

Αλληλεπίδραση Εδάφους Κατασκευής κατά την διάρκεια Κατολισθήσεων λόγω σεισμού Soil Structure Interaction Effects During Earthquake-Induced Landslides

Ράλλης ΚΟΥΡΚΟΥΛΗΣ¹, Γιώργος ΓΚΑΖΕΤΑΣ²

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Η Εμπειρία από πρόσφατους σεισμούς στην Ελλάδα αλλά και παγκοσμίως, έχει δείξει ότι οι κατολισθήσεις λόγω σεισμού ενδέχεται να προκαλέσουν στις κατασκευές που είναι θεμελιωμένες στην κορυφή τους, από καθόλου ή ασήμαντες βλάβες μέχρι και ολική κατάρρευση ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής. Η εν λόγω παρατήρηση αποτελεί ένδειξη αλληλεπίδρασης ανάμεσα στην κατασκευή και το κατολισθαίνον έδαφος. Η μελέτη που παρουσιάζεται σε αυτό εδώ το άρθρο, επιχειρεί την παραμετρική διερεύνηση της επίδρασης του τύπου, του φορτίου και των διαστάσεων του θεμελίου στην θέση της σχηματισθείσας επιφάνειας αστοχίας για διάφορα επίπεδα σεισμικού κραδασμού. Πραγματοποιήθηκαν 2-διάστατες δυναμικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιώντας μή-γραμμικό προσομοίωμα του εδάφους (σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης) με δυνατότητα προσομοίωσης της πιθανής αποκόλλησης του θεμελίου από το έδαφος. Το προσομοίωμα έχει βαθμονομηθεί με βάση δημοσιευμένα στοιχεία της βιβλιογραφίας ώστε να αναπαριστά την μείωση της αντοχής του εδάφους με την παραμόρφωση, η οποία παρατηρείται κατά την διάρκεια κατολισθήσεων. Η ζώνη της διατμητικής αστοχίας εντός του εδάφους σχηματίζεται ως αποτέλεσμα της μείωσης της αντοχής λόγω της παραμόρφωσης υπό την δράση των σεισμικών φορτίων και της βαρύτητας. Η αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής εμφανίζεται είτε ως διαφοροποίηση της θέσης της επιφάνειας αστοχίας ή ως τροποποίηση της δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής

ABSTRACT : This study attempts a parametric investigation of the effect of foundation type, load, and size, on the position of the failure surface and on the generated soil displacements for various levels of ground shaking. Dynamic analyses are performed utilizing a plane-strain non-linear finite element model of both the soil and the structure which captures the possible separation of the foundation from the supporting soil. The model is calibrated against published data to simulate the observed strain-softening behavior of soil during sliding. The shear zone within the soil mass is formed as a result of strength degradation due to strain softening during the earthquake and under the action of gravitational forces. Soil-structure interaction is demonstrated either as modification of the position of the sliding surface due to the existence of the structure or as a modification of the dynamic response of the structure itself.

¹PhD Student, School of Civil Engineering, National Technical University, Athens, Greece, Email: rallisko@yahoo.com

²Professor, School of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Greece, Email: gazetas@ath.forthnet.gr

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αρκετοί ερευνητές (π.χ. Sarma & Iossifelis, 1990; Sawada et al., 1994; Durmieux & Pecker, 1995; Soubra, 1997) έχουν διερευνήσει την σεισμική φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων με μεθόδους οριακής κατάστασης υποθέτοντας ότι το σεισμικό φορτίο επιβάλλεται ψευδοστατικά. Εντούτοις, λίγοι έχουν ασχοληθεί με περιπτώσεις όπου η θεμελίωση γίνεται σε περιοχές πρηνών Μεταξύ αυτών, οι Sarma and Chen, (1995), Sarma (1999), Askari and Farzaneh, (2003), Kumar and Rao (2003)), κατέληξαν ότι η φέρουσα ικανότητα είναι ελάχιστη όταν το θεμέλιο βρίσκεται στην άκρη του πρηνούς, ενώ αυξάνεται καθώς απομακρύνεται από αυτήν, μέχρι την μέγιστη τιμή της (φέρουσα ικανότητα σε συνθήκες επίπεδου εδάφους).

Παρά την ευρύτατη αποδοχή της από τους Μηχανικούς της πράξης, η μέθοδος της Οριακής Ισορροπίας δεν είναι κατάλληλη να προσομοιώσει τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής κατά την διάρκεια σεισμού, ενώ είναι και εγγενώς ακατάλληλη να λάβει υπόψη την ανάπτυξη παραμορφώσεων. Η συγκεκριμένη μέθοδος, συνήθως απαιτεί την ύπαρξη μιας προ-διαγεγραμμένης επιφάνειας αστοχίας η οποία βεβαίως δεν είναι το «φυσικό» προϊόν της μείωσης της αντοχής λόγω συγκέντρωσης παραμορφώσεων. Αντιστοίχως, ούτε η ψευδοστατική προσέγγιση είναι ορθή για εδάφη τα οποία χαλαρώνουν κατά την διάρκεια της ανακύκλισης (Loukidis et al (2003)). Τέτοια εδάφη εξετάζονται στην παρούσα μελέτη. Είναι γνωστό, ότι η αντίσταση των εδαφών τα οποία χαρακτηρίζονται από διαφορετικές τιμές κορυφαίας και παραμένουσας αντοχής μειώνεται προοδευτικά καθώς αυξάνεται η παραμόρφωση (Terzaghi and Peck, (1948), Skempton (1964), Bjerrum (1967)). Ο περίπλοκος αυτός μηχανισμός της προοδευτικής αστοχίας πρηνών προφανώς δεν είναι δυνατόν να προσομοιωθεί με απλοποιημένες τεχνικές οριακής ισορροπίας. Απαιτείται η χρήση εξελιγμένων αριθμητικών μεθόδων ικανών να λαμβάνουν υπόψη φαινόμενα συγκέντρωσης παραμορφώσεων, οι οποίες εν συνεχεία οδηγούν σε μείωση της αντοχής στις περιοχές αυτές.

Μεταξύ άλλων, οι Hoeg 1972, Lo and Lee, 1973, Chen et al 1992, Modaressi et al (1995), Potts et al (1997, 1999), Loukidis et al (2003), Troncone, (2005) Pradel et al (2005) έχουν κάνει χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων για να προσομοιώσουν την ανάπτυξη διατμητικών ζωνών και την προοδευτική κατάρρευση του εδάφους. Οι Dounias et al (1988) and Potts et al (1990) εφήρμοσαν την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων στην ανάλυση της ευστάθειας επιχωμάτων και φραγμάτων λιθορριπής ενώ οι Potts et al (1997) και ο Troncone (2005) ανέλυσαν την αργή κατάρρευση επιχωμάτων σε σιφρές αργίλους των οποίων η αντοχή μειώνεται με την παραμόρφωση. Όλες οι παραπάνω αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν υπό στατικές συνθήκες. Σε όλες τις περιπτώσεις μάλιστα, μόνον ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων στην περιοχή της αναμενόμενης αστοχίας υπήκουαν στον μη γραμμικό νόμο συμπεριφοράς ενώ το υπόλοιπο έδαφος θεωρείτο ελαστικό.

Για την δυναμική ανάλυση πρηνών στην κορυφή των οποίων βρίσκονται επιφανειακά θεμέλια, η παρούσα μελέτη προτείνει ένα πλήρως μη-γραμμικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων. Η αντοχή του εδαφικού υλικού μειώνεται με την παραμόρφωση (Σχ. 1α). Επιπλέον, λαμβάνεται υπόψη η πιθανή αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος μέσω της προσθήκης στοιχείων κενού μεταξύ του θεμελίου και του εδάφους. Το προσομοίωμα είναι σε θέση να αποδώσει ρεαλιστικά όχι μόνον τον μηχανισμό της προοδευτικής αστοχίας αλλά και την επίδραση του θεμελίου στην δημιουργούμενη επιφάνεια αστοχίας. Λόγω μάλιστα του γεγονότος ότι η επιφάνεια αστοχίας δεν είναι προδιαγεγραμμένη αλλά προϊόν της χαλάρωσης λόγω παραμόρφωσης, είναι εφικτή η μελέτη της επίδρασης της κατασκευής τόσο στο πεδίο των αναπτυσσόμενων εδαφικών μετακινήσεων, όσο και στην ίδια την θέση της επιφάνειας αστοχίας. Στην φάση αυτήν των αναλύσεων, το έδαφος θεωρείται στεγνό, αγνοώντας την αύξηση των υδατικών υπερπίεσεων λόγω της ανακύκλισης.

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Οι αναλύσεις εκτελούνται στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (HKS 2001). Υιοθετήθηκε ένα πλήρως μή γραμμικό ελαστο-πλαστικό προσομοίωμα του εδάφους σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Αναλύεται πρηνές 30 m ύψους με κλίση 23°. Ο εδαφικός σχηματισμός αποτελείται από δύο στρώσεις. Η άνω στρώση πάχους 40 m υπακούει στον μή γραμμικό νόμο χαλάρωσης με την παραμόρφωση, ενώ η κάτω στρώση πάχους 20 m έως το βραχώδες υπόβαθρο, συμπεριφέρεται ελαστικά.

Η προσομοίωση του εδάφους γίνεται μέσω τετραπλευρικών στοιχείων ενώ το θεμέλιο προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού. Η διεπιφάνεια μεταξύ θεμελίου και εδάφους προσομοιώνεται με στοιχεία κενού τα οποία επιτρέπουν τόσο την ολίσθηση όσο και την πιθανή αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος. Η βέλτιστη διάσταση των πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να εξοικονομείται μεν υπολογιστικό κόστος αλλά να μην διακινδυνεύεται η ακρίβεια των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, υπολογίστηκε παραμετρικά ότι είναι 0.5x0.5m..

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ

Το έδαφος χαρακτηρίζεται από μή συζευγμένο νόμο ροής. Η συμπεριφορά πριν την αστοχία καθώς και η φόρτιση-αποφόρτιση του εδάφους υπακούν στην θεωρία ελαστικότητας. Για την συμπεριφορά χαλάρωσης λόγω αύξησης των παραμορφώσεων καθώς και η συμπεριφορά του εδάφους καθώς και για την συμπεριφορά μετά την αστοχία υιοθετείται κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Οι παράμετροι του προσομοιώματος είναι η συνοχή c , η γωνία τριβής ϕ και η γωνία διαστολικότητας ψ . Η συμπεριφορά χαλάρωσης με την παραμόρφωση ενσωματώνεται στον υπολογιστικό κώδικα μέσω της προσθήκης μιας υπορουτίνας από τον χρήστη η οποία μειώνει τις παραμέτρους αντοχής c και ϕ στο κάθε στοιχείο ανάλογα με την τιμή της αναπτυχθείσας πλαστικής παραμόρφωσης (Σχήμα 1a). Ο συγκεκριμένος νόμος συμπεριφοράς έχει χρησιμοποιηθεί με επιτυχία από τους Anastasopoulos et al (2005a, 2006) και Anastasopoulos (2005b) για την ανάλυση της διάδοσης ρήγματος διαμέσω του εδάφους. Σε αυτήν εδώ τη μελέτη, η συμπεριφορά του υλικού βαθμονομείται βάσει ενός βισκοπλαστικού προσομοιώματος υπολογισμού της παραμόρφωσης και της αντοχής συνεκτικών εδαφών το οποίο αναπτύχθηκε από τους Gerolymos et al., (2006). Βασισμένοι σε πειραματικά αποτελέσματα των (e.g. Lupini et al., 1981, Bishop et al., 1971, Bromhead and Curtis, 1983, Skempton, 1985, Tika and Hutchinson, 1999) και χρησιμοποιώντας δίκτυο τεχνητών νευρωνικών δικτύων, οι ερευνητές πρότειναν αναλυτικές σχέσεις για τον υπολογισμό των παραμέτρων αντοχής συνεκτικών εδαφών ανάλογα με τα χαρακτηριστικά τους. Βάσει αυτών, η τιμή της παραμένουσας γωνίας εσωτερικής τριβής (Σχ. 1b) είναι συνάρτηση του περιεχομένου σε άργιλο (C_F) και της δραστηριότητας της αργίλου (A) σύμφωνα με την σχέση:

$$A = I_p / C \quad (1)$$

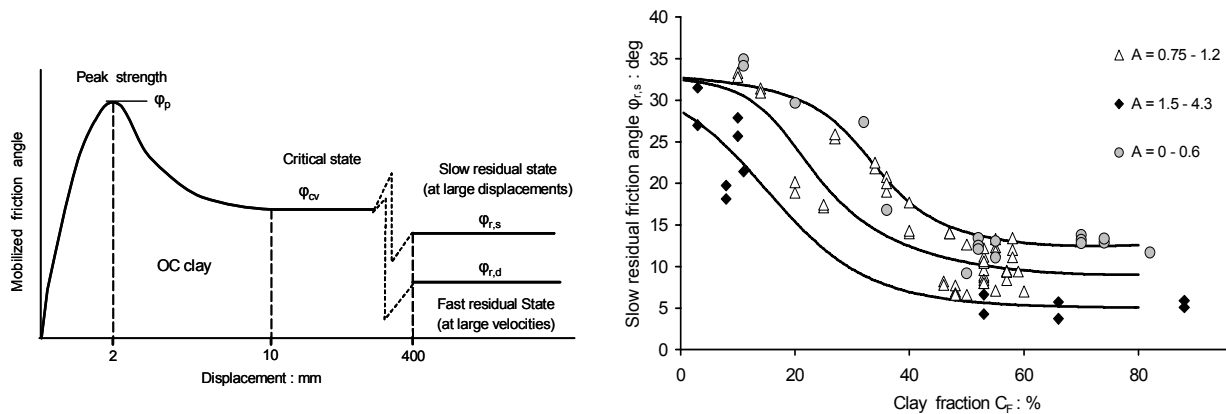
όπου I_p ο δείκτης πλαστικότητας.

Ο Skempton (1985), συνιστά τυπικές τιμές της μετακίνησης κατά την διάρκεια διαφόρων φάσεων της δοκιμής δακτυλιωτής διάτμησης. Η τιμή της κρίσιμης γωνίας τριβής υπολογίζεται κατά Mitchell (1976) ως:

$$\varphi_{cv} \approx \arcsin [0.6 - 0.14 \log(I_P - 5)] \quad (2)$$

Τέλος, η τιμή της κορυφαίας γωνίας τριβής περιγράφεται από τη σχέση:

$$\frac{\tan \varphi_P}{\tan \varphi_{cv}} = 1 - 0.85 \ln \frac{2}{OCR} \quad , \quad OCR > 2 \quad (3)$$



Σχήμα 1. (α) Τυπική συμπεριφορά εδαφών τα οποία χαλαρώνουν με την παραμόρφωση (Gerolymos et al 2006) (β) Καμπύλη για τον υπολογισμό της αργής τιμής της παραμένουσας γωνίας τριβής ως συνάρτηση του ποσοστού αργίλου και της παραμέτρου A (Gerolymos et al 2006)

ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

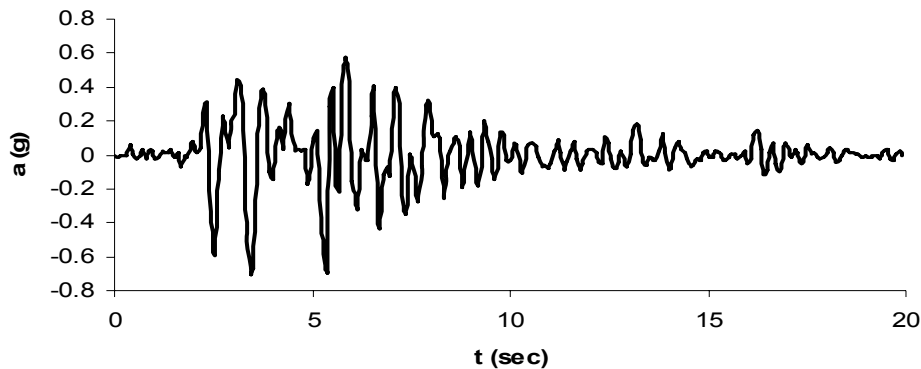
Οι παραμετρικές δυναμικές αναλύσεις έχουν ως στόχο τη μελέτη της επίδρασης διαφόρων παραγόντων στην ανάπτυξη της επιφανείας αστοχίας εντός του εδάφους. Στην πρώτη φάση των αναλύσεων, η εδαφική κίνηση επιβάλλεται στην βάση του προσομοιώματος παράγοντας το πεδίο των παραμορφώσεων και μετακινήσεων υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου (δηλ. χωρίς την παρουσία κατασκευής στην κορυφή). Οι αναλύσεις αυτές επαναλαμβάνονται μετά την προσθήκη της κατασκευής στην επιφάνεια του εδαφικού σχηματισμού, στην θέση όπου εκδηλωνόταν η επιφάνεια αστοχίας στο ελεύθερο πεδίο. Με τον τρόπο αυτόν παράγεται το τροποποιημένο εξαιτίας της κατασκευής πεδίο μετακινήσεων και παραμορφώσεων και μελετάται η επίδραση της κατασκευής στην τροποποίηση της θέσης της νέας επιφανείας αστοχίας.

Οι αναλύσεις διεξάγονται σε διαδοχικά στάδια. Στο πρώτο, επιβάλλονται τα γεωστατικά φορτία (και το φορτίο της κατασκευής εφόσον υφίσταται), ενώ στο δεύτερο επιβάλλεται η χρονοϊστορία της εδαφικής διέγερσης στους κόμβους της βάσης του προσομοιώματος. Ακολουθεί ένα τρίτο βήμα, στο οποίο όλα τα εξωτερικά φορτία εκτός από την βαρύτητα είναι

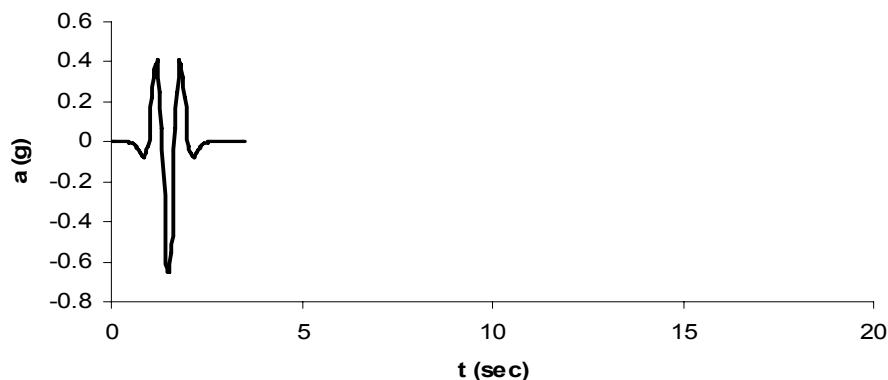
μηδενικά. Σε περίπτωση που οι παραμορφώσεις που προκαλεί ο σεισμός είναι σημαντικές, δημιουργείται επιφάνεια αστοχίας και επομένως οι εδαφικές μετακινήσεις αυξάνονται λόγω της βαρύτητας (κατολίσθηση).

Χρησιμοποιήθηκαν δύο χρονοϊστορίες για τη διέγερση του προσομοιώματος στη βάση του. Ο παλμός Ricker1 (Σχ.2α) και το επιταχυνσιογράφημα JMA το οποίο καταγράφηκε κατά την διάρκεια του σεισμού του Kobe 1995 (Σχ 2b). Και οι δύο διεγέρσεις χρησιμοποιούνται ανηγμένες σε PGAs αφενός 0.5 g και αφετέρου 0.8 g. Με τον τρόπο αυτόν μελετάται η επιρροή διαφόρων χαρακτηριστικών της χρονοϊστορίας (PGA, διάρκεια ισχυρής κίνησης, αριθμός παλμών κλπ) στην απόκριση του πρανούς. Ο παλμός ricker1 είναι περιορισμένου φάσματος διάρκειας 3.5 δευτερολέπτων, ενώ η καταγραφή JMA αποτελείται από πλήθος σημαντικούς κύκλους φόρτισης με συνολική διάρκεια 20 δευτερολέπτων. Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της η κάθε διέγερση ενδέχεται να προκαλέσει δημιουργία επιφάνειας αστοχίας (κατολίσθηση) ή απλώς περιορισμένες μετακινήσεις.

(α)



(β)



Σχήμα 2. (α) Επιταχυνσιογράφημα (β) Παλμός Ricker1. Ανηγμένα σε PGA 0.8g

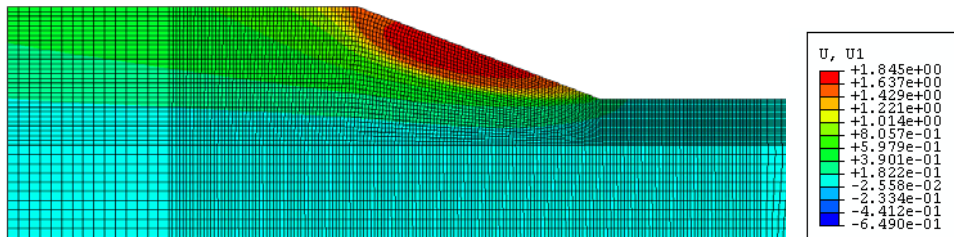
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Θέση της Επιφάνειας Αστοχίας

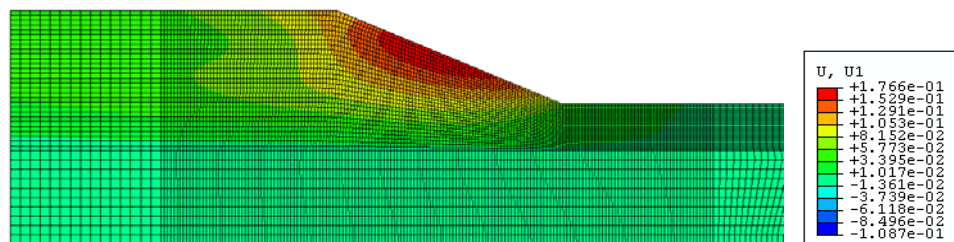
Στο Σχ. 3 απεικονίζεται το πεδίο των μετακινήσεων απουσία κατασκευής για την περίπτωση της διέγερσης JMA (Σχ. 3α) και του παλμού Ricker 1 (Σχ. 3β) αντιστοίχως. Παρατηρείται ότι

παρότι οι δύο διεγέρσεις έχουν την ίδια κορυφαία επιτάχυνση, οι παραγόμενες μετατοπίσεις είναι σημαντικά υψηλότερες όταν το προσομοίωμα διεγείρεται με το επιταχυνσιογράφημα JMA.. Η παρατήρηση αυτή αποτελεί τεκμήριο της ανεπάρκειας της PGA ως μέτρου πρόβλεψης των σεισμικών μετακινήσεων πρνανών και έχει ήδη αναφερθεί από αρκετούς ερευνητές (Fardis et al 2003, Sarma et al 2004). Η κατανομή των παραμορφώσεων (και πάλι για συνθήκες ελευθέρου πεδίου δίνεται στο Σχ. 4 για την περίπτωση της διέγερσης JMA..

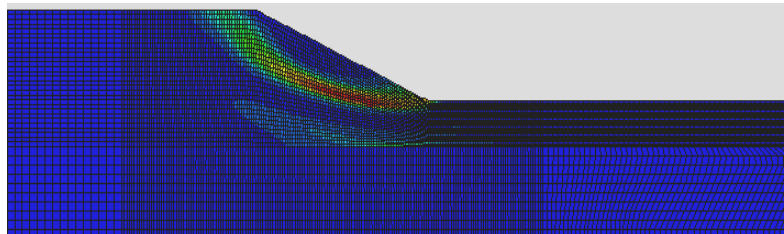
(α)



(β)

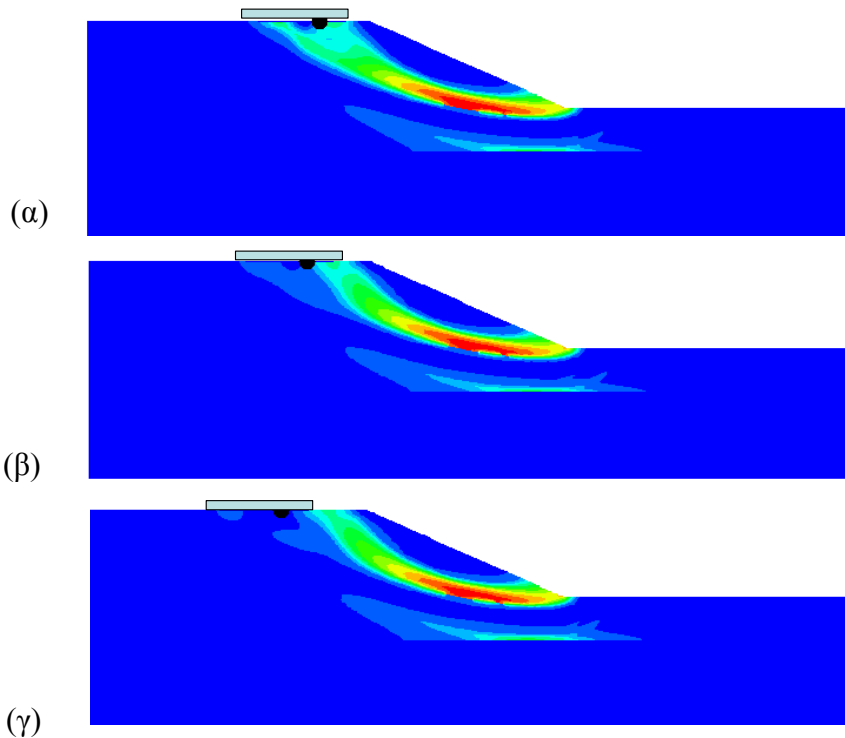


Σχήμα 3. Ισοϋψείς Οριζοντίων μετακινήσεων υπό συνθήκες ελευθέρου πεδίου όταν το προσομοίωμα υπόκειται σε διέγερση: (α) JMA στα 0.8 g και (β) Παλμό Ricker 1 στα 0.8g

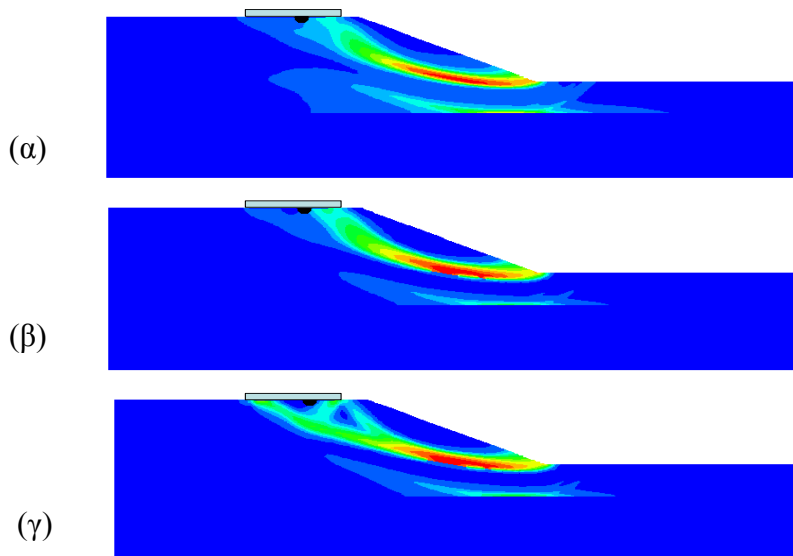


Σχήμα 4. Ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων υπό συνθήκες «ελευθέρου πεδίου»

Στην περίπτωση που υπάρχει άκαμπτο θεμέλιο 20 m πλάτους και φορτίου $q = 40$ kPa σε απόσταση 5 m από την στέψη του πρνανούς, το πεδίο των παραμορφώσεων είναι εμφανώς τροποποιημένο. Το Σχ. 5α απεικονίζει την νέα επιφάνεια αστοχίας όταν το πρνανές υποβάλλεται στη διέγερση JMA (σε PGA 0.8 g). Φαίνεται καθαρά ότι το θεμέλιο προκαλεί την εκτροπή της επιφάνειας αστοχίας σε σχέση με το «ελεύθερο πεδίο» καθώς επιβάλλει επιπλέον φορτίο στην στέψη του πρνανούς και το οποίο επακολουθώς προκαλεί αστοχία του υποκειμένου εδάφους. Καθώς το θεμέλιο απομακρύνεται σε απόσταση 8m από την στέψη (Σχ. 5β), η δημιουργούμενη επιφάνεια αστοχίας επηρεάζεται λιγότερο επιστρέφοντας τελικώς στην αρ4χική της θέση (υπό συνθήκες ελευθέρου πεδίου) όταν το θεμέλιο έχει απομακρυνθεί αρκετά στα 11 m (Fig. 5c).

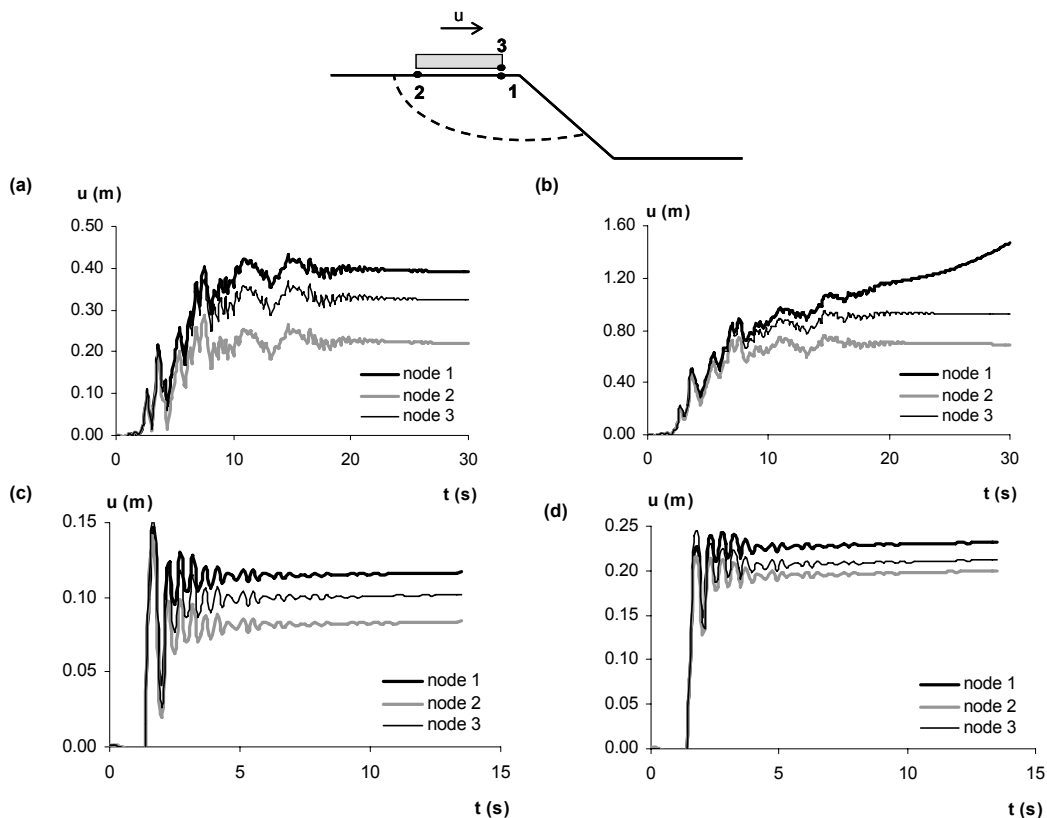


Σχήμα 5. Ισοϋψείς παραγόμενων πλαστικών παραμορφώσεων στο πρανές υποκείμενο στη διέγερση JMA στα 0.8g στην περίπτωση παρουσίας θεμελίου πλάτους 20 m και φορτίου $q=40\text{kPa}$ σε αποστάσεις από την στέψη (α) 5m, (β) 8 m, (γ) 11 m



Σχήμα 6. Ισοϋψείς παραγόμενων πλαστικών παραμορφώσεων στο πρανές υποκείμενο στη διέγερση JMA στα 0.8g στην περίπτωση παρουσίας θεμελίου πλάτους 20 m σε απόσταση 8m από την στέψη φέροντος φορτίο (α) $q=20\text{kPa}$ (β) $q=40\text{kPa}$, (γ) $q=80\text{kPa}$

Όταν το φορτίο του θεμελίου μειώνεται στο μισό ($q = 20\text{ kPa}$) η επιφάνεια αστοχίας παραμένει πρακτικώς ανεπηρέαστη από την παρουσία του θεμελίου (Σχήμα 6α) is. Αντιστρόφως, όταν το φορτίο διπλασιάζεται (80 kPa), η διατμητική ζώνη επηρεάζεται εντόνως: στην περίπτωση αυτήν, το σχήμα της επιφάνειας αστοχίας θυμίζει αστοχία τύπου «φέρουσας ικανότητας» (Σχ. 6γ). Όπως φαίνεται και από τις τιμές των παραγόμενων πλαστικών παραμορφώσεων στην περιοχή του θεμελίου (Σχ 5 και 6), η φέρουσα ικανότητα του εδάφους αυξάνει καθώς το θεμέλιο απομακρύνεται από την στέψη.



Σχήμα 7. Οριζόντιες μετακινήσεις των κόμβων 1, 2 και 3 για την περίπτωση διέγερσης με (α) α JMA στο 0.5 g, (β) JMA στο 0.8 g, (γ) ricker 1 στο 0.5 g (δ) ricker1 στο 0.8 g

Προφίλ Εδαφικών Μετακινήσεων

Η θέση του θεμελίου δεν φαίνεται να επηρεάζει τις παραγόμενες οριζόντιες μετακινήσεις. Εντούτοις, η επιρροή του φορτίου του θεμελίου είναι σημαντική τόσο στις τιμές όσο και στην κατανομή των κατακορύφων μετακινήσεων.

Απόκριση Θεμελίου

Όπως αναμενόταν η στροφή του θεμελίου μειώνεται καθώς αυτό απομακρύνεται από την στέψη του πρανούς..

Στο Σχήμα 7 απεικονίζεται η οριζόντια ολίσθηση των κόμβων του εδάφους ακριβώς κάτω από τους δύο ακραίους κόμβους του θεμελίου (κόμβοι 1 και 2) καθώς και η ολίσθηση του ίδιου του θεμελίου (Κόμβος 3). Όπως αναμενόταν ο εδαφικός κόμβος 1, ο οποίος βρίσκεται από την πλευρά τους κεκλιμένου εδάφους, συστηματικά μετακινείται περισσότερο, ενώ ο κόμβος 2 ο οποίος βρίσκεται στην εσωτερική πλευρά, μετακινείται λιγότερο καθώς επηρεάζεται λιγότερο από την μετακίνηση του πρανούς. Στην περίπτωση πάντως της ισχυρότατης διέγερσης JMA με κορυφαία επιτάχυνση 0.8g, η μετακίνηση του κόμβου 1 αυξάνει διαρκώς με τον χρόνο. Το γεγονός αυτό είναι ενδεικτικό γενικευμένης κατολίσθησης. Ωστόσο, ο κόμβος 3 του θεμελίου παύει να ακολουθεί το έδαφος όταν πλέον αποκολληθεί από αυτό με αποτέλεσμα το επιφανειακό θεμέλιο να παραμένει αμετακίνητο καθώς το έδαφος κατολισθαίνει.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Anastasopoulos I., and Gazetas G. (2006), Behaviour of Structure–Foundation Systems over a Rupturing Normal Fault : Part II. Analysis of the Kocaeli Case Histories, *Bulletin of Earthquake Engineering (in print)*.
- Anastasopoulos I. (2005), Behaviour of Foundations over Surface Fault Rupture: Analysis of Case Histories from the Izmit (1999) Earthquake, *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics & Earthquake Engineering*, Osaka, Japan, September 12–16, 2005, pp. 2623–2626.
- Anastasopoulos, I. (2005), *Fault Rupture–Soil–Foundation–Structure Interaction*, Ph.D. Dissertation, School of Civil Engineering, National Technical University, Athens.
- Anastasopoulos I., Gazetas G., Bransby M.F., Davies M.C.R., and El Nahas A. (2007), “Fault Rupture Propagation through Sand : Finite Element Analysis and Validation through Centrifuge Experiments”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 133, No. 8, pp. 943–958.
- Anastasopoulos I., & Gazetas G. (2007), “Behaviour of Structure–Foundation Systems over a Rupturing Normal Fault : Part II. Analysis of the Kocaeli Case Histories”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 3. pp. 277–301.
- Gazetas G., Anastasopoulos I., Apostolou M. (2007), “Shallow and Deep Foundations under Fault Rupture or Strong Seismic Shaking”, *Earthquake Geotechnical Engineering*, Ptilakis K. (ed.), Springer : Berlin, pp. 185–210.
- Askari, F. & Farzaneh, O. (2003). Upper-bound solution for seismic bearing capacity of shallow foundations near slopes *Geotechnique* 53, No. 8, 697–702
- Bjerrum L. (1967) Progressive failure in slopes of over-consolidated plastic clays and clay shales, *J. Soil Mech. Fdn Div. ASCE* 93, 3–49
- Bromhead E.N. and Curtis R.D (1983) : A comparison of alternative methods of measuring the residual strength of London Clay”. *Ground Engineering*, 16.
- Budhu, M., Al. Karni, Y. (1993) The seismic bearing capacity of soils, *Geotechnique*, 43 (1), p.p. 181-187
- Chen. Morgenstern N. R. and Chan D. H. (1992) Progressive failure of the Carsington Dam: a numerical study. *Can. Geotech. J.* 29, 971–988
- Dounias G.T., Potts D.M. and Vaughan P.R. (1988) Finite element analysis of progressive failure: two case studies *Comput. Geotech.* 6, 155–175.
- Gerolymos N., Vardoulakis I. and Gazetas G. (2006) A thermo–poro–visco-plastic shear band model for seismic triggering and evolution of catastrophic landslides. *Soils and Foundations (in press)*
- Hoeg, K. (1972). Finite element analysis of strain softening clay. *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, 43-59.
- Larsson R., Runesson K. and Sture S. (1991), Finite element simulation of localized plastic deformation. *Arch. Appl. Mechanics* 61, 305–317.
- Lo, K. Y. And Lee, C.E. (1973), Stress analysis and slope stability in strain-softening materials. *Geotechnique* 23, No1, 1–11
- Loukidis D., Bandini P. and Salgado R. (2003), Stability of seismically loaded slopes using limit analysis *Geotechnique* 53, No. 5, 463–479
- Lupini J.F., Skinner A.E. and Vaughan P.R. (1981), The drained residual strength of cohesive soils”. *Geotechnique*, 31(2), 181–213.
- Mitchell J. K. (1976): *Fundamentals of soil behaviour*, John Wiley and Sons, New York, 422.
- Modaressi H., Faccioli E., Aubry D., Noret C. (1995), Numerical modelling approaches for the analysis of earthquake triggered landslides. *Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, II(INVLE.03), 833–843
- Durmieux, L. and Pecker, A. (1995), Seismic bearing capacity factors of foundations on cohesionless soil. *J. Geotech. Engng, ASCE* 121, No. 3, 300–303

- Fardis N., Georgarakos P., Gazetas G., Anastasopoulos I. (2003) Sliding Isolation of Structures: Effect of horizontal and vertical acceleration. Proceedings of the 5th Symposium-May 6-8 Athens, Greece (in cd rom)
- Potts D.M., Dounias G.T., and Vaughan P.R. (1990), Finite element analysis of progressive failure of Carsington Dam embankment. *Geotechnique* 40, No 1, 79 –101
- Potts D.M., Kovacevic N. And Vaughan P.R. (1997), Delayed collapse of cut slopes in stiff clay. *Geotechnique* 47, No. 5, 953–982
- Potts, D.M. and Zdravcovic L. (1999), *Finite element analysis in geotechnical engineering: theory*. London: Thomas Telford
- Pradel D., Smith P.M., Stewart J.P. and Raad G. (2005), Case History of Landslide Movement during the Nothridge Earthquake *JGGE, ASCE*, 11, 1360-1369
- Sawada, T., Nomachi, S. G. & Chen, W. F. (1994), Seismic bearing capacity of a mounded foundation near a down-hill slope by pseudo-static analysis. *Soils Found.* 34, No. 1, 11–17.
- Sarma, S. K. & lossifelis, I. S. (1990), Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings *Geotechnique* 40, No. 2, 265 – 273
- Sarma S.K. and Chen Y.C. (1996), Bearing capacity of strip footings near sloping ground during earthquakes. Paper No 2078, 11th World Conference in Earthquake Engineering-Acapulco, Mexico
- Sarma S.K. (1999), Seismic bearing capacity of shallow strip footings adjacent to a slope. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Seco e Pinto (ed), Balkema, Rotterdam, 309-313. Proc. Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Portugal
- Sarma S.K. and Kourkoulis R.S (2004) Investigation into the prediction of Sliding Block Displacements in Seismic Analysis of Earth Dams”, *Proceedings 13 WCEE, Vancouver B.C, (in cd-rom)*
- Skempton A.W. (1985) : Residual strength of clays in landslides , folded strata and the laboratory, *Geotechnique*, 35(1).
- Soubra, A. H. (1997). Seismic bearing capacity of shallow strip footings in seismic conditions, *Proc. Instn Civ. Engrs* 125,230–241.
- Terzaghi K. and Peck R. B.(1948) *Soil Mechanics in Engineering Practice*,. New York: Wiley
- Tika Th.E., and Hutchinson J.N. (1999), Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface”. *Geotechnique*, 49(1)
- Troncone A. (2005), Numerical analysis of a landslide in soils with strain–softening behavior, *Geotechnique* 55, No.8, 585–596