

**ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ
ΙΔΡΥΜΑ ΚΟΙΝΩΝΙΚΩΝ ΑΣΦΑΛΙΣΕΩΝ
ΕΝΙΑΙΟ ΤΑΜΕΙΟ ΑΣΦΑΛΙΣΗΣ ΜΙΣΘΩΤΩΝ
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΣΤΕΓΑΣΗΣ**

**ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ
ΝΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΔΙΟΙΚΗΤΙΚΩΝ
ΚΑΙ ΥΓΕΙΟΝΟΜΙΚΩΝ ΥΠΗΡΕΣΙΩΝ
ΙΚΑ-ΕΤΑΜ ΠΥΡΓΟΥ**



***ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ &
ΕΛΕΓΧΟΥ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ***

ΣΙΒΥΛΛΑ ΧΑΪΝΗ, Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Ηλ. Αποστόλου 57 , Τ.Κ. 14122, Ν. Ηράκλειο Αττικής, Τηλ. / fax : 210-7704098

ΔΕΚΕΜΒΡΙΟΣ 2009

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1.	Γενικά - Ανάθεση μελέτης	1
1.2.	Περιγραφή έργου	1
1.3.	Ομάδα εκπόνησης	2
1.4.	Διάρθρωση του τεύχους	2
2.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗΣ ΤΑΣΗΣ	3
2.1.	Γενικά – περιγραφή μεθοδολογίας	3
2.2.	Υπολογισμοί	3
3.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΕΔΑΦΟΥΣ	5
3.1.	Γενικά – περιγραφή μεθοδολογίας	5
3.2.	Υπολογιστική εφαρμογή	7
4.	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΥΠΟΧΩΡΗΣΕΩΝ	9
4.1.	Γενικά – περιγραφή μεθοδολογίας	9
4.2.	Υπολογιστική εφαρμογή	10
5.	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ	12
5.1.	Γενικά	12
5.2.	Μεθοδολογία εύρεσης Συντελεστή Ασφάλειας Ρευστοποίησης	12
5.3.	Υπολογισμοί Συντελεστή Ασφάλειας έναντι Ρευστοποίησης	19
6.	ΕΚΣΚΑΦΕΣ	21
7.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	22

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ
ΒΑΣΕΙ ΔΟΚΙΜΩΝ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ (CPT)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ
ΒΑΣΕΙ ΔΟΚΙΜΩΝ ΠΡΟΤΥΠΗΣ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ (SPT)

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Γενικά - Ανάθεση μελέτης

Η παρούσα μελέτη θεμελίωσης και ελέγχου δυναμικού ρευστοποίησης συντάχθηκε στα πλαίσια εκπόνησης της «ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗΣ ΝΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΔΙΟΙΚΗΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΥΓΕΙΟΝΟΜΙΚΩΝ ΥΠΗΡΕΣΙΩΝ ΙΚΑ-ΕΤΑΜ ΠΥΡΓΟΥ». Το αντικείμενο της ανωτέρω έρευνας και μελέτης καθορίστηκε με την από 29^η Οκτωβρίου 2006 σχετική Σύμβαση, μεταξύ του ΙΚΑ-ΕΤΑΜ εκπροσωπούμενου νόμιμα από τον προϊστάμενο της Δ/νσης Τεχνικής και Στέγασης του ΙΚΑ-ΕΤΑΜ κ. Ιωάννη Ανδρουλάκη και αφετέρου του γραφείου μελετών «Σίβυλλα Χαΐνη», Πολιτικού Μηχανικού – Γεωτεχνικού.

Βάσει των γεωτεχνικών ερευνών που πραγματοποιήθηκαν και της σχετικής έκθεσης γεωτεχνικής αξιολόγησης, θα πραγματοποιηθούν έλεγχοι και υπολογισμοί για την θεμελίωση και το δυναμικό ρευστοποίησης για το νέο κτίριο των διοικητικών και υγειονομικών υπηρεσιών του ΙΚΑ-ΕΤΑΜ στον Πύργο Ηλείας.

1.2. Περιγραφή έργου

Η κατασκευή του εν λόγω κτιρίου σχεδιάζεται εντός οικοπέδου επιφάνειας ~3633 m² το οποίο χωροθετείται στον Δήμο Πύργου του Νομού Ηλείας. Το εν λόγω οικόπεδο εκτείνεται σε μία ημιπεδινή περιοχή, με μικρού μεγέθους λοφώδεις εξάρσεις.

Το κτίριο αποτελείται γενικώς από υπόγειο, ισόγειο και τέσσερις ορόφους. Το υπόγειο θα στεγάσει κυρίως δευτερεύουσες χρήσεις (χώροι στάθμευσης, Η/Μ χώροι κτλ). Το ισόγειο, ο Α' και ο Β' όροφος θα στεγάσουν τις Υπηρεσίες Υγείας ενώ ο Γ' και ο Δ' όροφος τις Υπηρεσίες Ασφάλειας.

Η συνολική επιφάνεια του κτιρίου χωρίζεται με αρμό σε δύο επιμέρους κτιριακές μονάδες. Η επιλογή της θέσης του αρμού έγινε με στόχο την μείωση της καταπόνησης λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

Για την θεμελίωση του έργου έχει προταθεί έδραση επί πλάκας γενικής κοιτόστρωσης πάχους 1,0 m και σε βάθος περί τα 4,0 m από την επιφάνεια του φυσικού εδάφους.

Οι εδαφικοί σχηματισμοί που δομούν το υπέδαφος στην περιοχή μελέτης, χαρακτηρίζονται από εναλλαγές αμμοίλυδων και αργιλοίλυδων στρώσεων με κυμαινόμενα ποσοστά άμμου. Γενικά τα γαιοϋλικά του υπεδάφους χαρακτηρίζονται ως χαμηλής πλαστικότητας, και είναι μέσης συνεκτικότητας έως στιφρά. Ο υδροφόρος ορίζοντας συναντάται πρακτικά επιφανειακά, ενώ οι σχηματισμοί έχουν υπολογίσιμη υδραυλική αγωγιμότητα.

1.3. Ομάδα εκπόνησης

Στην εκπόνηση της παρούσας μελέτης, συμμετείχαν οι :

Σίβυλλα Χαΐνη : Πολιτικός Μηχανικός – Γεωτεχνικός.

Οδυσσέας Βέρροιος : Πολιτικός Μηχανικός – Γεωτεχνικός.

1.4. Διάρθρωση του τεύχους

Η παρούσα μελέτη περιλαμβάνει τις ακόλουθες ενότητες:

- α. Υπολογισμός επιτρεπόμενης τάσης
- β. Έλεγχος υποχωρήσεων
- γ. Υπολογισμός δεικτών εδάφους (ελατήρια αντίδρασης)
- δ. Έλεγχος δυναμικού ρευστοποίησης

2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗΣ ΤΑΣΗΣ

2.1 Γενικά – περιγραφή μεθοδολογίας

Η στάθμη θεμελίωσης βρίσκεται σε βάθος 4,0 m περίπου από την επιφάνεια του εδάφους. Για τους υπολογισμούς της φέρουσας ικανότητας θα χρησιμοποιηθούν τα χαρακτηριστικά αντοχής της ενότητας II (αμμώδης αργιλοίλυσ) δεδομένου ότι το βάθος της έδρασης του εν λόγω τεχνικού αντιστοιχεί στην ενότητα αυτή.

Οι υπολογισμοί θα πραγματοποιηθούν για αστράγγιστες συνθήκες που δίδουν εν γένει κρισιμότερες συνθήκες στην φέρουσα ικανότητα δεδομένης και της αργιλικής φύσης του υλικού. Για την γεωτεχνική ενότητα II λαμβάνεται από την γεωτεχνική αξιολόγηση $S_u=110$ kPa και $\gamma=22$ kN/m³. Οι υπολογισμοί θα πραγματοποιηθούν κατά Vesic (1973).

2.2 Υπολογισμοί

Η φέρουσα ικανότητα για ορθογωνικής κάτοψης θεμέλιο δίδεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$q_f = s_c \cdot d_c \cdot N_c \cdot S_u + \gamma D,$$

- όπου N_c : συντελεστής φέρουσας ικανότητας για θεμελιολωρίδα (=5,14)
 s_c : συντελεστής διόρθωσης για την επιρροή του σχήματος του θεμελίου
 d_c : συντελεστής διόρθωσης για την επιρροή του βάθους του θεμελίου
 γ : το φαινόμενο βάρος του εδαφικού υλικού
 D : το βάθος θεμελίωσης

Όσον αφορά στο σχήμα του θεμελίου θα θεωρηθεί συντηρητικά και βάσει της κάτοψης της θεμελίωσης $B/L=0.5$.

Οι συντελεστές διόρθωσης υπολογίζονται ως ακολούθως.

$$s_c = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right)$$

όπου B: το πλάτος του θεμελίου

L: το μήκος του θεμελίου

Υπέρ της ασφαλείας θα αγνοηθεί η συνεισφορά των υπερκειμένων γαιών από την στάθμη θεμελίωσης λαμβάνοντας $D=0$.

Βάσει της παραπάνω εξίσωσης φέρουσας ικανότητας προκύπτει:

$$q_f = 622 \text{ kPa}$$

Για να υπολογισθεί η επιτρεπόμενη τάση θεμελίωσης χρησιμοποιείται συντελεστής ασφαλείας (Safety Factor) 3.0. Συνεπώς προκύπτει η ακόλουθη επιτρεπόμενη τάση θεμελίωσης:

$$q_{\varepsilon\pi} = \frac{s_c d_c N_c S_u}{S.F} + \gamma D = \frac{622}{3} + 0 = 207 \text{ kPa}$$

Προτείνεται για την επιτρεπόμενη τάση εδάφους η τιμή $q_{\varepsilon\pi} = 200 \text{ kPa}$

Σημειώνεται ότι για τις δυναμικές συνθήκες η επιτρεπόμενη τάση λαμβάνεται υψηλότερη. Βάσει του ΝΕΑΚ προτείνεται συντελεστής ασφαλείας 1.0 για χρήση στον παραπάνω υπολογισμό.

3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΕΔΑΦΟΥΣ

3.1 Γενικά – περιγραφή μεθοδολογίας.

Ακολούθως περιγράφεται η μεθοδολογία υπολογισμού του δείκτη εδάφους στην κατακόρυφη (k_v) και στην οριζόντια (k_h) διεύθυνση. Οι παραπάνω τιμές απαιτούνται στις αναλύσεις της πλάκας θεμελίωσης και των τοιχίων του υπογείου.

Οι απαιτούμενες παράμετροι που υπεισέρχονται στο πρόβλημα είναι:

E = Μέτρο ελαστικότητας εδάφους (Young's modulus)

ν = Λόγος Poisson εδάφους

E_c = Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος (Young's modulus) = 30000 MPa

ν_c = Λόγος Poisson σκυροδέματος = 0,16

H_c = Πάχος πλάκας από σκυρόδεμα

Ο ορισμός του δείκτη εδάφους (βλ. π.χ. Terzaghi, 1955) δίνει με βάση την ελαστική επίλυση τη σχέση (βλ. π.χ. Lambe & Whitman, 1979) :

$$k_1 \equiv \frac{p}{y} = \frac{E}{C_s B_o (1 - \nu^2)} \quad (1a)$$

όπου:

k_1 = Τιμή αναφοράς του δείκτη εδάφους (σταθερά ελατηρίου Winkler) για πλάκα διαμέτρου 30,50cm. Η τιμή αυτή είτε υπολογίζεται από τον παραπάνω τύπο, είτε μετρίεται από επιτόπου δοκιμαστικές φορτίσεις πλάκας. Στον ορισμό αυτό p είναι η θεωρούμενη αύξηση της φόρτισης (πίεσης) στην επαφή εδάφους-κατασκευής και y η προκύπτουσα λόγω της παραπάνω αύξησης μετατόπιση στην ίδια διεύθυνση.

B_o = 30,50cm (η διάμετρος της πλάκας αναφοράς)

C_s = $\pi / 4 \approx 0,79$ (συντελεστής σχήματος για άκαμπτη κυκλική πλάκα)

Για πλάκα θεμελίωσης ή τοίχωμα υπογείου σε στιφρό συνεκτικό έδαφος, με χαρακτηριστική διάσταση (B) μεγαλύτερη από B_0 , ο κατακόρυφος δείκτης εδάφους (k_v) δίδεται σύμφωνα με τον Terzaghi (1955) από τον παρακάτω τύπο :

$$k_v = k_1 \frac{B_0}{B} \quad (1b)$$

Η χαρακτηριστική διάσταση (B) πλάκας θεμελίωσης η τοιχώματος είναι εν γένει μικρότερη από το ολικό πλάτος της κατασκευής λόγω της ευκαμψίας τους. Στην πράξη εάν ένα κατακόρυφο φορτίο εφαρμόζεται σε μια πλάκα (τυπικά ένα φορτίο υποστυλώματος), η αντίδραση του εδάφους δεν είναι ομοιόμορφη κάτω από το σύνολο της πλάκας, αλλά οι πιέσεις του εδάφους κάτω από την πλάκα, αναπτύσσονται κυρίως κάτω από το σημείο εφαρμογής του φορτίου ενώ πρακτικά μηδενίζονται σε αποστάσεις μακριά από αυτό το σημείο. Έτσι, σύμφωνα με το Westergaard (1939), η χαρακτηριστική διάσταση (B) της πλάκας εξαρτάται από τη σχετική ακαμψία της πλάκας και του υποκείμενου εδάφους και δίδεται από τον τύπο (Terzaghi, 1955) :

$$B = 5 \left(\frac{D_c}{k_v} \right)^{1/4} \quad (2)$$

όπου :

$$D_c = \frac{E_c H_c^3}{12 (1 - \nu_c^2)} \quad (3)$$

είναι ένα μέτρο της ακαμψίας της πλάκας από σκυρόδεμα και (k_v) είναι ένα μέτρο της ακαμψίας του υποκείμενου εδάφους.

Ο συνδυασμός των σχέσεων (1b) και (2) δίδει τη χαρακτηριστική διάσταση (B) στο κεντρικό τμήμα της πλάκας (μακριά από τα άκρα):

$$B = \left(\frac{625 D_c}{k_1 B_0} \right)^{1/3} \quad (4a)$$

Ο δείκτης εδάφους κοντά στο άκρο μιας πλάκας (τυπικά σε μια ζώνη με πλάτος ίσο με 2,50 φορές το πάχος της πλάκας) μπορεί να λάβει αυξημένη τιμή: $(2 \div 3) \times k_v$.

Για τον οριζόντιο δείκτη εδάφους (k_h) που εφαρμόζεται στα τοιχώματα υπογείου, γίνεται η υπόθεση ότι το οριζόντιο μέτρο ελαστικότητας του εδάφους (E_h) ταυτίζεται με την αντίστοιχη τιμή (E_v) στην κατακόρυφη διεύθυνση (π.χ. κατά Terzaghi, 1955, με την παραδοχή συνεκτικών σχηματισμών):

$$k_h = k_v \quad (5)$$

3.2 Υπολογιστική εφαρμογή

Για την πλάκα του σκυροδέματος εφαρμόζονται τα ακόλουθα δεδομένα:

E_c = Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος (Young's modulus) = 30000 MPa

ν_c = Λόγος Poisson σκυροδέματος = 0,16

H_c = Πάχος πλάκας θεμελίωσης = 1,00 m

Για το υπέδαφος λαμβάνεται λόγος Poisson $\nu = 0,30$.

Δεδομένου ότι της κατασκευής των έργων προηγείται αποφόρτιση (εκσκαφές) και ότι τα αρχικά φυσικά φορτία που αντικαθίστανται είναι συγκρίσιμα με τα συνολικά φορτία του κτιρίου, συμπεραίνεται ότι τα μέτρα ελαστικότητας προς χρήση στο σχεδιασμό των κατασκευών (όπως για τον προσδιορισμό δεικτών εδάφους για ανάλυση μονίμων κατασκευών) θα πρέπει σε μεγάλο βαθμό να αντιστοιχούν σε πεδίο αποφόρτισης / επαναφόρτισης.

Προτείνεται η υιοθέτηση μέτρου ελαστικότητας 1,5 – 2,0 φορές μεγαλύτερο από αυτό της αρχικής φόρτισης για τους υπολογισμούς.

Σημειώνεται ότι η τιμή του μέτρου ελαστικότητας λαμβάνεται ίδια στην κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση (π.χ. κατά Terzaghi, 1955, για θεώρηση συνεκτικών υλικών). Με βάση τα παραπάνω για τους απαντώμενους στην περιοχή του έργου σχηματισμούς, λαμβάνεται στον προσδιορισμό δεικτών εδάφους: $E=30$ MPa

Ακολουθούν υπολογισμοί για $H_c = 1,00 \text{ m}$ και μέτρο ελαστικότητας-Young εδάφους $E = 30 \text{ MPa}$

Από την (1a) υπολογίζεται:

$$k_1 B_0 = \frac{E}{C_s(1 - \nu^2)} = \frac{30}{\frac{\pi}{4} \times (1 - 0,30^2)} = 42,0 \text{ MN/m}^2$$

$$D_c = \frac{E_c H_c^3}{12(1 - \nu_c^2)} = \frac{30000 \times 1,00^3}{12 \times (1 - 0,16^2)} = 2565,7 \text{ MNm}$$

$$B = \left(\frac{625 D_c}{k_1 B_0} \right)^{1/3} = \left(\frac{625 \times 2565,7}{42,0} \right)^{1/3} = 33,7 \text{ m} \quad \text{για το κεντρικό τμήμα της πλάκας}$$

Έτσι, ο δείκτης εδάφους κάτω από την πλάκα δίδεται από τους τύπους :

(a) Κεντρικό τμήμα της πλάκας :

$$k_v = \frac{k_1 B_0}{B} = \frac{42,0}{33,7} = 1,25 \text{ MN/m}^3$$

Προτείνεται η τιμή $1,25 \text{ MN/m}^3$ για το τμήμα I του κτιρίου και η τιμή $2,50 \text{ MN/m}^3$ για το τμήμα II του κτιρίου, όπου το πλάτος της πλάκας μειώνεται στο ήμισυ περίπου.

(b) Άκρη της πλάκας (ζώνη πλάτους ίσου με 2,5 φορές το πάχος της πλάκας = $2,5 \times 1,00 = 2,5 \times 1,00 = 2,5 \text{ m}$):

$$k_{v, \text{ακμ}} = (2 \div 3) \times k_v \approx 3,0 \text{ MN/m}^3$$

Ο οριζόντιος δείκτης εδάφους λαμβάνεται ίσος προς τον κατακόρυφο:

$$k_h = k_v$$

4. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΥΠΟΧΩΡΗΣΕΩΝ

4.1 Γενικά – περιγραφή μεθοδολογίας

Για την ακριβέστερη δυνατή προσέγγιση των αναμενόμενων υποχωρήσεων που θα προκληθούν από την κατασκευή του κτιρίου, προϋπόθεση αποτελεί ο προσδιορισμός του επιβαλλόμενου (πρόσθετου) φορτίου. Μια ευρέως χρησιμοποιούμενη σχετική παραδοχή είναι τα 10 kN/m^2 ανά όροφο κτιρίου πλέον 30 kN/m^2 για την πλάκα της γενικής κοιτόστρωσης. Με την παραδοχή αυτή προσδιορίζεται προσεγγιστικά ότι η επιβαλλόμενη τάση στην στάθμη θεμελίωσης σε 100 kPa .

Με δεδομένη την αφαίρεση εδαφικού υλικού μέχρι βάθους 4 m από την στάθμη του φυσικού εδάφους προκύπτει αποφόρτιση της τάξης των 80 kPa . Οι υποχωρήσεις που θα πραγματοποιηθούν θα είναι αποτέλεσμα των πρόσθετων 20 kPa που θα επιβληθούν στην στάθμη θεμελίωσης.

Όσον αφορά στην χρονική εξέλιξη των υποχωρήσεων, η ολική καθίζηση ρ_{total} μπορεί να αναλυθεί στις διακριτές συνιστώσες ρ_u , ρ_c , και ρ_s βάσει της σχέσης:

$$\rho_{\text{total}} = \rho_u + \rho_c + \rho_s$$

όπου

ρ_u : άμεση ή αστράγγιστη καθίζηση (immediate, undrained settlement)

ρ_c : καθίζηση λόγω στερεοποίησης (consolidation settlement)

ρ_s : 'δευτερεύουσα' καθίζηση ή καθίζηση ερπυσμού (creep)

Οι Burland and Wroth, 1974; Burland, Broms and De Mello, 1977; Padfield and Sharrock (1983) προτείνουν τις παρακάτω προσεγγιστικές συσχετίσεις των ρ_u και ρ_c καθιζήσεων συναρτήσει των καθιζήσεων που προκύπτουν με θεώρηση συνθηκών μονοδιάστατης συμπίεσης (1xD conventional method).

Για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους (N.C.) ισχύει κατά προσέγγιση:

$$\rho_u \approx 0,1 \cdot \rho_{1xD}$$

και

$$\rho_c \approx \rho_{1xD}$$

Για υπερστερεοποιημένες αργίλους (Ο.Σ.) ισχύει κατά προσέγγιση:

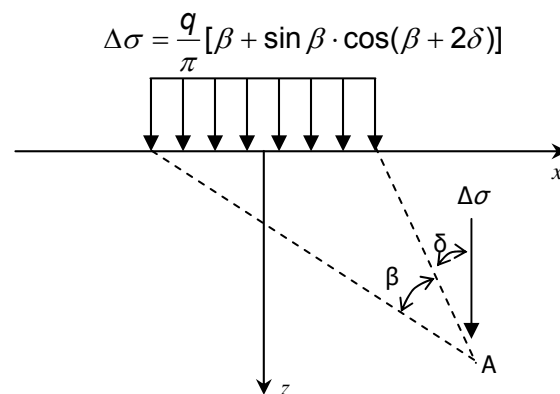
$$\rho_u \approx 0,5 \cdot \rho_{1xD}$$

και

$$\rho_c \approx 0,5 \cdot \rho_{1xD}$$

4.2 Υπολογιστική εφαρμογή

Πραγματοποιήθηκε υπολογισμός ελαστικών υποχωρήσεων (1xD) με την παραδοχή του ελαστικού ημιχώρου και για απειρομήκη θεμελιολωρίδα με πλάτος 30 m, που αντιστοιχεί στις διαστάσεις του κτιρίου. Σύμφωνα με το ακόλουθο Σχήμα η μεταβολή της κατακόρυφης τάσης δίδεται από την παρακάτω σχέση. Ο υπολογισμός των υποχωρήσεων γίνεται χωρίζοντας τον χώρο κάτω από το θεμέλιο σε ζώνες πάχους h_i με μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης E_s , όπου το μέσον της κάθε ζώνης βρίσκεται σε βάθος z_i από τη στάθμη φόρτισης.



Σχήμα 4.1: Κατακόρυφη τάση προκαλούμενη από απειρομήκες φορτίο

Ακολούθως παρουσιάζεται ο πίνακας υπολογισμού των υποχωρήσεων.

B 30 m

	Από	έως	Es (Mpa)
Στρώση Ib	0,0	3,0	15
Στρώση II	3,0	12,0	20
Στρώση III	12,0	30,0	30
Στρώση IIIb	30,0	100,0	50

q 20 kPa

Καθίζηση (m)	Καθίζηση (cm)
0,030	3,0

z (m)	β	Δσ
0,30	3,10	20,0
0,90	3,02	20,0
1,50	2,94	20,0
2,10	2,86	20,0
2,70	2,79	20,0
3,90	2,63	19,9
5,70	2,42	19,6
7,50	2,21	19,2
9,30	2,03	18,6
11,10	1,87	18,0
13,80	1,65	16,9
17,40	1,42	15,4
21,00	1,24	13,9
24,60	1,10	12,6
28,20	0,98	11,5
33,50	0,84	10,1
40,50	0,71	8,7
47,50	0,61	7,6
54,50	0,54	6,7
61,50	0,48	6,0
68,50	0,43	5,4
75,50	0,39	4,9
82,50	0,36	4,5
89,50	0,33	4,2
96,50	0,31	3,9

Από	έως	Μέσο Στρώμ.	Es	ΔΡ	Πάχος (m)	Καθίζηση
0,00	0,60	0,30	15	20,0	0,60	0,0008
0,60	1,20	0,90	15	20,0	0,60	0,0008
1,20	1,80	1,50	15	20,0	0,60	0,0008
1,80	2,40	2,10	15	20,0	0,60	0,0008
2,40	3,00	2,70	15	20,0	0,60	0,0008
3,00	4,80	3,90	20	19,9	1,80	0,0018
4,80	6,60	5,70	20	19,6	1,80	0,0018
6,60	8,40	7,50	20	19,2	1,80	0,0017
8,40	10,20	9,30	20	18,6	1,80	0,0017
10,20	12,00	11,10	20	18,0	1,80	0,0016
12,00	15,60	13,80	30	16,9	3,60	0,0020
15,60	19,20	17,40	30	15,4	3,60	0,0018
19,20	22,80	21,00	30	13,9	3,60	0,0017
22,80	26,40	24,60	30	12,6	3,60	0,0015
26,40	30,00	28,20	30	11,5	3,60	0,0014
30,00	37,00	33,50	50	10,1	7,00	0,0014
37,00	44,00	40,50	50	8,7	7,00	0,0012
44,00	51,00	47,50	50	7,6	7,00	0,0011
51,00	58,00	54,50	50	6,7	7,00	0,0009
58,00	65,00	61,50	50	6,0	7,00	0,0008
65,00	72,00	68,50	50	5,4	7,00	0,0008
72,00	79,00	75,50	50	4,9	7,00	0,0007
79,00	86,00	82,50	50	4,5	7,00	0,0006
86,00	93,00	89,50	50	4,2	7,00	0,0006
93,00	100,00	96,50	50	3,9	7,00	0,0005

Βάσει του παραπάνω υπολογισμού προκύπτουν συνολικές ελαστικές υποχωρήσεις της τάξης των 3 cm. Με θεώρηση υπερστερεοποιημένου υλικού προκύπτει ότι 1,5 cm εξ αυτών θα πραγματοποιηθεί άμεσα, ενώ το υπόλοιπο θα είναι μακροχρόνιες.

Βάσει του μεγέθους των ολικών υποχωρήσεων, των διαστάσεων, του βάθους και του τύπου της θεμελίωσης, δεν αναμένονται προβλήματα συνολικών ή διαφορικών υποχωρήσεων.

5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

5.1 Γενικά

Ως ρευστοποίηση ορίζεται η μεταβολή ενός κοκκώδους υλικού το οποίο είναι πλήρως κορεσμένο και από στερεή κατάσταση μεταπίπτει σε ρευστή, ως συνέπεια της αύξησης των πιέσεων πόρων και της ταυτόχρονης μείωσης των ενεργών τάσεων.

Κατά την διάρκεια κυκλικής αστράγγιστης φόρτισης (π.χ. σεισμική φόρτιση), σχεδόν όλα τα πλήρως κορεσμένα κοκκώδη εδάφη αναπτύσσουν θετική πίεση πόρων εξαιτίας της συστολικής (contractive) συμπεριφοράς τους σε μικρές παραμορφώσεις. Σε περιπτώσεις συνεχούς αντιστροφής της διατμητικής τάσης (ανακυκλιζόμενη φόρτιση), η ενεργός διατμητική τάση εξαιτίας της αύξησης της πίεσης πόρων δύναται να μειωθεί έως και να μηδενιστεί.

Για την δημιουργία ανακυκλιζόμενης διατμητικής φόρτισης το έδαφος πρέπει να εμφανίζεται σχετικά επίπεδο ή με ελαφρά κλίση. Επίσης το ίδιο φαινόμενο δύναται να εμφανιστεί σε απότομες κλίσεις μικρού ύψους. Όταν το έδαφος εμφανίσει συνθήκες μηδενικής ενεργούς τάσης απομειώνεται η ακαμψία του και εμφανίζονται σημαντικές παραμορφώσεις (καθιζήσεις λόγω ρευστοποίησης).

5.2 Μεθοδολογία εύρεσης Συντελεστή Ασφάλειας Ρευστοποίησης

Ο συντελεστής ασφάλειας (FS) έναντι πιθανής ρευστοποίησης του υπό έρευνα κοκκώδους εδαφικού υλικού υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF$$

όπου:

- CSR : η υπολογιζόμενη ανηγμένη διατμητική τάση από σεισμική φόρτιση
- $CRR_{7.5}$: η ανηγμένη διατμητική αντίσταση για σεισμό μεγέθους 7.5
- MSF : συντελεστής αναγωγής μεγέθους

Υπολογισμός ανηγμένης διατμητικής τάσης (CSR)

Η ανηγμένη διατμητική τάση (CSR) από σεισμική φόρτιση υπολογίζεται σύμφωνα με την μεθοδολογία των Seed and Idriss (1971), ως ακολούθως:

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

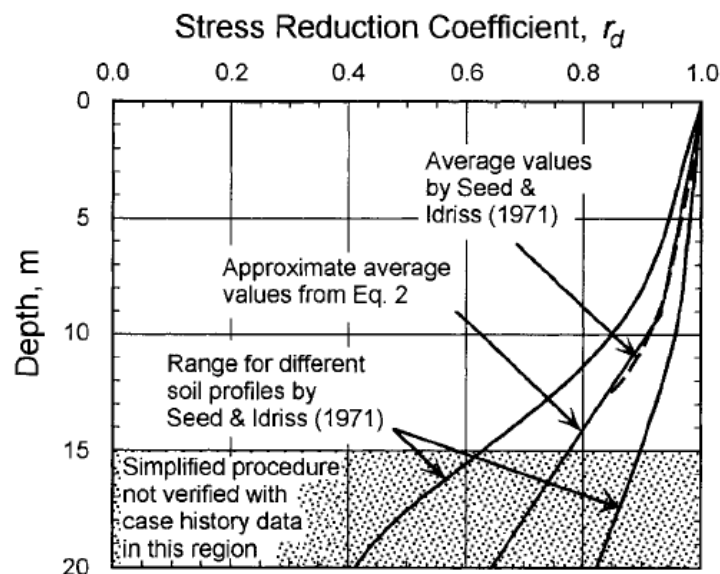
όπου:

- a_{\max} : Μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους
- σ_{v0} : η ολική κατακόρυφη τάση στο βάθος ελέγχου
- σ'_{v0} : η ενεργός κατακόρυφη τάση στο βάθος ελέγχου
- r_d : διορθωτικός συντελεστής βάθους

Ο διορθωτικός συντελεστής βάθους r_d (Eq. 2) υπολογίζεται βάσει μεθοδολογίας κατά Liao & Whitman (1986) σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις και εμφανίζεται στο Σχήμα 5.1:

$$r_d = 1 - 0.00765z; \quad z < 9.15m$$

$$= 1.174 - 0.0267z; \quad 9.15m < z < 23m$$



Σχήμα 5.1: Διορθωτικός συντελεστής βάθους

Υπολογισμός διατμητικής αντίστασης (CRR) με χρήση επί τόπου δοκιμών SPT

Η ανηγμένη διατμητική αντίσταση ($CRR_{7.5}$) με χρήση επί τόπου δοκιμών SPT υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση για την περίπτωση καθαρής άμμου (Blake, 1996):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

όπου:

$(N_1)_{60}$: Κανονικοποιημένη τιμή N_{SPT} στα 100kPa και σε απόδοση ενέργειας 60%

Σε περιπτώσεις όπου το αμμώδες υλικό εμφανίζει κάποια περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα κλάσματα (FC) τότε η παραπάνω σχέση εφαρμόζεται με τη διορθωμένη τιμή ως προς τα λεπτόκοκκα κλάσματα $(N_1)_{60CS}$. Η διόρθωση γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση όπως προτάθηκε από τους Idriss και Seed:

$$(N_1)_{60CS} = a + \beta(N_1)_{60}$$

όπου α , β συντελεστές διόρθωσης εξαιτίας λεπτόκοκκων κλασμάτων όπως δίδονται από την NCEER/NSF 1998.

Η οριζόντια επιτάχυνση σχεδιασμού (A) όπως δύνεται από τον ΕΑΚ πρέπει να προσαυξάνεται κατά 85% ώστε να υπολογίζεται η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση a_{max} εφόσον δεν έχουν εκτελεστεί ειδικότερες σεισμοτεκτονικές μελέτες στην περιοχή μελέτης.

Υπολογισμός διατμητικής αντίστασης (CRR) με χρήση δοκιμών CPT

Ο υπολογισμός της ανηγμένης διατμητικής αντίστασης (CRR) που προκύπτει από δοκιμές πενετρομέτρησης βασίζεται στην παρακάτω διαδικασία:

Θεωρώντας την ισοδύναμη κανονικοποιημένη αντίσταση διεύθυνσης της καθαρής άμμου $(q_{c1N})_{cs}$, η τιμή $CRR_{7.5}$ μπορεί να υπολογιστεί από τις παρακάτω σχέσεις:

$$CRR = 93 \cdot \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08, \quad \text{αν } 50 < (q_{c1N})_{cs} < 160$$

$$CRR = 0.833 \cdot \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.05, \quad \text{αν } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

όπου:

$(q_{c1N})_{cs}$: είναι η ισοδύναμη κανονικοποιημένη αντίσταση διείσδυσης κώνου της καθαρής άμμου

Η τιμή της $(q_{c1N})_{cs}$ μειώνεται από την αντίσταση διείσδυσης του κώνου (q_c) με την ακόλουθη διαδικασία:

$$q_{c1N} = C_Q \cdot (q_c / P_a)$$

όπου:

C_Q : ο συντελεστής κανονικοποίησης για την αντίσταση διείσδυσης του κώνου

P_a : 1atm (ατμοσφαιρική πίεση), ίδιες μονάδες όπως q_c

Q_c : αντίσταση διείσδυσης αιχμής κώνου

Η τιμή C_Q εξαρτάται από την φύση του υλικού και υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

όπου:

P_a : 1atm (ατμοσφαιρική πίεση), ίδιες μονάδες όπως q_c

σ'_{vo} : κατακόρυφη ενεργή τάση υπερκείμενων

: εκθέτης ο οποίος μεταβάλλεται ανάλογα με τη φύση του υλικού. $n=0.5$

n για την

περίπτωση αργιλικών υλικών, έως $n=1.0$ για καθαρές άμμους

Για να διερευνηθεί η επιδεκτικότητα ενός εδαφικού υλικού σε ρευστοποίηση, είναι σημαντικό να γίνει διαχωρισμός μεταξύ των υλικών που παρουσιάζουν πλαστικότητα και αυτών με παρουσία λεπτόκοκκων χωρίς πλαστικότητα. Αυτό επιτυγχάνεται με τον δείκτη συμπεριφοράς υλικού (I_c). Ο δείκτης συμπεριφοράς υλικού I_c είναι

συνάρτηση της αντίστασης διείσδυσης αιχμής κώνου και της πλευρικής αντίστασης (f_s)

Ο δείκτης συμπεριφοράς υλικού (I_c) υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

όπου

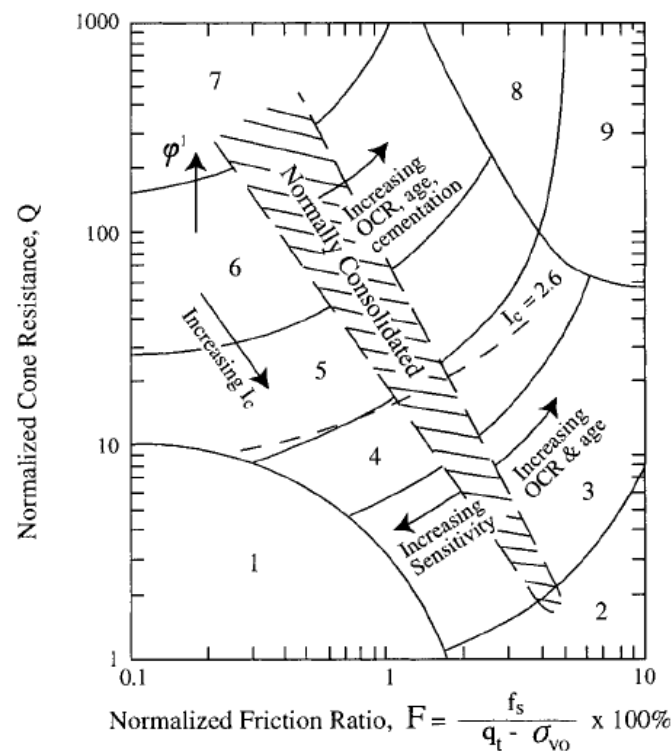
$$Q = \left[\frac{(q_c - \sigma_{vo})}{P_a} \right] \cdot \left[\left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \right]$$

και

$$F = \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \right] \times 100\%$$

Αρχικά ο δείκτης I_c υπολογίζεται χρησιμοποιώντας σαν εκθέτη $n=1.0$, ο οποίος είναι κατάλληλος για την περίπτωση αργιλικών υλικών. Στην περίπτωση που ο δείκτης I_c είναι μεγαλύτερος από 2.6, τότε το υλικό κατατάσσεται ως αργιλώδες και συνεπώς μη ρευστοποιήσιμο. Στην περίπτωση που ο δείκτης I_c είναι μικρότερος από 2.6, τότε γίνεται επανυπολογισμός των τιμών Q και F χρησιμοποιώντας για εκθέτη $n=0.5$, που αντιστοιχεί στην τιμή της καθαρής άμμου. Λαμβάνοντας υπ' όψιν τις τιμές των Q και F για $n=1.0$, το παρακάτω διάγραμμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την κατάταξη των υλικών.

Λόγω του γεγονότος ότι η κατάταξη των υλικών βασιζόμενη στον δείκτη I_c δεν μπορεί να γίνει με μεγάλη ακρίβεια, προτείνεται σε όλα τα υλικά με δείκτη I_c μεγαλύτερο από 2.4, να γίνεται δειγματοληψία ώστε να επιβεβαιωθεί το υλικό και η πιθανότητα ρευστοποίησης.



- | | |
|--|-------------------------------------|
| 1. Sensitive, fine grained | 6. Sands - clean sand to silty sand |
| 2. Organic soils - peats | 7. Gravelly sand to dense sand |
| 3. Clays - silty clay to clay | 8. Very stiff sand to clayey sand* |
| 4. Silt mixtures - clayey silt to silty clay | 9. Very stiff, fine grained* |
| 5. Sand mixtures - silty sand to sandy silt | |

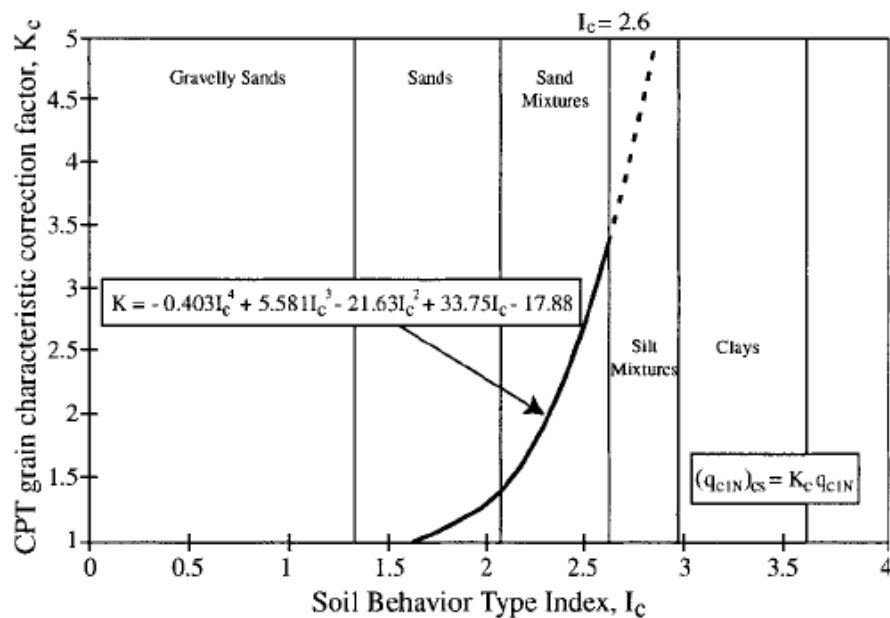
*Heavily overconsolidated or cemented

Σχήμα 5.2: Συμπεριφορά των υλικών βασιζόμενο στις τιμές των Q και F που προκύπτουν από δοκιμή CPT

Σύμφωνα με τον δείκτη I_c , η ισοδύναμη κανονικοποιημένη αντίσταση αιχμής της καθαρής άμμου $(q_{c1N})_{cs}$ μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη σχέση:

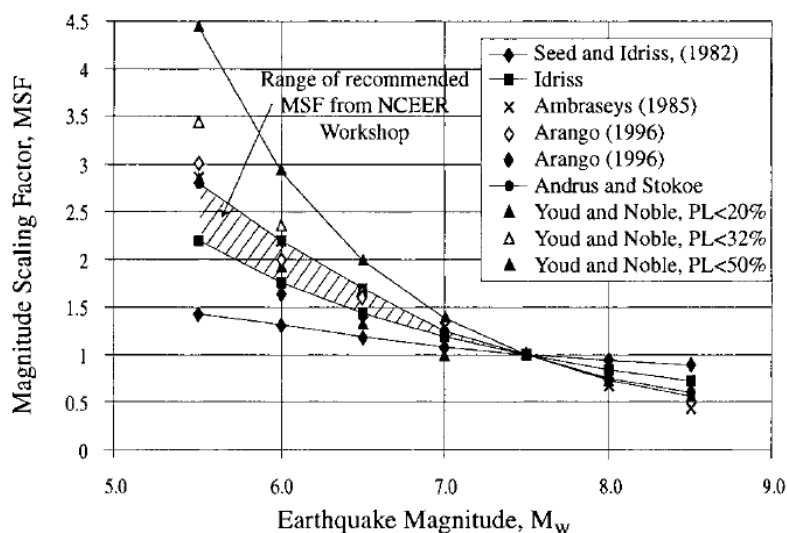
$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N}$$

όπου η τιμή K_c μπορεί να υπολογιστεί από το ακόλουθο διάγραμμα:



Σχήμα 5.3 : Υπολογισμό της τιμής K_c ως συνάρτηση του δείκτη I_c

Ο συντελεστής αναγωγής μεγέθους (MSF) εκτιμάται σύμφωνα με την μεθοδολογία της NCEER/NSF σύμφωνα με το παρακάτω Σχήμα 5.4 :

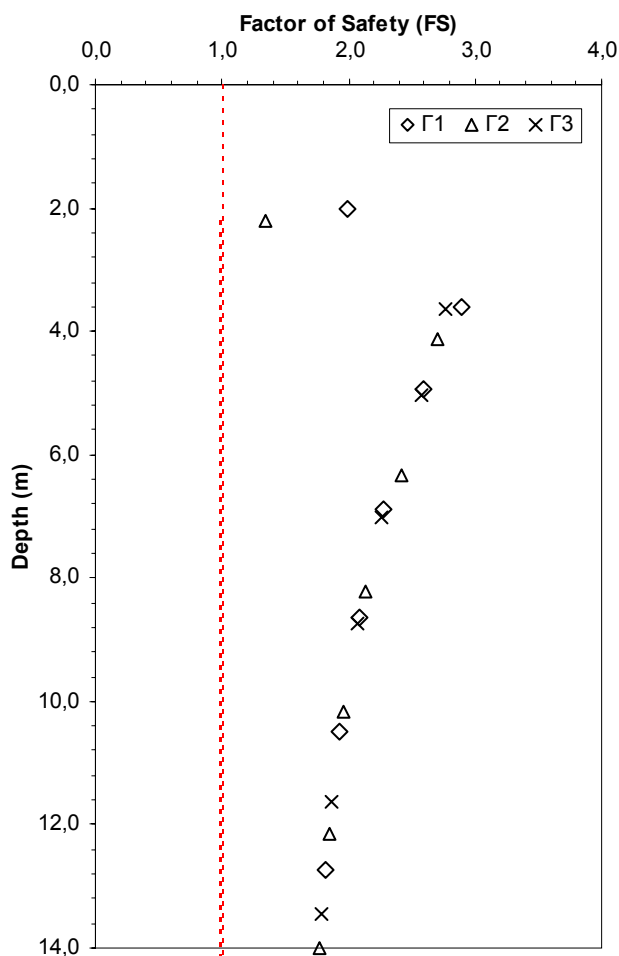


Σχήμα 5.4 : Συντελεστής αναγωγής μεγέθους (NCEER/NSF, 1998)

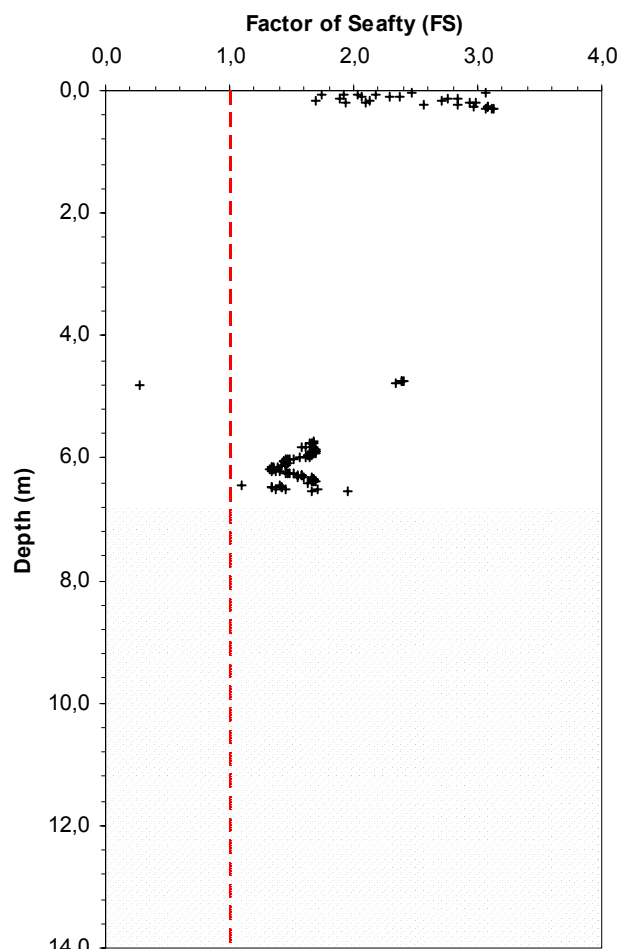
5.3 Υπολογισμοί Συντελεστή Ασφάλειας έναντι Ρευστοποίησης

Σύμφωνα με την παραπάνω μεθοδολογία, τις επί τόπου δοκιμές SPT, τις εργαστηριακές δοκιμές κατάταξης για τον υπολογισμό της περιεκτικότητας σε λεπτόκοκκα και τις δοκιμές πενετρομέτρησης CPT, εκτελέστηκαν οι υπολογισμοί του συντελεστή ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης. Αναλυτικά οι υπολογισμοί παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α.

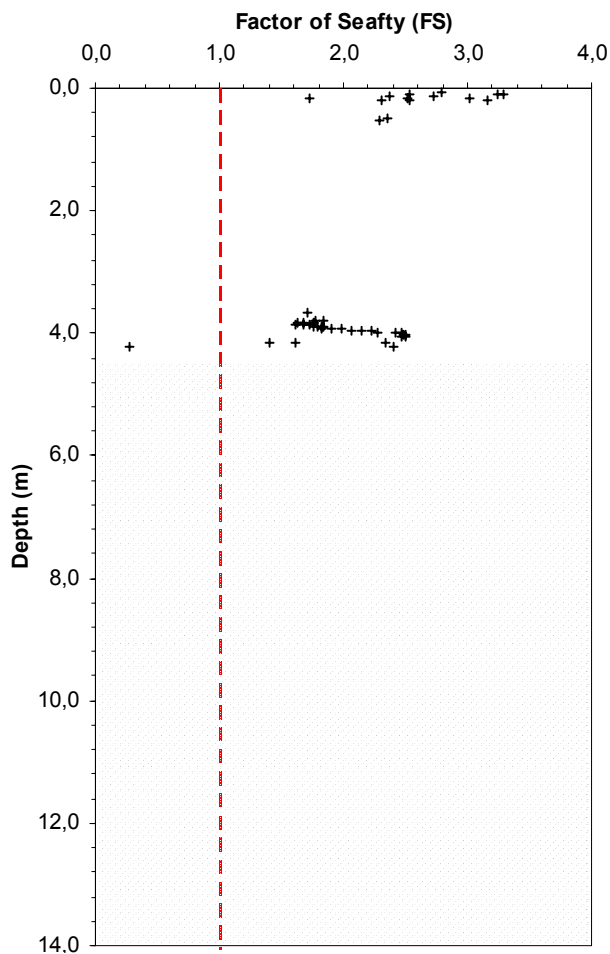
Στα ακόλουθα διαγράμματα 5.4 έως και 5.8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των υπολογισμών του συντελεστή ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης. Οι τιμές SPT που εφαρμόσθηκαν αποτελούν την μέση εκτίμηση για κάθε περιοχή εκτέλεσης δοκιμών.



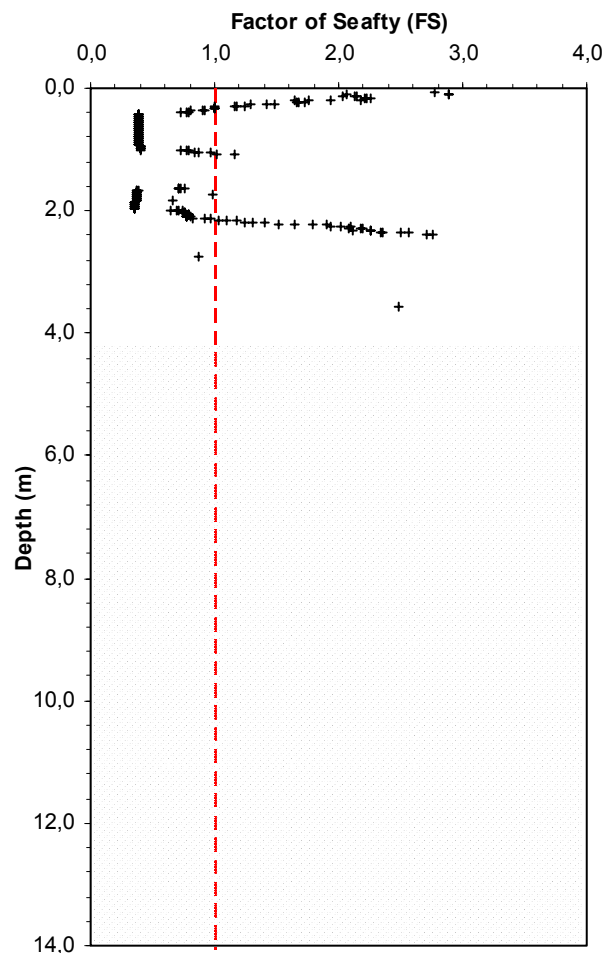
Σχήμα 5.5 : Βάθος – Συντελεστής ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης (Αποτελέσματα από γεωτρήσεις Γ1, Γ2, Γ3)



Σχήμα 5.6 : Βάθος – Συντελεστής ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης (Αποτελέσματα CPT1)



Σχήμα 5.7 : Βάθος – Συντελεστής ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης (Αποτελέσματα CPT2)



Σχήμα 5.8 : Βάθος – Συντελεστής ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης (Αποτελέσματα CPT3)

Οι αναλύσεις εκτελέστηκαν για δύο μεγέθη σεισμού, $M=6.5$, $M=6.0$ για την περίπτωση που χρησιμοποιήθηκαν αποτελέσματα από τις δοκιμές SPT. Στην περίπτωση που χρησιμοποιήθηκαν αποτελέσματα από δοκιμές CPT, οι αναλύσεις εκτελέστηκαν για μεγέθη σεισμού $M=6.5$ και $M=7.0$. Τα αποτελέσματα δίνονται για σεισμό $M=6.5$ που θεωρείται ως ο επικρατέστερος στην περιοχή μελέτης.

Από τα ανωτέρω γραφήματα, γίνεται κατανοητό ότι η πιθανότητα ρευστοποίησης στην υπό εξέταση περιοχή είναι αμελητέα καθώς ο συντελεστής ασφαλείας σε όλες τις διενεργηθείσες αναλύσεις είναι μεγαλύτερος από την μονάδα. Στην περιοχή όπου διενεργήθηκε η πενετρομέτρηση CPT3, στα επιφανειακά 2.0m, ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίσθηκε μικρότερος της μονάδας αλλά δεν λαμβάνονται υπ' όψιν λόγω της κατασκευής του υπογείου, με βάθος εκσκαφής 4.0m.

6. ΕΚΣΚΑΦΕΣ.

Όσον αφορά στην προσωρινή ευστάθεια των πρανών της εκσκαφής εκτιμάται ότι δεν θα απαιτηθεί σύστημα αντιστήριξης για τους ακόλουθους λόγους :

- Τα εδαφικά υλικά είναι γενικά στιφρά και συνεκτικά και παρουσιάζουν ικανοποιητικές μηχανικές ιδιότητες
- Δεν υπάρχουν όμορες κατασκευές με μεγάλα φορτία και μικρή ανοχή σε μετακινήσεις
- Η εκσκαφή είναι τοποθετημένη στο οικόπεδο κατά τρόπο τέτοιο, ώστε να καθίσταται δυνατή η διαμόρφωση κεκλιμένων πρανών εκσκαφής με κλίση 1:1 γενικά και τοπικά 3:2 (υ:β), που θεωρούνται ασφαλείς.
- Η εκσκαφή μπορεί να συνδυαστεί με συστηματικές αντλήσεις για την ταπείνωση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα, για να αυξηθούν οι σχετικοί συντελεστές ασφαλείας.

Λόγω όμως της εποχικά υψηλής στάθμης του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα, και ειδικά για την περίπτωση που οι εισροές υδάτων κατά την εκσκαφή των πρανών είναι έντονες, προτείνεται η κατασκευή φρεατίων άντλησης περιμετρικά και εκτός του χώρου εκσκαφής καθώς και δίκτυο απαγωγής αντλούμενων υδάτων, ώστε να πραγματοποιηθεί καταβιβασμός του φρεατίου ορίζοντα μέχρι περίπου την τελική στάθμη εκσκαφής.

Πέραν της σχεδιαζόμενης (απο την στατική προμελέτη) στεγανολεκάνης και προκειμένου να αποφευχθεί οποιαδήποτε εισροή υπόγειων νερών στον χώρο του υπογείου σε περίπτωση μελλοντικής της αστοχίας, προτείνεται επικουρικά η κατασκευή αποστραγγιστικής στρώσης από θραυστό αμμοχάλικο πάχους 0,5 m επί γεωυφάσματος διαχωρισμού και κατασκευή φρεατίων άντλησης εντός του χώρου κάτοψης της θεμελίωσης. Η συμπύκνωση της αποστραγγιστικής στρώσης προτείνεται να πραγματοποιηθεί με στατικό τύμπανο, καθώς η δόνηση μεταφερόμενη στο υποκείμενο υδροφόρο στρώμα μπορεί να προκαλέσει την «ζύμωση» του υλικού.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στα κεφάλαια που προηγήθηκαν, προσδιορίσθηκαν η επιτρεπόμενη τάση και οι δείκτες εδάφους για χρήση στο στατικό προσομοίωμα του κτιρίου. Παράλληλα εκτιμήθηκε το μέγεθος των αναμενόμενων υποχωρήσεων από την φόρτιση του κτιρίου. Οι έλεγχοι και οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν για έδραση με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης πάχους 1,0 m. Σημειώνεται εξ άλλου ότι η ως άνω θεμελίωση πρόκειται να συνδυαστεί με στεγανολεκάνη στο δάπεδο και τα τοιχώματα των υπογείων.

Σύμφωνα με τον έλεγχο δυναμικού ρευστοποίησης που πραγματοποιήθηκε, δεν απαιτείται η λήψη κάποιου σχετικού μέτρου, καθώς τα υπεδαφικά υλικά στην περιοχή του έργου είναι στιφρά και συνεκτικά και κατ' επέκταση μη επιδεκτικά σε ρευστοποίηση.

Τα εδαφικά υλικά έχουν καλή εκσκαψιμότητα. Αναμένεται να απαιτηθεί συστηματική άντληση υδάτων κατά την διάρκεια της εκσκαφής. Σε περίπτωση που εντοπισθούν προβλήματα ευστάθειας των πρανών εκσκαφής, θα πρέπει αυτά να διαμορφωθούν με κλίση, μέχρι εξάντλησης των περιθωρίων των ορίων του οικοπέδου.

Αθήνα, 1 / 12 / 2009

Οι Συντάξαντες :

Η Ανάδοχος
της Γεωτεχνικής Έρευνας και Μελέτης

Σίβυλλα Χαΐνη
Πολιτ. Μηχανικός - Γεωτεχνικός

Οδυσσέας Βέρροιος
Πολιτ. Μηχανικός- Γεωτεχνικός M.Sc.

Σίβυλλα Χαΐνη
Πολιτ. Μηχανικός - Γεωτεχνικός

ΙΔΡΥΜΑ ΚΟΙΝΩΝΙΚΩΝ ΑΣΦΑΛΙΣΕΩΝ
ΕΝΙΑΙΟ ΤΑΜΕΙΟ ΑΣΦΑΛΙΣΗΣ ΜΙΣΘΩΤΩΝ
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΣΤΕΓΑΣΗΣ

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ
ΝΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΔΙΟΙΚΗΤΙΚΩΝ
ΚΑΙ ΥΓΕΙΟΝΟΜΙΚΩΝ ΥΠΗΡΕΣΙΩΝ
ΙΚΑ-ΕΤΑΜ ΠΥΡΓΟΥ

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ
& ΕΛΕΓΧΟΥ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α΄

*ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ
ΒΑΣΕΙ ΔΟΚΙΜΩΝ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗΣ (CPT)*

ΣΙΒΥΛΛΑ ΧΑΪΝΗ, Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Αγ. Τριάδος 2 , Τ.Κ. 14121, Ν. Ηράκλειο Αττικής, Τηλ. / fax : 210-7704098

ΙΔΡΥΜΑ ΚΟΙΝΩΝΙΚΩΝ ΑΣΦΑΛΙΣΕΩΝ
ΕΝΙΑΙΟ ΤΑΜΕΙΟ ΑΣΦΑΛΙΣΗΣ ΜΙΣΘΩΤΩΝ
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΣΤΕΓΑΣΗΣ

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ
ΝΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΔΙΟΙΚΗΤΙΚΩΝ
ΚΑΙ ΥΓΕΙΟΝΟΜΙΚΩΝ ΥΠΗΡΕΣΙΩΝ
ΙΚΑ-ΕΤΑΜ ΠΥΡΓΟΥ

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ
& ΕΛΕΓΧΟΥ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β΄

*ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ
ΒΑΣΕΙ ΔΟΚΙΜΩΝ ΠΡΟΤΥΠΗΣ ΔΙΕΙΣΔΥΣΗΣ (SPT)*

ΣΙΒΥΛΛΑ ΧΑΪΝΗ, Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Αγ. Τριάδος 2, Τ.Κ. 14121, Ν. Ηράκλειο Αττικής, Τηλ. / fax : 210-7704098