

Ελαστοδυναμική Λύση για Σεισμικές Ωθήσεις σε Τοίχους Βαρύτητας

Elastodynamic Solution for Seismic Earth Pressures on Gravity Walls

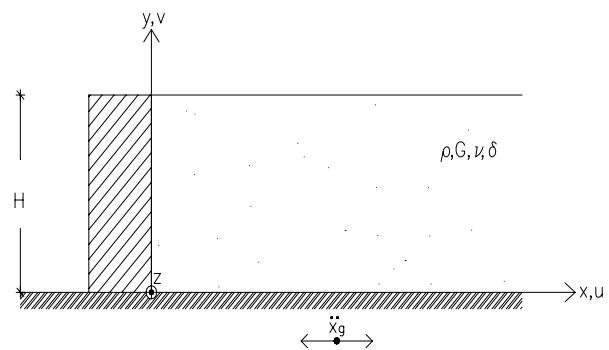
ΛΑΓΓΟΥΣΗΣ Μ. Σ. Πολιτικός Μηχανικός, Μεταπτυχιακός Ερευνητής, Northwestern University
ΜΥΛΩΝΑΚΗΣ Γ. Ε. Πολιτικός Μηχανικός, Επικ. Καθηγητής Πανεπιστημίου Πατρών.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Ο σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης για σεισμικά φορτία πραγματοποιείται παραδοσιακά με μεθόδους οριακής ισορροπίας, όπως αυτές των Coulomb και Mononobe-Okabe. Θεμελιώδεις παραδοχές των μεθόδων αυτών είναι: (1) η στατική φύση της σεισμικής διέγερσης, (2) η ενδοσιμότητα του τοίχου, (3) η αστοχία του εδάφους και της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, (4) το προκαθορισμένο σημείο εφαρμογής της ώθησης. Ως εναλλακτική λύση προτείνεται κυματική προσέγγιση, η οποία βασίζεται στην παραδοχή ελαστικού εδάφους και δεν προϋποθέτει ενδόσιμο τοίχο. Η προτεινόμενη μέθοδος χρησιμοποιεί ειδική τεχνική ολοκλήρωσης (κατά Vlasov-Leontiev), η οποία απλοποιεί τους υπολογισμούς και προσφέρει ένα εύχρηστο εργαλείο στους μηχανικούς.

ABSTRACT: Design of retaining walls for earthquake action is traditionally being performed by means of limit equilibrium methods, such as those of Coulomb and Mononobe-Okabe. Fundamental assumptions of these methods are: (1) the static nature of seismic excitation, (2) the compliance of the base of the wall, (3) the failure of the soil and the soil-wall interface, (4) the pre-specified point of application of soil thrust. As an alternative, a wave solution is proposed, based on the assumption of viscoelastic soil, which does not require a yielding wall. The proposed method utilizes a special integration technique of the Vlasov-Leontiev type, which simplifies the mathematics of the solution and offers a versatile tool to engineers.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το υπό εξέταση σύστημα φαίνεται στο Σχήμα 1: ένα ημιάπειρο, ομοιογενές, ορθογωνικό στρώμα ιξωδοελαστικού εδαφικού υλικού, ελεύθερο στην άνω επιφάνειά του και δεσμευμένο στην κάτω, υποκείμενο σε οριζόντια σεισμική διέγερση κατά τον άξονα x . Το έδαφος συγκρατείται στο αριστερό άκρο του από ανένδοτο τοίχο, ο οποίος είναι πακτωμένος στον υποκείμενο βράχο. Τοίχος και έδαφος διεγείρονται ταυτόχρονα από οριζόντια σεισμική κίνηση $X_g(t)$, η οποία επιβάλλεται στη βάση του στρώματος. Οι ιδιότητες του εδάφους καθορίζονται από την πυκνότητα ρ , το μέτρο ελαστικότητας E , το μέτρο διάτμησης G , τον λόγο Poisson ν , και τον δείκτη απόσβεσης δ , ο οποίος λαμβάνεται ίδιος για διατμητικές και ορθές παραμορφώσεις και ανεξάρτητος της συχνότητας ω .



Σχήμα 1: Ανένδοτος τοίχος σε ιξωδοελαστικό έδαφος υπό σεισμική φόρτιση.

Figure 1: Gravity wall in viscoelastic soil under earthquake loading.

2 ΚΛΑΣΙΚΗ ΛΥΣΗ

Για αρμονική σεισμική διέγερση η εξίσωση κίνησης στη οριζόντια διεύθυνση έχει τη

γνωστή μορφή (Arias et al 1981, Veletsos & Younan 1981):

$$\Psi_e^2 \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial y^2} + \kappa^* \mathbf{u} = \frac{\ddot{\mathbf{X}}_g}{V_s^2} \quad (1)$$

όπου:

$$\kappa^* = \omega / V_s^* \quad (2)$$

$$\Psi_e^2 = \frac{2-\nu}{1-\nu} \quad (3)$$

και

$$V_s^* = \sqrt{G^* / \rho} = V_s \sqrt{1+i\delta} \quad (4)$$

Η παραπάνω σχέση προτάθηκε, σε διάφορες μορφές, από τους Matsuo & Ohara (1960), Tajimi (1969), και Arias et al (1981) και βασίζεται στην παραδοχή μηδενικής δυναμικής ορθής τάσης σ_y στο εδαφικό μέσο. Στις παραπάνω εξισώσεις, η μεταβλητή κ^* εκφράζει τον μιγαδικό κυματικό αριθμό των διατμητικών κυμάτων στο έδαφος και η V_s την αντίστοιχη ταχύτητα διάδοσης.

Για την επίλυση της εξίσωσης (1) χρησιμοποιείται η παρακάτω λύση χωριζομένων μεταβλητών:

$$u(x, y) = A(x) B(y) \quad (5)$$

όπου $A(x)$ είναι συνάρτηση, με διαστάσεις μήκους, αποκλειστικά της μεταβλητής x , ενώ η $B(y)$ είναι αδιάστατη συνάρτηση της μεταβλητής y . Για ανένδοτο τοίχο οι σχετικές συνοριακές συνθήκες είναι:

$$u(x, 0) = 0, \text{ και } \tau(x, H) = 0 \quad (6a)$$

$$u(0, y) = 0, \text{ και } \tau(\infty, y) = \text{πεπερασμένο} \quad (6b)$$

οι οποίες αντιστοιχούν σε μηδενική μετακίνηση στον βράχο, μηδενική διατμητική τάση στην επιφάνεια του εδάφους, μηδενική μετακίνηση στον τοίχο και πεπερασμένη μετακίνηση στο άπειρο.

Εισάγοντας την αδιάστατη συχνότητα,

$$\phi_n = \frac{1}{n} \frac{\omega}{\omega_1} \quad (7)$$

όπου

$$\omega_1 = \frac{\pi V_s}{2H} \quad (8)$$

η πρώτη κυκλική ιδιοσυχνότητα του εδαφικού μέσου, η λύση της (1) έχει την μορφή:

$$u(x, y) = -\frac{16\rho \ddot{\mathbf{X}}_g H^2}{\pi^3 G} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^3} \frac{1 - e^{-a_n x}}{1 - \phi_n^2 + i\delta} \sin\left(\frac{n\pi y}{2H}\right) \quad (9)$$

η οποία ταυτίζεται με αυτή των Arias et al (1981) και Veletsos & Younan (1994). Στην παραπάνω εξίσωση,

$$a_n = \left(\frac{n\pi}{2H\Psi_e^2}\right) \sqrt{1 - \left(\frac{1}{n}\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 \frac{1}{1+i\delta}} \quad (10)$$

εκφράζει τον κυματικό αριθμό των οριζοντίως διαδιδόμενων κυμάτων στο έδαφος.

Το εύρος και τη φάση των ορθών τάσεων στο εδαφικό μέσο υπολογίζονται από την σχέση

$$\sigma(x, y) = \frac{8\Psi_\sigma}{\pi^2} \rho \ddot{\mathbf{X}}_g H (1+i\delta) \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{2\Psi_e a_n e^{-a_n x}}{n^2} \frac{1}{1 - \phi_n^2 + i\delta} \sin \frac{n\pi}{2} y \quad (11)$$

όπου

$$\Psi_\sigma = \frac{2}{\sqrt{(1-\nu)(2-\nu)}} \quad (12)$$

Η συνολική ώθηση (“τέμνουσα βάση”) στον τοίχο και το σημείο εφαρμογής της προκύπτουν με ολοκλήρωση της σχέσης (11) για $x=0$. Εκτελώντας τους σχετικούς υπολογισμούς λαμβάνουμε:

$$Q_b = -\frac{16\Psi_\sigma}{\pi^3} \rho \ddot{\mathbf{X}}_g H^2 \sqrt{1+i\delta} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^3} \frac{1}{\sqrt{1 - \phi_n^2 + i\delta}} \quad (13)$$

και

$$\frac{h}{H} = \frac{M_b}{Q_b} = \frac{2}{\pi} \frac{\sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^3} \frac{1}{\sqrt{1-\phi_n^2+i\delta}}}{\sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^3} \frac{1}{\sqrt{1-\phi_n^2+i\delta}}} \quad (14)$$

Για στατικές συνθήκες ($\omega = 0$), η τέμνουσα βάσης, Q_b^{st} , ανά μονάδα μήκους τοίχου είναι

$$(Q_b^{st})_{\max} = -0.995\rho \ddot{X}_g H^2 \quad (15)$$

η οποία είναι πρακτικώς ίση με την αδρανειακή δύναμη που ασκείται σε τετραγωνική επιφάνεια εδάφους μοναδιαίου πάχους και πλευράς ίσης με το ύψος του τοίχου.

Αν στις παραπάνω εξισώσεις αντικατασταθεί

$$\Psi_t = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (16)$$

στη θέση του ψ_σ , η λύση μεταπίπτει σε αυτή των Tajimi και Matsuo-Ohara, η οποία βασίζεται στην υπόθεση μηδενικής εδαφικής μετατόπισης κάθετα στη φόρτιση ($u_y = 0$).

3 ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΛΥΣΗ

3.1 Ανένδοτος τοίχος

Η παραπάνω αναλυτική λύση εκφράζεται στην μορφή τριγωνομετρικών απειροσειρών (εξ.13 και 14), η οποία καθιστά τη χρήση της σε πρακτικές εφαρμογές εξαιρετικά δυσχερή. Ως εναλλακτική λύση προτείνεται η παρακάτω προσέγγιση:

Αντί να επιλυθεί απευθείας, μέσω τριγωνομετρικών απειροσειρών, η μερική διαφορική εξίσωση (1) θα ολοκληρωθεί στην κατακόρυφη διεύθυνση (πάχος εδαφικού στρώματος) και θα μετατραπεί σε συνήθη διαφορική εξίσωση.

Με αυτό τον τρόπο το διδιάστατο πρόβλημα θα μετατραπεί σε μονοδιάστατο (ως προς την μεταβλητή x) το οποίο είναι επιλύσιμο, σε κλειστή μορφή μέσω στοιχειωδών συναρτήσεων. Στόχος είναι να εξαχθεί λύση η οποία να είναι απλούστερη αυτής των Arias et

al και Veletsos-Younan, χωρίς να υπολείπεται σημαντικά σε ακρίβεια.

Θεμελιώδης υπόθεση της προτεινόμενης λύσης είναι ότι το πεδίο των μετατοπίσεων μπορεί να εκφραστεί στη μορφή χωριζομένων μεταβλητών της εξίσωσης (5):

$$u(x, y) = A(x) \Phi(y) \quad (17)$$

όπου τώρα η άγνωστη αδιάστατη συνάρτηση $B(y)$ έχει αντικατασταθεί από *γνωστή* αδιάστατη συνάρτηση $\Phi(y)$, η οποία ικανοποιεί τις ουσιώδεις γεωμετρικές συνοριακές συνθήκες $\Phi(0)=0$ και $\Phi(H)=1$, δηλαδή μηδενική μετακίνηση στη διεπιφάνεια βράχου-εδάφους και μοναδιαία μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους. Όπως θα φανεί στη συνέχεια, η $\Phi(y)$ μπορεί να εκληφθεί ως συνάρτηση σχήματος κατά την έννοια της θεωρίας των πεπερασμένων στοιχείων. Επισημαίνεται ότι η συνάρτηση Φ δεν είναι απαραίτητο να ικανοποιεί την φυσική συνοριακή συνθήκη $\Phi'(H)=0$ στην ελεύθερη επιφάνεια. Η ιδιότητα αυτή εξετάζεται στη συνέχεια.

Προϋπόθεση για την ορθολογική απαλειφή της μεταβλητής y , είναι ο περιορισμός του σφάλματος στον υπολογισμό της δεύτερης παραγώγου της προσεγγιστικής συνάρτησης $\Phi(y)$ και ταυτόχρονα η ικανοποίηση της συνοριακής συνθήκης $\tau(H)=0$. Για το σκοπό αυτό η εξίσωση ισορροπίας πολλαπλασιάζεται επί $\Phi(y)$ και ολοκληρώνεται ως προς y

$$\Psi_e^2 \int_0^H \Phi^2 dy \frac{d^2 X}{dx^2} + \int_0^H \frac{d^2 \Phi}{dx^2} \Phi dy X - \left(\frac{\omega}{V_s^*} \right)^2 \int_0^H \Phi^2 dy X = \frac{\ddot{X}_g}{V_s^{*2}} \int_0^H \Phi dy \quad (18)$$

Ο δεύτερος όρος στο αριστερό μέλος μπορεί να ολοκληρωθεί κατά παράγοντες και να μεταπέσει στην ασθενή μορφή:

$$\int_0^H \frac{d}{dy} \left(\frac{d\Phi}{dy} \right) \Phi dy = \frac{d\Phi}{dy} \Phi \Big|_0^H - \int_0^H \left(\frac{d\Phi}{dy} \right)^2 dy \quad (19)$$

Παρατηρείται ότι ο πρώτος όρος στο δεξιό μέλος της εξίσωσης (19) μηδενίζεται λόγω της συνοριακής συνθήκης μηδενικής μετακίνησης στη διεπιφάνεια βράχου-εδάφους και μηδενικής διατμητικής τάσης στην ελεύθερη επιφάνεια (εξ. 6a). Υπενθυμίζεται ότι η συνθήκη $\Phi'(H) = 0$ *επιβάλλεται* στην εξίσωση

(19). Η συνάρτηση Φ δεν είναι απαραίτητο να την ικανοποιεί.

Με αντικατάσταση της απλοποιημένης εξίσωσης (19) στην (18) προκύπτει η συνήθης διαφορική εξίσωση:

$$X'' - \left(\frac{1}{H\Psi_e} \right)^2 (a_{oc}^2 - a_o^2) X = \frac{\mathcal{L}}{\Psi_e^2 V_s^{*2}} \ddot{X}_g \quad (20)$$

όπου:

$$a_{oc}^2 = \frac{H^2 \int_0^H \Phi' dy}{\int_0^H \Phi^2 dy} \quad (21)$$

$$\mathcal{L} = \frac{\int_0^H \Phi dy}{\int_0^H \Phi^2 dy} \quad (22)$$

και

$$a_o = \frac{\omega H}{V_s^*} \quad (23)$$

Η παραπάνω εξίσωση ικανοποιείται από την εξίσωση (Λαγγούσης 2005):

$$u(x, y) = \left[\begin{array}{l} u_o e^{-\frac{a_{oc}}{\Psi_e} \sqrt{1 - \left(\frac{a_o}{a_{oc}}\right)^2} \frac{x}{H}} + \\ + \left(\frac{\mathcal{L}}{a_{oc}^2 - a_o^2} \frac{H^2 \ddot{X}_g}{V_s^{*2}} \right) e^{-\frac{a_{oc}}{\Psi_e} \sqrt{1 - \left(\frac{a_o}{a_{oc}}\right)^2} \frac{x}{H}} - \\ - \frac{\mathcal{L}}{a_{oc}^2 - a_o^2} \frac{H^2 \ddot{X}_g}{V_s^{*2}} \end{array} \right] \Phi(y) \quad (24)$$

η οποία εκφράζει το εύρος και τη φάση των οριζόντιων μετακινήσεων στο εδαφικό στρώμα. Στις παραπάνω εξισώσεις ο όρος u_o εκφράζει την οριζόντια μετατόπιση της κορυφής του τοίχου, ο όρος a_o εκφράζει την αδιάστατη συχνότητα εξαναγκασμένης ταλάντωσης, ενώ ο όρος a_{oc} αντιστοιχεί στην *συχνότητα αποκοπής* του εδαφικού μέσου. Τέλος \mathcal{L} είναι αδιάστατος συντελεστής αντίστοιχος με τους ιδιομορφικούς συντελεστές συμμετοχής που

απαντώνται στα κλασικά προβλήματα της δυναμικής των κατασκευών (Clough & Penzien 1993, Kramer 1996).

Βάσει της προτεινόμενης θεωρίας, το εύρος των δυναμικών τάσεων στον τοίχο, $\sigma_x(y)$, υπολογίζεται από τη σχέση (11) για $x = 0$:

$$\sigma_x = \Psi_o^2 G^* \frac{\partial u}{\partial x} \Big|_{x=0} \quad (25)$$

όπου

$$\Psi_o^2 = \frac{2}{1 - \nu} \quad (26)$$

Η συνολική ώθηση υπολογίζεται με ολοκλήρωση της παραπάνω εξίσωσης καθ' ύψος του τοίχου.

$$Q_b = -\frac{\Psi_o^2 G^*}{\Psi_e} a_{oc} \sqrt{1 - \left(\frac{a_o}{a_{oc}}\right)^2} \quad (27)$$

$$\left(u_o + \frac{\mathcal{L}}{a_{oc}^2 - a_o^2} \frac{H^2 \ddot{X}_g}{V_s^{*2}} \right) \int_0^H \Phi(y) dy$$

όπου το αρνητικό πρόσημο στο δεξιό μέλος δηλώνει αρνητική τέμνουσα στον τοίχο για θετική επιτάχυνση στο βράχο.

Για την εύρεση της τέμνουσας βάσης απαιτείται ο υπολογισμός των ολοκληρωμάτων (21) και (22). Με τη σειρά του αυτό απαιτεί την επιλογή κατάλληλης συνάρτησης σχήματος $\Phi(y)$. Για λόγους απλότητας το σύντομο αυτό άρθρο περιορίζεται στην ημιτονική συνάρτηση

$$\Phi(y) = \sin\left(\frac{\pi y}{2H}\right) \quad (28)$$

η οποία ταυτίζεται με την πρώτη ιδιομορφή του εδαφικού μέσου. Για τη συνάρτηση αυτή λαμβάνουμε τις τιμές $a_{oc} = \pi/2$ και $\mathcal{L} = 4/\pi$.

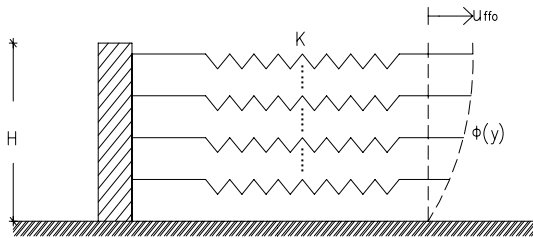
3.2 Ισοδύναμα ελατήρια Winkler

Η προτεινόμενη λύση προσομοιώνει το έδαφος με σειρά από οριζόντια αβαρή ελατήρια σταθεράς K , ενώ το μακρινό πεδίο κινείται

σύμφωνα με τη συνάρτηση σχήματος $\Phi(y)$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.

Οι οριζόντιες ωθήσεις σε ανένδοτο τοίχο μπορούν να εκφραστούν βάσει της μετατόπισης στο ελεύθερο πεδίο σύμφωνα με τη σχέση

$$\sigma_x|_{x=0} = K u_{ff} \quad (29)$$



Σχήμα 2: Προτεινόμενο μοντέλο για ισοδύναμα ελατήρια Winkler.

Figure 2: Proposed model for equivalent Winkler Springs.

όπου K σταθερά με διαστάσεις (Δύναμη * Μήκος⁻¹) η οποία μπορεί να ερμηνευθεί ως σταθερά Winkler.

Απο την σχέση (29) λαμβάνεται η λύση,

$$K = \psi_\sigma a_{oc} \sqrt{1 - \left(\frac{a_o}{a_{oc}}\right)^2} (1 + i\delta) \frac{G}{H} \quad (30)$$

Για στατικές συνθήκες, $a_o = 0$, η παραπάνω λύση απλοποιείται στην απλή μορφή.

$$K = \frac{\pi}{2} \psi_\sigma \frac{G}{H} \quad (31)$$

3.3 Στροφικώς ενδόσιμος τοίχος

Για στροφικώς ενδόσιμο τοίχο υποθέτουμε ελατήριο σταθεράς K_R στη βάση του τοίχου, το οποίο προσδίδει στη θεμελίωση δυνατότητα στροφής. Σε αυτήν την περίπτωση η τέμνουσα βάσης για τον στροφικώς ενδόσιμο τοίχο δίνεται από τη σχέση (Λαγγούσης 2005):

$$Q_b = \frac{1}{\psi_\sigma a_{oc} \sqrt{1 - \left(\frac{a_o}{a_{oc}}\right)^2} \frac{1}{H} \int_0^H \Phi(y) dy \frac{h}{H} (1 + i\delta) d_0 + 1} Q_{b,rigid} \quad (32)$$

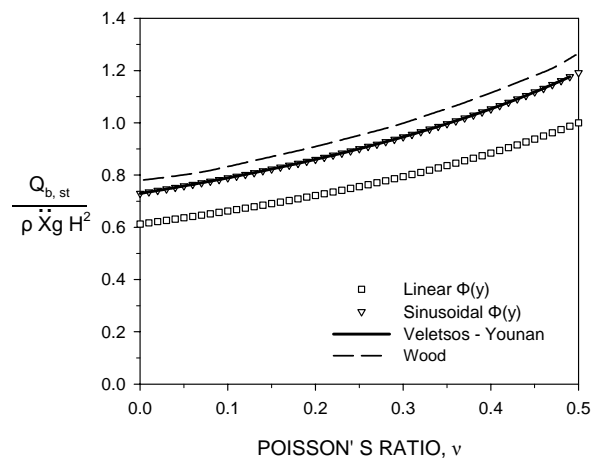
όπου

$$d_0 = \frac{H^2 G}{K_R} \quad (33)$$

αδιάστατος συντελεστής δυστρεψιάς (Veletsos-Younan 1995) και $Q_{b,rigid}$ η τέμνουσα βάσης στον άκαμπτο τοίχο (εξ. 27).

4 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στο Σχήμα 3 συγκρίνονται η στατική τέμνουσα βάσης των λύσεων Veletsos-Younan και Wood με την προτεινόμενη λύση για διάφορες συναρτήσεις σχήματος. Είναι προφανές ότι η επιλογή της συνάρτησης σχήματος δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα. Εξαιρέση αποτελεί η γραμμική συνάρτηση η οποία οδηγεί σε υποεκτίμηση της τέμνουσας βάσης κατά 17% περίπου. Για ημιτονική συνάρτηση σχήματος η προτεινόμενη λύση συμπίπτει πρακτικώς με την λύση Veletsos - Younan. Με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων του Wood και θεωρώντας πλήρη συνάφεια τοίχου και εδάφους, οι μέγιστες ωθήσεις στον τοίχο είναι παραπλήσιες με αυτές των Veletsos-Younan για λείο τοίχο.

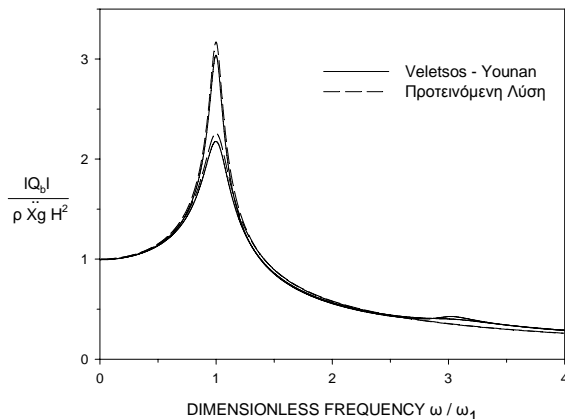


Σχήμα 3: Σύγκριση της προτεινόμενης λύσης με τις λύσεις Veletsos-Younan και Wood για στατική τέμνουσα σε ανένδοτο τοίχο συναρτήσεως του λόγου Poisson.

Figure 3: Comparison of the proposed solution with the solutions by Veletsos-Younan and Wood for the static base shear on a rigid retaining wall, as function of the Poisson's ratio.

Στο Σχήμα 4 παρουσιάζεται η δυναμική τέμνουσα βάσης σε ανένδοτο τοίχο συγκριτικά με τη λύση των Veletsos & Younan.

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη απόκλιση των δύο λύσεων είναι της τάξης του 5% και συμβαίνει κατά το συντονισμό.



Σχήμα 4: Σύγκριση της προτεινόμενης λύσης με τη θεωρία Veletsos-Younan για την τέμνουσα βάσης ανένδοτου τοίχου για διαφορετικές τιμές εδαφικής απόσβεσης συναρτήσει της συχνότητας; $\nu=0.3$

Figure 4: Comparison of the proposed solution with the theory of Veletsos-Younan, for the base shear of a rigid wall; $\nu=0.3$

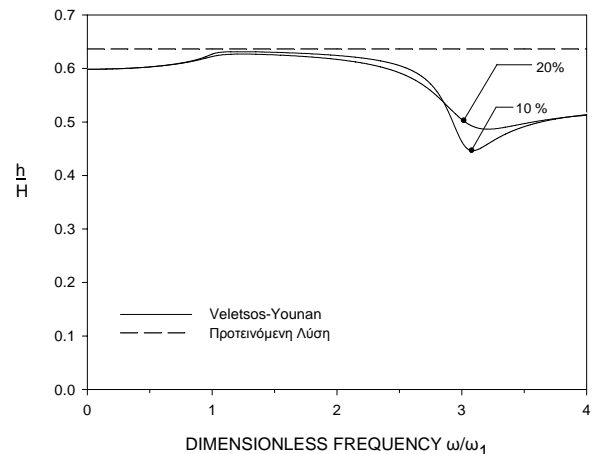
Επίσης σημειώνεται ότι κατά το δεύτερο συντονισμό ($\omega/\omega_1=3$) η προτεινόμενη λύση δεν εμφανίζει μέγιστο, πράγμα αναμενόμενο δεδομένου του απλοποιητικού (μονοβάθμιου) χαρακτήρα της.

Στο Σχήμα 5 συγκρίνεται το σημείο εφαρμογής της εδαφικής ώθησης στον τοίχο, που προβλέπει η λύση Veletsos-Younan σε σχέση με αυτό της προτεινόμενης λύσης για ημιτονική συνάρτηση σχήματος. Η τέμνουσα βάσης στην προτεινόμενη λύση εφαρμόζεται σε προκαθορισμένο ύψος $(2/\pi)H$. Η μέγιστη απόκλιση της σε σχέση με τη λύση Veletsos-Younan εμφανίζεται στις υψηλές συχνότητες διέγερσης ($\omega/\omega_1>2.5$). Για χαμηλές συχνότητες ($\omega/\omega_1<1$) η απόκλιση κυμαίνεται από 0.5% (κατά το συντονισμό) έως 6% (για στατικές συνθήκες).

Στο Σχήμα 6 συγκρίνεται η στατική τέμνουσα βάσης της προτεινόμενης λύσης και της λύσης Veletsos-Younan, συναρτήσει της δυστρεψιάς της βάσης του τοίχου. Παρατηρούμε ότι για $d_\theta = 0$ οι δύο λύσεις πρακτικώς ταυτίζονται, ενώ για μεγάλα d_θ η προτεινόμενη λύση προβλέπει μικρότερες τιμές τέμνουσας από την λύση Veletsos-Younan.

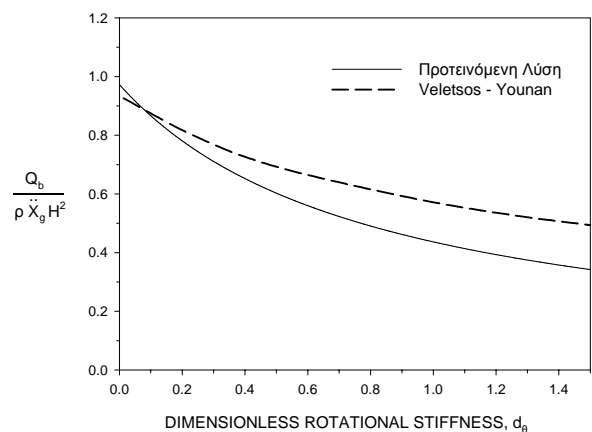
Στο Σχήμα 7 συγκρίνεται η τέμνουσα βάσης από την προτεινόμενη λύση με τη θεωρία

Veletsos & Younan για στροφικώς ενδόσιμο τοίχο.



Σχήμα 5: Σύγκριση του σημείου εφαρμογής της σεισμικής ώθησης βάσει της προτεινόμενης λύσης με τη λύση Veletsos-Younan, σε ανένδοτο τοίχο, συναρτήσει της συχνότητας διέγερσης για διάφορες τιμές εδαφικής απόσβεσης; $\nu=0.3$

Figure 5: Comparison of the point of application of seismic thrust on a rigid wall computed with the proposed solution and with that of Veletsos-Younan, for different values of soil damping; $\nu=0.3$

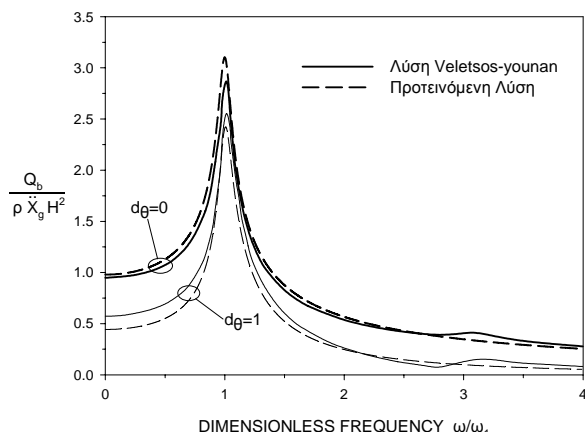


Σχήμα 6: Τέμνουσα βάσης στροφικώς ενδόσιμου τοίχου υπό στατικές συνθήκες συναρτήσει της σταθεράς στροφικού ελατηρίου d_θ ; $\nu=1/3$

Figure 6: Effect of rotational base compliance on the base shear under static conditions; $\nu=1/3$

Για $d_\theta=0$ (ανένδοτος τοίχος) οι δύο λύσεις πρακτικώς συμπίπτουν έχοντας μέγιστη απόκλιση 5% κατά το συντονισμό. Για ενδόσιμο τοίχο ($d_\theta=1$) και χαμηλές συχνότητες,

οι δύο λύσεις εμφανίζουν απόκλιση της τάξης του 15%. Κατά το συντονισμό η δυναμική τέμνουσα είναι πρακτικώς ίδια και στις δύο λύσεις (απόκλιση μικρότερη του 5%).



Σχήμα 7: Σύγκριση προτεινόμενης λύσης και θεωρίας Veletsos-Younan για τέμνουσα βάσης σε στροφικώς ενδόσιμο τοίχο, συναρτήσεως της διεγείρουσας συχνότητας; $\nu=1/3$, $\delta=0.1$
 Figure 7: Comparison of proposed solution with the theory of Veletsos-Younan, for the base shear of a rotationally constrained wall, $\nu=1/3$, $\delta=0.1$

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Η προτεινόμενη λύση είναι πιο εύχρηστη από τη λύση Veletsos-Younan, καθώς οι σχετικές μαθηματικές εκφράσεις είναι εξαιρετικά απλές και δεν περιέχουν τριγωνομετρικές απειροσειρές. Παρότι προσεγγιστική, η λύση παρέχει εξαιρετική ακρίβεια. Η μέγιστη απόκλιση για ανένδοτο τοίχο συγκριτικά με τη λύση Veletsos-Younan είναι μόλις 5%, ενώ για στροφικώς ενδόσιμο τοίχο δεν ξεπερνά το 20%.
2. Η προσομοίωση του έδαφους με σειρά από οριζόντια αβαρή ελατήρια είναι απλούστερη από τη λύση Veletsos-Younan, ενώ ταυτόχρονα η απόκλιση των δύο λύσεων, για στατική διεγέρση είναι περίπου 7%.
3. Σε στροφικώς ενδόσιμο τοίχο η τέμνουσα βάσης εξαρτάται από τη σταθερά του στροφικού ελατηρίου d_θ , και μειώνεται καθώς η θεμελίωση γίνεται πιο εύκαμπτη. Η ακρίβεια της προτεινόμενης λύσης σε σχέση με τη λύση Veletsos-Younan κρίνεται ικανοποιητική, με εξαίρεση τις χαμηλές συχνότητες διεγέρσης όπου η απόκλιση των δύο λύσεων για $d_\theta=1$ είναι περίπου 20%. Κατά το συντονισμό, όπου η δυναμική τέμνουσα εμφανίζει τη μέγιστη της τιμή, οι δύο λύσεις για $d_\theta=0.5$ και 1 απέχουν μόλις 3%.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Γκαζέτας Γ. και Μπουκουβάλας Γ. (1995) "Υπολογισμός εδαφικών ωθήσεων σε τοίχους αντιστήριξης με σεισμό". Δελτίο Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος.
- Γιαρλέλης, Χ. (2001). "Δυναμική Απόκριση Συστημάτων Τοίχου-Εδάφους", 2^ο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, 28-30 Νοεμβρίου 2001, Θεσσαλονίκη, Τόμος Α', σελ 375-384
- Λαγούσης, Μ.Π. (2005). Δυναμική Ανάλυση Ακαμπτων και Εύκαμτων Τοίχων Αντιστήριξης σε Σεισμική Φόρτιση, Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Πατρών
- Arias A., Sanchez-Sesma F. J. and Ovando-Shelley E. (1981) "A Simplified Elastic Model for Seismic Analysis of Earth Retaining Structures with Limited Displacements". Int. Conf. Rec Adv. In Geotech. Earthq. Engng, University of Missouri, Rolla, 1, 235-240
- Clough R. W., Penzien J. (1994). "Dynamics of Structures". McGraw Hill. 344-351
- Ebeling R. M., Morrison E. E., Whitman R. V. and Liam Finn W. D. (1992). "A Manual for Seismic Design of Waterfront Retaining Structures". US Army Corps of Engineers.
- Psarropoulos, P.N., Klonaris, G., Gazetas, G. (2005). "Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls", Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 25, 7-10, 795-809
- Kramer S. L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall.
- Li X. (1999). "Dynamic Analysis of Rigid Walls Considering Flexible Foundation". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Scott R. F. (1973). "Earthquake-induced Pressures on Retaining Walls". Proc. 5th World Conf. Earthq. Engng. Rome, Italy, Vol II, pp. 1611-1620.
- Tajimi H. (1969). "Dynamic Analysis of a Structure Embedded in an Elastic Stratum". Proc. 4th World Conf. Earthquake. Engng., Santiago, Chile, Vol. III (A-6), pp. 53-69.
- Theodorakopoulos D. D., Chassiakos A.P., and Beskos D.E. (2001). "Dynamic pressures on rigid cantilever walls retaining poroelastic soil media. Part I. First method of solution".

Soil Dynamics & Earthquake Engineering
21,315-338.

- Theodorakopoulos D. D., Chassiakos A.P., and Beskos D.E. (2001). "Dynamic pressures on rigid cantilever walls retaining poroelastic soil media. Part II. First method of solution". Soil Dynamics & Earthquake Engineering 21,339-364.
- Veletsos A. S. and Younan A. H. (1994). "Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, 275-301.
- Veletsos A. S. and Younan A. H. (1995). "Dynamic Modeling and Response of Soil – Wall Systems". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No 12.
- Whitman R. V. (1990). "Seismic Design and Behavior of Gravity Retaining Walls". Geotechnical Specialty Publication.
- Wood J. H. (1973). "Earthquake-induced Soil Pressures on Structures". Rpt. No EERL 73-05, CIT Pasadena, CA.
- Wood J. H. (1975). "Earthquake-induced Pressures on Rigid Wall Structure". Bull. New Zealand soc. Earthquake engng. 8, 175-186.
- Wu G. and Finn W. D. L. (1999). "Seismic Lateral Pressures for Design of Rigid Walls". Canadian Geotechnical Journal, 36, 509-522.