

**ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ
ΓΕΩΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5.1 ΚΑΤΑΜΗΛΟΤΗΤΑ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

5.1.1 Γενικές απαιτήσεις

- [1] Το υπέδαφος, η τοπογραφία και η γενικότερη γεωλογία της περιοχής ενός δομικού έργου πρέπει να εξασφαλίζουν με επαρκή πιθανότητα ότι δεν θα υπάρξει κίνδυνος εδαφικής διάρρηξης, αστάθειας πρानών, μεγάλων μονίμων παραμορφώσεων ή εκτεταμένης ρευστοποίησης κατά την διάρκεια σεισμικού κραδασμού συμβιβαστού με την ένταση και τα φασματικά χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού που προβλέπει ο παρών Κανονισμός.

5.1.2 Γεινίαση Ενεργών Σεισμοτεκτονικών Ρηγμάτων

- [1] Εν γένει δεν επιτρέπεται η δόμηση κτισμάτων σπουδαιότητας Σ2, Σ3 και Σ4 στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων που θεωρούνται σεισμικώς ενεργά.
- [2] Ο χαρακτηρισμός ρηγμάτων ως σεισμικώς ενεργών θα γίνεται με βάση σεισμοϊστορικά και σεισμοτεκτονικά δεδομένα λαμβάνοντας υπόψη και το πιθανό μέγεθος τυχόν σεισμικής διάρρηξης. Η επισήμανση και ο χαρακτηρισμός σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων αποτελεί εν γένει αντικείμενο ειδικής μελέτης αναφερομένης στην ευρύτερη περιοχή οικοδόμησης και όχι σε μεμονωμένα κτίρια. Τέτοια διερεύνηση αποτελεί απαραίτητο στοιχείο για την οικιστική ανάπτυξη μίας περιοχής και υπόκειται σε έλεγχο και έγκριση της πολιτείας. Διερεύνηση για ύπαρξη σεισμικώς ενεργών ρηγμάτων δεν απαιτείται εν γένει μέσα σε οικιστικά ανεπτυγμένες περιοχές, εκτός αν υφίστανται ισχυρές ενδείξεις περί του αντιθέτου, βασιζόμενες σε επίσημους γεωλογικούς – τεκτονικούς χάρτες.
- [3] Σε περιπτώσεις στις οποίες συντρέχουν ειδικοί λόγοι δόμησης στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων που θεωρούνται σεισμικώς ενεργά, η δόμηση επιτρέπεται μόνον ύστερα από ειδική σεισμική – γεωλογική – γεωτεχνική – στατική μελέτη. Στην μελέτη αυτή θα διερευνώνται οι επιπτώσεις της γεινίασης του ρήγματος και θα λαμβάνονται μέτρα για την αποτελεσματική αντιμετώπισή τους. Η σεισμική δράση σχεδιασμού στην άμεση γειτονία τέτοιων ρηγμάτων θα λαμβάνεται αυξημένη τουλάχιστον κατά 25% σε σχέση με την οριζόμενη στο κεφάλαιο 2.

5.1.3 Ευστάθεια Πρानών

- [1] Επιβάλλεται ο έλεγχος της γενικότερης ευστάθειας έναντι ολισθήσεως του πρानούς επί του οποίου θα εδρασθεί η κατασκευή, αλλά και ανάντη ή κατόντη πρανών των οποίων η αστοχία μπορεί να επηρεάσει την κατασκευή. Η ανάλυση της ευστάθειας μπορεί να γίνει σύμφωνα με τις διατάξεις της παρ. 5.4. Ο έλεγχος θα βασίζεται σε κατάλληλη γεωτεχνική διερεύνηση, και αν από αυτήν θεωρηθεί αναγκαία και σε γεωλογική διερεύνηση.

5.1.4 Κίνδυνος Ρευστοποίησης

- [1] Ο κίνδυνος εκτεταμένης ρευστοποίησης κορεσμένων χαλαρών αμμωδών εδαφών πρέπει να ελέγχεται με βάση καθιερωμένες μεθόδους της γεωσεισμικής μηχανικής, και με συνεκτίμηση ενδεχόμενης ενίσχυσης της εδαφικής κίνησης λόγω των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Οπωσδήποτε πάντως πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι εδαφικές επιταχύνσεις που ορίζονται στο Κεφάλαιο 2 αποτελούν «ενεργές» τιμές (όχι μέγιστες), και επομένως δεν πρέπει να γίνεται περαιτέρω μείωση τους.
- [2] Στην περίπτωση που, από τον προαναφερθέντα έλεγχο, η αντίσταση του εδάφους σε ρευστοποίηση προκύψει επισφαλής, επιβάλλεται η εφαρμογή μέτρων για την εξασφάλιση της ακεραιότητας των δομημάτων ή γεωκατασκευών που θα εδραστούν στο έδαφος αυτό.
- [3] Σε παρόμοια εδάφη, για τα οποία όμως θεωρείται ότι υπάρχει επαρκής ασφάλεια έναντι ρευστοποίησης, πρέπει να διερευνάται η αναγκαιότητα μείωσης της ενεργού γωνίας τριβής σχεδιασμού, λόγω συσσώρευσης υπερπιέσεων πόρων κατά την ανακυκλική σεισμική δράση σχεδιασμού (βλ. παρ. Ζ.5).

5.1.5 Διατμητική Συνίζηση του Εδάφους λόγω Ανακυκλικής Φόρτισης

- [1] Χαλαροί ακόρεστοι αμμώδεις εδαφικοί σχηματισμοί είναι δυνατόν να υποστούν δυναμική μείωση όγκου (συνίζηση) με αποτέλεσμα παραμένουσες καθιζήσεις και παραμορφώσεις. Κάτι παρόμοιο μπορεί να συμβεί και σε πολύ μαλακές και ευαίσθητες αργίλους εξαιτίας της σταδιακής απομείωσης της διατμητικής τους αντοχής κατά την ανακυκλική φόρτιση μεγάλης διάρκειας. Η πιθανότητα των φαινομένων αυτών θα πρέπει να ελέγχεται βάσει καθιερωμένων γεωτεχνικών μεθόδων, με μελέτες οι οποίες συντάσσονται με βάση αποτελέσματα επιτόπου ή εργαστηριακών δοκιμών. Εδάφη αυτού του τύπου χαρακτηρίζονται ως “σεισμικώς ευαίσθητα” και η ύπαρξη τους πρέπει να επισημαίνεται στην γεωτεχνική μελέτη.

5.2 ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

5.2.1 Κριτήρια και Κανόνες Εφαρμογής

- [1] Υπό τον σεισμό σχεδιασμού το σύστημα θεμελίωσης πρέπει να εξασφαλίζει με αξιοπιστία την μεταφορά στο έδαφος των δράσεων κάθε εδραζόμενου στοιχείου της ανωδομής, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.
- [2] Ο σχεδιασμός του συστήματος πρέπει να ελαχιστοποιεί τις αβεβαιότητες της σεισμικής απόκρισης. Για τον ίδιο λόγο, απελευθέρωση ενέργειας δεν πρέπει να προβλέπεται μέσω εντόνων πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους αλλά να περιορίζεται στην ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων σε

Σ.5.2.2 Δράσεις Υπολογισμού

Οι δράσεις υπολογισμού στην επιφάνεια έδρασης των στοιχείων θεμελίωσης, όπως υπολογίζονται από τις σχέσεις (5.1) και (5.2), αντιστοιχούν σε ύψος σεισμικής δράσης που προκαλεί πλαστική άρθρωση στην πλησιέστερη προς την έδραση πιθανή θέση πλαστικοποίησης. Η δράση αυτή αντιστοιχεί στην τελική υπολογιστική αντοχή σε κάμψη της διατομής πλαστικής άρθρωσης προσαυξημένη κατά 20% για να καλυφθεί η διαφορά μεταξύ υπολογιστικής και χαρακτηριστικής αντοχής του οπλισμού ή του χάλυβα και κάποια απόκλιση της αντοχής και κράτυνση.

Βιβλιογραφία: {1}, {2}, {3}, {4}, {5}, {6}.

επιλεγμένες θέσεις της ανωδομής. Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις επόμενες παραγράφους.

5.2.2 Δράσεις Σχεδιασμού

- [1] Οι δράσεις σχεδιασμού S_{Fd} , σε στοιχείο θεμελίωσης θα υπολογίζονται εν γένει με βάση την υπεραντοχή του πλάστιμου στοιχείου της ανωδομής που εδράζεται στο στοιχείο θεμελίωσης, ως εξής:

$$S_{Fd} = S_v + \alpha_{CD} S_E \quad (5.1)$$

όπου:

S_v είναι η τιμή εντατικού μεγέθους (ροπή, τέμνουσα, αξονική δύναμη) προερχόμενη από το σύνολο των μη σεισμικών δράσεων του σεισμού συνδυασμού και

S_E είναι η τιμή του ίδιου μεγέθους ή προερχόμενη από την σεισμική δράση στην οποία αντιστοιχεί η σεισμική ροπή που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή α_{CD} , σύμφωνα με την σχέση (5.2).

- [2] Σε θεμελιώσεις μεμονωμένων υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} θα υπολογίζεται, ξεχωριστά για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού από την σχέση:

$$\alpha_{CD} = 1.20 M_R / M_E - M_v / M_E \leq q \quad (5.2)$$

όπου:

M_R και M_E είναι αντίστοιχα η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή στην πλησιέστερη θέση πιθανής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης, στο στοιχείο της ανωδομής που εδράζεται στο υπό εξέταση στοιχείο θεμελίωσης (βλ. παρ. 4.1.4.[3] και 4.1.4.[4]) και

M_v η ροπή από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων του συνδυασμού.

- [3] Σε θεμελίωση δικτυωτού συνδέσμου χαλύβδινου φορέα, στο οποίο πλάστιμο στοιχείο είναι η εφελκυστική διαγώνιος, η τιμή του α_{CD} θα λαμβάνεται σύμφωνα με την παρ. Γ.5.3.[1].
- [4] Όταν το στοιχείο θεμελίωσης φέρει περισσότερα του ενός στοιχεία ανωδομής (πεδιλοδοκοί, πλάκες κοιτοστρώσεως κλπ), επιτρέπεται να εφαρμόζεται η σχέση (5.1) με ενιαία τιμή του α_{CD} , είτε ίση προς 1.35 είτε υπολογιζόμενη από το στοιχείο της ανωδομής που έχει την μέγιστη πλάστιμη σεισμική δράση.

Σ.5.2.3 Αντοχή του Εδάφους

Σ.5.2.3.1 Γενικά

- [2] Με εξαίρεση τις περιπτώσεις εδαφών ευπαθών σε σεισμική δράση, η φέρουσα ικανότητα που θα χρησιμοποιηθεί στους σεισμικούς ελέγχους, μπορεί να βασίζεται σε εδαφικές παραμέτρους υπό ταχεία στατική φόρτιση, δηλαδή υπό αστράγγιστες συνθήκες (αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u , ή ολικές παράμετροι αντοχής c και $\tan\phi$).

- [5] Στην χωρική επαλληλία που ορίζεται στις *παρ. 3.4.4.[2] και 3.5.3.[4]*, για τις δράσεις σχεδιασμού στοιχείων θεμελίωσης, επιτρέπεται στους όρους που πολλαπλασιάζονται με συντελεστή $\lambda = \mu = 0.3$ να χρησιμοποιείται η τιμή $\alpha_{CD} = 1.0$.
- [6] Όταν το εξεταζόμενο στοιχείο θεμελίωσης φέρει και στοιχεία ανεξάρτητα της ανωδομής (π.χ. ανεξάρτητους τοίχους αντιστήριξης) οι δράσεις σχεδιασμού της *σχέσης (5.1)* θα επαυξάνονται κατά τις δράσεις σεισμικού σχεδιασμού των ανεξαρτήτων αυτών στοιχείων, λαμβανόμενες με διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης ίδιες με εκείνες της ανωδομής.

5.2.3 Αντοχή του Εδάφους

5.2.3.1 Βασική Απαίτηση

- [1] Η σεισμική δράση σχεδιασμού της *παρ. 5.2.2* πρέπει να μεταφερθεί στο έδαφος χωρίς υπέρβαση των οριακών καταστάσεων αστοχίας του συστήματος εδάφους – θεμελίου. Στις οριακές αυτές καταστάσεις περιλαμβάνονται, πλην των αναφερομένων στις *παρ. 5.2.3.2 ή 5.2.3.3*, και οι ακόλουθες:

- Γενική ευστάθεια του όλου έργου (του δομήματος και του επηρεαζόμενου τμήματος του εδάφους)

Αυτή πρέπει να διερευνάται σε περιπτώσεις θεμελίωσης σε εδάφη με έντονες κλίσεις ή κοντά σε πρηνή (φυσικά ή τεχνητά). Η διερεύνηση γίνεται σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην *παρ. 5.4*

- Μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις

Κανόνες εφαρμογής για την αποφυγή μεγάλων παραμορφώσεων δίνονται στις *παρ. 5.2.3.2 και 5.2.3.3*, ανάλογα με το είδος της θεμελίωσης.

- [2] Για τον υπολογισμό της αντοχής του εδάφους σύμφωνα με τις *παρ. 5.2.3.2 ή 5.2.3.3 και το Παράρτημα Ζ*, θα χρησιμοποιούνται κατάλληλα εκτιμώμενες τιμές σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων c_d και φ_d . Οι τιμές αυτές δεν πρέπει εν γένει να υπερβαίνουν τις τιμές σχεδιασμού υπό αντίστοιχη στατική φόρτιση.

5.2.3.2 Επιφανειακές Θεμελιώσεις

- [1] Απαιτείται ο έλεγχος έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας που ορίζονται στις *υποπαραγράφους α, β και γ* παρακάτω:

α. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας έδρασης (οριακού φορτίου)

- [1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$N_{Fd} \leq R_{Nd} \dots\dots\dots (5.3)$$

όπου:

N_{Fd} είναι η αξονική δύναμη (κάθετη στην επιφάνεια έδρασης) σεισμικού σχεδιασμού του θεμελίου όπως προκύπτει από την *σχέση (5.1)*, και

R_{Nd} είναι η φέρουσα ικανότητα (οριακό φορτίο) του θεμελίου υπό την επίδραση φορτίου κάθετου στην επιφάνεια έδρασης, στον προσδιορισμό της οποίας λαμβάνονται υπόψη οι συνυπάρχουσες ροπές και οι παράλληλες προς την επιφάνεια έδρασης συνιστώσες του φορτίου, όπως ορίζονται από τις δράσεις S_{Fd} της *σχέσης (5.1)*.

5

- [2] Η φέρουσα ικανότητα R_{Nd} επιτρέπεται να υπολογίζεται ψευδοστατικά, με εδαφικές όμως παραμέτρους που λαμβάνουν υπόψη τον ανακυκλικό χαρακτήρα των σεισμικών παραμορφώσεων του εδάφους. Σε κορεσμένα εδάφη, λόγω της ταχύτητας επιβολής της σεισμικής δράσης, θα θεωρείται εν γένει φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες.
- [3] Στο *Παράρτημα Z* δίνεται ενδεικτική αναλυτική μέθοδος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας για πέδιλα ορθογωνικής κάτοψης. Οι εδαφικές παράμετροι σχεδιασμού για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής θα λαμβάνονται το πολύ ίσες με αυτές που χρησιμοποιούνται για στατικές δράσεις.
- [4] Όταν η εκκεντρότητα του φορτίου σε μία διεύθυνση υπερβεί το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης του θεμελίου, η ικανοποίηση του *κριτηρίου (5.3)* γίνεται εξαιρετικά ευαίσθητη σε μεταβολές τόσο των δράσεων όσο και των διαστάσεων του θεμελίου και των εδαφικών παραμέτρων, επειδή η ενεργός επιφάνεια, σύμφωνα με το *Παράρτημα Z*, μειώνεται κάτω από το 1/3 της επιφάνειας του πεδίου (αν μάλιστα συνυπάρχει ανάλογη εκκεντρότητα και στην άλλη διεύθυνση, φθάνει το 1/9 της επιφάνειας του πεδίου). Επομένως εκκεντρότητες που υπερβαίνουν το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης του θεμελίου επιτρέπονται μόνον όταν ισχύουν όλες οι ακόλουθες προϋποθέσεις :
- Έχει γίνει ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων όλων των δράσεων, που περιλαμβάνει και την τήρηση των διατάξεων της *παρ. 5.2.4.1*
 - Έχουν εξασφαλιστεί αυστηρά όρια ανοχών για τις διαστάσεις και την θέση του θεμελίου
 - Ο σχεδιασμός του φορέα προβλέπει πλάσιμη μετελαστική απόκριση (χρήση $q > 1.0$) και ο συντελεστής ικανοτικής επαύξησης α_{CD} της *σχέσης (5.2)* για το συγκεκριμένο θεμέλιο είναι μικρότερος του q .
 - Το έδαφος θεμελίωσης δεν είναι σεισμικώς ευαίσθητο με την έννοια της *παρ. 5.1.5*. Σε περίπτωση σεισμικώς ευαίσθητων εδαφών οι εκκεντρότητες πρέπει να μην υπερβαίνουν το 1/4 της αντίστοιχης διάστασης των θεμελίων, ώστε να αποφεύγονται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.

Σ.5.2.3.2 Επιφανειακές Θεμελιώσεις

β. Αστοχία σε ολίσθηση

- [1] Η μείωση της παθητικής ώθησης στο 40% γίνεται, ώστε να περιοριστούν οι μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις σύμφωνα με την *παρ. 5.2.1*.

Βιβλιογραφία: {1}, {4}, {5}, {6}.

β. Αστοχία σε Ολίσθηση

- [1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$V_{Sd} \leq R_{Sd} + R_{Pd} \dots\dots\dots (5.4)$$

όπου:

V_{Sd} είναι η τέμνουσα δύναμη παράλληλα με την επιφάνεια έδρασης που προκύπτει από την σεισμική δράση της σχέσης (5.1), επαυξημένη από τυχόν υφιστάμενες αξιόλογες ενεργητικές ωθήσεις ασκούμενες πάνω σε κατακόρυφα μέτωπα του θεμελίου, και από τυχόν υφιστάμενες σεισμικές δράσεις ανεξάρτητων στοιχείων, όπως αναφέρονται στην παρ. 5.2.2.[6],

R_{Sd} είναι η αντίσταση σε ολίσθηση στην διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όπως ορίζεται παρακάτω και

R_{Pd} είναι οι αναπτυσσόμενες αντιστάσεις από παθητικές ωθήσεις σε κατακόρυφα μέτωπα του θεμελίου. Για λόγους περιορισμού των παραμενουσών παραμορφώσεων η αντίσταση αυτή επιτρέπεται να λαμβάνεται μέχρις ύψους 40% της ελάχιστης πλήρους παθητικής ώθησης υπό σεισμικές συνθήκες. Για να ληφθεί υπόψη η R_{Pd} θα πρέπει να εξασφαλίζεται κατά την κατασκευή η πλήρης επαφή των κατακόρυφων μετώπων του θεμελίου, είτε με αδιατάρακτο έδαφος είτε με επαρκώς συμπακνωμένη επίχωση της εκσκαφής και να μην υπάρχει πιθανότητα μελλοντικής αφαίρεσης του αντιστηρίζοντος εδάφους.

- [2] Η αντίσταση σε ολίσθηση R_{Sd} επιτρέπεται να υπολογίζεται ως εξής:

- 1) Σε κοκκώδη εδάφη:

$$R_{Sd} = N'_{Fd} \cdot \tan(\delta_d) \dots\dots\dots (5.5)$$

όπου:

N'_{Fd} είναι η ενεργός ορθή δύναμη που δρα κάθετα στην επιφάνεια έδρασης και αντιστοιχεί στη δράση σχεδιασμού της σχέσης (5.1) και

δ_d είναι η τιμή σχεδιασμού της γωνίας τριβής στην διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου που λαμβάνεται ίση:

- με την γωνία διατμητικής αντοχής σχεδιασμού φ_d , σε περίπτωση θεμελίου από σκυρόδεμα που διαστρώνεται απευθείας στο έδαφος,

Σ.5.2.3.3 Βαθιές Θεμελιώσεις

Βιβλιογραφία: {3}, {5}, {11}.

- με $(2/3)\varphi_d$, σε περίπτωση προκατασκευασμένου θεμελίου από σκυρόδεμα με λεία επιφάνεια έδρασης, και
- με την γωνία τριβής μεμβράνης/γεωυφάσματος, εφόσον παρεμβάλλεται στεγανοποιητική μεμβράνη μεταξύ θεμελίου και εδάφους.

2) Σε συνεκτικά εδάφη:

$$R_{Sd} = A' \cdot s_u \leq 0.4 \cdot N_{Fd} \dots\dots\dots (5.6)$$

όπου:

A' είναι η ενεργός επιφάνεια του θεμελίου, σύμφωνα με το *Παράρτημα ΣΤ* για ορθογωνική επιφάνεια έδρασης ή αναλογικά υπολογιζόμενη για έδραση άλλου σχήματος,

s_u είναι η τιμή σχεδιασμού της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των στρώσεων του εδάφους υπό το θεμέλιο και

N_{Fd} είναι η ορθή δύναμη στην διεπιφάνεια έδαφους – θεμελίου.

γ. **Αστοχία δομικών στοιχείων του θεμελίου**

- [1] Τα δομικά στοιχεία του θεμελίου θα ελέγχονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας υπό την επίδραση των δράσεων σχεδιασμού της *σχέσης (5.1)* και των σχετικών αντιδράσεων του εδάφους. Οι τελευταίες επιτρέπεται να υπολογίζονται από τις συνθήκες ισορροπίας είτε με θεώρηση ελαστικής έδρασης (τύπου Winkler), συνεπούς προς την μορφή και το μέγεθος του εξεταζόμενου στοιχείου και την παραμορφωσιμότητα του εδάφους, είτε με παραδοχή γραμμικής κατανομής των εδαφικών αντιδράσεων.

5.2.3.3 Βαθιές Θεμελιώσεις (Πάσσαλοι, Διαφράγματα, Φρέατα)

- [1] Η παράγραφος αυτή αναφέρεται βασικά σε πασσάλους. Σε περιπτώσεις διαφραγμάτων ή φρεάτων μπορούν να εφαρμοστούν οι ίδιες γενικές αρχές, υπό την προϋπόθεση ότι λαμβάνονται υπόψη με ικανοποιητική προσέγγιση οι διαφορές που οφείλονται στις ιδιομορφίες των συστημάτων αυτών.

α. **Ανάλυση**

- [1] Αν δεν γίνει ακριβέστερη προσέγγιση η ανάλυση μπορεί να γίνεται με ισοδύναμο ελαστικό προσομοίωμα, συνεχές ή διακριτό στο οποίο απεικονίζονται με επαρκή ακρίβεια:
- Η πλευρική δυστημψία του εδάφους.
 - Η δυσκαμψία του πασσάλου (καμπτική και διαμήκης).
 - Η δυσκαμψία του κεφαλοδέσμου και της ανωδομής.

- [2] Η πλευρική αντίσταση επιφανειακών στρώσεων ευαίσθητων σε ρευστοποίηση ή απώλεια αντοχής (βλ. παρ. 5.1.5) πρέπει να μειώνεται καταλλήλως μέχρι και να μηδενίζεται.
- [3] Δεν συνιστάται η μεταφορά οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων στο έδαφος μέσω αξονικών δυνάμεων κεκλιμένων πασσάλων. Όταν χρησιμοποιούνται κεκλιμένοι πάσσαλοι θα ελέγχεται απαραίτητως και η καμπτική τους καταπόνηση.
- [4] Η διαμήκης και πλευρική δυσκαμψία των πασσάλων θα λαμβάνεται από την τέμνουσα δυσκαμψία στην «ελαστική» περιοχή της λειτουργίας τους δηλαδή πριν την έναρξη ολίσθησης σε σχέση με το έδαφος. Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση τιμών που αντιστοιχούν σε στατική φόρτιση.
- [5] Σε περίπτωση σεισμού η καταπόνηση πασσάλων ή άλλων στοιχείων βαθιάς θεμελιώσεως προέρχεται εν γένει από τις ακόλουθες αιτίες:
- την δράση στήριξης δηλαδή την μεταφορά των δράσεων της ανωδομής στο έδαφος και αντίστροφα, και
 - την «κινηματική» καταπόνηση, που οφείλεται στην παραμόρφωση που υφίσταται το περιβάλλον έδαφος κατά την διέλευση των σεισμικών κυμάτων.
- [6] Οι πάσσαλοι και οι πασσαλόδεσμοι ελέγχονται πάντοτε για την δράση στήριξης. Η κινηματική καταπόνηση πρέπει να λαμβάνεται υποχρεωτικώς υπόψη, έστω και με απλοποιημένη μεθοδολογία, όταν συντρέχουν οι ακόλουθες συνθήκες:
- Έδαφος κατηγορίας Γ ή έδαφος που περιλαμβάνει στρώσεις με εντόνως διαφορετικές ιδιότητες, όπως αναφέρονται στην *υποπαράγραφο β3.[3]* παρακάτω.
 - Ζώνη σεισμικότητας III ή IV
 - Δόμημα σπουδαιότητας Σ3 ή Σ4.

β. Οριακές καταστάσεις αστοχίας

- [1] Πρέπει να γίνεται έλεγχος μη υπέρβασης των οριακών καταστάσεων αστοχίας που ορίζονται στις *υποπαραγράφους β1, β2 και β3* παρακάτω:

β1 Αστοχία σε αξονικό φορτίο (θλιπτικό ή εφελκυστικό)

- [1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$N_{Pd} \leq R_{Nd} \dots\dots\dots (5.7)$$

όπου:

N_{Pd} είναι η αξονική δύναμη του δυσμενέστερου πασσάλου όπως

προκύπτει από την ανάλυση υπό την επίδραση της δράσεως της σχέσης (5.1) και

R_{Nd} είναι η φέρουσα ικανότητα (οριακό φορτίο) του πασσάλου όπως προσδιορίζεται υπό στατικές συνθήκες σύμφωνα με ισχύοντες κανονισμούς, παραδεδεγμένες μεθόδους υπολογισμού ή/και δοκιμαστικές φορτίσεις. Εφόσον συντρέχουν λόγοι μείωσης της αντοχής του εδάφους εξαιτίας της σεισμικής καταπονήσεως, η R_{Nd} θα μειώνεται αντίστοιχα.

- [2] Σε περίπτωση που η πλήρης ανάπτυξη του οριακού αξονικού φορτίου συνεπάγεται την ανάπτυξη σημαντικών παραμενουσών υποχωρήσεων του πασσάλου πρέπει να γίνεται μείωση του οριακού φορτίου σε τιμές που αντιστοιχούν σε αποδεκτές μόνιμες παραμορφώσεις. Αν δεν υφίστανται ειδικοί λόγοι ευαισθησίας του στατικού συστήματος της ανωδομής, επιτρέπεται να θεωρηθεί ανεκτή μόνιμη παραμόρφωση μέχρι 40 mm.

β2 Αστοχία σε εγκάρσια αντίσταση του εδάφους

- [1] Το κριτήριο αυτό ανάγεται στην ικανοποίηση της ακόλουθης ανίσωσης:

$$V_{T,d} \leq R_{Td} \dots\dots\dots (5.8)$$

όπου:

$V_{T,d}$ είναι η μέγιστη τέμνουσα δύναμη του πασσάλου, όπως προκύπτει από την ανάλυση υπό την δράση της σχέσης (5.1) και

R_{Td} είναι η φέρουσα ικανότητα του εδάφους σε εγκάρσια φόρτιση με ροπή κεφαλής που αντιστοιχεί στην $V_{T,d}$, όπως προκύπτει από ισχύοντες κανονισμούς, παραδεδεγμένες μεθόδους υπολογισμού, ή/και δοκιμαστικές φόρτισεις. Με εξαίρεση τα “σεισμικώς ευπαθή” εδάφη της παρ. 5.1.5, επιτρέπεται εν γένει, να λαμβάνεται η φέρουσα ικανότητα υπό στατικές συνθήκες.

β3 Αστοχία δομικών στοιχείων της θεμελίωσης

- [1] Τα δομικά στοιχεία της θεμελίωσης θα ελέγχονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπως περιγράφεται στην παρ. 5.2.3.3.α.
- [2] Σε θεμελίωση με πασσάλους πρέπει εν γένει να εξασφαλίζεται (μέσω ελέγχων με τις ικανοτικές δράσεις της σχέσεως (5.1)) ότι οι πάσσαλοι παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Όταν αυτό δεν είναι δυνατό πρέπει να γίνεται περίσφιγξη των πιθανών και ενδεχομένων περιοχών πλαστικών αρθρώσεων και ικανοτικός έλεγχος των πασσάλων σε διάτμηση με εφαρμογή δράσεων αναλόγων προς τις προκύπτουσες από τις σχέσεις (5.1) και (5.2).

- [3] Πιθανή περιοχή πλαστικής άρθρωσης θεωρείται περιοχή μήκους $2d$ κάτω από τον κεφαλόδεσμο. Αν ο πάσσαλος διέρχεται μέσω διεπιφάνειας επαλλήλων εδαφικών στρώσεων οι οποίες έχουν πολύ διαφορετικά μέτρα διατμήσεως (λόγος μέτρων διατμήσεως > 5), περιοχές μήκους $\pm 2d$ περί τα πιθανά όρια της διεπιφάνειας θα θεωρούνται περιοχές ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Στις περιοχές αυτές θα προβλέπεται περίσφιξη και καμπτική αντοχή ίση με εκείνη της κεφαλής του πασσάλου. Από τον κανόνα αυτό εξαιρείται η περιοχή της στρώσης εδράσεως σε εδραζόμενους πασσάλους, εφόσον δεν δημιουργούνται συνθήκες πλήρους πάκτωσης των πασσάλων.
- [4] Σε περίπτωση που στην ανάλυση λαμβάνεται υπόψη η κινηματική καταπόνηση (βλ. 5.2.3.3α/6), και εφόσον σε θέση εδαφικής ασυνέχειας προκύψει καμπτική ροπή μικρότερη από το 30% της ροπής της κεφαλής του πασσάλου, η αντίστοιχη περιοχή δεν χρειάζεται να θεωρηθεί ως ενδεχόμενη πλαστική άρθρωση.

5.2.4 Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων

5.2.4.1 Γενικά

- [1] Το σύστημα θεμελίωσης πρέπει να είναι ομοιογενές και να εξασφαλίζει την κατά το δυνατό πιο ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών δράσεων στο έδαφος. Πρέπει να αποφεύγεται η διάταξη των επιφανειακών εδράσεων κατακόρυφων στοιχείων του ίδιου κτιρίου σε διαφορετικά οριζόντια επίπεδα με σημαντικές υψομετρικές διαφορές. Όταν αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνονται κατασκευαστικά μέτρα που να εξασφαλίζουν κοινές οριζόντιες μετακινήσεις των ανισόσταθμων εδράσεων. Τέτοια μέτρα δεν είναι αναγκαία σε θεμελίωση επί υγιούς βραχώδους εδάφους.

5.2.4.2 Συνδετήριες δοκοί

- [1] Μεμονωμένα πέδιλα και κεφαλόδεσμοι πασσάλων θα συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις.
- [2] Οι συνδετήριες δοκοί επιτρέπεται να μην λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση του φορέα. Θα ελέγχονται πάντως κατά ελάχιστο με δράση αξονικής δύναμης:

$$F_d = \zeta \alpha N_m \dots\dots\dots (5.9)$$

όπου:

α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ($= A/g$),

N_m είναι ο μέσος όρος των κατακόρυφων φορτίων των συνδεομένων στοιχείων,

ζ είναι 0.40 για έδαφος κατηγορίας Α, 0.50 για έδαφος κατηγορίας Β και 0.60 για έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ.

- [3] Η διάταξη συνδετήριων δοκών δεν είναι υποχρεωτική στις ακόλουθες περιπτώσεις:
- Σε εδάφη κατηγορίας Α και περιοχές σεισμικότητας Ι και ΙΙ, εφόσον όλες οι εδράσεις γίνονται στο ίδιο οριζόντιο επίπεδο.
 - Μεταξύ πεδίων υποστυλωμάτων υποστέγων με άνοιγμα μεγαλύτερο από 12.00 m, κατά την διεύθυνση του ανοίγματος.
- [4] Σε περίπτωση έκκεντρων πεδίων στον έλεγχο των συνδετηρίων δοκών που διατάσσονται κατά την διεύθυνση της εκκεντρότητας, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι καμπτικές ροπές που αναλαμβάνουν λόγω της εκκεντρότητας των κατακόρυφων φορτίων. Στις τιμές αυτών θα συμπεριλαμβάνεται και η δυσμενέστερη συμβολή της σεισμικής δράσης σύμφωνα με την σχέση (5.1).
- [5] Οι συνδετήριες δοκοί, όπου απαιτούνται, επιτρέπεται να αντικαθίστανται με ενιαία πλάκα το πάχος της οποίας πρέπει να είναι τουλάχιστον 0.20m. Ο υπολογισμός της πλάκας γίνεται με βάση τις δυνάμεις που καθορίζονται στο εδάφιο [2].
- [6] Το κάτω πέλμα των συνδετηρίων δοκών (είτε της αντίστοιχης πλάκας) θα διατάσσεται σε στάθμη όχι πάνω από την άνω στάθμη των πεδίων.

5.2.4.3 Θεμελιώσεις φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής

- [1] Σε κτίρια που δεν έχουν υπόγειους ορόφους, είναι σε ορισμένες περιπτώσεις δύσκολο να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις των παρ. 5.2.3.1 και 5.2.3.2, με μεμονωμένη θεμελίωση των φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής, λόγω της μεγάλης καμπτικής ροπής στην βάση του τοιχώματος. Στις περιπτώσεις αυτές είναι σκόπιμο να προβλέπεται κοινή θεμελίωση με παρακείμενα κατακόρυφα στοιχεία, μέσω πεδילוδοκών ή συνδετηρίων δοκών επαρκούς ακαμψίας.
- [2] Σε κτίρια με υπόγειους ορόφους που διαθέτουν περιμετρικά τοιχώματα, οι μέγιστες ροπές (και οι πιθανές πλαστικές αρθρώσεις) των τοιχωμάτων εμφανίζονται εν γένει στο δάπεδο του ισόγειου. Οι αντίστοιχες σεισμικές τέμνουσες μεταφέρονται με διατμητική δράση των διαφραγμάτων των πλακών στα περιμετρικά τοιχώματα και από εκεί στο έδαφος. Τα περιμετρικά τοιχώματα των υπογείων πρέπει να κατασκευάζονται και να οπλίζονται κατάλληλα για να εξασφαλίσουν την παραπάνω μεταφορά των δυνάμεων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επάρκεια της διατμητικής σύνδεσης της πλάκας δαπέδου του ισόγειου με τα περιμετρικά τοιχώματα σε περιοχές ανοιγμάτων.

Σ.5.3 ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ**α. Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή/ και παραμορφώσεως**

Παρά την απλή “στατική” θεώρηση που χρησιμοποιεί η μέθοδος Monopobe-Okabe, δίνει ικανοποιητικά ακριβή αποτελέσματα, όπως έχει προκύψει από μετρήσεις και εκ των υστέρων ελέγχους σε πραγματικές περιπτώσεις σεισμών.

Χρήση της τιμής $q_w = 1.00$ στοχεύει σε μηδενική παραμένουσα μετακίνηση (ολίσθηση) τοίχου, συνεπάγεται, όμως, συνήθως υπερβολικά μεγάλες διαστάσεις τοίχων, που ακόμα όταν είναι εφικτές, είναι ασφαλώς αντισυμβαλλόμενες. Έτσι, είναι σκόπιμο ο τοίχος να σχεδιάζεται για μια ανεκτή ολίσθηση αντί για μηδενική ολίσθηση, όπου αυτό είναι δυνατό.

5.3 ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

- [1] Τα έργα αντιστήριξης θα σχεδιάζονται έτσι ώστε να εκπληρούν το σκοπό τους κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, χωρίς να υποστούν σημαντικές βλάβες, ούτε τα ίδια ούτε τα αντιστηριζόμενα δομήματα. Για τη μεταφορά των δυνάμεων στο έδαφος πρέπει να τηρούνται οι σχετικές διατάξεις των παρ. 5.2.3.2 ή 5.2.3.3 ανάλογα με το είδος της θεμελίωσης. Οι παραμένουσες μετακινήσεις πρέπει να συμβιβάζονται με τις λειτουργικές και αισθητικές απαιτήσεις του έργου.
- [2] Οι κανόνες εφαρμογής που αναφέρονται παρακάτω είναι εν γένει επαρκώς συντηρητικοί για τις συνήθεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης. Σε ειδικές περιπτώσεις υψηλών τοίχων (με ύψος μεγαλύτερο από 10m) οι οποίοι εδράζονται σε μαλακές εδαφικές στρώσεις μεγάλου πάχους (άνω των 30m) πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο ενίσχυσης της δρώσας σεισμικής επιτάχυνσης των γαιών.
- [3] Εάν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, οι ωθήσεις από τον σεισμό σχεδιασμού μπορούν να εκτιμηθούν με τις ακόλουθες μεθόδους:

a. Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακίνησης ή/ και παραμορφώσεως

- [1] Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως/ στροφής στην έδραση είτε είναι παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0.10% του ύψους. Σε τοίχους αυτής της κατηγορίας οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορούν να υπολογίζονται με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe - Okabe, δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση $\alpha_h W$ και πρόσθετη κατακόρυφη δράση $-\alpha_v W$ στο κρίσιμο πρίσμα με βάρος W . Εναλλακτικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασισμένες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων (με ελαστική ή ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους), σύμφωνα με το εδάφιο [7] παρακάτω.
- [2] Ο οριζόντιος «σεισμικός συντελεστής» α_h λαμβάνεται από τη σχέση

$$\alpha_h = \alpha / q_w \dots\dots\dots (5.10)$$

όπου:

- α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και
 q_w συντελεστής συμπεριφοράς ο οποίος έχει τις ακόλουθες τιμές:

[6] Τύπος Mononobe - Okabe (βλ. Παράρτημα Δ)

- α) Στην περίπτωση που $\beta=i=0$ (κατακόρυφη παρειά τοίχου και οριζόντια επιφάνεια εδάφους), ο τύπος (Δ.2) απλοποιείται σε:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right]^2}$$

- β) Στο γενικό τύπο (Δ.2) όταν $\varphi < \theta + i$, το $\sin(\varphi - \theta - i)$ και το αντίστοιχο υπόριζο γίνονται αρνητικά, επομένως η σχέση Mononobe-Okabe δεν δίνει πραγματική λύση. Το φυσικό νόημα αυτού του περιορισμού είναι ότι για σεισμό που προκαλεί $\varphi > \theta - i$ δεν είναι δυνατή η ισορροπία του πρανούς με κλίση $i > \varphi - \theta$.

Η οριακή σεισμική επιτάχυνση $\alpha_{h,op}$, που αντιστοιχεί σε $\theta = \varphi - i$ είναι η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση που μπορεί να αναληφθεί από τοίχο με χαρακτηριστικά φ και i και ισούται με:

$$\alpha_{h,op} = \tan(\varphi - i) / [1 + 0.30 \tan(\varphi - i)]$$

Στην τιμή $\alpha_{h,op}$ αντιστοιχεί η μέγιστη τιμή του συντελεστή ωθήσεων K_{AE}

$$\max K_{AE} = \frac{\cos^2(i - \beta)}{\cos(\varphi - i) \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \varphi - i)}$$

Τύπος Τοίχου	Συντελεστής q_w
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm)	2.00
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm)	1.50
Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.20
Άκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.00
Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες)	0.70

5

- [3] Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής α_v λαμβάνεται ίσος με 0.30α. Στην τιμή αυτή συμπεριλαμβάνεται η επίδραση των συντελεστών χωρικής επαλληλίας $\lambda = \mu = 0.30$ των παρ. 3.4.4.[4] και 3.5.3.[4].
- [4] Οι σεισμικοί συντελεστές α_h και α_v θα εφαρμόζονται επίσης τόσο στο βάρος του τοίχου όσο και στο βάρος της επίχωσης που φέρεται άμεσα από το θεμέλιό του (Τοίχοι μορφής L).
- [5] Η γωνία τριβής τοίχου-εδάφους στην ωθούμενη παρειά δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από $(2/3)\varphi_d$, όπου φ_d είναι η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους.
- [6] Στο Παράρτημα Δ δίνεται ο τρόπος προσδιορισμού των αυξημένων ωθήσεων κατά την διάρκεια σεισμού, με την μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe-Okabe.

Πρέπει να σημειωθεί ότι, όταν ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής πλησιάζει την οριακή τιμή $\alpha_{h,op}$, προκύπτουν πολύ μεγάλες τιμές για το K_{AE} .

Έτσι, π.χ. για $\beta=i=0$, $\varphi=35^\circ$ και $\delta=0.50\varphi$, οπότε $\alpha_h = \alpha_{h,op} = 0.578$, προκύπτει οριζόντια συνιστώσα ωθήσεων:

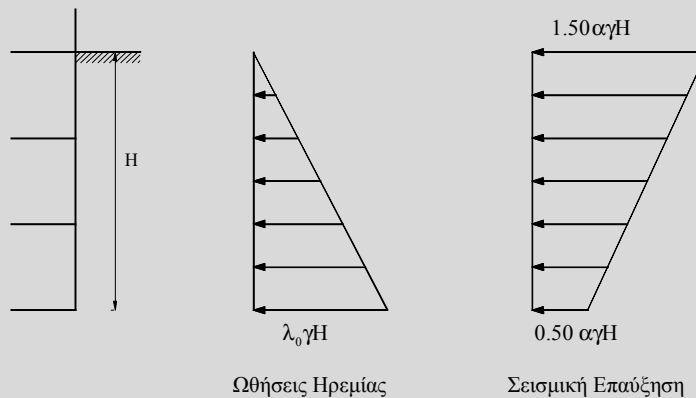
$$K_{AE} \cos \delta = 1.91$$

δηλαδή πάνω από 6 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στατική ώθηση.

β. Ακλόνητοι Τοίχοι

Στο επόμενο σχήμα φαίνονται οι ωθήσεις υπολογισμού τέτοιων τοίχων:

Βιβλιογραφία: {6}, {7}, {8}, {9}.



γ. Κορεσμένα Εδάφη - Υδροδυναμική Πίεση

- [1] Στην συνήθη περίπτωση που, κατά την σεισμική απόκριση, το νερό κινείται μαζί με τον εδαφικό ιστό, εμφανίζεται η ακόλουθη ιδιομορφία εφαρμογής του τύπου Mononobe-Okabe. Ο τύπος αυτός δίνει την συνολική συνδυασμένη ώθηση από βαρύτητα (στατική δράση) και σεισμό. Η στατική δράση, όμως, του νερού υπολογίζεται σαν υδροστατική πίεση ανεξάρτητα από την δράση του εδάφους. Η τελευταία, επομένως, πρέπει να υπολογιστεί κατά ανάγκη με βάση το υπό άνωση μοναδιαίο βάρος γ' (στον τύπο

- [7] Αντί της παραπάνω μεθόδου οριακής ισορροπίας μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασιζόμενες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων (ελαστική ή ελαστοπλαστική), με αναλυτική ή αριθμητική προσομοίωση του εδάφους. Η ανάλυση με τέτοιες μεθόδους πρέπει να ικανοποιεί τους πραγματικούς κινηματικούς περιορισμούς του τοίχου αντιστήριξης και να ανταποκρίνεται ικανοποιητικά στα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελιώσεως και του αντιστηριζόμενου υλικού.

β. Ακλόνητοι Τοίχοι

- [1] Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είναι πρακτικώς απαραμόρφωτοι και έχουν ακλόνητη έδραση. Τέτοιοι τοίχοι είναι π.χ. περιμετρικοί τοίχοι υπογείων ορόφων κτιρίων συνδεδεμένοι με τις πλάκες ή τοίχοι φρεάτων, υπογείων δεξαμενών κλπ.
- [2] Οι στατικές ωθήσεις ηρεμίας που δρουν σε τέτοιους τοίχους επαυξάνονται κατά τη διάρκεια σεισμού από γραμμικό διάγραμμα πρόσθετων οριζοντίων πιέσεων με μέγιστη τιμή στην επιφάνεια του εδάφους ίση προς $1.50\alpha\gamma H$ και ελάχιστη τιμή ίση προς $0.50\alpha\gamma H$ στο κατώτατο σημείο του τοίχου, σε βάθος H (γ = μοναδιαίο βάρος του εδάφους. Το βάθος H δεν χρειάζεται να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 10.00m). Με τις αυξημένες αυτές ωθήσεις αρκεί εν γένει να ελέγχεται η επάρκεια μόνον των άμεσα επηρεαζόμενων στοιχείων δηλ. των τοιχωμάτων και νευρώσεων (αν υπάρχουν).

γ. Κορεσμένα Εδάφη - Υδροδυναμική Πίεση

- [1] Στα περισσότερα εδάφη, στο τμήμα που βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, δεν είναι δυνατή κατά τη διάρκεια του σεισμού, κίνηση του νερού ανεξάρτητη από τον εδαφικό ιστό. Στην περίπτωση αυτή η σεισμική δράση μπορεί να ληφθεί πάνω στο άθροισμα των μαζών εδάφους και νερού. Έτσι για τους τοίχους της υποπαραγράφου (α), η επαύξηση των ωθήσεων λόγω σεισμού μπορεί να υπολογιστεί από τη διαφορά $K_{AE} - K_A$ των συντελεστών ώθησης K_{AE} και K_A , όπως προκύπτουν από τη μέθοδο Mononobe-

Μονοποβε-Okabe). Αντίθετα, η σεισμική δράση εφαρμόζεται στην συνολική μάζα του νερού και του εδάφους (που αντιστοιχεί στο μοναδιαίο βάρος του κορεσμένου εδάφους γ_s).

- [2] Η περίπτωση αυτή έχει εφαρμογή πρακτικά, μόνον όταν το αντιστηριζόμενο εδαφικό υλικό είναι λιθορριπή από λίθους μεγάλου μεγέθους. Εδώ γίνεται διαχωρισμός, τόσο της στατικής (υδροστατική πίεση), όσο και της υδροδυναμικής δράσης (παραβολή Eestergaard) του νερού από τις αντίστοιχες δράσεις του εδάφους. Επομένως, οι τελευταίες μπορούν να υπολογίζονται με τον τύπο Μονοποβε-Okabe με βάση το υπό άνωση βάρος του εδάφους (γ).

Βιβλιογραφία: {1}, {10}.

Okabe (βλ. Παράρ. Δ), με σεισμική δράση $\{\alpha_h, \alpha_v\}$ και χωρίς σεισμική δράση, αντίστοιχα. Στο τμήμα της επίχωσης που βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, η διαφορά αυτή εφαρμόζεται πάνω στην συνολική μάζα εδάφους και νερού, δηλαδή ως μοναδιαίο βάρος γ λαμβάνεται το βάρος του κορεσμένου εδάφους γ_s .

- [2] Σε πολύ διαπερατά εδάφη (διαπερατότητα $k > 0.50 \cdot 10^{-3}$ m/sec) οι σεισμικές δράσεις στις μάζες του εδάφους και του νερού θα υπολογίζονται ανεξάρτητα και θα γίνεται επαλληλία των αποτελεσμάτων. Στην περίπτωση αυτή στις ωθήσεις που υπολογίζονται όπως προηγουμένως, με βάση το μοναδιαίο βάρος του εδάφους υπό άνωση (χωρίς επαύξηση των σεισμικών συντελεστών), θα προστίθεται η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού.

$$p(z) = \pm(7/8)\alpha_h \gamma_w \sqrt{Hz} \dots\dots\dots (5.11)$$

όπου:

H είναι το βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια,

z είναι το βάθος του εξεταζόμενου σημείου και

γ_w είναι το μοναδιαίο βάρος του νερού.

- [3] Όταν και η μη επιχωμένη όψη του τοίχου καλύπτεται από νερό, η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης $p(z)$ στην όψη αυτή θα λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο ομόφορη με εκείνη της επιχωμένης όψης (υποπίεση).

δ. Αγκυρώσεις

- [1] Οι αγκυρώσεις πρέπει να εξασφαλίζουν την ισορροπία του κρίσιμου πρίσματος ολισθήσεως υπό σεισμικές συνθήκες. Αν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η απόσταση από τον τοίχο μέχρι το κέντρο της αγκύρωσης θα λαμβάνεται από την απόσταση που απαιτείται υπό στατικά φορτία με πολλαπλασιασμό επί τον συντελεστή $1 + 1.50\alpha$.

- [2] Σε εδάφη με κίνδυνο ρευστοποίησης πρέπει να εξασφαλίζεται συντελεστής ασφαλείας τουλάχιστον 2.00 έναντι ρευστοποίησης του εδάφους που περιβάλλει την αγκύρωση.

5.4 ΠΡΑΝΗ - ΑΝΑΧΩΜΑΤΑ

5.4.1 Πρανή

- [1] Η ευστάθεια φυσικών ή τεχνητών πρανών κατά τον σεισμικό κραδασμό θα ελέγχεται με θεώρηση των ακολούθων πρόσθετων ενεργών επιταχύνσεων που δρουν στην εδαφική μάζα.

$$\text{Οριζόντια: } \alpha_h = \alpha_\pi \dots\dots\dots (5.12)$$

$$\text{Κατακόρυφη: } \alpha_v = \pm 0.50 \alpha_\pi \dots\dots\dots (5.13)$$

όπου α_π είναι η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του πρανούς, που λαμβάνεται ίση με 0.5α για φυσικά πρνή ή ίση με $(\alpha_B + \alpha_K)/2$ για πρνή αναχωμάτων της 5.4.2.

- [2] Σε εδάφη κατηγορίας Γ, περιοχές σεισμικότητας III ή IV και όταν η υπό μελέτη κατασκευή έχει σπουδαιότητα Σ3 ή Σ4 ή όταν πρόκειται για ευστάθεια γενικότερης περιοχής, η εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής πρέπει να βασίζεται σε κατάλληλες επιτόπου ή/και εργαστηριακές δοκιμές υπό ανακυκλική φόρτιση. Για αργιλικά εδάφη πρέπει να λαμβάνεται η απομένουσα (μετά από μεγάλη παραμόρφωση) αντοχή.

5

5.4.2 Αναχώματα

- [1] Η ευστάθεια αναχωμάτων με ύψος μέχρι και 15.00 m θα ελέγχεται με θεώρηση προσθέτων οριζοντίων ενεργών επιταχύνσεων της μάζας τους, που μεταβάλλονται από:

$$\alpha_B = 0.50\alpha \text{ στην βάση, μέχρι}$$

$$\alpha_K = \alpha_B \cdot \beta(T) \text{ στην κορυφή του αναχώματος,}$$

όπου:

α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και

$\beta(T)$ είναι η φασματική μεγέθυνση που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T του έργου.

Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να ληφθεί: $T = 2.5 \cdot (H / V_s)$

όπου: V_s είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στο ανάχωμα.

- [2] Η μελέτη αναχωμάτων ύψους μεγαλύτερου των 15m, αναχωμάτων που φέρουν σημαντικά έργα, και φραγμάτων γενικώς, δεν καλύπτεται από τον παρόντα κανονισμό. Στις περιπτώσεις αυτές, πρέπει να γίνεται ειδική γεωτεχνική και σεισμική μελέτη. Εφόσον δεν γίνει λεπτομερής και πλήρης σεισμολογική μελέτη, η σεισμική δράση στην στάθμη του φυσικού εδάφους επιτρέπεται να ληφθεί σύμφωνα με το Κεφ.2, με χρήση κατάλληλης τιμής του συντελεστή σπουδαιότητας γ και τιμές $q=1.0$, $\eta=1.0$ και $\theta=1.0$.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- {1} EUROCODE No. 8: “Structures in Seismic Regions, Part 5, Foundations, Retaining Structures, Geotechnical Aspects” Draft, January 1991.
- {2} “Uniform Building Code”, 1988 Edition.
- {3} SEAOC: “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, 1990.
- {4} ATC-3-06: “Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings”, April 1984, eae NEHRP “Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings”, 1989.
- {5} AASHTO 1983: “Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges”.
- {6} “Seismic Design of Bridges”, Bridge Committee, New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1980.
- {7} Mononobe N., “Earthquake Proof Construction of Masonry Dams”, Proceedings, World Engineering Conference, Volume 9, p. 275, 1929.
- {8} Okabe S., “General Theory of Earth Pressure”, Journal Japanese Society of Civil Engineers, Volume 12, No. 1, 1926.
- {9} Richards R. and Elms, D.G., “Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Volume 105, No. GT4, 1979.
- {10} Japan Society of Civil Engineers: “Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures, Earth Structures and Foundations in Japan”, 1977.
- {11} Gazetas G., Fan K., Kaynia A., Kausel E., Ahmad S., “Kinematic Seismic Response of Single Pipes and Pile Groups”, Journal Geot. Engineering, ASCE, Vol.117, 1991.

5.4.3 Έλεγχος Ευστάθειας

- [1] Η ευστάθεια θα ελέγχεται με προσδιορισμό της δυσμενέστερης επιφάνειας ολίσθησης και εξασφάλιση συντελεστού ασφαλείας τουλάχιστον ίσου με 1.00.

