56,13\ KNm/m$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{56,13}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,13$$

$\omega = 0,143$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0,143 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{94,15}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$$

$A_s = 7,01 + 0,22 \rightarrow A_s = 7,23\ cm^2/m$

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 ($8,38\ cm^2/m$) στην εξωτερική πλευρα του τοίχου

Για τον υπολογισμό της αύξησης των ωθήσεων των γαιών από το σεισμό στα επιχώματα, με την δεξαμενή άδεια, χρησιμοποιείται η μέθοδος Mononobe – Okabe.

Η συνολική ενεργητική ώθηση E_{AE}, από τη δράση της βαρύτητας και τη σεισμική δράση {αh, -αv}, είναι:

$$E_{AE} = (\frac{1}{2} \text{ x } \gamma \text{ x } h^2 \text{ x } k_{AE}) + (q \text{ x } k_{AE} \text{ x } h)$$

όπου $k_{AE} = \dfrac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta)[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}]^2}$

$\theta = \text{τοξεφ} (\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v}) = \text{τοξεφ} (\frac{0,24}{1}) \rightarrow \theta = 13,50^o$

γ: ειδικό βάρος του εδάφους

α_h και α_v: ο οριζόντιος και ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής αντίστοιχα

h: ύψος τοιχείου

β: γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη

i: γωνία της επιφάνειας τους εδάφους ως προς την οριζόντια

φ: γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους

δ: γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους

Στην συγκεκριμένη περίπτωση (κατακόρυφη παρειά τοίχου και οριζόντια επιφάνεια εδάφους) όπου β = i = 0, ο τύπος Mononobe – Okabe απλοποιείται σε:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta\cos(\delta + \theta)[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}}]^2} \rightarrow$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(30 - 13,50)}{\cos^2 13,50[1 + \sqrt{\dfrac{\sin 30 \cdot \sin(30 - 13,50)}{\cos 13,50}}]^2} \rightarrow$$

$k_{AE} = 0,5088 \approx 0,51$

$E_{AE} = (\frac{1}{2} \text{ x } \gamma \text{ x } h^2 \text{ x } k_{AE}) + (q \text{ x } k_{AE} \text{ x } h) \rightarrow$

$E_{AE} = (0,5 \text{ x } 18,00 \text{ x } 3,00^2 \text{ x } 0,51) + (10,0 \text{ x } 0,51 \text{ x } 3,00) \rightarrow$

$E_{AE} = 56,61$ KN/m

Ο κανονισμός επιτρέπει την εφαρμογή της στη θέση h όπου:

$$h = 0,40 \text{ x } H = 0,40 \text{ x } 3,00 = 1,20 \text{ m}$$

$M = 56,61 \times 1,20 \rightarrow M = 67,93$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{67,93}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,16$$

$\omega = 0,179$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0,179 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{94,15}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$$

$A_s = 8,78 + 0,22 \rightarrow A_s = 9,00$ cm^2/m

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εξωτερική πλευρα του τοίχου

ε. *Έλεγχος σε διάτμηση*

Ο έλεγχος σε διάτμηση θα γίνει σύμφωνα με B.S.8110. Επιτρεπόμενες τιμές μέγιστης τέμνουσας σε επιφανειακούς φορείς από σκυρόδεμα υπολογίζονται από τη σχέση:

$$V_c = \left[0,79 \times \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} \times \left(\frac{100 \times A_s}{(b \times d)}\right)^{1/3} \times \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \right] / \gamma_m$$

όπου: το ποσοστό οπλισμού δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 3
το στατικό ύψος (d) δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 400 mm
ο συντελεστής γ_m λαμβάνεται 1,25

Η μέγιστη διατμητική δύναμη εμφανίζεται στη βάση του τοιχώματος της δεξαμενής, ακριβώς πάνω από την πλάκα έδρασης.

Η μέγιστη τέμνουσα που εμφανίζεται στην υπό μελέτη δεξαμενή είναι: V = 56,61 KN

$$V_u = \frac{56.610}{1.000 \times 250} \rightarrow V_u = 0,308 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 838}{1.000 \times 250} = 0,153$$

$V_c = \left[0,79 \times \left(\frac{16}{25}\right)^{1/3} \times (0,153)^{1/3} \times \left(\frac{400}{250}\right)^{1/4} \right] / 1,25 \rightarrow$

$V_c = \left[0,79 \times 0,862 \times 0,535 \times 1,124 \right] / 1,25 \rightarrow V_c = 0,328 \text{ N/mm}^2$

$V_c = 0,328 \text{ N/mm}^2 > V_u = 0,153 \text{ N/mm}^2$

2.1.4 Περιμετρικά τοιχώματα κατά y

α. *Ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός (διανομής)*

$A_{smin} = 0,0025 \times b \times d = 0,0025 \times 100 \times 20 = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$
Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

β. *Μόνιμες δράσεις*

Στα περιμετρικά τοιχώματα της δεξαμενής ασκούνται υδραυλικές πιέσεις (p) όπως ορίζονται από το νόμο:

$$p = \gamma \times z$$

όπου: γ το ειδικό βάρος του νερού (10 KN/m^3)
z το βάθος του νερού σε m (2,50 m)

Οι πιέσεις ακολουθούν τριγωνική κατανομή. Οι δράσεις που οφείλονται στην παρουσία υγρών έχουν επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_g = 1,35$ και προστίθενται σε όλους τους συνδυασμούς δράσεων που περιλαμβάνουν τις μόνιμες δράσεις.

Συνδυασμός 1,35G + 1,50Q

I.B.: 1,35 x 0,25 x 3,00 x 25,00 = 25,3 KN/m

Φορτίο πλάκας: 10,3 KN/m^2 x [1,75x(0,50+4,00)/2] / 4 = 10,1 KN/m

35,4 KN/m

$Q = 1,50 \times [\frac{1}{2} \times (10 \times 2,50) \times 2,50] = 46,87$ KN/m

$M = \frac{2,50}{3} \times 46,87 = 39,06$ KNm/m

$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{46,87}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,11$

$\omega = 0,119$

$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,119 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{35,40}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$

$A_s = 5,84 + 0,08 \rightarrow A_s = 5,92 \text{ cm}^2/\text{m}$

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εσωτερική πλευρα του τοίχου

γ. *Σεισμική δράση*

Κατά τη δράση σεισμού οι παράγοντες που επηρεάζουν τα εντατικά μεγέθη των δεξαμενών είναι:

3. Η αδρανειακή δύναμη που ασκείται στη μάζα του υλικού κατά το νόμο του Νεύτωνα F = m x γ. Η σεισμική αυτή δύναμη αυτή είναι οριζόντια και οφείλεται στο κατακόρυφο φορτίο του ίδιου βάρους του τοιχείου. Συγκεκριμένα ισχύει:

$$Q_1 = C_{d(T)} \times N_d$$

Από τη δυσκαμψία του τοιχείου (πρόβολος) προκύπτει:

$$C_{d(T)} = a \times \gamma_I \times \frac{\theta}{q} \times \beta_O$$

όπου:
a : 0,24 (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III)
γ_I : 1,30
β_o : τεταγμένη του τροποποιημένου ελαστικού φάσματος σχεδιασμού Αντιστοιχεί σε τιμή 2,50
q : Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς 1,50
θ : Συντελεστής θεμελίωσης με τιμή 0,9 (γενική κοιτόστρωση)

Με αντικατάσταση των παραπάνω τιμών προκύπτει $C_{d(T)}$ = 0,351

4. Η δύναμη λόγω της επίδρασης του νερού ή του επιχώματος. Η αντισεισμική θωράκιση των στοιχείων των δεξαμενών για τη δύναμη αυτή έγινε σύμφωνα με τη θεώρηση Westergaard. Η θεώρηση αυτή ορίζει ότι ένα παραβολικής μορφής τμήμα του νερού, με κορυφή τη στέψη του τοιχώματος και βάση ίση με 7/8H όπου Η το ύψος του τοιχώματος είναι ένα σώμα με το τοίχωμα. Η μάζα αυτή νερού ύψους Η και βάσης 7/8Η θεωρείται ότι αποτελεί ενιαίο σώμα με το τοίχωμα.

Η μάζα αυτή έχει την τιμή:

$$Q_2 = \frac{2}{3} \times (H \times \frac{7}{8} H) \times C_{d(T)} \times \lambda$$

Η θεωρία Westergaard λαμβάνει μειωτικό συντελεστή λ κατά το λόγο κ=L/H όπου Η το ύψος του τοιχώματος και L το μήκος της ελεύθερης επιφάνειας του νερού κάθετα στο τοίχωμα. Ο μειωτικός συντελεστής κατά Abbett δίνεται στον Πίνακα 2.1 και αυτός κατά Werner & Sandguist στον Πίνακα 2.2 για κ=4,0/2,5 = 1,60 προκύπτει κατά Abbett λ = 0,82.

Συνδυασμός G + Σψ_2Q + E
Λαμβάνεται ψ_2 = 0,80 (χώρος μακροχρόνιας αποθήκευσης)

I.B.: 0,25 x 3,00 x 25,00 = 18,75 KN/m
Φορτίο πλάκας: 10,3 KN/m^2 x [1,75x(0,50+4,00)/2] / 4 = 10,10 KN/m
28,85 KN/m

N = 28,85 KN/m

$Q_1 = N \times C_{d(T)} = 28,85 \times 0,351 = 10,13$ KN/m

$Q_2 = 0,583 \times 10 \times H^2 \times \varepsilon \times \lambda = 0,583 \times 10 \times 2,50^2 \times 0,351 \times 0,82 = 10,49$ KN/m

$M = (\frac{3,00}{2} \times 10,13) + (\frac{2}{5} \times 2,50 \times 10,49) \rightarrow M = 25,68$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{25,48}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,06$$

$\omega = 0,063$

$$A_S = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0,063 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{28,58}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$$

$A_S = 3,09 + 0,07 \rightarrow A_S = 3,16$ cm^2/m $< A_{smin}$

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εσωτερική πλευρα του τοίχου

δ. *Ωθήσεις Γαιών*

Οι τιμές των ωθήσεων που ασκούνται από το έδαφος στην οριακή επιφάνεια όπου κατασκευάζεται συνήθως ένα τεχνικό έργο, εξαρτώνται από τον τρόπο που μπορεί να παραμορφωθεί το τεχνικό έργο σε σχέση με το έδαφος. Στην συγκεκριμένη περίπτωση η στέψη του τοιχώματος είναι ελεύθερη (τοίχωμα πρόβολος) και οι ωθήσεις του εδάφους ακολουθούν τριγωνική καθ' ύψος κατανομή τάσεων σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\sigma = \gamma \times z \times k_A$$

όπου: γ: ειδικό βάρος του εδάφους
z: απόσταση από την ελεύθερη επιφάνεια
k_A: συντελεστής ενεργών ωθήσεων

Από τη θεωρία Rankine για $\varphi = 30^o$: $k_A = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \rightarrow k_A = 0,33$

Ενώ η συνισταμένη ώθηση είναι:

$$E_A = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_A$$

Λόγω της επιφόρτισης $q = 10,0$ KN/m^2 η ενεργός ώθηση επαυξάνεται κατά

$$\sigma = q \times k_A$$

Επομένως, η συνισταμένη ώθηση έχει τιμή:

$E_A = (\frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_A) + (q \times k_A \times h) \rightarrow$

$E_A = (\frac{1}{2} \times 18,00 \times 3,00^2 \times 0,33) + (10,0 \times 0,33 \times 3,00) \rightarrow$

$E_A = 26,73 + 9,90 = 36,63$ KN/m

Η ροπή στη βάση του τοιχείου λόγω της παραπάνω ώθησης υπολογίζεται παρακάτω:

I.B.: 0,25 x 3,00 x 25,00 = 18,75 KN/m

Φορτίο πλάκας: 10,3 KN/m^2 x [1,75x(0,50+4,00)/2] / 4 = 10,10 KN/m

28,85 KN/m

N = 28,85 KN/m

$M = [(\frac{1}{2} \text{ x } \gamma \text{ x } h^2 \text{ x } k_A) \text{ x } \frac{h}{3}] + [(q \text{ x } k_A \text{ x } h) \text{ x } \frac{h}{2}] \rightarrow$

$M = [(\frac{1}{2} \text{ x } 18,00 \text{ x } 3,00^2 \text{ x } 0,33) \text{ x } \frac{3,00}{3}] + [(10,0 \text{ x } 0,33 \text{ x } 3,00) \text{ x } \frac{3,00}{2}] \rightarrow$

M = 26,73 + 14,85 ➔ M = 41,58 KNm/m

M_{sd} = 1,35 x 41,58 = 56,13 KNm/m

$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \text{ x } d^2 \text{ x } f_{cd}} = \frac{56,13}{1,00 \text{ x } 0,20^2 \text{ x } \frac{16 \text{ x } 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,13$

ω = 0,143

$A_s = \omega \text{ x } b \text{ x } d \text{ x } \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0,143 \text{ x } 100 \text{ x } 20 \text{ x } \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{28,85}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$

A_s = 7,01 + 0,07 ➔ A_s = 7,08 cm^2/m

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εξωτερική πλευρα του τοίχου

Για τον υπολογισμό της αύξησης των ωθήσεων των γαιών από το σεισμό στα επιχώματα, με την δεξαμενή άδεια, χρησιμοποιείται η μέθοδος Mononobe – Okabe.

Η συνολική ενεργητική ώθηση E_{AE}, από τη δράση της βαρύτητας και τη σεισμική δράση {αh, -αv}, είναι:

$$E_{AE} = (\frac{1}{2} \text{ x } \gamma \text{ x } h^2 \text{ x } k_{AE}) + (q \text{ x } k_{AE} \text{ x } h)$$

όπου $k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta)[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \text{ . } \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \text{ . } \cos(i - \beta)}}]^2}$

$\theta = \text{τοξεφ } (\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v}) = \text{τοξεφ } (\frac{0,24}{1}) \rightarrow \theta = 13,50^o$

γ: ειδικό βάρος του εδάφους

α_h και α_v: ο οριζόντιος και ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής αντίστοιχα

h: ύψος τοιχείου

β: γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη

i: γωνία της επιφάνειας τους εδάφους ως προς την οριζόντια

φ: γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους

δ: γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους

Στην συγκεκριμένη περίπτωση (κατακόρυφη παρειά τοίχου και οριζόντια επιφάνεια εδάφους) όπου β = i = 0, ο τύπος Mononobe – Okabe απλοποιείται σε:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta\cos(\delta + \theta)[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}}]^2} \rightarrow$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(30 - 13{,}50)}{\cos^2 13{,}50[1 + \sqrt{\frac{\sin 30 \cdot \sin(30 - 13{,}50)}{\cos 13{,}50}}]^2} \rightarrow$$

$$k_{AE} = 0{,}5088 \approx 0{,}51$$

$E_{AE} = (\frac{1}{2} \text{ x } \gamma \text{ x } h^2 \text{ x } k_{AE}) + (q \text{ x } k_{AE} \text{ x } h) \rightarrow$

$E_{AE} = (0{,}5 \text{ x } 18{,}00 \text{ x } 3{,}00^2 \text{ x } 0{,}51) + (10{,}0 \text{ x } 0{,}51 \text{ x } 3{,}00) \rightarrow$

$E_{AE} = 56{,}61$ KN/m

Ο κανονισμός επιτρέπει την εφαρμογή της στη θέση h όπου:

$$h = 0{,}40 \text{ x } H = 0{,}40 \text{ x } 3{,}00 = 1{,}20 \text{ m}$$

$M = 56{,}61 \text{ x } 1{,}20 \rightarrow M = 67{,}93$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \text{ x } d^2 \text{ x } f_{cd}} = \frac{67{,}93}{1{,}00 \text{ x } 0{,}20^2 \text{ x } \frac{16 \text{ x } 10^3}{1{,}5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0{,}16$$

$\omega = 0{,}179$

$$A_s = \omega \text{ x } b \text{ x } d \text{ x } \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0{,}179 \text{ x } 100 \text{ x } 20 \text{ x } \frac{\frac{16}{1{,}5}}{\frac{500}{1{,}15}} + \frac{28{,}85}{\frac{500}{1{,}15}} \rightarrow$$

$A_s = 8{,}78 + 0{,}07 \rightarrow A_s = 8{,}85$ cm^2/m

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εξωτερική πλευρα του τοίχου

ε. *Έλεγχος σε διάτμηση*

Ο έλεγχος σε διάτμηση θα γίνει σύμφωνα με B.S.8110. Επιτρεπόμενες τιμές μέγιστης τέμνουσας σε επιφανειακούς φορείς από σκυρόδεμα υπολογίζονται από τη σχέση:

$$V_c = \left[0{,}79 \times \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} \times \left(\frac{100 \times A_s}{(b \times d)}\right)^{1/3} \times \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \right] / \gamma_m$$

όπου: το ποσοστό οπλισμού δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 3
το στατικό ύψος (d) δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 400 mm
ο συντελεστής γ_m λαμβάνεται 1,25

Η μέγιστη διατμητική δύναμη εμφανίζεται στη βάση του τοιχώματος της δεξαμενής, ακριβώς πάνω από την πλάκα έδρασης.

Η μέγιστη τέμνουσα που εμφανίζεται στην υπό μελέτη δεξαμενή είναι: V = 56,61 KN

$V_u = \frac{56.610}{1.000 \times 250}$ ➔ $V_u = 0{,}308$ N/mm^2

$\frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 838}{1.000 \times 250} = 0{,}153$

$V_c = \left[0{,}79 \times \left(\frac{16}{25}\right)^{1/3} \times (0{,}153)^{1/3} \times \left(\frac{400}{250}\right)^{1/4} \right] / 1{,}25$ ➔

$V_c = \left[0{,}79 \times 0{,}862 \times 0{,}535 \times 1{,}124 \right] / 1{,}25$ ➔ $V_c = 0{,}328$ N/mm^2

$V_c = 0{,}328$ N/mm^2 > $V_u = 0{,}153$ N/mm^2

2.1.5 Οριζόντιος οπλισμός τοιχώματος

Για τον υπολογισμό του οριζόντιου οπλισμού του τοιχώματος, εξετάζουμε τη λειτουργία του ως επίπεδου φορέα υπό τριγωνική φόρτιση (νερό και ενεργές ωθήσεις του εδάφους) αλλά και υπό ομοιόμορφη φόρτιση (επιφόρτηση q). Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γίνεται με τη χρήση πινάκων Czerny.

α. *Ελάχιστος οπλισμός*

Η ελάχιστη διάμετρος του οριζόντιου οπλισμού του τοιχώματος είναι 8 mm. Σε κάθε σχάρα η απόσταση δύο γειτονικών κατακόρυφων ράβδων θα είναι $S \leq 300$ mm, πλην της κρίσιμης περιοχής του τοιχώματος όπου πρέπει $S \leq 200$ mm.

Ελάχιστος κύριος οπλισμός εντός κρίσιμη περιοχής είναι 2,5‰ της διατομής του σκυροδέματος:

$$100 \times 20 \times 0,0025 = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

Ελάχιστος κύριος οπλισμός εκτός κρίσιμης περιοχή είναι 1,5‰ της διατομής του σκυροδέματος:

$$100 \times 20 \times 0,0015 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

β. *Υπολογισμός ανοιγμάτων*

$l_{xn} = 3,00$ m, $l_{yn} = 7,00$ m και $l_{yn} = 4,00$ m

γ. *Έλεγχος λειτουργίας πλακών*

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{7,0}{3,0} = 2,33 > 2$$

Επομένως η πλάκα ανοίγματος 7,00 m, δεν απαιτεί σταυροειδή όπλιση. Τοποθετείται ο ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{4,0}{3,0} = 1,33 < 2$$

Η πλάκα ανοίγματος 4,00 οπλίζεται σταυροειδώς και θα υπολογιστεί ο απαιτούμενος οριζόντιος οπλισμός.

δ. *Μόνιμες δράσεις*

$$P = 1{,}35 \times 2{,}50 \times \frac{2{,}50}{3{,}00} \rightarrow P = 2{,}81 \text{ KN/m}$$

$$M_{yermin} = \frac{Pl^2}{m_{yermin}} = -\frac{2{,}81 \times 3{,}00^2}{13{,}20} \rightarrow M_{yermin} = 1{,}92 \text{ KNm}$$

ε. *Ωθήσεις Γαιών*

$$P_{A1} = 1{,}35 \times (18{,}00 \times 3{,}00 \times 0{,}33) = 24{,}06 \text{ KN/m}$$

$$P_{A2} = 1{,}35 \times (10{,}0 \times 0{,}33) = 4{,}46 \text{ KN/m}$$

$$M_{yermin} = \frac{P_{A1}l^2}{m_{yermin}} + \frac{P_{A2}l^2}{m_{yermin}} = \frac{24{,}06 \times 3{,}00^2}{13{,}20} + \frac{4{,}46 \times 3{,}00^2}{13{,}20} \rightarrow M_{yermin} = 19{,}45 \text{ KNm/m}$$

στ. *Ωθήσεις με σεισμό*

$$P_{A1} = 18{,}00 \times 3{,}00 \times 0{,}51 = 27{,}54 \text{ KN/m}$$

$$P_{A2} = 10{,}0 \times 0{,}51 = 5{,}10 \text{ KN/m}$$

$$M_{yermin} = \frac{P_{A1}l^2}{m_{yermin}} + \frac{P_{A2}l^2}{m_{yermin}} = \frac{27{,}54 \times 3{,}00^2}{13{,}20} + \frac{5{,}10 \times 3{,}00^2}{13{,}20} \rightarrow M_{yermin} = 22{,}25 \text{ KNm/m}$$

$$M_{sdyermin} = 22{,}25 \text{ KNm/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{22{,}25}{1{,}00 \times 0{,}20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1{,}5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0{,}05$$

$$\omega = 0{,}0522$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}0522 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1{,}5}}{\frac{500}{1{,}15}} \rightarrow A_s = 2{,}56 \text{ cm}^2\text{/m} < A_{smin}$$

Τοποθετείται ο ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

2.1.6 Πλάκα πυθμένα κατά x

Για τη διαστασιολόγηση της πλάκας του πυθμένα γίνεται η θεώρηση της έδρασης επί ελαστικού εδάφους. Οι φορτίσεις (που προέρχονται από το βάρος των τοιχείων και της πλάκας της ανωδομής) θεωρούνται σαν χαλαρή δέσμη φορτίων επάνω σε ένα ελαστικό σε κάμψη σώμα θεμελίωσης.

Η μεθοδολογία που ακολουθείται βασίζεται στη χρήση του δείκτη εδάφους. Στη μέθοδο αυτή, οι σχέσεις παραμορφώσεων μεταξύ του σώματος θεμελίωσης και του εδάφους θεμελίωσης συνδέονται με τη συνθήκη ότι, η καθίζηση του εδάφους θεμελίωσης είναι ευθέως ανάλογη προς την πίεση του εδάφους που εξασκείται στην εκάστοτε θέση. Ο συντελεστής αναλογίας χαρακτηρίζεται σαν δείκτης εδάφους:

$$p = k \times w$$

όπου: w: καθίζηση σε cm
k: δείκτης εδάφους (MN/cm^3)
p: πίεση εδάφους (MN/cm^2)

Η εκτίμηση της τιμής του k γίνεται σύμφωνα με δύο μεθοδολογίες:

- Αν υπάρχει γεωτεχνική έρευνα, τότε η τιμή του k θα προκύψει από τα αποτελέσματα της.
- Αν δεν υπάρχει (όπως στη συγκεκριμένη περίπτωση), τότε είναι ανάγκη να γίνει εκτίμηση εκ των ενόντων.

Χαρακτηριστικό μέγεθος της μεθόδου είναι το ελαστικό μήκος (λ):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Ed^3}{12(1-\mu^2)k}}$$

όπου: E: μέτρο ελαστικότητας του σώματος θεμελίωσης (28×10^6 KN/m^2)
d: πάχος της πλάκας (0,30 m)
μ: μέτρο του Poisson, περίπου 0,2 για σκυρόδεμα
k: δείκτης εδάφους (0,01 KN/m^3)

Με αντικατάσταση των τιμών στον παραπάνω τύπο προκύπτει:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{28 \times 10^2 \times 30^3}{12(1-0{,}2^2)0{,}01}} = 160{,}00 \text{ cm}$$

Επίσης, ορίζεται μια αδιάστατη τετμημένη φ, που δίνεται από τη σχέση:

$$\varphi = \frac{x}{\lambda\sqrt{2}}$$

Η πλάκα φορτίζεται στη μία άκρη της με κατακόρυφο αξονικό φορτίο N (φορτίο τοιχώματος και πλακών), ροπή M και τέμνουσα δύναμη Q στη βάση του τοιχώματος

Με τη βοήθεια των παραπάνω μεγεθών και τον πίνακα 2.3 μπορεί να χαραχθούν τα διαγράμματα ροπών κάμψεως της πλάκας του πυθμένα της δεξαμενής, όπως φαίνονται στον πίνακες 2.4 (κατά x) και 2.5 (κατά y).

Πίνακας 2.3

Ροπές, Τέμνουσες και τάσεις εδάφους για πλάκες σε ελαστική θεμελίωση										
x/λ	**φ**	**α**	**β**	**γ**	**α**	**β**	**γ**	**α**	**Β**	**γ**
0	0	0,3536	0,5000	0,3536	0,0000	1,0000	1,4142	0,5000	0,0000	0,5000
0,20	0,1414	0,2606	0,4297	0,3471	0,1730	0,7371	1,2154	0,4909	0,0865	0,3686
0,40	0,2828	0,1815	0,3619	0,3303	0,2974	0,5135	1,0236	0,4671	0,1487	0,2568
0,60	0,4243	0,1155	0,2981	0,3060	0,3808	0,3268	0,8432	0,4328	0,1904	0,1634
0,80	0,5657	0,0619	0,2398	0,2772	0,4305	0,1751	0,6781	0,3920	0,2152	0,0876
1,00	0,7071	0,0193	0,1875	0,2458	0,4530	0,0545	0,5302	0,3476	0,2265	0,0273
1,20	0,8485	-0,0135	0,1415	0,2136	0,4542	-0,0382	0,4002	0,3021	0,2271	-0,0191
1,40	0,9899	-0,0377	0,1020	0,1819	0,4394	-0,1067	0,2884	0,2573	0,2197	-0,0534
1,60	1,1314	-0,0547	0,0686	0,1517	0,4130	-0,1547	0,1940	0,2146	0,2065	-0,0774
1,80	1,2728	-0,0655	0,0411	0,1237	0,3786	-0,1854	0,1162	0,1750	0,1893	-0,0927
2,00	1,4142	-0,0715	0,0190	0,0983	0,3396	-0,2022	0,0536	0,1391	0,1698	-0,1011
2,20	1,5556	-0,0735	0,0161	0,0758	0,2985	-0,2079	0,0045	0,1072	0,1493	-0,1040
2,40	1,6971	-0,0724	-0,0116	0,0561	0,2570	-0,2048	-0,0327	0,0794	0,1285	-0,1024
2,60	1,8385	-0,0691	-0,0211	0,0394	0,2169	-0,1955	-0,0595	0,0557	0,1085	-0,0978
2,80	1,9799	-0,0642	-0,0275	0,0254	0,1792	-0,1816	-0,0776	0,0359	0,0896	-0,0908
3,00	2,1213	-0,0583	-0,0314	0,0140	0,1445	-0,1649	-0,0887	0,0198	0,0723	-0,0825
		$M = \alpha N\lambda,\quad Q = \beta N,\quad \sigma = \gamma N/\lambda$						$M = AM',\ Q = \beta M'/\lambda,\ \sigma = \gamma M'/\lambda^2$		

I.B.: 1,35 x 0,25 x 3,00 x 25,00 = 25,3 KN/m

Φορτίο πλάκας: 10,3 KN/m^2 x [2x1,75x3,50/2] / 7 = 9,0 KN/m

34,3 KN/m

Συγκεντρωμένο φορτίο 66,2 KN

maxN = 66,20x1,35 + 34,3 = 123,67 KN/m

I.B.: 0,25 x 3,00 x 25,00 = 18,75 KN/m

Φορτίο πλάκας: 10,3 KN/m^2 x [2x1,75x3,50/2] / 7 = 9,00 KN/m

27,75 KN/m

Συγκεντρωμένο φορτίο 66,20 KN

minN = 27,75+66,20 = 93,95 KN/m

Η συνολική ροπή M' που εφαρμόζεται στην πλάκα του πυθμένα είναι:

$$M' = M + Q\frac{h_f}{2}$$

όπου h_f το πάχος της πλάκας του πυθμένα

Για τις διαφορετικές καταπονήσεις της δεξαμενής υπολογίζεται η ροπή στην πλάκα έδρασης:

Μόνιμες δράσεις

Q = 46,87 KN/m

M = 39,06 KNm/m

M'= 39,06 + (46,87 x 0,15) = 46,09 KNm/m

Σεισμική δράση

Q = 32,98+12,79 = 45,77 KN/m

M = 61,66 KNm/m

M' = 61,66 + (45,77 x 0,15) = 68,53 KNm/m

Ωθήσεις γαιών

Q = 36,63 KN/m, M = 41,58 KNm/m

M' = 41,58 + (36,63 x 0,15) = 47,07 KNm/m

Q = 56,61 KN/m, M = 67,93 KNm/m

M = 67,93 + (56,61 x 0,15) = 76,42 KNm/m

maxM = 76,42 KNm/m / Q = 56,61 KN/m

minM = 46,09 KNm/m / Q = 46,87 KN/m

Πίνακας 2.4

Ροπές και διαγράμματα ροπών πλάκας έδρασης κατά x						
x/λ	**M_N**	**M_1**	**ΣM_1**	**M_N**	**M_2**	**ΣM_2**
0	0,00	38,21	38,21	0,00	23,05	23,05
0,20	34,23	37,51	71,75	26,01	22,63	48,63
0,40	58,85	35,70	94,54	44,71	21,53	66,23
0,60	75,35	33,07	108,42	57,24	19,95	77,19
0,80	85,18	29,96	115,14	64,71	18,07	82,78
1,00	89,64	26,56	116,20	68,09	16,02	84,12
1,20	89,87	23,09	112,96	68,28	13,92	82,20
1,40	86,94	19,66	106,61	66,05	11,86	77,91
1,60	81,72	16,40	98,12	62,08	9,89	71,97
1,80	74,91	13,37	88,29	56,91	8,07	64,98
2,00	67,20	10,63	77,83	51,05	6,41	57,46
2,20	59,06	8,19	67,26	44,87	4,94	49,81
2,40	50,85	6,07	56,92	38,63	3,66	42,29
2,60	42,92	4,26	47,18	32,60	2,57	35,17
2,80	35,46	2,74	38,20	26,94	1,65	28,59
3,00	28,59	1,51	30,11	21,72	0,91	22,63

α. *Οπλισμός ανοίγματος κατά x άνω*

M_{sd} = 116,20 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{116,20}{1,00 \times 0,25^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,174$$

ω = 0,198

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,198 \times 100 \times 25 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{56,61}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 12,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 16/15 (13,41 cm^2/m) άνω

β. *Οπλισμός ανοίγματος κατά x κάτω*

M_{sd} = 84,12 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{84,12}{1,00 \times 0,25^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,126$$

ω = 0,138

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,138 \times 100 \times 25 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{56,61}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 8,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 14/15 (10,26 cm^2/m) κάτω

2.1.7 Πλάκα πυθμένα κατά y

I.B.: 1,35 x 0,25 x 3,00 x 25,00 = 25,3 KN/m

Φορτίο πλάκας: 10,3 KN/m^2 x [1,75x(0,50+4,00)/2] / 4 = 10,1 KN/m

35,4 KN/m

maxN = 35,40 KN/m

I.B.: 0,25 x 3,00 x 25,00 = 18,75 KN/m

Φορτίο πλάκας: 10,3 KN/m^2 x [1,75x(0,50+4,00)/2] / 4 = 10,10 KN/m

28,85 KN/m

minN = 28,85 KN/m

Η συνολική ροπή M’ που εφαρμόζεται στην πλάκα του πυθμένα είναι:

$$M' = M + Q\frac{h_f}{2}$$

όπου h_f το πάχος της πλάκας του πυθμένα

Μόνιμες δράσεις

Q = 46,87 KN/m

M = 39,06 KNm/m

M’= 39,06 + (46,87 x 0,15) = 46,09 KNm/m

Σεισμική δράση

Q = 10,13+10,49 = 20,62 KN/m

M = 25,68 KNm/m

M’ = 25,68 + (20,62 x 0,15) = 28,77 KNm/m

Ωθήσεις γαιών

Q = 36,63 KN/m, M = 41,58 KNm/m

M’ = 41,58 + (36,63 x 0,15) = 47,07 KNm/m

Q = 56,61 KN/m, M = 67,93 KNm/m

M = 67,93 + (56,61 x 0,15) = 76,42 KNm/m

maxM = 76,42 KNm/m / Q = 56,61 KN/m

minM = 28,77 KNm/m / Q = 20,62 KN/m

Πίνακας 2.5

Ροπές και διαγράμματα ροπών πλάκας έδρασης κατά y						
x/λ	**M_N**	**M_1**	**ΣM_1**	**M_N**	**M_2**	**ΣM_2**
0	0,00	38,21	38,21	0,00	14,39	14,39
0,20	9,80	37,51	47,31	7,99	14,12	22,11
0,40	16,84	35,70	52,54	13,73	13,44	27,17
0,60	21,57	33,07	54,64	17,58	12,45	30,03
0,80	24,38	29,96	54,34	19,87	11,28	31,15
1,00	25,66	26,56	52,22	20,91	10,00	30,91
1,20	25,73	23,09	48,81	20,97	8,69	29,66
1,40	24,89	19,66	44,55	20,28	7,40	27,69
1,60	23,39	16,40	39,79	19,06	6,17	25,24
1,80	21,44	13,37	34,82	17,48	5,03	22,51
2,00	19,23	10,63	29,86	15,68	4,00	19,68
2,20	16,91	8,19	25,10	13,78	3,08	16,86
2,40	14,56	6,07	20,62	11,86	2,28	14,15
2,60	12,29	4,26	16,54	10,01	1,60	11,61
2,80	10,15	2,74	12,89	8,27	1,03	9,30
3,00	8,18	1,51	9,70	6,67	0,57	7,24

α. *Ελάχιστος οπλισμός*

A_{smin} = 0,0015 x b x d (για S500) ➔ A_{smin} = 0,0015 x 100 x 25 ➔ A_{smin} = 3,75 cm^2/m

β. *Οπλισμός ανοίγματος κατά y άνω*

M_{sd} = 54,64 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{54,64}{1,00 \times 0,25^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,082$$

ω = 0,087

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}087 \times 100 \times 25 \times \frac{\frac{16}{1{,}5}}{\frac{500}{1{,}15}} + \frac{56{,}61}{\frac{500}{1{,}15}} \rightarrow A_s = 5{,}46\ cm^2/m$$

Τοποθετούνται ∅ 12/15 (7,54 cm^2/m) άνω

γ. *Οπλισμός ανοίγματος κατά y κάτω*

M_{sd} = 31,15 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{31{,}15}{1{,}00 \times 0{,}25^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1{,}5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0{,}047$$

ω = 0,047

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}047 \times 100 \times 25 \times \frac{\frac{16}{1{,}5}}{\frac{500}{1{,}15}} + \frac{56{,}61}{\frac{500}{1{,}15}} \rightarrow A_s = 3{,}01\ cm^2/m < A_{smin}$$

Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m) κάτω

2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ

Το έδαφος της περιοχής Οξέας, όπου θα κατασκευαστεί η υπό μελέτη δεξαμενή, δεν θεωρείται καλής ποιότητας. Λαμβάνεται ‘’συντηρητικά’’ επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma_{επ}$ = 150 KN/m^2.

Για φόρτιση ορθογωνικής επιφάνειας με ομοιόμορφο φορτίο p, η τάση σ_z κάτω από τη γωνία της επιφάνειας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_z = i \times p$$

όπου ο συντελεστής i υπολογίζεται για διάφορες περιπτώσεις από νομογραφήματα. Ο συντελεστής i δίνεται σαν συνάρτηση του λόγου z/b και a/b, όπου z το βάθος που ζητούμε την τάση και a, b η μεγάλη και η μικρή πλευρά του ορθογωνίου αντίστοιχα. Θα υπολογιστούν οι τάσεις του εδάφους για βάθη 3, 6 και 10 μέτρα. Η φόρτιση της πλάκας έδρασης είναι ομοιόμορφη και έχει τιμή 55,00 KN/m^2.

α. *Υπολογισμός τάσης στην περίμετρο της δεξαμενής*

Για z = 3,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{7,50}{4,50} = 1,66$

➔ i = 0,225

$\frac{z}{b} = \frac{3,00}{4,50} = 0,66$

Για z = 6,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{7,50}{4,50} = 1,66$

➔ i = 0,165

$\frac{z}{b} = \frac{6,00}{4,50} = 1,33$

Για z = 10,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{7,50}{4,50} = 1,66$

➔ i = 0,090

$\frac{z}{b} = \frac{10,00}{4,50} = 2,22$

Επομένως οι τάσεις εδάφους στα αντίστοιχα βάθη είναι:

$\sigma_3 = 0,225 \times 55 = 12,37 KN/m^2 < 150 KN/m^2$

$\sigma_6 = 0,165 \times 55 = 9,08 KN/m^2 < 150 KN/m^2$

$\sigma_{10} = 0,090 \times 55 = 4,95 KN/m^2 < 150 KN/m^2$

β. *Υπολογισμός τάσης στο κέντρο της δεξαμενής*

Για z = 3,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{3,75}{2,25} = 1,66$

➔ i = 0,150

$\frac{z}{b} = \frac{3,00}{2,25} = 1,33$

Για z = 6,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{3,75}{2,25} = 1,66$

➔ i = 0,065

$\frac{z}{b} = \frac{6,00}{2,25} = 2,66$

Για z = 10,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{3,75}{2,25} = 1,66$

➔ i = 0,025

$\frac{z}{b} = \frac{10,00}{2,25} = 4,44$

Επομένως οι τάσεις εδάφους στα αντίστοιχα βάθη είναι:

$\sigma_3 = 4 \times 0,150 \times 55 = 33,00 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_6 = 4 \times 0,065 \times 55 = 14,30 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{10} = 4 \times 0,025 \times 55 = 5,50 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2$

3. ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ ΥΔΑΤΟΣ Α/0 & Α/Σ1

3.1 ΕΠΙΛΥΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

3.1.1 Συνεχείς πλάκες οροφής

Εκλογή πάχους πλακών

$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,50}{3,00} = 1,166 < 2$, (πλάκα 1 και 2) και $\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,50}{4,00} = 0,875 < 2$ (πλάκα 3)

Επομένως οι πλάκες οπλίζονται σταυροειδώς.

$d \geq \frac{0,80 \times l_x}{25}$ ➔ $d \geq \frac{0,80 \times 3,00}{25}$ ➔ $d \geq 0,10$ m (πλάκα 1 και 2)

$d \geq \frac{0,80 \times l_x}{25}$ ➔ $d \geq \frac{0,80 \times 4,00}{25}$ ➔ $d \geq 0,13$ m (πλάκα 3)

Επικάλυψη c = 3,00 cm

Επιλέγεται ολικό πάχος πλακών h_f = 20,00 cm (d = 17,00 cm)

Φορτία πλακών

Μόνιμα	Ι.Β.: 0,20m x 25 KN/m^3	=	5,00 KN/m^2
	Επικάλυψη: 0,00m x 18 KN/m^3	=	0,00 KN/m^2
	Μόνιμο φορτίο g:	=	5,00 KN/m^2
Κινητά	Ωφέλιμο φορτίο q:	=	5,00 KN/m^2
	Συγκεντρωμένο φορτίο:	=	40,00 KN

$P_1 = 1,175g + 0,75q = (1,175 \times 5,00) + (0,75 \times 5,00)$ ➔ $P_1 = 9,6$ KN/m^2

$P_2 = 0,175g + 0,75q = (0,175 \times 5,00) + (0,75 \times 5,00)$ ➔ $P_2 = 4,6$ KN/m^2

$P_1 + P_2 = (9,6 + 4,6)$ KN/m^2

$P_1 - P_2 = (9,6 - 4,6)$ KN/m^2

Υπολογισμός εντατικών μεγεθών

Για τον υπολογισμό των ροπών ανοίγματος και στήριξης των πλακών υπό ομοιόμορφο φορτίο θα χρησιμοποιηθούν οι πίνακες Czerny για πλήρης πάκτωση και στις τέσσερις πλευρές (βλ. Beton Kalenter 1984, τόμος 1 σελ. 291,292 πλάκα 1@3 και 296,296 πλάκα 2) για λόγο:

Α. Πλακα 1

$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,50}{3,00} = 1,166 \approx 1,15$

Ροπή Ανοίγματος

$M_y^{max} = \frac{P_1 l^2}{m_y^{max}} = \frac{9,6 \times 3,0^2}{47,10}$ ➔ $M_y^{max} = 1,83$ KNm/m

$M_x^{m} = \frac{P_1 l^2}{m_x^{m}} = \frac{9,6 \times 3,0^2}{25,80}$ ➔ $M_x^{m} = 3,35$ KNm/m

$M_y^{max} = \frac{P_2 l^2}{m_y^{max}} = \frac{4,6 \times 3,0^2}{47,10} \rightarrow M_y^{max} = 0,88$ KNm/m

$M_x^{m} = \frac{P_2 l^2}{m_x^{m}} = \frac{4,6 \times 3,0^2}{25,80} \rightarrow M_x^{m} = 1,60$ KNm/m

$maxM_y = 1,83 + 0,88 \rightarrow maxM_y = 2,71$ KNm/m
$minM_y = 1,83 - 0,88 \rightarrow minM_y = 0,95$ KNm/m

$maxM_x = 3,35 + 1,60 \rightarrow maxM_x = 4,95$ KNm/m
$minM_x = 3,35 - 1,60 \rightarrow minM_x = 1,75$ KNm/m

Ροπής Στήριξης

$M_{xerm} = -\frac{Pl^2}{m_{xerm}} = -\frac{9,6 \times 3,0^2}{10,50} \rightarrow M_{xerm} = -8,22$ KNm/m

$M_{xerm} = -\frac{P_2 l^2}{m_{xerm}} = -\frac{4,6 \times 3,0^2}{10,50} \rightarrow M_{xerm} = -3,94$ KNm/m

$minM_{xerm} = -8,22 - 3,94 \rightarrow minM_{xerm} = -12,16$ KNm/m
$maxM_{xerm} = -8,22 + 3,94 \rightarrow minM_{xerm} = -4,28$ KNm/m

Σημειακό φορτίο

Από την γραμμή επιρροής του σημειακού φορτίου (βλ. Beton Kalenter τόμος 2) υπολογίζεται η πρόσθετη ένταση.

$0,25 \le \frac{y}{L_1} \le 0,75$ $\qquad$ $\frac{y}{L_1} = \frac{1,50}{3,00} = 0,50 < 0,75$

$0,50 \le \frac{L_1}{L_2} \le 2,00$ $\qquad$ $\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,00}{3,00} = 1,00 < 2,00$

Από ΠΙΝ.8.11 (βλ. Beton Kalenter 1984 τόμος 2, σελ.91) για $\frac{t_x}{L_1} = \frac{t_y}{L_1} = 0,15$ προκύπτουν:

$m_{xp} = 0,16$ και $m_{yp} = 0,23$

Επομένως οι αντίστοιχες ροπές ανοιγμάτων είναι:

$M_{yp} = m_{yp} \times P \rightarrow M_{yp} = 0,16 \times 1,50 \times 40 \rightarrow M_{yp} = 9,60$ KNm/m
$M_{xp} = m_{xp} \times P \rightarrow M_{xp} = 0,23 \times 1,50 \times 40 \rightarrow M_{xp} = 13,80$ KNm/m

$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,00}{3,00} = 1,00$ άρα $0,5 \le \frac{L_1}{L_2} \le 1,5$ και ισχύουν οι τιμές της $1^{ης}$ σειράς του ΠΙΝ.8.13 (βλ. Beton Kalenter 1984, τόμος 2, σελ.92)

Από ΠΙΝ.8.13 (βλ. Beton Kalenter τόμος 2) για $\frac{y}{L_1} = 1,00$ προκύπτει $m_{ye} = 0,16$
Υπολογίζεται η ροπή στήριξης:

$M_{xe} = -m_{xe} \times P \rightarrow M_{xe} = -0,16 \times 1,50 \times 40 \rightarrow M_{xp} = -9,60$ KNm/m

Έλεγχος Επάρκειας Πάχους Πλάκας

Ελάχιστη ροπή στήριξης $M_{sd} = -12,16 - 9,60 = -21,76$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{21,76}{1,0 \times 0,17^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,07 < \mu_{lim} = 0,33$$

Επομένως δεν απαιτείται θλιβόμενος οπλισμός

Υπολογισμός οπλισμού πλακών

Ελάχιστος κύριος οπλισμός

Η απόσταση (S) μεταξύ των ράβδων του κύριου οπλισμού δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από:

$$S \leq 1,5d = 1,5 \times 17 = 25,5 \text{ cm} \;\&\; S \leq 20 \text{ cm}$$

Άρα $S_{max} = 20$ cm

Ελάχιστος κύριος οπλισμός για St500 είναι 1,5‰ της διατομής του σκυροδέματος:

$$100 \times 17 \times 0,0015 = 2,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Άρα A_{smin}: ∅ 8/20 (2,51 cm^2/m)

Κύρια διεύθυνση x

$M_{sdx} = (4,95 + 13,80)$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow \mu_{sd} = \frac{4,95 + 13,80}{1,0 \times 0,17^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,060$$

$\omega_1 = 0,063$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,063 \times 100 \times 17 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 10/20 (3,93 cm^2/m)

Δευτερεύουσα διεύθυνση y

$M_{sdy} = (2,71 + 9,60)$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow \mu_{sd} = \frac{2,71 + 9,60}{1,0 \times 0,17^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,04$$

$\omega = 0,0415$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0415 \times 100 \times 17 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 1,73 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin}$$

Τοποθετούνται ∅ 10 / 20 (3,93 cm^2/m)

Οπλισμός στήριξης

$M_{sd} = -12,16 - 9,60 = -21,76$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{21,76}{1,0 \times 0,17^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,07$$

$\omega = 0,0739$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0739 \times 100 \times 17 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 3,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Υπάρχουν από ανοίγματα ∅ 10 / 20 (3,93 cm^2/m)

Έλεγχος διάτμησης

Επειδή η πλάκα έχει πάχος h_f=20 cm ≤ 20 cm οπότε δεν απαιτείται έλεγχος τέμνουσας.

$$V_{xerm} = \frac{P_1 l}{q_{xerm}} = \frac{9,6 \times 3,0}{1,65} \rightarrow V_{xerm} = 17,45 \text{ KN/m}$$

$$V_{xerm} = \frac{P_2 l}{q_{xerm}} = \frac{4,6 \times 3,0}{1,65} \rightarrow V_{xerm} = 8,35 \text{ KN/m}$$

V_{xerm}= 17,45 + 8,35 ➔ V_{xerm}= 25,80 KN/m

Σημειακό φορτίο 40 KN

$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\kappa(1,2 + 40\rho_l) + 0,15\sigma_{cp}]b_w d$

όπου:

τ_{Rdk}:	τιμή σχεδιασμού διατμητικής τάσης αντοχής έναντι ρηγμάτωσης τ_{Rdk} = 0,22Mpa για 16/20
b_w:	είναι το πλάτος του στοιχείου
κ:	1,6 – d ≥ 1,0 (d σε m)
ρ_l:	$\frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$
σ_{cp}:	$\frac{N_{sd}}{A_c}$
N_{sd}:	Ορθή δύναμη λόγω φόρτισης
A_{sl}:	διατομή διαμήκους εφελκυόμενου οπλισμού, ο οποίος επεκτείνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η V_{Rd1} κατά d + l_{bnet}
d:	στατικό ύψος

$V_{Rd1} = [0,22x10^3x1,43(1,2 + (40x0,005)] \times 1,00 \times 0,17 \rightarrow V_{Rd1} = 74,90$ KN

V_{Rd1} = 74,87 KN > 40 + 25,80 = 65,80 KN

Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης

Β. Πλακα 2

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,50}{3,00} = 1,166 \approx 1,15$$

Ροπή Ανοίγματος

$$M_y^{max} = \frac{P_1 l^2}{m_y^{max}} = \frac{9,6 \times 3,0^2}{69,60} \rightarrow M_y^{max} = 1,24 \text{ KNm/m}$$

$$M_x^{m} = \frac{P_1 l^2}{m_x^{m}} = \frac{9,6 \times 3,0^2}{30,40} \rightarrow M_x^{m} = 2,84 \text{ KNm/m}$$

$$M_y^{max} = \frac{P_2 l^2}{m_y^{max}} = \frac{4,6 \times 3,0^2}{69,60} \rightarrow M_y^{max} = 0,60 \text{ KNm/m}$$

$$M_x^{m} = \frac{P_2 l^2}{m_x^{m}} = \frac{4,6 \times 3,0^2}{30,40} \rightarrow M_x^{m} = 1,36 \text{ KNm/m}$$

$\max M_y = 1,24 + 0,60 \rightarrow \max M_y = 1,84$ KNm/m
$\min M_y = 1,24 - 0,60 \rightarrow \min M_y = 0,64$ KNm/m

$\max M_x = 2,84 + 1,36 \rightarrow \max M_x = 4,20$ KNm/m
$\min M_x = 2,84 - 1,36 \rightarrow \min M_x = 1,48$ KNm/m

Ροπής Στήριξης

$$M_{xerm} = -\frac{Pl^2}{m_{xerm}} = -\frac{9,6 \times 3,0^2}{13,20} \rightarrow M_{xerm} = -6,55 \text{ KNm/m}$$

$$M_{xerm} = -\frac{P_2 l^2}{m_{xerm}} = -\frac{4,6 \times 3,0^2}{13,20} \rightarrow M_{xerm} = -3,14 \text{ KNm/m}$$

$\min M_{xerm} = -6,55 - 3,14 \rightarrow \min M_{xerm} = -9,66$ KNm/m
$\max M_{xerm} = -6,55 + 3,14 \rightarrow \min M_{xerm} = -3,41$ KNm/m

Σημειακό φορτίο

Από την γραμμή επιρροής του σημειακού φορτίου (βλ. Beton Kalenter τόμος 2) υπολογίζεται η πρόσθετη ένταση.

$$0,25 \le \frac{y}{L_1} \le 0,75 \qquad \frac{y}{L_1} = \frac{1,50}{3,00} = 0,50 < 0,75$$

Από ΠΙΝ.8.17 (βλ. Beton Kalenter 1984 τόμος 2, σελ.89) για $\frac{t_x}{L_1} = \frac{t_y}{L_1} = 0,15$ προκύπτουν:

$m_{xp} = 0,14$ και $m_{yp} = 0,18$

Επομένως οι αντίστοιχες ροπές ανοιγμάτων είναι:

$M_{yp} = m_{yp} \times P \rightarrow M_{yp} = 0,14 \times 1,50 \times 40 \rightarrow M_{yp} = 8,40$ KNm/m
$M_{xp} = m_{xp} \times P \rightarrow M_{xp} = 0,18 \times 1,50 \times 40 \rightarrow M_{xp} = 10,80$ KNm/m

$\frac{y}{L_1} = \frac{1,50}{3,00}$ = 0,50 από τον ΠΙΝ.8.9 (βλ. Beton Kalenter 1984, τόμος 2, σελ.90)
προκύπτει m_{ye} = 0,17

Υπολογίζεται η ροπή στήριξης:

$M_{xe} = - m_{xe} \times P$ ➔ $M_{xe} = - 0,17 \times 1,50 \times 40$ ➔ $M_{xp} = - 10,20$ KNm/m

Υπολογισμός οπλισμού πλακών

Ελάχιστος κύριος οπλισμός
Η απόσταση (S) μεταξύ των ράβδων του κύριου οπλισμού δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από:

$S \leq 1,5d = 1,5 \times 17 = 25,5$ cm & $S \leq 20$ cm

Άρα S_{max} = 20 cm

Ελάχιστος κύριος οπλισμός για St500 είναι 1,5‰ της διατομής του σκυροδέματος:

$100 \times 17 \times 0,0015 = 2,55$ cm^2/m

Άρα A_{smin}: ∅ 8/20 (2,51 cm^2/m)

Κύρια διεύθυνση x

M_{sdx} = (4,20 + 10,80) KNm/m

$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}}$ ➔ $\mu_{sd} = \frac{4,20 + 10,80}{1,0 \times 0,17^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}}$ ➔ $\mu_{sd} = 0,049$

$\omega_1 = 0,051$

$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,051 \times 100 \times 17 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}}$ ➔ $A_s = 2,13$ cm^2/m < A_{smin}

Τοποθετούνται ∅ 10/20 (3,93 cm^2/m)

Δευτερεύουσα διεύθυνση y
M_{sdy} = (1,84 + 8,40) KNm/m

$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}}$ ➔ $\mu_{sd} = \frac{1,84 + 8,40}{1,0 \times 0,17^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}}$ ➔ $\mu_{sd} = 0,033$

$\omega = 0,034$

$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,034 \times 100 \times 17 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}}$ ➔ $A_s = 1,42$ cm^2/m < A_{smin}

Τοποθετούνται ∅ 10 / 20 (3,93 cm^2/m)

Οπλισμός στήριξης

$M_{sd} = -6,55 - 10,20 = -21,76$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{16,75}{1,0 \times 0,17^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,054$$

$\omega = 0,057$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,057 \times 100 \times 17 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 2,35 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin}$$

Υπάρχουν από ανοίγματα ∅ 10 / 20 (3,93 cm^2/m)

Έλεγχος διάτμησης

Επειδή η πλάκα έχει πάχος h_f=20 cm ≤ 20 cm οπότε δεν απαιτείται έλεγχος τέμνουσας.

$$V_{xerm} = \frac{P_1 l}{q_{xerm}} = \frac{9,6 \times 3,0}{1,90} \rightarrow V_{xerm} = 15,15 \text{ KN/m}$$

$$V_{xerm} = \frac{P_2 l}{q_{xerm}} = \frac{4,6 \times 3,0}{1,90} \rightarrow V_{xerm} = 7,25 \text{ KN/m}$$

V_{xerm}= 15,15 + 7,25 ➔ V_{xerm}= 22,40 KN/m

Σημειακό φορτίο 40 KN

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\kappa(1,2 + 40\rho_l) + 0,15\sigma_{cp}]b_w d$$

όπου:

τ_{Rdk}:	τιμή σχεδιασμού διατμητικής τάσης αντοχής έναντι ρηγμάτωσης τ_{Rdk} = 0,22Mpa για 16/20
b_w:	είναι το πλάτος του στοιχείου
κ:	1,6 – d ≥ 1,0 (d σε m)
ρ_l:	$\frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$
σ_{cp}:	$\frac{N_{sd}}{A_c}$
N_{sd}:	Ορθή δύναμη λόγω φόρτισης
A_{sl}:	διατομή διαμήκους εφελκυόμενου οπλισμού, ο οποίος επεκτείνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η V_{Rd1} κατά d + l_{bnet}
d:	στατικό ύψος

$V_{Rd1} = [0,22x10^3x1,43(1,2 + (40x0,005)] \times 1,00 \times 0,17 \rightarrow V_{Rd1} = 74,90$ KN

V_{Rd1} = 74,87 KN > 40 + 22,40 = 62,40 KN

Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης

Γ. Πλακα 3

$\frac{l_y}{l_x} = \frac{4,00}{3,50} = 1,14 \approx 1,15$

Ροπή Ανοίγματος

$M_y^{max} = \frac{P_1 l^2}{m_y^{max}} = \frac{9,6 \times 3,5^2}{47,10} \rightarrow M_y^{max} = 2,49$ KNm/m

$M_x^{m} = \frac{P_1 l^2}{m_x^{m}} = \frac{9,6 \times 3,5^2}{25,80} \rightarrow M_x^{m} = 4,55$ KNm/m

$M_y^{max} = \frac{P_2 l^2}{m_y^{max}} = \frac{4,6 \times 3,5^2}{47,10} \rightarrow M_y^{max} = 1,20$ KNm/m

$M_x^{m} = \frac{P_2 l^2}{m_x^{m}} = \frac{4,6 \times 3,5^2}{25,80} \rightarrow M_x^{m} = 2,18$ KNm/m

$maxM_y = 2,49 + 1,20 \rightarrow maxM_y = 3,69$ KNm/m

$minM_y = 2,49 - 1,20 \rightarrow minM_y = 1,29$ KNm/m

$maxM_x = 4,55 + 2,18 \rightarrow maxM_x = 6,73$ KNm/m

$minM_x = 4,55 - 2,18 \rightarrow minM_x = 2,37$ KNm/m

Ροπής Στήριξης

$M_{xerm} = -\frac{Pl^2}{m_{xerm}} = -\frac{9,6 \times 3,5^2}{10,50} \rightarrow M_{xerm} = -11,22$ KNm/m

$M_{xerm} = -\frac{P_2 l^2}{m_{xerm}} = -\frac{4,6 \times 3,5^2}{10,50} \rightarrow M_{xerm} = -5,37$ KNm/m

$minM_{xerm} = -11,22 - 5,37 \rightarrow minM_{xerm} = -16,59$ KNm/m

$maxM_{xerm} = -11,22 + 5,37 \rightarrow minM_{xerm} = -5,85$ KNm/m

Σημειακό φορτίο

Από την γραμμή επιρροής του σημειακού φορτίου (βλ. Beton Kalenter τόμος 2) υπολογίζεται η πρόσθετη ένταση.

$0,25 \le \frac{y}{L_1} \le 0,75$ $\qquad$ $\frac{y}{L_1} = \frac{1,75}{3,50} = 0,50 < 0,75$

$0,50 \le \frac{L_1}{L_2} \le 2,00$ $\qquad$ $\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,50}{3,00} = 1,1667 < 2,00$

Από ΠΙΝ.8.11 (βλ. Beton Kalenter 1984 τόμος 2, σελ.91) για $\frac{t_x}{L_1} = \frac{t_y}{L_1} = 0,15$ προκύπτουν:

$m_{xp} = 0,16$ και $m_{yp} = 0,23$

Επομένως οι αντίστοιχες ροπές ανοιγμάτων είναι:

$M_{yp} = m_{yp} \times P \rightarrow M_{yp} = 0,16 \times 1,50 \times 40 \rightarrow M_{yp} = 9,60$ KNm/m

$M_{xp} = m_{xp} \times P \rightarrow M_{xp} = 0,23 \times 1,50 \times 40 \rightarrow M_{xp} = 13,80$ KNm/m

$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,50}{3,00} = 1,1667$ άρα $0,5 \leq \frac{L_1}{L_2} \leq 1,5$ και ισχύουν οι τιμές της 1ης σειράς του ΠΙΝ.8.13 (βλ. Beton Kalenter 1984, τόμος 2, σελ.92)

Από ΠΙΝ.8.13 (βλ. Beton Kalenter τόμος 2) για $\frac{y}{L_1} = 1,00$ προκύπτει $m_{ye} = 0,16$

Υπολογίζεται η ροπή στήριξης:

$M_{xe} = - m_{xe} \times P \rightarrow M_{xe} = - 0,16 \times 1,50 \times 40 \rightarrow M_{xp} = - 9,60$ KNm/m

Υπολογισμός οπλισμού πλακών

Ελάχιστος κύριος οπλισμός
Η απόσταση (S) μεταξύ των ράβδων του κύριου οπλισμού δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από:

$S \leq 1,5d = 1,5 \times 17 = 25,5$ cm & $S \leq 20$ cm

Άρα $S_{max} = 20$ cm

Ελάχιστος κύριος οπλισμός για St500 είναι 1,5‰ της διατομής του σκυροδέματος:

$100 \times 17 \times 0,0015 = 2,55$ cm^2/m

Άρα A_{smin}: ∅ 8/20 (2,51 cm^2/m)

Κύρια διεύθυνση x

$M_{sdx} = (6,73 + 13,80)$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow \mu_{sd} = \frac{6,73 + 13,80}{1,0 \times 0,17^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,067$$

$\omega_1 = 0,071$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,071 \times 100 \times 17 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 2,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 10/20 (3,93 cm^2/m)

Δευτερεύουσα διεύθυνση y
$M_{sdy} = (3,69 + 9,60)$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow \mu_{sd} = \frac{3,69 + 9,60}{1,0 \times 0,17^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,043$$

$\omega = 0,045$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,045 \times 100 \times 17 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 1,86 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{smin}$$

Τοποθετούνται ∅ 10 / 20 (3,93 cm^2/m)

Οπλισμός στήριξης

M_{sd} = – 16,59 – 9,60 = – 26,19 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{26,19}{1,0 \times 0,17^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,085$$

ω = 0,091

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,091 \times 100 \times 17 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 3,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Υπάρχουν από ανοίγματα ∅ 10 / 20 (3,93 cm^2/m)

Έλεγχος διάτμησης

Επειδή η πλάκα έχει πάχος h_f=20 cm ≤ 20 cm οπότε δεν απαιτείται έλεγχος τέμνουσας.

$$V_{xerm} = \frac{P_1 l}{q_{xerm}} = \frac{9,6 \times 3,5}{1,65} \rightarrow V_{xerm} = 20,35 \text{ KN/m}$$

$$V_{xerm} = \frac{P_2 l}{q_{xerm}} = \frac{4,6 \times 3,5}{1,65} \rightarrow V_{xerm} = 9,75 \text{ KN/m}$$

V_{xerm}= 20,35 + 9,75 ➔ V_{xerm}= 30,10 KN/m

Σημειακό φορτίο 40 KN

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \kappa (1,2 + 40\rho_l) + 0,15\sigma_{cp}] b_w d$$

όπου:

τ_{Rdk}:	τιμή σχεδιασμού διατμητικής τάσης αντοχής έναντι ρηγμάτωσης τ_{Rdk} = 0,22Mpa για 16/20
b_w:	είναι το πλάτος του στοιχείου
κ:	1,6 – d ≥ 1,0 (d σε m)
ρ_l:	$\frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$
σ_{cp}:	$\frac{N_{sd}}{A_c}$
N_{sd}:	Ορθή δύναμη λόγω φόρτισης
A_{sl}:	διατομή διαμήκους εφελκυόμενου οπλισμού, ο οποίος επεκτείνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η V_{Rd1} κατά d + l_{bnet}
d:	στατικό ύψος

V_{Rd1} = [0,22x10^3x1,43(1,2 + (40x0,005)] x 1,00 x 0,17 ➔ V_{Rd1} = 74,90 KN

V_{Rd1} = 74,87 KN > 40 + 30,10 =70,10 KN

Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης

3.1.2 Περιμετρικά τοιχώματα δεξαμενής κατά x

α. *Ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός (διανομής)*

A_{smin} = 0,0025 x b x d = 0,0025 x 100 x 20 = 5,00 cm^2/m
Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

β. *Μόνιμες δράσεις*

Στα περιμετρικά τοιχώματα της δεξαμενής ασκούνται υδραυλικές πιέσεις (p) όπως ορίζονται από το νόμο:

$$p = \gamma \times z$$

όπου: γ το ειδικό βάρος του νερού (10 KN/m^3)
z το βάθος του νερού σε m (2,50 m)

Οι πιέσεις ακολουθούν τριγωνική κατανομή. Οι δράσεις που οφείλονται στην παρουσία υγρών έχουν επιμέρους συντελεστή ασφαλείας γ_g = 1,35 και προστίθενται σε όλους τους συνδυασμούς δράσεων που περιλαμβάνουν τις μόνιμες δράσεις.

Συνδυασμός 1,35G + 1,50Q

I.B.: 1,35 x 0,25 x 3,00 x 25,00 = 25,3 KN/m

Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [1,75x(11+8)/2]/11 = 21,5 KN/m

46,8 KN/m

Συγκεντρωμένο φορτίο 60,0 KN

$Q = 1,50 \times [\frac{1}{2} \times (10 \times 2,50) \times 2,50] = 46,87$ KN/m

$M = \frac{2,50}{3} \times 46,87 = 39,06$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{46,87}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,11$$

ω = 0,119

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,119 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{60+46,8}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$$

A_s = 5,84 + 0,25 ➔ A_s = 6,09 cm^2/m < A_{smin}

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εσωτερική πλευρα του τοίχου

γ. *Σεισμική δράση*

Κατά τη δράση σεισμού οι παράγοντες που επηρεάζουν τα εντατικά μεγέθη των δεξαμενών είναι:

1. Η αδρανειακή δύναμη που ασκείται στη μάζα του υλικού κατά το νόμο του Νεύτωνα F = m x γ. Η σεισμική αυτή δύναμη αυτή είναι οριζόντια και οφείλεται στο κατακόρυφο φορτίο του ίδιου βάρους του τοιχείου. Συγκεκριμένα ισχύει:

$$Q_1 = C_{d(T)} \times N_d$$

Από τη δυσκαμψία του τοιχείου (πρόβολος) προκύπτει:

$$C_{d(T)} = a \times \gamma_I \times \frac{\theta}{q} \times \beta_O$$

όπου:

a : 0,24 (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙΙ)
γ_I : 1,30
β_o : τεταγμένη του τροποποιημένου ελαστικού φάσματος σχεδιασμού Αντιστοιχεί σε τιμή 2,50
q : Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς 1,50
θ : Συντελεστής θεμελίωσης με τιμή 0,9 (γενική κοιτόστρωση)

Με αντικατάσταση των παραπάνω τιμών προκύπτει $C_{d(T)} = 0,351$

2. Η δύναμη λόγω της επίδρασης του νερού ή του επιχώματος. Η αντισεισμική θωράκιση των στοιχείων των δεξαμενών για τη δύναμη αυτή έγινε σύμφωνα με τη θεώρηση Westergaard. Η θεώρηση αυτή ορίζει ότι ένα παραβολικής μορφής τμήμα του νερού, με κορυφή τη στέψη του τοιχώματος και βάση ίση με 7/8Η όπου Η το ύψος του τοιχώματος είναι ένα σώμα με το τοίχωμα. Η μάζα αυτή νερού ύψους Η και βάσης 7/8Η θεωρείται ότι αποτελεί ενιαίο σώμα με το τοίχωμα.

Η μάζα αυτή έχει την τιμή:

$$Q_2 = \frac{2}{3} \times (H \times \frac{7}{8} H) \times C_{d(T)} \times \lambda$$

Η θεωρία Westergaard λαμβάνει μειωτικό συντελεστή λ κατά το λόγο κ=L/H όπου Η το ύψος του τοιχώματος και L το μήκος της ελεύθερης επιφάνειας του νερού κάθετα στο τοίχωμα. Ο μειωτικός συντελεστής κατά Abbett δίνεται στον Πίνακα 2.1 και αυτός κατά Werner & Sandguist στον Πίνακα 2.2 για κ=7,0/2,5 = 2,80 προκύπτει κατά Abbett λ = 0,99. Εγώ λαμβάνεται λ = 1,00.

<u>Συνδυασμός G + Σψ$_2$Q + E</u>
Λαμβάνεται $\psi_2 = 0,80$ (χώρος μακροχρόνιας αποθήκευσης)

I.B.: 0,25 x 3,00 x 25,00 = 18,75 KN/m

<u>Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [1,75x(11+8)/2]/11 = 21,5 KN/m</u>

40,25 KN/m

Συγκεντρωμένο φορτίο 40,00 KN

$Q_1 = N \times C_{d(T)} = (40,25 + 40,00) \times 0,351 = 28,17$ KN/m

$Q_2 = 0,583 \times 10 \times H^2 \times \varepsilon \times \lambda = 0,583 \times 10 \times 2,50^2 \times 0,351 \times 1,00 = 12,79$ KN/m

$M = (\frac{3,00}{2} \times 28,17) + (\frac{2}{5} \times 2,50 \times 12,79)$ ➔ M = 55,04 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{55,04}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,129$$

$\omega = 0,142$

$$A_S = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0,142 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{40,00+40,25}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$$

$A_S = 6,97 + 0,18 \rightarrow A_S = 7,15\ cm^2/m$

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εσωτερική πλευρα του τοίχου

δ. *Ωθήσεις Γαιών*

Οι τιμές των ωθήσεων που ασκούνται από το έδαφος στην οριακή επιφάνεια όπου κατασκευάζεται συνήθως ένα τεχνικό έργο, εξαρτώνται από τον τρόπο που μπορεί να παραμορφωθεί το τεχνικό έργο σε σχέση με το έδαφος. Στην συγκεκριμένη περίπτωση η στέψη του τοιχώματος είναι ελεύθερη (τοίχωμα πρόβολος) και οι ωθήσεις του εδάφους ακολουθούν τριγωνική καθ' ύψος κατανομή τάσεων σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\sigma = \gamma \times z \times k_A$$

όπου: γ: ειδικό βάρος του εδάφους
z: απόσταση από την ελεύθερη επιφάνεια
k_A: συντελεστής ενεργών ωθήσεων

Από τη θεωρία Rankine για $\varphi = 30^o$: $k_A = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \rightarrow k_A = 0,33$

Ενώ η συνισταμένη ώθηση είναι:

$$E_A = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_A$$

Λόγω της επιφόρτισης $q = 10,0\ KN/m^2$ η ενεργός ώθηση επαυξάνεται κατά

$$\sigma = q \times k_A$$

Επομένως, η συνισταμένη ώθηση έχει τιμή:

$E_A = (\frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_A) + (q \times k_A \times h) \rightarrow$

$E_A = (\frac{1}{2} \times 18,00 \times 3,00^2 \times 0,33) + (10,0 \times 0,33 \times 3,00) \rightarrow$

$E_A = 26,73 + 9,90 = 36,63\ KN/m$

Η ροπή στη βάση του τοιχείου λόγω της παραπάνω ώθησης υπολογίζεται παρακάτω:

I.B.: 0,25 x 3,00 x 25,00 = 18,75 KN/m

Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [1,75x(11+8)/2]/11 = 21,5 KN/m

40,25 KN/m

Συγκεντρωμένο φορτίο 40,00 KN

N = 40,25 + 40,00 = 80,25 KN

$M = [(\frac{1}{2} \text{ x } \gamma \text{ x } h^2 \text{ x } k_A) \text{ x } \frac{h}{3}] + [(q \text{ x } k_A \text{ x } h) \text{ x } \frac{h}{2}]$ ➔

$M = [(\frac{1}{2} \text{ x } 18,00 \text{ x } 3,00^2 \text{ x } 0,33) \text{ x } \frac{3,00}{3}] + [(10,0 \text{ x } 0,33 \text{ x } 3,00) \text{ x } \frac{3,00}{2}]$ ➔

M = 26,73 + 14,85 ➔ M = 41,58 KNm/m

M_{sd} = 1,35 x 41,58 = 56,13 KNm/m

$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \text{ x } d^2 \text{ x } f_{cd}} = \frac{56,13}{1,00 \text{ x } 0,20^2 \text{ x } \frac{16 \text{ x } 10^3}{1,5}}$ ➔ μ_{sd} = 0,13

ω = 0,143

$A_s = \omega \text{ x } b \text{ x } d \text{ x } \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0,143 \text{ x } 100 \text{ x } 20 \text{ x } \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{80,25}{\frac{500}{1,15}}$ ➔

A_s = 7,01 + 0,18 ➔ A_s = 7,19 cm^2/m

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εξωτερική πλευρα του τοίχου

Για τον υπολογισμό της αύξησης των ωθήσεων των γαιών από το σεισμό στα επιχώματα, με την δεξαμενή άδεια, χρησιμοποιείται η μέθοδος Mononobe – Okabe.

Η συνολική ενεργητική ώθηση E_{AE}, από τη δράση της βαρύτητας και τη σεισμική δράση {αh, -αv}, είναι:

$$E_{AE} = (\frac{1}{2} \text{ x } \gamma \text{ x } h^2 \text{ x } k_{AE}) + (q \text{ x } k_{AE} \text{ x } h)$$

όπου $k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}]^2}$

$\theta = \text{τοξεφ } (\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v}) = \text{τοξεφ } (\frac{0,24}{1})$ ➔ $\theta = 13,50^o$

γ: ειδικό βάρος του εδάφους

α_h και α_v: ο οριζόντιος και ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής αντίστοιχα

h: ύψος τοιχείου

β: γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη

i: γωνία της επιφάνειας τους εδάφους ως προς την οριζόντια

φ: γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους

δ: γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους

Στην συγκεκριμένη περίπτωση (κατακόρυφη παρειά τοίχου και οριζόντια επιφάνεια εδάφους) όπου β = i = 0, ο τύπος Mononobe – Okabe απλοποιείται σε:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta\cos(\delta + \theta)[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}}]^2} \rightarrow$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(30 - 13{,}50)}{\cos^2 13{,}50[1 + \sqrt{\frac{\sin 30 \cdot \sin(30 - 13{,}50)}{\cos 13{,}50}}]^2} \rightarrow$$

$$k_{AE} = 0{,}5088 \approx 0{,}51$$

$E_{AE} = (\frac{1}{2} \text{ x } \gamma \text{ x } h^2 \text{ x } k_{AE}) + (q \text{ x } k_{AE} \text{ x } h) \rightarrow$

$E_{AE} = (0{,}5 \text{ x } 18{,}00 \text{ x } 3{,}00^2 \text{ x } 0{,}51) + (10{,}0 \text{ x } 0{,}51 \text{ x } 3{,}00) \rightarrow$

$E_{AE} = 56{,}61$ KN/m

Ο κανονισμός επιτρέπει την εφαρμογή της στη θέση h όπου:

$$h = 0{,}40 \text{ x } H = 0{,}40 \text{ x } 3{,}00 = 1{,}20 \text{ m}$$

$M = 56{,}61 \text{ x } 1{,}20 \rightarrow M = 67{,}93$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \text{ x } d^2 \text{ x } f_{cd}} = \frac{67{,}93}{1{,}00 \text{ x } 0{,}20^2 \text{ x } \frac{16 \text{ x } 10^3}{1{,}5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0{,}16$$

$\omega = 0{,}179$

$$A_s = \omega \text{ x } b \text{ x } d \text{ x } \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0{,}179 \text{ x } 100 \text{ x } 20 \text{ x } \frac{\frac{16}{1{,}5}}{\frac{500}{1{,}15}} + \frac{80{,}25}{\frac{500}{1{,}15}} \rightarrow$$

$A_s = 8{,}78 + 0{,}18 \rightarrow A_s = 8{,}97$ cm^2/m

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εξωτερική πλευρα του τοίχου

ε. *Έλεγχος σε διάτμηση*

Ο έλεγχος σε διάτμηση θα γίνει σύμφωνα με B.S.8110. Επιτρεπόμενες τιμές μέγιστης τέμνουσας σε επιφανειακούς φορείς από σκυρόδεμα υπολογίζονται από τη σχέση:

$$V_c = \left[0{,}79 \times \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} \times \left(\frac{100 \times A_s}{(b \times d)}\right)^{1/3} \times \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \right] / \gamma_m$$

όπου: το ποσοστό οπλισμού δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 3
το στατικό ύψος (d) δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 400 mm
ο συντελεστής γ_m λαμβάνεται 1,25

Η μέγιστη διατμητική δύναμη εμφανίζεται στη βάση του τοιχώματος της δεξαμενής, ακριβώς πάνω από την πλάκα έδρασης.

Η μέγιστη τέμνουσα που εμφανίζεται στην υπό μελέτη δεξαμενή είναι: V = 56,61 KN

$$V_u = \frac{56.610}{1.000 \times 250} \rightarrow V_u = 0{,}308 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 838}{1.000 \times 250} = 0{,}153$$

$$V_c = \left[0{,}79 \times \left(\frac{16}{25}\right)^{1/3} \times (0{,}153)^{1/3} \times \left(\frac{400}{250}\right)^{1/4} \right] / 1{,}25 \rightarrow$$

$$V_c = \left[0{,}79 \times 0{,}862 \times 0{,}535 \times 1{,}124 \right] / 1{,}25 \rightarrow V_c = 0{,}328 \text{ N/mm}^2$$

$V_c = 0{,}328 \text{ N/mm}^2 > V_u = 0{,}153 \text{ N/mm}^2$

3.1.3 Περιμετρικά τοιχώματα κατά y

α. *Ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός (διανομής)*

$A_{smin} = 0{,}0025 \times b \times d = 0{,}0025 \times 100 \times 20 = 5{,}00 \text{ cm}^2\text{/m}$
Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

β. *Μόνιμες δράσεις*

Στα περιμετρικά τοιχώματα της δεξαμενής ασκούνται υδραυλικές πιέσεις (p) όπως ορίζονται από το νόμο:

$$p = \gamma \times z$$

όπου: γ το ειδικό βάρος του νερού (10 KN/m^3)
z το βάθος του νερού σε m (2,50 m)

Οι πιέσεις ακολουθούν τριγωνική κατανομή. Οι δράσεις που οφείλονται στην παρουσία υγρών έχουν επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_g = 1,35$ και προστίθενται σε όλους τους συνδυασμούς δράσεων που περιλαμβάνουν τις μόνιμες δράσεις.

Συνδυασμός 1,35G + 1,50Q

I.B.: 1,35 x 0,25 x 3,00 x 25,00 = 25,3 KN/m

Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [1,75x4,00)/2] / 4 = 12,4 KN/m

37,7 KN/m

$$Q = 1,50 \times [\frac{1}{2} \times (10 \times 2,50) \times 2,50] = 46,87 \text{ KN/m}$$

$$M = \frac{2,50}{3} \times 46,87 = 39,06 \text{ KNm/m}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{46,87}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,11$$

$\omega = 0,119$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,119 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{37,70}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$$

$A_s = 5,84 + 0,09 \rightarrow A_s = 5,93$ cm^2/m
Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εσωτερική πλευρα του τοίχου

γ. *Σεισμική δράση*

Κατά τη δράση σεισμού οι παράγοντες που επηρεάζουν τα εντατικά μεγέθη των δεξαμενών είναι:

1. Η αδρανειακή δύναμη που ασκείται στη μάζα του υλικού κατά το νόμο του Νεύτωνα F = m x γ. Η σεισμική αυτή δύναμη αυτή είναι οριζόντια και οφείλεται στο κατακόρυφο φορτίο του ίδιου βάρους του τοιχείου. Συγκεκριμένα ισχύει:

$$Q_1 = C_{d(T)} \times N_d$$

Από τη δυσκαμψία του τοιχείου (πρόβολος) προκύπτει:

$$C_{d(T)} = a \times \gamma_I \times \frac{\theta}{q} \times \beta_O$$

όπου:
a : 0,24 (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙΙ)
γ_I : 1,30
β_o : τεταγμένη του τροποποιημένου ελαστικού φάσματος σχεδιασμού Αντιστοιχεί σε τιμή 2,50
q : Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς 1,50
θ : Συντελεστής θεμελίωσης με τιμή 0,9 (γενική κοιτόστρωση)

Με αντικατάσταση των παραπάνω τιμών προκύπτει $C_{d(T)} = 0,351$

2. Η δύναμη λόγω της επίδρασης του νερού ή του επιχώματος. Η αντισεισμική θωράκιση των στοιχείων των δεξαμενών για τη δύναμη αυτή έγινε σύμφωνα με τη θεώρηση Westergaard. Η θεώρηση αυτή ορίζει ότι ένα παραβολικής μορφής τμήμα του νερού, με κορυφή τη στέψη του τοιχώματος και βάση ίση με 7/8Η όπου Η το ύψος του τοιχώματος είναι ένα σώμα με το τοίχωμα. Η μάζα αυτή νερού ύψους Η και βάσης 7/8Η θεωρείται ότι αποτελεί ενιαίο σώμα με το τοίχωμα.

   Η μάζα αυτή έχει την τιμή:

$$Q_2 = \frac{2}{3} \times (H \times \frac{7}{8} H) \times C_{d(T)} \times \lambda$$

   Η θεωρία Westergaard λαμβάνει μειωτικό συντελεστή λ κατά το λόγο κ=L/H όπου Η το ύψος του τοιχώματος και L το μήκος της ελεύθερης επιφάνειας του νερού κάθετα στο τοίχωμα. Ο μειωτικός συντελεστής κατά Abbett δίνεται στον Πίνακα 2.1 και αυτός κατά Werner & Sandguist στον Πίνακα 2.2 για κ=4,0/2,5 = 1,60 προκύπτει κατά Abbett λ = 0,82.

<u>Συνδυασμός G + Σψ$_2$Q + E</u>
Λαμβάνεται $\psi_2 = 0,80$ (χώρος μακροχρόνιας αποθήκευσης)

I.B.:	0,25 x 3,00 x 25,00	= 18,75 KN/m
<u>Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [1,75x4,00)/2] / 4</u>		<u>= 12,40 KN/m</u>
		31,15 KN/m

N = 31,15 KN/m

$Q_1 = N \times C_{d(T)} = 31,15 \times 0,351 = 10,93$ KN/m

$Q_2 = 0,583 \times 10 \times H^2 \times \varepsilon \times \lambda = 0,583 \times 10 \times 2,50^2 \times 0,351 \times 0,82 = 10,49$ KN/m

$M = (\frac{3,00}{2} \times 10,93) + (\frac{2}{5} \times 2,50 \times 10,49)$ ➔ M = 26,89 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{26,89}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}}$$ ➔ $\mu_{sd} = 0,063$

ω = 0,066

$$A_S = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0,066 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{31,15}{\frac{500}{1,15}}$$ ➔

$A_S = 3,25 + 0,07 \rightarrow A_S = 3,32\ cm^2/m < A_{smin}$

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εσωτερική πλευρα του τοίχου

δ. *Ωθήσεις Γαιών*

Οι τιμές των ωθήσεων που ασκούνται από το έδαφος στην οριακή επιφάνεια όπου κατασκευάζεται συνήθως ένα τεχνικό έργο, εξαρτώνται από τον τρόπο που μπορεί να παραμορφωθεί το τεχνικό έργο σε σχέση με το έδαφος. Στην συγκεκριμένη περίπτωση η στέψη του τοιχώματος είναι ελεύθερη (τοίχωμα πρόβολος) και οι ωθήσεις του εδάφους ακολουθούν τριγωνική καθ' ύψος κατανομή τάσεων σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\sigma = \gamma \times z \times k_A$$

όπου: γ: ειδικό βάρος του εδάφους
z: απόσταση από την ελεύθερη επιφάνεια
k_A: συντελεστής ενεργών ωθήσεων

Από τη θεωρία Rankine για $\varphi = 30^o$: $k_A = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \rightarrow k_A = 0,33$

Ενώ η συνισταμένη ώθηση είναι:

$$E_A = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_A$$

Λόγω της επιφόρτισης $q = 10,0\ KN/m^2$ η ενεργός ώθηση επαυξάνεται κατά

$$\sigma = q \times k_A$$

Επομένως, η συνισταμένη ώθηση έχει τιμή:

$E_A = (\frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_A) + (q \times k_A \times h) \rightarrow$

$E_A = (\frac{1}{2} \times 18,00 \times 3,00^2 \times 0,33) + (10,0 \times 0,33 \times 3,00) \rightarrow$

$E_A = 26,73 + 9,90 = 36,63\ KN/m$

Η ροπή στη βάση του τοιχείου λόγω της παραπάνω ώθησης υπολογίζεται παρακάτω:

I.B.:	0,25 x 3,00 x 25,00	= 18,75 KN/m
Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [(1,75x4,00)/2] / 4		= 12,40 KN/m
		31,15 KN/m

N = 31,15 KN/m

$M = [(\frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_A) \times \frac{h}{3}] + [(q \times k_A \times h) \times \frac{h}{2}] \rightarrow$

$M = [(\frac{1}{2} \times 18,00 \times 3,00^2 \times 0,33) \times \frac{3,00}{3}] + [(10,0 \times 0,33 \times 3,00) \times \frac{3,00}{2}] \rightarrow$

$M = 26,73 + 14,85 \rightarrow M = 41,58$ KNm/m

$M_{sd} = 1,35 \times 41,58 = 56,13$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{56,13}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,13$$

$\omega = 0,143$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0,143 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{31,15}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow$$

$A_s = 7,01 + 0,07 \rightarrow A_s = 7,08$ cm^2/m

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εξωτερική πλευρα του τοίχου

Για τον υπολογισμό της αύξησης των ωθήσεων των γαιών από το σεισμό στα επιχώματα, με την δεξαμενή άδεια, χρησιμοποιείται η μέθοδος Mononobe – Okabe.

Η συνολική ενεργητική ώθηση E_{AE}, από τη δράση της βαρύτητας και τη σεισμική δράση {αh, -αv}, είναι:

$$E_{AE} = (\frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_{AE}) + (q \times k_{AE} \times h)$$

$$\text{όπου } k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta)[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}]^2}$$

$$\theta = \text{τοξεφ}\,(\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v}) = \text{τοξεφ}\,(\frac{0,24}{1}) \rightarrow \theta = 13,50^o$$

γ: ειδικό βάρος του εδάφους

α_h και α_v: ο οριζόντιος και ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής αντίστοιχα

h: ύψος τοιχείου

β: γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη

i: γωνία της επιφάνειας τους εδάφους ως προς την οριζόντια

φ: γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους

δ: γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους

Στην συγκεκριμένη περίπτωση (κατακόρυφη παρειά τοίχου και οριζόντια επιφάνεια εδάφους) όπου β = i = 0, ο τύπος Mononobe – Okabe απλοποιείται σε:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta\cos(\delta + \theta)[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}}]^2} \rightarrow$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(30 - 13{,}50)}{\cos^2 13{,}50[1 + \sqrt{\frac{\sin 30 \cdot \sin(30 - 13{,}50)}{\cos 13{,}50}}]^2} \rightarrow$$

$$k_{AE} = 0{,}5088 \approx 0{,}51$$

$E_{AE} = (\frac{1}{2} \text{ x } \gamma \text{ x } h^2 \text{ x } k_{AE}) + (q \text{ x } k_{AE} \text{ x } h) \rightarrow$

$E_{AE} = (0{,}5 \text{ x } 18{,}00 \text{ x } 3{,}00^2 \text{ x } 0{,}51) + (10{,}0 \text{ x } 0{,}51 \text{ x } 3{,}00) \rightarrow$

$E_{AE} = 56{,}61$ KN/m

Ο κανονισμός επιτρέπει την εφαρμογή της στη θέση h όπου:

$$h = 0{,}40 \text{ x } H = 0{,}40 \text{ x } 3{,}00 = 1{,}20 \text{ m}$$

$M = 56{,}61 \text{ x } 1{,}20 \rightarrow M = 67{,}93$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \text{ x } d^2 \text{ x } f_{cd}} = \frac{67{,}93}{1{,}00 \text{ x } 0{,}20^2 \text{ x } \frac{16 \text{ x } 10^3}{1{,}5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0{,}16$$

$\omega = 0{,}179$

$$A_s = \omega \text{ x } b \text{ x } d \text{ x } \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0{,}179 \text{ x } 100 \text{ x } 20 \text{ x } \frac{\frac{16}{1{,}5}}{\frac{500}{1{,}15}} + \frac{31{,}15}{\frac{500}{1{,}15}} \rightarrow$$

$A_s = 8{,}78 + 0{,}07 \rightarrow A_s = 8{,}85 \text{ cm}^2/\text{m}$

Τοποθετούνται ∅ 12/13,5 (8,38 cm^2/m) στην εξωτερική πλευρα του τοίχου

<u>ε. Έλεγχος σε διάτμηση</u>

Ο έλεγχος σε διάτμηση θα γίνει σύμφωνα με B.S.8110. Επιτρεπόμενες τιμές μέγιστης τέμνουσας σε επιφανειακούς φορείς από σκυρόδεμα υπολογίζονται από τη σχέση:

$$V_c = \left[0{,}79 \text{ x } \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} \text{ x } \left(\frac{100 \text{ x } A_s}{(b \text{ x } d)}\right)^{1/3} \text{ x } \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \right] / \gamma_m$$

όπου: το ποσοστό οπλισμού δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 3
το στατικό ύψος (d) δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 400 mm
ο συντελεστής γ_m λαμβάνεται 1,25

Η μέγιστη διατμητική δύναμη εμφανίζεται στη βάση του τοιχώματος της δεξαμενής, ακριβώς πάνω από την πλάκα έδρασης.

Η μέγιστη τέμνουσα που εμφανίζεται στην υπό μελέτη δεξαμενή είναι: V = 56,61 KN

$$V_u = \frac{56.610}{1.000 \times 250} \rightarrow V_u = 0,308 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 838}{1.000 \times 250} = 0,153$$

$$V_c = \left[0,79 \times \left(\frac{16}{25}\right)^{1/3} \times (0,153)^{1/3} \times \left(\frac{400}{250}\right)^{1/4} \right] / 1,25 \rightarrow$$

$$V_c = \left[0,79 \times 0,862 \times 0,535 \times 1,124 \right] / 1,25 \rightarrow V_c = 0,328 \text{ N/mm}^2$$

$V_c = 0,328 \text{ N/mm}^2 > V_u = 0,153 \text{ N/mm}^2$

3.1.4 Μεσαίο τοιχείο (κατά y)

α. *Ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός (διανομής)*

$A_{smin} = 0,0025 \times b \times d = 0,0025 \times 100 \times 20 = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$
Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

β. *Μόνιμες δράσεις*

Στα περιμετρικά τοιχώματα της δεξαμενής ασκούνται υδραυλικές πιέσεις (p) όπως ορίζονται από το νόμο:

$$p = \gamma \times z$$

όπου: γ το ειδικό βάρος του νερού (10 KN/m^3)
z το βάθος του νερού σε m (2,50 m)

Οι πιέσεις ακολουθούν τριγωνική κατανομή. Οι δράσεις που οφείλονται στην παρουσία υγρών έχουν επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_g = 1,35$ και προστίθενται σε όλους τους συνδυασμούς δράσεων που περιλαμβάνουν τις μόνιμες δράσεις.

Συνδυασμός 1,35G + 1,50Q

I.B.:	1,35 x 0,25 x 3,00 x 25,00	= 25,3 KN/m
Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [2x(1,75x4,00)/2] / 4		= 24,8 KN/m
		50,1 KN/m

$Q = 1{,}50 \text{ x } [\frac{1}{2} \text{ x } (10 \text{ x } 2{,}50) \text{ x } 2{,}50] = 46{,}87 \text{ KN/m}$

$M = \frac{2{,}50}{3} \text{ x } 46{,}87 = 39{,}06 \text{ KNm/m}$

$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \text{ x } d^2 \text{ x } f_{cd}} = \frac{39{,}06}{1{,}00 \text{ x } 0{,}20^2 \text{ x } \frac{16 \text{ x } 10^3}{1{,}5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0{,}092$

$\omega = 0{,}098$

$A_s = \omega \text{ x } b \text{ x } d \text{ x } \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_d}{f_{yd}} = 0{,}098 \text{ x } 100 \text{ x } 20 \text{ x } \frac{\frac{16}{1{,}5}}{\frac{500}{1{,}15}} + \frac{50{,}10}{\frac{500}{1{,}15}} \rightarrow$

$A_s = 4{,}82 + 0{,}12 \rightarrow A_s = 4{,}94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Τοποθετούνται ∅ 12/15 (7,54 cm^2/m) σε κάθε πλευρά

γ. *Σεισμική δράση*

Κατά τη δράση σεισμού οι παράγοντες που επηρεάζουν τα εντατικά μεγέθη των δεξαμενών είναι:

3. Η αδρανειακή δύναμη που ασκείται στη μάζα του υλικού κατά το νόμο του Νεύτωνα F = m x γ. Η σεισμική αυτή δύναμη αυτή είναι οριζόντια και οφείλεται στο κατακόρυφο φορτίο του ίδιου βάρους του τοιχείου. Συγκεκριμένα ισχύει:

$$Q_1 = C_{d(T)} \text{ x } N_d$$

Από τη δυσκαμψία του τοιχείου (πρόβολος) προκύπτει:

$$C_{d(T)} = a \text{ x } \gamma_I \text{ x } \frac{\theta}{q} \text{ x } \beta_O$$

όπου:

a : 0,24 (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III)
γ_I : 1,30
β_o : τεταγμένη του τροποποιημένου ελαστικού φάσματος σχεδιασμού Αντιστοιχεί σε τιμή 2,50
q : Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς 1,50
θ : Συντελεστής θεμελίωσης με τιμή 0,9 (γενική κοιτόστρωση)

Με αντικατάσταση των παραπάνω τιμών προκύπτει $C_{d(T)} = 0{,}351$

4. Η δύναμη λόγω της επίδρασης του νερού ή του επιχώματος. Η αντισεισμική θωράκιση των στοιχείων των δεξαμενών για τη δύναμη αυτή έγινε σύμφωνα με τη θεώρηση Westergaard. Η θεώρηση αυτή ορίζει ότι ένα παραβολικής μορφής τμήμα του νερού, με κορυφή τη στέψη του τοιχώματος και βάση ίση με 7/8H όπου Η το ύψος του τοιχώματος είναι ένα σώμα με το τοίχωμα. Η μάζα αυτή νερού ύψους Η και βάσης 7/8Η θεωρείται ότι αποτελεί ενιαίο σώμα με το τοίχωμα.

Η μάζα αυτή έχει την τιμή:

$$Q_2 = \frac{2}{3} \text{ x } (H \text{ x } \frac{7}{8} H) \text{ x } C_{d(T)} \text{ x } \lambda$$

Η θεωρία Westergaard λαμβάνει μειωτικό συντελεστή λ κατά το λόγο κ=L/H όπου Η το ύψος του τοιχώματος και L το μήκος της ελεύθερης επιφάνειας του νερού κάθετα στο τοίχωμα. Ο μειωτικός συντελεστής κατά Abbett δίνεται στον Πίνακα 2.1 και αυτός κατά Werner & Sandguist στον Πίνακα 2.2 για κ=4,0/2,5 = 1,60 προκύπτει κατά Abbett λ = 0,82.

Συνδυασμός $G + \Sigma\psi_2 Q + E$

Λαμβάνεται $\psi_2 = 0,80$ (χώρος μακροχρόνιας αποθήκευσης)

I.B.:	0,25 x 3,00 x 25,00	= 18,75 KN/m
Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [2x(1,75x4,00)/2] / 4		= 24,80 KN/m
		43,55 KN/m

N = 43,55 KN/m

$Q_1 = N \times C_{d(T)} = 43,55 \times 0,351 = 15,29$ KN/m

$Q_2 = 0,583 \times 10 \times H^2 \times \varepsilon \times \lambda = 0,583 \times 10 \times 2,50^2 \times 0,351 \times 0,82 = 10,49$ KN/m

$M = (\frac{3,00}{2} \times 10,93) + (\frac{2}{5} \times 2,50 \times 15,29) \rightarrow M = 31,69$ KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{31,69}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,074$$

ω = 0,078

$$A_S = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 0,078 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{\frac{43,55}{500}}{1,15} \rightarrow$$

$A_S = 3,84 + 0,10 \rightarrow A_S = 3,94$ cm^2/m < A_{smin}

Τοποθετούνται ∅ 12/15 (7,54 cm^2/m) σε κάθε πλευρά

3.1.5 Οριζόντιος οπλισμός τοιχώματος

Για τον υπολογισμό του οριζόντιου οπλισμού του τοιχώματος, εξετάζουμε τη λειτουργία του ως επίπεδου φορέα υπό τριγωνική φόρτιση (νερό και ενεργές ωθήσεις του εδάφους) αλλά και υπό ομοιόμορφη φόρτιση (επιφόρτηση q).

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γίνεται με τη χρήση πινάκων Czerny.

α. *Ελάχιστος οπλισμός*

Η ελάχιστη διάμετρος του οριζόντιου οπλισμού του τοιχώματος είναι 8 mm. Σε κάθε σχάρα η απόσταση δύο γειτονικών κατακόρυφων ράβδων θα είναι $S \leq 300$ mm, πλην της κρίσιμης περιοχής του τοιχώματος όπου πρέπει $S \leq 200$ mm.

Ελάχιστος κύριος οπλισμός εντός κρίσιμη περιοχής είναι 2,5‰ της διατομής του σκυροδέματος:

$$100 \times 20 \times 0{,}0025 = 5{,}00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

Ελάχιστος κύριος οπλισμός εκτός κρίσιμης περιοχή είναι 1,5‰ της διατομής του σκυροδέματος:

$$100 \times 20 \times 0{,}0015 = 3{,}00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

β. *Υπολογισμός ανοιγμάτων*

l_{xn} = 3,00 m, l_{yn} = 3,00 m , 3,50 m και l_{yn} = 4,00 m

γ. *Έλεγχος λειτουργίας πλακών*

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{3{,}0}{3{,}0} = 1{,}00 > 2$$

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{3{,}5}{3{,}0} = 1{,}15 < 2$$

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{4{,}0}{3{,}0} = 1{,}33 < 2$$

Όλες οι πλάκες οπλίζονται σταυροειδώς. Εξετάζεται η δυσμενέστερη πλάκα ανοίγματος 4,00 κατά y και θα υπολογιστεί ο απαιτούμενος οριζόντιος οπλισμός. Με το ίδιο τρόπο οπλίζονται και οι υπόλοιπες μικρότερου ανοίγματος.

δ. *Μόνιμες δράσεις*

$$P = 1{,}35 \times 2{,}50 \times \frac{2{,}50}{3{,}00} \rightarrow P = 2{,}81 \text{ KN/m}$$

$$M_{yermin} = \frac{Pl^2}{m_{yermin}} = -\frac{2,81 \text{ x } 3,00^2}{13,20} \rightarrow M_{yermin} = 1,92 \text{ KNm}$$

ε. *Ωθήσεις Γαιών*

$P_{A1} = 1,35 \text{ x } (18,00 \text{ x } 3,00 \text{ x } 0,33) = 24,06 \text{ KN/m}$

$P_{A2} = 1,35 \text{ x } (10,0 \text{ x } 0,33) = 4,46 \text{ KN/m}$

$$M_{yermin} = \frac{P_{A1}l^2}{m_{yermin}} + \frac{P_{A2}l^2}{m_{yermin}} = \frac{24,06 \text{ x } 3,00^2}{13,20} + \frac{4,46 \text{ x } 3,00^2}{13,20} \rightarrow M_{yermin} = 19,45 \text{ KNm/m}$$

στ. *Ωθήσεις με σεισμό*

$P_{A1} = 18,00 \text{ x } 3,00 \text{ x } 0,51 = 27,54 \text{ KN/m}$

$P_{A2} = 10,0 \text{ x } 0,51 = 5,10 \text{ KN/m}$

$$M_{yermin} = \frac{P_{A1}l^2}{m_{yermin}} + \frac{P_{A2}l^2}{m_{yermin}} = \frac{27,54 \text{ x } 3,00^2}{13,20} + \frac{5,10 \text{ x } 3,00^2}{13,20} \rightarrow M_{yermin} = 22,25 \text{ KNm/m}$$

$M_{sdyermin} = 22,25 \text{ KNm/m}$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \text{ x } d^2 \text{ x } f_{cd}} = \frac{22,25}{1,00 \text{ x } 0,20^2 \text{ x } \frac{16 \text{ x } 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,05$$

$\omega = 0,0522$

$$A_s = \omega \text{ x } b \text{ x } d \text{ x } \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0522 \text{ x } 100 \text{ x } 20 \text{ x } \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 2,56 \text{ cm}^2\text{/m} < A_{smin}$$

Τοποθετείται ο ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m)

3.1.6 Πλάκα πυθμένα κατά x

Για τη διαστασιολόγηση της πλάκας του πυθμένα γίνεται η θεώρηση της έδρασης επί ελαστικού εδάφους. Οι φορτίσεις (που προέρχονται από το βάρος των τοιχείων και της πλάκας της ανωδομής) θεωρούνται σαν χαλαρή δέσμη φορτίων επάνω σε ένα ελαστικό σε κάμψη σώμα θεμελίωσης.

Η μεθοδολογία που ακολουθείται βασίζεται στη χρήση του δείκτη εδάφους. Στη μέθοδο αυτή, οι σχέσεις παραμορφώσεων μεταξύ του σώματος θεμελίωσης και του εδάφους θεμελίωσης συνδέονται με τη συνθήκη ότι, η καθίζηση του εδάφους

θεμελίωσης είναι ευθέως ανάλογη προς την πίεση του εδάφους που εξασκείται στην εκάστοτε θέση. Ο συντελεστής αναλογίας χαρακτηρίζεται σαν δείκτης εδάφους:

$$p = k \times w$$

όπου: w: καθίζηση σε cm
k: δείκτης εδάφους (MN/cm^3)
p: πίεση εδάφους (MN/cm^2)

Η εκτίμηση της τιμής του k γίνεται σύμφωνα με δύο μεθοδολογίες:

- Αν υπάρχει γεωτεχνική έρευνα, τότε η τιμή του k θα προκύψει από τα αποτελέσματα της.
- Αν δεν υπάρχει (όπως στη συγκεκριμένη περίπτωση), τότε είναι ανάγκη να γίνει εκτίμηση εκ των ενόντων.

Χαρακτηριστικό μέγεθος της μεθόδου είναι το ελαστικό μήκος (λ):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Ed^3}{12(1-\mu^2)k}}$$

όπου: E: μέτρο ελαστικότητας του σώματος θεμελίωσης ($28x10^6$ KN/m^2)
d: πάχος της πλάκας (0,25 m)
μ: μέτρο του Poisson, περίπου 0,2 για σκυρόδεμα
k: δείκτης εδάφους (0,01 KN/m^3)

Με αντικατάσταση των τιμών στον παραπάνω τύπο προκύπτει:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{28 \times 10^2 \times 25^3}{12(1-0{,}2^2)0{,}01}} = 140{,}00 \text{ cm}$$

Επίσης, ορίζεται μια αδιάστατη τετμημένη φ, που δίνεται από τη σχέση:

$$\varphi = \frac{x}{\lambda\sqrt{2}}$$

Η πλάκα φορτίζεται στη μία άκρη της με κατακόρυφο αξονικό φορτίο N (φορτίο τοιχώματος και πλακών), ροπή M και τέμνουσα δύναμη Q στη βάση του τοιχώματος

Με τη βοήθεια των παραπάνω μεγεθών και τον πίνακα 3.3 μπορεί να χαραχθούν τα διαγράμματα ροπών κάμψεως της πλάκας του πυθμένα της δεξαμενής, όπως

φαίνονται στους πίνακες 3.4 (κατά x), 3.5 (κατά y) και 3.6 (ενδιάμεσα τοιχώματα – μεσαία στήριξη).

Πίνακας 3.3

Ροπές, Τέμνουσες και τάσεις εδάφους για πλάκες σε ελαστική θεμελίωση										
x/λ	**φ**	**α**	**β**	**γ**	**α**	**β**	**γ**	**α**	**Β**	**γ**
0	0	0,3536	0,5000	0,3536	0,0000	1,0000	1,4142	0,5000	0,0000	0,5000
0,20	0,1414	0,2606	0,4297	0,3471	0,1730	0,7371	1,2154	0,4909	0,0865	0,3686
0,40	0,2828	0,1815	0,3619	0,3303	0,2974	0,5135	1,0236	0,4671	0,1487	0,2568
0,60	0,4243	0,1155	0,2981	0,3060	0,3808	0,3268	0,8432	0,4328	0,1904	0,1634
0,80	0,5657	0,0619	0,2398	0,2772	0,4305	0,1751	0,6781	0,3920	0,2152	0,0876
1,00	0,7071	0,0193	0,1875	0,2458	0,4530	0,0545	0,5302	0,3476	0,2265	0,0273
1,20	0,8485	-0,0135	0,1415	0,2136	0,4542	-0,0382	0,4002	0,3021	0,2271	-0,0191
1,40	0,9899	-0,0377	0,1020	0,1819	0,4394	-0,1067	0,2884	0,2573	0,2197	-0,0534
1,60	1,1314	-0,0547	0,0686	0,1517	0,4130	-0,1547	0,1940	0,2146	0,2065	-0,0774
1,80	1,2728	-0,0655	0,0411	0,1237	0,3786	-0,1854	0,1162	0,1750	0,1893	-0,0927
2,00	1,4142	-0,0715	0,0190	0,0983	0,3396	-0,2022	0,0536	0,1391	0,1698	-0,1011
2,20	1,5556	-0,0735	0,0161	0,0758	0,2985	-0,2079	0,0045	0,1072	0,1493	-0,1040
2,40	1,6971	-0,0724	-0,0116	0,0561	0,2570	-0,2048	-0,0327	0,0794	0,1285	-0,1024
2,60	1,8385	-0,0691	-0,0211	0,0394	0,2169	-0,1955	-0,0595	0,0557	0,1085	-0,0978
2,80	1,9799	-0,0642	-0,0275	0,0254	0,1792	-0,1816	-0,0776	0,0359	0,0896	-0,0908
3,00	2,1213	-0,0583	-0,0314	0,0140	0,1445	-0,1649	-0,0887	0,0198	0,0723	-0,0825
		M = αNλ, Q = βN, σ = γN/λ						M = AM', Q = βM'/λ, σ = γM'/λ^2		

I.B.: 1,35 x 0,25 x 3,00 x 25,00 = 25,3 KN/m

Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [1,75x(11+8)/2]/11 = 21,5 KN/m

46,8 KN/m

Συγκεντρωμένο φορτίο 60,0 KN

maxN = 60 + 46,8 = 106,80 KN/m

I.B.: 0,25 x 3,00 x 25,00 = 18,75 KN/m

Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [1,75x(11+8)/2]/11 = 21,5 KN/m

40,25 KN/m

Συγκεντρωμένο φορτίο 40,00 KN

minN = 40,25 + 40,00 = 80,25 KN/m

Η συνολική ροπή M’ που εφαρμόζεται στην πλάκα του πυθμένα είναι:

$$M' = M + Q\frac{h_f}{2}$$

όπου h_f το πάχος της πλάκας του πυθμένα

Για τις διαφορετικές καταπονήσεις της δεξαμενής υπολογίζεται η ροπή στην πλάκα έδρασης:

Μόνιμες δράσεις

Q = 46,87 KN/m

M = 39,06 KNm/m

M’= 39,06 + (46,87 x 0,125) = 44,92 KNm/m

Σεισμική δράση

Q = 28,17+12,79 = 40,56 KN/m

M = 55,04 KNm/m

M’ = 55,04 + (40,96 x 0,125) = 60,16 KNm/m

Ωθήσεις γαιών

Q = 36,63 KN/m, M = 41,58 KNm/m

M’ = 41,58 + (36,63 x 0,125) = 46,16 KNm/m

Q = 56,61 KN/m, M = 67,93 KNm/m

M = 67,93 + (56,61 x 0,125) = 75,00 KNm/m

maxM = 75,00 KNm/m / Q = 56,61 KN/m

minM = 44,92 KNm/m / Q = 46,87 KN/m

Πίνακας 3.4

Ροπές και διαγράμματα ροπών πλάκας έδρασης κατά x						
x/λ	**M_N**	**M_1**	**ΣM_1**	**M_N**	**M_2**	**ΣM_2**
0	0,00	37,50	37,50	0,00	22,46	22,46
0,20	25,87	36,82	62,68	19,44	22,05	41,49
0,40	44,47	35,03	79,50	33,41	20,98	54,40
0,60	56,94	32,46	89,40	42,78	19,44	62,22
0,80	64,37	29,40	93,77	48,37	17,61	65,98
1,00	67,73	26,07	93,80	50,89	15,61	66,51
1,20	67,91	22,66	90,57	51,03	13,57	64,60
1,40	65,70	19,30	85,00	49,37	11,56	60,92
1,60	61,75	16,10	77,85	46,40	9,64	56,04
1,80	56,61	13,13	69,73	42,54	7,86	50,40
2,00	50,78	10,43	61,21	38,15	6,25	44,40
2,20	44,63	8,04	52,67	33,54	4,82	38,35
2,40	38,43	5,96	44,38	28,87	3,57	32,44
2,60	32,43	4,18	36,61	24,37	2,50	26,87
2,80	26,79	2,69	29,49	20,13	1,61	21,75
3,00	21,61	1,49	23,09	16,23	0,89	17,12

α. *<u>Οπλισμός ανοίγματος κατά x άνω</u>*

M_{sd} = 93,80 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{93,80}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,22$$

ω = 0,26

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,26 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{56,61}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 12,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 16/15 (13,41 cm^2/m) άνω

β. *Οπλισμός ανοίγματος κατά x κάτω*

M_{sd} = 66,51 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{66,51}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,156$$

ω = 0,174

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,174 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{56,61}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 8,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 14/15 (10,26 cm^2/m) κάτω

3.1.7 Πλάκα πυθμένα κατά y

I.B.:	1,35 x 0,25 x 3,00 x 25,00	= 25,3 KN/m
Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [1,75x4,00)/2] / 4		= 12,4 KN/m
		37,7 KN/m

maxN = 37,70 KN/m

I.B.:	0,25 x 3,00 x 25,00	= 18,75 KN/m
Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [1,75x4,00)/2] / 4		= 12,40 KN/m
		31,15 KN/m

minN = 31,15 KN/m

Η συνολική ροπή M' που εφαρμόζεται στην πλάκα του πυθμένα είναι:

$$M' = M + Q\frac{h_f}{2}$$

όπου h_f το πάχος της πλάκας του πυθμένα

Μόνιμες δράσεις

Q = 46,87 KN/m

M = 39,06 KNm/m

M'= 39,06 + (46,87 x 0,125) = 44,92 KNm/m

Σεισμική δράση

Q = 10,93+10,49 = 21,42 KN/m

M = 26,89 KNm/m

M' = 26,89 + (21,42 x 0,125) = 60,16 KNm/m

Ωθήσεις γαιών

Q = 36,63 KN/m, M = 41,58 KNm/m

M' = 41,58 + (36,63 x 0,125) = 46,16 KNm/m

Q = 56,61 KN/m, M = 67,93 KNm/m

M = 67,93 + (56,61 x 0,125) = 75,00 KNm/m

maxM = 75,00 KNm/m / Q = 56,61 KN/m

minM = 26,89 KNm/m / Q = 21,42 KN/m

Πίνακας 3.5

Ροπές και διαγράμματα ροπών πλάκας έδρασης κατά y						
x/λ	**M_N**	**M_1**	**ΣM_1**	**M_N**	**M_2**	**ΣM_2**
0	0,00	37,50	37,50	0,00	13,45	13,45
0,20	9,13	36,82	45,95	7,54	13,20	20,74
0,40	15,70	35,03	50,73	12,97	12,56	25,53
0,60	20,10	32,46	52,56	16,61	11,64	28,24
0,80	22,72	29,40	52,12	18,77	10,54	29,31
1,00	23,91	26,07	49,98	19,76	9,35	29,10
1,20	23,97	22,66	46,63	19,81	8,12	27,93
1,40	23,19	19,30	42,49	19,16	6,92	26,08
1,60	21,80	16,10	37,89	18,01	5,77	23,78
1,80	19,98	13,13	33,11	16,51	4,71	21,22
2,00	17,92	10,43	28,36	14,81	3,74	18,55
2,20	15,75	8,04	23,79	13,02	2,88	15,90
2,40	13,56	5,96	19,52	11,21	2,14	13,34
2,60	11,45	4,18	15,63	9,46	1,50	10,96
2,80	9,46	2,69	12,15	7,81	0,97	8,78
3,00	7,63	1,49	9,11	6,30	0,53	6,83

α. *Ελάχιστος οπλισμός*

A_{smin} = 0,0015 x b x d (για S500) ➔ A_{smin} = 0,0015 x 100 x 20 ➔ A_{smin} = 3,00 cm^2/m

β. *Οπλισμός ανοίγματος κατά y άνω*

M_{sd} = 52,56 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{52,56}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,123$$

ω = 0,135

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,135 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{56,61}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 6,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 12/15 (7,54 cm^2/m) άνω

γ. *Οπλισμός ανοίγματος κατά y κάτω*

M_{sd} = 29,31 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{29,31}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,069$$

ω = 0,073

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,073 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} + \frac{56,61}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 3,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m) κάτω

3.1.8 Μεσαίες στηρίξεις πλάκας πυθμένα (ενδιάμεσα τοιχεία κατά y)

Συνδυασμός 1,35G + 1,50Q

I.B.:	1,35 x 0,25 x 3,00 x 25,00	= 25,3 KN/m
Φορτίο πλάκας: 14,2 KN/m^2 x [2x(1,75x4,00)/2] / 4		= 24,8 KN/m
		50,1 KN/m

maxN = 50,10 KN/m

Η συνολική ροπή M' που εφαρμόζεται στην πλάκα του πυθμένα είναι:

$$M' = M + Q\frac{h_f}{2}$$

όπου h_f το πάχος της πλάκας του πυθμένα

Μόνιμες δράσεις

Q = 46,87 KN/m

M = 39,06 KNm/m

M'= 39,06 + (46,87 x 0,125) = 44,92 KNm/m

Σεισμική δράση

Q = 15,29+10,49 = 25,78 KN/m

M = 31,69 KNm/m

M' = 31,69 + (25,78 x 0,125) = 34,91 KNm/m

maxM = 44,92 KNm/m / Q = 46,87 KN/m

Πίνακας 3.6

Ροπές και διαγράμματα ροπών πλάκας έδρασης στη μεσαία στήριξη				
x/λ	**M_N**	**M_1**	**$M_{κάτω}$**	**$M_{άνω}$**
0	24,80	22,46	47,26	2,34
0,20	18,28	22,05	40,33	-3,77
0,40	12,73	20,98	33,71	-8,25
0,60	8,10	19,44	27,54	-11,34
0,80	4,34	17,61	21,95	-13,27
1,00	1,35	15,61	16,97	-14,26
1,20	-0,95	13,57	12,62	-14,52
1,40	-2,64	11,56	8,91	-14,20
1,60	-3,84	9,64	5,80	-13,48
1,80	-4,59	7,86	3,27	-12,46
2,00	-5,02	6,25	1,23	-11,26
2,20	-5,16	4,82	-0,34	-9,97
2,40	-5,08	3,57	-1,51	-8,64
2,60	-4,85	2,50	-2,34	-7,35
2,80	-4,50	1,61	-2,89	-6,12
3,00	-4,09	0,89	-3,20	-4,98

α. *Οπλισμός μεσαίας στήριξης κατά y κάτω*

M_{sd} = 47,26 KNm/m

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{47,26}{1,00 \times 0,20^2 \times \frac{16 \times 10^3}{1,5}} \rightarrow \mu_{sd} = 0,11$$

ω = 0,119

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,119 \times 100 \times 20 \times \frac{\frac{16}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} \rightarrow A_s = 5,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται ∅ 10/15 (5,24 cm^2/m) κάτω

3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ

Το έδαφος της περιοχής Τσουρέδου, όπου θα κατασκευαστούν τα υπό μελέτη αντλιοστάσια, θεωρείται σχετικά καλής ποιότητας. Λαμβάνεται ‘’συντηρητικά’’ επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma_{επ}$ = 200 KN/m^2.

Για φόρτιση ορθογωνικής επιφάνειας με ομοιόμορφο φορτίο p, η τάση σ_z κάτω από τη γωνία της επιφάνειας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_z = i \times p$$

όπου ο συντελεστής i υπολογίζεται για διάφορες περιπτώσεις από νομογραφήματα. Ο συντελεστής i δίνεται σαν συνάρτηση του λόγου z/b και a/b, όπου z το βάθος που ζητούμε την τάση και a, b η μεγάλη και η μικρή πλευρά του ορθογωνίου αντίστοιχα. Θα υπολογιστούν οι τάσεις του εδάφους για βάθη 3, 6 και 10 μέτρα. Η φόρτιση της πλάκας έδρασης είναι ομοιόμορφη και έχει τιμή 49,00 KN/m^2.

α. *Υπολογισμός τάσης στην περίμετρο της δεξαμενής*

Για z = 3,00 m

$$\frac{a}{b} = \frac{11,00}{4,00} = 2,75$$

$$\rightarrow i = 0,22$$

$$\frac{z}{b} = \frac{3,00}{4,00} = 0,75$$

Για z = 6,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{11,00}{4,00} = 2,75$

➔ i = 0,15

$\frac{z}{b} = \frac{6,00}{4,00} = 1,50$

Για z = 10,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{11,00}{4,00} = 2,75$

➔ i = 0,10

$\frac{z}{b} = \frac{10,00}{4,00} = 2,50$

Επομένως οι τάσεις εδάφους στα αντίστοιχα βάθη είναι:

$\sigma_3 = 0,22 \times 49 = 10,78 KN/m^2 < 200\ KN/m^2$

$\sigma_6 = 0,15 \times 49 = 7,35\ KN/m^2 < 200\ KN/m^2$

$\sigma_{10} = 0,10 \times 49 = 4,90\ KN/m^2 < 200\ KN/m^2$

β. *Υπολογισμός τάσης στο κέντρο της δεξαμενής*

Για z = 3,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{5,50}{2,00} = 2,75$

➔ i = 0,150

$\frac{z}{b} = \frac{3,00}{2,00} = 1,50$

Για z = 6,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{5,50}{2,00} = 2,75$

➔ i = 0,08

$\frac{z}{b} = \frac{6,00}{2,00} = 3,00$

Για z = 10,00 m

$\frac{a}{b} = \frac{5,50}{2,00} = 2,75$

➔ i = 0,03

$\frac{z}{b} = \frac{10,00}{2,00} = 5,00$

Επομένως οι τάσεις εδάφους στα αντίστοιχα βάθη είναι:

$\sigma_3 = 4 \times 0,15 \times 49 = 29,40\ KN/m^2 < 200\ KN/m^2$

$\sigma_6 = 4 \times 0,08 \times 49 = 15,68\ KN/m^2 < 200\ KN/m^2$

$\sigma_{10} = 4 \times 0,03 \times 49 = 5,88\ KN/m^2 < 200\ KN/m^2$

Σάμος, Απρίλιος 2018

Ο ΣΥΝΤΑΞΑΣ

ΗΛΙΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΥ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ & ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ
Ο ΠΡΟΪΣΤΑΜΕΝΟΣ
Τ.Υ. ΔΗΜΟΥ ΙΚΑΡΙΑΣ

ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΚΑΤΣΑΦΑΡΟΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

Ψηφιακά υπογεγραμμένο
από ILIAS VASILEIOU
Ημερομηνία: 2020.08.27
09:46:19 EEST

NIKOLAOS KATSAFAROS

Digitally signed by NIKOLAOS KATSAFAROS
DN: cn=Hellenic Public Administration Certification Services, serialNumber=ERMIS-41668332, ou=DIMOS IKARIAS, ou=MUNICIPALITY OF IKARIA, c=GR, email=nikatsafaros@hotmail.com, sn=KATSAFAROS, givenName=NIKOLAOS, ou=ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΚΑΤΣΑΦΑΡΟΣ, cn=NIKOLAOS KATSAFAROS
Date: 2020.08.27 10:17:16 +03'00'