

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ



ΘΕΜΑ : **ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΣΥΓΚΕΚΡΙΜΕΝΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ
ΜΕ ΤΡΕΙΣ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ**

- 1) **ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ**
Εκλογή διατομής , έλεγχος ασφάλειας ανατροπής - ολίσθησης και τάσεων εδάφους , επιρροή του σεισμού , κατασκευαστικό σχέδιο.

- 2) **ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΠΡΟΒΟΛΟΣ (ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΣ)**
Εκλογή διατομής , έλεγχος ασφάλειας ανατροπής - ολίσθησης και τάσεων εδάφους , επιρροή του σεισμού , εκλογή οπλισμών, κατασκευαστικό σχέδιο.

- 3) **ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑ**
Υπολογισμός βάθους έμπηξης , εκλογή τύπου πασσαλοσανίδας , έλεγχος εδράσεως στο έδαφος , εκλογή μήκους αγκύρωσης , έλεγχος ασφάλειας αγκυρίου , επιρροή του σεισμού .

Συμπεράσματα και σύγκριση των τριών κατασκευών

Εισηγητής : ΑΘΑΝΑΣΙΑ ΚΕΡΜΑΝΙΔΟΥ Καθηγήτρια Τ.Ε.Ι. Πάτρας

Σπουδαστές : ΝΙΚΗΦΟΡΟΣ Χ. ΦΟΥΚΑΣ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΑΘ. ΤΣΙΡΚΑΣ

ΑΡΙΘΜΟΣ
ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ

2278



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

Τα στοιχεία μελέτης περιλαμβάνουν τα συγκεκριμένα εδαφοτεχνικά στοιχεία και τις διαστάσεις του εδάφους που θα αντιστηριχθεί. Όλα τα στοιχεία είναι κοινά και για τις τρεις μελέτες και είναι τα εξής :

Εδαφική στρώση Α : Ειδικό βάρος $\gamma = 1,92 \text{ t / m}^2$

Γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi = 37,5^\circ$

Εδαφική στρώση Β : Ειδικό βάρος $\gamma = 2,08 \text{ t / m}^2$

Γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi = 20^\circ$

Συνοχή $C = 2,0 \text{ t / m}$

Κινητό φορτίο : $\rho = 2,0 \text{ t / m}^2$

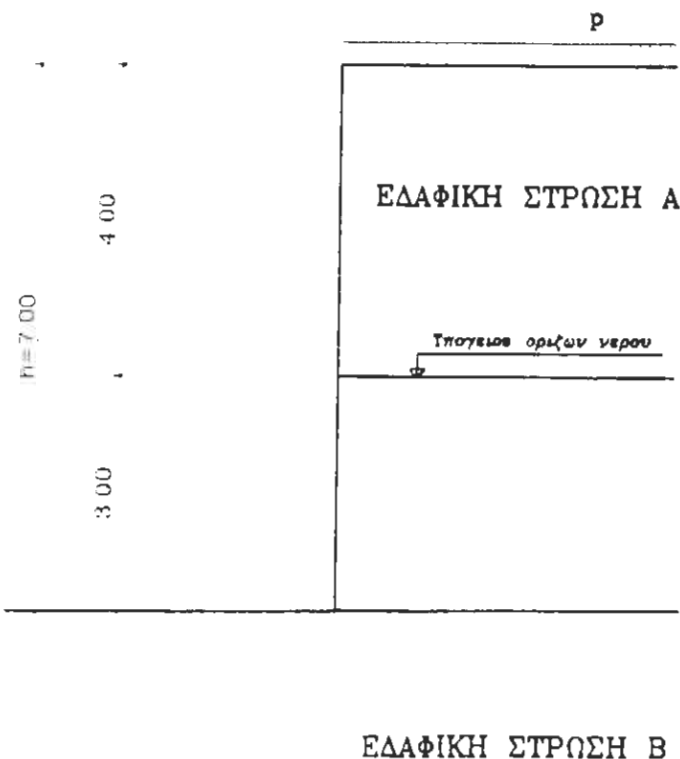
Στην στάθμη +3.00 υπάρχει υπόγειος ορίζοντας νερού.

Η εσωτερική παρειά του τοίχου είναι τραχεία με γωνία τριβής τοίχου-γαιών $\delta=(2/3)\varphi$.

Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν είναι :

- Τοίχος Βαρύτητας : Αοπλο σκυρόδεμα Β225.
- Τοίχος Πρόβολος Οπλισμένος : Σκυρόδεμα Β225 , χάλυβας st III.
- Μεταλλική Πασσαλοσανίδα : Υλικά εμπορίου μάρκας HOESCH.

Οι κανονισμοί σκυροδέματος (παλαιό DIN 1045) και αντισεισμικής προστασίας (DIN 4149) που χρησιμοποιούνται είναι παλαιοί και δεν χρησιμοποιούνται σήμερα λόγω της τεχνολογικής τους εξέλιξης. Έτσι αυτή η πτυχιακή είναι καθαρά σε σπουδαστικό επίπεδο.



ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΩΝ

λ_{aw}	:	Συντελεστής ενεργητικής ωθήσεως
λ_p	:	Συντελεστής παθητικής ωθήσεως
e_a	:	Τάσεις γαιών
E	:	Ενεργητική ώθηση
E_p	:	Παθητική ώθηση
G	:	Βάρος τοίχου (σκυρόδεμα)
δ	:	Γωνία τριβής τοίχου - γαιών
V	:	Κατακόρυφα φορτία
H	:	Οριζόντια φορτία

ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΠΡΟΒΟΛΟΣ (ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΣ)

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΩΝ

λ_{aw}	:	Συντελεστής ενεργητικής ωθήσεως
λ_p	:	Συντελεστής παθητικής ωθήσεως
e_a	:	Τάσεις γαιών
E	:	Ενεργητική ώθηση
E_p	:	Παθητική ώθηση
G	:	Βάρος τοίχου (σκυρόδεμα)
P	:	Δύναμη που οφείλεται στο κινητό φορτίο
W	:	Βάρος γαιών που εδράζονται στο πέλμα του τοίχου
δ	:	Γωνία τριβής τοίχου - γαιών
V	:	Κατακόρυφα φορτία
H	:	Οριζόντια φορτία

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑ

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΩΝ

λ_{ah}	:	Συντελεστής ενεργητικής ώθησης
λ_{ph}	:	Συντελεστής παθητικής ώθησης
u	:	Σημείο μηδενισμού των ωθήσεων
h	:	Ύψος που αναγράφεται στο σχήμα της μεταλλικής πασσαλοσανίδας
h_A	:	Ύψος που αναγράφεται στο σχήμα της μεταλλικής πασσαλοσανίδας
h'	:	Ύψος που αναγράφεται στο σχήμα της μεταλλικής πασσαλοσανίδας
$h_{A'}$:	Ύψος που αναγράφεται στο σχήμα της μεταλλικής πασσαλοσανίδας
e	:	Τάση
E_{ah}	:	Ενεργητική ώθηση
E_{ah}'	:	Ενεργητική ώθηση στη πασσαλοσανίδα για την ασφάλεια της αγκύρωσης
E_{ih}	:	Ενεργητική ώθηση στον ισοδύναμο τοίχο αγκύρωσης
a_p	:	Απόσταση που αναγράφεται στο σχήμα της μεταλλικής πασσαλοσανίδας
η_p	:	Συντελεστής μείωσης παθητικής ωθήσεως
t	:	Βάθος έμπηξης πασσαλοσανίδας
B	:	Στατικά απαιτούμενη δύναμη παθητικής ώθησης
A	:	Στατικά απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης
M_F	:	Ροπή της B
W_x	:	Απαιτούμενη ροπή αντίστασης της πασσαλοσανίδας
G_1, G_2	:	Βάρος γαιών
EG	:	Βάρος πασσαλοσανίδας ανά μέτρο μήκους
Q_1, Q_2	:	Αντιδράσεις επάνω στην επιφάνεια ολίσθησης
A_{mh}	:	Υπάρχουσα δύναμη αγκύρωσης

ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

ΓΕΝΙΚΑ

Οι τοίχοι βαρύτητας (άοπλο σκυρόδεμα) ονομάζονται έτσι γιατί το ίδιο βάρος τους αποτελεί τον κύριο παράγοντα ευστάθειας και συμπεριφέρονται ως άκαμπτα συστήματα.

Το πλεονέκτημα τους είναι ότι έχουν μικρότερο κόστος κατασκευής (υλικών, εργατικών) ,σε σύγκριση με άλλες λύσεις αντιστήριξης ενώ μειονεκτούν γιατί παρουσιάζουν μεγάλες διατομές οι οποίες δεν είναι καλαίσθητες σε σχέση με τον περιβάλλοντα χώρο.

Οι άοπλοι ή τοίχοι βαρύτητας ανάλογα με την μορφή του πρανούς που αντιστηρίζουν διακρίνονται σε :

- Τοίχους στέψεως όταν το έδαφος είναι οριζόντιο.
- Τοίχους ποδός όταν πίσω από τον τοίχο υπάρχει επίχωμα με κλίση.

Η μελέτη ενός τοίχου βαρύτητας γίνεται βάσει υπάρχοντος κανονισμού ως εξής :

- Επιλογή διατομής.
- Υπολογισμός φορτίων ευστάθειας του τοίχου (ίδιο βάρος,παθητική ώθηση γαιών) και φορτίων ανατροπής (ενεργητική ώθηση γαιών).
- Έλεγχος ασφάλειας σε ανατροπή με συντελεστή ασφάλειας βάσει κανονισμών $n \geq 1,5$.
- Έλεγχος ασφάλειας σε ολίσθηση με συντελεστή ασφάλειας βάσει κανονισμών $n \geq 1,5$.
- Έλεγχος τάσεων εδάφους ($\sigma_{\max} < \sigma_{\text{επτρ. εδαφ.}}$).

Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι γίνονται και με την επιρροή του σεισμού σύμφωνα με τον κανονισμό DIN 4149 και με συντελεστή ασφάλειας ανατροπής,ολίσθησης $n \geq 1,0$.

ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΠΡΟΒΟΛΟΣ (ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΣ)

ΓΕΝΙΚΑ

Οι τοίχοι από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν την προσηγορότερη λύση για την αντιμετώπιση προβλημάτων αντιστήριξης .
Με απλό και οικονομικό τρόπο επιτρέπουν :

- Την παραλαβή σημαντικών ωθήσεων γαιών, ακόμα και για ύψη μεγαλύτερα από 6 μέτρα.
- Την εξασφάλιση ασταθών και επικίνδυνων εδαφών.
- Την παραλαβή κατακόρυφων φορτίσεων , και
- Τη δημιουργία καλαίσθητων ορατών όψεων.

Η τυπική τους διατομή είναι μία οπλισμένη πλάκα σκυροδέματος ,με ελαφριά κλίση των δύο επιφανιών της ή του άξονά της. Η θεμελίωση της γίνεται με τη βοήθεια αμφιπλεύρου ή μονοπλεύρου πεδίλου. Σε ορισμένες περιπτώσεις κατασκευάζονται και ανακουφιστικοί πρόβολοι για τη μείωση της ώθησης των γαιών.

Η μελέτη ενός τοίχου οπλισμένου σκυροδέματος γίνεται βάσει υπάρχοντος κανονισμού ως εξής :

- Επιλογή διατομής.
- Υπολογισμός φορτίων ευστάθειας του τοίχου (ίδιο βάρος, παθητική ώθηση γαιών) και φορτίων ανατροπής (ενεργητική ώθηση γαιών).
- Έλεγχος ασφάλειας σε ανατροπή με συντελεστή ασφάλειας βάσει κανονισμών $n \geq 1,5$.
- Έλεγχος ασφάλειας σε ολίσθηση με συντελεστή ασφάλειας βάσει κανονισμών $n \geq 1,5$.
- Έλεγχος τάσεων εδάφους ($\sigma_{\max} < \sigma_{\text{επιτρ. εδαφ.}}$).
- Εκλογή οπλισμού διατομών.

Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι γίνονται και με την επιρροή του σεισμού σύμφωνα με τον κανονισμό DIN 4149 και με συντελεστή ασφάλειας ανατροπής, ολίσθησης $n \geq 1,0$.

Για ύψη μεγαλύτερα από 6 μέτρα το οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί την καλύτερη λύση του προβλήματος αντιστηρίξεων.

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑ

ΓΕΝΙΚΑ

Οι τοίχοι από μεταλλικές πασσαλοσανίδες με αγκύρωση αποτελούνται από συστοιχίες κατακορύφων πασσαλοσανίδων που πακτώνονται σε στερεό έδαφος με κατάλληλο μηχανήμα (πασσαλομπήκτης) και τις αγκυρώσεις που τοποθετούνται κατά μήκος της κατασκευής με κατασκευαστικό τρόπο που φαίνεται στο τέλος της σχετικής μελέτης που γίνεται σε αυτή την πτυχιακή εργασία.

Οι αντιστηρίξεις με μεταλλικές πασσαλοσανίδες μπορούν να πραγματοποιηθούν ως μόνιμες αλλά και ως προσωρινές κατασκευές που δίνουν τη δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν τα ίδια υλικά για κάποια άλλη μελλοντική αντιστήριξη.

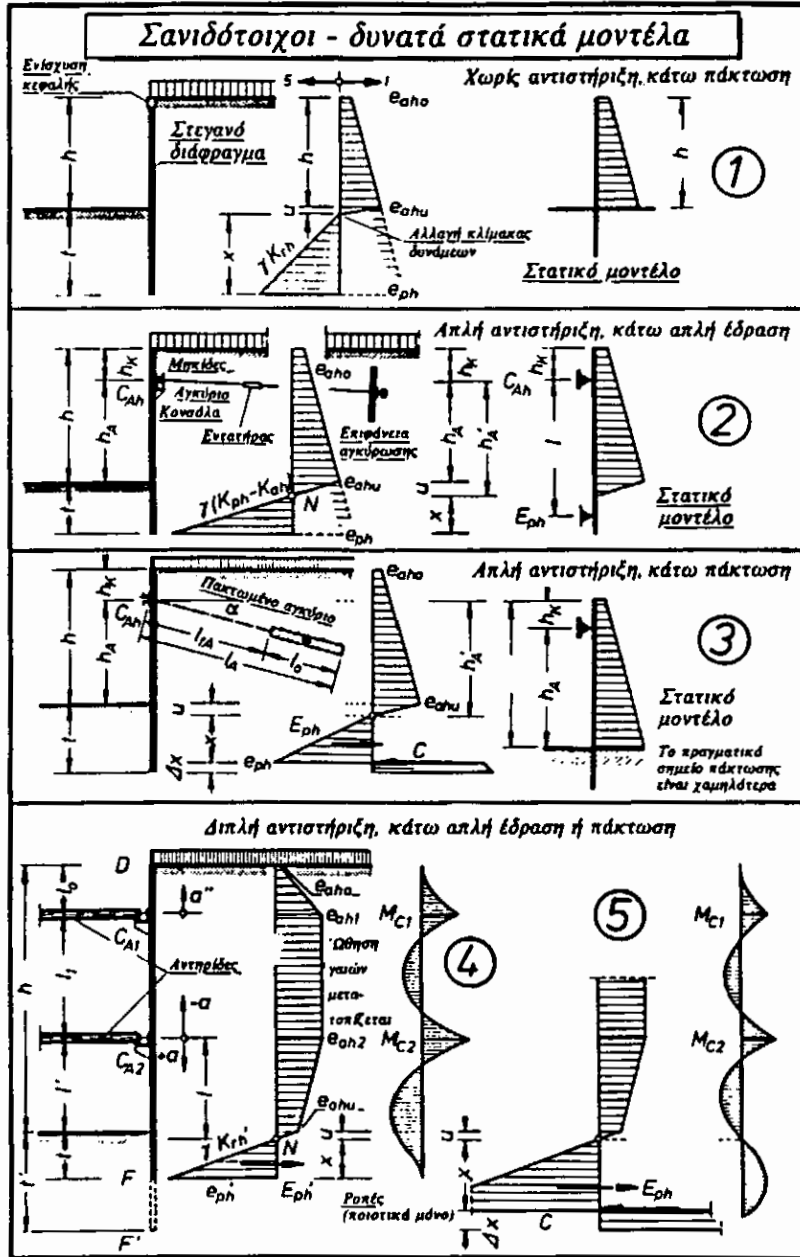
Οι μεταλλικές πασσαλοσανίδες μπορούν να κατασκευαστούν με τέσσερις διαφορετικές μεθόδους μελέτης (στατικά μοντέλα). (βλ. πίσω σελίδα).

Η ευστάθεια τους οφείλεται στην παθητική αντίσταση του εδάφους που βρίσκεται μπροστά από τον τοίχο και την ελκτική δύναμη της αγκύρωσης όπου αυτή υπάρχει . Η συμπεριφορά τους είναι πολύπλοκη και για αυτό το λόγο γίνονται ανάλογες παραδοχές.

Η μελέτη της μεταλλικής πασσαλοσανίδας που υπάρχει στη πτυχιακή εργασία γίνεται για απλή έδραση (ή μέθοδος περιστρεπτού άκρου) και απλή αντιστήριξη και περιλαμβάνει τα εξής :

- Υπολογισμός βάθους έμπηξης
- Εκλογή τύπου πασσαλοσανίδας
- Έλεγχος εδράσεως στο έδαφος
- Εκλογή μήκους αγκύρωσης
- Έλεγχος ασφάλειας αγκυρίου

Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι γίνονται και με την επιρροή του σεισμού



- Δυνατά στατικά μοντέλα επιλύσεως μεταλλικής πασσαλοσανίδας

ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

(ΧΩΡΙΣ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ)

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΑΣΕΩΝ

ΕΙΔΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΥΨΟΣ	ΙΔΑΝΙΚΟ ΥΨΟΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΣΥΝΤ.ΕΝΕΡΓ. ΩΘΗΣΕΩΣ λ_{av}	ΤΑΣΗ e_a	ΤΑΣΗ $e_a - e_c$
1.	2. [m]	3. [m]	4. [t / m ³]	5.	6. [t/m ²]	7. [t/m ²]
Εδαφ. στρώση Α	+7.0	$(\rho/\gamma)=2.0/1.92=1.042$	1.92	0.22	0.44	—
Στρώση Α προ υπογ.οριζοντα νερού	+3.0	$1.042+4=5.042$	1.92	0.22	2.12	—
Υπόγειος οριζ. νερού	+3.0	$\gamma_1 / (\gamma_1 - \gamma_w) \times 5.042 =$ 10.52	0.92	0.22	2,12	—
Πριν την αλλαγή εδάφους	+0.0	$10.52+3=13.52$	0.92	0.22	2.736	—
Αλλαγή εδάφους σε στρώση Β	+0.0	$(\gamma_1 - \gamma_w) / (\gamma_2 - \gamma_w) \times$ $13.52 = 11.51$	1.08	0.44	5,47	2.67
Εδαφική στρώση Β	-2.0	$11.51+2=13.52$	1.08	0.44	6.42	3.62

$$e_c = \lambda_a \times C = 1.4 \times 2.0 = 2.80 \text{ t/m}^2 \text{ με } \lambda_a = 2 \text{ tg}(45 - \rho/2) = 2 \text{ tg}(35) = 1.40$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΘΗΤΙΚΗΣ ΩΘΗΣΕΩΣ

Η γωνία τριβής τοίχου- γαιών είναι $\delta = (2/3) \varphi = (2/3) 20 = 13.33$ και ο συντελ. παθητικής ώθησης $\lambda_p = e \varphi^2 [45 + (\varphi/2)]$

$$E_p = (1/2) \times (\gamma - \gamma_w) \times h^2 \times \lambda_p + 2 \times C \times h \times \sqrt{\lambda_p} =$$

$$(1/2) \times (\gamma - \gamma_w) \times h^2 \times e \varphi^2 [45 + (\varphi/2)] + 2 \times C \times h \times e \varphi [45 + (\varphi/2)] =$$

$$(1/2) \times (2.08 - 1.00) \times 2^2 \times e \varphi^2 55 + 2 \times 2 \times 2 \times e \varphi 55 = 15.83 \text{ t}$$

Οι συνιστώσες της E_p είναι $E_p' = E_p \cos \delta = 15.40 \text{ t}$ και $E_p'' = E_p \sin \delta = 3.65 \text{ t}$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ

Ο υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων θα γίνει βάσει του διαγράμματος τάσεων (βλ. επόμενη σελίδα).

$$E_1 = e_{a1} \times h/2 = 0.44 \times 4.00 / 2 = 0.88 \text{ t}$$

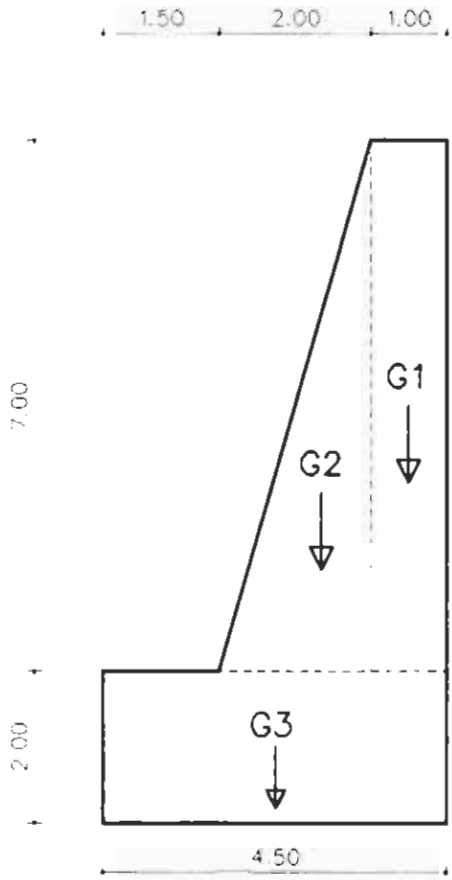
$$E_4 = 2.736 \times 3.00 / 2 = 4.10 \text{ t}$$

$$E_2 = 2.12 \times 4.00 / 2 = 4.24 \text{ t}$$

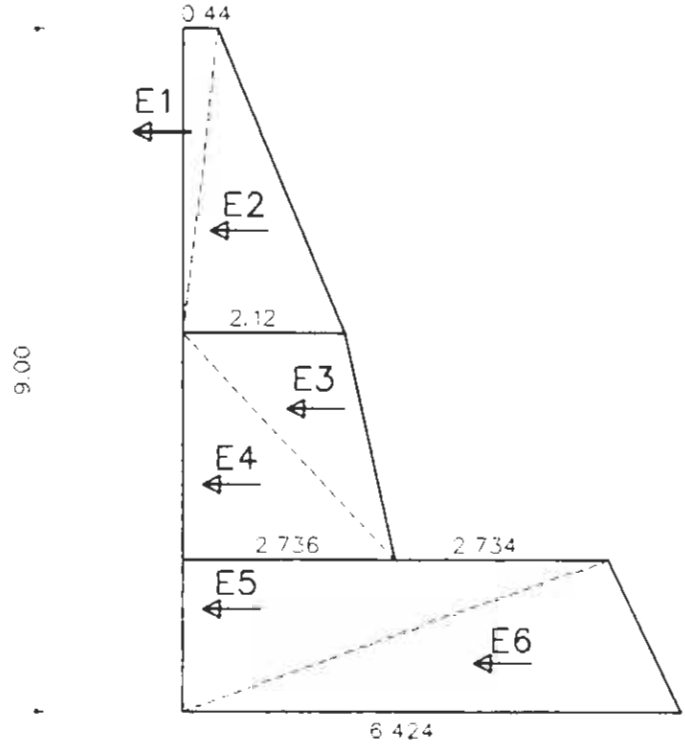
$$E_5 = (2.736 + 2.734) \times 2.00 / 2 = 5.47 \text{ t}$$

$$E_3 = 2.12 \times 3.00 / 2 = 3.18 \text{ t}$$

$$E_6 = 6.42 \times 2.00 / 2 = 6.42 \text{ t}$$

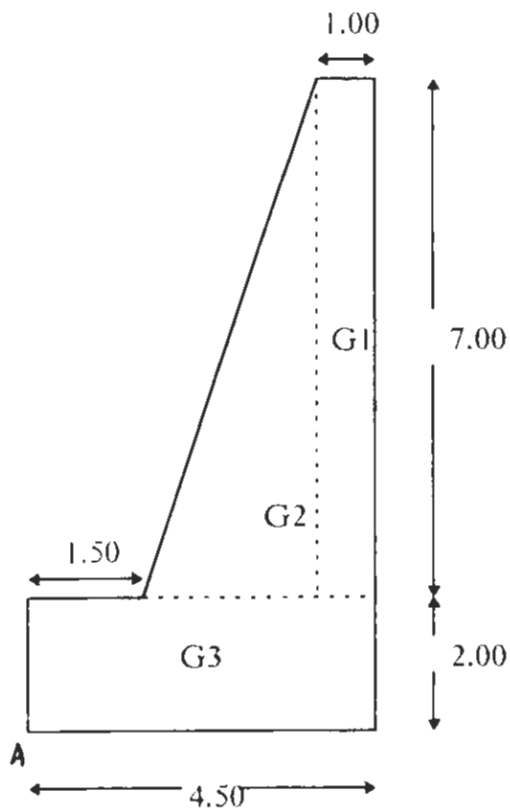


ΤΟΜΗ ΤΟΙΧΟΥ



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΑΣΕΩΝ

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΙ ΡΟΠΩΝ
ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΑΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ**



$$G_1 = 1.00 \times 7.00 \times 2.20 = 15.4 \text{ t}$$

$$G_2 = (1/2) \times 2.00 \times 7.00 \times 2.20 = 15.4 \text{ t}$$

$$G_3 = 2.00 \times 4.50 \times 2.20 = 19.8 \text{ t}$$

ΚΑΤΑΚΟΡ. ΦΟΡΤΙΑ	ΜΕΤΡΟ ΦΟΡΤΙΩΝ V	ΑΠΟΣΤΑΣ. ΑΠΟ Α	ΡΟΠΗ M _v	ΟΡΙΖΟΝΤ. ΦΟΡΤΙΑ	ΜΕΤΡΟ ΦΟΡΤΙΩΝ H	ΑΠΟΣΤΑΣ. ΑΠΟ Α	ΡΟΠΗ M _H
1.	2.[t]	3.[m]	4.[t m]	5.	6.[t]	7.[m]	8.[t m]
G ₁	15.40	4.00	61.60	E ₁	0.88	7.67	6.75
G ₂	15.40	2.83	43.582	E ₂	4.24	6.34	26.88
G ₃	19.80	2.25	44.55	E ₃	3.18	4.00	15.90
E ₁ '	0.41	4.50	1.845	E ₄	4.10	3.00	12.30
E ₂ '	1.976	4.50	8.892	E ₅	5.47	1.34	7.32
E ₃ '	1.48	4.50	6.66	E ₆	6.42	0.66	4.24
E ₄ '	1.92	4.50	8.64	E _p '	-15.40	0.66	-10.164
E ₅ '	1.32	4.50	5.94				
E ₆ '	1.54	4.50	6.93				
E _p ''	3.65	0.00	0.00				
Σύνολο	62.896		188.639		8.90		63.226

Οι E₁', E₂', E₃', E₄', E₅', E₆' είναι τα κατακόρυφα μερίδια των ωθήσεων που προκύπτουν σύμφωνα με την μέθοδο του Coulomb βάσει της γωνίας τριβής τοίχου- γαιών δ. Αυτά τα μερίδια βοηθούν την ευστάθεια του τοίχου

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡΟΠΗ ΚΑΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗ

-ΑΝΑΤΡΟΠΗ

Συντελεστής ασφάλειας ανατροπής $n \geq 1.5$

$$n = M_V / M_H = 188.639 / 63.226 = 2.98 > 1.5$$

Αρα ο τοίχος σύμφωνα με τον έλεγχο δεν ανατρέπεται.

-ΟΛΙΣΘΗΣΗ

Συντελεστής ασφάλειας ολίσθησης $n \geq 1.5$

Για $\varphi = 20^\circ$ έχουμε $\delta = (2/3)\varphi = 13.33^\circ$ και $\epsilon\varphi\delta = 0.237$

$$n = V \epsilon\varphi\delta / H = 62.896 \times 0.237 / 8.90 = 1.67 > 1.5$$

Αρα ο τοίχος σύμφωνα με τον έλεγχο δεν ολισθαίνει.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ ΕΛΑΦΟΥΣ

Η επιτρεπόμενη τάση του συγκεκριμένου εδάφους είναι $\sigma_{εκ.} = 30 \text{ t / m}^2$

$$\lambda \times G_{ολ} = \Sigma M_G \Rightarrow \lambda = 149.732 / 50.60 = 2.96 \text{ m .}$$

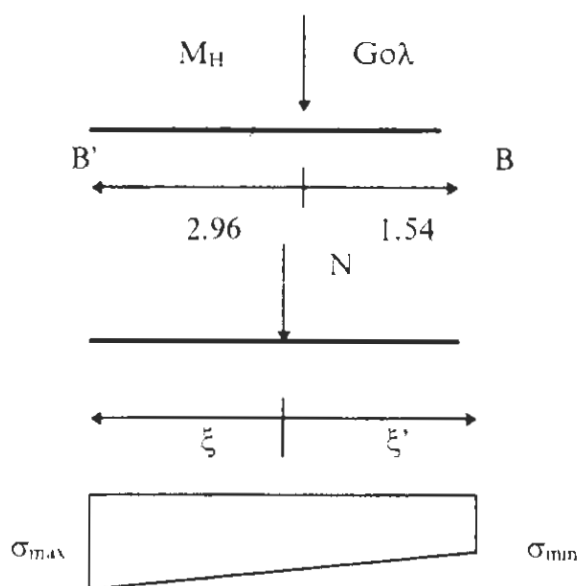
$$\xi' \times N = (1.54 \times G_{ολ}) + M_{Hl} \Rightarrow \xi' = [(1.54 \times 50.60) + 63.226] / 50.60 = 2.28 \text{ m. με } N = G_{ολ}$$

Η εκκεντρότητα είναι $e = (b/2) - \xi = (4.50/2) - 2.22 = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$

$$\sigma_{\max/\min} = (N/A) (1 \pm 6e/b) = [50600 / (450 \times 100)] (1 \pm 6 \times 3 / 450) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 1.17 \text{ kg/cm}^2 = 11.70 \text{ t/m}^2 < 30 \text{ t / m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.08 \text{ kg/cm}^2 = 10.8 \text{ t/m}^2$$



ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ
(ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ)

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΚΑΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ
ΚΑΙ ΡΟΠΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΑΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ**

Ο σεισμός δημιουργεί στον τοίχο οριζόντιες δυνάμεις $H' = G' = \epsilon \times G$, όπου ϵ είναι ο σεισμικός συντελεστής ο οποίος λαμβάνεται $\epsilon=0.08$ και G το βάρος του τοίχου .

Η επιρροή του σεισμού επί των γαιών αντιμετωπίζεται κατά DIN 4149, δηλ. αύξηση της ωθήσεως γαιών λόγω ιδίου βάρους 25% και της ωθήσεως λόγω κινητού φορτίου κατά 12.5%.

Στους παρακάτω υπολογισμούς θα λάβουμε προσαύξηση 25% που είναι προς την πλευρά της ασφάλειας.

ΚΑΤΑΚ. ΦΟΡΤΙΑ	ΜΕΤΡΟ V	ΣΕΙΣΜ. ΣΥΝΤ.	ΦΟΡΤΙΟ ΣΕΙΣΜ. V'	ΑΠΟΣΤ. ΑΠΟ Α	ΡΟΠΗ ΕΥΣΤ. Μ'	ΟΡΙΖΟΝ. ΦΟΡΤΙΑ	ΜΕΤΡΟ H	ΣΕΙΣΜ. ΣΥΝΤ.	ΦΟΡΤΙΟ ΣΕΙΣΜ. H'	ΑΠΟΣΤ. ΑΠΟ Α	ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡ. Μη'
G ₁	15.40	-	15.40	4.00	61.60	G ₁ '	15.40	x0.08	1.232	5.50	6.776
G ₂	15.40	-	15.40	2.83	43.582	G ₂ '	15.40	x0.08	1.232	4.33	5.33
G ₃	19.80	-	19.80	2.25	44.55	G ₃ '	19.80	x0.08	1.584	1.00	1.584
E ₁ '	0.41	+25%	0.512	4.50	2.30	E ₁	0.88	+25%	1.10	7.67	8.437
E ₂ '	1.976	+25%	2.47	4.50	11.11	E ₂	4.24	+25%	5.30	6.34	33.602
E ₃ '	1.48	+25%	1.85	4.50	8.325	E ₃	3.18	+25%	3.975	4.00	15.90
E ₄ '	1.92	+25%	2.40	4.50	10.80	E ₄	4.10	+25%	5.125	3.00	15.375
E ₅ '	1.32	+25%	1.65	4.50	7.425	E ₅	5.47	+25%	6.837	1.34	9.16
E ₆ '	1.54	+25%	1.925	4.50	8.66	E ₆	6.42	+25%	8.025	0.66	5.30
E _p '	3.65	+25%	4.562	0.00	0.00	E _p	-15.40	+25%	-19.25	0.66	-12.70
Σύνολ			65.97		198.35				13.98		88.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡΟΠΗ ΚΑΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗ

- ΑΝΑΤΡΟΠΗ

Συντελεστής ασφάλειας ανατροπής με την επιρροή σεισμού $n \geq 1,00$

$$n = M_{\nu'} / M_{H'} = 198.352 / 88.00 = 2.25 > 1.00$$

Αρα σύμφωνα με τον έλεγχο ο τοίχος δεν ανατρέπεται.

-ΟΛΙΣΘΗΣΗ

Συντελεστής ασφάλειας ολίσθησης με την επιρροή σεισμού $n \geq 1,00$

Για $\varphi=20^\circ$ έχουμε $\delta=(2/3)\varphi= 13,33^\circ$ και $\epsilon\varphi\delta=0.237$

$$n = V'\epsilon\varphi\delta / H' = (65.97 \times 0.237) / 13.98 = 1.11 > 1.00$$

Αρα σύμφωνα με τον έλεγχο ο τοίχος δεν ολισθαίνει.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ

$$\lambda \times G_{o\lambda} = \Sigma M_{Gi} \Rightarrow \lambda = 149.732 / 50.60 = 2.96 \text{ m}$$

$$\Sigma M_{Hi} = 0$$

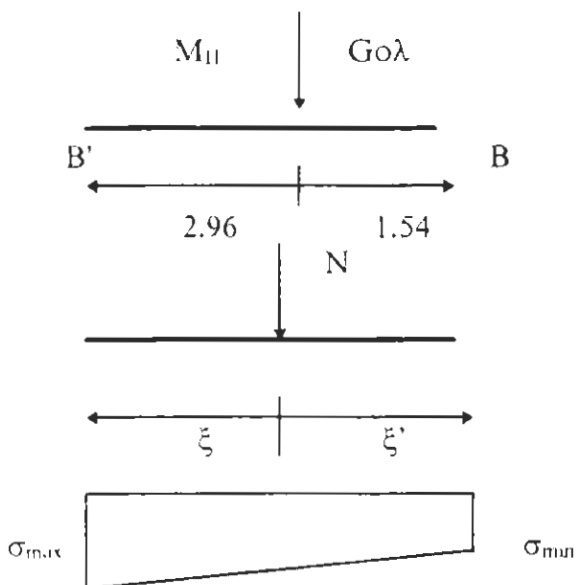
$$\xi' \times N = (1.54 \times G_{o\lambda}) + M_{H'} \Rightarrow \xi' = [(1.54 \times 50.60) + 88.00] / 50.60 = 2.77 \text{ m} \text{ με } N = G_{o\lambda}$$

$$\text{Η εκκεντρότητα είναι } e = (b/2) - \xi = (4.50 / 2) - 1.73 = 0.52 \text{ m} = 52 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max \text{ min}} = N/A (1 \pm (6e/b)) = [50600 / (450 \times 100)] [1 \pm (6 \times 52/450)] \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 1.904 \text{ kg/cm}^2 = 19.04 \text{ t/m}^2 < 30 \text{ t/m}^2$$

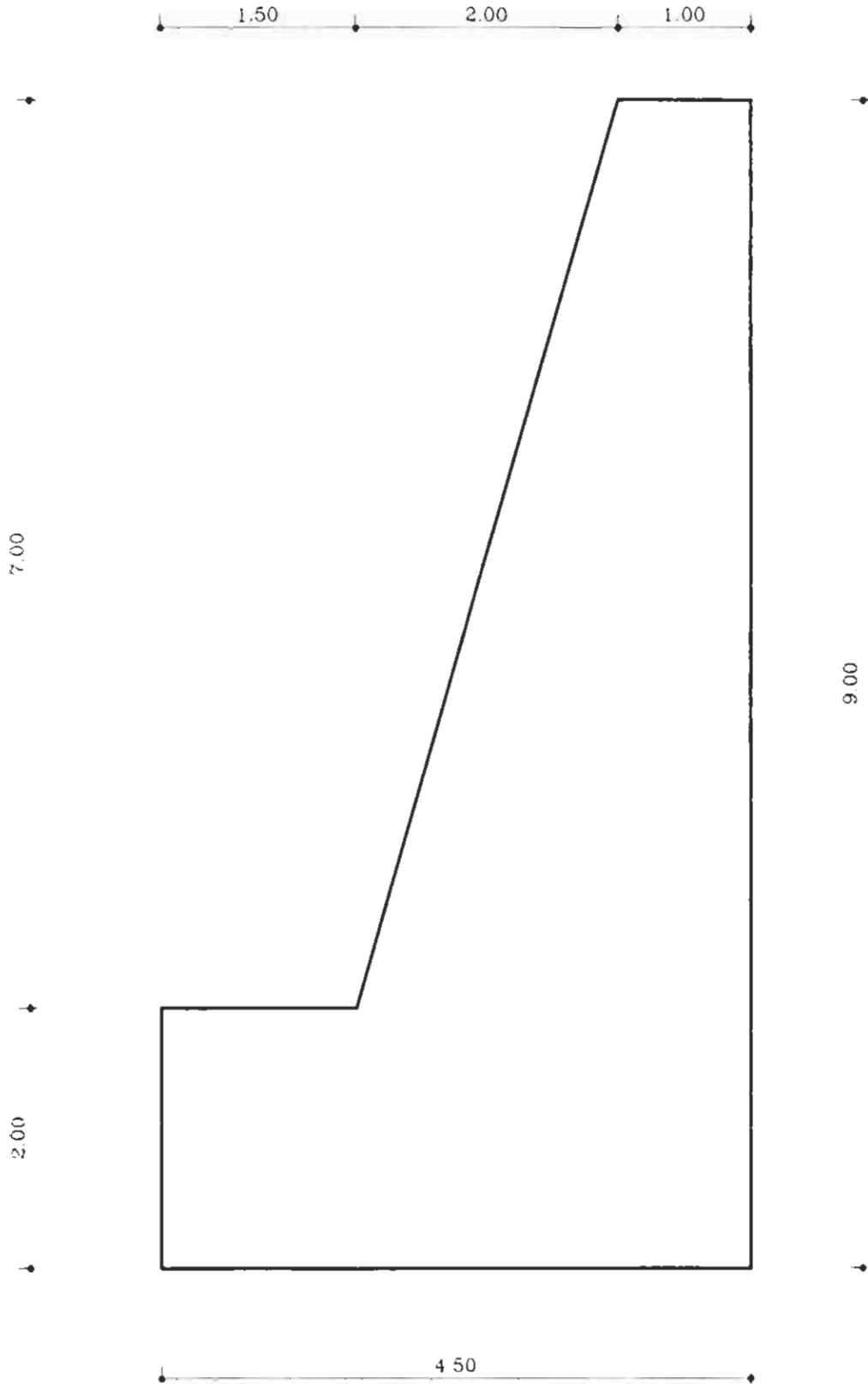
$$\sigma_{\min} = 0.344 \text{ kg/cm}^2 = 3.44 \text{ t/m}^2$$



ΤΟΜΗ ΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

ΤΑΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΤΗΣ : ΑΟΠΛΟ ΣΚΤΡΟΔΕΜΑ Β225

ΚΛ : 1/50



ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΣ

(ΧΩΡΙΣ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΣΕΙΣΜΟΥ)

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΑΣΕΩΝ

ΕΙΔΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΥΨΟΣ	ΙΔΑΝΙΚΟ ΥΨΟΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΣΥΝΤ.ΕΝΕΡΓ. ΩΘΗΣΕΩΣ λ_{av}	ΤΑΣΗ e_a	ΤΑΣΗ $e_a - e_c$
1.	2. [m]	3. [m]	4. [t / m ³]	5.	6.[t/m ²]	7.[t/m ²]
Εδαφ. στρώση Α	+7.0	$(\rho/\gamma)=2.0/1.92=1.042$	1.92	0.22	0.44	-
Στρώση Α προ υπογ.οριζ. νερού	+3.0	$1.042+4=5.042$	1.92	0.22	2.12	-
Υπόγειος οριζ. νερού	+3.0	$\gamma_1 / (\gamma_1 - \gamma_w) \times 5.042 =$ 10.52	0.92	0.22	2,12	-
Πριν την αλλαγή εδάφους	+0.0	$10.52+3=13.52$	0.92	0.22	2.736	-
Αλλαγή εδάφους σε στρώση Β	+0.0	$(\gamma_1 - \gamma_w) / (\gamma_2 - \gamma_w) \times$ $13.52 = 11.51$	1.08	0.44	5,47	2.67
Εδαφική στρώση Β	-1.30	$11.51+1.30=13.52$	1.08	0.44	6.08	3.28

$$e_c = \lambda_a \times C = 1.4 \times 2.0 = 2.80 \text{ t/m}^2 \text{ με } \lambda_a = 2 \text{ tg}(45 - \rho/2) = 2 \text{ tg}(35) = 1.40$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΘΗΤΙΚΗΣ ΩΘΗΣΕΩΣ

Η γωνία τριβής τοίχου- γαιών είναι $\delta = (2/3) \varphi = (2/3) 20 = 13.33$ και ο συντελ. παθητικής ώθησης $\lambda_p = e \varphi^2 [45 + (\varphi/2)]$

$$E_p = (1/2) \times (\gamma - \gamma_w) \times h^2 \times \lambda_p + 2 \times C \times h \times \lambda_p =$$

$$E_p = (1/2) \times (\gamma - \gamma_w) \times h^2 \times e \varphi^2 [45 + (\varphi/2)] + 2 \times C \times h \times e \varphi [45 + (\varphi/2)] =$$

$$(1/2) \times 1.08 \times (1.30)^2 \times e \varphi^2 55 + 2 \times 2.00 \times 1.30 \times e \varphi 55 = 9.28 \text{ t}$$

Οι συνιστώσες της E_p είναι $E_p' = E_p \cos \delta = 9.03 \text{ t}$ και $E_p'' = E_p \sin \delta = 2.14 \text{ t}$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ

Ο υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων θα γίνει σύμφωνα με το διάγραμμα τάσεων (βλ. επόμενη σελίδα)

$$E_1 = 0.44 \times 4.00/2 = 0.88 \text{ t}$$

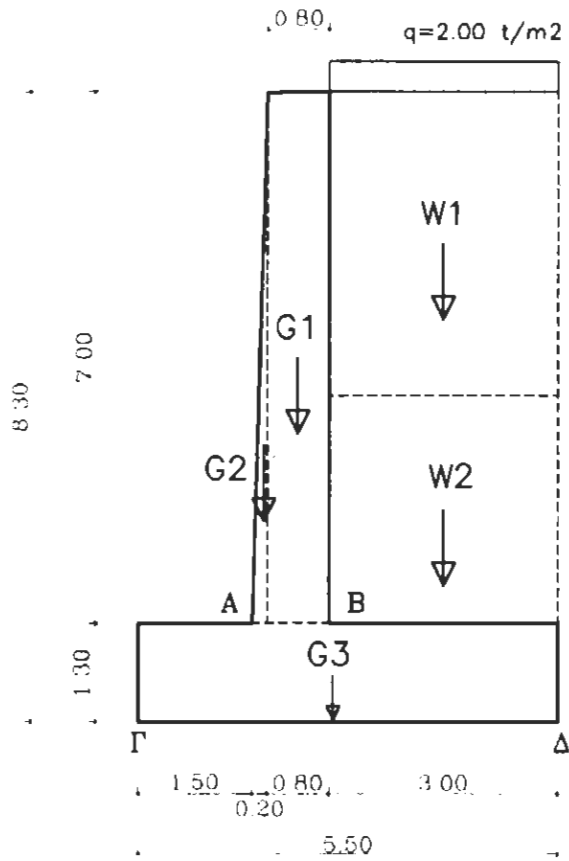
$$E_4 = 2.736 \times 3.00/2 = 4.10 \text{ t}$$

$$E_2 = 2.12 \times 4.00/2 = 4.24 \text{ t}$$

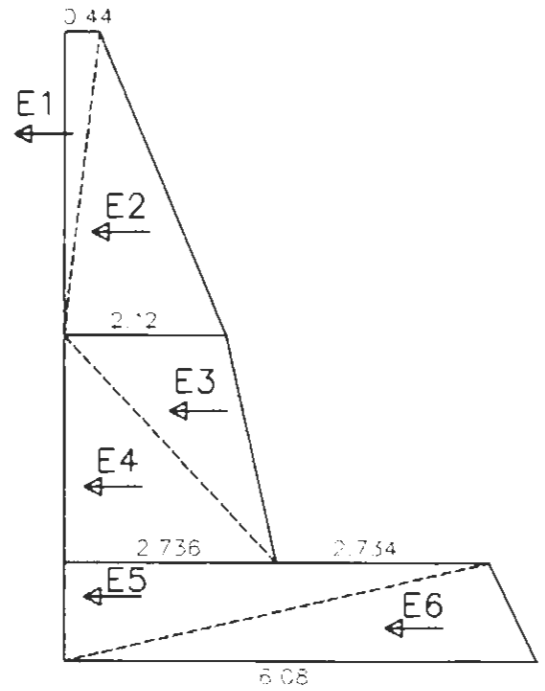
$$E_3 = (2.736 + 2.734) \times 1.30/2 = 3.55 \text{ t}$$

$$E_5 = 2.12 \times 3.00/2 = 3.18 \text{ t}$$

$$E_6 = 6.08 \times 1.30/2 = 3.95$$



ΤΟΜΗ ΤΟΙΧΟΥ



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΑΣΕΩΝ

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΙ ΡΟΠΩΝ
ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ - ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ**

Οι υπολογισμοί θα γίνουν σύμφωνα με το σχήμα (βλ. προηγούμενη σελίδα)

$$G_1 = (1/2) \times 0.20 \times 7.00 \times 2.40 = 1.68 \text{ t}$$

$$G_2 = 0.80 \times 7.00 \times 2.40 = 13.44 \text{ t}$$

$$G_3 = 1.30 \times 5.50 \times 2.40 = 17.16 \text{ t}$$

$$P = 2.00 \times 3.00 \times 1.00 = 6.00 \text{ t (κινητό φορτίο)}$$

$$W_1 = 3.00 \times 4.00 \times 1.92 = 23.04 \text{ t}$$

$$W_2 = 3.00 \times 3.00 \times (2.08 - 1.00) = 9.72 \text{ t}$$

ΚΑΤΑΚΟΡ. ΦΟΡΤΙΑ	ΜΕΤΡΟ ΦΟΡΤΙΩΝ V	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Α	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Γ	ΡΟΠΗ M _A	ΡΟΠΗ M _Γ
G ₁	1.68	0.14	1.64	0.23	2.75
G ₂	13.44	0.24	2.10	3.22	28.22
G ₃	17.16		2.75		47.20
P	6.00		4.00		24
W ₁	23.04		4.00		92.16
W ₂	9.72		4.00		38.88
Σύνολο	ΣV _A = 15.12 ΣV _Γ = 71.04			3.45	233.21

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ	ΜΕΤΡΟ ΦΟΡΤΙΩΝ H	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Α	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Γ	ΡΟΠΗ M _A	ΡΟΠΗ M _Γ
E ₁	0.88	5.67	6.97	5.00	6.13
E ₂	4.24	4.34	5.63	18.40	23.87
E ₃	3.18	2.00	3.30	6.36	10.49
E ₄	4.10	1.00	2.30	4.10	9.43
E ₅	3.55		0.87		3.08
E ₆	3.95		0.44		1.74
E _{P'}	9.05		-0.44		-3.97
Σύνολο	10.87			33.68	50.77

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΚΑΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

-ΑΝΑΤΡΟΠΗ

Συντελεστής ανατροπής $n \geq 1.50$

$$n = \Sigma M_{Γ.ΕΥΣΤ} / \Sigma M_{Γ.ΑΝΑΤΡ.} = 233.21 / 50.77 = 4.60 > 1.50$$

Αρα σύμφωνα με τον έλεγχο ο τοίχος δεν ανατρέπεται.

-ΟΛΙΣΘΗΣΗ

Συντελεστής ολίσθησης $n \geq 1.50$

$$\delta = (2/3) \varphi = 13.33 \text{ και } \epsilon \varphi \delta = 0.237$$

$$n = V \epsilon \varphi \delta / H = 71.04 \times 0.237 / 10.87 = 1.55 > 1.50$$

Αρα σύμφωνα με τον έλεγχο ο τοίχος δεν ολισθαίνει.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ

$$\lambda \times \Sigma V_{\Gamma} = \Sigma M_{\Gamma} \Rightarrow \lambda = 233.21 / 71.04 = 3.28 \text{ m}$$

$$\Sigma M_{\Gamma} = 0 \rightarrow \xi' \times N = (2.22 \times V_{\Gamma}) + M_{\Gamma \text{ ανατ.}} \Rightarrow \xi' = [(2.22 \times 71.04) + 50.77] / 71.04 = 2.93 \text{ m}$$

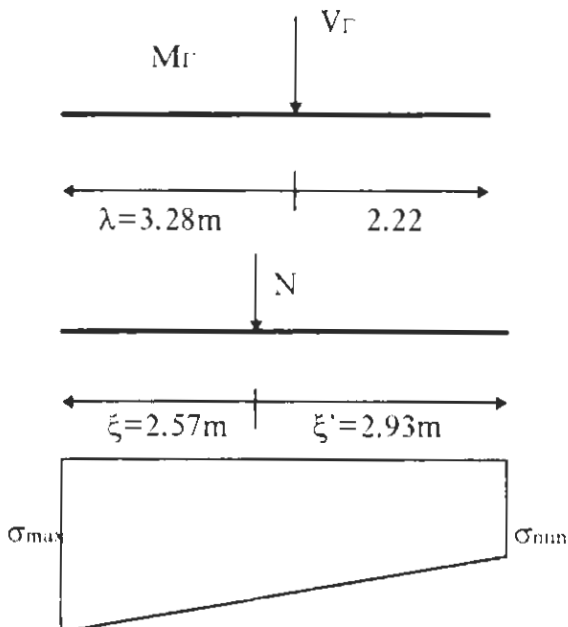
με $N = V_{\Gamma}$

$$\text{Η εκκεντρότητα είναι } e = (b/2) - \xi = (5.50/2) - 2.57 = 0.18 \text{ m} = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max, \min} = (N/A)[1 \pm (6e/b)] = (71040/550 \times 100) [1 \pm (6 \times 18/550)] \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 1.54 \text{ kg/cm}^2 = 15.40 \text{ t/m}^2 < 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.03 \text{ kg/cm}^2 = 10.30 \text{ t/m}^2$$



ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΣ

(ΜΕ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΣΕΙΣΜΟΥ)

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΚΑΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ
ΦΟΡΤΙΩΝ**

Η επιρροή του σεισμού αντιμετωπίζεται σύμφωνα με το DIN4149 που χρησιμοποιήθηκε και στον τοίχο βαρύτητας.

ΚΑΤΑΚΟΡ ΦΟΡΤΙΑ	ΜΕΤΡΟ ΦΟΡΤΙΩΝ V	ΣΕΙΣΜΙΚ. ΣΥΝΤΕΛ.	ΜΕΤΡΟ ΦΟΡΤΙΩΝ ΣΕΙΣΜΟΥ V _σ	ΑΠΟΣΤ. ΑΠΟ Α	ΑΠΟΣΤ. ΑΠΟ Γ	ΡΟΠΕΣ Μ _{Ασ}	ΡΟΠΕΣ Μ _{Γσ}
G ₁	1.68	0.08	0.134	2.34	3.64	0.312	0.48
G ₂	13.44	0.08	1.075	3.50	4.80	3.762	5.16
G ₃	17.16	0.08	1.373		0.65		0.90
P	6.00	0.08	0.48		8.30		3.98
Σύνολο			ΣV _Α =1.21 ΣV _Γ =3.06			4.074	9.23

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ	ΜΕΤΡΟ ΦΟΡΤΙΩΝ H	ΣΕΙΣΜΙΚ. ΣΥΝΤΕΛ.	ΜΕΤΡΟ ΦΟΡΤΙΩΝ ΣΕΙΣΜΟΥ H _σ	ΡΟΠΕΣ Μ _{Ασ}	ΡΟΠΕΣ Μ _{Γσ}
E ₁	0.88	+25%	1.10	Η ροπή με το σεισμό δίνεται με προσαύξηση της κανονικής ροπής κατά 25% ΣΜ _{Ασ} = ΣΜ _Α x 1.25= 42.10 tm ΣΜ _{Γσ} = ΣΜ _Γ x 1.25 = 63.46tm	
E ₂	4.24	+25%	5.30		
E ₃	3.18	+25%	3.97		
E ₄	4.10	+25%	5.12		
E ₅	3.55	+25%	4.43		
E ₆	3.95	+25%	4.93		
E _{P'}	9.03	+25%	-11.28		
Σύνολο	10.87		13.57	42.10	63.46

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ - ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

- ΑΝΑΤΡΟΠΗ

Συντελεστής ασφαλείας ανατροπής $n \geq 1.00$

$$n = \Sigma M_{ΕΥΣΤ} / \Sigma M_{ΑΝΑΤ} = (223.21) / (63.46 + 7.23) = 3.07 > 1.00$$

Αρα, σύμφωνα με τον έλεγχο, ο τοίχος δεν ανατρέπεται.

- ΟΛΙΣΘΗΣΗ

Συντελεστής ασφαλείας $n \geq 1.00$

$$\delta = (2/3) \varphi = 13.33 \rightarrow \epsilon\varphi\delta = 0.237$$

$$n = (V \times \epsilon\varphi\delta) / H_{\sigma} = 71.04 \times 0.237 / (13.57 + 3.06) = 1.01 > 1.00$$

Αρα, σύμφωνα με τον έλεγχο, ο τοίχος δεν ολισθαίνει.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ

$$\lambda \times \Sigma V_{\Gamma} = \Sigma M_{\Gamma} \Rightarrow \lambda = 233.21 / 71.04 = 3.28 \text{ m}$$

$$\xi' \times N = (2.22 \times V_{\Gamma}) + M_{\gamma\sigma \text{ ανατ}} \Rightarrow \xi' = [(2.22 \times 71.04) + 63.46] / 71.04 = 3.11 \text{ m}$$

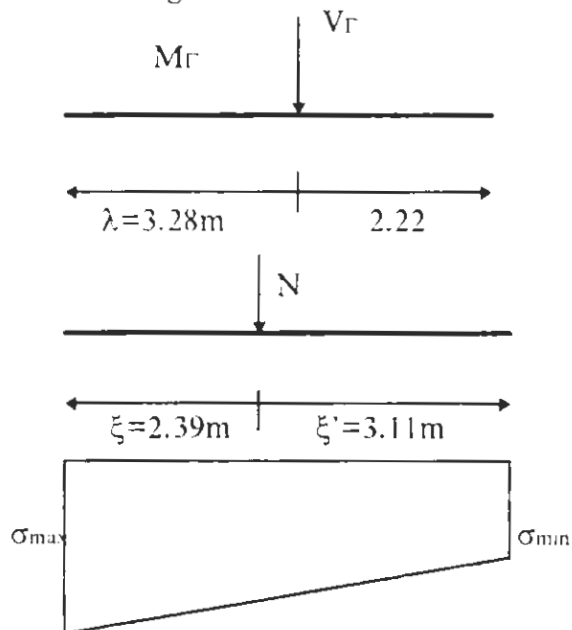
με $N = V_{\Gamma}$

$$\text{Η εκκεντρότητα είναι } e = (b/2) - \xi = (5.50/2) - 2.39 = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max, \min} = (N/A)[1 \pm (6e/b)] = [71040 / (550 \times 100)][1 \pm (6 \times 36/550)] \Rightarrow$$

$$\sigma_{\max} = 1.79 \text{ kg/cm}^2 = 17.9 \text{ t/m}^2 < 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0.78 \text{ kg/cm}^2 = 7.80 \text{ t/m}^2$$



ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ - ΟΠΛΙΣΜΟΙ

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι σκυρόδεμα Β225 και χάλυβας st III .

- ΔΙΑΤΟΜΗ ΑΒ

- Χωρίς την επιρροή του σεισμού.

$$M_A = 33,68 - 3,45 = 30,23 \text{ tm}$$

$$\Sigma V_A = -15,12 \text{ t}$$

$$\text{Επικάλυψη } h' = 5 \text{ cm} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Στατικό ύψος } h = 100 - 5 = 95 \text{ cm} = 0,95 \text{ m}$$

$$e = h - (d/2) = 0,95 - (1/2) = 0,45 \text{ m}$$

$$M_e = M_A - \Sigma V_A \times e = 30,23 + 15,12 \times 0,45 = 37,03 \text{ tm}$$

$$K_h = 95 / \sqrt{37,03} = 15,61 > K_{h*} = 8,0 \rightarrow K_e = 0,53$$

$$F_e = [0,53 \times 37,03 / 0,95] - (15,12 / 2,0) = 13,09 \text{ cm}^2$$

- Με την επιρροή του σεισμού.

$$M_A = 42,10 - 3,45 + 4,074 = 42,72 \text{ tm}$$

$$\Sigma V_A = -15,12 \text{ t}$$

$$M_{A\sigma} = M_A / 1,20 = 35,60 \text{ tm}$$

$$\Sigma V_{A\sigma} = \Sigma V_A / 1,20 = -12,60 \text{ t}$$

$$M_e = 35,60 + 12,60 \times 0,45 = 41,27 \text{ tm}$$

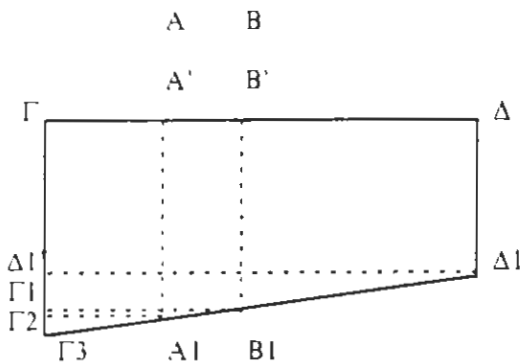
$$K_h = 95 / \sqrt{41,27} = 14,70 > K_{h*} = 8,0 \rightarrow K_e = 0,54$$

$$F_{e\sigma} = (0,54 \times 41,27 / 0,95) - (12,60 / 2,0) = 17,15 \text{ cm}^2 > F_e \quad \Phi 16/10$$

Αρα η διατομή θα οπλιστεί με το F_e του σεισμού.

- ΔΙΑΤΟΜΗ ΑΑ'

- Χωρίς την επιρροή σεισμού.



$$\Gamma_3\Delta_1' = 15.40 - 10.30 = 5.10 \text{ t/m}^2$$

$$\Gamma_3\Gamma_2' = 5.10 \times 1.50 / 5.50 = 1.39$$

$$\Gamma_3\Gamma_1 = 5.10 \times 2.50 / 5.50 = 2.32$$

$$\sigma_{AA'} = 15.40 - 1.39 = 14.01$$

$$\sigma_{BB'} = 15.40 - 2.32 = 13.08$$

$$M_{AA'} = 14.01 \times (1.50)^2 / 2 + 1.39 \times (1.50)^2 / 3 - 1.30 \times 2.40 \times (1.50)^2 / 2 = 13.29 \text{ tm}$$

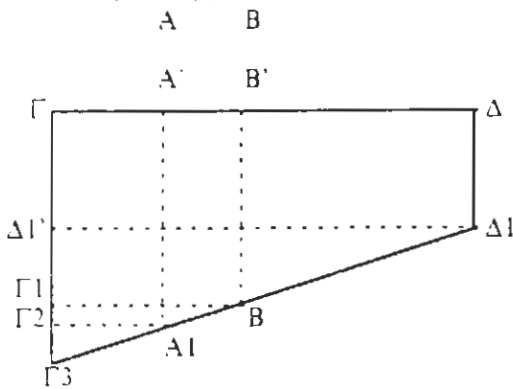
$$\text{Στατικό ύψος } h = 1.30 - 0.05 = 1.25 \text{ m} = 125 \text{ cm}$$

$$K_h = 125 / \sqrt{13.29} = 34.28 > K_{h*} = 8.0$$

$$\text{με } K_{h\max} = 19.7 \rightarrow K_e = 0.53$$

$$F_e = 13.29 \times 0.53 / 1.25 = 5.63 \text{ cm}^2$$

- Με την επιρροή του σεισμού.



$$\Delta_1'\Gamma_3 = 17.90 - 7.80 = 10.10 \text{ t/m}^2$$

$$\Gamma_3\Gamma_2 = 10.10 \times 1.50 / 5.50 = 2.75$$

$$\Gamma_3\Gamma_1 = 10.10 \times 2.50 / 5.50 = 4.60$$

$$\sigma_{AA'} = 17.90 - 2.75 = 15.15$$

$$\sigma_{BB'} = 17.90 - 4.60 = 13.30$$

$$M_{AA'} = 15.15 \times (1.50)^2 / 2 + 2.75 \times (1.50)^2 / 3 - 1.30 \times 2.40 \times (1.50)^2 / 2 = 15.60 \text{ tm}$$

$$M_{AA'\sigma} = M_{AA'} / 1.20 = 13 \text{ tm}$$

$$K_h = 125 / \sqrt{13} = 34.66 > K_{h*} = 8.0$$

$$\text{με } K_{h\max} = 19.7 \rightarrow K_e = 0.53$$

$$F_{e\sigma} = 13 \times 0.53 / 1.25 = 5.51 \text{ cm}^2 < F_e$$

Άρα η διατομή θα σπλιστεί με το F_e χωρίς σεισμό. Φ14/25

- ΔΙΑΤΟΜΗ ΒΒ'

• Χωρίς την επιρροή του σεισμού.

$$M_{BB'} = 10.30 \times (3.0)^2/2 + (5.10 - 2.32) \times (3.0)^2/6 - 1.30 \times 2.40 \times (3.0)^2/2 - 4.0 \times 1.92 \times (3.0)^2/2 - 3.0 \times 1.08 \times (3.0)^2/2 - 2.0 \times (3.0)^2/2 = -21.66 \text{ tm}$$

$$K_h = 125/\sqrt{21.66} = 26.85 > K_{h*} = 8.0$$

$$\mu\epsilon K_{h\max} = 19.7 \rightarrow K_e = 0.53$$

$$F_c = 21.66 \times 0.53/1.25 = 9.18 \text{ cm}^2$$

• Με την επιρροή του σεισμού.

$$M_{BB'} = 7.80 \times (3.0)^2/2 + (13.30 - 7.80) \times (3.0)^2/6 - 1.3 \times 2.40 \times (3.0)^2/2 - 4.0 \times 1.92 \times (3.0)^2/2 - 3.00 \times 1.08 \times (3.0)^2/2 - 2.0 \times (3.0)^2/2 = -28.83 \text{ tm}$$

$$M_{BB'\sigma} = M_{BB'}/1.2 = -24.02 \text{ tm}$$

$$K_h = 125/\sqrt{24.02} = 25.50 > K_{h*} = 8.0$$

$$\mu\epsilon K_{h\max} = 19.7 \rightarrow K_e = 0.53$$

$$F_{c\sigma} = 24.02 \times 0.53/1.25 = 10.18 \text{ cm}^2 > F_c \quad \phi 20/25$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΣΤΟΝ
ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Σύμφωνα με την διατομή του κορμού του τοίχου (βλ. επόμενη σελίδα) έχουμε :

ΔΙΑΤΟΜΗ A₂A₂' (Χωρίς την επιρροή του σεισμού)

Κατακόρυφα φορτία (ίδιο βάρος) :

Ροπές των κατ. φορτίων ως προς A₂ :

$$G_1 = 2.33 \times 0.80 \times 2.40 = 4.47 \text{ t}$$

$$M_{G1} = 4.47 \times 0.46 = 2.056 \text{ t m}$$

$$G_2 = (1/2) \times 0.06 \times 2.33 \times 2.40 = 0.167 \text{ t}$$

$$M_{G2} = 0.167 \times 0.04 = 0.006 \text{ t m}$$

$$G_{A2A2'} = 4.637 \text{ t}$$

$$M_{EYΣT A2} = 2.063 \text{ t m}$$

Οριζόντια φορτία (ενεργ.ωθήσεις)

Ροπές των ορ. φορτίων ως προς A₂

$$\text{Ιδαν. ύψος} : 1.042 + 2.33 = 3.37 \text{ m}$$

$$M_{E1} = 0.512 \times 1.55 = 0.793 \text{ t m}$$

$$\text{Ειδ. βάρος} : 1.92 \text{ t/m}^3$$

$$M_{E2} = 1.654 \times 0.77 = 1.284 \text{ t m}$$

$$\text{Συντελ. λεί} : 0.22$$

$$\text{Τάση} : e_{A2A2'} = 1.42 \text{ t/m}^2$$

$$M_{ANAT A2} = 2.07 \text{ t m}$$

$$E_1 = 0.44 \times 2.33 / 2 = 0.512 \text{ t}$$

$$E_2 = 1.42 \times 2.33 / 2 = 1.654 \text{ t}$$

Για να οπλίσουμε την διατομή έχουμε τα εξής μεγέθη :

$$M_{A2} = M_{ANAT A2} - M_{EYΣT A2} = 2.07 - 2.063 = 0.007 \text{ t m}$$

$$N_{A2} = G_{A2A2'} = - 4.637 \text{ t (θλιπτική)}$$

ΔΙΑΤΟΜΗ A₂A₂' (Με την επιρροή του σεισμού)

Σύμφωνα με τους κανονισμούς έχουμε :

Οριζόντια φορτία (ίδιο βάρος) :

Ροπές ορ.φορτίων G₁',G₂'ως προς A₂.

$$G_1' = G_1 \times 0.08 = 4.47 \times 0.08 = 0.357 \text{ t}$$

$$M_{G1'} = 0.357 \times 1.165 = 0.415 \text{ t m}$$

$$G_2' = G_2 \times 0.08 = 0.167 \times 0.08 = 0.013 \text{ t}$$

$$M_{G2'} = 0.013 \times 0.776 = 0.010 \text{ t m}$$

Για να οπλίσουμε την διατομή έχουμε τα εξής μεγέθη :

$$M_{A2'} = M_{ANAT A2} \times 1.25 + M_{G1'} + M_{G2'} - M_{EYΣT A2} = \\ = 2.07 \times 1.25 + 0.415 + 0.010 - 2.063 = 0.95 \text{ t m}$$

$$M_{A2\sigma} = M_{A2'} / 1.20 = 0.80 \text{ t m}$$

$$N_{A2\sigma} = G_{\sigma} = G_{A2A2'} / 1.20 = 4.637 / 1.20 = -3.86 \text{ t (θλιπτική)}$$

ΔΙΑΤΟΜΗ Α₁Α₁' (Χωρίς την επιρροή του σεισμού)

Κατακόρυφα φορτία (ίδιο βάρος) :

$$G_3 = 4,66 \times 0,80 \times 2,40 = 8,94 \text{ t}$$
$$G_4 = (1/2) \times 0,13 \times 4,66 \times 2,40 = 0,727 \text{ t}$$

$$G_{Α1Α1} = 9,667 \text{ t}$$

Ροπές των κατ. φορτίων ως προς Α₁ :

$$M_{G3} = 8,94 \times 0,53 = 4,738 \text{ t m}$$
$$M_{G4} = 0,727 \times 0,086 = 0,063 \text{ t m}$$

$$M_{ΕΥΣΤ Α1} = 4,801 \text{ t m}$$

Οριζόντια φορτία (ενεργ.ωθήσεις)

Ροπές των ορ. φορτίων ως προς Α₁

Ιδαν. ύψος : $10,52 + 0,66 = 11,18 \text{ m}$
Ειδ. βάρος : $0,92 \text{ t / m}^3$
Συντελ. λα : $0,22$
Τάση : $e_{Α1Α1} = 2,26 \text{ t/m}^2$

$$M_{E1} = 0,512 \times 3,88 = 1,98 \text{ t m}$$
$$M_{E2} = 1,654 \times 3,10 = 5,13 \text{ t m}$$
$$M_{E3} = 1,654 \times 1,55 = 2,56 \text{ t m}$$
$$M_{E4} = 2,633 \times 0,776 = 2,043 \text{ t m}$$

$$E_4 = 2,26 \times 2,33 / 2 = 2,633 \text{ t}$$
$$E_3 = 1,42 \times 2,33 / 2 = 1,654 \text{ t}$$

$$M_{ΑΝΑΤ Α1} = 11,73 \text{ t m}$$

Για να οπλίσουμε την διατομή έχουμε τα εξής μεγέθη :

$$M_{Α1} = M_{ΑΝΑΤ Α1} - M_{ΕΥΣΤ Α1} = 11,73 - 4,801 = 6,93 \text{ t m}$$

$$N_{Α1} = G_{Α1Α1} = - 9,667 \text{ t (θλιπτική)}$$

ΔΙΑΤΟΜΗ Α₁Α₁' (Με την επιρροή του σεισμού)

Σύμφωνα με τους κανονισμούς έχουμε :

Οριζόντια φορτία (ίδιο βάρος) :

Ροπές ορ.φορτίων G₃', G₄'ως προς Α₂.

$$G_3' = G_3 \times 0,08 = 8,94 \times 0,08 = 0,715 \text{ t}$$
$$G_4' = G_4 \times 0,08 = 0,727 \times 0,08 = 0,058 \text{ t}$$

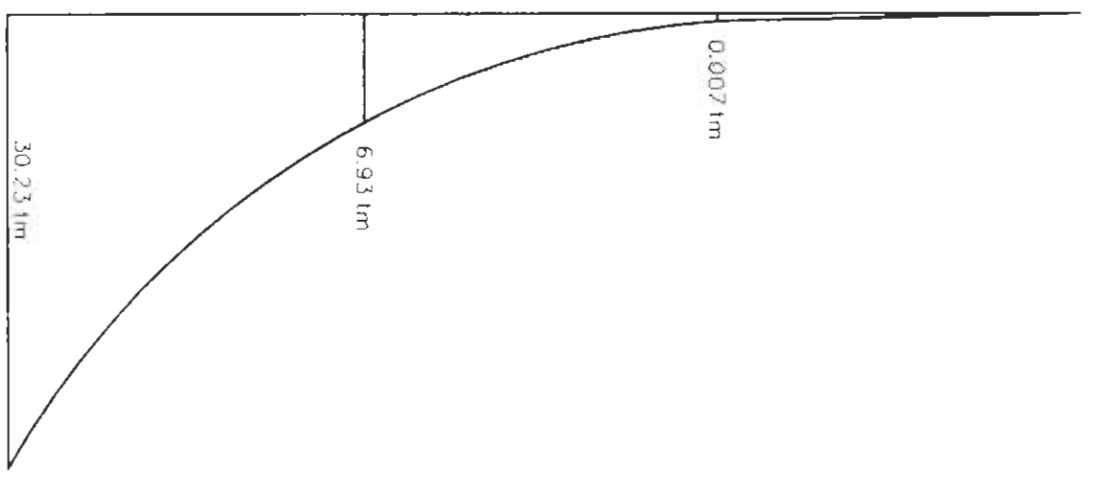
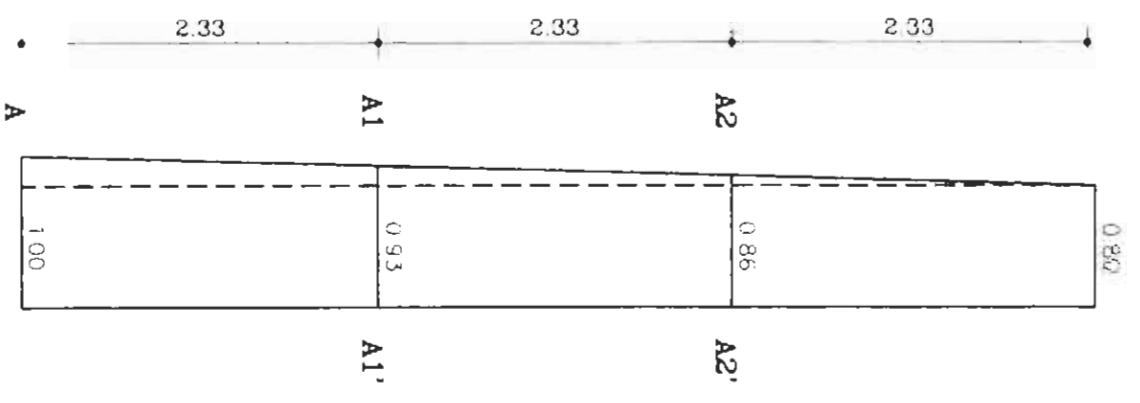
$$M_{G3'} = 0,715 \times 2,33 = 1,66 \text{ t m}$$
$$M_{G4'} = 0,058 \times 1,55 = 0,090 \text{ t m}$$

Για να οπλίσουμε την διατομή έχουμε τα εξής μεγέθη :

$$M_{Α1'} = M_{ΑΝΑΤ Α1} \times 1,25 + M_{G3'} + M_{G4'} - M_{ΕΥΣΤ Α1} =$$
$$= 11,73 \times 1,25 + 1,66 + 0,090 - 4,801 = 11,62 \text{ t m}$$

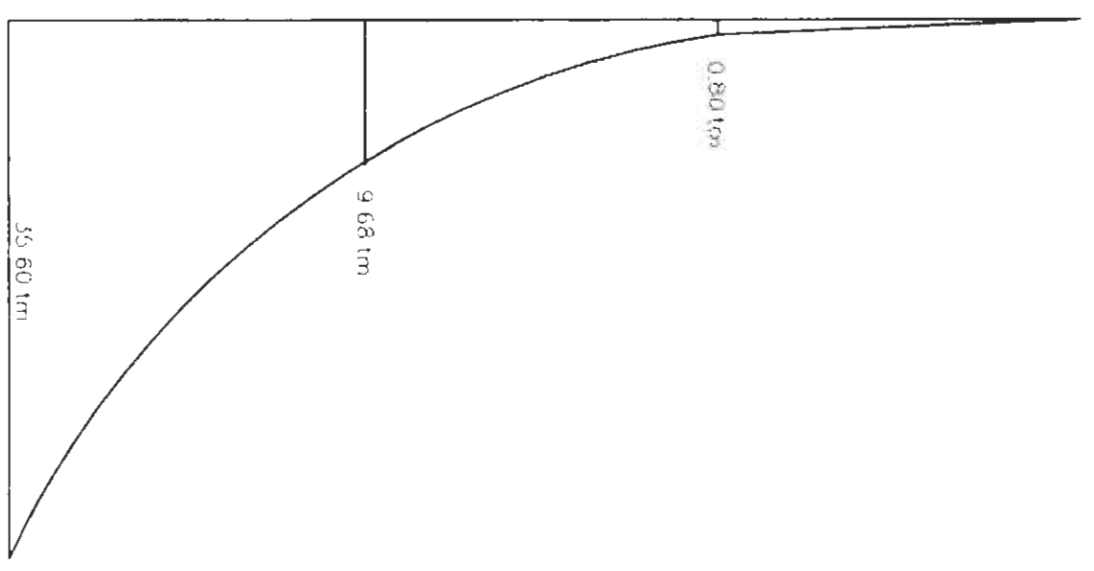
$$M_{Α1σ} = M_{Α1'} / 1,20 = 9,68 \text{ t m}$$

$$N_{Α1σ} = G_{σ} = G_{Α1Α1} / 1,20 = 9,667 / 1,20 = -8,05 \text{ t (θλιπτική)}$$



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΜΩΝ

ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΜΩΝ

ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ

ΟΠΛΙΣΜΟΙ

ΔΙΑΤΟΜΗ A_2A_2' (Χωρίς την επιρροή του σεισμού)

Τα μεγέθη υπολογισμού οπλισμού ,σε αυτή την περίπτωση είναι πολύ μικρά και σαφώς μικρότερα από τα μεγέθη της διατομής με την επιρροή του σεισμού.

Γι' αυτό το λόγο δεν θα υπολογίσουμε οπλισμό σ' αυτή την διατομή και θα προχωρήσουμε στην διατομή υπό σεισμό η οποία θα δώσει σαφώς μεγαλύτερο Fe .

ΔΙΑΤΟΜΗ A_2A_2' (Με την επιρροή του σεισμού)

Εντατικά μεγέθη υπολογισμού $M_{A_2\sigma} = 0.80 \text{ t m}$
 $N_{A_2\sigma} = -3.86 \text{ t}$

Για $b=1.00 \text{ m}$ και $d=0.86 \text{ m}$

Εχουμε μικρή εκκεντρότητα : $\gamma = M_{A_2\sigma} / N_{A_2\sigma} d = 0.80 / 3.86 \times 0.86 = 0.240$

Αρα θα επιλύσουμε με τους πίνακες του Beton Kalender για μικρή εκκεντρότητα.

$$e / d = [h-(d/2)] / d = [0.81-(0.86/2)] / 0.86 = 0.44$$

Πίνακας για $e/d = 0.45$

$$1000\gamma = 240$$

$$\sigma_o = N / b d = 3.86 \times 1000 / 100 \times 86 = 0.45 \text{ kp / cm}^2$$

$$\sigma_{ε_ε} / \sigma_o = 90 / 0.45 = 200.52$$

Είμαστε εκτός ορίων των πινάκων γι' αυτό θα επιλύσουμε με την απαιτούμενη στατικά διατομή

Απαιτούμενη στατικά διατομή

Για $1000 \gamma = 240$ και με ποσοστό οπλισμού 4 ‰ (και συμμετρικό οπλισμό) έχουμε $\lambda = 2.02$

$$\lambda = \sigma_{ε_ε} / \sigma_o = 2.02 \Rightarrow \sigma_o = \sigma_{ε_ε} / \lambda = 90 / 2.02 \Rightarrow \sigma_o = 44.55 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_o = N / b d' \Rightarrow d' = N / \sigma_o b = 3.86 \times 1000 / 44.55 \times 100 \Rightarrow \\ \Rightarrow d' = 0.87 \text{ m}$$

$$Fe_{\sigma} = Fe_{\sigma'} = (0.4/100) \times 0.87 \times 100 = 0.35 \text{ cm}^2$$

ΔΙΑΤΟΜΗ A₁A₁' (Χωρίς την επιρροή του σεισμού)

Τα εντατικά μεγέθη υπολογισμού είναι : $M_{A1} = 6.93 \text{ t m}$
 $N_{A1} = - 9.66 \text{ t}$

Διατομή : $b = 1.00 \text{ m}$, $d = 0.93 \text{ m}$

Εδώ έχουμε μεγάλη εκκεντρότητα : $c/d = M_{A1} / N_{A1} d = 6.93 / 9.66 \times 0.93 = 0.77$

Επικάλυψη $h' = 0.05 \text{ m}$

Στατικό ύψος $h = d - h' = 0.93 - 0.05 = 0.88 \text{ m}$

$e = h - (d/2) = 0.88 - (0.93/2) = 0.415 \text{ m}$

$$M_e = M_{A1} - N_{A1} e = 6.93 + 9.66 \times 0.415 = 10.93 \text{ t m}$$

$$K_h = 88 / \sqrt{10.93} = 26.61 > K_h^* = 8.0 \rightarrow K_e = 0.53$$

$$F_e = (10.93 / 0.88) \times 0.53 - 9.66 / 2 = 1.75 \text{ cm}^2$$

ΔΙΑΤΟΜΗ A₁A₁' (Με την επιρροή του σεισμού)

Τα εντατικά μεγέθη υπολογισμού είναι : $M_{A1\sigma} = 9.68 \text{ t m}$
 $N_{A1\sigma} = - 8.05 \text{ t}$

Διατομή : $b = 1.00 \text{ m}$, $d = 0.93 \text{ m}$

Εδώ έχουμε μεγάλη εκκεντρότητα : $c/d = M_{A1\sigma} / N_{A1\sigma} d = 9.68 / 8.05 \times 0.93 = 1.3$

Επικάλυψη $h' = 0.05 \text{ m}$

Στατικό ύψος $h = d - h' = 0.93 - 0.05 = 0.88 \text{ m}$

$e = h - (d/2) = 0.88 - (0.93/2) = 0.415 \text{ m}$

$$M_e = M_{A1\sigma} - N_{A1\sigma} e = 9.68 + 8.05 \times 0.415 = 13.02 \text{ t m}$$

$$K_h = 88 / \sqrt{13.02} = 24.38 > K_h^* = 8.0 \rightarrow K_e = 0.53$$

$$F_e = (13.02 / 0.88) \times 0.53 - 8.05 / 2 = 3.82 \text{ cm}^2$$

ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

Σε όλες τις διατομές του κορμού θα τοποθετήσουμε τον οπλισμό με τον υπολογισμό του σεισμού γιατί είναι μεγαλύτερος. Την διατομή A₂A₂' θα μπορούσαμε να την αφήσουμε άνευ υπολογισμού γιατί τα εντατικά μεγέθη που την καταπονούν είναι πολύ μικρά και έτσι θα υπερκαλυφθεί από τον οπλισμό κατασκευαστικά.

Έτσι έχουμε : Διατομή A₂A₂' → Φ16/50 και διανομή Φ14/50

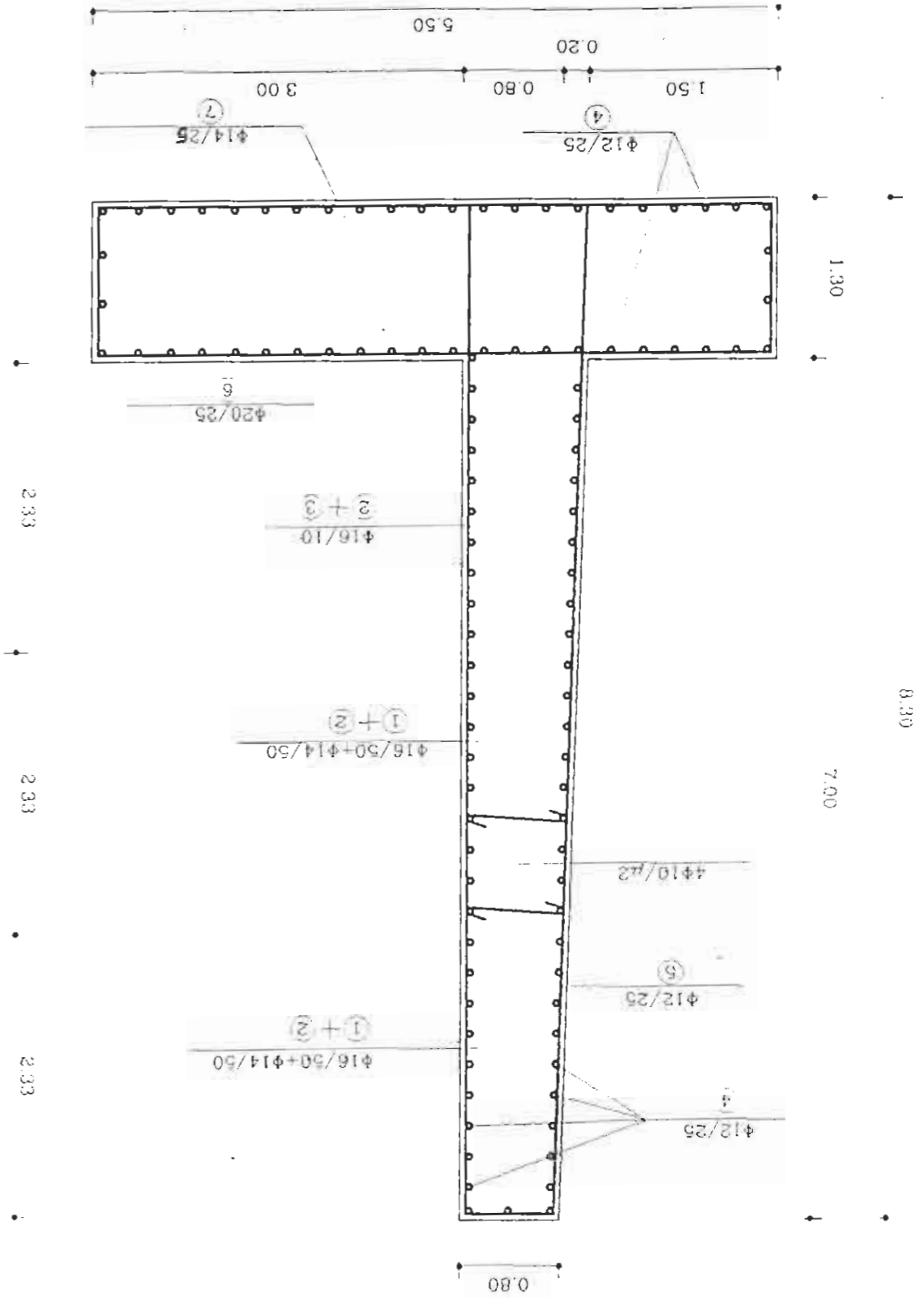
Διατομή A₁A₁' → Φ16/50 και διανομή Φ14/50

Στην πίσω σελίδα υπάρχει σχέδιο με τους κύριους και τους κατασκευαστικούς οπλισμούς.

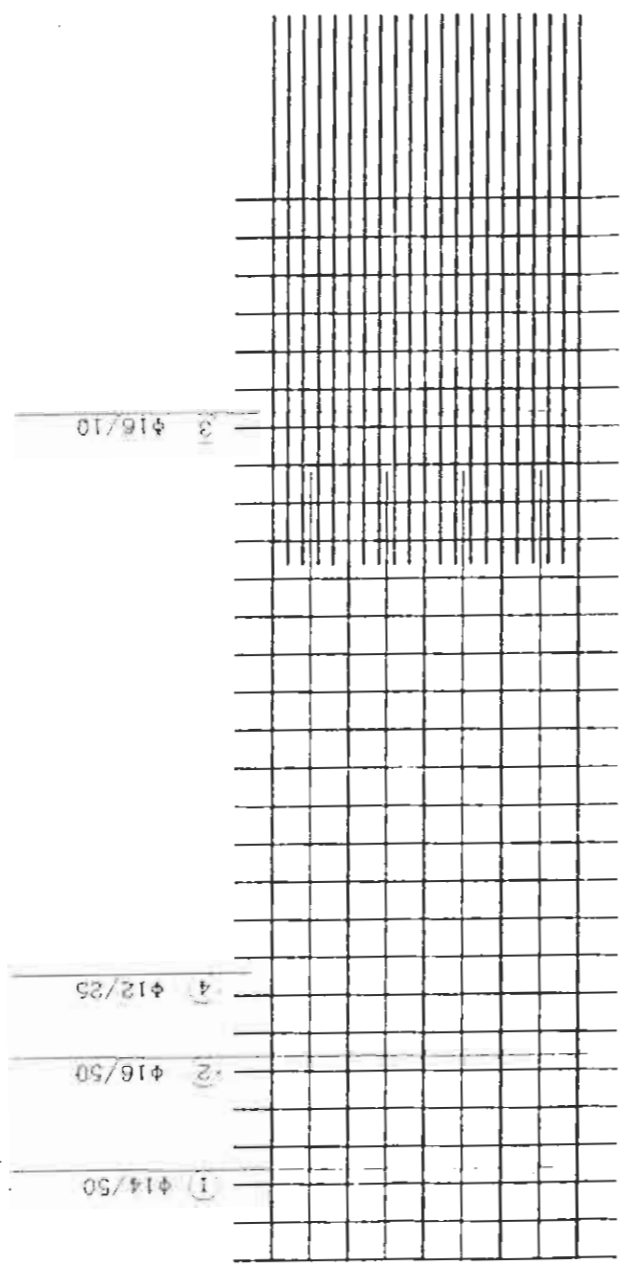
ТОМН ОИАЗМЕНОТ ТОIXОТ

ТАКА КАТАЗКЕТНЕ : ЕКТРОАЕМА В225/ST III

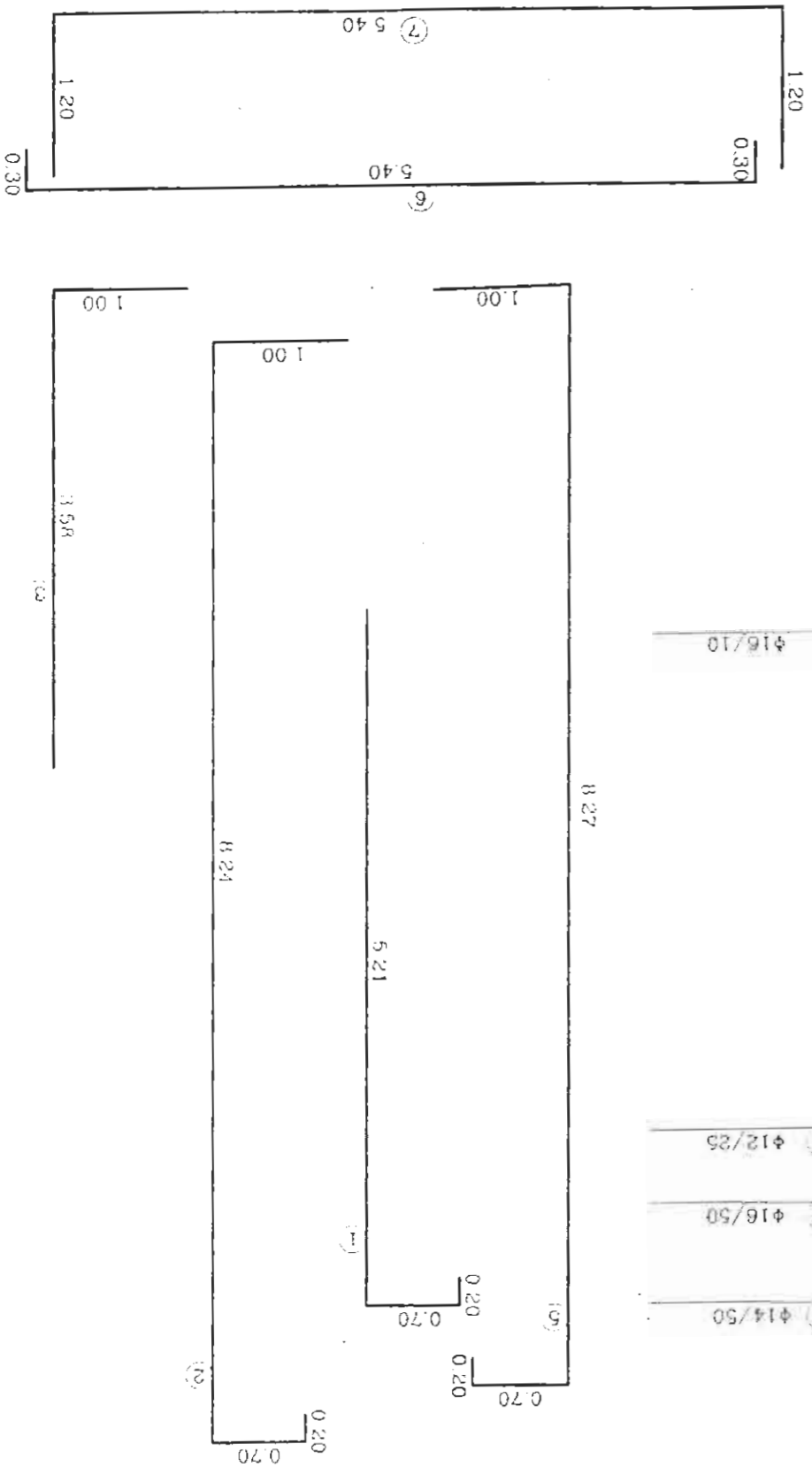
KA : 1/50



МАТАЕН ОИАЗМЕНОТ



АНАТТИМАТА ОИАЗМЕНОТ



ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑ

ΠΙΝΑΚΑΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΑΣΕΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ

ΥΨΟΣ	ΙΔΑΝΙΚΟ ΥΨΟΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΣΥΝΤ.ΕΝΕΡ. ΩΘΗΣΗΣ λ_u	ΤΑΣΗ e_u
l (m)	2(m)	3(t/m ³)	5	7(t/m ²)
+7.0	$P/\gamma_1=1,042$	1,92	0,22	0,44
+3.0	$1,042+4=5,042$	1,92	0,22	2,12
+3.0	$[\gamma_1/(\gamma_1-\gamma_w)] \times 5,042=$ 10,52	0,92	0,22	2,12
+0,0	$10,52+3,0 =13,52$	0,92	0,22	2,736
+0,0	$[(\gamma_1-\gamma_w)/(\gamma_2-\gamma_w)] \times 13,52$ $= 11,51$	1,08	0,44	5,47
- u	$11,51+2,35=13,86$	1,08	0,44	6,58

Το σημείο μηδενισμού των ωθήσεων είναι:

$$u = \frac{e_{ah}}{\gamma(\lambda_{ph} - \lambda_{ah})} = \frac{5,47}{1,08(2,594 - 0,44)} = 2,35m$$

Οι συντελεστές ενεργητικής και παθητικής ώθησης είναι αντίστοιχα $\lambda_{ah} = 0,44$ και $\lambda_{ph} = 2,594$ κατά Blum και λαμβάνονται από πίνακα σύμφωνα με τη γωνία ϕ και δ .

$$h' = h + u = 7 + 2,35 = 9,35m$$

Η μετατροπή διαγρ.τάσεων σε οριζόντιο είναι εφικτή διότι :

$$h'_x / h' = 7,85/9,35 = 0,84 > 0,7.$$

Την μετατροπή την κάνουμε για την μετέπειτα ευκολία στην εκλογή πασσαλοσανίδας σύμφωνα με τη μέθοδο του Blum.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ

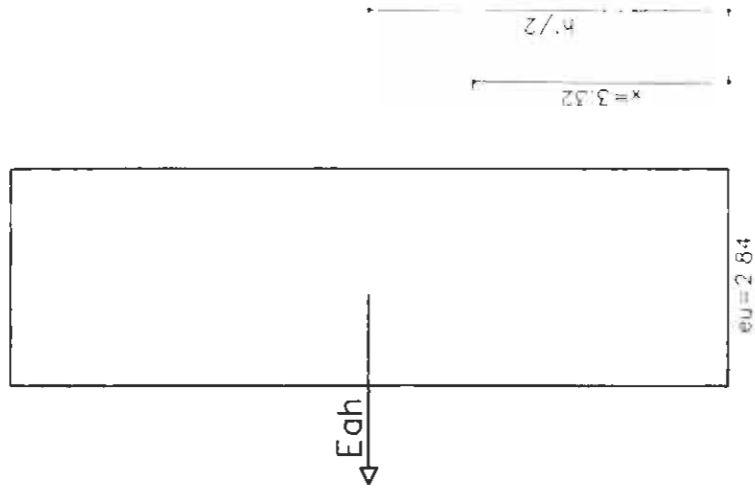
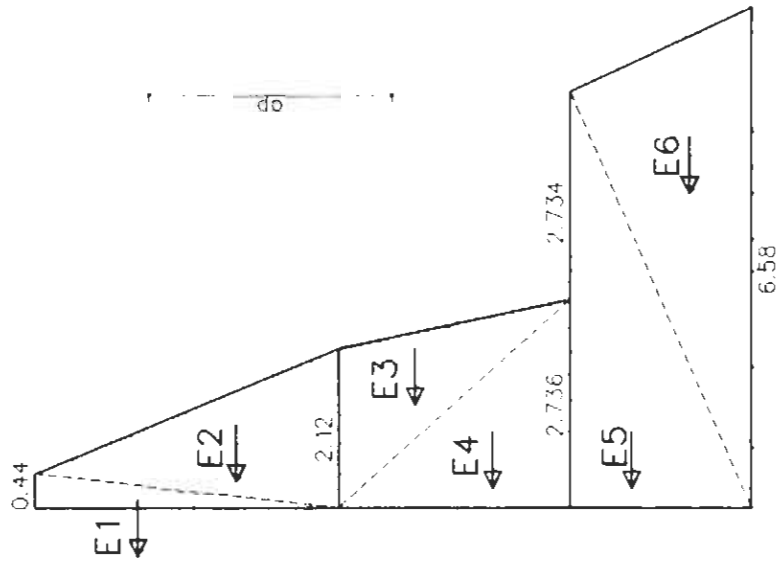
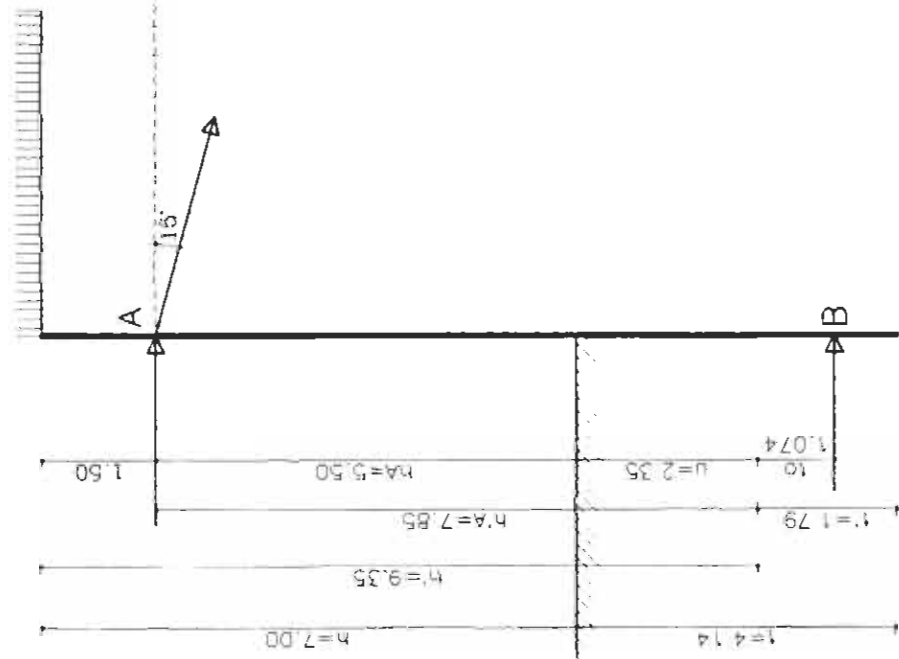
(Από στάθμη +7.0 έως -u)

Η συνολική ώθηση γαιών ισούτε με το εμβαδόν του διαγράμματος τάσεων (βλ. επόμενη σελίδα).

$$E = E_{ah} = (1/2) [(0,44 \times 4,0) + (2,12 \times 4,0) + (2,12 \times 3,0) + (2,736 \times 3,0) + (5,47 \times 2,35) + (6,58 \times 2,35)] = 26,56 \text{ t}$$

$$h' e_u = E_{ah} \Rightarrow e_u = 26,56 / 9,35 = 2,84 \text{ t/m}^2$$

ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑ



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΑΣΕΩΝ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΘΟΥΣ ΕΜΠΗΞΗΣ

Ο υπολογισμός μπορεί να γίνει βάση των νομογραφημάτων (βλ. επόμενη σελίδα) ή αναλυτικά με την μέθοδο του Blum.

$$\Sigma P = E_{\text{akt}} = 26.56 \text{ t}$$

$$\alpha_p = (h'/2) - 1.5 = (9.35/2) - 1.5 = 3.175 \text{ m}$$

$$m_{\text{III}} = \{6 / (\gamma_s - \gamma_w) [(\lambda_p / n_p) - \lambda_a] h'_A{}^3\} \times \Sigma P \times \alpha_p =$$

$$\{ 6 / 1.08 \times [(2.594/1.5) - 0.44] \times 7.85^3\} \times 26.56 \times 3.175 = 0.75 \text{ m}$$

$$m_{\text{III}} = \xi^2 (2\xi + 3) = 0.75 \Rightarrow \xi = 0.44$$

$$t_s = \xi \times h'_A = 0.44 \times 7.85 = 3.45 \text{ m}$$

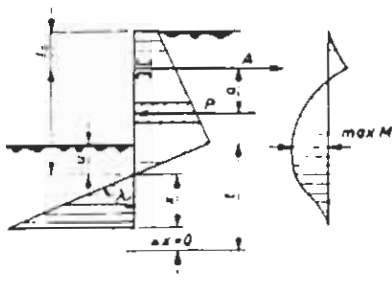
Για λόγους ασφάλειας προσαυξάνουμε το βάθος έμπηξης κατά 20%.

$t = 1.2 \times 3.45 = 4.14 \text{ m}$
--

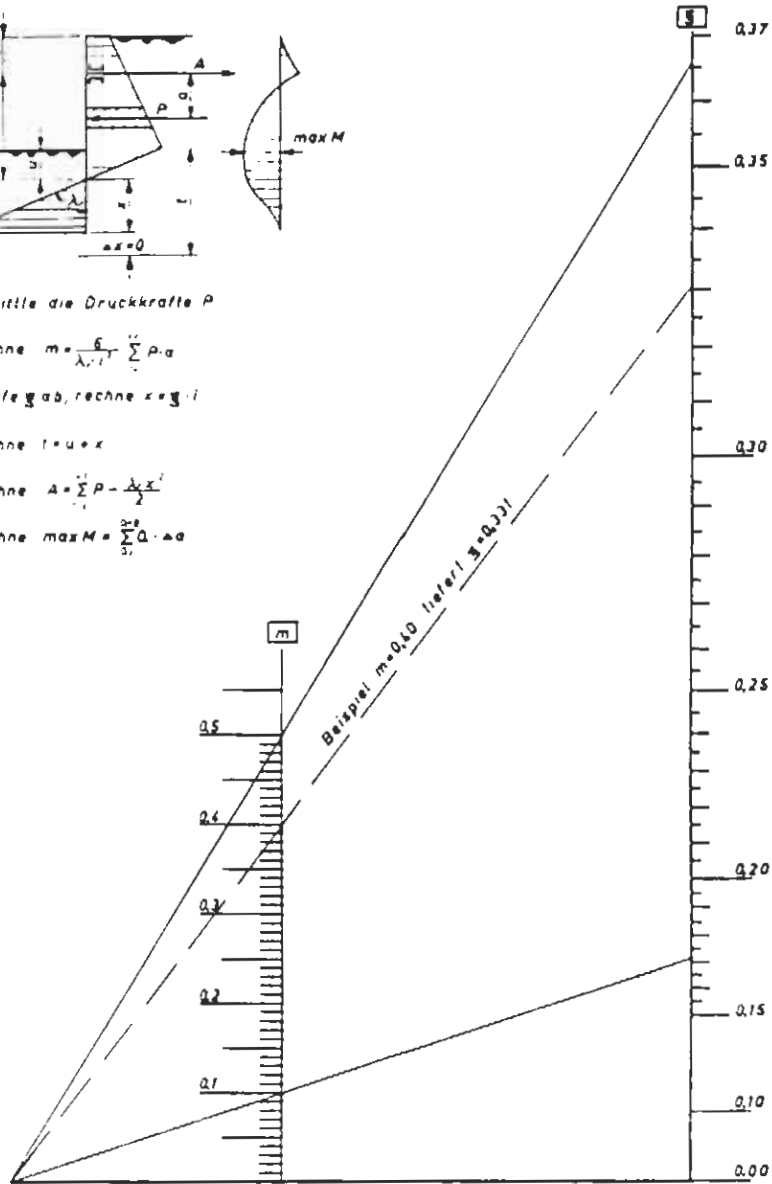
$$t' = t - u = 1.79 \text{ m}$$

$$t_0 = 0.6 \times t' = 1.074 \text{ m}$$

54 Nomogramm zur analytischen Berechnung verankerte Wände mit freier Fußauflagerung [7]



- ① Ermittle die Druckkraft P
- ② Rechne $m = \frac{P}{\lambda \cdot \gamma \cdot \sum p \cdot a}$
- ③ Greife ξ ab, rechne $x = \xi \cdot h$
- ④ Rechne $l = u + x$
- ⑤ Rechne $A = \sum p - \frac{\lambda \cdot x^2}{2}$
- ⑥ Rechne $\max M = \sum_{x=0}^x p \cdot a \cdot \Delta a$



59

Νομογραφημα για υπολογιστικη επίλυση σανιδοτοιχωων με απλή αντιστήριξη, απλή έδραση

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΩΝ

Από το σχήμα της μεταλλικής πασσαλοσανίδας η συνθήκη $\Sigma M=0$ ως προς A δίνει :

$$B (h_A' + t_o) - e_u \times h' [(h'/2) - (h - h_A)] = 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow B = \{ 2.84 \times 9.35 \times [(9.35/2) - (7.0 - 5.50)] \} / (7.85 + 1.074) = 9.44 \text{ t}$$

$$A = e_u \times h' - B = 2.84 \times 9.35 - 9.44 = 17.11 \text{ t}$$

Η απόσταση X υπολογίζεται από το διάγραμμα τάσεων : $X = B / e_u = 9.44 / 2.84 = 3.32 \text{ m}$

$$M_F = B (t_o + X) - e_u (X^2 / 2) = B [t_o + (X/2)] = 9.44 (1.074 + 3.32/2) = 25.80 \text{ t m}$$

Η δύναμη A και η ροπή M_F διορθώνονται σύμφωνα με την μέθοδο του Blum λόγω των παραδοχών που έγιναν.

ΔΙΟΡΘΩΣΕΙΣ

$$A_k = A (h' / h_A')^{1/2} = 17.11 (9.35 / 7.85)^{1/2} = 18.67 \text{ t}$$

$$M_{Fk} = M_F (h_A' / h')^{1/2} = 25.80 (7.85 / 9.35)^{1/2} = 23.64 \text{ t m} = 2364 \text{ t cm}$$

$$\text{επιτρεπόμενη τάση χάλυβα } \sigma_{επ.} = 1,6 \text{ t / cm}^2$$

$$\text{Ροπή αντίστασης } W_x = M_{Fk} / \sigma_{επ.} = 2364 / 1.6 = 1477.50 \text{ cm}^3$$

ΕΚΛΟΓΗ ΤΥΠΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑΣ

Εκλέγω πασσαλοσανίδα μάρκας Hoesch τύπο V με $W_{xV} = 3000 \text{ cm}^3$ (βλ. στο τέλος της μελέτης).

$$\text{Απόσταση μεταξύ αγκυρίων : } a = 2 b = 1.70 \text{ m με } b = 0.85 \text{ m}$$

$$W_{x \text{ εκλ. πασαλ.}} = a W_x = 1.70 \times 1477.50 = 2511.75 \text{ cm}^3 < W_{xV}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΤΗΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑΣ

$$\text{Παθητική ώθηση : } E_{ph} = (1/2) (\gamma_2 - \gamma_w) t^2 \lambda_{ph} + 2 c t (\lambda_{ph})^{1/2} =$$

$$[(1/2) \times 1.08 \times 4.14^2 \times 2.594] + [2 \times 2 \times 4.14 \times (2.594)^{1/2}] = 50.68 \text{ t}$$

Συντελεστής ασφάλειας εδράσεως : $n \geq 1.5$

$$n = E_{ph} / B = 50.68 / 9.44 = 5.36 > 1.5$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ

Ο υπολογισμός θα γίνει σύμφωνα με την μέθοδο του Kranz.

ΕΚΛΕΓΟΥΜΕ:

- Κλίση τένοντα αγκυρώσεως : $\alpha_A = 15^\circ$
- Συνολικό μήκος αγκύρωσης : $l_A = 19.50 \text{ m}$
- Μήκος τμήματος που μεταβιβάζει την δύναμη : $l_0 = 5.0 \text{ m}$

Μετά από της παραπάνω εκλογές καταστρώνεται το σχέδιο αγκυρώσεως (βλ επόμ. σελ.) και υπολογίζονται τα κάτωθι στοιχεία :

$$l_h = [l_A - (l_0 / 2)] \times \cos \alpha_A = (19.50 - 2.50) \times \cos 15^\circ = 16.42 \text{ m}$$

$$h_1 = h - h_A + l_h \tan \alpha_A = 7.0 - 5.50 + 16.42 \tan 15^\circ = 5.90 \text{ m}$$

$$h_2 = h + t - h_1 = 7.0 + 4.14 - 5.90 = 5.24 \text{ m}$$

$$\text{Κλίση γραμμής ολισθήσεως : } \tan \theta = h_2 / l_h = 5.24 / 16.42 = 0.319 \Rightarrow \theta = 17.7^\circ$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗΣ ΩΘΗΣΕΩΣ (E_{1h}) ΣΤΟΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΤΟΙΧΟ

Ύψος ισοδύναμου τοίχου $h_1 = 5.90 \text{ m}$
Από το πίνακα υπολογισμού τάσεων έχουμε:

$$\begin{array}{l} \text{Ίδανικό ύψος :} \\ \text{Ειδ. βάρος :} \end{array} \quad \begin{array}{l} 10.52 + 1.90 = 12.42 \text{ m} \\ \gamma_1 - \gamma_w \\ \lambda_u \end{array} \quad \begin{array}{l} = 0.92 \text{ t / m}^3 \\ = 0.22 \end{array}$$

Άρα η τάση σε ύψος 5.90 m από την κορυφή της πασσαλοσανίδας είναι :
 $e_{1h} = 2.51 \text{ t / m}^2$

$$E_{1h} = [(0.44 + 2.12) \times 4.0 / 2] + [(2.12 + 2.51) \times 1.90 / 2] = 9.518 \text{ t}$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ (E_{ah}) ΣΤΟΝ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΟ

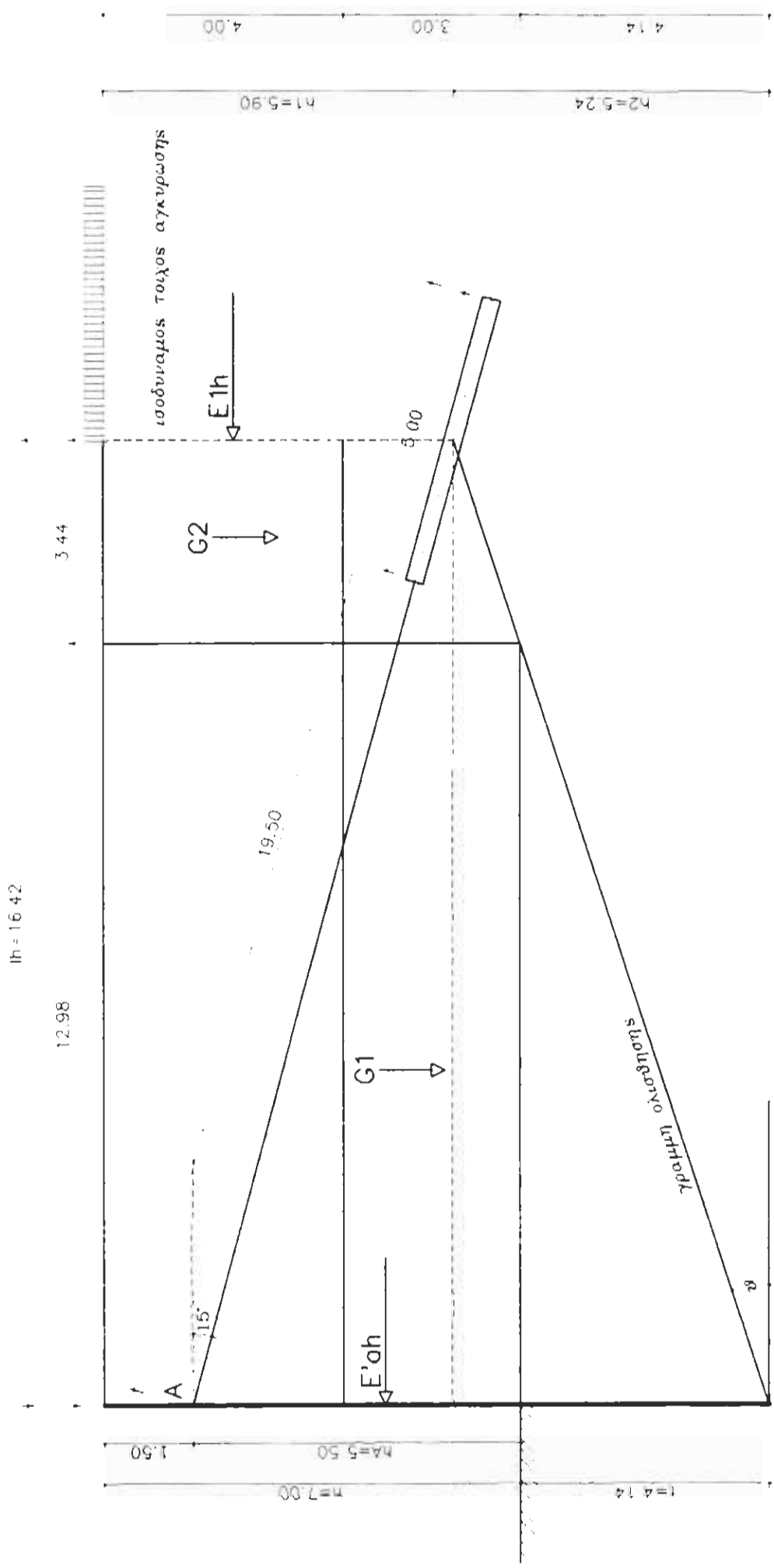
Σύμφωνα με τον Kranz επειδή $\varphi_1 > \varphi_2 > \theta$ δεν λαμβάνουμε την επιρροή του κινητού φορτίου στον υπολογισμό.

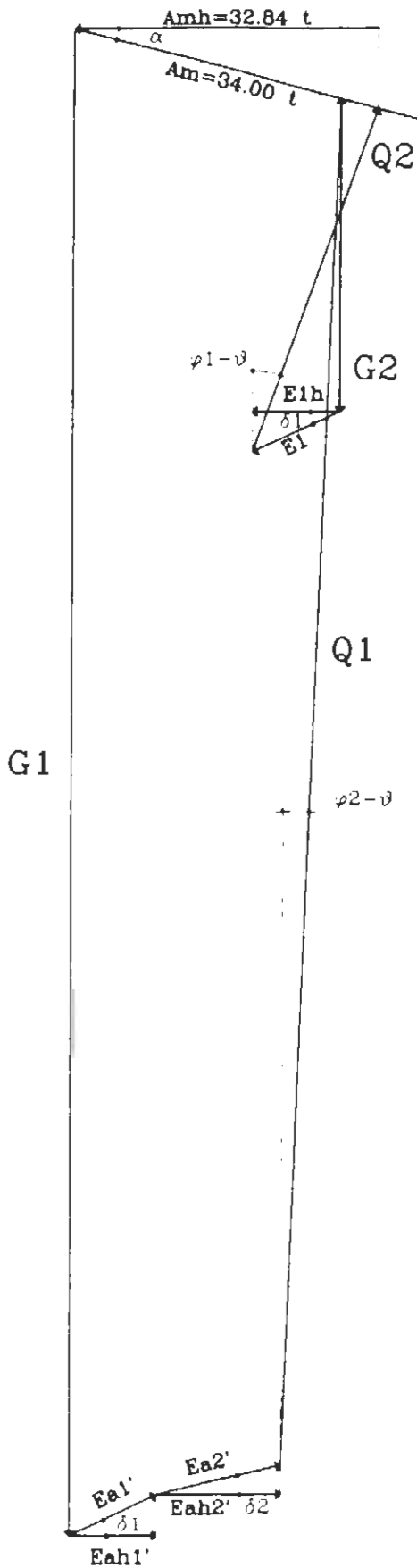
$$E_{ah} = 26.56 \text{ t} \rightarrow E_{ah1}' = E_{ah} - E_{κιν} = 26.56 - 0.44 (7 + u) = 22.44 \text{ t}$$

$$E_{ah2}' = [(5.47 + 6.80) \times 2.35 / 2] - (0.44 u) = 13.38 \text{ t}$$

$$E_{ah1}' = E_{ah1}' - E_{ah2}' = 9.06 \text{ t}$$

ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑ – ΑΓΚΥΡΩΣΗ





ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

Ο έλεγχος ασφάλειας γίνεται με γραφική λύση και ο συντελεστής ασφάλειας είναι $n \geq 1,50$.

G1 , G2 : Βάρος γαιών

Q1 , Q2 : Αντιδράσεις στην επιφάνεια ολίσθησης

A_{mh} : Υπάρχουσα δύναμη αγκυρίου

$$\varphi_1 - \theta = 37,5 - 17,7 = 19,80^\circ$$

$$\varphi_2 - \theta = 20 - 17,7 = 2,3^\circ$$

$$n = A_{mh} / A_k = 32,84 / 18,67 = 1,75 \geq 1,50$$

Άρα το αγκύριο είναι ασφαλές.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

$$\begin{aligned} E_{av1}' &= E_{ah1}' \tan \delta \alpha_1 = 9,06 \tan 25^\circ = 4,224 \text{ t} \\ E_{av2}' &= E_{ah2}' \tan \delta \alpha_2 = 13,38 \tan 13,33^\circ = 3,17 \text{ t} \\ A_v &= A_x \tan \alpha_A = 18,67 \tan 15^\circ = 5,00 \text{ t} \\ EG &= 0,238 (h+t) = 2,651 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\Sigma V = 15,04 \text{ t}$$

Από την διατομή του περιγράμματος της πασσαλοσανίδας , για λόγους ασφάλειας λαμβανουμε μόνο το 25%.

Ύψος πασσαλοσανίδας Hoesch V : 0,29 m

$$F = 1,0 \times 0,29/4 = 0,0725 \text{ m}^2/\text{m}_{\text{τοιχου}}$$

Περίμετρος τοιχωμάτων U=3,18 m/m_{τοιχου}

Το βάθος εμπήξεως l_r όπου αναπτύσσονται τριβές είναι κατά 0,30 m μικρότερο από το βάθος t , επειδή το έδαφος χαλαρώνεται στην επιφάνεια εκσκαφής.

$$l_r = 4,14 - 0,30 = 3,84 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Αντίσταση αιχμής} \quad q_s &= 425 \text{ t / m}^2 \\ \text{Μέση πλευρική τριβή} \quad q_{fm} &= 4,25 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

Το q_s και το q_{fm} είναι στοιχεία του εδάφους που λαμβάνονται από σχετικούς πίνακες.

Αντίσταση T των κατακορύφων φορέων που αντιστοιχεί στη φέρουσα ικανότητα των πασσάλων : $T = F q_s + U l_r q_{fm}$

$$T = 0,0725 \times 425 + 3,18 \times 3,84 \times 4,25 = 87,71 \text{ t}$$

$$n = T / \Sigma V = 87,71 / 15,04 = 5,83 > 1,50$$

ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑ

(Με την επιρροή του σεισμού)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑΣ ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ

Στον έλεγχο της πασσαλοσανίδας για την συμπεριφορά της στην επιβολή σεισμικών φορτίων αυξάνουμε τις οριζόντιες δυνάμεις κατά 25% και ελέγχουμε την ήδη υπάρχουσα πασσαλοσανίδα ως προς το υπάρχων προφίλ ,την έδραση της , την ασφάλεια του υπάρχοντος αγκυρίου και των κατακορύφων δυνάμεων , σύμφωνα με τους κανονισμούς.

Σύμφωνα με τους κανονισμούς έχουμε :

$$B_{\sigma} = 1.25 \times B = 1.25 \times 9.44 = 11.80 \text{ t}$$

$$A_{\sigma} = 1.25 e_u h' - B_{\sigma} = 1.25 \times (2.84 \times 9.35) - 11.80 = 21.39 \text{ t}$$

$$M_{F_{\sigma}} = 1.25 \times M_F = 1.25 \times 25.80 = 32.25 \text{ t}$$

ΔΙΟΡΘΩΣΕΙΣ

$$A_{k\sigma} = A_{\sigma} (h' / h_{A'})^{1/2} = 21.39 (9.35 / 7.85)^{1/2} = 23.34 \text{ t}$$

$$M_{F_{k\sigma}} = M_{F_{\sigma}} (h_{A'} / h')^{1/2} = 32.25 (7.85 / 9.35)^{1/2} = 27.07 \text{ t m} = 2707 \text{ t cm}$$

$$\text{Ροπή αντίστασης } W_x = M_{F_{k\sigma}} / \sigma_{ex} = 2707 / 1,6 = 1691,87 \text{ cm}^3$$

Εχουμε εκλέξει προφίλ πασσαλοσανίδας μάρκας Hoesch τύπος V με ροπή αντίστασης $W_{xV} = 3000 \text{ cm}^3$

$$W_{x(\text{επιλογή προφίλ})} = \alpha W_x = 1,70 \times 1691,87 = 2876 \text{ cm}^3 < W_{xV}$$

Άρα το υπάρχον προφίλ μας καλύπτει στο σεισμό.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΤΗΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑΣ

$$\text{Παθητική } \Omega\theta\eta\sigma\eta : E_{ph\sigma} = E_{ph} \times 1.25 = 50.68 \times 1.25 = 63.35 \text{ t}$$

$$n = E_{ph\sigma} / B = 63.35 / 11.80 = 5.36 \text{ (όμοιο και χωρίς σεισμό)}$$

ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ

Ελέγχουμε την ασφάλεια του υπάρχοντος αγκυρίου.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗΣ ΩΘΗΣΕΩΣ (E_{1h}) ΣΤΟΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΤΟΙΧΟ

$$E_{1hs} = E_{1h} \times 1.25 = 9.518 \times 1.25 = 11.90 \text{ t}$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗΣ ΩΘΗΣΕΩΣ (E_{ah}') ΣΤΟΝ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΟ

$$E_{ah1s}' = E_{ah1}' \times 1.25 = 9.06 \times 1.25 = 11.32 \text{ t}$$

$$E_{ah2s}' = E_{ah2}' \times 1.25 = 13.38 \times 1.25 = 16.72 \text{ t}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

$$E_{av1s}' = E_{ah1s}' \tan \alpha_1 = 11.32 \tan 25^\circ = 5.27 \text{ t}$$

$$E_{av2s}' = E_{ah2s}' \tan \alpha_2 = 16.72 \tan 13.33^\circ = 3.96 \text{ t}$$

$$A_{vs} = A_{xs} \tan \alpha_A = 23.34 \tan 15^\circ = 6.25 \text{ t}$$

$$EG = 0.238 (h+t) = 2.651 \text{ t}$$

$$\Sigma V = 18.13 \text{ t}$$

Από την διατομή του περιγράμματος της πασσαλοσανίδας , για λόγους ασφάλειας λαμβάνουμε μόνο το 25%.

Ύψος πασσαλοσανίδας Hoesch V : 0.29 m

$$F = 1.0 \times 0.29/4 = 0.0725 \text{ m}^2/\text{m}_{\text{τοιχίου}}$$

Περίμετρος τοιχωμάτων $U = 3.18 \text{ m}/\text{m}_{\text{τοιχίου}}$

Το βάθος εμπήξεως l_r όπου αναπτύσσονται τριβές είναι κατά 0.30 m μικρότερο από το βάθος t , επειδή το έδαφος χαλαρώνεται στην επιφάνεια εκσκαφής.

$$l_r = 4.14 - 0.30 = 3.84 \text{ m}$$

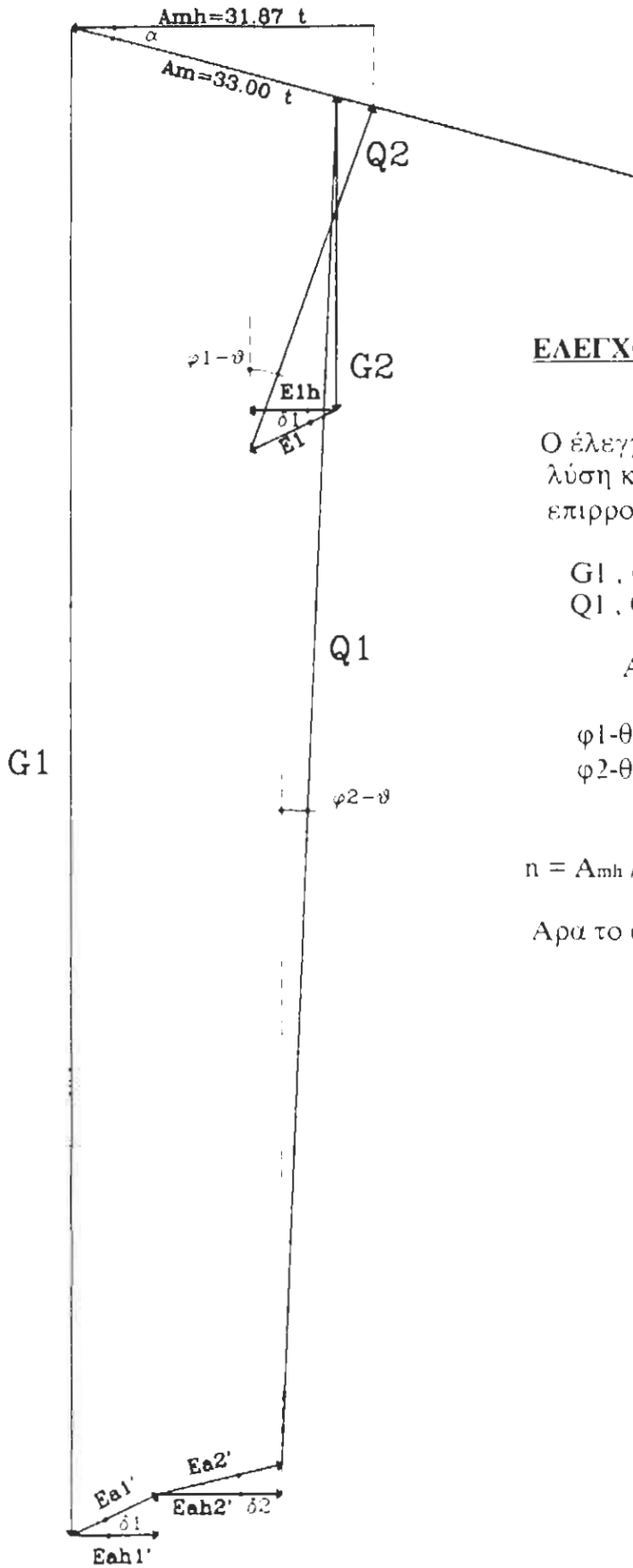
Αντίσταση αιχμής $q_s = 425 \text{ t} / \text{m}^2$

Μέση πλευρική τριβή $q_{m} = 4.25 \text{ t} / \text{m}^2$

Αντίσταση T των κατακορύφων φορέων που αντιστοιχεί στη φέρουσα ικανότητα των πασσάλων : $T = F q_s + U l_r q_m$

$$T = 0.0725 \times 425 + 3.18 \times 3.84 = 87.71 \text{ t}$$

$$n = T / \Sigma V = 87.71 / 18.13 = 4.80 > 1.50 \text{ (ασφαλές)}$$



ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

Ο έλεγχος ασφάλειας γίνεται με γραφική λύση και ο συντελεστής ασφαλείας με την επιρροή του σεισμού είναι $n \geq 1,00$.

G1 , G2 : Βάρος γαιών

Q1 , Q2 : Αντιδράσεις στην επιφάνεια ολίσθησης

A_{mh} : Υπάρχουσα δύναμη αγκυρίου

$$\varphi_1 - \theta = 37,5 - 17,7 = 19,80^\circ$$

$$\varphi_2 - \theta = 20 - 17,7 = 2,3^\circ$$

$$n = A_{mh} / A_{\kappa} = 31,87 / 23,34 = 1,37 \geq 1,00$$

Άρα το αγκύριο είναι ασφαλές.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΤΟΥ ΠΟΛΥΚΛΩΝΟΥ ΤΕΝΟΝΤΑ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ

Εκλέγουμε πολύκλωνο τένοντα : 13Φ12 $\rightarrow F_e = 13 \pi (1,2)^2 / 4 = 14,70 \text{ cm}^2$




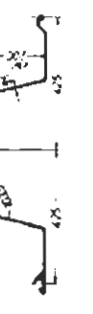
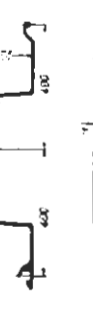



Ποιότητα χάλυβα Bst 42/50 : $\sigma_{επ.} = \beta_s / 1,75 = 2,40 \text{ t/cm}^2$

Η δύναμη λειτουργίας του αγκυρίου A_g είναι :

$$A_g = 14,70 \times 2,40 = 35,20 \text{ t} > A_k$$

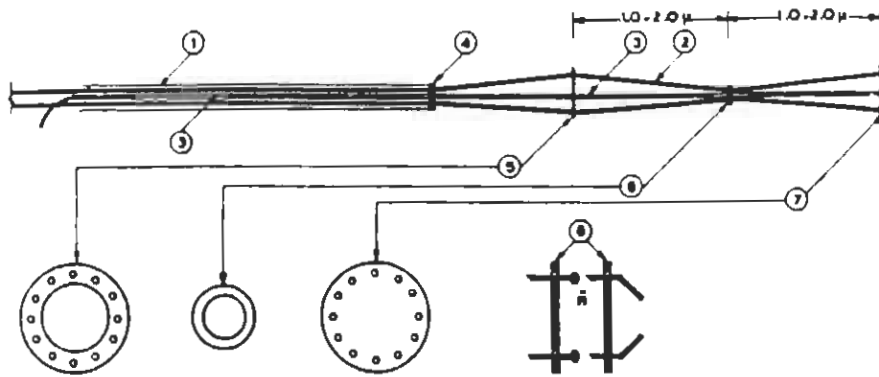
Αρα αφού η δύναμη λειτουργίας του οπλισμού του αγκυρίου A_g είναι μεγαλύτερη από την στατικά απαιτούμενη δύναμη A_k δεν έχουμε πρόβλημα ασφάλειας .

2 Spundwand-Normalprofile

Profil Hoestch		Metergewicht	Querschnitt	Umfang
		kg/m	cm ²	cm
I a		1 ^e E B: 37,83	48,19	119
		1 ^e D B: 75,65	96,37	226
		1 ^e m Wand: 89	113,38	253
I		1 ^e E B: 42,50	54,15	119
		1 ^e D B: 85,00	108,29	226
		1 ^e m Wand: 100	127,40	253
II a		1 ^e E B: 51,85	66,06	117
		1 ^e D B: 103,70	132,12	222
		1 ^e m Wand: 122	155,43	247
II		1 ^e E B: 51,85	66,06	128
		1 ^e D B: 103,70	132,12	244
		1 ^e m Wand: 122	155,43	273
III		1 ^e E B: 62,00	78,98	133
		1 ^e D B: 124,00	157,96	253
		1 ^e m Wand: 155	197,45	300
IV		1 ^e E B: 74,00	94,27	140
		1 ^e D B: 148,00	188,54	267
		1 ^e m Wand: 185	235,68	316
V		1 ^e E B: 101,15	128,85	151
		1 ^e D B: 202,30	257,70	286
		1 ^e m Wand: 238	303,18	318
155		1 ^e E B: 81,37	103,66	171
		1 ^e D B: 162,75	207,33	311
		1 ^e m Wand: 155	197,45	281

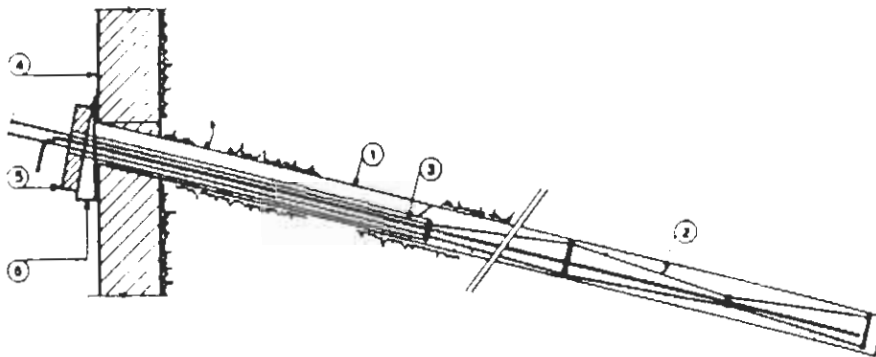
2 Spundwand-Normalprofile (Fortsetzung)

Widerstandsmoment Wx cm ⁴	Trägheitsmomente cm ⁴			Tropfenhöhenmesser cm			zulässige Biegemomente für Lastfall 1 [Mpm]		
	Ix	Iy	Ixy	ix	iy	ixy	St Sp 37	St Sp 45	St Sp 5
255	2 040	9 109	3 773	6,51					
510	4 080			6,51					12,6
600	4 800			6,51			8,4	9,6	12,6
298	2 380	10 000	4 121	6,63					
595	4 760			6,63					14,7
700	5 600			6,63			9,8	11,2	14,7
362	3 070	12 000	4 990	6,81					
723	6 140			6,81					17,9
850	7 225			6,81			11,9	13,6	17,9
468	4 675	11 985	6 311	8,41					
935	9 350			8,41					23,1
1100	11 000			8,41			15,4	17,6	23,1
640	7 340			9,65					
1280	14 760			9,65					33,6
1600	18 400			9,65			22,4	25,6	33,6
880	11 750			11,16					
1760	23 500			11,16					46,2
2200	29 370			11,16			30,8	35,2	46,2
1375	18 500			11,98					
2750	37 000			11,98					63,9
3000	41 280			11,98			12,0	48,0	63,9
1050	15 200			12,37					
2100	31 500			12,37					42,0
2000	30 000			12,37			28,0	32,0	42,0



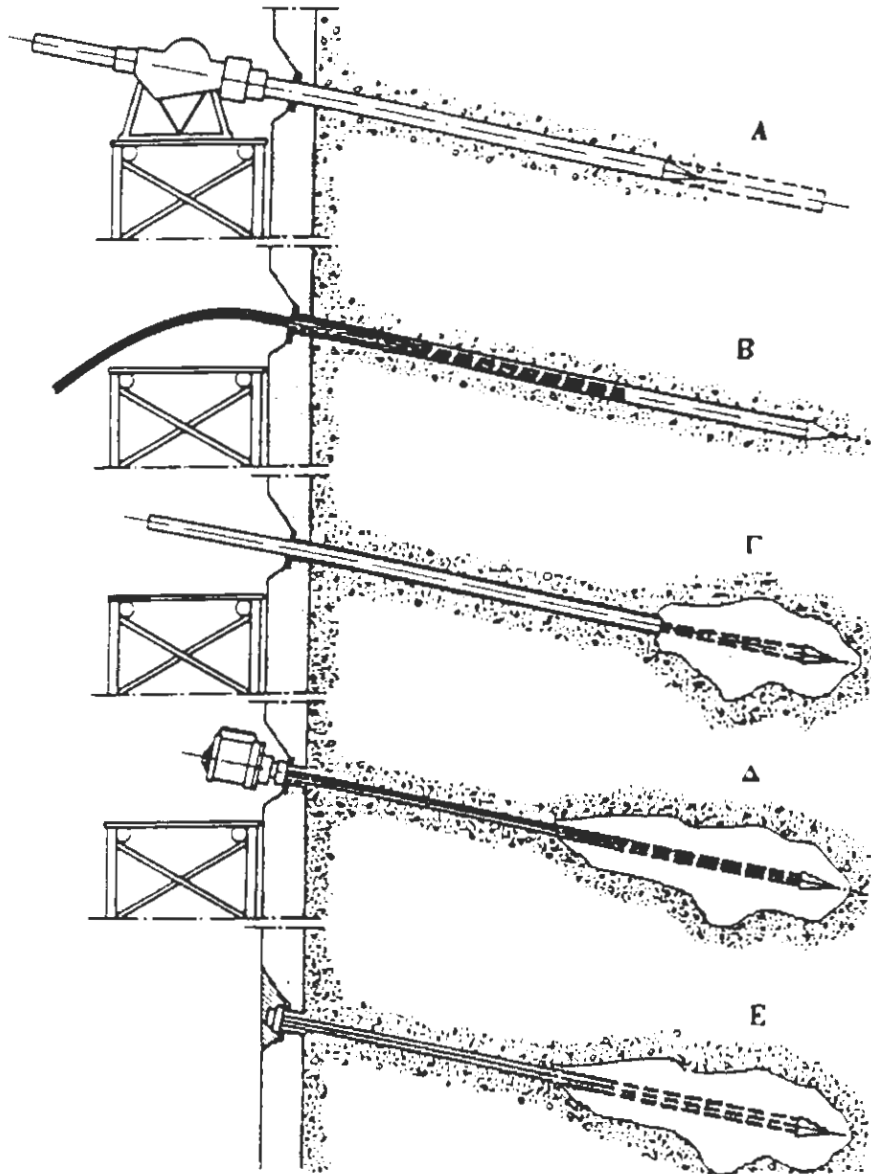
Σχήμα Προσωρινό αγκύριο πριν από την τοποθέτησή του στη γεώτρηση. Κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

1. Στεγανό περίβλημα (λείος πλαστικός σωλήνας)
2. Χαλύβδινα καλώδια του τένοντα
3. Σωλήνας εισπίεσης του ενέματος
4. Πώμα ή στεγανοποίηση με μαστίχη και συγκολλητική ταινία
5. Ενδιάμεση ροδέλα σταθεροποίησης
6. Καλλάρο ή δακτύλιος
7. Τερματικός δίσκος, πλήρης
8. Στερέωση κάθε κλώνου του καλώδιου στον τερματικό δίσκα με κεφαλή ή στράβωμα.



Σχήμα Προσωρινό αγκύριο με πολύκλωνο τένοντα σε χαλαρό έδαφος. Κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

- | | |
|--------------------------|---|
| 1. Γεώτρηση | 4. Τοίχωμα παρειάς εκοκαφής |
| 2. Τσιμεντένεμα πάκτωσης | 5. Πλάκα κεφαλής όπου στηρίζεται ο κώνος προεντασης |
| 3. Ελεύθερο τμήμα χάλυβα | |



Σχήμα Διαδοχικές φάσεις εργασίας για την κατασκευή αγκυρίου σε χαλαρά, σλλουθιακά εδάφη [108].

- α : Εισαγωγή της σωλήνωσης δονητικά
- β : Εισαγωγή του καλωδίου μέσα από τη σωλήνωση
- γ : Σταδιακή ανάσχυση της σωλήνωσης με ταυτόχρονη εισπίεση του ενέματος μέσα από αυτή. Από τη διάχυση του ενέματος σχηματίζεται βολβός και το πακτωμένο τμήμα έχει συνήθως ακανόνιστο σχήμα.
- δ : Τάνυση και έλεγχος του αγκυρίου μετά τη σκλήρυνση του ενέματος
- ε : Εξασφάλιση της κεφαλής.

ΕΡΓΑ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

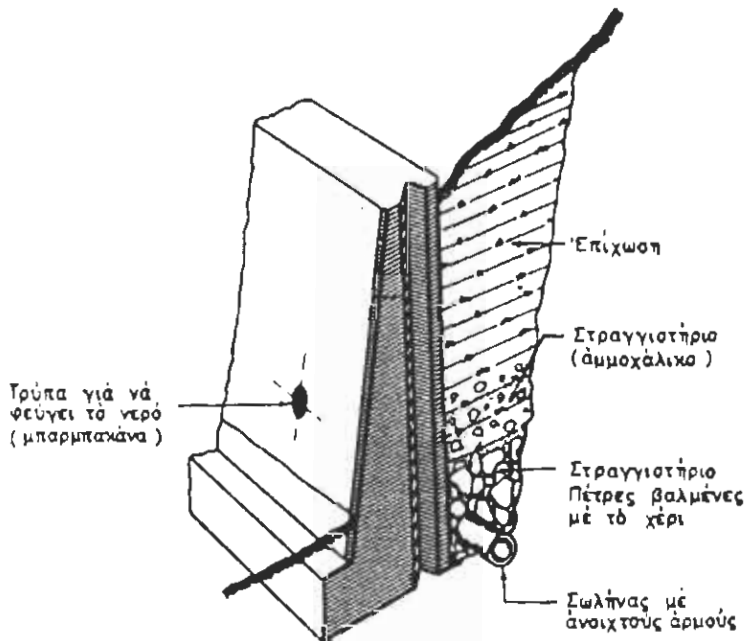
ΤΟΙΧΟΙ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Όσον αφορά τον τοίχο βαρύτητας και τον τοίχο από οπλισμένο σκυρόδεμα αντιμετωπίζονται με το ίδιο έργο προστασίας.

Είναι πάντοτε απαραίτητο στο εσωτερικό μέρος του τοίχου , το έδαφος να μην έρχεται σε άμεση επαφή με το τοίχωμα του τοίχου , αλλά να τοποθετείται μεταξύ τοίχου και εδάφους ένα κατάλληλο στραγγιστήριο με κανάλι απορροής στο κάτω μέρος του τοίχου.

Αυτό γίνεται διότι η παρουσία του νερού , στο έδαφος που αντιστηρίζεται , δημιουργεί μόνο προβλήματα (π.χ. μελλοντική αύξηση της στάθμης του υπογείου οριζοντα νερού συνεπάγεται αύξηση της ωθήσεως η οποία μπορεί να επιφέρει ανατροπή ή ολίσθηση του τοίχου που έχει συμβεί αρκετές φορές στη χώρα μας , υποσκαφή της θεμελίωσης , διάβρωση του σκυροδέματος κ.α.) .

Ετσι μετά την εκσκαφή και τοποθέτηση του τοίχου , τοποθετείται και συμπυκνώνεται στο πίσω μέρος του , υλικό ψαθυρό και υδροπερατό (αμμοχάλικο) , που συντελεί στην πτώση της υδατικής στάθμης και στη μείωση της πίεσης πόρων . Στο παρακάτω σκαρίφημα φαίνεται διάταξη περισυλλογής και απομάκρυνσης υδάτων (φίλτρο) .



Οι αγωγοί (διαμέτρου $\Phi 10$ cm) οι οποίοι απομακρύνουν το νερό ενσωματώνονται στο υλικό κατασκευής του τοίχου , κατά τη διάστρωση του , σε

οριζόντιες και κατακόρυφες αποστάσεις 1,50 μ. περίπου . Επίσης οι αγωγοί αυτοί μπορούν να παραληφθούν αν αντί για αυτούς τοποθετηθεί ένας διάτρητος πηλοσωλήνας διαμέτρου 15 ÷ 20 στη γωνία που σχηματίζει το θεμέλιο του τοίχου και ο κορμός του . Το πίσω μέρος των αγωγών αποστράγγισης (ή γύρω από τον πηλοσωλήνα) προστατεύεται από χονδρόκοκκο υλικό (κροκκάλες ή λιθοσύντριμμα) το οποίο καλύπτει ολόκληρη την παρειά του τοίχου .

ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΕΣ

Ενας από τους σημαντικότερους παράγοντες για την ασφάλεια του έργου αυτού είναι η προστασία της πασσαλοσανίδας και του αγκυρίου (όπου υπάρχει) . Εάν δεν γίνουν έργα προστασίας είναι πολύ μεγάλη η πιθανότητα , η κατασκευή να καταστεί άχρηστη .

Έτσι αν στο έδαφος που πρόκειται να αντιστηριχθεί υπάρχει υπόγειος οριζοντας νερού πρέπει να καταστρωθεί δίκτυο ροής και βάσει αυτού ελέγχουμε αν η υδραυλική κλίση υπερβαίνει την κρίσιμη . Αν συμβεί αυτό θα εμφανιστεί αναβρασμός του εδάφους , το οποίο τότε χαλαρώνει προοδευτικά από πάνω προς τα κάτω και έτσι δημιουργείτε πρόβλημα ασφάλειας στο έργο .

Προκειμένου να αποφύγουμε αυτή την κατάσταση μπορούμε να αυξήσουμε το βάθος έμπηξης πασσαλοσανίδας ή να τοποθετήσουμε φίλτρο κατάντι της πασσαλοσανίδας . Το φίλτρο κατασκευάζεται από υλικό διαπερατό στο νερό , πιο χονδρόκοκκο από το γύρω έδαφος που πρόκειται να αποστραγγιστεί και τοποθετείται για να διευκολύνει την ροή των υδάτων προς μία επιθυμητή κατάσταση .

Όσον αφορά τα αγκύρια οι μεθοδοι προστασίας τους είναι ένα θέμα ευρέως φάσματος.

Γενικά κάθε σύστημα προστασίας των αγκυρίων πρέπει να διαθέτει τις εξής βασικές ιδιότητες :

- α) Να εξασφαλίζει συνεχή και ομοιόμορφη προστασία που να μην εξασθενίζει με τη πάροδο του χρόνου και να έχει διάρκεια ζωής τουλάχιστον ίση με την διάρκεια του έργου .
- β) Να μην επηρεάζει τις ιδιότητες του χάλυβα ούτε κατά την στιγμή της επιβολής του προστατευτικού μέσου ούτε κατά την διάρκεια της λειτουργία του φορέα .
- γ) Να περιβάλλει και να περικλείει τον τένοντα χωρίς να αφήνει πόρους και να μην σχηματίζει ρήγματα εμφανή ή ακόμη και μικροσκοπικά . Να αποτελείτε , δηλαδή , από υλικά που συμβιβάζουν αμοιβαία παραμορφωσιμότητα σταθερότητα και προστασία .
- δ) Να μην εμποδίζει τις μετακινήσεις του ελεύθερου τμήματος του τένοντα , τουλάχιστον μέχρις ότου εκτελεσθεί η τελική τάνυση .
- ε) Η προστασία ή τουλάχιστον κάθε μερική προστασία πρέπει να ολοκληρώνεται σε μία φάση εργασίας , γιατί τα προστατευτικά συστήματα - με ελάχιστες εξαιρέσεις - δεν επιδέχονται ανακατασκευή ή συντήρηση .
- στ) Να μην καταστρέφεται κατά την επανένταση (τη διόρθωση του φορτίου) ιδίως στα σημεία επαφής μεταξύ διαφορετικών στοιχείων .
- ζ) Να είναι αρκετά στέρεο ώστε να αντέχει στους συνηθισμένους χειρισμούς κατά την μεταφορά των καλωδίων στο εργοτάξιο και την εισαγωγή τους μέσα στο διάτρημα .
- η) Να επιτρέπουν , κατά το δυνατόν , τον έλεγχο της καλής τους κατάστασης πριν από την εισαγωγή τους στο διάτρημα .

Ο στόχος κάθε καλής προστασίας είναι να αποκλείσει τον ατμοσφαιρικό αέρα και την υγρασία να φτάσει μέχρι την μεταλλική επιφάνεια του τένοντα και γι' αυτό επιβάλλεται απλή ή διπλή προστασία σε επάλληλες στρώσεις .

Σε περιπτώσεις διαβρωτικών εδαφών η προστασία πρέπει να γίνεται αμέσως μόλις τανυθούν οι τένοντες , ενώ στα μη διαβρωτικά εδάφη μπορεί να περάσει ένα χρονικό διάστημα 15 έως 20 μέρες , ανάλογα με το εάν έχει προηγηθεί προσωρινή προστασία .

Οι Γαλλικές Οδηγίες έχουν συστηματοποιήσει τρεις κατηγορίες προστατευτικών μέτρων :

Προστασία P0 : Δεν χρειάζεται κανένα ιδιαίτερο μέτρο προστασίας πέρα από εκείνα που προβλέπει η συνηθισμένη κατασκευαστική διαδικασία για κάθε είδος τένοντα .

Προστασία P1 : Είναι ισοδύναμη με την προστασία που προσφέρει στεγανό περίβλημα με τον ενδιάμεσο χώρο γεμάτο με υλικό , το οποίο εμποδίζει κάθε χημική δράση . Τέτοια υλικά θεωρούνται τα μη ιονισμένα (π.χ. τα αντιδιαβρωτικά λάδια ή γράσσα) και τα ιονισμένα με βασικές ιδιότητες (π.χ. μίγμα τσιμέντου με μπετονίτη) που δεν περιέχουν διαβρωτικά άλατα (π.χ. χλωριούχα και θειικά) . Εκτελείται πριν ή μετά την τάνυση του τένοντα .

Προστασία P2 : Είναι ισχυρότερη από την προηγούμενη (P1) και διακρίνεται σε άκαμπτη και σε εύκαμπτη . Η άκαμπτη προστασία πρέπει να κατασκευάζεται υποχρεωτικά μετά την τάνυση των αγκυριών ενώ η εύκαμπτη μπορεί να γίνει πριν ή μετά .

Οι τρόποι προστασίας συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα .

Είδος εδάφους	Διάρκεια ζωής		
	Μέχρι 9 μήνες	9 — 18 μήνες	Περισ από 18 μήνες μόνιμα αγκύρια
Μη διαβρωτικά	P0	P1	P2
Μέτρια διαβρωτικά	P1	P2	P2
Πολυ διαβρωτικά	P2	P2	P2

Τα διαβρωτικά εδάφη δεν προσβάλλουν μόνο τον οπλισμό αλλά και το τσιμέντο του ενέματος . Κυριότερα δραστικά στοιχεία είναι πρώτα τα θειικά άλατα και κατόπιν τα οξέα .

Τα προστατευτικά υλικά είναι ονομαστικά τα :

- Τσιμεντενέματα .
- Υλικά με κατάλληλο PH .
- Πλαστικά ενέματα και συνθετικές ρυτίνες .
- Επιστρώσεις και επαλήψεις .
- Περιβλήματα .
- Γράσσα .
- Ασφαλτικά γαλακτώματα .

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΤΡΙΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Προκειμένου να αξιολογήσουμε τις τρεις κατασκευές που μελετήθηκαν πρέπει να αναφέρουμε τα στοιχεία που δίνουν μία συνοπτική εικόνα για τις κατασκευές .

ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

Ο τοίχος βαρύτητας είναι μία κατασκευή που απαιτεί μεγάλες διατομές σκυροδέματος το οποίο είναι βασικός οικονομικός παράγοντας του έργου . Επίσης χαρακτηρίζεται ως ογκώδης κατασκευή και δεν αποτελεί καλαίσθητη παρουσία στο περιβάλλον το οποίο ο μηχανικός καλείται να προστατεύσει .

ΤΟΙΧΟΣ ΠΡΟΒΟΛΟΣ (ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΣ)

Ο τοίχος από οπλισμένο σκυρόδεμα σε αντίθεση με τον τοίχο βαρύτητας δεν παρουσιάζει μεγάλες διατομές σκυροδέματος διότι για την ευστάθεια της κατασκευής συνεργάζεται ο χάλυβας (οπλισμός) . Η κατασκευή μικροτέρων διατομών σκυροδέματος σε συνεργασία με τον χάλυβα είναι οικονομικότερη από τον άοπλο τοίχο γιατί ο βασικός οικονομικός παράγοντας , όπως ήδη έχει αναφερθεί παραπάνω, που επιβαρύνει το κόστος κατασκευής είναι το σκυρόδεμα . Επίσης ο οπλισμένος τοίχος αποτελεί καλαίσθητη παρουσία στο περιβάλλον και χαρακτηρίζεται ως η πιο προσιτή κατασκευή αντιστήριξης σ' αυτό .

Γενικά είναι η καλύτερη λύση για αντιστηρίξεις άνω των 6 μ.

ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΑΣΣΑΛΟΣΑΝΙΔΑ (ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΗ)

Η αγκυρωμένη μεταλλική πασσαλοσανίδα σε σχέση με τις άλλες δύο λύσεις είναι η πιο αντιοικονομική όταν γίνεται αγκύρωση σε χαλαρό έδαφος (π.χ. αμμώδη έδαφος χονδρόκοκκο ανομοιόμορφο καλά διαβαθμισμένο) όπως στην περίπτωσης.

Η χρήση μηχανημάτων για την έμπηξη των πασσαλοσανίδων είναι πολυδάπανη αλλά δεν υπάρχει μεγάλη διαφορά κόστους σε σχέση με τις εργασίες κατασκευής για ένα τοίχο σκυροδέματος . Παρ'όλα αυτά το κόστος υπεραξάνεται με την αγκύρωση . Αυτό συμβαίνει γιατί η αγκύρωση απαιτεί χρήση τσιμεντένεσης η οποία για να πραγματοποιηθεί πρέπει να γίνουν οι εργασίες που περιγράφονται παρακάτω .

Προκειμένου να καταλήξουμε στη σύσταση και στον όγκο του τσιμεντενέματος πρέπει να γνωρίζουμε την διαπερατότητα του εδάφους (η διάμετρος των κόκκων του ενέματος υπολογίζεται σε σχέση με την διάμετρο των πόρων του εδάφους Δεν. < D_{εδαφ.}/5) και αυτό γίνεται με δύο μεθόδους . Η πρώτη μέθοδος είναι ο εργαστηριακός έλεγχος δοκιμών με χρήση διαπερατομέτρων και η δεύτερη με επιτόπου μετρήσεις όπου γίνεται γεώτρηση και δοκιμή εισπίεσεως Packer με την συνεχή παρακολούθηση γεωλόγου . Πολλές φορές τα αποτελέσματα των δοκιμών μπορούν να μας οδηγήσουν σε αναγκαστικά έργα βελτίωσης του εδάφους .

Ετσι είναι πλέον κατανοητό το υπέρογκο κόστος κατασκευής της αγκυρωμένης μεταλλικής πασσαλοσανίδας σε χαλαρό έδαφος .

Το μοναδικό πλεονέκτημα που μας δίνει αυτή η κατασκευή είναι ότι μπορεί να γίνει ως μόνιμη αλλά και ως προσωρινή . Αρα αν υπάρχει ανάγκη προσωρινής κατασκευής αντιστήριξης υπερισχύει φυσικά των άλλων δύο μεθόδων .

Όσον αφορά την παρουσία της στο περιβάλλον δεν αποτελεί καλαίσθητη λύση .

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ

Το τελικό συμπέρασμα είναι ότι αν απαιτούμε μόνιμη κατασκευή αντιστήριξης τότε ο τοίχος πρόβολος οπλισμένου σκυροδέματος είναι σαφώς η καλύτερη λύση ενώ αν θέλουμε προσωρινή τότε δεν μπορούμε να αποφύγουμε την μεταλλική πιασαλοσανίδα .

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1) Wilhelm Stiegler Καθηγητής Πολ.Μηχανικός : « Τοίχοι Αντιστηρίξεως »
- 2) Rubener / Stiegler : « ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ » Μετάφραση 1ης Γερμανικής έκδοσης 1981
- 3) Terzaghi, K. , Peck, R.B. : « ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΗ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ » Αθήνα 1969
- 4) Εταιρία HOESCH : « DIE STAHLSPUNDWAND HOESCH » έκδοση 1965
- 5) Professor DR. ING Edgar Schultze : « Bodenmechanik »
- 6) Σπύρος Παπασπύρου Πολ.Μηχανικός Ε.Μ.Π. Διδάκτωρ Μηχανικός Τεχν. Παν.Μονάχου : « ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ » Αθήνα 1985
- 7) Γιάννης β. Γαλάνης Dr. Πολ.Μηχανικός Καθηγητής Τ.Ε.Ι. Αθήνας : «ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Ι» Αθήνα 1993
- 8) Κων/νος Ιωαν. Χατζής Πολ.Μηχανικός Καθηγητής Τ.Ε.Ι. Λάρισας : « ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ » Αθήνα 1991
- 9) Παναγ. Μαντάς Αρχιτέκτων - Πολ.Μηχανικός Καθηγητής Τ.Ε.Ι. Πάτρας : « ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ »
- 10) Θεοφάνης Α. Γεωργόπουλος Dr. Πολ.Μηχανικός Καθηγητής Τ.Ε.Ι. Πάτρας : « ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ Ι & ΙΙ » Αθήνα 1992

Επίσης χρησιμοποιήθηκαν τα εξής Προγράμματα Η/Υ :

- Word 6.0 για Windows 3.1
- Autocad έκδοση 11 της Autodesk

