

## Μέγεθος και Κατανομή Σεισμικών Ωθήσεων σε Άκαμπτους Τοίχους Αντιστήριξης με Χρήση Οριακής Ανάλυσης Τάσεων

### Magnitude and Distribution of Seismic Earth Pressures on Gravity Walls by Stress Limit Analysis

Παναγιώτης ΚΛΟΥΚΙΝΑΣ<sup>1</sup>, Γεώργιος ΜΥΛΩΝΑΚΗΣ<sup>2</sup>, Κώστας ΠΑΠΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΣ<sup>3</sup>

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ** : Παρουσιάζεται κλειστή λύση οριακής ανάλυσης τάσεων για τον υπολογισμό μεγέθους και κατανομής σεισμικών ωθήσεων σε άκαμπτους τοίχους αντιστήριξης. Η λύση είναι μια προσεγγιστική μέθοδος τύπου γραμμών διαρροής η οποία υπερεκτιμά τις ενεργητικές ωθήσεις και υποεκτιμά τις παθητικές. Συγκριτικά με την λύση Mononobe – Okabe, η παρούσα λύση είναι απλούστερη, ακριβέστερη, ειδικά για τον υπολογισμό των παθητικών ωθήσεων, και ασφαλής. Επιπλέον, παρέχει την δυνατότητα ορθολογικού υπολογισμού της κατανομής των ωθήσεων, και επομένως τον υπολογισμό του σημείου εφαρμογής της σεισμικής δράσης στον τοίχο. Στο δεύτερο μέρος του άρθρου παρουσιάζεται μεθοδολογία για την εκτίμηση της επίδρασης της κινηματικής του προβλήματος (περιστροφή του τοίχου) στην κατανομή των ωθήσεων. Τέλος, η λύση επεκτείνεται στη δυναμική περιοχή με την χρήση κυματικών λύσεων για την απόκριση του εδαφικού επιχώματος και διερευνάται η επίδραση της πραγματικής δυναμικής διέγερσης στο μέγεθος και την κατανομή των ωθήσεων.

**ABSTRACT**: A closed-form stress plasticity solution is presented for earthquake-induced earth pressures and distribution of these pressures on inflexible retaining walls. The solution is essentially an approximate yield line approach that over- and under-estimates active and passive pressures, respectively. Compared to Mononobe-Okabe equations, the proposed solution is simpler, more accurate - especially for passive pressures - and safe. In addition, it provides a rational means for determining the distribution of limit thrusts on the wall. In the second part of the paper, the solution is extended to determine the distribution of limit pressures on a gravity wall, depending on the kinematics of the wall (rotation) and on the actual dynamic excitation of the backfill, by means of elastodynamic wave equations, which extend the range of pseudo-dynamic limit analysis.

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι κλασικές εξισώσεις του Coulomb [Coulomb, 1776] των Mononobe-Okabe [Okabe, 1926; Mononobe & Matsuo, 1929] χρησιμοποιούνται ευρέως για τον υπολογισμό εδαφικών

<sup>1</sup> Υποψήφιος Διδάκτωρ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, email: [pkloukin@upatras.gr](mailto:pkloukin@upatras.gr)

<sup>2</sup> Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, email: [mylo@upatras.gr](mailto:mylo@upatras.gr)

<sup>3</sup> Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, email: [cip@upatras.gr](mailto:cip@upatras.gr)

ωθήσεων εξαιτίας βαρυτικών και σεισμικών φορτίσεων αντίστοιχα. Είναι γνωστό ότι και οι δύο λύσεις εμπίπτουν στην ευρύτερη κατηγορία των *κινηματικών λύσεων* της οριακής ανάλυσης. Οι λύσεις αυτές βασίζονται σε κινηματικώς αποδεκτούς μηχανισμούς αστοχίας σε συνδυασμό με την εφαρμογή κατάλληλου κριτηρίου αστοχίας και κανόνα ροής για το εδαφικό υλικό, κατά μήκος των προκαθορισμένων επιφανειών αστοχίας [Chen, 1975]. Οι τάσεις εκτός των επιφανειών αστοχίας δεν εξετάζονται και επομένως η ισορροπία στο μέσο γενικώς δεν ικανοποιείται. Για την περίπτωση των ιδεατώς πλαστικών υλικών, οι λύσεις αυτού του τύπου είναι εγγενώς μη ασφαλείς, δηλαδή υποεκτιμούν τις ενεργητικές ωθήσεις και υπερεκτιμούν τις παθητικές.

Χωρίς να αμφισβητείται η θεωρητική τους εγκυρότητα και η πρακτική τους σημασία, οι παραπάνω σχέσεις παρουσιάζουν τις ακόλουθες αδυναμίες: (1) Στα πλαίσια της θεωρίας της οριακής ανάλυσης, οι προβλέψεις τους είναι μη ασφαλείς. (2) Η ακρίβεια και η ασφάλεια τους μειώνεται δραματικά για παθητικές ωθήσεις σε τραχείς τοίχους. (3) Οι μαθηματικές εκφράσεις είναι πολύπλοκες και είναι δύσκολο να ελεγχθούν εποπτικά. (4) Δεν μπορούν να προβλέψουν την κατανομή των τάσεων επαφής στον τοίχο, απλά υποθέτουν τριγωνική κατανομή ακολουθώντας τη λύση του Rankine. (5) Απαιτούν βελτιστοποίηση του μηχανισμού αστοχίας για την εύρεση στάσιμης τιμής. (6) Οι οριακές συνθήκες τάσεων δεν ικανοποιούνται, καθώς η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας που προκύπτει από την βελτιστοποίηση, γενικά δεν ικανοποιεί την απαιτούμενη γωνία ανάδυσσης των  $45^\circ \pm \phi/2$ .

Μια δεύτερη κατηγορία μεθόδων της οριακής ανάλυσης, οι *τασικές λύσεις*, χρησιμοποιούν πεδία τάσεων τα οποία ικανοποιούν τις εξισώσεις ισορροπίας και τις οριακές συνθήκες τάσεων χωρίς να παραβιάζουν το κριτήριο αστοχίας σε κανένα σημείο του μέσου [Atkinson, 1981; Davis & Selvadurai, 2002]. Από την άλλη μεριά, η κινηματική του προβλήματος δεν εξετάζεται, συνεπώς, το συμβιβαστό των παραμορφώσεων γενικώς δεν ικανοποιείται. Για τα ιδεατώς πλαστικά υλικά, οι λύσεις αυτού του τύπου είναι εγγενώς *ασφαλείς*, δηλαδή υπερεκτιμούν τις ενεργητικές ωθήσεις και υποεκτιμούν τις παθητικές. Η πιο γνωστή τέτοια εξίσωση είναι αυτή του Rankine, η δυνατότητα χρήσης της οποίας περιορίζεται από τις παραδοχές οριζόντιου πρανούς και λείου κατακόρυφου τοίχου. Εξαιτίας της δυσκολίας στην κατασκευή κατάλληλων τασικών πεδίων, η πλειονότητα των διαθέσιμων κλειστών λύσεων οριακής ανάλυσης στη γεωτεχνική είναι του κινηματικού τύπου (Chen, 1975; Kramer, 1996). Λύσεις τασικού τύπου για σεισμικές ωθήσεις γαιών δεν έχουν εξαχθεί στο παρελθόν, με μικρές εξαιρέσεις (Lancellotta 2007, Mylonakis et al 2007).

Με βάση τα παραπάνω, είναι φανερό ότι η ανάπτυξη μια κλειστής λύσης οριακής ανάλυσης τάσεων για τον υπολογισμό σεισμικών εδαφικών ωθήσεων θα ήταν επιθυμητή. Όπως θα αποδειχθεί στη συνέχεια, η προτεινόμενη λύση είναι μαθηματικώς απλούστερη από τις υπάρχουσες κινηματικές λύσεις, παρέχει ικανοποιητική ακρίβεια, τα αποτελέσματα της είναι από την πλευρά της ασφάλειας και τέλος δίνει τη δυνατότητα υπολογισμού του σημείου εφαρμογής της συνολικής εδαφικής ώθησης. Η παρούσα λύση, πέρα από το θεωρητικό της ενδιαφέρον, μπορεί να αξιοποιηθεί για την αποτίμηση και βελτίωση άλλων συναφών μεθόδων.

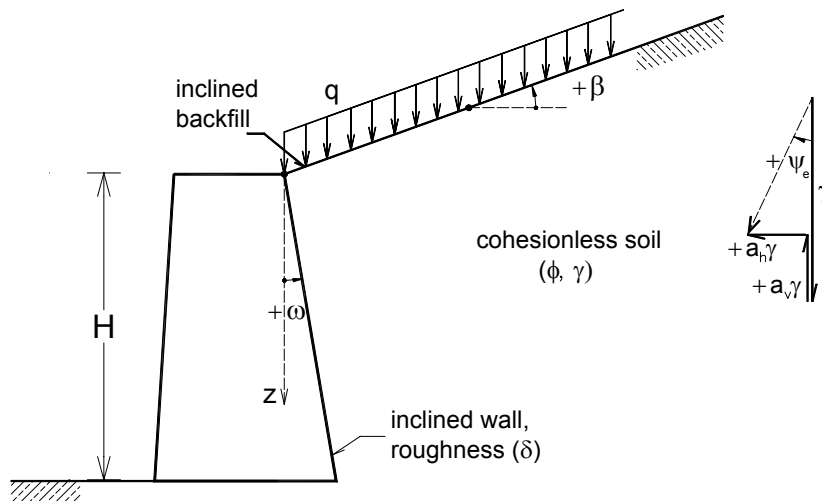
## ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΛΥΣΗ

Το υπό εξέταση πρόβλημα απεικονίζεται στο Σχήμα 1: πρανές από ξηρό μη συνεκτικό έδαφος, το οποίο αντιστηρίζεται από τοίχο βαρύτητας με κεκλιμένη επιφάνεια, υπόκειται σε επίπεδη παραμόρφωση κάτω από τη συνδυασμένη δράση της βαρύτητας ( $g$ ) και των σεισμικών αδρανειακών δυνάμεων κορμού ( $a_h \times g$ ) και ( $a_v \times g$ ) κατά την οριζόντια και την κάθετη διεύθυνση αντίστοιχα. Οι παράμετροι του προβλήματος είναι: το ύψος ( $H$ ) και η κλίση ( $\omega$ ) του τοίχου, η κλίση ( $\beta$ ) του πρανούς, η τραχύτητα ( $\delta$ ) της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, το ειδικό βάρος ( $\gamma$ ) και η γωνία τριβής ( $\phi$ ) του εδάφους και η επιφανειακή κατακόρυφη επιφόρτιση ( $q$ ). Στην παρούσα ανάλυση δεν λαμβάνεται υπόψη η ύπαρξη συνοχής στο έδαφος και στη διεπιφάνεια τοίχου εδάφους, για το λόγο ότι τα επιχώματα αποτελούνται συνήθως από μη συνεκτικά, χονδρόκοκκα υλικά.

Η παρούσα ανάλυση αρχικά ακολουθεί την κλασική θεώρηση του παραπάνω προβλήματος: α) όσον αφορά στην κινηματική του προβλήματος, θεωρεί παράλληλη μετατόπιση χωρίς περιστροφή του τοίχου, αρκετή για να αναπτυχθούν πλήρως οι ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις, ενώ η εδαφική μάζα θεωρείται «απαραμόρφωτη» πριν την πλαστική διαρροή, ώστε η κατανομή των σεισμικών αδρανειακών δράσεων καθ' ύψος να είναι ομοιόμορφη. Και οι δύο παραπάνω παραδοχές έχουν σημαντική επίδραση στην ακριβή κατανομή των εδαφικών ωθήσεων στον τοίχο, όπως θα σχολιαστεί στη συνέχεια.

Όπως είναι φανερό από το Σχήμα 1, η συνισταμένη δύναμη κορμού (βαρυτική και σεισμική δράση) δρά υπό γωνία  $\psi_e$  από την κατακόρυφο

$$\tan \psi_e = \frac{a_h}{1 - a_v} \quad (1)$$



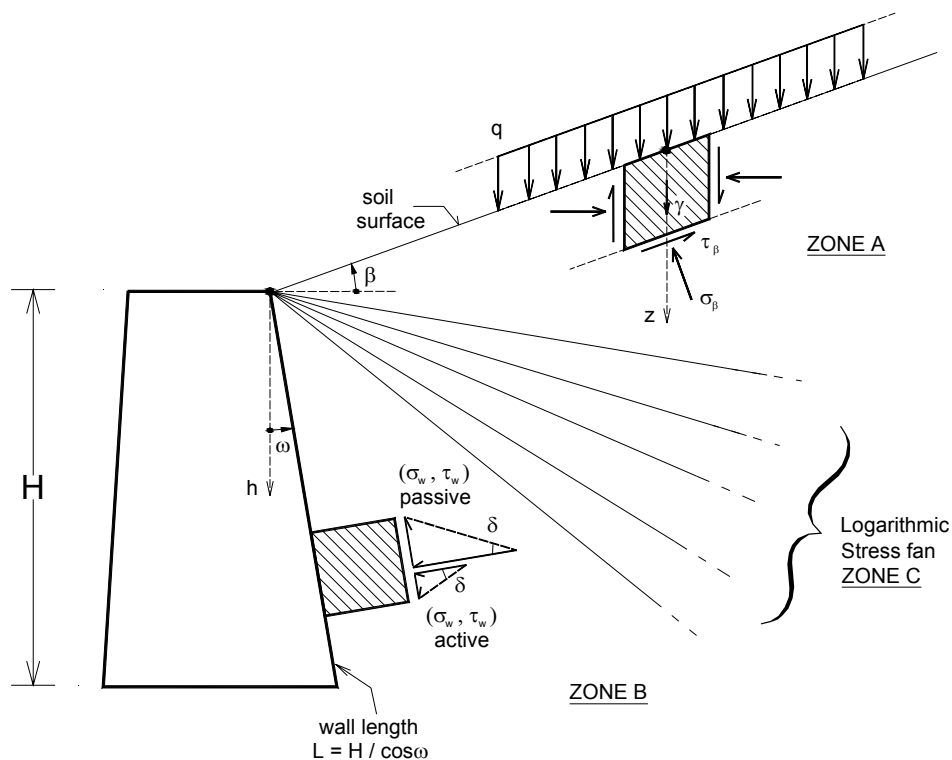
**Σχήμα 1.** Το υπό εξέταση πρόβλημα

Θετικό  $a_h$  (δηλ.  $\psi_e > 0$ ) δηλώνει αδρανειακή δράση προς τον τοίχο, η οποία μεγιστοποιεί την ενεργητική ώθηση. Αντίθετα, αρνητική  $a_h$  (δηλ.  $\psi_e < 0$ ) δηλώνει αδρανειακή δράση προς το πρανές, η οποία ελαχιστοποιεί την παθητική αντίσταση. Για να αποφευχθεί η αστοχία του

πρανούς υπό ενεργητική σεισμική φόρτιση, η σεισμική γωνία  $\psi_e$  δεν θα πρέπει να ξεπερνά την διαφορά μεταξύ της γωνίας τριβής και της κλίσης του πρανούς. Επομένως, ισχύει ο ακόλουθος περιορισμός [Ebeling et al, 1992]:

$$\psi_e < \phi - \beta \quad (2)$$

Για την ανάλυση του προβλήματος, το πρανές διαιρείται σε δύο κύριες περιοχές, στις οποίες επικρατούν διαφορετικές εντατικές καταστάσεις, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2: η πρώτη περιοχή (A) βρίσκεται κοντά στην επιφάνεια του εδάφους, ενώ η δεύτερη (B) κοντά στη διεπιφάνεια τοίχου – εδάφους. Και στις δύο περιοχές το έδαφος θεωρείται ότι βρίσκεται σε κατάσταση «επικείμενης αστοχίας» κάτω από τη συνδυασμένη δράση βαρυτικών και σεισμικών δυνάμεων. Η ίδια υπόθεση υιοθετείται και για την διεπιφάνεια τοίχου – εδάφους, στην οποία εφαρμόζονται οι έλξεις επαφής. Μια μεταβατική περιοχή (C) ανάμεσα στις δύο περιοχές A και B θα παρουσιαστεί στη συνέχεια.



**Σχήμα 2.** Τασικά πεδία κοντά στην επιφάνεια του πρανούς (περιοχή A), στον τοίχο (περιοχή B) και η μεταβατική ζώνη (περιοχή C)

Ο προσδιορισμός των τάσεων στην περιοχή A γίνεται με την υπόθεση ότι οι συνθήκες στο επίχωμα προσεγγίζονται ικανοποιητικά από τις συνθήκες του απειρομήκους πρανούς, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2. Το γραμμοσκιασμένο εδαφικό στοιχείο του σχήματος ισορροπεί κάτω από την επίδραση των μαζικών δυνάμεων, των πλευρικών αντιδράσεων στις δύο κάθετες παρειές οι οποίες αλληλοαναιρούνται, και της αντίδρασης στη βάση του. Από αυτή την

ισορροπία, προκύπτει ότι η ορθή και διατμητική τάση ( $\sigma_\beta$  και  $\tau_\beta$ ) στην βάση του κεκλιμένου στοιχείου δίνεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$\sigma_\beta = \left( \gamma z + \frac{q}{\cos \beta} \right) \cos^2 \beta \quad (3a)$$

$$\tau_\beta = \left( \gamma z + \frac{q}{\cos \beta} \right) \sin \beta \cos \beta \quad (3b)$$

οι οποίες ισχύουν για στατικές συνθήκες ( $a_h = a_v = 0$ ) και ικανοποιούν τις συνοριακές συνθήκες στην ελεύθερη επιφάνεια. Διαιρώντας τις δύο εξισώσεις κατά μέλη προκύπτει ότι ο λόγος των διατμητικών προς τις ορθές τάσεις είναι σταθερός με το βάθος ( $\tan \beta$ ) και ότι σε σημεία στο ίδιο βάθος επικρατούν ίσες τάσεις. Σημειώνεται πως εξαιτίας της στατικής ορισμένης φύσης και της αντισυμμετρίας του προβλήματος, οι παραπάνω σχέσεις είναι ανεξάρτητες των ιδιοτήτων του υλικού και ασυμπτωτικά ακριβείς σε μεγάλες αποστάσεις από τον τοίχο.

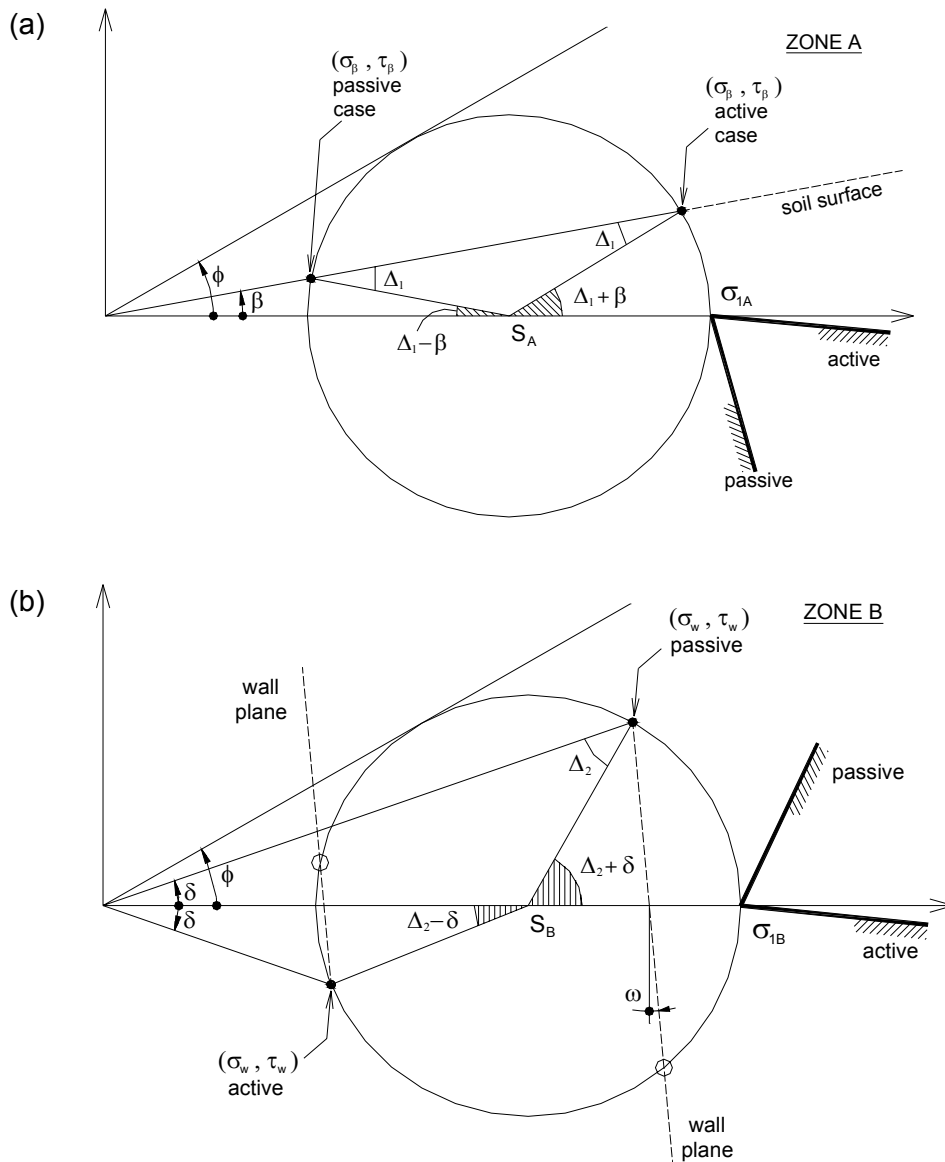
Ο κύκλος Mohr που αντιστοιχεί στην παραπάνω εντατική κατάσταση εμφανίζεται στο Σχήμα 3a και σχεδιάζεται εφαπτόμενος στο κριτήριο αστοχίας, ώστε η εδαφική μάζα στην περιοχή A να βρίσκεται υπό συνθήκες επικείμενης αστοχίας. Στο σχήμα επίσης είναι εμφανείς οι διαφορετικές θέσεις του τασικού σημείου ( $\sigma_\beta, \tau_\beta$ ) στην ενεργητική και την παθητική κατάσταση, γεγονός που έχει να κάνει με τον προσανατολισμό σε κάθε περίπτωση των κυρίων τάσεων, και οι αντίστοιχες κλίσεις του επιπέδου της μέγιστης κύριας τάσης.

Στην περιοχή B η εντατική κατάσταση θεωρείται ότι μεταβάλλεται γραμμικά με το βάθος  $z$ , και είναι συμβατή με τη συνθήκη αστοχίας στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους. Συνεπώς σε όλα τα επίπεδα με κλίση  $\omega$  ως προς την κατακόρυφη στην συγκεκριμένη περιοχή ισχύει:

$$\tau_w = \sigma_w \tan \delta \quad (4)$$

όπου  $\sigma_w$  και  $\tau_w$  οι ορθές και διατμητικές τάσεις επαφής (έλξεις) στον τοίχο. Η παραπάνω εξίσωση είναι ασυμπτωτικά ακριβής στη γειτονιά του τοίχου. Ο αντίστοιχος κύκλος Mohr τάσεων παρουσιάζεται στο Σχήμα 3b. Το διαφορετικό πρόσημο της διατμητικής τάσης στην διεπιφάνεια για την ενεργητική και την παθητική κατάσταση οφείλεται στις κατευθύνσεις με τις οποίες οι τάσεις αυτές έχουν σχεδιαστεί στο Σχήμα 2 (παθητικές προς τα πάνω, ενεργητικές προς τα κάτω), που με τη σειρά του είναι αποτέλεσμα της κινηματικής του προβλήματος. Το γεγονός αυτό, ότι δηλαδή το πρόσημο της διατμητικής τάσης προσδιορίζεται με κινηματικά κριτήρια, είναι σε αντίθεση με την γενική άποψη ότι οι λύσεις που βασίζονται στην ισορροπία, αγνοούν πλήρως τις μετατοπίσεις (Papantonopoulos & Ladanyi 1973).

Με βάση τα παραπάνω, είναι φανερό πως ο προσανατολισμός των κύριων επιπέδων (επομένως και των χαρακτηριστικών επιπέδων αστοχίας) στις δύο περιοχές είναι διαφορετικός και μεταβάλλεται από την ενεργητική στην παθητική περίπτωση.



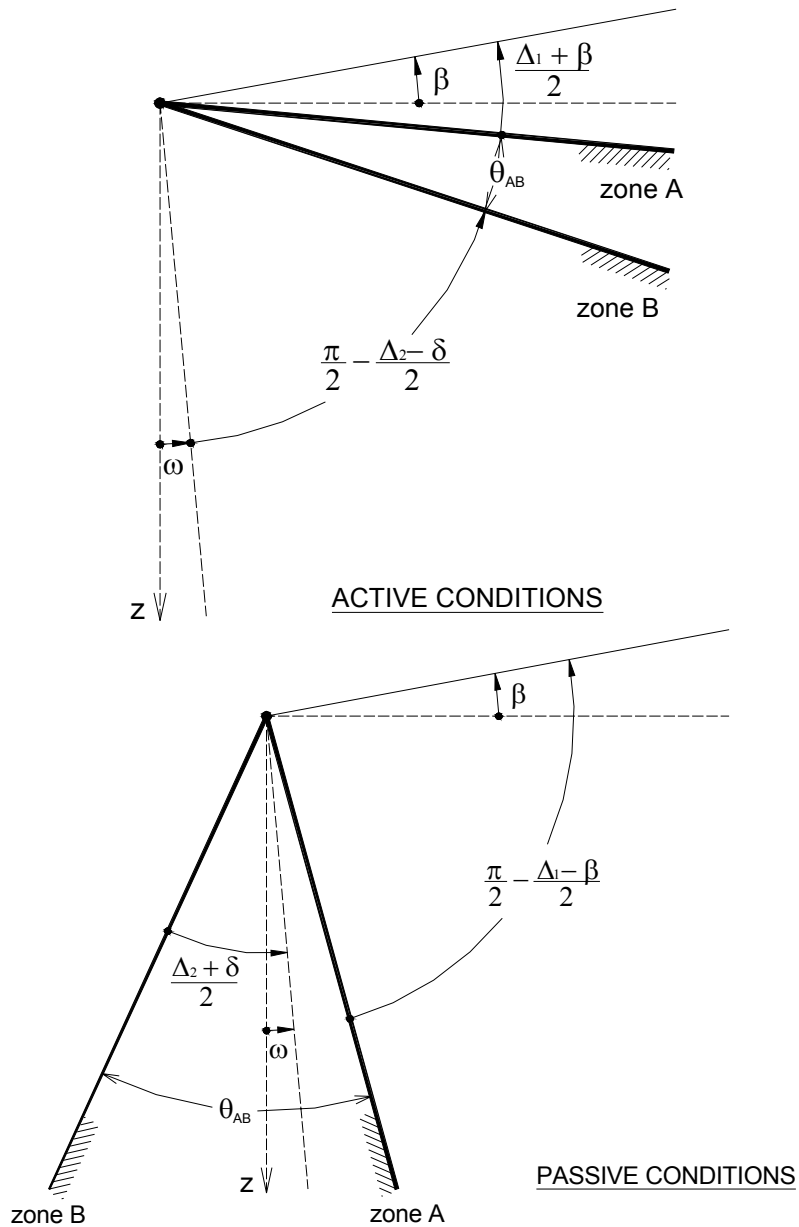
**Σχήμα 3.** Κύκλοι Mohr των τάσεων και προσανατολισμοί των μέγιστων κύριων επιπέδων στις περιοχές A και B.

Επιπλέον οι μέσες τάσεις  $S_A$  και  $S_B$ , γενικώς δεν συμπίπτουν το οποίο σημαίνει πως μια λύση τύπου Rankine, βάσει ενός ομοιόμορφου πεδίου τάσεων, δεν είναι εν γένει δυνατή. Για να υπολογίσουμε την απόσταση μεταξύ των μέσων τάσεων  $S_A$  και  $S_B$  και να εξασφαλίσουμε την ομαλή μετάβαση από το ένα τασικό πεδίο στο άλλο, υιοθετούμε μια απειρία τασικών ασυνεχειών (ριπίδιο τάσεων), το κέντρο του οποίου βρίσκεται στην κορυφή του τοίχου (Σχήμα 2). Στο εσωτερικό του ριπίδιου, οι κύριες τάσεις περιστρέφονται βαθμιαία κατά τη γωνία  $\theta_{AB}$  που χωρίζει τα κύρια επίπεδα στις δύο περιοχές, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.

Αυτή η πρόσθετη σχέση γράφεται [Chen, 1975]:

$$S_B = S_A \exp(\mp 2\theta_{AB} \tan \phi) \quad (5)$$

Το αρνητικό πρόσημο στην παραπάνω εξίσωση αντιστοιχεί στην περίπτωση όπου  $S_B < S_A$  (ενεργητική κατάσταση) και αντίστροφα. Η εξίσωση (5) είναι η ακριβής λύση των εξισώσεων Kötter για αβαρές υλικό και επομένως είναι ακριβής για αβαρές ριπίδιο και απλά προσεγγιστική για ριπίδιο με βάρος [Davis & Selvadurai, 2002].



**Σχήμα 4.** Περιστροφή των μέγιστων κυρίων επιπέδων ανάμεσα στις περιοχές A και B.

### Βαρυτική λύση

Η συνολική φόρτιση πάνω στον τοίχο εξαιτίας της επιφόρτισης και της βαρύτητας υπολογίζεται από την γνωστή σχέση οριακού φορτίου:

$$P = K_q q H + \frac{1}{2} K_\gamma \gamma H^2 \quad (6)$$

η οποία θυμίζει (παρ' ότι όχι ισοδύναμη), αυτήν της φέρουσας ικανότητας επιφανειακού λωριδωτού θεμελίου σε μη συνεκτικό έδαφος. Στην παραπάνω εξίσωση,  $K_q$  και  $K_\gamma$  είναι οι αδιάστατοι συντελεστές εδαφικής ώθησης λόγω επιφόρτισης και ιδίου βάρους αντίστοιχα. Από τα Σχήματα 3 και 4, ολοκληρώνοντας τις τάσεις επαφής σε ολόκληρο το ύψος του τοίχου, είναι θέμα τετριμμένων αλγεβρικών πράξεων να αποδειχθεί ότι:

$$K_\gamma = \frac{\cos(\omega - \beta) \cos \beta}{\cos \delta \cos^2 \omega} \left[ \frac{1 \mp \sin \phi \cos(\Delta_2 \mp \delta)}{1 \pm \sin \phi \cos(\Delta_1 \pm \beta)} \right] \exp(\mp 2\theta \tan \phi) \quad (7)$$

και

$$K_q = K_\gamma \frac{\cos \omega}{\cos(\omega - \beta)} \quad (8)$$

Η εξίσωση (8) συμπίπτει με την κινηματική λύση των Chen & Liu (1990) για μηχανισμό αστοχίας τύπου Coulomb και είναι η ακριβής λύση για αβαρές υλικό με επιφόρτιση. Να σημειωθεί πως για οριζόντιο πρηνές ( $\beta=0$ ), οι δύο συντελεστές ταυτίζονται ανεξάρτητα από τη γεωμετρία του τοίχου και τις ιδιότητες του. Η εξίσωση (11) αποτελεί την ακριβή λύση για αβαρές επίχωμα με επιφόρτιση.

Στις παραπάνω σχέσεις,

$$2\theta = \Delta_2 \mp (\Delta_1 + \delta) + \beta - 2\omega \quad (9)$$

όπου  $\Delta_1$  και  $\Delta_2$  είναι οι βοηθητικές γωνίες Caquot [Caquot, 1934; Sokolovskii, 1965]

$$\sin \Delta_1 = \frac{\sin \beta}{\sin \phi}, \quad \sin \Delta_2 = \frac{\sin \delta}{\sin \phi} \quad (10,11)$$

Ο συμβολισμός με τα διπλά πρόσημα (ενεργητικές άνω, παθητικές κάτω) δεν είναι απαραίτητος, καθώς η εξίσωση (7) είναι πλήρως συμμετρική: με κατάλληλη προσήμανση των παραμέτρων διαμητικής αντοχής  $\phi$  και  $\delta$  (θετικές για τις ενεργητικές, αρνητικές για τις παθητικές), η εξίσωση (7) με το άνω πρόσημο μόνο, μπορεί να περιγράψει τόσο τις ενεργητικές όσο και τις παθητικές ωθήσεις. Η σημασία της συμμετρίας θα σχολιαστεί στη συνέχεια. Μπορεί εύκολα να αποδειχθεί ότι αυτή η ιδιότητα δεν ισχύει για τις εξισώσεις Mononobe – Okabe, καθώς το πρόσημο της ρίζας δεν είναι δυνατό να αλλάξει, καθώς έχει προκύψει από διαδικασία εύρεσης στάσιμης τιμής.

### Ψευδοδυναμική λύση

Η θεώρηση ότι οι αδρανειακές δυνάμεις δρουν ομοιόμορφα στην απαραμόρφωτη εδαφική μάζα, οδηγεί σε συνισταμένη μαζική δράση κεκλιμένη κατά σταθερή γωνία  $\psi_e$  από την κατακόρυφη (Σχήμα 1). Με βάση αυτή την υπόθεση, είναι προφανές πως το σεισμικό πρόβλημα δεν διαφέρει ουσιαστικά από το στατικό, καθώς το πρώτο ταυτίζεται με το δεύτερο μέσω στροφής του συστήματος αναφοράς κατά τη γωνία  $\psi_e$  όπως φαίνεται στο Σχήμα 5. Με άλλα λόγια, η σεισμική γωνία  $\psi_e$  δεν αποτελεί μια επιπλέον φυσική παράμετρο του προβλήματος, παρά μόνο μεταβάλλει τις τιμές των υπόλοιπων παραμέτρων. Αυτή η ιδιότητα

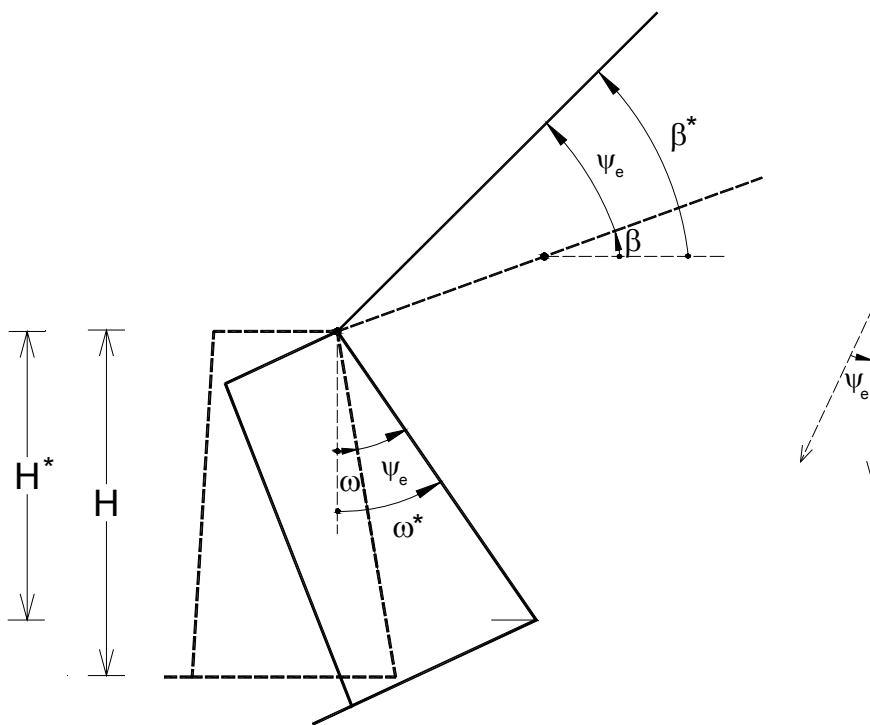


αυτό-ομοιότητας φαίνεται να χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά από τον Briske (1927) και αργότερα από τους Terzaghi (1943) και Arango (Seed & Whitman, 1967) για την επίλυση συναφών προβλημάτων. Η εφαρμογή της ιδιότητας αυτής στην παρούσα λύση οδηγεί στους ακόλουθους μετασχηματισμούς (Σχήμα 5):

$$\beta^* = \beta + \psi_e, \quad \omega^* = \omega + \psi_e \quad (12a, b)$$

$$H^* = H \cos(\omega + \psi_e) / \cos \omega, \quad (13)$$

$$\gamma^* = \gamma(1 - a_v) / \cos \psi_e, \quad q^* = q(1 - a_v) / \cos \psi_e \quad (14a, b)$$



**Σχήμα 5.** Μετασχηματισμός ομοιότητας με περιστροφή των αξόνων αναφοράς, για την ανάλυση του ψευδοδυναμικού προβλήματος ως στατικού (ενεργητική κατάσταση). Να σημειωθεί ότι για την παθητική κατάσταση η περιστροφή γίνεται αντίρροπα (ωρολογιακά).

Η τροποποίηση των τιμών των  $\gamma$  και  $q$  οφείλεται στην μεταβολή του μέτρου των δύο διανυσμάτων λόγω αδρανειακής δράσης. Η τελευταία εξίσωση δηλώνει πως η επιφόρτιση αποκρίνεται στην σεισμική κίνηση κατά τον ίδιο τρόπο με το επίχωμα. Δεν πρόκειται φυσικά για υποχρεωτική συνθήκη που υπαγορεύεται από την θεωρία, αλλά απλά για βολική υπόθεση αναφορικά με τους υπολογισμούς η οποία κρίνεται και λογική, αφού συνήθως η επιφόρτιση στο πρανές είναι επίσης εδαφικό υλικό, παρά κάποια κατασκευή. Τέλος, όπως είναι λογικό, οι παράμετροι αντοχής  $\phi$  και  $\delta$  παραμένουν αναλλοίωτες στον μετασχηματισμό.

Με χρήση των παραπάνω, η εδαφική ώθηση λαμβάνεται από την ακόλουθη τροποποιημένη έκφραση:

$$P_E = K_q^* q^* H^* + \frac{1}{2} K_\gamma^* \gamma^* H^{*2} \quad (15)$$

Στην οποία οι παράμετροι  $\beta$ ,  $\omega$ ,  $H$ ,  $\gamma$ , και  $q$  έχουν αντικατασταθεί από τις μετασχηματισμένες τιμές τους. Τα σύμβολα  $K_q^*$  και  $K_\gamma^*$  είναι οι συντελεστές ωθήσεων λόγω επιφόρτισης και ιδίου βάρους στην μετασχηματισμένη γεωμετρία αντίστοιχα. Εισάγοντας τις εξισώσεις (12) - (14) in Eqn (15) καταλήγουμε στην τροποποιημένη έκφραση για την σεισμική εδαφική ώθηση:

$$P_E = K_{qE} (1 - a_v) q H + \frac{1}{2} K_{\gamma E} (1 - a_v) \gamma H^2 \quad (16)$$

Όπου

$$K_{\gamma E} = \frac{\cos(\omega - \beta) \cos(\beta + \psi_e)}{\cos \psi_e \cos \delta \cos^2 \omega} \left[ \frac{1 - \sin \phi \cos(\Delta_2 - \delta)}{1 + \sin \phi \cos[\Delta_1^* + \beta + \psi_e]} \right] \exp(-2\theta_E \tan \phi) \quad (17)$$

και

$$2\theta_E = (\Delta_2 - \delta) - (\Delta_1^* - \beta) - 2\omega - \psi_e \quad (18)$$

$$\sin \Delta_1 = \sin(\beta + \psi_e) / \sin \phi, \quad \sin \Delta_2 = \sin \delta / \sin \phi \quad (19)$$

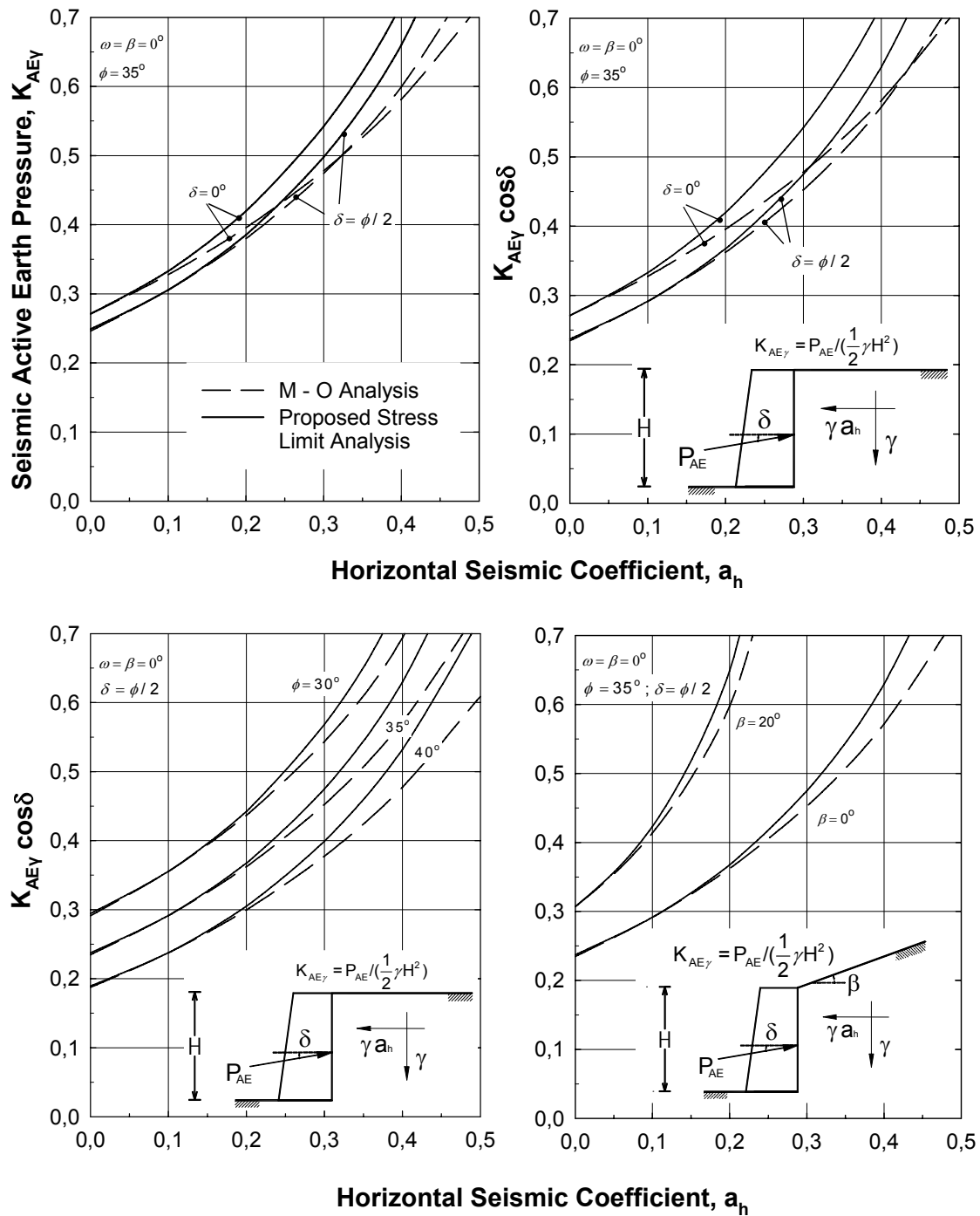
Ο συντελεστής σεισμικών ωθήσεων λόγω επιφόρτισης  $K_{qE}$  δίνεται από την εξίσωση (8), όπου αντί του  $K_\gamma$  χρησιμοποιείται το  $K_{\gamma E}$ . Οι παραπάνω εκφράσεις για το ψευδοδυναμικό πρόβλημα που προέκυψαν από το αντίστοιχο βαρυτικό με τον μετασχηματισμό ομοιότητας, μπορούν να προκύψουν και με την απευθείας θεώρηση των αδρανειακών δράσεων στις εξισώσεις ισορροπίας.

Από τις παραπάνω εξισώσεις, είναι φανερό πως η προτεινόμενη λύση είναι απλούστερη από των Mononobe-Okabe και προκύπτει από απλή φυσική εποπτεία, χωρίς να απαιτεί βελτιστοποίηση εξισώσεων ισορροπίας δυνάμεων ή έργων δυνάμεων. Να σημειωθεί ότι, από τη στιγμή που η ισορροπία δεν ικανοποιείται παντού στο εδαφικό μέσο, η προτεινόμενη λύση δεν αποτελεί ένα αυστηρό «κάτω όριο». Ωστόσο εκτεταμένες συγκρίσεις με καθιερωμένες αυστηρές αριθμητικές λύσεις που ακολουθούν, υποδεικνύουν ότι η λύση είναι πάντοτε ασφαλής, τόσο για τις ενεργητικές, όσο και για τις παθητικές ωθήσεις, ενώ η ακρίβειά της είναι ικανοποιητική, ειδικά για την περίπτωση των ενεργητικών ωθήσεων.

### Αριθμητικά αποτελέσματα - Συγκρίσεις

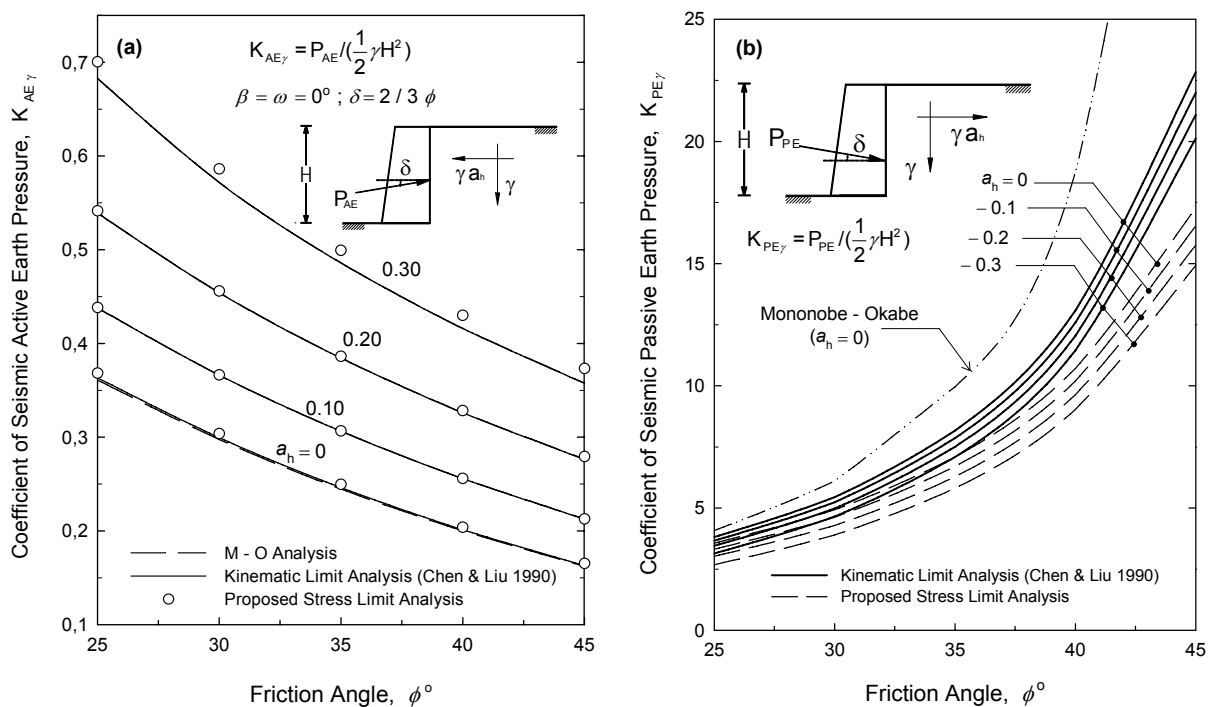
Στο Σχήμα 6, παρουσιάζεται ομάδα γραφημάτων για ενεργητικές σεισμικές ωθήσεις, από την κλασική εργασία των Seed & Whitman, στα οποία έχουν προστεθεί τα αντίστοιχα αποτελέσματα της παρούσας τασιακής λύσης. Σαν τιμή αναφοράς για τη γωνία τριβής χρησιμοποιείται αυτή των  $35^\circ$ . Όπως είναι φυσικό, οι ενεργητικές ωθήσεις αυξάνουν με την

αύξηση των σεισμικών επιταχύνσεων και της κλίσης του πρανού, και μειώνονται με την αύξηση της γωνίας τριβής και της τραχύτητας του τοίχου. Στα γραφήματα είναι φανερό η συντηρητική φύση της τασικής λύσης σε σχέση με τη λύση Mononobe – Okabe (M-O). Η τάση αυτή είναι πιο έντονη για υψηλές σεισμικές οριζόντιες επιταχύνσεις ( $a_h > 0.25$ ), λείους τοίχους, οριζόντια επιχώματα, και μεγάλες γωνίες τριβής.



**Σχήμα 6.** Σύγκριση αποτελεσμάτων για ενεργητικές σεισμικές ωθήσεις υπολογισμένων με την προτεινόμενη λύση και την συμβατική λύση M – O, για διάφορες φυσικές, γεωμετρικές παραμέτρους και οριζόντιες επιταχύνσεις (από Seed & Whitman 1970).

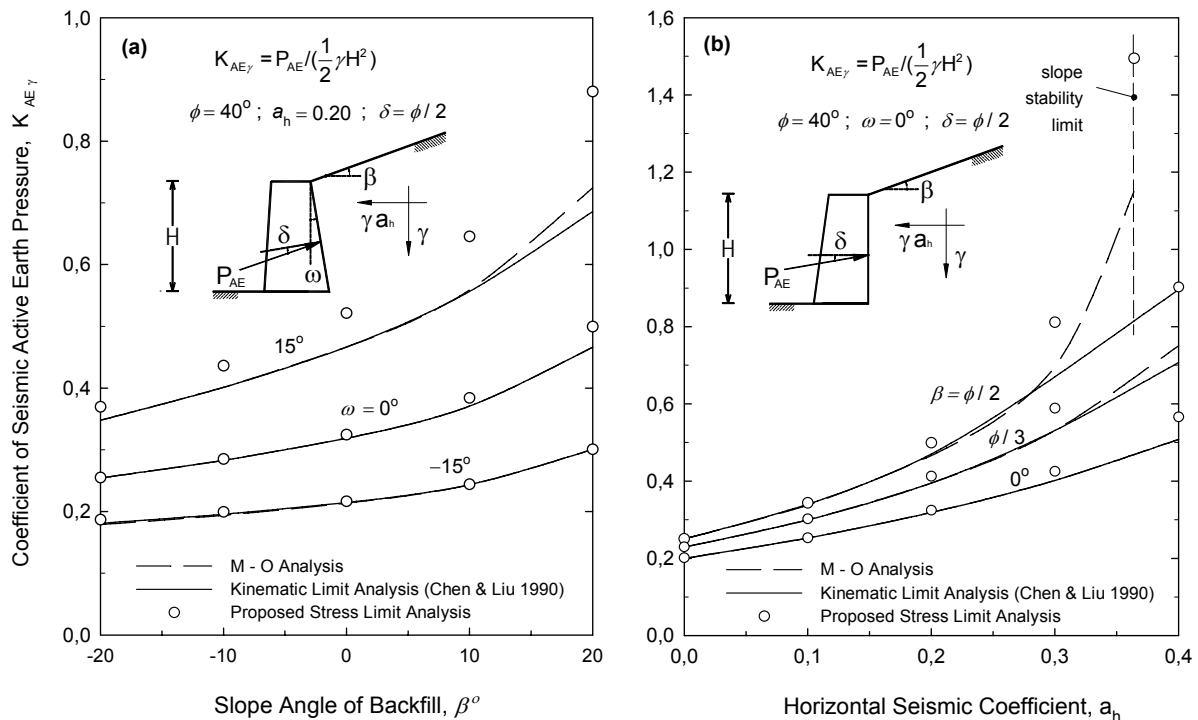
Στο Σχήμα 7α παρουσιάζονται αποτελέσματα για ενεργητικές σεισμικές εδαφικές ωθήσεις σαν συνάρτηση της γωνίας τριβής  $\phi$ , για την συνηθισμένη περίπτωση του τραχύ κατακόρυφου τοίχου με οριζόντιο επίχωμα. Οι προβλέψεις της προτεινόμενης λύσης είναι πάντοτε συντηρητικές και σε καλή συμφωνία (μέγιστη απόκλιση 3%) με τα αποτελέσματα της μεθόδου M-O και της κινηματικής οριακής ανάλυσης των Chen & Liu (1990), η οποία για το σκοπό της σύγκρισης των αποτελεσμάτων, θεωρείται πρακτικώς «ακριβής». Το αντίστοιχο γράφημα για την παθητική κατάσταση απεικονίζεται στο Σχήμα 7b. Οι προβλέψεις της τασικής λύσης είναι, όπως είναι αναμενόμενο, χαμηλότερα από εκείνες της μεθόδου των Chen and Liu, ενώ της μεθόδου M-O είναι πολύ ψηλότερα (i.e., εξαιρετικά μη συντηρητικές) – ειδικά για γωνίες τριβής μεγαλύτερες από την τιμή των 37 μοιρών. Δεδομένης της ευαισθησίας του παθητικού προβλήματος, η αποτελεσματικότητα της προτεινόμενης λύσης θεωρείται ικανοποιητική.



**Σχήμα 7.** Σύγκριση αποτελεσμάτων για ενεργητικές και παθητικές σεισμικές ωθήσεις υπολογισμένες με διάφορες μεθόδους (Από Chen & Liu, 1990)

Στο Σχήμα 8 που ακολουθεί, παρουσιάζονται αποτελέσματα για ενεργητικές σεισμικές ωθήσεις για διάφορες γεωμετρικές συνθήκες και επίπεδα σεισμικής επιτάχυνσης. Σαν τιμή αναφοράς για τη γωνία τριβής του εδάφους χρησιμοποιείται αυτή των  $40^\circ$ . Μπορούν να σημειωθούν οι ακόλουθες ενδιαφέρουσες παρατηρήσεις: *Πρώτον*, οι προβλέψεις της παρούσας τασικής λύσης είναι σε πολύ καλή συμφωνία με τα αποτελέσματα της κινηματικής οριακής ανάλυσης των Chen & Liu, σε ένα ευρύ φάσμα φυσικών και γεωμετρικών παραμέτρων. *Δεύτερον*, η τασική λύση είναι συντηρητική σε όλες τις περιπτώσεις. *Τρίτον*, κοντά στο όριο ευστάθειας του πρανού (Σχήμα 8b) ή για υψηλές σεισμικές επιταχύνσεις και μεγάλες κλίσεις του τοίχου (Σχήμα 8a), οι προβλέψεις του Chen & Liu γίνονται λιγότερο ακριβείς από αυτές της απλής λύσης M – O. Στις ίδιες ακραίες περιπτώσεις, η τασική λύση

γίνεται εξαιρετικά συντηρητική ξεπερνώντας τις προβλέψεις της M – O κατά 35%. Πρέπει να σημειωθεί επίσης ότι σε αντίθεση με την τασική λύση και την M – O, οι οποίες καταρρέουν στο όριο ευστάθειας του πρανούς, η κινηματική ανάλυση των Chen & Liu αδυνατεί να προβλέψει την αστοχία και επιτρέπει τον υπολογισμό πλασματικών τιμών για την ενεργητική ώθηση και πέρα από το όριο αυτό (Σχήμα 8b).



**Σχήμα 8.** Σύγκριση αποτελεσμάτων για ενεργητικές σεισμικές ωθήσεις σε τραχύ τοίχο, για διάφορες γεωμετρικές παραμέτρους, υπολογισμένες με διάφορες μεθόδους (Από Chen & Liu, 1990)

## ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΩΘΗΣΕΩΝ ΚΑΙ ΣΗΜΕΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

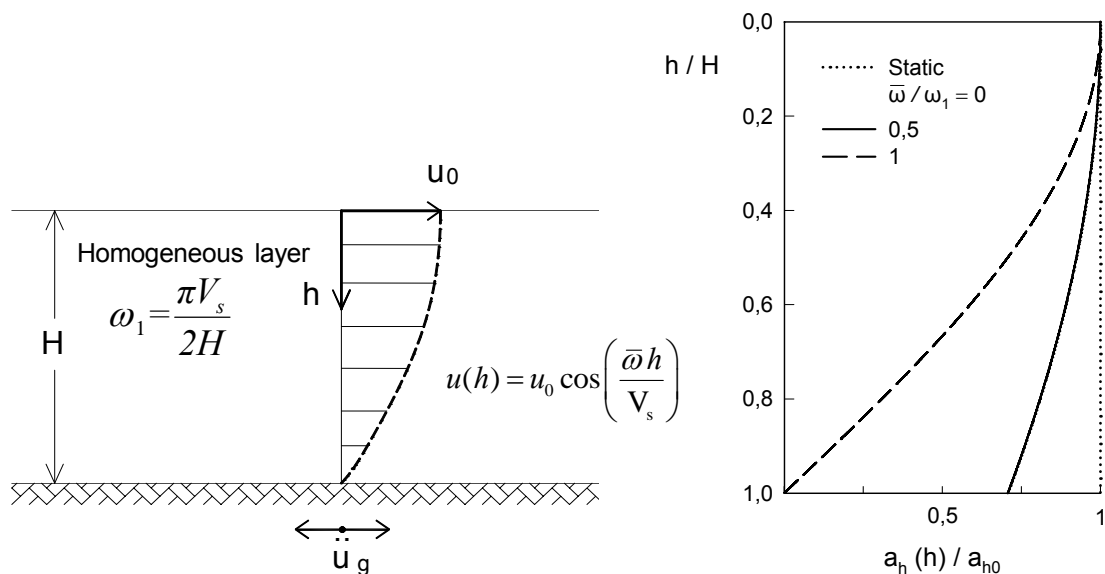
Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη ενότητα, η ευρέως χρησιμοποιούμενες κινηματικές λύσεις (Coulomb, Mononobe–Okabe), δεν παρέχουν καμία πληροφορία για την κατανομή των ωθήσεων πάνω στον τοίχο - υιοθετούν απλώς την «υδροστατική» κατανομή ως μια εύλογη υπόθεση για τον σχεδιασμό. Ο ίδιος περιορισμός ισχύει και για τις πιο αυστηρές κινηματικές, αριθμητικού τύπου λύσεις (π.χ. Chen & Liu 1990).

Αντίθετα, στις κλασικές τασικές λύσεις (Rankine 1857, Terzaghi 1943), η «υδροστατική» κατανομή προκύπτει, με φυσικό τρόπο, από την ίδια τη λύση. Αυτό οφείλεται στη γραμμική μεταβολή των τάσεων με το βάθος στην περιοχή A κοντά στην επιφάνεια του πρανούς (εξισώσεις 3a και 3b), η οποία δεν αλλάζει ούτε στην μεταβατική ζώνη, ούτε κοντά στον τοίχο. Επίσης, εντός των ορίων της ψευδοδυναμικής ανάλυσης δεν υπάρχει ουσιώδης διαφορά ανάμεσα στο βαρυτικό και το σεισμικό πρόβλημα, συνεπώς η κατανομή και των σεισμικών ωθήσεων οφείλει να είναι γραμμική με το βάθος.

Είναι ωστόσο πειραματικά επιβεβαιωμένο ότι η κατανομή δεν είναι συνήθως «υδροστατική». Δύο βασικοί μηχανισμοί είναι υπεύθυνοι για την απόκλιση αυτή. Και οι δύο σχετίζονται με τις βασικές παραδοχές σχετικά με τη συμπεριφορά του επιχώματος και την κινηματική του προβλήματος. *Πρώτον*, η εδαφική μάζα δεν είναι απαραμόρφωτη, αλλά παρουσιάζει δυναμική απόκριση με αποτέλεσμα η κατανομή των αδρανειακών επιταχύνσεων (και των δυνάμεων πεδίου) να μην είναι ομοιόμορφη. Τα φαινόμενα αυτά εξετάζονται σε διαθέσιμες ελαστοδυναμικές λύσεις (π.χ. Veletsos & Younan, 1994; Langousis et al. 2006) και λύσεις οριακής ανάλυσης (Steedman & Zeng 1990). *Δεύτερον*, η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων αλλάζει για διαφορετικές κινηματικές συνθήκες του τοίχου (π.χ., περιστροφή περί την βάση ή την κορυφή), οι οποίες σχετίζονται άμεσα με το φαινόμενο «τοξωτής» λειτουργίας στο επίχωμα. Η ανακατανομή των τάσεων λόγω της «τοξωτής» λειτουργίας, οδηγεί σε αλλαγή του μεγέθους και του σημείου εφαρμογής της εδαφικής ώθησης.

### Κατανομή εδαφικών ωθήσεων: Κυματική λύση

Η μέθοδος που παρουσιάζεται στην ενότητα αυτή επιτρέπει τον υπολογισμό του δυναμικού οριακού φορτίου σε τοίχους αντιστήριξης, με χρήση της προηγούμενης τασικής λύσης και της γνωστής ελαστοδυναμικής λύσης για την απόκριση ομογενούς εδαφικού στρώματος που παρουσιάζεται στο Σχήμα 9.



**Σχήμα 9.** Δυναμική απόκριση του επιχώματος και κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων με το ύψος

Αυτή η δυναμική απόκριση έχει ως αποτέλεσμα μια μη γραμμική κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων κορμού και επομένως μεταβλητή σεισμική γωνία  $\psi_e$

$$\psi_e(h) = \tan^{-1} a_h(h) = \tan^{-1} \left[ a_{h0} \cos\left(\frac{\pi}{2} \frac{\bar{\omega}}{\omega_1} \frac{h}{H}\right) \right] \quad (20)$$

όπου  $\bar{\omega}$  δηλώνει την κυκλική συχνότητα της διέγερσης. Η χρήση της παραπάνω ελαστοδυναμικής σχέσης στην προτεινόμενη λύση πλαστικής οριακής ανάλυσης, είναι

θεωρητικά δυνατή καθώς το εδαφικό μέσο βρίσκεται σε κατάσταση επικείμενης διαρροής, οριακά πριν την αστοχία (προϋπόθεση της μεθόδου κάτω ορίου), που σημαίνει ότι βρίσκεται στην ελαστική περιοχή. Με βάση τα παραπάνω, οι δυναμικές ωθήσεις γαιών στον τοίχο αντιστήριξης δίνονται από την έκφραση:

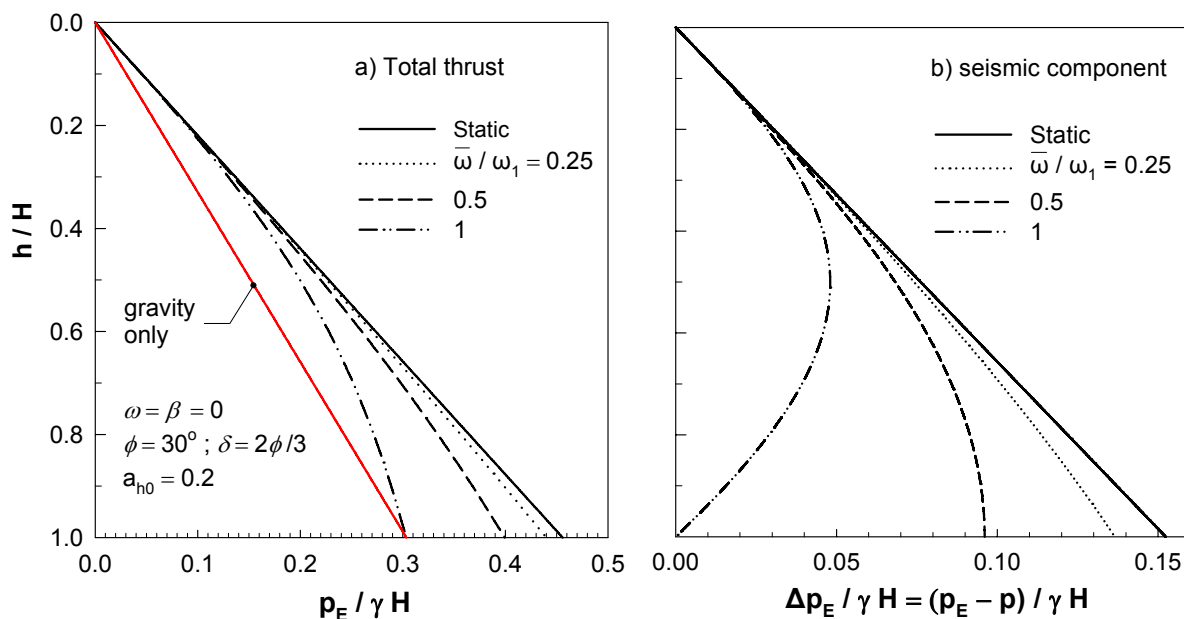
$$p(h) = \frac{\cos(\omega - \beta) \cos[\beta + \psi_e(h)]}{\cos[\psi_e(h)] \cos \delta \cos^2 \omega} \left[ \frac{1 - \sin \phi \cos(\Delta_2 - \delta)}{1 + \sin \phi \cos[\Delta_1^* + \beta + \psi_e(h)]} \right] \exp[-2\theta_E(h) \tan \phi] \quad (21)$$

όπου η γωνία  $\psi_e$  είναι συνάρτηση του βάθους,  $h$ , σύμφωνα με την εξίσωση (20).

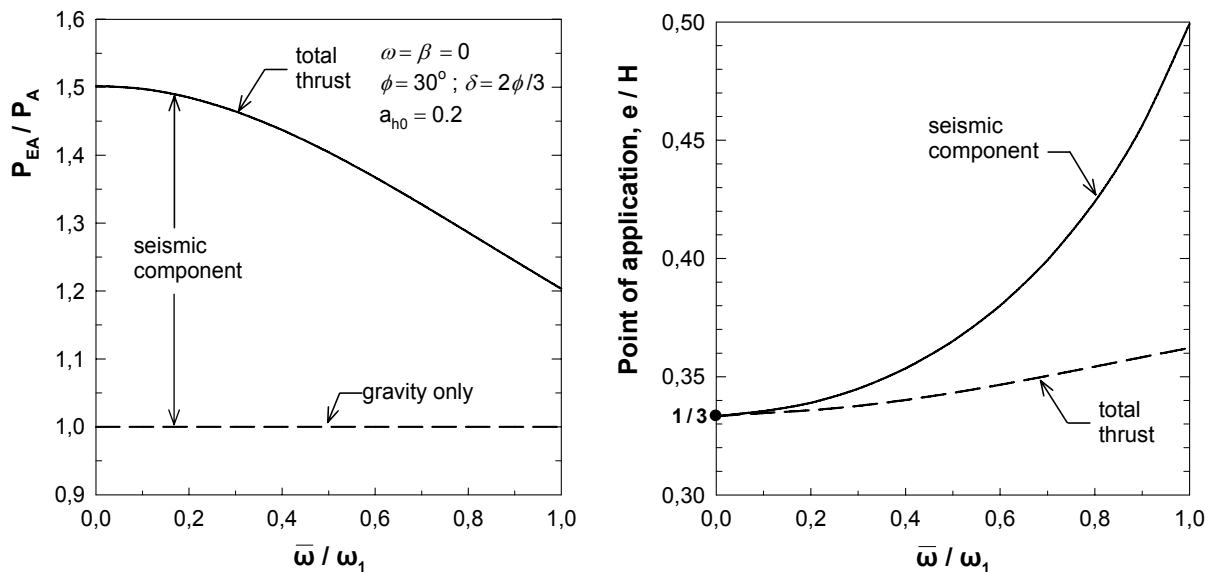
Στο Σχήμα 10 παρουσιάζονται κατανομές σεισμικών εδαφικών ωθήσεων καθ' ύψος του τοίχου. Όπως είναι αναμενόμενο, όσο πλησιάζει η συχνότητα διέγερσης την θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος (συντονισμός), τόσο η κατανομή των ωθήσεων αποκλίνει από την συμβατική τριγωνική κατανομή.

Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι η θεώρηση των δυναμικών φαινομένων οδηγεί αφενός σε μείωση του μεγέθους της συνολικής υπολογιζόμενης ώθησης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 11a, αλλά αφετέρου σε ανύψωση του σημείου εφαρμογής της (Σχήμα 11b). Η μεγαλύτερη ανύψωση παρατηρείται στον συντονισμό ( $\bar{\omega} / \omega_1 = 1$ ), και δεν υπερβαίνει το ήμισυ του ύψους του τοίχου ( $H/2$ ) για την καθαρά σεισμική συνιστώσα.

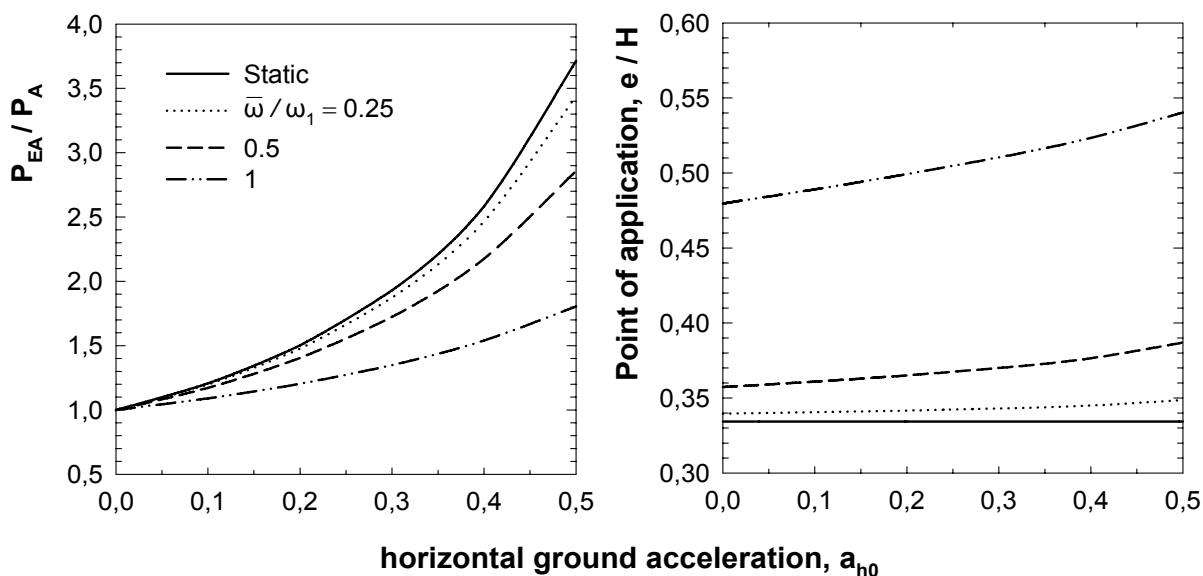
Αντίστοιχα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 12 ως συνάρτηση του μεγέθους της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης  $a_{h0}$ . Όπως είναι φυσικό, η σεισμική ώθηση αυξάνεται με την αύξηση της οριζόντιας επιτάχυνσης. Το σημείο εφαρμογής της επηρεάζεται σε μικρότερο βαθμό από το μέγεθος της δόμησης, ωστόσο και αυτό ανυψώνεται ελαφρά με την αύξηση της οριζόντιας επιτάχυνσης.



**Σχήμα 10.** Κατανομές σεισμικών εδαφικών ωθήσεων: α) Συνολική ώθηση β) Σεισμική συνιστώσα



**Σχήμα 11.** Μεταβολή του μεγέθους και του σημείου εφαρμογής της σεισμικής ώθησης ως συνάρτηση της συχνότητας διέγερσης.



**Σχήμα 12.** Επίδραση της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης (PGA) στο μέγεθος και το σημείο εφαρμογής της σεισμικής ώθησης, για διάφορες συχνότητες διέγερσης.

### Κατανομή εδαφικών ωθήσεων: Κινηματικές συνθήκες

Η εξέταση της επίδρασης των κινηματικών συνθηκών στην κατανομή των ωθήσεων ακολουθεί την υπόθεση που αναπτύχθηκε για πρώτη φορά από την Dubrova (1963) (βλ. Harr, 1966; Chen & Liu, 1990). Η βασική (εύλογη) παραδοχή είναι ότι η αντοχή του εδαφικού μέσου κινητοποιείται βαθμιαία όταν η κίνηση του τοίχου έχει την μορφή στροφής περί την βάση. Αυτό οδηγεί στην θεώρηση μεταβλητών με το βάθος παραμέτρων διατμητικής αντοχής (γωνία τριβής  $\phi$ , τραχύτητα  $\delta$ ) για τον υπολογισμό των εδαφικών ωθήσεων. Σε αντίθεση με την κλασική μέθοδο Dubrova, που βασίστηκε στην Mononobe – Okabe, η προτεινόμενη λύση



σαφώς πλεονεκτεί καθώς επιτρέπει τον απευθείας υπολογισμό των τάσεων επαφής μέσω των απλών σχέσεων:

$$\sigma_w(h) = \gamma h \frac{\cos[\omega - \beta] \cos \beta}{\cos^2 \omega} \left[ \frac{1 - \sin[\phi(h)] \cos[\Delta_2(h) - \delta(h)]}{1 + \sin[\phi(h)] \cos[\Delta_1(h) + \beta]} \right] \exp[-2\theta_{AB}(h) \tan \phi(h)] \quad (22)$$

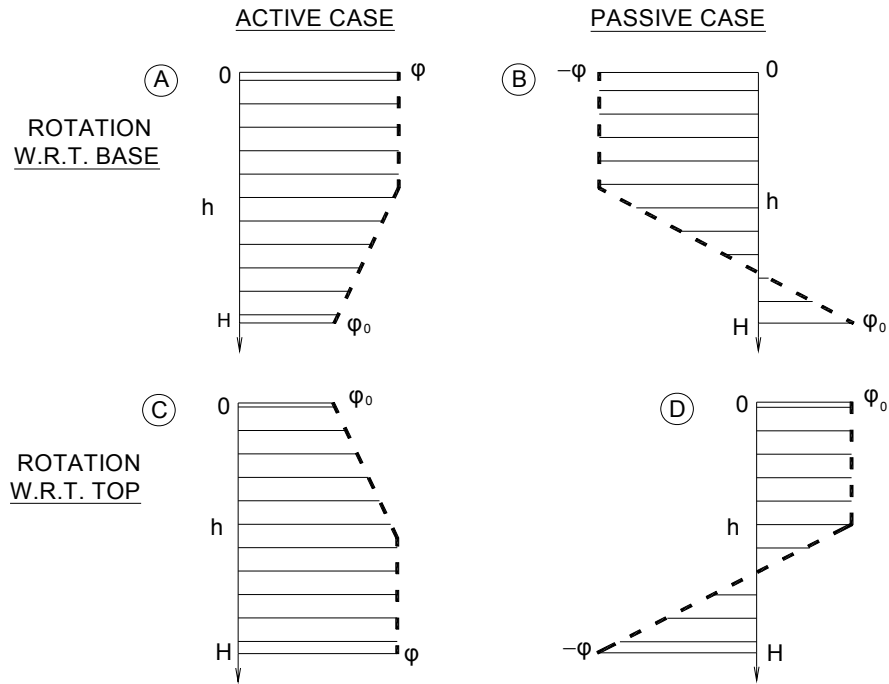
και

$$\tau_w(h) = \sigma_w(h) \tan \delta(h) \quad (23)$$

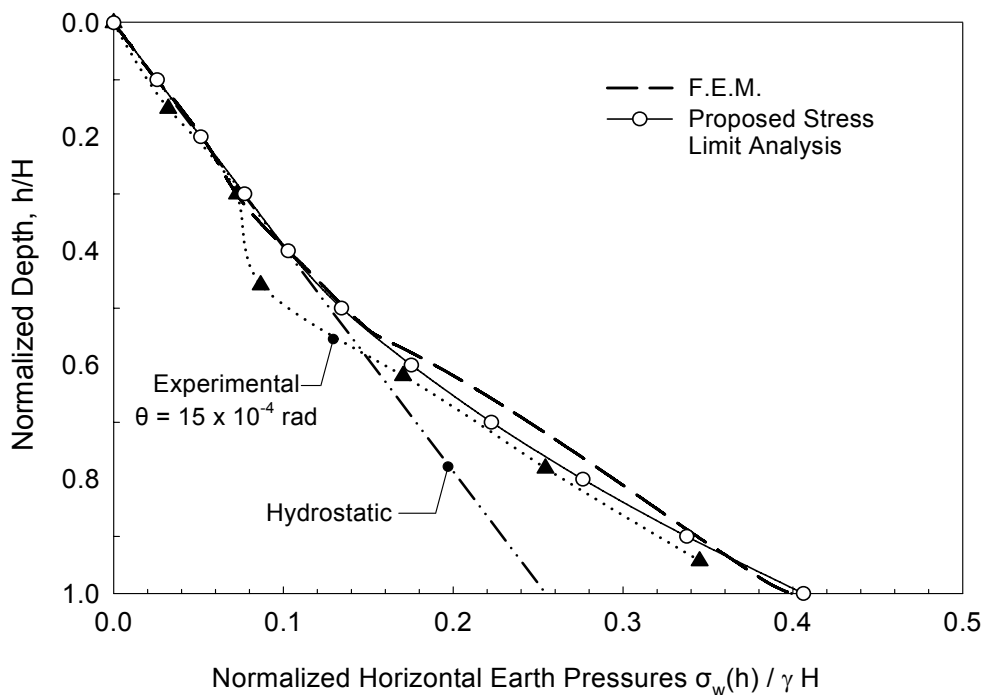
Στις παραπάνω σχέσεις οι σταθερές τιμές των  $\phi$  και  $\delta$  έχουν αντικατασταθεί από συναρτήσεις του βάθους. Για αρνητικές τιμές των  $\phi$  και  $\delta$  οι εξισώσεις 22 και 23 παρέχουν απευθείας παθητικές ωθήσεις. Οι συναρτήσεις  $\phi(h)$  και  $\delta(h)$  χρησιμοποιούνται για να περιγράψουν τη μετάβαση από τις γεωστατικές συνθήκες ( $K_0$ ) στην αστοχία (ενεργητική ή παθητική), όπου η γωνία τριβής  $\phi$  παίρνει την μέγιστη τιμή της. Με αυτή την έννοια οι γωνίες  $\phi(h)$  και  $\delta(h)$  δεν εκφράζουν πραγματικές γωνίες τριβής, αλλά απλώς τον βαθμό κινητοποίησης της αντοχής σε κάθε βάθος (μέσους λόγους διατμητικών προς ορθών τάσεων). Η μόνη υπόθεση που απομένει σχετίζεται με την μορφή των συναρτήσεων αυτών. Ακολουθώντας την πρόταση της Dubrova, οι συναρτήσεις θεωρούνται, σε πρώτη προσέγγιση, γραμμικές ή δι-γραμμικές. Στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιούνται τραπεζοειδείς δι-γραμμικές συναρτήσεις μορφής  $\phi(h)$  οι οποίες απεικονίζονται στο Σχήμα 13. Η συνάρτηση  $\delta(h)$  θεωρείται ίδιας μορφής με την  $\phi(h)$ , με την οποία συνδέεται με την απλή αναλογική σχέση (Harr, 1966):

$$\delta(h) = m\phi(h), \quad 0 < m < 1 \quad (24)$$

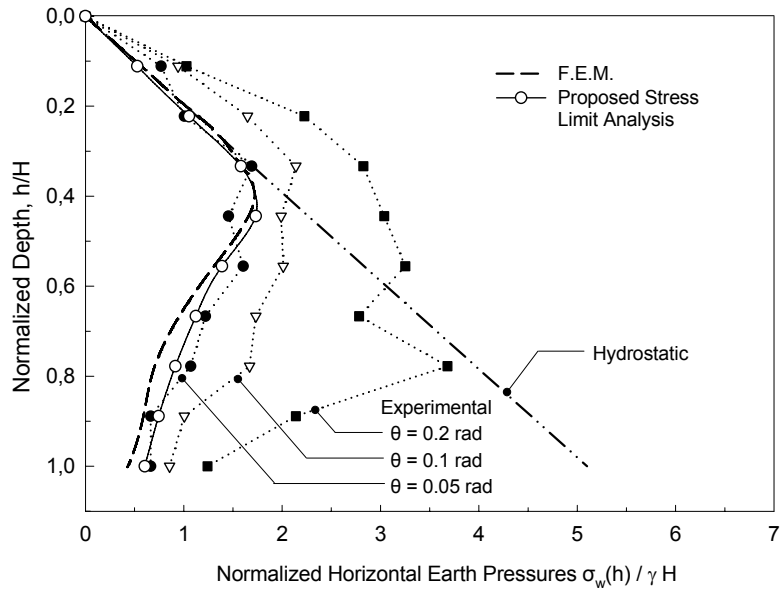
Στα Σχήματα 14 και 15 συγκρίνονται κατανομές ωθήσεων που προέκυψαν από την παρούσα μέθοδο, με διαθέσιμα από την βιβλιογραφία πειραματικά αποτελέσματα και αριθμητικές αναλύσεις με τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων. Τα αποτελέσματα της προτεινόμενης μεθόδου είναι συγκρίσιμα με τα πειραματικά και τα αριθμητικά αποτελέσματα. Τέλος, στο Σχήμα 16 απεικονίζεται η μετατόπιση του σημείου εφαρμογής της συνολικής σεισμικής ώθησης για διαφορετικές κινηματικές συνθήκες. Είναι ενδιαφέρον ότι το σημείο εφαρμογής της ενεργητικής σεισμικής ώθησης, όταν ο τοίχος περιστρέφεται περί τη βάση, μετατοπίζεται χαμηλότερα από τη θέση  $H/3$ , δηλαδή αντίθετα από την θεώρηση των Seed & Whitman (1970) για την σεισμική δράση. Η μετατόπιση του σημείου εφαρμογής συναρτήσει του μεγέθους της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης  $a_h$  είναι πρακτικώς αμελητέα.



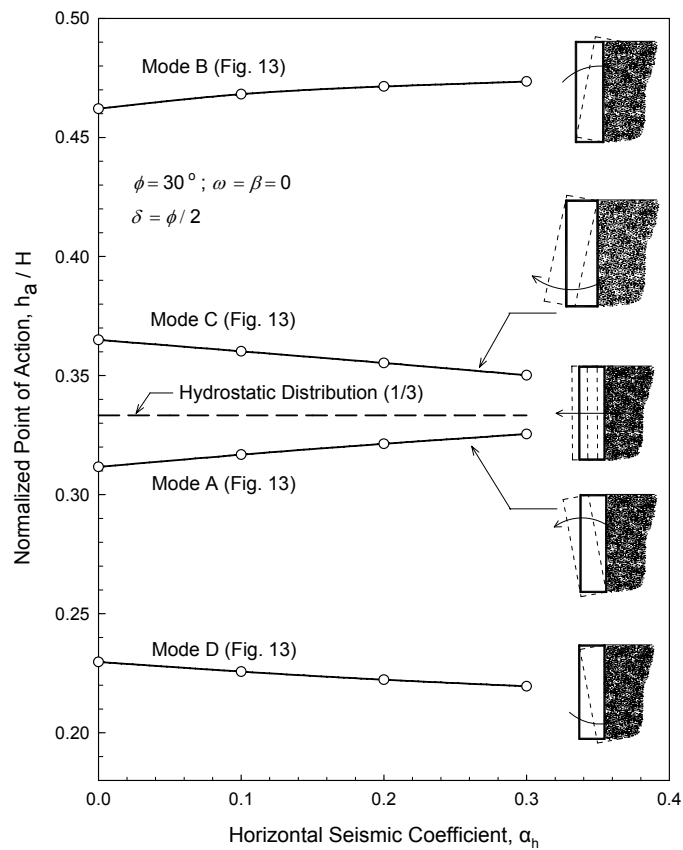
**Σχήμα 13.** Συναρτήσεις μορφής για την κινητοποιούμενη γωνία τριβής  $\varphi(h)$  για διάφορες κινηματικές συνθήκες στον τοίχο.



**Σχήμα 14.** Σύγκριση με πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα για ενεργητική περιστροφή του τοίχου περί τη βάση. (Πειραματικά αποτελέσματα από Fang & Ishibashi 1986;  $\gamma = 15.3 \text{ kN/m}^3$ ,  $H = 1.02 \text{ m}$ ,  $\varphi = 33.4^\circ$  and  $\delta = 16.7^\circ$ )



**Σχήμα 15.** Σύγκριση με πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα για παθητική περιστροφή του τοίχου περί τη βάση. (Πειραματικά αποτελέσματα από Fang et. al. 1994;  $\gamma = 15.5 \text{ kN/m}^3$ ,  $H = 0.45 \text{ m}$ ,  $\phi = 30.9^\circ$  and  $\delta = 19.2^\circ$ )



**Σχήμα 16.** Σημείο εφαρμογής της συνολικής σεισμικής ώθησης για διαφορετικές κινηματικές συνθήκες

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία παρουσιάστηκε μέθοδος πλαστικής οριακής ανάλυσης τάσεων για τον υπολογισμό σεισμικών εδαφικών ωθήσεων μη συνεκτικών επιχωμάτων, σε τοίχους βαρύτητας. Τα κύρια συμπεράσματα μπορούν να συνοψιστούν στα παρακάτω:

(1) Η προτεινόμενη λύση είναι μαθηματικώς απλούστερη από την συμβατική Monopobe-Okabe.

(2) Εκτεταμένες συγκρίσεις με καθιερωμένες αριθμητικές λύσεις καταδεικνύουν ότι η προτεινόμενη λύση είναι ασφαλής, καθώς πάντοτε υπερεκτιμά τις ενεργητικές ωθήσεις και υποεκτιμά τις παθητικές.

(3) Η ακρίβεια της λύσης, για την περίπτωση των ενεργητικών ωθήσεων είναι άριστη (μέγιστη απόκλιση από τα αριθμητικά αποτελέσματα γύρω στο 10%). Οι μεγαλύτερες αποκλίσεις παρατηρούνται για μεγάλες επιταχύνσεις, μεγάλες γωνίες τριβής, απότομα πρανή και αρνητικές κλίσεις του τοίχου.

(4) Για την περίπτωση των παθητικών ωθήσεων, οι προβλέψεις της μεθόδου είναι ικανοποιητικές. Στην περίπτωση αυτή το σφάλμα είναι σημαντικά μεγαλύτερο, ειδικά για μεγάλες γωνίες τριβής. Παρ' όλα αυτά, η βελτίωση που παρέχει η προτεινόμενη λύση αναφορικά με την μέθοδο Monopobe – Okabe είναι αισθητή.

(5) Η ψευδοδυναμική ανάλυση του σεισμικού προβλήματος αντιστοιχεί στου ισοδύναμου βαρυτικού, μέσω της περιστροφής των αξόνων αναφοράς κατά την σεισμική γωνία  $\psi_e$  (Σχήμα 5). Αυτή η ομοιότητα φανερώνει ότι ουσιαστικά οι λύσεις Monopobe – Okabe και Coulomb είναι ουσιαστικά ταυτόσημες.

(6) Η οριακή ανάλυση τάσεων προσφέρει ένα χρήσιμο εργαλείο για τον υπολογισμό της κατανομής των εδαφικών ωθήσεων στον τοίχο. Λαμβάνοντας υπόψη την δυναμική απόκριση του επιχώματος, η κατανομή των ωθήσεων γίνεται παραβολική και το σημείο εφαρμογής της σεισμικής συνιστώσας ανυψώνεται πάνω από το 50% του ύψους. Αυτή η απόκλιση γίνεται σημαντική για σχετικώς ψηλούς τοίχους, περίπου πάνω από τα 5m.

(7) Τέλος, όσον αφορά την επίδραση των κινηματικών συνθηκών, θεωρώντας κατάλληλες συναρτήσεις σχήματος για τις παραμέτρους  $\phi$  και  $\delta$  με το βάθος, οι ενεργητικές και οι παθητικές ωθήσεις (και όλα τα ενδιάμεσα μεταβατικά στάδια) μπορούν να εκφραστούν από την ίδια απλή σχέση (Εξίσωση 22), κάτι το οποίο δεν είναι δυνατό με την εξίσωση M-O. Οι συναρτήσεις  $\phi(h)$  και  $\delta(h)$  οφείλουν να είναι διαφορετικές για την περίπτωση των ενεργητικών και των παθητικών ωθήσεων – κάτι που δεν γίνεται αντιληπτό στην κλασική θεώρηση της Dubrova. Οι συγκρίσεις με πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα με την μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων δείχνουν ικανοποιητική συμφωνία.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Atkinson, J. (1981), Foundations and slopes, *McGraw Hill*, London.
- Briske, R. (1927), "Die Erdbebensicherheit von Bauwerken", *Die Bautechnik*, Vol 5, 425-430, 453-457, 547-555.
- Caquot, A. (1934). "Equilibre des massifs a frottement interne." *Gauthier-Villars*: Paris.
- Caquot, A. and Kerisel, L. (1948), *Traité de mécanique des sols*, *Gauthier-Villars*, Paris.
- Chen, W.F. (1975), Limit analysis and soil plasticity, *Developments in geotechnical engineering*, *Elsevier*, Amsterdam.
- Chen, W.F., Liu, X.L. (1990), Limit analysis in soil mechanics, *Elsevier*, Amsterdam.

- Coulomb, C.A. (1776), "Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de stratique relatifs a l' architecture". *Memoires de Mathematique et de Physique. Presentes a l' Academie Royale des Sciences*; Paris, 7, 343-382.
- Davis, R.O. and Selvadurai, A.P.S. (2002), *Plasticity and Geomechanics*, Cambridge University Press, Cambridge.
- Dubrova G.A. (1963). *Interaction of Soil and Structures*. Rehnoy Transport, Moscow, U.S.S.R.
- Ebeling, R.M., Morrison, E.E., Whitman, R.V., Liam Finn, W.D. (1992), A Manual for Seismic Design of Waterfront Retaining Structures, *US Army Corps of Engineers*, Tech. Report ITL-92-11.
- Fang Y.S. and Ishibashi I. (1986). "Static earth pressures with various wall movements". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 112, No 3, pp. 317 – 333.
- Fang Y.S., Chen T.J., and Wu B.F. (1994). "Passive earth pressures with various wall movements". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 120, No 8, pp. 1307 – 1323.
- Psarroulos, P.N., Klonaris, G., Gazetas, G. (2004). "Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, No 7-10, August-October 2005, Pages 795-809
- Harr M. (1966). *Foundation of Theoretical Soil Mechanics*, McGraw – Hill, New York, NY.
- Kramer, S.L., (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hal.
- Mononobe, N., Matsuo, O. (1929), On the determination of earth pressure during earthquakes, *Proceeding of the World Engineering Congress*, Tokyo, vol 9, 179-187.
- Mylonakis, G.E, Kloukinas, P. and Papantonopoulos, C. (2007). "An alternative to the Mononobe–Okabe equations for seismic earth pressures." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 27, Issue 10: 957-969
- 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.
- Ostadan, F. (2005). "Seismic soil pressure for building walls - An Updated Approach." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25: 785-793.
- Papantonopoulos, C. and Ladanyi, B. (1973), "Analyse de la Stabillitee des Talus Rocheux par une Methode Generalisee de l'Equilibre Limite", *Proceedings, 9th Canadian Rock Mechanics Symposium*, Montreal, 167-196 (in French).
- Psarropoulos P., Klonaris G., and Gazetas G., "Seismic Response of Retaining Walls". *Proceedings of the 4th Hellenic Conference on Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 2, p.p. 377-385, 2001.
- Seed HB, Whitman, R.V. (1970), Design of earth retaining structures for dynamic loads, *Proceedings of specialty conference on lateral stresses in the ground and design of earth retaining structures*, ASCE, Ithaca, New York, 103-147.
- Sokolovskii, V.V. (1965), *Statics of granular media*, Pergamon Press, New York.
- Steedman, R.S. and Zeng, X. (1990). "The Influence of Phase on the Calculation of Pseudo-Static Earth Pressure on a Retaining Wall." *Geotechnique* 40, No1: 103-112.
- Terzaghi, K., (1943), *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons Inc., New York.
- Veletsos A.S. and Younan A.H. (1994). "Dynamic soil pressures on rigid retaining walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, pp. 275 – 301.
- Whitman, R.V. and Liao, S. (1985), *Seismic Design of Gravity Retaining Walls*, US Army Corps of Engineers, Miscellaneous paper GL-85-1.
- Κλουκίνας, Π., (2006), "Βαρυτικές και Σεισμικές Ωθήσεις Γαιών με Ανάλυση Οριακών Τάσεων", Μεταπτυχιακή Διατριβή, Εργαστήριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Λαγγούσης Μ., (2005). "Δυναμική Ανάλυση Άκαμπτων και Εύκαμπτων Τοίχων Αντιστήριξης σε Σεισμική Φόρτιση" Διπλωματική Εργασία. Εργαστήριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.