

Ολοκληρωμένη μεθοδολογία για τον αντισεισμικό σχεδιασμό οπλισμένων πρανών σύνθετης γεωμετρίας Integrated methodology for the seismic design of reinforced soil slopes with composite geometry

Ελένη Καπόγιαννη¹, Μιχαήλ Σακελλαρίου², Ιωάννης Καλογεράς³

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Αντικείμενο της παρούσης εργασίας είναι η παρουσίαση μιας ολοκληρωμένης μεθοδολογίας για τον αντισεισμικό σχεδιασμό οπλισμένων πρανών (Ο.Π.) σύνθετης γεωμετρίας που υπόκεινται σε στατική και σεισμική φόρτιση. Η μεθοδολογία αυτή καλύπτει όλα τα στάδια του σχεδιασμού από την εκτίμηση των παραμέτρων σχεδιασμού, έως τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο επάρκειας των Ο.Π. Η αναλυτική λύση που εφαρμόζεται βασίζεται στο κινηματικό θεώρημα οριακής κατάστασης και στην απλοποιημένη φασματική ανάλυση και αφορά ομογενή, μη συνεκτικά εδάφη που αναμένεται να παραμορφωθούν πλαστικά, ακολουθώντας το κριτήριο αστοχίας Coulomb. Συγκεκριμένα, μελετώνται διάφοροι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας και οι πιο κρίσιμοι από αυτούς χρησιμοποιούνται για την τελική διαστασιολόγηση των Ο.Π. Η εν λόγω μεθοδολογία ενσωματώνεται σε λογισμικό που έχει αναπτυχθεί και παρουσιάζεται (σε γλώσσα προγραμματισμού Delphi) και έχει μεταξύ άλλων τις ακόλουθες λειτουργίες: α) Εκτίμηση της μέγιστη αναμενόμενης σεισμικής επιτάχυνσης με ενσωμάτωση σύγχρονων σχέσεων απόσβεσης από δεδομένα ισχυρής εδαφικής κίνησης του Ελληνικού χώρου, β) Αντισεισμικό σχεδιασμό Ο.Π. με απλή και σύνθετη γεωμετρία και γ) Εκτίμηση τρωτότητας Ο.Π. με βάση την κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση και την αναμενόμενη μόνιμη μετατόπισή τους.

ABSTRACT: The purpose of this paper is to present an integrated methodology for the design of reinforced soil slopes with composite geometry under seismic loading. The analytical solution applied, is based on the kinematic theorem of limit analysis and on the quasi-static approach and concerns homogenous cohesionless soils that are expected to deform plastically following the Coulomb yield criterion. For the implementation of this methodology, a computer programme has been designed (developed in Delphi) and representative examples are shown. This programme has the following applications: a) Evaluation of the expected peak ground acceleration c) Calculation of the necessary tensile strength and length of the reinforcement based on the critical failure mechanisms and d) Evaluation of the vulnerability of the reinforced slopes based on the critical acceleration and the assessed permanent displacement.

¹ Πολιτικός Μηχανικός, Υποψήφια Διδάκτωρ Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: elkapogianni@gmail.com

² Καθηγητής, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, email: mgsakel@mail.ntua.gr

³ Διευθυντής Ερευνών, Γεωδυναμικό Ινστιτούτο, Εθνικό Αστεροσκοπείο Αθηνών, email: i.kalog@gein.noa.gr

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το έδαφος χρησιμοποιείται ευρύτατα ως κατασκευαστικό υλικό καθώς βρίσκεται σε αφθονία στη φύση. Έχει μεγάλη αντοχή σε θλίψη αλλά ουσιαστικά μηδενική αντοχή σε εφελκυσμό. Όπως και άλλα κατασκευαστικά υλικά με περιορισμένη αντοχή, μπορεί να οπλιστεί προκειμένου να σχηματιστεί ένα σύνθετο υλικό με βελτιωμένες μηχανικές ιδιότητες. Η ανάγκη για όπλιση του εδάφους είναι αυξημένη σε σεισμικά ενεργές περιοχές γεγονός που έχει προκαλέσει την εκτεταμένη χρήση αυτής της μεθόδου σε κατασκευές τα τελευταία τουλάχιστον 20 χρόνια. Ο τύπος του οπλισμού ποικίλει ανάλογα με τις ειδικότερες ανάγκες της κατασκευής και κατατάσσεται σε τρεις γενικές κατηγορίες: τα γεωυφάσματα, τα γεωπλέγματα, και τις γεωμεμβράνες.

Η ευστάθεια των οπλισμένων πρανών εξαρτάται από τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους καθώς και τη στατική και σεισμική φόρτιση στην οποία υπόκεινται. Πρανή με χαμηλό ύψος και ήπια κλίση απαιτούν όπλιση με σχετικά μικρή εφελκυστική αντοχή και μήκος, ενώ αντίθετα πρανή με μεγάλο ύψος και απότομη κλίση είναι τρωτά σε σεισμό με αποτέλεσμα να απαιτείται οπλισμός μεγάλης αντοχής και μήκους. Επιπλέον, η διάβρωση της επιφάνειας των πρανών με μεγάλο ύψος και απότομη κλίση, λόγω ροής του νερού με αυξημένη ταχύτητα επί της επιφάνειάς τους, είναι ένα ακόμα πρόβλημα που πρέπει να αντιμετωπισθεί.

Η κατασκευή οπλισμένων πρανών με αναβαθμούς περιορίζει σημαντικά τα παραπάνω προβλήματα. Η απαιτούμενη ποσότητα του οπλισμού είναι μικρότερη, καθώς η φόρτιση από το ίδιο βάρος του εδάφους και η αδρανειακή δύναμη λόγω σεισμού είναι μειωμένες. Επιπλέον, είναι δυνατόν να επιλέγονται διαφορετικές κλίσεις για κάθε ένα αναβαθμό και σε συνδυασμό με την οριζόντια απόσταση μεταξύ τους, είναι δυνατή η βέλτιστη σχεδιάσή τους από άποψη αντοχής, ενώ εκ παραλλήλου μπορεί να περιοριστεί σημαντικά η διάβρωση λόγω ροής του νερού καθώς αυτό συγκεντρώνεται και απορρέει τμηματικά.

Στην παρούσα εργασία, προτείνεται μια νέα μεθοδολογία για τον αντισεισμικό σχεδιασμό οπλισμένων πρανών με αναβαθμούς που βασίζεται στο Κινηματικό Θεώρημα Οριακής Ανάλυσης και στην Απλοποιημένη Φασματική Ανάλυση και αφορά ομογενή, μη συνεκτικά εδάφη που αναμένεται να παραμορφωθούν πλαστικά, ακολουθώντας το κριτήριο αστοχίας Coulomb.

ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Διάφοροι μέθοδοι ανάλυσης χρησιμοποιούνται προκειμένου να προσδιοριστεί η συμπεριφορά και η ευστάθεια των οπλισμένων πρανών που υπόκεινται σε στατική και σεισμική φόρτιση.

Σύμφωνα με τη Μέθοδο Οριακής Ισορροπίας, θεωρούνται πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας διαφόρων απλών μορφών, όπως για παράδειγμα επίπεδης μορφής, κυκλικής και λογαριθμικής σπείρας (Terzaghi, 1943). Με τη θεώρηση αυτή μπορεί να περιοριστεί το πρόβλημα διερεύνησης της ευστάθειας στο να βρεθεί η πιο κρίσιμη μορφή αστοχίας.

Συγκεκριμένα, για την κάθε μία μορφή αστοχίας, μπορεί να διατυπωθεί μια συνολική εξίσωση με όρους τάσεων και να λυθεί με στατική επίλυση.

Στη Μέθοδο Οριακής Ανάλυσης, θεωρείται ότι η σχέση τάσεων - παραμορφώσεων του εδάφους εκφράζεται από μία ιδανική σχέση. Η σχέση αυτή προκύπτει από το κριτήριο αστοχίας το οποίο και θεμελιώνει τα αντίστοιχα οριακά θεωρήματα. Τα οριακά θεωρήματα πλαστικότητας των Drucker & Prager (1952), μπορούν να εφαρμοστούν προκειμένου να προκύψουν κατώτερα και ανώτερα όρια του φορτίου αστοχίας σε προβλήματα ευστάθειας.

Για τους ίδιους πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας τα αποτελέσματα της Μεθόδου Οριακής Ισορροπίας και της Μεθόδου Οριακής Ανάλυσης είναι παρόμοια.

Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων παρέχει πολλές δυνατότητες, όπως η πραγματοποίηση ανάλυσης τάσεων – παραμορφώσεων. Επιπλέον, μπορεί να ληφθεί υπόψη η προσομοίωση της διεπιφάνειας εδάφους - οπλισμού καθώς και να προσδιοριστούν πιο αναλυτικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κατασκευής. Παρόλα αυτά η εφαρμογή μιας αναλυτικής λύσης επιτρέπει την πληρέστερη κατανόηση της μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής, απαιτεί συχνά μικρότερο υπολογιστικό κόστος και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως ένα γρήγορο εργαλείο για τον σχεδιασμό των εδαφικών κατασκευών.

Η μέθοδος ανάλυσης που εφαρμόζεται στην παρούσα εργασία βασίζεται στο Κινηματικό Θεώρημα Οριακής Ανάλυσης και στην Απλοποιημένη Φασματική Ανάλυση.

Κινηματικό θεώρημα οριακής ανάλυσης

Το Κινηματικό Θεώρημα Οριακής Ανάλυσης βασίζεται στο θεώρημα του «άνω ορίου» (upper bound theorem) και δηλώνει ότι «το πρηνές θα καταρρεύσει αν ο ρυθμός του έργου που παράγεται από τις εξωτερικές φορτίσεις και το ίδιο βάρος του, υπερβεί το ρυθμό κατανάλωσης της ενέργειας, για κάθε ένα κινηματικά αποδεκτό μηχανισμό αστοχίας» (Chen, 1975):

$$\int_V \sigma_{ij}^* \varepsilon_{ij}^* dV \geq \int_S T_i v_i dS + \int_V X_i v_i^* dV, \quad j = 1, 2, 3 \quad (1)$$

όπου, ε_{ij}^* ο ρυθμός παραμόρφωσης σε κάθε κινηματικά αποδεκτό πεδίο ταχυτήτων, σ_{ij}^* η αντίστοιχη συνιστώσα των τάσεων, ταχύτητα $v_i^* = v_i$ σε όριο S , X_i το διάνυσμα των δυνάμεων (ίδιο βάρος και αδρανειακή δύναμη λόγω σεισμού) και τέλος V ο όγκος.

Στην παρούσα ανάλυση, η πίεση των πόρων του νερού και η πιθανή ρευστοποίηση δε λαμβάνονται υπόψη. Ο ρυθμός παραγωγής εξωτερικού έργου προκύπτει από το άθροισμα του έργου λόγω του ίδιου βάρους της κατασκευής και της αδρανειακής δύναμης λόγω σεισμού, ενώ θεωρείται ότι η κατανάλωση της ενέργειας οφείλεται αποκλειστικά στην όπλιση. Τέλος, λαμβάνεται υπόψη μόνο η εφελκυστική αντοχή του οπλισμού ενώ η αντοχή του σε διάτμηση, κάμψη και θλίψη αγνοούνται.

Απλοποιημένη φασματική ανάλυση

Σύμφωνα με την Απλοποιημένη Φασματική Ανάλυση, η επιρροή της σεισμικής φόρτισης στην εδαφική μάζα εκφράζεται από μία στατική δύναμη με οριζόντια κατεύθυνση. Αυτή η δύναμη υπολογίζεται από το γινόμενο του συντελεστή σεισμικής επιτάχυνσης και του βάρους της ολισθαίνουσας μάζας. Η εκτίμηση της αναμενόμενης σεισμικής επιτάχυνσης προκύπτει από τη χρήση διαφόρων σχέσεων με βάση τα σεισμοτεκτονικά χαρακτηριστικά της κάθε περιοχής.

Οι σχέσεις απόσβεσης είναι ένα από τα βασικά εργαλεία στην εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου. Τέτοιες σχέσεις βασίζονται σε καταγραφές μέγιστων εδαφικών σεισμικών κινήσεων από ειδικά σειсмоγραφικά όργανα (επιταχυνσιογράφους), και εκφράζονται ως μαθηματικές συναρτήσεις που σχετίζουν τις παρατηρούμενες ποσότητες προς τις εστιακές παραμέτρους του σεισμού, τις παραμέτρους της διαδρομής διάδοσης και τις παραμέτρους των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Μέχρι τώρα έχουν δημοσιευθεί τέτοιου τύπου σχέσεις που είτε αναφέρονται σε ευρύτερες περιοχές (Milne & Davenport, 1969; Campbell, 1985; Boore et al., 1993, Ambraseys et al., 1996, Rinaldis et al., 1998) είτε σε μικρότερες (Chiaruttini & Siro, 1981; Papaioannou, 1986; Theodulidis, 1991).

Ιδιαίτερα για τον Ελληνικό χώρο, η γένεση ισχυρών σεισμών κοντά σε μεγάλα αστικά κέντρα, σε συνδυασμό με την αύξηση των εγκατεστημένων επιταχυνσιογράφων και των διαθέσιμων καταγραφών, αλλά και τη βελτίωση μεθόδων επεξεργασίας των δεδομένων (ακρίβεια στον υπολογισμό των σεισμικών παραμέτρων, αυτοματοποιημένη ψηφιοποίηση αναλογικών καταγραφών), επέφεραν νέες, περισσότερο αντιπροσωπευτικές σχέσεις απόσβεσης (Margaris et al., 2002; Skarlatoudis et al., 2003).

Οι σχέσεις που επιλέγονται για να εισαχθούν στο λογισμικό της παρούσας εργασίας είναι οι πιο πρόσφατες σχέσεις που έχουν προταθεί (Skarlatoudis et al., 2003), οι οποίες προέκυψαν από ένα ομογενοποιημένο δείγμα από 1000 μέγιστες τιμές εδαφικής κίνησης που έχουν προέλθει από 225 σεισμούς κανονικών ρηγμάτων ή ρηγμάτων οριζόντιας ολίσθησης. Το δείγμα αυτό επιλέχθηκε από το σύνολο των διαθέσιμων καταγραφών του Ελληνικού χώρου (ΙΤΣΑΚ, www.itsak.gr και Γεωδυναμικό Ινστιτούτο ΕΑΑ, www.gein.noa.gr) για την περίοδο 1973 – 1999 και επεξεργάστηκε με ομογενοποιημένο τρόπο όσον αφορά τις εστιακές παραμέτρους των σεισμών και την επεξεργασία των καταγραφών ισχυρής δόνησης (Skarlatoudis et al., 2002; Skarlatoudis et al., 2003).

Οι εξισώσεις που χρησιμοποιήθηκαν στη στατιστική ανάλυση είναι της μορφής:

$$\log Y = c_0 + c_1 M + c_2 \log(R^2 + h^2)^{1/2} + c_3 F + c_5 S \quad (2)$$

$$\log Y = c_0 + c_1 M + c_2 \log(R + c_4) + c_3 F + c_5 S \quad (3)$$

όπου Y είναι η παράμετρος της ισχυρής εδαφικής κίνησης που πρέπει να εκτιμηθεί (PGA σε cm/s^2 , PGV σε cm/s και PGD σε cm), M το μέγεθος ροπής, R η επικεντρική απόσταση σε km , h το εστιακό βάθος σε km , F η μεταβλητή που αφορά τον εστιακό μηχανισμό και S η μεταβλητή που αφορά τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Οι συντελεστές c_0 , c_1 , c_2 , c_3 , c_4 και c_5 , προσδιορίζονται από τη στατιστική ανάλυση. Ο συντελεστής c_4 της “Εξίσωσης 2” είναι μια

διόρθωση για την επίδραση στους υπολογισμούς του πολύ κοντινού πεδίου και είναι πολύ δύσκολο να υπολογιστεί με ακρίβεια σε συνδυασμό με τον c_2 (όπως έχουν δείξει προηγούμενες μελέτες Papazachos & Papaioannou, 1997, 1998). Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιείται η τιμή $c_4 = 6$ km ως μέσο εστιακό βάθος των επιφανειακών σεισμών (Margaris et al., 2002).

Οι σχέσεις που προέκυψαν από τη στατιστική ανάλυση των δεδομένων είναι για την αναμενόμενη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση:

$$\log PGA = 0.86 + 0.45M - 1.27 \log(R^2 + h^2)^{1/2} + 0.1F + 0.06S \pm 0.286 \quad (4)$$

$$\log PGA = 1.07 + 0.45M - 1.35 \log(R + 6) + 0.09F + 0.06S \pm 0.286 \quad (5)$$

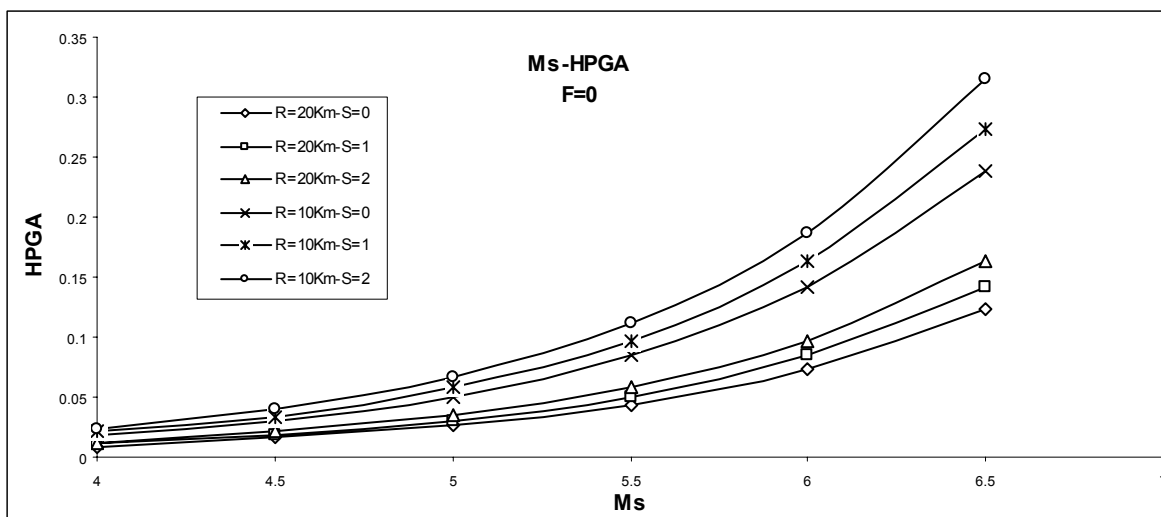
όπου η μεταβλητή S παίρνει τις τιμές 0, 1 και 2 για κατηγορίες εδαφών B, C και D αντίστοιχα (σύμφωνα με την κατηγοριοποίηση κατά NEHRP, 1994), και η μεταβλητή F παίρνει τις τιμές 0 και 1 για κανονικά ρήγματα και ανάστροφα/οριζόντιας μετατόπισης ρήγματα αντίστοιχα. Ο τελευταίος όρος στις "Εξισώσεις 4 και 5" εκφράζει την τυπική απόκλιση της αναμενόμενης. Επίσης θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι συγκεκριμένες σχέσεις αφορούν δείγμα με μέγιστο μέγεθος 6.5 και ως τέτοιες πρέπει να τίθενται στους υπολογισμούς.

Από την άλλη πλευρά στον πολύπλοκο τεκτονικά ελληνικό χώρο εμφανίζονται σεισμοί που γεννώνται σε ζώνες καταβύθισης και οι οποίοι πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη στην εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας. Οι σεισμοί αυτοί έχουν διαφορετικά χαρακτηριστικά από τους επιφανειακούς σεισμούς και οι διαφορές εστιάζονται στο μεγαλύτερο μέγεθος των σεισμών, στο μεγαλύτερο εστιακό βάθος και στο διαφορετικό συχνοτικό περιεχόμενο των σεισμικών κυμάτων, με αποτέλεσμα να επηρεάζονται κατασκευές μεγάλης ιδιοπεριόδου ακόμα και σε μεγάλες αποστάσεις και στην πολυπλοκότητα της διαδρομής διάδοσης των σεισμικών κυμάτων.

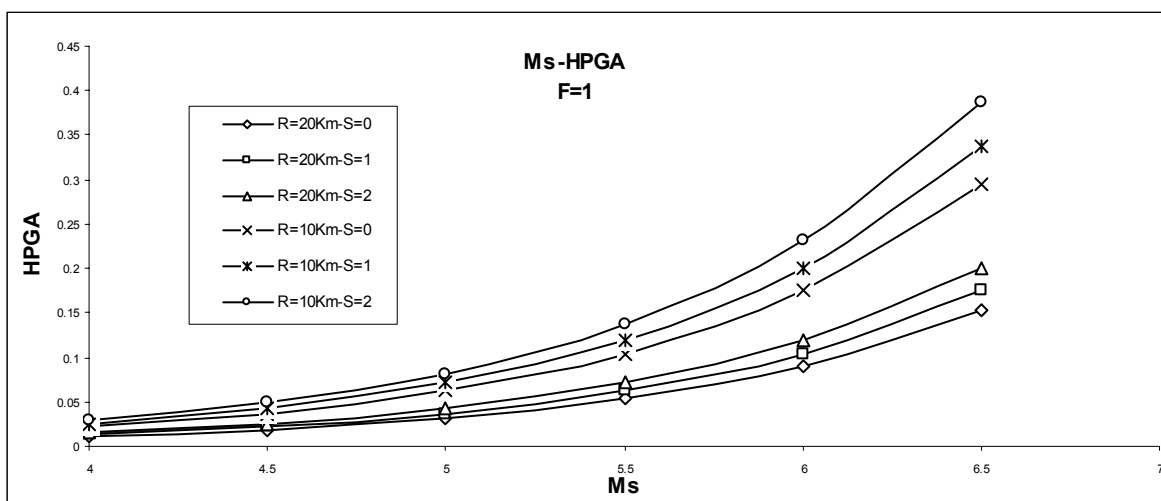
Μέχρι τώρα οι καταγραφές τέτοιου τύπου σεισμών ήταν περιορισμένες, ιδιαίτερα στον ελληνικό χώρο. Με την βελτίωση των χαρακτηριστικών των επιταχυνσιογράφων και με την εμφάνιση δύο πρόσφατων σεισμών, αυτού των Κυθήρων το 2006 και αυτού του Λεωνιδίου το 2008, η ελληνική βάση δεδομένων εμπλουτίζεται και είναι στα πλαίσια βελτίωσης του παρόντος λογισμικού η εισαγωγή σχέσεων απόσβεσης για σεισμούς από ζώνες καταβύθισης.

Στο Σχήμα 1, παρουσιάζεται η μεταβολή της οριζόντιας αναμενόμενης μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης για διάφορες τιμές του μεγέθους ροπής M , για κατηγορίες εδαφών B,C και D, για επικεντρική απόσταση $R=10$ km και $R=20$ km για κανονικά ρήγματα.

Τέλος, στο Σχήμα 2, παρουσιάζεται η μεταβολή της οριζόντιας αναμενόμενης μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης για διάφορες τιμές του μεγέθους ροπής M , για κατηγορίες εδαφών B,C και D, για επικεντρική απόσταση $R=10$ km και $R=20$ km για ανάστροφα/οριζόντιας μετατόπισης ρήγματα.



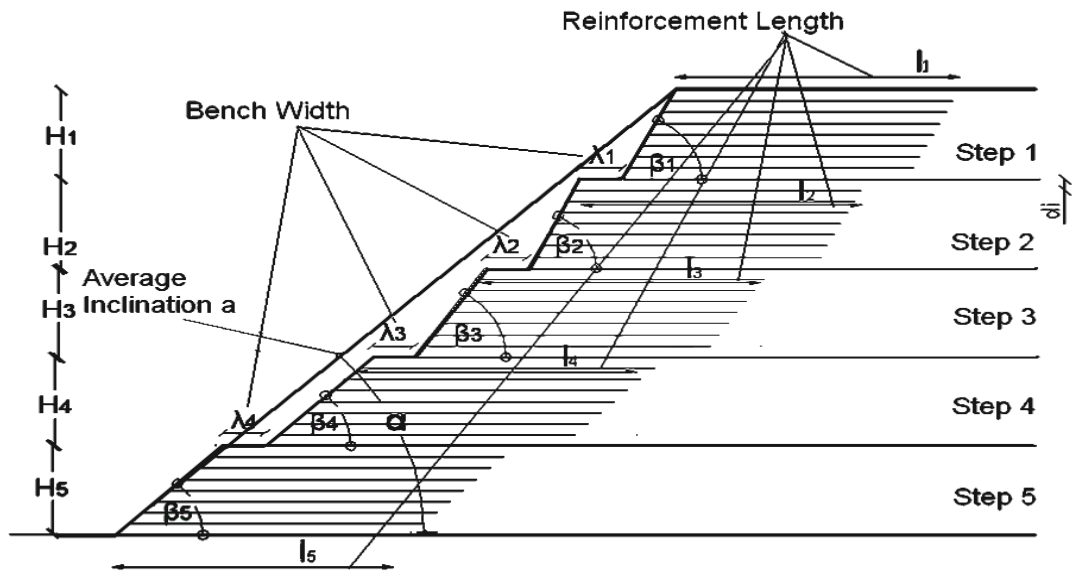
Σχήμα 1. Εκτίμηση σεισμικής επιτάχυνσης για κανονικά ρήγματα



Σχήμα 2. Εκτίμηση σεισμικής επιτάχυνσης για ανάστροφα/οριζόντιας μετατόπισης ρήγματα

Μεθοδολογία για τον αντισεισμικό σχεδιασμό οπλισμένων πρανών με απλή και σύνθετη γεωμετρία

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία που αναλύεται στην παρούσα εργασία, τα οπλισμένα πρανή με μεγάλο ύψος και απότομη κλίση, χωρίζονται σε περισσότερα πρανή (αναβαθμούς) με μικρότερο ύψος και μεταβαλλόμενη κλίση όπως φαίνεται στο Σχήμα 3. Η εφελκυστική αντοχή και το μήκος του οπλισμού μπορεί να είναι διαφορετικά για τον κάθε ένα αναβαθμό, ενώ όπως μπορεί να παρατηρηθεί και στο Σχήμα 3, υπάρχει οριζόντια απόσταση μεταξύ τους, η οποία ορίζεται ανάλογα με τις ανάγκες της κατασκευής. Για παράδειγμα, ένα οπλισμένο πρανές με ύψος 50 μέτρα και κλίση 3:2 (κατακόρυφο : οριζόντιο), αντικαθίσταται από 5 πρανή με ύψος 10 μέτρα το κάθε ένα και κλιμακωτή κλίση (με βαθμιαία αύξηση της κλίσης από τον πόδα του πρανούς προς τη στέψη, διαμορφώνοντας έτσι μια κοίλη όψη).



Σχήμα 3. Πολυώροφο οπλισμένο πρανές

Προκειμένου να υπολογισθεί η συνολική ποσότητα του οπλισμού που απαιτείται για να αποφευχθεί η αστοχία, εξετάζονται διάφοροι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας και οι πιο κρίσιμοι από αυτούς χρησιμοποιούνται για την τελική διαστασιολόγηση. Ο μηχανισμός αστοχίας που παρουσιάζεται εδώ είναι ο μηχανισμός επίπεδης αστοχίας (plane failure mechanism).

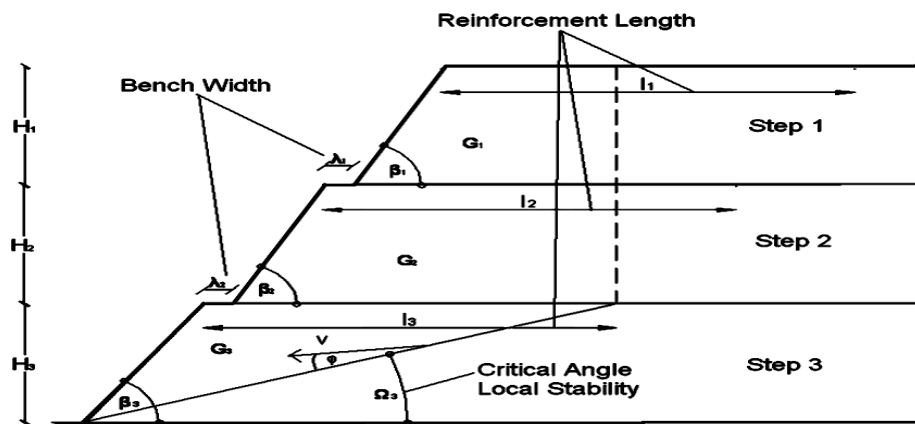
Στο μηχανισμό επίπεδης αστοχίας, θεωρείται ότι η οπλισμένη εδαφική μάζα μετακινείται ως ένα άκαμπτο σώμα με ταχύτητα V (Σχήμα 4). Ο μηχανισμός αυτός ορίζεται γεωμετρικά από το ύψος H του πρανούς και τη γωνία Ω που σχηματίζει το επίπεδο αστοχίας με το οριζόντιο επίπεδο (Σχήματα 4,5). Βασικός στόχος είναι να προσδιοριστεί η κρίσιμη τιμή της γωνίας Ω και επομένως ο κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας και στη συνέχεια, με βάση το μηχανισμό αυτό, η ποσότητα της απαιτούμενης όπλισης.

Για τα οπλισμένα πρανή με αναβαθμούς, ο μηχανισμός επίπεδης αστοχίας εφαρμόζεται δύο φορές. Αρχικά, προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι η εφελκυστική αντοχή και το μήκος του οπλισμού επαρκούν έναντι τοπικής ευστάθειας για τον κάθε ένα αναβαθμό ξεχωριστά (Σχήμα 4) και στη συνέχεια έναντι ολικής ευστάθειας για ολόκληρο το πρανές (Σχήμα 5). Είναι απαραίτητο να εφαρμοστούν και οι δύο μορφές του μηχανισμού, καθώς ο έλεγχος έναντι τοπικής ευστάθειας δίνει κρισιμότερα αποτελέσματα για τους ανώτερους αναβαθμούς, ενώ ο έλεγχος έναντι ολικής ευστάθειας είναι κρισιμότερος για τους κατώτερους αναβαθμούς.

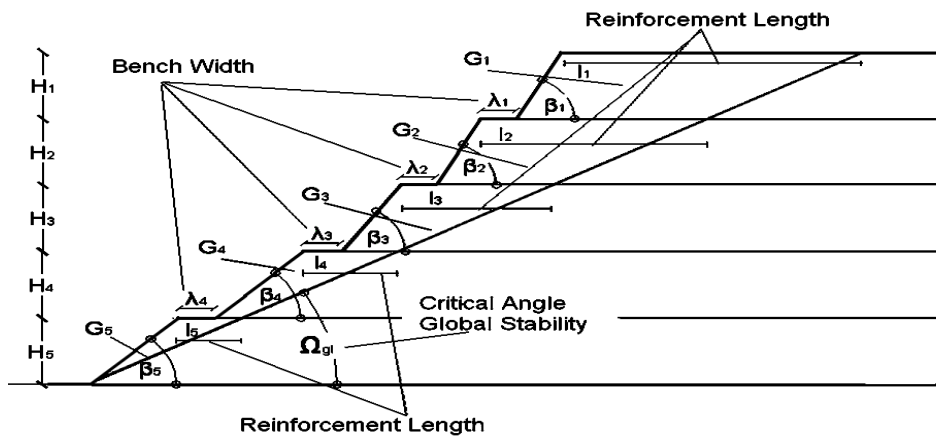
Πιο αναλυτικά, ο ρυθμός παραγωγής εξωτερικού έργου (λόγω ίδιου βάρους του πρανούς και αδρανειακής δύναμης λόγω σεισμού), δίνεται από την εξίσωση:

$$\dot{W} = (G_1 + G_2 + \dots + G_i)V \sin(\Omega - \phi) + k_h (G_1 + G_2 + \dots + G_i)V \cos(\Omega - \phi) \quad (6)$$

όπου G_1, G_2, \dots, G_i , το βάρος της εδαφικής μάζας για το κάθε ένα πρανές ξεχωριστά με διαφορετικές εκφράσεις για τον έλεγχο έναντι τοπικής ευστάθειας και για τον έλεγχο ολικής ευστάθειας και k_h , η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας.



Σχήμα 4. Έλεγχος έναντι τοπικής ευστάθειας (αναβαθμός 3)



Σχήμα 5. Έλεγχος έναντι ολικής ευστάθειας

Σύμφωνα με τους Ausilio et al. (2000), η κατανάλωση της ενέργειας υπολογίζεται ως εξής:

$$\dot{D} = V \cos(\Omega - \phi) \sum_{i=1}^n T_i \quad (7)$$

Επιπλέον, σύμφωνα με τους Ling et al. (1997), η εφελκυστική αντοχή T_i , μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά από την ακόλουθη Εξίσωση :

$$T_i = K \gamma z_i d_i \quad (8)$$

Όπου K η συνολική ποσότητα του οπλισμού σε κανονικοποιημένη μορφή, με την ακόλουθη έκφραση:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n T_i}{(1/2) \gamma H^2} \quad (9)$$

Αντικαθιστώντας τις Εξισώσεις 8 και 9 στην Εξίσωση 7, προκύπτει η ακόλουθη έκφραση για τον υπολογισμό του ρυθμού κατανάλωσης ενέργειας:

$$\dot{D} = \frac{1}{2} V \cos(\Omega - \varphi) K \gamma H^2 \quad (10)$$

Εξισώνοντας τον ρυθμό κατανάλωσης ενέργειας με τον ρυθμό παραγωγής ενέργειας, υπολογίζεται η συνολική ποσότητα του οπλισμού σε κανονικοποιημένη μορφή: K για τοπική και ολική ευστάθεια.

A) Τοπική ευστάθεια:

Για κάθε αναβαθμό i , υπολογίζεται ξεχωριστά η συνολική ποσότητα του οπλισμού σε κανονικοποιημένη μορφή: K_i , σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$K_i = \frac{2(G_1 + \dots + G_i) \tan(\Omega_i - \varphi) + 2k_n(G_1 + \dots + G_i)}{\gamma_i H_i^2} \quad (11)$$

Η συμμετοχή των υπερκείμενων αναβαθμών στον μηχανισμό τοπικής ευστάθειας, σχετίζεται με τη γεωμετρία της κατασκευής (κλίση αναβαθμών και απόσταση λ) και η μάζα τους έχει διαφορετική έκφραση για κάθε περίπτωση (Σχήμα 4). Οι εξισώσεις υπολογισμού της μάζας των αναβαθμών που συμμετέχουν στο μηχανισμό τοπικής ευστάθειας είναι υπό δημοσίευση και δεν αναφέρονται στην παρούσα εργασία για λόγους συντομίας. Ενδεικτικά για τους αναβαθμούς: 1 και 5, εφαρμόζονται οι παρακάτω εξισώσεις:

Αναβαθμός 1:

$$G_1 = \frac{(1/2)\gamma_1 H^2 \sin(\beta_1 - \Omega_1)}{\sin(\Omega_1) \sin(\beta_1)} \quad (12)$$

Αναβαθμός 5:

$$G_1 = \left[2(l_5 - \lambda_4 - \lambda_3 - \lambda_2 - \frac{H_4}{\tan(\beta_4)} - \frac{H_3}{\tan(\beta_3)} - \frac{H_2}{\tan(\beta_2)}) - \frac{H_1}{\tan(\beta_1)} \right] \gamma_1 \frac{H_1}{2} \quad (13)$$

$$G_2 = \left[2(l_5 - \lambda_4 - \lambda_3 - \lambda_2 - \frac{H_4}{\tan(\beta_4)} - \frac{H_3}{\tan(\beta_3)}) - \frac{H_2}{\tan(\beta_2)} \right] \gamma_2 \frac{H_2}{2} \quad (14)$$

$$G_3 = \left[2(l_5 - \lambda_4 - \lambda_3 - \frac{H_4}{\tan(\beta_4)}) - \frac{H_3}{\tan(\beta_3)} \right] \gamma_3 \frac{H_3}{2} \quad (15)$$

$$G_4 = \left[2(l_5 - \lambda_4) - \frac{H_4}{\tan(\beta_4)} \right] \gamma_4 \frac{H_4}{2} \quad (16)$$

$$G_5 = \frac{(1/2)\gamma_5 H_5^2 \sin(\beta_5 - \Omega_5)}{\sin(\Omega_5) \sin(\beta_5)} \quad (17)$$

Αντικαθιστώντας τις μέγιστες τιμές του Κ στην Εξίσωση 8, υπολογίζεται η μέγιστη απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή του οπλισμού για κάθε ένα αναβαθμό και σε κάθε μία στάθμη.

Επίσης, μπορεί να υπολογισθεί και το απαιτούμενο μήκος του οπλισμού σε κάθε στάθμη:

$$l_i = \frac{H_i \sin(\beta_i - \Omega_i)}{\sin(\beta_s) \sin(\Omega_i)} \quad (18)$$

(Ως μήκος του οπλισμού, θα πρέπει να τοποθετείται κατ' ελάχιστο ίσο προς $0.7H_i$ για τον κάθε ένα αναβαθμό)

B) Ολική ευστάθεια:

Ο υπολογισμός της συνολικής ποσότητας του οπλισμού σε κανονικοποιημένη μορφή: Κ, για τον έλεγχο έναντι ολικής ευστάθειας πραγματοποιείται σύμφωνα με την παρακάτω Εξίσωση 19:

$$K_{gl} = \frac{2(G_1 + G_2 + \dots + G_n) \tan(\Omega_{gl} - \varphi_{gl}) + 2k_h (G_1 + G_2 + \dots + G_n)}{\gamma_{gl} (H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2} \quad (19)$$

όπου n, το πλήθος των αναβαθμών.

Το βάρος της εδαφικής μάζας έχει διαφορετική έκφραση για τον κάθε ένα αναβαθμό. Οι εξισώσεις υπολογισμού της μάζας των αναβαθμών που συμμετέχουν στο μηχανισμό ολικής ευστάθειας είναι υπό δημοσίευση και δεν αναφέρονται στην παρούσα εργασία για λόγους συντομίας. Ενδεικτικά για τους αναβαθμούς: 1 και 5, εφαρμόζονται οι παρακάτω εξισώσεις:

$$G_1 = \left(\frac{H_1 + 2H_2 + 2H_3 + 2H_4 + 2H_5}{\tan(\Omega)} - \frac{H_1}{\tan(\beta_1)} - \frac{2H_2}{\tan(\beta_2)} - \frac{2H_3}{\tan(\beta_3)} - \frac{2H_4}{\tan(\beta_4)} - \frac{2H_5}{\tan(\beta_5)} - \right. \quad (20)$$

$$\left. 2\lambda_1 - 2\lambda_2 - 2\lambda_3 - 2\lambda_4 \right) \gamma_1 \frac{H_1}{2}$$

$$G_5 = \left(\frac{H_5}{\tan(\Omega)} - \frac{H_5}{\tan(\beta_5)} \right) \gamma_5 \frac{H_5}{2} \quad (21)$$

Με αντικατάσταση της μέγιστης τιμής του Κ στην Εξίσωση 8, προκύπτει η απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή για την κάθε μία στρώση του οπλισμού.

Το απαιτούμενο μήκος του οπλισμού, υπολογίζεται για κάθε ένα αναβαθμό από την παρακάτω Εξίσωση 22 :

$$l_i = \frac{H_i + H_{i+1} + \dots + H_n}{\tan(\Omega_i)} - \frac{H_i}{\tan(\beta_i)} - \frac{H_{i+1}}{\tan(\beta_{i+1})} - \dots - \frac{H_n}{\tan(\beta_n)} - \lambda_i - \lambda_{i+1} - \dots - \lambda_{n-1} \quad (22)$$

Για τον τελικό σχεδιασμό των πολυωρόφων πρηνών με σύνθετη γεωμετρία, επιλέγονται οι μέγιστες τιμές για κάθε μία στρώση. Όπως αναφέρθηκε ξανά, οι μηχανισμοί τοπικής ευστάθειας δίνουν κρισιμότερα αποτελέσματα για τους άνω αναβαθμούς, ενώ οι μηχανισμοί ολικής ευστάθειας για τους κατώτερους. Εφαρμόζοντας και τους δύο ελέγχους, το πρηνές μπορεί να διαστασιοποιηθεί ακριβέστερα και ασφαλέστερα.

Με αντίστοιχο τρόπο μπορεί να υπολογισθεί ο κρίσιμος συντελεστής επιτάχυνσης του πρηνούς για τοπική και ολική ευστάθεια, Εξισώσεις 23 και 24 αντίστοιχα:

$$k_{yi} = \frac{K_i \gamma_i H_i^2 - 2(G_1 + G_2 + \dots + G_i) \tan(\Omega_i - \varphi_i)}{2(G_1 + G_2 + \dots + G_i)} \quad (23)$$

$$k_{ygl} = \frac{K_{gl} \gamma_{gl} (H_1 + H_2 + \dots + H_i)^2 - 2(G_1 + G_2 + \dots + G_i) \tan(\Omega_{gl} - \varphi_{gl})}{2(G_1 + G_2 + \dots + G_i)} \quad (24)$$

Η κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση για τοπική και ολική ευστάθεια προκύπτει ως η ελάχιστη τιμή από τις ανωτέρω εξισώσεις, είναι δε η επιτάχυνση η οποία ασκούμενη στο πρηνές το φέρει σε κατάσταση οριακής ισορροπίας (συντελεστής ασφαλείας ίσος προς τη μονάδα).

Εκτίμηση τρωτότητας Οπλισμένων Πρηνών.

Προκειμένου να γίνει εκτίμηση της τρωτότητας οπλισμένων πρηνών απλής και σύνθετης γεωμετρίας, υπολογίζεται αρχικά η κρίσιμη σεισμική επιτάχυνσή τους και στη συνέχεια η αναμενόμενη μόνιμη μετατόπιση σε περίπτωση κατά την οποία εκτεθεί το πρηνές σε μεγαλύτερη επιτάχυνση .

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται η Εξίσωση 25 για τον υπολογισμό της αναμενόμενης μόνιμης μετατόπισης, η οποία έχει προταθεί από τους Ambraseys & Menu (1988) και δίνει ένα άνω όριο συναρτήσεως του επιπέδου εμπιστοσύνης, όπως αυτό προσδιορίζεται μέσω του συντελεστή "t" :

$$\log U = 0.9 + \log \left[\left(1 - \frac{k_c}{k_h} \right)^{2.53} \left(\frac{k_c}{k_h} \right)^{-1.09} \right] + 0.3t \quad (25)$$

όπου U η οριζόντια συνιστώσα της μόνιμης μετατόπισης σε cm, k_c η κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση, k_h η εδαφική επιτάχυνση και t εκφράζει το επίπεδο εμπιστοσύνης που έχει επιλεγεί και προκύπτει από ένα πίνακα κανονικής κατανομής. Για επίπεδο εμπιστοσύνης 50% είναι t = 0.

ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ

Για την υλοποίηση της ως άνω μεθοδολογίας, έχει σχεδιαστεί λογισμικό και έχει υλοποιηθεί σε γλώσσα προγραμματισμού Delphi με την ακόλουθη δομή:

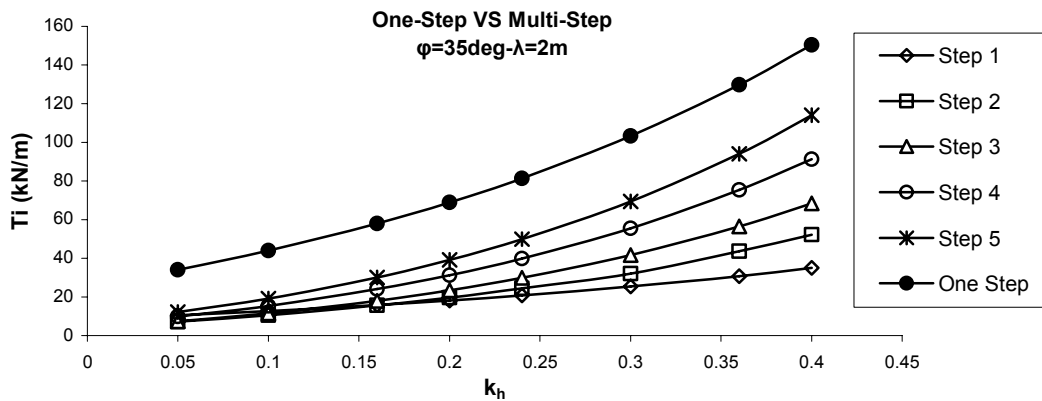
- 1) Εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής επιτάχυνσης (Εμπειρικές εξισώσεις ή τιμές προδιαγραφών του κανονισμού).
- 2) Εισαγωγή των μηχανικών χαρακτηριστικών των εδαφών (ϕ , γ), του ύψους H και της γωνίας κλίσης β για τον κάθε ένα αναβαθμό, της απόστασης λ μεταξύ τους, του πλήθους n των στρώσεων οπλισμού και της απόστασης μεταξύ των στρώσεων οπλισμού d_i (κοινή για ολόκληρο το πρηνές). Επίσης, μία κατάλληλη τιμή της μέγιστης αναμενόμενης οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης πρέπει να επιλεγεί, βάσει των υπολογισμών του βήματος "1".
- 3) Στη συνέχεια, λαμβάνει χώρα ανάλυση σύμφωνα με τον μηχανισμό επίπεδης αστοχίας (plane failure mechanism), αρχικά για τοπική ευστάθεια και κατόπιν για ολική ευστάθεια. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στην επιφάνεια εργασίας του προγράμματος και συγκεκριμένα: Η γωνία που προσδιορίζει τον κρίσιμο μηχανισμό (Ω_i για κάθε ένα αναβαθμό και Ω_{gl} για ολόκληρο το πρηνές), η μέγιστη συνολική ποσότητα της όπλισης (K_i για κάθε ένα αναβαθμό και K_{gl} για ολόκληρο το πρηνές), η μέγιστη απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή σε κάθε μία στάθμη του πρηνούς (T_i και T_{gl}), το απαιτούμενο μήκος όπλισης (l_i και l_{gl}) και τέλος, το τελικό μήκος όπλισης (καθώς όπως έχει αναφερθεί το απαιτούμενο μήκος δεν μπορεί να είναι μικρότερο από $0.7H$). Στη συνέχεια συγκρίνονται οι μέγιστες τιμές που υπολογίστηκαν από τους μηχανισμούς τοπικής και ολικής ευστάθειας και επιλέγονται οι μέγιστες αυτών για την τελική διαστασιολόγηση της κατασκευής.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

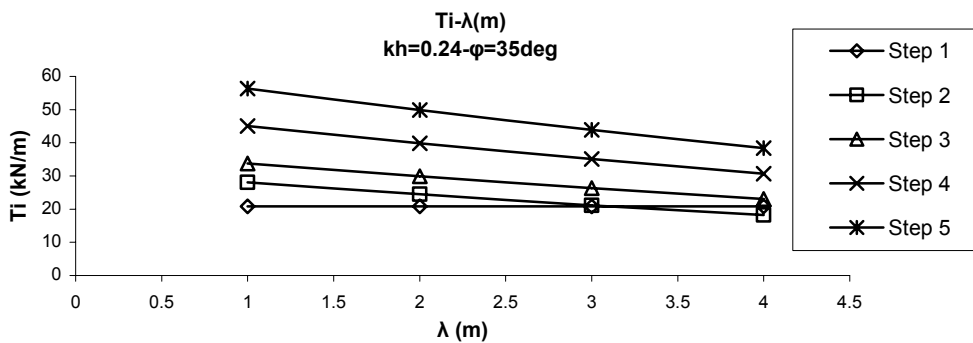
Στην ενότητα αυτή, παρουσιάζονται παραδείγματα αντισεισμικού σχεδιασμού πολυωρόφων οπλισμένων πρηνών σύμφωνα με την ως άνω μεθοδολογία. Συγκεκριμένα επιλέγεται πολυώροφο πρηνές με 5 αναβαθμούς ύψους 10 m ο κάθε ένας, κλίσης: $\beta_1=2:1$, $\beta_2=2:1$, $\beta_3=3:2$, $\beta_4=1:1$ και $\beta_5=1:1$ (κατακόρυφο: οριζόντιο), ειδικού βάρους $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, γωνίας τριβής $\phi=35^\circ$ και τέλος απόσταση μεταξύ των οπλισμών ενιαία για ολόκληρο το πρηνές $d_i=0.5m$. Στο Σχήμα 6, παρουσιάζεται η απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή (T_i) για κάθε ένα αναβαθμό και για διάφορες τιμές της αναμενόμενης σεισμικής επιτάχυνσης (k_h). Όπως είναι αναμενόμενο, η τιμή του T_i αυξάνει με την αύξηση του k_h . Επιπλέον παρατηρείται διαφοροποίηση του απαιτούμενου T_i για κάθε μία στρώση. Συγκεκριμένα, ο δεύτερος αναβαθμός απαιτεί μεγαλύτερο T_i από τον τρίτο αναβαθμό και σχεδόν ίδιο με τον τέταρτο αναβαθμό λόγω μεγαλύτερης κλίσης. Ο κατώτερος αναβαθμός απαιτεί την μεγαλύτερη ποσότητα οπλισμού λόγω της μεγάλης επιρροής του υπερκείμενου εδάφους. Στο Σχήμα 6 μπορεί ακόμη να παρατηρηθεί η ιδιαίτερα αυξημένη απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή μονώροφου οπλισμένου πρηνούς με ύψος 50m και μέση κλίση α (Σχήμα 3), που σχετίζεται με τη γεωμετρία του πολυωρόφου σύμφωνα με την Εξίσωση 18:

$$\tan(\alpha) = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)}{\frac{H_1}{\tan(\beta_1)} + \frac{H_2}{\tan(\beta_2)} + \dots + \frac{H_n}{\tan(\beta_n)} + \lambda_1 + \lambda_2 + \dots + \lambda_{n-1}} \quad (26)$$

Στο Σχήμα 7, παρουσιάζεται η διαφοροποίηση του T_i για διάφορες τιμές της απόστασης λ μεταξύ των αναβαθμών. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, η απαιτούμενη ποσότητα οπλισμού μειώνεται με την αύξηση της απόστασης λ και ιδιαίτερα για τα κατώτερα τμήματα του πολυωρόφου.



Σχήμα 6. Απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή για διάφορες τιμές της αναμενόμενης οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης



Σχήμα 7. Επιρροή της απόστασης λ μεταξύ των αναβαθμών, για αναμενόμενη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση $k_h=0.24$

Σύγκριση αποτελεσμάτων αναλυτικής λύσης με συμβατικές μεθόδους.

Στην ενότητα αυτή, εισάγονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την αναλυτική λύση (απαιτούμενη ποσότητα του οπλισμού, για διάφορες τιμές της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης), σε πρόγραμμα που πραγματοποιεί ανάλυση οριακής ισορροπίας (Slide), προκειμένου να υπολογισθεί ο Συντελεστής Ασφαλείας τους. Στον Πίνακα 1, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπου και παρατηρείται ότι τόσο για το μονώροφο όσο και για το πολυώροφο οπλισμένο πρηνές οι τιμές του $\Sigma.A.$ είναι κοντά στη μονάδα και ιδιαίτερα για χαμηλότερες τιμές της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι η συνολική ποσότητα του οπλισμού (K) του πολυωρόφου Ο.Π. είναι μικρότερη από την αντίστοιχη του μονωρόφου για την ίδια οριζόντια σεισμική επιτάχυνση. Τέλος, λόγω της φύσης της σεισμικής δράσης, ακόμη και όταν οι τιμές του Συντελεστή Ασφαλείας είναι μικρότερες της μονάδας, το πρηνές μπορεί να υφίσταται ανεκτή μόνιμη μετατόπιση και όχι αστοχία (Newmark, 1965).

Πίνακας 1. Σύγκριση Αναλυτικής Λύσης με Bishop Ανάλυση.

Οριζόντια Σεισμική Επιτάχυνση	Μονώροφο		Πολυώροφο Οπλισμένο Πρανές					
	Οπλισμένο Πρανές		λ=1m		λ=2m		λ=3m	
	Κ Οριακή Ανάλυση	F.S. Ανάλυση Bishop	Κ Οριακή Ανάλυση	F.S. Ανάλυση Bishop	Κ Οριακή Ανάλυση	F.S. Ανάλυση Bishop	Κ Οριακή Ανάλυση	F.S. Ανάλυση Bishop
0.05	0.16	1.1	0.10	1.1	0.08	1.0	0.16	1.1
0.10	0.20	1.1	0.12	1.1	0.10	1.1	0.20	1.1
0.15	0.24	1.1	0.16	1.1	0.14	1.1	0.24	1.1
0.20	0.32	1.1	0.22	1.1	0.18	1.1	0.32	1.1
0.25	0.40	1.1	0.28	1.1	0.24	1.0	0.40	1.1
0.30	0.48	1.1	0.36	1.1	0.32	1.0	0.48	1.1
0.35	0.56	1.0	0.44	1.0	0.40	1.0	0.56	1.0

Τρωτότητα Οπλισμένων Πρανών.

Στην ενότητα αυτή, πραγματοποιείται εκτίμηση τρωτότητας των Ο.Π. σε περίπτωση έκθεσής τους σε μεγαλύτερη σεισμική επιτάχυνση από αυτήν του σχεδιασμού τους. Δείκτης τρωτότητας είναι η αναμενόμενη μόνιμη μετατόπιση που υπολογίζεται σύμφωνα με την “**Εξίσωση 17**”. Το πολυώροφο πρανές που αναλύεται έχει τα ίδια γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά με το παράδειγμα της προηγούμενης ενότητας ($H_i=10$ m, $\beta_1=2:1$, $\beta_2=2:1$, $\beta_3=3:2$, $\beta_4=1:1$ και $\beta_5=1:1$, $\gamma=20$ kN/m³, $\varphi=35^\circ$, $d_i=0.5$ m) και το μονώροφο την αντίστοιχη μέση κλίση α , ενώ τοποθετείται ενιαία εφελκυστική αντοχή οπλισμού ($T_i=40$ kN) και μήκος όπλισης (50 m), προκειμένου τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα. Στον “Πίνακα 2” παρουσιάζεται η κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση k_c , η οποία θεωρείται ως τιμή σχεδιασμού του μονωρόφου και του πολυωρόφου πρανούς για διάφορες τιμές της απόστασης μεταξύ των αναβαθμών (λ), και η υποτιθέμενη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση k_h λαμβανόμενη μεγαλύτερη της τιμής σχεδιασμού για να ελεγχθεί ο βαθμός βλάβης της κατασκευής μέσω της προκαλούμενης μόνιμης μετατόπισης U . Τέλος, υπολογίζονται οι τιμές του Συντελεστή Ασφαλείας που προκύπτουν έναντι σεισμικής επιτάχυνσης k_h . Σημειώνεται ότι στο παράδειγμα έχει θεωρηθεί ενιαία τιμή συντελεστή σεισμικής επιτάχυνσης για όλο το πρανές.

Όπως μπορεί να παρατηρηθεί στον Πίνακα 2, η κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση έχει μεγαλύτερη τιμή στο πολυώροφο πρανές από ότι στο μονώροφο και ιδιαίτερα για μεγαλύτερες τιμές της απόστασης μεταξύ των αναβαθμών (λ). Επιπλέον, οι τιμές της αναμενόμενης μόνιμης μετατόπισης είναι μικρότερες στο πολυώροφο πρανές σε σχέση με το μονώροφο και ιδιαίτερα για απόσταση $\lambda=3$ m. Τέλος, παρά το γεγονός ότι ο Συντελεστής Ασφαλείας παίρνει τιμές μικρότερες της μονάδας, η κατασκευή δεν οδηγείται σε κατάρρευση αλλά σε ανεκτή μόνιμη μετατόπιση.

Πίνακας 2. Αναμενόμενη μόνιμη μετατόπιση λόγω αναβάθμισης σεισμικού κινδύνου.

Αναμενόμενος Συντελεστής Σεισμικής Επιτάχυνσης	Μονώροφο Οπλισμένο Πρανές $k_c=0.20-FS=1$		Πολύροφο Οπλισμένο Πρανές					
			$\lambda=1m$ $k_c=0.21-FS=1$		$\lambda=2m$ $k_c=0.24-FS=1$		$\lambda=3m$ $k_c=0.25-FS=1$	
	U (cm)	FS	U (cm)	FS	U (cm)	FS	U (cm)	FS
0.22	0.22	0.99	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00
0.24	0.11	0.98	0.05	0.97	0.00	0.99	0.00	1.00
0.26	0.26	0.95	0.16	0.95	0.13	0.97	0.00	0.99
0.28	0.48	0.93	0.32	0.93	0.07	0.95	0.03	0.96
0.30	0.77	0.91	0.56	0.9	0.17	0.92	0.10	0.94
0.32	1.11	0.89	0.84	0.88	0.33	0.90	0.22	0.92
0.34	1.50	0.87	1.18	0.86	0.53	0.88	0.39	0.89
0.36	1.94	0.85	1.56	0.84	0.77	0.86	0.59	0.87

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η μεθοδολογία που παρουσιάζεται στην παρούσα εργασία και βασίζεται στο κινηματικό θεώρημα οριακής ανάλυσης και στην απλοποιημένη φασματική ανάλυση, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον αντισεισμικό σχεδιασμό οπλισμένων πρανών σύνθετης γεωμετρίας. Συγκεκριμένα μπορεί να υπολογιστεί η ποσότητα του οπλισμού που είναι απαραίτητη προκειμένου να αποφευχθεί η αστοχία λόγω στατικής και σεισμικής φορτίσεως, δίνοντας ταυτόχρονα ικανοποιητικές τιμές του Συντελεστή Ασφαλείας. Επίσης, αναδεικνύονται τα πλεονεκτήματα της κατασκευής Ο.Π. με αναβαθμούς, καθώς η συνολική απαιτούμενη ποσότητα όπλισης αυτών είναι μικρότερη από την αντίστοιχη των μονωρόφων ενώ η πιθανή διάβρωση λόγω ροής του νερού περιορίζεται σημαντικά.

Επίσης, μπορεί να πραγματοποιηθεί εκτίμηση της τρωτότητας Ο.Π. σε περίπτωση έκθεσής τους σε μεγαλύτερη σεισμική επιτάχυνση από αυτήν του σχεδιασμού τους. Μέτρο τρωτότητας είναι η αναμενόμενη μόνιμη μετατόπιση, η οποία και υπολογίζεται με βάση την κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση των Ο.Π. και την αναμενόμενη σεισμική επιτάχυνση. Προκειμένου δε να πραγματοποιηθεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής επιτάχυνσης, χρησιμοποιούνται διάφορες εμπειρικές σχέσεις με βάση τα σεισμοτεκτονικά χαρακτηριστικά της κάθε περιοχής. Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι η κρίσιμη σεισμική επιτάχυνση των πολυωρόφων Ο.Π. είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη των μονωρόφων, ενώ η αναμενόμενη μόνιμη μετατόπιση μικρότερη, γεγονός που ενισχύει ακόμη περισσότερο την ανάγκη για εφαρμογή τέτοιου είδους κατασκευών.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Προς τον Δρ. Μηχανικό Ιωάννη Στρατάκο για την πολύτιμη βοήθειά του στον προγραμματισμό στα πλαίσια προγράμματος βασικής έρευνας ΠΥΘΑΓΟΡΑΣ ΙΙ-ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ.

Η έρευνα υποστηρίχθηκε από το πρόγραμμα ΕΠΕΑΕΚ ΙΙ-ΠΥΘΑΓΟΡΑΣ, το οποίο συγχρηματοδοτείται από το Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο (75%) και από Εθνικούς Πόρους (25%).

Ευχαριστούμε, επίσης, την Rocscience για την παροχή ερευνητικής άδειας του προγράμματος Slide.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Ambraseys N.N., and Menu J.M. (1988), "Earthquake-induced ground displacements", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, pp. 985-1006.
- Ambraseys N.N., (1995), "The prediction of earthquake peak ground acceleration in Europe", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24, pp. 467-490.
- Ambraseys N.N., Simpson K.A., and Bommer J.J. (1996), "Prediction of horizontal response spectra in Europe", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 371–400.
- Ausilio E., Conte E. and Dente G. (2000), "Seismic stability analysis of reinforced slopes". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, pp. 159-172.
- Boore D.M., Joyner W.B., and Fumal T.E. (1993), "Estimation of response spectra and peak accelerations from western North American earthquakes: an interim report", U.S. Geol. Surv. Open-File Rept. 93-509, 72 pp.
- Brandl H. (2004), "Innovative methods and technologies in earthworks". Gomez Correia, A. and Loizos A. (eds), *Geotechnics in pavement and railway construction*; Proc. intern. seminar, Athens, 16-17 December 2005, ISSMGE.
- Campbell, K.W. (1985), "Strong motion attenuation relations: a ten year perspective", *Earthquake Spectra*, 1, 759–804.
- Chen W.F. 1975. *Limit analysis and soil plasticity*, Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier.
- Chiaruttini C., and Siro L. (1981), "The correlation of peak ground horizontal acceleration with magnitude, distance, and seismic intensity for Friuli and Ancona, Italy and the Alpidic belt", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 71, 1993–2009.
- Ling H.I., Leshchinsky D., and Perry E.B. (1997), "Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures". *Geotechnique*, 47(5), pp. 933–52.
- Ling H.I., Leshchinsky D., and Chou N.S.C. (2001), "Post-earthquake investigation on several geosynthetics-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, 4, pp.297-313.
- Margaris B.N., Papazachos C.B., Papaioannou Ch., Theodoulidis N.P., Kalogeras I., and Skarlatoudis A.A. (2002), "Empirical attenuation relations for the horizontal strong ground motion parameters of shallow earthquakes in Greece", in Proc. of the 12th European Conf. On Earthquake Engineering, 9–13 September, London.
- Michalowski, R.L. (1998), "Soil reinforcement for seismic design of geotechnical structures", *Computers and Geotechnics*, 23. pp. 1-17.
- Milne W.G., and Davenport A.G. (1969), "Distribution of earthquake risk in Canada", *Bull. Seism. Soc. Am.* 59, 729–754.
- Mitchell J.K., and Villet W.C.B. (1987), "Reinforcement of earth slopes and embankments" National Cooperative Highway Research Program Report 290.
- Newmark, N.M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, 15(2), pp. 139-159.
- Papaioannou, Ch.A. (1986), "Seismic hazard assessment and long term earthquake prediction in Southern Balkan region", in Proc. of the 2nd Int. Seminar on Earthquake Prognostics, A. Vogel and Brandes K. (Editors), 14–27 June, Berlin, 223–241.
- Papazachos, C.B., and Papaioannou Ch. (1997), "The macroseismic field of the Balkan area", *J. Seism.* 1, 181–201.
- Papazachos, C. B., and Papaioannou Ch. (1998), "Further information on the macroseismic field in the Balkan area", (reply on the comment of M. D. Trifunac on the paper "The macroseismic field of the Balkan area"), *J. Seism.* 2, 363–375.
- Rinaldis, D., Berardi R., Theodoulidis N.P., and Margaris B.N. (1998), "Empirical predictive models based on a joint Italian and Greek strong motion database: I, peak ground acceleration and velocity", in Proc. of 11th ECEE (CD-ROM) 6–11 September, Paris.

- Roessing, L.N. and Sitar, N. (2006), "Centrifuge model studies of the seismic response of reinforced soil slopes". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132, 3, pp. 388-400.
- Skarlatoudis, A.A., Papazachos C.B., and Margaris V.N. (2002), "Spectral noise determination from strong motion recordings in Greece", in Proc. Of the 12th European Conf. on Earthquake Engineering and Engineering Seismology (CD-ROM), 9–13 September, London.
- Skarlatoudis, A.A., Papazachos C.B., Margaris V.N., Theodulidis N.P., Papaioannou Ch., Kalogeras, I., Scordilis E.M., and Karakostas V. (2003), "Empirical Peak Ground-Motion Predictive Relations for Shallow Earthquakes in Greece", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 93, 2591–2603.
- Theodulidis, N.P. (1991), *Contribution to strong ground motion study in Greece*, Ph.D. Thesis (in Greek), 500 pp.
- Zienkiewicz, O.C. and R.L. Taylor (1991), *The finite element method*, New York: McGraw-Hill.