

ΑΡΧΙΜΗΔΗΣ ΙΙΙ:
ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΩΝ ΟΜΑΔΩΝ ΣΤΟ ΤΕΙ ΠΑΤΡΑΣ

ΥΠΟΕΡΓΟ 10:
**«ΠΡΟΤΑΣΗ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΣΗΣ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΕΑΚ ΓΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ »**

Επιστημονική Υπεύθυνος:
Δρ. Βγενοπούλου Ειρήνη, Καθηγήτρια ΤΕΙ Πάτρας

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΠΑΡΑΔΟΤΕΩΝ Π.Ε.4
«Διερεύνηση των Παραπάνω με Χρήση Αριθμητικών Μεθόδων»

Συντάκτες:

Δρ. Βγενοπούλου Ειρήνη,	Καθηγήτρια ΤΕΙ Πάτρας
Δρ. Γεώργιος Μυλωνάκης,	Καθηγητής Πανεπιστημίου Πατρών
Δρ. Κλουκίνας Παναγιώτης,	Μεταδιδάκτωρ Ερευνητής
κ. Λυραντζάκη Φωτεινή,	Υπ. Διδάκτορας Πανεπιστημίου Πατρών

ΠΑΤΡΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2015

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	2
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΚΩΔΙΚΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΡΛΑΧΙΣ	5
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ	21
4.1.1 Λύση των Veletsos & Younan 1994	23
4.1.2 Λύση Κλουκίνα 2012	Error! Bookmark not defined.
4.1.3 Διατύπωση του Προβλήματος με Χρήση Γεωαφρού Διογκωμένης Πολυστερίνης (EPS) 25	25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΥΣΙΚΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ..	30
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.....	38
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	38
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ	38
6.1.1 Στατικές Εδαφικές Ωθήσεις	38
6.1.2 Δυναμικές Εδαφικές Ωθήσεις.....	42
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	48
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	50

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στο παρόν πακέτο εργασίας παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελαστοπλαστικών δυναμικών αναλύσεων που έγιναν με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων *Plaxis V 9.0*. Διενεργήθηκαν παραμετρικές ελαστοπλαστικές αναλύσεις σε άκαμπτους τοίχους αντιστήριξης τύπου προβόλου. Η διερεύνηση έγινε για δύο τύπους τοίχων αντιστήριξης: α) έναν άκαμπτο ανένδοτο τοίχο και β) έναν άκαμπτο τοίχο με στροφικώς ενδόσιμη βάση, με και χωρίς τη χρήση συμπιεστών παρεμβλημάτων από διογκωμένη πολυστερίνη (*EPS*). Η προσομοίωση του εδάφους έγινε με χρήση υλικού *Mohr-Coulomb* και το *EPS* με χρήση γραμμικώς ελαστικού υλικού (*linear elastic*). Οι αναλύσεις έγιναν για αρμονικές φορτίσεις αυξανόμενου πλάτους με μέγιστη επιτάχυνση 2.5 m/s^2 για συχνότητες διέγερσης μεταξύ από 0 έως 4Hz. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τη δυναμική απόκριση των τοίχων, όπως αυτή υπολογίστηκε από τις θεωρητικές σχέσεις των *Veletsos & Younan 1994*, των *Kloukinas et al, 2012* και των *Mylonakis et al. 2008*.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο παρόν πακέτο εργασίας παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελαστοπλαστικών αριθμητικών αναλύσεων που έγιναν με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis V 9.0. Στόχος της παρούσας διερεύνησης είναι η καλύτερη κατανόηση της δυναμικής απόκρισης των τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου και η σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα που προέκυψαν από τις αναλυτικές λύσεις που παρουσιάστηκαν στα πακέτα εργασίας 1 έως 3. Επίσης, εξετάζεται η αποδοτικότητα των συμπιεστών παρεμβλημάτων διογκωμένης πολυστερίνης (EPS), στην απομείωση των σεισμικών ωθήσεων που αναπτύσσονται στους τοίχους αντιστήριξης. Στις ενότητες που ακολουθούν παρατίθεται μια σύντομη ιστορική ανασκόπηση της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων και γίνεται παρουσίαση του κώδικα Plaxis. Παρουσιάζονται τα αριθμητικά προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις και τέλος, τα αποτελέσματα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Είναι δυνατόν να δούμε την ΜΠΣ από δύο οπτικές γωνίες. Από τη μία είναι αυτή του μαθηματικού για τον οποίο συνοπτικά αποτελεί μια μέθοδο επίλυσης συστημάτων μερικών διαφορικών εξισώσεων που εκφράζουν τη συμπεριφορά κάποιου φυσικού συστήματος. Η μέθοδος βασίζεται στην αριθμητική ελαχιστοποίηση κάποιας ολοκληρωματικής συνάρτησης (π.χ. δυναμικής ενέργειας) ή κάποιου σφάλματος (σταθμισμένα υπόλοιπα) που απορρέουν από τις μερικές διαφορικές εξισώσεις. Από την πλευρά του μηχανικού μπορεί να θεωρηθεί σαν μια γενική μέθοδος ανάλυσης υλικών συστημάτων που

αποτελούνται από διακριτά μέλη, είτε αυτά καθορίζονται από την φύση τους όπως τα δομικά στοιχεία (δοκοί, πλάκες, υποστυλώματα) είτε τεχνητά από τον μηχανικό (πεπερασμένα στοιχεία). Από αυτή την άποψη η μέθοδος αποτελεί γενίκευση της ανάλυσης γραμμικών φορέων με μητρώα.

Το 1909 ο Γερμανός μαθηματικός Ritz ανέπτυξε τις αρχές της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Το 1915 ο Ρώσος μαθηματικός Galerkin ανέπτυξε σε βάθος την θεωρία των πεπερασμένων στοιχείων. Η απουσία του ηλεκτρονικού υπολογιστή καθυστέρησε την διάδοση και περαιτέρω ανάπτυξη της μεθόδου και παρέμεινε στάσιμη μέχρι την ανακάλυψη του υπολογιστή. Με τον ηλεκτρονικό υπολογιστή η μέθοδος έγινε γνωστή και διαδόθηκε στους ερευνητές. Η ιδέα της ανάπτυξης της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων γεννήθηκε στην αεροναυπηγική από την ανάγκη της εύρεσης λύσης στα δύσκολα προβλήματα που αντιμετώπιζαν στην κατασκευή των αεροσκαφών. Το 1941 ο Hrenikoff εισήγαγε την καλούμενη framework method (μέθοδο του πλαισίου) με την οποία ένα επίπεδο ελαστικό μέσο μπορούσε να αντικατασταθεί με ένα ισοδύναμο σύστημα ράβδων και δοκών. Το 1943 ο Γερμανός μαθηματικός Courant έλυσε το πρόβλημα της στρέψης χρησιμοποιώντας τριγωνικά στοιχεία με την αρχή της ελαχίστης δυναμικής ενέργειας (minimum potential energy) και την ονόμασε Rayleigh-Ritz μέθοδο. Επειδή τότε δεν υπήρχε ο ηλεκτρονικός υπολογιστής, η θεωρία του Courant δεν μπορούσε να εφαρμοσθεί και ξεχάστηκε μέχρι που ανακαλύφθηκε ο υπολογιστής και οι επιστήμονες ξανά θεμελίωσαν την μέθοδο. Το 1955 ο Έλληνας Ι. Αργύρης έγραψε ένα βιβλίο με θέμα 'Ενεργειακά Γενικά περί των Πεπερασμένων Στοιχείων [21] θεωρήματα και η μέθοδος των μητρώων' και εισήγαγε τις αρχές των πεπερασμένων στοιχείων. Το 1956 οι Αμερικανοί Turner, Clough, Martin και Top υπολόγισαν το μητρώο δυσκαμψίας της ράβδου και άλλων στοιχείων. Το 1960 ο Ι. Αργύρης και ο Kelsey δημοσίευσαν την εργασία τους η οποία βασιζόταν στις αρχές των πεπερασμένων στοιχείων. Το 1960 ο Clough καθηγητής του πανεπιστημίου 'University of California, Berkeley' της Αμερικής, χρησιμοποίησε για πρώτη φορά το όνομα 'Πεπερασμένα στοιχεία' (Finite elements) στην εργασία του και από τότε όλοι χρησιμοποιούν την παραπάνω ονομασία. Το 1967 οι Zienkiewicz και Chung έγραψαν το πρώτο βιβλίο των πεπερασμένων στοιχείων. Από τότε ένας μεγάλος αριθμός δημοσιεύσεων και βιβλίων ακολούθησε με αντικείμενο την εφαρμογή των πεπερασμένων στοιχείων στην μηχανική, στα ρευστά, τη θερμότητα, την ακουστική, την κατεργασία των μετάλλων, τον ηλεκτρισμό και ηλεκτρομαγνητισμό και σε πολλές άλλες επιστήμες (Γκότσης 2007).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΚΩΔΙΚΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ PLAXIS

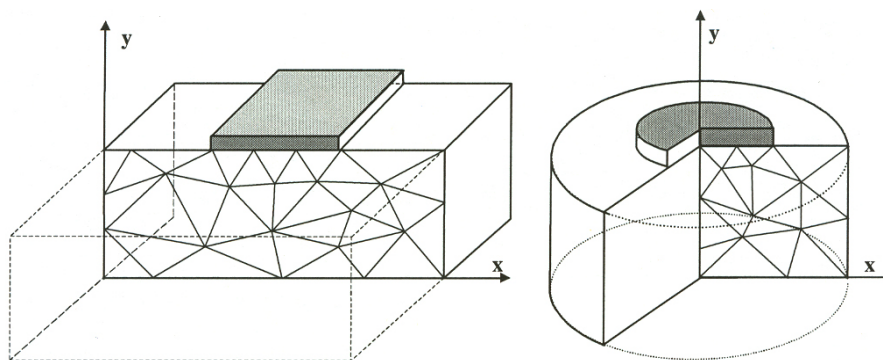
Βασικό πλεονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι η δυνατότητα διακριτοποίησης του χώρου, δηλαδή ο διαχωρισμός του σε μικρών διαστάσεων υποχώρους (στοιχεία). Με αυτόν τον τρόπο ένα ανομοιογενές συνεχές μέσο μπορεί να μετατραπεί σε διακριτό μέσο αποτελούμενο από μικρότερα στοιχεία με διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες το καθένα, τα οποία αλληλεπιδρούν μέσω των κοινών κόμβων. Η μέθοδος εξασφαλίζει τη συνολική ισορροπία του κάθε στοιχείου καθώς και την ισορροπία των δράσεων στους κόμβους. Για την περιγραφή της συμπεριφοράς των στοιχείων που προκύπτουν από την διακριτοποίηση του συνεχούς μέσου χρησιμοποιούνται μαθηματικά προσομοιώματα που βασίζονται σε διάφορες θεωρίες.

3.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

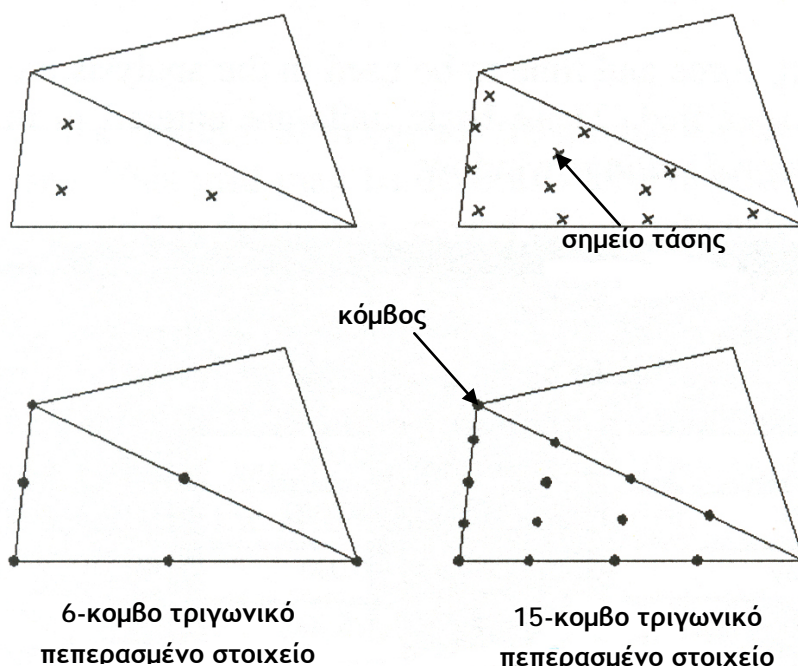
Η μέθοδος αριθμητικής ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα έρευνα (Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων) βασίζεται στη χρήση του εμπορικά διαθέσιμου προγράμματος PLAXIS (v.9) και ειδικότερα του δυναμικού μέρους του (Dynamic Module). Το PLAXIS σχεδιάστηκε για την ανάλυση και μελέτη ενός ευρέος φάσματος θεμάτων της γεωτεχνικής μηχανικής. Το δυναμικό μέρος του παρέχει τη δυνατότητα ανάλυσης της συμπεριφοράς του εδάφους κάτω από τη δράση των δυναμικών φορτίσεων και της επίδρασης των εδαφικών ταλαντώσεων σε γειτονικές κατασκευές. Τέτοιες δυναμικές φορτίσεις προκύπτουν από την έμπηξη πασσάλων στο έδαφος, την κίνηση οχημάτων, τη λειτουργία μηχανών και από εκρήξεις. Το Dynamic Module του PLAXIS επιτρέπει επίσης την ανάλυση της εδαφικής συμπεριφοράς κάτω από τη δράση σεισμικών φορτίσεων.

Η προσομοίωση φυσικών προβλημάτων στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS (v.9) βασίζεται στη μόρφωση είτε δυσδιάστατων αξονοσυμμετρικών

προσομοιωμάτων (axisymmetric model) είτε δισδιάστατων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων με επίπεδη παραμόρφωση (plane strain model) με δύο βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο (x και y διεύθυνση). Αντιπροσωπευτικά παραδείγματα και των δύο μορφών προσομοιωμάτων φαίνονται στο Σχ. 3.1. Τα δισδιάστατα αξονοσυμμετρικά προσομοιώματα χρησιμοποιούνται για κυκλικές κατασκευές με ομοιόμορφη ακτινική διατομή και φόρτιση γύρω από ένα κεντρικό άξονα, όπου η κατάσταση παραμορφώσεων και τάσεων θεωρούνται ταυτόσημες σε κάθε ακτινική διεύθυνση. Τα δισδιάστατα προσομοιώματα επίπεδης παραμόρφωσης χρησιμοποιούνται για κατασκευές με μια (περισσότερο ή λιγότερο) ομοιόμορφη διατομή και αντίστοιχη κατάσταση τάσεων και φορτίσεων για ένα συγκεκριμένο μήκος κάθετα στο επίπεδο (z διεύθυνση), όπου οι παραμορφώσεις και οι μετακινήσεις θεωρούνται μηδενικές. Παρολ' αυτά οι ορθές τάσεις και σε αυτή τη διεύθυνση λαμβάνονται πλήρως υπόψη στην ανάλυση.



Σχήμα 3.1 Αντιπροσωπευτικά παραδείγματα διδιάστατου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων με επίπεδη παραμόρφωση και δισδιάστατου αξονοσυμμετρικού προσομοιώματος.

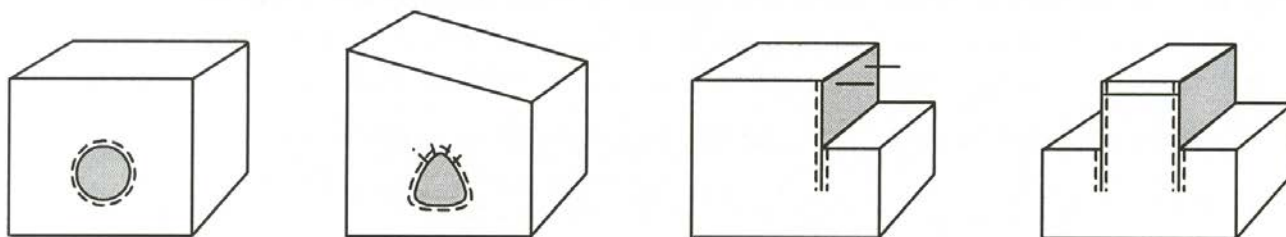


Σχήμα 3.2 Θέση των κόμβων και των σημείων υπολογισμού των τάσεων στα εδαφικά πεπερασμένα στοιχεία

Για τη διακριτοποίηση του χώρου είναι δυνατή η χρήση δεκαπεντάκομβων (15-nodes) ή εξάκομβων (6-nodes) τριγωνικού σχήματος πεπερασμένων στοιχείων όπως φαίνεται στο Σχ. 3.2. Πρέπει να σημειωθεί ότι τα δεκαπεντάκομβα τριγωνικού σχήματος πεπερασμένα στοιχεία παρέχουν μεγαλύτερης ακρίβειας και ποιότητας αποτελέσματα όσον αφορά την εντατική κατάσταση των εδαφικών και κατασκευαστικών προσομοιωμάτων σε φυσικά προβλήματα με ιδιαίτερες δυσκολίες, σε σύγκριση με τα εξάκομβα τριγωνικού σχήματος πεπερασμένα στοιχεία. Αυτό οφείλεται εν μέρει στο γεγονός ότι τα πρώτα παρέχουν μια τέταρτης τάξης παρεμβολή για μετακινήσεις και αριθμητική ολοκλήρωση που εμπεριέχει 12 σημεία τάσεων (Gauss points).

Εκτός από τη χρήση στοιχείων εδάφους (soil elements) για τη διακριτοποίηση του χώρου που περιλαμβάνει εδαφικά υλικά, απαραίτητη θεωρείται και η προσομοίωση της συμπεριφοράς τμημάτων κατασκευών, όπως είναι τοίχοι αντιστήριξης, πλάκες και κελύφη, η οποία γίνεται με τη χρήση ανάλογων στοιχείων πλακών (plate elements), όπως φαίνεται και στο Σχ. 3.3. Οι πλάκες είναι δομικά στοιχεία που χρησιμοποιούνται για να

προσομοιώσουν λεπτές κατασκευές με δυσκαμψία και ορθή ακαμψία που εκτείνονται στη z-διεύθυνση.

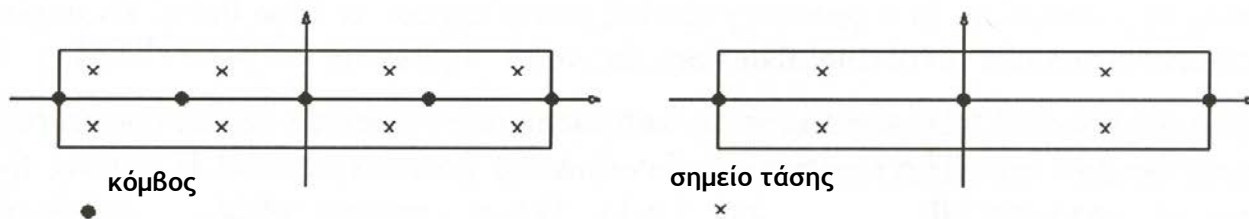


Σχήμα 3.3 Εφαρμογές γεωτεχνικών αναλύσεων στις οποίες χρησιμοποιούνται στοιχεία πλακών, αγκυριών και διεπιφάνειας (Brinkgreve, R.B.G. et al, 2015)

Οι σημαντικότερες παράμετροι των ιδιοτήτων των υλικών των πλακών περιλαμβάνουν την δυσκαμψία EI και την δυστένεια EA . Από αυτές τις δύο παραμέτρους υπολογίζεται και το ισοδύναμο πάχος της πλάκας d_{equal} από την εξίσωση :

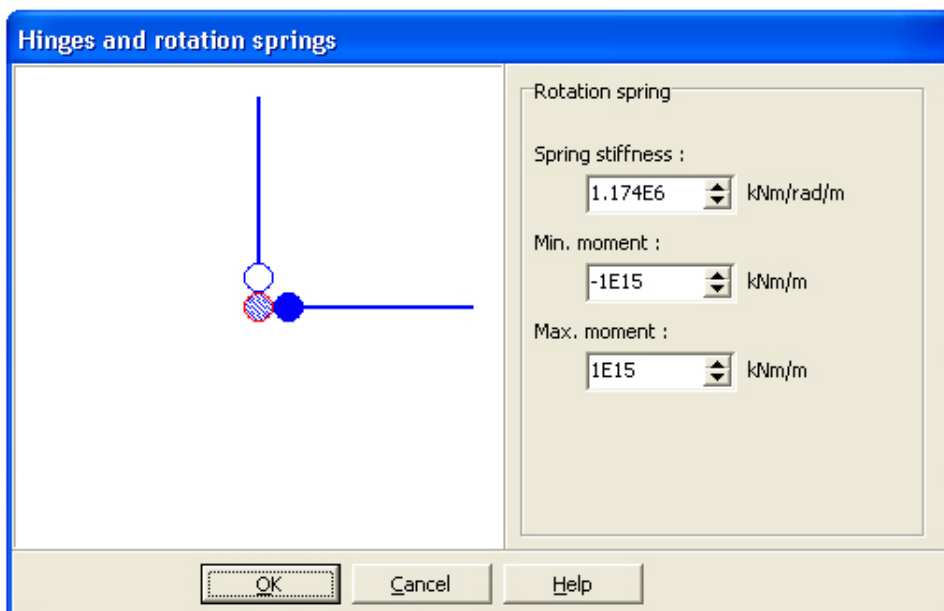
$$d_{equal} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \tag{3.1}$$

Ειδικότερα οι πλάκες σε ένα διδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων αποτελούνται από στοιχεία δοκών (beam elements - γραμμικά στοιχεία) με τρεις βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο : δύο βαθμούς ελευθερίας μετακίνησης στη x και y διεύθυνση (u_x, u_y) και ένα βαθμό ελευθερίας στροφής (στροφή στο επίπεδο x-y, φ_z). Στο Σχ. 3.4 φαίνεται η μορφή των πεπερασμένων στοιχείων των δοκών. Κρίνεται σκόπιμο να αναφερθεί ότι τα στοιχεία δοκών βασίζονται στη θεωρία δοκών του Mindlin (PLAXIS 2002).



Σχήμα 3.4 Θέση των κόμβων και των σημείων υπολογισμού των τάσεων σε 3-κομβα και 6-κομβα πεπερασμένα στοιχεία δοκών (Brinkgreve, R.B.G. et al, 2015)

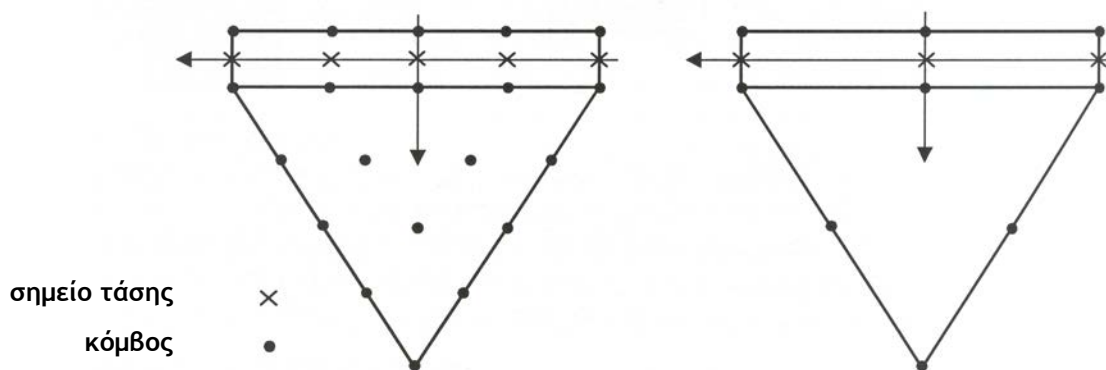
Σε ορισμένα προσομοιώματα κατασκευών που αποτελούνται από πλάκες παρουσιάζεται η ανάγκη προσομοίωσης της στροφής κάποιων τμημάτων τους ή ακόμα και ολόκληρης της κατασκευής. Στον κώδικα PLAXIS αυτή είναι δυνατή με τη χρήση στροφικού ελατηρίου (rotation spring) ή άρθρωσης (hinge) στο σημείο σύνδεσης δύο ή περισσότερων πλακών. Μια σύνδεση με άρθρωση σε ένα κόμβο που αποτελεί ταυτόχρονα και άκρο των πλακών που συνδέονται μεταξύ τους, επιτρέπει ελεύθερη στροφή γύρω από αυτό το σημείο των άκρων τους (λαμβάνοντας υπόψη και τους περιορισμούς που επιβάλλονται από τις υπόλοιπες πλάκες), ενώ η σύνδεση με στροφικό ελατήριο στο ίδιο κόμβο επιτρέπει μια περιορισμένη στροφή των άκρων των πλακών που συνδέονται μεταξύ τους. Ανάλογα, λοιπόν, με το φυσικό προσομοίωμα επιλέγεται η σύνδεση των πλακών να είναι είτε με άρθρωση είτε με πάκτωση. Το μέγεθος της στροφής που επιτρέπεται σε κάθε περίπτωση εξαρτάται από την τιμή της ροπής στρέψεως που εισάγεται. Αυτό καθίσταται δυνατό μέσω των παραμέτρων του στροφικού ελατηρίου που αποτελούν την δυστρεψία του ελατηρίου και τη μέγιστη τιμή ροπής στρέψης. Πρέπει να σημειωθεί ότι η δυστρεψία εκφράζεται ως ροπή στρέψης ανά ακτίνιο (σε μονάδες δύναμης επί μήκος ανά ακτίνιο ανά μήκος εκτός του επιπέδου x-y). Ένα αντιπροσωπευτικό παράδειγμα τοποθέτησης στροφικού ελατηρίου μεταξύ δύο στοιχείων δοκών από τις οποίες η μία είναι πακτωμένη με το σημείο σύνδεσης ενώ η άλλη δοκός είναι συνδεδεμένη με άρθρωση φαίνεται στο Σχ. 3.5.



Σχήμα 3.5 Παράδειγμα εισαγωγής δεδομένων στροφικού ελατηρίου μεταξύ δύο

στοιχείων δοκών στον Κώδικα PLAXIS

Υπάρχουν βέβαια και φυσικά προβλήματα όπου το ενδιαφέρον εστιάζεται όχι μόνο στην εντατική κατάσταση και παραμόρφωση των εδαφικών υλικών αλλά και στην αλληλεπίδραση του εδάφους - κατασκευής. Σε τέτοιες περιπτώσεις συνήθως χρησιμοποιούνται στοιχεία διεπιφάνειας μεταξύ του εδάφους και της κατασκευής που μπορούν να προσομοιώσουν αυτήν την αλληλεπίδραση και να παρέχουν πληροφορίες σχετικά με τη συμπεριφορά της διεπιφάνειας. Ο βαθμός αλληλεπίδρασης καθορίζεται από το συντελεστή μείωσης της αντοχής R_{inter} στη διεπιφάνεια, ο οποίος συσχετίζει την αντοχή του εδάφους (γωνία τριβής και συνοχή) με την αντοχή της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (γωνία τριβής διεπιφάνειας και συνάφεια). Κάθε διεπιφάνεια αποτελείται από πεπερασμένα στοιχεία, τα οποία συνδέονται με τα εδαφικά στοιχεία και διαθέτει επίσης συγκεκριμένες μηχανικές ιδιότητες που καθορίζονται από τα διάφορα προσομοιώματα των εδαφικών υλικών. Πρέπει ακόμα να αναφερθεί ότι τα στοιχεία της διεπιφάνειας εμφανίζονται να έχουν πεπερασμένο πάχος, ενώ ουσιαστικά στη μόρφωση των διδιάστατων προσομοιωμάτων το πάχος αυτό είναι μηδενικό εφόσον οι συντεταγμένες του κάθε ζεύγους κόμβων ταυτίζονται.



Σχήμα 3.6 Κατανομή των κόμβων και των σημείων υπολογισμού των τάσεων σε στοιχεία διεπιφάνειας και ο τρόπος σύνδεσης τους με τα εδαφικά στοιχεία (Brinkgreve, R.B.G. et al, 2015)

Η ανάλυση ενός συγκεκριμένου προσομοιώματος είναι δυνατόν να εμπεριέχει εκτός από τις στατικές φορτίσεις και δυναμικές εδαφικές φορτίσεις, των οποίων η προσομοίωση είναι δυνατή με τη χρήση του δυναμικού μέρους (Dynamic module) του κώδικα PLAXIS (v.9). Η βασική εξίσωση που χρησιμοποιείται για την περιγραφή της χρονικά εξαρτώμενης κίνησης στοιχείου εδάφους, στο οποίο εφαρμόζεται δυναμικό φορτίο, δίνεται από την Εξ. (3.2):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (3.2)$$

όπου :

M : μητρώο μάζας

C : μητρώο απόσβεσης

K : μητρώο δυσκαμψίας

F : διάνυσμα φόρτισης

u : διάνυσμα μετακίνησης, το οποίο μπορεί να μεταβάλλεται χρονικά

\dot{u} : χρονικά εξαρτώμενη ταχύτητα ταλάντωσης

\ddot{u} : χρονικά εξαρτώμενη επιτάχυνση ταλάντωσης

Η ανωτέρω εξίσωση επιλύεται χρησιμοποιώντας έμμεση ολοκλήρωση ως προς το χρόνο (implicit time integration) με τη μέθοδο Newmark (βλ. PLAXIS 2002), με τη χρήση κατάλληλου χρονικού βήματος. Το μητρώο δυσκαμψίας, K , περιλαμβάνει τις δυσκαμψίες όλων των υλικών ενώ το διάνυσμα φόρτισης, F , περιλαμβάνει τις συνιστώσες της φόρτισης. Το μητρώο μάζας, M , περιλαμβάνει τις μάζες όλων των υλικών που υπεισέρχονται στο πρόβλημα (έδαφος, νερό, κατασκευή) και τέλος το μητρώο, C , περιλαμβάνει την απόσβεση όλων των υλικών που χρησιμοποιούνται στην εκάστοτε ανάλυση.

Η απόσβεση των υλικών που οφείλεται στις ιξώδεις ιδιότητες του εδάφους, την τριβή και την πλαστικότητα έχει ως αποτέλεσμα μέρος της ελαστικής ενέργειας κατά τη

διάδοση των κυμάτων σε κάθε εδαφικό υλικό να μετατρέπεται σε θερμότητα γεγονός που συνεπάγεται τη μείωση του πλάτους των κυμάτων με την απόσταση. Για τον προσδιορισμό όμως του μητρώου, C , δηλαδή του όρου της Εξ. (3.2) που σχετίζεται με την απόσβεση, απαιτούνται επιπρόσθετες παράμετροι, οι οποίες δύσκολα μπορούν να προσδιοριστούν με δοκιμές. Γι' αυτό το λόγο το μητρώο C συχνά εκφράζεται ως συνάρτηση του μητρώου μάζας και του μητρώου ακαμψίας (απόσβεση τύπου Rayleigh) :

$$C = a_R M + \beta_R K \quad (3.3)$$

όπου a_R, β_R : συντελεστές Rayleigh

Εάν δεν υπάρχει απόσβεση υλικού αλλά μόνο γεωμετρική απόσβεση, τότε ισχύει $a_R = \beta_R = 0$. Ο συντελεστής a_R είναι παράμετρος που καθορίζει την επίδραση της μάζας στην απόσβεση του συστήματος. Όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του a_R τόσο ευκολότερα αποσβένονται οι χαμηλότερες συχνότητες. Ο συντελεστής β_R είναι παράμετρος που καθορίζει την επίδραση της δυσκαμψίας στην απόσβεση του συστήματος. Όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του β_R τόσο ευκολότερα αποσβένονται οι μεγαλύτερες συχνότητες.

Πρέπει να αναφερθεί ότι στις δυναμικές αναλύσεις με τον κώδικα PLAXIS είναι κατ' αρχήν δυνατή η προσομοίωση της συμπεριφοράς των υλικών ως γραμμική ελαστική. Είναι όμως δυνατή και η εφαρμογή των υπόλοιπων προσομοιωμάτων του προγράμματος για διαφορετική συμπεριφορά των υλικών. Η επιλογή των διαστάσεων του κανάβου που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις βασίστηκε στο γεγονός ότι ήταν απαραίτητη η αποφυγή προβλημάτων ανάκλασης των κυμάτων στα πλευρικά όρια του δικτύου καθώς επίσης και αύξησης των τάσεων που προκαλούνται κατά τη δυναμική φόρτιση στα όρια του δικτύου. Για την αντιμετώπιση τέτοιων προβλημάτων δίνεται η δυνατότητα χρήσης απορροφητικών ορίων στα πλευρικά όρια του δικτύου (absorbent boundaries). Γενικά, όμως, τα όρια του διακριτοποιημένου χώρου πρέπει να βρίσκονται σε αρκετά μεγάλη απόσταση από την περιοχή ενδιαφέροντος των αναλύσεων προκειμένου να αποφεύγονται αριθμητικά σφάλματα τα οποία εμφανίζονται συνήθως στην περιοχή των ορίων του διακριτοποιημένου χώρου. Για την αποφυγή των σφαλμάτων που σχετίζονται με τη

διάδοση των κυμάτων στο διακριτοποιημένο χώρο, και συγκεκριμένα διαμέσου των δεκαπεντάκομβων τριγωνικών πεπερασμένων στοιχείων, εφαρμόστηκε ο ακόλουθος κανόνας διακριτοποίησης που προτείνουν οι Takemiya et al. (1994) (βλ. PLAXIS 2015): “Το μέσο πλάτος των τριγωνικών στοιχείων πρέπει να είναι μικρότερο από το 1/6 του L_R ”, όπου L_R είναι το μήκος του κύματος Rayleigh. Το μέσο πλάτος κάθε τριγωνικού στοιχείου σύμφωνα με το εγχειρίδιο χρήσης του PLAXIS v.9 δίνεται από την Εξ.(3.4):

$$l_e = \sqrt{\frac{(X_{\max} - X_{\min}) \times (Y_{\max} - Y_{\min})}{n_c}} \tag{3.4}$$

όπου : l_e = το μέσο πλάτος του τριγωνικού στοιχείου

$X_{\max}, X_{\min}, Y_{\max}, Y_{\min}$ = οι εξωτερικές διαστάσεις του δικτύου

n_c = αριθμός που καθορίζει την πυκνότητα του δικτύου των τριγωνικού σχήματος πεπερασμένων στοιχείων

Όπως είναι γνωστό το μήκος κύματος συνδέεται με τη συχνότητα ταλάντωσης και την ταχύτητα διάδοσης των εγκάρσιων κυμάτων με την σχέση :

$$L = \frac{V_s}{f} \tag{3.5}$$

όπου : V_s = ταχύτητα διάδοσης εγκάρσιων κυμάτων (m/sec)

f = συχνότητα ταλάντωσης ή δυναμικής φόρτισης (Hz)

Σε όλες τις αναλύσεις της παρούσας έρευνας πραγματοποιείται έλεγχος της ισχύος του κανόνα διακριτοποίησης που προαναφέρθηκε και πρέπει να σημειωθεί ότι σε όλες τις περιπτώσεις ίσχυε: $l_e < \frac{L}{6}$.

Μια άλλη παράμετρος που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στις δυναμικές αναλύσεις με το πρόγραμμα PLAXIS είναι η επιλογή του κατάλληλου χρονικού βήματος για τους

αριθμητικούς υπολογισμούς. Σύμφωνα με το εγχειρίδιο του προγράμματος το χρονικό βήμα των αριθμητικών υπολογισμών είναι σταθερό και δίνεται από την Εξ. (3.6):

$$\delta_t = \frac{\Delta t}{(n \cdot m)} \tag{3.6}$$

όπου : δ_t = σταθερό χρονικό βήμα που χρησιμοποιείται στο δυναμικό υπολογισμό

Δt = χρονική διάρκεια της δυναμικής φόρτισης

n = αριθμός βημάτων (1-250) που απαιτούνται για την ολοκλήρωση της φάσης

m = αριθμός των δυναμικών βημάτων που απαιτούνται για την ολοκλήρωση της εφαρμογής της δυναμικής φόρτισης

Η διάρκεια του χρονικού βήματος επίλυσης, δ_t , επιλέγεται έτσι ώστε να είναι βέβαιο ότι κατά τη διάρκεια ενός βήματος το κύμα δε θα διανύσει απόσταση μεγαλύτερη από το μικρότερο μέγεθος κάποιου πεπερασμένου στοιχείου. Γι' αυτό το λόγο σε κάθε προσομοίωμα για την αποφυγή αριθμητικών σφαλμάτων και σημαντικών αποκλίσεων στα αποτελέσματα κρίνεται απαραίτητο να ισχύει ότι: $\delta_t \leq \Delta t_{critical}$. Το κρίσιμο χρονικό βήμα $\Delta t_{critical}$ δίνεται από την Εξ. (3.7):

$$\Delta t_{critical} = \frac{B}{\alpha \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left[1 + \frac{1-2\nu}{4} \frac{2S}{B^2} \right]}}} \tag{3.7}$$

όπου : α = συντελεστής που εξαρτάται από τον τύπο των πεπερασμένων στοιχείων

για 6-κομβα τριγωνικά στοιχεία : $\alpha = \frac{1}{6\sqrt{C_6}}$, όπου $C_6 = 5.1282$, και

για 15-κομβα τριγωνικά στοιχεία $\alpha = \frac{1}{19\sqrt{C_{15}}}$, όπου $C_{15} = 4.9479$

ν = λόγος Poisson

B = μέσο πλάτος του πεπερασμένου στοιχείου

S = μέση επιφάνεια του στοιχείου

E = μέτρο ελαστικότητας του εδάφους

ρ = πυκνότητα του εδάφους

Στις αναλύσεις που διεξήχθησαν στην παρούσα έρευνα υπολογίζονταν κάθε φορά το κρίσιμο χρονικό βήμα $\Delta t_{critical}$ με βάση την Εξ.(3.7), και αν το χρονικό βήμα προέκυπτε $\delta_t > \Delta t_{critical}$, τότε μεταβαλλόταν είτε ο αριθμός n των βημάτων που απαιτούνται για την ολοκλήρωση της φάσης, είτε ο αριθμός m των δυναμικών βημάτων που απαιτούνται για την εφαρμογή της δυναμικής φόρτισης (Νικολοπούλου, 2006).

3.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΣΤΕΡΕΟΥ

Οι εξισώσεις στατικής ισορροπίας ενός συνεχούς μέσου μπορούν να γραφούν ως:

$$\underline{\underline{L}}^T \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{b}} = \underline{\underline{0}} \tag{3.8}$$

όπου $\underline{\underline{\sigma}}$ το διάνυσμα των τάσεων, $\underline{\underline{b}}$ το διάνυσμα των δυνάμεων και $\underline{\underline{L}}^T$ ο ανάστροφος του διαφορικού τελεστή

$$\underline{\underline{L}}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \tag{3.9}$$

Συμπληρωματικά στην εξίσωση ισορροπίας, η κινηματική σχέση παραμορφώσεων - μετατοπίσεων μπορεί να γραφεί

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{L}} \underline{\underline{u}} \tag{3.10}$$

όπου $\underline{\underline{\epsilon}}$ το διάνυσμα των ανοιγμένων παραμορφώσεων και $\underline{\underline{u}}$ το διάνυσμα των μετατοπίσεων. Η συσχέτιση των Εξ. (3.8) και (3.9) πραγματοποιείται μέσω της σχέσης μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{M}} \underline{\underline{\epsilon}} \tag{3.11}$$

όπου $\underline{\underline{\sigma}}$ το μητρώο των τάσεων. Με συνδυασμό των Εξ. (3.8), (3.9) και (3.10) προκύπτει μια δευτέρας τάξεως μερική διαφορική εξίσωση ως προς τις μετατοπίσεις $\underline{\underline{u}}$. Ωστόσο, αντί να επιχειρηθεί ένας απευθείας συνδυασμός, η εξίσωση ισορροπίας μετασχηματίζεται σύμφωνα με τον Galerkin

$$\int \delta \underline{\underline{u}}^T (\underline{\underline{L}}^T \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{b}}) dV = 0 \tag{3.12}$$

όπου $\delta \underline{\underline{u}}$ το διάνυσμα των δυνατών παραμορφώσεων σε ένα τυχαίο σημείο του φορέα, και το V δηλώνει ολοκλήρωση κατ' όγκο. Εφαρμόζοντας το θεώρημα του Green για μερική ολοκλήρωση του πρώτου όρου της Εξ. (3.12) οδηγεί στη

$$\int \delta \underline{\underline{\epsilon}}^T \underline{\underline{\sigma}} dV = \int \delta \underline{\underline{u}}^T \underline{\underline{b}} dV + \int \delta \underline{\underline{u}}^T \underline{\underline{t}} dS \tag{3.13}$$

Αυτό εισάγει ένα νέο διάνυσμα $\underline{\underline{t}}$ που προέρχεται από την αγγλική λέξη traction. Το S δηλώνει ολοκλήρωση στην επιφάνεια. Η ανάπτυξη του $\underline{\underline{\sigma}}$ μπορεί να θεωρηθεί ως επαναληπτική διαδικασία

$$\underline{\underline{\sigma}}^i = \underline{\underline{\sigma}}^{i-1} + \Delta \underline{\underline{\sigma}} \tag{3.14}$$

$$\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \int \delta \underline{\underline{t}} dt \tag{3.15}$$

Σε αυτή τη σχέση, το $\underline{\underline{\sigma}}^i$ είναι η πραγματική εντατική κατάσταση που είναι άγνωστη και το $\underline{\underline{\sigma}}^{i-1}$ είναι η προηγούμενη που είναι γνωστή. Το $\Delta \underline{\underline{\sigma}}$ είναι η μεταβολή της τάσης μετά από μικρό χρονικό διάστημα. Εάν η Εξ. (3.13) θεωρηθεί ότι αναφέρεται στην πραγματική

κατάσταση i , οι άγνωστες τάσεις $\underline{\sigma}^i$ μπορούν να απλοποιηθούν χρησιμοποιώντας τις Εξ. (3.14), (3.15)

$$\int \underline{\delta \underline{\varepsilon}}^T \underline{\Delta \underline{\sigma}} dV = \int \underline{\delta \underline{u}}^T \underline{b}^i dV + \int \underline{\delta \underline{u}}^T \underline{t}^i dS - \int \underline{\delta \underline{\varepsilon}}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (3.16)$$

Τέλος πρέπει να αναφερθεί ότι οι Εξ. (3.8) έως (3.16) αναφέρονται στον τρισδιάστατο χώρο. Αφού έχει επιλεχθεί συνάρτηση παρεμβολής και έχουν βρεθεί οι συναρτήσεις μορφής N_i το πεδίο μετατοπίσεων μπορεί να γραφεί

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{v} \quad (3.17)$$

όπου \underline{v} μετατοπίσεις στους κόμβους. Συνεπώς οι παραμορφώσεις γίνονται

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{N} \underline{v} = \underline{B} \underline{v} \quad (3.18)$$

Τώρα η Εξ. (3.16) μπορεί να γραφεί σε διακριτοποιημένη μορφή

$$\int (\underline{B} \underline{\delta v})^T \underline{\Delta \underline{\sigma}} dV = \int (\underline{N} \underline{\delta v})^T \underline{b}^i dV + \int (\underline{N} \underline{\delta v})^T \underline{t}^i dS - \int (\underline{B} \underline{\delta v})^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (3.19)$$

$$\int (\underline{B} \underline{\delta v})^T \underline{\Delta \underline{\sigma}} dV = \int (\underline{N} \underline{\delta v})^T \underline{b}^i dV + \int (\underline{N} \underline{\delta v})^T \underline{t}^i dS - \int (\underline{B} \underline{\delta v})^T \underline{\sigma}^{i-1} dV$$

Το $\underline{\delta v}$ βγαίνει κοινός παράγοντας και στα δύο μέλη. Και επειδή πρέπει να ισχύει η εξίσωση για κάθε $\underline{\delta v}$, μπορεί να γραφεί και χωρίς αυτό, έχοντας πια την Εξ. (3.20)

$$\int \underline{B}^T \underline{\Delta \underline{\sigma}} dV = \int \underline{N}^T \underline{b}^i dV + \int \underline{N}^T \underline{t}^i dS - \int \underline{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (3.20)$$

Η Εξ. (3.20) αντιπροσωπεύει την συνθήκη ισορροπίας της διακριτοποιημένης μορφής. Οι δύο πρώτοι όροι του δεξιού μέλους αποτελούν το τωρινό διάνυσμα εξωτερικών δυνάμεων και ο τελευταίος όρος αντιπροσωπεύει την διάνυσμα της εσωτερικής αντίδρασης από το προηγούμενο βήμα. Η διαφορά μεταξύ της εξωτερικής δύναμης και του διανύσματος της εσωτερικής αντίδρασης θα πρέπει να ισορροπηθεί από μία μεταβολή της τάσης ίση με $\underline{\Delta \underline{\sigma}}$. Η σχέση μεταξύ μεταβολής τάσης και μεταβολής παραμόρφωσης συνήθως είναι μη

γραμμική. Οπότε η αύξηση των παραμορφώσεων του βήματος γενικά δεν μπορούν να υπολογιστούν αμέσως και ακολουθούνται επαναληπτικές διαδικασίες μέχρις ότου ικανοποιείται η συνθήκη ισορροπίας της Εξ. (3.20). Η αντικατάσταση της σχέσης μεταβολής τάσης με την μεταβολή παραμόρφωσης $\underline{\Delta\sigma} = \underline{M} \underline{\Delta\varepsilon}$ στην Εξ. (3.20) οδηγεί στην

$$\underline{K}^i \underline{\Delta v}^i = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^{i-1} \tag{3.21}$$

όπου \underline{K} το μητρώο δυσκαμψίας, \underline{f}_{in} και \underline{f}_{ex} τα διανύσματα εσωτερικών και εξωτερικών δυνάμεων και $\underline{\Delta v}$ το διάνυσμα μεταβολής της παραμόρφωσης. Το i απλά αναφέρεται στον αριθμό του βήματος. Λόγο όμως της μη γραμμικότητας για να ικανοποιηθεί η συνθήκη ισορροπίας χρειάζεται μία επαναληπτική διαδικασία που μπορεί να γραφεί ως

$$\underline{K}^j \delta \underline{v}^j = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^{j-1} \tag{3.22}$$

$$\underline{\Delta v}^i = \sum_{j=1}^n \delta \underline{v}^j \tag{3.23}$$

όπου n ο αριθμός των επαναλήψεων μέσα στο βήμα i . Το μητρώο δυσκαμψίας \underline{K} αντιπροσωπεύει την συμπεριφορά του υλικού κατά προσέγγιση. Όσο πιο ακριβές είναι το μητρώο δυσκαμψίας τόσο λιγότερες επαναλήψεις χρειάζονται για να επιτευχθεί ισορροπία. Το \underline{K} στην απλούστερη του μορφή περιγράφει μια γραμμικά ελαστική απόκριση και είναι η γνωστή σχέση

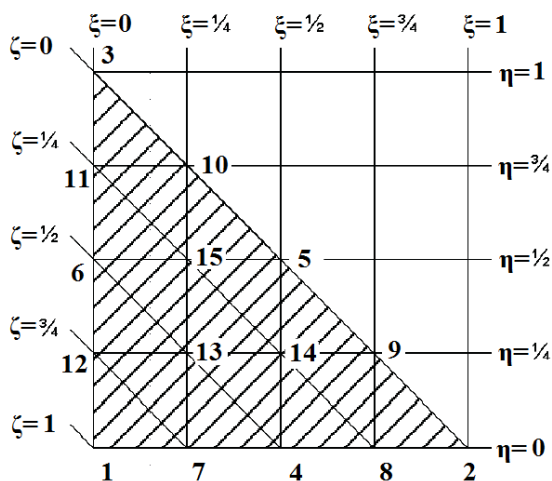
$$\underline{K} = \int \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dV \tag{3.24}$$

3.3 ΣΥΝΑΡΤΗΣΕΙΣ ΣΧΗΜΑΤΟΣ ΤΡΙΓΩΝΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ 25 ΚΟΜΒΩΝ

Στο κώδικα PLAXIS 2D για την προσομοίωση του εδαφικού υλικού και άλλων υλικών με επιφανειακά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης υπάρχουν δύο επιλογές. Τριγωνικά στοιχεία 6 κόμβων και 15 κόμβων. Τα στοιχεία 15 κόμβων επιλέγονται στην ανάλυση που ακολουθεί. Λόγω των περισσότερων κόμβων η συνάρτηση παρεμβολής είναι μεγαλύτερου βαθμού από αυτή στα στοιχεία 6 κόμβων και επιτρέπει καλύτερη προσέγγιση. Για τα στοιχεία αυτού του τύπου υπάρχουν δύο τοπικές συντεταγμένες ξ και η . Επιπροσθέτως

υπάρχει και άλλη μια συμπληρωματική συντεταγμένη $\zeta=1-\xi-\eta$. Οι συναρτήσεις μορφής και τοπική αρίθμηση των κόμβων φαίνεται στο Σχ. 3.7.

- $N_1 = \zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2)(4\zeta - 3)/6$
- $N_2 = \xi(4\xi - 1)(4\xi - 2)(4\xi - 3)/6$
- $N_3 = \eta(4\eta - 1)(4\eta - 2)(4\eta - 3)/6$
- $N_4 = 4\zeta\xi(4\zeta - 1)(4\xi - 1)$
- $N_5 = 4\xi\eta(4\xi - 1)(4\eta - 1)$
- $N_6 = 4\eta\zeta(4\eta - 1)(4\zeta - 1)$
- $N_7 = \xi\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) * 8/3$
- $N_8 = \zeta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) * 8/3$
- $N_9 = \eta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) * 8/3$
- $N_{10} = \xi\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) * 8/3$
- $N_{11} = \zeta\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) * 8/3$
- $N_{12} = \eta\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) * 8/3$
- $N_{13} = 32\eta\xi\zeta(4\zeta - 1)$
- $N_{14} = 32\eta\xi\zeta(4\xi - 1)$
- $N_{15} = 32\eta\xi\zeta(4\eta - 1)^1$



Συναρτήσεις μορφής και τοπική αρίθμηση των κόμβων 15-κομβου τριγωνικού στοιχείου.

3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η βασική εξίσωση της δυναμικής συμπεριφοράς γράφεται

$$\underline{\underline{M}} \ddot{\underline{u}} + \underline{\underline{C}} \dot{\underline{u}} + \underline{\underline{K}} \underline{u} = \underline{F} \tag{3.25}$$

όπου εδώ $\underline{\underline{M}}$ είναι το μητρώο μάζας, \underline{u} το διάνυσμα των μετατοπίσεων, $\underline{\underline{C}}$ το μητρώο απόσβεσης, $\underline{\underline{K}}$ το μητρώο δυσκαμψίας και \underline{F} το διάνυσμα της επιβαλλόμενης δύναμης. Το μητρώο απόσβεσης συνήθως μορφοποιείται ως συνάρτηση του $\underline{\underline{K}}$ και του $\underline{\underline{M}}$ (απόσβεση Rayleigh) (Zienkiewicz & Taylor, 1991; Hughes, 1987) ως

$$\underline{\underline{C}} = \alpha_R \underline{\underline{M}} + \beta_R \underline{\underline{K}} \tag{3.26}$$

Τα α_R και β_R μπορούν να βρεθούν θεωρώντας για δύο τυχαίες συχνότητες ένα ποσοστό απόσβεσης. Στη παρούσα ανάλυση, με τη λογική που ακολουθείτε συνήθως και σε προβλήματα δυναμικής των κατασκευών θεωρήθηκε ποσοστό 5% για τις δύο πρώτες ιδιοσυχνότητες της εδαφικής στρώσης. Η αριθμητική ολοκλήρωση στο χρόνο συχνά γίνεται με έμμεση ολοκλήρωση με τη μέθοδο Newmark. Με αυτή τη μέθοδο η μετατόπιση και η ταχύτητα τη χρονική στιγμή $t+\Delta t$, όπου Δt είναι το χρονικό βήμα, εκφράζονται από τις σχέσεις

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left(\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t^2 \tag{3.27}$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left((1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t \tag{3.28}$$

Τα α και β δεν έχουν σχέση με τα α_R και β_R . Για να εξασφαλιστεί η ευστάθεια της λύσης πρέπει να ισχύει

$$\alpha \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \beta \right)^2, \quad \beta \geq 0.5 \tag{3.29}$$

Στην παρούσα ανάλυση υιοθετούνται $\alpha=0.3025$ και $\beta=0.6$. Οι Εξ. (3.27) και (3.28) μπορούν να λυθούν ως προς τις μετατοπίσεις, ταχύτητες και επιταχύνσεις της χρονικής στιγμής $t+\Delta t$ συναρτήσει μόνο μεγέθη του προηγούμενου βήματος της χρονικής στιγμής t . Με κατάλληλες, λοιπόν, τροποποιήσεις, θεωρώντας $u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta u$ και αντικαθιστώντας στην Εξ. (3.25) παράγεται η τελική εξίσωση με την οποία το πρόγραμμα υπολογίζει την μεταβολή του διανύσματος των μετατοπίσεων

$$\left(c_0 \underline{\underline{M}} + c_1 \underline{\underline{C}} + \underline{\underline{K}} \right) \Delta \underline{\underline{u}} = \underline{\underline{F}}_{ext}^{t+\Delta t} + \underline{\underline{M}} \left(c_2 \underline{\underline{\dot{u}}}^t + c_3 \underline{\underline{\ddot{u}}}^t \right) + \underline{\underline{C}} \left(c_4 \underline{\underline{\dot{u}}}^t + c_5 \underline{\underline{\ddot{u}}}^t \right) - \underline{\underline{F}}_{int}^t \tag{3.30}$$

Σε αυτή τη μορφή το σύστημα εξισώσεων της δυναμικής ανάλυσης μοιάζει με αυτό μια στατικής ανάλυσης. Οι μεταβλητές c_0 έως c_5 μπορούν να εκφραστούν συναρτήσει του βήματος Δt και των α και β . Όσον αφορά το χρονικό βήμα, πρέπει να υπάρξουν κάποιοι περιορισμοί για να μην παρατηρηθούν αποκλίσεις και μη αξιόπιστα αποτελέσματα. Η κρίσιμη τιμή του χρονικού βήματος εξαρτάται από την μέγιστη συχνότητα και την

πυκνότητα της διακριτοποίησης. Γενικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί η παρακάτω έκφραση για ένα στοιχείο (Pal, 1998)

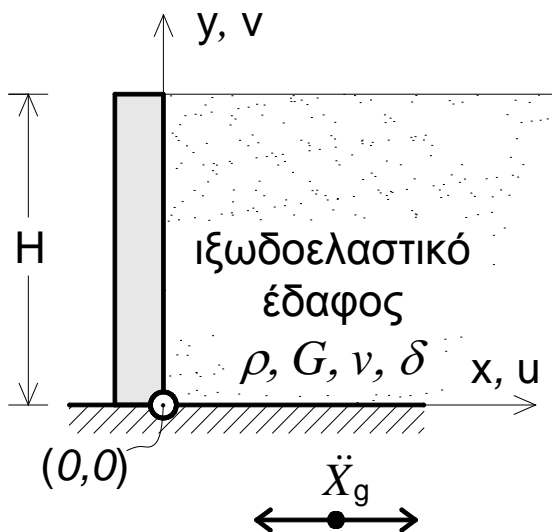
$$\Delta t_{critical} = \frac{I_e}{\alpha \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \left[1 + \frac{B^4}{4S^2} \frac{B^2}{2S} \left[1 + \frac{1-2\nu}{4} \frac{2S}{B^2} \right] \right]}} \quad (3.31)$$

Όπου B και S δηλώνουν τη μέγιστη διάσταση του στοιχείου και την επιφάνεια του αντίστοιχα. Η πρώτη ρίζα αντιπροσωπεύει την ταχύτητα ενός διαμήκους κύματος και το α σχετίζεται με τον τύπο του στοιχείου. Το I_e το μέσο πλάτος του τριγωνικού στοιχείου. Το $\Delta t_{critical}$ υπολογίζεται για όλα τα στοιχεία του μοντέλου και επιλέγεται η μικρότερη τιμή. Έτσι εξασφαλίζεται ότι κατά την διάρκεια ενός χρονικού βήματος ένα κύμα δεν ταξιδεύει απόσταση μεγαλύτερη από την μικρότερη διάσταση του μικρότερου στοιχείου (Brinkgreve, R.B.G. et al, 2015).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Στο πλαίσιο του παρόντος πακέτου εργασίας διερευνήθηκε η δυναμική συμπεριφορά των βασικών συστημάτων, για τα οποία εξήχθησαν αναλυτικές λύσεις στα προηγούμενα. Στόχος των αναλύσεων είναι αφενός η κατανόηση της δυναμικής συμπεριφοράς τοίχων αντιστήριξης με και χωρίς τη χρήση συμπιεστών γεωσυνθετικών παρεμβλημάτων και αφετέρου η επαλήθευση των θεωρητικών προβλέψεων. Στις ενότητες που ακολουθούν γίνεται εισαγωγή στο φυσικό πρόβλημα και ορίζονται οι φυσικές και οι μηχανικές παράμετροι που το διέπουν.

4.1. ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΑΝΕΝΔΟΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΑΞΗΣ



Σχήμα 4.1. Δυναμική διέγερση απειρομήκους ιξωδοελαστικού εδαφικού στρώματος το οποίο αντιστηρίζεται από άκαμπτο, ανένδοτο τοίχο

Το υπό εξέταση σύστημα απεικονίζεται στο Σχ. 4.1: Ένα ημιάπειρο, ομοιογενές στρώμα από ιξωδοελαστικό εδαφικό υλικό, ελεύθερο στην άνω επιφάνειά του και δεσμευμένο στην κάτω, συγκρατείται στο αριστερό άκρο του από ανένδοτο τοίχο ύψους H ο οποίος είναι πακτωμένος στον υποκείμενο βράχο. Τοίχος και έδαφος διεγείρονται ταυτόχρονα από οριζόντια αρμονική σεισμική διέγερση $\ddot{X}_g(t) = \ddot{X}_g e^{i\omega t}$ η οποία επιβάλλεται στη βάση του στρώματος. Οι ιδιότητες του εδάφους ορίζονται από την πυκνότητα ρ , το μέτρο ελαστικότητας E , το μέτρο διάτμησης G , τον λόγο Poisson ν και τον δείκτη απόσβεσης του εδαφικού υλικού δ , ο οποίος λαμβάνεται ίδιος για διατμητικές και ορθές παραμορφώσεις και είναι ανεξάρτητος της συχνότητας ω . Τέλος, το έδαφος βρίσκεται σε κατάσταση επίπεδης παραμόρφωσης, δηλαδή δεν αναπτύσσει μετακινήσεις εκτός του επιπέδου x - y ($\epsilon_z = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$).

Οι εξισώσεις που διέπουν την απόκριση του τοίχου σύμφωνα με τους Veletsos & Younhan 1994 και Κλουκίνας 2012 παρατίθενται ακολούθως:

4.1.1 Λύση των Veletsos & Younan 1994

Η συνολική τέμνουσα (τέμνουσα βάσης) στον τοίχο προκύπτει με ολοκλήρωση καθ' ύψος των ορθών τάσεων πάνω στον τοίχο, $\sigma(0,y)$ (Εξ. 4.1). Η Εξ. (4.2) δίνει την αντίστοιχη ροπή ως προς τη βάση, ενώ το πηλίκο των δύο παραμέτρων (Εξ. 4.3) το σημείο εφαρμογής της ώθησης.

$$Q_b = -\frac{16\psi_\sigma}{\pi^3} \rho \ddot{X}_g H^2 \sqrt{1+i\delta} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^3} \frac{1}{\sqrt{1-\phi_n^2+i\delta}} \tag{4.1}$$

$$M_b = -\frac{32\psi_\sigma}{\pi^4} \rho \ddot{X}_g H^3 \sqrt{1+i\delta} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{(-1)^{(n-1)/2}}{n^3} \frac{1}{\sqrt{1-\phi_n^2+i\delta}} \tag{4.2}$$

$$\frac{h}{H} = \frac{2}{\pi} \left(\sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{(-1)^{(n-1)/2}}{n^3} \frac{1}{\sqrt{1-\phi_n^2+i\delta}} \right) / \left(\sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^3} \frac{1}{\sqrt{1-\phi_n^2+i\delta}} \right) \tag{4.3}$$

Τα αρνητικά πρόσημα στις παραπάνω σχέσεις υποδηλώνουν θλιπτικές τάσεις στον τοίχο για θετική επιτάχυνση στο βράχο. Για εδαφικό υλικό χωρίς απόσβεση ($\delta=0$), οι όροι των απειροσειρών μέσα στην τετραγωνική ρίζα των εξισώσεων (4.1) - (4.3) γίνονται μιγαδικοί για $\phi_n > 1$ (δηλ. για τιμές του $\omega > \omega_1$). Επίσης μέσα στις απειροσειρές οι όροι είναι ανεξάρτητοι του λόγου Poisson. Συνεπώς η εξάρτηση των τάσεων και των δυνάμεων πάνω στον τοίχο από το δείκτη ν γίνεται μόνο μέσω του από τον συντελεστή συμπίεστικότητας ψ_σ .

Για ψευδοστατικές συνθήκες ($\omega = 0$), που αντιστοιχούν σε σταθερή δύναμη πεδίου στο επίχωμα και λόγο Poisson $\nu = 1/3$, η εδαφική ώθηση ανά μέτρο μήκους του τοίχου, Q_b^{st} , υπολογίζεται στα $-0.995\rho\ddot{X}_g H^2$, τιμή που αντιστοιχεί σχεδόν τέλεια στην αδρανειακή δύναμη που ασκείται σε μια εδαφική μάζα τετραγωνικής διατομής και διαστάσεων ($H \times H$). Σημειώνεται ότι η θεώρηση ψευδοστατικής φόρτισης, παρότι αποτελεί εξειδανικευμένη κατάσταση (η επιβολή επιτάχυνσης υπό μηδενική συχνότητα ως διέγερση στη βάση θα απαιτούσε άπειρη μετακίνηση), είναι χρήσιμη για την απευθείας σύγκριση με τις κλασικές λύσεις της οριακής ανάλυσης. Επίσης, ανεξάρτητα από την άπειρη μετακίνηση της βάσης, η σχετική μετακίνηση $u(x,y)$ στο εδαφικό στρώμα είναι πάντοτε πεπερασμένη.

4.1.2 Κυματική Λύση

Η συνολική ώθηση Q_b και το σημείο εφαρμογής της υπολογίζεται, σύμφωνα με τις Εξ. (4.4) και (4.5). Σημειώνεται ότι η λύση αφορά την επίδραση της σεισμικής δράσης και όχι τη γεωστατική ώθηση.

$$Q_b = -\frac{\psi_o^2}{\psi_e} \frac{\mathcal{L} S_0}{\sqrt{a_{oc}^2 - a_o^2}} \rho H^2 \ddot{X}_g \tag{4.4}$$

$$\frac{h}{H} = \frac{S_1}{S_0} \tag{4.5}$$

όπου S_n τα αντίστοιχα ολοκληρώματα για $n = 0$ και 1 , της μορφής της Εξ. (4.6)

$$S_n = \frac{1}{H^{n+1}} \int_0^H \Phi y^n dy \tag{4.6}$$

$$a_o = \frac{\omega H}{V_s \sqrt{1+i\delta}} \tag{4.7}$$

$$a_{oc}^2 = H^2 \int_0^H \Phi'^2 dy \Big/ \int_0^H \Phi^2 dy \tag{4.8}$$

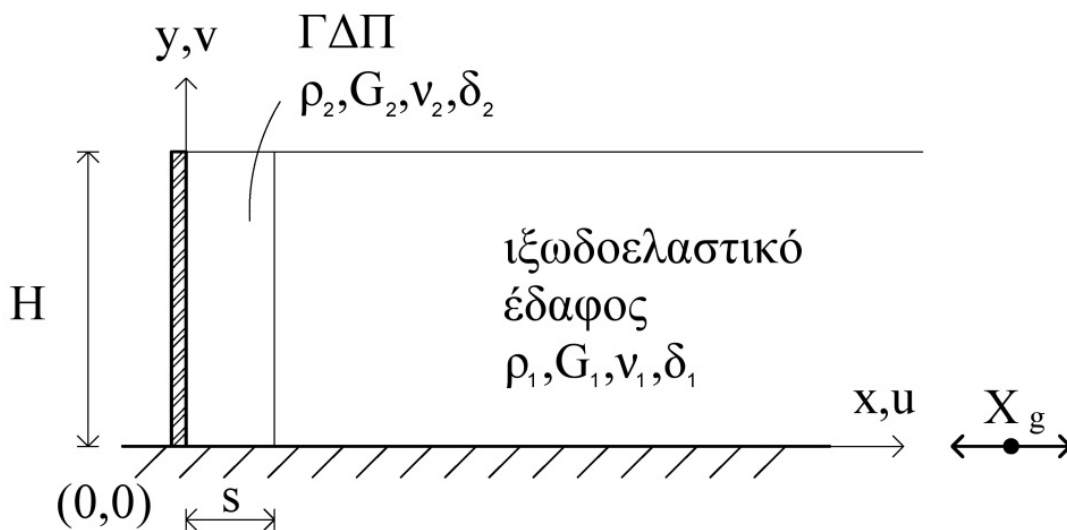
$$\mathcal{L} = \int_0^H \Phi dy \Big/ \int_0^H \Phi^2 dy \tag{4.9}$$

Ο υπολογισμός των ολοκληρωμάτων S_n απαιτεί την επιλογή μιας κατάλληλης συνάρτησης σχήματος $\Phi(y)$. Στον Πίνακα 4.1 παρουσιάζονται χαρακτηριστικές τιμές των λύσεων για συναρτήσεις σχήματος γραμμικής, ημιτονικής και παραβολικής μορφής. Όπως φαίνεται από τη σύγκριση των τιμών, οι διαφορετικές συναρτήσεις σχήματος παρέχουν αρκετά παρόμοια αποτελέσματα.

Πίνακας 4.1 Σύγκριση λύσεων για διαφορετικές συναρτήσεις σχήματος $\Phi(y)$					
Συνάρτηση Σχήματος, $\Phi(y)$		a_{oc}	\mathcal{L}	$ Q_b^{st} / (\psi_\sigma \rho H^2 \ddot{X}_g)$	h/H
Γραμμική	y/H	$\sqrt{3}$	$3/2$	$\sqrt{3}/4$	$2/3$
Ημιτονοειδής	$\sin(\pi y/2H)$	$\pi/2$	$4/\pi$	$16/\pi^3$	$2/\pi$
Παραβολική	$(y/H) (2 \sqrt{y/H})$	$\sqrt{5/2}$	$5/4$	$\sqrt{10}/6$	$5/8$

4.1.3 Διατύπωση του Προβλήματος με Χρήση Γεωαφρού Διογκωμένης Πολυστερίνης (EPS)

Η λύση που θα παρουσιαστεί σε αυτό το κεφάλαιο έχει προταθεί από τους Mylonakis et al (2005). Εδώ εισάγεται ένα κατακόρυφο στρώμα ΓΔΠ πάχους s πίσω από τον τοίχο όπως φαίνεται στο Σχ. 4.2. Ο ΓΔΠ τώρα έχει χαρακτηριστικά μεγέθη τη πυκνότητα ρ_2 , μέτρο διάτμησης G_2 , μέτρο ελαστικότητας E_2 , λόγο Poisson ν_2 και δείκτη απόσβεσης υλικού δ_2 , ενώ το εδαφικό επίχωμα τα $\rho_1, G_1, E_1, \nu_1, \delta_1$ αντίστοιχα.



Σχήμα 4.2. Δυναμική διέγερση ημιαπείρου ιξωδοελαστικού εδαφικού στρώματος αντιστηριζόμενου από άκαμπτο τοίχο με ΓΔΠ πακτωμένο σε υποκείμενο βράχο.

Η γενική λύση και του πεδίου μετατοπίσεων του γεωαφρού και του εδαφικού μέσου έχει είδη υπολογιστεί στο Π.Ε.2. Ξαναπαρουσιάζεται εδώ με τους κατάλληλους δείκτες.

$$X_1(x) = A_1 e^{+m_1 x} + B_1 e^{-m_1 x} - \frac{L H^2 \ddot{X}_g}{(a_{oc}^2 - a_{o1}^2) V_{s1}^{*2}} \tag{4.10α}$$

$$X_2(x) = A_2 e^{+m_2 x} + B_2 e^{-m_2 x} - \frac{L H^2 \ddot{X}_g}{(a_{oc}^2 - a_{o2}^2) V_{s2}^{*2}} \tag{4.11β}$$

Αντίστοιχα, οι τάσεις στην διεπιφάνεια εδάφους-ΓΔΠ, στο έδαφος και τον γεωαφρό αντίστοιχα, υπολογίζονται από τις Εξ. (4.12 α,β).

$$\sigma_{x1}(y) = \psi_{o1}^2 G^* \left. \frac{\partial X_1}{\partial x} \right|_{x=s} \Phi(y) \tag{4.12α}$$

$$\sigma_{x2}(y) = \psi_{o2}^2 G^* \left. \frac{\partial X_2}{\partial x} \right|_{x=s} \Phi(y) \tag{4.12β}$$

Για να υπολογιστεί η ειδική λύση των δύο πεδίων μετατοπίσεων για τις παρούσες συνοριακές συνθήκες χρειάζεται να λυθεί ένα σύστημα τεσσάρων εξισώσεων. Η κάθε μια εξίσωση αντιστοιχεί σε μια από τις ακόλουθες συνοριακές συνθήκες

$$\lim_{x \rightarrow \infty} X_1(x) = \text{πεπερασμένο} \tag{4.13α}$$

$$X_1(s) = X_2(s) \tag{4.13β}$$

$$\sigma_{x1}(s) = \sigma_{x2}(s) \tag{4.13γ}$$

$$X_2(0) = 0 \tag{4.13δ}$$

Επιλύοντας υπολογίζονται τα A_2 και B_2 . Για να υπολογίσουμε τις ωθήσεις στο τοίχο χρειάζεται μόνο η συνάρτηση X_2 . Μετά από πράξεις προκύπτει

$$B_2 = \frac{1}{2} \frac{L H^2 \ddot{X}_g}{(a_{oc}^2 - a_{o2}^2) V_{s2}^{*2}} \frac{F * e^{m_2 \frac{s}{H}} + \Lambda^{-1} + e^{m_2 \frac{s}{H}} - 1}{F \cosh\left(m_2 \frac{s}{H}\right) + \sinh\left(m_2 \frac{s}{H}\right)} \tag{4.14α}$$

$$A_2 = \frac{L H^2 \ddot{X}_g}{(a_{oc}^2 - a_{o2}^2) V_{s2}^{*2}} - B_2 \tag{4.14β}$$

όπου $F = \frac{1 - v_1 G_2^* m_2}{1 - v_2 G_1^* m_1} \tag{4.14γ}$

$$\Lambda = \frac{1 - (a_{o1}/a_{oc})^2}{1 - (a_{o2}/a_{oc})^2} \left(\frac{V_{s1}^*}{V_{s2}^*} \right)^2 \tag{4.14δ}$$

Τοποθετώντας τα A_2 και B_2 στην $X_2(x)$ και πολλαπλασιάζονται με την $\Phi(y)$ δημιουργείται το πεδίο των μετατοπίσεων του γεωαφρού για τις παρούσες συνοριακές συνθήκες. Για να υπολογιστούν οι ωθήσεις στο τοίχο ακολουθείται η εξής διαδικασία. Άρα

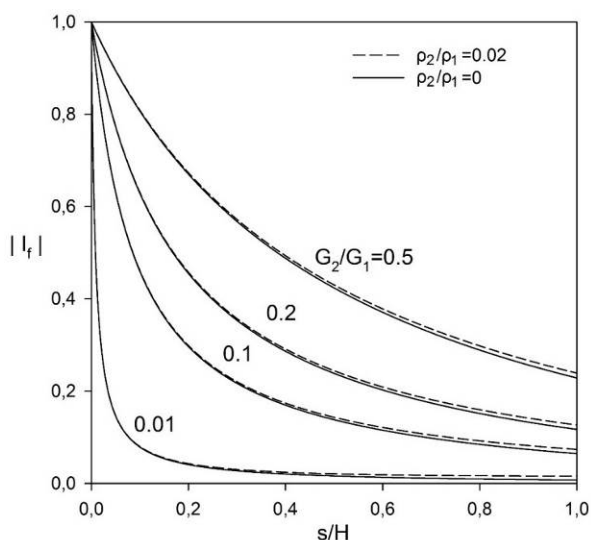
$$\sigma_x(y) = \psi_{o2}^2 G_2^* \frac{\partial u_2}{\partial x} \Big|_{x=0} \tag{4.15}$$

$$Q_{b,EPS} = \int_0^H \sigma_x(y) dy = \psi_{o2}^2 G_2^* \frac{\partial X_2}{\partial x} \Big|_{x=0} \int_0^H \Phi(y) dy \tag{4.16}$$

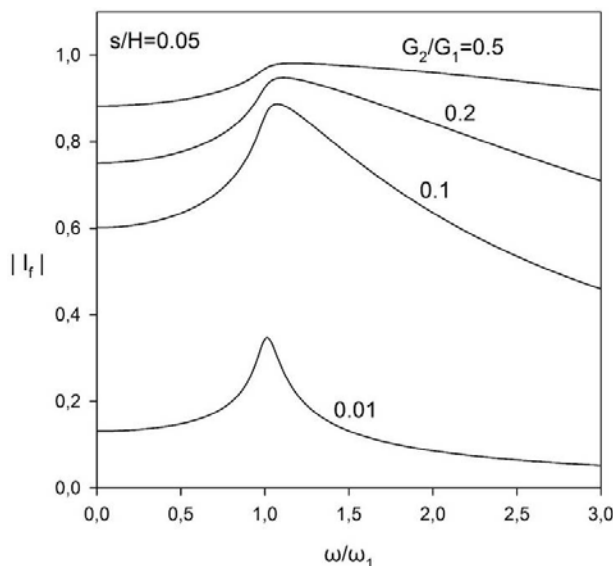
Έχοντας ήδη το Q_b από την Εξ. 4.4 μπορεί να υπολογιστεί η απομείωση της ώθησης λόγω του ΓΔΠ. Αν ονομαστεί I_f ο λόγος απομείωσης του $Q_{b,EPS}$ προς το Q_b και μετά από απλοποιητικές πράξεις προκύπτει (Mylonakis, 2005)

$$I_f = \frac{1-F(1-\cosh(m_2 \frac{s}{H}) - \Lambda \sinh(m_2 \frac{s}{H}))}{\cosh(m_2 \frac{s}{H}) + \Lambda^{-1} \sinh(m_2 \frac{s}{H})} \tag{4.17}$$

Στο Σχ. 4.3 παρουσιάζεται σε διάγραμμα η απομείωση της στατικής ώθησης στο τοίχο συναρτήσει του κανονικοποιημένου πάχους του ΓΔΠ και των λόγων G_2/G_1 και ρ_2/ρ_1 . Είναι ολοφάνερη η δραματική μείωση των ωθήσεων ακόμα και για μικρά πάχη ΓΔΠ. Στο Σχ. 4.4 φαίνεται η απομείωση σε δυναμικό φορτίο. Και εδώ παρατηρούνται δραστικές μειώσεις των ωθήσεων, καθώς και το ενδιαφέρον στοιχείο ότι οι μειώσεις είναι λιγότερο σημαντικές για συχνότητες γύρο από την συχνότητα συντονισμού.



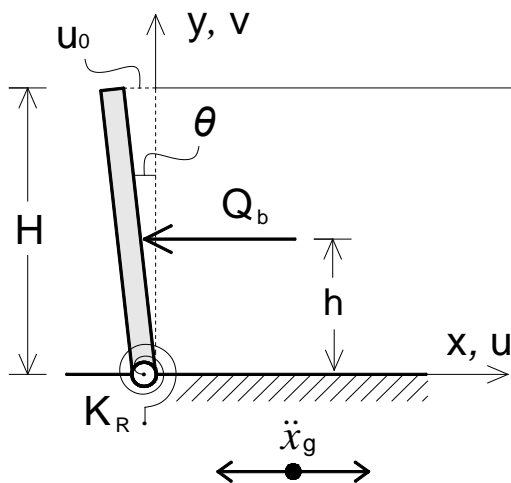
Σχήμα 4.3. Συντελεστής απομείωσης των στατικών ωθήσεων συναρτήσει του κανονικοποιημένου πάχους του τοποθετημένου ΓΔΠ και των λόγων G_2/G_1 και ρ_1/ρ_2 (Mylonakis, 2005).



Σχήμα 4.4. Συντελεστής απομείωσης των δυναμικών ωθήσεων λόγω τοποθέτησης ΓΔΠ συναρτήσει της κανονικοποιημένης συχνότητας (Mylonakis, 2005).

4.2. ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΣΤΡΟΦΙΚΩΣ ΕΝΔΟΣΙΜΗ ΒΑΣΗ

Το υπό εξέταση πρόβλημα της παρούσας ενότητας (Σχ. 4.5) αποτελεί μια πιο ρεαλιστική επέκταση του κλασικού προβλήματος του άκαμπτου, ανένδοτου τοίχου, το οποίο εξετάστηκε προηγούμενα. Ο τοίχος πλέον δεν είναι πλήρως ανένδοτος, αλλά στη βάση του υπάρχει στρωφικό ελατήριο σταθεράς K_R , το οποίο παρέχει στη θεμελίωση δυνατότητα στροφής θ , η οποία με τη σειρά της επιβάλλει μετακίνηση $u_0 = \theta \times H$, στην κορυφή του τοίχου. Η ροπή κάμψης στη βάση του τοίχου M_b συνδέεται τόσο με την τέμνουσα βάση Q_b , όσο και με τη στροφή του τοίχου θ , μέσω της Εξ. (4.17)



Σχήμα 4.5. Η περίπτωση των άκαμπτων τοίχων με στρωφικώς ενδόσιμη θεμελίωση

$$M_b = K_R \theta = Q_b h = Q_b H \frac{h}{H} \quad (4.17)$$

όπου η σταθερά K_R αντιστοιχεί στο μέτρο του στρωφικού ελατηρίου ανά μονάδα μήκους τοίχου και έχει μονάδες ροπής (δύναμη x μήκος). Επιλύοντας την Εξ. (4.10) ως προς τη μετακίνηση στην κορυφή u_0 , λαμβάνεται η Εξ. (4.18).

$$u_0 = \frac{Q_b H^2}{K_R} \frac{h}{H} \quad (4.18)$$

Τελικά μετά από μια σειρά απλοποιήσεων και αντικαταστάσεων (βλ. Π.Ε.2) η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται με πολλαπλασιασμό αυτής που ισχύει για ανένδοτο τοίχο επί έναν συντελεστή, στην απλή μορφή της Εξ. (4.19).

$$Q_b = Q_{b,rigid} \left[1 + \psi_\sigma \sqrt{a_{oc}^2 - a_o^2} S_o \frac{h}{H} (1+i\delta) d_\theta \right]^{-1} \quad (4.19)$$

όπου d_θ αδιάστατος συντελεστής ο οποίος εκφράζει την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης.

$$d_\theta = H^2 G / K_R \quad (4.20)$$

Επίσης, η μετακίνηση στην κορυφή του τοίχου υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$u_0 = \frac{\psi_\sigma \sqrt{a_{oc}^2 - a_o^2} S_o \frac{h}{H} (1+i\delta) d_\theta}{1 + \psi_\sigma \sqrt{a_{oc}^2 - a_o^2} S_o \frac{h}{H} (1+i\delta) d_\theta} u_{ffo} \quad (4.21)$$

όπου u_{ffo} η μετατόπιση στο ελεύθερο πεδίο, η οποία εκφράζεται από τη σχέση:

$$u_{ffo} = - \frac{\mathcal{L}}{a_{oc}^2 - a_o^2} \frac{\rho H^2 \ddot{X}_g}{G(1+i\delta)} \quad (4.22)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΥΣΙΚΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Η τρισδιάστατη φύση του φυσικού προβλήματος ενός τοίχου εδαφικής αντιστήριξης προσομοιώνεται ικανοποιητικά με τη χρήση δισδιάστατου εδαφικού προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων με επίπεδη παραμόρφωση.

5.1 ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΑΝΕΝΔΟΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Για την προσομοίωση του τοίχου αντιστήριξης χρησιμοποιήθηκε κατακόρυφο στοιχείο δοκού από γραμμικό ελαστικό υλικό με $EI=10^{12}$ και $EA=10^{10}$, πάχους t_w , μάζας ανά μονάδα επιφάνειας μ_w , λόγου Poisson ν_w και μέτρου ελαστικότητας, που προκύπτει από τις παρακάτω σχέσεις για διαφορετικές τιμές του συντελεστή σχετικής ευκαμψίας του τοίχου, E_w :

$$d_w = \frac{GH^3}{D_w} \tag{5.1}$$

και

$$D_w = \frac{E_w t_w^3}{12(1-\nu_w)} \tag{5.2}$$

όπου

D_w : μέγεθος που εκφράζει τη δυσκαμψία του τοίχου αντιστήριξης ανά μονάδα μήκους του

H : ύψος του τοίχου αντιστήριξης (m)

G : μέτρο διάτμησης του υλικού του επιχώματος (kPa)

E_w : μέτρο ελαστικότητας του τοίχου αντιστήριξης (kPa)

t_w : πάχος του τοίχου αντιστήριξης (m)

ν_w : λόγος Poisson για το υλικό του τοίχου αντιστήριξης



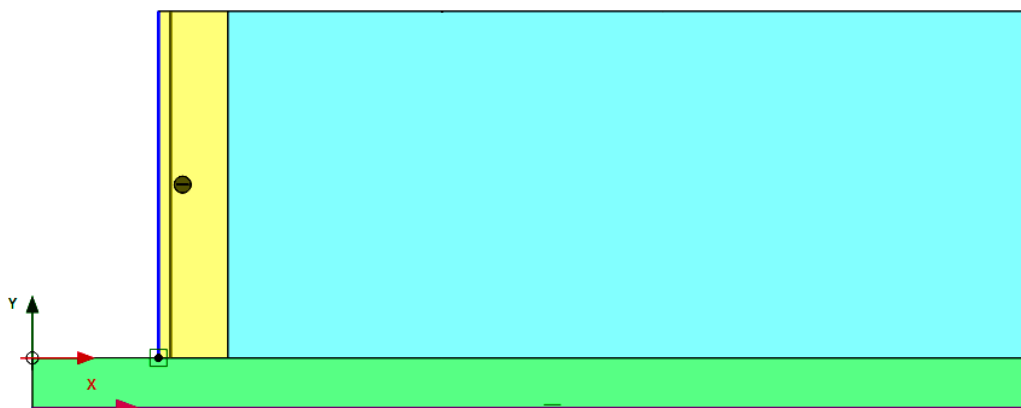
Σχήμα 5.1 Προσομοίωση του συστήματος ανέδωτου τοίχου αντιστήριξης - εδαφικού επιχώματος και οι συνθήκες - περιορισμοί που επιβάλλονται στα όρια του δικτύου

Το βραχώδες υπόβαθρο ορίστηκε ως ελαστική εδαφική στρώση άπειρης δυσκαμψίας, πάχους 1 μέτρου. Οι ιδιότητες του υλικού που χρησιμοποιήθηκαν για τον τοίχο αντιστήριξης και για τη βάση έδρασης, καθώς επίσης και οι διαστάσεις των αντίστοιχων στοιχείων δίνονται στον Πίνακα 5.1. Η σύνδεση του τοίχου αντιστήριξης με την άκαμπτη βάση πραγματοποιήθηκε με δέσμευση του στροφικού βαθμού ελευθερίας στη βάση του τοίχου.

Πίνακας 5.1 Χαρακτηριστικά εδαφικού υλικού και επιχώματος	
ύψος τοίχου, H (m)	3
ύψος επιχώματος, H (m)	3
μήκος επιχώματος, L (m)	15B = 45
Ιδιότητες εδαφικού υλικού	
μέτρο διάτμησης, G (MPa)	36.25
δείκτης Poisson, ν	0.3
Ξηρό ειδικό βάρος, γ (kN/m ³)	15.80
γωνία τριβής, φ(°)	43
γωνία διαστολικότητας, ψ(°)	13
Συνοχή, c (kPa)	1

Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί ότι στο πρόγραμμα εκλέχθηκε μια πολύ μικρή για τη συνοχή $c = 10^{-3}$ MPa, καθώς ο κώδικας του PLAXIS δεν μπορεί να τρέξει για μηδενική τιμή συνοχής. Για το λόγο αυτό εκλέχθηκε πολύ μικρή τιμή, η οποία δεν επηρεάζει την ακρίβεια των αποτελεσμάτων.

Το συμπιεστό παρέμβλημα διογκωμένης πολυστερίνης προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα ως ένα cluster με ιδιότητες γραμμικώς ελαστικού υλικού και πάχος που κυμάνθηκε από 5% έως 100% του ύψους του τοίχου. Επιλέχθηκε πυκνότητα έτσι ώστε $\rho_2/\rho_1=0.02$, όπου ρ_2 η πυκνότητα του ΓΔΠ και ρ_1 η πυκνότητα του επιχώματος. Ακόμα επιλέχθηκαν τρεις τιμές για το μέτρο διάτμησης έτσι ώστε $G_2/G_1=0.01, 0.1$ και 0.5 και στη δυναμική ανάλυση, αλλά και για το $Q_{b,st}$. Ο τοποθετημένος γεωαφρός που φαίνεται στο Σχ. 5.2 έχει ανοιγμένο πάχος $s/H=0.2$. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι ακριβώς ίδια με αυτήν της προηγούμενης ενότητας.

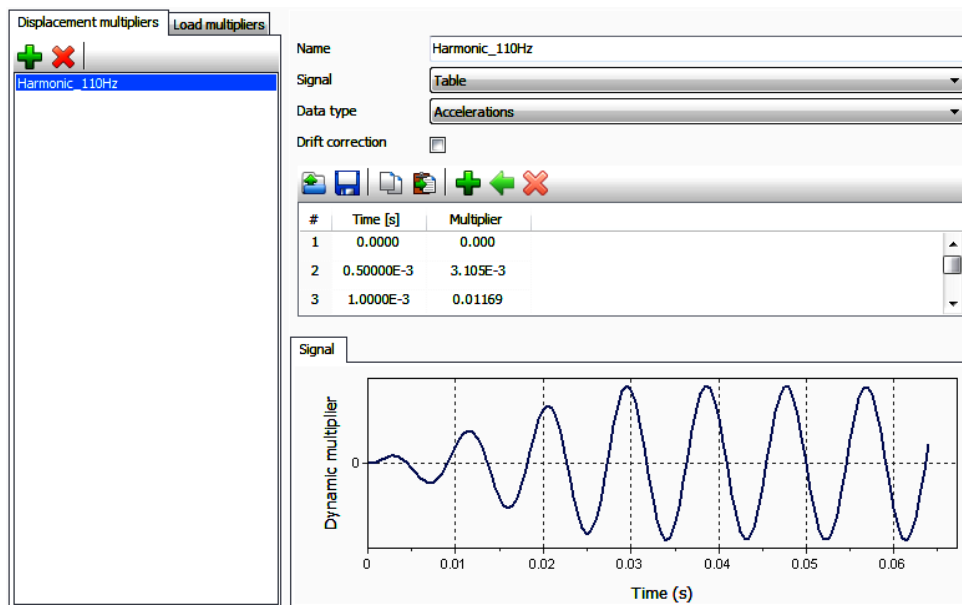


Σχήμα 5.2 Ενδεικτική τοποθέτηση ΓΔΠ με $s/H = 0.2$ πίσω από τον τοίχο για απομείωση σεισμικών ωθήσεων.

Στον πίνακα που ακολουθεί συγκεντρώνονται οι διάφοροι αδιάστατοι λόγοι που ορίστηκαν ως χαρακτηριστικά του γεωαφρού στις παραμετρικές αναλύσεις.

Πίνακας 5.2 Χαρακτηριστικά ΓΔΠ	
s / H	0.05 - 1.00
G_2 / G_1	0.01
	0.1
	0.5
ρ_2 / ρ_1	0.02

Το σύστημα τοίχου αντιστήριξης και εδαφικού επιχώματος υπόκειται σε οριζόντια αρμονική επιτάχυνση μέγιστου πλάτους $a_{max} = 2.5 \text{ m/s}^2$ γραμμικά αυξανόμενο για τους πρώτους 3 κύκλους και σταθερό μετά για 4 κύκλους. Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για



Σχήμα 5.3 Αρμονική επιτάχυνση που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις

συχνότητες αρμονικής διέγερσης, οι οποίες ως αδιάστατοι λόγοι της θεμελιώδους συχνότητας του εδαφικού επιχώματος, έλαβαν τιμές από 0.5 έως 4.0. Όπως είναι γνωστό, η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα εδαφικού στρώματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_1 = \frac{V_{so}}{4H} \tag{5.3}$$

όπου

V_{so} : ταχύτητα εγκαρσίων κυμάτων στο υλικό του επιχώματος (m/s)

H : ύψος τοίχου αντιστήριξης (m)

η κυκλική συχνότητα ω της δυναμικής διέγερσης συνδέονται με την συχνότητα f , με τις σχέσεις $\omega = 2\pi f$. Στον πίνακα που ακολουθεί απεικονίζονται οι αδιάστατοι λόγοι κυκλικής συχνότητας φόρτισης και κυκλικής ιδιοσυχνότητας εδαφικού στρώματος, ω / ω_1 για τους

οποίους διενεργήθηκαν αναλύσεις. Για τους ίδιους λόγους θα παρουσιαστούν και τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, στο κεφάλαιο 6.

Πίνακας 5.3 Δυναμικά χαρακτηριστικά εδαφικού στρώματος

ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων, V_{so} (m/s)	150
ιδιοσυχνότητα, f_1 (Hz)	12.5
κυκλική ιδιοσυχνότητα, ω_1 (rad/s ²)	78.54
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης, ξ_{min} (%)	10 και 20
ω / ω_1	0.5 - 4.0

Το εδαφικό υλικό προσομοιώθηκε ως ιξωδοελαστικό Mohr-Coulomb με απόσβεση Rayleigh, η οποία ορίζεται στο πρόγραμμα μέσω των συντελεστών (a_R , β_R). Οι συντελεστές Rayleigh υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$a_R = \xi_{min} \omega \quad (5.4)$$

και

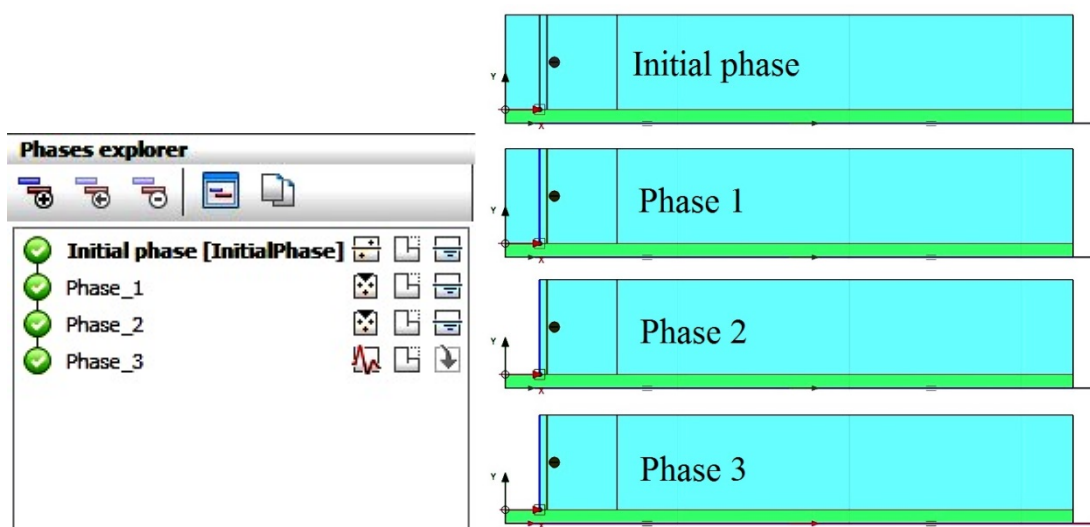
$$\beta_{R1} = \frac{\xi_{min}}{\omega} \quad (5.5)$$

Όπως είναι φανερό οι συντελεστές απόσβεσης μεταβάλλονται με τη συχνότητα διέγερσης. Στον πίνακα που ακολουθεί, παρατίθενται οι τιμές που έλαβαν τα a_R , β_R σε κάθε συχνότητα διέγερσης.

Πίνακας 5.4 Συντελεστές Rayleigh σε κάθε συχνότητα διέγερσης

ω / ω_1	α_R	β_R
0.5	1.96	0.00127
1	3.93	0.00064
1.5	5.89	0.00042
2	7.85	0.00032
2.5	9.82	0.00025
3	11.78	0.00021
3.5	13.74	0.00018
4	15.71	0.00016

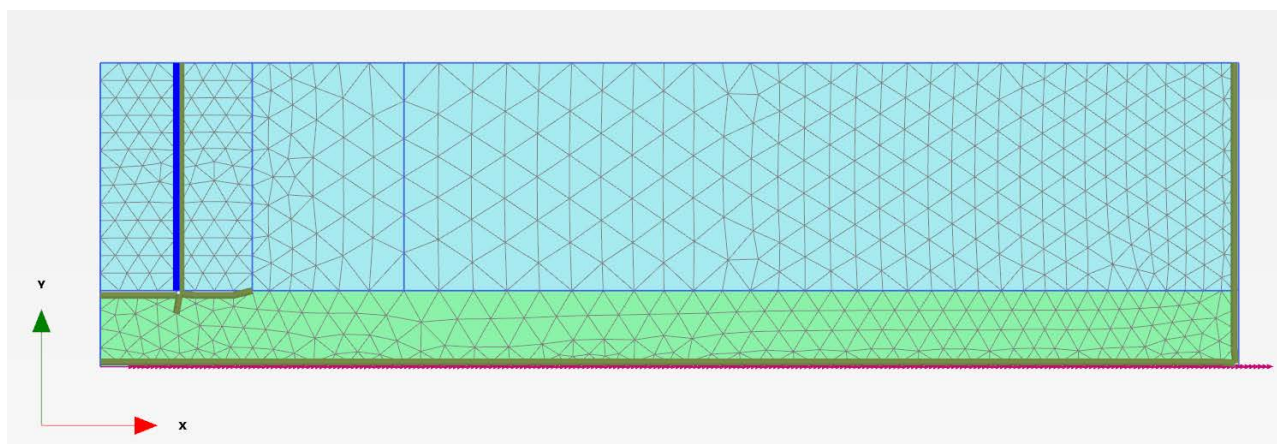
Ο υπόγειος υδάτινος ορίζοντας ορίστηκε στη βάση του βράχου, καθώς οι αναλύσεις αφορούν σε ξηρό έδαφος. Τέλος, η πορεία της ανάλυσης με τον κώδικα PLAXIS γίνεται σε φάσεις. Στο συγκεκριμένο πρόβλημα δημιουργήθηκαν 4 φάσεις όπως φαίνεται στο Σχ. 5.3. Στην αρχική φάση το πρόγραμμα δημιουργεί τις αρχικές συνθήκες με τις οποίες θα



Σχήμα 5.4 Φάσεις της ανάλυσης με τον κώδικα PLAXIS

συνεχίσει η ανάλυση. Εδώ επιλέχθηκε συνθήκες ηρεμίας (K_0). Κατά αυτή την φάση όλα είναι απενεργοποιημένα εκτός από τα δύο στρώματα (βράχος και επίχωμα). Στην πρώτη φάση ενεργοποιείται η ύπαρξη του τοίχου και ο περιορισμός στροφών στον κόμβο σύνδεσης του με τον βράχο. Τώρα ο τοίχος είναι σαν να είναι βυθισμένος στο έδαφος. Στην δεύτερη φάση απενεργοποιείται το εδαφικό κομμάτι μπροστά από τον τοίχο και ακολουθούν πάλι υπολογισμοί. Σε αυτή την φάση υπολογίζονται οι στατικές εδαφικές ωθήσεις. Η τρίτη φάση είναι αυτή της δυναμικής ανάλυσης. Ενεργοποιείται το σεισμικό φορτίο και αρχίζουν οι δυναμικοί υπολογισμοί. Σε αυτή τη φάση υπολογίζονται οι ωθήσεις κατά την διάρκεια της σεισμικής δράσης. Αν αφαιρεθεί από την μέγιστη τιμή των ωθήσεων οι στατικές του προηγούμενου βήματος υπολογίζεται η αύξηση των ωθήσεων λόγω της φόρτισης. Επιλέχθηκαν μέγιστος αριθμός βημάτων ίσος με 500 και μέγιστος αριθμός υποβημάτων ίσος με 5000.

Στο σχήμα που ακολουθεί απεικονίζεται το προσομοίωμα του εξεταζόμενου συστήματος με τη διακριτοποίηση που έχει γίνει στο πρόγραμμα Plaxis. Όπως φαίνεται



Σχήμα 5.5 Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων ανέδωτου τοίχου στο Plaxis

στο εν λόγω σχήμα, το εδαφικό στρώμα του επίχωματος είναι χωρισμένο σε τρεις περιοχές αυξανόμενου μήκους με την απόσταση από τον τοίχο. Η διακριτοποίηση αυτή γίνεται ώστε να είναι δυνατή η τοπική πύκνωση του καννάβου στις περιοχές κοντά στον τοίχο και να αραιώνει με την απομάκρυνση από αυτόν. Η τεχνική αυτή βελτιώνει την ποιότητα και την ακρίβεια των αποτελεσμάτων στις κρίσιμες περιοχές κοντά στον τοίχο, ενώ ταυτόχρονα μειώνει κατά πολύ το χρόνο υπολογισμού γιατί ο αριθμός των πεπερασμένων στοιχείων είναι κατά πολύ μικρότερος από αυτόν που θα προέκυπτε από έναν ομοιόμορφο κάνναβο. Το cluster που φαίνεται στα ανάντη του τοίχου είχε απενεργοποιηθεί κατά τη διάρκεια των αναλύσεων.

5.2 ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΣΤΡΟΦΙΚΩΣ ΕΝΔΟΣΙΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

Το προσομοίωμα του στροφικώς ενδόσιμου τοίχου διαφέρει από αυτό της προηγούμενης ενότητας μόνο ως προς την ύπαρξη ενός στροφικού ελατηρίου στη βάση του τοίχου, το οποίο συνδέεται με αυτόν μέσω μιας οριζόντιας άκαμπτης πλάκας που εδράζεται στην επιφάνεια του βράχου. Η στροφική δυσκαμψία του ελατηρίου προκύπτει από το συντελεστή σχετικής δυστρεψιάς της βάσης έδρασης του τοίχου, d_θ ο οποίος παρατίθεται στην ενότητα 4.2 του παρόντος τεύχους. Για λόγους ευκολίας, επαναλαμβάνεται.

$$d_\theta = \frac{GH^2}{K_R} \tag{5.6}$$

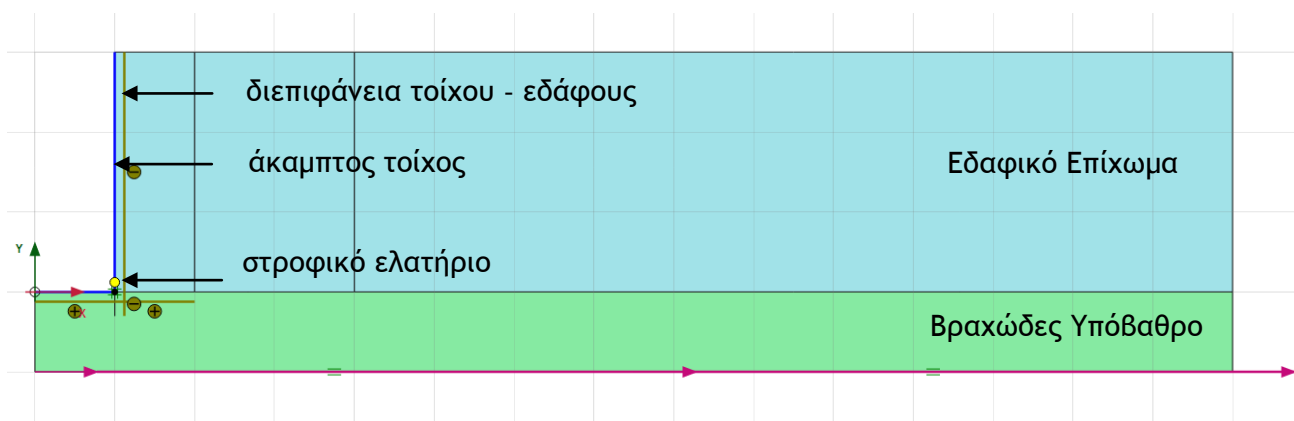
όπου :

d_θ : η δυσκαμψία του στροφικού ελατηρίου

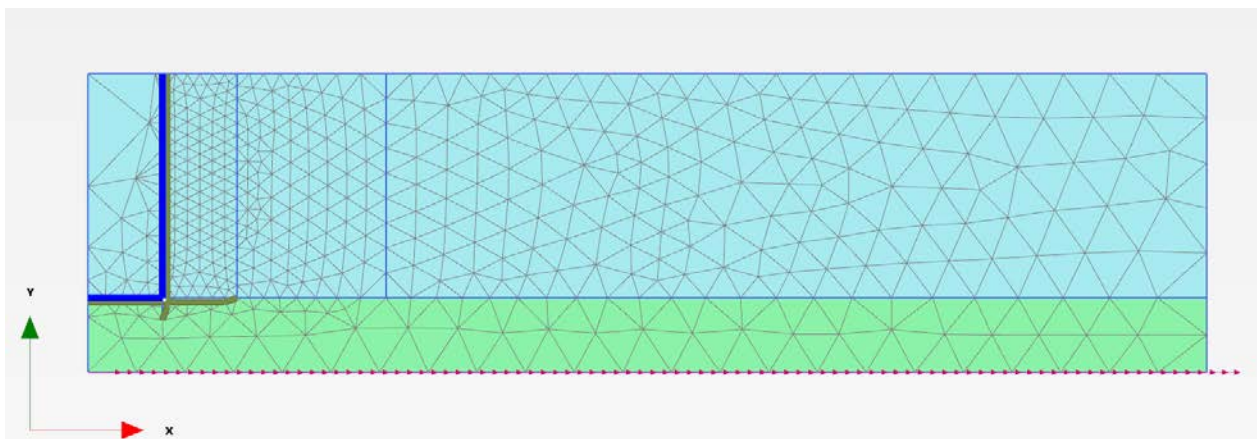
H : ύψος του τοίχου αντιστήριξης (m)

G : μέτρο διάτμησης του εδάφους (kPa)

Στο σχήμα που ακολουθεί απεικονίζεται το σχετικό μοντέλο και ο κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 5.6 Προσομοίωση του συστήματος ενδόσιμου τοίχου αντιστήριξης - εδαφικού επιχώματος και οι συνθήκες -περιορισμοί που επιβάλλονται στα όρια του δικτύου



Σχήμα 5.7 Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων ενδόσιμου τοίχου στο Plaxis

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

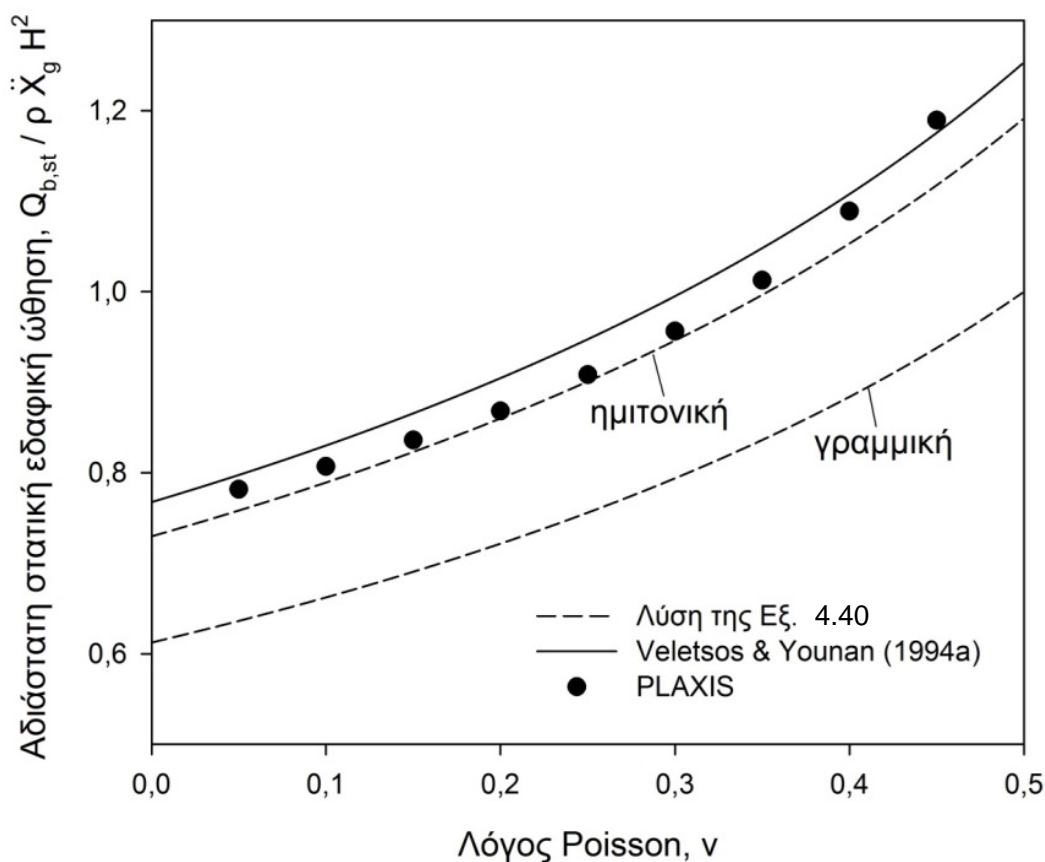
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ

6.1 ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΑΝΕΝΔΟΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

6.1.1 Στατικές Εδαφικές Ωθήσεις

Στο Π.Ε.2 παρουσιάστηκε η σύγκριση της λύσης Veletsos-Younan με τις κυματικές λύσεις που εξήχθησαν στο πλαίσιο του εν λόγω πακέτου εργασίας, οι οποίες για λόγους διευκόλυνσης του αναγνώστη παρατίθενται και παραπάνω (Εξ. 4.4) για ημιτονική και γραμμική συνάρτηση σχήματος για στατικές εδαφικές ωθήσεις ($\omega = 0$). Στο Σχ. 6.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ψευδοστατικής ανάλυσης με τον κώδικα PLAXIS 2D. Υπολογίστηκαν οι ωθήσεις πάνω στον τοίχο πριν την εφαρμογή της επιτάχυνσης και μετά και έγινε αφαίρεση για να υπολογιστεί η σεισμική ώθηση. Έπειτα κανονικοποιήθηκε η

ώθηση με το πλάτος της επιτάχυνσης, τη πυκνότητα του εδαφικού υλικού και το τετράγωνο του πάχους του εδαφικού στρώματος, όπως φαίνεται στο διάγραμμα, για να γίνει η σύγκριση με τα αποτελέσματα των αναλυτικών λύσεων. Φαίνεται ότι τα αποτελέσματα είναι πολύ κοντά στην συμπεριφορά που προβλέπει η λύση Veletsos-Younan, αλλά και στην λύση με την ημιτονική συνάρτηση σχήματος. Συνεπώς, είναι φανερό ότι ακόμα και η πιο απλή και πρακτική λύση της Εξ. 2.20 δίνει πολύ καλά αποτελέσματα και μπορεί να χρησιμοποιείται σε πρακτικές εφαρμογές. Οι αποκλίσεις από τις θεωρητικές λύσεις φαίνονται στον Πιν. 6.1.

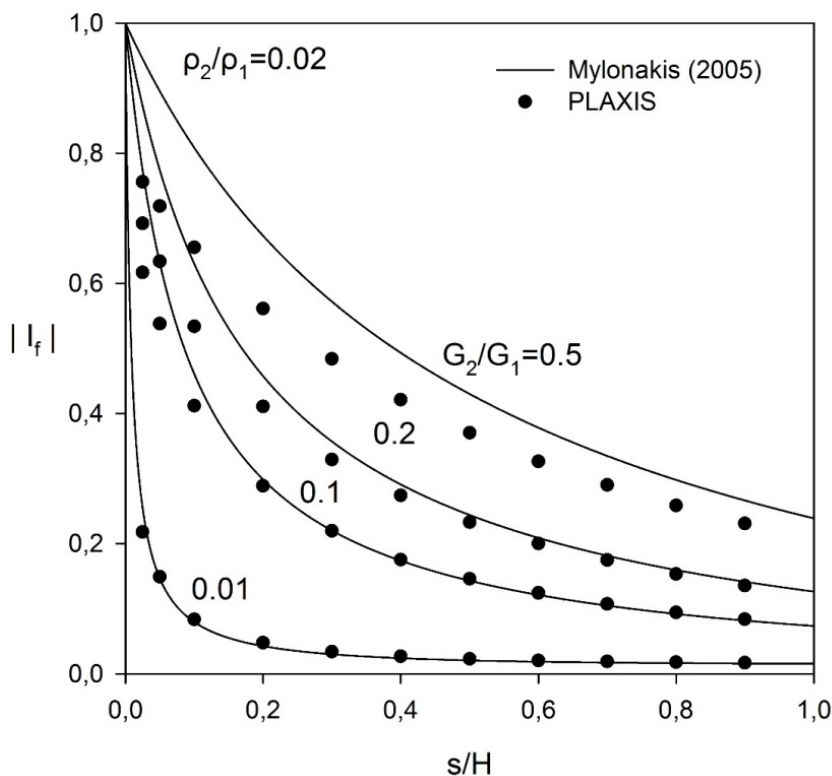


Σχήμα 6.1 Αποτελέσματα ψευδοστατικών αναλύσεων με τον κώδικα PLAXIS για τις εδαφικές ωθήσεις συναρτήσει του λόγου Poisson ν και σύγκριση με τις θεωρητικές λύσεις των Veletsos - Younan και της εξίσωσης 4.4.

Πίνακας 6.1 Σύγκριση αναλυτικών λύσεων με αποτελέσματα του κώδικα PLAXIS για στατικές ωθήσεις

Poisson ν	Plaxis	$Q_b^{st} / \rho \ddot{X}_g H^2$			% Απόκλιση		
		Γραμμική	Ημιτονική	Veletsos Younan	Γραμμική	Ημιτονική	Veletsos Younan
0.05	0.782	0.636	0.758	0.798	19	3	2
0.1	0.807	0.662	0.789	0.830	18	2	3
0.15	0.836	0.691	0.823	0.866	17	2	4
0.2	0.868	0.722	0.860	0.905	17	1	4
0.25	0.908	0.756	0.901	0.948	17	1	4
0.3	0.957	0.794	0.946	0.995	17	1	4
0.35	1.013	0.836	0.997	1.048	17	1	3
0.4	1.089	0.884	1.053	1.108	19	3	2
0.45	1.190	0.938	1.118	1.176	21	6	1

Στο ακόλουθο σχήμα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του Plaxis για το συντελεστή απομείωσης των στατικών ωθήσεων, I_f (Σχ.4.17) συναρτήσεως του κανονικοποιημένου πάχους του ΓΔΠ και των λόγων G_2/G_1 και $\rho_1/\rho_2 = 0.02$.



Σχήμα 6.2 Αποτελέσματα στατικών αναλύσεων με τον κώδικα PLAXIS για τον συντελεστή απομείωσης των στατικών ωθήσεων συναρτήσει του κανονικοποιημένου πάχους του τοποθετημένου ΓΔΠ και των λόγων G_2/G_1 και ρ_1/ρ_2 και σύγκριση με την αναλυτική λύση του Mylonakis (2005).

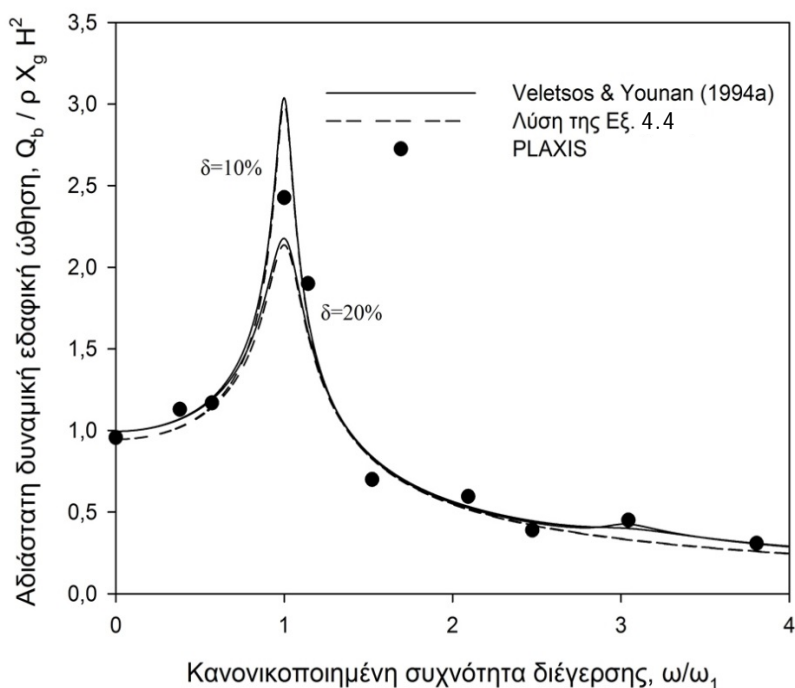
Πίνακας 6.2 Σύγκριση αναλυτικών λύσεων με αποτελέσματα του κώδικα PLAXIS για στατικές ωθήσεις με ΓΔΠ

G2/G1=	If,st								s/H	Απόκλιση (%)			
	PLAXIS				Mylonakis (2005)					0,01	0,1	0,2	0,5
0,218	0,617	0,692	0,756	0,255	0,774	0,873	0,945	0,025	17%	25%	26%	25%	
0,149	0,538	0,634	0,719	0,147	0,631	0,774	0,895	0,05	2%	17%	22%	25%	
0,084	0,412	0,534	0,655	0,080	0,461	0,630	0,808	0,1	5%	12%	18%	23%	
0,048	0,289	0,411	0,561	0,043	0,299	0,458	0,673	0,2	11%	3%	11%	20%	
0,034	0,220	0,329	0,484	0,030	0,220	0,357	0,572	0,3	11%	0%	8%	18%	
0,027	0,176	0,274	0,421	0,024	0,174	0,291	0,493	0,4	11%	1%	6%	17%	
0,023	0,146	0,233	0,370	0,021	0,143	0,244	0,430	0,5	10%	2%	5%	16%	
0,021	0,124	0,200	0,326	0,019	0,121	0,209	0,378	0,6	9%	2%	4%	16%	
0,019	0,108	0,175	0,290	0,017	0,105	0,182	0,335	0,7	8%	2%	4%	15%	
0,018	0,094	0,153	0,259	0,017	0,092	0,160	0,298	0,8	7%	2%	4%	15%	
0,017	0,084	0,136	0,231	0,016	0,082	0,142	0,266	0,9	6%	2%	4%	15%	

Παρατηρείται πολύ καλή σύγκλιση. Τα αποτελέσματα για τους λόγους $G_2/G_1=0.01$ και 0.1 πρακτικά ταυτίζονται με τα αντίστοιχα της αναλυτικής λύσης, ενώ και τα αποτελέσματα για $G_2/G_1=0.5$ συμπεριφέρονται καλά. Στον Πιν. 6.2 φαίνονται οι αποκλίσεις από των αποτελεσμάτων από την θεωρητική λύση.

6.1.2 Δυναμικές Εδαφικές Ωθήσεις

Στην προηγούμενη ενότητα έγινε στατική αντιμετώπιση του προβλήματος των ωθήσεων στις αριθμητικές αναλύσεις. Σε αυτή την ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για δυναμική αριθμητική ανάλυση. Δημιουργήθηκαν ημιτονοειδή φορτία διαφόρων συχνοτήτων ανά περίπου ίσα διαστήματα, τόσα ώστε η τελική εικόνα να μπορεί ικανοποιητικά να αποδώσει σε ποιό βαθμό συγκλίνουν τα θεωρητικά με τα αριθμητικά αποτελέσματα. Στο Σχ.6.3 φαίνονται τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης του τοίχου χωρίς τον γεωαφρό. Στον Πιν.6.3 φαίνονται οι αποκλίσεις των αποτελεσμάτων του προγράμματος με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των θεωρητικών λύσεων για τις αντίστοιχες τιμές της αδιάστατης συχνότητας.



Σχήμα 6.3 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων με τον κώδικα PLAXIS για δυναμικές εδαφικές ωθήσεις συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας και σύγκριση με τις

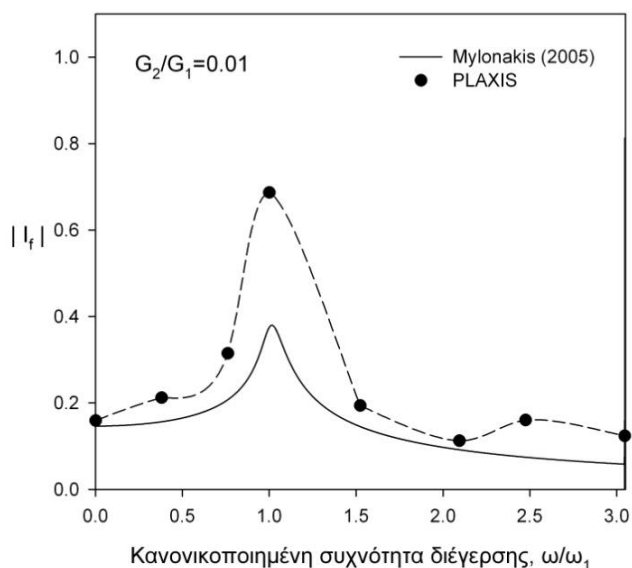
θεωρητικές λύσεις των Veletsos - Younan και της Εξ. 4.4, για λόγο Poisson $\nu=0.3$.

Πίνακας 6.3 Σύγκριση αναλυτικών λύσεων με αποτελέσματα του κώδικα PLAXIS για στατικές ωθήσεις

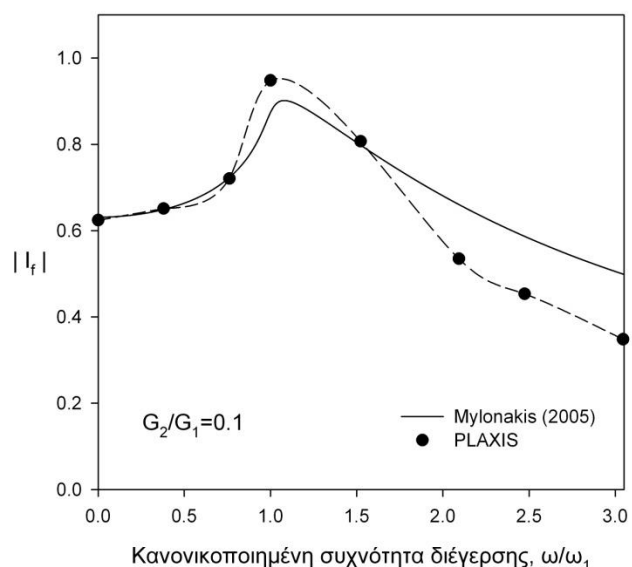
		$Q_b^{st}/\rho\ddot{X}_g H^2$				% Απόκλιση			
ω / ω_1	Plaxis	(Εξ. 4.4) $\delta = 10\%$	(Εξ. 4.4) $\delta = 20\%$	Veletsos Younan $\delta = 10\%$	Veletsos Younan $\delta = 20\%$	(Εξ. 4.4) $\delta = 10\%$	(Εξ. 4.4) $\delta = 20\%$	Veletsos Younan $\delta = 10\%$	Veletsos Younan $\delta = 20\%$
0.05	1.129	1.022	1.019	1.071	1.069	10	10	5	5
0.1	1.169	1.148	1.139	1.490	1.447	2	3	27	24
0.15	2.427	2.999	2.136	3.038	2.177	24	12	25	10
0.2	1.913	1.688	1.592	1.700	1.613	12	17	11	16
0.25	0.700	0.827	0.830	0.835	0.842	18	19	19	20
0.3	0.597	0.517	0.520	0.527	0.536	13	13	12	10
0.35	0.389	0.420	0.423	0.437	0.447	8	9	12	15
0.4	0.451	0.330	0.333	0.426	0.401	27	26	6	11
0.45	0.309	0.258	0.260	0.305	0.308	16	16	1	0

Στις επόμενες σελίδες παρουσιάζονται τα αριθμητικά αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων για τον συντελεστή απομείωσης ωθήσεων με στρώση ΓΔΠ αδιάστατου πάχους $s/H=0.05$ και γίνεται σύγκριση με τις αναλυτικές λύσεις. Οι αναλύσεις έγιναν για δυναμικές ημιτονοειδής φορτίσεις με διαφορετικές τιμές της αδιάστατης συχνότητας, αρκετά πυκνά επιλεγμένες ώστε να είναι δυνατή η εξαγωγή συμπερασμάτων για την συμπεριφορά των αριθμητικών λύσεων σε σχέση με τις αντίστοιχες θεωρητικές. Στα Σχ. 6.4 έως 6.7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για διάφορες τιμές του λόγου G_2/G_1 και για πυκνότητα $\rho_2/\rho_1=0.02$, καθώς και ο Πιν. 6.4 στον οποίο παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα και οι αποκλείσεις τους από την λύση του Mylonakis (2005). Παρατηρείται ικανοποιητική σύγκλιση στη συμπεριφορά των λύσεων με τις αριθμητικές τιμές. Ενδιαφέρον είναι ότι τα αριθμητικά αποτελέσματα εμφανίζουν ακόμα μικρότερη

απομείωση στις ωθήσεις κατά τον συντονισμό. Ακόμα παρατηρείται μικρότερη απόκλιση στα αποτελέσματα όσο το μέτρο διάτμησης του ΓΔΠ πλησιάζει αυτό του εδαφικού επιχώματος.

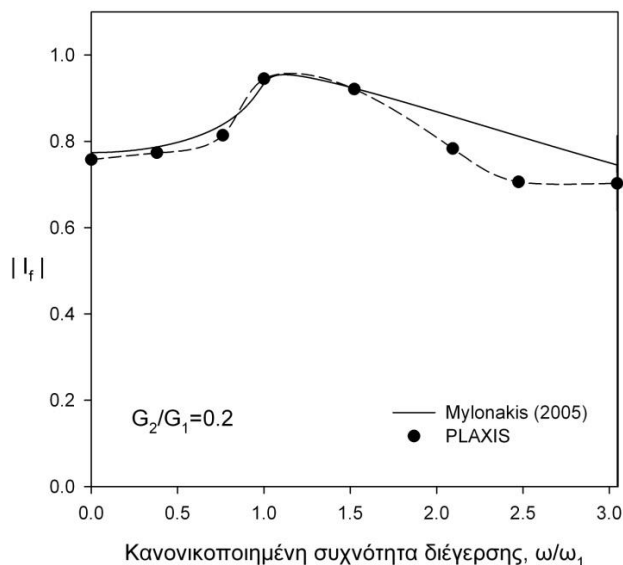


Σχήμα 6.4 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων με τον κώδικα PLAXIS για δυναμικές εδαφικές ωθήσεις συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας και σύγκριση με τις θεωρητική λύση του Mylonakis (2005) για λόγο $G_2/G_1=0.01$, $s/H=0.05$ και $\rho_2/\rho_1=0.02$.

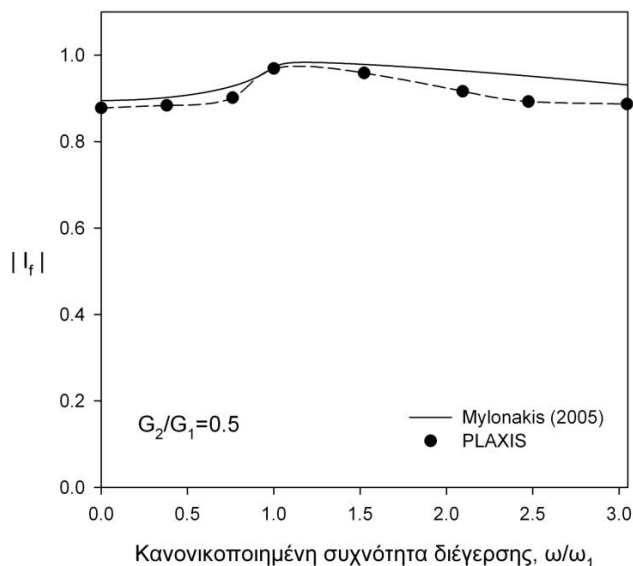


Σχήμα 6.5 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων με τον κώδικα PLAXIS για δυναμικές εδαφικές ωθήσεις συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας και σύγκριση με τις

θεωρητική λύση του Mylonakis (2005) για λόγο $G_2/G_1=0.1$, $s/H=0.05$ και $\rho_2/\rho_1=0.02$.



Σχήμα 6.6 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων με τον κώδικα PLAXIS για δυναμικές εδαφικές ωθήσεις συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας και σύγκριση με τις θεωρητική λύση του Mylonakis (2005) για λόγο $G_2/G_1=0.2$, $s/H=0.05$ και $\rho_2/\rho_1=0.02$.



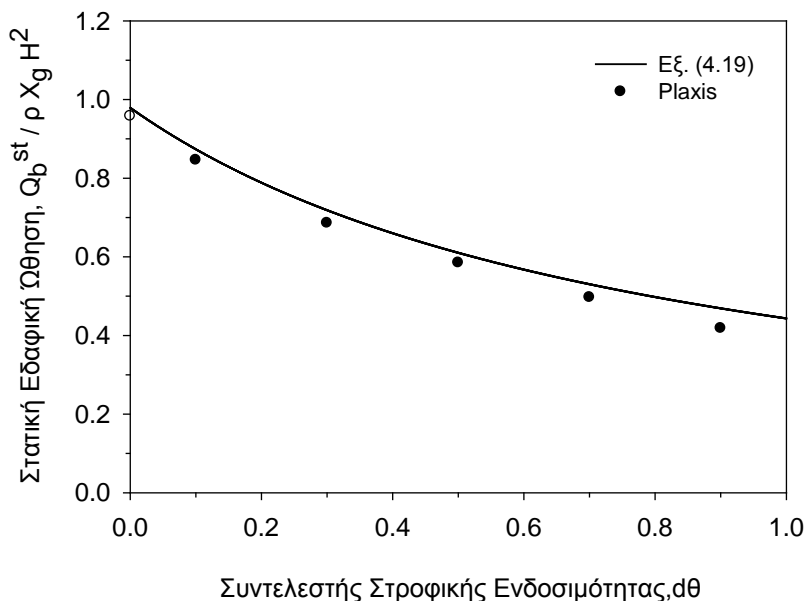
Σχήμα 6.7 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων με τον κώδικα PLAXIS για δυναμικές εδαφικές ωθήσεις συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας και σύγκριση με τις θεωρητική λύση του Mylonakis (2005) για λόγο $G_2/G_1=0.5$, $s/H=0.05$ και $\rho_2/\rho_1=0.02$.

Πίνακας 6.4 Σύγκριση αναλυτικών λύσεων με αποτελέσματα του κώδικα PLAXIS για δυναμικές ωθήσεις με ΓΔΠ

G2/G1=	If								ω/ω1	Απόκλιση (%)			
	PLAXIS				Mylonakis (2005)					0.01	0.1	0.2	0.5
	0.01	0.1	0.2	0.5	0.01	0.1	0.2	0.5		0.01	0.1	0.2	0.5
	0.212	0.651	0.773	0.884	0.156	0.649	0.765	0.902	0.38	26%	0%	1%	2%
	0.227	0.699	0.828	0.941	0.173	0.675	0.806	0.912	0.57	24%	3%	3%	3%
	0.315	0.721	0.814	0.901	0.207	0.723	0.839	0.928	0.76	34%	0%	3%	3%
	0.687	0.948	0.945	0.969	0.375	0.874	0.925	0.972	1.00	45%	8%	2%	0%
	0.194	0.807	0.921	0.959	0.146	0.799	0.908	0.979	1.52	25%	1%	1%	2%
	0.115	0.547	0.802	0.938	0.092	0.661	0.830	0.964	2.09	20%	21%	4%	3%
	0.160	0.453	0.706	0.892	0.075	0.587	0.812	0.952	2.47	53%	29%	15%	7%
	0.123	0.346	0.698	0.881	0.059	0.500	0.704	0.931	3.04	52%	45%	1%	6%

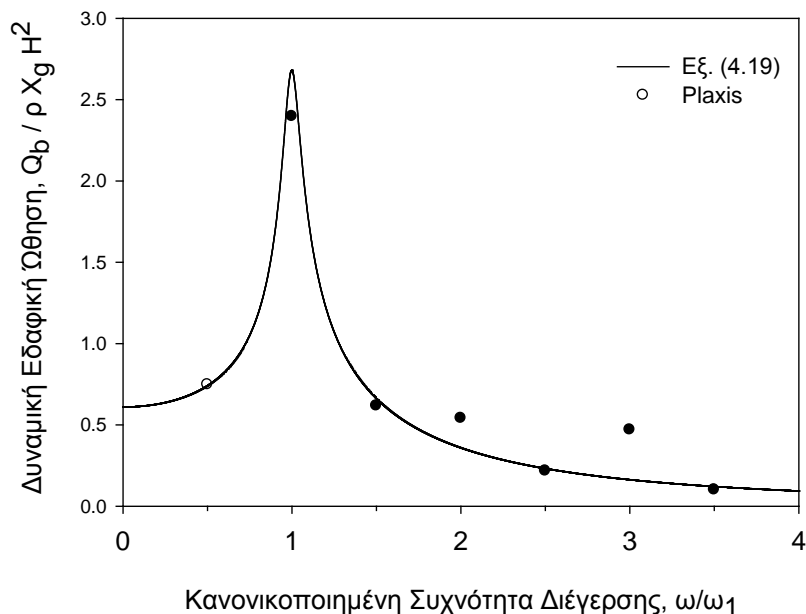
6.2 ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΣΤΡΟΦΙΚΩΣ ΕΝΔΟΣΙΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

Στα ακόλουθα σχήματα απεικονίζονται οι συγκρίσεις της θεωρητικής λύσης Εξ. (4.19) με τα αριθμητικά αποτελέσματα της δυναμικής ελαστοπλαστικής ανάλυσης. Παρατηρείται καλή συμφωνία με τις θεωρητικές λύσεις ειδικά για τις μικρές συχνότητες. Στο συντονισμό η απόκλιση αγγίζει το 29%. Μεγαλύτερες αποκλίσεις, της τάξης του 54% παρατηρούνται στις μεγαλύτερες συχνότητες διέγερσης.



Σχήμα 6.8 Αποτελέσματα ψευδοστατικών αναλύσεων με τον κώδικα PLAXIS για τις εδαφικές ωθήσεις συναρτήσει του αδιάστατου συντελεστή dθ και σύγκριση με την

Εξ. (4.19), για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\delta = 10\%$



Σχήμα 6.9 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων με τον κώδικα PLAXIS για δυναμικές εδαφικές ωθήσεις συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας και σύγκριση με τις θεωρητική λύση της Εξ. 4.19, για $d_\theta = 0.5$ και ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\delta = 10\%$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν πακέτο εργασίας παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελαστοπλαστικών δυναμικών αναλύσεων που έγιναν με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis V 9.0. Διενεργήθηκαν παραμετρικές ελαστοπλαστικές αναλύσεις σε άκαμπτους τοίχους αντιστήριξης τύπου προβόλου. Η διερεύνηση έγινε για δύο τύπους τοίχων αντιστήριξης: α) έναν άκαμπτο ανένδοτο τοίχο και β) έναν άκαμπτο τοίχο με στροφικώς ενδόσιμη βάση, με και χωρίς τη χρήση συμπιεστών παρεμβλημάτων από διογκωμένη πολυστερίνη (EPS). Η προσομοίωση του εδάφους έγινε με χρήση υλικού Mohr-Coulomb και το EPS με χρήση γραμμικώς ελαστικού υλικού (linear elastic). Οι αναλύσεις έγιναν για αρμονικές φορτίσεις αυξανόμενου πλάτους με μέγιστη επιτάχυνση 2.5 m/s^2 για συχνότητες διέγερσης μεταξύ από 0 έως 4Hz. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τη δυναμική απόκριση των τοίχων, όπως αυτή υπολογίστηκε από τις θεωρητικές σχέσεις των Veletsos & Younan και των Kloukinas et al, 2012. Τα βασικά συμπεράσματα της παρούσας έρευνας μπορούν να συνοψιστούν στα εξής σημεία:

- Διαπιστώθηκε πολύ καλή σύγκλιση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τη θεωρητικά υπολογισμένη απόκριση του συστήματος τοίχος αντιστήριξης - επίχωμα και για τα δύο προσομοιώματα που διερευνήθηκαν.
- Οι δυναμικές ωθήσεις που αναπτύχθηκαν στον άκαμπτο ανένδοτο τοίχο, όπως προσδιορίστηκαν από το Plaxis, διαφέρουν κατά μέσο όρο από τις θεωρητικές λύσεις κατά ένα ποσοστό της τάξης του 10%. Το ποσοστό αυτό είναι αισθητά μειωμένο στις μικρές και στις μεγάλες συχνότητες για λόγους $\omega/\omega_1 = 0$, και 4 αντίστοιχα, ενώ στο συντονισμό λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του, η οποία αγγίζει το 26%.
- Αντίστοιχα, η δυναμική απόκριση του ενδόσιμου τοίχου έχει επίσης πολύ καλή σύγκλιση με τις θεωρητικές σχέσεις, αλλά με κάπως μεγαλύτερα ποσοστά απόκλισης. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι στο συντονισμό η απόκλιση πλησιάζει το 40%.

- Από τις αριθμητικές αναλύσεις επιβεβαιώθηκε η έντονη εξάρτηση της δυναμικής απόκρισης τοίχων αντιστήριξης από τη συχνότητα διέγερσης. Και παρότι το Plaxis δεν πιάνει τόσο καλά την απόκριση στο συντονισμό, η κορυφή που σχηματίζεται αντιστοιχεί στην ιδιοσυχνότητα του επιχώματος.
- Με την χρήση παρεμβλήματος Γεωαφρού Διογκωμένης Πολυστερίνης (ΓΔΠ) παρατηρήθηκε δραματική μείωση των δυναμικών ωθήσεων ακόμα και για πολύ μικρά πάχη. Αυτό δίνει την δυνατότητα μιας εναλλακτικής προσέγγισης στην αντιμετώπιση των σεισμικών κινδύνων πέρα από την υπερδιαστασιολόγηση των κατασκευών κάνοντας χρήση μεγάλων μεγεθών σχεδιασμού. Αυτή η λύση έχει σημαντικά πλεονεκτήματα και όσον αφορά το κόστος και την ευκολία εγκατάστασης.
- Η απομείωση των ωθήσεων με χρήση παρεμβλήματος ΓΔΠ φαίνεται να είναι μικρότερη στην περιοχή γύρω από τον συντονισμό. Αυτό επιβεβαιώνεται και από τις αναλυτικές και από τις αριθμητικές λύσεις (Νικολοπούλου, 2006, Athanasopoulos et al, 2007). Στις αριθμητικές λύσεις παρατηρείται αυτή η συμπεριφορά και γύρω από τον δεύτερο συντονισμό, κάτι που η πρώτη λύση αγνοεί λόγω της φύσης της.
- Η χρήση των απλών αναλυτικών λύσεων που παρουσιάζονται στα Π.Ε. 1 - 3 μπορούν να αποτελέσουν ένα χρήσιμο πρακτικό εργαλείο στα χέρια του γεωτεχνικού μηχανικού, καθώς παρά την απλότητα τους διατηρούν τα δυναμικά τους χαρακτηριστικά.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Γκότσης, Π., (2007). “Πεπερασμένα Στοιχεία”, έκδοση Ζήτη, Θεσσαλονίκη 2007, 2η Έκδοση Καββαδάς, Μ. (2009). “Στοιχεία Εδαφομηχανικής”, Εκδόσεις Συμείων, Αθήνα.
- Κλουκίνας, Π., (2012). “Συμβολή στη Στατική και Δυναμική Ανάλυση Τοίχων Αντιστήριξης Μέσω Θεωρητικών και Πειραματικών Μεθόδων”, Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών
- Λαγγούσης, Μ., (2005). “Ελαστοδυναμική Λύση για Σεισμικές Ωθήσεις σε Τοίχους Βαρύτητας”, Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Λαγγούσης, Μ. Σ., Μυλωνάκης, Γ. Ε., (2006). “Ελαστοδυναμική Λύση για Σεισμικές Ωθήσεις σε Τοίχους Βαρύτητας”, 5ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη, 31/5-2/6/2006
- Νικολοπούλου, Χ., (2006). “Μόνωση Κατασκευών Εδαφικής Αντιστήριξης Έναντι Πλευρικών Σεισμικών Ωθήσεων με Χρήση Γεωαφρού EPS - Επίδραση της Μη-Γραμμικής Συμπεριφοράς των Υλικών”, Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Athanasopoulos, G.A., Nikolopoulou, C.P., Xenaki, V.C. and Stathopoulou, V.D., (2007). "Reducing the Seismic Earth Pressure on Retaining Walls by EPS Geofom Buffers - Numerical Parametric Study", Proceedings of 2007 Geosynthetics Conference (in CD), Washington D.C., USA, 15pp. Bolton, M.D. (1986). "The Strength and Dilatancy of Sands", Géotechnique, 36(1):65-78

Brinkgreve, R.B.G., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M., (2015). "PLAXIS 2D 2015 - Tutorial Manual", Printed in TheNetherlands, 2015.

Brinkgreve, R.B.G., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M., (2015). "PLAXIS 2D 2015 - Reference Manual", Printed in The Netherlands, 2015.

Brinkgreve, R.B.G., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M., (2015). "PLAXIS 2D 2015 - Material Manual", Printed in TheNetherlands, 2015.

Brinkgreve, R.B.G., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M., (2015). "PLAXIS 2D 2015 - Scientific Manual", Printed in TheNetherlands, 2015.

Carville, C. A., (2001). "Damage from Collapsed Backfill Rock and Soils Behind Retaining Walls Caused by Earthquake Shaking", Proceedings of the Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W. D.

Liam Finn, San Diego, California, March 26-31, 2001, 3p. Cavallaro, A., Maugeri, M., Mazzarella, R. (2001). "Static and Dynamic Properties of Leighton Buzzard Sand from Laboratory Tests", Proc. of 4th int. conf. on recent adv. in geotech.earthquakeengrg. and soil dyn. and symposium in honour of Prof. WD Liam Finn, San Diego, California.

Chidichimo, A., Cairo, R., Dente, G., Taylor, C.A., Mylonakis, G. (2014). "1-g Experimental investigation of bi-layer soil response and kinematic pile bending", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 67 (2014) 219-232 Chu, J. and Gan.C.L. (2004).

"Effect of Void Ratio on K_0 of Loose Sand", Géotechnique, Vol.54, No 4, pp. 285-288.

Clough, R. W. and Penzien, J. (1993). "Dynamics of Structures", 2nd Edition McGrawHill, Inc., New York.

- Crespellani, T., Madiari, C. and Vannucchi, G., (2001). "A Case History: Seismic Analysis of the Retaining Wall of the "SacroConvento" in Assisi (Italy)", Proceedings of the Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W. D. Liam Finn, San Diego, California, March 26-31, 2001, 7p.
- Dietz, M.S. and Muir Wood D. (2007). "Shaking Table Evaluation of Dynamic Soil Properties", Proceedings of the fourth international conference on earthquake geotechnical engineering, Paper 1196, Thessaloniki, Greece, June 24-28.
- Durante, M.G., Karamitros, D., Sarno, L., Sica, S., Taylor, C.A., Mylonakis, G., Simonelli, A.L. (2015). "Characterisation of shear wave velocity profiles of non-uniform bi-layer soil deposits: Analytical evaluation and experimental validation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 75 (2015) 44-54
- Fang, Y. S., Yang, Y. C. and Chen, T. J., (2003). "Retaining Walls Damaged in the Chi-Chi Earthquake", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, pp. 1142-1153
- Hardin, B.O. and Black, W.L. (1966). "Sand Stiffness under Various Triaxial Stresses", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM2, pp. 27-42.
- Hardin, B.O. and Drenvich, V.P (1972). "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves", Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, July, pp. 667-692.
- Hazarika, H. and Okuzono, S., (2004). "Modeling the Behavior of a Hybrid Interactive System Involving Soil, Structure and EPS Geofoam", Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, October 2004, Vol. 44, No. 5, pp. 149-162
- Horvath, J. S., (1997). "The Compressible Inclusion Function of EPS Geofoam", Geotextiles and Geomembranes, Vol.15, pp. 77-120
- Horvath, J. S., (2004). "Geofoam Compressible Inclusions: The New Frontier in Earth Retaining

Structures", Geotechnical Engineering for Transportation Projects, Proceedings of Geo-Trans 2004, ASCE Geotechnical Special Publication No. 126, July 27-31, 2004, Los Angeles, California, M. K. Yegian and E. Kavazanjian Eds., Vol. 2, pp. 1925-1934

Hughes, T. J. R., (1987). "The Finite Element Method. Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1987

Inglis, D., Macleod, G., Naesgaard, E. and Zergoun, M., (1996). "Basement Wall with Seismic Earth Pressure and Novel Expanded Polystyrene Foam Buffer Layer", Proceedings of 10th Annual Symposium of the Vancouver Geotechnical Society, Vancouver, B.C., 18p.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K. and Yasuda, S. (1978). "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites In Japan", Proc. 2nd Int. Conf. on Microzonation, San Francisco, pp. 885-896.

Karpurapu, R. and Bathurst, R. J., (1992). "Numerical Investigation of Controlled Yielding of Soil-Retaining Wall Structures", Geotextiles and Geomembranes, Vol.11, No. 2, pp. 115-131

Kloukinas, P., Santolo, A. S., Penna, A., Bhattacharya, S., Dietz M., Dihoru, L., Evangelista, A., Simonelli, A., Taylor, C., Mylonakis, G., (2013). "Experimental Investigation of Dynamic Behaviour of Cantilever Retaining Walls", 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece, 12-14 June 2013.

Kramer, S. L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

- Matasovic, N., Caldewell, J. and Guptill, P., (2004). "The Role of Geotechnical Factors in Northridge Earthquake Residential Damage", Proceedings of the Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 2004, New York, NY, April 13-17, 2004
- Matsuo, H. and Ohara, S. (1960). "Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Walls During Earthquakes" Proceedings of the second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo and Kyoto, Japan, Vol. 1, pp. 165-181.
- Mylonakis, G.E., Papantonopoulos, C.I., Chryssikos, D.A., (2007), "New analytical solutions for retaining structures under static and dynamic loads", 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, 24-27 September 2007
- Ostadan, F. (2005). "Seismic Soil Pressure for Building Walls - An Updated Approach.", Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 25(7- 10), 785-793.
- Papazafeiropoulos, G. and Psarropoulos, P. (2010). "Analytical Evaluation of the Dynamic Distress of Rigid Fixed-Base Retaining Systems", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 30(12), pp 1446-1461.
- Veletsos, A. S. and Younan, A. H. (1994a). "Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23(3), 275- 301.
- Veletsos A. S. and Younan A. H. (1994b). "Dynamic Modeling and Response of Soil - Wall Systems". J. Geotech. Engrg., 120(12), 2155-2179.
- Veletsos A.S., Parikh, V.H. and Younan A.H. (1995). "Dynamic Response of a Pair of Walls Retaining a Viscoelastic Solid", Earthquake Engrg. and Struct. Dyn., 24(12), 1587- 1589.

- Veletsos A. S. and Younan A. H. (1997). "Dynamic Response of Cantilever Retaining Walls", Journal of Geotech. and Geoenvironmental Engrg, Vol. 123, No. 2, pp.161-172.
- Vlasov, V.Z. and Leontiev, U.N. (1966). "Beams, plates and shells on Elastic foundation" Israel Program for Scientific Translation, Jerusalem (translated from Russian).
- Wood, J.H. (1973). "Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures", EERL 73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Inst. of Technology, Pasadena, CA.
- Wu, G. and Finn, W.D.L. (1999). "Seismic Lateral Design of Rigid Walls", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36(3), pp. 509-522.
- Younan, A.H. and Veletsos, A.S. (2000). "Dynamic Response of Flexible Retaining Walls", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.29, pp. 1815- 1844.