

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ



ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

**ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ
ΣΥΓΧΡΟΝΩΝ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΛΑΦΙΚΩΝ
ΠΡΑΝΩΝ**

ΙΩΑΝΝΑ Β. ΤΖΑΒΑΡΑ

Επιβλέπων: Αναπληρωτής Καθηγητής Ιωάννης Τσομπανάκης

Χανιά, 2015

TECHNICAL UNIVERSITY OF CRETE

SCHOOL OF ENVIRONMENTAL ENGINEERING



PhD DISSERTATION

**ASSESSMENT OF SEISMIC BEHAVIOR OF
REINFORCED GEOSTRUCTURES**

IOANNA V. TZAVARA

Supervisor: Associate Professor Yiannis Tsompanakis

Chania, 2015

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ
ΣΥΓΧΡΟΝΩΝ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΔΑΦΙΚΩΝ
ΠΡΑΝΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Ιωάννα Β. Τζαβάρα
Χανιά, 2015

Επταμελής εξεταστική επιτροπή

Ιωάννης Τσομπανάκης, *Επιβλέπων Καθηγητής*

Αναπληρωτής Καθηγητής Σχολής Μηχανικών Περιβάλλοντος Πολυτεχνείου Κρήτης

Κωνσταντίνος Προβιδάκης, *Μέλος τριμελούς συμβουλευτικής επιτροπής*

Καθηγητής Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών Πολυτεχνείου Κρήτης

Δομνίκη Ασημάκη, *Μέλος τριμελούς συμβουλευτικής επιτροπής*

Καθηγήτρια Σχολής Πολιτικών & Μηχανολόγων Μηχανικών Τεχνολογικού Ινστιτούτου Καλιφόρνιας

Δημήτριος Σωτηρόπουλος, *Μέλος επταμελούς εξεταστικής επιτροπής*

Καθηγητής Σχολής Μηχανικών Παραγωγής και Διοίκησης Πολυτεχνείου Κρήτης

Γεώργιος Σταυρουλάκης, *Μέλος επταμελούς εξεταστικής επιτροπής*

Καθηγητής Σχολής Μηχανικών Παραγωγής και Διοίκησης Πολυτεχνείου Κρήτης

Αναστάσιος Σέξτος, *Μέλος επταμελούς εξεταστικής επιτροπής*

Αναπληρωτής Καθηγητής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ & Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Μπρίστολ

Μαρία Σταυρουλάκη, *Μέλος επταμελούς εξεταστικής επιτροπής*

Επίκουρη Καθηγήτρια Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών Πολυτεχνείου Κρήτης

TECHNICAL UNIVERSITY OF CRETE
SCHOOL OF ENVIRONMENTAL ENGINEERING

**ASSESSMENT OF THE SEISMIC BEHAVIOR OF
REINFORCED GEOSTRUCTURES**

PhD DISSERTATION

Ioanna V. Tzavara

Chania, 2015

Examining Committee:

Associate Professor Yiannis Tsompanakis, *Supervisor*
School of Environmental Engineering, Technical University of Crete

Professor Costas Providakis, *Advisor Committee Member*
School of Architectural Engineering, Technical University of Crete

Professor Asimaki Domniki, *Advisor Committee Member*
School of Mechanical and Civil Engineering, California
Institute of Technology, USA

Professor Dimitrios Sotiropoulos, *Examining Committee Member*
School of Production Engineering and Management, Technical University of
Crete

Professor Georgios Stavroulakis, *Examining Committee Member*
School of Production Engineering and Management, Technical University of
Crete

Associate Professor Anastasios Sextos, *Examining Committee
Member*

School of Mechanical and Civil Engineering, Aristotle University of
Thessaloniki & Faculty of Engineering, University of Bristol, UK

Assistant Professor Maria Stavroulaki, *Examining Committee
Member*

School of Architectural Engineering, Technical University of Crete

Η παρούσα διδακτορική διατριβή συγχρηματοδοτήθηκε από την Ευρωπαϊκή Ένωση (Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο- ΕΚΤ) και εθνικούς πόρους μέσω του Επιχειρησιακού Προγράμματος «Εκπαίδευση και Δια Βίου Μάθηση» του Εθνικού Στρατηγικού Πλαισίου Αναφοράς (ΕΣΠΑ).

Ερευνητικό Πρόγραμμα Χρηματοδότησης: Ηράκλειτος II. Η επένδυση στην κοινωνία της γνώσης μέσω του Ευρωπαϊκού Κοινωνικού Ταμείου.

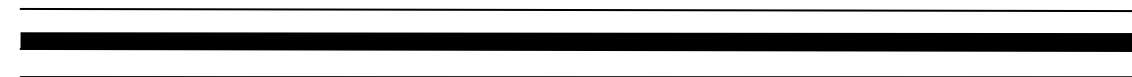


Ευρωπαϊκή Ένωση
Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο



ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ
ΕΙΔΙΚΗ ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ

Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης



This dissertation has been co-financed by the European Union (European Social Fund - ESF) and Greek national funds through the Operational Program "Education and Lifelong Learning" of the National Strategic Reference Framework (NSRF) – Research Funding Program: Heracleitus II. Investing in knowledge society through the European Social Fund.



European Union
European Social Fund



MINISTRY OF EDUCATION & RELIGIOUS AFFAIRS
MANAGING AUTHORITY

Co-financed by Greece and the European Union



Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να απευθύνω τις θερμές ευχαριστίες μου στον Δρ. Ιωάννη Τσομπανάκη, Αναπληρωτή Καθηγητή της Σχολής Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πολυτεχνείου Κρήτης και επιβλέποντα της διδακτορικής διατριβής, για την επιστημονική και ερευνητική καθοδήγηση, την αμέριστη συμπαράσταση, τη σημαντική βοήθεια και την ηθική υποστήριξη που απλόχερα μου παρείχε. Καθοριστικό ρόλο στην ολοκλήρωση του ερευνητικού έργου διαδραμάτισε η άψογη συνεργασία μας, το συνεχές ενδιαφέρον του, η επιμονή του, καθώς και η εμπιστοσύνη που μου έδειξε καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας διδακτορικής διατριβής.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω θερμά τα υπόλοιπα μέλη της τριμελούς συμβουλευτικής επιτροπής: τον Δρ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη, Καθηγητή της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του Πολυτεχνείου Κρήτης και τη Δρ. Δομνίκη Ασημάκη, Καθηγήτρια της Σχολής Πολιτικών & Μηχανολόγων Μηχανικών του Τεχνολογικού Ινστιτούτου Καλιφόρνιας, ΗΠΑ, για τις πολύτιμες συμβουλές και τις εποικοδομητικές υποδείξεις τους κατά την εξέλιξη της διδακτορικής έρευνας, καθώς και για τον χρόνο που διέθεσαν για τις διορθώσεις που οδήγησαν στη βελτίωση της παρούσας διατριβής.

Επιπροσθέτως, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Δρ. Δημήτριο Σωτηρόπουλο, Καθηγητή της Σχολής Μηχανικών Παραγωγής και Διοίκησης του Πολυτεχνείου Κρήτης, τον Δρ. Γεώργιο Σταυρουλάκη, Καθηγητή της Σχολής Μηχανικών Παραγωγής και Διοίκησης του Πολυτεχνείου Κρήτης, τον Δρ. Αναστάσιο Σέξτο, Αναπληρωτή Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ και της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Μπρίστολ, Αγγλίας, και τη Δρ. Μαρία Σταυρουλάκη, Επίκουρη Καθηγήτρια της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του Πολυτεχνείου Κρήτης, για την ενεργή και ουσιαστική συμμετοχή τους στην επταμελή εξεταστική επιτροπή της παρούσας διατριβής.

Πρέπει, επίσης, να αναφέρω τη σημαντική βοήθεια και συμπαράσταση που είχα από τη Δρ. Βαρβάρα Ζανιά, Επίκουρη Καθηγήτρια του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πολυτεχνείου της Δανίας και τον Δρ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο, ΕΔΙΠ του Εθνικού

Μετσόβιου Πολυτεχνείου, οι οποίοι συνέβαλλαν ουσιαστικά σε όλη την προσπάθειά της ερευνητικής μου δραστηριότητας.

Σε αυτό το σημείο θα πρέπει να τονίσω τη σημαντική υλική υποστήριξη της χρηματοδότησης από το Ερευνητικό Πρόγραμμα Χρηματοδότησης: «Ηράκλειτος ΙΙ: ενίσχυση του ανθρώπινου ερευνητικού δυναμικού μέσω της υλοποίησης διδακτορικής έρευνας» το οποίο αποτελεί συγχρηματοδότηση από την Ευρωπαϊκή Ένωση (Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο- ΕΚΤ) και εθνικούς πόρους μέσω του Επιχειρησιακού Προγράμματος «Εκπαίδευση και Δια Βίου Μάθηση» του Εθνικού Στρατηγικού Πλαισίου Αναφοράς (ΕΣΠΑ).

Σε όλη τη διάρκεια του σημαντικού και δύσκολου αυτού έργου ο σύζυγός μου Μιχάλης και ο δυόμιση χρόνων Μάνος μου (ο οποίος με τη σειρά του έκανε το δικό του «διδακτορικό» πλάι μου), συμπαραστέκονταν με αμέριστη υπομονή στην προσπάθειά μου.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στον πατέρα μου (που δυστυχώς έφυγε πριν από τρία χρόνια από τη ζωή), στη μητέρα μου και στην υπόλοιπη οικογένειά μου για την ηθική και ψυχολογική υποστήριξη σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου. Θα είμαι για πάντα ευγνώμων για τα εφόδια που μου παρείχαν και κυρίως για τις αξίες τις οποίες μου μετέδωσαν. Όσα λόγια και αν γράψω θα είναι λίγα...

Ιωάννα Β. Τζαβάρα

Χανιά, Οκτώβριος 2015

στη μνήμη του πατέρα μου...

Διδακτορική Διατριβή

Μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των σύγχρονων τεχνικών ενίσχυσης εδαφικών πρανών

υπό Ιωάννα Β. Τζαβάρα

Εκτενής Περίληψη

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός άοπλων και οπλισμένων πρανών και επιχωμάτων είναι ένα θέμα μείζονος σημασίας σε παγκόσμιο επίπεδο κυρίως λόγω των περιβαλλοντικών και οικονομικών επιπτώσεων που επιφέρει το ενδεχόμενο αστοχίας τους. Οι παράγοντες που μπορούν να προκαλέσουν αστάθεια ή αστοχία θεωρούνται: (α) αυτοί που τείνουν να αυξήσουν τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στο έδαφος και (β) αυτοί που τείνουν να μειώσουν τη διατμητική αντίστασή του. Για τον λόγο αυτόν, στην παρούσα διδακτορική διατριβή εξετάζεται τόσο η αδρανειακή όσο και η κινηματική σεισμική καταπόνηση γεωσυνθετικά οπλισμένων γεωκατασκευών, οι οποίες αντίστοιχα προκαλούνται από τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων και εξαιτίας μόνιμων επιβαλλόμενων παραμορφώσεων λόγω τεκτονικής διάρρηξης στο υπόβαθρο της γεωκατασκευής.

Ο σχεδιασμός των γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών βασίζεται στην τροποποίηση των κλασσικών μεθόδων οριακής ισορροπίας για την εκτίμηση της ευστάθειας απλών εδαφικών πρανών. Η πιθανή επιφάνεια αστοχίας σε ένα οπλισμένο εδαφικό πρανός θεωρείται ότι προσδιορίζεται από την ίδια εξιδανικευμένη γεωμετρία (αλλά όχι θέση) όπως και στην περίπτωση μη

ενισχυμένου πρανούς. Στις εξισώσεις ισορροπίας λαμβάνεται υπόψη και η αντοχή των οπλισμών ως η μικρότερη εκ των δύο: (α) αντοχής σε εξόλκευση και (β) εφελκυστικής αντοχής. Ο βασικός στόχος είναι ο συντελεστής ασφαλείας για ένα οπλισμένο πρανές να είναι επαρκής κατ' αντιστοιχία με ένα μη ενισχυμένο πρανές. Η πιο συνήθης προσέγγιση για την ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας των ενισχυμένων γεωκατασκευών με γεωσυνθετικά βασίζεται στη ψευδοστατική μέθοδο, όπου οι αναπτυσσόμενες σεισμικές δυνάμεις θεωρείται ότι ισούνται με το γινόμενο του σεισμικού συντελεστή και του βάρους της ολισθαίνουσας μάζας.

Από τη άλλη πλευρά, είναι γνωστό ότι οι γεωκατασκευές είναι εύκαμπτα συστήματα, τα οποία χαρακτηρίζονται από σχετικά μεγάλες ιδιοπεριόδους. Ως εκ τούτου, οι μεθοδολογίες μόνιμων παραμορφώσεων που εφαρμόζονται για την εκτίμηση των μόνιμων σεισμικών μετακινήσεων εξαιτίας της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων βασίζονται στις ακόλουθες προσεγγίσεις: (α) την απλοποιημένη δυναμική ανάλυση, η οποία βασίζεται σε ένα απλό προσομοίωμα άκαμπτου ολισθαίνοντος τεμάχους που ολισθαίνει επί κεκλιμένου επιπέδου (τροποποιημένο προσομοίωμα Newmark), (β) με ασύζευκτη δυναμική ανάλυση, όπου αρχικά υπολογίζεται η απόκριση της συνολικής γεωκατασκευής και σε δεύτερο στάδιο εκτιμάται η δυναμική απόκριση της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας σε όρους μιας ισοδύναμης χρονοϊστορίας επιτάχυνσης, και (γ) με συζευγμένη δυναμική ανάλυση, όπου λαμβάνεται ταυτόχρονα υπόψη τόσο η δυναμική απόκριση της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας, όσο και η ανάπτυξη της σεισμικά συσσωρευόμενης ολίσθησης.

Με βάση τα προαναφερθέντα, στην παρούσα διδακτορική διατριβή προτείνονται κατάλληλες αναλυτικές μεθοδολογίες (ισοδύναμα συστήματα ταλάντωσης με δυνατότητα ανάπτυξης ολίσθησης στη βάση τους σε οριζόντιο και κεκλιμένο επίπεδο) όπου λαμβάνονται υπόψη η ευεργετική παρουσία των οπλισμών. Στην εκτενή διερεύνηση που διενεργήθηκε ελήφθησαν υπόψη οι πιο σημαντικοί παράμετροι που υπεισέρχονται, όπως: η ευκαμψία, η κρίσιμη

επιτάχυνση, τα χαρακτηριστικά της δυναμικής διέγερσης φόρτισης, οι μηχανικές ιδιότητες του εδαφικού υλικού και των γεωσυνθετικών, η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας των υλικών, κ.α. Η σύγκριση της ασύζευκτης και συζευγμένης απόκρισης συντελεί στον ακριβέστερο προσδιορισμό των αναπτυσσόμενων σεισμικών μετακινήσεων. Αποδεικνύεται ότι τα χαρακτηριστικά και ο τρόπος ανάπτυξης της παραμένουσας παραμόρφωσης εξαρτώνται από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, την περίοδο της διέγερσης, τη διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας των υλικών και τη μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση.

Επιπροσθέτως, για την πλήρη εξέταση και την καλύτερη κατανόηση του φαινομένου, καθώς και για να γίνει μία σύγκριση των διαφόρων μεθόδων (ψευδοστατικές, μονίμων παραμορφώσεων, πειραματικές και αριθμητικές) πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Η υπολογιστική προσομοίωση των υπό εξέταση γεωκατασκευών διενεργήθηκε λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση διαφόρων σημαντικών παραμέτρων, όπως το υλικό του εδάφους και των γεωσυνθετικών, η γεωμετρία του προσομοιώματος, τα χαρακτηριστικά των σεισμικών διεγέρσεων, κ.α. Επισημαίνεται ότι για την υλοποίηση των αριθμητικών προσομοιώσεων και την επαλήθευση των εξαγόμενων αποτελεσμάτων, αξιοποιήθηκαν τα διαθέσιμα δεδομένα και αποτελέσματα πειραμάτων φυγοκέντρισης της διεθνούς βιβλιογραφίας.

Τέλος, στο πλαίσιο της διερεύνησης της κινηματικής καταπόνησης των εξεταζόμενων γεωκατασκευών διερευνήθηκε για πρώτη φορά ο μηχανισμός διάδοσης της τεκτονικής διάρρηξης στο σώμα ενός οπλισμένου επιχώματος ή πρανούς. Αυτό επετεύχθη μέσω της διεξαγωγής κατάλληλων αριθμητικών αναλύσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Για τον σκοπό αυτό διεξήχθη μία εκτενής παραμετρική διερεύνηση σε προσομοιώματα χαρακτηριστικών τύπων οπλισμένων πρανών και επιχωμάτων στα οποία επιβαλλόταν διαφόρων ειδών μετακινήσεις υποκείμενων ρηγμάτων. Από τα αποτελέσματα διαπιστώνεται πως οι μόνιμες παραμορφώσεις των γεωκατασκευών εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά και τη θέση του ρήγματος,

από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και το υλικό του επιχώματος, καθώς και από τις ιδιότητες και τη διάταξη των οπλισμών.

Assessment of seismic behavior of reinforced geostructures

By Ioanna Tzavara

Abstract

Seismic design of reinforced and unreinforced embankments is of extreme importance, due to the environmental and economical consequences related to a potential failure. The main factors that can cause their instability are those which tend: (i) to increase the shear stresses that developed in the soil and (ii) to decrease the shear resistance. For this purpose, the present doctoral dissertation investigated the seismic distress of reinforced soil structures caused not only due to permanent displacements accumulated during the seismic wave propagation, but also due the development of permanent ground deformation resulting from an abrupt fault rupture.

The design of geosynthetic reinforced slopes is based on modified versions of standard limit equilibrium slope stability methods. Kinematically, the potential failure surface in a reinforced homogenous slope is assumed typically to be defined by the same idealized geometry (but not location) as in the unreinforced case (for example circular, log spiral, bilinear wedge). Statically, the inclination and distribution of the reinforcement tensile force along the failure surface need to be assumed. The capacity of reinforcement is taken as either the allowable pull-out resistance behind the potential failure surface, or as its allowable design strength, whichever is less. The target factor

of safety for a reinforced slope is the same as for an unreinforced slope. The most common approach for the analysis of seismic stability of geosynthetically reinforced earth structures is based on pseudostatic approach, in which the seismic forces are derived by multiplying the seismic coefficient and the weight of the sliding mass.

Nevertheless, soil slopes are flexible systems characterized by a relatively large fundamental period. Therefore, design procedures which are used to evaluate earthquake-induced sliding displacements typically refer to three different approaches: (a) simplified dynamic analysis by means of the conventional Newmark rigid block model that slides on an inclined plane, (b) dynamic analysis accounting for the flexibility of the oscillating mass, where the dynamic response and the sliding block displacements are computed separately, this is commonly referred as decoupled approach, and (c) dynamic analysis where the dynamic response and slip displacement accumulation are considered simultaneously, commonly referred to as coupled approach.

For this purpose, flexible one (SDOF) and two lumped (MDOF) mass soil models were developed in the current research, in which sliding has been considered on horizontal or inclined base planes, while the effect of the most important parameters involved: such as flexibility, yield acceleration, dynamic loading, reinforcement, mechanical properties of the soil and the geosynthetics, the frequency content of the excitation and the interface shear strength have been considered. The parametric investigation of decoupled and coupled approaches contributes towards a better understanding of the development of the permanent slip displacements. The characteristics of the failure type are strongly related to the eigenperiod of the geostructure, the period of the excitation, the shear strength of the interface and the maximum applied acceleration.

Additionally, numerical finite element analyses were performed considering the impact of several important parameters related to soil and geosynthetics materials, the geometry of the model and the characteristics of

seismic excitations. For the verification of the numerical results, available data and results of centrifuge tests were utilized.

Finally, parametric numerical analyses were performed in order to assess the propagation of a fault rupture within a geosynthetically reinforced earth structure. A detailed parametric analysis of typical models of slopes and embankments was conducted and it was derived that the permanent deformation of the reinforced geostructures depends both on the characteristics of the fault rupture, the geometry of the embankment as well as the properties and the configuration of the geosynthetics.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Ευχαριστίες	i
Περίληψη.....	v
Abstract	ix
Περιεχόμενα.....	xiii
Κατάλογος σχημάτων	xvii
Κατάλογος πινάκων	xxxv
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	 1
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1. Αντικείμενο της έρευνας.....	1
1.2. Σκοπός της Έρευνας και πρωτοτυπία	3
1.3. Δομή διατριβής.....	4
1.4. Αναφορές κεφαλαίου	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	9
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	9
2.1. Εφαρμογές οπλισμένων επιχωμάτων.....	11
2.1.1. Συνήθεις εφαρμογές των οπλισμένων επιχωμάτων	11
2.1.2. Παραδείγματα κατασκευών οπλισμένων επιχωμάτων	13
2.2. Ιδιότητες υλικών οπλισμένης γης.....	22
2.2.1. Ιδιότητες γεωσυνθετικών	22
2.2.2. Εφαρμογές γεωσυνθετικών	24
2.2.3. Ιδιότητες διεπιφανειών.....	25
2.2.4. Πιθανές φθορές οπλισμού	26
2.2.5. Τεχνο-οικονομικά στοιχεία για οπλισμένα πρανή.....	26
2.3. Μηχανισμοί μεταφοράς φορτίων στην οπλισμένη γη.....	28
2.3.1. Η έννοια της ανισότροπης συνοχής	31
2.3.2. Η έννοια της βελτιωμένης συνοχής.....	32
2.4. Αντισεισμικός σχεδιασμός οπλισμένων πρανών - Κανονιστικές διατάξεις.....	32
2.4.1. Οδηγίες Η.Π.Α.....	33

2.4.2.	Ελληνικός κανονισμός – Πρότυπο EN 14475-2006	36
2.4.3.	Σύγκριση των κανονισμών.....	45
2.5.	Σεισμικές αστοχίες σε οπλισμένα επιχώματα.....	46
2.5.1.	Συμπεράσματα από τις παρατηθείσες αστοχίες.....	54
2.6.	Αναφορές Κεφαλαίου.....	54
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	61	
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΡΑΝΩΝ: ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ	61	
3.1.	Εισαγωγή.....	61
3.2.	Ψευδοστατική μέθοδος	64
3.2.1.	Σεισμικός συντελεστής.....	65
3.2.2.	Περιγραφή και παραδοχές της μεθοδολογίας για την εκτίμηση απόκρισης οπλισμένων πρανών.....	67
3.2.2.1.	Παραμετρική ανάλυση.....	68
3.2.3.	Συμπεράσματα	81
3.3.	Μέθοδος μόνιμων παραμορφώσεων.....	82
3.3.1.	Τροποποιημένη μέθοδος <i>Newmark</i> για οπλισμένα πρανή.....	85
3.3.2.	Παραμετρική διερεύνηση	87
3.3.3.	Συμπεράσματα	91
3.4.	Βελτιωμένες μέθοδοι μόνιμων παραμορφώσεων για άπλα πρανή	92
3.5.	Συζευγμένες και ασύζευκτες μέθοδοι υπολογισμού μόνιμων παραμορφώσεων οπλισμένου πρανών	97
3.5.1.	Δυναμική απόκριση μονοβάθμιου ταλαντωτή	98
3.5.2.	Κανονικοποίηση παραμένουσας ολίσθησης του απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή.....	112
3.5.3.	Δυναμική απόκριση διβάθμιου ταλαντωτή.....	115
3.5.4.	Σύγκριση ασύζευκτης και συζευγμένης μεθόδου	118
3.5.5.	Σχολιασμός αποτελεσμάτων	124
3.6.	Συμπεράσματα	125
3.7.	Αναφορές κεφαλαίου	127
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	133	
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΡΑΝΩΝ – ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ ΦΥΤΟΚΕΝΤΡΙΣΗΣ.....	133	

4.1. Εισαγωγή.....	133
4.1.1. Σύγκριση δοκιμών φυγοκέντρισης με αριθμητικές προσομοιώσεις.....	139
4.2. Αριθμητικές προσομοιώσεις οπλισμένω επιχώματων	140
4.3. Αριθμητική μελέτη του πειράματος φυγοκέντρισης των Nova-Roessig & Sitar	141
4.3.1. Περιγραφή πειράματος.....	141
4.3.2. Αριθμητική προσομοίωση του πειράματος	144
4.3.3. Σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων.....	145
4.3.4. Πρόσθετη αριθμητική διερεύνηση.....	150
4.4. Αριθμητική μελέτη του πειράματος φυγοκέντρισης των Wang et al...158	
4.4.1. Περιγραφή πειράματος.....	158
4.4.2. Αριθμητική προσομοίωση του πειράματος	160
4.5. Συμπεράσματα	166
4.6. Αναφορές κεφαλαίου	167
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	171
ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΕΔΑΦΙΚΑ ΠΡΑΝΩΝ ΚΑΙ ΕΠΙΧΩΜΑΤΩΝ	
ΛΟΓΩ ΕΝΕΡΓΟΠΟΙΗΣΗΣ ΥΠΟΚΕΙΜΕΝΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ	171
5.1. Βιβλιογραφική ανασκόπηση.....	171
5.1.1. Διάδοση ρήγματος εντός εδαφικής στρώσης	173
5.2. Αριθμητική προσομοίωση διάδοσης ρήγματος εντός οπλισμένου επιχώματος	183
5.3. Επίδραση ιδιοτήτων εδάφους και γεωσυνθετικών	185
5.3.1. Επίδραση του πάχους της εδαφικής στρώσης.....	188
5.3.2. Επίδραση οπλισμών	190
5.3.3. Επίδραση του πλήθους στρώσεων των γεωσυνθετικών οπλισμών	190
5.3.4. Επίδραση του μέτρου ελαστικότητας των γεωσυνθετικών οπλισμών	193
5.3.5. Επίδραση του εδαφικού υλικού	194
5.4. Επίδραση των χαρακτηριστικών του ρήγματος	195
5.4.1. Επίδραση του τύπου του ρήγματος.....	196
5.4.2. Επίδραση της μετακίνησης του ρήγματος.....	197
5.4.3. Επίδραση της γωνίας βύθισης του ρήγματος	199
5.4.4. Επίδραση της θέσης του ίχνους του ρήγματος	200
5.5. Συμπεράσματα	203
5.6. Αναφορές κεφαλαίου	204

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	211
ΚΥΡΙΟΤΕΡΑ ΕΥΡΗΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	211
6.1. Γενικά συμπεράσματα	211
6.2. Ανάλυση σεισμικής ευστάθειας οπλισμένων πρανών	213
6.3. Καταπόνηση λόγω τεκτονικής διάρρηξης	218
6.4. Προτάσεις για μελλοντική διερεύνηση	218
6.5. Δημοσιεύσεις διδακτορικής διατριβής.....	219

Κατάλογος σχημάτων

Σχήμα 2.1. Οπλισμένος τοίχος σε αυτοκινητόδρομο κοντά στην Νίκαια της Γαλλίας (Mitchell et al., 1987).	9
Σχήμα 2.2. Οπλισμένα επιχώματα αντιστήριξης- απότομη κλίση παρειάς (α) και όπλιση βάσης ή στέψης επιχώματος (β) (Νάσκος, 2007).	10
Σχήμα 2.3. Διάκριση οπλισμένων επιχωμάτων σε σχέση με την κλίση του πρανούς (κατά EN 14475-2006) (Νάσκος, 2007).	10
Σχήμα 2.4. Απεικόνιση περίπτωσης καθίζησης λόγω βαλτωδών εδαφών και καταστροφή της σιδηροδρομικής γραμμής.	11
Σχήμα 2.5. Πανοραμική απεικόνιση της τοποθεσίας του έργου οδοποιίας και εφαρμογή των γεωσυνθετικών.	12
Σχήμα 2.6. Κατασκευή διεύρυνσης οδών.	12
Σχήμα 2.7. Τοποθέτηση γεωσυνθετικών (α) και προσόψη (β) οπλισμένου πρανούς για την αντιστήριξη ξενοδοχείου.	13
Σχήμα 2.8. Κατασκευή οπλισμένης γης (α) και απεικόνιση εργασιών τοποθέτησης αγκυριών(β) (Τεχνικά Χρονικά, 2004).	14
Σχήμα 2.9. Δυτική όψη (α) και νότια όψη (β) του επιχώματος και άποψη της οπλισμένης γης στην ανώτερη υψομετρική βαθμίδα (γ) (Geognosi , 2015).	15
Σχήμα 2.10. Απεικόνιση της κατασκευής μετά την ολοκλήρωσή της (Geognosi, 2015).	15
Σχήμα 2.11. Δυο φάσεις του οπλισμένου επιχώματος, κατά την κατασκευή του και κατά τη λειτουργία του (Geognosi, 2015).	16
Σχήμα 2.12. Όψεις του οπλισμένου πρανούς κατά την κατασκευή και κατά τη λειτουργία του (Geognosi, 2015).	17
Σχήμα 2.13. Διάφορες φάσεις της κατασκευής του οπλισμένου επιχώματος κατά την κατασκευή του και κατά τη λειτουργία του (Geognosi, 2015).	18

Σχήμα 2.14. Τυπική τομή του οπλισμένου πρανούς (Tencate Geosynthetics, 2015).	19
Σχήμα 2.15. Φάσεις κατασκευής του οπλισμένου πρανούς (Tencate Geosynthetics, 2015).	19
Σχήμα 2.16. Τομή οπλισμένου πρανούς στο μέγιστο ύψος (Tencate Geosynthetics, 2015).	21
Σχήμα 2.17. Η αρχική κατάσταση του αυτοκινητόδρομου(α), διαδικασία κατασκευής σε περιορισμένο χώρο κοντά στη βάση του οπλισμένου πρανές (β), τοποθέτηση των γεωπλεγμάτων ώστε να διαμορφωθεί η κλίση του πρανούς που θα βοηθήσει στην ανάπτυξη της βλάστησης (γ), ολοκλήρωση της κατασκευής (δ) και το οπλισμένο πρανές δυο χρόνια μετά την κατασκευή του (ε) (Tencate Geosynthetics, 2015).	21
Σχήμα 2.18 Απεικόνιση της συγκράτησης (α), αποστράγγισης (β), προστασίας (γ) και όπλισης (δ).	24
Σχήμα 2.19. Απεικόνιση του διαχωρισμού (α), της προστασίας έναντι επιφανειακής διάβρωσης (β), της λειτουργία ως ζώνες διήθησης (γ) και της λειτουργίας ως λύσεις στεγανοποίησης ή ως φράγματα (δ).	25
Σχήμα 2.20. Μεθοδολογία του υπολογισμού του κόστους συναρτήσει της κλίσης του πρανούς (FHWA, 2001).	28
Σχήμα 2.21. Μεταφορά τριβής ανάμεσα από το έδαφος και τον οπλισμό (α) και μεταφορά φορτίου μέσω παθητικής αντοχής του εδάφους (β) (FHWA, 2001).	29
Σχήμα 2.22. Κατακόρυφη και οριζόντια κατανομή εδαφικών τάσεων στην πρόσωση (α) και πίσω από το οπλισμένο έδαφος (β), όπως προέκυψαν από αριθμητικές αναλύσεις (Rowe & Ho, 1992).	31
Σχήμα 2.23. Τριαξονικές δοκιμές σε οπλισμένα και άοπλα εδαφικά δείγματα (Schlosser et al., 1972) όσον αφορά στη βελτιωμένη συνοχή (α) και την ανισότροπη συνοχή (β) (Ingold, 1982).	32

Σχήμα 2.24. Ενδεικτικές καταστάσεις και μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας για ελέγχους οπλισμένων επιχωμάτων (FHWA, 2001).	40
Σχήμα 2.25. Τα τέσσερα στάδια των Locat et al. (1997).	47
Σχήμα 2.26. Αστοχία στο φράγμα San Fernando.	48
Σχήμα 2.27. Αστοχία οπλισμένου πρανούς (Huang, 2000).	50
Σχήμα 2.28. Αστοχία οπλισμένου πρανούς στο χώρο του Πανεπιστημίου Chi-Nan, πλάγια όψη της αστοχίας του πρανούς (α), ζημιά στο γραφείο ασφαλείας (β), μπροστινή όψη της αστοχίας του πρανούς (γ), κοντινή όψη του πρανούς όπου φαίνεται ο οπλισμός και το επίχωμα (δ) αστοχία του πεζοδρομίου που βρίσκεται στον πόδα του πρανούς (ε) (Chou, 2000).	51
Σχήμα 2.29. Απεικόνιση του εδαφικού πρανούς ζημιά (α) και των σοβαρών ζημιών του οδοστρώματος κατά μήκος του πρανούς (Chou et al., 1994).	52
Σχήμα 2.30. Απεικόνιση του εδαφικού πρανούς και των σοβαρών ζημιών του οδοστρώματος κατά μήκος του πρανούς (Hwang, 2000).	52
Σχήμα 2.31. Αστοχία επιχώματος στο Capitol Interpretive Center (α) και το εδαφικό υλικό που αστόχησε και μετακινήθηκε κατά 150m και κάλυψε το δρόμο (β) (Bray et al., 2001).	53
Σχήμα 2.32. Αστοχία οδικού επιχώματος και πρανούς (Parazachos et al., 1997).	54
Σχήμα 3.1. Σκαρίφημα ενός μη οπλισμένου (α) και ενός οπλισμένου πρανούς (β).	61
Σχήμα 3.2. Σκαρίφημα πρανούς.	68
Σχήμα 3.3. Απεικόνιση του κρίσιμου κύκλου πρανούς ύψους 6 m με κλίση 45° και γωνία τριβής 30° χωρίς την εφαρμογή σεισμικών επιταχύνσεων.	70
Σχήμα 3.4. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 6m (α), 15m (β) και 30m (γ) για μηδενική σεισμική φόρτιση.	71

Σχήμα 3.5. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 6μ (α), 15μ (β) και 30μ (γ) για οριζόντια επιτάχυνση $a_{max} = 0.24g$ και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} . 72

Σχήμα 3.6. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 6μ (α), 15μ (β) και 30μ (γ) για οριζόντια επιτάχυνση $a_{max} = 0.36g$ και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} . 73

Σχήμα 3.7. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 6μ (α), 15μ (β) και 30μ (γ) για οριζόντια επιτάχυνση $a_{max} = 0.36g$ και μηδενική κατακόρυφη επιτάχυνση. 73

Σχήμα 3.8. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού ύψους 20μ για μόνο οριζόντια επιτάχυνση 0g (α), 0.16g (β), 0.24g (γ) και 0.36g (δ). 75

Σχήμα 3.9. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 20μ για οριζόντια επιτάχυνση $a_{max} = 0g$ (α), 0.16g (β), 0.24g(γ) και 0.36g (δ) και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} . 76

Σχήμα 3.10. Απεικόνιση των κρίσιμων κύκλων πρανούς ύψος 20 m, κλίσης 45° και έδαφος γωνίας τριβής 32°. 77

Σχήμα 3.11. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνία εσωτερικής τριβής 300 για πρανές ύψους 10μ και με οριζόντια σεισμική επιτάχυνση $a_{max} = 0g, 0.16g, 0.24g$ και 0.36g (α) και επιβαλλόμενη οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση 0.16g/0.08g, 0.24g/0.12g, 0.36g/0.18g (β). 77

Σχήμα 3.12. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνία εσωτερικής

τριβής 360 για πρανές ύψους 10μ και με οριζόντια σεισμική επιτάχυνση $a_{max} = 0g, 0.16g, 0.24g$ και $0.36g$ (α) και επιβαλλόμενη οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση $0.16g/0.08g, 0.24g/0.12g, 0.36g/0.18g$ (β). 78

Σχήμα 3.13. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνία εσωτερικής τριβής 420 για πρανές ύψους 10μ και με οριζόντια σεισμική επιτάχυνση $a_{max} = 0g, 0.16g, 0.24g$ και $0.36g$ (α) και επιβαλλόμενη οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση $0.16g/0.08g, 0.24g/0.12g, 0.36g/0.18g$ (β). 78

Σχήμα 3.14. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 10μ και $a_{max} = 0g$ (α), $0.16g$ (β), $0.24g$ (γ) και $0.36g$ (δ) και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} . 79

Σχήμα 3.15. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 15μ και $a_{max} = 0g$ (α), $0.16g$ (β), $0.24g$ (γ) και $0.36g$ (δ) και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} . 80

Σχήμα 3.16. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 30μ και $a_{max} = 0g$ (α), $0.16g$ (β), $0.24g$ (γ) και $0.36g$ (δ) και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} . 81

Σχήμα 3.17. Απεικόνιση των κρίσιμων κύκλων πρανούς με ύψος 30 m, κλίση 70° και έδαφος με γωνία τριβής $30^\circ, 32^\circ, 34^\circ, 36^\circ, 38^\circ, 40^\circ, 42^\circ, 45^\circ$ και σεισμική επιτάχυνση: $a_{hor}=0g, a_{ver}=0g$ (α) και $a_{hor}=0.36g, a_{ver}=0.18g$ (β). 82

Σχήμα 3.18. Γραφική απεικόνιση της μεθόδου ολισθαίνοντος στερεού σώματος του Newmark για τον υπολογισμό μόνιμων μετακινήσεων γεωτεχνικών κατασκευών. 83

Σχήμα 3.19. Γεωμετρία του τροποποιημένου προσομοιώματος Newmark (1965). 86

Σχήμα 3.20. Χρονοιστορίες των επιβαλλόμενων επιταχύνσεων για μέγιστη επιτάχυνση ίση με 0.36g. 88

Σχήμα 3.21. Συσχέτιση της μόνιμης μετακίνησης με την εφαπτομένη της διαφοράς της γωνίας κλίσης της επιφάνειας αστοχίας από τη γωνία τριβής του εδάφους για $k/m=10$. 89

Σχήμα 3.22. Συσχέτιση της μόνιμης μετακίνησης με την εφαπτομένη της διαφοράς της γωνίας κλίσης της επιφάνειας αστοχίας από τη γωνία τριβής του εδάφους για $k/m=50$. 90

Σχήμα 3.23. Συσχέτιση της μόνιμης μετακίνησης με την εφαπτομένη της διαφοράς της γωνίας κλίσης της επιφάνειας αστοχίας από τη γωνία τριβής του εδάφους για $k/m=100$. 91

Σχήμα 3.24. Συσχέτιση της μόνιμης μετακίνησης με την εφαπτομένη της διαφοράς της γωνίας κλίσης της επιφάνειας αστοχίας από τη γωνία τριβής του εδάφους για $k/m=150$. 92

Σχήμα 3.25. Σχηματική απεικόνιση της ασύζευκτης μεθόδου (decoupled method) (α) και της συζευγμένης μεθόδου (coupled method) (β). 93

Σχήμα 3.26. Φάσμα απόκρισης για δύο διεγέρσεις με βάση την τροποποιημένη Newmark και την ασύζευκτη ανάλυση. 97

Σχήμα 3.27. Σχηματική απεικόνιση του απλοποιητικού μονοβάθμιου προσομοιώματος για την εκτίμηση της συζευγμένης απόκρισης-ολίσθησης σε συστήματα σεισμικής μόνωσης (Westermo and Udawadia ,1983). 98

Σχήμα 3.27. Σχηματική απεικόνιση του μονοβάθμιου οπλισμένου ταλαντωτή για την εκτίμηση της σεισμικής ευστάθειας σε οριζόντιο (α) και κεκλιμένο (β) επίπεδο. 99

Σχήμα 3.29. Σχηματική απεικόνιση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης ημιτονοειδούς μορφής τεσσάρων κύκλων. 101

Σχήμα 3.30. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου

του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης (β). Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\varphi \cdot g / a_{\max}$ ίση με 0.5 και λόγο k/m ίσο με 0.5. 102

Σχήμα 3.31. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\varphi \cdot g / a_{\max}$ ίση με 0.2 και λόγο k/m ίσο με 0.5 103

Σχήμα 3.32. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\varphi \cdot g / a_{\max}$ ίση με 1.0 και λόγο k/m ίσο με 0.5. 104

Σχήμα 3.33. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\varphi \cdot g / a_{\max}$ ίση με 0.5 και το μέτρο εφελκυσμού ίσο με $k/m = 0.5 \text{ kN/m}$ και $k/m = 8.8 \text{ kN/m}$. 105

Σχήμα 3.34. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\varphi \cdot g / a_{\max}$ ίση με 1.0 και το μέτρο εφελκυσμού ίσο με $k/m = 0.5 \text{ kN/m}$ και $k/m = 8.8 \text{ kN/m}$. 106

Σχήμα 3.35. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\varphi \cdot g / a_{\max}$

ιση με 0.20 και το μέτρο εφελκυσμού ίσο με $k/m = 0.5 \text{ kN/m}$ και $k/m = 8.8 \text{ kN/m}$. 107

Σχήμα 3.36. Μετακίνηση συζευγμένης μεθόδου για οπλισμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β . Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και ο λόγος $\tan\varphi \cdot g/a_{\max}$ είναι ίσος με 1.0 (α) και 0.5 (β). 108

Σχήμα 3.37. Μετακίνηση συζευγμένης μεθόδου για οπλισμένο και άοπλο μονοβάθμιο ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β . Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και 10% και ο λόγος $\tan\varphi \cdot g/a_{\max}$ είναι ίσος με 0.5 (α) και 1.0 (β). 109

Σχήμα 3.38. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan(\varphi - \beta) \cdot g/a_{\max}$ ίση με 0.5 (α) και $\tan(\varphi - \beta) \cdot g/a_{\max}$ ίση με 1.0 (β) για απόσβεση (ξ) ίση με 10% και λόγο ίσο με $k/m = 0.5$. 110

Σχήμα 3.39. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan(\varphi - \beta) \cdot g/a_{\max}$ ίση με 0.5, για απόσβεση (ξ) ίση με 10% και το μέτρο εφελκυσμού ίσο με $k/m = 0.5$ (α) και $k/m = 20$ (β). 111

Σχήμα 3.40. Μετακίνηση συζευγμένης μεθόδου για οπλισμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β . Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και ο λόγος $\tan(\varphi - \beta) \cdot g/a_{\max}$ είναι ίσος με 0.5 (α), ενώ η απόσβεση (ξ) ισούται με 10% και ο λόγος $\tan(\varphi - \beta) \cdot g/a_{\max}$ είναι ίσος 0.5 (β) και 1.0(γ). 112

Σχήμα 3.41. Κανονικοποίηση της παραμένουσας ολίσθησης του απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή που ολισθαίνει σε οριζόντιο επίπεδο σε σχέση με τη μέγιστη επιτάχυνση (α) και το τετράγωνο της περιόδου της επιβαλλόμενης φόρτισης (β). 114

Σχήμα 3.42. Κανονικοποίηση της παραμένουσας ολίσθησης του απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή που ολισθαίνει επί κεκλιμένου επιπέδου σε σχέση με τη μέγιστη επιτάχυνση (α) και το τετράγωνο της περιόδου της επιβαλλόμενης φόρτισης (β). 115

Σχήμα 3.43. Σχηματική απεικόνιση του συζευγμένου μονοβάθμιου ταλαντωτή (SDOF) (α) και του συζευγμένου διβάθμιου ταλαντωτή (MDOF) (β) για την εκτίμηση της σεισμικής ευστάθειας σε οριζόντιο επίπεδο. 116

Σχήμα 3.44. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του διβάθμιου συστήματος, για τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης που κυμαίνονται μεταξύ 0.6 και 2.0. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\phi \cdot g/a_{max}$ ίση με 1.0 (α) 0.5 (β) για απόσβεση (ξ) ίση με 5% και λόγο $k/m = 0.5$. 117

Σχήμα 3.45. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του διβάθμιου συστήματος, για τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης που κυμαίνονται μεταξύ 0.6 και 2.0. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\phi \cdot g/a_{max}$ ίση με 1.0, για λόγο $k/m = 0$ και για απόσβεση (ξ) ίση με 5%. 118

Σχήμα 3.46. Ο λόγος μετακίνησης της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση του οπλισμένου και άοπλου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για οριζόντιο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/a_{max}$ με 0.5. 119

Σχήμα 3.47. Ο λόγος μετακίνησης της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση του οπλισμένου και άοπλου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για κεκλιμένο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 10% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/a_{max}$ ισούται με 1.0. 120

Σχήμα 3.48. Ο λόγος μετακίνησης της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση του οπλισμένου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β)

ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για κεκλιμένο επίπεδο. Απόσβεση (ξ) ίση με 5% και 10% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/a_{\max}$ είναι ίσος με 0.5 και 1.0. 121

Σχήμα 3.49. Ο λόγος μετακίνησης της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση του οπλισμένου και άοπλου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για κεκλιμένο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 10% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/a_{\max}$ ισούται με 1.0. 122

Σχήμα 3.50. Ο λόγος μετακίνησης της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση του οπλισμένου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για κεκλιμένο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και 10% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/a_{\max}$ είναι ίσος με 0.5 και 1.0. 123

Σχήμα 3.51. Μετακίνηση ασύζευκτης και συζευγμένης μετακίνησης του οπλισμένου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για κεκλιμένο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και 10% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/a_{\max}$ είναι ίσος με 0.5. 124

Σχήμα 4.1. Κατακόρυφες τάσεις πρωτότυπης κατασκευής και κατακόρυφες τάσεις (σν) μοντέλου υπό κλίμακα για 1g (α) και ng (β) (Laue, 2002). 135

Σχήμα 4.2. Πειραματική απεικόνιση του οπλισμένου επιχώματος. 142

Σχήμα 4.3. Σκαριφηματική απεικόνιση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της διάταξης του πειράματος. 142

Σχήμα 4.4. Χρονοϊστορίες και φάσματα απόκρισης των επιταχυνσιογραφημάτων του Gazli (1976) και του Tabas (1978), που χρησιμοποιήθηκαν ως σεισμικές διεγέρσεις στη βάση του προσομοιώματος με πεπερασμένα στοιχεία. 143

Σχήμα 4.5. Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε στη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος. 145

Σχήμα 4.6. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για τις σεισμικές καταγραφές Gazli (α) και Tabas (β). 146

Σχήμα 4.7. Τελικές μετακινήσεις (καταγραφή Gazli), που προκύπτει από τις πειραματικές δοκιμές και την αριθμητική ανάλυση.	147
Σχήμα 4.8. Παραμένουσα σεισμική μετακίνηση καθ' ύψος του πρανούς για την περίπτωση της σεισμικής καταγραφής Gazli και για μήκος οπλισμών ίσο με 70%H (α) και 90%H (β).	148
Σχήμα 4.9 Παραμένουσα σεισμική μετακίνηση καθ' ύψος του πρανούς για την περίπτωση της σεισμικής καταγραφής Tabas και για μήκος οπλισμών ίσο με: 70%H (α), και 90%H (β).	149
Σχήμα 4.10 Ισομεγέθεις πλαστικών παραμορφώσεων στον κάνναβο των πεπερασμένων στοιχείων και κυκλικές επιφάνειες αστοχίας από ψευδοστατικές αναλύσεις μετά το πέρας της σεισμικής φόρτισης.	149
Σχήμα 4.11 Χρονοϊστορία της ημιτονοειδούς επιτάχυνσης.	150
Σχήμα 4.12. Κατανομή της συσσωρευμένης οριζόντιας μετακίνησης για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g(α), και 0.8g (β).	151
Σχήμα 4.13. Η συνολική διανυσματική μετακίνηση του Νότιου τμήματος του επιχώματος (α) και του Βόρειου τμήματος του επιχώματος (β) για μέγιστη επιτάχυνση 0.8g .	151
Σχήμα 4.14. Η συνολική διανυσματική μετακίνηση του Νότιου τμήματος του επιχώματος (α) και του Βόρειου τμήματος του επιχώματος (β) για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g.	151
Σχήμα 4.15. Κατανομή των μόνιμων πλαστικών παραμορφώσεων για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g (α), και 0.8g (β).	152
Σχήμα 4.16. Χρονοϊστορία των αθροιστικών πλαστικών διατμητικών παραμορφώσεων για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και 0.8g.	153
Σχήμα 4.17. Χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στο χαμηλότερο δεξί άκρο του δεξιού (south) πρανούς και στην πάνω γωνία της κορυφής του δεξιού (south) πρανός για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g (α) και 0.8g (β).	153

Σχήμα 4.18. Αρίθμηση των κόμβων του «Βόρειου» τμήματος του επιχώματος .	154
Σχήμα 4.19. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης του «Νότιου» (α) και του «Βόρειου» (β) τμήματος του επιχώματος για επιβαλλόμενη επιτάχυνση ίση με 0.4g.	155
Σχήμα 4.20. Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του «Νότιου» (α) και του «Βόρειου» (β) τμήματος του επιχώματος για επιβαλλόμενη επιτάχυνση ίση με 0.4g.	155
Σχήμα 4.21. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης του «Νότιου» (α) και του «Βόρειου» (β) τμήματος του επιχώματος για επιβαλλόμενη επιτάχυνση ίση με 0.8g.	156
Σχήμα 4.22. Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του «Νότιου» (α) και του «Βόρειου» (β) τμήματος του επιχώματος για επιβαλλόμενη επιτάχυνση ίση με 0.8g.	156
Σχήμα 4.23. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση για συνεκτικά εδάφη.	157
Σχήμα 4.24. Κατανομή των μόνιμων πλαστικών παραμορφώσεων για συνεκτικά εδάφη.	158
Σχήμα 4.25. Πειραματική απεικόνιση του οπλισμένου επιχώματος.	158
Σχήμα 4.26. Σκαριφηματική απεικόνιση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της διάταξης του πειράματος των Wang et al. (2011).	159
Σχήμα 4.27. Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων, που χρησιμοποιήθηκε στη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος.	161
Σχήμα 4.28. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και για συνεκτικό έδαφος (α) και μη συνεκτικό έδαφος (β).	162

Σχήμα 4.29. Η συνολική διανυσματική μετακίνηση του επιχώματος για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και για συνεκτικό έδαφος (άργιλος) (α) και μη συνεκτικό έδαφος (άμμος) (β).	162
Σχήμα 4.30. Κατανομή των μόνιμων πλαστικών παραμορφώσεων για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g για συνεκτικό έδαφος (α) και μη συνεκτικό έδαφος (β).	163
Σχήμα 4.31. Χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στη βάση και στην κορυφή του πρηνούς για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g (α) και 0.8g (β).	164
Σχήμα 4.32. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση, για μέγιστη επιτάχυνση 0.8g και για συνεκτικό έδαφος (α) και μη συνεκτικό έδαφος (β) .	164
Σχήμα 4.33. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και για συνεκτικό έδαφος και μέτρο ελαστικότητας (E) ίσο με 248 kN/m (α) και 1000 kN/m (β).	165
Σχήμα 4.34. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και για μη-συνεκτικό έδαφος και μέτρο ελαστικότητας (E) ίσο με 248 kN/m (α) και 1000 kN/m (β).	166
Σχήμα 5.1. Είδη σεισμικών ρηγμάτων: κανονικό ρήγμα (α), ανάστροφο ρήγμα (β) και ρήγμα οριζόντιας μετατόπισης (γ) (Γεωδίφης, 2014).	173
Σχήμα 5.2. Διάδοση διάρρηξης ρήγματος οριζόντιας μετακίνησης σε υπερκείμενους εδαφικούς σχηματισμούς (Bray et al., 1994c).	178
Σχήμα 5.3. Διάδοση διάρρηξης κανονικού ρήγματος σε υπερκείμενους εδαφικούς σχηματισμούς: σκληρό έδαφος, απότομη κλίση (α) σκληρό έδαφος, ήπια κλίση (β) μαλακό έδαφος (γ) (Bray et al., 1994c).	178
Σχήμα 5.4. Διάδοση διάρρηξης ανάστροφου ρήγματος σε υπερκείμενους εδαφικούς σχηματισμούς: σκληρό έδαφος, απότομη κλίση (α) σκληρό έδαφος, ήπια κλίση (β) μαλακό έδαφος (γ) (Bray et al., 1994c).	178
Σχήμα 5.5. Γεωμετρία προσομοιώμάτων: (α)Προσομοίωμα (Α), (β) Προσομοίωμα (Β) και (γ) Προσομοίωμα (Γ).	185

Σχήμα 5.6. Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων για τα προσομοιώματα (Α) και (Β) (α) και για το προσομοίωμα (Γ) (β). 186

Σχήμα 5.7. Επιφάνειες αστοχίας λόγω διάδοσης κανονικού ρήγματος 450 σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για οπλισμένα επιχώματα με θεώρηση διδιάστατων συνθηκών για το προσομοίωμα Α (α), το προσομοίωμα Β (β) και το προσομοίωμα Γ (γ). 187

Σχήμα 5.8. Επιφάνειες αστοχίας λόγω διάδοσης ανάστροφου ρήγματος 450 σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για οπλισμένα με θεώρηση διδιάστατων συνθηκών για το προσομοίωμα Α (α) και το προσομοίωμα Β (β). 188

Σχήμα 5.9. Κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για δύο περιπτώσεις πάχους της εδαφικής στρώσης και διάφορα επίπεδα της κανονικοποιημένης κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης ως προς το ύψος (d/H). 190

Σχήμα 5.10. Κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για εφαρμογή μηδενικού οπλισμού και επτά στρώσεων γεωσυνθετικού οπλισμού μέτρου ελαστικότητας ίση με $E=500$ MPa για τα μοντέλα (Α) (α) και (Β) (β). 191

Σχήμα 5.11. Επίδραση του πλήθους στρώσεων των οπλισμών: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για τα οπλισμένα επιχώματα (Α) (α), (Β) (β) και (Γ) (γ) πάχους εδαφικής στρώσης 5m και μέτρου ελαστικότητας ίση με $E=500$ MPa. 192

Σχήμα 5.12. Επίδραση του μέτρου ελαστικότητας των οπλισμών: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H)

συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για τα οπλισμένα επιχώματα (Α) (α), (Β) (β) και (Γ) (γ) πάχους 5m και με επτά γεωσυνθετικούς οπλισμούς . 194

Σχήμα 5.13. Επίδραση του εδαφικού υλικού: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για το επιχώμα (Β) (α) και (Γ) (β) ύψους 5m και με επτά γεωσυνθετικούς οπλισμούς. 195

Σχήμα 5.14. Επίδραση των χαρακτηριστικών του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό και ανάστροφο ρήγμα 45° . Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται για διάφορες τιμές της κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης του ρήγματος κανονικοποιημένης ως προς το ύψος του επιχώματος για το προσομοίωμα Α (α) και για το προσομοίωμα Β (β). 196

Σχήμα 5.15. Κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για ανάστροφο ρήγμα 45° . Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται για διάφορες τιμές της κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης του ρήγματος κανονικοποιημένης ως προς το ύψος του επιχώματος για το προσομοίωμα Β. 197

Σχήμα 5.16. Επίδραση των χαρακτηριστικών του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό και ανάστροφο ρήγμα 45° . 198

Σχήμα 5.17. Επίδραση των χαρακτηριστικών του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας

του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό ρήγμα 45° και μέτρου $u=1$ (α) και $u=0.5$ (β). 199

Σχήμα 5.18. Επίδραση των χαρακτηριστικών του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό ρήγμα 45° , 60° και 90° . Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται για διάφορες τιμές της κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης του ρήγματος κανονικοποιημένης ως προς το ύψος του εδαφικού πρανούς για το προσομοίωμα Α (α) και για το προσομοίωμα (β). 200

Σχήμα 5.19. Σχηματική απεικόνιση της εξεταζόμενης γεωμετρίας και των δύο θέσεων του ίχνους του ρήγματος και λεπτομέρεια του δομημένου καννάβου στον πόδα του πρανούς. 201

Σχήμα 5.20. Επίδραση της θέσης του ίχνους του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό 45° στις θέσεις Α και Β. 201

Σχήμα 5.21. Σχηματική απεικόνιση της εξεταζόμενης γεωμετρίας και των δυο θέσεων του ίχνους του ρήγματος. 202

Σχήμα 5.22. Επίδραση της θέσης του ίχνους του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό ρήγμα 45° στη θέση Α. 202

Σχήμα 5.23. Επίδραση της θέσης του ίχνους του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό ρήγμα 45° στη θέση Β. 203

Σχήμα 6.1. Απαιτούμενη δύναμη οπλισμών για διάφορες τιμές επιτάχυνσης για: $H=30\text{m}$, $\varphi = 30^\circ$ έως 45° και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{\max} . 213

Σχήμα 6.2. Μετακίνηση συζευγμένης μεθόδου για οπλισμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β . Η απόσβεση (ξ) ισούται με 10% και ο λόγος $\tan(\varphi-\beta)*g/a_{\max}$ είναι ίσος 0.5 (α) και 1.0 (β). 216

Κατάλογος πινάκων

Πίνακας 2.1. Απαιτούμενοι συνολικοί συντελεστές ασφαλείας (απόσπασμα του πίνακα 4.6 ΟΜΟΕ).	39
Πίνακας 2.2. Τυπικοί συνδυασμοί γεωυλικών επίχωσης, οπλισμών και συστήματος επένδυσης (κατά EN 14475-2006).	43
Πίνακας 3.1. Οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις ευστάθειας πρανούς.	69
Πίνακας 3.2. Ιδιότητες εδαφικού υλικού και οπλισμού.	100
Πίνακας 3.3. Τιμές των παραμέτρων προσομοίωσης για τη διερεύνηση της κανονικοποίησης της ολίσθησης με τη μέγιστη επιτάχυνση .	113
Πίνακας 4.1. Τιμές των ιδιοτήτων του εδαφικού υλικού και του οπλισμού.	145
Πίνακας 4.2. Ιδιότητες του αργλικού και αμμώδες εδάφους.	161
Πίνακας 5.1. Χαρακτηριστικά του εδαφικού υλικού και των γεωσυνθετικών οπλισμών.	184

Εισαγωγή

1.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΕΡΕΥΝΑΣ

Είναι γεγονός πως η τεχνολογία κατασκευής επιχωμάτων είναι ήδη πολύ αναπτυγμένη και οι υπάρχουσες εφαρμογές τους είναι πολλές σε διάφορα έργα πολιτικού μηχανικού. Παρ' όλα αυτά, οι μεθοδολογίες και οι τρόποι ελέγχου – υπολογισμού της ευστάθειας των κατασκευών αυτών παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις σε διεθνές επίπεδο. Θέμα μείζονος σημασίας αποτελεί η ευστάθεια των εδαφικών πρανών και των τεχνητών επιχωμάτων, κυρίως λόγω των περιβαλλοντικών και οικονομικών επιπτώσεων που συνεπάγεται ενδεχόμενη αστοχία τους. Οι παράγοντες που μπορούν να προκαλέσουν αστάθεια μπορούν να κατηγοριοποιηθούν σε δύο ομάδες: στην πρώτη ανήκουν αυτοί που τείνουν να αυξήσουν τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στο έδαφος, ενώ στη δεύτερη αυτοί που τείνουν να μειώσουν τη διατμητική αντίστασή του. Για την αποφυγή μιας ενδεχόμενης αστοχίας υφίσταται μία πλειάδα μεθόδων, όπως: η βελτίωση της κλίσης του πρανούς, η προστασία της επιφάνειας του πρανούς, η μείωση του ύψους του με αναβαθμούς, η κατασκευή αποστραγγιστικών έργων και κυρίως η κατασκευή αντιστηρίξεων και βελτίωσης του εδάφους (Abramson et al. (2002), Ortigao & Sayao (2004)). Πολύ συχνά, για διάφορους τεχνικο-οικονομικούς λόγους χρησιμοποιούνται τεχνικές ενίσχυσης ή «όπλισης» (Koerner (1998) & (2000), Sawicki (2000), Lin et al. (2003), Εφραιμίδης κ.α. (2007), Ιωακειμίδης κ.α. (2007), Κωμοδρόμος κ.α. (2010), Ehrlich & Becker (2010), Gottardi et al. (2013), κ.α.) για την αντιμετώπιση των δυσμενών παραγόντων οι οποίοι δύνανται να προκαλέσουν αποσταθεροποίηση ενός φυσικού πρανούς ή ενός τεχνητού επιχώματος, με βάση σχετικές κανονιστικές οδηγίες (π.χ., BS (1995), FHWA (2001), EC7 (2004), ΕΛΟΤ (2006), κ.α.) και πρακτικές σχεδιασμού (Κωνσταντινίδης, 2010).

Η εδαφική σταθεροποίηση αποτελεί θέμα που περιλαμβάνεται συνηθέστατα κατά τον σχεδιασμό και την ανάλυση μεγάλων τεχνικών έργων, όπως οδικοί και

σιδηροδρομικοί άξονες, χωμάτινα φράγματα, λιμνοδεξαμενές, Χ.Υ.Τ.Α., κ.α. Τις τελευταίες δεκαετίες ξεκίνησε να κερδίζει έδαφος παγκοσμίως μια μέθοδος σταθεροποίησης, η αποκαλούμενη "οπλισμένη γη", της οποίας και θα εξετασθεί στην παρούσα διατριβή η δυναμική συμπεριφορά υπό σεισμική καταπόνηση.

Η οπλισμένη γη είναι σύνθετο «υλικό», το οποίο αποτελείται από έδαφος οπλισμένο με μεταλλικές λωρίδες, ράβδους, πλέγματα ή γεωσυνθετικά υλικά. Συνήθως, ο οπλισμός τοποθετείται οριζόντια και κατανέμεται ομοιόμορφα στην εδαφική μάζα. Το εδαφικό υλικό επίχωσης είναι συνήθως κοκκώδες, μη-συνεκτικό, με μεγάλη γωνία τριβής για να αποφευχθεί ολίσθηση των οπλισμών. Η μηχανική λειτουργία της οπλισμένης γης βασίζεται στην ανάπτυξη τριβής στη διεπιφάνεια εδάφους-οπλισμού. Η παραδοχή μη-ολίσθησης στη διεπιφάνεια, λόγω ενεργοποίησης της τριβής, οδηγεί σε ίσες αναπτυσσόμενες πλευρικές παραμορφώσεις στα μέλη (έδαφος και οπλισμό) του στοιχείου οπλισμένης γης. Οι πλευρικές τάσεις που αναπτύσσονται στον οπλισμό εξαιτίας του συμβιβαστού των παραμορφώσεων είναι εφελκυστικές και μέσω του μηχανισμού της τριβής μεταβιβάζονται στο έδαφος ως θλιπτικές. Δοκιμές αξονοσυμμετρικής θλίψης δοκιμών οπλισμένης γης απέδειξαν ότι επιτυγχάνεται συνοχή και διατηρείται ίδια γωνία τριβής συγκριτικά με άοπλο εδαφικό δοκίμιο.

Προφανώς, η συμπεριφορά σε εφελκυσμό του υλικού του οπλισμού είναι δεσπόζουσας σημασίας στη μηχανική συμπεριφορά της οπλισμένης γης. Επειδή ως οπλισμός χρησιμοποιείται τόσο μεταλλικός όσο και γεωσυνθετικός, είναι σημαντικό να αναφερθεί η διαφορά στην συμπεριφορά των δύο υλικών κατά την εφελκυστική τους καταπόνηση. Τα γεωσυνθετικά υλικά έχουν μεγαλύτερη εφελκυστική αντοχή και σχετίζονται με μεγάλες αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις, ενώ ο μεταλλικός οπλισμός διαρρέει γρήγορα και συνδέεται με πιο ψαθυρή αστοχία. Οι παραμορφώσεις των γεωσυνθετικά οπλισμένων συστημάτων δύνανται να αυξάνουν με τον χρόνο, λόγω της ερπυστικής συμπεριφοράς του υλικού. Στην προτεινόμενη διερεύνηση θα μελετηθεί η συμπεριφορά των γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών και επιχωμάτων.

Σε σεισμογενείς περιοχές του πλανήτη μας (όπως στην Ελλάδα, στις Η.Π.Α. και άλλες χώρες) η ελαχιστοποίηση της σεισμικής τρωτότητας όλων γενικά των τεχνικών έργων και κατ' επέκταση και των εξεταζόμενων γεωκατασκευών, αποτελεί μείζον θέμα. Αυτό σημαίνει πως σπουδαίο ρόλο για την αντιμετώπιση του παραπάνω προβλήματος θεωρείται η τεκμηριωμένη ανάλυση της δυναμικής συμπεριφοράς και μια ακριβής

εκτίμηση της επάρκειας έναντι σεισμικής καταπόνησης των τεχνικών ενίσχυσης φυσικών πρανών και τεχνητών επιχωμάτων. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με διάφορες πειραματικές, αναλυτικές και αριθμητικές μεθοδολογίες (βλ. ενδεικτικά: Nova-Roessig & Sitar (1999), Michalowski & Liangzhi (2000), Bathurst et al., (2002), El-Emam & Bathurst (2007), Καπόγιαννη κ.α. (2008), Wang et al., (2011), κ.α.), όπως θα αναλυθεί εκτενώς στα επόμενα κεφάλαια της παρούσας διατριβής.

1.2 ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΠΡΩΤΟΤΥΠΙΑ

Όπως προαναφέρθηκε, μία από τις πλέον σύγχρονες και αποτελεσματικές μεθόδους σταθεροποίησης πρανών και επιχωμάτων αποτελεί η «όπλιση» των εδαφικών υλικών, πρακτική η οποία άρχισε να διαδίδεται παγκοσμίως εξαιτίας της εξέλιξης των γεωσυνθετικών υλικών την τελευταία 20ετία. Από τη μία πλευρά η τεχνολογία κατασκευής των οπλισμένων επιχωμάτων έχει αναπτυχθεί σημαντικά και οι εφαρμογές των συγκεκριμένων γεωκατασκευών καλύπτει ένα ευρύ φάσμα, ενώ από την άλλη σε διεθνές επίπεδο ο αντισεισμικός σχεδιασμός τους βασίζεται σε κανονισμούς ή οδηγίες με αρκετά μεγάλες απλουστεύσεις ή/και ελλείψεις. Εν γένει, η αδρανειακή αστάθεια στο πρανές δημιουργείται όταν στις υφιστάμενες στατικές διατμητικές τάσεις προστίθενται οι δυναμικές (σεισμικές) διατμητικές τάσεις, οι οποίες με τη σειρά τους μπορούν να υπερβούν τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή του εδάφους. Συνήθως, για την ανάλυση ευστάθειας (άοπλων και οπλισμένων) πρανών εφαρμόζεται η ψευδοστατική μέθοδος η οποία προϋποθέτει τη χρήση ενός σεισμικού συντελεστή για να ληφθεί, πολύ απλουστευτικά, υπόψη οι σεισμική δράση.

Ο βασικός στόχος της παρούσας διατριβής είναι να διερευνηθεί ενδελεχώς η δυναμική συμπεριφορά γεωκατασκευών οπλισμένης γης, αφού αποτελεί μια σχετικά νέα τεχνική ενίσχυσης και οι υφιστάμενοι κανονισμοί και οι πρακτικές αντισεισμικού σχεδιασμού παγκοσμίως συνήθως περιορίζονται σε απλουστευτικές ψευδοστατικές προσεγγίσεις. Πιο συγκεκριμένα, να διερευνηθεί η καταπόνηση των ενισχυμένων εδαφικών πρανών έναντι έντονης σεισμικής καταπόνησης, η οποία είναι δυνατόν να προκύψει λόγω:

- (α) της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων και την επακόλουθη ανάπτυξη δυναμικών διατμητικών παραμορφώσεων, και

(β) της τεκτονικής διάρρηξης ρήγματος και τη συνεπαγόμενη επιβολή μόνιμων παραμορφώσεων.

Για τον σκοπό αυτό, εξετάζεται η επίδραση των βασικότερων παραμέτρων που αφορούν τα χαρακτηριστικά των πρανών, τις ιδιότητες της όπλισης και τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης με χρήση προηγμένων αριθμητικών προσομοιωμάτων και αναλυτικών μεθοδολογιών. Τα αποτελέσματα της διεξαχθείσας έρευνας συνδράμουν προς την κατεύθυνση του καλύτερου δυνατού αντισεισμικού σχεδιασμού των εξεταζόμενων γεωκατασκευών και μπορούν να χρησιμεύσουν για τη βελτίωση των σχετικών αντισεισμικών κανονιστικών διατάξεων.

1.3 ΔΟΜΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ

Στο **Κεφάλαιο 2** παρουσιάζονται πρακτικές εφαρμογές καθώς και οι κύριες ιδιότητες των γεωσυνθετικών υλικών της οπλισμένης γης και πώς αυτές επιδρούν στη δυναμική απόκριση της. Παράλληλα, εξετάζονται οι διεθνείς διατάξεις αντισεισμικού σχεδιασμού των οπλισμένων εδαφικά πρανών, με έμφαση στις οδηγίες που ισχύουν στην Ελλάδα και στις Η.Π.Α. Επιπλέον, παρατίθενται περιστατικά όπου καταγράφηκαν βλάβες σε τέτοιου είδους τεχνικά έργα μετά από ένα έντονο σεισμικό γεγονός προκειμένου να παρουσιαστεί η σεισμική τρωτότητα των ενισχυμένων πρανών και επιχωμάτων.

Στο **Κεφάλαιο 3** αναλύεται η εκτίμηση της σεισμικής (δυναμικής) ευστάθειας οπλισμένων και μη εδαφικών πρανών που αποτελεί καίριο τμήμα του αντισεισμικού σχεδιασμού των επιχωμάτων και παρουσιάζεται μία εκτενής βιβλιογραφική επισκόπηση των μεθόδων αυτών. Αρχικά, παρουσιάζεται η ψευδοστατική μέθοδος, όπου προκειμένου να υπολογιστεί εκτός από το κρίσιμο κύκλο αστοχίας και το κέντρο του κύκλου του πρανούς η δύναμη που χρειάζεται το πρανές για να γίνει ευσταθές ως προς την κρίσιμη αυτή αστοχία εφαρμόστηκε η τροποποιημένη μέθοδος Bishop (Bishop, 1954). Για την απεικόνιση της σταδιακής μεταβολής της συμπεριφοράς του πρανούς ως προς την ευστάθειά του και την ευαισθησία της στη μεταβολή των τιμών των βασικών παραμέτρων σχεδιασμού πραγματοποιήθηκε σχετική παραμετρική διερεύνηση. Στη συνέχεια, παρατίθεται η μέθοδος των μόνιμων παραμορφώσεων και η διερεύνηση των σημαντικότερων παραμέτρων χρησιμοποιώντας το τροποποιημένο προσομοίωμα ολισθαίνοντος στερεού κατά Newmark (Reinforced Modified Newmark Model - RMNM) (Paulsen, 2002) προκειμένου να λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη η εφελκυστική

δύναμη που αναπτύσσεται επί των γεωσυνθετικών των οπλισμένων πρανών. Ακολούθως, δίνεται έμφαση στις μεθόδους εκτίμησης παραμένουσων μετακινήσεων και χρησιμοποιώντας κατάλληλα αναλυτικά προσομοιώματα εφαρμόζεται τόσο η ασύζευκτη (decoupled) όσο και η συζευγμένη (coupled) μέθοδος δυναμικής ανάλυσης. Όλες οι παραπάνω διερευνήσεις, με κατάλληλες αναλυτικές μεθοδολογίες, διεξήχθησαν μετά από κατάλληλη υλοποίηση σε υπολογιστικό κώδικα με χρήση της γλώσσας προγραμματισμού FORTRAN90 και του λογισμικού ABAQUS (2010).

Η μεγάλη ανάπτυξη που παρατηρείται τις τελευταίες δεκαετίες στο πεδίο της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη και εφαρμογή τόσο αναλυτικών μεθόδων όσο και πειραματικών και αριθμητικών μεθόδων που αποσκοπούν στη βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς κάθε είδους γεωκατασκευών και πιο συγκεκριμένα των οπλισμένων εδαφικών πρανών. Συνεπώς, στο **Κεφάλαιο 4** πραγματοποιείται μια εκτενής βιβλιογραφική επισκόπηση των πειραμάτων σε φυγοκεντριστή που έχουν πραγματοποιηθεί για την καταγραφή των παραμορφώσεων και των μηχανισμών αστοχίας σε οπλισμένα εδαφικά πρανά, επισημαίνοντας την επίδραση κάποιων παραμέτρων, όπως τη σχετική πυκνότητα του εδάφους, τη κλίση του πρανούς, τις ιδιότητες και τη διάταξη των γεωσυνθετικών οπλισμών. Ακολούθως, αναπτύχθηκαν αριθμητικά προσομοιώματα, με χρήση του λογισμικού ABAQUS, (2010), με βάση συγκεκριμένα πειράματα της συναφούς βιβλιογραφίας υποβάλλονται σε σειρά δυναμικών διεγέρσεων (σεισμικών καταγραφών και αρμονικών ταλαντώσεων) διαφορετικών επιπέδων σεισμικής έντασης και αποτιμάται η απόκριση του συστήματος οπλισμένης γης σε όρους σεισμικών επιταχύνσεων και μετακινήσεων.

Η ανάλυση της αποτελεσματικότητας της όπλισης στη μείωση των μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων γεωκατασκευής λόγω τεκτονικής διάρρηξης ενός κανονικού και ανάστροφου ρήγματος περιγράφεται στο **Κεφάλαιο 5**. Ένα σημαντικό θέμα που προκύπτει σε σχέση με την τεκτονική διάρρηξη είναι ο προσδιορισμός των χαρακτηριστικών της διάδοσής τους εντός των επιφανειακών εδαφικών αποθέσεων. Γι' αυτόν τον λόγο διεξάγεται βιβλιογραφική ανασκόπηση πάνω σε μελέτες που βασίζονται σε παρατηρήσεις ελεύθερου πεδίου, σε εργαστηριακά πειράματα μικρής κλίμακας και σε φυγοκεντριστή και τέλος σε αριθμητικές αναλύσεις. Στη συνέχεια, με τη βοήθεια αριθμητικών προσομοιωμάτων που υλοποιούνται με χρήση του λογισμικού ABAQUS, (2010), πραγματοποιείται παραμετρική διερεύνηση στην οποία εξετάζεται η επίδραση των κυριότερων παραμέτρων που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του μηχανισμού

διάδοσης των ρηγμάτων σε διάφορα είδη οπλισμένων πρανών και επιχωμάτων. Οι παραπάνω παράμετροι σχετίζονται με τα χαρακτηριστικά του ρήγματος (τύπος, γωνία βύθισης και μέγεθος της μετακίνησης) και τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους (τύπος εδάφους, γωνία εσωτερικής τριβής, γεωμετρία της γεωκατασκευής) και του οπλισμού.

Τέλος, στο **Κεφάλαιο 6** παρατίθενται τα συμπεράσματα της παρούσας διατριβής και δίνονται κάποιες κατευθύνσεις που μπορούν να χρησιμεύσουν για τη βελτίωση των σύγχρονων πρακτικών αντισεισμικού σχεδιασμού των οπλισμένων εδαφικών πρανών και επιχωμάτων.

1.4 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

- ABAQUS, (2010), "Analysis user's manual version 6.8.2", Simulia Inc, USA.
- Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., & Boyce, G.M., (2002), "Slope stability and stabilitation methods", J. Wiley.
- Bathurst, R.J., Hatami, K., & Alfarot, M.C., (2002), "Geosynthetic-reinforced soil walls and slopes seismic aspects", In Geosynthetics and their applications, Shukla, S.K. (Ed.), Chapter 14, Thomas Telford.
- Bishop, A.W., (1954), "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Geotechnique*, 5(1), 7-17.
- BS (1995), "Code of practice for strengthened - reinforced soils and other fills", British Standard 8006, U.K.
- EC7, (2004), "EN 1997-1: Eurocode 7 Geotechnical design - Part 1: General Rules", Technical Comitee CEN/TC 250, Brussels.
- Ehrlich, M., & Becker, L., (2010), "Reinforced soil walls and slopes: design and construction", CRC Press.
- El-Emam, M.M., & Bathurst, R.J., (2007), "Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls", *Geotextiles and Geomembranes*, 25, 33-49.
- FHWA, (2001), "Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes: Design and Construction Guidelines", FHWA-NHI-00-043, U.S. Transportation Department.
- Gottardi, G., Han, J., Ling, H., Tatsuoka, F., & Cazzuffi, D. (Eds), (2013), "Design and practice of geosynthetic-reinforced soil structures: A book honoring the research achievements of Professor Dov Leshchinsky", DEStech Publications.
- Koerner, R.M., (1998), "Designing with geosynthetics", Prentice-Hall Inc.
- Koerner, R.M., (2000), "Emerging and future developments of selected geosynthetic applications", *ASCE Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 126(4), 291-306.
- Ling, H.I., Leshchinsky, D., & Tatsuoka, F., (2003), "Reinforced soil engineering: advances in research and practice", CRC Press.
- Michalowski, L.R., & Liangzhi, Y., (2000), "Displacements of reinforced slopes subjected to seismic loads", *ASCE Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 126(8), 685-692.

- Nova-Roessig, L.M., & Sitar, N., (1999), "Centrifuge studies of the seismic performance of reinforced soil structures", Report No. UCB/GT/99-13, Dept. Civil Engineering and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA.
- Ortigao, J.A.R., & Sayao, A.S.F., (2004), "Handbook of slope stabilisation", Springer.
- Paulsen, S.B., (2002) "A numerical model for estimating seismic displacements of reinforced steep slopes", MScThesis, University of Washington, USA.
- Sawicki, A., (2000), "Mechanics of reinforced soil", Balkema.
- Wang, L., Zhang, G., & Zhang, L.-M., (2011), "Centrifuge model tests of geotextile-reinforced soil embankments during an earthquake", *Geotextiles and Geomembranes*, 29, 222-232.
- ΕΛΟΤ, (2006), "EN 14475: Εκτέλεση ειδικών γεωτεχνικών εργασιών: Οπλισμένο επιχώμα", ΕΛΟΤ, Αθήνα.
- Εφραιμίδης, Χ.Φ., Αργυριάδη, Δ.Ε., Κλήμης, Ν.Σ., & Πολύζος, Χ., (2007), "Υψηλά επιχώματα: Βασικές αρχές ανάλυσης μεθοδολογικής προσέγγισης σχεδιασμού και κατασκευαστικές λεπτομέρειες", *Γεωτεχνικές εφαρμογές γεωσυνθετικών υλικών*, ΤΕΕ, Αθήνα.
- Ιωακειμίδης, Ι., Καραμπατάκης, Δ., & Σακουμπέντα, Ε., (2007), "Αριθμητική προσομοίωση οπλισμένων επιχώσεων", *Γεωτεχνικές εφαρμογές γεωσυνθετικών υλικών*, ΤΕΕ, Αθήνα.
- Καπόγιαννη, Ε., Σακελλαρίου, Μ., & Καλογεράς, Ι., (2008), "Ολοκληρωμένη μεθοδολογία για τον αντισεισμικό σχεδιασμό οπλισμένων πρανών σύνθετης γεωμετρίας", 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικών, ΕΛΤΑΜ, Αθήνα.
- Κωμοδρόμος, Α.Μ., Κλήμης, Ν.Σ., & Παπαδοπούλου, Μ.Κ., (2010), "Εφαρμογή αριθμητικών μεθόδων και οριακής ισορροπίας κατά το σχεδιασμό οπλισμένων επιχωμάτων: Παραδοχές - Αποτελέσματα - Συμπεράσματα", 6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος.
- Κωνσταντινίδης, Γ. (2010), "Οδηγίες σύνταξης μελετών οπλισμένων επιχωμάτων της Εγνατία Οδός Α.Ε.", 6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος.

Βιβλιογραφική ανασκόπηση

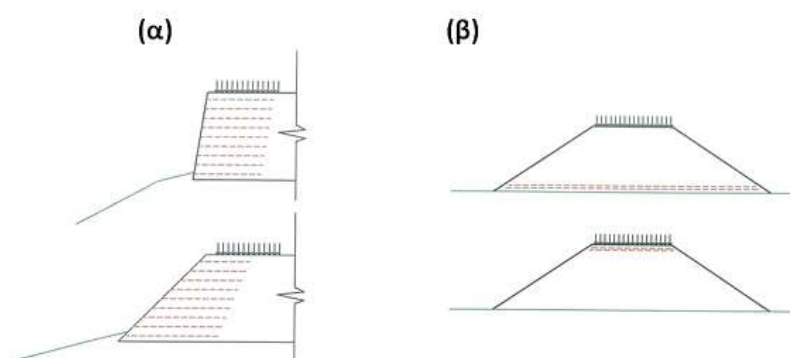
Η έννοια του οπλισμένου επιχώματος, στην οποία συμπεριλαμβάνονται όλα τα επιχώματα τα οποία περιλαμβάνουν οποιονδήποτε αποδεκτού τύπου οπλισμό, είτε στο σύνολο του ύψους τους, είτε τοπικά στη βάση ή στη στέψη, δεν είναι άγνωστη στο χώρο της γεωτεχνικής μηχανικής. Από την εποχή των Ρωμαίων εφαρμόζονταν η τεχνική του οπλισμένου εδάφους τοποθετώντας καλάμια στα αναχώματα που βρίσκονταν δίπλα στις όχθες του ποταμού Τίβερη. Ακόμη σε τμήματα του Σινικού Τείχους στην Κίνα δημιουργήθηκαν τοποθετώντας εντός του αργιλικού εδάφους κλαδιά δέντρων.

Σημαντικό γεγονός για τη γεωτεχνική μηχανική αποτέλεσε η κατασκευή του πρώτου τοίχου οπλισμένης γης στην Γαλλία το 1965. Το 1969 στη Γαλλία κατασκευάστηκαν συνολικά δέκα τοίχοι οπλισμένης γης που αποσκοπούσαν στη σταθεροποίηση ασταθών πρανών στον αυτοκινητόδρομο Roquebrune-Menton. Στο Σχήμα 2.1 απεικονίζεται ο οπλισμένος τοίχος που κατασκευάστηκε σε αυτοκινητόδρομο κοντά στην Νίκαια της Γαλλίας (Mitchell et al., 1987). Η χρήση των μεταλλικών λωρίδων για την όπλιση του εδάφους ξεκίνησε την δεκαετία του '70 και με την εξέλιξη της τεχνολογίας τα γεωσυνθετικά ξεκίνησαν να καταλαμβάνουν σημαντικό ρόλο στην ενίσχυση του εδάφους. Με το σχεδιασμό και την ανάλυση της οπλισμένης γης πρωτασχολήθηκαν οι Vidal (1969) και Schlosser & Long (1974). Είναι γεγονός πως τις τελευταίες τέσσερις δεκαετίες έχουν κατασκευασθεί στις Η.Π.Α. περισσότεροι από 8000 τοίχοι αντιστήριξης με οπλισμένη γη, καθώς αποδείχθηκε ως η πλέον βέλτιστη λύση από οικονομική και τεχνική σκοπιά.

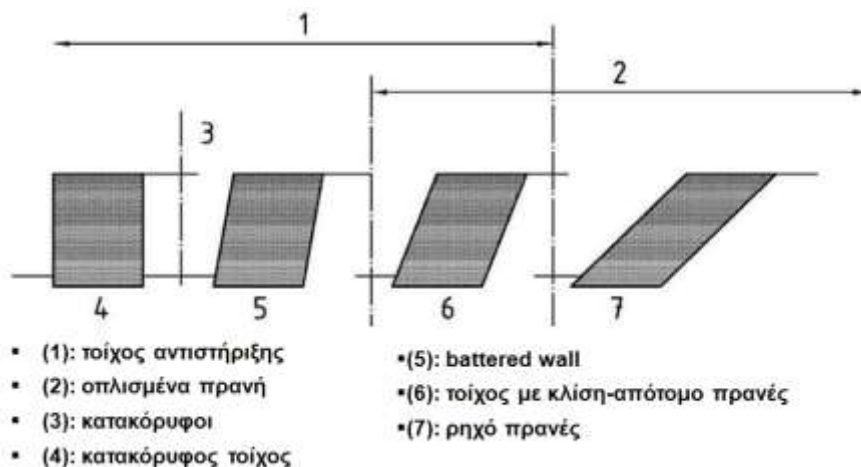


Σχήμα 2.1. Οπλισμένος τοίχος σε αυτοκινητόδρομο κοντά στην Νίκαια της Γαλλίας, (Mitchell et al., 1987).

Όσον αφορά στις κατηγορίες των οπλισμένων οπλισμένων επιχωμάτων είναι οι ακόλουθες: (α) Τα οπλισμένα επιχώματα με απότομες έως και κατακόρυφες κλίσεις πρανών, η ευστάθεια των οποίων δεν θα μπορούσε να εξασφαλισθεί χωρίς όπλιση, ως εκ τούτου πρόκειται για οπλισμένα επιχώματα αντιστήριξης (Σχήμα 2.2α), και (β) Τα επιχώματα ήπιας κλίσης πρανών που περιλαμβάνουν όπλιση είτε στην θεμελίωση αυτών, είτε στην στέψη, για λόγους π.χ., ενίσχυσης της φέρουσας ικανότητας του υπεδάφους ή και αντιμετώπισης διαφορετικών καθιζήσεων σε ειδικές περιπτώσεις (βλ. Σχήμα 2.2β). Στο Σχήμα 2.3 απεικονίζεται η διάκριση κατά EN 14475 (2006) των οπλισμένων επιχωμάτων σε σχέση με τις κλίσεις των πρανών τους (Νάσκος, 2007).



Σχήμα 2.2. Οπλισμένα επιχώματα αντιστήριξης- απότομη κλίση παρειάς (α) και όπλιση βάσης ή στέψης επιχώματος (β) (Νάσκος, 2007).



Σχήμα 2.3. Διάκριση οπλισμένων επιχωμάτων κατά EN 14475 (2006) σε σχέση με την κλίση του πρανούς (Νάσκος, 2007).

2.1 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΕΠΙΧΩΜΑΤΩΝ

2.1.1 Συνήθεις εφαρμογές των οπλισμένων επιχωμάτων

Οι εφαρμογές των οπλισμένων επιχωμάτων έχουν αρκετές ομοιότητες με τις εφαρμογές των γεωσυνθετικά οπλισμένων τοίχων, αφού η βασική τους διαφορά βρίσκεται στην κλίση τους. Αυτό σημαίνει πως τα εδάφη με κλίσεις μέχρι 70° θεωρούνται γεωσυνθετικά οπλισμένα πρανή, ενώ με κλίσεις πάνω από 70° θεωρούνται γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι. Συνήθως, η οπλισμένη γη βρίσκει εφαρμογή σε περιπτώσεις εδαφών μικρής διατμητικής αντοχής όπου υπάρχει κίνδυνος ανάπτυξης καθιζήσεων. Στη συνέχεια, παρατίθενται ορισμένες συνήθεις εφαρμογές των οπλισμένων επιχωμάτων.

Επιχώματα για κατασκευή σιδηροδρομικών γραμμών ή άλλων υποδομών

Είναι γεγονός πως οι καθιζήσεις του εδάφους που προέρχονται από έντονα καιρικά φαινόμενα (βροχοπτώσεις), προκαλούν φαινόμενα ασταθειών σε περιοχές που διέρχονται σιδηροδρομικές γραμμές (βλ. Σχήμα 2.4). Για την επίλυση του προβλήματος κατασκευάζονται γεωσυνθετικά ενισχυμένα επιχώματα έτσι ώστε να ανυψωθεί η στάθμη των σιδηροδρομικών γραμμών διοχετεύοντας το εισερχόμενο νερό σε μικρότερα υψόμετρα είτε με σύστημα εσωτερικών αγωγών, είτε με κατάλληλη διαμόρφωση του εδάφους.



Σχήμα 2.4. Απεικόνιση περίπτωσης καθίζησης λόγω βαλτωδών εδαφών και καταστροφή της σιδηροδρομικής γραμμής.

Επιχώματα οδοποιίας

Μια επιπρόσθετη εφαρμογή των γεωσυνθετικών βρίσκεται στα έργα οδοποιίας όπου με την υψηλή εφελκυστική τους αντοχή παρέχουν τη μέγιστη δυνατή ευστάθεια αλλά και την ελαχιστοποίηση των υψομετρικών διαφορών της επιφάνειας του εδάφους λόγω καθιζήσεων. Με άλλα λόγια, η εφαρμογή των γεωσυνθετικών είναι πολύ σημαντική σε

περιοχές όπου: (α) γίνεται εναπόθεση προϊόντων εξορύξεων και άλλων αποβλήτων, (β) γίνονται εξορύξεις, (γ) όπου ο υδροφόρος ορίζοντας του νερού είναι υψηλός μετά τη χάραξη της ακριβούς τοποθεσίας του δρόμου και (δ) αναμένονται αστοχίες του εδάφους.



Σχήμα 2.5. Πανοραμική απεικόνιση της τοποθεσίας του έργου οδοποιίας και εφαρμογή των γεωσυνθετικών.



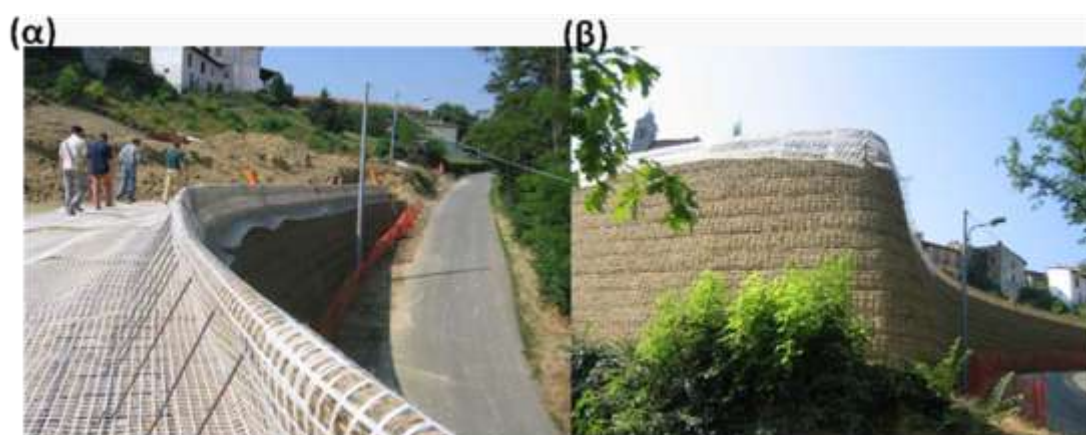
Σχήμα 2.6. Κατασκευή διεύρυνσης οδών.

Η κατασκευή γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών συνίσταται και στις περιπτώσεις διεύρυνσης δρόμων λόγω δυσκολιών της σύστασης του εδάφους. Αυτό σημαίνει πως το έδαφος μπορεί να έχει χαμηλή φέρουσα ικανότητα ή υψηλό υδροφόρο ορίζοντα. Η τοποθέτηση οπλισμού συντελεί στην ενίσχυση της ελαστικής δύναμης που απαιτείται για την ευστάθεια και στην απορρόφηση των δυνάμεων που ασκούνται από το υπόγειο νερό. Επιπροσθέτως, μπορεί να υπάρχει έλλειψη χώρου πλησίον του υπάρχοντος δρόμου και να μην είναι εφικτή η διεύρυνση του. Ένα τέτοιο παράδειγμα απεικονίζεται

στο Σχήμα 2.6, όπου μπορεί να παρατηρηθεί ο τρόπος κατασκευής ενός οπλισμένου πρανούς.

Επιχώματα για διαμορφώσεις και για αντιστήριξη απότομων ασταθών κλίσεων φυσικού εδάφους και ορυγμάτων

Μία ακόμα εφαρμογή των επιχωμάτων συνίσταται στη δημιουργία επίπεδων χώρων (απλών ή βαθμιδωτών) έναντι κατασκευής κλασσικών τοίχων βαρύτητας ή οπλισμένου σκυροδέματος. Πολλές φορές η καθίζηση και κατά συνέπεια η αστοχία του εδάφους προέρχεται από τα φορτία που ασκούνται από ογκώδης κατασκευές.



Σχήμα 2.7. Τοποθέτηση γεωσυνθετικών (α) και προσόψη (β) οπλισμένου πρανούς για την αντιστήριξη ξενοδοχείου.

Για να εξασφαλιστεί η εσωτερική και εξωτερική ευστάθεια του πρανούς χρησιμοποιείται ένα σύστημα γεωσυνθετικών. Στο Σχήμα 2.7 απεικονίζεται η τοποθέτηση πλεγμάτων στο εσωτερικό και στην πρόσοψη του οπλισμένου πρανούς για να επιτευχθεί η στήριξη του εδάφους. Ακόμη τα ενισχυμένα επιχώματα χρησιμοποιούνται ως οπλισμένα αντίβαρα απότομης κλίσης σε επικίνδυνες προς κατολίσθηση περιοχές, με δημιουργία τεχνητής βαθμίδας στη στέψη του επιχώματος, η οποία παρέχει πρόσθετη παθητική προστασία στον κατάντη χώρο.

2.1.2 Παραδείγματα κατασκευών οπλισμένων επιχωμάτων

Επιχώματα ανισόπεδου κόμβου Μετσόβου

Μια σειρά επιχωμάτων κατασκευάστηκε στην περιοχή του κόμβου Μετσόβου με σκοπό να απορροφηθούν τα υλικά εκσκαφών από τις πολλαπλές σήραγγες στην περιοχή. Βάσει μελέτης το μεγαλύτερο σε διαστάσεις επίχωμα του κόμβου έχει μήκος περίπου 250 m και

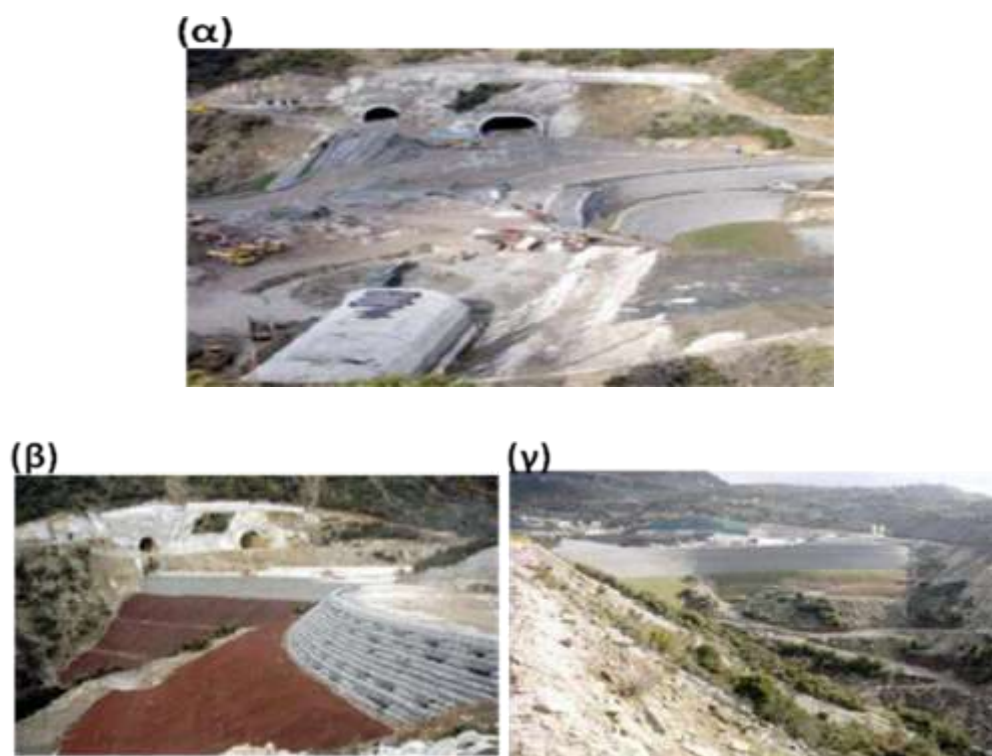
ύψος 55 m. Οι ανώτεροι δύο αναβαθμοί των επιχωμάτων κατασκευάστηκαν με κλίση 2:1 και οπλισμό με γεωπλέγματα υψηλής αντοχής (400 kN/m), ενώ οι υπόλοιποι από λιθορριπή. Πραγματοποιήθηκε κατασκευή οπλισμένων συρματοκιβωτίων πληρωμένων με λιθορριπή τοποθετημένων σε αναβαθμούς, και φύτευση των αναβαθμών αυτών για να αποφευχθεί η διάβρωση των πρανών (βλ. Σχήμα 2.8). Ως υλικό κατασκευής των επιχωμάτων χρησιμοποιήθηκε το ψαμμιτικό υλικό που προήλθε από την εκσκαφή των σηράγγων.



Σχήμα 2.8. Κατασκευή οπλισμένης γης (α) και απεικόνιση εργασιών τοποθέτησης αγκυρών (β) (Τεχνικά Χρονικά, 2004).

Κατασκευή οπλισμένου επιχώματος κόμβου Μετσόβου στην Εγνατία οδό

Στον κόμβο Μετσόβου στην Εγνατία οδό κατασκευάστηκε το χρονικό διάστημα 2002 έως 2005 ένα οπλισμένο επίχωμα αυτοκινητόδρομου με συρματοκιβώτια σε συνδυασμό με γεωπλέγματα αντοχής 400kN/m (βλ. Σχήματα 2.9 και 2.10). επίσης, η γεωμετρία διαμόρφωσης του επιχώματος έχει μέγιστο ύψος 50m, μέγιστο πλάτος καταστρώματος 90m και μήκος 110m, ενώ η κλίση οπλισμένων βαθμίδων είναι 2:1 και 1:1 και η κλίση των μη οπλισμένων βαθμίδων είναι 1:2. Κάποιες από τις λεπτομέρειες της κατασκευής είναι οι ακόλουθες: α) το επίχωμα κατασκευάστηκε με χρήση ψαμμιτικού υλικού, β) οι διαστάσεις συρματοκιβωτίων είναι 1m x1m x 2m και 1m x0.5m x 2m και γ) το μήκος όπλισης είναι 20m και 25m. Στο Σχήμα 2.9 φαίνεται μια πρώτη φάση της κατασκευής του οπλισμένου επιχώματος, ενώ στο Σχήμα 2.10 απεικονίζεται το οπλισμένο επίχωμα μετά την υλοποίησή του.



Σχήμα 2.9. Δοτική όψη (α) και νότια όψη (β) του επιχώματος και άποψη της οπλισμένης γης στην ανώτερη υψομετρική βαθμίδα (γ) (Geognosi , 2015).



Σχήμα 2.10. Απεικόνιση της κατασκευής μετά την ολοκλήρωσή της (Geognosi , 2015).

Οπλισμένα επιχώματα στην Εγνατία οδό στις σήραγγες Μαλακασίου Α & Β

Αξίζει να σημειωθεί ότι δύο ιδιαίτερος σημαντικά και ογκώδη οπλισμένα επιχώματα απότομης κλίσης κατασκευάστηκαν στην Εγνατία οδό από την έξοδο της σήραγγας Μαλακασίου Α έως και την έξοδο σήραγγας Μαλακασίου Β του τμήματος 3.5.1. της Εγνατίας οδού το χρονικό διάστημα 2005 έως 2009 (βλ. Σχήμα 2.11). Το πρώτο οπλισμένο επίχωμα που βρίσκεται στην έξοδο της δεξιάς σήραγγας Μαλακασίου Α έχει συνολικό μέγιστο ύψος περί τα 100m και οπλίζεται το κάτω τμήμα (βάση) καθώς και το άνω τμήμα. Η κατασκευή του οπλισμένου επιχώματος αντικαθιστά τη λύση κατασκευής γέφυρας. Το δεύτερο οπλισμένο επίχωμα, εκτείνεται σε μήκος περίπου 450m στον πόδα εκσκαφής της κατολισθαίνουσας περιοχής (κατολίσθηση συνολικού εκτιμώμενου όγκου της τάξης των 17.000.000m³). Έχει ύψος της τάξης των 30m και συνεισφέρει στην αντιμετώπιση της κατολίσθησης, τοποθετούμενο στον πόδα του πρανούς εκσκαφής, ώστε να λειτουργεί ως αντίβαρο, συνδυασμένα με το άοπλο κατάντη, επίχωμα αντίβαρο Α1 (μέγιστου ύψους περίπου 140m) που σταθεροποιεί το κάτω τμήμα της φυσικής ασταθούς κλίσης.



Σχήμα 2.11. Δυο φάσεις του οπλισμένου επιχώματος, κατά την κατασκευή του και κατά τη λειτουργία του (Geognosi , 2015).

Κατασκευή οπλισμένου πρανούς στο νέο Στρατιωτικό νοσοκομείο Θεσσαλονίκης

Στην κατασκευή του νέου Στρατιωτικού Νοσοκομείου Θεσσαλονίκης χρησιμοποιήθηκε ένα οπλισμένο πρανές με γεωπλέγματα και συρματοκιβώτια στο περιβάλλον χώρο ως τοίχος αντιστήριξης όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.12.



Σχήμα 2.12. Όψεις του οπλισμένου πρανούς κατά την κατασκευή και κατά τη λειτουργία του (Geognosi , 2015).

Κατασκευή οπλισμένου πρανούς στην Ποτίδαια

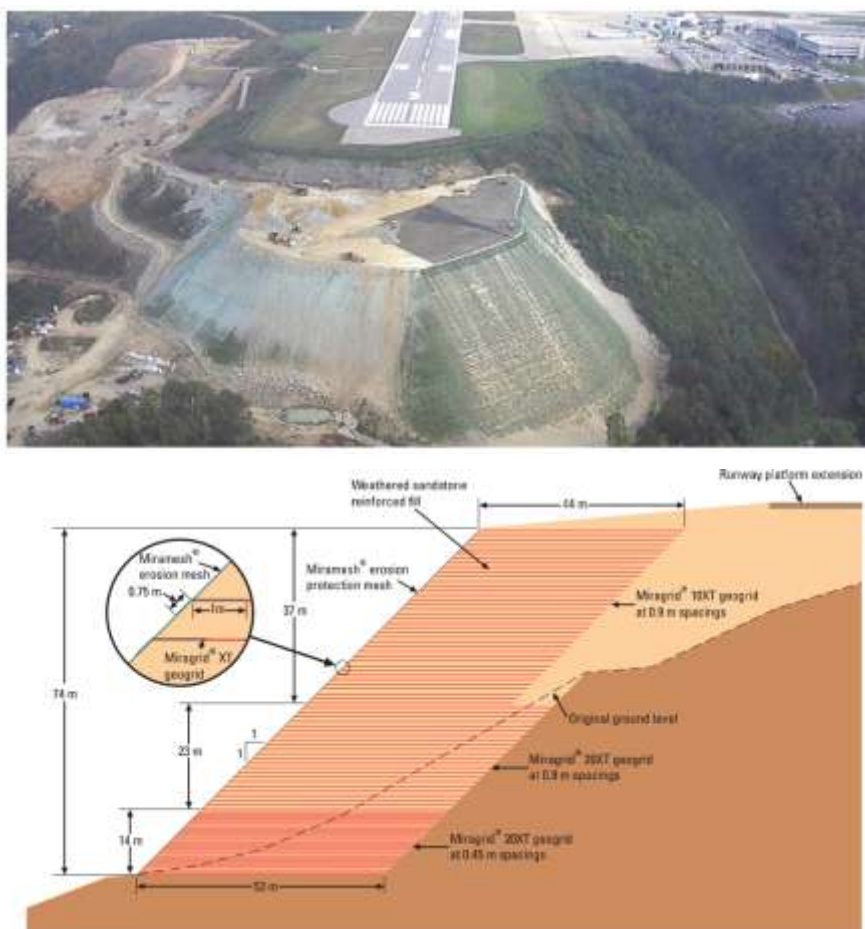
Μια ακόμα εφαρμογή των γεωσυνθετικών στην κατασκευή οπλισμένων πρανών πραγματοποιήθηκε στην αποκατάσταση αστοχιών σε πρανή κοντά σε γέφυρα στην Ποτίδαια της Χαλκιδικής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.13.



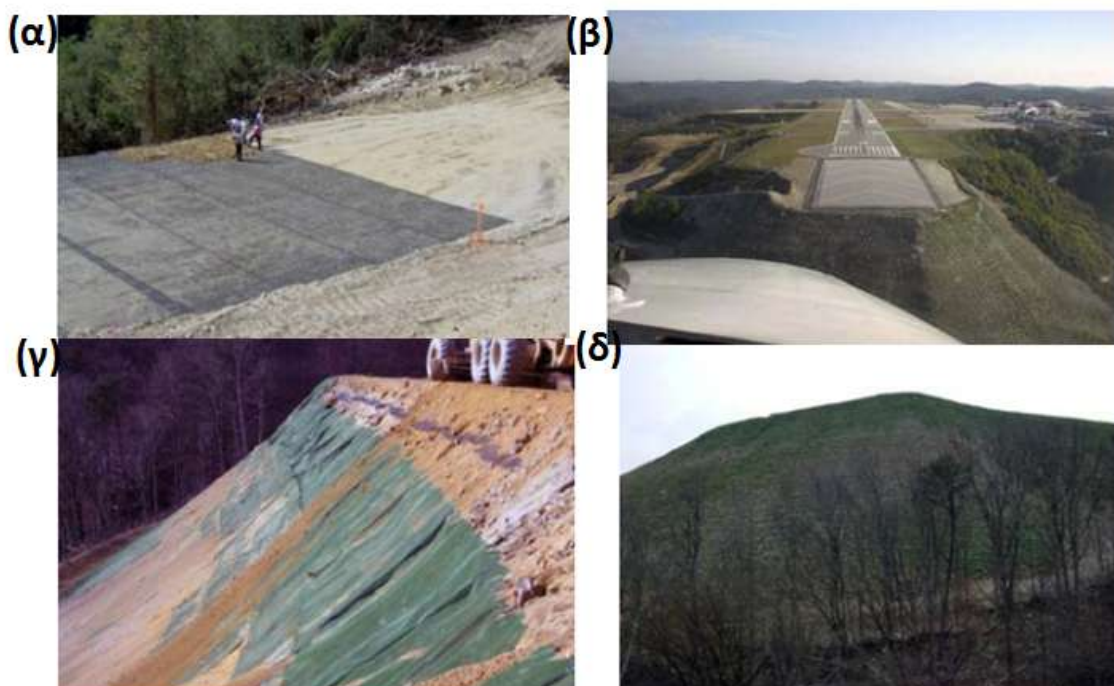
Σχήμα 2.13. Διάφορες φάσεις της κατασκευής του οπλισμένου επιχώματος κατά την κατασκευή του και κατά τη λειτουργία του (Geognosi , 2015).

Επέκταση διαδρόμου αεροδρόμιου στη Δυτική Βιρτζίνια

Το αεροδρόμιο της Δυτικής Βιρτζίνιας κατασκευάστηκε αρχικά το 1940 ισοπεδώνοντας πολλούς λόφους για να δημιουργηθεί μια επίπεδη περιοχή. Για μεγαλύτερη ασφάλεια αποφασίστηκε να γίνει επέκταση του αεροδρομίου και συγκεκριμένα της πίστας του και αυτό είχε ως συνέπεια να πραγματοποιηθούν μελέτες ώστε να επιλεχτεί η πιο κατάλληλη. Έτσι λοιπόν κατασκευάστηκε ένα οπλισμένο πρανές (Σχήμα 2.14) μέγιστου κατακόρυφου ύψους 74μ, με κλίση 1V:1H, ενώ η όψη επενδύθηκε με βλάστηση. Η υψηλή φέρουσα ικανότητα του εδαφικού ψαμμιτικού υλικού και η υψηλή γωνία τριβής του βοήθησαν στο να επιτευχθεί αυτή η κατασκευή. Το πρανές ύψους 74m ενισχύθηκε με 20 στρώσεις γεωπλέγματος με μεταξύ τους κατακόρυφη απόσταση ίση με 0.45m. Συγκεκριμένα παρατηρείται η τοποθέτηση των γεωπλεγμάτων (Σχήμα 2.15α), η τοποθέτηση ειδικού στρώματος προστασίας για να προωθηθεί η ανάπτυξη της βλάστησης (Σχήμα 2.15γ,δ), η κατασκευή του οπλισμένου πρανούς (Σχήμα 2.14) και η ολοκλήρωση της κατασκευής του έργου όπου φαίνεται στο Σχήμα 2.15β.



Σχήμα 2.14. Τυπική τομή του οπλισμένου πρανούς (Tencate Geosynthetics, 2015).

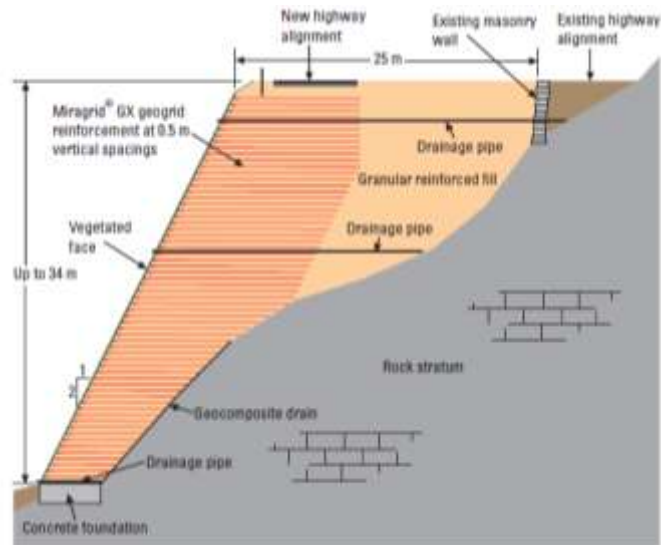


Σχήμα 2.15. Φάσεις κατασκευής του οπλισμένου πρανούς (Tencate Geosynthetics, 2015).

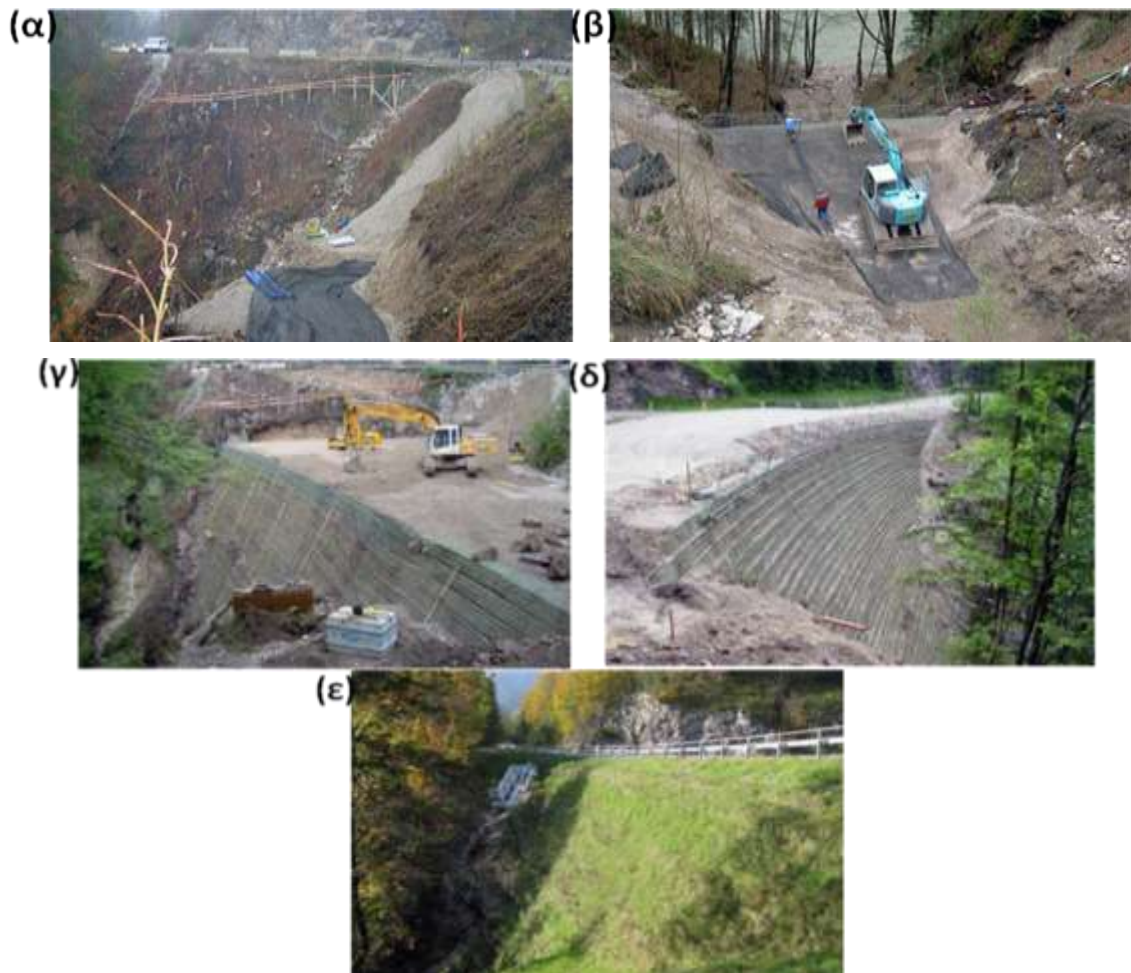
Κατασκευή οπλισμένου πρανούς σε αυτοκινητόδρομο στην Αυστρία

Ένα τμήμα του αυτοκινητόδρομου B115 που διέρχεται από τα βουνά της Styrias στην Αυστρία καταπονούνταν σημαντικά από την αυξημένη κυκλοφοριακή φόρτιση κυρίως από βαρέα φορτηγά και κάποιων προβλημάτων διαρροής με αποτέλεσμα να κινδυνεύει να αστοχήσει. Αρχικά προτάθηκε ως λύση η δημιουργία γέφυρας κατά μήκος της ασταθούς περιοχής, αλλά απορρίφθηκε λόγω υψηλού κόστους. Περαιτέρω τα συμβατικά τοίχοι βαρύτητας θεωρήθηκαν μη βιώσιμα αφού το ύψος τους ξεπερνά τα 34m και η περιοχή της βάσης είναι πολύ περιορισμένη. Στη συνέχεια, βρέθηκε μια ικανοποιητική λύση με την κατασκευή ενός οπλισμένου γεωσυνθετικά απότομου πρανούς, όπου θα ευθυγραμμίσει τον αυτοκινητόδρομο και θα συμβάλλει στη βελτίωση της οδικής ασφάλειας, όπου το κόστος κατασκευής του ανέρχεται στο 50% του κόστους της γέφυρας που είχε προταθεί.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του οπλισμένου με γεωπλέγματα πρανές απεικονίζονται στο Σχήμα 2.16 όπου η κλίση του πρανούς είναι ίση με 2V:1H, έτσι ώστε να μην απαιτείται άρδευση της βλάστησης που θα υπάρχει στην όψη του πρανές και το ύψος του ισούται με 34m. Επιπλέον, η απότομη κλίση του πρανούς περιόρισε την εμπέδωση των μηκών των γεωπλεγμάτων λόγω της ύπαρξης ενός στρώματος βράχου κοντά στην επιφάνεια του εδάφους. Τα γεωπλέγματα που χρησιμοποιήθηκαν είχαν τελική εφελκυστική αντοχή 200kN/m και 150kN/m, υψηλό μέτρο ελαστικότητας, υψηλής αντοχής νήματα από πολυεστέρα που ήταν εγκιβωτισμένα σε μια ισχυρή στρώση από PVC που έχει εξαιρετική αντοχή, και επιμήκυνση. Στο Σχήμα 2.17α απεικονίζεται η επικίνδυνη κατάσταση του τμήματος B115 του αυτοκινητόδρομου που είναι έτοιμο να αστοχήσει. Οι εργασίες που πραγματοποιούνται κοντά στη βάση του πρανούς και η τοποθέτηση των γεωπλεγμάτων φαίνονται στα Σχήματα 2.17β και 2.17γ αντιστοίχως. Το τελευταίο στάδιο ολοκλήρωσης του οπλισμένου πρανούς φαίνεται με ευκρίνεια στο Σχήμα 2.17δ, ενώ στο Σχήμα 2.17ε απεικονίζεται το οπλισμένο πρανές μετά από δυο χρόνια από την κατασκευή του, όπου διακρίνεται και η βλάστηση.



Σχήμα 2.16. Τομή οπλισμένου πρανούς στο μέγιστο ύψος (Tencate Geosynthetics, 2015).



Σχήμα 2.17. Η αρχική κατάσταση του αυτοκινητόδρομου(α), διαδικασία κατασκευής σε περιορισμένο χώρο κοντά στη βάση του οπλισμένου πρανές (β), τοποθέτηση των γεωπλεγμάτων ώστε να διαμορφωθεί η κλίση του πρανούς που θα βοηθήσει στην ανάπτυξη της βλάστησης (γ), ολοκλήρωση της κατασκευής (δ) και το οπλισμένο πρανές δυο χρόνια μετά την κατασκευή του (ε) (Tencate Geosynthetics, 2015).

2.2 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗΣ ΓΗΣ

Τα γεωυλικά που χρησιμοποιούνται για τα άοπλα επιχώματα είναι κατάλληλα και για τα οπλισμένα επιχώματα. Είναι αξιόλογο να σημειωθεί πως δεν συνίσταται η χρήση οργανικών, διογκούμενων ή υδατοδιαλυτών γεωυλικών, ενώ συνιστώνται κοκκώδη ή μικτής κοκκομετρικής διαβάθμισης γεωυλικά. Η μέγιστη διάσταση και η μορφή των κόκκων του υλικού, σε σχέση με την ορυκτολογική σύσταση και την προέλευσή του, εξαρτάται από το είδος των οπλισμών (ώστε να μην καταστρέφονται κατά την τοποθέτησή τους) καθώς και από το καθοριζόμενο μέγιστο πάχος στρώσης του υλικού προς συμπίκνωση (Νάσκος, 2007). Οι ιδιότητες που διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στη συμπεριφορά της οπλισμένης γης θεωρούνται το φαινόμενο βάρος του υλικού (γ_k), τα χαρακτηριστικά της διατμητικής αντοχής (ϕ) και οι παράμετροι διάστρωσης-συμπύκνωσης που περιλαμβάνουν το πάχος της στρώσης, τη βέλτιστη υγρασία και τη πυκνότητα συμπίκνωσης.

Είναι ανάγκη να τονιστεί πως η τιμή της γωνίας τριβής του εδάφους ϕ είναι πρωταρχικής σημασίας. Βάσει των Schiming & Saxe (1964) οι οποίοι εκτέλεσαν δοκιμές άμεσης διάτμησης σε άμμο Ottawa διαπίστωσαν ότι η τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής δεν διαφοροποιήθηκε αισθητά τόσο στις στατικές όσο και στις δυναμικές αναλύσεις. Για μεθόδους που βασίζονται στη μέθοδο Newmark ισχύει ότι η γωνία τριβής για μη συνεκτικά εδάφη δεν αλλάζει κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι Bonaparte et al. (1986) προτείνουν τη χρήση της παραμένουσας γωνίας τριβής ενώ οι Leshchinsky et al. (1995) θεωρούν την παραπάνω πρόταση συντηρητική. Επιπροσθέτως, οι Tatsuoka et al. (1998) προτείνουν τιμή που είναι κοντά στην παραμένουσα γωνία τριβής του εδάφους και ισούται με 35° για άμμους και χαλίκια. Όταν δεν είναι διαθέσιμα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών ο AASHTO (1998) προτείνει η τιμή της γωνίας τριβής να μην υπερβαίνει τις 34° .

2.2.1 Ιδιότητες γεωσυνθετικών

Βάσει του κανονισμού D4439 (ASTM D4439, 2004), ο όρος γεωσυνθετικά ορίζεται ως ένα επίπεδο προϊόν, κατασκευασμένο από πολυμερή υλικά το οποίο χρησιμοποιείται με έδαφος, βράχο ή άλλα υλικά σχετικά με την γεωτεχνική μηχανική, ως ένα αναπόσπαστο μέρος ενός συστήματος ή κάποιας κατασκευής. Τα γεωσυνθετικά εφαρμόζονται σε γεωτεχνικά έργα και γενικότερα σε γεωπεριβαλλοντικές εργασίες για τη βελτίωση της

συμπεριφοράς των εδαφών και κατασκευάζονται από διαφορετικά πολυμερή όπως πολυπροπυλένιο, πολυεστέρες καθώς και πολυαιθυλένιο και έχουνε ένα μεγάλο εύρος μηχανικών και φυσικών ιδιοτήτων που εξυπηρετούν τις διαφορετικές ανάγκες κατά περίπτωση. Οι κύριοι τύποι γεωσυνθετικών είναι τα γεωυφάσματα (geotextiles), τα γεωπλέγματα (geogrids), τα γεωδίκτυα (geonets, geomeshes), οι γεωμεμβράνες (geomembranes), τα γεωσύνθετα (geocomposites) και άλλα όπως γεωτάπητες, γεωκυψέλες, γεωσυνθετικές αργλικές μεμβράνες, κλπ (geomats, geocells, geosynthetic clay liners, etc).

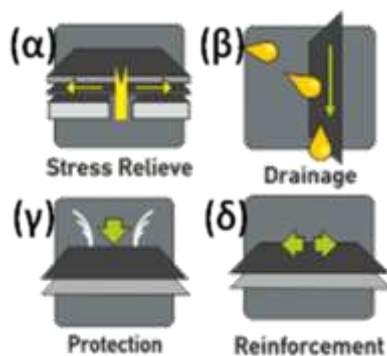
Πειράματα κυκλικής εφελκυστικής φόρτισης σε γεωπλέγματα από πολυαιθυλένιο υψηλής πυκνότητας (HDPE) και από πολυεστέρα (PET) υλοποιήθηκαν από τους Bathurst and Cai (1994) προκειμένου να προσδιοριστούν οι τιμές των παραμέτρων υπό κυκλική φόρτιση που πρέπει να χρησιμοποιούνται στα δυναμικά προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων. Η συμπεριφορά φορτίου- παραμόρφωσης υπό κυκλική φόρτιση παρουσίασε δύο διακριτά χαρακτηριστικά: (α) μη-γραμμικούς βρόχους υστέρησης φόρτισης- αποφόρτισης και (β) μια υπερβολική περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης.

Ακόμη τα χαρακτηριστικά μηχανικής αντοχής που πρέπει να δίνονται για τους χαλύβδινους οπλισμούς (χαλύβδινες λωρίδες, ράβδοι, χαλύβδινα πλέγματα) συνίστανται στην αντοχή σε εφελκυσμό έναντι θραύσης του χάλυβα, καθώς και σε επιμέρους παραμέτρους που να επιτρέπουν τον υπολογισμό του συντελεστή τριβής του οπλισμού σε εξόλκευση, εφόσον είναι γνωστή η γωνία τριβής του υλικού επίχωσης. Επιπροσθέτως, τα χαρακτηριστικά μηχανικής αντοχής που πρέπει να δίνονται για τους πολυμερικούς οπλισμούς (πολυμερικές λωρίδες, πολυμερικά γεωπλέγματα ή φύλλα) συνίστανται στις τιμές αντοχής σε εφελκυσμό για τις δεδομένες συνθήκες τοποθέτησης, περιβάλλοντος και θερμοκρασίας, αντίστοιχα σε ταχείες φορτίσεις καθώς και σε αργές φορτίσεις που ισοδυναμούν με την ωφέλιμη διάρκεια χρήσης του οπλισμένου επιχώματος (όριο αντοχής σε ερπυσμό). Επίσης, θα πρέπει να δίνονται οι τιμές των παραμορφώσεων σε διάφορες τιμές εφελκυστικού φορτίου, συναρτήσει της διάρκειας φόρτισης (καμπύλες τάσης - παραμόρφωσης). Τέλος, δίνονται και οι τιμές των επιμέρους παραμέτρων που επιτρέπουν τον υπολογισμό του συντελεστή τριβής σε εξόλκευση, εφόσον είναι γνωστή η γωνία τριβής του υλικού επίχωσης (Νάσκος, 2007).

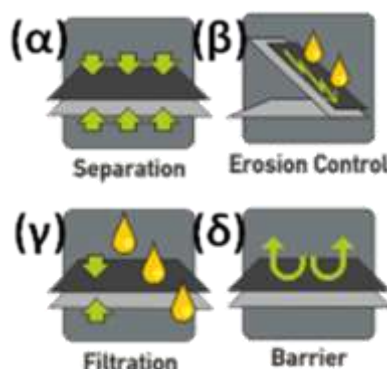
2.2.2 Εφαρμογές γεωσυνθετικών

Όσον αφορά τις εφαρμογές των γεωσυνθετικών σε τεχνικά έργα μπορούν να αναφερθούν οκτώ βασικές κατηγορίες :

- Συγκράτηση (containment-stress relieve), π.χ., για τη συγκράτηση κόκκων εδάφους με σκοπό τη διατήρηση συγκεκριμένης γεωμετρίας (βλ. Σχήμα 2.18α).
- Αποστράγγιση (drainage), π.χ., για τη συλλογή και τη μεταφορά υπογείων υδάτων σε συγκεκριμένες διαδρομές (βλ. Σχήμα 2.18β).
- Προστασία (protection), λειτουργώντας, π.χ., ως στρώσεις ανάληψης ποσοστού των αναπτυσσόμενων τάσεων ανακουφίζουν τα υποκείμενα εδαφικά στρώματα, μειώνοντας με τον τρόπο αυτό τις καθιζήσεις (βλ. Σχήμα 2.18γ).
- Όπλιση (reinforcement), π.χ., για την ενίσχυση της διατμητικής αντοχής του εδάφους κυρίως μέσω της εφελκυστικής αντοχής των γεωσυνθετικών υλικών (βλ. Σχήμα 2.18δ).
- Διαχωρισμός (separation), π.χ., για την αποφυγή ανάμιξης διαφορετικής κοκκομετρικής διαβάθμισης εδαφικών υλικών (βλ. Σχήμα 2.19α).
- Προστασία επιφανειακής διάβρωσης (superficial erosion control), π.χ., για την αποφυγή της μετακίνησης εδαφών εξαιτίας της αιολικής διάβρωσης ή της διάβρωσης από την επιφανειακή απορροή υδάτων (βλ. Σχήμα 2.19α).
- Λειτουργούν ως ζώνες διήθησης και προστασίας ή φιλτραρίσματος (filtration), για τη διευθέτηση της ροής των υδάτων εντός του εδάφους με την ταυτόχρονη διατήρηση των εδαφικών κόκκων στη θέση τους (βλ. Σχήμα 2.19α).
- Χρησιμοποιούνται ως λύσεις στεγανοποίησης ή ως φράγματα (barriers) για την αποφυγή της εισροής ή διαφυγής υγρών (π.χ., υπογείων υδάτων, ρύπων) ή αερίων (βλ. Σχήμα 2.19α).



Σχήμα 2.18. Απεικόνιση της συγκράτησης (α), αποστράγγισης (β), προστασίας (γ) και όπλισης (δ).



Σχήμα 2.19. Απεικόνιση του διαχωρισμού (α), της προστασίας έναντι επιφανειακής διάβρωσης (β), της λειτουργίας ως ζώνες διήθησης (γ) και της λειτουργίας ως λύσεις στεγανοποίησης ή ως φράγματα (δ).

2.2.3 Ιδιότητες διεπιφανειών

Σύμφωνα με τους Jewell et al. (1984) οι δυο πιθανοί μηχανισμοί αλληλεπίδρασης στην επιφάνεια επαφής μεταξύ οπλισμού και εδάφους είναι η ολίσθηση και η εξόλκευση. Ο μηχανισμός αλληλεπίδρασης εκφράζεται από τη φαινόμενη γωνία τριβής, δ , και εξετάζεται πειραματικά με τη διεξαγωγή είτε τροποποιημένων δοκιμών άμεσης διάτμησης, στις οποίες το έδαφος ολισθαίνει πάνω στην επιφάνεια του γεωσυνθετικού, είτε ειδικών δοκιμών εξόλκευσης, στις οποίες φύλλο γεωσυνθετικού εγκιβωτισμένο στη μάζα του εδάφους εφελκύεται μέχρι να ολισθήσει (Koerner, 1994). Επίσης, έχει διαμορφωθεί μια μεθοδολογία για τον προσδιορισμό της φαινόμενης γωνίας τριβής, δ , από τα αποτελέσματα δοκιμών τριαξονικής φόρτισης (Holtz et al. (1982), Gray & Al-Refeai (1986), Shen et al. (1988)) που εκτελούνται με συνήθεις εργαστηριακές διατάξεις χωρίς ειδικές τροποποιήσεις (Ατματζίδης κ.α. (1992), Atmatzidis et al. (1994), Atmatzidis & Athanasopoulos (1994)).

Με τα πειράματα άμεσης διάτμησης όπου η φόρτιση είναι μονοτονική ασχολήθηκαν αρκετοί ερευνητές (Jewell et al. (1984), Ingold (1983), Palmeria et al. (1989), Bergado et al. (1993), Cazzuffi et al. (1993), Bakeer et al. (1998)). Βάσει των Myles (1982) οι τιμές του συντελεστή αλληλεπίδρασης μεταξύ άμμου και γεωυφάσματος κυμαίνονται μεταξύ 0.81-0.97. Επιπλέον, οι Miyamori et al. (1986) αναφέρουν πως για τις διεπιφάνειες μεταξύ ξηρής άμμου και μη υφασμένου γεωυφάσματος οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ 0.72-0.87, ενώ οι Cancelli et al. (1992) αναφέρουν τιμές μεταξύ 1.04-1.12 για διάφορα HDPE γεωπλέγματα σε άμμους και χαλίκια. Οι Bachus et al. (1993) εκτέλεσαν στατικά πειράματα εξόλκευσης γεωπλεγμάτων σε άμμους βρίσκοντας τον συντελεστή

αλληλεπίδρασης ίσο περίπου με τη μονάδα. Οι Hossain et al. (2012) μελέτησαν μέσω των πειραμάτων άμεσης διάτμησης τη διεπιφάνεια μεταξύ οπλισμού και άμμου και άργιλο. Τέλος, ο παραπάνω συντελεστής για γεωπλέγματα και διάφορα εδαφικά υλικά μπορεί να πάρει τις τιμές: α) 0.9-1.0 για χάλικες και θραυστά αδρανή, β) 0.85-0.95 για άμμους και γ) 0.6-0.7 για αργίλους.

2.2.4 Πιθανές φθορές οπλισμού

Μία πιθανή φθορά οπλισμού ενίσχυσης αποτελεί το φαινόμενο της γήρανσης του οπλισμού προέρχεται από την υπερϊώδη ακτινοβολία και κατ' επέκταση από τις υψηλές θερμοκρασίες του περιβάλλοντος. Με την γήρανση μειώνεται η μηχανική αντοχή του οπλισμού με αποτέλεσμα να γίνεται πιο ψαθυρός άρα και πιο εύθραυστος. Επιπλέον μία άλλη πιθανή φθορά αποτελεί ο ερπυσμός. Ο όρος ερπυσμός αναφέρεται στο φαινόμενο κατά το οποίο υπό την επίδραση μόνιμου φορτίου αυξάνεται το μήκος του οπλισμού. Τα χαρακτηριστικά ερπυσμού κάποιου γεωσυνθετικού υλικού καθορίζουν τις δυνατότητες για εφαρμογή του και για το μέγιστο φορτίο που μπορεί να λάβει όταν χρησιμοποιείται για ενίσχυση. Είναι γνωστό, πως ορισμένα γεωσυνθετικά και κυρίως το νάιλον και σε μικρότερο ποσοστό ο πολυεστέρας είναι ευαίσθητα όταν έρθουν σε επαφή με το νερό (υδρόλυση). Αποτέλεσμα της υδρόλυσης είναι η μείωση της αντοχής α) κατά 5% σε μέτριες θερμοκρασίες και β) παραπάνω από 5% σε θερμοκρασίες άνω των 80°C.

Επιπλέον, οι μηχανικές φθορές (τρύπημα, σχίσσιμο) των γεωσυνθετικών οδηγούν στη μείωση της αντοχής τους. Οι φθορές αυτές είναι δυνατόν να προκληθούν είτε κατά τη τοποθέτησή τους, είτε κατά τη μεταφορά τους είτε κατά την αποθήκευσή τους. Η χημική και βιολογική διάβρωση αποτελεί μία άλλη φθορά του οπλισμού των γεωκατασκευών. Αυτό σημαίνει πως τα γεωσυνθετικά πρέπει να είναι ανθεκτικά έναντι χημικών και μικροοργανισμών. Κατά συνέπεια, μπορεί να αναφερθεί πως οι συνθήκες υψηλής αλκαλικότητας εισβάλλουν ισχυρά στην ευαισθησία των ενισχυτικών υλικών από πολυεστέρα. Επίσης, το πολυπροπυλένιο είναι επιρρεπές σε κάποιους μύκητες ώστε να χαλάει η δομή της ύφανσης άρα τα υφάσματα και οι μεμβράνες να διασπώνται και να σχηματίζονται ίνες.

2.2.5 Τεχνο-οικονομικά στοιχεία για οπλισμένα πρανή

Είναι ανάγκη να σημειωθεί πως μια αναλυτική οικονομική μελέτη, δηλαδή μελέτη κόστους καθίσταται καθοριστική για την κατασκευή των γεωτεχνικών πρανών και είναι

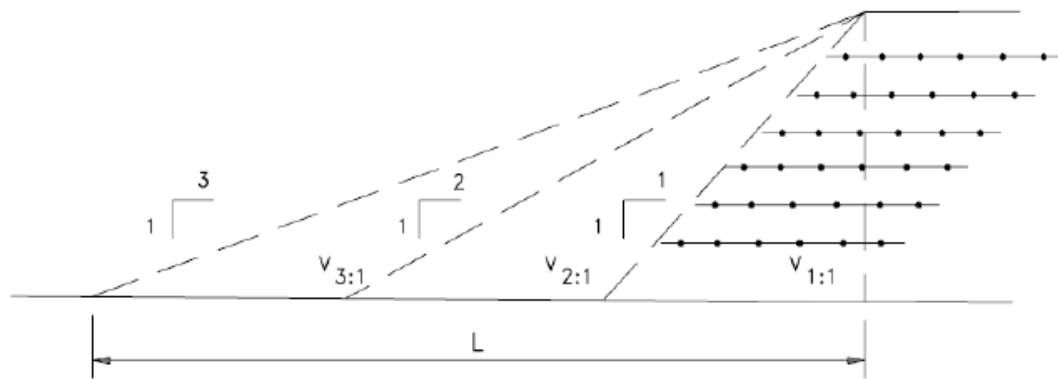
ξεχωριστή για κάθε περίπτωση (FWHA). Για την υλοποίηση αυτής της μελέτης θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλα τα απαραίτητα στοιχεία που συντελούν στην κατασκευή του πρανούς, όπως από τη μία πλευρά τα κιγκλιδώματα του δρόμου ή τα στηθαία που χρησιμοποιούνται για τα αναχώματα των πιο απότομων πρανών και από την άλλη πλευρά τα συστήματα ελέγχου διάβρωσης ώστε να προστατευτεί η πρόσοψη του πρανούς.

Κατά συνέπεια, οι παράγοντες που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη θεωρούνται οι εξής: οι ποσότητες των χωματουργικών υλικών, οι διαστάσεις του πρανούς, το μέσο ύψος της περιοχής του πρανούς, η γωνία του πρανούς, τα κόστη των μη επιλεγμένων σε σχέση με τα επιλεγμένα υλικά επίχωσης, οι απαιτήσεις της προσωρινής και της μόνιμης προστασίας έναντι διάβρωσης, κόστη και διαθεσιμότητα της ζώνης εργασίας όπου χρειάζεται, ανάγκη εκσκαφών για προσωρινά συστήματα υποστήριξης, συντήρηση της κυκλοφορίας κατά τη διάρκεια της κατασκευής, αισθητική και τελευταία οι απαιτήσεις για κιγκλιδώματα και στηθαία για την κυκλοφορία.

Η ακριβής τιμή του κόστους ενός οπλισμένου εδαφικού πρανές έχει άμεση σχέση με τα κόστη κάθε συστατικού μεμονωμένα. Στη συνέχεια θα αναφερθούν κάποιες τυπικές τιμές κόστους που προέκυψαν από οπλισμένα εδαφικά πρανή που έχουν ήδη κατασκευαστεί. Οι τιμές αυτές είναι (α) για την όπλιση 45-65% του ολικού κόστους, (β) για την επίχωση 30-45% του ολικού κόστους και (γ) για την κάλυψη της πρόσοψης 5-10% του ολικού κόστους.

Στην περίπτωση υψηλού οπλισμένου πρανές το κόστος της όπλισης είναι υψηλότερο σε σχέση με το κόστος της επίχωσης και οι τιμές κόστους λαμβάνονται συναρτήσει του ύψους του πρανούς, ενώ κυμαίνονται μεταξύ 110\$/m² και 260\$/m². Στη συνέχεια αναφέρεται ο τρόπος με τον οποίο γίνεται η εκτίμηση του κόστους του πρανές συναρτήσει της κλίσης του και απεικονίζεται στο Σχήμα 2.20.

$V_{3,1} = V$	$V_{3,1} = L$
$V_{2,1} = b \times V$	$V_{2,1} = b \times L$
$V_{1,1} = a \times V$	$V_{1,1} = a \times L$



Σχήμα 2.20. Μεθοδολογία του υπολογισμού του κόστους συναρτήσει της κλίσης του πρανούς (FHWA, 2001).

Η εκτίμηση του κόστους βάσει του Σχήματος 2.20 πραγματοποιείται με τις ακόλουθες εξισώσεις:

(α) 3H:1V το κόστος πρανούς εκτιμάται αρκεί να προστεθεί το κόστος του όγκου της αρχικής επίχωσης και της επίχωσης των στρώσεων με τα κόστη των κιγκλιδωμάτων που απαιτούνται και του συστήματος υδροσποράς για τη φυτική επικάλυψη του πρανούς και δίνεται από την εξίσωση : $3H:1V = V_{soil} + V_{land} + \text{Κιγκλιδώματα} * + \text{Φύτευση}$.

* Τα κιγκλιδώματα και τα στηθαία κυκλοφορίας κοστολογούνται εάν απαιτούνται.

(β) 2H:1V το κόστος πρανούς εκτιμάται αρκεί να προστεθεί το κόστος του όγκου της αρχικής επίχωσης και της επίχωσης των στρώσεων με τα κόστη των κιγκλιδωμάτων που απαιτούνται και το κόστος του ελέγχου διάβρωσης και συντήρησης του πρανούς και δίνεται από την εξίσωση : $2H:1V = b \times V_{soil} + b \times V_{land} + \text{Κιγκλιδώματα} + \text{Έλεγχος διάβρωσης} + \text{Συντήρηση}$, και

(γ) 1H:1V το κόστος πρανούς εκτιμάται αρκεί να προστεθεί το κόστος του όγκου της αρχικής επίχωσης και της επίχωσης των στρώσεων με τα κόστη των κιγκλιδωμάτων που απαιτούνται και το κόστος του ελέγχου διάβρωσης και δίνεται από τη σχέση:

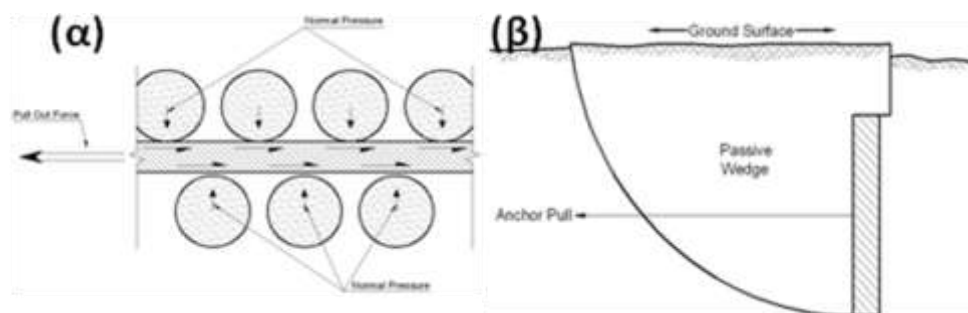
$$2H:1V = a \times V_{soil} + a \times V_{land} + \text{Ενισχύσεις} + \text{Κιγκλιδώματα} + \text{Έλεγχος διάβρωσης}.$$

2.3 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΣΤΗΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΓΗ

Είναι γεγονός πως τα οπλισμένα εδαφικά πρανή συμπεριφέρονται ως σύνθετες γεωκατασκευές, εφόσον το έδαφος παραλαμβάνει τα θλιπτικά φορτία, ενώ ο οπλισμός παραλαμβάνει τα εφελκυστικά φορτία και μέσω διατμητικών τάσεων τα μεταβιβάζουν

στο έδαφος. Ο μηχανισμός αυτός έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της διατμητικής αντοχής του σύμμεικτου συστήματος ASCE/SIG/GRS (1997). Ο πρώτος μηχανισμός μεταφοράς φορτίων μεταξύ οπλισμού και εδαφικής μάζας θεωρείται η τριβή μεταξύ των επιφανειών επαφής, ο οποίος δρα σε οπλισμό τύπου λωρίδων, φύλλων και ράβδων. Ο μηχανισμός αυτός εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της επιφάνειας επαφής μεταξύ του εδαφικού υλικού, του υλικού του οπλισμού και την κατακόρυφη τάση μεταξύ των δύο, η οποία με την σειρά της εξαρτάται από την σχέση τάσης/ παραμόρφωσης του γεωυλικού, απόλυτα εξαρτώμενη και αυτή από το επίπεδο της έντασης (Τσατσανίφους & Κοσσένας, 2010).

Ο δεύτερος μηχανισμός περιλαμβάνει τη παθητική αντίσταση στις ωθήσεις εδαφών σε επιφάνειες του οπλισμού που τοποθετείται εγκάρσια στην διεύθυνση της κίνησης της εξόλκευσης του από τη μάζα του εδάφους και δρα σε οπλισμό πλεγμάτων. Η κατανομή των πλευρικών ωθήσεων εδαφών μέσα στο οπλισμένο επίχωμα εξαρτάται από την ολκιμότητα του οπλισμού, τη μέθοδο κατασκευής και τον τύπο της οπλισμένης κατασκευής. Σε συστήματα τα οποία έχουν την ικανότητα να υποστούν μεγάλες πλευρικές παραμορφώσεις (όπως αυτά που χρησιμοποιούν γεωφάσματα), ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις ενεργές πλευρικές τάσεις. Υψηλότερες πλευρικές τάσεις, όπως οι πλευρικές τάσεις ηρεμίας, χρησιμοποιούνται στις περιπτώσεις που ο οπλισμός είναι λιγότερο ολκίμος, π.χ., μεταλλικές λωρίδες, πλέγματα ράβδων, συγκολλημένα μεταλλικά πλέγματα, καθώς επίσης και για μικρά ύψη επίχωματος. Υπό χαμηλές πιέσεις υπερκειμένων, ο μηχανισμός αστοχίας του οπλισμού συνίσταται στην ολίσθηση του οπλισμού σε σχέση με το έδαφος, ενώ υπό υψηλές πιέσεις υπερκειμένων η αστοχία συνίσταται σε θραύση του οπλισμού (USACE (1989)). Οι δυο μηχανισμοί μεταφοράς απεικονίζονται στο Σχήμα 2.21.



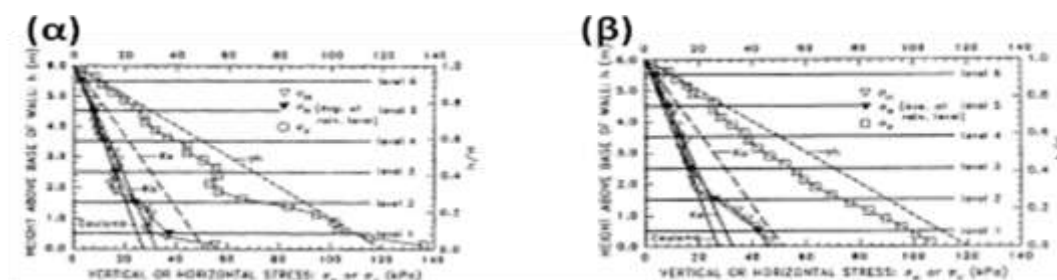
Σχήμα 2.21. Μεταφορά τριβής ανάμεσα από το έδαφος και τον οπλισμό (α) και μεταφορά φορτίου μέσω παθητικής αντοχής του εδάφους (β)(FHWA, 2001).

Επιπροσθέτως, για να είναι εφικτή η κατανόηση και η ερμηνεία της συνολικής συμπεριφοράς μιας οπλισμένης γεωκατασκευής απαιτούνται τα εξής μεγέθη: το εντατικό πεδίο της οπλισμένης εδαφικής μάζας, το καθεστώς των παραμορφώσεων τόσο στο έδαφος όσο και στον οπλισμό, η κατανομή των αξονικών δυνάμεων στους οπλισμούς, οι οριζόντιες τάσεις που ασκούνται στο όριο της οπλισμένης εδαφικής μάζας και τις κατακόρυφες στη βάση της, οι κατακόρυφες τάσεις σε κάθε επίπεδο ενίσχυσης, οι οριζόντιες τάσεις που δρουν στην πρόσοψη, οι κατακόρυφες και οριζόντιες δυνάμεις που φορτίζουν την πρόσοψη και οι οριζόντιες παραμορφώσεις της οπλισμένης εδαφικής μάζας και η επίδραση των διαφόρων παραμέτρων (π.χ., τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους, η αξονική δυσκαμψία, το μήκος και τις αποστάσεις των οπλισμών, τα στάδια της κατασκευής) στη συνολική συμπεριφορά της γεωκατασκευής (Rowe & Ho, 1992).

Η μηχανική συμπεριφορά του σύνθετου υλικού (εδάφους και οπλισμού), είτε του μηχανισμού αλληλεπίδρασης στην επιφάνεια επαφής μεταξύ εδάφους και οπλισμού μελετάται πειραματικά με τη διεξαγωγή είτε τροποποιημένων δοκιμών άμεσης διάτμησης στις οποίες το έδαφος ολισθαίνει πάνω στην επιφάνεια του γεωφάσματος, είτε ειδικών δοκιμών εξόλκευσης. Για την εργαστηριακή διερεύνηση της μηχανικής συμπεριφοράς του οπλισμένου εδάφους έχουν χρησιμοποιηθεί συχνά συνήθεις ή τροποποιημένες διατάξεις δοκιμών τριαξονικής φόρτισης (για παράδειγμα, Holtz et al. (1982), Gray & Al-Refeai (1986), Shen et al. (1988), Haeri et al. (2000)) και έχουν εξεταστεί δοκίμια οπλισμένου εδάφους συμβατικού ή και μεγάλου μεγέθους με διαμέτρους που φθάνουν τα 35 cm (Cazzuffi et al. (1993)) ή ακόμα και τα 1.6 m (Futaki et al. (1990)).

Κατανομή των κατακόρυφων και οριζόντιων τάσεων του εδάφους

Βάσει των ερευνών που έχουν πραγματοποιηθεί τις τελευταίες δεκαετίες οι κατανομές των κατακόρυφων τάσεων ποικίλουν. Εντός της οπλισμένης εδαφικής ζώνης παρατηρούνται οι μέγιστες εδαφικές τάσεις, οι οποίες μειώνονται σταδιακά μέχρι να λάβουν την ελάχιστη τιμή καθώς πλησιάζουν την άοπλη περιοχή. Ο αριθμός των στοιχείων όπλισης, η αξονική δυσκαμψία τους και ο πιθανός ερπυσμός τους έχει άμεση σχέση με τις οριζόντιες εδαφικές τάσεις. Το μέγεθος των οριζόντιων τάσεων μεγαλώνει όσο πυκνώνουν τα στοιχεία όπλισης. Στο Σχήμα 2.22 απεικονίζεται γραφικά η κατανομή των τάσεων σε διάφορα επίπεδα της οπλισμένης γης (Rowe & Ho, 1992).



Σχήμα 2.22. Κατακόρυφη και οριζόντια κατανομή εδαφικών τάσεων στην πρόσοψη (α) και πίσω από το οπλισμένο έδαφος (β), όπως προέκυψαν από αριθμητικές αναλύσεις, (Rowe & Ho (1992)).

Οριζόντιες μετατοπίσεις

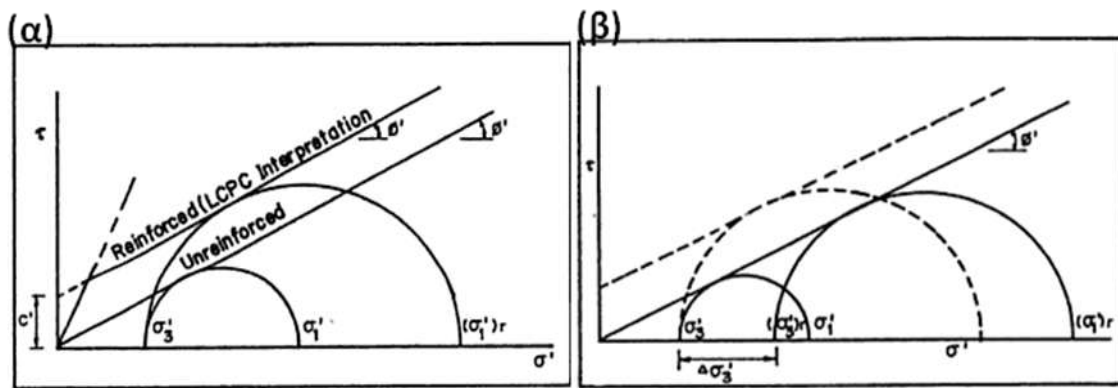
Οι κατασκευαστικές μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την υλοποίηση των οπλισμένων γεωκατασκευών όσο και τα υλικά πλήρωσης του επιχώματος έχουν άμεση σχέση με το μέγεθος της οριζόντιας μετατόπισης. Επίσης, η πύκνωση των στοιχείων όπλισης οδηγεί συχνά σε μικρότερες παραμορφώσεις του συνόλου της κατασκευής.

2.3.1 Η έννοια της ανισότροπης συνοχής

Βάσει πειραματικών ερευνών αποδείχθηκε πως τα δοκίμια οπλισμένης άμμου είχαν μεγαλύτερη διατμητική αντοχή από τα αντίστοιχα άοπλα (Schlosser & Long, 1974). Ο Haussmann (1976) διατύπωσε μια πιο ενοποιημένη θεωρία ανισότροπης συνοχής (anisotropic cohesion concept). Συγκεκριμένα αποδείχθηκε ότι τα εν λόγω δοκίμια είναι δυνατό να εμφανίσουν δύο τρόπους αστοχίας:

(α) Αστοχία από ολίσθηση του οπλισμού σε χαμηλής έντασης τασικό πεδίο αναπτύσσοντας καμπύλη επιφάνεια αστοχίας.

(β) Αστοχία από θραύση του οπλισμού σε υψηλής έντασης τασικό πεδίο αναπτύσσοντας γραμμική επιφάνεια αστοχίας που δείχνει ότι η άμμος συμπεριφέρεται ως συνεκτικό γεωλικό έχοντας την κανονική της γωνία τριβής αλλά και μια ανισότροπη ψευδό-συνοχή που οφείλεται στα στοιχεία οπλισμού της. Αυτή η ψευδό-συνοχή αναπτύσσεται πολύ γρήγορα και για μικρές παραμορφώσεις.



Σχήμα 2.23. Τριαξονικές δοκιμές σε οπλισμένα και άοπλα εδαφικά δείγματα (Schlosser et al., 1972) όσον αφορά στη βελτιωμένη συνοχή (α) και την ανισότροπη συνοχή (β) (Ingold, 1982).

2.3.2 Η έννοια της βελτιωμένης συνοχής

Λόγω των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται μεταξύ οπλισμού και εδάφους οι κύριες τάσεις δεν έχουν πλέον κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση αλλά εκτρέπονται, (Charpius (1972)). Έτσι λοιπόν, η επιφάνεια αστοχίας παραμένει η ίδια τόσο για τα οπλισμένα όσο και για τα άοπλα δοκίμια, ενώ οι τασικοί κύκλοι του Mohr μεταβάλλονται. Στο Σχήμα 2.23α απεικονίζονται οι τριαξονικές δοκιμές σε οπλισμένα και άοπλα εδαφικά δείγματα, ενώ στο Σχήμα 2.23β αποτυπώνονται γραφικά οι έννοιες της βελτιωμένης (Enhanced Cohesion Concept) και ανισότροπης συνοχής (Anisotropic Cohesion Concept).

2.4 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΡΑΝΩΝ - ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ

Την τελευταία 30ετία έχει σημειωθεί μεγάλη ανάπτυξη στη γεωτεχνική σεισμική μηχανική, η οποία με τη βοήθεια αριθμητικών, αναλυτικών και πειραματικών μεθόδων στοχεύει στη βελτίωση της αντισεισμικής ικανότητας των γεωτεχνικών κατασκευών. Σε πολλές περιπτώσεις, το δυσμενές γεωλογικό και γεωμορφολογικό ανάγλυφο σε συνδυασμό με τις αυστηρές απαιτήσεις των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της γεωκατασκευής και τις περιβαλλοντικές απαιτήσεις και περιορισμούς οδηγούσε στην επιβολή κατασκευής οπλισμένων επιχωμάτων. Είναι γνωστό πως τα οπλισμένα επιχώματα διαθέτουν ένα μεγάλο φάσμα εφαρμογών, όπως για τη δημιουργία μέτρων σταθεροποίησης έναντι κατολισθήσεων, τον αναγκαστικό περιορισμό του εύρους

κατάληψης μιας οδού όταν η διάνοιξη της περιορίζεται από υφιστάμενες κατασκευές ή φυσικούς περιορισμούς, την αξιοποίηση των προϊόντων εκοκαφής σπράγγων και ορυγμάτων και τέλος την κατασκευή θεμελιώσεων και κατασκευών ώστε να αποφευχθούν οι μεγάλες και ανεπιθύμητες για το περιβάλλον επεμβάσεις (μεγάλα ύψη ορυγμάτων).

Στον Ελληνικό επίσης χώρο την τελευταία δεκαετία έχουν μελετηθεί και κατασκευασθεί πολλά και σημαντικότερα από άποψη γεωμετρικών χαρακτηριστικών και τεχνικής δυσκολίας οπλισμένα επιχώματα, η εμπειρία από την συμπεριφορά των οποίων στο χρόνο είναι ακόμα ιδιαίτερα μικρή. Αξίζει να σημειωθεί πως, ενώ οι εφαρμογές των οπλισμένων επιχωμάτων ανά τον κόσμο είναι σημαντικές σε αριθμό, οι μέθοδοι και οι τρόποι ελέγχου και υπολογισμού της ευστάθειας των κατασκευών αυτών παρουσιάζουν μία αρκετά μεγάλη διασπορά σε διεθνές επίπεδο, αφού βασίζονται σε συγγράμματα, πρακτικές και λίγους σχετικούς εθνικούς κανονισμούς ή οδηγίες που συχνά παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές και ελλείψεις μεταξύ τους.

Στις επόμενες ενότητες παρατίθενται συνοπτικά το κανονιστικό πλαίσιο και οι διατάξεις των οδηγιών των Η.Π.Α., καθώς και το ισχύον θεσμικό πλαίσιο στην Ελλάδα σύμφωνα με τις οδηγίες του ΕΛΟΤ (2006): “ΕΝ 14475: Εκτέλεση ειδικών γεωτεχνικών εργασιών: Οπλισμένο επίχωμα”, το οποίο είναι το μεταφρασμένο ευρωπαϊκό πρότυπο.

2.4.1 Οδηγίες Η.Π.Α.

Ο σχεδιασμός και στη συνέχεια η υλοποίηση της κατασκευής των οπλισμένων εδαφικών πρανών βάσει των κανονιστικών οδηγιών στις Η.Π.Α. βασίζεται σε εννέα βήματα/στάδια, τα οποία είναι τα ακόλουθα:

- Στο πρώτο στάδιο καθορίζεται το ύψος, η γωνία του οπλισμένου εδαφικά πρανού και οι εξωτερικές φορτίσεις αυτού που είναι η προσαύξηση φόρτισης q , η προσωρινή φόρτιση Δq και η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού a . Επίσης, οι απαιτήσεις απόδοσης: α) στην εξωτερική ευστάθεια που περιλαμβάνει την ολίσθηση, τη βαθιά έδραση (ολική ευστάθεια) και την τοπική φέρουσα αστοχία ο συντελεστής ασφαλείας απαιτείται να είναι μεγαλύτερος του 1.3 ($FS \geq 1.3$), ενώ στη δυναμική φόρτιση να είναι μεγαλύτερος του 1.1 ($FS \geq 1.1$), β) στην σύνθετη αστοχία και στην εσωτερική ευστάθεια ο συντελεστής ασφαλείας απαιτείται να είναι μεγαλύτερος του 1.3 ($FS \geq 1.3$).

- Επιπροσθέτως, στο δεύτερο στάδιο καθορίζονται οι επί τόπου μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, που είναι η θεμελίωση και η συγκράτηση του εδάφους, οι παράμετροι διατμητικής αντοχής c_u και ϕ_u για κάθε εδαφική στρώση, το ειδικό βάρος γ_{wet} και γ_{dry} , οι παράμετροι ευστάθειας (C_c , C_r , c_v και σ_p'), η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα d_w και της πιεζομετρικής επιφάνειας. Είναι σημαντικό για να αποκατασταθεί μια αστοχία να πραγματοποιείται αναγνώριση της τοποθεσίας και της επιφάνειας από προηγούμενη αστοχία καθώς και τα αίτια της αστοχίας αυτής.
- Στο επόμενο και τρίτο στάδιο πραγματοποιείται ο καθορισμός των ιδιοτήτων του εδάφους πλήρωσης. Στις ιδιότητες αυτές συμπεριλαμβάνονται ο δείκτης διαβάθμισης και πλαστιμότητας, τα χαρακτηριστικά συμπύκνωσης βασισμένα στο 95% AASHTO-99, γ_d και $\pm 2\%$ βέλτιστης υγρασίας W_{opt} , το πάχος συμπυκνωμένης στρώσης, οι παράμετροι διατμητικής αντοχής c_u και ϕ_u και η χημική σύσταση του εδάφους (pH).
- Όσον αφορά το τέταρτο στάδιο αξιολογούνται οι παράμετροι σχεδιασμού του οπλισμού. Έτσι λοιπόν εκτιμάται: α) η επιτρεπόμενη δύναμη των γεωσυνθετικών που είναι ίση με $T_{al} = \text{απόλυτη δύναμη } (T_{ult}) / \text{συντελεστές μείωσης αντοχής (RF)}$ για τον ερπυσμό, τη βλάβη κατά την εγκατάσταση και τη λειτουργία και β) η αντίσταση σε εξόλκευση, όπου ο συντελεστής ασφαλείας είναι ίσος με 1.5 για κοκκώδη εδάφη και ίσος με 2.0 για συνεκτικά εδάφη.
- Επιπλέον στο πέμπτο στάδιο προσδιορίζεται η κρισιμότητα του σχεδιασμού του άοπλου εδαφικά πρανούς (μη οπλισμένο $FS < \text{ή} > 1$), τα πιθανά προβλήματα σε μια επικείμενη αστοχία, το εύρος της ενισχυμένης ζώνης, καθώς και ο τύπος της αστοχίας αυτής προκειμένου να τεκμηριωθεί αν πρέπει να ενισχυθεί το άοπλο εδαφικά πρανές ή όχι.
- Το έκτο στάδιο σχετίζεται με τον υπολογισμό της συνολικής τάσης ενίσχυσης ανά μονάδα πλάτους του πρανούς T_s που απαιτείται για να βρεθεί ο συντελεστής ασφαλείας FS_R για κάθε ενδεχόμενη επιφάνεια αστοχίας μέσα στην κρίσιμη ζώνη, η οποία εκτείνεται δια μέσου ή κάτω από τον πόδα του πρανούς. Ακόμη καθορίζεται η ολική ένταση σχεδιασμού ανά μονάδα πλάτους του πρανούς T_{SMAX} . Επίσης η κατανομή των οπλισμών στην περίπτωση χαμηλών εδαφικά πρανών ($H \leq 6m$) θεωρείται ομοιόμορφη κατανομή και χρησιμοποιείται το T_{SMAX} για την επιλογή της μεταξύ τους απόστασης, ή την τάση όπου απαιτείται T_{MAX} για κάθε γεωσυνθετικό οπλισμό. Από την άλλη πλευρά για ψηλά εδαφικά πρανή ($H > 6m$) το εδαφικό

πρανές διαιρείται σε δύο (πάνω και κάτω) ή τρεις (πάνω, μεσαία και κάτω) ζώνες ενίσχυσης με ίσο ύψος και χρησιμοποιείται η παράμετρος T_{MAX} σε κάθε ζώνη για τις αποστάσεις των οπλισμών και τις απαιτήσεις σχεδιασμού των τάσεων των οπλισμών. Η εκτίμηση του απαιτούμενου μήκους των οπλισμών θεωρείται πολύ βασικό στοιχείο. Το μήκος L_e της κάθε στρώσης οπλισμού πίσω από την πιο κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης πρέπει να είναι επαρκές και να παρέχει την απαιτούμενη αντίσταση εξόλκευσης. Γι' αυτόν τον λόγο: α) σχεδιάζονται τα μήκη των οπλισμών όπως υπολογίστηκαν από την αξιολόγηση της εξόλκευσης μιας διατομής του πρανού, η οποία περικλείεται από τα όρια της κρίσιμης ζώνης και β) πραγματοποιείται έλεγχος ώστε το σύνολο των δυνάμεων των οπλισμών να διέρχονται μέσα από την επιφάνεια αστοχίας, και ότι το T_s είναι μεγαλύτερο από αυτό που απαιτείται για αυτήν την επιφάνεια.

- Στο έβδομο στάδιο υπολογίζεται το πλάτος της οπλισμένης εδαφικής μάζας σε κάθε στάθμη ώστε να αντιστέκεται στην ολίσθηση κατά μήκος του οπλισμού. Μια σφηνοειδούς τύπου επιφανειακή αστοχία καθορίζεται από τα όρια των ενισχύσεων (το μήκος των ενισχύσεων καθορίστηκε στο πέμπτο στάδιο).
- Στο προτελευταίο και όγδοο στάδιο εκτελείται μια ψευδοστατική ανάλυση χρησιμοποιώντας εδαφικό σεισμικό συντελεστή, ο οποίος επιλέγεται από τον εκάστοτε αντισεισμικό κανονισμό και η σεισμική επιτάχυνση A_m η οποία ισούται με $A_m = A/2$. Τα οπλισμένα εδαφικά πρανή είναι όλκιμου τύπου κατασκευές, περισσότερο από τους τοίχους αντιστήριξης. Στις ΗΠΑ το A_m μπορεί να θεωρηθεί ως $A/2$ εφόσον επιτρέπεται από το AASHTO (Standard specifications for highway bridges). Ο σχετικός συντελεστής ασφαλείας ισούται με $F.S. \text{ dynamic} \geq 1$. Η σεισμική ευστάθεια στη ψευδοστατική μέθοδο επιλέγεται προσθέτοντας μια οριζόντια ή/και μια κατακόρυφη δύναμη στο κέντρο βάρους κάθε επιφάνειας στην εξίσωση ισορροπίας. Η επιπρόσθετη δύναμη είναι ίση με τον σεισμικό συντελεστή πολλαπλασιασμένο επί το συνολικό βάρος της ολισθαίνουσας μάζας. Θεωρείται ότι η δύναμη αυτή δεν έχει καμία επιρροή στις υπόλοιπες δράσεις που λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό της ευστάθειας. Είναι σημαντικό να εκτιμάται και η πιθανότητα ύπαρξης νερού στη στάθμη θεμελίωσης.
- Στο τελευταίο και ένατο στάδιο υλοποιούνται δύο έλεγχοι: α) ο έλεγχος του υπόγειου νερού με τον σχεδιασμό της υπόγειας αποστράγγισης, λαμβάνοντας υπόψη την κατεύθυνση της ροής, το φιλτράρισμα, την τοποθεσία καθώς και το

ρεύμα εκροής και β) ο έλεγχος της επιφανειακής απορροής νερού. Στην περίπτωση αυτή τα επιφανειακά νερά πρέπει να συλλέγονται πάνω από το οπλισμένο πρανές και κατευθύνονται με την βοήθεια μιας τάφρου ή σωληνώσεων κάτω από την βάση του πρανούς. Όσον αφορά την αποστράγγιση πρέπει να ακολουθούνται οι προδιαγραφές λεπτομερώς.

2.4.2 Ελληνικός κανονισμός - Πρότυπο EN 14475-2006

Τις τελευταίες δεκαετίες στον Ελληνικό χώρο παρατηρείται πως πραγματοποιούνται ικανοποιητικές σε αριθμό μελέτες και κατασκευές οπλισμένων επιχωμάτων, η εμπειρία από τη συμπεριφορά των οποίων στο χρόνο είναι ακόμα ιδιαίτερα μικρή. Παρά το γεγονός αυτό έχουν διαμορφωθεί οδηγίες σύμφωνα με το Πρότυπο ΕΛΟΤ EN 14475/2006 που περιέχουν σχεδιαστικά βήματα για την κατασκευή και τον σχεδιασμό οπλισμένων πρανών.

Το πρότυπο ΕΛΟΤ EN 14475-2006 (Execution of special geotechnical works - Reinforced fill) όπως υιοθετήθηκε αυτούσιο έως εθνικό κείμενο από τον ΕΛΟΤ είναι ο βασικός ισχύων Ελληνικός κανονισμός που αναφέρεται στα οπλισμένα επιχώματα. Το πρότυπο αυτό καλύπτει την ορολογία, τους ορισμούς, τις απαιτήσεις υλικών και του τρόπου κατασκευής των οπλισμένων επιχωμάτων καθώς και τις βασικές οδηγίες εφαρμογής τους. Δεν καλύπτει ακόμα τα θέματα σχεδιασμού (υπολογιστικούς ελέγχους ευστάθειας - λειτουργικότητας), όπως επίσης το θέμα αυτό δεν καλύπτεται από τον Ευροκώδικα 7.

Κυριότεροι επιμέρους άλλοι κανονισμοί και οδηγίες που αναφέρονται εν μέρει τουλάχιστον στην μεθοδολογία ανάλυσης - ελέγχου και τις τιμές των συντελεστών ασφαλείας για οπλισμένα επιχώματα αντιστήριξης, είναι οι γαλλικές οδηγίες NFG 38064 (1997) και NF P94-220 (1998), ο Βρετανικός κανονισμός BS 8006:1995 και Οδηγίες της Ομοσπονδιακής Υπηρεσίας Αυτοκινητοδρόμων των Η.Π.Α. FHWA-NHI-00-043 (2001), οι οποίες έχουν αρκετά κοινά σημεία με τις προαναφερθείσες γαλλικές οδηγίες.

Καθορισμός του πεδίου εφαρμογής του έργου

Με τη χρήση του όρου οπλισμένα επιχώματα εννοούνται όλες οι γεωκατασκευές (έργα αντιστήριξης, οπλισμένα επιχώματα, κλπ) που ορίζονται σύμφωνα με το πρότυπο του ΕΛΟΤ EN 14475-2006. Δηλαδή, είναι όλα τα επιχώματα πολιτικού μηχανικού

(engineering fills), τα οποία περιλαμβάνουν οποιονδήποτε αποδεκτού τύπου οπλισμό, είτε στο σύνολο του ύψους αυτών, είτε τοπικά στην βάση ή την στέψη.

Οι παρούσες οδηγίες αφορούν τον υπολογιστικό έλεγχο επιχώματων με κλίση αναβαθμών μικρότερης ή ίσης από 71° ($\nu:\beta=3:1$), τα οποία οπλίζονται με γεωσυνθετικούς οπλισμούς (πολυμερικούς), όπως αυτά ορίζονται, σχεδιάζονται και κατασκευάζονται σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ EN 14475-2006. Με το συγκεκριμένο πρότυπο του ΕΛΟΤ δεν καλύπτονται οπλισμένες επιχώσεις με κλίσεις αναβαθμών μεγαλύτερες των 71° ($\nu:\beta=3:1$), αλλά και επιχώματα υποκείμενα σε ειδικές φορτίσεις, όπως φορτία ακροβάθρων.

Καθορισμός της κατηγορίας του οπλισμένου επιχώματος καθώς και των απαιτήσεων σχεδιασμού

Σχετικά με τη διάρκεια ωφέλιμης χρήσης τα οπλισμένα επιχώματα βάσει του ΕΛΟΤ EN 14475 κατατάσσονται στη κλάση 1 (Class 1) που αφορά προσωρινές κατασκευές με διάρκεια ωφέλιμης χρήσης έως 5 έτη και στις κλάσεις 2-5 (Class 2-5) με διάρκεια ωφέλιμης χρήσης μεγαλύτερη των 5 ετών. Τόσο η διάρκεια ωφέλιμης χρήσης όσο και η γεωτεχνική κατηγορία (ΓΚ) κατά EN-1997-1, στην οποία θα κατατάσσεται το κάθε οπλισμένο επίχωμα θα πρέπει να ορίζονται πριν από το σχεδιασμό τους.

Από πλευράς σπουδαιότητας θα πρέπει εξ αρχής (πριν από τον σχεδιασμό και τους ελέγχους), να ορίζεται επίσης η γεωτεχνική κατηγορία (ΓΚ) κατά EN-1997-1, στην οποία θα κατατάσσεται το κάθε οπλισμένο επίχωμα, λαμβάνοντας υπόψη τις ακόλουθες οδηγίες. Οι γεωτεχνικές κατηγορίες αποσκοπούν στην απρόσκοπτη λειτουργία του συνολικού έργου και χαρακτηρίζουν την κρισιμότητα της διατήρησης αυτού σε συνθήκες πλήρους λειτουργίας. Ταυτόχρονα οριοθετούν την έκταση και την ποιότητα των απαιτούμενων γεωτεχνικών ερευνών, την έμφαση στην επίβλεψη κατά την διάρκεια της κατασκευής, καθώς και το απαιτούμενο επίπεδο οργάνωσης και συντήρησης κατά τη λειτουργία του έργου. Οι κατηγορίες αυτές είναι :

- **Γεωτεχνική Κατηγορία 1: (ΓΚ1)**

-Συνήθη απλά επιχώματα όπου είναι αμελητέος ο κίνδυνος και περιορισμένες οι συνέπειες σε περίπτωση αστοχίας.

- **Γεωτεχνική Κατηγορία 2: (ΓΚ2)**

-Συνήθεις κίνδυνοι και δυσμενείς συνέπειες σε περίπτωση αστοχίας.

- Συνήθη οπλισμένα επιχώματα (εξαιρούνται τα κατατασσόμενα στην ΓΚ3 & ΓΚ1).
- Συνήθεις - ομαλές γεωτεχνικές συνθήκες θεμελίωσης ή συνθήκες θεμελίωσης αντιμετωπίσιμες χωρίς ιδιαίτερη δυσκολία.

- **Γεωτεχνική Κατηγορία 3: (ΓΚ3)**

- Οπλισμένα επιχώματα (π.χ., πολύ υψηλά και απότομα, σύνθετης γεωμετρίας και κατασκευής κ.λπ.),
- Επιχώματα που θεμελιώνονται σε ιδιαίτερα δύσκολες εδαφικές συνθήκες θεμελίωσης ή επιβάλλονται ασυνήθεις σπάνιες φορτίσεις, ή ο σεισμός αποτελεί κρίσιμη παράμετρο σχεδιασμού και επηρεάζει τη γενικότερη λειτουργία της κατασκευής.
- Στην κατηγορία ΓΚ3 κατατάσσονται και τα επιχώματα που δεν δύνανται να ενταχθούν στις δύο προηγούμενες κατηγορίες.

Επιπροσθέτως, για τον σχεδιασμό ενός άοπλου ή οπλισμένου επιχώματος απαιτείται η εκτίμηση τόσο του είδους και της ποιότητας του γεωυλικού επίχωσης, λαμβάνοντας υπόψη τις επιτόπου συνθήκες του έργου όσο και των τιμών του μέτρου παραμορφωσιμότητας των στοιχείων όπλισης αναλόγως του επιπέδου φόρτισης και της διάρκειας ωφέλιμης χρήσης τους.

Βασικές αρχές υπολογιστικών ελέγχων

- **Μεθοδολογία ελέγχων**

Ο έλεγχος των οπλισμένων επιχωμάτων πραγματοποιείται με οποιαδήποτε έγκριτη κλασική μέθοδο οριακών ελέγχων ευστάθειας (π.χ., Bishop, Janbu, Spencer, κ.λπ.), η οποία λαμβάνει υπόψη τις αντοχές και τις τριβές των οπλισμών. Λόγω της εφελκυστικής δύναμης των στοιχείων όπλισης παρατηρείται αύξηση του γενικού συντελεστή ασφάλειας. Συμπληρωματικά, μπορεί να χρησιμοποιείται και ανάλυση συνεχούς μέσου (πεπερασμένες διαφορές ή πεπερασμένα στοιχεία).

Στις περιπτώσεις απότομων κλίσεων υψηλών επιχωμάτων εδραζόμενων σε έδαφος απότομης εγκάρσιας κλίσης ή και υπεδάφους μειωμένης φέρουσας ικανότητας πραγματοποιούνται ασφαλώς επιμέρους έλεγχοι. Τέλος στους λειτουργικούς ελέγχους περιλαμβάνονται οι έλεγχοι των καθιζήσεων του υπεδάφους θεμελίωσης και των

συνιζήσεων του σώματος του επιχώματος και αποσκοπούν στον υπολογισμό των παραμορφώσεων των γεωκατασκευών

▪ Συνδυασμοί φορτίσεων - Γενικές απαιτήσεις ασφαλείας

Οι έλεγχοι των οπλισμένων επιχωμάτων διεξάγονται με τους απαιτούμενους συνολικούς συντελεστές ασφαλείας που αναγράφονται στον Πίνακα 2.1.

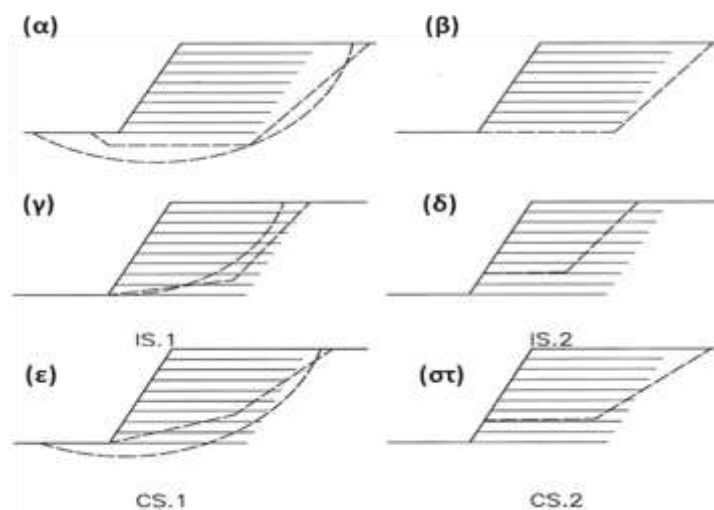
Πίνακας 2.1. Απαιτούμενοι συνολικοί συντελεστές ασφαλείας (απόσπασμα του πίνακα 4.6 ΟΜΟΕ).

Συνδυασμός φόρτισης	Συνθήκες	Παράμετροι διατηρητικής αντοχής για τα εδαφικά στρώματα	Απαιτούμενος συνολικός συντελεστής ασφαλείας
1	Βραχυχρόνιες στατικές	Αστράγγιστες συνθήκες (συνεκτικά εδάφη)	1.20
2	Μακροπρόθεσμες με σεισμό	Βελτιωμένη αστράγγιστη λόγω στερεοποίησης (συνεκτικά εδάφη)	1.00
3	Μακροπρόθεσμες με ανώτερη στάθμη υπόγειου ορίζοντα 50ετίας	Ενεργές παράμετροι αντοχής	1.30

▪ Μηχανισμοί ελέγχου - καταστάσεις αστοχίας - λειτουργικότητας

Σ ένα οπλισμένο επίχωμα αξιολογούνται όλες οι πιθανές μορφές δυνητικής αστοχίας που είναι η εξωτερική ευστάθεια (external stability – ES), η εσωτερική ευστάθεια (internal stability – IS) και η σύμμεκτη ευστάθεια (compound stability – CS) καθώς προσδιορίζονται και οι ελάχιστοι συνολικοί συντελεστές ασφαλείας, οι οποίοι συγκρίνονται με τους αντίστοιχους απαιτούμενους συνολικούς συντελεστές του Πίνακα 2.1. Στην εξωτερική ευστάθεια, το οπλισμένο σώμα του επιχώματος αντιμετωπίζεται στον έλεγχο ως ένα πρακτικώς απαραμόρφωτο στερεό σώμα, το οποίο μπορεί να παραλάβει ωθήσεις και να μεταβιβάσει στην βάση του δυνάμεις θλίψης και διάτμησης. Στην κατάσταση αυτή, δεν παίζουν άμεσα ρόλο τα στοιχεία όπλισης (παρά μόνο στον γεωμετρικό καθορισμό του οπλισμένου τμήματος του επιχώματος). Περιλαμβάνονται οι ακόλουθοι επιμέρους μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας: (α) αστοχία βαθιάς ολίσθησης

(ES.1) που διερευνάται με κυκλικές ή πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, οι οποίες δεν τέμνουν τα στοιχεία οπλισμού (Σχήμα 2.24α), (β) ολίσθηση του στερεού (οπλισμένου σώματος) στη βάση (ES.2) που διερευνάται με πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης στη βάση έδρασης του επιχώματος (Σχήμα 2.24β).



Σχήμα 2.24. Ενδεικτικές καταστάσεις και μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας για ελέγχους οπλισμένων επιχωμάτων (FHWA, 2001).

Στην εσωτερική ευστάθεια ελέγχονται οι πιθανοί μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας. Οι εξεταζόμενες επιφάνειες μπορεί να είναι πολυγωνικές & περιστροφικές επιφάνειες, οι οποίες αναπτύσσονται εντός του οπλισμένου σώματος του επιχώματος συνυπολογίζοντας και τη συνεισφορά των οπλισμών. Περιλαμβάνονται οι εξής επιμέρους μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας: (α) κυκλικός ή πολυγωνικός μηχανισμός αστοχίας (IS.1), όπου διερευνάται με κυκλικές ή πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, οι οποίες διέρχονται αποκλειστικά εντός του οπλισμένου σώματος (Σχήμα 2.24γ) και (β) ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος (IS.2), όπου διερευνάται με πολυγωνικές επιφάνειες, που περιλαμβάνουν τμήμα διεπιφανείας μειωμένης αντοχής (μεταξύ εδάφους - στοιχείου όπλισης), διερχόμενες αποκλειστικά εντός του οπλισμένου σώματος (Σχήμα 2.24δ). Στη σύμμεκτη ευστάθεια ελέγχονται οι πιθανοί μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας (πολυγωνικές & περιστροφικές επιφάνειες), οι οποίες διέρχονται ταυτόχρονα τόσο εντός, όσο και εκτός του οπλισμένου σώματος του επιχώματος, όπου περιλαμβάνονται οι εξής επιμέρους μηχανισμοί δυνητικής αστοχίας: (α) περιστροφικός ή πολυγωνικός μηχανισμός αστοχίας (CS.1), όπου διερευνάται με περιστροφικές ή πολυγωνικές επιφάνειες δυνητικής ολίσθησης, οι οποίες αναπτύσσονται ταυτόχρονα εντός και εκτός

του οπλισμένου σώματος (Σχήμα 2.24ε) και (β) ολίσθηση κατά μήκος διεπιφανειών μειωμένης αντοχής εντός του οπλισμένου σώματος (CS.2), όπου Διερευνάται με πολυγωνικές επιφάνειες, που περιλαμβάνουν τμήμα διεπιφάνειας μειωμένης αντοχής (μεταξύ εδάφους - στοιχείου όπλισης), διερχόμενης ταυτόχρονα εντός και εκτός του οπλισμένου σώματος (Σχήμα 2.24στ).

Συμπληρωματικά, για τους υπολογισμούς των λειτουργικών ελέγχων ο συνολικός συντελεστής ασφάλειας και όλοι οι επιμέρους συντελεστές είτε επί των φορτίσεων, είτε επί των εδαφικών παραμέτρων, λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα. Στους ελέγχους αυτούς συμμετέχει τόσο ο έλεγχος των καθιζήσεων του υπεδάφους θεμελίωσης του οπλισμένου επιχώματος όσο και ο έλεγχος των συνιζήσεων του σώματος του επιχώματος.

Καθορισμός σεισμικής ευστάθειας

Για τον καθορισμό της σεισμικής ευστάθειας εκτελείται μια ψευδοστατικού τύπου ανάλυση. Εφαρμόζονται ψευδοστατικές επιταχύνσεις στην υπό εξέταση διάταξη και η ανάλυση αυτή πρέπει να είναι σύμφωνη με τον ΕΑΚ (2000) για πρηνή - αναχώματα. Η ευστάθεια φυσικών ή τεχνητών πρηνών κατά τον σεισμικό κραδασμό ελέγχεται με θεώρηση της οριζόντιας ($a_h = a_n$) και κατακόρυφης ($a_v = \pm 1/2 a_n$) επιτάχυνσης που δρουν στην εδαφική μάζα. Η σεισμική επιτάχυνση (a_n) σχεδιασμού του πρηνούς λαμβάνεται ίση με 0.5α για φυσικά πρηνή.

Καθορισμός στοιχείων όπλισης

▪ Σχεδιασμός στοιχείων όπλισης

Είναι γνωστό ότι τόσο η χρονική διάρκεια επιβολής της φόρτισης, όσο η θερμοκρασία περιβάλλοντος επηρεάζουν την εφελκυστική αντοχή των γεωσυνθετικών οπλισμών. Γι' αυτόν τον λόγο οι εφελκυστικές αντοχές σχεδιασμού των στοιχείων όπλισης κατά τη διάρκεια του χρόνου ζωής του έργου, καθώς και σε συνθήκες ταχείας φόρτισης, είναι διαφοροποιημένες και καθορίζονται από τα αντίστοιχα πιστοποιητικά του στοιχείου όπλισης. Όταν δεν καθορίζονται από την αρχή κάποιοι συγκεκριμένοι (εμπειρικοί) τύποι στοιχείων όπλισης, τότε λαμβάνονται κατά προσέγγιση.

▪ Αντίσταση έναντι εξόλκευσης στοιχείων όπλισης

Η εξόλκευση ενός στοιχείου όπλισης δύναται όταν το εφελκυτόμενο στοιχείο όπλισης διατέμνεται από μία επιφάνεια δυνητικής ολίσθησης. Η δύναμη έναντι εξόλκευσης ($T_{pu,k}$

$=2\mu \cdot L_e \sigma_n'$) είναι συνάρτηση του μήκους αγκύρωσης του στοιχείου L_e , της ορθής τάσης σ_n' και του συντελεστή έναντι εξόλκευσης μ^* , που προσδιορίζεται με δοκιμές εξόλκευσης.

▪ **Αντίσταση έναντι ολίσθησης κατά μήκος διεπιφανειών εδάφους-στοιχείων όπλισης**

Για τον υπολογισμό της αντίστασης έναντι ολίσθησης στις διεπιφάνειες στοιχείων όπλισης-εδάφους επίχωσης (ή εδάφους έδρασης), χρησιμοποιείται ο συντελεστής αλληλεπίδρασης έναντι ολίσθησης f_{ds} , η τιμή του οποίου καθορίζεται βάσει των πιστοποιητικών του στοιχείου όπλισης και της ενεργής γωνίας τριβής του εδάφους ή βάσει εργαστηριακών δοκιμών.

Καθορισμός των βασικών αρχών των κατασκευαστικών διατάξεων

Σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ EN 14475-2006 οι αποστάσεις των οπλισμών καθ' ύψος είναι τέτοιες ώστε να επιτυγχάνεται ικανοποιητική συμπίκνωση. Με άλλα λόγια, οι αποστάσεις κυμαίνονται μεταξύ 0.20m έως 0.80m και είναι ακέραια πολλαπλάσια του καθοριζόμενου συμπυκνωμένου πάχους των επιμέρους στρώσεων του γεωυλικού κατασκευής του επιχώματος. Για τον ίδιο λόγο, συνιστάται τα μήκη και οι δυσκαμψίες - αντοχές των οπλισμών να μην είναι εντόνως ασυνεχώς μεταβαλλόμενα καθ' ύψος.

Τεχνικές προδιαγραφών των υλικών κατασκευής

▪ **Καταλληλότητα - Παράμετροι γεωυλικών επιχώματος**

Γενικά, όσον αφορά τα γεωυλικά που χρησιμοποιούνται στα άοπλα εδαφικά επιχώματα, είναι κατάλληλα και για τα οπλισμένα επιχώματα εκτός φυσικά των οργανικών, διογκούμενων ή υδατοδιαλυτικών γεωυλικών και πάντα θα πρέπει να είναι σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ EN 14475-2006, όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.2. Συνήθως συνιστώνται κοκκώδη ή μικτής κοκκομετρικής διαβάθμισης γεωυλικά.

Η μέγιστη διάσταση και η μορφή των κόκκων του υλικού, σε σχέση με την ορυκτολογική σύσταση και την προέλευσή του, εξαρτάται από το είδος των οπλισμών (ώστε να μην καταστρέφονται κατά την τοποθέτησή τους), καθώς και από το καθοριζόμενο μέγιστο πάχος στρώσης του υλικού προς συμπίκνωση.

- Τα ηλεκτροχημικά χαρακτηριστικά των γεωυλικών (pH, ηλεκτρική αγωγιμότητα, χλωροϊόντα και θειικά) πρέπει να βρίσκονται εντός ανεκτών ορίων εφόσον οι οπλισμοί είναι χαλύβδινοι. Για πολυμερικής σύστασης οπλισμούς αρκεί ο βαθμός οξύτητας pH να

μη λαμβάνει ιδιαίτερα ακραίες τιμές (εξαρτώνται από τις προδιαγραφές του υλικού του οπλισμού).

Πίνακας 2.2. Τυπικοί συνδυασμοί γεωυλικών επίχωσης, οπλισμών και συστήματος επένδυσης (κατά EN 14475-2006).

Τύπος Υλικού	Τύπος 1	Τύπος 2	Τύπος 3	Τύπος 4
Γεωμηχανικά χαρακτηριστικά	Ελεύθερα στραγγιζόμενο	Κοκκώδης	Ενδιάμεσο	Λεπτό-κοκκο
% διερχόμενο από βροχίδα 80 μικρών	<5%	<12%	12-35%	>35%
% διερχόμενο από βροχίδα 20 μικρών	-	-	<10%	>10%
Δείκτης πλαστικότητας	-	-	<25	<25
Είδος κατασκευής				
Το μέρος της κατασκευής εκτεθειμένο σε πλημμύρα/ ή σε απότομη πτώση στάθμης του ύδατος	A	B	B	Δ
Γεωκατασκευές στις οποίες εδράζονται ακρόβαθρα γέφυρας, σιδηροδρομικές γραμμές, κτίρια	A	A	B	Γ(α)
Υψηλοί οπλισμένοι τοίχοι	A	A	B	Δ
Υψηλά οπλισμένα επιχώματα	A	A	B	Γ(β)
Συνήθεις τοίχοι και επιχώματα	A	A	A	Γ(β)

Τύπος Υλικού	Τύπος 1	Τύπος 2	Τύπος 3	Τύπος 4
Στοιχεία όπλισης				
Λεία λωριδωτά ή ραβδωτά στοιχεία (μεταλλικά ή πολυμερικά)	A	A	Γ(α)	Δ
Λωριδωτά ή ραβδωτά στοιχεία με νευρώσεις (μεταλλικά ή πολυμερικά)	A	A	B Γ(δ)	Δ
Πλέγματα ραβδών, εννιαία φύλλα όπλισης, γεωπλέγματα (μεταλλικά ή πολυμερικά)	A	A	B Γ(δ)	Δ
Γεωσυνθετικά αποστράγγισης (διαπερατότητα στο επίπεδό τους)	B	A	A	Γ(β)
Επένδυση παρειάς				
Ακαμπτη	A	A	Δ(α)	Δ
Ημι-άκαμπτη	A	A	Γ(ε)	Δ
Εύκαμπτη	A	A	A B	Γ(ε)
Σημειώσεις	A	Συνήθης πρακτική		
	B	Όχι συχνή εφαρμογή		
	Γ	Απαιτεί ειδική μελέτη		
	Δ	Δεν συνίσταται		

Γενικές παρατηρήσεις

Οι προτεινόμενοι συνδυασμοί (γεωυλικών, στοιχείων όπλισης και συστήματος επένδυσης παρειάς) αποτελούν απλά και μόνο οδηγία και όχι προδιαγραφή. Η παραπάνω συνοπτική περιγραφή των γεωυλικών, αναφέρεται σε κάποιες μόνο από τις βασικές ιδιότητες των γεωυλικών και όχι σε όλα τους τα χαρακτηριστικά. Τα ειδικά χαρακτηριστικά των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν θα καθορίζονται στην μελέτη του έργου. Λεπτόκκοκο (ιλυοαργιλώδες) υλικό επίχωσης που περιέχει μεγάλο ποσοστό υγρασίας (μεγαλύτερης της βέλτιστης) συμπυκνώνεται δύσκολα. Κατά την συμπύκνωση είναι δυνατόν να δημιουργηθούν διεπιφάνειες μικρής διατμητικής αντοχής και να μην

επιτευχθεί η απαιτούμενη συμπίκνωση. Λεπτόκκοκο υλικό επίχωσης το οποίο έχει αποτεθεί και συμπακνώνεται υπό αντίξοες καιρικές συνθήκες θεωρείται προβληματικό. Θα πρέπει επίσης να λαμβάνεται υπόψη πιθανή παγοπληξία του υλικού αυτού, κατά την χρησιμοποίησή του σε ψυχρά κλίματα.

Ειδικές παρατηρήσεις:

- (α): Εάν δεν επιτευχθεί επαρκής συμπίκνωση των γεωυλικών, τότε οι διαφορικές καθιζήσεις που μπορεί να συμβούν μεταξύ της επένδυσης της παρειάς και των στοιχείων όπλισης πιθανώς να προκαλέσουν την υπερφόρτιση των συνδέσεων τους.
- (β): Πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι υδραυλικές ιδιότητες του γεωυλικού.
- (γ): Ιδιαίτερη μέριμνα θα πρέπει να λαμβάνεται για την επίδραση που έχει στην γωνία τριβής γεωυλικού η διαδικασία συμπίκνωσης του πρανούς, λαμβάνοντας υπόψη την υγρασία και τις κλιματολογικές συνθήκες και την πιθανή χρήση ζωνών στράγγισης.
- (δ): Η αλληλεπίδραση μεταξύ των γεωυλικών και των στοιχείων όπλισης πρέπει να καθορίζονται τόσο με βάση τις συνθήκες που επικρατούν κατά την διάρκεια της εκσκαφής αλλά και για μακροχρόνιες.
- (ε): Κατά την διάρκεια κατασκευής της επένδυσης της παρειάς θα πρέπει να υπάρχει έλεγχος της ορθής τοποθέτησης των στοιχείων που την αποτελούν.

Στους υπολογισμούς θα πρέπει να λαμβάνονται οι τιμές από τους δείκτες των χαρακτηριστικών ενεργών παραμέτρων διατμητικής αντοχής ϕ_k & c_k κατά ΕΛΟΤ EN1997.01, με τιμή της ενεργού συνοχής κατά μέγιστο ίση με 5 kPa. Μεγαλύτερες τιμές ενεργής συνοχής μπορεί να λαμβάνονται σε ειδικές περιπτώσεις και κατόπιν ειδικής έγκρισης.

2.4.3 Σύγκριση των κανονισμών

Ένα κοινό σημείο μεταξύ οδηγιών στις Η.Π.Α. και στην ευρώπη αποτελεί ο τρόπος αντιμετώπισης της σεισμικής ευστάθειας του πρανούς εφαρμόζοντας τη μέθοδο οριακής ισορροπίας μέσω της ψευδοστατικής ανάλυσης με την χρήση κάποιων επιλεγμένων σεισμικών συντελεστών επιτάχυνσης. Ακόμα και στους δυο κανονισμούς στη ψευδοστατική ανάλυση επιλέγεται ως σεισμική επιτάχυνση η μισή σχεδιαστική σεισμική επιτάχυνση.

Ως εκ τούτου, ένα άλλο κοινό σημείο μεταξύ τους είναι ότι στην κατασκευή των γεωσυνθετικά ενισχυμένων εδαφικών πρανών οι αποστάσεις των οπλισμών των πρανών

καθορίζονται εντός των ορίων 0.2m και 0.8m και δεν υπερβαίνουν το 1m σε ύψος. Επιπλέον, στις Ελληνικές οδηγίες εξετάζονται τρεις κατηγορίες αστοχιών: η εσωτερική, η εξωτερική και η μεικτή ευστάθεια, ενώ στους κανονισμούς των Η.Π.Α. γίνεται έλεγχος της εξωτερικής ευστάθειας του πρανούς και ειδικότερα έλεγχος βαθιάς αστοχίας, καθώς και αστοχία στον πόδα του πρανούς, όπως επίσης και έλεγχος της εσωτερικής ευστάθειας.

Από την άλλη πλευρά, υπάρχουν κάποιες βασικές ελλείψεις των οδηγιών που εφαρμόζονται στην Ευρώπη έναντι των κανονισμών των Η.Π.Α., όπως το γεγονός ότι δε γίνεται λεπτομερής αναφορά στην διαδικασία εύρεσης της κατανομής των οπλισμών στο πρηνές, στην επιλογή των τεχνικών χαρακτηριστικών αυτών και στην διαδικασία κατασκευής του πρανούς. Επιπλέον δε γίνεται σχεδόν καμία αναφορά στα συστήματα και στις μεθόδους απορροής του πρανούς, παράγοντας που επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την ευστάθεια ενός πρανούς. Η μέθοδος απορροής στον σχεδιασμό ενός πρανούς παίζει σημαντικό ρόλο και μπορεί να επιφέρει σημαντικές αλλαγές στη μελέτη και στην κατασκευή του.

2.5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΣΕ ΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΕΠΙΧΩΜΑΤΑ

Είναι γνωστό πως κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος τα φυσικά ή τεχνητά πρηνή και επιχώματα καθίστανται ασταθή όταν οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται υπερβούν τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή σε μια ενδεχόμενη επιφάνεια θραύσης. Τότε εκδηλώνεται η ολίσθηση στο πρηνές, της οποίας το μέγεθος κυμαίνεται από μερικά εκατοστά έως και δεκάδες m. Επίσης, οι οριζόντιες εδαφικές επιταχύνσεις που επιβάλλουν πρόσθετες αδρανειακού τύπου φορτίσεις, καθώς και η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού που μειώνει τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή στην κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης, αποτελούν τα λεγόμενα σεισμικά φορτία. Είναι ανάγκη να τονιστεί πως ένας άλλος παράγοντας που συμβάλλει στην αστάθεια των πρηνών και επιχωμάτων είναι και η πιθανή αύξηση της πίεσης των πόρων. Οι σεισμικές φορτίσεις επηρεάζουν σε μεγαλύτερο βαθμό τα επιχώματα μεγάλου ύψους και απότομων κλίσεων. Γενικά, οι πιθανές καταστροφικές συνέπειες ενός σεισμού στα επιχώματα περιλαμβάνουν αστοχίες λόγω: (α) της προσωρινής υπέρβασης της διατμητικής αντοχής από τις τάσεις που εισάγονται από το σεισμικό κραδασμό, (β) των μετακινήσεων κάτω από τη θεμελίωση, (γ) της μόνιμης παραμόρφωσης του εδάφους της

θεμελίωσης ή του συνόλου του επιχώματος, (δ) της καθίζησης της στέψης του και (ε) της απομείωσης της διατμητικής αντοχής.

Επιπροσθέτως, οι Locat et al. (1997) πρότειναν μια προσεγγιστική περιγραφή τεσσάρων σταδίων της μετακίνησης ενός πρανού, η οποία απεικονίζεται στο Σχήμα 2.25. Τα τέσσερα στάδια που πρότειναν είναι τα εξής:

(α) *το στάδιο πριν την αστοχία*

Στο στάδιο αυτό το έδαφος είναι σε κατάσταση ισορροπίας και ανέπαφο. Αυτό το στάδιο απεικονίζει την περίοδο κατά την οποία διενεργούν μια ποικιλία διεργασιών ρήξης. Αυτή η προκαταρκτική περίοδος έχει άμεση σχέση για παράδειγμα με τις καιρικές συνθήκες.

(β) *το στάδιο της έναρξης της αστοχίας*

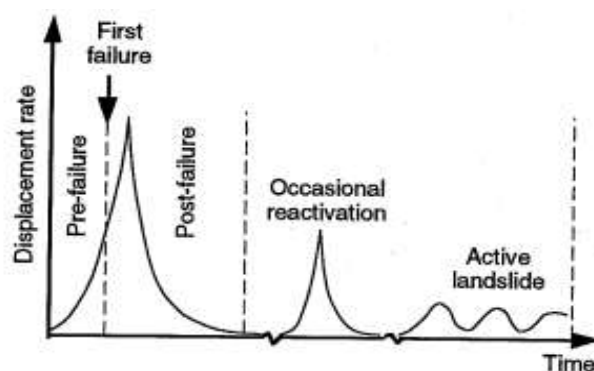
Το στάδιο αυτό χαρακτηρίζεται από τον σχηματισμό μιας συνεχούς διατμητικής επιφάνειας διαμέσου ολόκληρης της εδαφικής μάζας που προέρχεται από διάφορες αιτίες. Δηλαδή αυτό είναι το στάδιο όπου προκαλείται η κατολίθωση.

(γ) *το μετά την αστοχία στάδιο*

Το στάδιο αυτό περιγράφει την κίνηση της εδαφικής μάζας που υπεισέρχεται στην κατολίθωση αμέσως μετά την αστοχία και μέχρι να σταματήσει.

(δ) *το στάδιο επανεργοποίησης*

Στο στάδιο αυτό περιγράφεται η εδαφική μάζα που ολισθαίνει κατά μήκος μιας ή πολλών διατμητικών επιφανειών.



Σχήμα 2.25. Τα τέσσερα στάδια των Locat et al., (1997).

Είναι σημαντικό μετά από μια σοβαρή σεισμική δόνηση να παρατηρούνται και να καταγράφονται οι βλάβες που έχουν υποστεί οι οπλισμένες εδαφικά γεωκατασκευές/ οπλισμένα εδαφικά πρανή. Με αυτό τον τρόπο αποτιμάται η μεθοδολογία σχεδιασμού που βρίσκεται σε ισχύ καθώς προσδιορίζεται και ο τρόπος σεισμικής απόκρισης της

κατασκευής, δηλαδή οι κρίσιμες μορφές αστοχίας. Κατά τη διάρκεια πολλών σημαντικών – δυνατών σεισμών έχει καταγραφεί και τεκμηριωθεί η συμπεριφορά και η απόδοση οπλισμένων εδαφικά πρανών (Chen et al. (2000), Collin et al. (1992), Eliahu & Watt (1991), Fukuda et al. (1994), Hwang (2000), Kramer et al. (2001), Ling et al. (2001), Nishimura et al. (1996), Sandri (1994, 1997), Stewart et al. (1994a, 1994b), Tatsuoka et al. (1996, 1997a, 1997b, 1998), White & Holtz (1997)). Όπως είναι γνωστό, οι οπλισμένοι με γεωσυνθετικά τοίχοι κατά κανόνα έχουν επιδείξει γενικά καλή απόκριση υπό σεισμικές δράσεις. Βασικός στόχος της τοποθέτησης των οπλισμών στην εδαφική μάζα είναι η βελτίωση της μηχανικής συμπεριφοράς του εδαφικού υλικού τόσο από πλευράς μέγιστης διατμητικής αντοχής που μπορεί να αντέξει όσο και από πλευράς παραμορφώσεων που μπορεί να παραλάβει με ασφάλεια. Όλα αυτά που ισχύουν για τη σεισμική συμπεριφορά τοίχων αντιστήριξης οπλισμένης γης, οφείλονται κατά ένα μεγάλο ποσοστό σε επαρκώς τεκμηριωμένα ιστορικά περιστατικά κάποια από τα οποία θα αναφερθούν παρακάτω.

Σεισμός San Fernando (1971)

Ένα ανάστροφο ρήγμα προκάλεσε τον σεισμό San Fernando (1971). Το επιχώμα Van Norman μήκους περίπου 1.800 ft ολίσθησε μέσα στον ταμιευτήρα. Η απώλεια των 30 ft ύψους του επιχώματος ισοδυναμεί σαν να εισέρευσαν 800.000 m³ χωμάτινου φράγματος εντός του ταμιευτήρα (βλ. Σχήμα 2.26).



Σχήμα 2.26. Αστοχία στο φράγμα San Fernando.

Σεισμός Loma Prieta, California (1989)

Ο σεισμός Loma Prieta (1989) προκλήθηκε εξαιτίας ενός τμήματος του ρήγματος του Αγίου Ανδρέα που γλίστρησε 16 χιλιόμετρα βορειοανατολικά της Santa Cruz στην Καλιφόρνια. Ο σεισμός μετρήθηκε σε 7,1 βαθμούς της κλίμακας Richter και προκάλεσε υψηλά επίπεδα επιταχύνσεων εδάφους που κυμαίνονταν μεταξύ 0,5g και 0,6g. (Nova-Roessig & Sitar, 1999). Πολλές γεωκατασκευές που βρίσκονταν σε εκείνη την περιοχή

επιηρεάστηκαν αρνητικά από το σεισμό (Collin et al. (1992), Eliahu & Watt (1991)). Δεν ήταν εφικτό να μετρηθούν οι παραμορφώσεις όλων των γεωκατασκευών που υπέστησαν ζημιές, εκτός από μία. Από τις κατασκευές αυτές αναφέρεται το πρανές La Honda Slope το οποίο ήταν οπλισμένο με γεωπλέγματα όπου ήταν εφικτή η μέτρηση της σεισμικής μετακίνησής του. Οι μετρήσεις με το κλινόμετρο έδειξαν ότι υπήρχε μια παραμόρφωση του πάνω τμήματος του επιχώματος κατά 2 εκατοστά που αντιστοιχεί περίπου στο 0,2% του ύψους του (Collin et al. (1992)). Επιπροσθέτως, επλήγησαν 21 γεωσυνθετικά οπλισμένοι τοίχοι με ύψη από 5 έως 10 m, οι οποίοι βρίσκονταν 11 με 100 χιλιόμετρα από το επίκεντρο. Μόνο δύο τοίχοι με ύψη 5,5 και 6m είχαν σχεδιαστεί για να αντέχουν σεισμικά φορτία 0,2g και 0,1g, αντίστοιχα. Και οι δύο τοίχοι βρίσκονταν περίπου 100km από το επίκεντρο και δεν υπήρξε καμία ένδειξη βλάβης σε κάποιον από αυτούς. Ο σεισμός Loma Prieta αποτέλεσε ένα από τα πιο σημαντικά σεισμικά γεγονότα στο χώρο της γεωτεχνικής μηχανικής, γιατί τότε καταγράφηκε η σεισμική απόκριση των οπλισμένων εδαφικά πρανών με γεωπλέγματα, τα οποία ξεκίνησαν για πρώτη φορά να χρησιμοποιούνται στις γεωκατασκευές στις αρχές της δεκαετίας του 1980.

Σεισμός Northridge, California (1994)

Ο σεισμός Northridge (1994) μεγέθους 6.7 βαθμών της κλίμακας ρίχτερ και με υψηλές εδαφικές επιταχύνσεις αποτέλεσε ένα σημαντικό γεγονός λόγω των σχετικά υψηλών τιμών που παρουσίασαν οι κατακόρυφες επιταχύνσεις (Stewart et al. (1994a)). Είχαν κατασκευαστεί 23 οπλισμένες γεωκατασκευές ενισχυμένες με μεταλλικές λωρίδες. Οι κατασκευές συμπεριφέρθηκαν καλά απέναντι στο σεισμικό γεγονός. Κάποια πανέλα διαχωρίστηκαν προκαλώντας διαρροές του εδαφικού υλικού. Μια γεωκατασκευή ύψους 16m παρουσίασε διόγκωση του μετώπου της κατά 46 εκατοστά που αντιστοιχούν στο 3% του ύψους της. Τέλος, στον τοίχο Valencia μετρήθηκαν επιταχύνσεις της τάξης των 0.6g, αλλά πέρα από κάποιες ρηγματώσεις δεν αναπτύχθηκαν σημαντικές παραμορφώσεις.

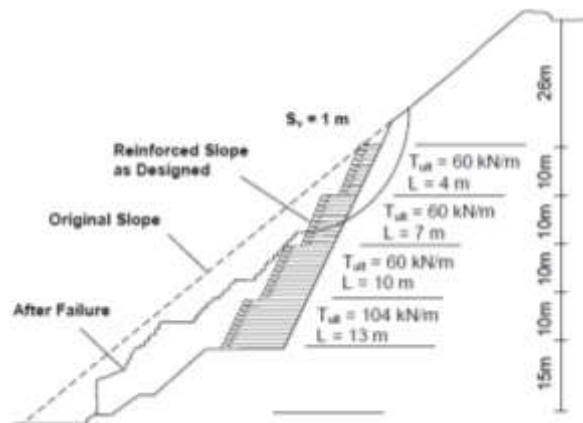
Σεισμός Hyogoken- Nanbu (Kobe), Japan (1995)

Ο σεισμός Hyogoken-Nanbu (1995) μεγέθους 6.9 βαθμών της κλίμακας ρίχτερ προκάλεσε σημαντικές βλάβες στο Kobe και στις γύρω περιοχές. Οι Kobayashi et al. (1996) και Tatsuoka et al. (1997a) αναφέρονται σε 3 οπλισμένες εδαφικές κατασκευές, οι οποίες βρίσκονταν σε απόσταση 40km από το επίκεντρο του σεισμού, όπου παρατηρήθηκαν κάποιες ελάχιστες ζημιές. Επτά πρανή σταθεροποιήθηκαν με εδαφοηλώσεις (soil nailing) βάσει των Tatsuoka et al. (1995). Οι εδαφοηλώσεις

εφαρμόστηκαν για να στηρίξουν μια βαθιά εκοκαφή βάθους 14 m. Η εκοκαφή βρισκόταν στο τελευταίο στάδιο ολοκλήρωσής της όταν προκλήθηκε η σεισμική δόνηση. Μετά το σεισμό παρατηρήθηκε μετακίνηση του πάνω τμήματος της γεωκατασκευής κατά 3 m. Ακόμη ένας τοίχος αντιστήριξης από οπλισμένη γη ύψους 6m συμπεριφέρθηκε ικανοποιητικά, όντας υποβαλλόμενος σε επιταχύνσεις μεγαλύτερες από 0,8g. Οι καταγραφείσες μετακινήσεις ήταν σχετικά μικρές για τόσο ισχυρή σεισμική φόρτιση: 26cm στην κορυφή του τοίχου και 5cm σχετική μετακίνηση ως προς το αντιστηριζόμενο έδαφος στη βάση του τοίχου, Tatsuoka et al. (1996).

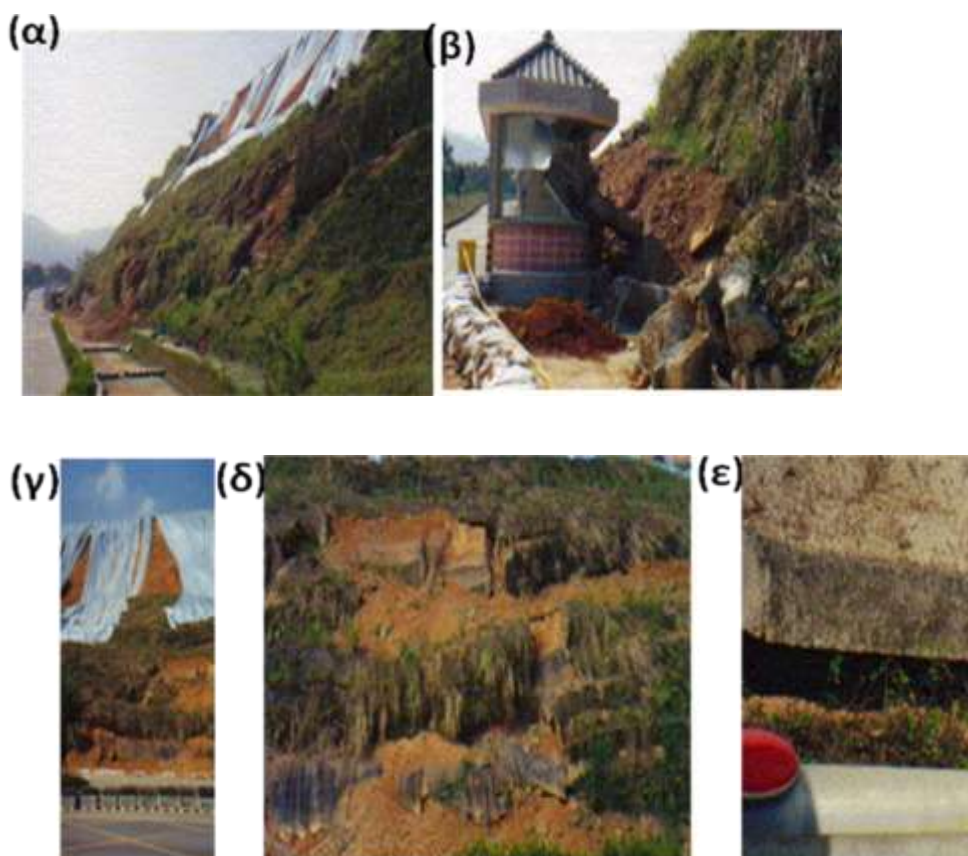
Σεισμός Chi-Chi, Taiwan (1999)

Ο σεισμός Chi-Chi (1999) μεγέθους 7.6 βαθμών της κλίμακας ρίχτερ προκλήθηκε κατά τη διάρρηξη του ανάστροφου ρήγματος Chelungpu. Η πόλη που επηρεάστηκε περισσότερο από αυτόν τον σεισμό είναι η Pu-Li, που απέχει 25km από το επίκεντρο του σεισμού. Ένα πρανές οπλισμένου εδάφους ύψους 40m και μήκους 180m, με κλίση 60° ως προς την οριζόντια διεύθυνση κατασκευάστηκε το 1995 στην πόλη Pu-Li της Ταϊβάν στην είσοδο του Πανεπιστημίου Chi-Nan (Ling & Leshchinsky (2003), Chou & Fan (2003)). Το πρανές περιλάμβανε τέσσερις αναβαθμούς ύψους 10m ο καθένας, με διαφορετικό μήκος οπλισμών: 13m, 10m 7m και 4m στον πρώτο (από τη βάση), δεύτερο, τρίτο και τέταρτο αναβαθμό, αντίστοιχα (Σχήμα 2.27). Ως οπλισμός χρησιμοποιήθηκε γεώπλεγμα εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού 100 kN/m στον πρώτο αναβαθμό και 60kNm στους υπόλοιπους τρεις. Η κατακόρυφη απόσταση των στρώσεων οπλισμού σε όλο το ύψος του πρανούς ήταν 1.0m ενώ το μήκος αναδιπλώσης στην πρόσοψη του πρανούς ήταν ίσο με 0.70m. Ως υλικό επίχωσης χρησιμοποιήθηκε το εδαφικό υλικό της περιοχής που χαρακτηρίζεται ως λυώδης άργιλος (Huang (2000), Ling et al. (2001)).



Σχήμα 2.27. Αστοχία οπλισμένου πρανούς (Huang, 2000).

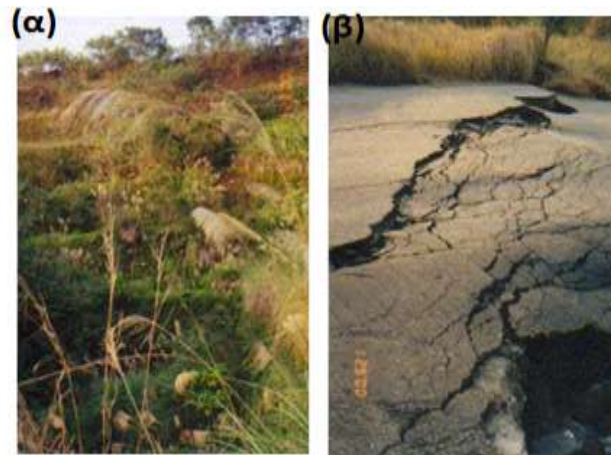
Το πρανές που αναφέρθηκε παραπάνω υπέστη αστοχία με αποτέλεσμα το υλικό του οπλισμένου εδάφους και ορισμένες κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος που εδράζονται σε αυτό να υποστούν μεγάλες μετακινήσεις (της τάξης των 10m) και να καταπέσουν στην οδό στα κατάντη του πρανούς (Σχήμα 2.28). Στο Σχήμα 2.28α,γ απεικονίζεται τόσο η μπροστινή όσο και η πλευρική αστοχία του πρανούς, ενώ στο Σχήμα 2.28δ απεικονίζεται η υποχώρηση των οπλισμών από την πλαγιά. Ωστόσο δεν είναι βέβαιο αν αυτή η παραμόρφωση οφείλεται μόνο στη σεισμική διέγερση (Chou N.N.S. (2000)). Βάσει καταγραφής από επιταχυνσιογράφο που βρισκόταν στην περιοχή βρέθηκε πως η τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης κατά την διεύθυνση της κλίσης του πρανούς (Ανατολή- Δύση) ήταν 0.59g, ενώ κατά την κατακόρυφη διεύθυνση 0.27g.



Σχήμα 2.28. Αστοχία οπλισμένου πρανούς στο χώρο του Πανεπιστημίου Chi-Nan, πλάγια όψη της αστοχίας του πρανούς (α), ζημιά στο γραφείο ασφαλείας (β), μπροστινή όψη της αστοχίας του πρανούς (γ), κοντινή όψη του πρανού όπου φαίνεται ο οπλισμός και το επίχωμα (δ) αστοχία του πεζοδρομίου που βρίσκεται στον πόδα του πρανούς (ε) (Chou, 2000).

Είναι σημαντικό να τονιστεί πως το ενισχυμένο εδαφικό πρανές ύψους 35m στην περιοχή Chung Hsin New Village έμεινε σταθερό μετά τον ισχυρό σεισμό. Το πρανές σχεδιάστηκε με κλίση 2(V):1(H) για σεισμική ευστάθεια με ένα σεισμικό συντελεστή 0.15,

αποτελούνταν από έξι πολλαπλά οπλισμένα επιχώματα και ο οπλισμός ήταν γεωπλέγμα HDPE με απόσταση ίση με 50cm μεταξύ τους (Chou et al. (1994)). Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι το οδόστρωμα κατά μήκος του πρανούς έχει υποστεί σοβαρές ζημιές (Σχήμα 2.29).



Σχήμα 2.29. Απεικόνιση του εδαφικού πρανούς ζημιά (α) και των σοβαρών ζημιών του οδοστρώματος κατά μήκος του πρανούς (Chou et al., 1994).

Επιπροσθέτως, στο Σχήμα 2.30 φαίνεται η περιοχή της πόλης Fung- Yan που υπέστη αστοχίες κατά το πέρασμα του ρήγματος Chelungpu το 1999, προκαλώντας ζημιές στο φράγμα Shih Kang και στη γέφυρα Bei-Fung.



Σχήμα 2.30. Απεικόνιση του εδαφικού πρανούς και των σοβαρών ζημιών του οδοστρώματος κατά μήκος του πρανούς (Hwang, 2000).

Σεισμός Nisqually, Washington (2001)

Έπειτα από τον σεισμό Nisqually (2001) αναφέρθηκε η κατάρρευση ενός οπλισμένου τοίχου που υποστήριζε το πάρκινγκ ξενοδοχείου (Kramer et al., 2001). Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση πλησίασε τα 0.15g. Η γεωκατασκευή είχε ύψος 4.5m ενισχυμένη με γεωπλέγματα μήκους 3.5m και υποστηριζόταν από ένα πρανές κλίσεως 2:1. Κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης τμήματα του τοίχου κατέρρευσαν. Η πτώση αυτών των τμημάτων υπάρχει πιθανότητα να οφείλεται στις ακατάλληλες συνθήκες του υπεδάφους. Επιπλέον ο Bray et al. (2001) αναφέρεται στην αστοχία του επιχώματος στο Capitol Interpretive Center, που απεικονίζεται στο Σχήμα 2.31.



Σχήμα 2.31. Αστοχία επιχώματος στο Capitol Interpretive Center (α) και το εδαφικό υλικό που αστόχησε και μετακινήθηκε κατά 150m και κάλυψε το δρόμο (β) (Bray et al., 2001).

Σεισμός Κοζάνης (1995)

Το ρήγμα Ρυμνίου- Παλαιοχωρίου – Φελίου με κλίση προς βόρεια προκάλεσε το σεισμό μεγέθους 6.6 της κλίμακας Ρίχτερ στη Κοζάνη το 1995 (Papazachos et al. (1997)). Αστοχία οδικού επιχώματος και πρανούς (βλ. Σχήμα 2.32) προκλήθηκε από το συνδυασμό σεισμικών αδρανειακών φορτίων και μείωσης της διαθέσιμης διατμητικής αντοχής στρώσης μαλακής αργίλου.



Σχήμα 2.32. Αστοχία οδικού επιχώματος και πρανούς, (Parazachos et al., 1997).

2.5.1 Συμπεράσματα από τις παρατηρηθείσες αστοχίες

Η επισκόπηση των βλαβών που παρατηρήθηκαν έπειτα από πρόσφατους σεισμούς σε οπλισμένες γεωκατασκευές έδειξαν ότι υπάρχει πρόβλημα σεισμικής τρωτότητας των εν λόγω τεχνικών έργων. Όπως αναπτύχθηκε προηγουμένως, οι βλάβες δύνανται να παρουσιασθούν με διάφορες μορφές ανάλογα με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του κάθε έργου. Πιο συγκεκριμένα, οι παρατηρηθείσες βλάβες περιλαμβάνουν: (α) περιφερειακές ρωγμές συνόρων, (γ) ρωγμές σε συνδυασμό με καθίζηση, (δ) διαμήκεις ρωγμές στο κατάστρωμα ή στους αναβαθμούς, και (ε) έντονες μετακινήσεις στα πρανή. Σε κάθε περίπτωση, είναι απαραίτητη η διασφάλιση της ευστάθειας τέτοιων γεωκατασκευών, υπό στατικές και δυναμικές συνθήκες. Επειδή αποτελεί θέμα μείζονος σημασίας, λόγω των περιβαλλοντικών και οικονομικών επιπτώσεων που συνεπάγεται ενδεχόμενη αστοχία τους, τα επόμενα κεφάλαια της διατριβής έχουν εστιασθεί στην ελαχιστοποίηση της σεισμικής τρωτότητας των εν λόγω τεχνικών σταθεροποίησης πρανών και επιχωμάτων.

2.6 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

AASHTO, (1998), "Interims Standard specifications for highway bridges", 16th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA.

ASCE/SIG/GRS, (1997), "Ground reinforcement, ground improvement, ground reinforcement, ground treatment", Developments 1987-1997, ASCE Geot. Spec. Publ. 69, 72-305.

- Atmatzidis, D.K., & Athanasopoulos, G.A., (1994), "Sand – geotextile friction angle by conventional shear testing", Proc., XIIIth Int. Conf. on Soil Mech. & Foundation Engrg., New Delhi, Vol. 3, pp. 1273-1278.
- Atmatzidis, D.K., Athanasopoulos, G.A., & Papantonopoulos, C.I., (1994), "Sand – geotextile interaction by triaxial compression testing", Proc., 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes & Related Products, Singapore, Vol. 1, pp. 377-380.
- Bachus, R.C., Frigaszy, R.J., Jaber, M., Olen, K.L., Yuan, Z., & Jewell, R., (1993), "Dynamic Response of Reinforced Soil System", Civil Engrg. Lab., Tnydall Air Force Base, Florida.
- Bakeer, R. M., Sayed, M., Cates, P., & Subramanian, R., (1998), "Pullout and Shear Test on Geogrid Reinforced Light-weight Aggregate", Geotextiles and Geomembranes, 16, (2), 119-133.
- Bathurst, R.J., & Cai, Z., (1994), "In- Isolation Cyclic Load –Extension Behavior of Two Geogrids", Geosynthetics International, 1, 1-19.
- Bergado, D.T., Chai, J.C., Abiera, H.O., Alfaro, M.C., & Balasubramaniam, A.S., (1993), "Interaction between Cohesive Frictional Soil and Various Grid Reinforcements", Geotextiles and Geomembranes, 12, (4), 327-349.
- Bergado, D.T., Chai, J.C., Abiera, H.O., Alfaro, M.C., & Balasubramaniam, A.S., (1993), "Interaction behaviour of steel grid reinforcements in a clayey sand", Géotechnique, 43 (4), 589-603.
- Bonaparte, R., Schmertmann, G.R., & Williams, N.D., (1986), "Seismic Design of Slopes Reinforced with Geogrids and Geotextiles", Proceedings of the Third International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria, 2, 273-278.
- Bonaparte, R., Holtz, R. D., & d Giroud, J. P., (1987), "Soil reinforcement design using geotextiles and goegrids in Geotextile Testing and the Design Engineer", ASTM STP 952, (Fluet J. E., Jr., editor), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 69-116.
- Bray, J.D., Sancio, R.B., Kamerer, A.M., Merry, S., Rodriguez-Marek, A., Khazai, B., Chang, S., Bastani, A., Collins, B., Hausler, E., Dreger, D., Perkins, W.J. & Nykamp, M., (2001), "Some Observations of Geotechnical Aspects of the February 28, 2001, Nisqually Earthquake in Olympia, South Seattle, and Tacoma, Washington", A report sponsored by the National Science Foundation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, University of Arizona, Washington State University, Shannon & Wilson, Inc., and Leighton and Associates.
- British Standard BS 8006:1995 (1999), "Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills", British Standards Institution, UK.
- Cancelli, A., Rimoldi, P., & Togni, S., (1992), "Frictional Characteristics of Geogrids by Means of Direct Shear and Pull-out Tests", Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu University, Fukuoka, 51-56.
- Cazzuffi, D., Picarelli, L., Ricciuti, A., & Rimoldi, P., (1993), "Laboratory investigations on the shear strength of geogrid reinforced soils", Proc., Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures, ASTM STP 1190, 119-137.
- Chapuis, R. (1972), "Rapport de recherche de DEA", Institut de Mecanique de Grenoble (unpublished internal report).

- Chen, R-H, et al., (1990), "Technical manual for reinforced soil structures", Taiwan Area National Expressway Engineering Bureau, Ministry of Transportation and Communications.
- Chou, N.N.S., Hew, J.H.C., & d Rimoldi, P., (1994), "35 m-high geogrid-reinforced slope: new heights and innovative construction", In: Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, pp. 473-478.
- Chou, N.N.S., (2000), "Latest development of reinforced soil retaining structures in Taiwan" In: Chou, Fang, editor. Proceedings of Symposium on Latest Development of Reinforced Soil Retaining Structures, Taipei, pp. 26-45.
- Chou, N.N.S., & Fan, C.-C., (2003), "Dynamic simulation of the reinforced slope failure at Chi-Nan University during the 1999 Chi-Chi earthquake", Chapter 23 in: Reinforced Soil Engineering, (H.I. Ling, D. Leshchinsky and F. Tatsuoka Eds.) Marcel Dekker, Inc., USA pp. 465-479.
- Collin, J.G., Chouery-Curtis, V.E., & Berg, R.R., (1992), "Field observations of reinforced soil structures under seismic loading", In: Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement. Rotterdam, 223-228.
- Eliahu, U., & Watt, S., (1991), "Geogrid-reinforced wall withstands earthquake", Geotechnical Fabric Report, Industrial Fabric Association International, St Paul, Minnesota, USA, 9 (2), 8-13.
- FHWA, (2001), "Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes: Design and Construction Guidelines", FHWA-NHI-00-043, U.S. Transportation Department.
- Fukuda, N., Tajiri, N., Yamanouchi, T., Sakai, N., & Shintani, H., (1994), "Applicability of seismic design methods to geogrid reinforced embankment", Proceedings of the 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp. 533-536.
- Futaki, M., Suzuki, H., & Yamato, S., (1990), "Super large triaxial compression tests on reinforced sand with high strength geogrid", In: Proceedings of the 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Hague, Vol. 2, pp. 759-764.
- Geognosi (2015), Geognosi S.A. - Consultant Engineers & Geologists, Thessaloniki, Greece, <http://geognosi.gr/>.
- Gray, D.H., & Al-Refeai, T., (1986), "Behavior of fabric- vs. fiber- reinforced sand", Journal of Geotechnical Engineering, 112 (8), 804-820.
- Haeri, S.M., Noorzad, R., & Oskoorouchi, A.M., (2000), "Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand", Geotextiles and Geomembranes, 18, 385-402.
- Hausmann, M.R., (1976), "Strength of reinforced soil", Proceedings Australian Road Research Board, 8, 1-8.
- Holtz, R.D., Tobin, W.R., & Burke, W.W., (1982), "Creep characteristics and stress - strain behavior of a geotextile - reinforced sand", In: Proceedings of the 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, 3, 805-809.
- Hossain, M.B., Hossain, M.Z., & Toshinori S., (2012), "Interaction Properties of Geosynthetic with Different Backfill Soils", International Journal of Geosciences, 3, 1033-1039.
- Huang, C-C., (2000), "Performance of reinforced soil structures during Ji-Ji and Hanshin earthquakes and slope reinforcement method of Japan High Speed Railways after

- the earthquake", In: Chou, Fang, editors, *Proceedings of Symposium on Latest Development of Reinforced Soil Retaining Structures*, Taipei, 70-102.
- Hwang, H.Y., (2000), "Taiwan Chi-Chi Earthquake 9.21.99. Bird's eye view of Cher-Lung-Pu fault", *Flying Tiger Cultural Publ.*, Taipei, Taiwan, 150.
- Ingold, T.S., (1982), "Reinforced earth", *Thomas Telford Ltd.*, London, England.
- Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., & Dubois, D., (1984), "Interaction between Soil and Geogrids", *Polymer Grid Reinforcement*, Thomas Telford Limited, London.
- Kobayashi, Y., Kinugasa, Y., Hasegawa, A., Ikawa, T., Ohnishi, M., & Mizohata, S., (1996), "Reflection survey in Higashinada-ku, Kobe-shi", *Abstract, Seismo. Soc. Japan*, No.2, A38.
- Koerner, R.M., (1994), "Designing with geosynthetics", *Prentice - Hall*, New Jersey, USA.
- Kramer, S., (2001), "Geotechnical Aspects of the Nisqually Earthquake", *Technical Seminar on Washington Earthquake of February 28-2001, Reconnaissance and Recovery*, Vancouver, B.C.
- Leshchinsky, D., Ling, H., & Hanks, G., (1995), "Unified design approach to geosynthetic reinforced slopes and segmental walls", *Geosynthetics International*, 2 (5), 845-881.
- Ling, H. I., (2001), "Recent applications of sliding block theory to geotechnical design", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 21, 2001 Elsevier Science Publishers Ltd, England, pp. 189-197.
- Ling, H.I., & Leshchinsky, D., (2003), "Postearthquake investigation of several geosynthetic reinforced soil retaining walls and slopes during Ji-Ji earthquake of Taiwan", Chapter 17 in: *Reinforced Soil Engineering*, H.I. Ling, D. Leshchinsky and F. Tatsuoka (Eds.) *Marcel Dekker, Inc.*, USA, pp. 297-316.
- Locat, J., & Leroueil, S., (1997), "Landslide stages and risk assessment issues in sensitive clays and others soft sediments", *Landslide Risk Assessment*, Cruden & Fell (eds), Balkema, Rotterdam.
- Mitchell, J.K., & Villet, W.C.B., (1987), "Reinforcement of Earth Slopes and Embankments", *National Cooperative Highway Research Program Report No. 290*, Transportation Research Board, Washington, DC.
- Miyamori, T., Iwai, S., & Makiuchi, K., (1986), "Frictional characteristics of non-woven fabrics", *Proceedings of the Third International Conference on Geotextiles*, Vienna, Austria, IV, 701-705.
- Myles, B., (1982), "Assessment of soil fabric friction by means of shear", *Proceedings 2nd International Conference on Geotextiles*, Las Vegas, 787-791.
- Newmark, N.M., (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique* 15(2), 139-160.
- NF G38064 (1997), "T1: Recomandations pour l' utilisation des geotextiles et produits apparentes, T2: Ouvrages en sols rapportes renforces par geotextiles on produits apparentes, T3: Dimensionnement et mise en oeuvre", *French National Standard*, Association Francaise de Normalization, France.
- NF P94-220 (1992), "Soil Reinforcement: Backfilled structures with inextensible and flexible reinforcing strips or sheets", *French National Standard*, Association Francaise de Normalization, France.

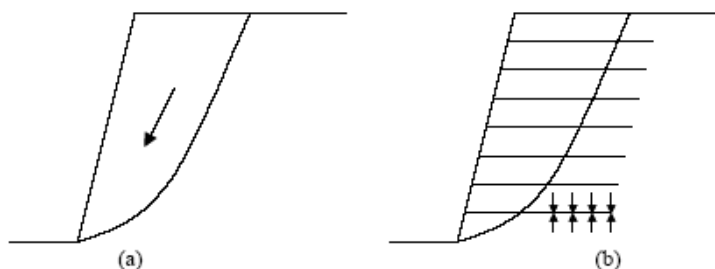
- Nishimura, T., Nakahara, Sato, H. & Ohtake (1996), "Source Process of the 1994 far east off Sanriku Earthquake, Japan, as inferred from a board-band seismogram", *Sci. Rep. Tohoku Univ.*, 5 (34), 121-134.
- Nova-Roessig, L.M., & Sitar, N., (1999), "Centrifuge studies of the seismic performance of reinforced soil structures", Rep. UCB/GT/99-13, Dept. Civil Eng. and Env. Eng., Univ. of California, Berkeley, CA.
- Omikron Kappa (2015), Omikron Kappa Consulting S.A., Athens, Greece <http://www.omikronkappa.gr/>.
- Palmeria, E.M., & Milligan, G.W.E., (1989, "Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand", *Géotechnique*, 39 (3), 511-524.
- Papazachos, B., & Papazachou, C., (1997), "The Earthquakes of Greece", P. Ziti and Co, Thessaloniki, Greece, 304.
- Ho, S.K., & Rowe, R.K., (1992), "Finite element analysis of geosynthetic reinforced soil walls", Geotechnical Research Centre report.
- Rowe, R.K., & Ho, S.K.P., (1996), "Some insights into reinforced wall behaviour based on finite element analysis", *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, (Ochiai H., Yasufuku N. and Omine K., editors), Fukuoka, Kyushu, Japan, Vol. I, pp. 485-490.
- Sandri, D., (1994), "Retaining walls stand up to the Northridge earthquake", *Geotechnical Fabrics Report*, 12 (4), 30-31.
- Sandri, D., (1997), "A sumary of reinforced soil structures performance in the Greater Los Angeles area after the Northridge Earthquake", *Mechanically stabilized backfill*, Wu, Ed. Rotterdam, The Netherlands: Balkema, pp. 433-442.
- Schiming, B., & Saxe, H., (1964), "Inertial Effects of Soil Strength Criteria", *Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction*, University of Arizona, Tucson, Arizona, pp. 118- 120.
- Schlosser, F., & Long, N.T., (1974), "Recent results in french research on reinforced earth", *ASCE Journal of Const. Division*, 100.
- Shen, C.K., Kim, O., Li, X.S., & Sohn, J., (1988), "Soil - reinforcement interaction determined by extension test", *Proceedings International Geotechnical Symposium on Theory & Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, 165-170.
- Tatsuoka, F., Koseki, J., & Tateyama, M., (1995), "Performance of geogrid-reinforced soil retaining walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake", *Earthquake Geotechnical Engineering*, Ishihara, K. Editor, Balkema, Vol.1, *Proceedings of the first International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, Japan, 55-60
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., & Koseki, J., (1996), "Performance of soil retaining walls for railway embankments", *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995, Hyogoken-Nanbu Earthquake, 311-324.
- Tatsuoka, F., Goto, S., Tanaka, t., Tani, K., & Kimura, Y. (1997a), "Particle size effects on particle size effects on bearing capacity of footing on granular material", *Proc. Int. Conf. on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, IS Nagoya' 97 (Asaoka et al. eds), Pergamon Press, 133-138.
- Tatsuoka, F., Koseki, J., & Tateyama, M., (1997b), "Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake", *Special lecture*,

- Proceedings of the International Symposium on earth reinforcement, Balkema, 2., 973-1008.
- Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Munaf, Y., & Horii, N., (1998), "Seismic stability against high seismic loads of geosynthetic- reinforced soil retaining structures", Keynote Lecture, Proc. 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, 1, 103-142.
- Tencate Geosynthetics, (2015), Tencate Geosynthetics USA, www.tencategeosynthetics.com.
- USACE, (1989), "Retaining and flood walls", Engineer Manual No. 1110-2-2502, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.
- Vidal, H., (1969), "La Terre Armée", Annales de L' Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, 259-260, 1-59.
- White, D. & Holtz, R.D. (1997), "Performance of geosynthetic-reinforced slopes and walls during the Northridge California Earthquake of January 17, 1994." Earth Reinforcement, Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement, IS-Kyushu' 96, Fukuoka, Kyushu, Japan, pp. 965-972.
- Ατματζίδης, Δ.Κ., Αθανασόπουλος, Γ.Α., και Μάρκου, Ι.Ν., (1992), "Γωνία τριβής εδάφους - οπλισμού από δοκιμές τριαξονικής φόρτισης", Πρακτικά, 2ο Παν. Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Θεσσαλονίκη, 1, 19-26.
- ΕΛΟΤ, (2006), "ΕΝ 14475: Εκτέλεση ειδικών γεωτεχνικών εργασιών: Οπλισμένο επίχωμα", ΕΛΟΤ, Αθήνα.
- Ευρωκώδικας 7 (2010), "Γεωτεχνικός σχεδιασμός - Μέρος 1: Γενικοί κανόνες", ΕΛΟΤ.
- Νάσκος, Α. Νικόλαος, (2007) "Reinforced fills - Notes concerning the design, the construction and the analysis of the stability", Γεωτεχνικές εφαρμογές γεωσυνθετικών υλικών, ΤΕΕ, Αθήνα.
- Τεχνικά Χρονικά, (2004), Ηλεκτρονική Διμηνιαία έκδοση ΤΕΕ, Ιανουάριος - Φεβρουάριος 2004.
- Τσατσανίφος, Χ., και Κοσσένας, Γ., (2010), "Ανάλυση κατασκευών από οπλισμένη γη υπό δυναμική καταπόνηση", 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος.

Σεισμική ευστάθεια οπλισμένων πρανών: Αναλυτικές μεθοδολογίες

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Όπως αναφέρθηκε και στα προηγούμενα κεφάλαια, μια πολύ πιο δημοφιλής τεχνική για τη σταθεροποίηση πρανών είναι η ενίσχυσή τους με γεωσυνθετικά. Η οπλισμένη γη βασίζεται στην ανάπτυξη τριβής στη διεπιφάνεια εδάφους-οπλισμού. Η παραδοχή μη ολίσθησης στη διεπιφάνεια, που είναι αποτέλεσμα ενεργοποίησης της τριβής, οδηγεί σε ίσες αναπτυσσόμενες πλευρικές παραμορφώσεις στα μέλη (έδαφος και οπλισμό) του στοιχείου οπλισμένης γης. Οι πλευρικές τάσεις που αναπτύσσονται στον οπλισμό λόγω του συμβιβαστού των παραμορφώσεων είναι εφελκυστικές, και μέσω του μηχανισμού τριβής μεταβιβάζονται στο στοιχείο του εδάφους ως θλιπτικές. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.1, η αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους και ενίσχυσης δεν επιτρέπει στην εδαφική μάζα να ολισθήσει κατά τη διάρκεια και μετά την περάτωση της διαδικασίας κατασκευής. Η οπλισμένη γη εξαιτίας των εφελκυστικών τάσεων που παραλαμβάνει ο οπλισμός παραμένει ευσταθής ακόμα και σε περιπτώσεις μεγάλης κλίσεως.



Σχήμα 3.1. Σκαρίφημα ενός μη οπλισμένου (α) και ενός οπλισμένου πρανούς (β).

Ο σχεδιασμός των γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών βασίζεται στην τροποποίηση των κλασικών μεθόδων οριακής ισορροπίας για την εκτίμηση της ευστάθειας εδαφικών

πρανών. Η πιθανή επιφάνεια αστοχίας σε ένα οπλισμένο εδαφικό πρανές θεωρείται ότι καθορίζεται από την ίδια εξιδανικευμένη γεωμετρία (αλλά όχι θέση) όπως στην περίπτωση μη ενισχυμένου πρανούς (π.χ., κυκλική, ελικοειδής, ή σφήνα). Στις εξισώσεις ισορροπίας λαμβάνεται υπόψη και η αντοχή των οπλισμών ως η μικρότερη εκ των: (α) αντοχή σε εξόλκευση και (β) εφελκυστική αντοχή. Ο στόχος είναι ο συντελεστής ασφαλείας για ένα οπλισμένο πρανές να είναι επαρκής κατ' αντιστοιχία με ένα μη ενισχυμένο πρανές (Abramson et al. (2002)).

Οι εφαρμογές του οπλισμένου εδάφους –κυρίως σε περιπτώσεις εδαφικής αντιστήριξης και ευστάθειας πρανών– αυξάνονται με εντυπωσιακό ρυθμό σε ολόκληρο τον κόσμο (Ling et al. (2003)). Ο σχεδιασμός των κατασκευών οπλισμένου εδάφους γίνεται συνήθως με χρήση της μεθόδου των εδαφικών ωθήσεων και της μεθόδου οριακής ισορροπίας για την περίπτωση τόσο στατικής φόρτισης όσο και ισοδύναμης-στατικής (ψευδοστατικής) σεισμικής φόρτισης (Christopher et al. (2005)). Στο ερευνητικό πεδίο χρησιμοποιούνται επίσης μέθοδοι αριθμητικής ανάλυσης, δοκιμές σε φυσικά ομοιώματα και εργαστηριακές δοκιμές σε “μοναδιαίο στοιχείο” οπλισμένου εδάφους (Bathurst et al. (2002)).

Επίσης, η εκτίμηση της σεισμικής (δυναμικής) ευστάθειας εδαφικών πρανών αποτελεί καίριο τμήμα του αντισεισμικού σχεδιασμού των επιχωμάτων, για την υλοποίηση της οποίας εφαρμόζονται μεθοδολογίες οι οποίες διακρίνονται στις εξής τρεις βασικές κατηγορίες: (α) ψευδοστατική μέθοδος, (β) μέθοδος των μονίμων παραμορφώσεων, και (γ) μέθοδος τάσεων – παραμορφώσεων.

Η ακριβέστερη όλων των μεθόδων είναι η τελευταία, αλλά καθώς προϋποθέτει την εφαρμογή προηγμένων καταστατικών προσομοιωμάτων, εν γένει δεν εφαρμόζεται στην πράξη, αλλά κυρίως σε επιστημονικές/ερευνητικές μελέτες. Η ψευδοστατική ανάλυση δεν έχει την ικανότητα να προσομοιώνει τις εκτεταμένες (μη διακριτές) επιφάνειες αστοχίας που αναπτύσσονται σε οπλισμένα εδαφικά πρανή, ενώ η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας προσεγγίζει την περιοχή των σημαντικών μετατοπίσεων αλλά όχι την κλίση της ζώνης αστοχίας. Επίσης, η εφαρμογή της ψευδοστατικής μεθόδου σεισμικής ανάλυσης πρανών μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένα αποτελέσματα στην περίπτωση μεγάλων τιμών της σεισμικής επιτάχυνσης. Συνεπώς, συνίσταται να μην εφαρμόζεται η μέθοδος αυτή για υψηλές σεισμικές επιταχύνσεις. Σε αυτές τις περιπτώσεις προτιμότερη είναι η εφαρμογή της μεθόδου τάσεων- παραμορφώσεων που χαρακτηρίζεται από

μεγαλύτερη ακρίβεια και λαμβάνει υπόψη τις αναπτυσσόμενες εδαφικές παραμορφώσεις. Είναι γνωστό ότι η μέθοδος αυτή βασίζεται στην αριθμητική προσομοίωση (με πεπερασμένα στοιχεία ή πεπερασμένες διαφορές) της σεισμικής απόκρισης του εδαφικού πρανούς. Βασική παραδοχή της συγκεκριμένης μεθόδου αποτελεί η μη γραμμική συμπεριφορά του εδαφικού υλικού μέσω κατάλληλων καταστατικών προσομοιωμάτων.

Πρώτος ο Clough Ray (1960) ανέπτυξε την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Ο ίδιος είχε στηριχτεί στις μαθηματικές μεθόδους που πρώτα αναπτύχθηκαν από τον Courant Richard (1943)). Η μέθοδος αυτή άρχισε σύντομα να εφαρμόζεται σε εδαφικά πρανή, ιδιαίτερα σε χωμάτινα φράγματα και αποτελούσε ένα πολύτιμο εργαλείο για τη μοντελοποίηση της στατικής και δυναμικής παραμόρφωσης των εδαφικών συστημάτων. Η χρήση των πεπερασμένων στοιχείων για γεωτεχνικές εφαρμογές ξεκίνησε το 1966 όταν οι Clough and Woodward (1967) την εφάρμοσαν για να καθορίσουν τάσεις και μετατοπίσεις σε αναχώματα. Αριθμητικές αναλύσεις με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων πραγματοποιήθηκαν από τους Yogendrakumar et al. (1992) που μελέτησαν τη συμπεριφορά τοίχων αντιστήριξης οπλισμένου εδάφους υπό σεισμική φόρτιση, από τους Cai and Bathurst (1995) επισημαίνοντας τη συντηρητικότητα της μεθόδου Mononobe-Okabe καθώς και την ταυτόχρονη ανάπτυξη της μέγιστης απόκρισης καθ' ύψος του τοίχου. Οι Schiavo et al. (2001) προσομοίωσαν τη συμπεριφορά ενός τοίχου οπλισμένου εδάφους με γεωπλέγματα από πολυπροπυλένιο. Τέλος, οι Chou and Fan (2003) εφάρμοσαν την παραπάνω μέθοδο για την ανάλυση οπλισμένου πρανούς στο πανεπιστήμιο Chi-Nan κατά τη διάρκεια του σεισμού Chi-Chi (1999).

Η αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης του εδαφικού πρανούς με τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών είναι ιδιαίτερα διαδεδομένη. Έτσι λοιπόν οι Cai and Bathurst (1995), χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών και επιβάλλοντας απλή αρμονική ταλάντωση, διερεύνησαν την επίδραση του οπλισμού σε τοίχους οπλισμένου εδάφους. Τα συμπεράσματα των αποτελεσμάτων που προέκυψαν ταυτίζονται με τα συμπεράσματα που προήλθαν από τις δυναμικές αναλύσεις με χρήση κώδικα πεπερασμένων στοιχείων των Bathurst and Hatami (1998a, 1998b) και τα οποία είναι: α) η αύξηση της αξονικής δυσκαμψίας (της καλούμενης και «δυστένειας») των στοιχείων όπλισης αυξάνει τη δύναμη του οπλισμού, β) η κατανομή της δύναμης οπλισμού καθ' ύψος του τοίχου καθορίζεται από τη δυστένεια και όχι από το μήκος των οπλισμών και γ) η γεωμετρία της ολισθαίνουσας μάζας προέκυψε ότι είναι ένας

συνδυασμός δύο πρισμάτων, που είναι παρόμοια με αυτή που παρατηρήθηκε σε πειράματα σεισμικής τράπεζας από τους Tatsuoka et al. (1998).

Η μέθοδος των τάσεων - παραμορφώσεων είναι κατά ένα βαθμό δύσκολη αφού απαιτείται πληθώρα παραμέτρων για την μοντελοποίηση ενός ρεαλιστικού και αξιόπιστου καταστατικού προσομοιώματος. Όλα τα παραπάνω μας οδήγησαν στο να εστιάσουμε στη μέθοδο των μόνιμων παραμορφώσεων, η οποία και εφαρμόστηκε για να διεξαχθούν τα βασικότερα αποτελέσματα της ερευνητικής δραστηριότητας. Η μέθοδος των μόνιμων παραμορφώσεων (κατά Newmark) μπορούν να παρέχουν μια ρεαλιστική εκτίμηση των μετακινήσεων που αναπτύσσονται αλλά απαιτούν τα χαρακτηριστικά της εδαφικής μάζας που αστοχεί, ενώ δε μπορούν να υπολογίσουν την καθ' ύψος κατανομή των μετακινήσεων και τις ζώνες πλαστικών παραμορφώσεων παρά μόνο την τελική παραμένουσα μετακίνηση.

3.2 ΨΕΥΔΟΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η ψευδοστατική μέθοδος θεωρείται μια από τις πιο διαδεδομένες μεθόδους για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των γεωτεχνικών κατασκευών, ενώ συχνά χρησιμοποιείται για να ληφθεί υπόψη η δυναμική (σεισμική) εδαφική ώθηση, η οποία υπολογίζεται με την τροποποιημένη μέθοδο Coulomb, η οποία είναι γνωστή ως μέθοδος ισοδύναμης - στατικής (ψευδοστατικής) φόρτισης ή ως μέθοδος Mononobe - Okabe (Mononobe & Matsuo (1929), Okabe (1924)) και είναι κατάλληλη για μη-συνεκτικά επιχώματα, είτε με τη τροποποιημένη μέθοδο σφήνας (Richards & Elms (1979) και Ausilio et al. (2009)). Αξίζει να σημειωθεί ότι βάσει της ψευδοστατικής μεθόδου το πρανές δέχεται μια επιτάχυνση, η οποία είναι σταθερή και εφαρμόζεται σε οριζόντια κατεύθυνση. Εύλογα λοιπόν διαπιστώνεται πως η βασική παραδοχή της μεθόδου αυτής είναι ότι το έδαφος θεωρείται πλαστικό υλικό. Αυτό σημαίνει πως σε κάθε σημείο της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης η διατμητική αντοχή ενεργοποιείται στο ίδιο ποσοστό.

Είναι προφανές ότι η ακρίβεια της ψευδοστατικής μεθόδου σχετίζεται άμεσα με την επιλογή της τιμής της κατακόρυφης και οριζόντιας συνιστώσας του σεισμικού συντελεστή που εφαρμόζεται επί του βάρους της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας, της οποίας η ευστάθεια εξετάζεται. Η αδρανειακή δύναμη που εφαρμόζεται ομοιόμορφα κατά τη διάρκεια της ψευδοστατικής ανάλυσης συντελεί στη συντηρητική εκτίμηση της ευστάθειας για δύο βασικούς λόγους: η ανομοιογένεια της μέγιστης επιτάχυνσης εντός

της επιφάνειας αστοχίας, γεγονός που οφείλεται στην ευκαμψία της εδαφικής μάζας, αλλά και σε φαινόμενα τοπογραφικής ενίσχυσης που αναπτύσσονται λόγω των σύνθετων φαινομένων κυματικής διάδοσης πλησίον των εδαφικών πρηνών, και (β) η επιτάχυνση μεταβάλλεται με το χρόνο, με συνέπεια οι μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης εντός της εδαφικής μάζας να μην αναπτύσσονται ταυτόχρονα. Η προσπάθεια για τη βελτίωση της τελευταίας παραδοχής έχει οδηγήσει στην διατύπωση προτάσεων για την επιλογή του σεισμικού συντελεστή βάσει των αναμενόμενων αποδεκτών σεισμικών μετακινήσεων.

3.2.1 Σεισμικός συντελεστής

Η επιλογή του σεισμικού συντελεστή θεωρείται κάτι πολύ σημαντικό αλλά συγχρόνως και δύσκολο. Από την άλλη πλευρά, για τους οπλισμένους τοίχους αντιστήριξης υπολογίζονται οι δυναμικές ωθήσεις γαιών χρησιμοποιώντας τη μέθοδο Mononobe-Okabe ή μια τροποποιημένη μέθοδο, στην οποία η επιφάνεια αστοχίας αποτελείται από δυο μέρη (σφήνα), που είναι ουσιαστικά η ίδια προσέγγιση που έχει χρησιμοποιηθεί σε αναλύσεις ευστάθειας συμβατικών τοίχων αντιστήριξης (Seed & Whitman (1970); Richards & Elms (1979)). Η πρώτη αναφορά στη σχετική βιβλιογραφία αποδίδεται στον Terzaghi (1950), ο οποίος υπέδειξε τιμές του σεισμικού συντελεστή ίσες με 0.1, 0.2 και 0.5 για «σημαντικούς», «βίαιους» και «καταστροφικούς» σεισμούς αντίστοιχα. Στη συνέχεια η μελέτη των (Makdisi & Seed (1978)) μπόρεσε να συνδέσει την τιμή του σεισμικού συντελεστή τόσο με την τιμή του λόγου ($a_{\max, \text{crest}}/g$) όσο και με το βάθος που ορίζεται από τη στέψη μέχρι εκεί που φθάνει η επιφάνεια ολίσθησης των πρηνών. Στην ίδια σκέψη υπολογισμού της τιμής του σεισμικού συντελεστή κυμανθήκαν και οι Marcuson (1981) και Hynes-Griffin & Franklin (1984) με τιμές ίσες με 0.33-0.50(PGA/g) και οι (Wieczorek et al. (1985), Blake et al. (2002), Jibson & Michael (2009)) για μετακινήσεις που κυμαίνονται μεταξύ 50 και 30cm. Ο Seed (1979) υπέδειξε τιμές του ψευδοστατικού συντελεστή ίσες με 0.1 και 0.15 για μετακινήσεις μικρότερων της μονάδας. Οι Bonaparte et al. (1986) χρησιμοποίησαν τη σχέση $k_h=(0.85a_h)/g$ για να παράγουν διαγράμματα για οπλισμένα πρηνή με γεωσυνθετικά κάτω από σεισμικές φορτίσεις χρησιμοποιώντας ανάλυση με τη μέθοδο των σφηνών.

Μετά τη σύνοψη μιας σειράς δημοσιευμένων προσεγγίσεων για τον προσδιορισμό του συντελεστή σεισμικότητας, ο Kramer (1996) αναφέρει πως για τον υπολογισμό του συντελεστή δεν υπάρχουν κανόνες. Οι Stewart et al. (2003) ανέπτυξαν μια διαδικασία

στηριζόμενη στη στατιστική σχέση των Bray & Rathje (1998), όπου ο σεισμικός συντελεστής προσδιορίζεται ως συνάρτηση της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης του εδάφους, του σεισμικού μεγέθους, απόσταση από την πηγή του σεισμού και δυο πιθανά επίπεδα επιτρεπόμενης μετακίνησης (5 and 15 cm) και ως συνάρτηση και της φασματικής επιτάχυνσης βάσει των Bray & Travarasou (2007). Επιπροσθέτως, ο Παπαδημητρίου (2008) εκτιμά τους σεισμικούς συντελεστές ως συναρτήσεις: α) της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης στο ελεύθερο πεδίο του εδάφους θεμελίωσης PGA, β) της δεσπόζουσας περιόδου T_e της σεισμικής διέγερσης, γ) της πρώτης ιδιοπεριόδου T_o του φράγματος, λαμβάνοντας υπόψη αδρά και τις εδαφικές συνθήκες θεμελίωσης και δ) τον αδιάστατο λόγο z/H (του μεγίστου βάθους z της επιφάνειας ολίσθησης ως προς το ύψος H του φράγματος). Κατ' αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται ικανοποιητική ακρίβεια σε σχέση με τα αριθμητικά αποτελέσματα, με τυπική απόκλιση του σφάλματος $\pm 24\%$. Οι σύγχρονες οδηγίες του FHWA χρησιμοποιούν την εξίσωση που προτάθηκε από τους Segrestin & Bastick (1988), η οποία σχετίζει τα a_h και k_h σύμφωνα με τη σχέση:

$$k_h = \frac{a_h}{g} \left(1.45 - \frac{a_h}{g} \right) \quad (3.1)$$

Η εξίσωση (3.1) δίνει $k_h > \frac{a_h}{g}$ για $a_h < 0.45g$

Είναι φανερό πως υπάρχουν διαφοροποιήσεις στις διαφορές προσεγγίσεις για την επιλογή του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή για τον σχεδιασμό πρανών. Οπότε, ο συντελεστής αυτός θα πρέπει να βασίζεται στο πραγματικά αναμενόμενο επίπεδο της επιτάχυνσης της μάζας, και αυτό πρέπει να ανταποκρίνεται σε ένα ποσοστό της αναμενόμενης μέγιστης επιτάχυνσης. Σύμφωνα με τις οδηγίες του FHWA επιτρέπεται στα οπλισμένα εδαφικά πρανά οι μέγιστες οριζόντιες εδαφικές επιταχύνσεις να μειώνονται κατά 50%. Μπορεί η ψευδοστατική μέθοδος να διακρίνεται από την απλότητα των υπολογισμών του και να παρέχει ένα συντελεστή ασφαλείας παρόμοιο με αυτό της στατικής ανάλυσης, ωστόσο παρουσιάζει και αρκετά μειονεκτήματα όπως α) η σύνθετη εισερχόμενη σεισμική φόρτιση στο πρανές αντικαθίσταται σε μία σταθερή δύναμη μιας κατεύθυνσης που χαρακτηρίζει την μέθοδο ανακριβή, β) για εδάφη τα οποία παρουσιάζουν μεγάλη αύξηση της πίεσεως του νερού των πόρων ή περισσότερο από 15% απομείωση της αντοχής λόγω σεισμικής φόρτισης δεν είναι αξιόπιστη η

συγκεκριμένη μέθοδος (Krammer (1996)) και γ) υπάρχει αδυναμία στο να τεκμηριωθεί η εμφάνιση της αστοχίας που παρατηρείται μετά τον σεισμό (Seed (1979)).

3.2.2 Περιγραφή και παραδοχές της μεθοδολογίας για την εκτίμηση απόκρισης οπλισμένων πρανών

Αρχικά για την εκτίμηση της απόκρισης οπλισμένων πρανών εφαρμόστηκε η ψευδοστατική μέθοδος σύμφωνα με την τροποποιημένη μέθοδο Bishop (1954), λαμβάνοντας υπόψη και τις δύο συνιστώσες της επιτάχυνσης (οριζόντια και κατακόρυφη), προκειμένου να υπολογιστεί η απαιτούμενη δύναμη των γεωσυνθετικών. Όπως είναι γνωστό, η βασική προϋπόθεση της απλοποιημένης μεθόδου Bishop (1954) είναι η εκ των προτέρων θεώρηση της γεωμετρίας της επιφάνειας αστοχίας, η οποία αποτελεί συνήθως τμήμα κυκλικού τόξου. Όμως η συγκεκριμένη μέθοδος στατικής επίλυσης του προβλήματος οδηγεί σε ένα αόριστο σύστημα επίλυσης γραμμικών εξισώσεων, με αποτέλεσμα να είναι αναγκαία η υιοθέτηση κάποιων ρεαλιστικών παραδοχών για την εύρεση του συντελεστή ασφαλείας, οι οποίες αφορούν κυρίως τις εσωτερικές δυνάμεις και τις χρησιμοποιούμενες εξισώσεις ισορροπίας. Σύμφωνα με την τροποποιημένη μέθοδο Bishop (1954), εκτός από τον κρίσιμο κύκλο αστοχίας και το κέντρο του κύκλου του πρανούς, υπολογίζεται η δύναμη που χρειάζεται το πρανές για να γίνει ευσταθές ως προς την κρίσιμη αυτή αστοχία. Οι παραπάνω υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν μέσω ενός κατάλληλου λογισμικού για την ανάλυση ευστάθειας πρανών με την εν λόγω μεθοδολογία, το οποίο αναπτύχθηκε στο πλαίσιο της παρούσας έρευνας σε γλώσσα προγραμματισμού FORTRAN.

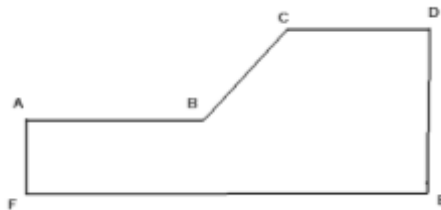
Πιο συγκεκριμένα, μετά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας του άοπλου πρανούς (FS_U), υπολογίζεται η συνολική απαιτούμενη εφελκυστική δύναμη (T) ανά μονάδα πλάτους του πρανούς προκειμένου να επιτευχθεί ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας (FS_R), η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (FHWA, 2001):

$$T = (FS_R - FS_U) \frac{M_D}{R} \quad (3.2)$$

όπου M_D η ροπή ανατροπής και R η ακτίνα του κύκλου. Σύμφωνα με τις απαιτήσεις των αντισεισμικών κανονισμών (EC8, 2003) ο συντελεστής ασφαλείας ενός εδαφικού πρανούς πρέπει να είναι ίσος με τη μονάδα. Μια επιπρόσθετη παραδοχή που εμπεριέχεται στη σχέση (3.2) είναι ότι οι εφελκυστικές δυνάμεις του οπλισμού δρουν

εφαπτομενικά προς τον κύκλο που ορίζει την επιφάνεια αστοχίας, όπως προτείνεται (FWHA, 2001) για την περίπτωση συνεχούς εύκαμπτου οπλισμού από γεωπλέγματα.

Επιπροσθέτως η εφαρμογή του προγράμματος FORTRAN θέτει κάποιους περιορισμούς, οι οποίοι δεν επηρεάζουν την εγκυρότητα και την επάρκεια των αποτελεσμάτων, αλλά το εύρος των πρανών που μπορούν να αναλυθούν. Έτσι λοιπόν το πρόγραμμα μπορεί να μελετήσει α) πρανές με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά που απεικονίζονται στο Σχήμα 3.2, δηλαδή αποκλείει την εξέταση πρανών με αναβαθμούς και β) πρανές που διαθέτει ομοιογενές εδαφικό υλικό. Ακόμη οι δοκιμές των κρίσιμων επιφανειών αστοχίας είναι κυκλικές με αποτέλεσμα να μην μπορεί να γίνει ανάλυση για άλλες μορφές αστοχιών (σφηνοειδής αστοχίας).



Σχήμα 3.2. Σκαρίφημα πρανούς.

3.2.2.1 Παραμετρική ανάλυση

Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε μια παραμετρική διερεύνηση που έχει ως στόχο την απεικόνιση της σταδιακής μεταβολής της συμπεριφοράς του πρανούς ως προς την ευστάθεια του και την ευαισθησία του στη μεταβολή των τιμών των βασικών παραμέτρων σχεδιασμού. Μια πρώτη παράμετρος που επηρεάζει αισθητά την συμπεριφορά του κεκλιμένου εδάφους είναι η κλίση του πρανούς που επιλέχθηκαν τιμές ίσες με 45°, 50°, 55°, 60°, 65°, 70°. Για κάθε διαφορετική τιμή της κλίσης του πρανούς, παρατηρείται ότι ασκούνται διαφορετικές τάσεις αντίστασης κατά μήκος της πιθανής επιφάνειας αστοχίας.

Μία δεύτερη εξίσου σημαντική γεωμετρική παράμετρος θεωρείται και το ύψος του πρανούς που αντιπροσωπεύει την κατακόρυφη απόσταση μεταξύ της κορυφής και του πόδα του πρανούς, και οι τιμές που επιλέχθηκαν είναι 6, 8, 10, 15, 20 και 30 m. Οι τιμές της γωνίας τριβής -που αντιπροσωπεύει την εσωτερική τριβή μεταξύ των κόκκων του εδάφους περιγράφοντας την διατμητική αντοχή του εδάφους- επιλέχθηκαν να ξεκινούν από 30° και να αυξάνουν γεωμετρικά μέχρι 45°. Επιπλέον το ειδικό βάρος (γ) του εδάφους είναι ίσο με 18 kN/m³ και η τιμή της συνοχής (c) μηδενική. Σύμφωνα με τον

Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000) οι τιμές των επιταχύνσεων ελήφθησαν ίσες με 0g, 0.16g, 0.24g, 0.36g στον οριζόντιο άξονα και 0g, 0.08g, 0.12g, 0.18g (δηλαδή ισούται με το 50% της οριζόντιας συνιστώσας) στον κατακόρυφο, ενώ η τιμή του συντελεστή ασφαλείας ίση με 1 ως απαιτούμενη για τον αντισεισμικό σχεδιασμό σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις (EC8 και ΕΑΚ 2000).

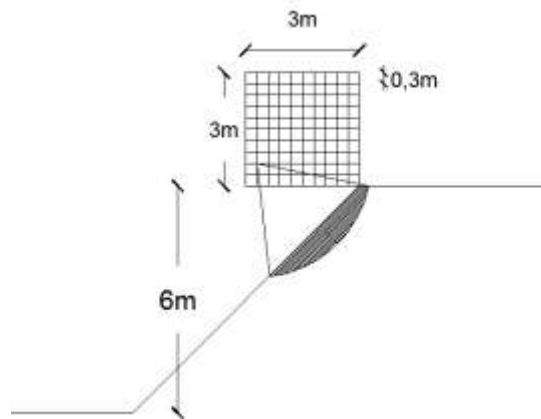
Για τη διενέργεια των παραμετρικών αναλύσεων πραγματοποιήθηκαν διάφορες δοκιμές για τα προεπιλεγμένα ύψη πρυνών για ένα εύρος τιμών για κάθε παράμετρο όπως αναγράφονται στον Πίνακα 3.1. Έτσι λοιπόν ενδεικτικά στις δοκιμές που έγιναν για πρυνές ύψους 6m δοκιμάστηκαν 15 τιμές ακτινών από 1 έως 15m. Για κάθε κλίση του πρυνούς σχεδιάστηκαν και δόθηκαν στο πρόγραμμα οι ανάλογες συντεταγμένες. Έτσι σχεδιάστηκε ορθογώνιο 3m X 3m (Σχήμα 3.3), μέσα στο οποίο τοποθετήθηκε το κέντρο του κρίσιμου κύκλου ευστάθειας και διακριτοποιήθηκε με διαστήματα 0.3m σχηματίζοντας κάνναβο 100 τμημάτων. Το ορθογώνιο των πιθανών κρίσιμων κέντρων σχεδιάστηκε να εφάπτεται στην κορυφή του πρυνούς.

Για πρυνές ύψους 30 m δοκιμάστηκαν 35 τιμές ακτινών από 8m έως 43m. Σχεδιάστηκε ορθογώνιο 7m X 7m μέσα στο οποίο τοποθετήθηκε το κέντρο του κρίσιμου κύκλου του πρυνούς και διακριτοποιήθηκε με διαστήματα 0.7 m σχηματίζοντας κάνναβο 100 τμημάτων. Το ορθογώνιο των πιθανών κρίσιμων κέντρων σχεδιάστηκε σε απόσταση 5m στον άξονα x και 5 m στον άξονα y, από την κορυφή του πρυνούς.

Πίνακας 3.1. Οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις ευστάθειας πρυνούς.

H(m)	i(*)	φ(*)	a_{hmax} (m/s)	a_{vmax} (m/s)	FS	γ	c
6	45	30	0	0	1	18	0
8	50	32	0.16	0.08			
10	55	34	0.24	0.12			
15	60	36	0.36	0.18			
20	65	38					
30	70	40					
		42					
		45					

*Όλες οι αναλύσεις ευστάθειας των πρυνών που διερευνήθηκαν έγιναν με τιμή πλάτους λωρίδας 0.2m.

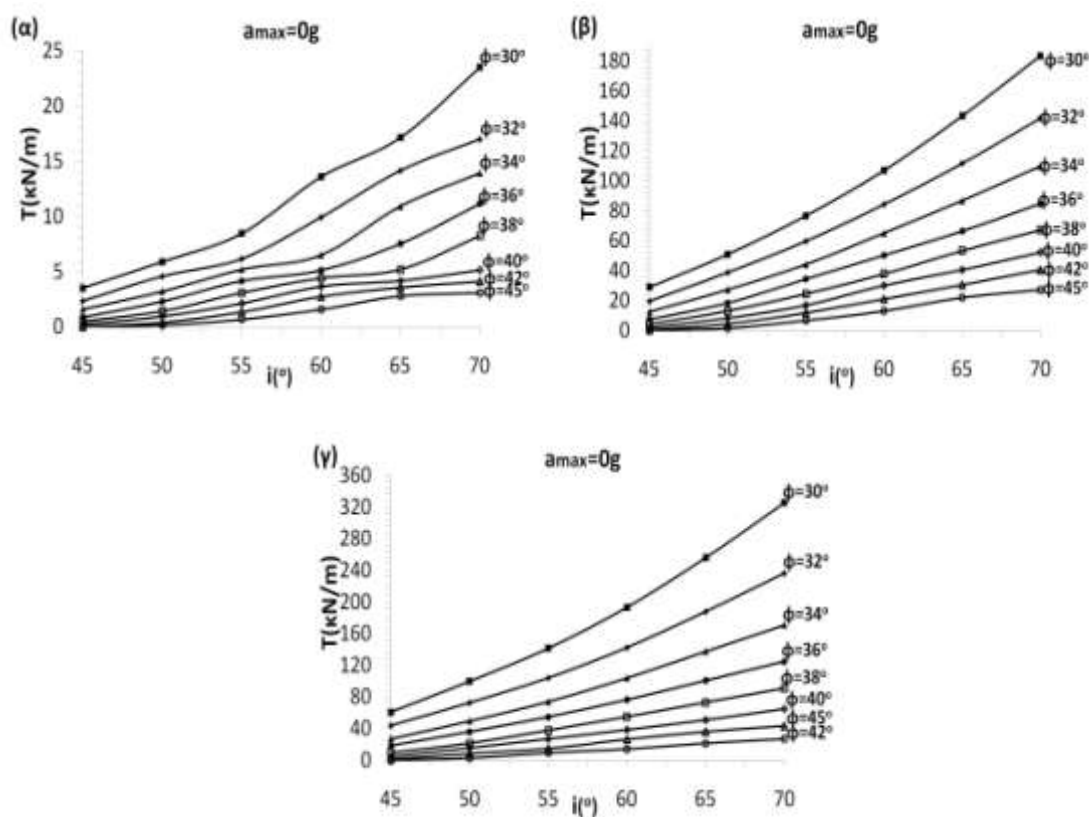


Σχήμα 3.3. Απεικόνιση του κρίσιμου κύκλου πρανούς ύψους 6m με κλίση 45° και γωνία τριβής 30° χωρίς την εφαρμογή σεισμικών επιταχύνσεων.

Επίδραση ύψους πρανούς

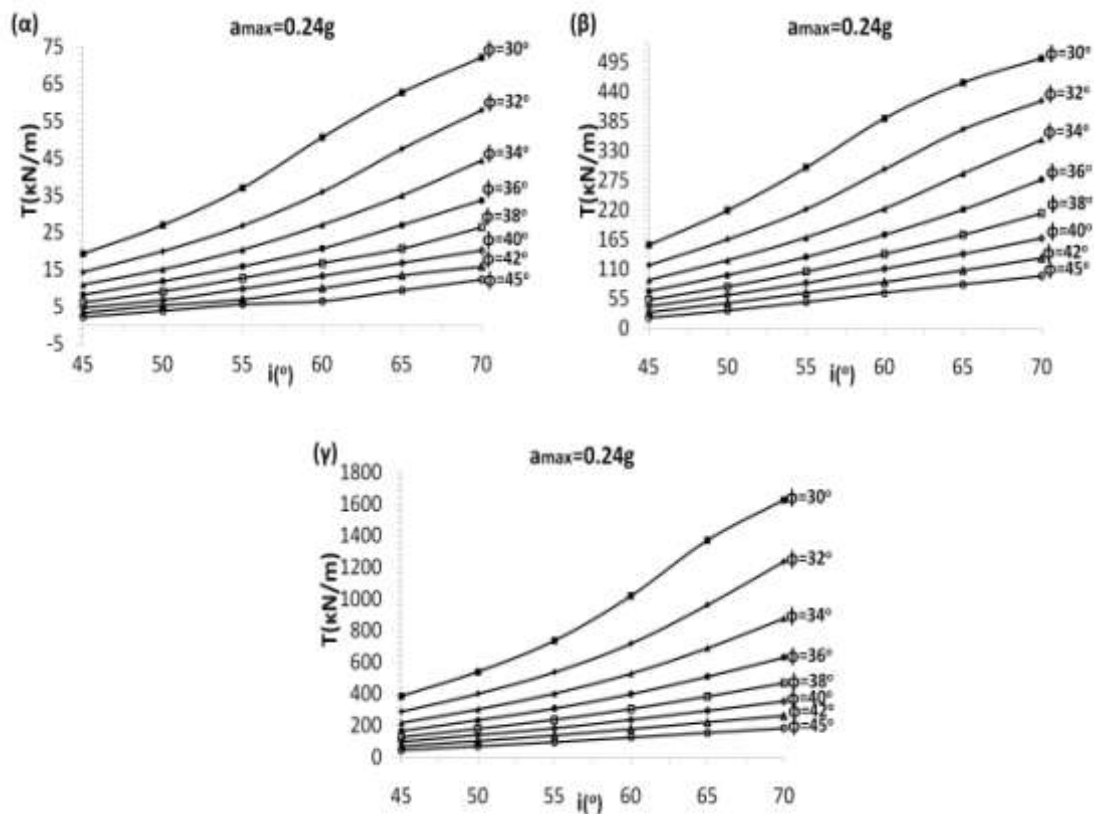
Στο Σχήμα 3.4 απεικονίζεται η συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 6m, 15m και 30m και για μηδενική σεισμική φόρτιση. Είναι φανερό ότι η αύξηση του ύψους του πρανούς συμβάλλει στην αύξηση της απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού έτσι ώστε το πρανές να έχει την κατάλληλη ευστάθεια. Βέβαια, ο λόγος της δύναμης προς ύψος δεν είναι ανάλογος γεγονός που δείχνει πως όσο αυξάνεται το ύψος του πρανούς, συμπεριφέρεται τελείως διαφορετικά όσον αφορά στην ευστάθεια του υπό μηδενική σεισμική φόρτιση. Επιπλέον στα Σχήματα 3.5 και 3.6 παρουσιάζεται η εφελκυστική δύναμη που απαιτείται για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής, για πρανές ύψους 6m, 15m και 30m και για οριζόντια επιτάχυνση $a_{\max} = 0.24g$ και $a_{\max} = 0.36g$ αντιστοίχως και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{\max} . Συγκρίνοντας με την περίπτωση μηδενικής φόρτισης είναι φανερό πως στο Σχήμα 3.5 παρατηρείται αύξηση της απαιτούμενης δύναμης οπλισμού της τάξεως του 400%, δηλαδή η θεώρηση ενός μέσου σεισμού προκαλεί την απαίτηση τετραπλάσιων οπλισμών ώστε το πρανές να μείνει ευσταθές.

Στο Σχήμα 3.6 εξετάζεται η περίπτωση ενός πρανούς που φορτίζεται και στους δύο άξονες με μέγιστες τιμές σεισμικής επιτάχυνσης. Η επιβαλλόμενη επιτάχυνση του πρανούς στην οριζόντια διεύθυνση είναι ίση με $a_h=0.36g$ και στην κατακόρυφη με $a_v=0.18g$. Είναι εμφανές πως οι τιμές της δύναμης αντίστασης που απαιτείται είναι μεγαλύτερη από όλες τις προηγούμενες περιπτώσεις και αυξάνει όσο αυξάνει και το ύψος του πρανούς.

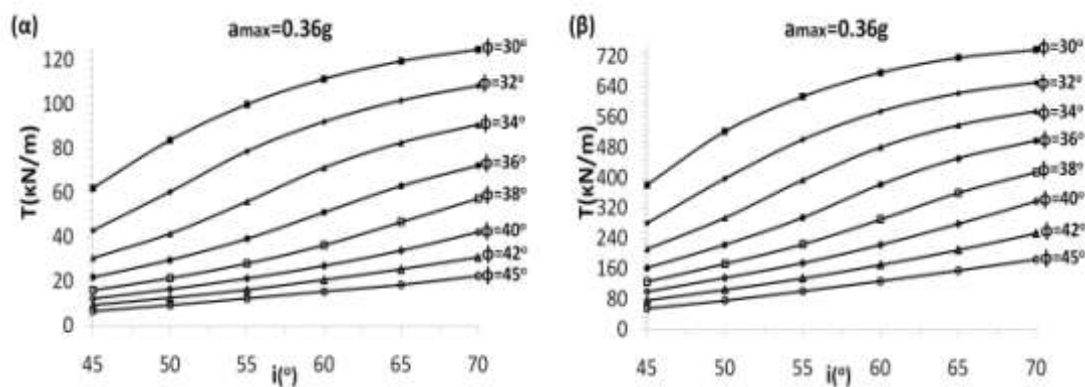


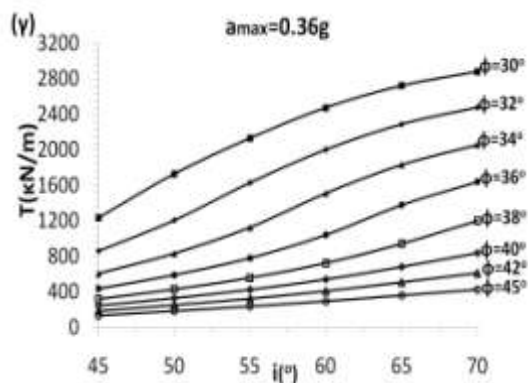
Σχήμα 3.4. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 6m (α), 15m (β) και 30m (γ) για μηδενική σεισμική φόρτιση.

Στα Σχήματα 3.4, 3.5 και 3.6 ο λόγος της δύναμης αντίστασης προς το ύψος δεν είναι ίδιος. Το γεγονός ότι οι τάσεις όπου πρέπει να εφαρμοστούν για να μείνει το πρανές ευσταθές μεγαλώνουν με σχετικά δυσανάλογο βαθμό δυσκολεύει την αντιστήριξη του κεκλιμένου εδάφους καθώς αυξάνεται το ύψος του πρανούς. Έτσι λοιπόν, σε ένα πρανές ύψους 6 m με έδαφος με γωνία τριβής 30° απαιτούνται 65 kN/m, ενώ σε αυτό με ύψος 15m 400 kN/m, και σε πρανές με ύψος 30m 1200 kN/m για σταθερή κλίση 45° . Ο λόγος δηλαδή δύναμης αντίστασης προς το ύψος του πρανούς όχι μόνο δεν είναι σταθερός, αλλά αυξάνεται όσο μεγαλώνει το ύψος του πρανούς.

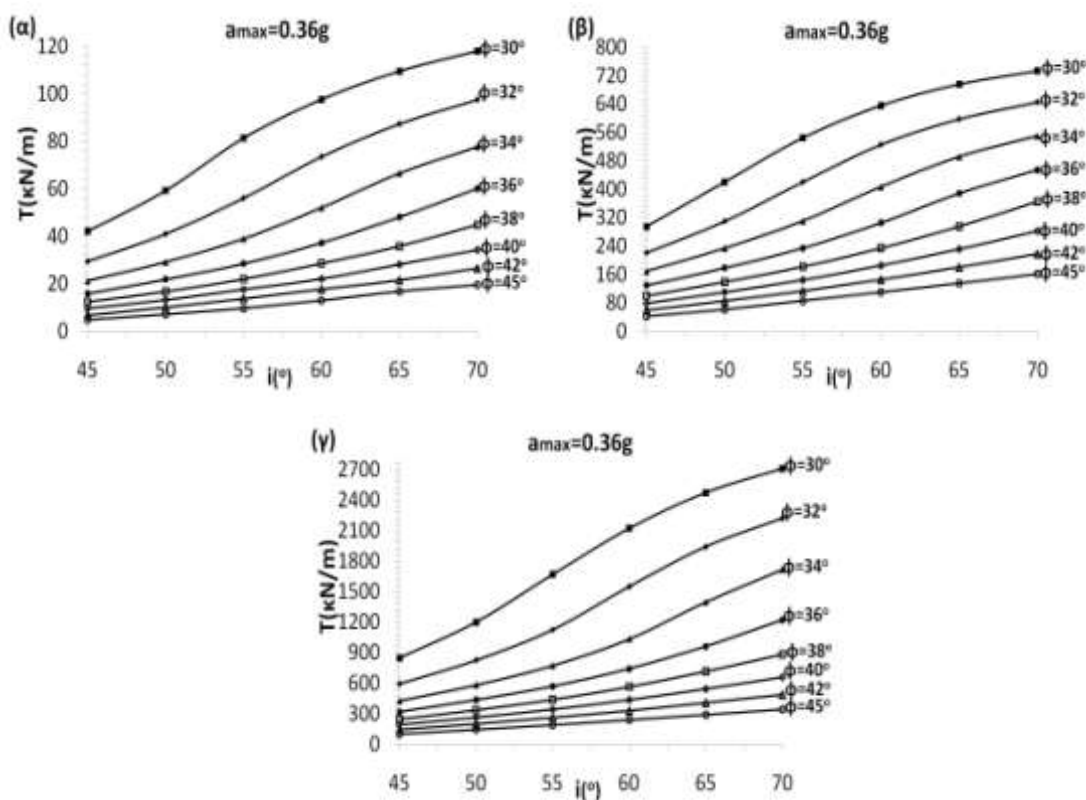


Σχήμα 3.5. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 6m (α), 15m (β) και 30m (γ) για οριζόντια επιτάχυνση $a_{max} = 0.24g$ και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} .





Σχήμα 3.6. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 6m (α), 15m (β) και 30m (γ) για οριζόντια επιτάχυνση $a_{max} = 0.36g$ και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} .



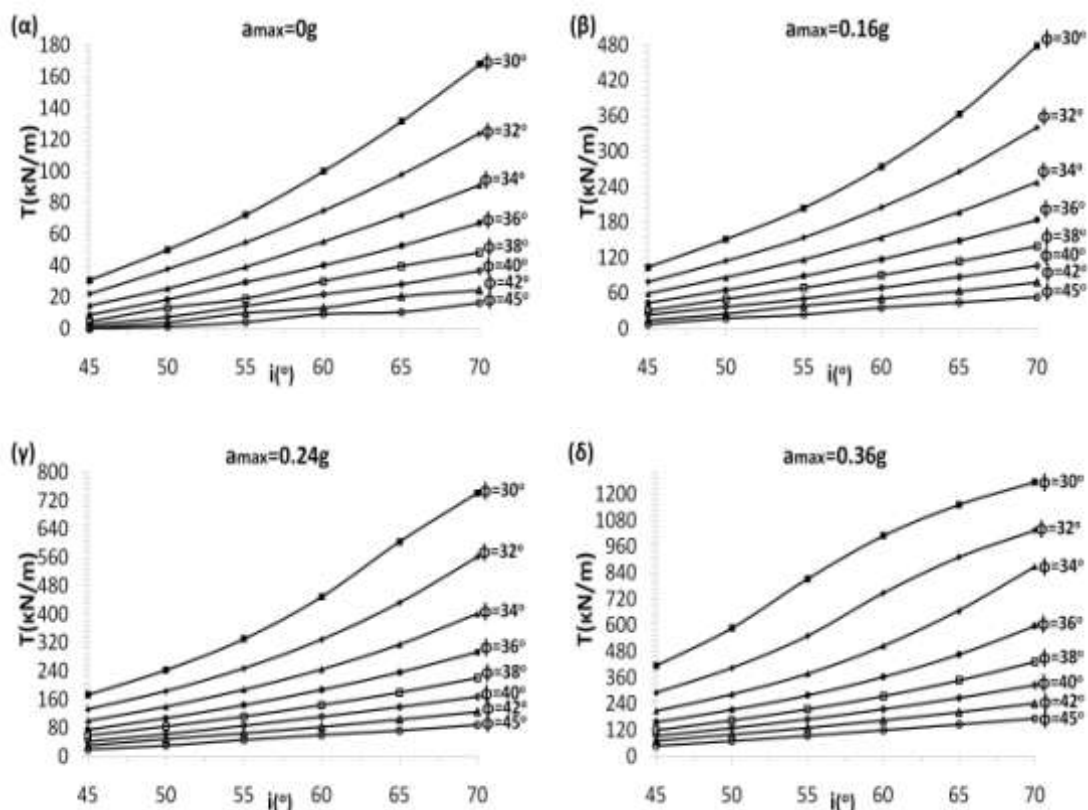
Σχήμα 3.7. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 6m (α), 15m (β) και 30m (γ) για οριζόντια επιτάχυνση $a_{max} = 0.36g$ και μηδενική κατακόρυφη επιτάχυνση.

Επιπροσθέτως, εκτιμήθηκε η συμπεριφορά του πρανούς χωρίς την επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης. Στο Σχήμα 3.6 απεικονίζονται τα αποτελέσματα για πρανές ύψους 6m, 15m και 30m και για επίδραση μόνο της οριζόντιας επιτάχυνση $a_{max} = 0.36g$. Η δύναμη που απαιτείται για να μείνει ευσταθές είναι αρκετά μεγαλύτερη από αυτή που απαιτείται στην περίπτωση σεισμού με μικρότερο μέγεθος επιταχύνσεων και στις δύο διευθύνσεις. Παρ' όλα αυτά, παρατηρείται πως και σε αυτήν την περίπτωση η δύναμη που χρειάζεται το πρανές για να αποφευχθεί η πιθανή αστοχία μεταβάλλεται με το ύψος. Όσο το ύψος του πρανούς αυξάνεται, αυξάνεται και η δύναμη αντίστασης που πρέπει να εφαρμοστεί από τους γεωσυνθετικούς οπλισμούς.

Επίδραση επιτάχυνσης

Μία άλλη παράμετρος που εξετάστηκε είναι οι διάφορες σεισμικές φορτίσεις που επιβάλλονται στο πρανές. Πραγματοποιήθηκε ο υπολογισμός της δύναμης αντίστασης ανάλογα με τη γωνία τριβής για οριζόντιες επιταχύνσεις ίσες με 0.16g, 0.24g και 0.36g και κατακόρυφες μηδενικές επιταχύνσεις σε πρανές με σταθερό ύψος 20m. Αρχικά αναλύθηκε το πρανές για μηδενική σεισμική επιτάχυνση (δηλαδή $a_h=0$), η οποία ορίστηκε ως η τιμή αναφοράς.

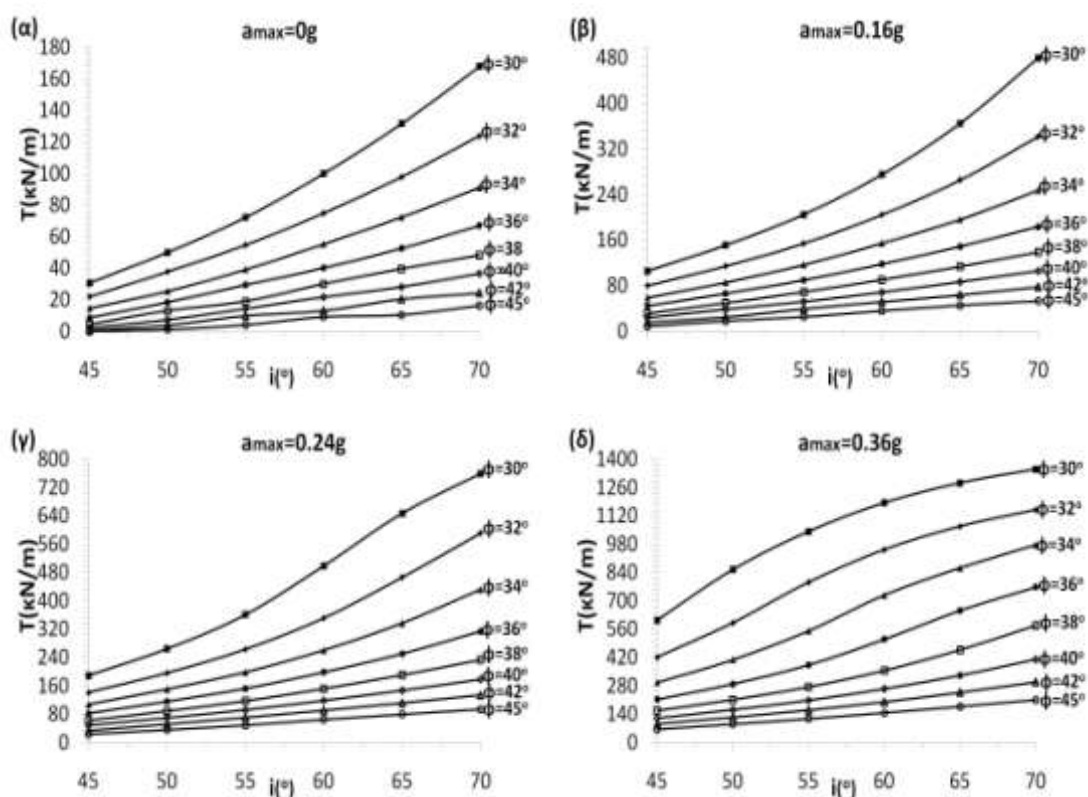
Με τον τρόπο αυτό τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.8 μπορούν να συσχετιστούν ευκολότερα έτσι ώστε να μπορεί να κατανοηθεί καλύτερα η σεισμική ευστάθεια του πρανούς. Είναι εμφανές πως η επίδραση της σεισμικής φόρτισης είναι πολύ σημαντική, αυξάνοντας πολύ τον κίνδυνο αστοχίας του πρανούς αφού η δύναμη που χρειάζεται για να είναι ευσταθές είναι αρκετά μεγαλύτερη. Επιπλέον, παρατηρώντας τις τιμές της απαιτούμενης δύναμης σε σχέση με τις τιμές της κλίσης του πρανούς (με ύψος 20m), γίνεται αντιληπτό πως όσο η σεισμική επιτάχυνση γίνεται μεγαλύτερη, τόσο πιο δύσκολη είναι η επίτευξη της ευστάθειας του πρανούς. Παρατηρώντας τους λόγους δύναμης αντίστασης προς την επιτάχυνση που φορτίζει την μάζα του πρανούς φαίνεται πως η σεισμική επιτάχυνση δεν αυξάνεται αναλογικά. Στα Σχήματα 3.8β, 3.8γ και 3.8δ με γωνία τριβής εδάφους 30° και κλίση πρανούς 45° , η δύναμη TS είναι 105 kN/m, 200 kN/m και 440 kN/m αντιστοίχως. Σε κάθε περίπτωση φαίνεται πως όσο πιο έντονη είναι η σεισμική φόρτιση τόσο πιο δύσκολα επιτυγχάνεται η ευστάθεια του πρανούς, δηλαδή η αύξηση της τιμής της επιτάχυνσης συντελεί στην αύξηση του λόγου της δύναμης της αντίστασης προς τη σεισμική επιτάχυνση.



Σχήμα 3.8. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού ύψους 20m για μόνο οριζόντια επιτάχυνση 0g (α), 0.16g (β), 0.24g (γ) και 0.36g (δ).

Επιπροσθέτως, θα εξεταστεί σε τι βαθμό επηρεάζει η κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης την ευστάθεια του πρανούς για να υπάρχει μια πιο ρεαλιστική απεικόνιση της επίδρασης του σεισμικού κινδύνου. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παριστάνονται στο Σχήμα 3.9 όπου φαίνεται πως η προσθήκη της κατακόρυφης επιτάχυνσης στο πρανές προσδίδει μεγαλύτερη ευστάθεια. Αυτό φαίνεται από τη δύναμη που απαιτείται να ασκηθεί στο πρανές προκειμένου να επιτευχθεί η ευστάθεια (Σχήματα 3.8 και 3.9). Οι απαιτούμενες δυνάμεις είναι αφενός μεγαλύτερες, αφετέρου η διαφορά τους είναι αρκετά μικρή. Για παράδειγμα, η δύναμη αντίστασης για $a_h=0.16g$ και $a_v=0g$ είναι ίση με 105 kN/m ενώ για $a_h=0.16g$ και $a_v=0.08g$ είναι ίση με 110 kN/m, για $a_h=0.24g$ και $a_v=0$ είναι ίση με 200 kN/m, ενώ στο $a_h=0.24g$ και $a_v=0.12g$ είναι ίση με 210 kN/m και στο $a_h=0.36g$ και $a_v=0g$ 440 kN/m ενώ για $a_h=0.36g$, $a_v=0.18g$ είναι 500 kN/m (για πρανές με κλίση ίση με 45° και γωνία τριβής εδάφους ίση με 30°). επίσης, μεγαλύτερη επίδραση στο πρανές έχει η οριζόντια επιτάχυνση και σε μικρότερο βαθμό η κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης. Βάσει του Σχήματος 3.10 είναι αντιληπτό πως

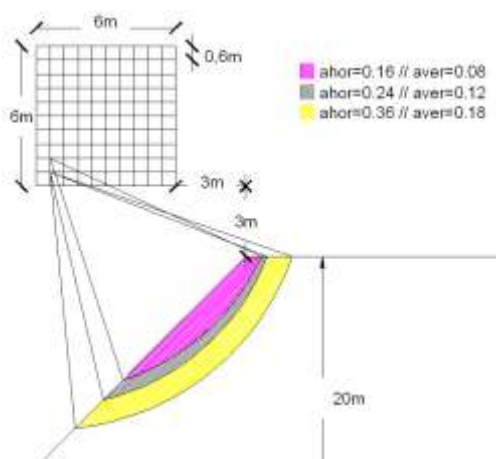
η αύξηση της τιμής των σεισμικών επιταχύνσεων οδηγεί στην αύξηση του βάθους της επιφάνειας αστοχίας.



Σχήμα 3.9. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 20m για οριζόντια επιτάχυνση $a_{max} = 0g$ (α), $0.16g$ (β), $0.24g$ (γ) και $0.36g$ (δ) και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} .

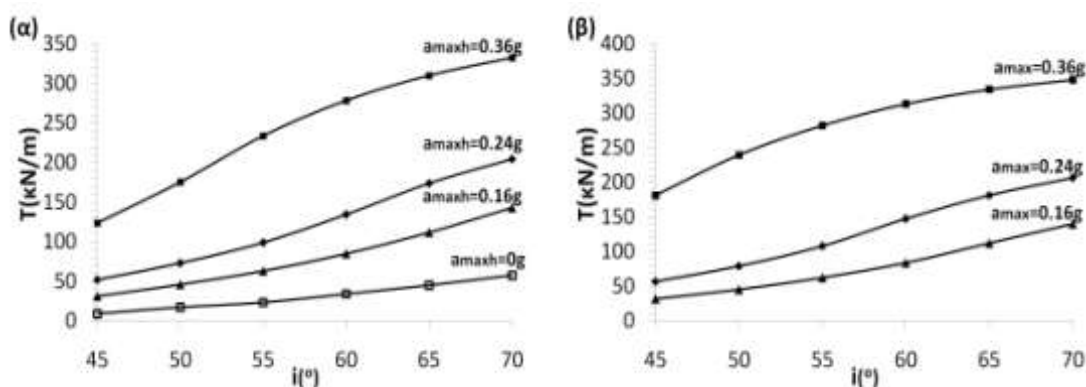
Επίδραση κλίσης

Στη συνέχεια ερευνήθηκε ο τρόπος που επιδρά η κλίση του πρανούς στην ευστάθειά του. Πραγματοποιήθηκε μελέτη πρανούς ύψους 10m με γωνία τριβής 30° , 36° και 42° και κλίση πρανούς 45° , 50° , 55° , 60° , 65° , 70° όπου γίνεται η παραδοχή ότι επιβάλλεται αρχικά μόνο η οριζόντια και στη συνέχεια η κατακόρυφη επιτάχυνση. Από τα Σχήματα 3.11 και 3.12 αποδεικνύεται ότι η απαιτούμενη δύναμη του οπλισμού αυξάνεται συναρτήσει της κλίσης του πρανούς. Αυτό σημαίνει ότι όσο μεγαλώνει η κλίση του πρανούς (δηλαδή γίνεται πιο απότομο), τόσο πιο δύσκολο είναι να επιτευχθεί η ευστάθειά του. Είναι αξιόλογο να τονιστεί ότι όσο αυξάνεται η σεισμική επιτάχυνση και η κλίση του πρανούς τόσο πιο δύσκολα επιτυγχάνεται η ευστάθεια του εδάφους. Αυτό φαίνεται από τα Σχήματα 3.11 και 3.12 όπου οι κλίσεις γίνονται όλο και πιο απότομες όσο αυξάνονται οι οριζόντιες και κατακόρυφες επιταχύνσεις.

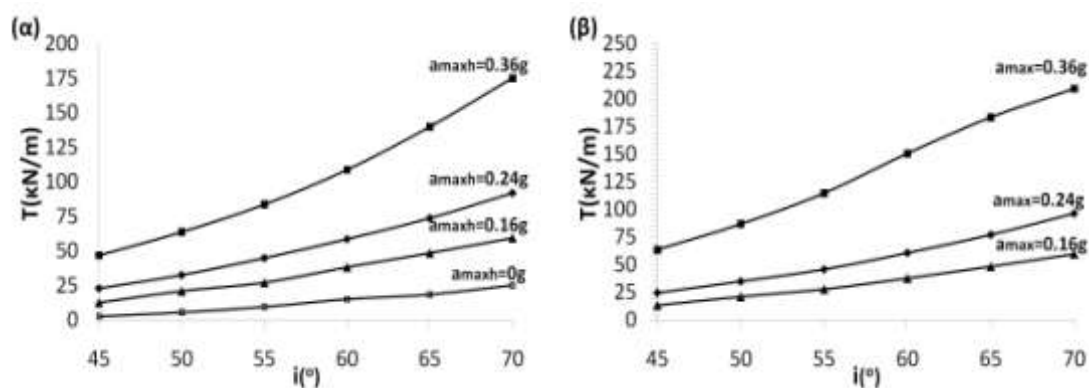


Σχήμα 3.10. Απεικόνιση των κρίσιμων κύκλων πρανούς ύψος 20 m, κλίσης 45° και έδαφος γωνίας τριβής 32°.

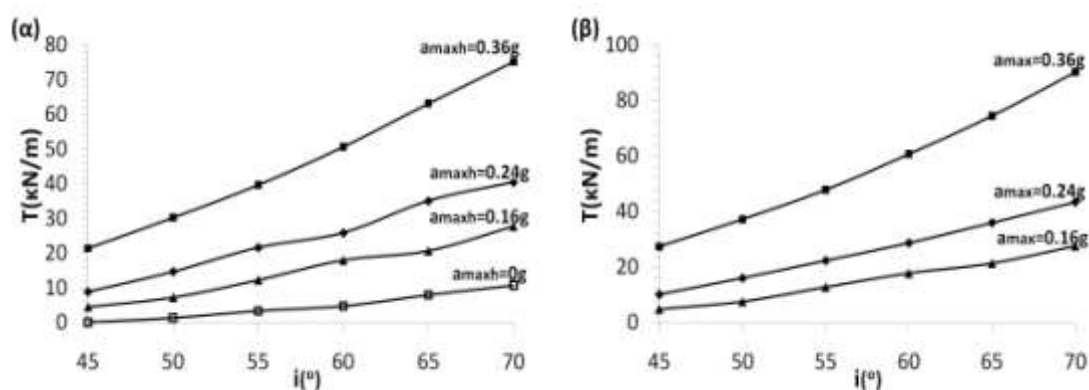
Παρατηρώντας το Σχήμα 3.11 διαπιστώνεται πως η διαφορά της απαιτούμενης δύναμης του οπλισμού για επιταχύνσεις $a_h=0.24g$ και $a_h=0.16g$ με κλίση 45° είναι 20 kN/m, ενώ στις 70° είναι 60 kN/m. Από την άλλη πλευρά, συγκρίνοντας τις περιπτώσεις σεισμικών επιταχύνσεων $a_h=0.24g$ και $a_h=0.36g$ με κλίση 45° είναι 70 kN/m ενώ στις 70° είναι 130 kN/m. Αυτό σημαίνει πως η αύξηση της κλίσης του πρανούς καθώς και η αύξηση των μεγεθών των σεισμικών επιταχύνσεων συντελεί στην αύξηση με εκθετικό βαθμό της δύναμης που απαιτείται για την ευστάθεια του πρανούς. Αξίζει να αναφερθεί πως ενώ η γωνία τριβής του εδάφους του πρανούς αυξάνεται ο ρυθμός αύξησης της απαιτούμενης δύναμης οπλισμού συναρτήσει της κλίσης του πρανούς και των σεισμικών επιταχύνσεων παραμένει στο ίδιο επίπεδο.



Σχήμα 3.11. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνία εσωτερικής τριβής 30° για πρανές ύψους 10m και με οριζόντια σεισμική επιτάχυνση $a_{max} = 0g, 0.16g, 0.24g$ και $0.36g$ (α) και επιβαλλόμενη οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση 0.16g/0.08g, 0.24g/0.12g, 0.36g/0.18g (β).



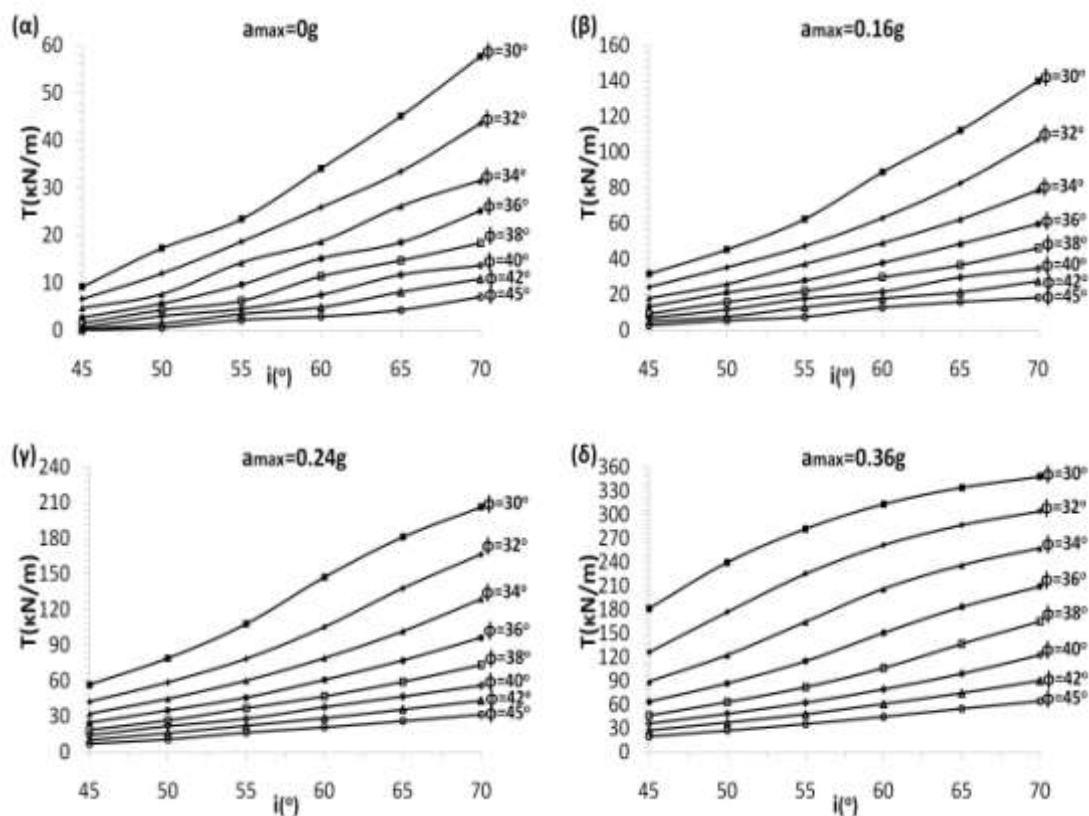
Σχήμα 3.12. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνία εσωτερικής τριβής 36° για πρανές ύψους 10m και με οριζόντια σεισμική επιτάχυνση $a_{max} = 0g, 0.16g, 0.24g$ και $0.36g$ (α) και επιβαλλόμενη οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση $0.16g/0.08g, 0.24g/0.12g, 0.36g/0.18g$ (β).



Σχήμα 3.13. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνία εσωτερικής τριβής 42° για πρανές ύψους 10m και με οριζόντια σεισμική επιτάχυνση $a_{max} = 0g, 0.16g, 0.24g$ και $0.36g$ (α) και επιβαλλόμενη οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση $0.16g/0.08g, 0.24g/0.12g, 0.36g/0.18g$ (β).

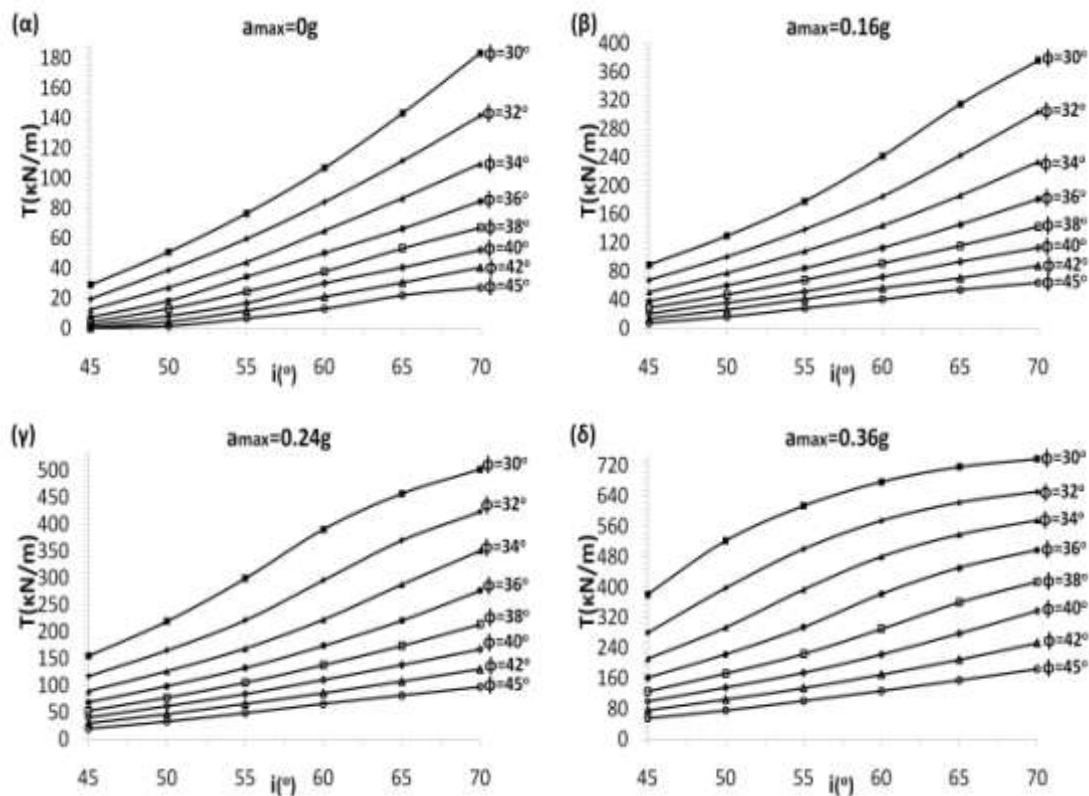
Επίδραση γωνίας τριβής

Ένας άλλος παράγοντας που διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια του πρανούς είναι η γωνία τριβής του εδάφους. Γι αυτό το λόγο πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις σε πρανή με ύψος 10m, 15m, 20m και 30m στα οποία επιβάλλονται οριζόντιες και κατακόρυφες σεισμικές επιταχύνσεις. Στα Σχήματα 3.9 και 3.14 έως 3.16 αποτυπώνεται η συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνία εσωτερικής τριβής ίσες με $\phi = 30^\circ, 32^\circ, 34^\circ, 36^\circ, 38^\circ, 40^\circ, 42^\circ, 45^\circ$ για οριζόντια σεισμική επιτάχυνση ίση με $0g, 0.16g, 0.24g$ και $0.36g$ και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} .

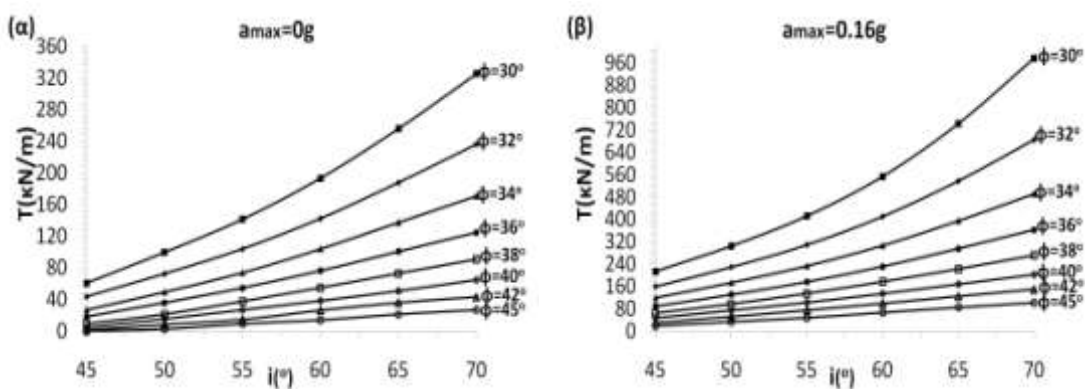


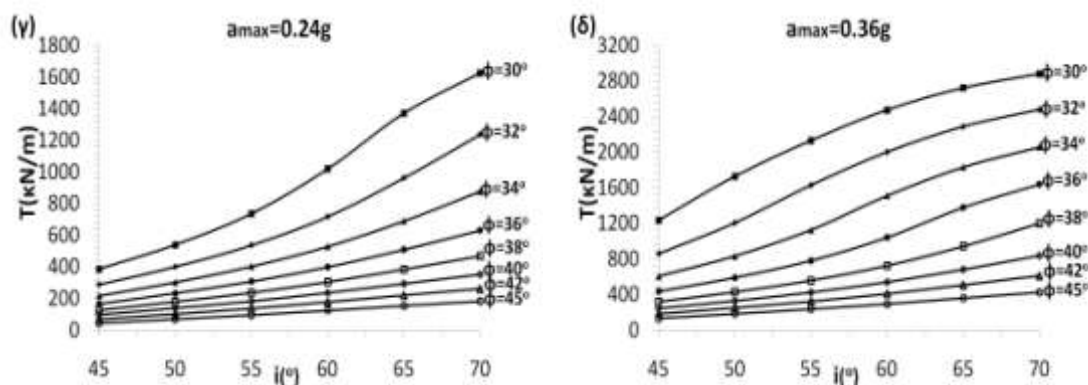
Σχήμα 3.14. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 10m και $a_{max} = 0g$ (α), $0.16g$ (β), $0.24g$ (γ) και $0.36g$ (δ) και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} .

Είναι εμφανές πως η καμπύλη που αντιπροσωπεύει την περίπτωση γωνίας τριβής ίση με 30° βρίσκεται σε όλα τα σχήματα πιο πάνω από τις υπόλοιπες καμπύλες, γεγονός που επαληθεύεται πως όσο αυξάνεται η γωνία τριβής το πρανές είναι πιο ευσταθές ανεξάρτητα από το ύψος του πρανούς και τις σεισμικές επιταχύνσεις. Επιπρόσθετα, για να εξακολουθεί το έδαφος να είναι ευσταθές όσο η γωνία τριβής του μειώνεται, απαιτείται η εφαρμογή μεγαλύτερης δύναμης.



Σχήμα 3.15. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 15m και $a_{max} = 0g$ (α), $0.16g$ (β), $0.24g$ (γ) και $0.36g$ (δ) και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} .





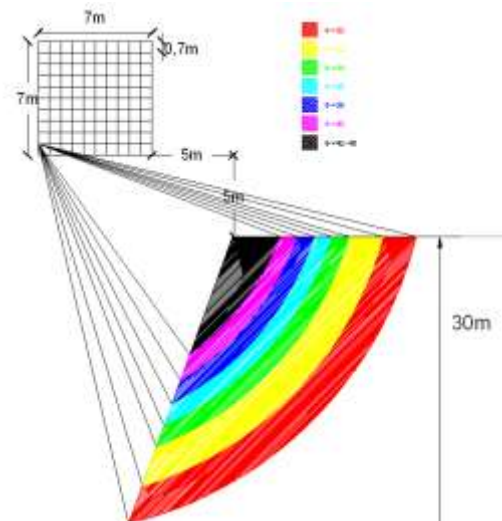
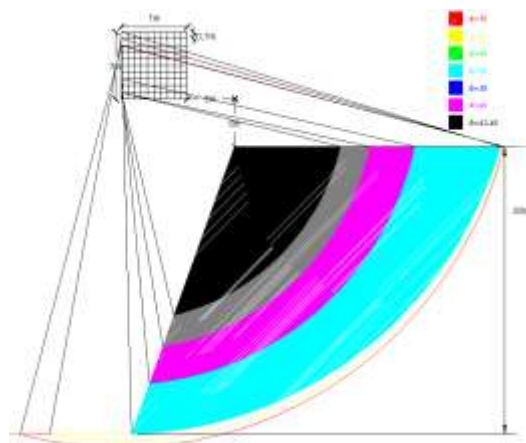
Σχήμα 3.16. Συσχέτιση της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για διάφορες περιπτώσεις κλίσης πρανών και γωνίες εσωτερικής τριβής για πρανές ύψους 30m και $a_{max} = 0g$ (α), $0.16g$ (β), $0.24g$ (γ) και $0.36g$ (δ) και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} .

Επιπροσθέτως, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 3.17 το είδος της αστοχίας (επιφανειακή ή πιο βαθιά) εξαρτάται τόσο από τα χαρακτηριστικά του πρανού όσο και από το μέγεθος της σεισμικής επιτάχυνσης.

3.2.3 Συμπεράσματα

Βάσει των αποτελεσμάτων της παραμετρικής διερεύνησης που πραγματοποιήθηκε και την απεικόνισή τους στα Σχήματα που προαναφέρθηκαν εξάγονται εύλογα τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Η αύξηση του ύψους του πρανού οδηγεί στην αύξηση της δύναμης των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να διατηρήσει την ευστάθειά του.
- Η κλίση είναι ανάλογη της δύναμης των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να διατηρηθεί ευσταθές.
- Η γωνία τριβής του εδάφους είναι αντιστρόφως ανάλογη με τη δύναμη των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να είναι ευσταθές.
- Τόσο η οριζόντια όσο και η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής επιτάχυνσης αυξάνει την απαιτούμενη δύναμη των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να παραμείνει ευσταθές.


$$(\alpha)$$

$$(\beta)$$

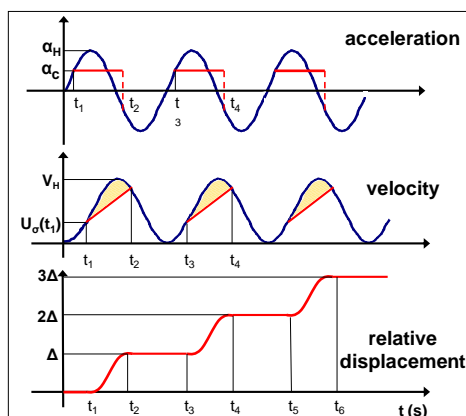
Σχήμα 3.17. Απεικόνιση των κρίσιμων κύκλων πρανούς με ύψος 30 m, κλίση 70° και έδαφος με γωνία τριβής 30°, 32°, 34°, 36°, 38°, 40°, 42°, 45° και σεισμική επιτάχυνση: $a_h=0g$, $a_v=0g$ (α) και $a_h=0.36g$, $a_v=0.18g$ (β).

3.3 ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΟΝΙΜΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

Η μέθοδος των μόνιμων παραμορφώσεων διατυπώθηκε αρχικά για την ευστάθεια άοπλων πρανών με σκοπό να ξεπεραστούν οι αδυναμίες της ψευδοστατικής μεθόδου βασιζόμενη σε ένα απλό προσομοίωμα άκαμπτου ολισθαίνοντος τεμάχους το οποίο ολισθαίνει επί ενός κεκλιμένου επιπέδου που διατυπώθηκε το 1965 στη διάλεξη Rankine από τον Newmark (1965). Βάσει του προσομοιώματος αυτού ένα άκαμπτο σώμα ολισθαίνει κατά μήκος μιας κεκλιμένης επιφάνειας, αφού φυσικά επιβληθεί μια σεισμική κίνηση (που είναι μόνο οριζόντια), όπου η ανάπτυξη των σεισμικών παραμορφώσεων κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας (που είναι επίπεδη) είναι ανάλογη προς αυτή των μετακινήσεων που προκαλούνται. Εύλογα λοιπόν όταν οι

αδρανειακές δυνάμεις του άκαμπτου σώματος υπερβούν την διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας αναπτύσσονται οι σεισμικές μετακινήσεις.

Οι σεισμικές μετακινήσεις είναι ίσες αριθμητικά με τη διπλή ολοκλήρωση της σχετικής επιτάχυνσης. Με τον όρο σχετική επιτάχυνση εννοούμε την τιμή της επιτάχυνσης που αντιστοιχεί σε συντελεστή ασφαλείας ίσο με τη μονάδα, ή διαφορετικά τη διαφορά της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης από την κρίσιμη επιτάχυνση (k_y). Ακόμη η κρίσιμη επιτάχυνση ορίζεται ως η ελάχιστη απαιτούμενη ψευδοστατική επιτάχυνση που δίνει μοναδιαίο συντελεστή ασφαλείας για την ψευδοστατική ανάλυση ευστάθειας πρανούς υπό σεισμική φόρτιση. Αξίζει να σημειωθεί πως η θεώρηση άκαμπτου ολισθαίνοντος στερεού έρχεται σε αντίθεση με το γεγονός ότι από τη φύση του το έδαφος συμπεριφέρεται σαν απολύτως πλαστικό υλικό. Όταν τα υλικά υπερβούν τη μέγιστη απαιτούμενη τιμή αντοχής τους παρουσιάζουν κράτυνση ή χαλάρωση. Επομένως η εξάρτηση της κρίσιμης επιτάχυνσης ενός πρανούς είναι άμεση με το διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης του υλικού και την εκάστοτε μετατόπισή της (κλάδος κράτυνσης - η κρίσιμη επιτάχυνση αυξάνεται, κλάδος χαλάρωσης - η κρίσιμη επιτάχυνση μειώνεται). Εύλογα εξάγεται το συμπέρασμα πως η μετατόπιση ενός κρατυνόμενου μοντέλου θα είναι μικρότερη από την προβλεπόμενη από τη θεωρία ολισθαίνοντος στερεού, ενώ η μετατόπιση ενός χαλαρούμενου μοντέλου θα είναι μεγαλύτερη.



Σχήμα 3.18. Γραφική απεικόνιση της μεθόδου ολισθαίνοντος στερεού σώματος του Newmark για τον υπολογισμό μόνιμων μετακινήσεων γεωτεχνικών κατασκευών.

Οι Kramer & Lindwall (2004) διερεύνησαν ότι η μη συμμετρική μορφή της κρίσιμης επιτάχυνσης για τις δυο πιθανές διευθύνσεις της ανάπτυξης της ολίσθησης (ανηφορική και κατηφορική) συνιστά ότι η διεύθυνση της σεισμικής κίνησης επιδρά στο υπολογιζόμενο μέγεθος των μόνιμων παραμορφώσεων. Εν γένει η μέθοδος εφαρμόζεται και στους απλούς τοίχους βαρύτητας, λαμβάνοντας την εδαφική μάζα αστοχίας και τον

τοίχο βαρύτητας ως ξεχωριστά άκαμπτα σώματα (Richards and Elms (1979), Nadim & Whitman (1983), και Lin Whitman (1984)). Στο Σχήμα 3.19 (όπου $a(t)$ η χρονοιστορία της επιτάχυνσης, k_m η μέγιστη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης, g και k_y η κρίσιμη επιτάχυνση του ολισθαίνοντος στερεού σώματος) απεικονίζεται η χρονοιστορία επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης και η κρίσιμη επιτάχυνση της ολισθαίνουσας μάζας. Η σεισμική μετακίνηση,- η οποία υπολογίζεται μόνο για μια διεύθυνση (ανηφορική) με επακόλουθο να είναι ασύμμετρη, είναι αποτέλεσμα εκείνων των τιμών που υπερβαίνουν την κρίσιμη επιτάχυνση μέχρι η σχετική ταχύτητα της ολισθαίνουσας μάζας με το έδαφος να μηδενιστεί.

Επιπροσθέτως, πολλοί ερευνητές δεν περιορίστηκαν στο να εξαλείψουν τις δεσμευτικές παραδοχές του Newmark (1965) αλλά προχώρησαν σε σχέσεις πρόβλεψης του μεγέθους των μόνιμων παραμορφώσεων, χρησιμοποιώντας ως παράμετρο είτε τη μέγιστη επιτάχυνση και ταχύτητα Saygili & Rathje (2008)), είτε τη μέγιστη επιτάχυνση και τη δεσπόζουσα περίοδο της καταγραφής (Sarma (1975) και Yegian et al. (1991)). Οι τελευταίοι αναφέρουν το αδιαστατοποιημένο μέγεθος ως το λόγο της μόνιμης παραμόρφωσης προς το γινόμενο της μέγιστης επιτάχυνσης και του τετραγώνου της δεσπόζουσας περιόδου. Ενδεικτικά αναφέρονται κάποιες προτεινόμενες σχέσεις πρόβλεψης: α) αναλυτικές σχέσεις που προέκυψαν από την επίλυση διαφορικών εξισώσεων για τετραγωνικό παλμό (Newmark (1965)), για τετραγωνικό, τριγωνικό και αρμονικό παλμό (Sarma (1975)), β) σχέσεις που προέκυψαν από πιθανολογική επεξεργασία αριθμητικών δεδομένων (Lin and Whitman (1986), Yegian et al. (1991), Ambraseys & Menu (1988), Sarma & Kourkoulis (2004) και Saygili & Rathje (2008)) και γ) σχέσεις εξασθένισης (Ambraseys & Srbulov (1994)).

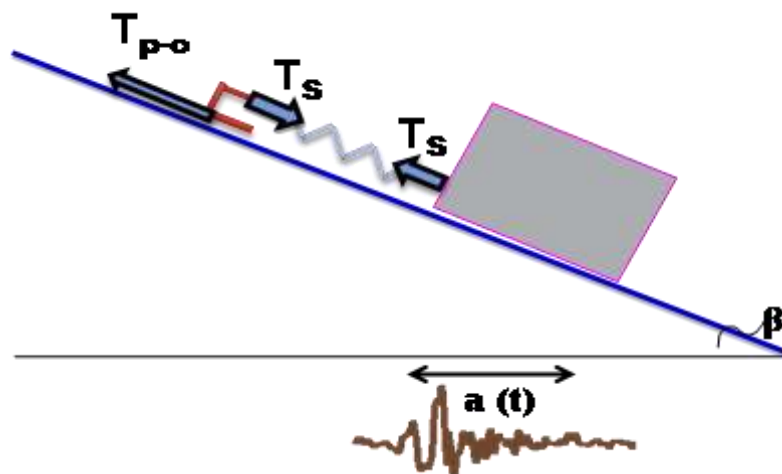
Τελευταία έχει παρατηρηθεί έντονο επιστημονικό ενδιαφέρον πάνω στη διερεύνηση των βασικών παραδοχών του προσομοιώματος επί των εκτιμώμενων σεισμικών μετακινήσεων. Ο Sarma (1981), αφού θεώρησε περιστροφικό μηχανισμό αστοχίας, υπολόγισε τις γωνιακές μόνιμες παραμορφώσεις εδαφικών πρανών. Η διατμητική αντοχή κάποιων εδαφών εξαρτάται από το ρυθμό φόρτισης βάσει της θεωρίας του (Newmark (1965)). Όμως η διατμητική αντοχή δεν είναι σταθερή αφού οι επιβαλλόμενες από το σεισμό τάσεις επιβάλλονται με διαφορετικό ρυθμό κατά τη διάρκεια του σεισμού. Ο παραπάνω παράγοντας καθιστά την ανάλυση ολισθαίνοντος στερεού πολύπλοκη λόγω των διαφορών κλίμακας ανάμεσα στους ρυθμούς επιβολής φόρτισης στη φύση στις εργαστηριακές δοκιμές για τη μέτρηση της αντοχής. Έτσι οι Lemos & Coelho (1991) και

οι Tika –Vassilikos et al. (1993) μελέτησαν μέσω πειραματικής διαδικασίας τον τρόπο με τον οποίο επιδρά η μετακίνηση και ο ρυθμός των επιβαλλόμενων διατμητικών παραμορφώσεων στις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις. Το 1995 οι Ambraseys και Srbulov ανέπτυξαν ένα προσομοίωμα που αποτελούνταν από δυο ολισθαίνοντα τεμάχια σε επαφή όπου και διεξήγαγαν αναλυτικές σχέσεις, οι οποίες υπολογίζουν τις μετασεισμικές μόνιμες παραμορφώσεις των δύο τεμαχίων λόγω απομείωσης της διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας.

3.3.1 Τροποποιημένη μέθοδος Newmark για οπλισμένα εδαφικά πρανά

Για την ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας οπλισμένων πρανών με τη μέθοδο των μόνιμων παραμορφώσεων τροποποιήθηκε το προσομοίωμα κατά Newmark (1965) (Reinforced Modified Newmark Model - RMNM) προκειμένου να λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη η εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται επί των γεωσυνθετικών των οπλισμένων πρανών και τοίχων αντιστήριξης (Paulsen (2002)). Το τροποποιημένο προσομοίωμα είναι το προσομοίωμα RMNM του Σχήματος 3.19, το οποίο αποτελεί παραλλαγή του προσομοιώματος των Kramer & Smith (1997) και αποτελείται από τα εξής στοιχεία:

- α) το ολισθαίνον πρίσμα (άκαμπο τέμαχος), το οποίο αντιπροσωπεύει την εδαφική μάζα που ολισθαίνει επί του κεκλιμένου επιπέδου και αστοχεί (εδαφική σφήνα),
- β) το ελαστικό ελατήριο που συνδέεται με το πρίσμα αναπαριστά την επιμήκυνση του οπλισμού όταν καταπονείται εφελκυστικά. Δεν εξετάζεται η θλιπτική καταπόνηση διότι η ενίσχυση των πρανών δε λειτουργεί σε θλίψη. Η ενίσχυση θεωρείται απόλυτα ελαστικό υλικό και όχι ελαστοπλαστικό υλικό που είναι πιο ρεαλιστικό διότι μοντελοποιείται ως ελατήριο. Με τη μετατόπιση του ολισθαίνοντος πρίσματος τίθεται σε ενέργεια η δύναμη της ενίσχυσης μέχρι να φτάσει το όριο θραύσης, όπου και επέρχεται αστοχία, δηλαδή θραύση της ενίσχυσης,
- γ) τον ολισθητήρα που συνδέεται με το ελατήριο αναπαριστά την εξόλκευση της ενίσχυσης του πρανούς. Αυτό αποτελεί απόρροια της υπέρβασης της διατμητικής αντοχής μεταξύ εδάφους και ενίσχυσης από τη δύναμη του ελατηρίου. Η αντοχή σε εξόλκευση αυξάνεται μέχρι την κρίσιμη τιμή από την οποία και πέρα μετατοπίζεται ο ολισθητήρας. Κατά την εξόλκευση της ενίσχυσης ασκείται μία σταθερή δύναμη αντίθετη στην κίνηση. Όταν η δύναμη του ελατηρίου πάρει πάλι τιμή μικρότερη αυτής της κρίσιμης τιμής, ο ολισθητήρας παύει να κινείται.



Σχήμα 3.19. Γεωμετρία του τροποποιημένου προσομοιώματος Newmark (Paulsen, 2002).

Στη συνέχεια, η δύναμη τριβής που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ του ολισθαίνοντος πρίσματος και του κεκλιμένου επιπέδου αναπαριστά τις δυνάμεις λόγω της διατμητικής αντοχής του ίδιου του εδάφους. Αυτό είναι ακόμα μία αδυναμία της μεθόδου, καθώς πρακτικά η ενίσχυση συμβάλλει και στη σταθεροποίηση του πρανούς μέσω του μηχανισμού της διατμητικής αντοχής. Ωστόσο, είναι φανερό ότι αυτό δρα υπέρ της ασφάλειας, καθώς καθιστά την προσέγγιση πιο συντηρητική απαιτώντας μεγαλύτερη εφελκυστική αντοχή εκ μέρους της ενίσχυσης προκειμένου να αποφευχθεί η αστοχία της εξεταζόμενης γεωκατασκευής. Η κλίση του κεκλιμένου επιπέδου είναι η κλίση της επιφάνειας ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας του πρανούς, υποθέτοντας αστοχία ολισθαίνουσας σφήνας, ενώ η δυναμική φόρτιση που επιβάλλεται στο μοντέλο μελετάται ως επίδραση των αναπτυσσόμενων αδρανειακών δυνάμεων στο ολισθαίνον πρίσμα.

Επίσης, στο συγκεκριμένο προσομοίωμα θεωρείται ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή της σεισμικής μετακίνησης και κατά συνέπεια ομοιόμορφη κατανομή της προκύπτουσας εφελκυστικής δύναμης σε όλους τους οπλισμούς. Ακόμη από τις βασικές παραδοχές του προσομοιώματος είναι ότι παρόλο που το ελατήριο που αναπαριστά τον οπλισμό είναι ελαστικό απολύτως πλαστικό, θεωρείται ότι δεν μπορεί να παραλάβει πλαστικές παραμορφώσεις. Συνεπώς όταν αναπτυχθεί μια οριακή τιμή της εφελκυστικής δύναμης επέρχεται θραύση του οπλισμού. Τέλος, η μέθοδος Newmark υστερεί έναντι της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, αφού δεν μπορεί να υπολογίσει την καθ' ύψος κατανομή των μετακινήσεων και τις ζώνες πλαστικών παραμορφώσεων παρά μόνο την τελική

παραμένονσα μετακίνηση. Όμως, συγκριτικά με την ψευδοστατική μέθοδο γενικά είναι καταλληλότερη για την εκτίμηση της ευστάθειας οπλισμένων και άοπλων γεωκατασκευών.

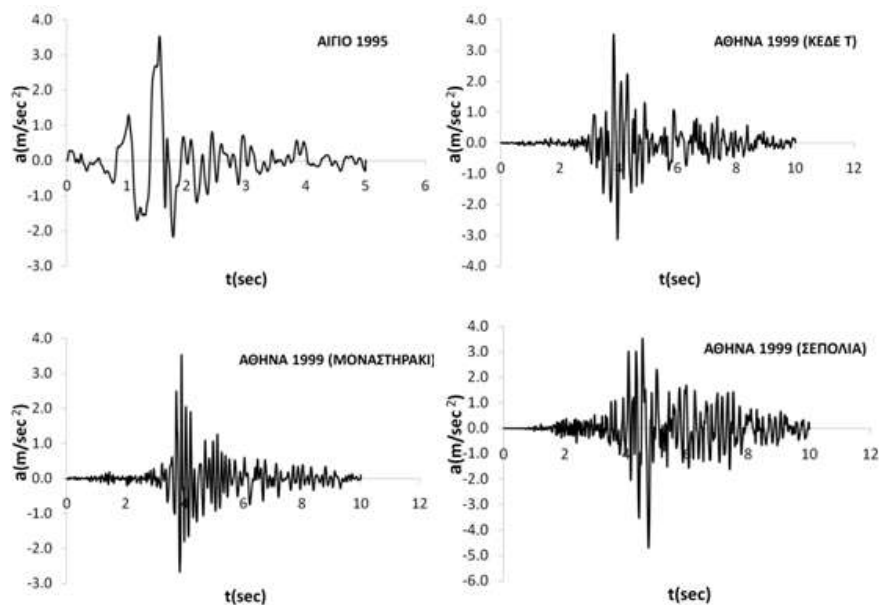
3.3.2 Παραμετρική διερεύνηση

Προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση των σημαντικότερων παραμέτρων στις υπολογιζόμενες μετακινήσεις διεξήχθη μία εκτενής παραμετρική διερεύνηση. Η παραμετρική ανάλυση πραγματοποιήθηκε μέσω ενός κατάλληλου λογισμικού για την ανάλυση της ευστάθειας πρανών με την εν λόγω μεθοδολογία, το οποίο αναπτύχθηκε στο πλαίσιο της παρούσας έρευνας σε γλώσσα προγραμματισμού FORTRAN. Για τον σκοπό αυτό υλοποιήθηκε -με τη βοήθεια της γλώσσας προγραμματισμού Fortran90- σε κατάλληλο λογισμικό η τροποποιημένη μέθοδος Newmark. Το εύρος διακύμανσης των παραμέτρων επιλέχθηκε προσεγγίζοντας τα κατώτερα δυνατά όριά του, αποσκοπώντας στη δυνατότητα ανάπτυξης μετακινήσεων για ρεαλιστικές τιμές της μέγιστης επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Για τον λόγο αυτόν, η γωνία τριβής του εδάφους (φ) θεωρείται ότι κυμαίνεται από 30° έως 45° , ο λόγος της ακαμψίας του περιεχόμενου οπλισμού στην ολισθαίνουσα εδαφική μάζα προς την εδαφική μάζα (k/m) λαμβάνει τις τιμές 10, 50, 100 και 150, η κλίση της επιφάνειας αστοχίας/ολίσθησης (β) θεωρείται ότι κυμαίνεται από 18° έως 25° και τα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης (λαμβάνοντας 4 καταγραφές ανηγμένες σε 2 επίπεδα μέγιστης επιτάχυνσης 0.24g και 0.36g). Συγκεκριμένα υπολογίστηκαν οι μόνιμες (παραμένουσες) μετατοπίσεις για τις δυο διαφορετικές τιμές κρίσιμης επιτάχυνσης, σε σχέση με τη διαφορά μεταξύ της εσωτερικής γωνίας τριβής και της κλίσης του επιπέδου αστοχίας ($\tan(\varphi-\beta)$).

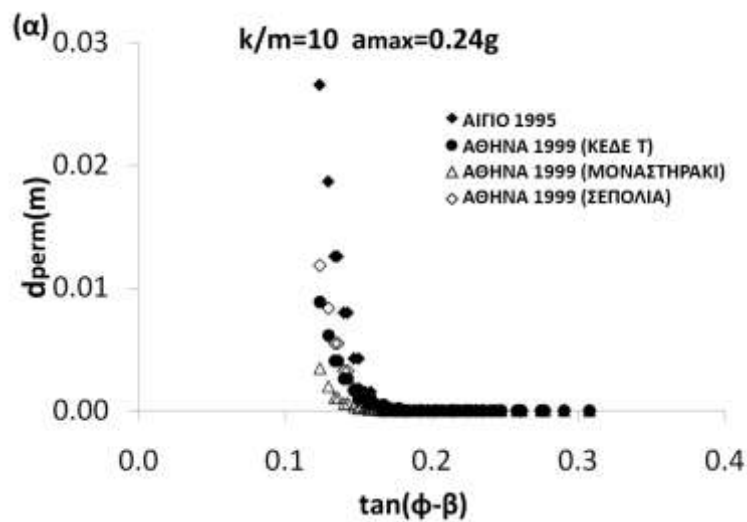
Επιβάλλοντας μια χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση του κεκλιμένου επιπέδου εξετάστηκε η δυναμική απόκριση του προσομοιώματος. Τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα εξής: Αίγιο 1995, , Αθήνα 1999 (ΚΕΔΕ Trans), Αθήνα 1999 (ΜΟΝΑΣΤΗΡΑΚΙ) Αθήνα 1999 (ΣΕΠΟΛΙΑ). Στο Σχήμα 3.20 αποτυπώνονται οι χρονοϊστορίες των επιβαλλόμενων επιταχύνσεων για μέγιστη επιτάχυνση ίση με 0.36g. Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα της Fortran90 σύμφωνα με το Σχήμα 3.19 είναι τα παρακάτω:

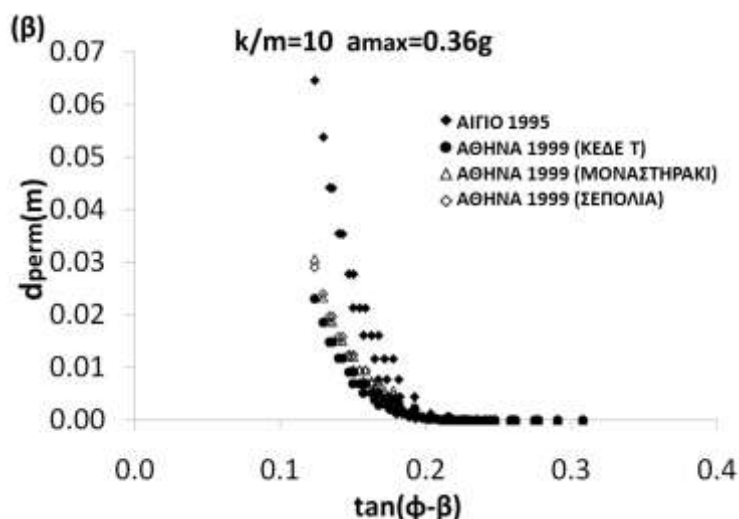
- η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους, φ ,
- η γωνία κλίσης της επιφάνειας ολίσθησης, β ,
- η ολισθαίνουσα εδαφική μάζα, M ,

- το μέτρο ελαστικότητας της ενίσχυσης, K ,
- το όριο εξόλκευσης της ενίσχυσης, $P_{εξ}$,
- το όριο θραύσης της ενίσχυσης, $F_{θρ}$,
- το χρονικό βήμα της καταγραφής, dt .



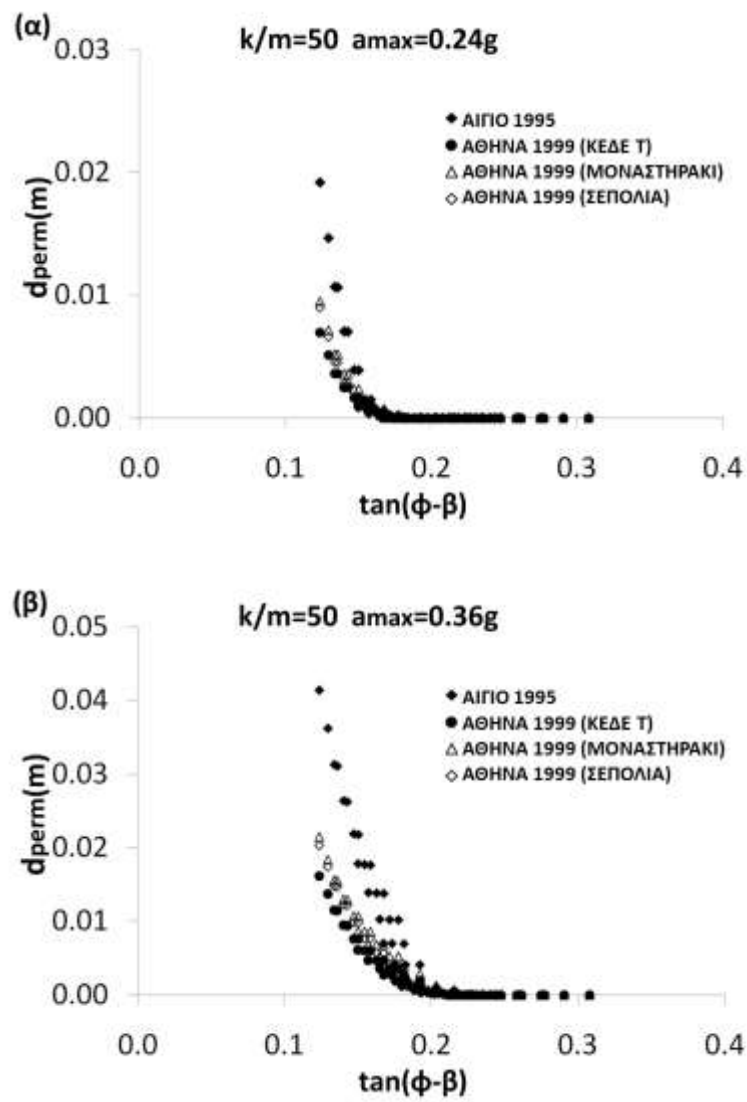
Σχήμα 3.20. Χρονοιστορίες των επιβαλλόμενων επιταχύνσεων για μέγιστη επιτάχυνση ίση με 0.36g.



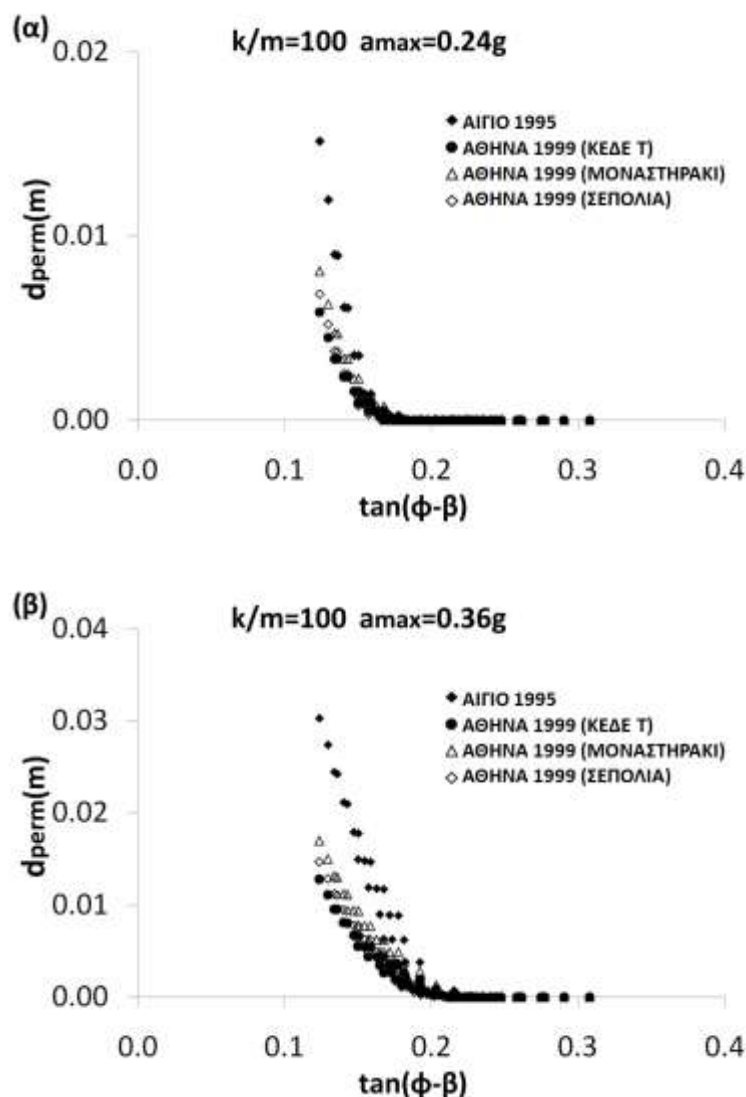


Σχήμα 3.21. Συσχέτιση της μόνιμης μετακίνησης με την εφαπτομένη της διαφοράς της γωνίας κλίσης της επιφάνειας αστοχίας από τη γωνία τριβής του εδάφους για $k/m=10$.

Παρατηρώντας τα Σχήματα 3.21 έως 3.22 όπου αποτυπώνεται η συσχέτιση της μόνιμης μετακίνησης με την εφαπτομένη της διαφοράς της γωνίας κλίσης της επιφάνειας αστοχίας από τη γωνία τριβής του εδάφους, εξάγεται το συμπέρασμα ότι οι τιμές των μόνιμων μετατοπίσεων μειώνονται σε μεγαλύτερες τιμές του λόγου k/M . Ο λόγος k/M είναι ένα μη συμβατικό μέγεθος που ουσιαστικά εκφράζει την έννοια της πυκνότητας του οπλισμού στην ενισχυμένη εδαφική μάζα. Είναι προφανές ότι η αύξηση της πυκνότητας του οπλισμού συνεπάγεται αύξηση της σταθερότητας του ενισχυμένου πρανού. Η μείωση των μόνιμων μετατοπίσεων που παρατηρείται αποτελεί την πρακτική έκφραση της παραπάνω αύξησης της σταθερότητας του ενισχυμένου πρανού. Εκτός αυτού, και οι τιμές των k και M επηρεάζουν την απόκριση του πρανού.



Σχήμα 3.22. Συσχέτιση της μόνιμης μετακίνησης με την εφαιπτομένη της διαφοράς της γωνίας κλίσης της επιφάνειας αστοχίας από τη γωνία τριβής του εδάφους για $k/m=50$.

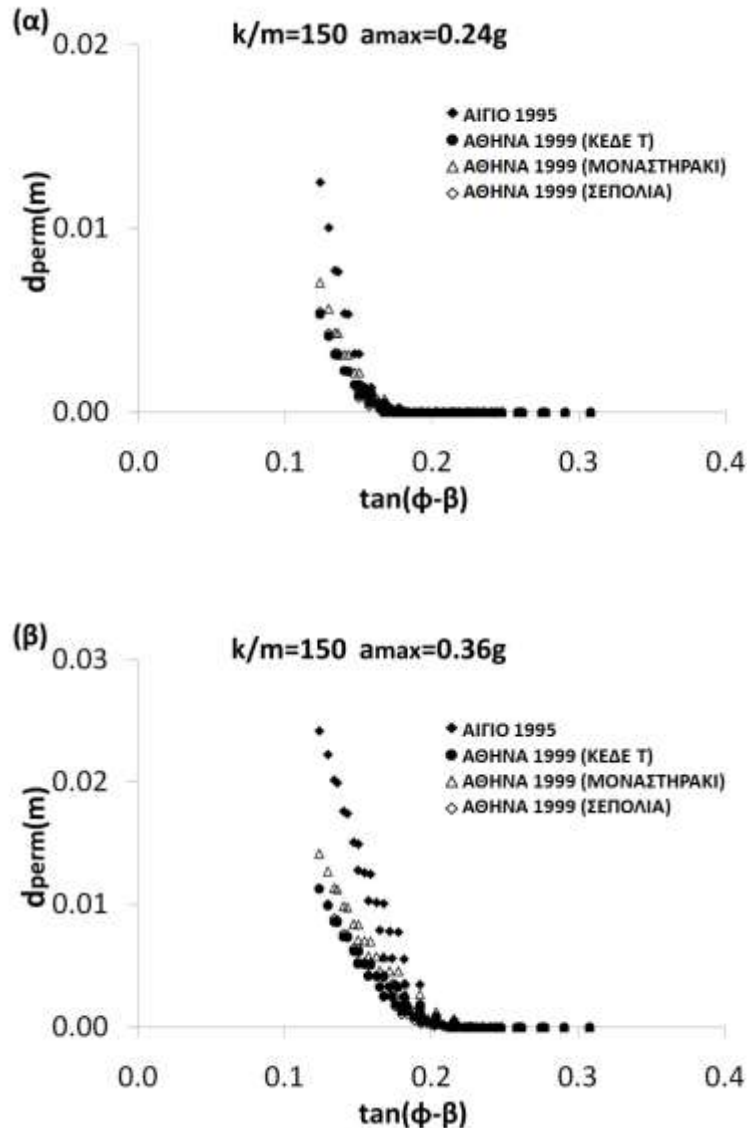


Σχήμα 3.23. Συσχέτιση της μόνιμης μετακίνησης με την εφαιπομένη της διαφοράς της γωνίας κλίσης της επιφάνειας αστοχίας από τη γωνία τριβής του εδάφους για $k/m=100$.

3.3.3 Συμπεράσματα

Βασιζόμενοι στην παραμετρική διερεύνηση κατέστη σαφές ότι αφενός η αύξηση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης συντελεί στην αύξηση των μονίμων μετακινήσεων, αφετέρου είναι ιδιαίτερα σημαντικός ο ρόλος του συχνотικού περιεχομένου της διέγερσης. Γενικά, κι από άλλες διεγέρσεις που επιβλήθηκαν παρατηρείται μεγάλη διασπορά των αποτελεσμάτων σε σχέση με την επιβαλλόμενη χρονοϊστορία επιτάχυνσης. Για παράδειγμα, από τα αποτελέσματα από τις συγκεκριμένες χρονοϊστορίες φαίνεται πόσο μεγαλύτερες είναι οι μετακινήσεις για την καταγραφή από τον παλμικό σεισμό του Αιγίου σε σχέση με αυτές από τον σεισμό της Αθήνας. Επίσης, όπως ήταν αναμενόμενο, όσο μικρότερη είναι η διαφορά μεταξύ της εσωτερικής γωνίας τριβής και της κλίσης του

επιπέδου αστοχίας τόσο μεγαλύτερη είναι η μόνιμη μετακίνηση. Τέλος, παρατηρήθηκε ότι καθώς αυξάνεται η πυκνότητα του οπλισμού, που χαρακτηρίζεται μέσα από το λόγο k/m , οι μόνιμες μετατοπίσεις μειώνονται, δηλαδή αυξάνεται η ευστάθεια.



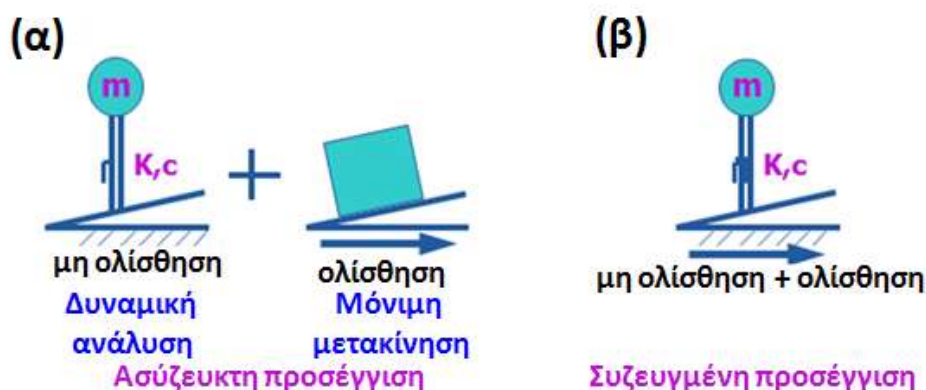
Σχήμα 3.24. Συσχέτιση της μόνιμης μετακίνησης με την εφαιπόμενη της διαφοράς της γωνίας κλίσης της επιφάνειας αστοχίας από τη γωνία τριβής του εδάφους για $k/m=150$.

3.4 ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΜΟΝΙΜΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΓΙΑ ΑΟΠΛΑ ΠΡΑΝΗ

Οι προαναφερθείσες παραδοχές της μεθόδου υπολογισμού σεισμικών μετακινήσεων κατά Newmark (1965) βασίζονται στην απλουστευτική παραδοχή ότι η δυναμική απόκριση του πρανούς, του οποίου η σεισμική ευστάθεια μελετάται, δεν λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των σεισμικών μετακινήσεων. Από την άλλη πλευρά τα

εδαφικά πρανή έχουν άμεση σχέση με εύκαμπτα συστήματα, τα οποία χαρακτηρίζονται από σχετικά μεγάλες ιδιοπεριόδους. Το γεγονός αυτό οδηγεί στην ενίσχυση της σεισμικής κίνησης και στην ασύγχρονη ταλάντωση της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας. Έτσι λοιπόν προτάθηκε από τους Makdisi & Seed (1978) μία ασύζευκτη (decoupled) μέθοδος που λαμβάνει υπόψη τα παραπάνω φαινόμενα στην εκτίμηση της σεισμικής ευστάθειας εδαφικών πρανών μέσω του υπολογισμού των σεισμικών μετακινήσεων.

Η ασύζευκτη (decoupled) μέθοδος αποτελείται από δύο διαδοχικά βήματα. Στο πρώτο βήμα υπολογίζεται η απόκριση της συνολικής γεωκατασκευής (φυσικό πρανές, επίχωμα, φράγμα) και μετά εκτιμάται η δυναμική απόκριση της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας σε όρους μιας ισοδύναμης χρονοϊστορίας της επιτάχυνσης. Η χρονοϊστορία της ισοδύναμης οριζόντιας και κατακόρυφης επιτάχυνσης ορίζεται ως το ολοκλήρωμα των οριζόντιων και κατακόρυφων τάσεων αντίστοιχα κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης διαιρεμένο με το βάρος της μάζας που ολισθαίνει. Στο δεύτερο βήμα υπολογίζεται η σεισμική μετακίνηση με τη διπλή ολοκλήρωση της σχετικής επιτάχυνσης. Η σχετική επιτάχυνση ισούται με τη διαφορά της κρίσιμης επιτάχυνσης από την ισοδύναμη οριζόντια επιτάχυνση. Αξίζει να σημειωθεί ότι υπάρχει και η μέθοδος όπου λαμβάνεται ταυτόχρονα υπόψη τόσο η δυναμική απόκριση της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας όσο και η ανάπτυξη της σεισμικά συσσωρευόμενης ολίσθησης που καλείται συζευγμένη (coupled) μέθοδος. Η προσέγγιση των σεισμικών μετακινήσεων με την ασύζευκτη και συζευγμένη μέθοδο έχει μελετηθεί από πολλούς ερευνητές. Στη συνέχεια, θα παρουσιαστούν τα τροποποιημένα προσομοιώματα που αφορούν μονοβάθμια και πολυβάθμια συστήματα, τα οποία αποτελούνται από συγκεντρωμένες μάζες, ελατήρια και αποσβεστήρες.



Σχήμα 3.25. Σχηματική απεικόνιση της ασύζευκτης μεθόδου (decoupled method) (α) και της συζευγμένης μεθόδου (coupled method) (β).

Οι Lin & Whitman (1983) χρησιμοποιώντας έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή όπου δεν εφαρμόστηκε μάζα επί του επιπέδου ολίσθησης και με γραμμικά ελαστικές ιδιότητες εδάφους εξέτασαν την ευστάθεια βαθιών επιφανειών ολίσθησης, εντός χωμάτων φραγμάτων, εφαρμόζοντας την ασύζευκτη και συζευγμένη μέθοδο ανάλυσης. Στα συμπεράσματα της διερεύνησης, τα οποία προέκυψαν κυρίως για ημιτονική φόρτιση, διατυπώνεται ότι η ασύζευκτη μέθοδος σχετίζεται με συντηρητικά αποτελέσματα ειδικά για ιδιοσυχνότητες κοντά στο συντονισμό. Η υπερεκτίμηση των σεισμικών μετακινήσεων αποδείχτηκε ότι περιορίζεται καθώς αυξάνει η απόσβεση και η κρίσιμη επιτάχυνση, ενώ για επιφάνειες ολίσθησης μικρού βάθους (για τις οποίες διαμορφώθηκε διαφορετικό προσομοίωμα) οι δύο μέθοδοι δίνουν πρακτικά ταυτόσημα αποτελέσματα.

Οι Westermo & Udawadia (1983) θεώρησαν την περίπτωση περιοδικής κίνησης, η οποία αποτελείται από δύο διαδοχικές φάσεις ολίσθησης, ενώ για τον προσδιορισμό της συνθήκης ολίσθησης, δηλαδή της μέγιστης τιμής που μπορεί να λαμβάνει ο λόγος $\tan\phi^*g/\alpha_{\max}$, συνεκτίμησαν μόνο τη μόνιμη συνιστώσα της απόκρισης (steady state response). Τα συμπεράσματα που προέκυψαν είναι ότι α) ο συντονισμός λαμβάνει χώρα για μεγαλύτερες τιμές του λόγου T_{str}/T όταν μειώνεται ο λόγος $\tan\phi^*g/\alpha_{\max}$ και β) η απόκριση του ολισθαίνοντος μονοβάθμιου ταλαντωτή μπορεί να είναι δυσμενέστερη της απόκρισης του μη ολισθαίνοντος συστήματος γεγονός που οφείλεται στην ευκαμψία του συστήματος, στις πολλές ιδιοσυχνότητες που παρουσιάζει.

Από την άλλη πλευρά, οι Mostaghel et al. (1983) συμπέραναν ότι η ολίσθηση (κανονικοποιημένη ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση και το τετράγωνο της κυκλικής συχνότητας) αυξάνεται, είτε καθώς μειώνεται ο συντελεστής τριβής είτε για μεγάλες τιμές της μάζας που ταλαντώνεται προς τη μάζα της θεμελίωσης. Αντίθετα η μέγιστη επιτάχυνση μειώνεται για μικρές τιμές του συντελεστή τριβής και για μεγάλες τιμές του λόγου μαζών. Με άλλα λόγια, η μέγιστη απόκριση δεν περιορίζεται στην τιμή του συντελεστή τριβής όπως συμβαίνει για την ολίσθηση απολύτως άκαμπτου σώματος. Επιπροσθέτως, οι Iura et al. (1992) με την επιβολή αρμονικών (ημιτονικών) κινήσεων προσδιόρισαν τις συνθήκες ανάπτυξης των τριών βασικών περιοδικών χαρακτηριστικών περιπτώσεων απόκρισης. Οι τρεις περιοδικές περιπτώσεις απόκρισης συμπεριλαμβάνουν: (α) μη ολίσθηση, (β) συνεχή ολίσθηση και (γ) διαδοχικές εναλλαγές φάσεων μη ολίσθησης και ολίσθησης. Επίσης, η κατανομή του λόγου $\tan\phi^*g/\alpha_{\max}$ συναρτήσει του λόγου της κυκλικής συχνότητας της αρμονικής κίνησης προς την κυκλική ιδιοσυχνότητα του μονοβάθμιου ταλαντωτή καθορίζουν τις συνθήκες

ανάπτυξής τους. Από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν διαπιστώθηκε πως απαιτούνται μεγάλες τιμές του λόγου $\tan\phi^*g/a_{max}$, δηλαδή πρακτικά μηδενικός συντελεστής τριβής και μεγάλες τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης για να μπορέσει να επιτευχθεί η συνεχής ολίσθηση.

Οι Gazetas & Uddin (1994) εφάρμοσαν την συζευγμένη και ασύζευκτη μέθοδο ολίσθησης σε ένα διδιάστατο γραμμικό ισοδύναμο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων και συμπέραναν πως οι τιμές των μετακινήσεων της συζευγμένης μεθόδου είναι μικρότερες σε σχέση με αυτές που υπολογίζονται με την ασύζευκτη μέθοδο.

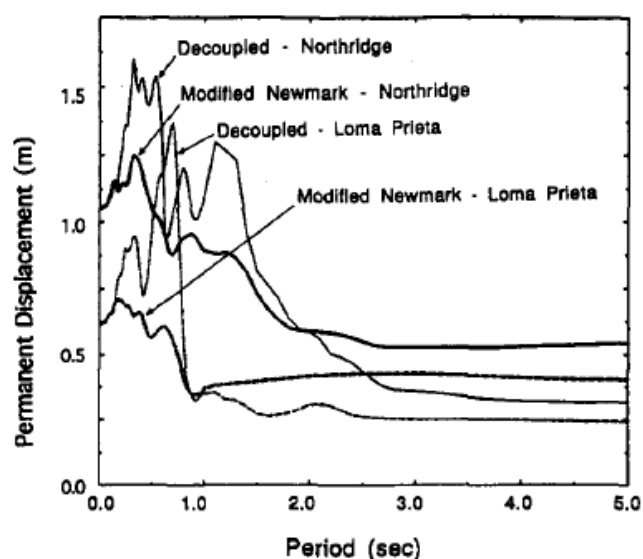
Στη συνέχεια, οι Kramer and Smith (1997) τροποποίησαν το προσομοίωμα των Westermo & Udawadia (1983) χρησιμοποιώντας ένα διβάθμιο ταλαντωτή (ταλαντωτής με δυο μάζες) που είναι συνδεδεμένος με ένα ελατήριο και ένα αποσβεστήρα με τη μάζα που βρίσκεται στη θεμελίωση να ολισθαίνει επί κεκλιμένης επιφάνειας. Οι σταθερές των ελατηρίων αυτών, οι μάζες των στερεών και οι σταθερές των αποσβεστήρων είναι έτσι επιλεγμένες ώστε να προσομοιάζουν κατά το δυνατό τα δυναμικά χαρακτηριστικά της πιθανώς ολισθαίνουσας μάζας. Βάσει των αριθμητικών αποτελεσμάτων, έχοντας ως επιβολή ημιτονική φόρτιση, προέκυψε πως η ασύζευκτη μέθοδος είναι πιο συντηρητική σε σύγκριση με την συζευγμένη, γεγονός που συμβαίνει όταν ο λόγος T_{str}/T είναι μικρότερος ή ίσος της μονάδας. Αυτό φαίνεται πιο ξεκάθαρα για μεγαλύτερες τιμές του λόγου μάζας του προσομοιώματος και για μικρότερες τιμές της απόσβεσης.

Επιπροσθέτως, οι Chopra & Zhang (1991) πρότειναν μια γενικευμένη διαδικασία ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή με κατανεμημένη μάζα και ακαμψία καθ' ύψος της διατομής του φράγματος. Τα αποτελέσματα αυτής της συζευγμένης μεθοδολογίας υπολογισμού σεισμικών μετακινήσεων, συγκρίθηκαν με τα αντίστοιχα της ασύζευκτης μεθόδου και διαπιστώθηκε ότι η ασύζευκτη μέθοδος μπορεί να καταλήξει σε μικρότερες σεισμικές μετακινήσεις για τιμές του λόγου της κρίσιμης προς τη μέγιστη επιτάχυνση μεγαλύτερες του 0.5.

Επιπλέον οι Bray et al. (1998) ανέπτυξαν μια διαδικασία υπολογισμού σεισμικών μετακινήσεων στη βάση φυσικών και τεχνητών πρανών, η οποία βασίστηκε στην ασύζευκτη μέθοδο. Πρόσφατα τέτοιες μέθοδοι βαθμονομήθηκαν με βάση τα δεδομένα σεισμικότητας της Ιταλίας Ausilio et al. (2007). Αξίζει επίσης να σημειωθεί ότι οι Rathje & Bray (1999) τροποποίησαν το προσομοίωμα των Chopra & Zhang (1991) έτσι ώστε στον υπολογισμό των σεισμικών μετακινήσεων με τη βοήθεια της συζευγμένης μεθόδου

να λαμβάνεται υπόψη και η γραμμική ή η ισοδύναμα γραμμική ιδιότητα των υλικών. Τα αποτελέσματα έδειξαν άλλη μια φορά ότι η ασύζευκτη μέθοδος είναι συντηρητική για τιμές του λόγου T_{str}/T μικρότερες του δύο, ενώ ταυτόχρονα μπορεί να είναι μη συντηρητική για μεγάλες τιμές του λόγου της κρίσιμης προς τη μέγιστη επιτάχυνση. Ένα χρόνο αργότερα οι Rathje & Bray (2000) εκσυγχρόνισαν το προσομοίωμά τους με ένα πολυβάθμιο ταλαντωτή (MDOF) ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μη γραμμική συμπεριφορά του εδαφικού υλικού στην εκτίμηση των σεισμικών μετακινήσεων. Τα αποτελέσματα του παραπάνω ταλαντωτή επικυρώνονται με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από πειράματα σε σεισμική τράπεζα μιας εύκαμπτης εδαφικής στρώσης επί κεκλιμένου επιπέδου. Τα συμπεράσματα που προέκυψαν είναι : α) για τιμές του λόγου T_{str}/T μικρότερες της μονάδας η μη γραμμικότητα που εισάγεται λόγω της ολίσθησης είναι πιο σημαντική από τη μη γραμμικότητα του εδαφικού υλικού, ενώ η ασύζευκτη μέθοδος είναι πιο συντηρητική από την αντίστοιχη συζευγμένη, β) για τιμές του λόγου T_{str}/T μεγαλύτερες της μονάδας και για μεγάλες τιμές του λόγου της κρίσιμης προς τη μέγιστη επιτάχυνση υπάρχει δυνατότητα από την ασύζευκτη ανάλυση να προκύψουν μη συντηρητικά αποτελέσματα, γ) το ολισθαίνον σύστημα αποκρίνεται στη διπλάσια ιδιοσυχνότητα από ότι το αντίστοιχο μη ολισθαίνον και δ) η μέγιστη επιτάχυνση εντός της ολισθαίνουσας μάζας μπορεί να υπερβεί την τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης. Τέλος, οι Bray & Travarasari (2007) ανέπτυξαν μια απλουστευμένη προσέγγιση χρησιμοποιώντας ένα μη γραμμικό συζευγμένο μοντέλο ολίσθησης και διατύπωσαν μια ημι-εμπειρική (semi-empirical relationship) σχέση πρόβλεψης των σεισμικών μετακινήσεων.

Στο διάγραμμα του Σχήματος 3.26 απεικονίζεται το διάγραμμα των σεισμικών μετατοπίσεων τόσο για την ασύζευκτη μέθοδο όσο και για την τροποποιημένη μέθοδο Newmark για τους σεισμούς Loma Prieta και Northridge. Όπως μπορεί να διαπιστωθεί για μικρές ιδιοπεριόδους (δύσκαμπτα εδάφη) η επίδραση της δυσκαμψίας του εδάφους δεν είναι μεγάλη, με την ασύζευκτη ανάλυση να υπερκτιμά τις μετατοπίσεις σε σχέση με την τροποποιημένη Newmark, κάτι που ταυτίζεται με τα αποτελέσματα των ερευνών των Lin & Witman (1983) και Gazetas & Uddin (1994).



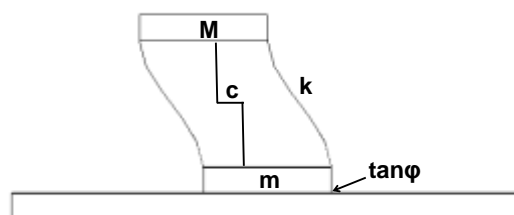
Σχήμα 3.26. Φάσμα απόκρισης μετατόπισης για δύο διεγέρσεις με βάση την τροποποιημένη Newmark και την ασύζευκτη διαδικασία ανάλυσης.

3.5 ΣΥΖΕΥΓΜΕΝΕΣ & ΑΣΥΖΕΚΤΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΜΟΝΙΜΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΡΑΝΩΝ

Βάσει της προαναφερθείσας βιβλιογραφικής ανασκόπησης στις συζευγμένες και ασύζευκτες μεθόδους εκτίμησης των μόνιμων σεισμικών μετακινήσεων για μη οπλισμένα πρανά, κατέστη σαφές πως η ακρίβεια των συζευγμένων μεθόδων οφείλεται στο γεγονός ότι κατά την εφαρμογή τους επιλύονται ταυτόχρονα οι διαφορικές εξισώσεις της δυναμικής απόκρισης των προτεινόμενων μονοβάθμιων ή/και πολυβάθμιων συστημάτων λαμβάνοντας υπόψη και την ανάπτυξη ολίσθησης. Έτσι λοιπόν μπορεί να εκτιμηθεί τόσο η δυναμική συμπεριφορά των εν λόγω συστημάτων μέσω αναλυτικών σχέσεων όσο και η αλληλεπίδραση της δυναμικής απόκρισης με την ανάπτυξη της ολίσθησης μέσω μίας πιο σύνθετης διαδικασίας. Είναι γνωστό πως δυο σημαντικοί παράμετροι που σχετίζονται άμεσα τόσο με τη σεισμική ευστάθεια όσο και με το μέγεθος της συσσωρευμένης ολίσθησης είναι η κρίσιμη επιτάχυνση και ο υπολογισμός των σεισμικών μετακινήσεων.

Είναι γνωστό ότι βάσει της ασύζευκτης μεθόδου η τιμή της κρίσιμης επιτάχυνσης είναι μοναδική και σταθερή κατά τη διάρκεια της ολίσθησης και κατά τον υπολογισμό της δεν συνεκτιμάται η επίδραση των αναπτυσσόμενων αδρανειακών δυνάμεων. Η κρίσιμη επιτάχυνση για την περίπτωση της ολίσθησης κατά μήκος της διεπιφάνειας του πρανούς είναι ίση με το γινόμενο της εφαιπτομένης της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας

με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($\tan\phi \cdot g$). Στη συνέχεια για την περίπτωση της συζευγμένης απόκρισης προτάθηκε από τους Westermo and Udwadia (1983) το προσομοίωμα που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.27, προκειμένου να υπολογιστεί η συνθήκη έναρξης της ολίσθησης ή διαφορετικά η κρίσιμη επιτάχυνση. Μετά την αναλυτική επίλυση των διαφορικών εξισώσεων ισορροπίας προσδιορίστηκε από τους ίδιους η συνθήκη ολίσθησης επιβάλλοντας απλή αρμονική ταλάντωση (ημιτονικής κατανομής). Με τον όρο «συνθήκη ολίσθησης» ορίστηκε ως η μέγιστη τιμή που μπορεί να λαμβάνει ο λόγος του γινομένου της εφαπτομένης της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας με την επιτάχυνση της βαρύτητας προς τη μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση $r_{ay} = \tan\phi \cdot g / a_{\max}$ (yield acceleration ratio), ώστε να είναι εφικτή η ανάπτυξη σχετικών μετακινήσεων. Αξίζει να σημειωθεί πως στην αναλυτική λύση του λόγου ($\tan\phi \cdot g / a_{\max}$) συνεκτιμήθηκε μόνο η μόνιμη συνιστώσα της απόκρισης (steady state response) (Westermo & Udwadia, 1983).



Σχήμα 3.27. Σχηματική απεικόνιση του απλοποιητικού μονοβάθμιου προσομοιώματος για την εκτίμηση της συζευγμένης απόκρισης- ολίσθησης σε συστήματα σεισμικής μόνωσης (Westermo & Udwadia, 1983).

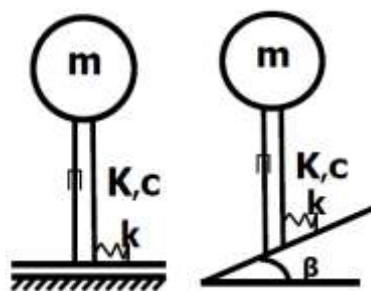
3.5.1 Δυναμική απόκριση μονοβάθμιου ταλαντωτή

Στην ενότητα αυτή θα προσδιοριστούν οι σεισμικές μετακινήσεις προκειμένου να εκτιμηθεί η σεισμική ευστάθεια των πρανών. Πραγματοποιήθηκε παραμετρική διερεύνηση που βασίστηκε σε απλά αριθμητικά προσομοιώματα έτσι ώστε να εκτιμηθεί η αναπτυσσόμενη ολίσθηση, να εξεταστεί η επίδραση των παραδοχών της συζευγμένης προσομοίωσης στα εξαγόμενα αποτελέσματα και να καθοριστεί ο ρόλος των σημαντικότερων παραμέτρων του προβλήματος.

Μεθοδολογία της αριθμητικής ανάλυσης

Για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά του συστήματος που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.27 υλοποιήθηκε στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (2010) ένας συζευγμένος μονοβάθμιος ταλαντωτής (SDOF – single- degree- of – freedom) (βλ. Σχήμα 3.28) με

δυνατότητα ανάπτυξης ολίσθησης στη βάση του τόσο σε οριζόντιο επίπεδο (α) όσο και σε κεκλιμένο επίπεδο (β). Δυο παραδοχές που έχουν εφαρμοστεί στο συγκεκριμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή είναι η θεώρηση μηδενικής μάζας στο επίπεδο ολίσθησης και ότι μόνο ένας μέρος της μάζας ταλαντώνεται.



Σχήμα 3.28. Σχηματική απεικόνιση του μονοβάθμιου οπλισμένου ταλαντωτή για την εκτίμηση της σεισμικής ευστάθειας σε οριζόντιο (α) και κεκλιμένο (β) επίπεδο.

Τα κύρια χαρακτηριστικά του προσομοιώματος (SDOF) του Σχήματος 3.28 που είναι η αδράνεια, η ακαμψία και η απόσβεση αντιπροσωπεύονται μέσω των παρακάτω διακριτών στοιχείων: (α) στοιχείο συγκεντρωμένης μάζας (m), (β) στοιχεία δοκού με δυσκαμψία (K) και (γ) αποσβεστήρας με συντελεστή απόσβεσης (c). Επίσης το επίπεδο αστοχίας εισάγεται με την εφαρμογή ολίσθητήρα (gap element) με πεπερασμένη διατμητική αντοχή μεταξύ του προσομοιώματος και του εδάφους και βρίσκεται στη βάση του, ενώ το ελατήριο ακαμψίας (k) αντιπροσωπεύει τον οπλισμό του πρανούς. Οι τιμές των ιδιοτήτων του εδάφους και του οπλισμού θεωρήθηκαν σταθερές και ορίστηκαν από την πυκνότητα (ρ), το μέτρο διάτμησης (G), το μέτρο ελαστικότητας (E) και το λόγο Poisson (ν). Οι τιμές των παραμέτρων του προσομοιώματος αναπαράχθηκαν όσο το δυνατόν πλησιέστερα με τις τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στο πείραμα μικρής κλίμακας των Nova-Roessing and Sitar (2006), παρέχοντας με αυτόν τον τρόπο μια ρεαλιστική βάση για τους υπολογισμούς.

Η μηχανική συμπεριφορά της επιφάνειας διεπαφής χαρακτηρίζεται ως απολύτως δύσκαμπτη στην κατακόρυφη διεύθυνση και ως απολύτως πλαστική (χωρίς δυνατότητα ανάπτυξης ελαστικής παραμόρφωσης) στην οριζόντια διεύθυνση, με διατμητική αντοχή που χαρακτηρίζεται από τριβή τύπου Mohr-Coulomb με γωνία εσωτερικής τριβής ίση με 42.5° και γωνία διαστολικότητας ίση με 2° . Η ταχύτητα διάδοσης του διατμητικού κύματος στο εδαφικό υλικό είναι ίση με 170m/sec . Επιπροσθέτως, η δυναμική απόκριση του συστήματος προσδιορίστηκε για αρμονική φόρτιση, δηλαδή επιβαλλόμενη επιτάχυνση ημιτονοειδούς μορφής, η οποία αποτελούνταν από τέσσερις κύκλους

φόρτισης (Σχήμα 3.29). Επιλέχθηκαν οι κύκλοι φόρτισης να είναι τέσσερις που είναι επαρκείς για την επίτευξη σταθερής απόκρισης (steady state response) διότι μετά από μια σχετική διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε προέκυψε ότι μεγαλύτερος αριθμός κύκλων δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα.

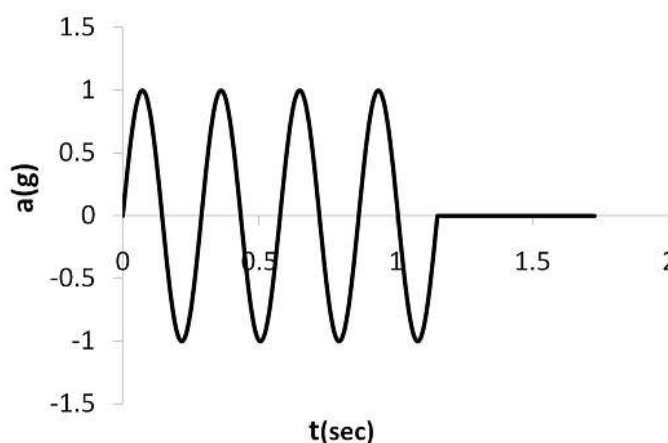
Πίνακας 3.2. Ιδιότητες εδαφικού υλικού και οπλισμού.

Ιδιότητες εδαφικού υλικού	Πυκνότητα (kg/m ³)	Μάζα (tn)	Vs (m/s)	Λόγος Poisson (ν)	Γωνία τριβής (φ)	Γωνία διαστολικό- τητας
	1.845	282.60	170	0.20	42.5 ⁰	2 ⁰
Ιδιότητες οπλισμού	Πυκνότητα (kg/m ³)	E (kN/m/m)	Λόγος Poisson (ν)	Αριθμός στρώσεων οπλισμού		
	0.90	8.30	0.30	18		

Πρέπει να σημειωθεί πως τα αποτελέσματα που προκύπτουν από αρμονικές διεγέρσεις παρέχουν μια καλύτερη κατανόηση των βασικών απαιτούμενων χαρακτηριστικών γι αυτό και χρησιμοποιούνται συχνά σε δυναμικές αναλύσεις και ιδιαίτερα σε υπολογισμούς αναλυτικών μεθόδων. Επιπροσθέτως, αναλυτικές διαδικασίες έχουν πρόσφατα προταθεί για τη δημιουργία ισοδύναμων ημιτονοειδών παλμών για ένα μεγάλο σύνολο σεισμικών καταγραφών και χρησιμοποιούνται σε αναλύσεις δυναμικής ολίσθησης (Jafarian –Manzouni & Baziar, 2005). Είναι γνωστό ότι η εφελκυστική αντοχή των γεωσυνθετικών εξαρτάται από την τιμή του μέτρου εφελκυσμού που επιλέχθηκε ίση με 8.3kN/m και 137.9kN/m που αντιστοιχεί στη συνολική δυνατότητα των γεωσυνθετικών οπλισμών του πρανούς που προτάθηκε από τους Nova-Roessing & Sitar (2006).

Βάσει μίας πρόσφατης εργασίας (Zania et al., 2010), αλλά και της βιβλιογραφικής επισκόπησης των συζευγμένων μεθόδων διαπιστώθηκε πως σημαντικό ρόλο στην διαδικασία της δυναμικής απόκρισης του μονοβάθμιου ταλαντωτή και στην αναπτυσσόμενη ολίσθηση παίζει: (α) η μεταβολή του λόγου της κρίσιμης επιτάχυνσης προς τη μέγιστη επιτάχυνση $\tan\phi \cdot g / \alpha_{max}$ (όπου φ είναι η γωνία τριβής της επιφάνειας) και (β) ο λόγος της ιδιοπεριόδου (T_{str}) της κατασκευής προς την περίοδο της αρμονικής - ημιτονοειδούς επιβαλλόμενης επιτάχυνσης (T), ο οποίος συμβολίζεται ως $\beta = T_{str} / T$. Γι αυτό το λόγο διερευνήθηκε η επίδραση του λόγου r_{ay} για τιμές ίσες με 0.2, 0.5 και 1.0,

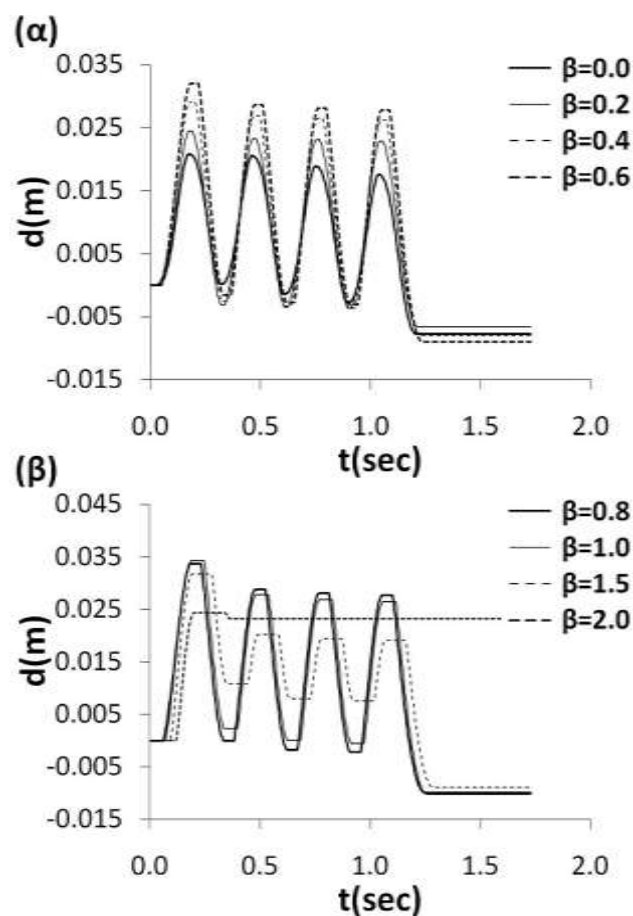
όπως φαίνεται στα Σχήματα 3.30, 3.31 και 3.32 και για τιμές του λόγου β που κυμαίνονται μεταξύ 0.0 και 2.0. Για ευθεία αντιπαραβολή με το κλασσικό προσομοίωμα Newmark (1965) παρατίθενται και τα αντίστοιχα αποτελέσματα που προέκυψαν από την εφαρμογή του δηλαδή για μηδενική τιμή του λόγου T_{str}/T . Επίσης τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων του μονοβάθμιου ταλαντωτή που παρουσιάζονται παρακάτω αφορούν στην επιβολή χρονοιστορίας επιτάχυνσης με περίοδο ίση με 0.288 sec και μέγιστη επιτάχυνση ίση με 0.4g και 0.8g .



Σχήμα 3.29. Σχηματική απεικόνιση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης ημιτονοειδούς μορφής τεσσάρων κύκλων.

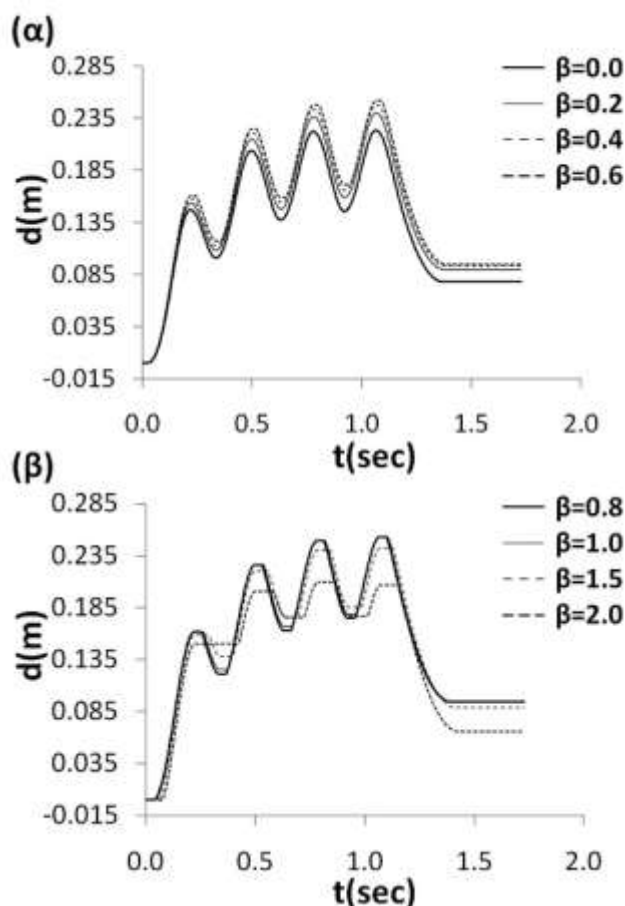
Σεισμικές μετακινήσεις σε οριζόντιο επίπεδο

Στο Σχήμα 3.30 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου ταλαντωτή για την περίπτωση που ο λόγος $\tan\phi \cdot g / \alpha_{max}$ είναι ίσος με 0.5, το μέτρο εφελκυσμού είναι ίσο με 8.3kN/m και για τιμές του λόγου $\beta = T_{str}/T$ που κυμαίνονται μεταξύ 0.0 και 2.0. Η αύξηση του λόγου β σημαίνει πως αυξάνεται η ευκαμψία της κατασκευής. Επιπλέον η συμπεριφορά του συστήματος μπορεί να διαχωριστεί βάσει του λόγου της ιδιοπεριόδου του συστήματος προς την περίοδο της αρμονικής φόρτισης σε δύο μέρη: (α) για τιμές του λόγου $\beta = T_{str}/T$ μικρότερες της μονάδας, και (β) για τιμές του λόγου $\beta = T_{str}/T$ μεγαλύτερες της μονάδας. Αξίζει ακόμη να σημειωθεί πως στο οριζόντιο επίπεδο λαμβάνεται υπόψη μόνο η συμμετρική ολίσθηση.



Σχήμα 3.30. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπερίοδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης (β). Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\phi \cdot g / \alpha_{\max}$ ίση με 0.5 και λόγο k/m ίσο με 0.5.

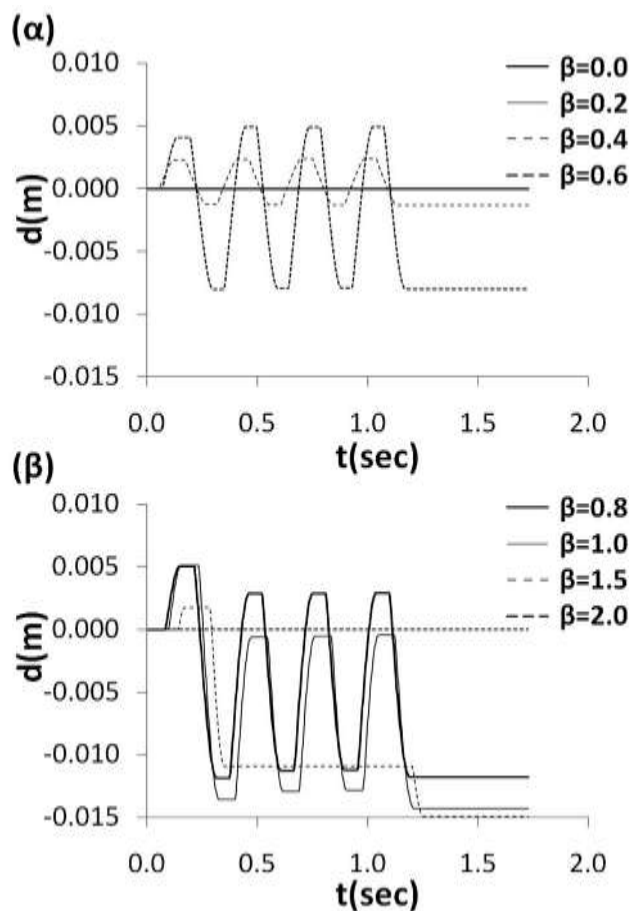
Παρατηρώντας το Σχήμα 3.30 εξάγεται το συμπέρασμα πως η αύξηση του λόγου β μέχρι και τιμές μικρότερες της μονάδας ($\beta < 1$) (Σχήμα 3.30α) συντελεί στην αύξηση της μετακίνησης ολίσθησης και στην αύξηση της παραμένουσας ολίσθησης μετά το πέρας των τεσσάρων κύκλων ολίσθησης. Από την άλλη πλευρά η αύξηση της ευκαμψίας της κατασκευής για τιμές του λόγου β μεγαλύτερες της μονάδας ($\beta > 1$) (Σχήμα 3.30β) οδηγεί σε μείωση της σχετικής μετακίνησης και της παραμένουσας ολίσθησης μετά το πέρας των τεσσάρων κύκλων ολίσθησης. Επίσης είναι εμφανές από το Σχήμα 3.30 πως στον πρώτο κύκλο της διέγερσης οι υπολογισθέντες τιμές της ολίσθησης είναι μεγαλύτερες σε σχέση με αυτές που ανταποκρίνονται στο δεύτερο κύκλο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη των παραμένουσων μετακινήσεων.



Σχήμα 3.31. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\phi \cdot g/\alpha_{\max}$ ίση με 0.2 και λόγο k/m ίσο με 0.5.

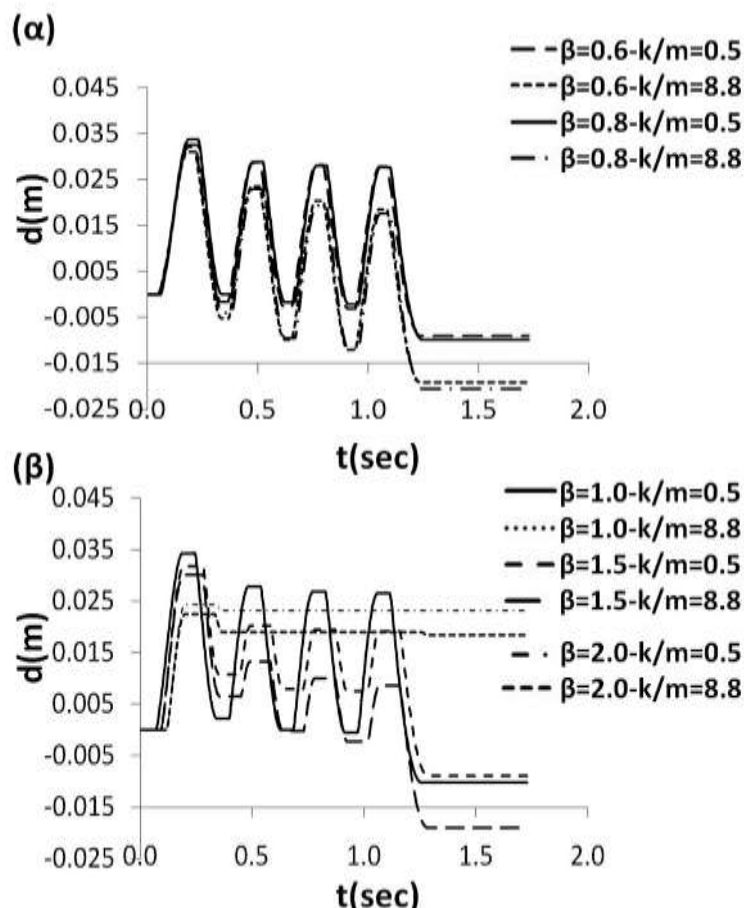
Στα Σχήματα 3.31 και 3.32 απεικονίζεται η επίδραση της αύξησης του λόγου $\tan\phi \cdot g/\alpha_{\max}$ ή η μείωση της μέγιστης επιτάχυνσης, λαμβάνοντας τιμή ίση με 0.2 και 1.0 αντίστοιχα. Εύκολα διαπιστώνεται πως η αύξηση του λόγου $\tan\phi \cdot g/\alpha_{\max}$ σχετίζεται με τη μείωση των μόνιμων και παραμένουσων μετακινήσεων. Στην περίπτωση που ο λόγος $\tan\phi \cdot g/\alpha_{\max}$ είναι ίσος με τη μονάδα, πρακτικά σημαίνει ότι δεν είναι εφικτή η ανάπτυξη ολίσθησης για την περίπτωση απολύτως δύσκαμπτου συστήματος. Το γεγονός όμως της ανάπτυξης σεισμικών μετακινήσεων στη βάση του μονοβάθμιου ταλαντωτή οφείλεται στην ευκαμψία του συστήματος, το οποίο φαίνεται στο Σχήμα 3.32. Η παραμένουσα ολίσθηση αναπτύσσεται εξαιτίας του γεγονότος ότι η υπολογιζόμενη ολίσθηση της δεύτερης φάσης είναι μεγαλύτερη της αντίστοιχης κατά την πρώτη φάση ολίσθησης. Οι επόμενοι κύκλοι ολίσθησης φαίνεται ότι έχουν ελάχιστη επίδραση στην παραμένουσα ολίσθηση συντελώντας στη διατήρησή της έως το πέρας της

επιβαλλόμενης φόρτισης. Επιπλέον, η τιμή της τελικά συσσωρευόμενης ολίσθησης αυξάνεται καθώς το εξεταζόμενο σύστημα γίνεται πιο εύκαμπτο.



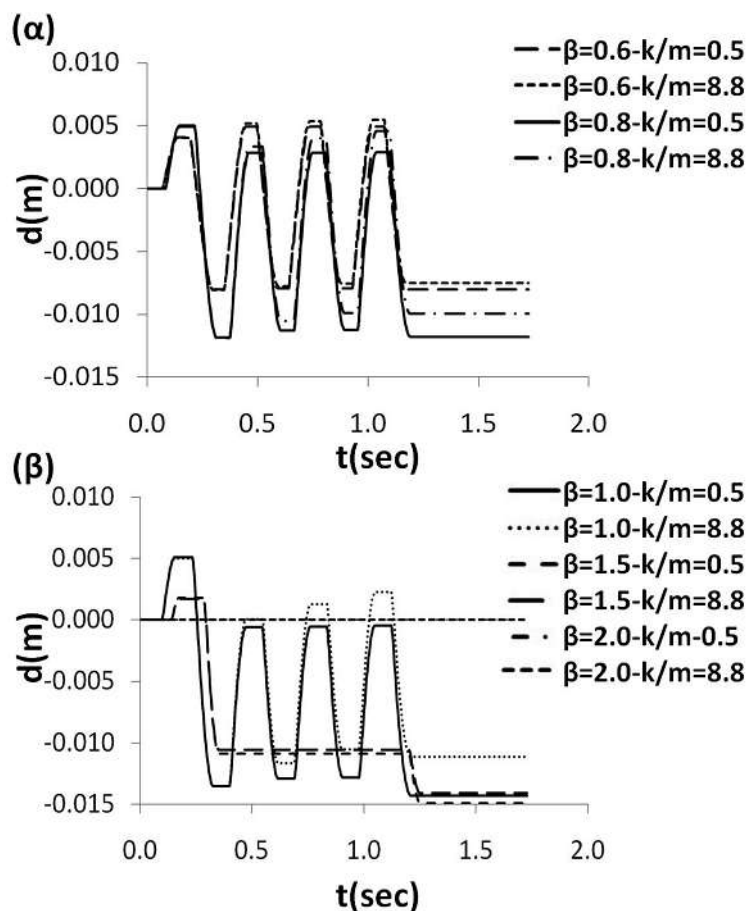
Σχήμα 3.32. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\phi \cdot g / \alpha_{\max}$ ίση με 1.0 και λόγο k/m ίσο με 0.5.

Στη συνέχεια, εξετάστηκε ο τρόπος που επιδρά το μέτρο εφελκυσμού (k) των γεωσυνθετικών οπλισμών στις μετακινήσεις που απεικονίζεται στα Σχήματα 3.33, 3.34 και 3.35. Η τιμή του μέτρου εφελκυσμού που είναι αλληλένδετη με την εφελκυστική αντοχή επιλέχθηκε να είναι ίση με 8.3kN/m και 137.9kN/m. Η μάζα του μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι ίση με 282.60t και ο συνολικός αριθμός των οπλισμών είναι ίσος με 18. Επομένως, ο λόγος k/m είναι αριθμητικά ίσος με 0.5 $(= (8.3 \times 18) / 282.60)$ και 8.8 $(= (137.90 \times 18) / 282.60)$. Είναι φανερό ότι η αύξηση του μέτρου εφελκυσμού του οπλισμού συντελεί στη μείωση παραμένουσας μετακίνησης, αλλά και της μετακίνησης ολίσθησης.



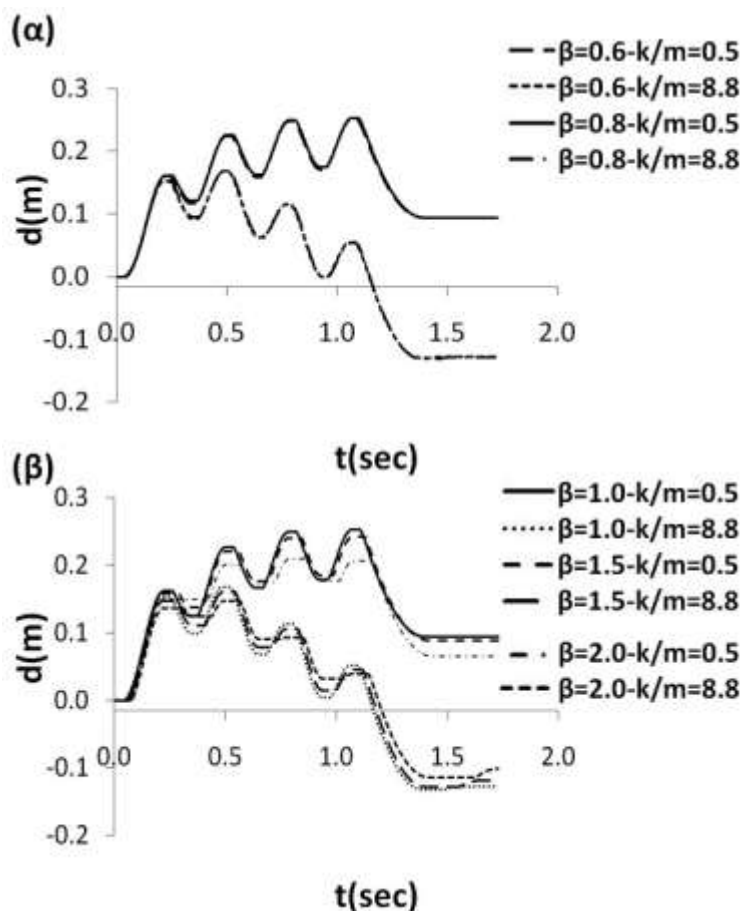
Σχήμα 3.33. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\varphi \cdot g / \alpha_{\max}$ ίση με 0.5 και το μέτρο εφελκυσμού ίσο με $k/m = 0.5 \text{ kN/m}$ και $k/m = 8.8 \text{ kN/m}$.

Στη συνέχεια, πραγματοποιείται αναφορά στα αποτελέσματα της μετακίνησης ολίσθησης (που συμβολίζεται ως (dcoupled) του απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή που προέκυψαν από την αριθμητική ανάλυση της συζευγμένης μεθόδου. Ως μετακίνηση ολίσθησης ορίζεται η διαφορά μεταξύ της μετακίνησης στη βάση της ολισθαίνουσας μάζας και τη μετακίνηση του εδάφους. Οι τιμές του β κυμαίνονται μεταξύ 0.6 και 2.0, ενώ ο λόγος $\tan\varphi \cdot g / \alpha_{\max}$ λαμβάνει τιμές ίσες με 0.5 και 1.0. Παρατηρώντας το Σχήμα 3.36 όπου απεικονίζεται η συζευγμένη μετακίνηση του απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή αποδεικνύεται πως όσο αυξάνεται η τιμή του $\beta = T_{\text{str}}/T$ (για τιμές μικρότερες της μονάδας, $\beta < 1$), αυξάνεται και η τιμή των μόνιμων μετακινήσεων, ενώ το αντίθετο ισχύει για τιμές του β μεγαλύτερες της μονάδας ($\beta > 1$).



Σχήμα 3.34. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπερίοδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\phi \cdot g / \alpha_{max}$ ίση με 1.0 και το μέτρο εφελκυσμού ίσο με $k/m = 0.5 \text{ kN/m}$ και $k/m = 8.8 \text{ kN/m}$.

Επίσης στο Σχήμα 3.35 φαίνεται ως επί των πλείστον ο ευεργετικός ρόλος του οπλισμού μέσω του λόγου (k/m) για την ευστάθεια του συστήματος. Η δυναμική απόκριση αξιολογήθηκε διερευνώντας το λόγο k/m για διάφορες τιμές του μέτρου εφελκυσμού, δηλαδή για 149.50 kN/m ($k/m=0.5$), 565.20 kN/m ($k/m=2.0$), 2486.88 kN/m ($k/m=8.8$), 2826 kN/m ($k/m=10$), 5652 kN/m ($k/m=20$), από τη στιγμή που η μάζα παραμένει σταθερή και ίση με $m=282.60 \text{ tn}$. Ο λόγος k/m εκφράζει το λόγο της τιμής δυσκαμψίας του ελατηρίου του προσομοιώματος (που αντιστοιχεί στη δυσκαμψία των γεωσυνθετικών οπλισμών του πρανούς) ή διαφορετικά την αύξηση της ικανότητας του οπλισμού προς τη μάζα του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Είναι εύλογο το συμπέρασμα ότι όσο αυξάνεται ο λόγος k/m (μέσω της αύξησης του οπλισμού), η παραμένουσα μετακίνηση ολίσθησης μειώνεται για όλες τις εξεταζόμενες τιμές του λόγου k/m .



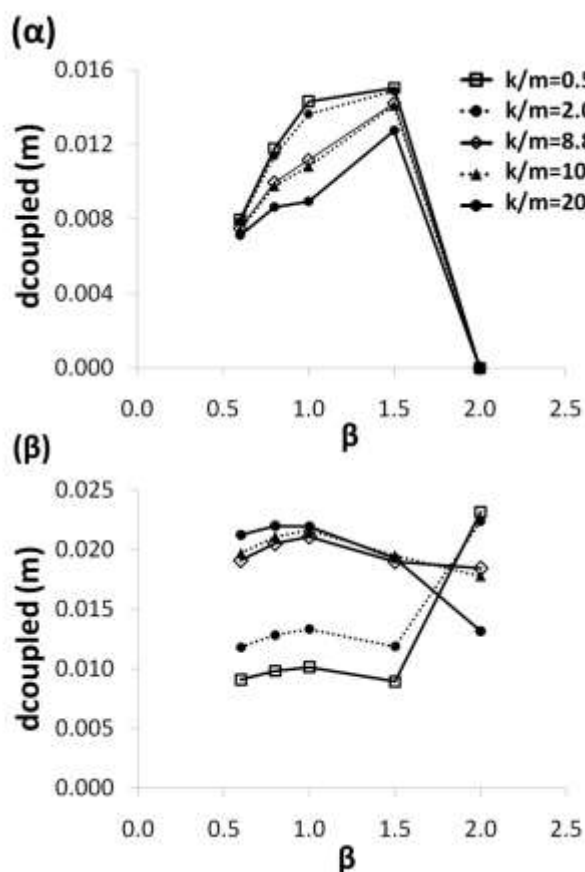
Σχήμα 3.35. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπερίοδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\phi \cdot g / a_{\max}$ ίση με 0.20 και το μέτρο εφελκυσμού ίσο με $k/m = 0.5 \text{ kN/m}$ και $k/m = 8.8 \text{ kN/m}$.

Η διερεύνηση της επίδρασης της απόσβεσης (ξ) του μονοβάθμιου ταλαντωτή αποτυπώνεται στο Σχήμα 3.37. Η αύξηση της απόσβεσης από 5% σε 10% τόσο για οπλισμένο όσο και σε άοπλο ταλαντωτή συμβάλλει στη μείωση της τιμής της παραμένουσας μετακίνησης και για τις δυο εξεταζόμενες τιμές του λόγου $\tan\phi \cdot g / a_{\max}$.

Σεισμικές μετακινήσεις σε κεκλιμένο επίπεδο

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε παραμετρική διερεύνηση που βασίστηκε σε απλό μονοβάθμιο ταλαντωτή (SDOF) που ολισθαίνει επί κεκλιμένου επιπέδου έτσι ώστε να εκτιμηθεί η αναπτυσσόμενη ολίσθηση. Η γωνία του κεκλιμένου επιπέδου συμβολίζεται με α , η οποία είναι ίση αριθμητικά με 10° . Επομένως η μεταβολή του λόγου της κρίσιμης επιτάχυνσης προς τη μέγιστη επιτάχυνση δίνεται από τη σχέση $r_{ay} = \tan(\phi - \alpha) \cdot g / a_{\max}$. Αξίζει να σημειωθεί πως λαμβάνεται υπόψη πως το ελατήριο είναι απολύτως πλαστικό (rigid plastic) και το προσομοίωμα μπορεί και ολισθαίνει μόνο σε μια κατεύθυνση. Στα

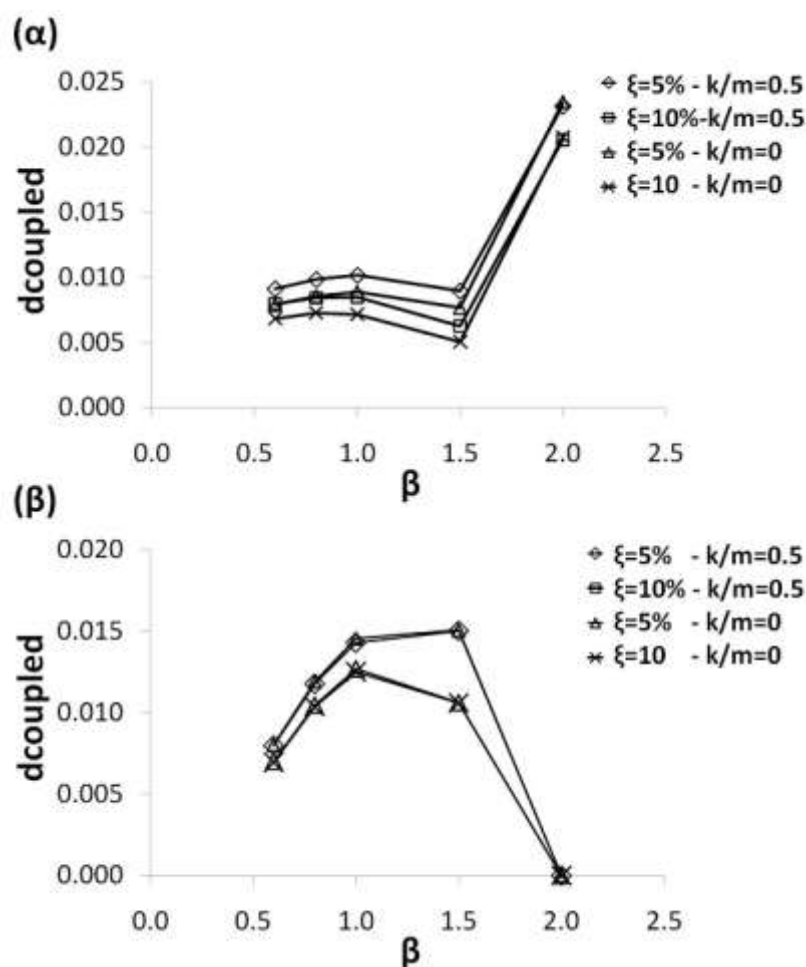
Σχήματα 3.38 και 3.39 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου ταλαντωτή για την περίπτωση που ο λόγος $\tan(\varphi-\beta)*g/\alpha_{max}$, είναι ίσος με 0.5 και 1.0, ενώ οι τιμές του λόγου $\beta=T_{str}/T$ κυμαίνονται μεταξύ 0.6 και 2.0.



Σχήμα 3.36. Μετακίνηση συζευγμένης μεθόδου για οπλισμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β . Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και ο λόγος $\tan\varphi*g/\alpha_{max}$ είναι ίσος με 1.0 (α) και 0.5 (β).

Ο μονοβάθμιος εξεταζόμενος ταλαντωτής μελετήθηκε αρχικά για απόσβεση ίση με $\xi=10\%$ για τιμή του λόγου k/m ίση με 0.5 και για δυο τιμές του λόγου $\tan(\varphi-\beta)*g/\alpha_{max}$ ίσες με 0.5 και 1.0 (Σχήμα 3.38). Ενώ στη συνέχεια ερευνήθηκε για τιμή του λόγου $\tan(\varphi-\beta)*g/\alpha_{max}$ ίσος με 0.5, απόσβεση (ξ) ίση με 10% και δυο τιμές του λόγου k/m ίσες με 0.5 και 20 (Σχήμα 3.39). Παρατηρώντας τα Σχήματα 3.38 και 3.39 διαπιστώνεται πως η αύξηση της ευκαμψίας της κατασκευής (αύξηση του β) έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της σχετικής ολίσθησης, αλλά και της παραμένουσας μετακίνησης. Δηλαδή, μετά το πέρας

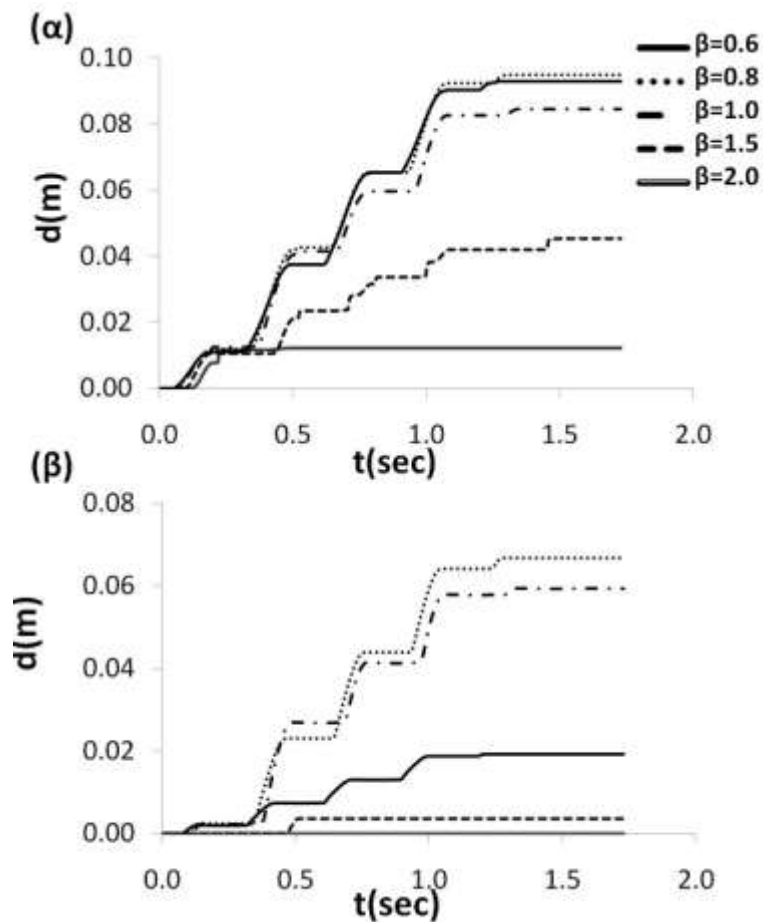
των τεσσάρων κύκλων ολίσθησης είναι αισθητή η μείωση της τιμής της παραμένουσας ολίσθησης για τα πιο εύκαμπτα προσομοιώματα.



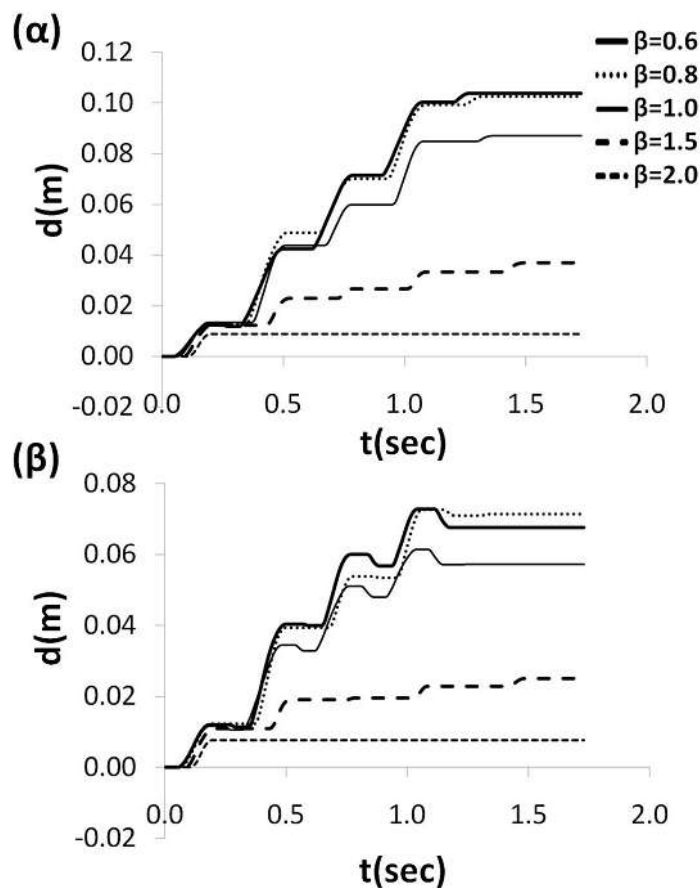
Σχήμα 3.37. Μετακίνηση συζευγμένης μεθόδου για οπλισμένο και άοπλο μονοβάθμιο ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β . Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και 10% και ο λόγος $\tan\phi^*g/a_{max}$ είναι ίσος με 0.5 (α) και 1.0 (β).

Όπως αναφέρθηκαν τα αποτελέσματα της διερεύνησης της συζευγμένης μεθόδου για τον απλό μονοβάθμιο ταλαντωτή που ολισθαίνει πάνω σε οριζόντιο επίπεδο συναρτήσει της συζευγμένης μετακίνησης, μια ίδια αριθμητική ανάλυση πραγματοποιήθηκε και για το μονοβάθμιο ταλαντωτή που ολισθαίνει επί κεκλιμένου επιπέδου. Στο Σχήμα 3.40 η αύξηση της ακαμψίας του οπλισμού (k) ή η αύξηση του λόγου k/m οδηγεί στη μείωση των τιμών της παραμένουσας μετακίνησης ολίσθησης, γεγονός που επαληθεύει άλλη μία φορά την ευεργετική παρουσία του οπλισμού. Πιο αναλυτικά στο Σχήμα 3.40α και Σχήμα 3.40β απεικονίζεται η συζευγμένη μετακίνηση για λόγο $\tan\phi^*g/a_{max}=0.5$ και απόσβεση (ξ) ίση με 5% και 10% αντιστοίχως, ενώ στο Σχήμα 3.40γ απεικονίζεται η

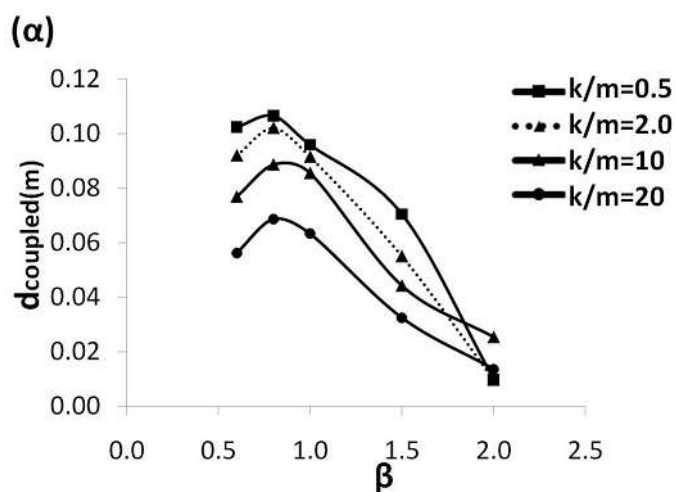
παραπάνω μετακίνηση για λόγο $\tan\varphi \cdot g/a_{\max}=1.0$ και απόσβεση (ξ) ίση με 10%. Επίσης, με την αύξηση του λόγου $\tan\varphi \cdot g/a_{\max}$ μειώνονται οι συζευγμένες μετακινήσεις.

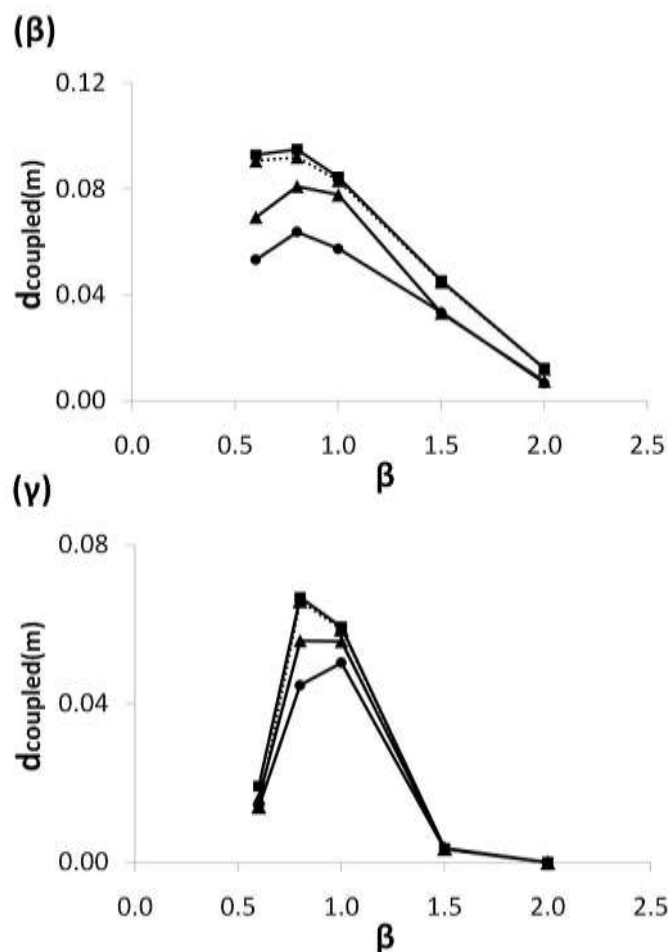


Σχήμα 3.38. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπερίοδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan(\varphi - \beta) \cdot g/a_{\max}$ ίση με 0.5 (α) και $\tan(\varphi - \beta) \cdot g/a_{\max}$ ίση με 1.0 (β) για απόσβεση (ξ) ίση με 10% και λόγο ίσο με $k/m=0.5$.



Σχήμα 3.39. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του μονοβάθμιου συστήματος, για διάφορες τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan(\varphi-\beta) \cdot g/\alpha_{\max}$ ίση με 0.5, για απόσβεση (ξ) ίση με 10% και το μέτρο εφελκυσμού ίσο με $k/m = 0.5$ (α) και $k/m = 20$ (β).





Σχήμα 3.40. Μετακίνηση συζευγμένης μεθόδου για οπλισμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β . Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και ο λόγος $\tan(\varphi-\beta)*g/\alpha_{max}$ είναι ίσος με 0.5 (α), ενώ η απόσβεση (ξ) ισούται με 10% και ο λόγος $\tan(\varphi-\beta)*g/\alpha_{max}$ είναι ίσος 0.5 (β) και 1.0(γ).

3.5.2 Κανονικοποίηση παραμένουσας ολίσθησης του απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή

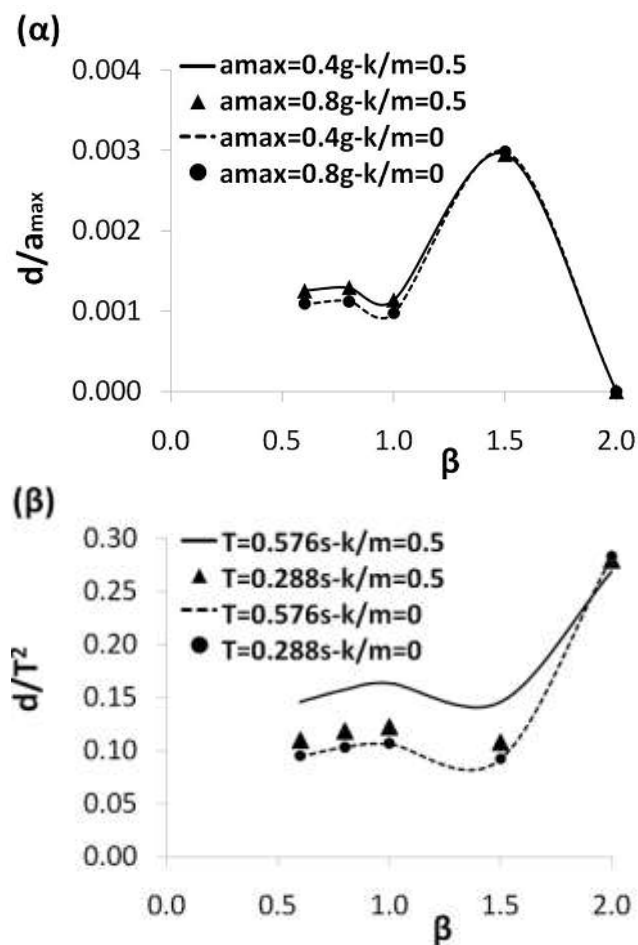
Βάσει των Cai & Bathurst (1996) είναι ιδιαίτερα σημαντική η διερεύνηση της κανονικοποίησης των σεισμικών μετακινήσεων σχετικά με τις παραμέτρους της επιβαλλόμενης κίνησης. Με άλλα λόγια υπάρχει μία κατηγορία πιθανοτικών μεθόδων προσδιορισμού της σεισμικής ολίσθησης που βασίστηκαν στο κλασσικό προσομοίωμα Newmark (1965), η οποία προτείνει την κανονικοποίηση της μετακίνησης συναρτήσει με το τετράγωνο της περιόδου της επιβαλλόμενης φόρτισης και την μέγιστη επιτάχυνση. Γύρω από αυτόν τον λόγο θα διερευνηθεί η κανονικοποίηση της παραμένουσας ολίσθησης του εξεταζόμενου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Οπότε, πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις του συζευγμένου προσομοιώματος του οποίου τα χαρακτηριστικά περιγράφηκαν παραπάνω, για δύο διαφορετικές τιμές του λόγου $\tan\varphi*g/\alpha_{max}$ ίσες με

0.5 και 1.0 για το οριζόντιο επίπεδο και τιμές του λόγου $\tan(\varphi-\beta)*g/a_{\max}$ ίσο με 0.5 και 1.0 για το κεκλιμένο επίπεδο και για τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του συστήματος προς την περίοδο της αρμονικής φόρτισης που κυμαίνονται μεταξύ 0.6 και 2.0. Επίσης ο λόγος $k/m=0.5$ αναφέρεται στο οπλισμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή με μέτρο εφελκυσμού των γεωσυνθετικών ίσο με 8.3kN/m, ενώ ο λόγος $k/m=0$ αναφέρεται στο άοπλο μονοβάθμιο ταλαντωτή. Πρέπει να σημειωθεί ότι η κανονικοποίηση ελέγχθηκε συγκρίνοντας αποτελέσματα που αναφέρονται στην ίδια τιμή του λόγου $\tan\varphi*g/a_{\max}$. Στον Πίνακα 3.3 φαίνονται αναλυτικά οι τιμές των επιμέρους παραμέτρων της προσομοίωσης.

Πίνακας 3.3. Τιμές των παραμέτρων προσομοίωσης για τη διερεύνηση της κανονικοποίησης της ολίσθησης με τη μέγιστη επιτάχυνση.

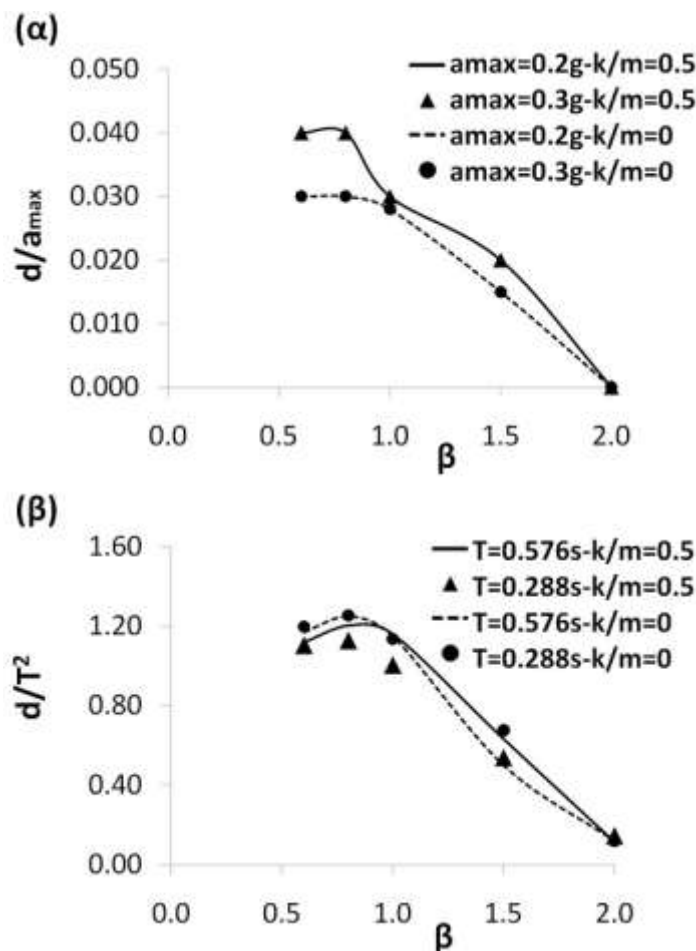
$\tan\varphi*g/a_{\max}$	$\tan(\varphi-\beta)*g/a_{\max}$	a_{\max} (g)	
1.0		0.4	οριζόντιο επίπεδο
0.5		0.8	οριζόντιο επίπεδο
-	1.0	0.2	κεκλιμένο επίπεδο
-	0.5	0.3	κεκλιμένο επίπεδο

Στα Σχήματα 5.41α και 5.42α αποτυπώνεται η κανονικοποίηση της παραμένουσας ολίσθησης ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση για τις δύο εξεταζόμενες τιμές του λόγου $\tan\varphi*g/a_{\max}$ και $\tan(\varphi-\beta)*g/a_{\max}$ για το οριζόντιο και κεκλιμένο επίπεδο αντίστοιχα. Τόσο για το άοπλο όσο και για το οπλισμένο προσομοίωμα υπάρχει ταύτιση των τιμών της παραμένουσας ολίσθησης, καθώς αναφέρονται στην ίδια τιμή του λόγου $\tan\varphi*g/a_{\max}$ και στην ίδια τιμή του λόγου της ιδιοπεριόδου της κατασκευής προς την περίοδο της ημιτονικής φόρτισης. Επιπροσθέτως, δυο διαφορετικές τιμές περιόδου ίσες με 0.29sec και 0.576sec εξετάστηκαν για την κανονικοποίηση της παραμένουσας ολίσθησης. Από τα Σχήματα 5.41β και 5.42β φαίνεται πως για το άοπλο προσομοίωμα ($k/m=0$) οι τιμές των κανονικοποιημένων μετακινήσεων που υπολογίστηκαν ταυτίζονται και για τις δυο εξεταζόμενες ιδιοπεριόδους. Αντιθέτως, η κανονικοποίηση δεν είναι επιτυχής στην περίπτωση του οπλισμένου προσομοιώματος για την επιβολή αρμονικής φόρτισης με περίοδο ίση με 0.29sec και 0.576sec. Σε κάθε περίπτωση, οι τιμές της κανονικοποιημένης παραμένουσας ολίσθησης έχουν μικρότερη απόκλιση όταν το προσομοίωμα ολισθαίνει επί κεκλιμένου επιπέδου (Σχήμα 5.42β).



Σχήμα 3.41. Κανονικοποίηση της παραμένουσας ολίσθησης του απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή που ολισθαίνει σε οριζόντιο επίπεδο σε σχέση με τη μέγιστη επιτάχυνση (α) και το τετράγωνο της περιόδου της επιβαλλόμενης φόρτισης (β).

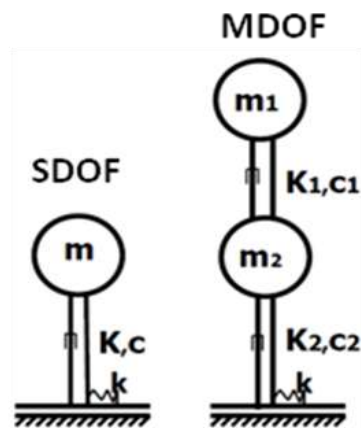
Εύλογα συμπεραίνεται ότι η κανονικοποίηση των σεισμικών μετακινήσεων του μονοβάθμιου ταλαντωτή με ολίσθηση στη βάση του τόσο για οριζόντιο όσο και για κεκλιμένο επίπεδο είναι εφικτή εκτός από την περίπτωση της κανονικοποίησης του οπλισμένου προσομοιώματος ως προς το τετράγωνο της περιόδου της επιβαλλόμενης ημιτονοειδούς διέγερσης βάσης.



Σχήμα 3.42. Κανονικοποίηση της παραμένουσας ολίσθησης του απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή που ολισθαίνει επί κεκλιμένου επιπέδου σε σχέση με τη μέγιστη επιτάχυνση (α) και το τετράγωνο της περιόδου της επιβαλλόμενης φόρτισης (β).

3.5.3 Δυναμική απόκριση διβάθμιου ταλαντωτή

Στην προηγούμενη ενότητα προσεγγίστηκε η εκτίμηση της σεισμικής ευστάθειας με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (2010), χρησιμοποιώντας έναν συζευγμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή (SDOF) με δυνατότητα ανάπτυξης ολίσθησης στη βάση του τόσο για οριζόντιο όσο και για κεκλιμένο επίπεδο. Στη συνέχεια, για να γίνει πιο ρεαλιστική η ημι-αναλυτική προσέγγιση και να μπορεί να αναπαραστήσει καλύτερα αστοχίες εντός του πρανούς, προσεγγίστηκε ο συζευγμένος μονοβάθμιος ταλαντωτής SDOF του Σχήματος 3.28 με ένα συζευγμένο διβάθμιο ταλαντωτή (MDOF) του Σχήματος 3.43. Ο συζευγμένος διβάθμιος ταλαντωτής αποτελείται από τα εξής τέσσερα διακριτά μέρη: (α) δύο συγκεντρωμένες μάζες (m_1 , m_2), (β) δύο αποσβεστήρες (c_1 , c_2), (γ) δύο επιμέρους δυσκαμψίες (K_1 , K_2), (δ) ένα στοιχείο επαφής στη βάση. Το αντίστοιχο MDOF για οπλισμένο επίχωμα περιλαμβάνει και δύο ελατήρια (k_1 , k_2) για την προσομοίωση των οπλισμών.



Σχήμα 3.43. Σχηματική απεικόνιση του συζευγμένου μονοβάθμιου ταλαντωτή (SDOF) και του συζευγμένου διβάθμιου ταλαντωτή (MDOF) για την εκτίμηση της σεισμικής ευστάθειας οπλισμένου πρανούς για ολίσθηση σε οριζόντιο επίπεδο.

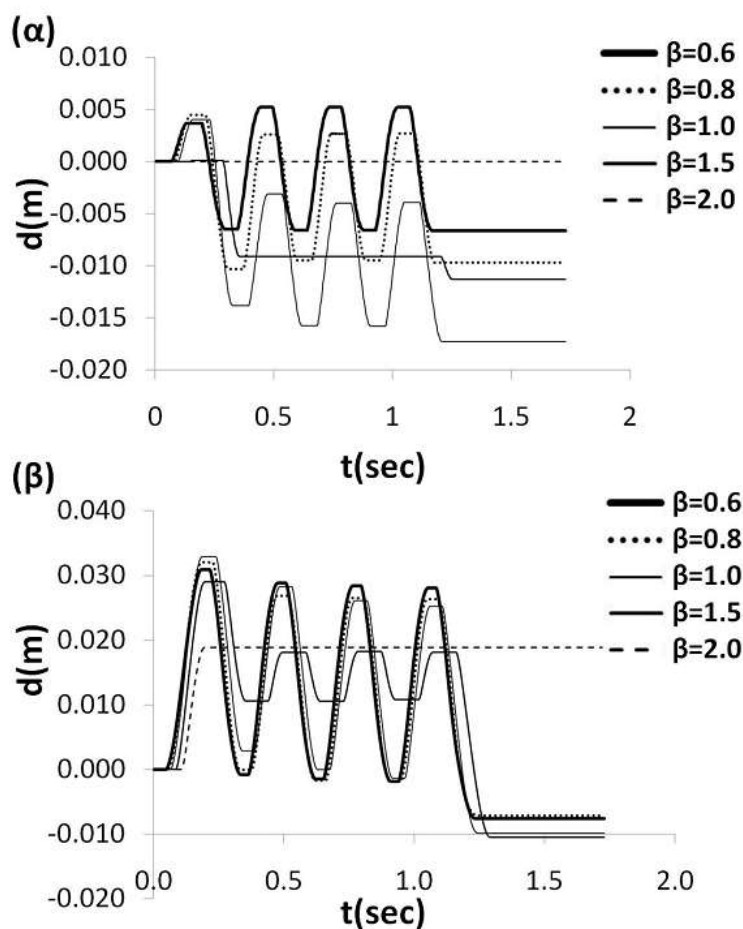
Για να είναι εφικτή η προσομοίωση του μονοβάθμιου SDOF συστήματος στο αντίστοιχο διβάθμιο MDOF υπολογίστηκαν τα διακριτά στοιχεία του δεύτερου (δηλαδή οι συγκεντρωμένες μάζες (m_1 , m_2), οι αποσβεστήρες (c_1 , c_2), οι δυσκαμψίες (K_1 , K_2) ώστε τα δυο συστήματα να έχουν: α) την ίδια ιδιοσυχνότητα και β) την ίδια μάζα στη βασική ιδιομορφή ώστε να προκύπτει ίδια επιτάχυνση.

Όπως και στο μονοβάθμιο ταλαντωτή, η δυναμική απόκριση του συστήματος προσδιορίστηκε για αρμονική φόρτιση, δηλαδή επιβαλλόμενη επιτάχυνση ημιτονοειδούς μορφής, με τέσσερις κύκλους φόρτισης. Η αναπτυσσόμενη ολίσθηση σε οριζόντιο επίπεδο εξετάστηκε για τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου της κατασκευής προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης ταλάντωσης (T_{str}/T) που κυμαίνονται μεταξύ 0.6 και 2.0 και για τιμές του λόγου $\tan\phi \cdot g/a_{max}$ 0.5 και 1.0. Στην περίπτωση του οπλισμένου προσομοιώματος η τιμή της ακαμψίας των δύο ελατηρίων (στο διβάθμιο - MDOF) είναι ίση με 137.9kN/m που αντιστοιχεί στη συνολική δυνατότητα των γεωσυνθετικών οπλισμών του πρανούς. Στα Σχήματα 3.44 και 3.45 παρουσιάζονται οι χρονοιστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του διβάθμιου ταλαντωτή που ολισθαίνει σε οριζόντιο επίπεδο για λόγο $k/m=0$ (που αντιστοιχεί στο άοπλο προσομοίωμα) $k/m=8.8$ (που αντιστοιχεί στο οπλισμένο προσομοίωμα).

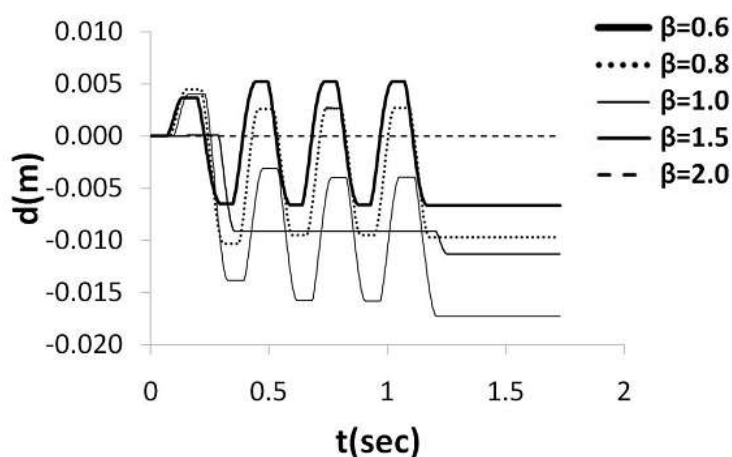
Σεισμικές μετακινήσεις σε οριζόντιο επίπεδο

Στο Σχήμα 3.44 παρατηρείται ότι στον πρώτο κύκλο ολίσθησης η τιμή της ολίσθησης είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την τιμή που αντιστοιχεί στο δεύτερο κύκλο ολίσθησης, γεγονός που οδηγεί στη δημιουργία παραμένουσας ολίσθησης. Σημειώνεται πως ως

κύκλος ολίσθησης ορίζεται ως το χρονικό διάστημα που περιλαμβάνει δυο διαδοχικές φάσεις ολίσθησης - μη ολίσθησης. Εύκολα διαπιστώνεται πως η αύξηση του λόγου $\tan\phi \cdot g / \alpha_{\max}$, λαμβάνοντας τιμή ίση με 0.5 και 1.0 σχετίζεται με τη μείωση των μόνιμων και παραμένουσων μετακινήσεων. Παρατηρώντας το Σχήμα 3.45, είναι εμφανές πως η επίδραση του οπλισμού συμβάλλει στη μείωση της παραμένουσας μετακίνησης.



Σχήμα 3.44. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του διβάθμιου συστήματος, για τιμές του λόγου της ιδιοπερίοδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης που κυμαίνονται μεταξύ 0.6 και 2.0. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\phi \cdot g / \alpha_{\max}$ ίση με 1.0 (α) 0.5 (β) για απόσβεση (ξ) ίση με 5% και λόγο $k/m=0.5$.



Σχήμα 3.45. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης κατά μήκος της βάσης του διβάθμιου συστήματος, για τιμές του λόγου της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος προς την περίοδο της αρμονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης που κυμαίνονται μεταξύ 0.6 και 2.0. Τα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε τιμή του λόγου $\tan\phi \cdot g / \alpha_{\max}$ ίση με 1.0, για λόγο $k/m = 0$ και για απόσβεση (ξ) ίση με 5%.

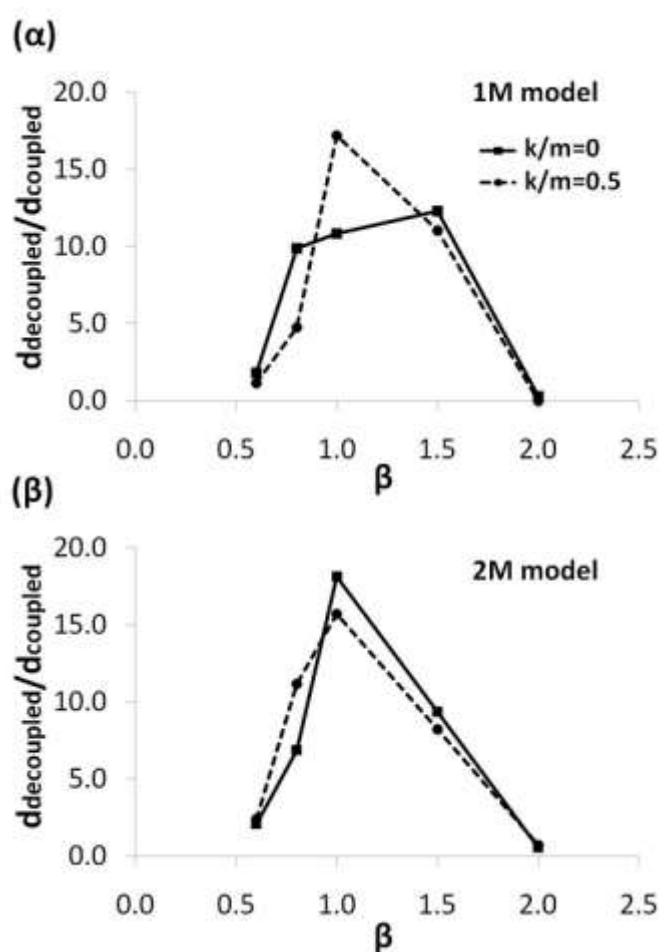
3.5.4 Σύγκριση ασύζευκτης και συζευγμένης μεθόδου

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τη συζευγμένη ανάλυση και των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την ασύζευκτη ανάλυση για το μονοβάθμιο και διβάθμιο ταλαντωτή που ολισθαίνει τόσο σε οριζόντιο όσο και σε κεκλιμένο επίπεδο. Η σύγκριση αυτή βασίστηκε στη συναφή μελέτη των Lin & Whitman (1983) σε μονοβάθμιους ταλαντωτές για την ανάλυση της ευστάθειας βαθιών επιφανειών ολίσθησης εντός χωμάτων φραγμάτων και την εκτίμηση της διαφοράς των εκτιμώμενων μετακινήσεων βάσει της ασύζευκτης και της συζευγμένης θεώρησης. Στα συμπεράσματα της διερεύνησης τους, τα οποία προέκυψαν κυρίως για ημιτονοειδή φόρτιση και δευτερευόντως για τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, συμπεριλαμβάνεται ότι η ασύζευκτη μέθοδος δίνει συντηρητικά αποτελέσματα ειδικά για ιδιοσυχνότητες κοντά στο συντονισμό της γεωκατασκευής. Τα αποτελέσματα της σύγκρισης των δύο μεθόδων είναι συναρτήσει του λόγου μετακίνησης ($d_{\text{decoupled}}/d_{\text{coupled}}$), δηλαδή της μετακίνησης που προέκυψε από την ασύζευκτη μέθοδο προς τη μετακίνηση που προέκυψε από τη συζευγμένη μέθοδο και του λόγου $\beta = T_{\text{str}}/T$.

Επίδραση του ρόλου του οπλισμού και του αριθμού των μαζών

Είναι γνωστό από όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν πως η παρουσία του οπλισμού είναι ευεργετική. Ο λόγος k/m διερευνήθηκε για τιμές 0.0, 0.5 και 20, όπου η μηδενική τιμή αντιπροσωπεύει το άοπλο προσομοίωμα. Στα Σχήματα 3.46 και 3.47

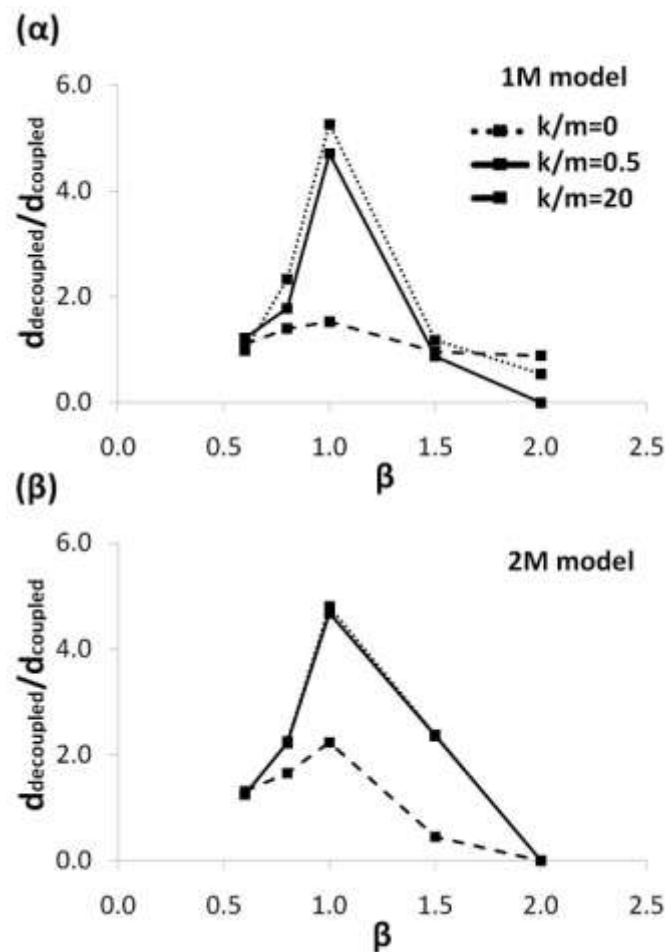
παρουσιάζεται ο λόγος μετακίνησης ($d_{\text{decoupled}}/d_{\text{coupled}}$) της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση για τιμές του β να κυμαίνονται από 0.6 έως και 2.0 και για δυο διαφορετικά επίπεδα ολίσθησης. Στην περίπτωση που το προσομοίωμα ολισθαίνει πάνω σε οριζόντιο επίπεδο (Σχήμα 3.46) η κρίσιμη επιτάχυνση λαμβάνει την τιμή 0.5 και η απόσβεση (ξ) τιμή 5%, ενώ στην περίπτωση που ολισθαίνει επί κεκλιμένου επιπέδου (Σχήμα 3.47) η κρίσιμη επιτάχυνση λαμβάνει την τιμή 1.0 και η απόσβεση (ξ) τιμή 10%. Είναι εμφανές και για τις δυο περιπτώσεις επιπέδου ολίσθησης αλλά και για το μονοβάθμιο και διβάθμιο ταλαντωτή ότι η τιμή του λόγου μετακίνησης μειώνεται με την αύξηση της ακαμψίας του ελατηρίου.



Σχήμα 3.46. Ο λόγος μετακίνησης της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση του οπλισμένου και άοπλου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για οριζόντιο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/\alpha_{\max}$ με 0.5.

Επιπλέον η ασύζευκτη προσέγγιση οδηγεί στην υπερεκτίμηση των μόνιμων σεισμικών μετακινήσεων, γεγονός που δικαιολογείται από το λόγο μετακίνησης ($d_{\text{decoupled}}/d_{\text{coupled}}$) που είναι μεγαλύτερος της μονάδας. Όπως φαίνεται για τιμές του

λόγου β μεγαλύτερες του 2 ($\beta > 2$) η ασύζευκτη μέθοδος δεν είναι πλέον συντηρητική. Η συντηρητικότητα της ασύζευκτης μεθόδου είναι εμφανές τόσο για το άοπλο όσο και για το οπλισμένο προσομοίωμα αναφερόμενοι πάντα στις ίδιες τιμές του β . Επιπροσθέτως η αύξηση των βαθμών ελευθερίας του ταλαντωτή, δηλαδή η μετατροπή του από μονοβάθμιο σε διβάθμιο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των τιμών του λόγου μετακίνησης ($d_{\text{decoupled}}/d_{\text{coupled}}$).

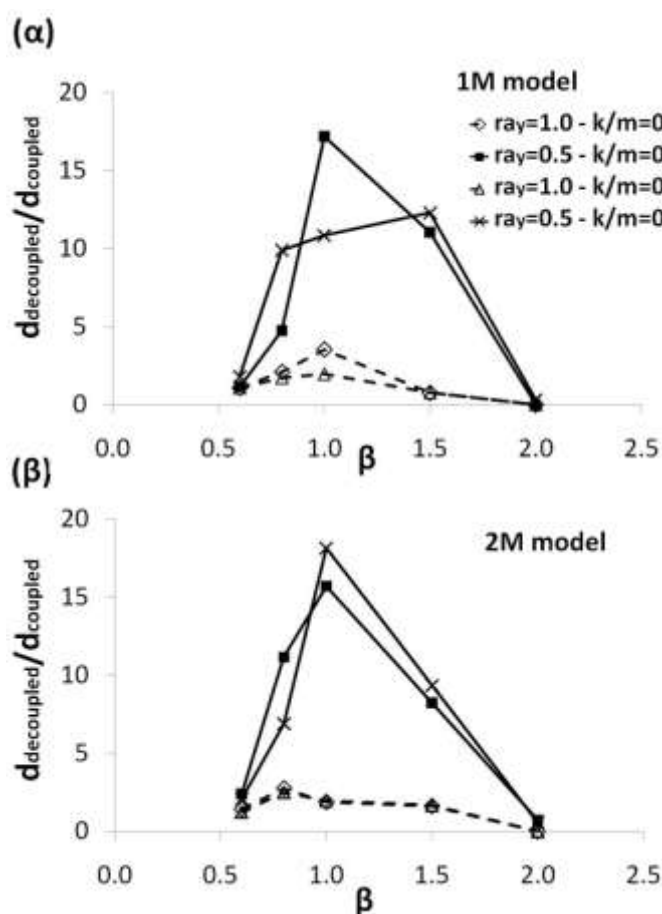


Σχήμα 3.47. Ο λόγος μετακίνησης της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση του οπλισμένου και άοπλου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για κεκλιμένο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 10% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/\alpha_{\text{max}}$ ισούται με 1.0.

Επίδραση της κρίσιμης επιτάχυνσης και της απόσβεσης

Στο Σχήμα 3.48 και 3.49 απεικονίζεται η τιμή του λόγου της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση συναρτήσει της κρίσιμης επιτάχυνσης με τιμές ίσες με 0.5 και 1.0 και της απόσβεσης (ξ) με τιμές ίσες με 5% και 10% αντιστοίχως για το προσομοίωμα (μονοβάθμιο και διβάθμιο) που ολισθαίνει σε οριζόντιο επίπεδο. Διερευνήθηκε η επίδραση της κρίσιμης επιτάχυνσης με την ασύζευκτη προσέγγιση τόσο

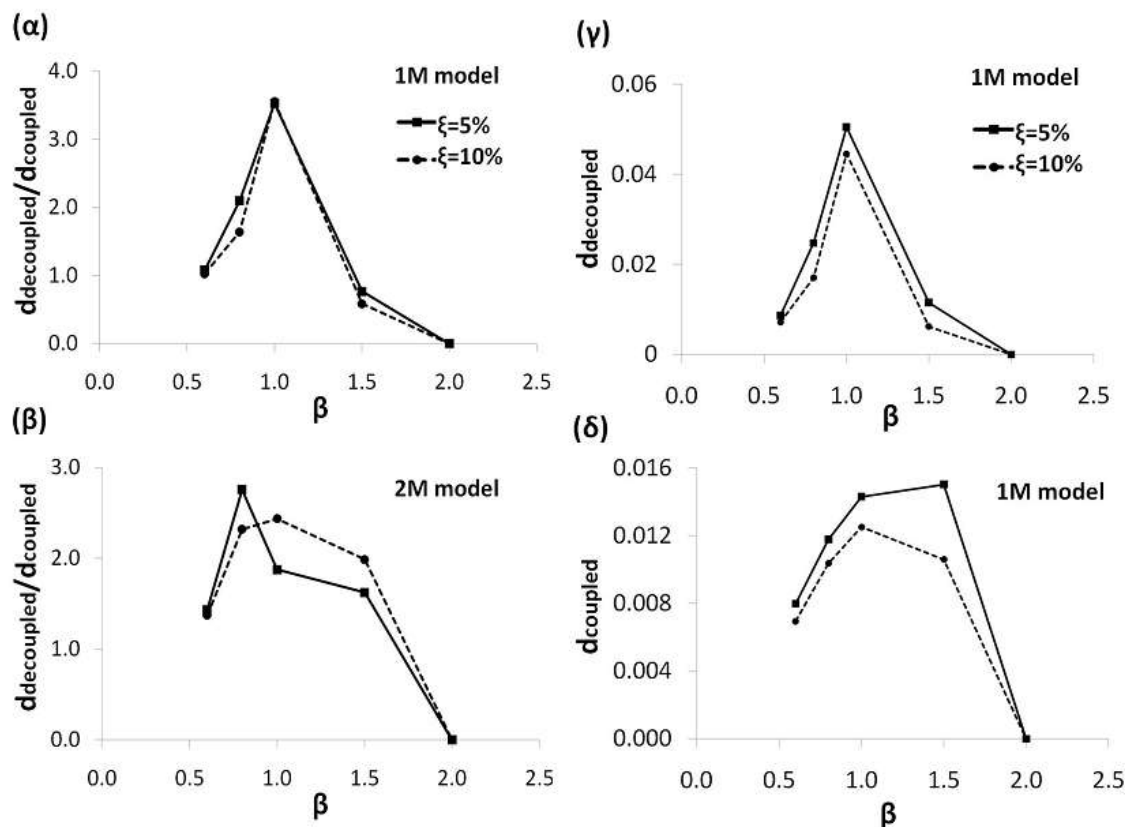
για το άοπλο ($k/m=0$) όσο και για το οπλισμένο ($k/m=0.5$) προσομοίωμα (Σχήμα 3.48). Η αύξηση της κρίσιμης επιτάχυνσης από 0.5 σε 1.0 οδηγεί στη μείωση της τιμής του λόγου μετακίνησης ($d_{\text{decoupled}}/d_{\text{coupled}}$). Ωστόσο, η προσέγγιση της ασύζευκτης μεθόδου ακόμα υπερεκτιμά τις μόνιμες μετακινήσεις για τιμές του λόγου β μικρότερες του 1.5. Όλα τα παραπάνω ισχύουν και για το μονοβάθμιο και το διβάθμιο ταλαντωτή, παρόλο που για το διβάθμιο οπλισμένο προσομοίωμα ο λόγος της μετακίνησης ($d_{\text{decoupled}}/d_{\text{coupled}}$) είναι οριακά μικρότερος από το μονοβάθμιο οπλισμένο προσομοίωμα.



Σχήμα 3.48. Ο λόγος μετακίνησης της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση του οπλισμένου και άοπλου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για οριζόντιο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/\alpha_{\max}$ ισούται με 0.5 και 1.0.

Μεγάλο ενδιαφέρον παρουσιάζει και η διερεύνηση της τιμής της απόσβεσης (ξ) στην ασύζευκτη και συζευγμένη ανάλυση που αποτυπώνεται στο Σχήμα 3.49 στην περίπτωση του οριζόντιου επιπέδου και στο Σχήμα 3.50 στην περίπτωση του κεκλιμένου επιπέδου ολίσθησης. Είναι εμφανές από τα Σχήματα 3.49γ και 3.49δ ότι η αύξηση της απόσβεσης (και για τη συζευγμένη (Σχήμα 3.49δ) αλλά και για την ασύζευκτη μέθοδο (Σχήμα 3.49γ))

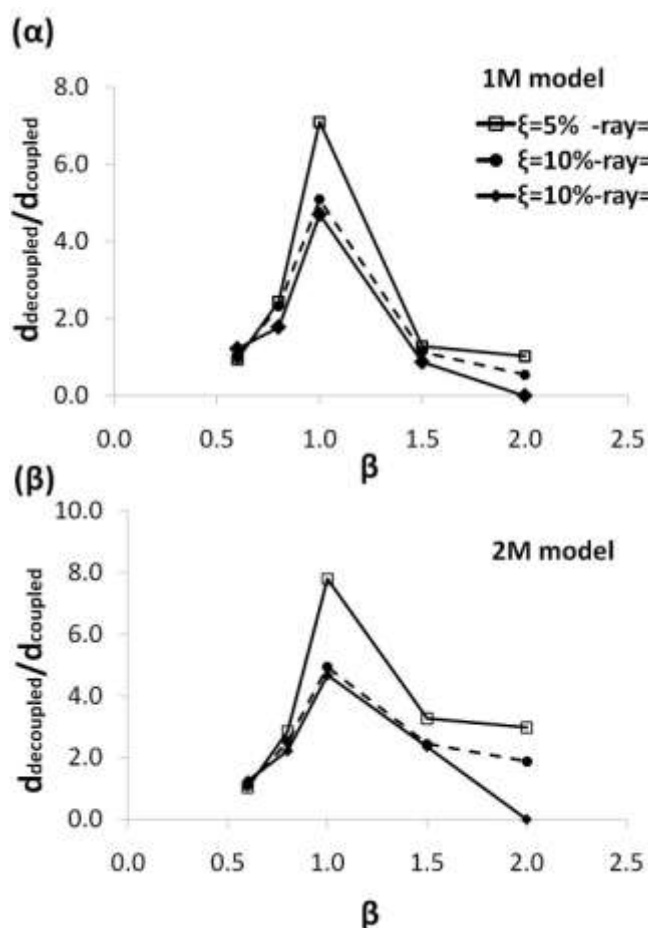
συμβάλλει στη μείωση των παραμενουσών μετακινήσεων. Είναι προφανές πως για το μονοβάθμιο ταλαντωτή (1M) η ασύζευκτη προσέγγιση δεν επηρεάζεται σημαντικά από την αύξηση της απόσβεσης αφού ο λόγος της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση μειώθηκε οριακά. Εν τούτοις λίγο πιο πολύπλοκο είναι για το διβάθμιο προσομοίωμα (2M), στο οποίο η ασύζευκτη προσέγγιση εξακολουθεί να είναι συντηρητική για τις εξεταζόμενες τιμές του β .



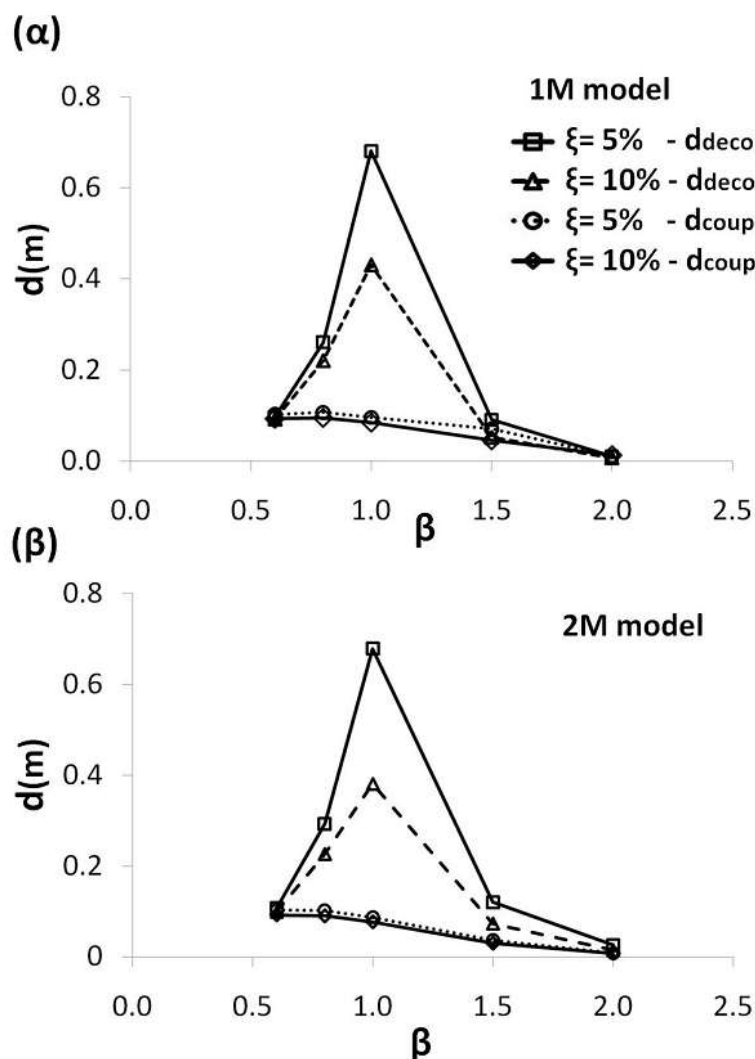
Σχήμα 3.49. Ο λόγος μετακίνησης της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση του οπλισμένου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για οριζόντιο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και 10% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/a_{\max}$ είναι ίσος με 1.0.

Ομοίως και στο Σχήμα 3.50, που αναφέρεται στην ολίσθηση του προσομοιώματος επί κεκλιμένου επιπέδου απεικονίζεται η επίδραση τόσο της κρίσιμης επιτάχυνσης όσο και της απόσβεσης (ξ). Είναι εμφανές πως η αύξηση του λόγου $\tan\phi \cdot g/a_{\max}$ από 0.5 σε 1.0 συντελεί στη μείωση των παραμενουσών μετακινήσεων. Παράλληλα παρατηρείται πως τόσο ο λόγος της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση όσο και η μετακίνηση της ολίσθησης και η παραμένουσα μετακίνηση μειώνονται με την αύξηση της τιμής της απόσβεσης. Αντιθέτως, η αύξηση των βαθμών ελευθερίας των προσομοιωμάτων δεν επηρεάζει σημαντικά την ασύζευκτη προσέγγιση. Αυτό

παρατηρείται και στο Σχήμα 3.51 όπου αποτυπώνεται ξεχωριστά η μετακίνηση για την ασύζευκτη και συζευγμένη ανάλυση για τις δυο εξεταζόμενες τιμές της απόσβεσης. Είναι προφανές ότι η μείωση της απόσβεσης οδηγεί στην αύξηση της προβλεπόμενης ασύζευκτης μετακίνησης, αλλά δεν επηρεάζει σημαντικά τις συζευγμένες μόνιμες μετακινήσεις. Αυτό εξηγεί τη μείωση του λόγου της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση που παρατηρείται στο Σχήμα 3.50. Μία άλλη σημαντική διαφορά μεταξύ των δυο αριθμητικών αναλύσεων αποτελεί η μέγιστη τιμή της μετακίνησης για τιμή του β ίση με τη μονάδα ($\beta=1$). Στη συζευγμένη ανάλυση οι μόνιμες μετακινήσεις ολισθήσης δεν αυξάνονται για τιμή του β ίση με τη μονάδα, γεγονός που αποδίδεται στην τροποποιημένη ιδιοπερίοδο του ολισθαίνοντος συστήματος, όπως έχει παρατηρηθεί και σε άλλες μελέτες (Zania et al., 2010).



Σχήμα 3.50. Ο λόγος μετακίνησης της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση του οπλισμένου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για κεκλιμένο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και 10% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g/\alpha_{\max}$ είναι ίσος με 0.5 και 1.0.



Σχήμα 3.51. Μετακίνηση ασύζευκτης και συζευγμένης μετακίνησης του οπλισμένου μονοβάθμιου (α) και διβάθμιου (β) ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β και για κεκλιμένο επίπεδο. Η απόσβεση (ξ) ισούται με 5% και 10% και ο λόγος $\tan\phi \cdot g / \alpha_{\max}$ είναι ίσος με 0.5.

3.5.5 Σχολιασμός αποτελεσμάτων

Η μελέτη που πραγματοποιήθηκε αποτελεί μια λεπτομερή διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης των εδαφικών οπλισμένων γεωσυνθετικά και άοπλων πρανών, λαμβάνοντας υπόψη τη δυνατότητα ανάπτυξης ολίσθησης. Για τον λόγο αυτόν δημιουργήθηκε ένας απλός μονοβάθμιος και διβάθμιος ταλαντωτής με δυνατότητα ανάπτυξης ολίσθησης στη βάση τους, για να υπολογιστούν οι παραμένουσες μετακινήσεις. Στη συνέχεια, αναπτύχθηκαν παραμετρικές αναλύσεις που λαμβάνουν υπόψη την ευκαμψία του ολισθαίνοντος συστήματος, τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους (που απεικονίζονται στο προσομοίωμα μέσω της γωνίας τριβής κατά μήκος του επιπέδου ολίσθησης) και του

γεωσυνθετικού υλικού καθώς και το συχνοτικό περιεχόμενο και το εύρος της επιτάχυνσης της διέγερσης.

Έχει αποδειχθεί ότι οι παραμένουσες μετακινήσεις εξαρτώνται τόσο από τη μεταβολή του λόγου της κρίσιμης επιτάχυνσης προς τη μέγιστη επιτάχυνση $\tan\phi \cdot g / \alpha_{\max}$ (όπου ϕ είναι η γωνία τριβής της επιφάνειας) όσο και από το λόγο της ιδιοπεριόδου (T_{str}) της κατασκευής προς την περίοδο της αρμονικής - ημιτονικής επιβαλλόμενης διέγερσης (T), ο οποίος συμβολίζεται ως $\beta = T_{\text{str}}/T$. Εξετάστηκαν δυο διαφορετικοί τύποι αστοχίας: (α) η ολίσθηση λαμβάνει χώρα κατά μήκος των γεωσυνθετικών οπλισμών και (β) η ολίσθηση λαμβάνει χώρα κατά μήκος ενός κεκλιμένου επιπέδου αστοχίας που τέμνει τον οπλισμό. Πιο συγκεκριμένα, αποδείχθηκε ότι οι παραμένουσες μετακινήσεις μπορούν αποτελεσματικά να κανονικοποιηθούν ως προς μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση (και για τα δυο προσομοιώματα, άοπλα και οπλισμένα) και το τετράγωνο της περιόδου της επιβαλλόμενης κίνησης (μόνο για τα άοπλα προσομοιώματα), αναφερόμενες πάντα στις ίδιες τιμές της κρίσιμης επιτάχυνσης και του λόγου β .

Επιπλέον αναπτύχθηκαν παραμετρικές αναλύσεις με την ασύζευκτη και συζευγμένη μέθοδο εφαρμόζοντας τον κώδικα των πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (2010). Πραγματοποιήθηκε σύγκριση των αποτελεσμάτων της συζευγμένης και ασύζευκτης μεθόδου συναρτήσει της μετακίνησης ολίσθησης (d) και του λόγου της ασύζευκτης μετακίνησης προς τη συζευγμένη μετακίνηση ($d_{\text{decoupled}}/d_{\text{coupled}}$) για διάφορες τιμές του λόγου της κρίσιμης επιτάχυνσης προς τη μέγιστη επιτάχυνση και του λόγου β . Διαπιστώθηκε ότι οι μετακινήσεις της ασύζευκτης μεθόδου είναι πιο συντηρητικές εν συγκρίσει με τις μετακινήσεις που προέκυψαν από τη συζευγμένη μέθοδο. Επιπλέον η αύξηση της ευκαμψίας της ολισθαίνουσας μάζας οδηγεί σε μεγαλύτερες μετακινήσεις για τιμές του λόγου β μικρότερες της μονάδας ($\beta < 1$), ενώ το αντίθετο ισχύει για τιμές του λόγου β μεγαλύτερες της μονάδας ($\beta > 1$). Τέλος η αύξηση του οπλισμού και της απόσβεσης όπως ήταν αναμενόμενο συμβάλλει στη μείωση των παραμένουσων μετακινήσεων.

3.6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο εξετάστηκε η δυναμική (σεισμική) ευστάθεια των εδαφικών πρανών, εφαρμόζοντας τις δυο μεθόδους υπολογισμού της σεισμικής ευστάθειας που είναι η ψευδοστατική μέθοδος και η μέθοδος των μονίμων παραμορφώσεων. Με βάση

τα αποτελέσματα της εκτενούς παραμετρικής διερεύνησης της ψευδοστατικής μεθόδου σύμφωνα με την τροποποιημένη μέθοδο Bishop (1954), διαπιστώθηκε πως η αύξηση του ύψους και της κλίσης του πρανούς και του σεισμικού συντελεστή οδηγεί στην αύξηση της απαιτούμενης δύναμης των οπλισμών, ενώ η γωνία τριβής του εδάφους είναι αντιστρόφως ανάλογη με τη δύναμη των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να είναι ευσταθές.

Επίσης, αναπτύχθηκαν πρωτότυπα αναλυτικά προσομοιώματα που βασίζονται στη μεθοδολογία Newmark και υπολογίζουν τις μόνιμες σεισμικές μετακινήσεις όταν ληφθεί κατάλληλα υπόψη στο κλασικό προσομοίωμα του ολισθαίνοντος στερεού σώματος και η δύναμη των γεωσυνθετικών οπλισμών. Με τη βοήθεια των νέων μεθοδολογιών υπολογίστηκαν οι μόνιμες μετακινήσεις για τις διαφορετικές τιμές κρίσιμης επιτάχυνσης, σε σχέση με τη διαφορά μεταξύ της εσωτερικής γωνίας τριβής και της κλίσης του επιπέδου αστοχίας ($\tan(\varphi-\beta)$). Διαπιστώθηκε πως η μόνιμη μετακίνηση αυξάνεται με τη μείωση της διαφοράς μεταξύ της εσωτερικής γωνίας τριβής και της κλίσης του επιπέδου αστοχίας. Τέλος παρατηρήθηκε ότι καθώς αυξάνεται η πυκνότητα του οπλισμού, που χαρακτηρίζεται από τον λόγο k/m , οι μόνιμες μετατοπίσεις μειώνονται, δηλαδή αυξάνεται η ευστάθεια.

Εφαρμόζοντας τον κώδικα στοιχείων ABAQUS (2010) πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις με την ασύζευκτη και συζευγμένη μέθοδο. Επιπλέον διαπιστώθηκε πως σημαντικό ρόλο στην διαδικασία της δυναμικής απόκρισης του μονοβάθμιου και διβάθμιου ταλαντωτή και στην αναπτυσσόμενη ολίσθηση παίζει : (α) η μεταβολή του λόγου της κρίσιμης επιτάχυνσης προς τη μέγιστη επιτάχυνση $\tan\varphi \cdot g / a_{\max}$ (όπου φ είναι η γωνία τριβής της επιφάνειας) και (β) ο λόγος της ιδιοπεριόδου (T_{str}) της κατασκευής προς την περίοδο της αρμονικής (ημιτονοειδούς) επιβαλλόμενης επιτάχυνσης (T). Ακόμη η παραμένουσα ολίσθηση μπορεί να κανονικοποιηθεί ως προς μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση (για τα άοπλα και οπλισμένα πρανή) και το τετράγωνο της περιόδου της επιβαλλόμενης κίνησης (μόνο για τα άοπλα πρανή). Αποδείχθηκε πως οι μετακινήσεις της ασύζευκτης μεθόδου είναι πιο συντηρητικές εν συγκρίσει με τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την εφαρμογή της συζευγμένη μεθόδου.

3.7 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

- ABAQUS, (2010), "Analysis user's manual version 6.8.2", Simulia Inc, USA.
- Abramson, L.W., Lee T.S., Sharma, S. & d Boyce, G.M., (2002), "Slope stability and stabilisation methods", second Edition, John Wiley and Sons, Inc. New York, USA.
- Ambraseys, N.N. & Menu, J.M., (1988), "Earthquake-induced ground displacements", *Earthquake engineering and structural dynamics*, 16, 985-1006.
- Ambraseys, N.N. & Srbulov, M., (1994), "Attenuation of earthquake-induced ground displacements", *Earthquake engineering and structural dynamics*, 23, 467-487.
- Ambraseys, N.N. & Srbulov, M., (1995), "Earthquake induced displacements of slopes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 14, 59-71.
- Ausilio, E., Silvestri, F., & Tropeano, G., (2007), "Simplified relationships for estimating seismic slope stability", In ETC12 Workshop on Geotechnical Aspects of EC8, ISSMGE, Madrid, Spain.
- Ausilio, E., Costanzo, A., & Tropeano, G., (2009), "Evaluation of seismic displacements of a natural slope by simplified methods and dynamic analyses", *Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, London, 955-962.
- Bathurst, R.J., & Hatami, K., (1998a), "Influence of reinforcement stiffness, length and base condition on seismic response of geosynthetic reinforced retaining walls", *Proc. 6th Int. Conf. Geosyn. Atlanta, GA, USA vol. 2*, pp. 613-616.
- Bathurst, R.J., & Hatami K., (1998b), "Seismic response analysis of a geosynthetic reinforced soil retaining wall", *Geosynthetics International*, 5(1- 2), 127-166.
- Bathurst, R.J., Hatami, K. & Alfariot, M.C., (2002), "Geosynthetic-reinforced soil walls and slopes seismic aspects", Chapter 14, *Geosynthetics and Their Applications*, (Eds. S.K.Shukla), Thomas Telford, Great Britain.
- Bishop, A.W., (1954), "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Geotechnique*, 5 (1), 7 -17.
- Blake, T.F., Hollingsworth, R.A. & Stewart, J.P., (2002), "Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117—Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazards in California", Report published by Southern California Earthquake Center.
- Bonaparte, R., Schmertmann, G. R., & Williams, N.D., (1986), "Seismic design of slopes reinforced with geogrids and geotextiles", *Proceedings of the Third International Conference on Geotextiles*, Vienna, Austria, pp. 273-278.
- Bray, J.D. & Rathje, E.M., (1998), "Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(3), 242-253.
- Bray, JD & Travararou, T., (2007), "Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 133 (4), 381-392.
- Cai, Z. & Bathurst, R. J., (1995), "Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method", *ASCE, Computers and Geotechniques*, 17, 523-546.
- Cai, Z., & Bathurst, R.J., (1996), "Deterministic sliding block methods for estimating seismic displacements of earth structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15 (4), 225-268.

- Chou, N.N.S. & Fan, C.C., (2003), "Dynamic simulation of the reinforced slope failure at Chi-Nan University during the 1999 Chi-Chi earthquake", Chapter 23 in: Reinforced Soil Engineering, (H.I. Ling, D. Leshchinsky and F. Tatsuoka Eds.) Marcel Dekker, Inc., USA, 465-479.
- Chopra, A.K., & Zhang, L., (1991), "Earthquake-induced base sliding on concrete gravity dams", Journal of Structural Engineering, 117 (12), 3698-3719.
- Christopher, B.R., Leshchinsky, D. & Stulgis, R., (2005), "Geosynthetic-reinforced soil walls and Slopes: US Perspective", International Perspectives on Soil Reinforcement Applications, ASCE Geotechnical Special Publication No. 141 (J.G. Zornberg, M. Gabr and J.J. Bowders, Eds.)
- Clough, R.W. & Woodward, R.J., (1967), "Analysis of embankment stresses and deformations", Journal Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, 93, (4), 529-549.
- Eurocode 8, (2003), "Design of structures for earthquake resistance, Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects", CEN-ENV, European Committee for Standardization, Brussels.
- FHWA, (2001), "Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines", Federal Highway Administration, Office of Bridge Technology, National Highway Institute.
- Gazetas, G. & Uddin, N., (1994), "Permanent deformation on pre-existing sliding surfaces in dams", Journal of Geotechnical Engineering, 120 (11), 2041-2061.
- Hynes-Griffin, M.E., & Franklin, A.G., (1984), "Rationalizing the seismic coefficient method", U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, Miscellaneous Paper GL-84-13, 37.
- Jafarian-Manzouni, Y., & Baziar, M.H., (2005), "Application of sinusoidal pulses instead of acceleration records in Newmark sliding block models.", Proceedings of the 11th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Torino, Italy, 256-272.
- Jibson, R.W., & Michael, J.A., (2009), "Maps showing seismic landslide hazards in Anchorage, Alaska", U.S. Geological Survey Scientific Investigations Map 3077. 2 sheets (scale 1:25,000), 11-p. pamphlet.
- Kramer, S.L., (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering" Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 436-437.
- Kramer, S.L. & Smith, M.W., (1997), "Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 (7), 635-644.
- Kramer, S. & Lindwall, N., (2004), "Dimensionality and Directionality Effects in Newmark Sliding Block Analyses", Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering, 130 (3), 303-315.
- Lemos, L.J.L. & Coelho, P.A.L.F., (1991), "Displacements of slopes under earthquake loading", Second International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, Shamsher Prakash, University of Missouri-Rolla, Rolla, Missouri, 2, 1051-1056.
- Iura, M., Matsui, K., & Kosaka, I., (1992), "Analytical expressions for three different modes in harmonic motion of sliding structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, 757-769.

- Lin, J.-S., & Whitman, R.V., (1983), "Decoupling approximation to the evaluation of earthquake-induced plastic slip in earth dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 667-678.
- Lin, J.-S. & Whitman, R.V., (1986), "Earthquake induced displacements of sliding blocks", *Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (1), 44-59.
- Ling, H.I. & Leshchinsky, D., (2003), "Post-earthquake investigation of several geosynthetic reinforced soil retaining walls and slopes during Ji-Ji earthquake of Taiwan", Chapter 17 in: *Reinforced Soil Engineering*, (H.I. Ling, D. Leshchinsky and F. Tatsuoka Eds.) Marcel Dekker, Inc., USA, pp. 297-316.
- 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.
- Marcuson, W.F., (1981), "Moderator's report for session on Earth Dams and Stability of Slopes under Dynamic Loads", *Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, 3, 1175.
- Mononobe, N. & Matsuo, H., (1929), "On determination of earth pressure during earthquakes", In *Proceedings of the World Engineering Congress*, Tokyo, 9, 275.
- Mostanghel, N., Hejazi, M., & Tanbakuchi, J., (1983), "Response of sliding structures to harmonic support motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 355-366.
- Nadim F. & Whitman R.V., (1983), "Seismically induced movement of retaining walls". *Journal Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 109 (7), 915-931.
- Newmark, N.M., (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique* 15 (2), 139-160.
- Nova-Roessig, L.M. & Sitar, N., (2006), "Centrifuge model studies of the seismic response of reinforced soil slopes", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132 (3), 380-400.
- Okabe, S., (1924), "General theory on earth pressure and seismic stability of retaining walls and dams", *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, 10 (6), 1277-1323.
- Paulsen, S.B., (2002), "A Numerical Model for Estimating Seismic Displacements of Reinforced Steep Slopes", MSc Thesis, University of Washington.
- Rathje, E.M., & Bray, J.D., (1999), "An examination of simplified earthquake-induced displacement procedures for earth structures", *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 72-87.
- Rathje, E.M., & Bray, J.D., (2000), "Nonlinear coupled seismic sliding analysis of earth structures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126 (11), 1002-1013.
- Richards, R. & Elms, D.G., (1979), "Seismic behaviour of gravity retaining walls", *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 10 (5), 449-464.
- Sarma S.K., (1975), "Seismic stability of earth dams and embankments", *Geotechnique*, 25 (4), 743-761.
- Sarma, S.K., (1981), "Seismic displacement analysis of earth dams", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 107, 1735-1739.

- Sarma, S.K. & Kourkoulis, R., (2004), "Investigation into the prediction of sliding block displacements in seismic analysis of earth dams", Proceedings of 13th World conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Saygili, G., & Rathje, E.M., (2008), "Empirical predictive models for earthquake induced sliding displacements of slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134 (6), 790-803.
- Schiavo, M., Simonini, P., Gottardi, G., & Tonni, L., (2001), "Use of a 1g geogrid reinforced wall model to evaluate the effectiveness of a FE numerical code", Proceedings of Landmarks in Earth Reinforcement, (Ochiai et al, eds.), A.A. Balkema, Kyushu, Japan, I, 453-458.
- Seed, H.B., & Whitman, R.V., (1970), "Design of earth retaining structures for dynamic loads", ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Ithaca, NY, pp. 103-147.
- Seed, H.B., (1979), "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams", Geotechnique 29, 215-263.
- Segrestin, P. & Bastick, M. J., (1988), "Seismic design of reinforced earth retaining walls, the contribution of finite element analysis", Proceedings of the International Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Kyushu, Japan.
- Stewart, J.P., Blake, T.F. & Hollingsworth, R.A., (2003), "A screen analysis procedure for seismic slope stability", Earthquake Spectra 19, 697-712.
- Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Munaf, Y. & Horii, K., (1998), "Seismic stability against high seismic loads of geosynthetic reinforced retaining structures", Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, (eds. R. K. Rowe), Atlanta, Georgia, USA, I, 103-142.
- Terzaghi, K., (1950), "Mechanism of landslides", In: Paige, S. (Ed.), Application of Geology to Engineering Practice, Berkey Volume, Geological Society of America, 83-123.
- Tika-Vassilikos, T.E., Sarma, S.K. & Ambraseys, N.N., (1993), "Seismic displacements on shear surfaces in cohesive soils", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 22, 709-721.
- Westermo, B., & Udwadia, F., (1983), "Periodic response of a sliding oscillator system to harmonic excitation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 11, 135-146.
- Wieczorek, G.F., Wilson, R.C. & Harp, E.L., (1985), "Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo County California", Q U.S. Geological Survey Miscellaneous Investigations Map I-1257- E, scale 1:62,500.
- Yegian, M.K., Marciano, E.A. & Ghahraman, V.G., (1991), "Earthquake induced permanent deformations: probabilistic approach", Journal of Geotechnical Engineering, 117 (1), 35-50.
- Yogendrakumar, M., Bathurst, R. J. & Liam, Finn W. D., (1992), "Dynamic response analysis of reinforced - soil retaining wall", ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 118, 1158-1167.
- Zania, V., Tsompanakis, Y. & Psarropoulos, P.N., (2010), "Seismic displacements of landfills and deformation of geosynthetics due to base sliding", Geotextiles and Geomembranes, 28, 491-502.

- Ο.Α.Σ.Π. (2001), «Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας: ΕΑΚ 2000 - Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός», Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, Αθήνα.
- Παπαδημητρίου, Α.Γ., Μπουκοβάλας, Γ.Δ. και Αναστασόπουλος, Κ., (2008), "Νέα μεθοδολογία εκτίμησης σεισμικών συντελεστών για τη ψευδοστατική ανάλυση ευστάθειας πρανών χωμάτινων φραγμάτων", 1ο Πανελλήνιο συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων, ΤΕΕ-Τμ.ΚΔΘ, Λάρισα.

Σεισμική ευστάθεια οπλισμένων πρανών – Αριθμητική προσομοίωση πειραμάτων φυγοκέντρισης

4.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

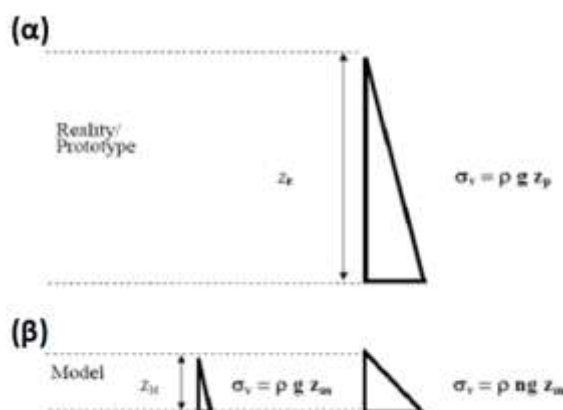
Οι γεωσυνθετικά οπλισμένες γεωκατασκευές χρησιμοποιούνται παγκοσμίως λόγω της επιτυχημένης εφαρμογής τους και της οικονομικής τους απόδοσης. Η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς των οπλισμένων πρανών και επιχωμάτων πραγματοποιείται μέσω υπολογιστικών, αναλυτικών και πειραματικών μεθόδων. Η πειραματική διερεύνηση των οπλισμένων πρανών πραγματοποιείται είτε με φυσικές δοκιμές (δοκιμές σεισμικής τράπεζας (shaking table tests) σε φυσικά δοκίμια μικρής κλίμακας (Hazarika & Okuzono (2004), Zarnani & Bathurst (2009)) είτε με δοκιμές φυγοκέντρισης (centrifuge tests).

Εφαρμόζοντας το πείραμα φυγοκεντρικής δοκιμής το βάρος των φυσικών υλικών αυξάνεται τεχνητά (μέσω των φυγόκεντρων δυνάμεων), καθιστώντας με αυτόν τον τρόπο τη συμπεριφορά του προσομοιώματος μικρής κλίμακας σε συμπεριφορά κανονικής κατασκευής. Κατ' αυτόν τον τρόπο, η δοκιμή φυγοκέντρισης παρέχει πιο αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα πραγματικών συνθηκών συγκριτικά με τις φυσικές δοκιμές. Οι δοκιμές φυγοκέντρισης διαδραματίζουν έναν σημαντικό ρόλο και στην έρευνα που αφορά στη μελέτη της ευστάθειας πρανών, αφού αναπαράγουν το ίδιο επίπεδο τάσης, παρόμοια παραμόρφωση και μηχανισμό αστοχίας που παρουσιάζονται και στην πραγματική γεωκατασκευή (Schofield, 1980). Οι συγκεκριμένες δοκιμές συνδράμουν αποτελεσματικά στα ερευνητικά δεδομένα, γι' αυτό και χρησιμοποιούνται ευρέως στη μελέτη της απόκρισης και των γεωσυνθετικά οπλισμένων εδαφικών γεωκατασκευών (τοιχών και πρανών) (Bolton et al. (1978), Guler & Goodings (1992), Porbaha & Goodings (1994), (1997), Zornberg et al.

(1997), (1998a,b), Zornberg & Arriaga (2003), Viswanadham & Mahajan (2007), Chen et al. (2007) και Viswanadham & Konig (2004), (2008)). Ψηφιακή ανάλυση εικόνας χρησιμοποιήθηκε για να συμπεριλάβει την κατανομή της τάσης των γεωσυνθετικά οπλισμένων πρανών στις δοκιμές φυγοκέντρισης (Zornberg & Arriaga, 2003), ενώ χρησιμοποιήθηκαν σιγμοειδείς συναρτήσεις για την εκτίμηση της κατανομής του οπλισμού.

Οι πρώτοι που ασχολήθηκαν με την εφαρμογή γεωτεχνικών φυγοκεντριστών ήταν ο Philip Bucky και οι φοιτητές του στο πανεπιστήμιο της Κολομβίας το 1931 και ο Pokornsky το 1932. Τα πλεονεκτήματα της τεχνολογίας των φυγοκεντριστών που έχουν τονιστεί από πολλούς ερευνητές, όπως ο Kutter (1995) και οι Dobry & Liu (1994) συνίστανται στα εξής: α) προσομοίωση με ακρίβεια των πρωτοτύπων με ρεαλιστική τάση θέσης και βάθους του εδάφους, β) άμεση παρατήρηση των μεθόδων, των αστοχιών και των παραμορφώσεων, γ) πιο αποτελεσματική και οικονομική μέθοδος εν συγκρίσει με τη σεισμική τράπεζα, δ) δυνατότητα εφαρμογής σεισμικών δονήσεων με ένα ευρύ φάσμα μεγεθών και συχνοτήτων, ε) επαναληψιμότητα των αποτελεσμάτων σε παρόμοια προσομοιώματα και στ) επιβεβαίωση των εμπειρικών μεθόδων και των τεχνικών προσομοίωσης (Al-Atik & Sitar, 2008).

Αξιίζει να σημειωθεί πως οι φυγοκεντριστές αποτέλεσαν ένα ισχυρό εργαλείο για την πειραματική διερεύνηση των γεωτεχνικών κατασκευών γι' αυτόν τον λόγο κατασκευάστηκαν πολλοί φυγοκεντριστές ειδικά για γεωτεχνικές εφαρμογές σε ερευνητικά ινστιτούτα σε όλο τον κόσμο. Υπάρχουν όμως και κάποιοι κανόνες που απαιτούνται για την υλοποίηση της μοντελοποίησης σε φυγοκεντριστές. Οπότε, οι τάσεις που αναπτύσσονται στις πραγματικές γεωτεχνικές κατασκευές μπορούν να αναπαραχθούν σε μικρότερης κλίμακας, μοντέλα κλίμακας $1/n$, αυξάνοντας το πεδίο της επιτάχυνσης βαρύτητας σε ng , όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.1 (Laue, 2002). Η κατασκευή των προσομοιωμάτων υλοποιείται με υλικά τα οποία πρέπει να είναι υπό κλίμακα.



Σχήμα 4.1. Κατακόρυφες τάσεις πρωτότυπης κατασκευής και κατακόρυφες τάσεις (σ_v) μοντέλου υπό κλίμακα για 1g (α) και ng (β), (Laue, 2002).

Τις τελευταίες τρεις δεκαετίες έχουν χρησιμοποιηθεί δοκιμές φυγοκέντρισης προκειμένου να διερευνηθεί η δυναμική απόκριση των οπλισμένων πρανών και τοίχων. Ευρωπαίοι ερευνητές δημοσίευσαν ερευνητικά αποτελέσματα φυγοκεντριστών, όπως π.χ. ο Schofield (1980) ο οποίος διερεύνησε την ευστάθεια των πρανών σε φυγοκεντριστή δοκού με καλάθι περιστροφής. Ομοίως και στις Η.Π.Α. αναπτύχθηκε αντίστοιχη δραστηριότητα. Για παράδειγμα, το 1979 στο Πανεπιστήμιο Davis της Καλιφόρνιας υλοποιήθηκαν πειράματα φυγοκεντριστή (Shen et al., 1979), όπου μελετήθηκαν μεταξύ άλλων και η πλευρική υποστήριξη του εδάφους. Οι Ovesen & Krarup (1983) παρουσίασαν τα αποτελέσματα των δοκιμών φυγοκέντρισης για να αποδειχτεί η επίδραση του γεωσυνθετικού οπλισμού και συγκεκριμένα των γεωφασμάτων στην ευστάθεια των επιχωμάτων έχοντας ως εδαφικό υλικό μαλακή άργιλο. Διαπιστώθηκε πως η ευστάθεια του επιχώματος βελτιώθηκε σημαντικά με την τοποθέτηση του οπλισμού. επίσης, σε καμία από τις δοκιμές φυγοκέντρισης η αστοχία συνέβη στο γεωφάσμα ακόμη και εάν σε ορισμένες δοκιμές η αντοχή σε εφελκυσμό του οπλισμού είναι πάρα πολύ μικρή. Αυτό σημαίνει ότι κινητοποιήθηκαν στην ενίσχυση του επιχώματος οι αρκετά χαμηλές τιμές τάσης.

Φυγοκέντρες δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε οπλισμένα επιχώματα από γεωφάσμα από τους Taniguchi et al. (1988). Μελετήθηκαν δυο ειδών επιχώματα, με κεκλιμένη επιφάνεια και οριζόντια επιφάνεια. Τα συμπεράσματα που διεξήχθησαν τόσο για τα επιχώματα που είχαν κάθετο τοίχωμα όσο και για τα επιχώματα που είχαν κεκλιμένο τοίχωμα είναι ότι ο οπλισμός των επιχωμάτων θα

μπορούσε να ενισχυθεί είτε με την αύξηση του μήκους του οπλισμού είτε με την αύξηση των στρώσεων του οπλισμού-γεωφάσματος.

Οι Terashi & Kitazume (1988) διερεύνησαν τη συμπεριφορά των οπλισμένων με γεωφάσμα επιχώματων και άοπλων επιχώματων που έχουν ως εδαφικό υλικό την άργιλο μέσω φυγοκέντρων δοκιμών. Οι ίδιοι κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η μηχανική συμπεριφορά του οπλισμένου επιχώματος και η λειτουργία του οπλισμού επηρεάζονται από τη γεωμετρική διαμόρφωση, την αντοχή της αργίλου και τον τρόπο που δέχεται τα φορτία το επιχώμα. Επιπροσθέτως οι Zhang & Chen (1988) κατέληξαν στο συμπέρασμα μέσω των μοντέλων φυγοκέντρισης ότι ο οπλισμός αυξάνει την ευστάθεια του επιχώματος. Ο τρόπος που επιδρά το γεωφάσμα στην ευστάθεια των επιχώματων που έχουν ως εδαφικό υλικό την άργιλο μελετήθηκε από τους Bolton & Sharma (1994) με τη βοήθεια δοκιμών φυγοκέντρισης. Ο τύπος του οπλισμού και το βάθος της αργλικής θεμελίωσης ποίκιλαν. Μετά από τις διάφορες δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η ακαμψία και τα χαρακτηριστικά του οπλισμού είναι πιο σημαντικά από την τελική αντοχή του.

Η απόκριση του γεωπλέγματος των επιχώματων και η συμπεριφορά του υπεδάφους έχοντας ως εδαφικό υλικό μαλακή άργιλο μελετήθηκε από τους Sharma & Bolton (1996) με την εφαρμογή μοντέλων σε φυγοκεντριστή δοκού (beam centrifuge) του πανεπιστημίου του Cambridge. Μετά την ολοκλήρωση των πειραμάτων έγινε αντιληπτό πως η τοποθέτηση του γεωπλέγματος πάνω στην θεμελίωση δεν καθίσταται αποτελεσματική στην πρόληψη πλευρικής παραμόρφωσης του αργλικού εδάφους- θεμελίωσης, ως εκ τούτου δε συμβάλλει ενεργά στην ευστάθεια του επιχώματος. Στην περίπτωση όμως που είναι αναγκαίο να τοποθετηθεί οπλισμός πάνω στη θεμελίωση του επιχώματος, συνίσταται η αντικατάσταση του γεωπλέγματος με γεωφάσματα.

Ο Andersen (1997) πραγματοποίησε μια σειρά πειραμάτων που διεξήχθησαν στον φυγοκεντριστή του RPI στις Η.Π.Α. έτσι ώστε να διερευνήσει τη σεισμική συμπεριφορά των εδαφικών πρανών. Γι' αυτόν τον λόγο διεξήχθη παραμετρική ανάλυση όπου μελετήθηκε η επίδραση του μήκους του οπλισμού, της δυσκαμψίας του οπλισμού, της απόστασης μεταξύ των οπλισμών και της κλίσης του πρανούς. Τα προσομοιώματα είχαν ύψος $H=6.1\text{m}$ (σε κλίμακα πρωτοτύπου) και κλίση 60° ,

ενώ περιείχαν 12 και 15 στρώσεις οπλισμού (geogrid) και άμμο ως εδαφικό υλικό. Ακόμη επιβλήθηκε επιτάχυνση ημιτονοειδούς μορφής, η οποία αποτελούνταν από πέντε κύκλους φόρτισης. Τέλος, τα συμπεράσματα που προέκυψαν είναι πως η μείωση του μήκους του οπλισμού, η αύξηση της απόστασης μεταξύ των οπλισμών και η μείωση του μέτρου εφελκυσμού της ενίσχυσης συντέλεσαν στην αύξηση των μετακινήσεων των εδαφικών πρανών.

Άλλοι ερευνητές που ασχολήθηκε με τη σεισμική συμπεριφορά των οπλισμένων πρανών εφαρμόζοντας στον φυγοκεντριστή στο Πανεπιστήμιο Davis στην Καλιφόρνιας μια σειρά πειραμάτων είναι η Nova-Roessig & Sitar (1999) & (2006). Τα πρανά του μοντέλου ύψους 7.32m και κλίσης 63° τοποθετήθηκαν πλάτη με πλάτη εμπεριέχοντας ως εδαφικό υλικό την άμμο. Άλλα πρανά κατασκευάστηκαν με 14 και άλλα με 18 στρώσεις γεωσυνθετικού οπλισμού-γεωπλέγματος (geogrid), τα οποία επιβλήθηκαν τόσο σε απλή αρμονική ταλάντωση όσο και σε δέκα σεισμικές καταγραφές. Το συμπέρασμα που διεξήχθη από τη πειραματική διερεύνηση είναι ότι οι πλευρικές μετακινήσεις αυξάνονται με: α) την αύξηση του εύρους και της διάρκειας της επιβαλλόμενης διέγερσης και β) τη μείωση της πυκνότητας του επιχώματος, του μέτρου εφελκυσμού και του μήκους του οπλισμού που τοποθετείται για την ευστάθεια των πρανών. Επιπλέον βρέθηκε ότι σημαντική διατμητική παραμόρφωση αναπτύσσεται κοντά στην κορυφή του πρανούς χωρίς να υπάρχει διακεκριμένη επιφάνεια αστοχίας. Αυτή η παρατήρηση ταυτίζεται με αυτή των Matsuo et al. (1998) για πειράματα σεισμικής τράπεζας.

Οι Καπογιάννη κ.α. (2010), παρουσίασαν πειράματα που διεξήχθησαν στον γεωτεχνικό φυγοκεντριστή του ΕΤΗ στη Ζυρίχη, προκειμένου να υπολογιστούν οι παραμορφώσεις των οπλισμένων πρανών. Τα προσομοιώματα των οπλισμένων πρανών είχαν ύψος $H=18\text{m}$ και κλίση $2V:1H$ με επιβαλλόμενο φορτίο που έφτασε έως και τα 100g. Έτσι λοιπόν προέκυψε ότι η αύξηση των παραμορφώσεων είναι ανάλογη με την αύξηση του φορτίου που επιβάλλεται από τον φυγοκεντρηστή, ενώ παραμένει σταθερή όταν η φόρτιση δε μεταβάλλεται.

Μία άλλη μελέτη ευστάθειας οπλισμένων με γεωφάσματα πρανών βασίστηκε στο γεωτεχνικό φυγοκεντριστή δοκού στο ινστιτούτο τεχνολογίας της Bombay (IIT Bombay) στην Ινδία και πραγματοποιήθηκε από τους Sommers & Viswanadham (2009). Τα οπλισμένα με γεωφάσματα πρανά με κλίση 79.8° επιβλήθηκαν σε

επιτάχυνση 40g. Μέσω της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε φαίνεται πως η τοποθέτηση των στρωμάτων οπλισμού σε κοντινή απόσταση πάνω από το μέσο ύψος μπορεί να συμβάλλει στην ευστάθεια του γεωσυνθετικά οπλισμένου πρανούς αφού επιβληθεί φορτίο σε μορφή «ταινίας» (strip loading), η οποία είναι τοποθετημένη στην κορυφή του πρανούς.

Οι Viswanadham & König (2009) διερεύνησαν το ρόλο των γεωφασμάτων στα πρανή δημιουργώντας κατάλληλα μοντέλα στο γεωτεχνικό φυγοκεντριστή πανεπιστημίου Bochum της Γερμανίας. Οι ίδιοι διαπίστωσαν πως η μέγιστη τιμή της τάσης του οπλισμού παρουσιάζεται κατά μήκος του χαμηλότερου στρώματος οπλισμού και στο σημείο το οποίο βρίσκεται κάτω από την κορυφή του πρανούς. Η κατανομή της τάσης με το ύψος του πρανούς για ένα γεωσυνθετικά οπλισμένο πρανές που υπέστη διαφορικές καθιζήσεις βρέθηκε να είναι διαφορετική από την απόκριση ενός γεωσυνθετικά οπλισμένου πρανές που εδράζεται σε σταθερή θεμελίωση και υποβάλλεται σε φόρτιση με το ίδιο του το φορτίο. Με την αύξηση του επιπέδου παραμόρφωσης παρατηρείται αύξηση της μέγιστης τάσης του οπλισμού.

Μία σειρά πειραμάτων πραγματοποιήθηκε σε φυγοκεντριστή του πανεπιστημίου Tsinghua από τους Hu et al. (2010), η χωρητικότητα του οποίου είναι 50g-ton με μέγιστη επιτάχυνση 250g (Pu et al. (1994)), προκειμένου να ερευνηθούν οι κύριοι παράγοντες που επηρεάζουν το μηχανισμό ενίσχυσης των πρανών (π.χ., η κλίση του πρανούς και το μήκος του οπλισμού που εφαρμόζεται) συγκρίνοντας τη δυναμική απόκριση των άοπλων και οπλισμένων πρανών. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκε γεωφάσμα εντός των συνεκτικών εδαφικών πρανών. Διαπιστώθηκε πως ο μηχανισμός αστοχίας του άοπλου πρανούς μπορεί να κατηγοριοποιηθεί στα εξής τρία βήματα: α) ομοιόμορφη παραμόρφωση, β) εντοπισμός της τάσης και γ) αστοχία πρανούς. Ο οπλισμός επιδρά σημαντικά στα δύο πρώτα βήματα της αστοχίας του άοπλου πρανούς, ενώ καθυστερεί και αποτρέπει την εμφάνιση της ολίσθησης. Η ευστάθεια αυξάνεται με την όπλιση του πρανούς και επηρεάζει τους τρόπους αστοχίας. Ακόμη ο οπλισμός αυξάνει το ύψος (πάχος) της διατμητικής ζώνης και αλλάζει τη θέση της διατμητικής ζώνης, η οποία σε χαμηλότερα υψόμετρα κινείται προς την μπροστινή επιφάνεια του πρανούς, ενώ το αντίθετο συμβαίνει σε υψηλότερα υψόμετρα. Τέλος, ο οπλισμός

επιηρεάζεται από την κλίση του πρανούς, ενώ αυξάνεται με την αύξηση της ανύψωσης.

Η συμπεριφορά των οπλισμένων με γεωφάσματα επιχώματων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού ερευνήθηκε από του Wang et al. (2011) χρησιμοποιώντας δοκιμές φυγοκέντρωσης λαμβάνοντας υπόψη διάφορους παράγοντες όπως τη κλίση του πρανούς, την υγρασία του εδάφους, τη διάταξη των οπλισμών και το είδος των σεισμικών κυμάτων. Ο 50g-ton γεωτεχνικός φυγοκεντριστής του πανεπιστημίου Tshinghua χρησιμοποιήθηκε για τις παραπάνω δοκιμές. Έτσι λοιπόν παρατηρήθηκε πως η ύπαρξη του οπλισμού (γεωφάσμα) συντελεί στη μείωση των σεισμικών παραμορφώσεων του επιχώματος. Επίσης η μη ανατρέψιμη παραμόρφωση εμφανίστηκε από την αρχή της σεισμικής διέγερσης και εξαρτάται σημαντικά από το μέγεθος του σεισμού. Τόσο η οριζόντια όσο και η κατακόρυφη μετακίνηση του οπλισμένου με γεωφάσματα επιχώματος μειώθηκε δραστικά με α) την αύξηση των στρώσεων του οπλισμού, β) τη μείωση της περιεκτικότητας του εδάφους σε νερό, γ) τη μείωση της κλίσης του πρανούς και δ) τη μείωση του πλάτους του σεισμικού κύματος.

Οι Aklik & Wu (2013) ασχολήθηκαν με την επίδραση των γεωσυνθετικών και συγκεκριμένα των γεωφασμάτων στην ευστάθεια των πρανών αποτελούν. Οι εν λόγω ερευνητές εκτέλεσαν μια σειρά πειραμάτων φυγοκέντρωσης δοκού στον φυγοκεντριστή του ινστιτούτου γεωτεχνικής μηχανικής του Πανεπιστημίου BOKU στη Βιέννη και διαπίστωσαν πως οι επιφάνειες αστοχίας αναδύονται από το χαμηλότερο τμήμα των πρανών και όχι από τον πόδα του εδαφικού πρανούς. επίσης, η αστοχία των πρανών συνδέεται με τη δύναμη της αντοχής των γεωφασμάτων, όταν τα γεωφάσματα τέμνονται από την επιφάνεια αστοχίας.

4.1.1. Συγκρίση δοκιμών φυγοκέντρωσης με αριθμητικές προσομοιώσεις

Σε διάφορες σχετικές μελέτες έχει διερευνηθεί η συμπεριφορά άοπλων και οπλισμένων επιχώματων σε συνεκτικά και μη εδάφη εφαρμόζοντας δοκιμές φυγοκέντρωσης, ενώ στη συνέχεια τα αποτελέσματά των πειραμάτων επαληθεύθηκαν με αριθμητική ανάλυση των προσομοιωμάτων, κυρίως με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Οι Γερόλυμος κ.α. (2008) & (2010) μελέτησαν τη σεισμική συμπεριφορά τοίχων οπλισμένης γης με αριθμητική ανάλυση ενός επαρκώς τεκμηριωμένου πειράματος φυγοκεντρικής δοκιμής που εκτελέστηκε στο πανεπιστήμιο Davis της Καλιφόρνιας (Siddharthan et al., 2004). Ακόμη διερευνήθηκε ο ρόλος των παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας του εδάφους, των συνθηκών διεπιφάνειας οπλισμού-εδάφους και της σεισμικής διέγερσης. Οι δυο οπλισμένοι με χαλύβδινο πλέγμα τοίχοι ύψους $H=7.3\text{m}$ (σε κλίμακα πρωτοτύπου) τοποθετήθηκαν πλάτη με πλάτη και σε απόσταση 26.8m μεταξύ τους. Οι αναλύσεις αναπαρήγαγαν ικανοποιητικά την μετρηθείσα συμπεριφορά. Επιπλέον, οι Sharma and Bolton (1996) ανέπτυξαν ένα αριθμητικό προσομοίωμα για να διερευνήσουν την ευστάθεια επιχώματος που είναι κατασκευασμένο με συνεκτικό εδαφικό υλικό και επαλήθευσαν τα αποτελέσματα με τα αντίστοιχα που προέκυψαν από τις φυγοκεντρικές δοκιμές που εκτελέστηκαν στο πανεπιστήμιο του Cambridge.

Οι Sobhanmanesh et al. (2013) διερεύνησαν με τη βοήθεια αριθμητικής ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων τη συμπεριφορά παραμόρφωσης άοπλων και οπλισμένων επιχώματων κατασκευασμένων με συνεκτικό αλλά και μη συνεκτικό έδαφος. επίσης, μελέτησαν παραμετρικά την αντοχή του εδάφους θεμελίωσης υπό διάφορες συνθήκες και τον τρόπο με τον οποίο συμπεριφέρονται οι οπλισμοί μέσα στο επίχωμα. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις δοκιμές φυγοκέντρισης του πανεπιστημίου της Μαλαισίας είναι σε πλήρη συμφωνία με τα αντίστοιχα αποτελέσματα της αριθμητικής προσομοίωσης πεπερασμένων στοιχείων.

4.2. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΕΠΙΧΩΜΑΤΩΝ

Σκοπός του συγκεκριμένου κεφαλαίου αποτελεί η ανάδειξη του καταλυτικού ρόλου των γεωσυνθετικών στα οπλισμένα εδαφικά πρανά υπό σεισμική καταπόνηση με τη χρήση αριθμητικών προσομοιώσεων. Γύρω αυτόν τον λόγο πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση διαφόρων σημαντικών παραμέτρων όπως το υλικό του εδάφους και των γεωσυνθετικών, τη γεωμετρία του μοντέλου, τα χαρακτηριστικά των σεισμικών διεγέρσεων, κ.α. Για την ορθή επαλήθευση των αριθμητικών αποτελεσμάτων, η δημιουργία των αριθμητικών προσομοιωμάτων βασίστηκε στα διαθέσιμα δεδομένα και αποτελέσματα δυο πειραμάτων

φυγοκέντρισης των: (α) Nova-Roessig & Sitar (1999, 2006) οι οποίοι πραγματοποίησαν μια σειρά πειραμάτων φυγοκέντρισης ενός συμμετρικά οπλισμένου αμμώδους αναχώματος και (β) των Wang et al. (2011) οι οποίοι πραγματοποίησαν μια σειρά δοκιμών φυγοκέντρισης ενός οπλισμένου αργιλικού επιχώματος.

Τα αποτελέσματα της παρούσας διερεύνησης παρέχουν μια σημαντική «εικόνα» της σεισμικής συμπεριφοράς των γεωσυνθετικά οπλισμένων με γεωσυνθετικά εδαφικών πρανών. Υπό αυτό το πρίσμα αναπτύχθηκαν δυναμικές αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και τα αποτελέσματα των οποίων επαληθεύτηκαν με τα αντίστοιχα πειραματικά αποτελέσματα των δύο προαναφερθέντων πειραμάτων φυγοκέντρισης. Οι αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν χρησιμοποιώντας τις προηγμένες δυνατότητες του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (2010).

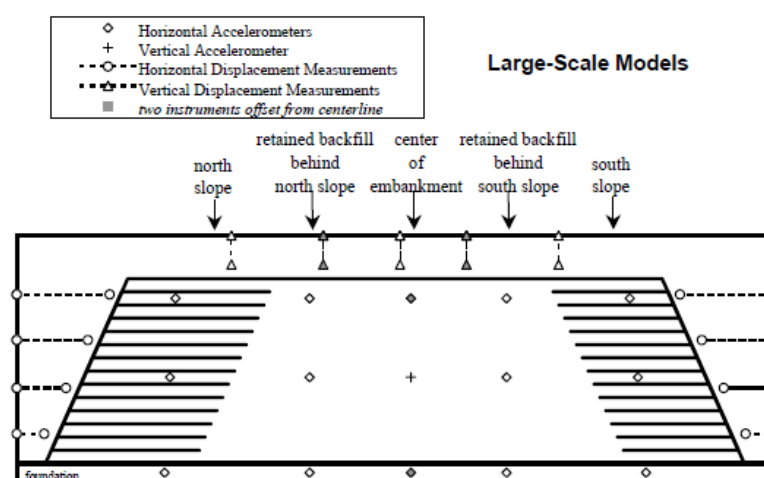
4.3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΥ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ ΦΥΓΟΚΕΝΤΡΙΣΗΣ ΤΩΝ NOVA-ROESSIG & SITAR

4.3.1. Περιγραφή πειράματος

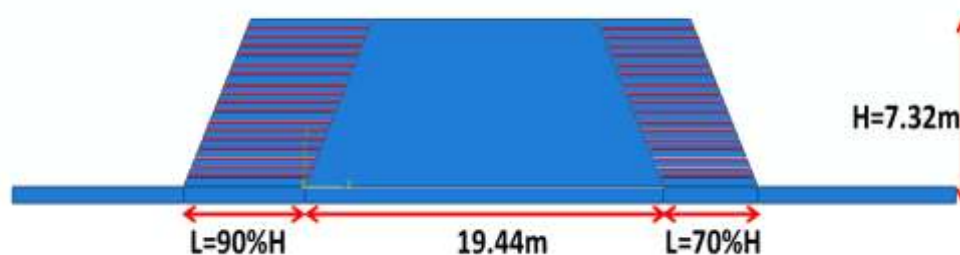
Στο Πανεπιστήμιο του Davis στην Καλιφόρνια μια σειρά από προσομοιώματα οπλισμένων εδαφικών πρανών με διαφορετικό αριθμό στρώσεων οπλισμού, διάφορες τιμές πυκνότητας του επιχώματος και διάφορες τιμές του μέτρου εφελκυσμού του οπλισμού δοκιμάστηκαν σε φυγοκεντριστή- $n=48g$. Στη συνέχεια κάθε μοντέλο υποβλήθηκε σε αργά αυξανόμενα g επίπεδα μέχρι να επιτευχθεί αστοχία του οπλισμένου πρανούς. Τα προσομοιώματα περιλαμβάνουν δύο πρανή που είναι τοποθετημένα πλάτη με πλάτη. Συγκεκριμένα επιλέχθηκε για ανάλυση το προσομοίωμα Nat1-N/S. Στα Σχήματα 4.2 και 4.3 απεικονίζεται το σκαρίφημα της διάταξης του εν λόγω πειράματος και τα γεωμετρικά του χαρακτηριστικά.

Το ύψος κάθε πρανούς είναι $H=7.32m$ (σε κλίμακα πρωτοτύπου), η απόσταση μεταξύ των οπλισμών ισούται με $2cm$, ενώ η κλίση των πρανών είναι $2V:1H$, δηλαδή η γωνία που σχηματίζει το πρανές με το οριζόντιο επίπεδο είναι ίση με 42° . Τα πρανή είναι οπλισμένα με 18 στρώσεις γεωπλεγμάτων (18 geogrid layers). Το συγκεκριμένο διαξονικό γεώπλεγμα είναι ένα λευκό μη υφασμένο ύφασμα

κατασκευασμένο από 60% πολυεστέρα και 40% τεχνητό μετάξι, ενώ ο κάνναβος του διαμορφώνει τετράγωνα κενά διαστάσεων 25mm τα οποία πληρούνται με το περιβάλλον έδαφος. Λόγω του διαξονικού γεωπλέγματος η επιμήκυνση λαμβάνει χώρα και στις δύο διευθύνσεις προσδίδοντας στο γεώπλεγμα τις ίδιες μηχανικές ιδιότητες και στις δύο διευθύνσεις. Είναι γνωστό πως η διαδικασία παρασκευής και κυρίως η επιμήκυνση της μοριακής δομής η οποία επιτυγχάνεται μέσω της παραμόρφωσης του γεωπλέγματος, προκαλεί την βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων του και πιο συγκεκριμένα, της αντίστασης σε ερπυσμό.



Σχήμα 4.2. Πειραματική απεικόνιση του οπλισμένου επιχώματος.

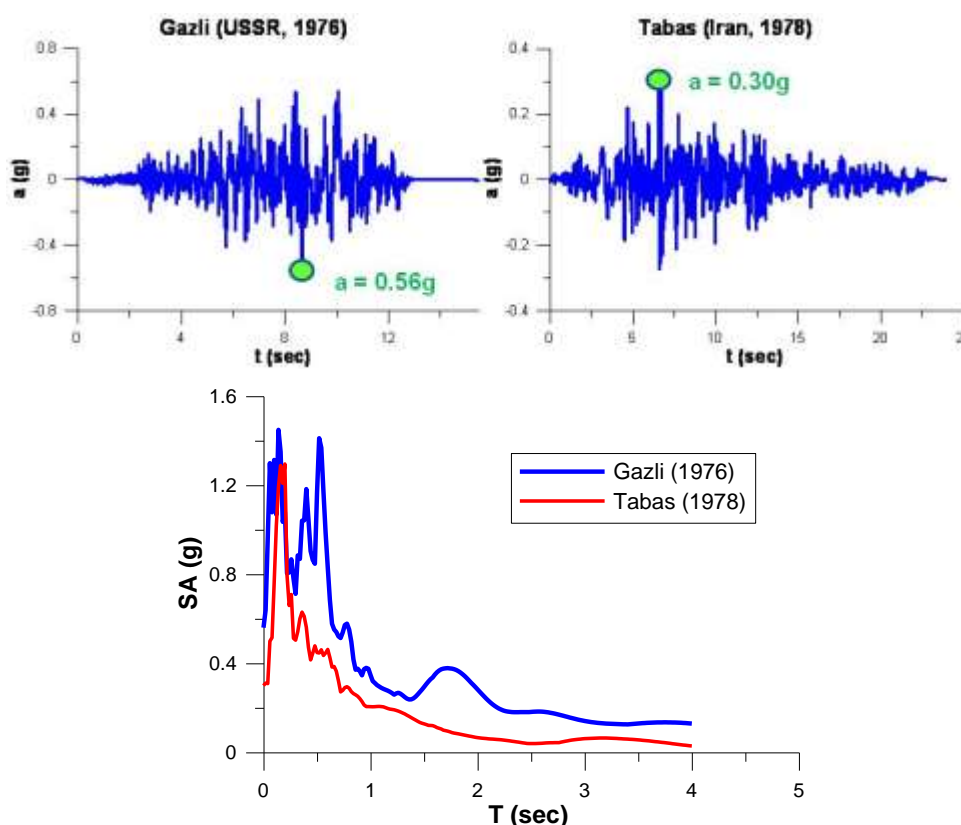


Σχήμα 4.3. Σκαριφηματική απεικόνιση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της διάταξης του πειράματος.

Η αντοχή σε εφελκυσμό και η ακαμψία του οπλισμού είναι εξαιρετικά ανισότροπη και κατά μήκος της εγκάρσιας διεύθυνσης είναι επτά φορές λιγότερο άκαμπτο. Η αντοχή σε εφελκυσμό είναι ίση με $T_{ult} = 0.12 \text{ kN/m}$ και η ακαμψία ισούται με $K = 8.3 \text{ kN/m/m}$. Οι οπλισμοί και στα δυο πρανά έχουν ομοιόμορφο μήκος καθ' ύψος και ίσο με $L = 0.9H$ και $L = 0.7H$ στο αριστερό πρανές (αποκαλούμενο Βόρειο πρανές-north slope) και δεξι πρανές (αποκαλούμενο Νότιο

πρανές-south slope), αντιστοίχως. Στο Σχήμα 4.3 απεικονίζεται η κατανομή της επιμήκυνσης του οπλισμού όπου και φαίνεται πως η κατακόρυφη απόσταση των οπλισμών είναι ίση με 2cm.

Το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελείται από ομοιόμορφη διαβαθμισμένη ξηρή άμμο με σχετική πυκνότητα ίση με 75%, γωνία εσωτερικής τριβής ίση με $\phi=42.5^\circ$ και ειδικό βάρος εδάφους $\gamma=16.2 \text{ kN/m}^3$. Το προσομοίωμα υποβλήθηκε σε μια σειρά ισχυρών διεγέρσεων των σεισμικών καταγραφών (Nova -Roessing and Sitar, 1999, 2006): Imperial Valley (Η.Π.Α., 1940), San Fernando (Η.Π.Α., 1971), Gazli (Ρωσία, 1976), Tabas (Ιράν, 1978), Loma Prieta (Η.Π.Α., 1989) και Kobe (Ιαπωνία, 1995). Η συγκεκριμένη μελέτη εστιάζει στη διερεύνηση της απόκρισης του προσομοιώματος για δυο σεισμικές καταγραφές των Gazli (1976) και Tabas (1978) (Σχήμα 4.4).



Σχήμα 4.4. Χρονοϊστορίες και φάσματα απόκρισης των επιταχυνσιογραφημάτων του Gazli (1976) και του Tabas (1978), που χρησιμοποιήθηκαν ως σεισμικές διεγέρσεις στη βάση του προσομοιώματος με πεπερασμένα στοιχεία.

Τα αποτελέσματα της πειραματικής μελέτης δείχνουν πως η κρίσιμη επιτάχυνση εξαρτάται από την πυκνότητα της επίχωσης. Ακόμη αναφέρεται ότι οι οριζόντιες παραμορφώσεις που παρατηρήθηκαν μειώθηκαν: (α) χρησιμοποιώντας

πυκνότερη επίχωση και πιο άκαμπτους οπλισμούς και (β) επιβάλλοντας στο μοντέλο διέγερση με μικρότερη ένταση και για μικρότερο χρονικό διάστημα και μειώνοντας την κλίση των πρανών του επιχώματος. Τέλος, σε καμία από τις δοκιμές δεν παρατηρήθηκε ρήξη οπλισμού, ενώ οι οπλισμοί τείνουν να «απλώσουν» τις παραμορφώσεις σε όλη την ενισχυμένη ζώνη και δεν συγκεντρώνονται κατά μήκος μιας διακριτής επιφάνειας αστοχίας.

Σε γενικές γραμμές, ακόμα και αν τα υπό εξέταση οπλισμένα εδαφικά πρανή ήταν σχεδιασμένα με την ψευδοστατική μέθοδο σχεδιασμού, δεν θα είχε παρατηρηθεί καμιά σημαντική αστοχία, ακόμη και όταν θα είχαν υποβληθεί σε μια σειρά από έντονες σεισμικές κινήσεις. Όμως, τα αποτελέσματα της πειραματικής διερεύνησης καταρρίπτουν τις παραδοχές της κλασσικής μεθόδου οριακής ισορροπίας που χρησιμοποιείται στην αποτίμηση της ευστάθειας εδαφικών πρανών, αφού σε κανένα από τα προσομοιώματα δεν εμφανίστηκαν διακριτές επιφάνειες αστοχίας. Επίσης, τα μοντέλα δεν παραμορφώνονται σαν στερεά άκαμπτα τμήματα όπως προϋποθέτει η μέθοδος Newmark. Υπό την επίδραση της αυξημένης σεισμικής φόρτισης τα εδαφικά πρανή παραμορφώθηκαν κατά πιο σύνθετο τρόπο. Τα προαναφερθέντα ευρήματα της πειραματικής μελέτης επαληθεύονται με τις παρούσες αριθμητικές αναλύσεις.

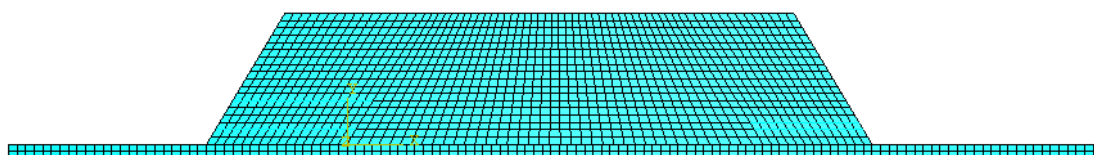
4.3.2. Αριθμητική προσομοίωση του πειράματος

Η αριθμητική ανάλυση πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (2010). Στο Σχήμα 4.5 παρουσιάζεται ο κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων που αναπτύχθηκε για τις δυναμικές αναλύσεις του εξεταζόμενου προσομοιώματος, μετά από ανάλυση ευαισθησίας για την επιλογή της κατάλληλης πυκνότητάς του. Το αριθμητικό προσομοίωμα διακριτοποιήθηκε με τετραπλευρικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης μεγέθους 0.5m x 0.5m. Για την προσομοίωση των γεωσυνθετικών χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία ράβδων, δεδομένου ότι τα γεωσυνθετικά έχουν μόνο αξονική δυσκαμψία ίση με 8.3kN/m/m και η τάση διαρροής ίση με 2.3kN/m². Επίσης, θεωρήθηκε πλήρης συνάφεια μεταξύ του εδάφους και των οπλισμών ενώ για την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους εφαρμόστηκε το κριτήριο διαρροής Mohr-Coulomb με γωνία εσωτερικής τριβής ίση με 42.5° και γωνία διαστολικότητας ίση με 6° , ενώ οι απομένουσες τιμές τους είναι ίσες προς 30° και 0° αντίστοιχα. Οι

απομένουσες τιμές των γωνιών εσωτερικής τριβής και διαστολικότητας θεωρήθηκε ότι αναπτύσσονται για τιμές της πλαστικής διατμητικής παραμόρφωσης μεγαλύτερες ή ίσες με 5%. Το μέτρο ελαστικότητας της άμμου ορίστηκε ίσο με 124MPa οδηγώντας με αυτό τον τρόπο σε ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων είναι ίση με 170m/sec. Εφαρμόστηκε μία μικρή τιμή συνοχής $c=5$ kPa προκειμένου να διασφαλιστεί η ευστάθεια των συμμετρικών πρηνών.

Πίνακας 4.1. Τιμές των ιδιοτήτων του εδαφικού υλικού και του οπλισμού.

Πρηνές	Κλίση (V:H)	Στατικός Συντ. Ασφαλείας FS	Πλήθος οπλισμών	Πυκνότητα επιχώματος (%)	Τύπος οπλισμού	Μήκος οπλισμού (%H)	E (kN/m ²)
North	2:1	1.5	18	75	Tru-Grid sheet	90	8.3
South	2:1	1.5	18	75	Tru-Grid sheet	70	8.3



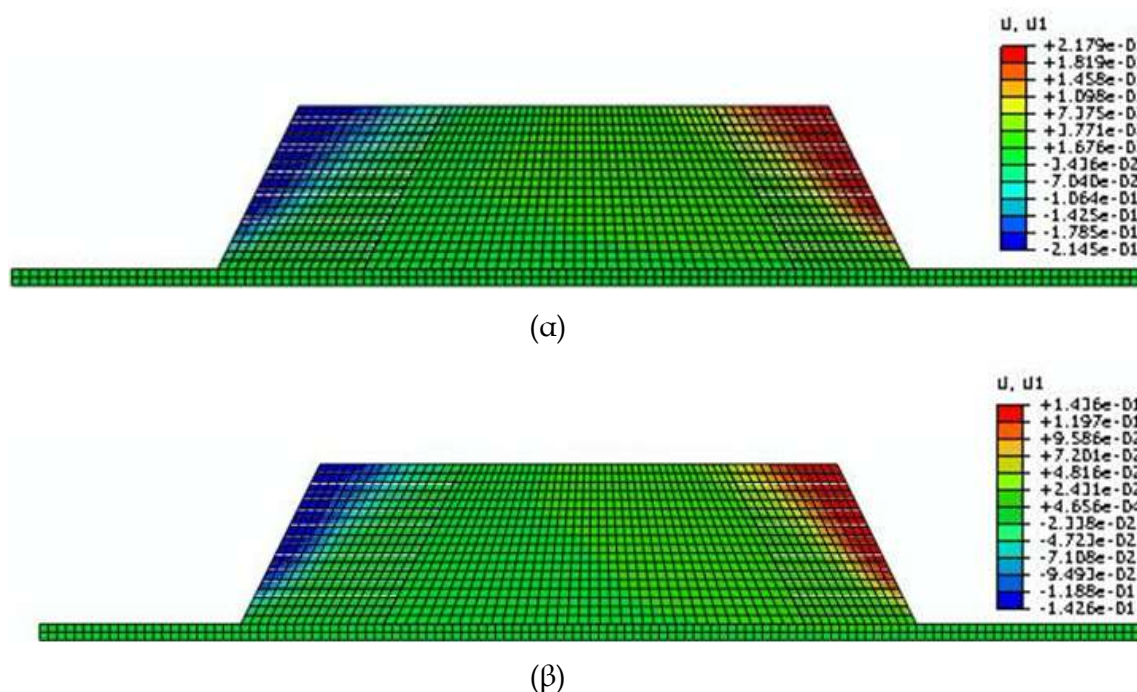
Σχήμα 4.5. Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων, που χρησιμοποιήθηκε στη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος.

4.3.3. Σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων

Πριν την πραγματοποίηση των δυναμικών αναλύσεων προηγήθηκε ανάλυση ιδιοσυχνοτήτων του προσομοιώματος, με την οποία προσδιορίστηκε η κύρια ιδιοπερίοδος του προσομοιώματος. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης, η πρώτη ιδιοπερίοδος του συστήματος είναι ίση με 0.19sec, η οποία είναι παραπλήσια της αντίστοιχης ενός μονοδιάστατου εδαφικού σχηματισμού με αντίστοιχα χαρακτηριστικά. Η δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος πραγματοποιήθηκε για δυο χαρακτηριστικές καταγραφές, που είναι του σεισμού Gazli (1976) και του σεισμού Tabas (1978), που έχουν εντελώς διαφορετικό

συχνотικό περιεχόμενο όπως φαίνεται στα αντίστοιχα φάσματα απόκρισής τους στο Σχήμα 4.4.

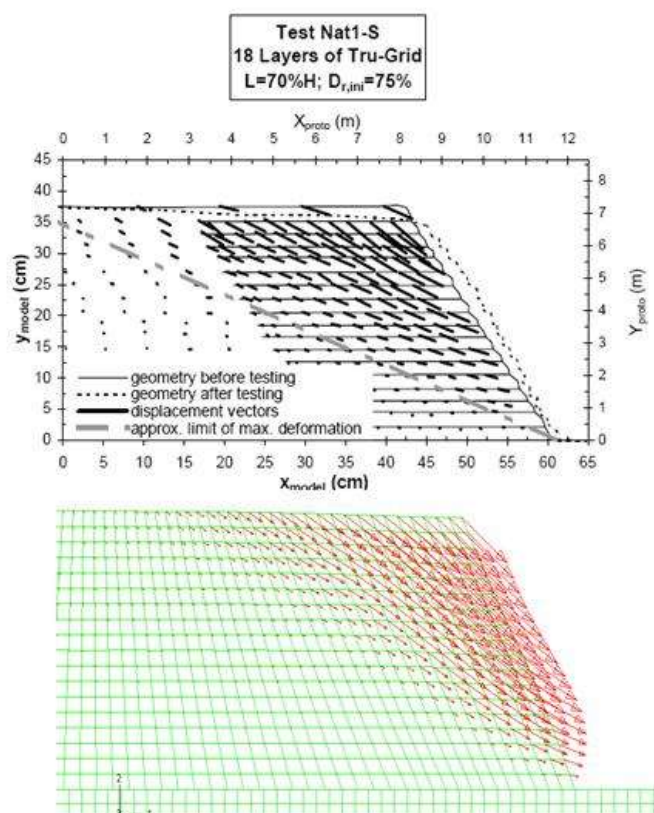
Στο Σχήμα 4.6 αποτυπώνεται η κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για τις σεισμικές καταγραφές Gazli (Σχήμα 4.6α) και Tabas (Σχήμα 4.6β). Για τη σεισμική καταγραφή του Gazli οι τιμές της μετακίνησης για το Βόρειο τμήμα του επιχώματος κυμαίνονται μεταξύ 0.08cm και 0.18cm, ενώ για το Νότιο τμήμα του επιχώματος οι αντίστοιχες τιμές κυμαίνονται από 0.03cm έως 0.18cm. Επίσης, για τη σεισμική καταγραφή Tabas οι τιμές της μετακίνησης για το Βόρειο τμήμα του επιχώματος κυμαίνονται μεταξύ 0.07cm και 0.14cm, ενώ για το Νότιο τμήμα του επιχώματος οι αντίστοιχες τιμές κυμαίνονται από 0.07cm έως 0.12cm.



Σχήμα 4.6. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για τις σεισμικές καταγραφές Gazli (α) και Tabas (β).

Στο Σχήμα 4.7 απεικονίζεται η συνολική μόνιμη διανυσματική μετατόπιση του πρανούς Nat1-S (με μήκος οπλισμού 70%H) για την καταγραφή από τον σεισμό του Gazli, όπως προέκυψε από τη πειραματική δοκιμή και από τη παρούσα αριθμητική ανάλυση. Παρατηρείται ότι αν και η μέγιστη τιμή της μόνιμης μετακίνησης δεν παρατηρείται στην ίδια θέση καθ' ύψος του πρανούς, η θεώρηση μίας ευθύγραμμης επιφάνειας που καθορίζει την ζώνη ανάπτυξης μόνιμων μετακινήσεων ισχύει και για τις δύο περιπτώσεις. Τα Σχήματα 4.8 και 4.9 απεικονίζουν τις παραμένουσες σεισμικές μετακινήσεις όπως υπολογίστηκαν καθ'

ύψος του πρανούς για τις περιπτώσεις των δύο καταγραφών από τα πειραματικά δεδομένα και από τις αριθμητικές αναλύσεις.

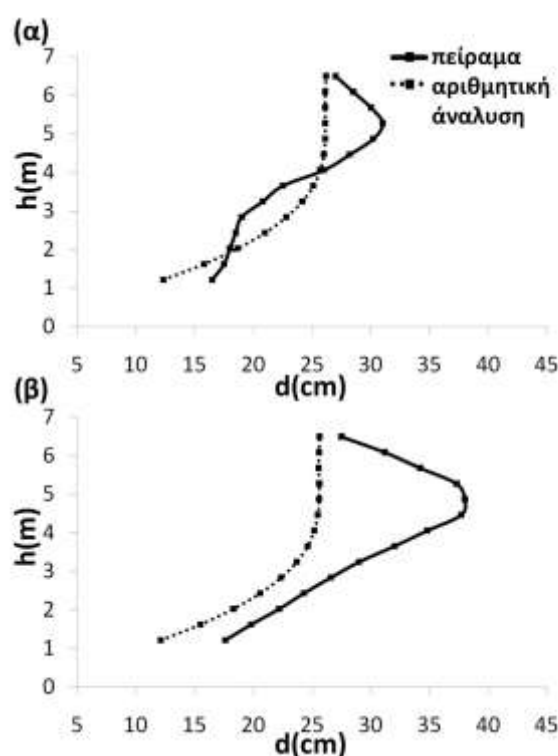


Σχήμα 4.7. Τελικές μετακινήσεις (καταγραφή Gazli), που προκύπτει από τις πειραματικές δοκιμές και την αριθμητική ανάλυση.

Όπως μπορεί να παρατηρηθεί, η κατανομή των μόνιμων μετακινήσεων παρουσιάζει σημαντική απόκλιση για τις δύο συγκρινόμενες μεθοδολογίες. Εν γένει οι διαφορές μπορούν να αποδοθούν στις παραδοχές της αριθμητικής προσομοίωσης, όπως π.χ. στη προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους και της συνάφειας στη διεπιφάνεια οπλισμού-εδάφους. Είναι προφανές όμως ότι υπάρχει μια αρκετά καλή συμφωνία των αποτελεσμάτων, καθώς τουλάχιστον ποιοτικά οι μετακινήσεις είναι της ίδιας τάξης μεγέθους.

Εν γένει, η κατανομή των παραμορφώσεων δεν παρουσιάζει την ίδια μορφή, δηλαδή η μέγιστη τιμή της παραμόρφωσης παρατηρείται σε μεγαλύτερο βάθος για τις περιπτώσεις των αριθμητικών αναλύσεων σε σχέση με τα πειραματικά αποτελέσματα. Επίσης, μέσω των αριθμητικών αναλύσεων επιβεβαιώνεται το εύρημα των σχετικών πειραμάτων ότι οι οπλισμοί τείνουν να «απλώσουν» τις παραμορφώσεις σε όλη την ενισχυμένη ζώνη και δεν συγκεντρώνονται κατά μήκος

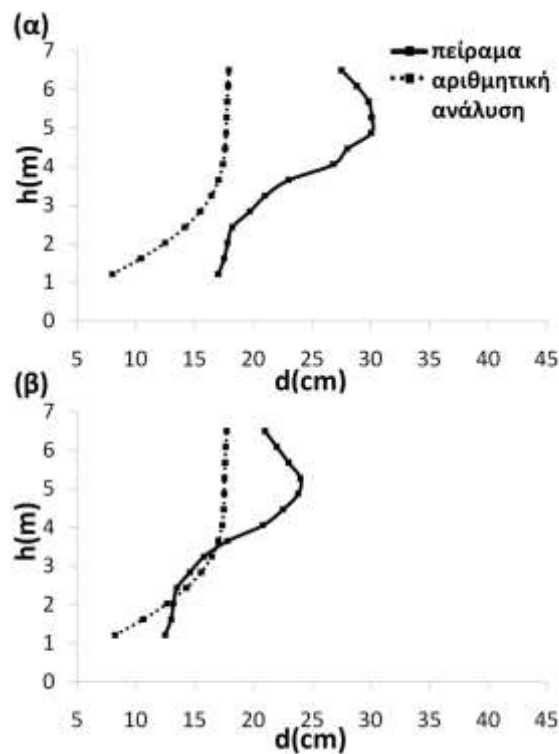
μιας διακριτής επιφάνειας αστοχίας. Στο Σχήμα 4.10 παρουσιάζονται οι ισομεγέθεις των πλαστικών παραμορφώσεων που προέκυψαν από τις δυναμικές αναλύσεις και συγκρίνονται με τις αντίστοιχες κυκλικές επιφάνειες αστοχίας που υπολογίζονται από τις ψευδοστατικές αναλύσεις με την μέθοδο οριακής ισορροπίας. Είναι εμφανές ότι τα αποτελέσματα της έρευνας δεν υποστηρίζουν τα αποτελέσματα των μεθόδων της οριακής ισορροπίας.



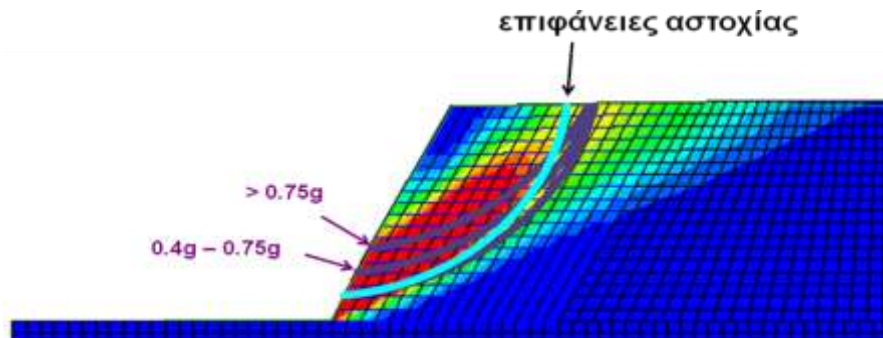
Σχήμα 4.8. Παραμένουσα σεισμική μετακίνηση καθ' ύψος του πρανούς για την περίπτωση της σεισμικής καταγραφής Gazli και για μήκος οπλισμών ίσο με 70%H (α) και 90%H (β).

Τα οπλισμένα πρανά δείχνουν να παραμορφώνονται κατά τρόπο πλαστικό υπό την επίδραση της σεισμικής φόρτισης, δείχνοντας ότι πιθανώς η μέθοδος των μόνιμων παραμορφώσεων μπορεί να είναι καταλληλότερη για την εκτίμηση της ευστάθειας έναντι της ψευδοστατικής μεθόδου. Για τον λόγο αυτόν εφαρμόστηκε στο εξεταζόμενο προσομοίωμα και η μέθοδος μόνιμων παραμορφώσεων που περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα. Η μόνιμη μετακίνηση λόγω επιβολής του σεισμού Gazli προέκυψε ίση με 17cm και 22cm για το κάθε πρανές, ενώ οι αντίστοιχες τιμές για τον σεισμό Tabas είναι 11.1cm και 10.3cm. Συγκρίνοντας τις τιμές αυτές με τα αποτελέσματα στα Σχήματα 4.8 και 4.9 είναι προφανές ότι δεν

επιτυγχάνεται ταύτιση των αποτελεσμάτων. Επίσης, η μέθοδος Newmark υστερεί έναντι της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, αφού δεν μπορεί να υπολογίσει την καθ' ύψος κατανομή των μετακινήσεων και τις ζώνες πλαστικών παραμορφώσεων. Παρόλα αυτά η εκτίμηση της ευστάθειας μέσω της μεθόδου των μόνιμων παραμορφώσεων θεωρείται ότι είναι συγκριτικά ακριβής, καθώς για τις αντίστοιχες περιπτώσεις οι ψευδοστατικές αναλύσεις δίνουν συντελεστή ασφαλείας μεγαλύτερο της μονάδας.



Σχήμα 4.9. Παραμένουσα σεισμική μετακίνηση καθ' ύψος του πρηνούς για την περίπτωση της σεισμικής καταγραφής Tabas και για μήκος οπλισμών ίσο με : 70%H (α), και 90%H (β).



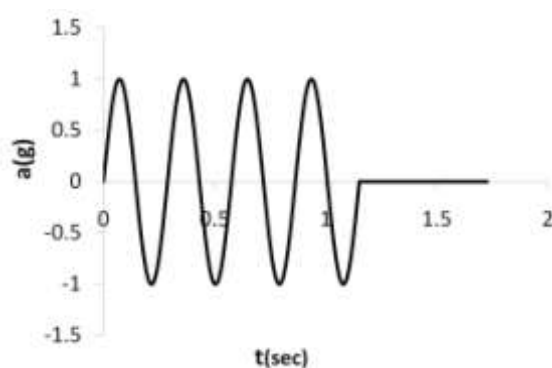
Σχήμα 4.10. Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων μετά το πέρας της σεισμικής φόρτισης και κυκλικές επιφάνειες αστοχίας από ψευδοστατικές αναλύσεις.

4.3.4. Πρόσθετη αριθμητική διερεύνηση

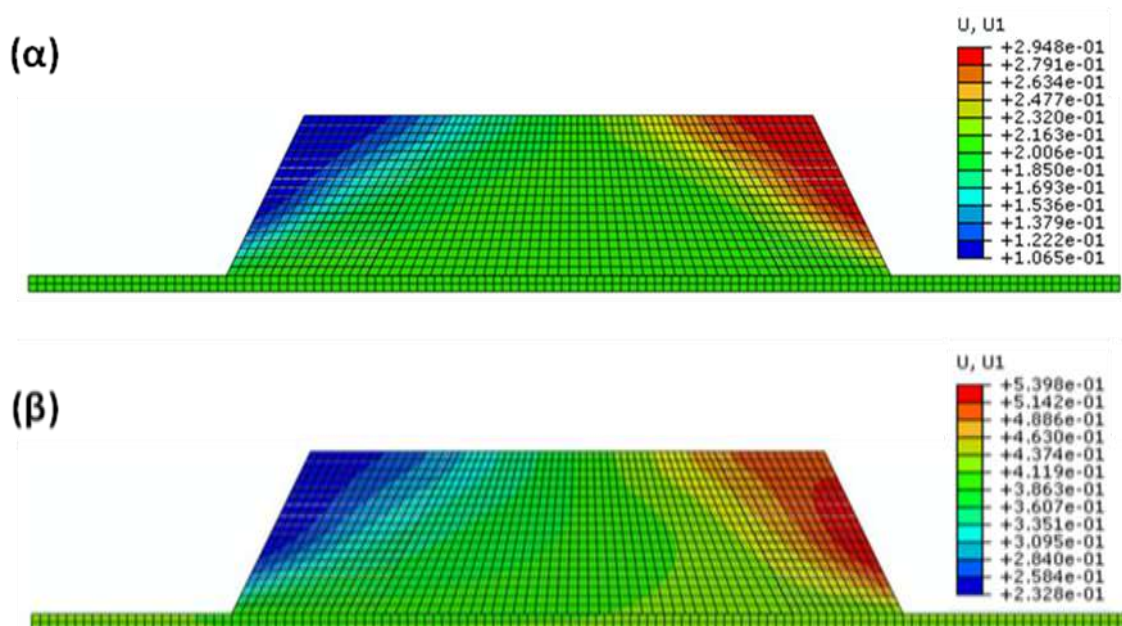
Στη συνέχεια διερευνήθηκε η δυναμική απόκριση του προσομοιώματος εφαρμόζοντας στη βάση του αρμονική φόρτιση, δηλαδή επιβαλλόμενη επιτάχυνση ημιτονοειδούς μορφής με περίοδο T ίση με 0.29 sec και τέσσερις κύκλους φόρτισης όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.11. Τέτοιου είδους χρονοϊστορίες χρησιμοποιούνται συνήθως σε δυναμικές αναλύσεις δεδομένου ότι τα αποτελέσματα των αρμονικών διεγέρσεων παρέχουν μια καλύτερη εικόνα σε βασικά χαρακτηριστικά απόκρισης, ειδικά σε αναλυτικούς υπολογισμούς. Το εύρος της ημιτονοειδούς διέγερσης ήταν 1.73 sec με μέγιστες τιμές επιταχύνσεων 0.4g (3.92m/s^2) και 0.8g (7.85m/s^2). Μετά από δοκιμές επιλέχθηκε οι κύκλοι φόρτισης να είναι τέσσερις, αφού μεγαλύτερος αριθμός κύκλων δεν διαφοροποιεί τα αποτελέσματα.

Μετακινήσεις και πλαστικές παραμορφώσεις

Στο Σχήμα 4.12 παρουσιάζεται η συνολική διανυσματική μετακίνηση (μόνιμες μετατοπίσεις) για το Νότιο και Βόρειο τμήμα του επιχώματος για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και 0.8g. Είναι εμφανές ότι κατά τη διάρκεια της διέγερσης και τα δύο τμήματα αποκτούν ένα παρόμοιο μοτίβο και για τις δυο τιμές των επιταχύνσεων. Η κλίση της ζώνης αστοχίας δε φαίνεται να επηρεάζεται δραστικά από την αύξηση της επιτάχυνσης. Αυτό εύκολα επιβεβαιώνεται από το Σχήμα 4.15 όπου απεικονίζονται οι ισουψείς των πλαστικών διατμητικών παραμορφώσεων. Οι πλαστικές παραμορφώσεις κατανομονται σε μια ευρεία ζώνη, υποδεικνύοντας πως δεν μπορεί να μορφοποιηθεί μια διακριτή επιφάνεια αστοχίας (όπως στη ψευδοστατική μέθοδο που χρησιμοποιείται συνήθως στην πράξη). Το σχήμα της εδαφικής μάζας που αστόχησε φαίνεται σχηματικά σαν μια τριγωνική σφήνα.

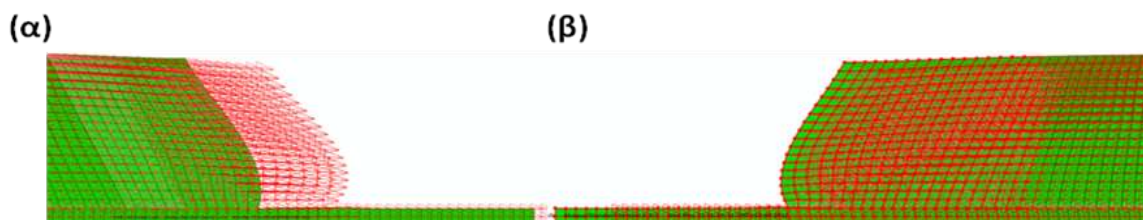


Σχήμα 4.11. Χρονοϊστορία της ημιτονοειδούς επιτάχυνσης.

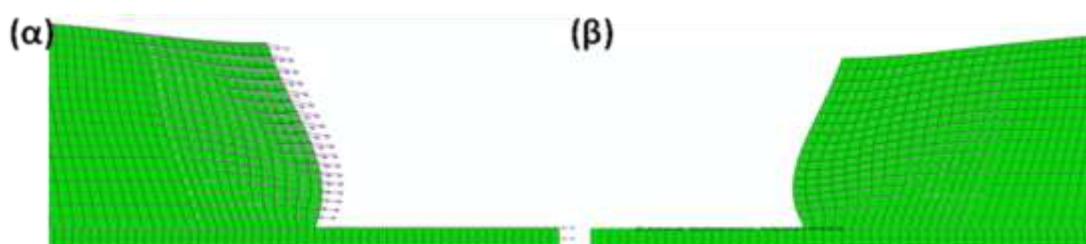


Σχήμα 4.12. Κατανομή της συσσωρευμένης οριζόντιας μετακίνησης για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g (α) , και 0.8g (β).

Στα Σχήματα 4.13 και 4.14 παρουσιάζεται η συνολική διανυσματική μετακίνηση (α) του Νότιου τμήματος του επιχώματος και (β) του Βόρειου τμήματος του επιχώματος για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και 30.8g αντιστοίχως, όπου είναι παρεμφερείς.



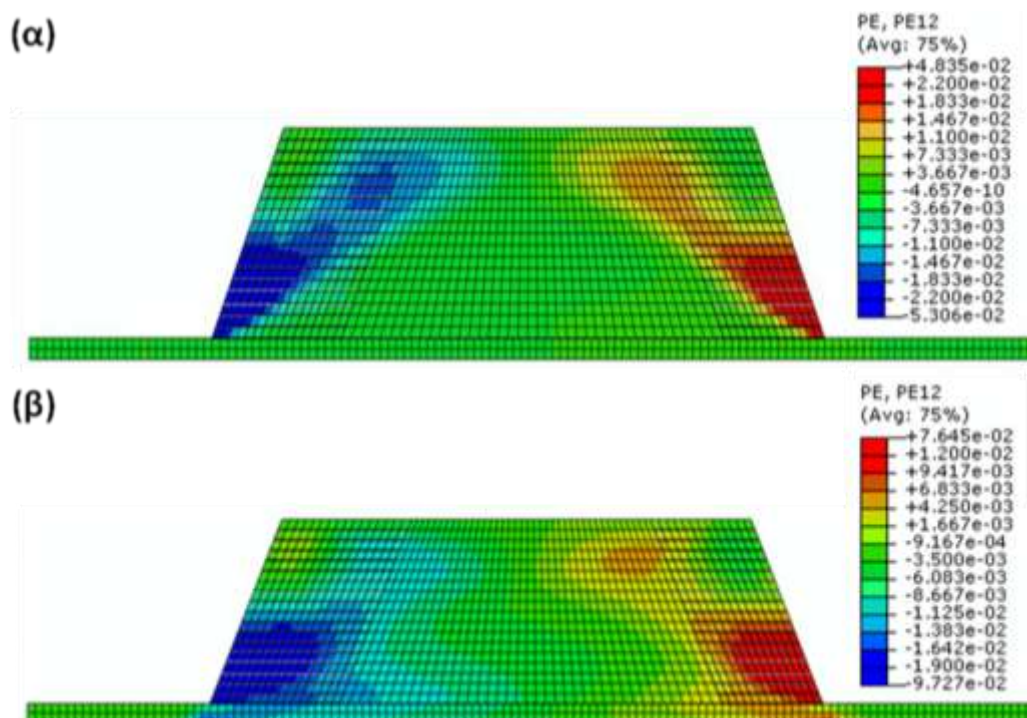
Σχήμα 4.13. Η συνολική διανυσματική μετακίνηση του Νότιου τμήματος του επιχώματος (α) και του Βόρειου τμήματος του επιχώματος (β) για μέγιστη επιτάχυνση 0.8g.



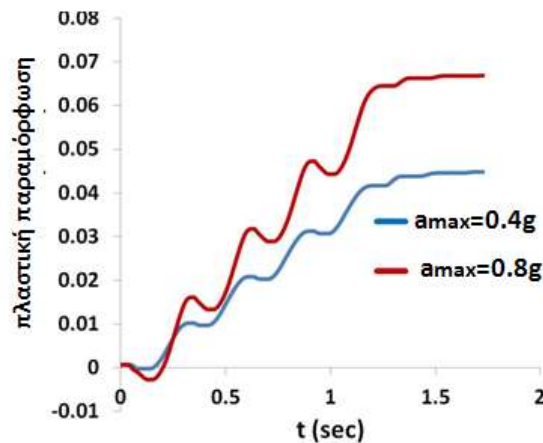
Σχήμα 4.14. Η συνολική διανυσματική μετακίνηση για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g του Νότιου τμήματος του επιχώματος (α) και του Βόρειου τμήματος του επιχώματος (β).

Στο Σχήμα 4.16 απεικονίζεται η σύγκριση της ιστορίας της αθροιστικής πλαστικής διατμητικής παραμόρφωσης του Νότιου πρανούς (κόμβος κοντά στην επιφάνεια) για τα δυο εξεταζόμενα επίπεδα επιτάχυνσης, όπου η αύξηση εμφανίζεται (με υψηλότερες τιμές για 0.8g) στο τέλος του κάθε κύκλου της επιβαλλόμενης αρμονικής διέγερσης. Εύκολα αποδεικνύεται πως η αύξηση της επιτάχυνσης έχει ως αποτέλεσμα: (α) την αύξηση της αθροιστικής πλαστικής παραμόρφωσης για κάθε κύκλο διέγερσης και (β) την αύξηση των μόνιμων παραμορφώσεων. Οι τρέχουσες διαπιστώσεις βρίσκονται σε συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα των Nova- Roessing & Sitar (1999, 2006).

Επίσης, η παρούσα έρευνα συμφωνεί με τα ευρήματα της εν λόγω πειραματικής μελέτης, αφού διαπιστώθηκε ότι οι χαμηλές εντάσεις διέγερσης σχετίζονται με μικρότερες οριζόντιες παραμορφώσεις και ότι η ενίσχυση που βρίσκεται σε κάθε στρώση τείνει να μεγαλώσει την επιφάνεια ανάπτυξης των παραμορφώσεων κατά μήκος όλης της ενισχυμένης ζώνης και δεν επιτρέπουν τον εντοπισμό τους κατά μήκος μιας διακριτής επιφάνειας αστοχίας. Με βάση τα προαναφερθέντα είναι προφανές ότι οι βασικές προϋποθέσεις της οριακής σεισμικής μεθόδου ισορροπίας δεν υποστηρίζονται από τα αποτελέσματα της πειραματικής και της αριθμητικής έρευνας, οι οποίες παρέχουν ρεαλιστικότερα και πιο αξιόπιστα αποτελέσματα.



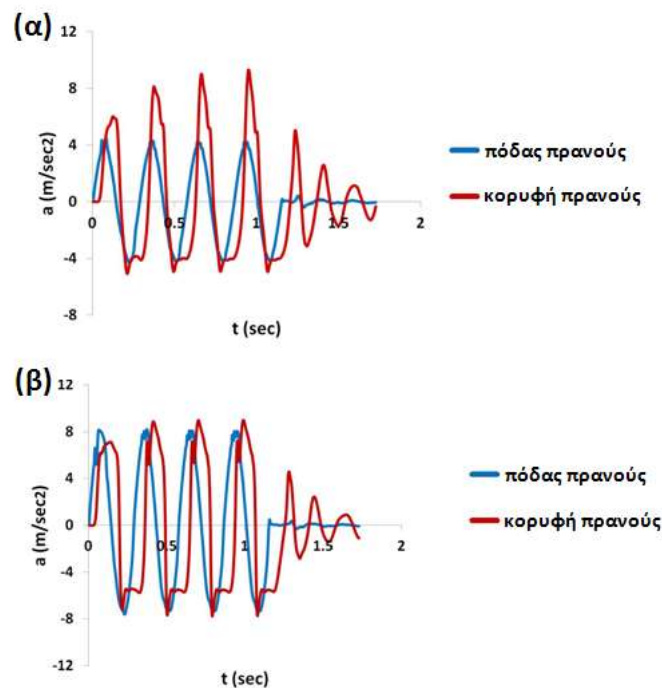
Σχήμα 4.15. Κατανομή των μόνιμων πλαστικών παραμορφώσεων για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g (α) και 0.8g (β).



Σχήμα 4.16. Χρονοϊστορία των αθροιστικών πλαστικών διατμητικών παραμορφώσεων για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και 0.8g.

Κατανομή επιταχύνσεων

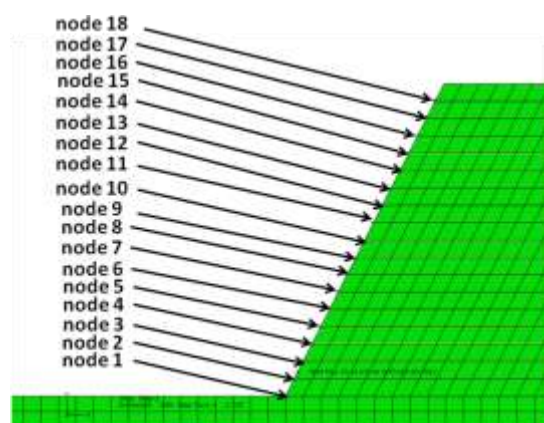
Όπως είναι γενικά γνωστό και όπως διαπιστώθηκε από τους Nova- Roessing and Sitar (1999, 2006) για το εξεταζόμενο πείραμα, ανάλογα με την πυκνότητα του εδάφους παρατηρείται ενίσχυση (amplification) της εδαφικής κίνησης, ειδικά για χαμηλά επίπεδα σεισμικής έντασης, ενώ για υψηλά, επίπεδα σεισμικής διέγερσης μπορεί να παρατηρηθεί απομείωση (de-amplification) της έντασης (σε τιμές μέγιστων επιταχύνσεων βάσης και κορυφής της γεωκατασκευής).



Σχήμα 4.17. Χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στο χαμηλότερο δεξι άκρο του δεξιού (south) πρανούς και στην πάνω γωνία της κορυφής του δεξιού (south) πρανός για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g (α) και 0.8g (β).

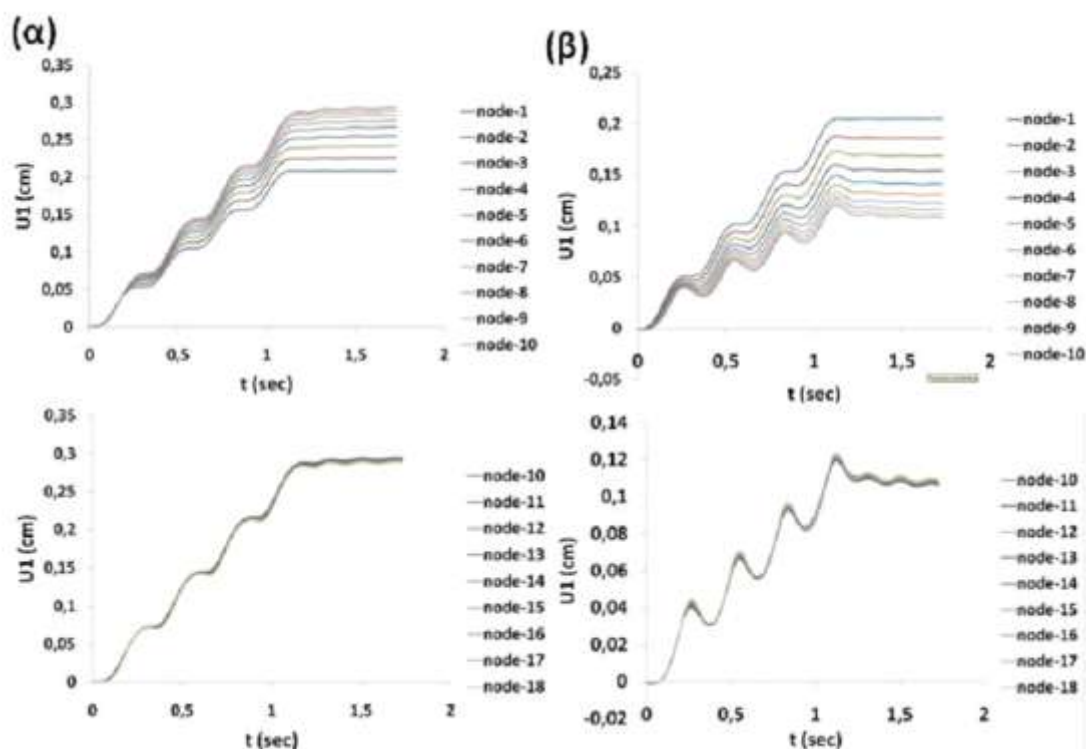
Στο Σχήμα 4.17 απεικονίζεται η ενίσχυση της διέγερσης που εφαρμόστηκε όπως υπολογίστηκε από την αριθμητική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία, όπου αποτυπώνεται η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στο χαμηλότερο σημείο του πόδα και στην πάνω γωνία της κορυφής του «Νότιου» πρανές για τις δυο εξεταζόμενες τιμές επιτάχυνσης. Η ενίσχυση των επιπέδων της επιτάχυνσης παρατηρείται μόνο για την περίπτωση της μικρότερης σεισμικής έντασης (0.4g), ενώ για υψηλά επίπεδα επιτάχυνσης (0.8g) δεν παρατηρείται κάποια ενίσχυση.

Στη συνέχεια, αναλύονται οι χρονοϊστορίες τόσο της αθροιστικής ολίσθησης, όσο και της οριζόντιας επιτάχυνσης για τους δεκαοκτώ κόμβους ξεχωριστά του «Νότιου» και «Βόρειου» τμήματος του επιχώματος και για επιτάχυνση ίση με 0.4g. Η αρίθμηση των δεκαοκτώ κόμβων ξεκινάει από τη βάση προς την κορυφή του επιχώματος και αναγράφεται στο Σχήμα 4.18.

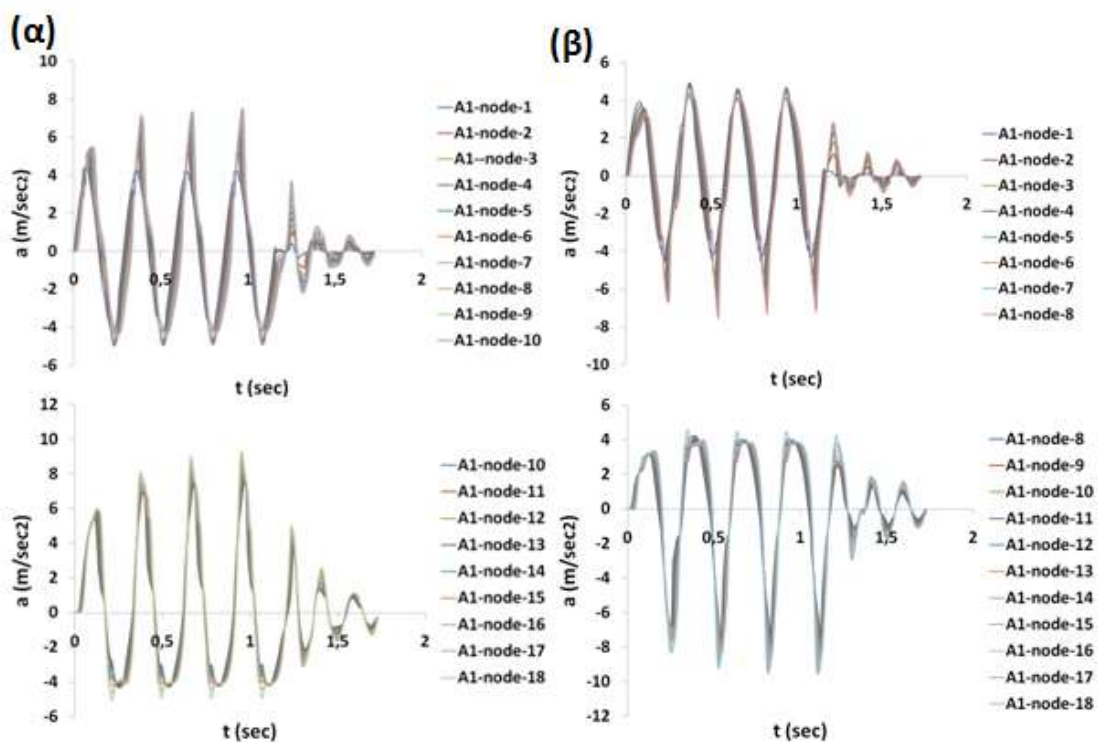


Σχήμα 4.18. Αρίθμηση των κόμβων του «Βόρειου» τμήματος του επιχώματος.

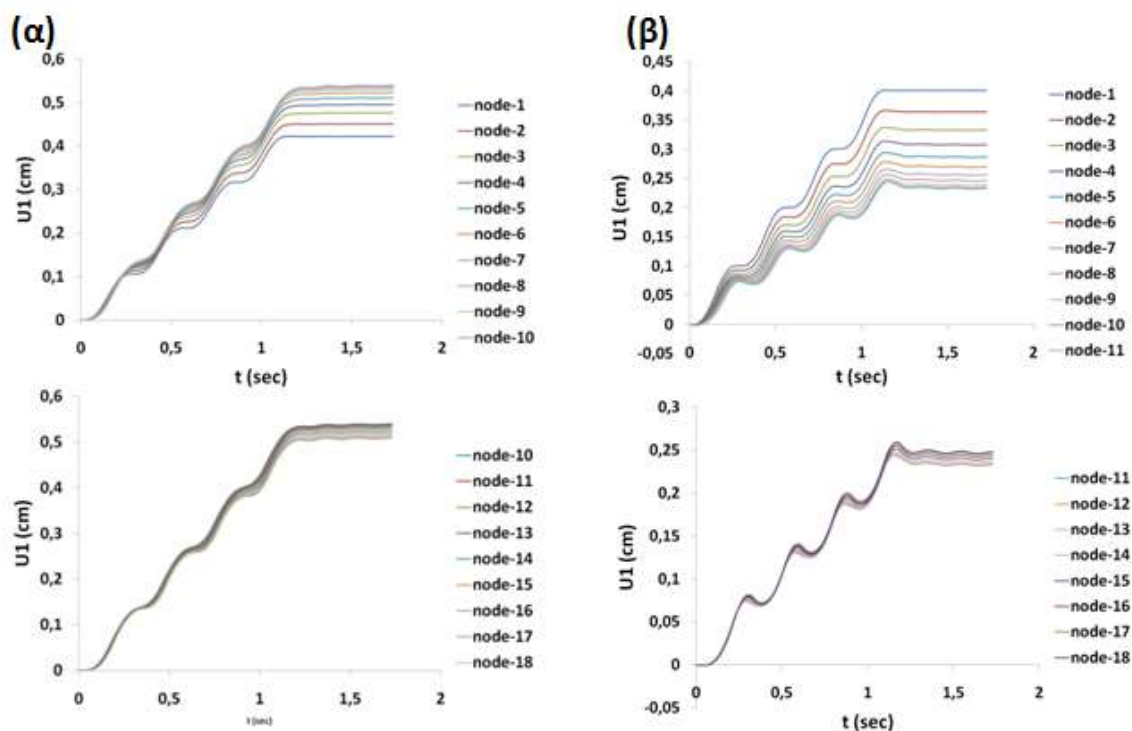
Όπως φαίνεται από το Σχήμα 4.19 οι τιμές της μετακίνησης για το Βόρειο τμήμα του επιχώματος κυμαίνονται μεταξύ 0.18cm και 0.08cm, ενώ για το Νότιο τμήμα του επιχώματος οι αντίστοιχες τιμές κυμαίνονται από 0.18cm και 0.31cm. Επίσης διαπιστώνεται πως στο «Νότιο» τμήμα η παραμένουσα μετακίνηση αυξάνεται από τον κόμβο 1 στον κόμβο 10, ενώ το αντίθετο συμβαίνει στο «Βόρειο» τμήμα όπου η παραμένουσα μετακίνηση μειώνεται από τον κόμβο 1 στον κόμβο 10, γεγονός που συμβαίνει και όταν επιβάλλεται επιτάχυνση ίση με 0.8g όπου αποτυπώνεται στο Σχήμα 4.21.



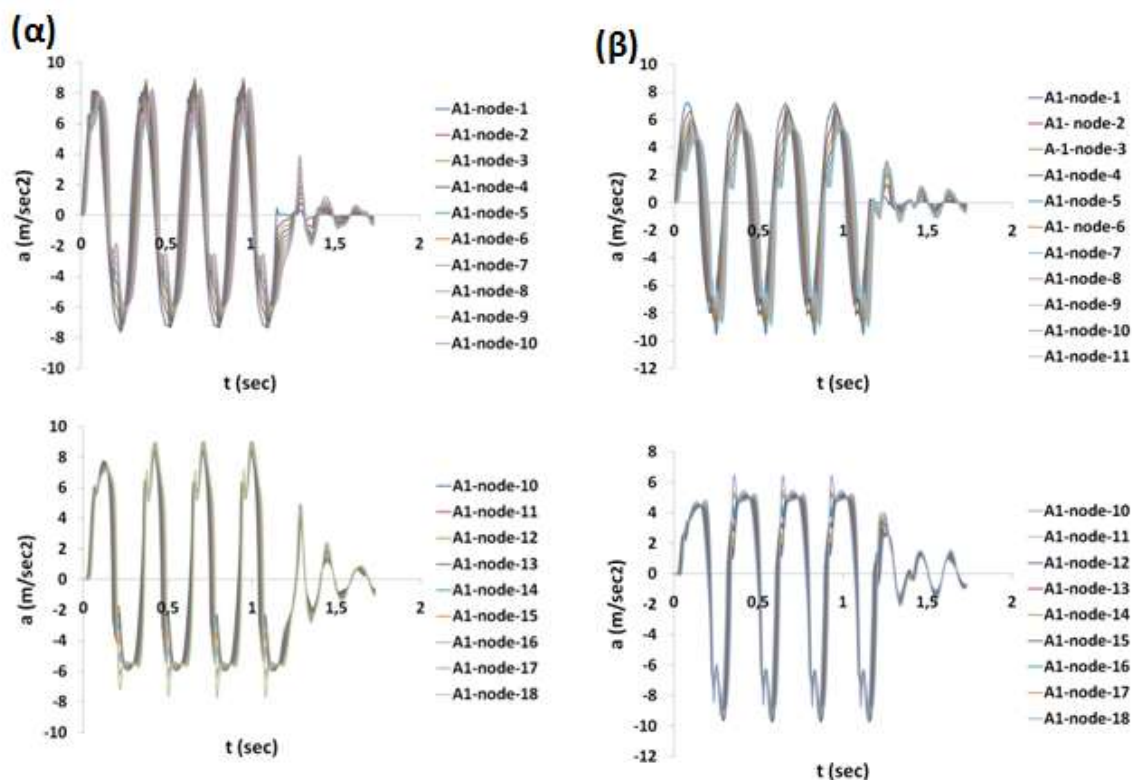
Σχήμα 4.19. Χρονοϊστορίες της αθροιστικής ολίσθησης του «Νότιου» (α) και του «Βόρειου» (β) τμήματος του επιχώματος για επιβαλλόμενη επιτάχυνση ίση με 0.4g.



Σχήμα 4.20. Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του «Νότιου» (α) και του «Βόρειου» (β) τμήματος του επιχώματος για επιβαλλόμενη επιτάχυνση ίση με 0.4g.



Σχήμα 4.21. Χρονοιστορίες της αθροιστικής ολισθήσης του «Νότιου» (α) και του «Βόρειου» (β) τμήματος του επιχώματος για επιβαλλόμενη επιτάχυνση ίση με 0.8g.



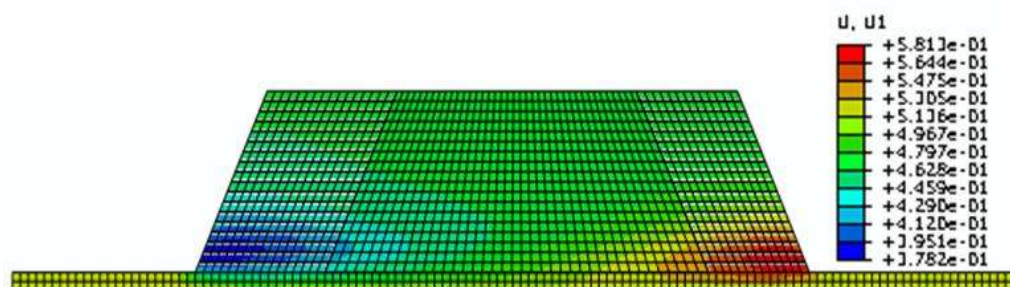
Σχήμα 4.22. Χρονοιστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του «Νότιου» (α) και του «Βόρειου» τμήματος του επιχώματος για επιβαλλόμενη επιτάχυνση ίση με 0.8g.

Επιπλέον βάσει του Σχήματος 4.20 όπου παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της οριζόντιας επιτάχυνσης για κάθε κόμβο ξεχωριστά για επιβαλλόμενη επιτάχυνση ίση με $0.4g$, παρατηρείται πως οι τιμές της οριζόντιας επιτάχυνσης για τους κόμβους του «Νότιου» τμήματος του επιχώματος είναι μεγαλύτερες εν συγκρίσει με τις αντίστοιχες τιμές της οριζόντιας επιτάχυνσης των κόμβων που αντιστοιχούν στο «Βόρειο» τμήμα του επιχώματος, γεγονός που ισχύει και στην περίπτωση που επιβάλλεται επιτάχυνση ίση με $0.8g$ που φαίνεται στο Σχήμα 4.22.

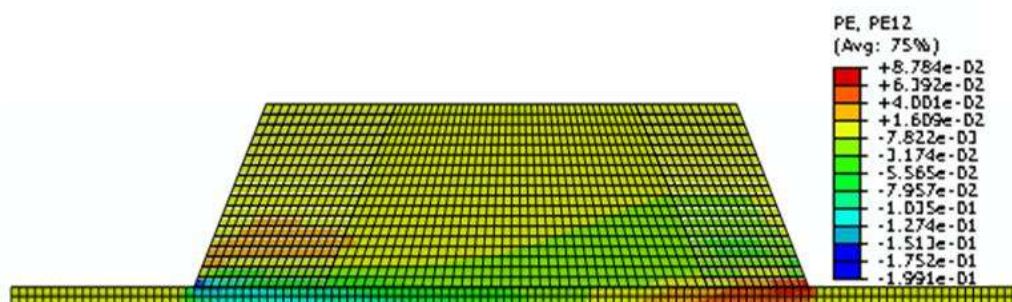
Επίδραση του τύπου του εδαφικού υλικού

Αξίζει να σημειωθεί πως όλα τα παραπάνω αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης αναφερόντουσαν σε προσομοίωμα έχοντας ως εδαφικό υλικό την άμμο, δηλαδή σε μη συνεκτικό έδαφος. Γι' αυτόν τον λόγο πραγματοποιήθηκε και μια διερεύνηση για αργιλικά εδάφη τα οποία παρουσιάζουν συνοχή μεταξύ των κόκκων τους, η οποία οφείλεται στις ηλεκτρικές δυνάμεις μεταξύ των αργιλικών πλακιδίων. Στα Σχήματα 4.23 και 4.24 απεικονίζεται η κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης και η κατανομή των μόνιμων πλαστικών παραμορφώσεων για ημιτονοειδή διέγερση με επιτάχυνση ίση με $0.4g$ (α) και $0.8g$ (β) για συνεκτικό τύπο εδάφους. Εύλογα εξάγεται το συμπέρασμα πως και το «Νότιο» και το «Βόρειο» τμήμα του επιχώματος κατά τη διάρκεια της διέγερσης αποκτούν ένα παρόμοιο σχήμα στη συνολική διανυσματική μετακίνηση. Επίσης, οι πλαστικές παραμορφώσεις κατανέμονται σε μία ευρεία ζώνη, γεγονός που υποδηλώνει πως δεν μπορεί να μορφοποιηθεί μία διακριτή επιφάνεια αστοχίας.

Αξίζει να σημειωθεί πως τόσο οι τιμές της συσσωρευμένης μετακίνησης, όσο και οι τιμές των μόνιμων πλαστικών παραμορφώσεων του συνεκτικού εδάφους είναι μεγαλύτερες εν συγκρίσει με τις αντίστοιχες σε μη συνεκτικό έδαφος.



Σχήμα 4.23. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση για συνεκτικά εδάφη.

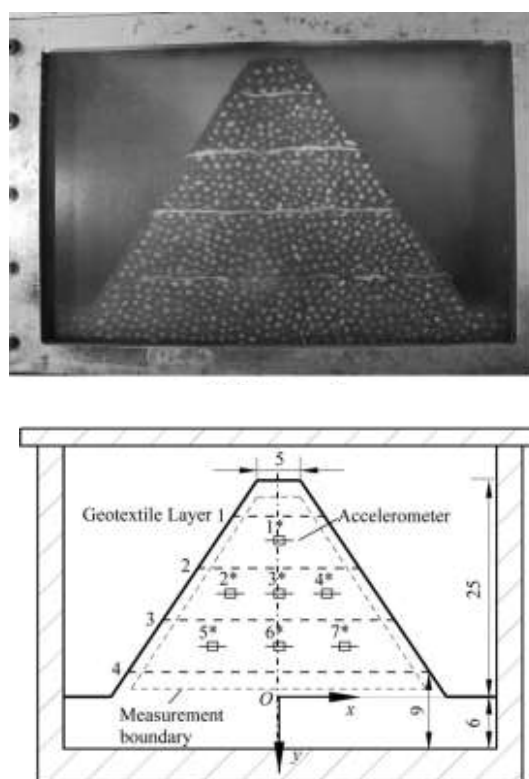


Σχήμα 4.24. Κατανομή των μόνιμων πλαστικών παραμορφώσεων για συνεκτικά εδάφη.

4.4. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΥ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ ΦΥΓΟΚΕΝΤΡΙΣΗΣ ΤΩΝ WANG ET AL.

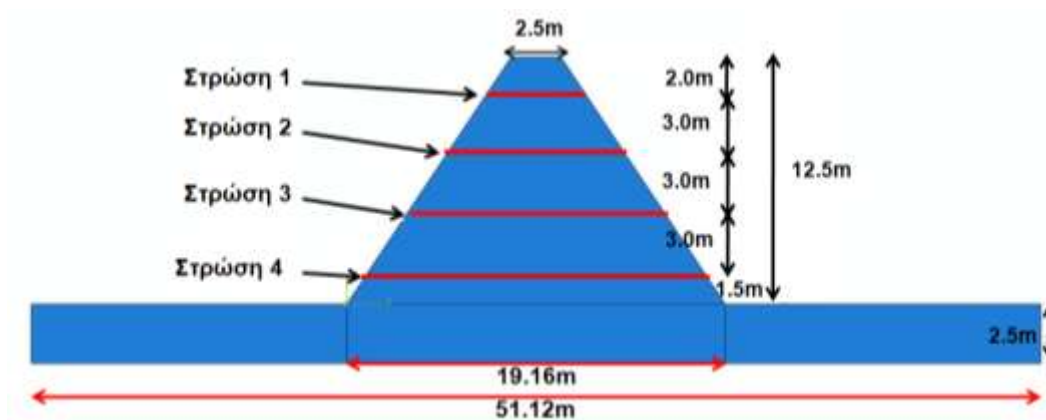
4.4.1. Περιγραφή πειράματος

Στο Πανεπιστήμιο του Tshinghua ένα προσομοίωμα οπλισμένου εδαφικού πρανούς δοκιμάστηκε σε φυγοκεντρίστη- $N=50g$. Το μοντέλο υποβλήθηκε σε αργά αυξανόμενα g επίπεδα μέχρι να επιτευχθεί η αστοχία του. Στα Σχήματα 4.25 και 4.26 απεικονίζεται το σκαρίφημα της διάταξης του εν λόγω πειράματος και τα γεωμετρικά του χαρακτηριστικά.



Σχήμα 4.25. Πειραματική απεικόνιση του οπλισμένου επιχώματος.

Το ύψος του οπλισμένου επιχώματος και του υποβάθρου είναι $H=12.5\text{m}$ και $H=3\text{m}$ αντιστοίχως (σε κλίμακα πρωτοτύπου), ενώ η κλίση του επιχώματος είναι $5V:1H$, δηλαδή η γωνία που σχηματίζεται με το οριζόντιο επίπεδο ισούται με 56° . Το επίχωμα είναι χωρισμένο σε πέντε εδαφικά στρώματα, όπου μεταξύ των εδαφικών στρωμάτων παρεμβάλλεται οπλισμός και πιο συγκεκριμένα γεωφάσμα. Τα γεωφάσματα τοποθετήθηκαν οριζόντια ενώ η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ τους είναι 3m . Για την προσομοίωση του γεωφάσματος χρησιμοποιήθηκε ένας τύπος ιατρικής γάζας πάχους 0.14 mm , με μέτρο ελαστικότητας 40 kN/m και συντελεστή παραμορφωσιμότητας $0.1\%/min$.



Σχήμα 4.26. Σκαριφηματική απεικόνιση της γεωμετρίας του αριθμητικού προσομοιώματος με βάση την πειραματική διάταξη των Wang et al. (2011).

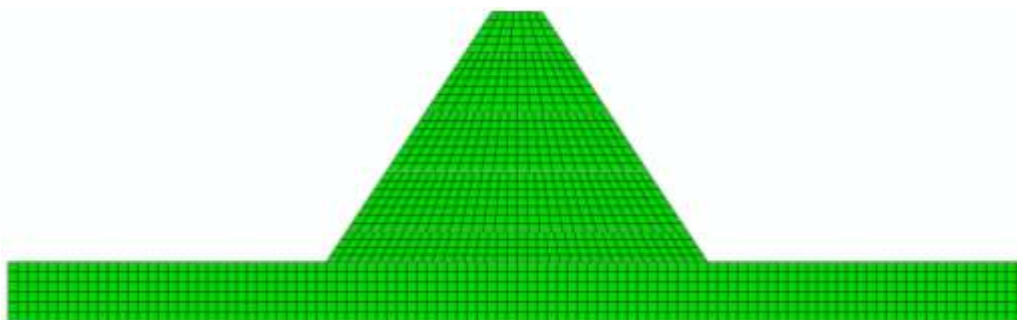
Στο πειραματικό μοντέλο φυγοκεντριστή χρησιμοποιήθηκε συνεκτικό εδαφικό υλικό. Το αργιλικό εδαφικό υλικό του εξεταζόμενου οπλισμένου πρανούς πάρθηκε κατευθείαν από το στρώμα εδάφους του πάρκου του Πεκίνου με όριο πλαστικότητας και όριο υδαρότητας ίσο με 5% και 18% αντίστοιχα. Το ειδικό βάρος του εδαφικού υλικού είναι 2.7 . Ο μέσος όρος μεγέθους κόκκων (d_{50}), το ενεργό μέγεθος κόκκων (d_{10}) και το ελεγχόμενο μέγεθος κόκκων (d_{60}) του εδαφικού υλικού είναι 0.03mm , 0.002mm και 0.04mm αντίστοιχα. Ως ενεργός διάμετρος d_{10} , ορίζεται η διάμετρος από την οποία διέρχεται το 10% του δείγματος. Είναι ιδιαίτερα χρήσιμη καθώς συνδέεται με τη δυνατότητα ροής του νερού μέσα στο έδαφος. Επίσης η βέλτιστη υγρασία του είναι 15.2% με μέγιστη ξηρή πυκνότητα 1.73 Mgr/m^3 και $E=247.42\text{MPa}$. Δεδομένου πως υπήρχαν κάποιες ελλείψεις λεπτομέρειες ως προς τα δεδομένα του συγκεκριμένου πειράματος, τα αριθμητικά προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν δεν ήταν εφικτό να συγκριθούν

με τα αντίστοιχα του πειράματος, όπως έγινε στο πείραμα των Nova-Roessig & Sitar (1999, 2006).

4.4.2. Αριθμητική προσομοίωση του πειράματος

Το λογισμικό των πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (2010) χρησιμοποιήθηκε και πάλι για τη διεξαγωγή της παραμετρικών αριθμητικών αναλύσεων. Στο Σχήμα 4.27 παρουσιάζεται ο κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων που αναπτύχθηκε για τις δυναμικές αναλύσεις του εξεταζόμενου προσομοιώματος. Το αριθμητικό προσομοίωμα διακριτοποιήθηκε με τετραπλευρικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης μεγέθους $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$. Για την προσομοίωση των γεωσυνθετικών χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία ράβδων, δεδομένου ότι τα γεωσυνθετικά έχουν μόνο αξονική δυσκαμψία ίση με 8.3kN/m/m και η τάση διαρροής ίση με 2.3kN/m^2 . Επίσης, θεωρήθηκε πλήρης συνάφεια μεταξύ του εδάφους και των οπλισμών ενώ για την προσομοίωση της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους εφαρμόστηκε το κριτήριο διαρροής Mohr-Coulomb με γωνία εσωτερικής τριβής ίση με 25° και γωνία διαστολικότητας ίση με 0° . Το μέτρο ελαστικότητας της αργίλου ορίστηκε ίσο με 247.42MPa όπως έχει αναφερθεί και στα πειραματικά δεδομένα, ενώ η συνοχή που εφαρμόστηκε είναι ίση με $c=20\text{ kPa}$. Οι ιδιότητες του αργλικού και του αμμώδους αναγράφονται στον Πίνακα 4.2.

Επιπλέον, επειδή δεν δίνονται κάποια συγκεκριμένα στοιχεία για τη σεισμική διέγερση που χρησιμοποιήθηκε στο εν λόγω πείραμα, η δυναμική απόκριση του προσομοιώματος προσδιορίστηκε για αρμονική φόρτιση, δηλαδή επιβαλλόμενη επιτάχυνση ημιτονοειδούς μορφής με τέσσερις κύκλους φόρτισης. Το εύρος της ημιτονοειδούς διέγερσης ήταν 1.73 sec με μέγιστες τιμές επιταχύνσεων $0.4g$ και $0.8g$. Ο κύριος στόχος της συγκεκριμένης αριθμητικής ανάλυσης αποτελεί η διερεύνηση και η σύγκριση της συμπεριφοράς των γεωσυνθετικά οπλισμένων επιχωμάτων που κατασκευάζονται είτε με συνεκτικό έδαφος είτε με μη-συνεκτικό έδαφος.



Σχήμα 4.27. Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων, που χρησιμοποιήθηκε στη δυναμική ανάλυση του προσομοιώματος.

Πίνακας 4.2. Ιδιότητες αργιλικού και αμμώδους εδάφους

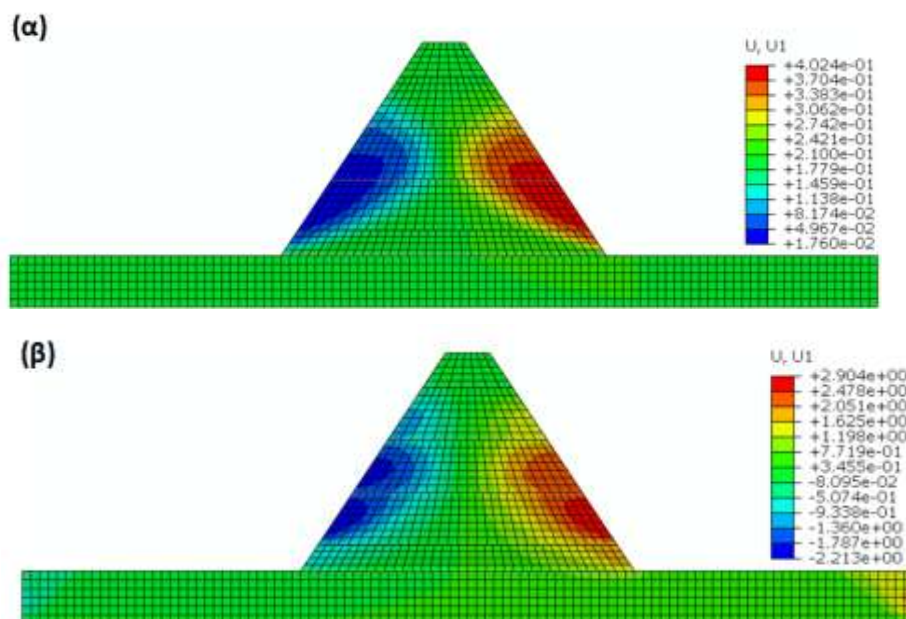
Υλικό	E (kN/m ²)	Συνοχή (kPa)	Γωνία τριβής (°)	Λόγος Poisson (ν)	Πυκνότητα (Mgr/m ³)
άμμος	60x10 ³	0	25°	0.3	1.65
άργιλος	247.42x10 ³	20	25°	0.3	1.79

Μετακινήσεις και πλαστικές παραμορφώσεις

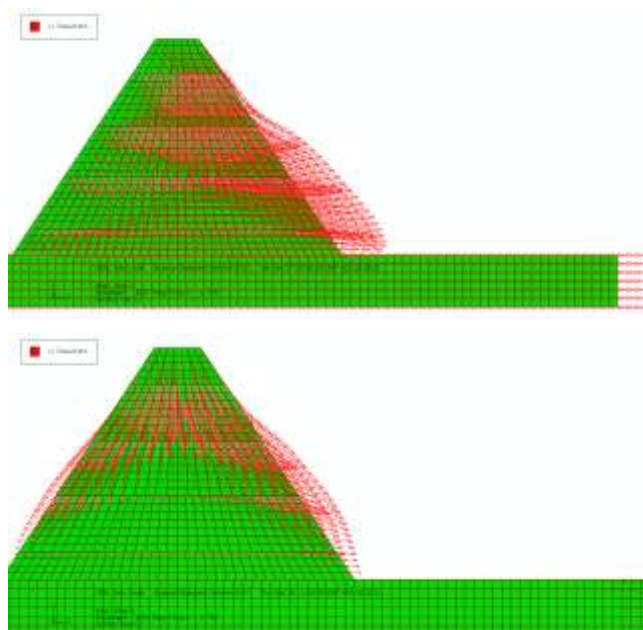
Στο Σχήμα 4.28 παρουσιάζεται η συνολική διανυσματική μετακίνηση (για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g) του επιχώματος που απεικονίζεται στο πέρας της δυναμικής ανάλυσης για το οπλισμένο επίχωμα που είναι κατασκευασμένο με συνεκτικό (αργιλικό) έδαφος (α) και με μη-συνεκτικό (αμμώδες) έδαφος (β). Παρατηρώντας το Σχήμα 4.28 διαπιστώνεται πως τόσο για τα συνεκτικά όσο και για τα μη συνεκτικά εδάφη το αριστερό και το δεξί τμήμα του επιχώματος παρουσιάζει παρόμοιο μοτίβο. Η κλίση της ζώνης αστοχίας φαίνεται πως επηρεάζεται δραστικά από τη συνοχή του εδάφους. Η ζώνη αστοχίας για τα μη-συνεκτικά εδάφη είναι πιο απότομη και ξεκινάει από σημείο που βρίσκεται πιο κοντά στην κορυφή εν συγκρίσει με τη ζώνη αστοχίας για τα συνεκτικά εδάφη που απλώνεται πιο πολύ και καλύπτει από το κέντρο του επιχώματος και προς τα κάτω που είναι η βάση.

Στο Σχήμα 4.29 παρουσιάζεται η συνολική διανυσματική μετακίνηση του επιχώματος για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και για συνεκτικό και μη συνεκτικό έδαφος, όπου παρατηρείται μια σημαντική μεταβολή μεταξύ των τιμών μετατόπισής τους. Είναι φανερό πως: (α) για τα συνεκτικά εδάφη η διανυσματική μετακίνηση καλύπτει όλο το επίχωμα και παρουσιάζεται παραμόρφωση στη δεξιά πλευρά του επιχώματος και (β) για τα μη συνεκτικά εδάφη η διανυσματική

μετακίνηση ξεκινάει από την κορυφή του επιχώματος και επεκτείνεται και στις δυο πλευρές του επιχώματος.



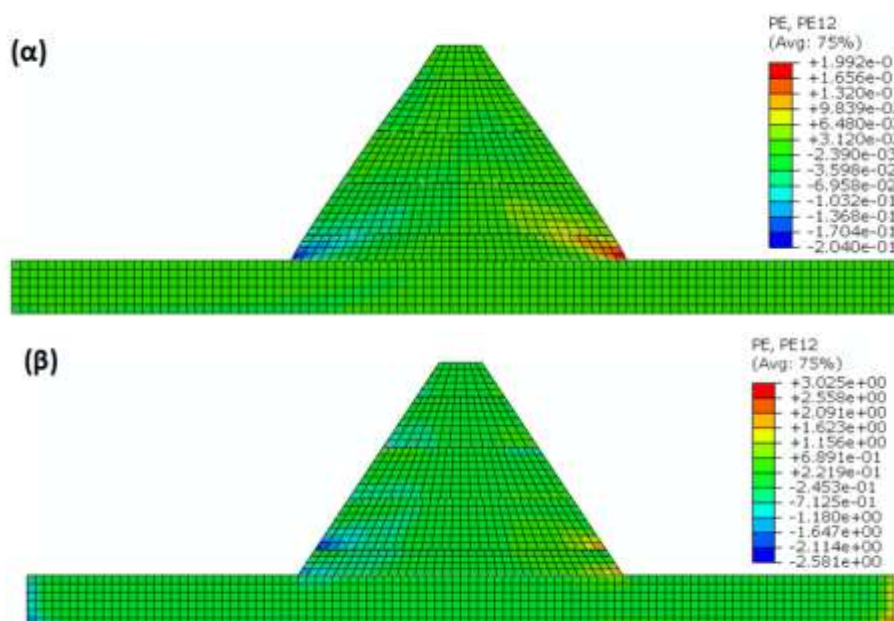
Σχήμα 4.28. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και για συνεκτικό έδαφος (α) και μη συνεκτικό έδαφος (β).



Σχήμα 4.29. Η συνολική διανυσματική μετακίνηση του επιχώματος για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g και για συνεκτικό έδαφος (άργιλος) (α) και μη συνεκτικό έδαφος (άμμος) (β).

Στο Σχήμα 4.30 απεικονίζεται η κατανομή των πλαστικών διατμητικών παραμορφώσεων, όπου εμφανίζονται με μεγαλύτερες τιμές και καταλαμβάνουν

μια ευρύτερη επιφάνεια στην περίπτωση του μη-συνεκτικού οπλισμένου επιχώματος.

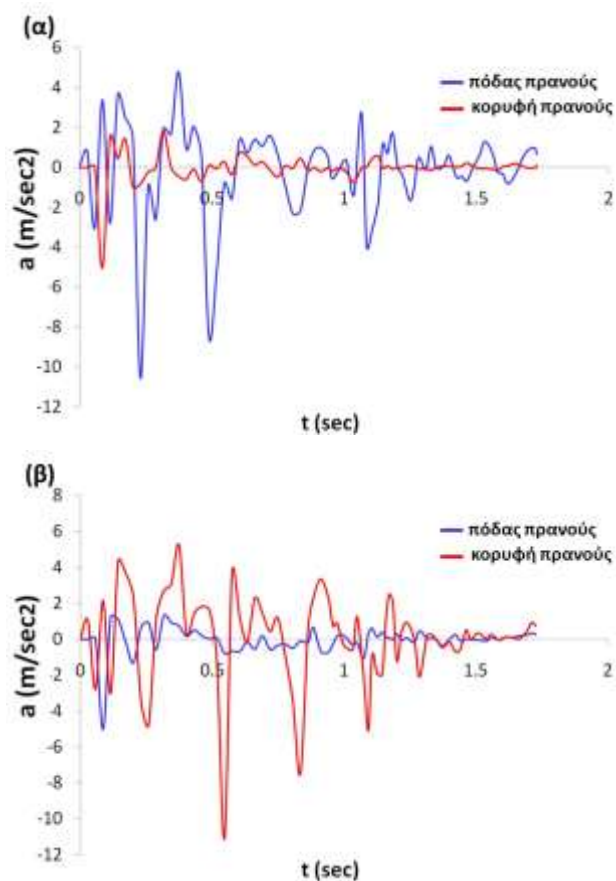


Σχήμα 4.30. Κατανομή των μόνιμων πλαστικών παραμορφώσεων για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g για συνεκτικό έδαφος (α) και μη συνεκτικό έδαφος (β).

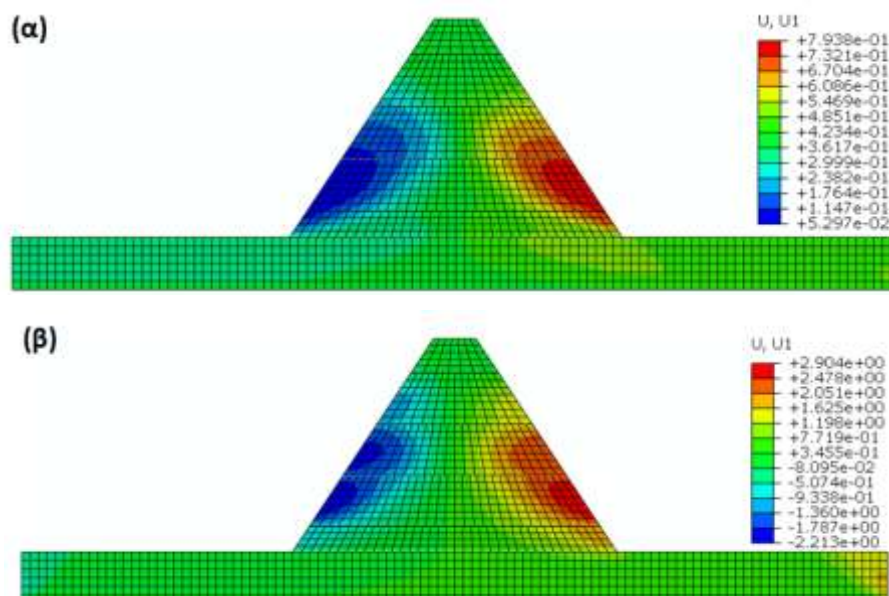
Επίδραση της τιμής της μέγιστης επιτάχυνσης

Στο Σχήμα 4.31 απεικονίζεται η διεύρυνση της διέγερσης που εφαρμόστηκε όπως υπολογίστηκε από την αριθμητική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία, όπου παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στο χαμηλότερο αριστερό σημείο της βάσης του πρανούς με συντεταγμένες ($x=0$, $y=2.5$) και στην κορυφή του αριστερού τμήματος του πρανούς με συντεταγμένες ($x=8.33$, $y=12.5$) για τις δυο εξεταζόμενες τιμές επιτάχυνσης.

Στο Σχήμα 4.32 παρουσιάζεται η κατανομή της μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση και για μέγιστη επιτάχυνση 0.8g τόσο για συνεκτικό όσο και για μη-συνεκτικό έδαφος. Συγκρίνοντας τα Σχήματα 4.28 και 4.32, είναι εμφανές πως η μείωση της τιμής της επιτάχυνσης από 0.8g σε 0.4g συντελεί στη μείωση των μόνιμων μετακινήσεων. Επιπλέον, οι τιμές των μετακινήσεων για τα συνεκτικά εδάφη είθισται να είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες μετακινήσεις που αντιστοιχούν στα μη συνεκτικά εδάφη, ενώ το μοτίβο για το αριστερό και το δεξί τμήμα είναι παραπλήσιο.



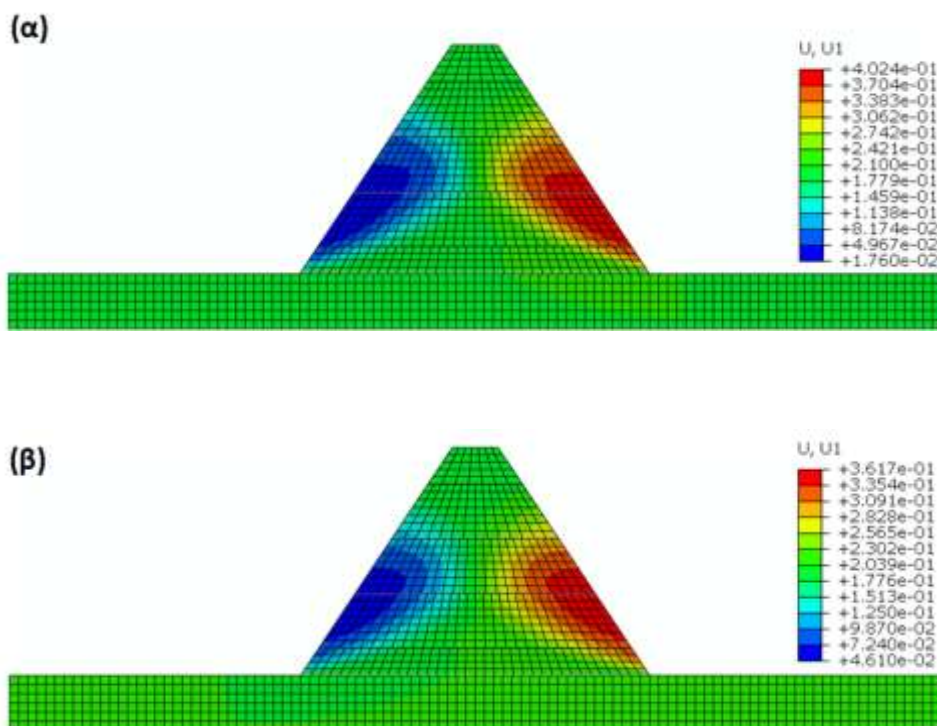
Σχήμα 4.31. Χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στη βάση και στην κορυφή του πρανούς για μέγιστη επιτάχυνση 0.4g (α) και 0.8g (β).



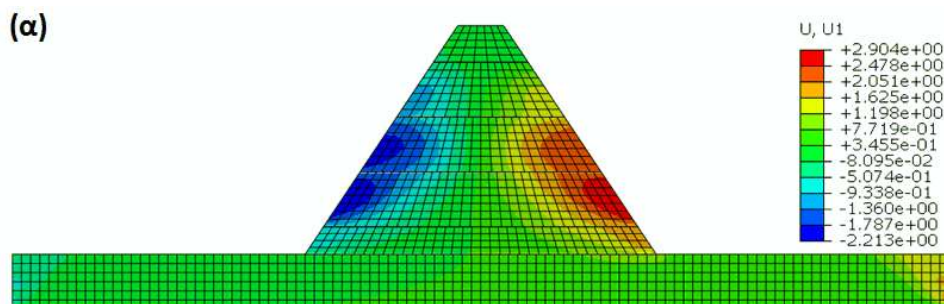
Σχήμα 4.32. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση, για μέγιστη επιτάχυνση 0.8g και για συνεκτικό έδαφος (α) και μη συνεκτικό έδαφος (β).

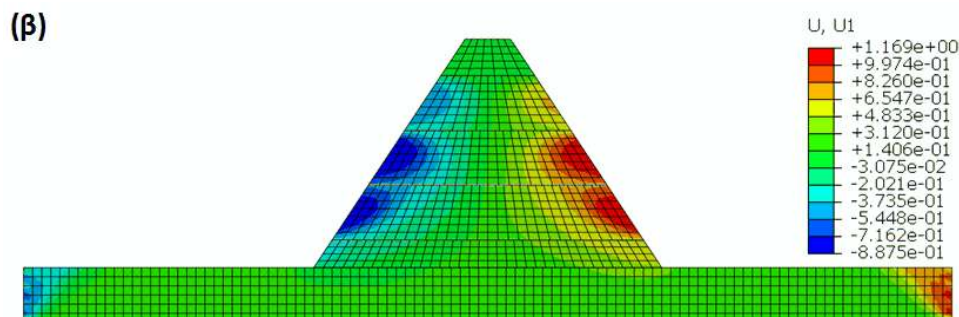
Επίδραση του μέτρου ελαστικότητας των οπλισμών

Στο Σχήμα 4.33 και 4.34 αποτυπώνεται η κατανομή της μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση και για μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση $0.4g$ τόσο για συνεκτικό όσο και για μη- συνεκτικό έδαφος αντίστοιχα για δυο τιμές του μέτρου ελαστικότητας (E) που είναι αριθμητικά ίσο με 248kN/m και 1000kN/m . Είναι εμφανές πως η κατανομή της μετακίνησης για το συνεκτικό έδαφος και για τις δυο τιμές του μέτρου ελαστικότητας έχουν παρόμοιο μοτίβο, ενώ το αντίθετο συμβαίνει για το μη- συνεκτικό έδαφος. Επίσης και για τις δυο περιπτώσεις συνοχής του εδαφικού υλικού οι τιμές των μετακινήσεων είναι μικρότερες καθώς αυξάνεται το μέτρο ελαστικότητας από 248 kN/m σε 1000 kN/m .



Σχήμα 4.33. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση $0.4g$ για συνεκτικό έδαφος και μέτρο ελαστικότητας ίσο με 248 kN/m (α) και 1000 kN/m (β).





Σχήμα 4.34. Κατανομή της συσσωρευμένης μετακίνησης για ημιτονοειδή διέγερση με μέγιστη επιτάχυνση 0.4g για μη-συνεκτικό έδαφος και μέτρο ελαστικότητας ίσο με 248 kN/m (α) και 1000 kN/m (β).

4.5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όπως αναφέρθηκε και στο 3^ο Κεφάλαιο, η κλασσική ψευδοστατική μέθοδος που θεωρείται η πιο διαδεδομένη μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού τόσο για άοπλες όσο και για οπλισμένες γεωκατασκευές, βασίζεται σε απλουστεύσεις και δεν είναι σε θέση να προβλέψει την εκτεταμένη ζώνη ανάπτυξης πλαστικών παραμορφώσεων, όπως έχει αποδειχθεί σε διάφορες πειραματικές έρευνες. Έτσι λοιπόν από την διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε στην παρούσα διατριβή αποδείχθηκε ότι η πειραματική συμπεριφορά είναι παρόμοια με αυτή που προκύπτει από αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, όπου δεν μπορεί να μορφοποιηθεί μια διακριτή επιφάνεια αστοχίας, αλλά παρατηρείται μια εκτεταμένη αστοχία. Με άλλα λόγια, σε σύγκριση με ένα άοπλο πρανές, μια ευρύτερη περιοχή της γεωκατασκευής μπορεί να κινητοποιηθεί λόγω της παρουσίας του οπλισμού, γεγονός που έχει άμεση εξάρτηση από το τύπο του εδαφικού υλικού.

Ως εκ τούτου, οι αριθμητικές αναλύσεις συνεισφέρουν όχι μόνο στον ακριβέστερο υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης των οπλισμένων γεωκατασκευών, αλλά επίσης και στον πιο ρεαλιστικό προσδιορισμό των μορφών αστοχίας που αναπτύσσονται. Επομένως, μπορούν να χρησιμοποιηθούν αποτελεσματικά στα πλαίσια μιας μεθόδου υπολογισμού σεισμικών μετακινήσεων, σύμφωνα με τις σύγχρονες μεθόδους σχεδιασμού, ενώ είναι πιο αξιόπιστες και ρεαλιστικές σε σχέση με τις κλασσικές μεθόδους υπολογισμού για την αξιολόγηση των σεισμικών παραμορφώσεων των οπλισμένων εδαφικών πρανών και επιχωμάτων.

4.6. ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

- ABAQUS, (2010), "Analysis user's manual version 6.8.2", Simulia Inc, USA.
- Aklik P., & Wu W., (2013), "Centrifuge model tests on foundation on geosynthetic reinforced slope", Proceedings of 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- Al Atik, L., & Sitar, N. (2008), "Dynamic centrifuge study of seismically induced lateral earth pressures on retaining structures", Proc. of the 4th Decennial Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference.
- Andersen, E., (1997), "A centrifuge modeling study of the seismic response of geosynthetic-reinforced slopes", M.S. Thesis, University of Washington, 148 .
- Bolton, M.D., Choudhury, S.P., & Pang, P.L.R., (1978), "Modeling reinforced earth", Ground Engineering 11 (6), 19-24.
- Bolton, M.D., & Sharma, J.S., (1994), "Embankments with base reinforcement on soft clay", Centrifuge 94, Leung, Lee 7 Tan (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 9054103523.
- Bucky, P.B., (1931), The use of models for the study of mining problems. Technical Publication 425. New York: Am. Inst. Of Min. & Met. Engng.
- Chen, H.T., Hung, W.Y., Chang, C.C., Chen, Y.J., Lee, C.J., (2007), Centrifuge modeling test of a geotextile-reinforced wall with a very wet clayey backfill. Geotextiles and Geomembranes 25 (6), 346-359.
- Dobry, R. & Liu, L. (1994), "Centrifuge Modeling of Soil Liquefaction," Proceedings of the Tenth World Conference on earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 6801-6809.
- Guler, E., & Goodings, D.J., (1992), "Centrifuge models of clay-lime reinforced soil wall", Geotechnical Special Publication 2 (30), 1249-1260.
- Hazarika, H., & Okuzono, S., (2004), "Modeling the Behavior of a Hybrid Interactive System Involving Soil, Structure and EPS Geofoam", Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 44 (5), 149-162.
- Hu Y., Zhang, G., Zhang, J.-M., & Lee C.F., (2010), "Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive slopes", Geotextiles and Geomembranes, 28, 12-22.
- Kutter, B.L., (1995), "Recent advances in centrifuge modeling of seismic shaking", Proceedings of 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, MI, Vol. 2, pp. 927-941.
- Laue, J., (2002), "Centrifuge technology", In Springman, S.M. (ed.), Constitutive and centrifuge modelling: Two extremes, Balkema, pp. 75-112.
- Matsuo, O., Tsutsumi, T., Yokoyama, K. & Saito, Y. (1998), "Shaking table tests and analyses of geosynthetic-reinforced soil retaining walls", Geosynthetics International, 5, (1-2), 97-126.
- Nova-Roessig, L.M., & Sitar, N., (1999), "Centrifuge studies of the seismic performance of reinforced soil structures", Report No. UCB/GT/99-13, Dept. Civil Engineering and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA.

- Nova-Roessig, L.M., & Sitar, N., (2006), "Centrifuge model studies of the seismic response of reinforced soil slopes", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(3), 388-400.
- Ovesen N.K., & Krarup, J., (1983), Centrifuge tests of embankments reinforced with geotextiles on soft clay. *Proceedings of the Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, 1, 393-398.
- Pokorvsky, G.Y., (1933), "On the application of centrifugal forces for modeling earth works in clay". *J.Tech. Physics, Moscow* ,3, 537-539.
- Porbaha, A., & Goodings, D.J., (1994), " Geotextile reinforced cohesive slopes on weak foundations", *Proceedings of International Conference Centrifuge 1994*, Singapore, pp. 623-628.
- Porbaha, A., & Goodings, D.J., (1996), "Centrifuge modeling of geotextilereinforced cohesive soil retaining walls", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 122 (10), 840-848.
- Pu, J.L., Liu, F.D., Li, J.K., Li, S.Q., Yin, K.T., Sun, Y.S., & Jin, P.F., (1994), "Development of Medium-size Geotechnical Centrifuge at Tsinghua University", *Proceedings of International Conference Centrifuge 1994*, Singapore, pp. 53-56.
- Schofield, A.N., (1980), "Cambridge geotechnical centrifuge operations", *Geotechnique* 30 (3), 227-268.
- Sharma, J.S., & Bolton, M.D., (1996), "Centrifuge modeling of an embankment on soft clay reinforced with a geogrid", *Geotextiles and Geomembranes* 14, 1-17.
- Sharma, J.S., & Bolton, M.D., (1996), "Finite element analysis of Centrifuge tests on reinforced embankments on soft clay", *Computers and Geosynthetics*, 19 (1), 1-22.
- Shen, C. K., Kim Y. S., Bang S., & J. F. Mitchell, (1979), "Centrifuge Modeling of a Lateral Earth Support," *American Society of Civil Engineers Fall Convention and Exposition, Centrifuge Modeling of Geotechnical Problems*, Atlanta, 1-18.
- Siddharthan, R., Ganeshwara, V., Kutter, B., El-Desouky, M., & Whitman, R., (2004), "Seismic Deformation of Bar Mat Mechanically Earth Walls I: Centrifuge Tests", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (1), 14-25.
- Sobhanmanesh, A., Nazir, R., & Gofar, N., (2013), "Finite element analysis of centrifuge tests on embankments on soft and stiff grounds", *International Journal of Chemical, Environmental and Biological Sciences*, 1 (4), 2320-4079.
- Sommers, A.N., & Viswanadham, B.V.S., (2009), "Centrifuge model tests on the behavior of strip footing on geotextile- reinforced slopes", *Geotextiles and Geomembranes*, 27, 497-505.
- Taniguchi, E., Koga, Y., Marimoto, I., & Yasuda, S., (1988), "Centrifuge model tests on reinforced embankments by non-woven fabric", In: Corte, J.F. (Ed.), *Proceedings of International Conference Centrifuge '88*. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 253-258.

- Terashi M., & Kitazume M. (1988), "Behaviour of a fabric reinforced clay ground under an embankment", Proceedings of the International Conference on Geotechnical Centrifuge Modelling, Paris, pp. 243-252.
- Thusyanthan, N.I., Madabhushi, S.P.G., & Singh, S., (2007), "Tension in geomembranes on landfill slopes under static and earthquake loading-centrifuge study", Geotextiles and Geomembranes 25 (2), 78-95.
- Viswanadham, B.V.S., & Konig, D., (2004), "Studies on scaling and instrumentation of a geogrid", Geotextiles and Geomembranes, 22 (5), 307-328.
- Viswanadham, B.V.S., & Konig, D., (2009), "Centrifuge modeling of geotextile-reinforced slopes subjected to differential settlements", Geotextiles and Geomembranes, 27, 77-88.
- Viswanadham, B.V.S., & Mahajan, R.R., (2007), "Centrifuge model tests on geotextilereinforced slopes", Geosynthetics International 14 (6), 365-379.
- Wang, L. , Zhang, G., and Zhang, & Lian-Min, (2011), "Centrifuge model tests of geotextile- reinforced soil embankments during an earthquake", Geotextiles and Geomembranes, 29, 222-232.
- Zarnani, S., & Bathurst, R.J., (2009), "Numerical Parametric Study of Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam Seismic Buffers", Canadian Geotechnical Journal, 46, 318-338.
- Zhang, S.D., & Chen, X.L., (1988), "Centrifuge tests for geotechnical project on muddy clay foundation", Proceedings of the International Conference on Engineering Problems of Regional Soils. Beijing, China, pp. 529-533.
- Zornberg, J.G., & Arriaga, F., (2003), "Strain distribution within geosynthetic-reinforced slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129 (1), 32-45.
- Zornberg, J.G., Mitchell, J.K., & Sitar, N., (1997), "Testing of reinforced slopes in a geotechnical centrifuge", Geotechnical Testing Journal, 20 (4), 470-480.
- Zornberg, J.G., Sitar, N., & Mitchell, J.K., (1998a), "Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (8), 670-683.
- Zornberg, J.G., Sitar, N., & Mitchell, J.K., (1998b), "Limit equilibrium as basis for design of geosynthetic reinforced slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (8), 684-698.
- Γερόλυμος Ν ., Καρακίτσου Μ ., και Γκαζέτας Γ. (2008), "Σεισμική συμπεριφορά τοίχων ωπλισμένης γής: Αριθμητική ανάλυση πειράματος φυγοκέντρισης", Πρακτικά 3^{ου} Πανελληνίου Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα, 5-7 Νοεμβρίου, Άρθρο 2095.
- Γερόλυμος, Ν., Καρακίτσου Μ ., και Γκαζέτας, Γ., (2010) "Τοίχοι ωπλισμένης γής: δυναμική ανάλυση πειράματος φυγοκεντριστή", Πρακτικά 6^{ου} Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος.
- Καπογιάννη, Ε., Laue, J., και Σακελλαρίου, Μ., (2010), "Υπολογισμός παραμορφώσεων μοντέλων οπλισμένων πρανών σε φυγοκεντριστή μέσω ψηφιακών φωτογραφιών και PIV ανάλυση", Πρακτικά 6^{ου} Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος.

Καταπόνηση οπλισμένων εδαφικά πρανών και επιχωμάτων λόγω ενεργοποίησης υποκείμενου ρήγματος

5.1. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

Τις τελευταίες δεκαετίες, η ενίσχυση όλων των κατασκευών και γεωκατασκευών και συγκεκριμένα των εδαφικών πρανών και επιχωμάτων χρησιμοποιείται για να εξασφαλιστεί η ασφαλής λειτουργία τους για τα δύο είδη σεισμικής καταπόνησης: την αδρανειακή και την κινηματική. Ο πρώτος τρόπος σχετίζεται με την έντονη κίνηση του εδάφους λόγω της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων (Ambraseys & Jackson, 1984), ενώ ο δεύτερος τρόπος έχει άμεση σχέση με την ανάπτυξη μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων που προκαλούνται λόγω της διάδοσης της τεκτονικής διάρρηξης. Βάσει των αποτελεσμάτων διαφόρων ερευνητών, όπως οι Bray (2001), Kelson et al. (2001) και Bray & Kelson (2006), έχει αποδειχτεί η αυξημένη τρωτότητα διαφόρων κατασκευών όπως αγωγοί, γέφυρες, επιχώματα, κ.α., έναντι μεγάλων επιβαλλόμενων μετακινήσεων που προκαλούνται κατά τη σεισμοτεκτονική διάρρηξη ενός ρήγματος.

Η συμπεριφορά του μηχανισμού διάδοσης των ρηγμάτων έχει άμεση σχέση με τις παραμέτρους που σχετίζονται: (α) με τα χαρακτηριστικά του ρήγματος όπως το είδος (κανονικό, ανάστροφο, οριζόντιας μετατόπισης), τη γωνία βύθισης και το μέγεθος μετακίνησης και (β) με τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους όπως το είδος του εδαφικού υλικού (συνεκτικά και μη-συνεκτικά εδάφη), τη γωνία εσωτερικής τριβής και το πάχος του εδαφικού σχηματισμού (Bray, 2001). Τα ρήγματα ταξινομούνται βάσει της σχετικής θέσης που έχουν αποκτήσει τα ρηξιτεμάχη μετά τη διάρρηξη και διακρίνονται σε (Yeats et al., 1997):

- **Κανονικά ρήγματα (normal faults)**, όπου το τμήμα της ανώτερης πλευράς της διάρρηξης ολισθαίνει προς τα κάτω λόγω των εφελκυστικών δυνάμεων που αναπτύσσονται (Σχήμα 5.1α).

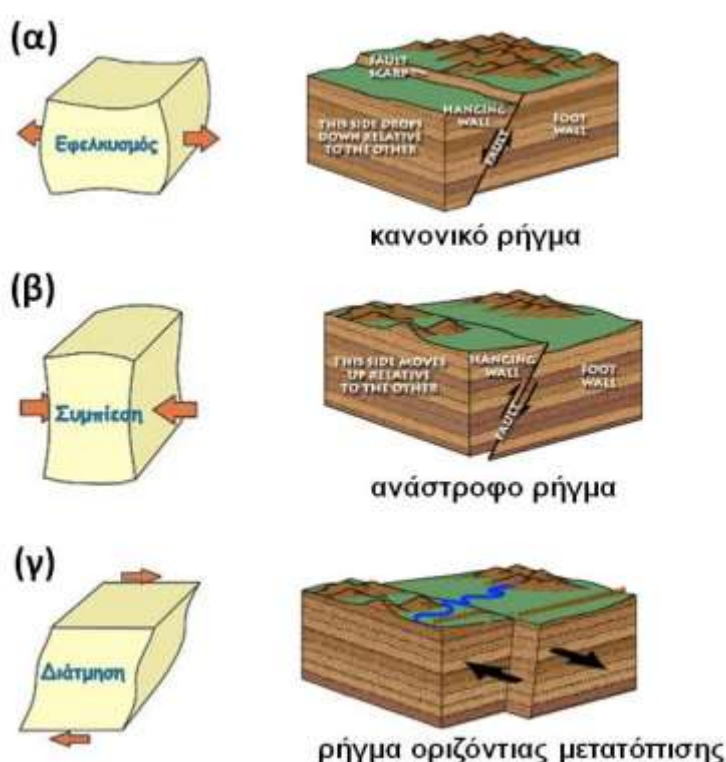
- **Ανάστροφα ρήγματα (reverse faults)**, όπου οι συμπιεστικές δυνάμεις ωθούν το πάνω τμήμα να ολισθήσει προς τα πάνω και το κατώτερο τμήμα να κατευθυνθεί προς τα κάτω (Σχήμα 5.1β).
- **Ρήγματα οριζόντιας μετατόπισης (strike-slip faults)**, όπου παρατηρείται οριζόντια μετατόπιση των τεμάχων τους (Σχήμα 5.1γ) και τα οποία διακρίνονται με τη σειρά τους σε αριστερόστροφα ή δεξιόστροφα. Δεξιόστροφα είναι αυτά στα οποία, αν θεωρηθεί το ένα τέμαχος σταθερό, το άλλο έχει μετατοπιστεί προς τα δεξιά του. Το αντίθετο ισχύει για τα αριστερόστροφα.

Αξίζει να σημειωθεί πως σε πολλές περιπτώσεις παρατηρείται συνδυασμός των κινήσεων που οφείλονται τόσο σε ρήγμα οριζόντιας μετατόπισης όσο και σε κανονικό και ανάστροφο ρήγμα. Η διάρρηξη του ρήγματος της Ανατολίας στην Τουρκία, κατά τον σεισμό του 1999, αποτελεί ένα τέτοιο παράδειγμα (Tutkun et al.(2001)).

Το έτος 1999 οι σειμοί που προκλήθηκαν τόσο στην Τουρκία (σεισμός Kocaeli) όσο και στην Ταϊβάν (σεισμός Chi-Chi) ήταν ένα έναυσμα για τους ερευνητές να ασχοληθούν πιο ενεργά με την τεκτονική διάρρηξη και τη διάδοσή της εντός των εδαφικών αποθέσεων. Οι Kelson et al. (2001) μελέτησαν διεξοδικά τους διαφορετικούς τύπους εδαφικής παραμόρφωσης που αναπτύχθηκαν κατά μήκος του ανάστροφου ρήγματος Chelungpu κατά τον σεισμό του Chi-Chi (1999, Ταϊβάν) και αναφέρονται στη μικρή έως ανύπαρκτη παραμόρφωση του αμετακίνητου τεμάχους του ρήγματος, τη δημιουργία δευτερογενών κανονικών ή ανάστροφων ρηγμάτων και κατακρημνισμάτων. Επιπλέον, αναφέρεται ότι σε απόσταση 5-10m από τη θέση του ίχνους του ρήγματος πριν τη διάρρηξη εντοπίστηκαν βλάβες σε κτιριακά έργα που είχαν άμεση συσχέτιση με την εδαφική παραμόρφωση (κλίση και κατακόρυφη μετακίνηση) που είναι απόρροια της ανάδυσης του ρήγματος. Επίσης, κατά τον σεισμό του Kocaeli, οι επιφανειακές παραμορφώσεις λόγω της ανάδυσης του ρήγματος προκάλεσαν αστοχίες και σε κτιριακές κατασκευές.

Με αφορμή τις βλάβες από τις κινηματικές καταπονήσεις αυτής της μορφής, η ερευνητική δραστηριότητα σε αυτό το πεδίο υπήρξε αρκετά έντονη τα τελευταία χρόνια. Στην επόμενη υποενότητα παρατίθεται μία σύντομη βιβλιογραφική επισκόπηση της διάδοσης της διάρρηξης ενός ρήγματος εντός εδαφικής στρώσης. Η μελέτη της εν λόγω κινηματικής καταπόνησης βασίζεται στην εφαρμογή τριών μεθοδολογιών: (α) αριθμητικές αναλύσεις είτε με πεπερασμένα στοιχεία ή με πεπερασμένες διαφορές, (β)

μελέτες βασιζόμενες σε παρατηρήσεις πεδίου, και (γ) πειραματικές δοκιμές σε φυσικά ομοιώματα μικρής κλίμακας. Δεν έχουν όμως γίνει μελέτες για την καταπόνηση οπλισμένων πρανών και αυτό το κενό έγινε προσπάθεια να καλυφθεί με κατάλληλη αριθμητική διερεύνηση στην παρούσα διατριβή, όπως αναπτύσσεται σε επόμενες ενότητες του παρόντος κεφαλαίου. Η αριθμητική ανάλυση μέσω πεπερασμένων στοιχείων έδειξε ότι η όπλιση των εδαφικών πρανών και επιχωμάτων με γεωσυνθετικά συνέβαλε στη μείωση των επιφανειακών παραμορφώσεων και στην εξάπλωσή τους σε μία ευρύτερη ζώνη.



Σχήμα 5.1. Είδη σεισμικών ρηγμάτων: (α) κανονικό ρήγμα, (β) ανάστροφο ρήγμα και γ) ρήγματα οριζόντιας μετατόπισης (Γεωδίφης, 2014).

5.1.1. Διάδοση ρήγματος εντός εδαφικής στρώσης

Η εφαρμογή των αριθμητικών μεθόδων για τη διερεύνηση του μηχανισμού της σεισμικής διάρρηξης εντός εδαφικών στρώσεων γνώρισε ιδιαίτερη ανάπτυξη τα τελευταία χρόνια. Οι δημοσιεύσεις διαφόρων ερευνητών (Bray et al. (1994a), Lin et al. (2006), Athanasopoulos et al. (2007), Anastasopoulos et al. (2007)) βασίζονται κυρίως στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, ενώ μικρότερος αριθμός (Loukidis & Bouckovalas (2001), Papadimitriou et al. (2007)) βασίζονται στη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών.

Ανεξάρτητα από τη μέθοδο, απαιτείται η ικανοποιητική προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους, η πυκνή διακριτοποίηση και ικανό μέγεθος προσομοιώματος για την αποφυγή της επίδρασης των συνόρων

Οι Cole & Lade (1984) κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι το μέγεθος της διάρρηξης της διάδοσης του ρήγματος ώστε να φτάσει την επιφάνεια αυξάνεται σε περίπτωση χαλαρής άμμου εν συγκρίσει με πυκνή άμμο, και για την περίπτωση ανάστροφου ρήγματος εν συγκρίσει με κανονικό ρήγμα. Ένα απλό θεωρητικό προσομοίωμα για το σχήμα και τη θέση της κύριας επιφάνειας αστοχίας σε υπερκείμενες αλλούβιες αποθέσεις για την περίπτωση ενός ενεργού ρήγματος που βασίστηκε σε εργαστηριακά πειράματα σε κιβώτιο δοκιμών (fault test box) αναπτύχθηκε από τους Lade et al. (1984).

Σύμφωνα με τους Anastasopoulos et al. (2007) αποδείχθηκε πως στα ρήγματα (κανονικά και ανάστροφα) παρατηρείται μία μικρή διάθλαση στη διεπιφάνεια υποβάθρου- υπερκείμενου εδαφικού υλικού και αύξηση ή μείωση της κλίσης όσο πλησιάζει η διάρρηξη στην επιφάνεια για κανονικά και ανάστροφα ρήγματα αντίστοιχα. Επίσης όταν η γωνία κλίσης του ρήγματος είναι σχετικά μικρή (μικρότερη των 45^ο) εμφανίζεται τόσο μια δευτερεύουσα διάρρηξη, η οποία διαδίδεται κατά αντίθετη διεύθυνση σε σχέση με αυτή του κυρίου ρήγματος, όσο και ο σχηματισμός τάφρου.

Οι Papadimitriou et al. (2007) χρησιμοποίησαν το κριτήριο Mohr-Coulomb για να προσομοιώσουν την ελαστο-πλαστική συμπεριφορά του εδάφους. Μετά το πέρας των παραμετρικών αναλύσεων διαπιστώθηκε ότι στα ανάστροφα ρήγματα η γωνία βύθισης του ρήγματος μειώνεται καθώς αυξάνεται η απαιτούμενη σχετική μετακίνηση για την επιφανειακή εκδήλωση του ρήγματος. Ακόμη, παρατηρήθηκε ότι τα αποτελέσματα της διάδοσης ρήγματος εντός μη συνεκτικού εδάφους εξαρτώνται από το πάχος της εδαφικής στρώσης και πιο συγκεκριμένα η αύξηση του πάχους της εδαφικής στρώσης αυξάνει τόσο το κανονικοποιημένο (με το πάχος της εδαφικής στρώσης) εύρος της ζώνης σημαντικών παραμορφώσεων (W/H) όσο και την κανονικοποιημένη (με το πάχος της εδαφικής στρώσης) μετακίνηση του ρήγματος για την επιφανειακή εκδήλωση του ρήγματος (δ/H).

Οι Duncan & Lefebvre (1983) διερεύννησαν τη διάδοση κανονικών και ανάστροφων ρηγμάτων μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων και εξήγαγαν αποτελέσματα παρόμοια με τα προαναφερόμενα αποτελέσματα καταλήγοντας σε μία αντιστοιχία της

παθητικής και ενεργητικής αντίστασης του εδάφους με τη διάδοση του ανάστροφου και του κανονικού ρήγματος, αντίστοιχα. Οι Johansson & Konagai (2006), έπειτα από αξονο-συμμετρικά πειράματα για ρήγμα 90°, συμπέραναν ότι μεγαλύτερη μετακίνηση απαιτείται για την ανάδυση του ρήγματος εντός κορεσμένης άμμου σε σχέση με την αντίστοιχη της ξηρής. Όσον αφορά στο πάχος της εδαφικής στρώσης, οι Lee et al. (2004) διαπίστωσαν ότι για μικρές τιμές της παραμέτρου (έως 60cm) ο λόγος W/H μειώνεται αυξανόμενου του πάχους της εδαφικής στρώσης, ενώ αντιθέτως καμία επίδραση δεν παρατηρείται από τα αποτελέσματα πειραμάτων σε φυγοκεντριστή τα οποία αντιπροσωπεύουν εδαφικές στρώσεις πάχους μεγαλύτερου από 5m.

Οι Bray et al. (1994b) και Bray (2001) διερεύνησαν τη διάδοση ρηγμάτων οριζόντιας μετατόπισης σε συνεκτικό έδαφος μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων και του προσομοιώματος εδάφους των Duncan et al. (1980). Έτσι λοιπόν διαπιστώθηκε ότι: (α) απαιτείται μετακίνηση ρήγματος ίση με 4% του ύψους των υπερκείμενων εδαφικών σχηματισμών για να διαρρηχθεί η εδαφική επιφάνεια και (β) το ύψος της ζώνης αστοχίας είναι 18-26 φορές μεγαλύτερο από την κατακόρυφη συνιστώσα της ολίσθησης βάσης. Επιπλέον, οι Λεωνίδου (2000) και Leonidou & Athanasopoulos (2000) μέσω δυο διαφορετικών κωδικών πεπερασμένων στοιχείων εκτίμησαν πως η συμπεριφορά των συνεκτικών εδαφικών σχηματισμών κατά τη διάδοση κανονικών και ανάστροφων ρηγμάτων εξαρτάται από το μέγεθος της σεισμικής ολίσθησης και το είδος του ρήγματος (κανονικό ή ανάστροφο). Επιπροσθέτως, από τις πρώιμες αναλύσεις των Scott & Schoustra (1974) που χρησιμοποίησαν το τροποποιημένο κριτήριο αστοχίας Von Mises για την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του μη-συνεκτικού εδάφους προέκυψαν μη ρεαλιστικά αποτελέσματα. Οι Walters & Thomas (1982)-χρησιμοποίησαν το κριτήριο αστοχίας των Drucker-Prager για την προσομοίωση της τεκτονικής διάρρηξης ανάστροφου ρήγματος σε συνεκτικό έδαφος.

Επίσης, ενδιαφέρουσες μελέτες πραγματοποιήθηκαν από τους Roth et al. (1982), Nakai et al. (1995), Erickson et al. (2001), Loukidis & Bouckovalas (2001), Αθανασόπουλος και Λεωνίδου (1997), Λεωνίδου (2003) και Athanasopoulos et al. (2007), Loukidis et al. (2009) οι οποίοι εφάρμοσαν τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών χρησιμοποιώντας ελαστοπλαστικό μοντέλο σε συνδυασμό με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Βάσει των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τους Loukidis & Bouckovalas (2001) το είδος του υπερκείμενου εδαφικού στρώματος και η γωνία διασταλτικότητας του εδάφους επηρεάζουν σημαντικά το εύρος της ζώνης της

επιφάνειας του εδάφους όπου εμφανίζονται οι μεγαλύτερες τιμές διατμητικών παραμορφώσεων. Οι παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν από τους Αθανασόπουλος και Λεωνίδου (2003), Λεωνίδου (2003) και Athanasopoulos et al. (2007) για εδαφικό σχηματισμό (συνεκτικό και μη-συνεκτικό) με γραμμικά αυξανόμενες με το βάθος τιμές της αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας υπέδειξαν ποιοι είναι οι παράμετροι που επηρεάζουν τη συμπεριφορά των εδαφικών στρωμάτων κατά τη διάδοση ρηγμάτων. Οι παράμετροι αυτοί περιλαμβάνουν το μέγεθος της σεισμικής ολίσθησης, το είδος του ρήγματος, η γωνία κλίσης του ρήγματος υποβάθρου, το είδος του εδάφους (συνεκτικό ή μη-συνεκτικό) και ο βαθμός της ψαθυρότητας ή πλαστιμότητας του εδαφικού υλικού.

Οι Roth et al. (1982) με τη βοήθεια της μεθόδου των πεπερασμένων διαφορών προσομοίωσαν τις δοκιμές φυσικών ομοιωμάτων, που πραγματοποίησαν σε φυγοκεντριστή για την περίπτωση διάδοσης ανάστροφου ρήγματος (γωνίας κλίσης, $\alpha=45^\circ$) σε υπερκείμενο εδαφικό στρώμα άμμου Ottawa. Η σύγκριση των πειραματικών και υπολογιστικών αποτελεσμάτων ήταν ικανοποιητική τόσο για βραδύ όσο για ταχύ ρυθμό φόρτισης. Επιπροσθέτως, οι Loukidis et al. (2009) απέδειξαν ότι ο απαιτούμενος λόγος d_0/H (όπου H το πάχος του εδαφικού υλικού) για την εμφάνιση του ρήγματος στην επιφάνεια κυμαίνεται από 0.2 έως 0.4% για κανονικά ρήγματα ανεξαρτήτου εδαφικού υλικού και γωνίας κλίσης ρήγματος, ενώ για τα ανάστροφα αυξάνεται με τη γωνία κλίσης από 1.0% έως 2.4% για $\beta=135^\circ$, με τις υψηλότερες τιμές να παρουσιάζονται στα μη-συνεκτικά εδαφικά υλικά. Ακόμη το κέντρο της ζώνης με σημαντική εδαφική γωνιακή παραμόρφωση βρίσκεται μεταξύ του σημείου της κατακόρυφης προβολής της κορυφής του ρήγματος υποβάθρου στην επιφάνεια του εδάφους και του ίχνους του ρήγματος στην εδαφική επιφάνεια, το οποίο υποδηλώνει ότι το μεγαλύτερο μέρος του πλάτους της ζώνης βρίσκεται στο επικείμενο τέμαχος.

Άλλες σχετικές μελέτες, όπως αυτές των Vardoulakis (1981) και White et al. (1994) έχουν αποδείξει ότι στο έδαφος αναπτύσσεται μια προοδευτική αστοχία και η μετατόπιση του ρήγματος που απαιτείται για να κινητοποιηθεί το ρήγμα στην επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από την ολκιμότητα του εδάφους. Επίσης, οι Zania et al. (2008) αξιολόγησαν μέσω εκτενών παραμετρικών αναλύσεων την επίδραση της θέσης του ίχνους του κανονικού και ανάστροφου ρήγματος με γωνία κλίσης 45° και 60° στη βάση του επιχώματος με χαρακτηριστικά 3H:1V όπου ο εδαφικός σχηματισμός συνίσταται από ομοιογενές στρώμα πυκνής άμμου και παρουσίασαν τις οριζόντιες

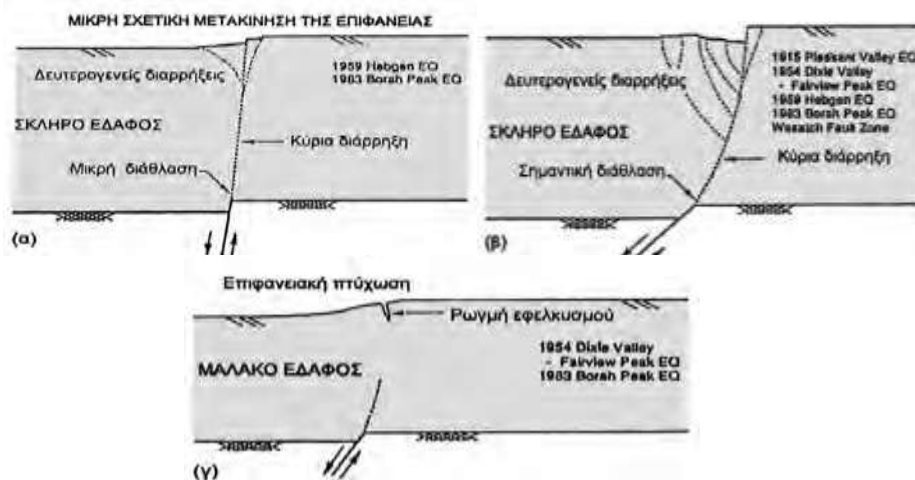
μετακινήσεις της επιφάνειας. Μία ημι-αναλυτική προσέγγιση δύο βημάτων εκ των οποίων στο πρώτο βήμα προσδιορίζεται η πορεία διάδοσης της διάρρηξης του ρήγματος και της θέσης εμφάνισής του στην επιφάνεια του εδάφους (W/H), ενώ στο δεύτερο βήμα προσδιορίζεται η μορφή της ελεύθερης επιφάνειας αναπτύχθηκε από τους Anastasopoulos et al. (2008). Έγινε σύγκριση των ημι-αναλυτικών αποτελεσμάτων με αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων για κανονικά και ανάστροφα ρήγματα, γωνία κλίσης 45° και 60° , σε πυκνή και χαλαρή άμμο.

Οι Mortazavi et al. (2013) παρουσίασαν την αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής διάρρηξης ενός ανάστροφου ρήγματος που ενεργοποιούνταν σε διαφορετικές θέσεις στη βάση τριών επιχώματων. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η σεισμική διάρρηξη στην επιφάνεια του επιχώματος δεν επηρεάζεται σχεδόν καθόλου από τη θέση του ίχνους και τη γωνία κλίσης του ρήγματος αλλά από τον εδαφικό σχηματισμό του επιχώματος. Οι Oettle et al. (2015) πραγματοποίησαν αριθμητικές προσομοιώσεις για να αναλυθεί η επίδραση της διάρρηξης ρήγματος τόσο σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου όσο και σε συνθήκες αλληλεπίδρασης εδάφους- κατασκευής. Οι Chang et al (2015) διερεύνησαν τη διάδοση διάρρηξης του ανάστροφου ρήγματος σε υπερκείμενο εδαφικό στρώμα άμμου. Η γωνία του ρήγματος επηρέασε σημαντικά το κινηματικό μηχανισμό διάδοσης της διάρρηξης ενός ανάστροφου ρήγματος. Γενικά, καθώς η γωνία μειώνεται η κλίση της επιφάνειας αστοχίας αυξάνεται.

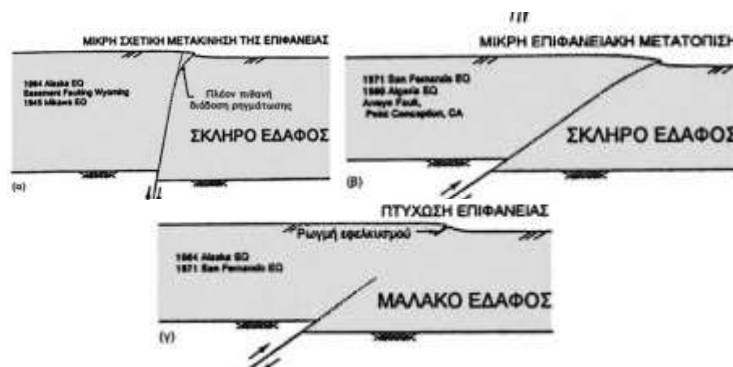
Μια άλλη προσέγγιση που υιοθετήθηκε για τη διερεύνηση της επιφανειακής τεκτονικής διάρρηξης είναι οι μελέτες βασιζόμενες σε παρατηρήσεις πεδίου (Lazarte et al. (1994), Jafari & Moosavi (2008)). Το πρώτο κανονικό ρήγμα που μελετήθηκε μέσω παρατηρήσεων ελευθέρου πεδίου (Slemmons (1957); Oakeshott (1973)) είναι το ρήγμα κατά τον σεισμό Dixie Valley-Fairview (Νεβάδα, 1954). Τα αποτελέσματα των παραπάνω μελετών έδειξαν ότι: (α) ένα κανονικό ρήγμα τείνει να γίνει ολοένα και πιο κάθετο και διαχέεται κατά τη διάδοσή του στην επιφάνεια, (β) η επιφάνεια διάρρηξης μπορεί να είναι μικρότερη από τη μετατόπιση του υποβάθρου (γ) χαλαρά και παραμορφώσιμα εδάφη μπορούν να απορροφήσουν τη σχετική μετατόπιση που προκαλείται τοπικά από τη διάρρηξη του ρήγματος, μετατρέποντας την σε πιο κατανέμημενη καθίζηση στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης, και (δ) η μετατόπιση της επιφάνειας μπορεί να ενισχύεται λόγω σχηματισμού δευτερογενούς επιφάνειας διάρρηξης και σχηματισμού τάφρου (Faccioli et al., 2008).



Σχήμα 5.2. Διάδοση διάρρηξης ρήγματος οριζόντιας μετακίνησης σε υπερκείμενους εδαφικούς σχηματισμούς (Bray et al., 1994c).



Σχήμα 5.3. Διάδοση διάρρηξης κανονικού ρήγματος σε υπερκείμενους εδαφικούς σχηματισμούς: σκληρό έδαφος, απότομη κλίση (α) σκληρό έδαφος, ήπια κλίση (β) μαλακό έδαφος (γ), (Bray et al., 1994c).



Σχήμα 5.4. Διάδοση διάρρηξης ανάστροφου ρήγματος σε υπερκείμενους εδαφικούς σχηματισμούς: σκληρό έδαφος, απότομη κλίση (α) σκληρό έδαφος, ήπια κλίση (β) μαλακό έδαφος (γ), (Bray et al., 1994c).

Οι παρατηρήσεις πεδίου έπειτα από τον σεισμό του San Fernando (1906), που αναφέρονται από τους Bray & Kelson (2006), συνηγορούν επίσης σε αυτήν τη μορφή

εδαφικής παραμόρφωσης, τονίζοντας παράλληλα την επίδραση του είδους των επιφανειακών εδαφικών υλικών στο εύρος της ζώνης ανάπτυξης των παραμορφώσεων. Συγκεκριμένα, οι Bray et al. (1994b,c) διεξάγοντας επιτόπιες παρατηρήσεις κατασκεύασαν διαγράμματα (Σχήματα 5.2, 5.3 και 5.4) όπου απεικονίζονται τυπικά χαρακτηριστικά εδαφικών παραμορφώσεων που εκδηλώνονται κατά τη διάδοση της διάρρηξης ρήγματος από το βραχώδες υπόβαθρο προς την επιφάνεια του εδάφους. Από τα διαγράμματα αυτά γίνεται αντιληπτό ότι στα ανάστροφα ρήγματα η γωνία διάδοσης μειώνεται κοντά στην επιφάνεια του εδάφους, το αμετακίνητο τμήμα δεν εμφανίζει εδαφικές παραμορφώσεις, ενώ οι επιφανειακές παραμορφώσεις του κινούμενου τμήματος, λόγω της κάμψης του προς το αμετακίνητο, μπορεί να είναι σημαντικές. Ακόμη για τα κανονικά ρήγματα παρουσιάζεται μικρή διάθλαση στη διεπιφάνεια υποβάθρου-υπερκείμενου εδαφικού υλικού και αύξηση της γωνίας διάδοσης όσο πλησιάζει η διάρρηξη στην επιφάνεια.

Παράλληλα, στην περίπτωση ανάστροφων ρηγμάτων η κλίση μειώνεται κατά τη διάδοση εντός της εδαφικής στρώσης ακολουθώντας σχεδόν κατακόρυφη πορεία, καθώς το αντίθετο ισχύει για τα κανονικά ρήγματα (Lade et al. (1984) και Bray (2001)). Στη συνέχεια, οι Wells & Coppersmith (1994) μέσω των παρατηρήσεων πεδίου κατέληξαν στο συμπέρασμα πως η μέγιστη επιφανειακή μετακίνηση κυμαίνεται από 1cm έως και περίπου 10m, η οποία εξαρτάται από το μέγεθος του σεισμού και τον τύπο του ρήγματος.

Με τον καταστροφικό σεισμό Kocaeli (1999) της Τουρκίας μεγέθους 7.4 της κλίμακας ρίχτερ που προκλήθηκε κατά τη διάδοση διάρρηξης του οριζόντιας μετατόπισης ρήγματος Anatolia (το οποίο με τη σειρά του δημιούργησε ένα κανονικό ρήγμα, ανατολικά της πόλης Gölcük), με μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση 2.4m ασχολήθηκαν πάρα πολύ ερευνητές μεταξύ των οποίων ήταν και οι Lettis et al. (2000) και Ulusay et al. (2001). Μία τεκμηριωμένη περιγραφή της αλληλεπίδρασης μεταξύ της διάρρηξης του ρήγματος, του εδάφους και της κατασκευής πραγματοποιήθηκε από τους Anastasopoulos & Gazetas (2007), οι οποίοι διαπίστωσαν πως σημαντικό ρόλο για την απόκριση της κατασκευής διαδραματίζει το είδος του συστήματος θεμελίωσης. Οι Kelson et al. (2001) μελέτησαν τις επιφανειακές παραμορφώσεις λόγω διάρρηξης του ανάστροφου ρήγματος Chelungpu στο σεισμό Chi-Chi, Taiwan 1999. Επιπλέον καταγράφηκαν οι βλάβες που προκλήθηκαν από τη διάρρηξη των σεισμικών ρηγμάτων Anatolia (Kocaeli 1999), North Anatolia (Duzce 1999) και Chelungpu (Chi-Chi 1999)

από τον Bray (2005), ενώ ο Konagai (2005) ασχολήθηκε με τη μελέτη των ανάστροφων ρηγμάτων της Ιαπωνίας.

Η εκτίμηση της επικινδυνότητας της διάρρηξης του ρήγματος Coronado, στην Καλιφόρνια, το οποίο διασχίζει μία προτεινόμενη χάραξη σήραγγας μελετήθηκε από τους Gingery et al. (2010). Αυτό πραγματοποιήθηκε με τέσσερις μεθόδους επιτόπιων παρατηρήσεων, ώστε να οριστεί η θέση του ρήγματος στην επιφάνεια. Αποδείχθηκε ότι η εμφάνιση και οριζόντιων μετατοπίσεων (εκτός από τις κατακόρυφες μετακινήσεις). Η επιφανειακή διάρρηξη του ρήγματος Greendale (οριζόντιας μετατόπισης) στο σεισμό Darfield στη Νέα Ζηλανδία (2010) και οι επιπτώσεις της στις κατασκευές απασχόλησε τους Van Dissen et al. (2011).

Επιπλέον, μια σειρά παρατηρήσεων πεδίου για την διάδοση διάρρηξης κανονικού ρήγματος Hamadoori στην Ιαπωνία (που έδωσε σεισμό μεγέθους Mw 6.6) υλοποιήθηκε από τους Kelson et al. (2011) και τους Oettle et al. (2013), οι οποίοι οδηγήθηκαν στο συμπέρασμα πως η πλήρη διάδοση της διάρρηξης μέχρι την εδαφική επιφάνεια οφείλεται στην ύπαρξη διαφορετικών υπερκείμενων σχηματισμών κατά μήκος του ρήγματος. Ακόμη επιτεύχθηκαν παρατηρήσεις πεδίου σε σχέση με τη γεωμετρία, τα χαρακτηριστικά και την κατάτμηση της επιφάνειας διάρρηξης του ρήγματος οριζόντιας μετατόπισης του σεισμού Yushu στην Κίνα το 2010 (Li et al., 2012).

Οι Boncio et al. (2012) ξεκίνησαν να καταγράφουν βλάβες και αστοχίες που προήλθαν από τη διάρρηξη κανονικού ρήγματος από τον σεισμό L' Aquila (2009) που παρατηρήθηκαν στις κατοικημένες περιοχές Paganica και San Gregorio της Ιταλίας. Τις παραπάνω καταγραφές τις σύγκριναν με αστοχίες που συγκέντρωσαν από διάφορους σεισμούς ανά τον κόσμο οι οποίες οφείλονταν σε διάρρηξη κανονικών ρηγμάτων. Η έρευνα αυτή τους οδήγησε στο να προτείνουν κριτήρια για την οριοθέτηση αποστάσεων ασφαλείας (setbacks) κατά μήκος ενεργών κανονικών ρηγμάτων.

Ακόμη, προκειμένου να υπάρχει μια πιο ρεαλιστική κατανόηση της επιφανειακής τεκτονικής διάρρηξης χρησιμοποιήθηκαν από πολλούς ερευνητές τα πειράματα μικρής κλίμακας που πραγματοποιούνται κάτω από κανονικές συνθήκες φυσικής βαρύτητας (1g) και τα πειράματα σε φυγοκεντριστή. Οι πρώτοι που ασχολήθηκαν με πειράματα μικρής κλίμακας ήταν ο Sanford (1959) για απλές γεωλογικές δομές ο Belouson (1961) και ο Emmons (1969) για ρήγματα οριζόντιας μετατόπισης. Ο Sanford (1959) ασχολήθηκε με τη μέθοδο κιβωτίου άμμου (sandbox), ώστε να προσομοιωθεί η διάδοση

της σεισμικής διάρρηξης μέσω ενός υποθετικού ιζηματογενούς σχηματισμού. Διαπιστώθηκε αρχικά πως η παραμόρφωση κατανέμονταν όλο και πιο ομοιόμορφα καθώς η διάρρηξη έφτανε την επιφάνεια του κουτιού, της οποίας η κλίση μειωνόταν καθώς μειωνόταν το πάχος του εδαφικού στρώματος. Τέλος, τα μη-συνεκτικά εδάφη δεν παρουσίασαν εφελκυστικές ρωγμές, ενώ στην χονδρόκοκκη άμμο η διάρρηξη δεν εμφανίστηκε καν στην επιφάνεια.

Οι Stone & Wood (1992) διεξήγαγαν πειράματα μικρής κλίμακας αλλά και πειράματα σε φυγοκεντρίστη προκειμένου να συγκρίνουν τα αποτελέσματα μεταξύ των δυο πειραμάτων εφαρμόζοντας τεκτονική διάρρηξη εντός αμμώδους εδάφους. Παρατηρήθηκε πως σημαντικό ρόλο στη διάδοση της τεκτονικής διάρρηξης αποτελεί η τιμή της επιβαλλόμενης μετακίνησης σε σχέση με την κοκκομετρική διαβάθμιση του εδάφους. Οι Tani et al. (1996) βασιζόμενοι σε πείραμα μικρής κλίμακας παρατήρησαν ότι η επιφανειακή τεκτονική διάρρηξη επηρεάζεται τόσο από το πάχος της εδαφικής στρώσης όσο και από το είδος της μετατόπισης που απαιτείται στο εύρος της ζώνης διάτμησης στην επιφάνεια του εδάφους, που εξαρτάται από τη μη-γραμμική συμπεριφορά του πάχους της εδαφικής στρώσης. Επιπλέον οι Taniyama & Watanabe (2000) χρησιμοποιώντας στις πειραματικές δοκιμές κιβώτιο άμμου (1g) παρατήρησαν το πώς παραμορφώνονται οι αποθέσεις άμμου λόγω διάρρηξης ανάστροφου ρήγματος.

Τα αποτελέσματα πειραμάτων μικρής κλίμακας σε αμμώδη εδάφη των Lee & Hamada (2005) έδειξαν πως η αύξηση του πάχους της εδαφικής στρώσης (H) συντελεί σε μία μικρή μείωση του λόγου (W/H), όπου το W υποδηλώνει τη θέση του ίχνους του ρήγματος στην επιφάνεια του εδάφους. Οι Moosavi et al. (2010) παρουσίασαν κάποιες ξεκάθαρες προοπτικές της αλληλεπίδρασης μεταξύ της επιφανειακής διάδοσης του ανάστροφου ρήγματος διαμέσου αμμώδους εδαφικού υλικού και της άκαμπτης επιφανειακής θεμελίωσης για μικρές τιμές του λόγου (W/H). Επιπροσθέτως μία συσχέτιση του λόγου της απόστασης της επιφανειακής εκδήλωσης του ρήγματος από το ίχνος του προς το πάχος της εδαφικής στρώσης (W/H), συναρτήσει της γωνίας βύθισης του ρήγματος.

Επιπλέον, επισημαίνεται από τους Cole & Lade (1984) ότι μεγαλύτερη σχετική μετακίνηση (ως προς το πάχος της εδαφικής στρώσης) απαιτείται για την ανάδυση ενός ανάστροφου ρήγματος συγκριτικά με ένα κανονικό ρήγμα στην επιφάνεια. Εν γένει, τα κανονικά ρήγματα χαρακτηρίζονται από μια δευτερεύουσα επιφάνεια αστοχίας, η

οποία συνήθως αναπτύσσεται σε περίπτωση μεγάλης γωνίας βύθισης του ρήγματος και εμφανίζεται ως ανάδυση. Τα παραπάνω συμβαδίζουν με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από πειράματα μικρής κλίμακας που πραγματοποιήθηκαν από τους Sanford (1959), Belousov (1961), Emmons (1969), Friedman et al. (1976) και Cole & Lade (1984). Αξίζει να σημειωθεί ότι η αξιοπιστία των δοκιμών σε πειράματα μικρής κλίμακας σε συνθήκες φυσικής βαρύτητας είναι ικανοποιητική με βάση δημοσιευμένες συγκρίσεις με αποτελέσματα που προέκυψαν από δοκιμές σε φυγοκεντριστή, (Stone & Wood (1992), Moosavi et al. (2010)).

Όπως επισημάνθηκε και νωρίτερα, οι πειραματικές δοκιμές σε φυγοκεντριστή αποτελούν έναν ακόμα τρόπο διερεύνησης του φαινομένου της διάδοσης της διάρρηξης ρήγματος. Οι Roth et al. (1981) και οι El Nahas et al. (2006) χρησιμοποίησαν φυγοκεντριστή, προκειμένου να προσομοιώσουν τη διάδοση ενός ανάστροφου ρήγματος κλίσης 45° οι πρώτοι, και ενός κανονικού και ανάστροφου κλίσης 60° οι δεύτεροι σε υπερκείμενο στρώμα άμμου. Η διερεύνηση της αλληλεπίδρασης επιφανειακής θεμελίωσης με ανάστροφο ρήγμα κλίσης 60° διαμέσου αμμώδους εδαφικού υλικού σε φυγοκεντριστή πραγματοποιήθηκε από τους Ahmed et al. (2008). Οι ίδιοι συμπέραναν πως: (α) ανάλογα με τη σχετική θέση της θεμελίωσης ως προς τη θέση εμφάνισης του ρήγματος (s/B) στην επιφάνεια παρατηρείται αλληλεπίδραση της διάδοσης της διάρρηξης με τη θεμελίωση, με αποτέλεσμα την εμφάνιση σημαντικής στροφής της (1° έως 15°), και (β) η θεμελίωση μπορεί να προκαλέσει την εκτροπή της διάρρηξης. Βάσει των δημοσιεύσεων της τελευταίας δεκαετίας στο χώρο της γεωτεχνικής μηχανικής παρατηρείται μία σημαντική αύξηση πειραμάτων σε φυγοκεντριστή, τόσο σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου όσο και με την παρουσία βαθιάς ή αβαθούς θεμελίωσης (Loli et al. (2011), (2012)).

Οι Moosavi & Jafari (2012) διερεύνησαν τη μείωση των επιφανειακών παραμορφώσεων με χρήση γεωσυνθετικών εντός του εδαφικού στρώματος μέσω πειραμάτων μικρής κλίμακας και αριθμητικών μεθόδων. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η χρήση γεωσυνθετικών συμβάλλει στην αποτελεσματική μείωση των σημαντικότερων κινδύνων που προέρχονται από την ενεργοποίηση υποκείμενου ρήγματος (ή στη μείωση των επιφανειακών παραμορφώσεων και την εξάπλωση τους σε πιο ευρεία ζώνη). Οι Bray et al. (1994c) επαλήθευσαν την αριθμητική μεθοδολογία τους με πειράματα μικρής κλίμακας και επιβεβαίωσαν ότι το ύψος της αναπτυσσόμενης ζώνης διάτμησης έχει άμεση σχέση με την τιμή της παραμόρφωσης αστοχίας και ότι η απέδειξαν ότι η διάδοση

ανάστροφων ρηγμάτων σε αργιλικά εδάφη συνοδεύεται από κάμψη της επιφάνειας του ανερχόμενου τεμάχους προς το κατερχόμενο.

Πειράματα μικρής κλίμακας χρησιμοποίησαν και οι Lin et al. (2006) για την επιβεβαίωση της ακρίβειας της αριθμητικής μεθοδολογίας τους, με την τελευταία να υπολογίζει λίγο μεγαλύτερες επιφανειακές κλίσεις από τις αντίστοιχες τιμές των πειραμάτων. Μέσω της παραμετρικής διερεύνησης της διάδοσης ανάστροφων ρηγμάτων σε αμμώδη εδάφη αναδείχτηκε η σημαντική επίδραση της γωνίας διαστολικότητας και του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους επί του εξεταζόμενου προβλήματος. Τα αποτελέσματα της αριθμητικής προσομοίωσης των Anastasopoulos et al. (2007) επαληθεύτηκαν με πειράματα σε φυγοκεντριστή και διαπίστωσαν πως στην περίπτωση κανονικού ρήγματος ή στην περίπτωση πυκνής άμμου απαιτούνται μικρότερες σχετικές μετακινήσεις για τη διάδοση της σεισμικής διάρρηξης από ότι στην περίπτωση ανάστροφου ρήγματος ή χαλαρής άμμου αντίστοιχα σε συμφωνία με τις παρατηρήσεις των Cole & Lade (1984).

Με έναυσμα τα ενθαρρυντικά αυτά αποτελέσματα, εξετάζεται η αποτελεσματικότητα του οπλισμένου και άοπλου εδάφους στη μείωση των μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων λόγω τεκτονικής διάρρηξης. Για τον σκοπό αυτό εξετάζονται διατάξεις ενίσχυσης με διάφορους συνδυασμούς των βασικών παραμέτρων: το πάχος της εδαφικής στρώσης του επιχώματος, το πλήθος, η απόσταση μεταξύ τους καθώς και το μέτρο ελαστικότητας των γεωσυνθετικών οπλισμών. Επιπροσθέτως, μελετώνται δυο πιθανές θέσεις του ίχνους της θέσης του ρήγματος κατά μήκος της βάσης του οπλισμένου επιχώματος. Οι αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων που θα ακολουθήσουν στη συνέχεια έδειξαν ότι ο γεωσυνθετικός οπλισμός συνετέλεσε στην μείωση των επιφανειακών παραμορφώσεων και την εξάπλωσή τους σε πιο ευρεία ζώνη.

5.2. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΔΟΣΗΣ ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΕΝΤΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

Στην ενότητα αυτή θα διερευνηθεί ο μηχανισμός διάδοσης ενός τεκτονικού ρήγματος με την εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Είναι ανάγκη να σημειωθεί ότι στην διερεύνηση που θα ακολουθήσει δεν συμπεριλαμβάνονται τα ρήγματα οριζόντιας ολισθήσεως, καθώς από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση προέκυψε ότι εν γένει σχετίζονται με παραμορφώσεις περιορισμένου εύρους.

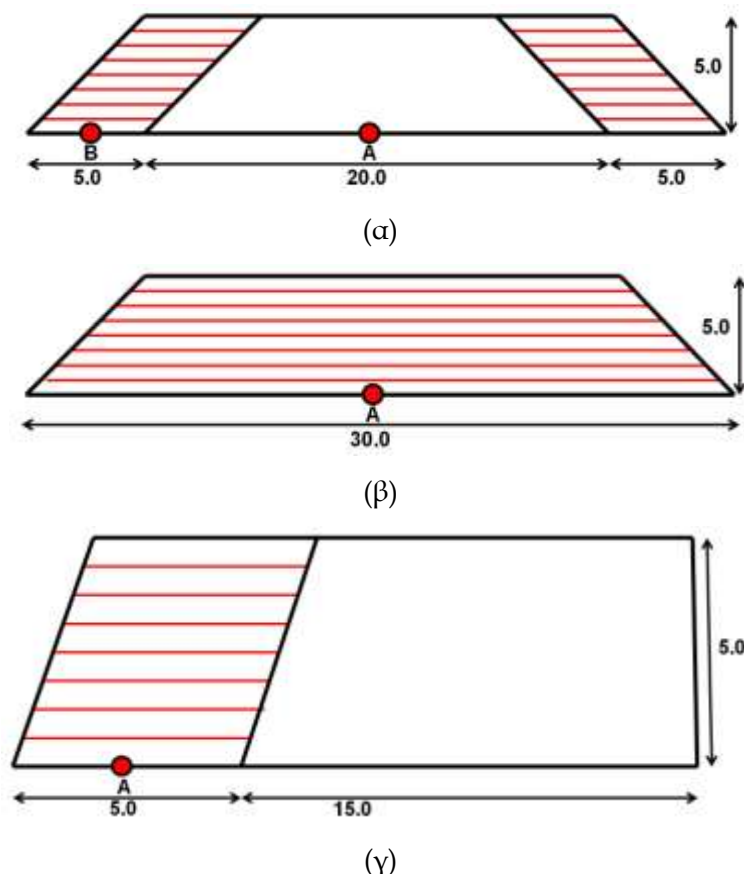
Πίνακας 5.1. Χαρακτηριστικά του εδαφικού υλικού και των γεωσυνθετικών οπλισμών.

Υλικό	Πυκνότητα (Mgr/m ³)	E (MPa)	ν	Συνοχή	Γωνία τριβής(°)	Γωνία διαστολικότητας
έδαφος (άμμος)	1.8	33.9	0.3	0	35°	15°
γεωσυνθετικά	0.9	500	0.1	-	-	-

Για τη διενέργεια των αριθμητικών αναλύσεων καταστρώθηκαν στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (2010) τρία αριθμητικά προσομοιώματα (προσομοίωμα Α, Β, Γ). Το Σχήμα 5.5 απεικονίζει τη γεωμετρία και τη διατομή των τριών διδιάστατων προσομοιωμάτων. Τα χαρακτηριστικά των προσομοιωμάτων είναι τα εξής:

- Στο προσομοίωμα Α το ύψος και το μήκος της βάσης του εδαφικού πρανούς (Σχήμα 5.5α) ισοούνται με 5m και 30m αντιστοίχως και χαρακτηρίζεται από κλίση 1:1 (V:H). Οι οπλισμοί στα δύο πρανή έχουν τοποθετηθεί στα δύο πρανή, ενώ το κεντρικό τμήμα δεν οπλίζεται, γεγονός που επιτρέπει την ανεξάρτητη διαμόρφωση των επιφανειών αστοχίας. Κάθε οπλισμένο πρανές είναι ενισχυμένο με επτά (7) στρώσεις γεωσυνθετικών οπλισμών (μεταλλικές λωρίδες-metallic grid strips). Το μήκος των οπλισμών είναι ίσο με 5m.
- Στο προσομοίωμα Β το ύψος και το μήκος της βάσης του εδαφικού πρανούς (Σχήμα 5.5β) είναι όπως στο προσομοίωμα Α ίσα με 5m και 30m αντιστοίχως, και χαρακτηρίζεται από κλίση 1:1 (V:H). Οι γεωσυνθετικοί οπλισμοί συνολικών στρώσεων επτά (7) τοποθετούνται σε όλο το μήκος της γεωκατασκευής. Το δεύτερο προσομοίωμα είναι γεωμετρικά ίδιο με το πρώτο αλλά διαφέρει στον τρόπο τοποθέτησης των οπλισμών, των οποίων το μήκος μειώνεται από τη βάση προς την κορυφή του τραπεζοειδούς επιχώματος.
- Στο προσομοίωμα Γ το ύψος και το μήκος της βάσης του εδαφικού πρανούς (Σχήμα 5.5γ) είναι ίσα με 5m και 20m αντιστοίχως, και χαρακτηρίζεται από κλίση 3:1 (V:H). Το έδαφος ενισχύεται με επτά (7) στρώσεις γεωσυνθετικών οπλισμών μήκους 5m που είναι τοποθετημένοι στην αριστερή πλευρά του πρανού. Το

προσομοίωμα αυτό είναι βασισμένο ένα πραγματικό επίχωμα που κατασκευάστηκε στον κάθετο άξονα Κορομηλιά – Κρυσταλλοπηγή της Εγνατίας Οδού. Στον Πίνακα 4.1 αναγράφονται τα χαρακτηριστικά των γεωσυνθετικών οπλισμών και του εδαφικού υλικού που χρησιμοποιήθηκε στα τρία προσομοιώματα.

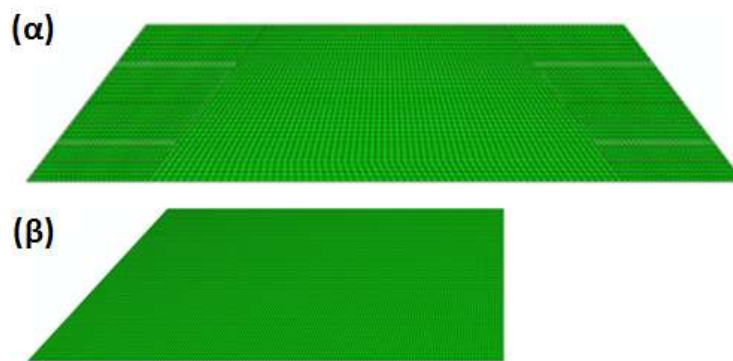


Σχήμα 5.5. Γεωμετρία προσομοιωμάτων: (α) Προσομοίωμα (Α), (β) Προσομοίωμα (Β), και (γ) Προσομοίωμα (Γ).

5.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΩΝ

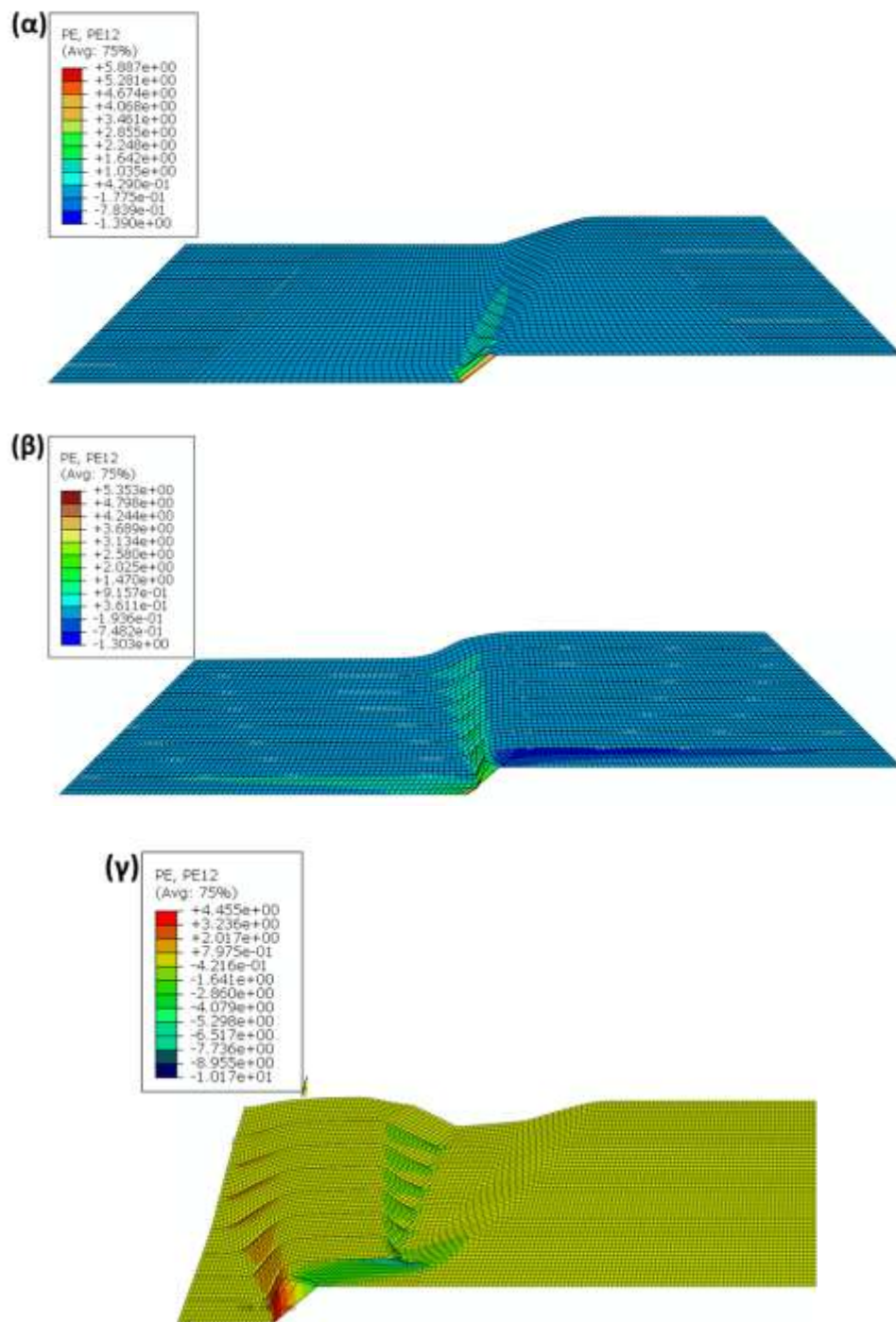
Τα αριθμητικά προσομοιώματα διακριτοποιήθηκαν με τετραπλευρικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης μεγέθους 0.1m x 0.1m. (Σχήμα 5.6). Με τη χρήση του κριτηρίου Mohr-Coulomb προσομοιώθηκε η μη- γραμμική συμπεριφορά του εδάφους. Πιο συγκεκριμένα, ο εδαφικός σχηματισμός συνίσταται από ομοιογενές στρώμα πυκνής άμμου με γωνία εσωτερικής τριβής 35° και γωνία διαστολικότητας 15°, ενώ οι απομένουσες τιμές τους είναι ίσες προς 5° και 0° αντίστοιχα. Επιπροσθέτως, οι γεωσυνθετικοί οπλισμοί με μέτρο ελαστικότητας που ισούται με 500MPa και 1500MPa είναι τιμές που καλύπτουν επαρκώς το εύρος της παραμέτρου που αναφέρεται από διάφορους κατασκευαστές στις τεχνικές

προδιαγραφές των μονοαξονικών γεωπλεγμάτων. Η επιλογή αυτή βασίζεται στη σημαντική εφελκυστική αντοχή που διαθέτουν, γεγονός που επιτρέπει τον ασφαλή σχεδιασμό του οπλισμένου επιχώματος ακόμη και υπό συνθήκες έντονης καταπόνησης, όπως είναι η διάρρηξη ενός τεκτονικού ρήγματος. Η κατανομή των οπλισμών συναρτήσει του ύψους πραγματοποιήθηκε θεωρώντας μία σταθερή απόσταση διανομής μεταξύ τους. Όσον αφορά τα χαρακτηριστικά του ρήγματος, διερευνάται στην ενότητα αυτή η περίπτωση κανονικού ρήγματος, με μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση ίση με 1m και με ίχνος στη βάση των επιχωμάτων, i) στη θέση του άξονα συμμετρίας για τα προσομοιώματα Α και Β (α) και στο μέσον του τμήματος που είναι τοποθετημένος ο οπλισμός για το προσομοίωμα Γ (β) και με γωνία βύθισης ίση με 45°.

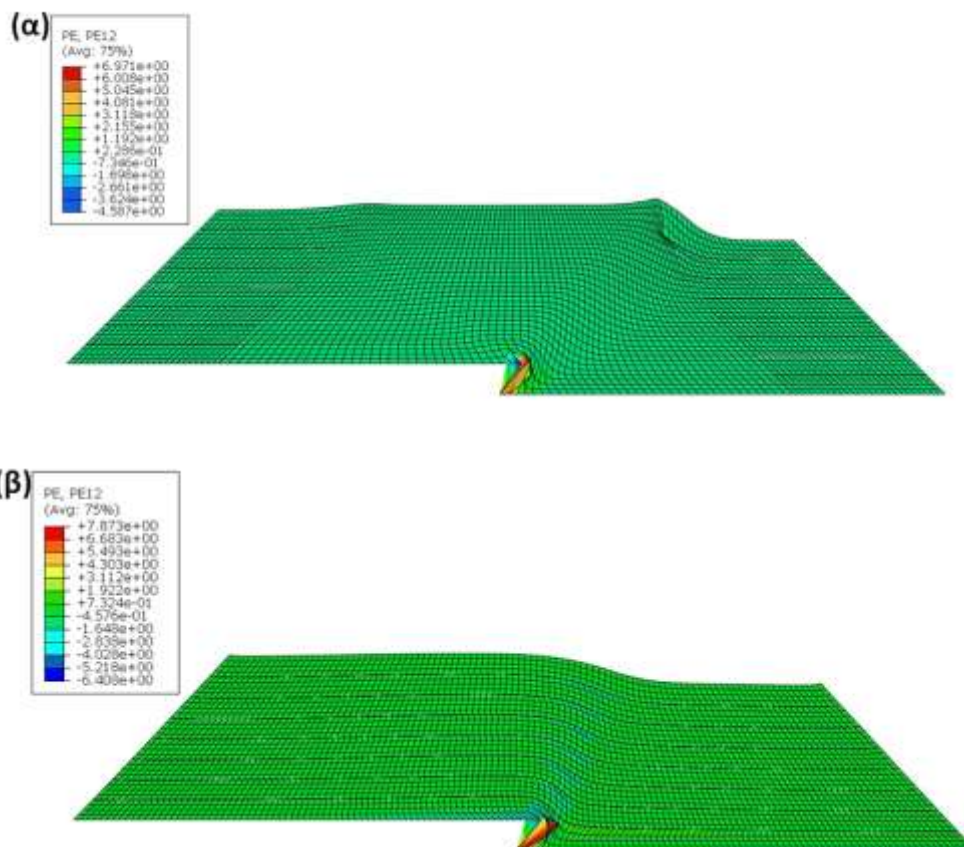


Σχήμα 5.6. Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων για τα προσομοιώματα (Α) και (Β) (α) και για το μοντέλο (Γ) (β).

Στα Σχήματα 5.7 έως 5.9 απεικονίζονται οι επιφάνειες αστοχίας όπως προέκυψαν από τις ισομεγέθεις καμπύλες των πλαστικών παραμορφώσεων για την περίπτωση κανονικού και ανάστροφου ρήγματος 45°. Βάσει των αποτελεσμάτων που εξάγονται από την αριθμητική ανάλυση παρατηρείται ότι η μορφή της επιφάνειας αστοχίας, όσον αφορά στη διάδοση τόσο κανονικού όσο και ανάστροφου ρήγματος, έχει παρόμοια χαρακτηριστικά με αυτά που αναφέρονται στη βιβλιογραφία για τη διάδοση ρηγμάτων εντός επιφανειακών εδαφικών αποθέσεων (Bray et al. (1994a) Athanasopoulos et al. (2007), Anastasopoulos et al. (2007) και Papadimitriou et al. (2007)). Πιο συγκεκριμένα για τα προσομοιώματα Α και Β, στην περίπτωση κανονικού ρήγματος αναπτύσσεται μια δευτερογενής επιφάνεια αστοχίας και ακολούθως ένα «κατακρήμνισμα» στην επιφάνεια του επιχώματος. Για την περίπτωση ανάστροφου ρήγματος παρατηρείται κάμψη του ανερχόμενου τεμάχους προς το κατερχόμενο.



Σχήμα 5.7. Επιφάνειες αστοχίας λόγω διάδοσης κανονικού ρήγματος 45° σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για οπλισμένα επιχώματα με θεώρηση διδιάστατων συνθηκών για το προσομοίωμα Α (α), το προσομοίωμα Β (β) και το προσομοίωμα Γ (γ).



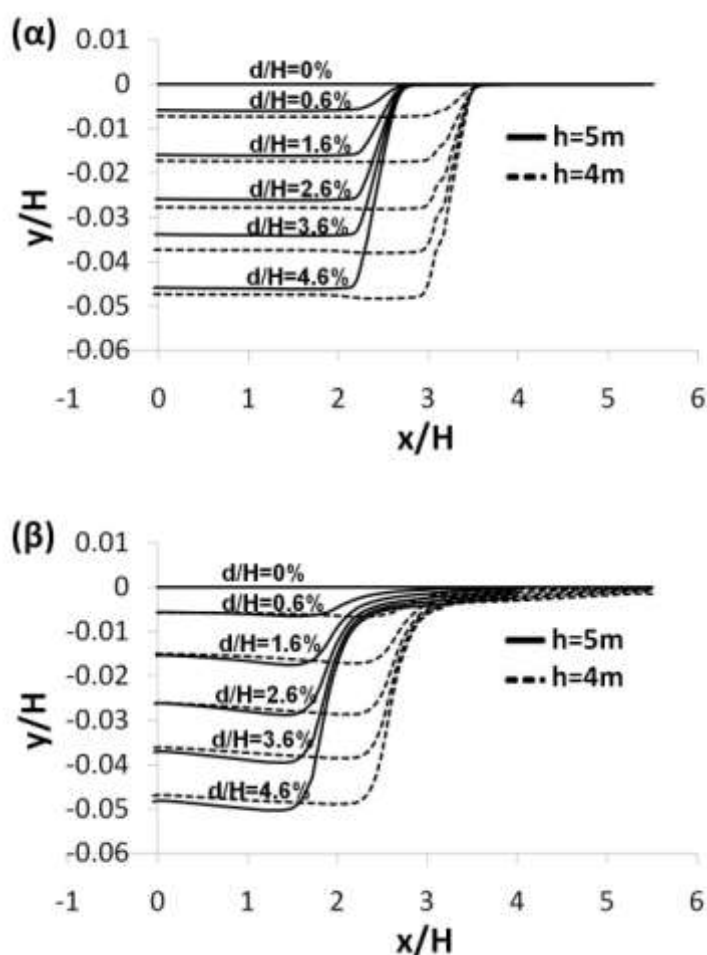
Σχήμα 5.8. Επιφάνειες αστοχίας λόγω διάδοσης ανάστροφου ρήγματος 45° σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για οπλισμένα με θεώρηση διδιάστατων συνθηκών για το προσομοίωμα Α (α) και το προσομοίωμα Β (β).

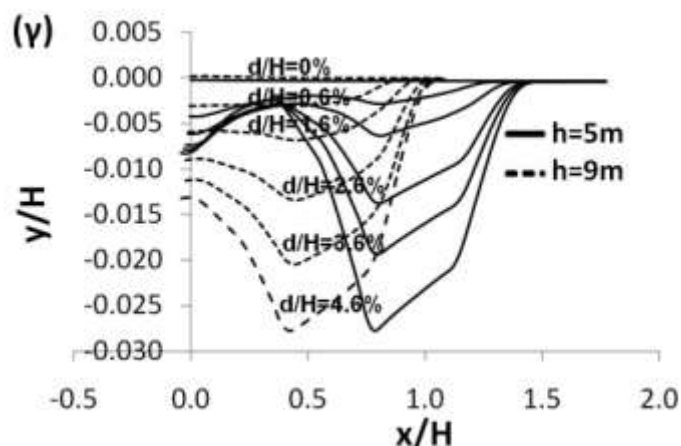
5.3.1. Επίδραση του πάχους της εδαφικής στρώσης

Αρχικά εξετάζεται η επίδραση του πάχους της εδαφικής στρώσης για τις περιπτώσεις οπλισμένου επιχώματος με επτά στρώσεις γεωσυνθετικού οπλισμού και μέτρο ελαστικότητας αριθμητικά ίσο με $E=500$ MPa. Στο Σχήμα 5.9 παρουσιάζονται οι κατανομές της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για τις δυο εξεταζόμενες περιπτώσεις πάχους του επιχώματος, δηλαδή: (i) για $H=5\text{m}$ και $H=4\text{m}$ για τα προσομοιώματα (Α) και (Β) και (ii) για $H=5\text{m}$ και $H=9\text{m}$ για το προσομοίωμα (Γ).

Όπως φαίνεται από το Σχήμα 5.9 τα αποτελέσματα είναι κανονικοποιημένα ως προς το πάχος της εδαφικής στρώσης. Η σκοπιμότητα αυτής της επιλογής είναι η διερεύνηση της πιθανής αδιαστατοποίησης των αναπτυσσόμενων επιφανειακών μετακινήσεων σε

σχέση με το πάχος της εδαφικής στρώσης. Γίνεται αντιληπτό όμως ότι οι κανονικοποιημένες μετακινήσεις εξαρτώνται από το πάχος της εδαφικής στρώσης. Συγκεκριμένα, η αύξηση του πάχους της εδαφικής στρώσης σημαίνει μείωση των επιφανειακών παραμορφώσεων αλλά και μείωση του εύρους της ζώνης ανάπτυξης σημαντικών παραμορφώσεων, για το ίδιο επίπεδο κανονικοποιημένης κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης ως προς το ύψος. Το αντίθετο ισχύει για την περίπτωση των εξεταζόμενων προσομοιωμάτων Β και Γ. Αυτό σημαίνει πως η αύξηση του πάχους της εδαφικής στρώσης οδηγεί στην αύξηση των επιφανειακών παραμορφώσεων. Το γεγονός αυτό υποδεικνύει ότι, ο μηχανισμός ανάπτυξης πλαστικών παραμορφώσεων διαφέρει για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση καθώς σχετίζεται και με το απόλυτο μέγεθος της επιβαλλόμενης μετακίνησης και τη διάταξη των οπλισμών.





Σχήμα 5.9. Κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για δύο περιπτώσεις πάχους της εδαφικής στρώσης και διάφορα επίπεδα της κανονικοποιημένης κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης ως προς το ύψος (d/H).

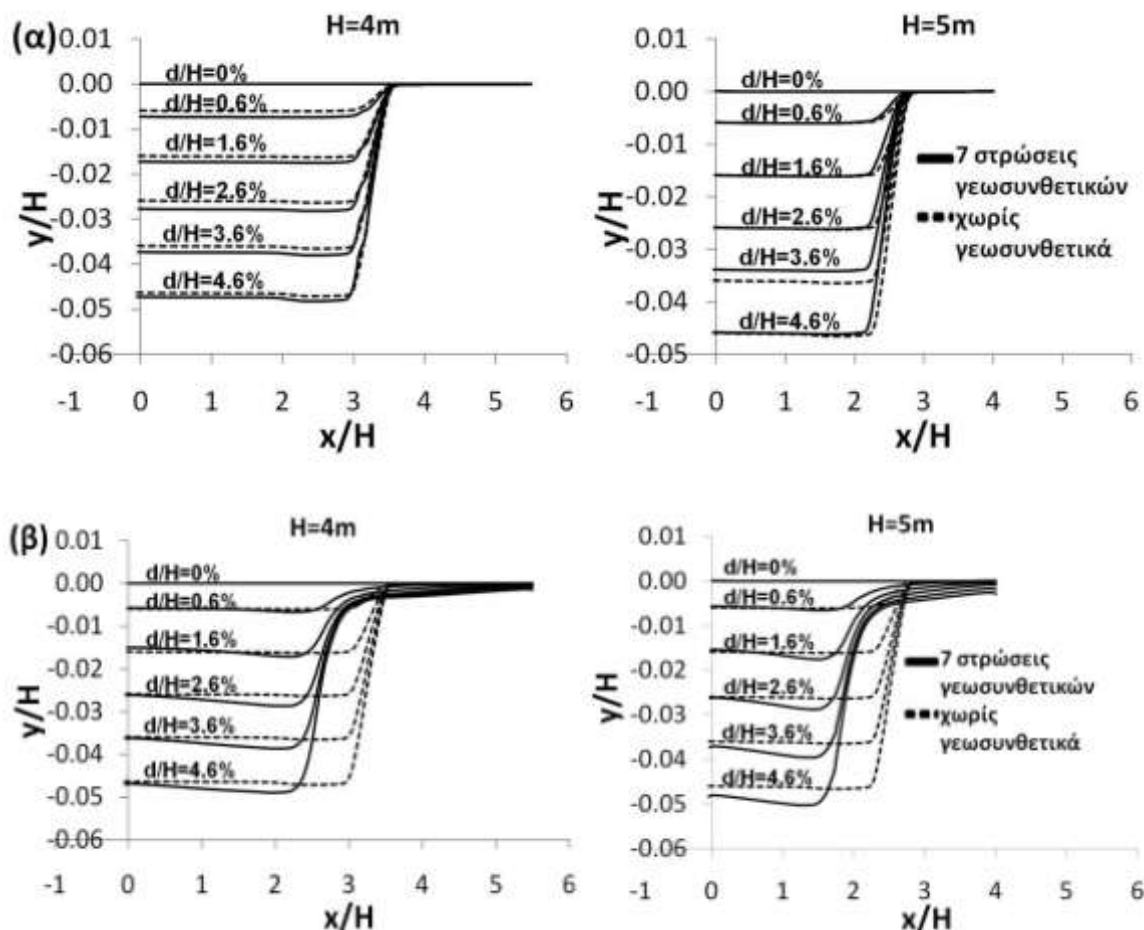
5.3.2. Επίδραση των οπλισμών

Η ύπαρξη του γεωσυνθετικού οπλισμού εντός του εδαφικού επιχώματος έχει ευεργετική επίδραση στην απομείωση των αναπτυσσόμενων επιφανειακών παραμορφώσεων, λόγω της διάδοσης του ρήγματος και για τα τρία προσομοιώματα (Α), (Β) και (Γ), γεγονός που καταγράφεται στο Σχήμα 5.10. Ακόμη για το προσομοίωμα (Β) γίνεται αντιληπτό ότι τόσο για το μη οπλισμένο επίχωμα όσο και για την περίπτωση τοποθέτησης επτά στρώσεων γεωσυνθετικού οπλισμού οι κανονικοποιημένες μετακινήσεις εξαρτώνται από το πάχος της εδαφικής στρώσης. Δηλαδή, για την περίπτωση οπλισμένου και άοπλου επιχώματος και εξετάζοντας το ίδιο επίπεδο κανονικοποιημένης οριζόντιας συνιστώσας της μετακίνησης ως προς το ύψος, παρατηρείται ότι οι επιφανειακές παραμορφώσεις μειώνονται καθώς το ύψος αυξάνει από 4m σε 5m για τα προσομοιώματα Α και Β και από 5m σε 9m για το προσομοίωμα Γ.

5.3.3. Επίδραση του πλήθους στρώσεων των γεωσυνθετικών οπλισμών

Εν συνεχεία ακολουθεί η επίδραση του πλήθους των οπλισμών εντός των επιχωμάτων ύψους 5m και για την περίπτωση χρήσης τεσσάρων και επτά γεωσυνθετικών οπλισμών και για τα τρία εξεταζόμενα προσομοιώματα. Αυτό παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.11 όπου απεικονίζεται η κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας

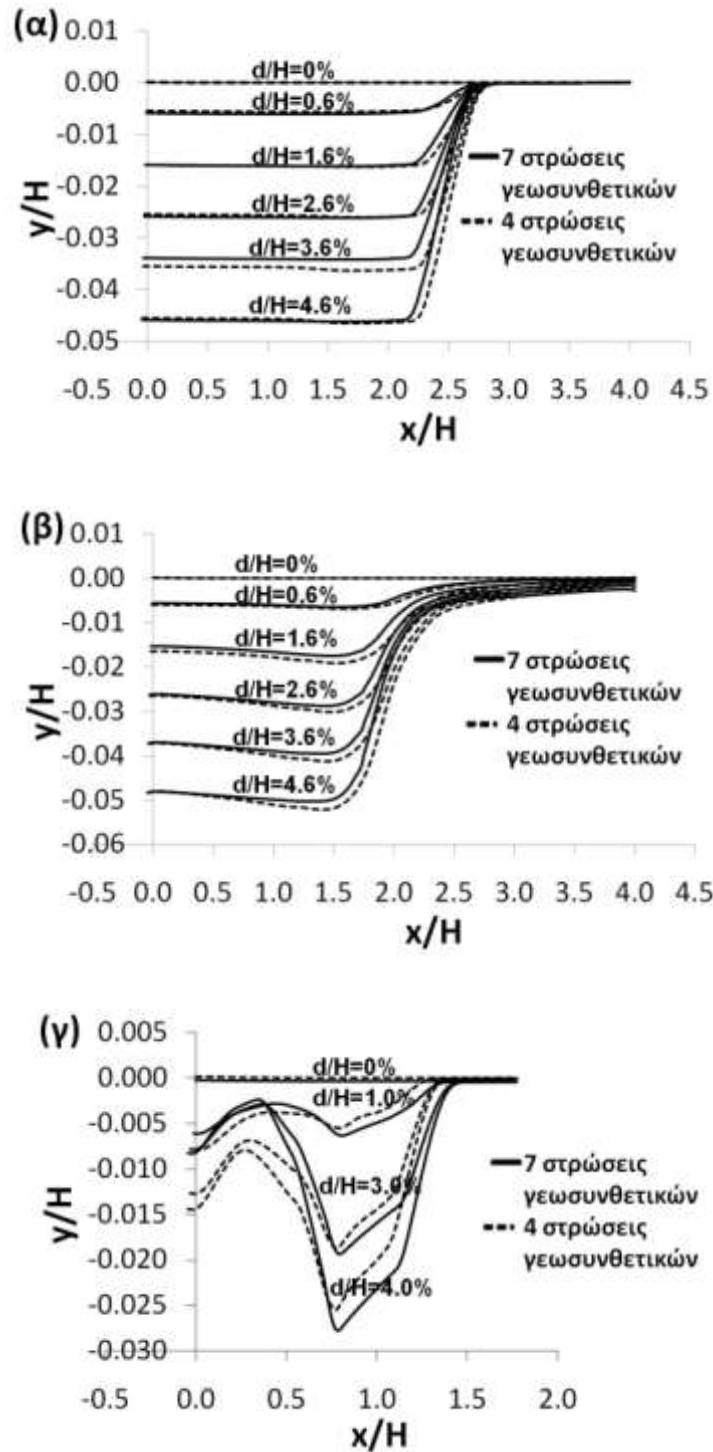
συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για την εφαρμογή τεσσάρων και επτά γεωσυνθετικών οπλισμών.



Σχήμα 5.10. Κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συνάρτησης της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για εφαρμογή μηδενικού οπλισμού και επτά στρώσεων γεωσυνθετικού οπλισμού μέτρου ελαστικότητας ίση με $E=500$ MPa για τα προσομοιώματα (Α) (α) και (Β) (β).

Στην περίπτωση των δυο πρώτων προσομοιωμάτων (Α) και (Β) η αύξηση του πλήθους των στρώσεων του γεωσυνθετικού οπλισμού από τέσσερις σε επτά συντελεί στην μείωση των αναπτυσσόμενων επιφανειακών παραμορφώσεων, ειδικά στην περιοχή επιφανειακής εκδήλωσης της δευτερεύουσας επιφάνειας αστοχίας. Στο Σχήμα 5.11γ στην περιοχή της πρωτεύουσας αστοχίας παρατηρείται μείωση των επιφανειακών παραμορφώσεων σε αντίθεση με την δευτερεύουσα επιφάνεια αστοχίας όπου η αύξηση του πλήθους των στρώσεων των γεωσυνθετικών οπλισμών συντελεί σε περιορισμό της περιοχής ανάπτυξης μεγάλου μεγέθους κανονικοποιημένων κατακόρυφων

μετακινήσεων, και συνεπώς σε αύξηση των επιφανειακών παραμορφώσεων, για αντίστοιχα επίπεδα κανονικοποιημένης μετακίνησης του ρήγματος.

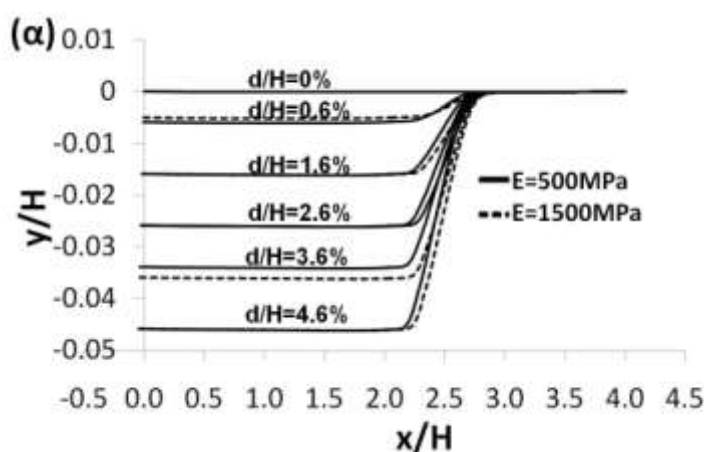


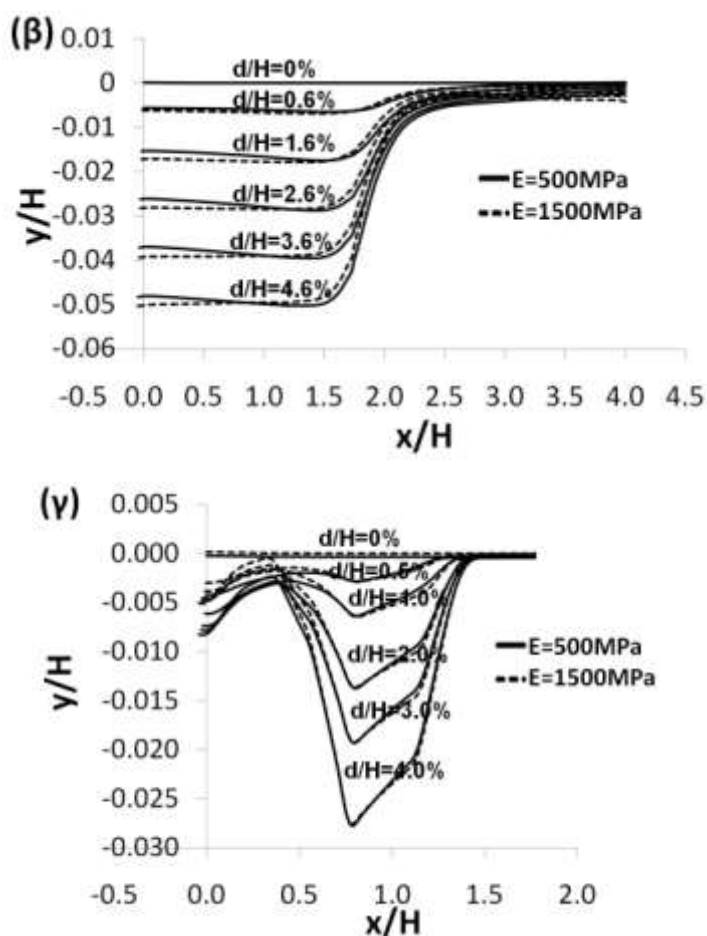
Σχήμα 5.11. Επίδραση του πλήθους στρώσεων των οπλισμών: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για τα οπλισμένα επίχωματα (Α) (α), (Β) (β) και (Γ) (γ) πάχους εδαφικής στρώσης 5m και μέτρου ελαστικότητας ίση με $E=500$ MPa.

5.3.4. Επίδραση του μέτρου ελαστικότητας των γεωσυνθετικών οπλισμών

Είναι γνωστό πως η εφελκυστική αντοχή του γεωσυνθετικού οπλισμού είναι άμεσα εξαρτώμενη από την τιμή του μέτρου ελαστικότητας, η οποία με τη σειρά της παρουσιάζει μεγάλο εύρος. Για τον λόγο αυτό εξετάστηκε και η επίδραση της αύξησης του μέτρου ελαστικότητας (E) των γεωσυνθετικών οπλισμών στην ικανότητα των οπλισμένων εδαφικών επιχωμάτων να περιορίσουν τις αναπτυσσόμενες επιφανειακές παραμορφώσεις.

Στη συνέχεια, εξετάστηκαν τα οπλισμένα επιχώματα (Α), (Β) και (Γ) με πάχος εδαφικής στρώσης 5m με επτά γεωσυνθετικούς οπλισμούς για δυο περιπτώσεις μέτρου ελαστικότητας ίσου δηλαδή με 500MPa, και 1500MPa. Παρατηρώντας το Σχήμα 5.12β εξάγεται εύλογα το συμπέρασμα πως η αύξηση του μέτρου ελαστικότητας από 500MPa σε 1500MPa συντελεί στη μείωση των αναπτυσσόμενων επιφανειακών παραμορφώσεων, ειδικά στην περιοχή επιφανειακής εκδήλωσης της δευτερεύουσας επιφάνειας αστοχίας για το προσομοίωμα Β. Αντιθέτως, στην περίπτωση των προσομοιωμάτων Α και Γ η αύξηση του μέτρου ελαστικότητας των οπλισμών συντελεί σε περιορισμό της περιοχής ανάπτυξης μεγάλου μεγέθους κανονικοποιημένων κατακόρυφων μετακινήσεων, και συνεπώς σε αύξηση των επιφανειακών παραμορφώσεων, για αντίστοιχα επίπεδα κανονικοποιημένης μετακίνησης του ρήγματος.



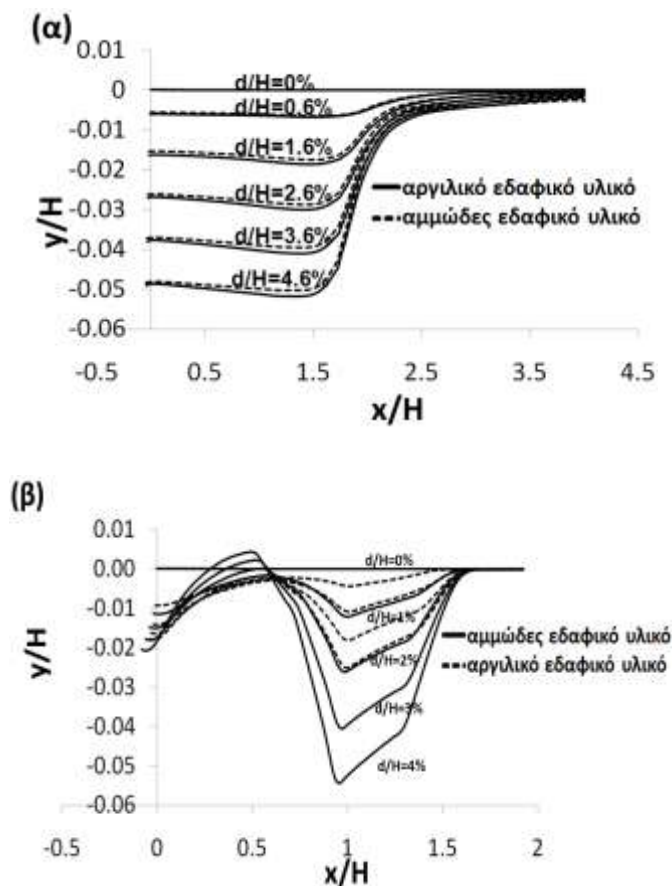


Σχήμα 5.12. Επίδραση του μέτρου ελαστικότητας των οπλισμών: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), για τα οπλισμένα επιχώματα (Α) (α), (Β) (β) και (Γ) (γ) πάχους 5m και με επτά γεωσυνθετικούς οπλισμούς.

5.3.5. Επίδραση του εδαφικού υλικού

Στην ενότητα αυτή εξετάστηκε η επίδραση του εδαφικού υλικού, δηλαδή αργιλικού και αμμώδους στην τιμή της κανονικοποιημένης βύθισης της γεωκατασκευής. Γι' αυτόν τον λόγο εξετάστηκε η περίπτωση που το οπλισμένο επίχωμα αποτελείται από αμμώδες (μη-συνεκτικό) και αργιλικό έδαφος (συνεκτικό) τόσο στο προσομοίωμα (Β) όσο και στο προσομοίωμα (Γ). Διαπιστώνεται πως οι τιμές της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης είναι ελαφρά μικρότερες για αμμώδες εδαφικό υλικό για την περίπτωση του προσομοιώματος Β, ενώ αντιθέτως είναι αισθητά μικρότερες για το αργιλικό εδαφικό υλικό στην περίπτωση του προσομοιώματος Γ. Οπότε συνάγεται ότι

όσον αφορά στην κινηματική καταπόνηση λόγω διάρρηξης ρήγματος, το εδαφικό υλικό της γεωκατασκευής παίζει σημαντικό ρόλο κυρίως για τα οπλισμένα πρανή και όχι τόσο για τα επιχώματα.



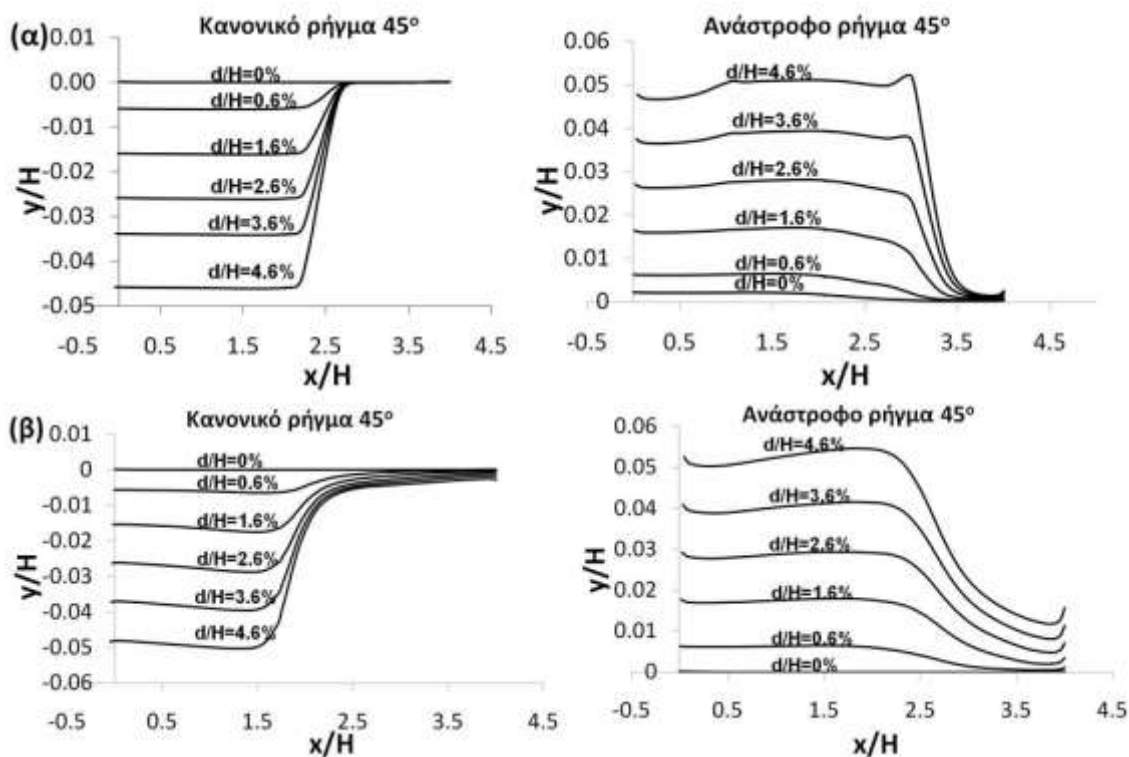
Σχήμα 5.13. Επίδραση του εδαφικού υλικού: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συνάρτησης της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για το επίχωμα Β (α) και Γ (β) , ύψους 5m και με επτά γεωσυνθετικούς οπλισμούς.

5.4. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ

Στη συνέχεια διεξήχθησαν παραμετρικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων οι οποίες συνέβαλλαν στον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών του ρήγματος (δηλαδή της επίδρασης του τύπου του ρήγματος, της γωνίας βύθισης και της σχετικής θέσης του ίχνους του ρήγματος), στο μηχανισμό ανάπτυξης των μόνιμων παραμενουσών παραμορφώσεων των προσομοιωμάτων (Α), (Β) και (Γ).

5.4.1. Επίδραση του τύπου του ρήγματος

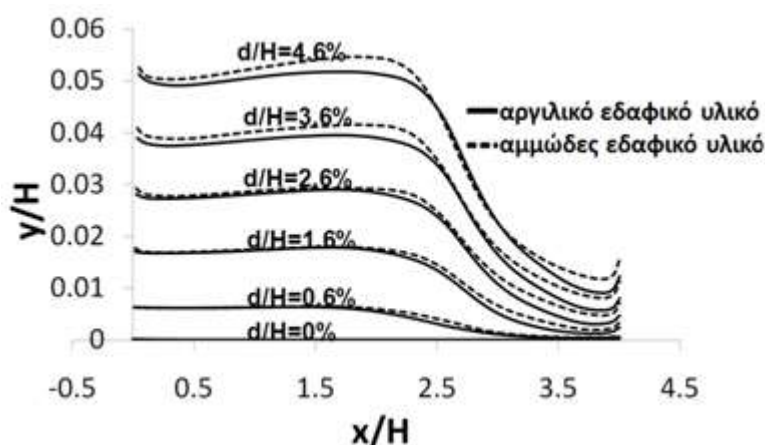
Στο Σχήμα 5.14 απεικονίζεται η κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης, συνάρτησι της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα, για τις εξεταζόμενες περιπτώσεις ρηγμάτων και για διάφορα επίπεδα επιβαλλόμενης μετακίνησης για τα προσομοιώματα (Α) και (Β). Το ίχνος του ρήγματος εντοπίζεται στη θέση $x/H=2.0$ για το προσομοίωμα (Α) και (Β).. Η περιοχή ανάπτυξης σημαντικών εδαφικών παραμορφώσεων εντοπίζεται στη ζώνη μεταξύ $2.2H$ και $2.8H$ για το μοντέλο Α και $1.7H$ και $2.5H$ για το μοντέλο Β.



Σχήμα 5.14. Επίδραση των χαρακτηριστικών του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συνάρτησι της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό και ανάστροφο ρήγμα 45° . Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται για διάφορες τιμές της κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης του ρήγματος κανονικοποιημένης ως προς το ύψος του επιχώματος για το προσομοίωμα Α (α) και για το προσομοίωμα Β (β).

Αντιθέτως, για την περίπτωση του ανάστροφου ρήγματος παρατηρείται πιο σημαντική επίδραση των παραδοχών προσομοίωσης, η οποία είναι ιδιαίτερος έντονη στην περιοχή που βρίσκεται κοντά στην αιχμή του πρανούς ($x/H=4$) και για σημαντικό

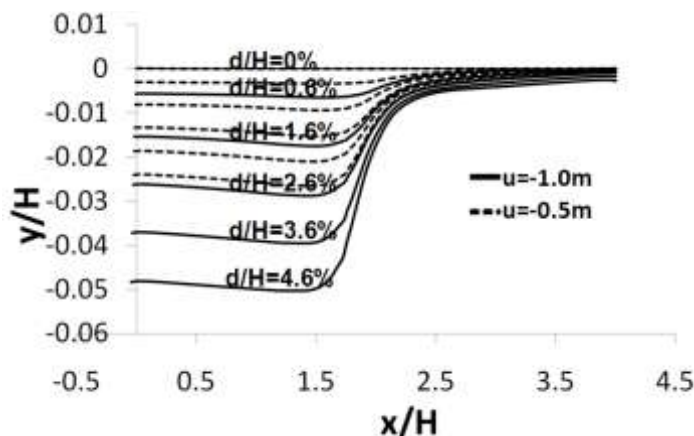
επίπεδο κανονικοποιημένης μετακίνησης ($y/H > 1.6\%$). Οι τιμές της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης είναι μεγαλύτερες στην περίπτωση του ανάστροφου ρήγματος από ότι τις τιμές που κυμαίνονται στο κανονικό ρήγμα. Στο Σχήμα 5.15 εξετάζεται η περίπτωση το προσομοίωμα (B) να διαθέτει ως εδαφικό υλικό την άργιλο σε αντίθεση με παραπάνω που διέθετε αμμώδες εδαφικό υλικό. Παρατηρείται πως οι τιμές της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης για το αμμώδες εδαφικό υλικό είναι μεγαλύτερες εν συγκρίσει με τις αντίστοιχες τιμές του αργιλικού εδαφικού υλικού.



Σχήμα 5.15. Κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για ανάστροφο ρήγμα 45° . Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται για διάφορες τιμές της κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης του ρήγματος κανονικοποιημένης ως προς το ύψος του επιχώματος για το προσομοίωμα B.

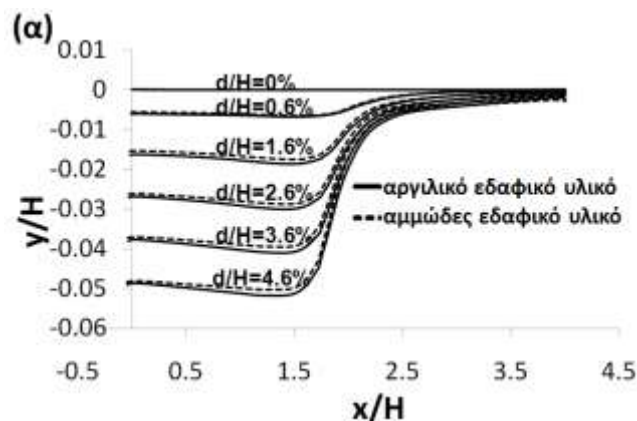
5.4.2. Επίδραση της μετακίνησης του ρήγματος

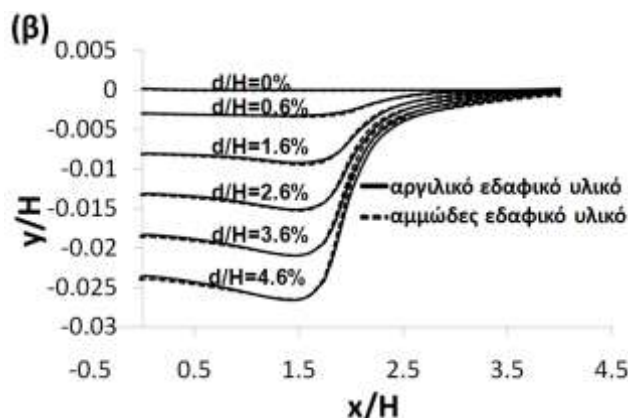
Ένα επιπλέον χαρακτηριστικό του κανονικού ρήγματος που διερευνάται για το μηχανισμό ανάπτυξης των μόνιμων παραμενουσών παραμορφώσεων είναι της τιμής της μέγιστης μετακίνησης του ρήγματος με γωνία βύθισης ίση με 45° . Εξετάστηκαν δυο τιμές ίσες με 0.5m και 1m για το προσομοίωμα B. Από το Σχήμα 5.16 όπου απεικονίζονται οι επιφανειακές μετακινήσεις για διάφορα επίπεδα κατακόρυφης μετακίνησης, είναι φανερό πως η αύξηση του μέτρου του ρήγματος από $u=0.5m$ σε $u=1m$ συντελεί στην αύξηση της κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης και κατά συνέπεια στην αύξηση των αναπτυσσόμενων επιφανειακών παραμορφώσεων.



Σχήμα 5.16. Επίδραση των χαρακτηριστικών του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό ρήγμα 45° .

Εξετάστηκε η επίδραση του μέτρου του ρήγματος στην περίπτωση που το προσομοίωμα Β διαθέτει ως εδαφικό υλικό την άμμο. Στο Σχήμα 5.17 απεικονίζεται κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης, συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας μετακίνησης του παραμορφωμένου φορέα, για κανονικό ρήγμα 45° και μέτρου $u=1$ (α) και $u=0.5$ (β). Παρατηρώντας τα Σχήματα 5.17 εξάγεται εύλογα το συμπέρασμα πως οι τιμές της κανονικοποιημένης μετακίνησης μεταξύ συνεκτικού (αργιλικό εδαφικό υλικό) και μη συνεκτικού εδάφους (αμμώδες εδαφικό υλικό) δε διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους ιδίως στην περίπτωση που το μέτρο του ρήγματος είναι ίσο αριθμητικά με 0.5. Στην περίπτωση που το μέτρο του ρήγματος είναι αριθμητικά ίσο με 1.0 τότε οι τιμές της κανονικοποιημένης μετακίνησης ως προς το ύψος της κατακόρυφης μετακίνησης είναι μικρότερες όταν το προσομοίωμα Β αποτελείται από αμμώδες εδαφικό υλικό.





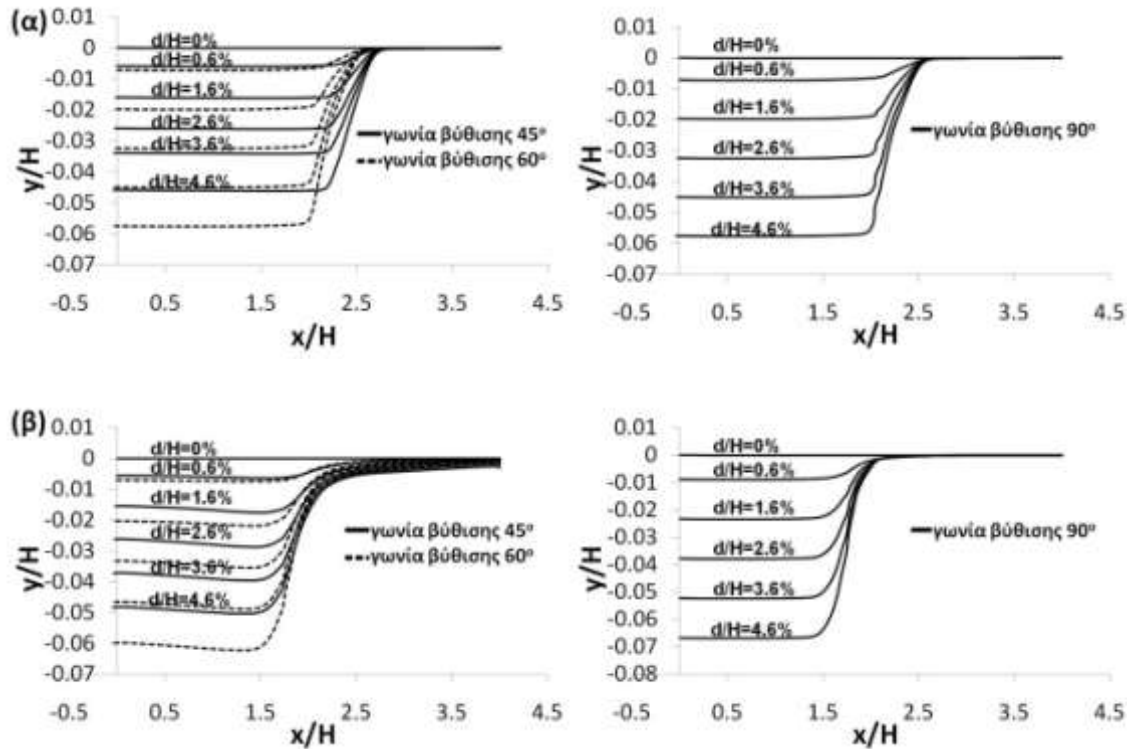
Σχήμα 5.17. Επίδραση των χαρακτηριστικών του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό ρήγμα 45° και μέτρου $u=1$ (α) και $u=0.5$ (β).

5.4.3. Επίδραση της γωνίας βύθισης του ρήγματος

Προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση της γωνίας βύθισης του ρήγματος, διεξήχθησαν αριθμητικές αναλύσεις στα προσομοιώματα Α και Β, που περιλαμβάνουν τις περιπτώσεις κανονικού και ανάστροφου ρήγματος 60° και ρήγματος 90° , ενώ το ίχνος του ρήγματος θεωρείται ότι βρίσκεται στη θέση του άξονα συμμετρίας της κατασκευής στη βάση των δυο προαναφερθέντων μοντέλων. Η προσομοίωση του κάθε τύπου ρήγματος υλοποιήθηκε με την μεταβολή των συνιστωσών της επιβαλλόμενης μετακίνησης στα σύνορα του προσομοιώματος, δηλαδή προσαρμόζοντας καταλλήλως το διάνυσμα της μετατόπισης (βλ. Σχήμα 5.5). Από το Σχήμα 5.18 διαπιστώνεται ότι η απαιτούμενη μετακίνηση του ρήγματος για την ανάδυση του ρήγματος είναι μεγαλύτερη για γωνία βύθισης 60° από ότι για γωνία βύθισης 45° , γεγονός που βρίσκεται σε συμφωνία με την αντίστοιχη συμπεριφορά εδαφικής στρώσης πυκνής άμμου (Lee et al., 2004).

Στην περίπτωση του προσομοιώματος Α η επιφανειακή εκδήλωσή του ρήγματος παρατηρείται σε απόσταση $0.7H$ από τον άξονα συμμετρίας για γωνία βύθισης ίση με 45° και $0.5H$ από τον άξονα συμμετρίας για γωνία βύθισης ίση με 60° , η οποία συμπίπτει με την προέκταση του επιπέδου του ρήγματος. Αντιθέτως, για το προσομοίωμα Β η επιφανειακή εκδήλωσή του ρήγματος παρατηρείται σε απόσταση $0.3H$ από τον άξονα συμμετρίας για γωνία βύθισης ίση με 45° και 60° , η οποία δε συμπίπτει με την προέκταση του επιπέδου του ρήγματος. Παράλληλα, παρατηρείται από το Σχήμα 5.18 ότι η αύξηση της γωνίας βύθισης του ρήγματος σε 90° , σχετίζεται με τη μείωση της

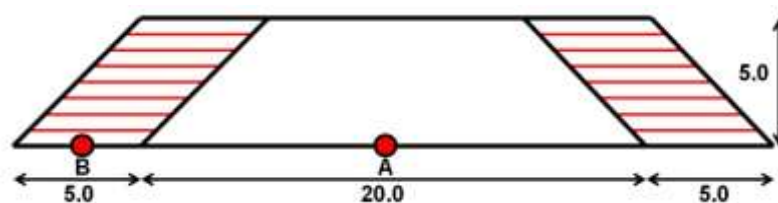
απαιτούμενης μετακίνησης του ρήγματος για ανάδυση του ρήγματος στην επιφάνεια. Η διάδοση του ρήγματος των 90° γίνεται σε σχεδόν κατακόρυφη διεύθυνση, οπότε οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις περιορίζονται στη θέση του άξονα συμμετρίας.



Σχήμα 5.18. Επίδραση των χαρακτηριστικών του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό ρήγμα 45° , 60° και 90° . Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται για διάφορες τιμές της κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης του ρήγματος κανονικοποιημένης ως προς το ύψος του εδαφικού πρανούς για το προσομοίωμα Α (α) και για το προσομοίωμα Β (β).

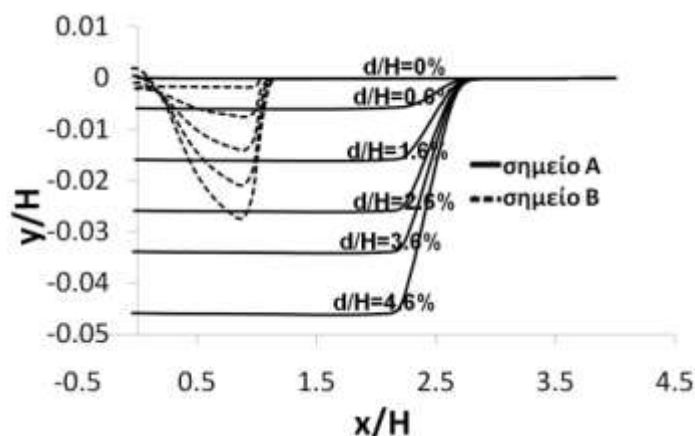
5.4.4. Επίδραση της θέσης του ίχνους του ρήγματος

Στην περίπτωση του προσομοιώματος Α υλοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις με τη θέση του ρήγματος να βρίσκεται στη θέση του άξονα συμμετρίας, δηλαδή στη θέση Α όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.19. Στη συνέχεια διερευνάται ως νέα θέση του ίχνους του ρήγματος η θέση Β, η οποία βρίσκεται σε απόσταση 2.5m από την αιχμή του πρανούς δηλαδή για την εξεταζόμενη περίπτωση κανονικού ρήγματος με γωνία βύθισης 45° , η ευθεία προβολή του ρήγματος αναμένεται στην αιχμή του πρανούς.



Σχήμα 5.19. Σχηματική απεικόνιση της εξεταζόμενης γεωμετρίας και των δύο θέσεων του ίχνους του ρήγματος και λεπτομέρεια του δομημένου καννάβου στον πόδα του πρανούς.

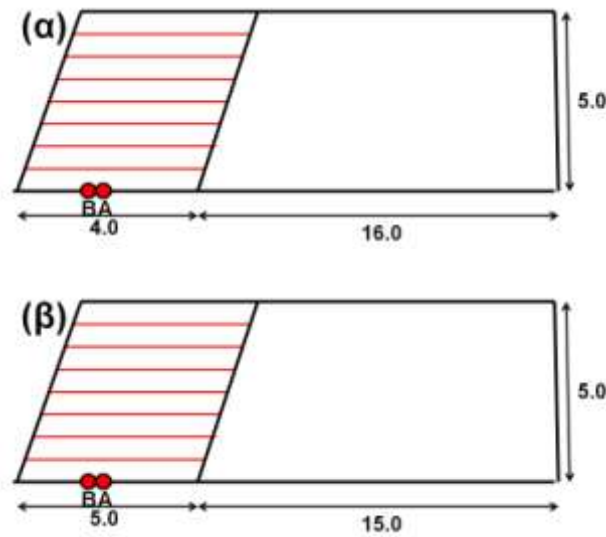
Παρατηρώντας το Σχήμα 5.20 συμπεραίνουμε πως οι επιφανειακές μετακινήσεις για τις δυο εξεταζόμενες περιπτώσεις θέσεων του ίχνους του ρήγματος διαφέρουν σε μεγάλο βαθμό. Η σημαντικότερη διαφορά σχετίζεται με την απόσταση στην οποία αναπτύσσεται η δευτερεύουσα επιφάνεια αστοχίας, αφού η απόσταση μεταξύ των δυο επιφανειών αστοχίας είναι μικρότερη στην περίπτωση που το ρήγμα βρίσκεται στη θέση B. Επιπλέον, παρατηρείται μεγαλύτερη κλίση της επιφάνειας κοντά στην περιοχή ανάδυσης του ρήγματος όταν το ίχνος του ρήγματος εντοπίζεται κάτω από τα πρανή ήπιας κλίσης του επιχώματος.



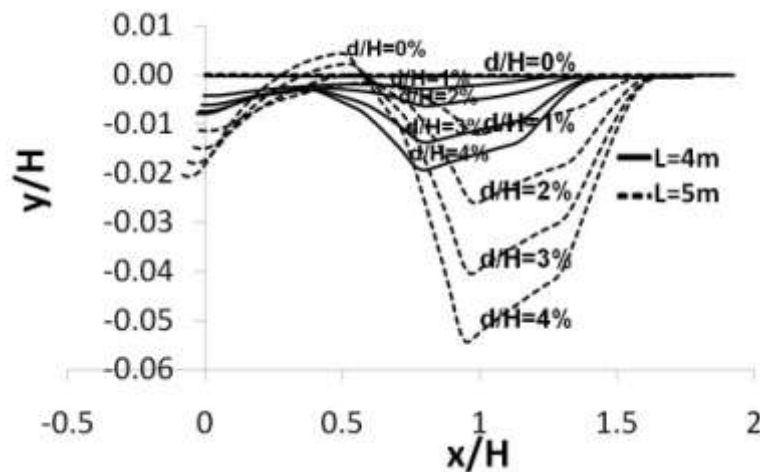
Σχήμα 5.20. Επίδραση της θέσης του ίχνους του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό 45° στις θέσεις A και B.

Επιπροσθέτως, εξετάστηκε η επίδραση του ίχνους της θέσης του κανονικού ρήγματος με γωνία βύθισης 45° για δυο διαφορετικά μήκη οπλισμών του προσομοιώματος Γ, δηλαδή για μήκος οπλισμού ίσο με 4m (Σχήμα 5.21α) και για μήκος οπλισμού ίσο με 5m (Σχήμα 5.21β). Πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις με τη θέση του ρήγματος να βρίσκεται: (α) στη θέση A, η οποία βρίσκεται σε απόσταση 2.5m από την αιχμή του

πρανούς και (β) στη θέση Β η οποία απέχει απόσταση ίση με 2.0m από την αιχμή του πρανού και για τα δυο εξεταζόμενα προσομοιώματα του Σχήματος 5.21.



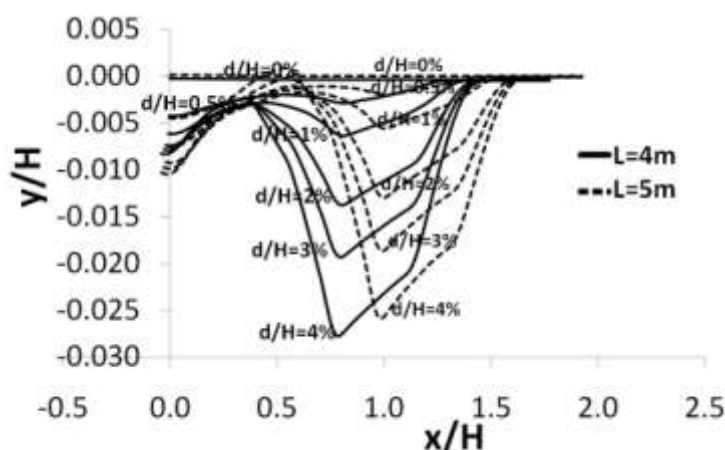
Σχήμα 5.21. Σχηματική απεικόνιση της εξεταζόμενης γεωμετρίας και των δυο θέσεων του ίχνους του ρήγματος.



Σχήμα 5.22. Επίδραση της θέσης του ίχνους του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό ρήγμα 45° στη θέση Α.

Στα Σχήματα 5.22 και 5.23 απεικονίζεται η κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H), και για εφαρμογή του ίχνους του ρήγματος στη θέση Α και Β αντίστοιχα. Είναι εμφανές πως οι

επιφανειακές παραμορφώσεις μειώνονται όταν το ίχνος της θέσης του ρήγματος μετατοπίζεται από τη θέση Α στη θέση Β, δηλαδή από 2.5m σε 2.0m και δεν διαφέρουν δραματικά μεταξύ τους. Επιπλέον, στην περίπτωση που το ίχνος του ρήγματος εφαρμόζεται στο σημείο Α η αύξηση του μήκους του οπλισμού συντελεί στη μείωση της κατακόρυφης συνιστώσας της μετακίνησης και κατά συνέπεια στην μείωση των αναπτυσσόμενων επιφανειακών παραμορφώσεων, ενώ το αντίθετο συμβαίνει για την περίπτωση που το ίχνος του ρήγματος εφαρμόζεται στο σημείο Β.



Σχήμα 5.23. Επίδραση της θέσης του ίχνους του ρήγματος: κατανομή της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος κατακόρυφης μετακίνησης (y/H) συναρτήσει της κανονικοποιημένης ως προς το ύψος οριζόντιας συνιστώσας του παραμορφωμένου φορέα (x/H) για κανονικό ρήγμα 45° στη θέση Β.

5.5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάστηκαν τα αποτελέσματα μίας εκτενούς παραμετρικής αριθμητικής διερεύνησης, η οποία είχε ως στόχο την μελέτη της επίδρασης της ανάπτυξης μετακινήσεων ενεργού ρήγματος κάτω από οπλισμένα εδαφικά επιχώματα. Αρχικά πραγματοποιήθηκε μία εκτενή παραμετρική διερεύνηση της οποίας τα αποτελέσματα συγκλίνουν στο συμπέρασμα ότι η επίδραση του οπλισμού είναι ιδιαίτερα ευνοϊκή. Η αποτελεσματικότητα των διατάξεων των οπλισμένων επιχωμάτων αυξάνει με την αύξηση του ύψους του επιχώματος, αλλά και με τη μείωση της απόστασης των οπλισμών ή διαφορετικά με την αύξηση των στρώσεων του οπλισμού.

Στη συνέχεια, αποδείχτηκε ότι η διάδοση των μόνιμων παραμορφώσεων που αναπτύσσονται λόγω της τεκτονικής διάρρηξης, εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά του

ρήγματος που είναι ο τύπος του ρήγματος, η γωνία βύθισής του και το ίχνος της θέσης του ρήγματος. Έτσι λοιπόν προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- η κατακόρυφη μετακίνηση αυξάνεται καθώς αυξάνει η γωνία βύθισης του ρήγματος,
- καθώς αυξάνεται η γωνία βύθισης του κανονικού ρήγματος δεν αναπτύσσεται δευτερεύουσα επιφάνεια αστοχίας και μειώνεται το εύρος της ζώνης ανάπτυξης σημαντικών παραμορφώσεων,
- καθώς αυξάνεται η γωνία βύθισης του κανονικού ρήγματος η ζώνη παραμόρφωσης γίνεται πιο απότομη στην περίπτωση που ο οπλισμός βρίσκεται τοποθετημένος κάτω από τα πρανή,
- καθώς αυξάνεται το μέτρο της μετακίνησης του ρήγματος παρατηρείται αύξηση της κατακόρυφης μετακίνησης της συνιστώσας που οδηγεί στην αύξηση των αναπτυσσόμενων επιφανειακών παραμορφώσεων,
- όταν ο οπλισμός είναι τοποθετημένος κάτω από τα πρανή, η ζώνη παραμορφώσεων επηρεάζεται σημαντικά από τον τύπο του ρήγματος: (α) περίπου στο 20% του ύψους από το ίχνος του ρήγματος (για κανονικό ρήγμα) και (β) περίπου στο 80% του ύψους από το ίχνος του ρήγματος (για ανάστροφο ρήγμα).

Εν κατακλείδι, τα αποτελέσματα της παρούσας παραμετρικής διερεύνησης παρέχουν χρήσιμες πληροφορίες όσον αφορά στη συμπεριφορά των οπλισμένων επιχωμάτων έναντι τεκτονικής διάρρηξης, καθώς και την αποτελεσματικότητα του οπλισμού ως μέτρου προστασίας τέτοιου είδους γεωκατασκευών έναντι και αυτού του τύπου σεισμικής καταπόνησης, πέρα από την αδρανειακή καταπόνηση που αναλύεται σε προηγούμενα κεφάλαια της διατριβής.

5.6. ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

ABAQUS, (2010), “Analysis user’s manual version 6.8.2”, Simulia Inc, USA.

Ahmed, W., Bransby, F., & Nagaoka, S., (2008), “The Effect of Shallow Foundation Position on their Interaction with Reverse Fault”, Proceedings of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, ASCE, 1-9.

Ambraseys, N., & Jackson, J., (1984), “Seismic movements”, Ground movements and their effects on structures, P. B. Attewell and R. K. Taylor, eds., Surrey Univ. Press, Surrey, U.K., pp. 353–380.

- Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Bransby, M.F., Davies, M.C.R., & El Nahas A., (2007) "Fault rupture propagation through sand: Finite-element analysis and validation through centrifuge experiments", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(8), 943-958.
- Anastasopoulos, I., & Gazetas, G., (2007), "Foundation-Structure Systems over a Rupturing Normal Fault: Part I. Observations after Kocaeli 1999 Earthquake", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5(3), 253-275.
- Anastasopoulos, I., Gerolymos, N., Gazetas, G., & Bransby, M. F., (2008) "Simplified Approach for Design of Raft Foundations against Fault Rupture. Part I: Free- Field", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7(2), 147-163.
- Athanasopoulos G., Leonidou, E., & Pelekis, P., (2007), "Fault-rupture related hazard to engineered structures - parametric numerical analyses", in *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Springer, Paper No. 1679.
- Belousov, V. V., (1961), "Experimental geology", *Scientific American*, 204(2), 96-106.
- Bray, J.D., (2001), "Developing Mitigation Measures for the Hazards Associated with Earthquake Surface Fault Rupture", *Workshop on Seismic Fault-Induced Failures - Possible Remedies for Damage to Urban Facilities*, University of Tokyo Press, pp. 55-79.
- Bray, J. D., (2005), "Developing Mitigation Measures for the Hazards Associated with Earthquake Surface Fault Rupture", *Proceedings, 1st Greece-Japan Workshop: Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, 11-12 October, Athens, pp. 319-343.
- Bray, J.D., & Kelson, K.I., (2006), "Observations of Surface Fault Rupture from the 1906 Earthquake in the Context of Current Practice", *Earthquake Spectra*, 22(2), 69-89.
- Bray, J.D., Seed, R.B., & Seed, H.B., (1994a), "Analysis of earthquake fault rupture propagation through cohesive soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(3), 562-580.
- Bray, J. D., Seed, R. B., Cluff, L. S., & Seed, H. B., (1994b), "Earthquake Fault Rupture Propagation through Soil", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 120(3), 543-561.
- Bray, J. D., Seed, R. B., Cluff, L. S., & Seed, H. B., (1994c), "Earthquake Fault Rupture Propagation through Soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 120(3), 562-580.
- Boncio, P., Galli, P., Naso, G., & Pizzi, A., (2012), "Zoning Surface Rupture Hazard along Normal Faults: Insight from the 2009 Mw 6.3 L'Aquila, Central Italy, Earthquake and Other Global Earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102(3), 918-935.
- Chang et al., (2015), "Evolution of the surface deformation profile and subsurface distortion zone during reverse faulting through overburden sand", *Engineering Geology*, 184, 52-70.
- Cole, D.A., & Lade, P.V., (1984), "Influence zones in alluvium over dip-slip faults", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110 (5), 599-615.
- Duncan, J.M., & Lefebvre, G., (1973), "Earth pressures on structures due to fault movement", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99 (12), 1153-1163.

- Duncan, J. M., Byrne, P., Wong, K. S., & Mabry, P., (1980), "Strength, stress strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses", Geotechnical Engineering Report, University of California, Berkeley, UCB/GT/80-01.
- El Nahas, A., Bransby, M. F., & Davies, M. C. R., (2006), "Centrifuge modeling of the interaction between normal fault rupture and rigid, strong raft foundations", Proc., Int. Conf., on Physical Modeling in Geotechnics, August, Hong Kong, pp. 337-342.
- Erickson, S.G., Staryer, L.M., & Suppe, J., (2001), "Initiation and reactivation of faults during movement over a thrust-fault ramp: Numerical mechanical models", J. Struct. Geology, 23, 11-23.
- Emmons, R.C., (1969), "Strike-slip rupture patterns in sand models", Tectonophysics, 7(1), 71-87.
- Faccioli, E., Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Callerio, A., & Paolucci, R. (2008), "Fault rupture-foundation interaction: selected case histories", Bulletin of Earthquake Engineering, 6(4), 557-583.
- Friedman, M., Handin, J., Logan, J.M., Min, K.D., & Stearns, D.W., (1976), "Experimental folding of rocks under confining pressure. Part III: faulted drape folds in multilithologic layered specimens", Bulletin of the Geological Society of America, 87, 1049- 1066.
- Jafari, M.K., & Moosavi, S.M., (2008), "Lessons to be learned from Surface Fault Ruptures in Iran Earthquakes", Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering and Symposium in Honor of Professor James K. Mitchell, Arlington, VA, USA.
- Johansson, J., & Konagai K., (2006), "Fault induced permanent ground deformations – an experimental comparison of wet and dry soil and implications for buried structures", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26, 45 -53.
- Gingery, J.R., Rugg, S.H., Hilton, B.R., & Rockwell, T.K., (2010), "Fault Hazard Characterization for a Transportation Tunnel Project in Coronado, California", 5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 24-29 May, 2010, San Diego, California, Paper No. 7.02c.
- Kelson, K.I., Kang, K.H., Page, W.D., Lee, C.T., & Cluff, L.S., (2001), "Representative styles of deformation along the Chelungpu Fault from the 1999 Chi-Chi (Taiwan) earthquake: Geomorphic characteristics and responses of man-made structures", Bulletin of the Seismological Society of America, 91(5), 930-952.
- Kelson, K.I., Harder, L.F., Kishida, T., & Ryder, I., (2011), "Preliminary Observations of Surface Fault Rupture from the April 11, 2011 Mw 6.6 Hamadoori Earthquake, Japan (an aftershock of the March 11, (2011), Tohoku Offshore Earthquake, Japan)", Geotechnical Extreme Events Reconnaissance (GEER), Report No. GEER-025d.
- Konagai, K., (2005), "Data Archives of Seismic Fault-Induced Damage", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, 559-570.
- Lade, P.V., Cole, D.A., & Cummings, D., (1984), "Multiple failure surfaces over dip-slip faults", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110 (5), 616-627.
- Lazarte, C.A, Bray, J.D., Johnson A.M., & Lemmer R.E., (1994), "Surface breakage of the 1992 Landers earthquake and its effects on structures", Bulletin of the Seismological Society of America, 84(3), 547-561.

- Lee, J.W., Hamada, M., Tabuchi, G., & Suzuki, K., (2004), "Prediction of fault rupture propagation based on physical model tests in sandy soil deposit", in Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, paper No. 119.
- Lee, J.W., & Hamada, M., (2005), "An eExperimental study on earthquake fault rupture propagation through a sandy soil deposit", *Structural Engineering/Earthquake Engineering* 22(1), 1-13.
- Leonidou, E.A., & Athanasopoulos, G.A., (2000) "Fault-rupture propagation and surface distortion in cohesive soils: Finite-element analyses and parameter effects", Young Geotechnical Engineers Conference, Southampton, U.K.
- Lettis, W., et al., (2000), "Surface fault rupture", In Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999, Reconnaissance Report, *Earthquake Spectra*, 16(S1), 11-53.
- Li, C.Y., Pang, J.Z., & Zhang Z.Q., (2012), "Characteristics, Geometry and Segmentation of the Surface Rupture Associated with the 14 April 2010 Yushu Earthquake Eastern Tibet, China", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102(4), 1618-1638.
- Lin, M.L., Chung, C.F., & Jeng, F.S., (2006), "Deformation of overburden soil induced by thrust fault slip", *Engineering Geology*, 88, 70-89.
- Loli, M., Anastasopoulos, I., Bransby, M.F., Ahmed, W., & Gazetas, G., (2011), "Caisson Foundations Subjected to Reverse Fault Rupture: Centrifuge Testing and Numerical Analysis", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 137(10), 914-925.
- Loli, M., Bransby, M.F., Anastasopoulos, I., & Gazetas, G., (2012), "Interaction of caisson foundations with a seismically rupturing normal fault: Centrifuge testing versus numerical simulation", *Géotechnique*, 62(1), 29-43.
- Loukidis, D. (1999), "Active fault propagation through soil", Diploma thesis, School of Civil Engineering, National Technical University, Athens, Greece.
- Loukidis, D., & Bouckovalas, G., (2001), "Numerical simulation of active fault rupture propagation through dry soil", in Proceedings of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn, March 2001, San Diego, California, Paper No 3.04.
- Loukidis, D., Bouckovalas, G.D., & Papadimitiou, A.G., (2009), "Analysis of Fault Rupture Propagation through Uniform Soil Cover", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(11-12), 1389-1404.
- Moosavi, S.M., Jafari, M.K., Kamalian, M., Shafiee, A., (2010), "Experimental investigation of reverse fault rupture—rigid shallow foundation interaction", *International Journal of Civil Engineering*, 8(2), 85-98.
- Moosavi, S.M., & Jafari, M.K., (2012), "Investigation of the surface fault rupture hazard mitigation by geosynthetics", *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering 15WCEE*, Lisbon, Portugal.
- Mortazavi Zanjani. M., & Soroush A., (2013), "Numerical modeling of reverse fault rupture propagation through clayey embankments", *International Journal of Civil Engineering, Transaction B: Geotechnical Engineering*, 11(2).
- Nakai, T., Muir Wood, D., & Stone, K.J.L., (1995), "Numerical calculations of soil response over a displacing basement", *Soils & Foundations*, 35(2), 25-35.

- Oakeshott, G.B., (1973), "Patterns of ground ruptures in fault zones coincident with earthquakes: some case histories, the association of engineering geologists", Reprinted from *Geology, Seismicity, and Environmental Impact*, Special Publication, October, pp. 287-312.
- Oettle, N.K., & Bray, J.D. (2013), "Geotechnical mitigation strategies for earthquake surface fault rupture", *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 139, 1864-1874.
- Oettle, N.K., Bray, J.D., & Dreger, D.S. (2015), "Dynamic effects of surface fault rupture interaction with structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 72, 37-47.
- Papadimitriou, A., Loukidis, D., Bouckovalas, G., & Karamitros, D., (2007), "Zone of excessive ground surface distortion due to dip-slip fault rupture", in *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki, Greece.
- Roth, W.H., Scott, R.F., & Austin I., (1981), "Centrifuge Modeling of Fault Propagation Through Alluvial Soils", *Geophysical Research Letters*, 8(6), 561-564.
- Roth, W.H., Sweet, J., & Goodman, R.E., (1982), "Numerical and physical modelling of flexural Slip phenomena and potential for fault movement", *Rock Mechanics Supplement*, 12, 27-46.
- Sanford, A.R., (1959), "Analytical and experimental study of simple geologic structures", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 70, 19-52.
- Scott, R.F., & Schoustra, J.J., (1974), "Nuclear power plant siting on deep alluvium", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 100(4), 449-459.
- Slemmons, D.B., (1957), "Geological effects of the Dixie valley-Fairview peak, Nevada, earthquakes of December 16, 1954", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 47(4), 353-375.
- Stone, K.J.L. & Wood, D.M., (1992), "Effects of dilatancy and particle size observed in model tests on sand", *Soils and Foundations, JSSMFE*, 32(4), 43-57.
- Tani, K., Ueta, K., & Onizuka, N., (1996), "Discussion on Earthquake fault rupture propagation through soil", by Bray, J.D., Seed, R.B., Cluff L.S, and Seed, H.B., *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122(1), 80-82.
- Taniyama, H., & Watanabe, H., (2000), "Deformation of Sandy Deposits by Fault Movement", *Proceedings of 12th World Conference of Earthquake Engineering*.
- Tutkun, Z., Pavlides, S., & Dogan B., (2001), "Small Scale Structure Pattern Along the Surface Rupture Traces of the Izmit-Kocaeli (Turkey) 1999 Earthquake", *Proceedings of 4th International Symposium on Eastern Mediterranean Geology*, Isparta, Turkey.
- Ulusay, R., Aydan, Ö., & Hamada, M., (2001), "The behavior of structures built on active fault zones: Examples from the recent earthquakes of Turkey", *Seismic Fault-Induced Failures*.
- Vardoulakis, I, Graf, B., & Gudehus, G., (1981), "Trap-door problem with dry sand: a statical approach based upon model test kinematics", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 5, 57-58.
- Van Dissen, R., & 28 more authors, (2011), "Surface rupture displacement on the Greendale Fault during the Mw 7.1 Darfield (Canterbury) Earthquake, New Zealand, and its Impact on man-made Structures", *Proceedings of the 9th Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.

- Walters, J.V., & Thomas, J.N., (1982), "Shear zone development in granular materials", Proc., 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada, Vol. I, pp. 263-274.
- Wells, D.L., & Coppersmith, K.J., (1994), "New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement", Bulletin of the Seismological Society of America, 84(4), 974 - 1002.
- White, R.J., Stone, K.J.L., & Jewel, R.J., (1994), "Effect of particle size on localization development in model tests on sand", In: Leung C.F., Lee F.H., Tan E.T. (eds) Centrifuge, Balkema, Rotterdam, Vol 94, 817-822.
- Yeats, R.S., Sieh, K., & Allen, C.R., (1997), "The geology of earthquakes", Oxford University Press, Inc.
- Zania V., Tsompanakis Y., & Psarropoulos P.N., (2008), "Fault rupture and kinematics distress of earth filled embankments", Proceedings of the 14th International Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Αθανασόπουλος, Γ. Α., και Λεωνίδου, Ε. Α., (1997), "Προσδιορισμός των παραμέτρων σεισμικού σχεδιασμού των έργων του νέου λιμένα Πατρών", Πανελλήνιο Συνέδριο Λιμενικών Έργων, Αθήνα, 89-94.
- Γεωδιφης, (2014), <http://www.geodifhs.com/>.
- Λεωνίδου, Ε.Α., (2000), "Αναλυτική διερεύνηση της διάδοσης της διάρρηξης σεισμικών ρηγμάτων σε υπερκείμενους εδαφικούς σχηματισμούς και εκτίμηση των επιπτώσεων σε γειτονικές κατασκευές", Μεταπτυχιακή Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Λεωνίδου, Ε.Α., (2003), "Διάδοση της διάρρηξης σεισμικών ρηγμάτων υποβάθρου σε υπερκείμενους εδαφικούς σχηματισμούς", Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, Ελλάδα.

Κυριότερα ευρήματα – Προτάσεις

6.1. ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Κατά την τελευταία δεκαετία παρατηρείται διεθνώς μια σημαντική ανάπτυξη και επέκταση της κατασκευής μεγάλων τεχνικών έργων υποδομής, όπως είναι τα οδικά και σιδηροδρομικά δίκτυα. Επιπλέον, η έντονη σεισμικότητα κάθε περιοχής και ιδιαίτερα του ελλαδικού χώρου αποτελεί μια βασική παράμετρο σχεδιασμού η οποία πρέπει να λαμβάνεται σοβαρά υπόψη, αφού σχετίζεται με πολλούς τρόπους καταπόνησης και ενδεχόμενης αστοχίας των τεχνικών έργων. Η παρούσα διδακτορική διατριβή διερεύνησε διεξοδικά τη σεισμική καταπόνηση εδαφικών πρανών και την προστασία τους έναντι της ανάπτυξης σεισμικής αστάθειας και έντονων παραμορφώσεων με χρήση «οπλισμένης γης».

Η τεχνολογία και το εύρος εφαρμογών των γεωσυνθετικών υλικών που χρησιμοποιούνται στην οπλισμένη γη αναπτύσσεται ταχύτατα τα τελευταία χρόνια. Η κατασκευή τοίχων αντιστήριξης οπλισμένης γης και οπλισμένων πρανών και επιχωμάτων έχει ήδη καθιερωθεί σε πολλές χώρες, ενώ έχει αρχίσει να εφαρμόζεται και στην χώρα μας με αρκετά παραδείγματα να υφίστανται ήδη στην Εγνατία Οδό (περιοχή Μετσόβου), στην Εθνική Οδό Τρικάλων-Άρτας και αλλού. Παρόλα αυτά, οι αντισεισμικοί κανονισμοί (όπως ο Ε.Α.Κ. και ο Ευρωκώδικας 8) δεν εμπεριέχουν διατάξεις για την οπλισμένη γη. Για παράδειγμα, οι τεχνικές οδηγίες του φορέα διαχείρισης (Ε.Ο.Α.Ε.) για τον αντισεισμικό σχεδιασμό οπλισμένων επιχωμάτων της Εγνατίας Οδού σε σεισμική δράση βασίζονται στις απλοποιητικές (και σε αρκετές περιπτώσεις ανεπαρκείς) διατάξεις του Ε.Α.Κ. για το σχεδιασμό άοπλων πρανών και επιχωμάτων. Επομένως, εκ προοιμίου δεν λαμβάνεται υπόψη η ευεργετική ή μη δράση του οπλισμού στη δυναμική/σεισμική συμπεριφορά του πρανούς/επιχώματος. Επιπλέον, δεν υπολογίζεται ρεαλιστικά η επίδραση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του πρανούς/επιχώματος, των γεωμορφολογικών χαρακτηριστικών της περιοχής, της

μη-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους, της δυναμικής αλληλεπίδρασης με το έδαφος θεμελίωσης, αλλά και των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης.

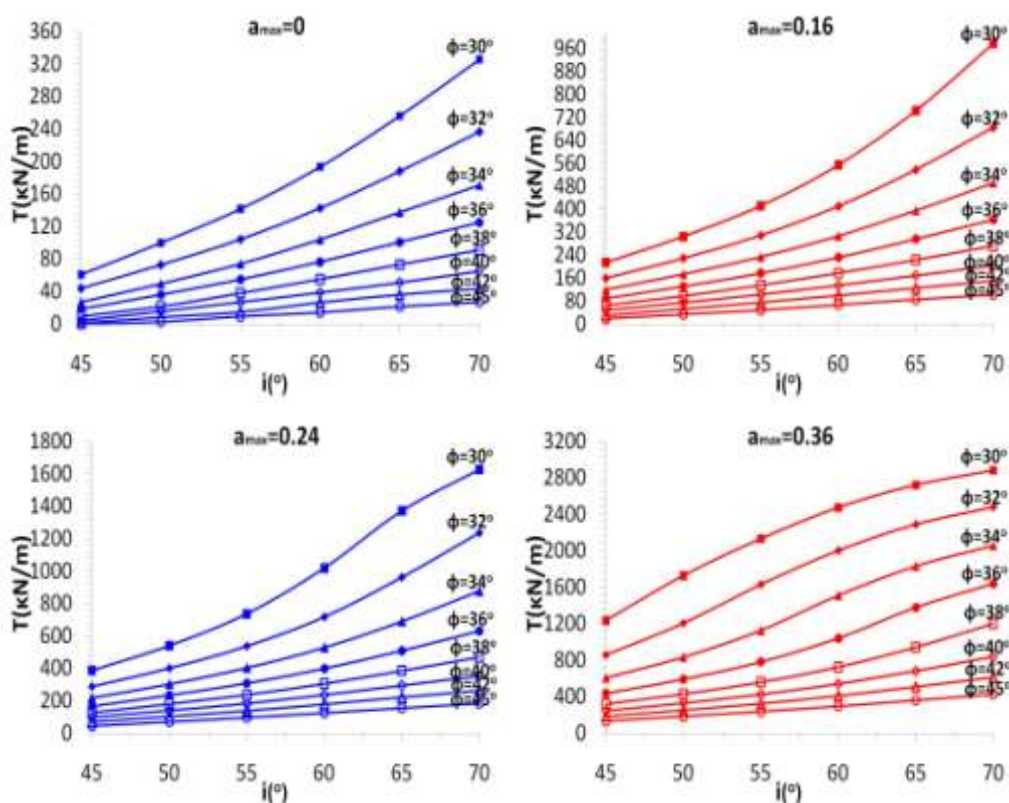
Επίσης, οι αστοχίες που παρατηρήθηκαν σε εφαρμογές οπλισμένης γης σε διάφορους σεισμούς, όπως στην Ταϊβάν και στην Τουρκία το 1999 αναδεικνύουν την επιτακτική ανάγκη για βελτίωση των κανονιστικών διατάξεων και των πρακτικών σχεδιασμού. Μάλιστα, καθώς στις μέρες μας πολλά έργα υποδομής κατασκευάζονται με το σύστημα της αυτοχρηματοδότησης, τίθεται πλέον σοβαρά, όχι μόνον το θέμα της ασφάλειας, αλλά και το θέμα της οικονομικότητας του υιοθετούμενου σχεδιασμού. Ως βέλτιστος σχεδιασμός θεωρείται αυτός που ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας, λειτουργικότητας και κατασκευαστικών περιορισμών, ενώ ελαχιστοποιεί ταυτόχρονα το κόστος των κατασκευών για όλη τη χρονική περίοδο λειτουργίας τους. Συνεπώς, αποτελεί γενικά μία βασική επιδίωξη οι κάθε είδους κατασκευές να σχεδιάζονται σύμφωνα με αρχές βελτιστοποίησης, επιτελεσματικότητας και κόστους κύκλου ζωής για την επίτευξη του βέλτιστου δυνατού σχεδιασμού.

Υπό αυτό το πρίσμα, είναι αναγκαία η συστηματικότερη και σε βάθος μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς των κατασκευών οπλισμένης γης. Η δυναμική συμπεριφορά των οπλισμένων συστημάτων σταθεροποίησης δεν έχει διερευνηθεί πλήρως, γι' αυτό και έγινε μία προσπάθεια τα κενά να καλυφθούν από την παρούσα ερευνητική προσπάθεια. Η χρήση προηγμένων αριθμητικών μεθόδων συνδράμει στον συνυπολογισμό της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους, αλλά και της γεωμετρικής μη-γραμμικότητας, η οποία προκύπτει από τη διαμόρφωση διεπιφανειών στα διακριτά σύνορα μεταξύ των διαφορετικών στοιχείων των συστημάτων οπλισμένης γης. Συνεπώς, καθίσταται εφικτή η κατά το δυνατόν ρεαλιστική και βέλτιστη αντιμετώπιση του σύνθετου αυτού προβλήματος.

Εν κατακλείδει, η πολύπλευρη διερεύνηση διαφόρων θεμάτων που σχετίζονται τη σεισμική απόκρισης και την ευστάθεια οπλισμένων γεωκατασκευών, καθώς και η εφαρμογή και περαιτέρω εξέλιξη των σύγχρονων μεθοδολογιών αποτελούν τη συμβολή της διατριβής στη διεθνή βιβλιογραφία, όπως ανακεφαλαιώνεται στις επόμενες ενότητες και αποτυπώνεται στη λίστα των δημοσιεύσεων που παρατίθεται στο τέλος του παρόντος κεφαλαίου.

6.2. ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΡΑΝΩΝ

Είναι γεγονός πως η ενίσχυση όλων των κατασκευών και γεωκατασκευών και συγκεκριμένα των εδαφικών πρανών και επιχωμάτων χρησιμοποιείται για να εξασφαλιστεί η σταθερότητά τους από τη μία συνιστώσα της σεισμικής καταπόνησης που σχετίζεται με την έντονη κίνηση του εδάφους που παράγεται από τα σεισμικά κύματα. Επίσης, η εκτίμηση της σεισμικής (δυναμικής) ευστάθειας εδαφικών πρανών αποτελεί καίριο τμήμα του αντισεισμικού σχεδιασμού των επιχωμάτων, για την υλοποίηση της οποίας εφαρμόζονται μεθοδολογίες που είναι η ψευδοστατική μέθοδος, η μέθοδος των μονίμων παραμορφώσεων και η αριθμητική μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 6.1. Απαιτούμενη δύναμη οπλισμών για διάφορες τιμές επιτάχυνσης για: $H=30\text{m}$, $\phi=30^\circ$ έως 45° και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το 50% της a_{max} .

Η ψευδοστατική μέθοδος υλοποιήθηκε με την τροποποιημένη μέθοδο Bishop υπολογίζοντας τον κρίσιμο κύκλο αστοχίας, το κέντρο του κύκλου του πρανού και τη δύναμη που χρειάζεται το πρανές για να γίνει ευσταθές ως προς την κρίσιμη αυτή αστοχία. Οι παραπάνω υπολογισμοί υλοποιήθηκαν σε κατάλληλο λογισμικό, το οποίο εστιάστηκε στη μελέτη πρανών που διαθέτουν ομοιογενές εδαφικό υλικό και δεν

περιέχουν αναβαθμούς, ενώ οι δοκιμές των κρίσιμων επιφανειών αστοχίας είναι κυκλικές, με αποτέλεσμα να μην μπορεί να γίνει ανάλυση για άλλες μορφές αστοχιών (π.χ., σφηνοειδούς αστοχίας). Η υλοποίηση της παραμετρικής διερεύνησης απέδειξε ότι το ύψος και η κλίση του πρανούς είναι ανάλογα της δύναμης των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να διατηρηθεί ευσταθές, ενώ η γωνία τριβής του εδάφους είναι αντιστρόφως ανάλογη με τη δύναμη αυτή. Ακόμη η απαιτούμενη δύναμη των οπλισμών που χρειάζεται το πρανές για να παραμείνει ευσταθές αυξάνεται τόσο από την οριζόντια, όσο και από την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής επιτάχυνσης.

Εφόσον η ψευδοστατική μέθοδος χρησιμοποιείται πολύ συχνά στην πράξη και αφού διερευνήθηκε ενδελεχώς η επίδραση των σημαντικότερων παραμέτρων σχεδιασμού τα εξαχθέντα διαγράμματα (που παρουσιάστηκαν στο 3^ο Κεφάλαιο) θα μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως διαγράμματα προσχεδιασμού οπλισμένων πρανών ανάλογα με τη ζώνη σεισμικότητας της περιοχής του έργου. Για παράδειγμα, στο Σχήμα 6.1 αποτυπώνεται μια εκτίμησης της συνολικής απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης οπλισμού για πρανές ύψους 30m για διάφορες περιπτώσεις κλίσης και γωνίες εσωτερικής τριβής για όλες τις πιθανές περιπτώσεις οριζόντιας επιτάχυνσης a_{max} και κατακόρυφη επιτάχυνση ίση με το ήμισυ της οριζόντιας.

Επιπροσθέτως, αναπτύχθηκαν πρωτότυπα αναλυτικά προσομοιώματα που βασίζονται στη μεθοδολογία Newmark και υπολογίζουν τις μόνιμες σεισμικές μετακινήσεις όταν ληφθεί κατάλληλα υπόψη στο κλασικό προσομοίωμα του ολισθαίνοντος στερεού σώματος και η δύναμη των γεωσυνθετικών οπλισμών. Οι τιμές της μετακίνησης υπολογίστηκαν τόσο μέσω ασύζευκτης όσο και συζευγμένης ανάλυσης.

Πιο συγκεκριμένα, η μέθοδος των μόνιμων παραμορφώσεων διατυπώθηκε –με διάφορες παραλλαγές- και εφαρμόστηκε στη διαδικασία ελέγχου της ευστάθειας οπλισμένων πρανών με σκοπό να ξεπεραστούν οι αδυναμίες της ψευδοστατικής μεθόδου βασιζόμενη σε ένα τροποποιημένο προσομοίωμα κατά Newmark προκειμένου να λαμβάνεται κατάλληλος υπόψη η εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται επί των γεωσυνθετικών των οπλισμένων πρανών και επιχωμάτων. Από τη διεξαχθείσα παραμετρική διερεύνηση (μέσω κατάλληλου λογισμικού που αναπτύχθηκε) κατέστη σαφές ότι, αφενός η αύξηση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης συντελεί στην αύξηση των μόνιμων μετακινήσεων, αφετέρου είναι ιδιαίτερα σημαντικός ο ρόλος του συχνотικού περιεχομένου της διέγερσης. Παρατηρείται μεγάλη διασπορά των αποτελεσμάτων σε

σχέση με την επιβαλλόμενη χρονοϊστορία επιτάχυνσης. Επίσης, όπως ήταν αναμενόμενο, όσο μικρότερη είναι η διαφορά μεταξύ της εσωτερικής γωνίας τριβής και της κλίσης του επιπέδου αστοχίας, τόσο μεγαλύτερη είναι η μόνιμη μετακίνηση. Τέλος, παρατηρήθηκε ότι καθώς αυξάνεται η πυκνότητα του οπλισμού, που χαρακτηρίζεται μέσα από το λόγο k/m , οι μόνιμες μετατοπίσεις μειώνονται, δηλαδή αυξάνεται η ευστάθεια.

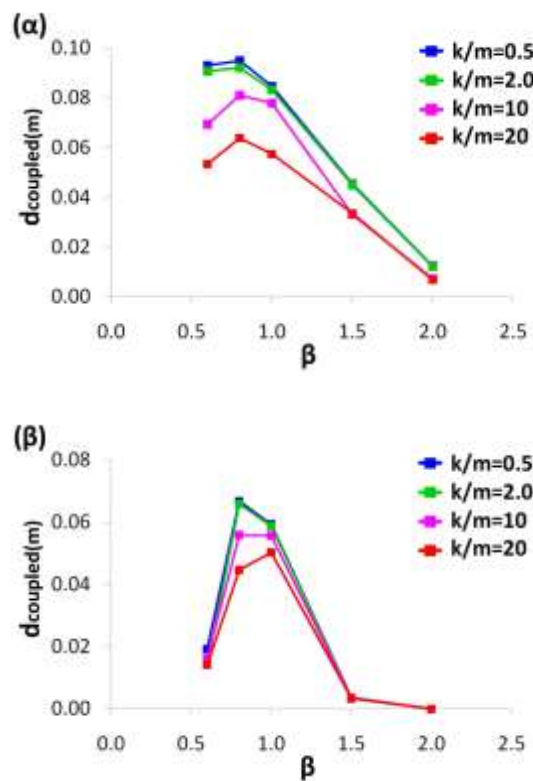
Εν συνεχεία, για την αξιολόγηση της ευστάθειας των οπλισμένων πρανών και επιχωμάτων εφαρμόστηκε τόσο η ασύζευκτη, όσο και η συζευγμένη μέθοδος ανάλυσης με την ανάπτυξη κατάλληλων προσομοιωμάτων (μονοβάθμιου (1M) και διβάθμιου (2M) ταλαντωτή) με δυνατότητα ανάπτυξης ολίσθησης στη βάση τους. Είναι γνωστό πως οι συζευγμένες μέθοδοι θεωρούνται πιο ακριβείς για τον υπολογισμό της σεισμικής ευστάθειας. Επίσης, αποδείχθηκε πως το ενδεχόμενο ανάπτυξης ολίσθησης αποτελεί συνάρτηση τόσο του λόγου της ιδιοπεριόδου της κατασκευής προς την περίοδο της διέγερσης (T_{str}/T), όσο και του λόγου της διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας προς τη μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση ($\tan\phi \cdot g/a_{max}$). Ακόμη διαπιστώθηκε ότι υφίσταται μία οριακή τιμή του λόγου της διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας προς τη μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση πέραν της οποίας δεν είναι εφικτή η ανάπτυξη ολίσθησης (οριακή συνθήκη ολίσθησης). Στην παραμετρική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε συνεκτιμήθηκε η ευκαμψία του ολισθαίνοντος συστήματος, οι μηχανικές ιδιότητες του εδάφους (που απεικονίζονται στο προσομοίωμα μέσω της γωνίας τριβής κατά μήκος του επιπέδου ολίσθησης) και του γεωσυνθετικού υλικού, καθώς και το συχνотικό περιεχόμενο και το εύρος της επιτάχυνσης της διέγερσης.

Με τη βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS αναπτύχθηκαν κατάλληλα αριθμητικά προσομοιώματα, απ' όπου προέκυψαν τα αποτελέσματα που οδήγησαν στα παρακάτω συμπεράσματα:

- υφίσταται παραμένουσα ολίσθηση ακόμη και για συμμετρικές φορτίσεις, όπως είναι οι ημιτονοειδείς παλμοί,
- τόσο οι σεισμικές μετακινήσεις, όσο και οι αξονικές παραμορφώσεις είναι δυνατό να κανονικοποιηθούν ως προς μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση (και για τα δύο προσομοιώματα, άοπλα και οπλισμένα, και το τετράγωνο της περιόδου της επιβαλλόμενης κίνησης (μόνο για τα άοπλα προσομοιώματα), αναφερόμενες πάντα στις ίδιες τιμές της κρίσιμης επιτάχυνσης και του λόγου της ιδιοπεριόδου

της κατασκευής προς την περίοδο της αρμονικής - ημιτονικής επιβαλλόμενης επιτάχυνσης.

Ακολουθώς, μελετήθηκαν δύο διαφορετικοί τύποι αστοχίας: (α) η επιφάνεια αστοχίας διέρχεται από την ενισχυμένη ζώνη (όταν ο ταλαντωτής ολισθαίνει επί οριζοντίου επιπέδου) και (β) η επιφάνεια αστοχίας διέρχεται από τη πίσω πλευρά και μέσα από την ενισχυμένη ζώνη (όταν ο ταλαντωτής ολισθαίνει επί κεκλιμένου επιπέδου). Στο Σχήμα 6.2α απεικονίζεται η μετακίνηση ολίσθησης για οπλισμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή συναρτήσει του λόγου $\beta = T_{str}/T$ που ολισθαίνει κατά μήκος κεκλιμένου επιπέδου και ο λόγος της κρίσιμης επιτάχυνσης προς τη μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση $\tan(\varphi-\beta) \cdot g / \alpha_{max}$ ισούται με 0.5 (α) και 1.0 (β). Είναι εμφανής ο καταλυτικός ρόλος του οπλισμού στην ευστάθεια των πρανών που εκφράζεται από το λόγο της ακαμψίας του περιεχόμενου οπλισμού στην ολισθαίνουσα εδαφική μάζα προς τη συνολική εδαφική μάζα (k/m). Η αύξηση του λόγου k/m που παίρνει τιμές 0.5, 2.0, 10 και 20 συμβάλλει στη μείωση των μετακινήσεων ολίσθησης.



Σχήμα 6.2. Μετακίνηση συζευγμένης μεθόδου για οπλισμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή για διάφορες τιμές του β . Η απόσβεση (ξ) ισούται με 10% και ο λόγος $\tan(\varphi-\beta) \cdot g / \alpha_{max}$ είναι ίσος 0.5 (α) και 1.0 (β).

Συγκεκριμένα, για λόγο k/m ίσο με 0.5 η μετακίνηση ολίσθησης για $\beta=0.6$ είναι αριθμητικά ίση με 9.1cm, ενώ με την αύξηση της πυκνότητας του οπλισμού δηλαδή για λόγο $k/m=20$ η μετακίνηση ολίσθησης είναι ίση με 5.3cm. Επίσης, στο Σχήμα 6.2β απεικονίζεται η μετακίνηση ολίσθησης συναρτήσει του λόγου β , αλλά για λόγο $\tan(\varphi-\beta)*g/\alpha_{\max}$ ίσο με τη μονάδα. Είναι γνωστό πως ο λόγος της κρίσιμης επιτάχυνσης προς τη μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση που είναι ίσος με τη μονάδα ισοδυναμεί με το ψευδοστατικό συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1. Παρατηρείται πως η μείωση του λόγου $\tan(\varphi-\beta)*g/\alpha_{\max}$ από 1.0 σε 0.5 οδηγεί στην αύξηση των μετακινήσεων. Με άλλα λόγια η μετακίνηση ολίσθησης για $\tan(\varphi-\beta)*g/\alpha_{\max}=1.0$ και $k/m=0.5$ και $\beta=0.6$ είναι ίση με 1.5cm (δηλαδή αύξηση μετακίνησης κατά 7.2cm), ενώ για λόγο $k/m=20$ και $\beta=0.6$ η μετακίνηση ολίσθησης ισούται με 4.4cm (δηλαδή αύξηση μετακίνησης κατά 2.0cm). Τα παραπάνω αποτελέσματα αποδεικνύουν πως η αύξηση της μετακίνησης ολίσθησης βρίσκεται σε επιτρεπτά όρια, τα οποία κυμαίνονται από 10 cm έως 30cm. παρεμφερή αποτελέσματα προκύπτουν όταν ο ταλαντωτής ολισθαίνει επί οριζοντίου επιπέδου αλλά μόνο για λόγο $\tan\varphi*g/\alpha_{\max}$ ίση με τη μονάδα

Επομένως, μπορεί να σχεδιαστεί με επιτυχία ως προς την ευστάθεια του ένα οπλισμένο πρανές και επίχωμα έχοντας δυναμικό συντελεστή ασφαλείας $\tan\varphi*g/\alpha_{\max}=0.5$, ενώ μπορεί να κατασκευαστεί χρησιμοποιώντας μικρή πυκνότητα οπλισμού $k/m=0.5$ συμβάλλοντας με αυτόν τον τρόπο και στον βελτιωμένο τεχνο-οικονομικό σχεδιασμό οικονομία της γεωκατασκευής.

Τέλος, όσον αφορά στην καταπόνηση από τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων, πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αριθμητικές δυναμικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με βάση διαθέσιμα εργαστηριακά αποτελέσματα από τη διεθνή βιβλιογραφία. Τα αριθμητικά και τα πειραματικά αποτελέσματα συγκρίθηκαν τόσο μεταξύ τους, όσο και με αυτά των προαναφερθέντων αναλυτικών μεθοδολογιών. Μέσα από αυτήν τη διαδικασία αναδείχθηκαν τα υπέρ και τα κατά της κάθε προσέγγισης. Στις αριθμητικές μεθόδους τάσεων-παραμορφώσεων (πεπερασμένων στοιχείων και διαφορών), τα αποτελέσματα εξαρτώνται από την ακρίβεια με την οποία προσομοιώνονται οι εδαφικές συνθήκες (δηλαδή η μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους) και η γεωμετρία του προβλήματος. Σημαντικό πλεονέκτημα της μεθόδου έναντι των ψευδοστατικών και των αναλυτικών μεθοδολογιών, είναι ότι μπορεί να συνυπολογιστεί η επίδραση παραμέτρων όπως το μήκος των στρώσεων του οπλισμού, η μέγιστη τιμή της

επιτάχυνσης και τα συχνотικά χαρακτηριστικά της διέγερσης στη δυναμική απόκριση των οπλισμένων πρανών/επιχώματων.

6.3. ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΛΟΓΩ ΤΕΚΤΟΝΙΚΗΣ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ

Η διερεύνηση της καταπόνησης των οπλισμένων γεωκατασκευών λόγω ενεργοποίησης υποκείμενου ρήγματος έδειξε πως η συνηθέστερη μορφή αστοχίας αποτελεί η ρηγμάτωση. Με τη βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS διερευνήθηκε ο μηχανισμός διάδοσης του ρήγματος εντός του σώματος του επιχώματος. Για τη διενέργεια των αριθμητικών αναλύσεων καταστρώθηκαν τρία αριθμητικά προσομοιώματα. Η παραμετρική διερεύνηση απέδειξε πως για το επίχωμα στο οποίο οι οπλισμοί είναι τοποθετημένοι στα δύο άκρα των πρανών του η αύξηση τόσο του πάχους της εδαφικής στρώσης, όσο και του μέτρου ελαστικότητας (E) του οπλισμού συντελεί στη μείωση των επιφανειακών παραμορφώσεων, ενώ το αντίθετο ισχύει για την περίπτωση: (α) διπλού επιχώματος με οπλισμό από άκρη σε άκρη και (β) μονόπλευρου επιχώματος. Αυτό υποδεικνύει ότι, ο μηχανισμός ανάπτυξης πλαστικών παραμορφώσεων διαφέρει για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση καθώς σχετίζεται και με το απόλυτο μέγεθος της επιβαλλόμενης μετακίνησης και τη διάταξη των οπλισμών. Επιπροσθέτως, η αύξηση του πλήθους στρώσεων του οπλισμού για το μονόπλευρο επίχωμα επιδρά δυσμενώς, αυξάνοντας τις επιφανειακές παραμορφώσεις, ενώ το αντίθετο ισχύει για τα διπλά επιχώματα. Ακόμη αποδείχθηκε πως η διάδοση των μόνιμων παραμορφώσεων που αναπτύσσονται λόγω της τεκτονικής διάρρηξης, εξαρτώνται από τον τύπο του ρήγματος, τη γωνία βύθισής του και της σχετικής θέσης του ίχνους του ρήγματος.

6.4. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Είναι γεγονός ότι η οποιαδήποτε ερευνητική προσπάθεια δεν είναι δυνατό να καλύψει από όλες τις πλευρές ένα εξεταζόμενο αντικείμενο. Μία διδακτορική διατριβή μπορεί να συμβάλλει στη κατανόηση μερικών επιστημονικών θεμάτων, αλλά ταυτόχρονα να αποτελέσει το έναυσμα για την περαιτέρω εξέλιξη στο συγκεκριμένο ερευνητικό πεδίο. Βάσει των ευρημάτων της παρούσας εργασίας, οι μελλοντικές προεκτάσεις θα μπορούσαν να περιλαμβάνουν ενδεικτικά:

- περαιτέρω διερεύνηση της καταπόνησης του οπλισμένου πρανούς με την εκτέλεση πειραμάτων και σύγκριση με αριθμητικά προσομοιώματα,
- διενέργεια τριδιάστατων δυναμικών αριθμητικών αναλύσεων, ειδικά σε πιο πολύπλοκες γεωμετρίες (με αναβαθμούς, κλπ),
- διερεύνηση περιπτώσεων όπου το πρανές αποτελείται από διαφορετικές στρώσεις εδάφους και όχι από ομοιογενές εδαφικό υλικό,
- ενδελεχής μελέτη των ιδιοτήτων των διεπιφανειών και της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους και των γεωσυνθετικών,
- εξέταση της επίδρασης της κατακόρυφης διέγερσης,
- περαιτέρω βελτίωση των αναλυτικών μεθοδολογιών με την εξέταση πολυβάθμιων συστημάτων ταλάντωσης, κ.α.

6.5. ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ

Στο πλαίσιο της ερευνητικής προσπάθειας κατά την εκπόνηση της παρούσας διατριβής προέκυψε ένα επαρκές αριθμός επιστημονικών δημοσιεύσεων. Πιο συγκεκριμένα, τέσσερις εργασίες σε επιστημονικά περιοδικά (2, 3, 4, 5) και οκτώ ανακοινώσεις διεθνή συνέδρια (1, 6-12), εκ των οποίων μία (1) ήταν προσκεκλημένη ομιλία, ενώ για πέντε εξ αυτών (6,7,9,10,12) υπεβλήθησαν πλήρη κείμενα τα οποία συμπεριελήφθησαν κατόπιν κρίσεως στα πρακτικά των συνεδρίων.

1. Tsompanakis, Y., Tzavara, I., Zania, V., and Psarropoulos, P.N., (2015) "Impact of fault rupture on reinforced earth structures", 5th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering - COMPDYN 2015, May 25-27, Heraklion, Crete, Greece, Invited Lecture.
2. Tzavara, I., Tsompanakis, Y., Zania, V., and Psarropoulos, P.N., (2015) "Comparison of seismic slope stability assessment methods for reinforced geostructures", International Research Journal of Engineering and Technology, 2(7), 30-38.
3. Tzavara, I., Tsompanakis, Y., Zania, V., and Psarropoulos, P.N., (2015) "Numerical dynamic analysis of geosynthetically reinforced geostructures", International Research Journal of Engineering and Technology, 2(6), 1-8.
4. Tzavara I., Tsompanakis Y., Zania V., and Psarropoulos P.N., (2015) "Dynamic stability of reinforced slopes: Application of lumped parameter models", Geotextiles and Geomembranes Journal (under review).
5. Tzavara I., Tsompanakis Y., Zania V., and Psarropoulos P.N., (2015) "Kinematic distress of geosynthetically reinforced embankments and slopes due to fault rupture", Geotechnical Earthquake Journal (under review).

6. Tzavara I., Tsompanakis Y., Zania V., and Psarropoulos P.N., (2014) "Dynamic Sliding of Geosynthetically Reinforced Slopes", in Proceedings of the 12th International Conference on Computational Structures Technology", September 2-5, Naples, Italy, Civil Comp Press, Stirlingshire, UK, Paper 263, 2014. doi:10.4203/ccp.106.263.
7. Tzavara, I., Tsompanakis, Y., Zania, V., and Psarropoulos, P.N., (2014) "Coupled and decoupled approaches for seismic stability assessment of reinforced earth structures", in Proceedings of the 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology-2ECEES, August 25-29, Istanbul, Turkey.
8. Tzavara, I., Tsompanakis, Y., Zania, V., and Psarropoulos, P.N., (2013) "Assessment of reinforced slopes instability in view of semi-analytical methods", 4th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering – COMPDYN 2013, June 12-14, Kos, Greece.
9. Tzavara, I., Tsompanakis, Y., Zania, V., and Psarropoulos, P.N., (2012) "A comparison of analytical approaches for the assessment of seismic displacements of geosynthetically reinforced geostructures", Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering-15 WCEE, September 24-28, Lisbon, Portugal, Paper 3056.
10. Tzavara, I., Tsompanakis, Y., Zania, V., and Psarropoulos, P.N., (2012) "Seismic stability of reinforced soils slopes", Proceedings of the 8th International Conference on Engineering Computational Technology, September 4- 7, Dubrovnik, Croatia, Civil-Comp Press, Paper 109, Stirlingshire, UK, doi:10.4203/ccp.100.109.
11. Tzavara, I., Tsompanakis, Y., Zania, V., and Psarropoulos, P.N., (2012) "Dynamic Sliding of Geosynthetically Reinforced Soil Structures", International Conference on Computational & Experimental Engineering and Sciences ICCES'12, April 30 - May 4, 2012, Chania, Greece, Paper TSPPN:ICCES1220120322263.
12. Tzavara, I., Zania, V., Tsompanakis, Y., Psarropoulos, P.N., (2011) "Dynamic sliding of geosynthetically reinforced soil structures", Proceedings of the 13th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, September 6-9, Chania, Greece, CC2011, Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, Paper 219, doi:10.4203/ccp.96.219.

