

Αντισεισμικός σχεδιασμός μεγάλων χωμάτινων φραγμάτων με κριτήρια επιτελεστικότητας

Γ.Δ. Μπουκοβάλας

Καθηγητής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.

Α.Γ. Παπαδημητρίου

Επίκουρος καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Π.Θ.

Κ.Ι. Ανδριανόπουλος

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Κ. Αναστασόπουλος

Πολιτικός Μηχανικός Μ.Sc., Τομέαρχης Γεωτεχν. & Γεωλογικών Μελετών Δ.Ε.Η.

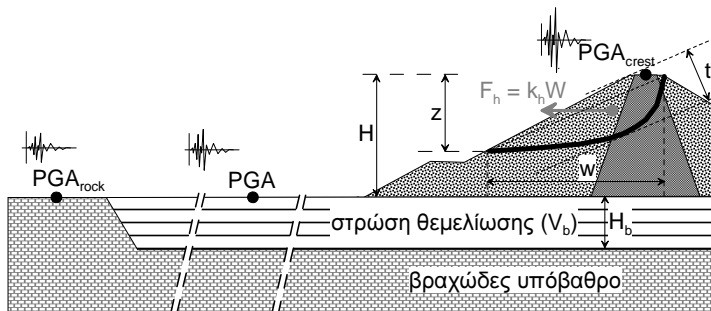
Λέξεις κλειδιά: αντισεισμικός σχεδιασμός, επιτελεστικότητα, ευστάθεια πρανών, σεισμική μετατόπιση, χωμάτινα φράγματα, υψηλά επιχώματα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Παρουσιάζεται μια νέα μεθοδολογία για τον επιτελεστικό αντισεισμικό σχεδιασμό χωμάτινων φραγμάτων και υψηλών επιχωμάτων. Συγκεκριμένα, η μεθοδολογία εκτιμά σεισμικούς συντελεστές προς χρήση σε ψευδο-στατικές αναλύσεις ευστάθειας πρανών, η τιμή των οποίων λαμβάνει υπόψη τη μέγιστη επιτρεπόμενη σεισμική μετατόπιση των πρανών. Στηρίζεται σε στατιστική επεξεργασία αριθμητικών αποτελεσμάτων από 110 μη-γραμμικές αναλύσεις σεισμικής απόκρισης 2Δ διατομών γεω-κατασκευών ύψους 20 έως 120m. Η μέγιστη τιμή του σεισμικού συντελεστή εκτιμάται ως συνάρτηση: (α) της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, (β) της δεσπόζουσας περιόδου της διέγερσης, (γ) της μη-γραμμικής πρώτης ιδιοπεριόδου ταλάντωσης του φράγματος, (δ) της δυστημσίας του εδάφους θεμελίωσης, και (ε) της γεωμετρίας και της θέσης (ανάντη ή κατάντη) της ολισθαίνουσας μάζας εντός του σώματος του φράγματος. Η ενεργός τιμή του σεισμικού συντελεστή εκτιμάται ως ποσοστό της μέγιστης τιμής, επί τη βάση της μέγιστης επιτρεπόμενης σεισμικής μετατόπισης των πρανών και της θεωρίας «ολισθαίνοντος στερεού».

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ως γνωστόν, η ψευδο-στατική ανάλυση οριακής ισορροπίας των πρανών χωμάτινων φραγμάτων οδηγεί στον υπολογισμό ενός Συντελεστή Ασφαλείας FS_d έναντι σεισμικής «αστοχίας» του πρανούς. Το εν λόγω πρόβλημα παρουσιάζεται ενδεικτικά στο Σχήμα 1, όπου ορίζονται και οι βασικές παράμετροι του προβλήματος, μεταξύ των οποίων οι μέγιστες τιμές της σεισμικής επιτάχυνσης στη στέψη, PGA_{crest} , στο «ελεύθερο πεδίο» του εδάφους θεμελίωσης του φράγματος, PGA , και στο αναδύμενο υπόβαθρο PGA_{rock} ($PGA_{rock} = PGA$, σε περίπτωση που το φράγμα θεμελιώνεται επί βραχώδους υποβάθρου). Το κρίσιμο μέγεθος στην όλη ανάλυση είναι η τιμή της οριζόντιας αδρανειακής δύναμης F_h που ασκείται στο κέντρο βάρους της ολισθαίνουσας μάζας του πρανούς, η οποία ισούται με το βάρος W της ολισθαίνουσας μάζας επί τον σεισμικό συντελεστή k_h .

Σε κάθε περίπτωση, ο συντελεστής k_h θα πρέπει να αντικατοπτρίζει την ταλάντωση της ολισθαίνουσας μάζας για το σεισμό σχεδιασμού. Δεδομένου όμως ότι η ολισθαίνουσα μάζα δεν είναι άκαμπτη, τα διάφορα σημεία της δεν ταλαντώνονται σε φάση (ειδικώς σε υψηλά φράγματα) και η ταλάντωσή τους δεν είναι ίδιου εύρους (π.χ. το εύρος μεγαλώνει πλησίον της επιφάνειας). Συνεπώς, σε πρώτη προσέγγιση, ως αντιπροσωπευτική τιμή του k_h θα πρέπει να επιλέγεται η τιμή που να αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή της συνισταμένης οριζόντιας ταλάντωσης της ολισθαίνουσας μάζας.



Σχήμα 1: Ορισμός κρίσιμων παραμέτρων σεισμικής ευστάθειας πρανών χωμάτινων φραγμάτων

Επισημαίνεται ότι μια τέτοια μέγιστη τιμή του σεισμικού συντελεστή k_{hmax} παρατηρείται μόνο στιγμιαία, και επομένως η υιοθέτησή της για το σχεδιασμό χωμάτινων φραγμάτων με χρήση ψευδο-στατικών αναλύσεων είναι σαφώς συντηρητικός όταν ικανοποιείται ταυτόχρονα η απαίτηση για $FS_d \geq 1.0$. Έτσι, η συνήθης πρακτική προτάσσει τη χρήση της «ενεργού» τιμής του σεισμικού συντελεστή k_{hE} σε συνδυασμό με την ως άνω απαίτηση για $FS_d \geq 1.0$, με αντίτιμο την ανάπτυξη μικρών εν γένει, **αλλά αδιευκρίνιστων, παραμενουσών** μετατοπίσεων της ολισθαίνουσας μάζας μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.

Παρά την ευρεία χρήση της ψευδο-στατικής μεθόδου οριακής ισορροπίας πρανών, από τη δεκαετία του 1970 έως σήμερα, δεν υπάρχει επί του παρόντος μία ευρέως αποδεκτή μεθοδολογία εκτίμησης των σεισμικών συντελεστών για το σχεδιασμό χωμάτινων φραγμάτων και υψηλών επιχωμάτων. Το πρόβλημα αυτό επιλύεται βεβαίως με την εκτέλεση αριθμητικών αναλύσεων (π.χ. με χρήση της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων ή διαφορών). Όμως, αν τέτοιες αναλύσεις δεν δικαιολογούνται από τον προϋπολογισμό ή τη φύση του έργου, ο κάθε μελετητής χρησιμοποιεί διαφορετική διαδικασία εκτίμησης των σεισμικών συντελεστών, βασιζόμενος στην βιβλιογραφία και κυρίως στην εμπειρία του. Με στόχο την πλήρωση του ως άνω κενού, στο παρόν άρθρο προτείνεται μια ορθολογική και εύχρηστη μεθοδολογία εκτίμησης σεισμικών συντελεστών, οι τιμές των οποίων όμως εκτιμώνται επί τη βάση της μέγιστης επιτρεπόμενης σεισμικής μετατόπισης των πρανών και της θεωρίας «ολισθαίνοντος στερεού». Έτσι, με την προτεινόμενη μεθοδολογία, παρά το γεγονός ότι ο αντισεισμικός σχεδιασμός του φράγματος γίνεται με χρήση ψευδο-στατικών αναλύσεων ευστάθειας πρανών, στην πραγματικότητα λαμβάνονται έμμεσα υπόψη κριτήρια επιτελεσματικότητας.

2 ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΣΤΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Σύμφωνα με τους Παπαδημητρίου κ. α. (2008), οι υπάρχουσες μεθοδολογίες-οδηγίες εκτίμησης σεισμικών συντελεστών χωρίζονται σε τρεις (3) αδρές κατηγορίες, δηλαδή επί τη βάση: (α) της σεισμικότητας της περιοχής (π.χ. Terzaghi 1950, παλιοί κανονισμοί US Corps of Engineers), (β) της PGA (π.χ. USCOLD 1985, Βρετανικά πρότυπα: Charles et al 1991), και (γ) της PGA_{crest} (π.χ. Makdisi and Seed 1978, Marcusson 1981). Οι Andrianopoulos et al. (2014) παρουσιάζουν, μεταξύ άλλων, μια λεπτομερή κριτική των ανωτέρω μεθοδολογιών επί τη βάση αποτελεσμάτων αριθμητικών αναλύσεων και συμπεραίνουν τα ακόλουθα:

- Οι συνήθεις τιμές ενεργών σεισμικών συντελεστών από τη βιβλιογραφία ($k_{hE} = 0.10$ έως 0.20) κρίνονται ως ασφαλείς επιλογές για τιμές $PGA \leq 0.30g$, ενώ αντίθετα μπορεί να αποδειχθούν έντονα μη συντηρητικές για σεισμούς μεγαλύτερης έντασης. Αντίθετα, η συσχέτιση της τιμής της k_{hE} με την PGA οδηγεί σε πιο ρεαλιστικές συντηρητικές προβλέψεις. Ειδικότερα, η θεώρηση $k_{hE} = 0.67 PGA$ των Charles et al. (1991) αποτελεί μια ικανοποιητική αδρή θεώρηση, αν και συνοδεύεται με αρκετή διασπορά, κυρίως για σεισμούς μεγάλης έντασης.

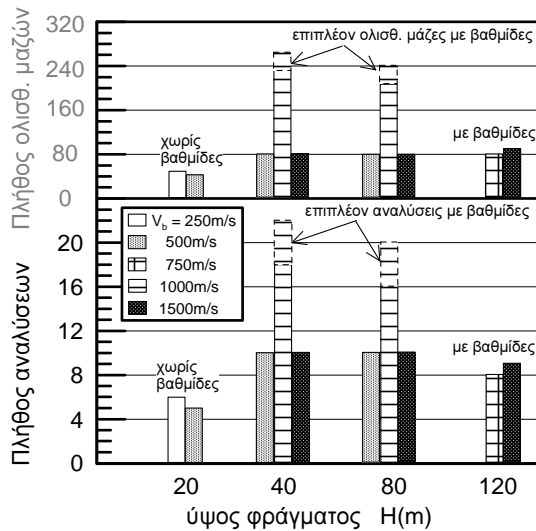
- Η συσχέτιση του μέγιστου σεισμικού συντελεστή k_{hmax} με την PGA_{crest} και το αδιάστατο μέγιστο βάθος z της υπό εξέταση ολισθαίνουσας μάζας εντός του σώματος ενός φράγματος ύψους H (π.χ. Makdisi and Seed 1978) οδηγεί σε αύξηση της ακρίβειας, καθώς λαμβάνεται υπόψη εμμέσως η ταλάντωση του ίδιου του φράγματος, αλλά και η γεωμετρία της ολισθαίνουσας μάζας. Ειδικότερα, η θεώρηση των Makdisi and Seed (1978) διαφαίνεται σχετικώς ακριβής για $H = 40$ έως $80m$, μα όχι για χαμηλότερα και υψηλότερα φράγματα. Ένα άλλο πρόβλημα που δημιουργείται με την εν λόγω προσέγγιση είναι η ανάγκη για ανεξάρτητη εκτίμηση της PGA_{crest} για την οποία δεν υπάρχει καθιερωμένη και εύχρηστη μεθοδολογία.
- Ο λόγος ενεργού προς μέγιστης τιμής των σεισμικών συντελεστών k_{hE}/k_{hmax} κυμαίνεται στη βιβλιογραφία από 0.50 (π.χ. Hynes-Griffith and Franklin 1984) έως 0.80 (π.χ. στον ΕΑΚ 2002), με την πλέον συνήθη τιμή του λόγου να κυμαίνεται μεταξύ 0.65 έως 0.67 [π.χ. στα Βρετανικά πρότυπα (Charles et al 1991), στον έλεγχο ρευστοποίησης κατά Youd and Idriss (2001)]. Οι ανωτέρω τιμές δεν συσχετίζονται άμεσα με συγκεκριμένες μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις.

Δεδομένων των προβλημάτων ακρίβειας και πληρότητας των υφισταμένων μεθοδολογιών-οδηγιών από τη βιβλιογραφία, οι Παπαδημητρίου κ. α. (2008) πρότειναν μια βελτιωμένη μεθοδολογία που βασίστηκε σε συλλογή δεδομένων από αριθμητικές αναλύσεις πραγματικών φραγμάτων της ΔΕΗ Α.Ε., αλλά και άλλων φορέων της χώρας. Η εν λόγω μεθοδολογία είναι πλήρης, οδηγεί σε αυξημένη ακρίβεια σε σχέση με τη βιβλιογραφία, μα έχει περιορισμένο εύρος εφαρμογής που σχετίζεται με το εύρος διακύμανσης των σημαντικών παραμέτρων στις αναλύσεις στις οποίες βασίστηκε. Αυτοί οι περιορισμοί ακρίβειας και εύρους εφαρμογής απαλοίζονται με την προτεινόμενη μεθοδολογία που παρουσιάζεται στη συνέχεια.

3 ΔΙΑΤΥΠΩΣΗ ΝΕΑΣ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ

Η νέα μεθοδολογία στηρίζεται στις βασικές αρχές της μεθοδολογίας των Παπαδημητρίου κ. α. (2008), μα έχει σαφώς μεγαλύτερο εύρος εφαρμογής, και λαμβάνει συστηματικά υπόψη παραμέτρους όπως η δυσστησία του εδάφους θεμελίωσης (μέσω της ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων V_b σε αυτό) και τα ακριβή γεωμετρικά χαρακτηριστικά (z , t , w στο Σχήμα 1) και τη θέση (άναντη ή κατάντη) της ολισθαίνουσας μάζας. Για τη διατύπωσή της εκτελέσθηκαν 110 διδιάστατες μη-γραμμικές αναλύσεις σεισμικής απόκρισης χωμάτινων φραγμάτων που έδωσαν αποτελέσματα για τους σεισμικούς συντελεστές σε 1084 ολισθαίνουσες μάζες. Οι αναλύσεις εκτελέσθηκαν με το λογισμικό πεπερασμένων διαφορών FLAC (Itasca Inc 1995), και παρουσιάζονται αναλυτικά από τους Andrianopoulos et al. (2014). Χάριν πληρότητας, αναφέρεται εδώ ότι οι αναλύσεις μελέτησαν την επίδραση των εξής σημαντικών παραμέτρων του προβλήματος (βλ. Σχήμα 1):

- Ύψος διατομής $H = 20m$ (λιθόρριπτο επίχωμα) και $H = 40, 80$ και $120m$ (διαζωνισμένα φράγματα με αργιλικό πυρήνα), με στατικώς αποδεκτές γεωμετρίες (π.χ. κλίσεις πρανών 1:2 έως 1:2.5, κλίσεις αργιλικού πυρήνα 4:1 έως 5:1)
- Χαρακτηριστικά διέγερσης ($PGA = 0.05 - 0.5g$, δεσπόζουσα περίοδος $T_e = 0.14 - 0.5s$)
- Συνθήκες θεμελίωσης (ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων $V_b = 250 - 1500m/s$)
- Ύπαρξη ή μη τυπικών σταθεροποιητικών βαθμίδων (εύρους $0.67H$ και ύψους $0.33H$, κι απ' τις δύο πλευρές του φράγματος)
- Πλήρωσης ή μη του ταμιευτήρα (συνθήκες «σταθερής διήθησης» ή «τέλους κατασκευής»)
- Ακριβής γεωμετρία της ολισθαίνουσας μάζας



Σχήμα 2: Ιστογράμματα για το πλήθος αναλύσεων και το πλήθος των ολισθαινουσών μαζών, ως συναρτήσεις του ύψους H , των συνθηκών θεμελίωσης (V_b) και το αν εμπεριέχονται σταθεροποιητικές βαθμίδες

Για να γίνει σαφέστερη η στατιστική κατανομή των 110 αναλύσεων, το Σχήμα 2 παρουσιάζει ένα σχετικό ιστόγραμμα με έμφαση στο ύψος διατομής H , τις συνθήκες θεμελίωσης V_b και το αν η διατομή εμπεριέχει βαθμίδες. Όπως προκύπτει, το 75% των αναλύσεων αφορούν στα χαμηλού και μέσου ύψους χωμάτινα φράγματα ($H = 40$ και 80 m), ενώ το υπόλοιπο 25% στις άλλες δύο (2) διατομές. Επιπλέον προκύπτει ότι το 46% των αναλύσεων αφορούσε συνήθη βραχώδη θεμελίωση ($V_b = 750 - 1000$ m/s), το 28% θεμελίωση σε επαρκώς στιφρό έδαφος ($V_b = 250 - 500$ m/s), ενώ το 26% αφορούσε σε ιδιαίτερα σκληρό βράχο ($V_b = 1500$ m/s). Με βάση το Σχήμα 2 προκύπτει επίσης ότι στα χαμηλού και μέσου ύψους χωμάτινα φράγματα ($H = 40$ και 80 m) οι αναλύσεις αναφοράς ήταν χωρίς βαθμίδες, και εκτελέστηκαν επιπλέον αναλύσεις για τις ίδιες διατομές με βαθμίδες. Αντίθετα, βαθμίδες δεν θεωρήθηκαν αναγκαίες για το επίχωμα ($H = 20$ m), ενώ θεωρήθηκαν αναπόφευκτες για το μεγάλο ύψους φράγμα ($H = 120$ m). Αντίστοιχη ήταν η στατιστική σημαντικότητα των επιπλέον αναλύσεων για φράγματα με πληρωμένο ταμιευτήρα (δεν παρουσιάζονται στο Σχήμα 2), οι οποίες εκτελέστηκαν μόνο για τις διατομές με $H = 40$ και 80 m, και συνήθη βραχώδη θεμελίωση ($V_b = 1000$ m/s). Τέλος, το Σχήμα 2 παρουσιάζει επίσης τη στατιστική κατανομή της προέλευσης των αποτελεσμάτων για σεισμικούς συντελεστές στις 1084 εξετασθείσες ολισθαίνουσες μάζες. Όπως προκύπτει, η κατανομή τους ακολουθεί πιστά την κατανομή των 110 αναλύσεων από τις οποίες προέκυψαν (π.χ. 76% των ολισθαινουσών μαζών προκύπτει από τις διατομές με $H = 40$ και 80 m).

Το υπόλοιπο του Κεφαλαίου 3 του παρόντος άρθρου παρουσιάζει τη νέα μεθοδολογία, και δίνει στοιχεία για την ακρίβεια κάθε βήματος αυτής. Πιο συγκεκριμένα, η εκτίμηση του σεισμικού συντελεστή πραγματοποιείται ακολουθώντας τα κάτωθι πέντε (5) βήματα, τα οποία αποτελούν το αντικείμενο των παραγράφων 3.1 έως και 3.5.

3.1 Εκτίμηση μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης στο ελεύθερο πεδίο PGA και δεσπόζουσας περιόδου T_e σεισμικής διέγερσης (Βήμα 1^ο)

Σύμφωνα με τις πρόσφατες οδηγίες της ICOLD (2010), ένα φράγμα θα πρέπει να σχεδιάζεται για τρεις (3) σειμούς σχεδιασμού: Safety Evaluation Earthquake (SEE), Operating Basis Earthquake (OBE) και Reservoir-Triggered Earthquake (RTE). Ο σχεδιασμός για τον SEE (περίοδος

επαναφοράς 10,000 έτη) θα πρέπει να εξασφαλίζει μηδενική απώλεια του νερού του ταμιευτήρα, για τον OBE (συνήθης πρακτική: περίοδος επαναφοράς 145 έτη) επιτρέπονται μικρές ζημιές, ενώ η θεώρηση του σεισμού RTE σχετίζεται συνήθως αποκλειστικά με υψηλά φράγματα (π.χ. $H > 100\text{m}$) και αντίστοιχα μεγάλους ταμιευτήρες. Ανεξαρτήτως της (ντετερμινιστικής ή πιθανοτικής) φύσης της μελέτης σεισμικής επικινδυνότητας, για τις ανάγκες της προτεινόμενης μεθοδολογίας και ξεχωριστά για κάθε σεισμό σχεδιασμού (SSE, OBE, RTE) θα πρέπει να ορίζονται τα παρακάτω χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης:

- η μέγιστη επιτάχυνση στο αναδυόμενο σεισμικό υπόβαθρο PGA_{rock} της περιοχής, ή αν το φράγμα θεμελιώνεται σε μη βραχώδη σχηματισμό την τιμή της PGA στο «ελεύθερο πεδίο» του εδάφους θεμελίωσης (μακράν του φράγματος, βλέπε Σχήμα 1), η οποία είναι εν γένει διαφορετική από την PGA_{rock}
- ένα αντίστοιχο ελαστικό φάσμα απόκρισης (για απόσβεση 5%), απ' όπου εκτιμάται η δεσπόζουσα περίοδος T_e της διέγερσης (σε sec), ως η περίοδος (ή το εύρος περιόδων) για την οποία εμφανίζεται η μέγιστη τιμή φασματικής επιτάχυνσης.

Σε κάθε περίπτωση, η εκτίμηση των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης μπορεί να γίνει αξιόπιστα με χρήση σύγχρονων εξισώσεων πρόβλεψης σεισμικής κίνησης (π.χ. NGA: Boore and Atkinson 2007). Όμως, ειδικώς σε κρίσιμα έργα όπως τα υψηλά φράγματα, ακόμη και τέτοιες σύγχρονες εξισώσεις μπορεί να θεωρηθούν μειωμένης αξιοπιστίας, και η χρήση αριθμητικών μεθόδων μπορεί να είναι αναγκαία ειδικώς για την περίπτωση μη-βραχώδους στρώσης θεμελίωσης. Σε τέτοιες περιπτώσεις, και ειδικώς για την εκτίμηση της PGA με βάση την PGA_{rock} , μπορεί να γίνει εκτέλεση αριθμητικών αναλύσεων (π.χ. θεωρώντας 1Δ ταλάντωση του εδάφους, με χρήση του Shake91 (Idriss & Sun 1992), ή με τις παρακάτω αναλυτικές σχέσεις:

$$PGA = PGA_{rock} \frac{1 + 0.85 \left(\frac{PGA_{rock}}{g} \right)^{-0.17} \left(\frac{T_s}{T_e} \right)^2}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T_s}{T_e} \right)^2 \right)^2 + 1.78 \left(\frac{T_s}{T_e} \right)^2}} \quad (1)$$

Στην ανωτέρω σχέση, T_s είναι η μη-γραμμική ιδιοπερίοδος της στήλης που εκτιμάται (σε sec) ως:

$$T_s = \left(\frac{4H_b}{V_b} \right) \sqrt{1 + 5330 V_b^{-1.3} \left(\frac{PGA_{rock}}{g} \right)^{1.04}} \quad (2)$$

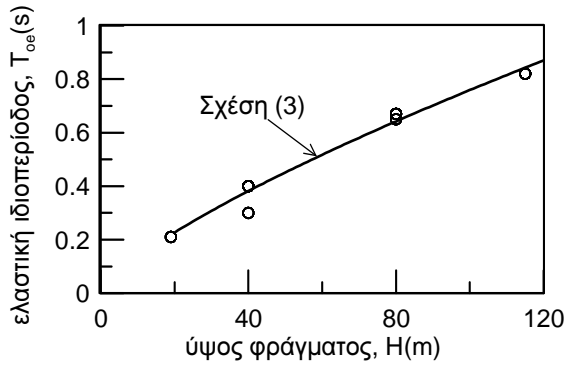
όπου H_b (σε m) είναι το πάχος της εδαφικής στρώσης θεμελίωσης και V_b (σε m/s) είναι η μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στην εδαφική στρώση. Επισημαίνεται ότι οι σχέσεις (1) και (2) στηρίζονται σε απλούστευση αντίστοιχων σχέσεων των Bouckovalas & Papadimitriou (2003).

3.2 Εκτίμηση μη-γραμμικής (πρώτης) ιδιοπεριόδου T_o ταλάντωσης φράγματος (Βήμα 2^ο)

Για την εκτίμηση της μη-γραμμικής (πρώτης) ιδιοπεριόδου T_o ταλάντωσης του φράγματος, πρέπει πρώτα να γίνει η εκτίμηση της ελαστικής τιμής της, T_{oe} . Στατιστική επεξεργασία των αριθμητικών αποτελεσμάτων οδηγεί στην παρακάτω σχέση:

$$T_{oe} = 0.024 H^{0.75} \quad (3)$$

όπου η ιδιοπερίοδος T_{oe} εκφράζεται σε sec και το ύψος του φράγματος H σε m. Στο Σχήμα 3 αποτυπώνεται η επίδραση του ύψους H στην τιμή της ελαστικής ιδιοπεριόδου T_{oe} , απ' όπου προκύπτει και η υψηλή ακρίβεια της προτεινόμενης σχέσης (3).



Σχήμα 3: Επίδραση ύψους H στην ελαστική (πρώτη) ιδιοπερίοδο T_{oe} φράγματος

Εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ακόλουθη σχέση (που προκύπτει από απλούστευση εκείνης των Dakoulas & Gazetas 1985):

$$T_{oe} = 2.6 \frac{H}{V_s} \quad (4a)$$

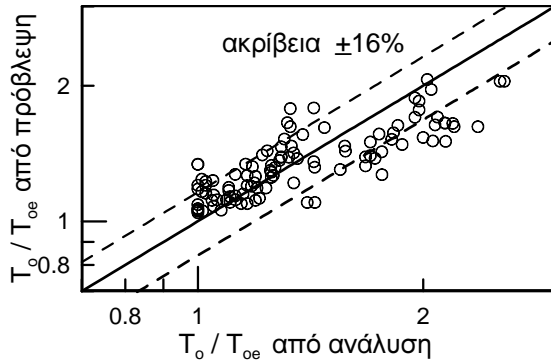
όπου V_s είναι η μέση ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στο σώμα του φράγματος. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων, η τιμή της V_s κυμαίνεται συνήθως από 230 έως 360m/s για πυρήνα συνεκτικού εδάφους, με τις μεγαλύτερες τιμές να επιτυγχάνονται για υψηλά φράγματα. Συνδυάζοντας τις σχέσεις 3 και 4a προκύπτει μια εκτίμηση της τιμής της V_s ως συνάρτησης του ύψους του φράγματος H, η οποία παίρνει τη μορφή:

$$V_s = 108.3 H^{0.25} \quad (4b)$$

όπου V_s εκφράζεται σε m/s και το ύψος H σε m. Στη συνέχεια, εκτιμάται η μη-γραμμική ιδιοπερίοδος ταλάντωσης T_o του φράγματος από τη σχέση (5) που ακολουθεί:

$$\frac{T_o}{T_{oe}} = \begin{cases} 1 + 1.76 \left(\frac{V_b(m/s)}{1000} \right)^{0.25} \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.75} \left(\frac{T_{oe}}{T_e} \right)^{-0.80} \leq 1 + 1.95 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.75} \left(\frac{T_{oe}}{T_e} \right)^{-0.80} & , T_{oe} > T_e \\ 1 + 1.76 \left(\frac{V_b(m/s)}{1000} \right)^{0.25} \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.75} \leq 1 + 1.95 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.75} & , T_{oe} \leq T_e \end{cases}$$

Η αυξητική επίδραση της PGA και της V_b στη σχέση (5) αποτυπώνει την αύξηση της ιδιοπερίοδου ταλάντωσης του φράγματος λόγω αύξησης της έντασης της διέγερσης και μείωσης της απόσβεσης ακτινοβολίας αντίστοιχα. Η επιλεκτική επίδραση της T_e (που εκτιμήθηκε στο 1^ο Βήμα) στη σχέση (5) αποτελεί έμμεση ένδειξη ότι η μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών κατασκευής του φράγματος αναμένεται να είναι μικρότερη για υψίσυχνες (εκτός-φάσης) διεγέρσεις. Το γεγονός αυτό υποχρεώνει επιπλέον τη διατύπωση της σχέσης (5) με δύο κλάδους, ανάλογα με τη συχνότητα της διέγερσης. Διευκρινίζεται ότι η χρήση άνω ορίων στην τιμή του λόγου T_o/T_{oe} μέσω ανισοτήτων στη σχέση (5), σχετίζεται με το ότι η μέγιστη τιμή V_b στις αναλύσεις που εκτελέστηκαν ήταν 1500m/s. Η μη-χρήση των ανισοτήτων θα οδηγούσε σε πολύ μεγάλες τιμές T_o/T_{oe} για τιμές $V_b \geq 1500$ m/s, οι οποίες όμως δε θα δικαιολογούνταν, καθότι η απόσβεση ακτινοβολίας αναμένεται λίγο έως πολύ ίδια (και ελάχιστη) για τόσο δύστηνους βράχους.



Σχήμα 4: Ακρίβεια πρόβλεψης του λόγου επαύξησης της ιδιοπεριόδου φράγματος (T_o/T_{oe}) λόγω μη-γραμμικότητας

Τέλος, η ακρίβεια της σχέσης (5) αποτυπώνεται στο Σχήμα 4, σε σύγκριση έναντι των αριθμητικών δεδομένων στα οποία στηρίχθηκε (τυπική απόκλιση σχετικού λάθους $\pm 16\%$).

3.3 Εκτίμηση μέγιστης επιτάχυνσης στη στέψη του φράγματος, PGA_{crest} (Βήμα 3^ο)

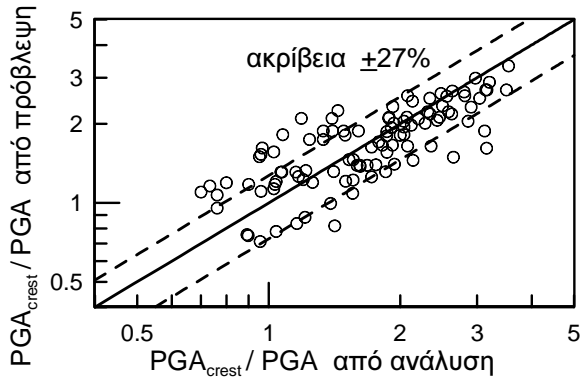
Η τιμή της PGA_{crest} είναι πρακτικώς ανάλογη της έντασης της διέγερσης PGA , που έχει εκτιμηθεί ήδη από το 2^ο Βήμα της μεθοδολογίας. Συνεπώς η εκτίμηση της PGA_{crest} γίνεται με χρήση του λόγου PGA_{crest}/PGA που αποδίδει πρακτικώς την ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης εντός του σώματος του φράγματος. Επιπρόσθετα, η τιμή του ως άνω λόγου επηρεάζεται από τη σχέση της μη-γραμμικής ιδιοπεριόδου ταλάντωσης του φράγματος T_o (2^ο Βήμα) συγκριτικά με τη δεσπόζουσα περίοδο της διέγερσης T_e (1^ο Βήμα), σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{PGA_{crest}}{PGA} = \begin{cases} 1 + (\Pi - 1) \left(\frac{2T_o}{T_e} \right) & , \quad \frac{T_o}{T_e} \leq 0.5 \\ \Pi & , \quad 0.5 \leq \frac{T_o}{T_e} \leq 1.5 \\ \Pi \left(\frac{2T_o}{3T_e} \right)^{-0.7} & , \quad 1.5 \leq \frac{T_o}{T_e} \end{cases} \quad (6\alpha)$$

όπου:

$$\Pi = 2.7 \left(\frac{V_b \text{ (m/s)}}{1000} \right)^{0.52} \leq 3.33 \quad (6\beta)$$

Όπως προκύπτει από τη σχέση (6α), ο λόγος PGA_{crest}/PGA αποδίδεται με τη μορφή φάσματος σχεδιασμού, δηλαδή έχει μια μέγιστη σταθερή τιμή Π για περιοχή περιόδων διέγερσης T_e πλησίον της μη-γραμμικής ιδιοπεριόδου T_o του φράγματος, και απομειώνεται ασυμπτωτικά με την αύξηση της αδιάστατης ιδιοπεριόδου T_o/T_e . Επιπλέον, η συσχέτιση της μέγιστης τιμής Π με τη V_b στη σχέση (6β) αποτυπώνει την επαυξητική επίδραση δύσκαμπτης στρώσης θεμελίωσης στην ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης, η οποία όμως δεν είναι απεριόριστη και για το λόγο αυτό εισάγεται άνω όριο αυτής. Η ακρίβεια της σχέσης (6) αποτυπώνεται στο Σχήμα 5, εν συγκρίσει με τα αριθμητικά δεδομένα στα οποία στηρίχθηκε (τυπική απόκλιση σχετικού λάθους $\pm 27\%$).



Σχήμα 5: Ακρίβεια πρόβλεψης του λόγου PGA_{crest}/PGA για όλα τα αριθμητικά δεδομένα

3.4 Εκτίμηση μέγιστου σεισμικού συντελεστή k_{hmax} ως συνάρτησης της PGA_{crest} (Βήμα 4^ο)

Για οποιαδήποτε επιφάνεια ολίσθησης, η τιμή του k_{hmax} αποτελεί ποσοστό της (PGA_{crest}/g) , και συνεπώς η εκτίμησή του γίνεται με χρήση του λόγου $k_{hmax}/(PGA_{crest}/g)$. Η τιμή του ως άνω λόγου μειώνεται όσο μεγαλώνει το μέγιστο βάθος z από τη στέψη του πρανού όπου καταλήγει η εξεταζόμενη ολισθαίνουσα μάζα (βλ. Σχήμα 1). Στατιστική επεξεργασία των αριθμητικών δεδομένων οδήγησε στην κάτωθι σχέση εκτίμησης:

$$\left(\frac{k_{hmax}}{PGA_{crest}/g} \right) = C_1 - 1.18C_b C_f C_g \left(\frac{z}{\lambda_d} \right) \quad (7a)$$

υπό τον περιορισμό ότι:

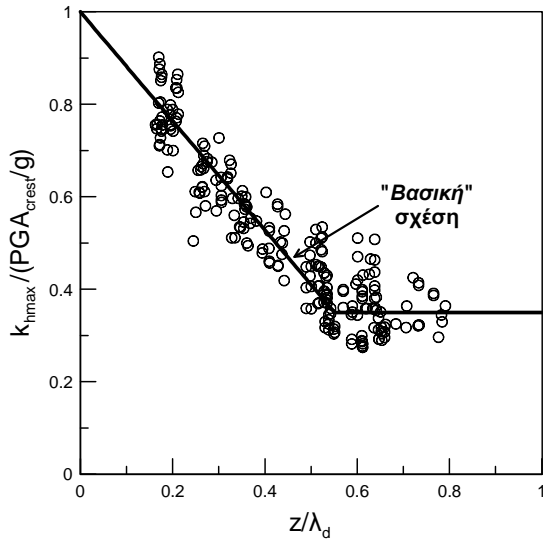
$$1.0 - 0.65C_b C_f C_g \leq \left(\frac{k_{hmax}}{PGA_{crest}/g} \right) \leq 1.0 \quad (7b)$$

όπου λ_d είναι το δεσπόζον μήκος διαμητικών κυμάτων στο σώμα του φράγματος.

Η αδιαστατοποίηση του βάθους z με το λ_d , και όχι με το ύψος H όπως πρότειναν πρώτοι οι Makdisi & Seed (1978) και υιοθέτησαν οι Παπαδημητρίου κ. α. (2008), αποτελεί μια καινοτομία της νέας μεθοδολογίας, που μειώνει σημαντικά το λάθος εκτίμησης του λόγου $k_{hmax}/(PGA_{crest}/g)$, καθώς λαμβάνεται έτσι υπόψη και το φασματικό περιεχόμενο της διέγερσης. Πιο συγκεκριμένα, η εν λόγω καινοτομία αποτυπώνει ότι σχετικώς μεγάλα δεσπόζοντα μήκη κύματος λ_d οδηγούν σε εν φάσει ταλάντωση των σημείων μιας ολισθαίνουσας μάζας με αποτέλεσμα μικρές απομειώσεις στην τιμή του λόγου $k_{hmax}/(PGA_{crest}/g)$. Η εκτίμηση του λ_d μπορεί να γίνει προσεγγιστικά θεωρώντας ότι η περίοδος ταλάντωσης του φράγματος αντιστοιχεί αδρά στη μέση τιμή των περιόδων T_o και T_e , που συμβολίζεται ως T_{ave} , και συνεπώς:

$$\lambda_d = V_s T_{ave} = \frac{2.6H}{T_o} \left(\frac{T_o + T_e}{2} \right) \quad (8)$$

Στο Σχήμα 6 αποτυπώνεται η “βασική” σχέση απομείωσης του λόγου $k_{hmax}/(PGA_{crest}/g)$ με το αδιάστατο βάθος z/λ_d , για την οποία οι τιμές όλων των διορθωτικών συντελεστών C της σχέσης (7) είναι ίσοι με 1.0. Ο όρος “βασική” σχέση αναφέρεται σε περιπτώσεις:



Σχήμα 6: Σύγκριση της σχέσης (7) για τη συσχέτιση του $k_{hmax}/(PGA_{crest}/g)$ με το αδιάστατο βάθος z/λ_d (για $C_w=C_b=C_f=C_g=1.0$, δηλαδή τη «βασική» σχέση) με τα αντίστοιχα αριθμητικά δεδομένα

- όπου το φράγμα: (α) είναι θεμελιωμένο σε μη εύτμητο έδαφος ή βράχο ($V_b > 500\text{m/s}$), (β) δεν έχει ογκώδεις βαθμίδες ή αν έχει οι υπό μελέτη ολισθαίνουσες μάζες δεν τις εμπεριέχουν (πρακτικώς για μέγιστα βάθη $z < 0.67H$), και
- όταν οι επιφάνειες ολίσθησης: (γ) βρίσκονται στο κατόντη πρανές, ή και στο ανάντη πρανές αλλά μόνο στο τέλος κατασκευής (χωρίς πληρωμένο ταμιευτήρα), (δ) είναι «περιστροφικές» δημιουργώντας «ογκώδεις» ολισθαίνουσες μάζες, δηλαδή δεν μπορούν να θεωρηθούν πρακτικώς «επίπεδες» και οι ολισθαίνουσες μάζες που δημιουργούν δεν είναι «λεπτές».

Για τις "μη βασικές" περιπτώσεις, η σχέση (7) ενσωματώνει τους διορθωτικούς συντελεστές:

- C_w είναι ο συντελεστής θέσης, που παίρνει τιμή 1.08 για ανάντη επιφάνειες πληρωμένου ταμιευτήρα, και τιμή 1.00 για κάθε άλλη περίπτωση (που αντιστοιχεί στη "βασική" σχέση)
- C_b είναι ο συντελεστής βαθμίδων, που παίρνει τιμή 0.96 αν η ολισθαίνουσα μάζα εμπεριέχει ογκώδη βαθμίδα, και τιμή 1.00 για κάθε άλλη περίπτωση (που αντιστοιχεί στη "βασική" σχέση)
- C_f είναι ο συντελεστής θεμελίωσης

$$C_f = \begin{cases} 0.38 + 1.24 \left(\frac{V_b}{1000} \right) & , V_b < 500\text{m/s} \\ 1.00 & , V_b \geq 500\text{m/s} \text{ (βασική σχέση)} \end{cases} \quad (9\alpha)$$

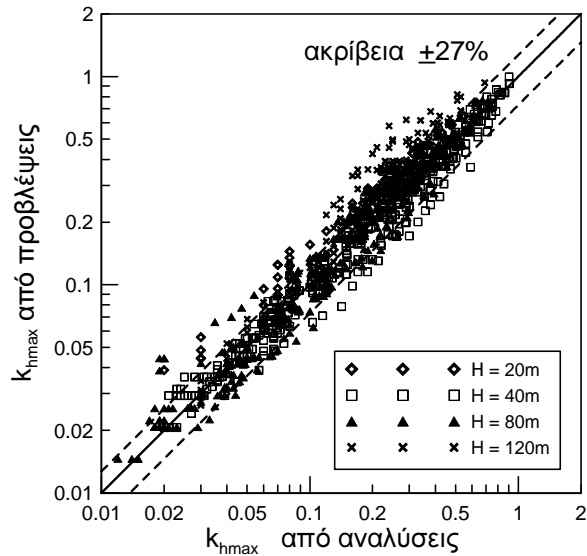
- C_g είναι ο συντελεστής γεωμετρίας της ολισθαίνουσας μάζας:

$$C_g = \begin{cases} 0.91 & , t/w \leq 0.14 & \text{"επίπεδη" επιφάνεια ολίσθησης} \\ 1.00 & , t/w > 0.14 & \text{"περιστροφική" επιφ. ολίσθησης (βασική σχέση)} \end{cases} \quad (9\beta)$$

με τα w και t να αποτελούν γεωμετρικά χαρακτηριστικά της επιφάνειας ολίσθησης και να αντιστοιχούν στο εύρος της (στο οριζόντιο επίπεδο) και στο πάχος της που εκτιμάται ως η μέγιστη απόσταση δύο ευθειών που είναι παράλληλες προς την ευθεία που ενώνει το σημείο

εισόδου και το σημείο εξόδου της επιφάνειας αστοχίας και εφάπτονται στην ολισθαίνουσα μάζα (βλέπε Σχήμα 1).

Με βάση όλα όσα παρουσιάζονται στα Βήματα 1 έως και 4, ενδιαφέρον παρουσιάζει η συνολική ακρίβεια εκτίμησης της μέγιστης τιμής του συντελεστή k_{hmax} για όλες τις περιπτώσεις στη βάση αριθμητικών δεδομένων. Η αντίστοιχη σύγκριση παρουσιάζεται στο Σχήμα 7, απ' όπου προκύπτει ότι η ακρίβεια είναι ικανοποιητική, με τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους ίση με $\pm 27\%$.



Σχήμα 7: Ακρίβεια πρόβλεψης του k_{hmax} για όλα τα αριθμητικά δεδομένα

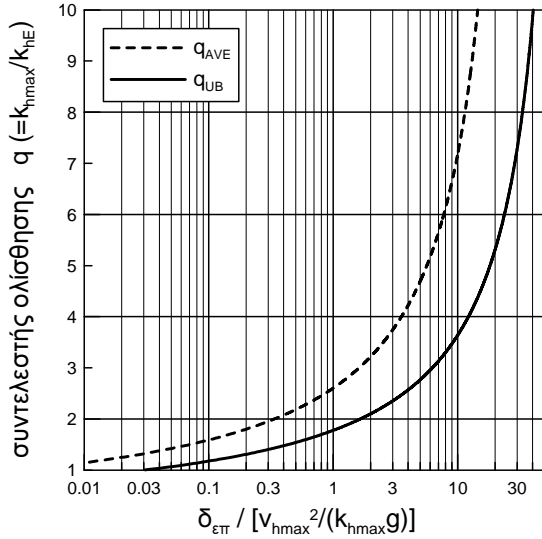
3.5 Εκτίμηση ενεργού σεισμικού συντελεστή k_{hE} ως συνάρτησης της επιτρεπόμενης σεισμικής μετατόπισης πρηνών $\delta_{επ}$ (Βήμα 5^ο)

Η τιμή του συντελεστή k_{hmax} που εκτιμάται από τη σχέση (7), αντιστοιχεί στην κορυφαία τιμή της επιτάχυνσης του πρίσματος του πρηνούς του οποίου διερευνάται η σεισμική ευστάθεια. Ως εκ τούτου, είναι κατάλληλη για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων του πρίσματος με τη θεώρηση «ολισθαίνοντος στερεού», αλλά όχι και για ψευδο-στατικούς υπολογισμούς ευστάθειας του υπό την απαίτηση $FS_d \geq 1.0$. Για τους ψευδο-στατικούς υπολογισμούς θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η ενεργός τιμή του σεισμικού συντελεστή, k_{hE} , η οποία προκύπτει ως:

$$k_{hE} = k_{hmax} / q \quad (10)$$

όπου $q (\geq 1)$ είναι ο αδιάστατος συντελεστής ολίσθησης, η τιμή του οποίου συνδέεται με την επιτρεπόμενη (μόνιμη) μετατόπιση $\delta_{επ}$ του πρηνούς για το σεισμό σχεδιασμού.

Για τον υπολογισμό του q , αρχικώς γίνεται η θεώρηση ότι το πρηνές είναι σε οριακή ισορροπία (ψευδο-στατικός συντελεστής ασφαλείας $FS_d = 1.0$) όταν η αδρανειακή επιτάχυνση είναι ίση με $k_{hE}g$, δηλαδή $k_{hE} = k_y$, όπου k_y είναι η τιμή του σεισμικού συντελεστή για την οποία ξεκινά οριακά η ολίσθηση του πρηνούς. Έτσι, με βάση τη σχέση (10), το πρηνές επιτρέπεται να ολισθήσει καθώς η μέγιστη επιτάχυνσή του $k_{hmax}g$ αντιστοιχεί σε $FS_d < 1$. Το μέγεθος των σεισμικών μετατοπίσεων μπορεί να εκτιμηθεί με τη θεωρία «ολισθαίνοντος στερεού» του Newmark, με δεδομένες τις τιμές των σεισμικών συντελεστών k_{max} και k_y , ο δεύτερος εκ των οποίων ισούται με $k_{hE} = k_{hmax}/q$.



Σχήμα 8: Συσχέτιση του συντελεστή ολίσθησης q με την επιτρεπόμενη μετατόπιση $\delta_{\varepsilon\pi}$ (σε m) και τις παραμέτρους σεισμικής έντασης της ολισθαίνουσας μάζας v_{hmax} (σε m/s) και k_{hmax} , για συντηρητικό (q_{UB}) και ρεαλιστικό (q_{AVE}) σχεδιασμό των πρानών χωμάτων φραγμάτων.

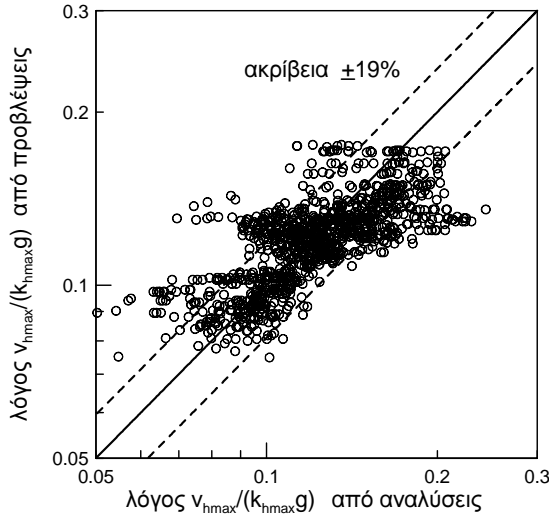
Για το αντισεισμικό σχεδιασμό του πρानούς όμως, το αντίστροφο είναι το ζητούμενο, δηλαδή να συσχετιστεί το $q = k_{hmax}/k_y$ με τη δεδομένη επιτρεπόμενη μετατόπιση του πρανούς $\delta_{\varepsilon\pi}$. Για τη συσχέτιση αυτή μπορούν να χρησιμοποιηθεί μια σειρά από εμπειρικές σχέσεις εκτίμησης μόνιμων σεισμικών μετατοπίσεων της βιβλιογραφίας, οι οποίες βασίζονται σε στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων με χρήση της θεωρίας του «ολισθαίνοντος στερεού», και χωρίζονται σε δύο (2) κατηγορίες: (συντηρητικές) σχέσεις άνω ορίου (π.χ Newmark 1965, Richards and Elms 1979) και (ρεαλιστικές) σχέσεις μέσης τιμής (π.χ. Whitman and Liao 1984).

Σύμφωνα με τους Papadimitriou et al (2014), οι σχέσεις αυτές αντιστρεφόμενες μπορούν να δώσουν τιμές του αδιάστατου συντελεστή ολίσθησης q για συντηρητικό (q_{UB}) και για ρεαλιστικό (q_{AVE}) αντισεισμικό σχεδιασμό του πρανούς, που δίνονται από:

$$q = \frac{k_{hmax}}{k_{hE}} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{-8}{\ln \left(\delta_{\varepsilon\pi} / \left[90 \frac{v_{hmax}^2}{k_{hmax} g} \right] \right)} \quad (=q_{UB}), \text{ για συντηρητικό σχεδιασμό} \\ \frac{-9.4}{\ln \left(\delta_{\varepsilon\pi} / \left[37 \frac{v_{hmax}^2}{k_{hmax} g} \right] \right)} \quad (=q_{AVE}), \text{ για ρεαλιστικό σχεδιασμό} \end{array} \right\} \geq 1 \quad (11)$$

όπου $\delta_{\varepsilon\pi}$ (σε m), $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ και v_{hmax} (σε m/s) είναι η μέγιστη ταχύτητα της ολισθαίνουσας μάζας. Χάρην καλύτερης εποπτείας, η μορφή της σχέσης (11) παρουσιάζεται στο Σχήμα 8. Επισημαίνεται ότι δεν προτείνεται η χρήση τιμών $q > 10$, καθώς αντιστοιχούν σε πολύ σημαντικές μετατοπίσεις πρανών.

Σύμφωνα με τα ανωτέρω, το μόνο που απομένει προς ποσοτικοποίηση είναι η τιμή του λόγου $[v_{hmax}/(k_{hmax}g)]$ που έχει μονάδες sec, δηλαδή της μέγιστης ταχύτητας προς τη μέγιστη επιτάχυνση της ολισθαίνουσας μάζας, η τιμή του οποίου εκτιμάται από τη σχέση:



Σχήμα 9: Ακρίβεια πρόβλεψης του λόγου $v_{hmax}/(k_{hmax}g)$ για όλα τα αριθμητικά δεδομένα

$$\frac{v_{hmax}}{k_{hmax} g} (\text{sec}) = 0.071(1+0.74[T_o+T_e]) \left(\frac{z}{\lambda_d} \right)^{0.12} \quad (12)$$

με τις τιμές των περιόδων T_e και T_o (βλέπε 1^ο και 2^ο Βήμα, αντίστοιχα) να υπεισέρχονται σε sec. Η ακρίβεια της σχέσης (12) διερευνάται ενδεικτικά στο Σχήμα 9, επί τη βάση των αριθμητικών αποτελεσμάτων στα οποία στηρίχθηκε, και υποδεικνύει τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους ίση με $\pm 19\%$. Εν κατακλείδι, επισημαίνεται ότι η εκτίμηση του συντελεστή ολίσθησης q βάσει της θεωρήσης "ολισθαίνοντος στερεού" αφορά μόνο μετατοπίσεις λόγω αποκλινουσών-διατμητικών παραμορφώσεων, δεν λαμβάνει δηλαδή υπόψη τις μικρές σχετικά καθιζήσεις λόγω πιθανής δυναμικής συνίχισης των μη συνεκτικών υλικών κατασκευής του φράγματος ή του επιχώματος.

4 ΑΚΡΙΒΕΙΑ – ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ

Η προτεινόμενη μεθοδολογία αντισεισμικού σχεδιασμού χωμάτινων φραγμάτων και υψηλών επιχωμάτων είναι πλήρης, σχετικά απλή (μπορεί να προγραμματισθεί εύκολα σε ένα φύλλο υπολογισμών) και οδηγεί σε βέλτιστη ακρίβεια εκτίμησης του k_{hmax} με τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους μόλις $\pm 27\%$ σε σχέση με αποτελέσματα από λεπτομερείς μη-γραμμικές αριθμητικές αναλύσεις σεισμικής απόκρισης. Επιπλέον, ο επιτελεστικός αντισεισμικός σχεδιασμός των πρανών, ως συνάρτησης της επιτρεπόμενης μετατόπισης $\delta_{επ}$, οδηγεί στην μείωση του σεισμικού συντελεστή στην ενεργό τιμή αυτού $k_{hE} = k_{hmax}/q$. Η προτεινόμενη διαδικασία εκτίμησης του συντελεστή ολίσθησης q βασίστηκε στη θεώρηση ολισθαίνοντος στερεού και στην τιμή της μέγιστης σεισμικής ταχύτητας της ολισθαίνουσας μάζας, όπως αυτή προκύπτει από τα αριθμητικά δεδομένα (με τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους μόλις $\pm 19\%$). Οι συγγραφείς προτείνουν τη χρήση του συντελεστή ολίσθησης άνω ορίου q_{UB} σε φάση προμελέτης, ενώ για την οριστική μελέτη ή τη μελέτη εφαρμογής η τιμή του *συντελεστή ολίσθησης* q μπορεί να αυξηθεί προς την τιμή q_{AVE} , αλλά όχι πέραν αυτής. Λεπτομερέστερη παρουσίαση της μεθοδολογίας και αξιολόγησή της με βάση ιστορικά περιστατικά και τη βιβλιογραφία παρουσιάζεται από τους Papadimitriou et al. (2014).

Από πρακτικής σκοπιάς, η νέα μεθοδολογία θεωρείται αξιόπιστη προς χρήση σε μελέτες που αφορούν:

- (α) Υψηλά επιχώματα ή χωμάτινα φράγματα με ύψος H ίσο με 20 έως 120m, τριγωνικής ή (στενής) τραπεζοειδούς διατομής, με ή χωρίς ογκώδεις βαθμίδες (ύψος $0.33H$ και πλάτους $0.67H$), για συνθήκες «τέλους κατασκευής» ή «σταθερής διήθησης», που θεμελιώνονται σε βράχο ή σε στρώση ουσιώδους πάχους ($\geq 5\text{m}$) από σταθερό έδαφος (με $V_b \geq 250\text{m/s}$),
- (β) Σεισμικές διεγέρσεις (μακρινού πεδίου) με δεσπόζουσα περίοδο $T_e = 0.14$ έως 0.50s και μέγιστη επιτάχυνση στο «ελεύθερο πεδίο» του εδάφους θεμελίωσης PGA από $0.05g$ έως $0.50g$.

Επισημαίνεται ότι το προαναφερθέν εύρος εφαρμογής της μεθοδολογίας σε όρους γεωμετρίας φράγματος, συνθηκών θεμελίωσης και χαρακτηριστικών διέγερσης θα πρέπει να επιβάλλεται αυστηρά, καθώς βασίζεται στο εύρος των παραμετρικών αναλύσεων στις οποίες στηρίζεται. Επιπλέον, η μεθοδολογία εφαρμόζεται σε διακριτά βήματα ευρείας εφαρμοσιμότητας, δηλαδή μπορεί να εφαρμοσθεί επιλεκτικά μόνο κάποιο ή κάποια από τα βήματα για τις ανάγκες του. Για παράδειγμα, αν έχει γίνει ανεξάρτητη εκτίμηση την PGA (1^ο Βήμα) ή ακόμη και τη μη-γραμμικής ιδιοπεριόδου T_o του φράγματος (2^ο Βήμα), τότε η εφαρμογή της μεθοδολογίας μπορεί να περιορισθεί στα υπολοιπόμενα Βήματα 3 έως 5, και μόνον. Επιπλέον, η μεθοδολογία βασίστηκε σε αναλύσεις επίπεδης παραμόρφωσης, και συνεπώς τα χωμάτινα φράγματα ή υψηλά επιχώματα θα πρέπει να είναι επαρκώς επιμήκη ώστε η δισδιάστατη προσομοίωση να θεωρείται επαρκώς ακριβής. Παρόλα αυτά, είναι επίσης δυνατόν να ληφθεί υπόψη εμμέσως η 3Δ γεωμετρία του φράγματος, η οποία οδηγεί σε μείωση της ιδιοπεριόδου ταλάντωσης ανάλογα και με το σχήμα της κοιλάδας, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία (π.χ. Gazetas 1987). Συνεπώς, αν αυτή ληφθεί υπόψη στην εκτίμηση της ιδιοπεριόδου T_o (2^ο Βήμα), τότε μπορεί να προχωρήσει στην εφαρμογή και των υπολοιπόμενων Βημάτων 3 έως 5. Η επιβεβαίωση της ακρίβειας αυτής της απλουστευτικής θεώρησης της 3Δ γεωμετρίας εκφεύγει των στόχων του παρόντος άρθρου.

5 ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Οι συγγραφείς ευχαριστούν τη ΔΕΗ Α.Ε. για τη χρηματοδότηση της παρούσας έρευνας, και τους Άγγελο Ζωγράφο, Σοφία Τσάκαλη, Σταυρούλα Σταύρου, Πολιτικούς Μηχανικούς ΕΜΠ για την εκτέλεση των παραμετρικών αναλύσεων στις οποίες βασίστηκε η νέα μεθοδολογία.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. Andrianopoulos K. I., Papadimitriou A. G., Bouckovalas G. D., Karamitros D. K. (2014), “Insight into the seismic response of earthdams with an emphasis on seismic coefficient estimation”, *Computers and Geotechnics*, 55(1): 195-210
2. Bouckovalas G. D., Papadimitriou A. G. (2003), “Multi-variable relations for soil effects on seismic ground motion”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32: 1867-1896, Wiley
3. Boore D. M., Atkinson G. M. (2007), “Boore-Atkinson NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters”, PEER Report, May
4. Charles J. A., Abiss C. P., Gosschalk E. M., Hinks J. L. (1991), “An engineering guide to seismic risk to dams in the United Kingdom”, Building Research Establishment Report.
5. Dakoulas P., Gazetas G. (1985), “A class of inhomogeneous shear models for seismic response of dams and embankments”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 4(4): 166-182

6. Gazetas G. (1987), "Seismic response of earth dams: some recent developments", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 6(1): 3-47
7. Hynes-Griffin M. E., Franklin A. G. (1984), "Rationalizing the seismic coefficient method", *Miscellaneous Paper GL-84-13*, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 21 pp
8. ICOLD (2010), "Selecting seismic parameters for large dams: Guidelines", *Bulletin* 72.
9. Idriss I. M., Sun J. I. (1992), "SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits", *User's Guide*, University of California at Davis
10. Itasca Consulting Group Inc (1998), "FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua", Version 3.4, *User's Manual*, Minneapolis: Itasca.
11. Makdisi F. H., Seed H. B. (1978), "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 104(7): 849-867
12. Marcusson W. F., III (1981), "Moderator's report for session on 'Earth dams and stability of slopes under dynamic loads'," *Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earth-quake Engineering and Soil Dynamics*, 3, pp. 1175
13. Newmark N. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, 15(2): 139-160
14. Παπαδημητρίου Α. Γ., Μπουκοβάλας Γ. Δ, Αναστασόπουλος Κ. (2008), "Βελτιωμένη μεθοδολογία εκτίμησης σεισμικών συντελεστών για την ψευδο-στατική ανάλυση ευστάθειας πρανών χωμάτινων φραγμάτων", *Πρακτικά, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας*, 5-7 Νοεμβρίου, Αθήνα, άρθρο 2060
15. Papadimitriou A. G., Bouckovalas G. D., Andrianopoulos K. I. (2014), "Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (in print)
16. Richards R., Elms D. G. (1979), "Seismic behaviour of gravity retaining walls", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105(4), pp. 449-464
17. Terzaghi K. (1950), "Mechanisms of landslides", *Engineering Geology (Berkey) Volume*, Geological Society of America
18. USCOLD (1985) "Guidelines for selecting seismic parameters for dam projects", *Report of Committee on Earthquakes*, U.S. Committee on Large Dams
19. Whitman R. V., Liao S. (1984), "Seismic design of gravity retaining walls", *Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, 3, pp. 533-540
20. Youd T. L., Idriss I. M. (2001), "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(4): 297 – 313

Performance-based seismic design of tall earth dams

G.D. Bouckovalas

Professor, School of Civil Engineering, N.T.U.A.

A.G. Papadimitriou

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Thessaly

K.I. Andrianopoulos

Dr. Civil Engineer, N.T.U.A.

K. Anastasopoulos

Civil Engineer M.Sc., Public Power Corporation

Key words: earth dams, performance-based design, seismic design, seismic displacements, slope stability, tall embankments

SUMMARY: This paper presents a new methodology for the performance-based seismic design of earth dams and tall embankments. In particular, the methodology estimates seismic coefficients for pseudo-static slope stability analyses, whose values take into account the maximum allowable seismic slope displacements. The methodology is based on a statistical analysis of numerical results from 110 non-linear seismic response analyses of 2D cross sections of geostructures with heights ranging from 20 to 120m. The peak value of the seismic coefficient is estimated on the basis of: (a) the peak ground acceleration, (b) the predominant excitation period, (c) the non-linear fundamental dam vibration period, (d) the stiffness of the foundation soil layer, and (e) the geometry and the location of the sliding mass within the dam body. The effective value of the seismic coefficient is estimated as a percentage of the peak value, on the basis of the maximum allowable seismic slope displacements and sliding block theory.