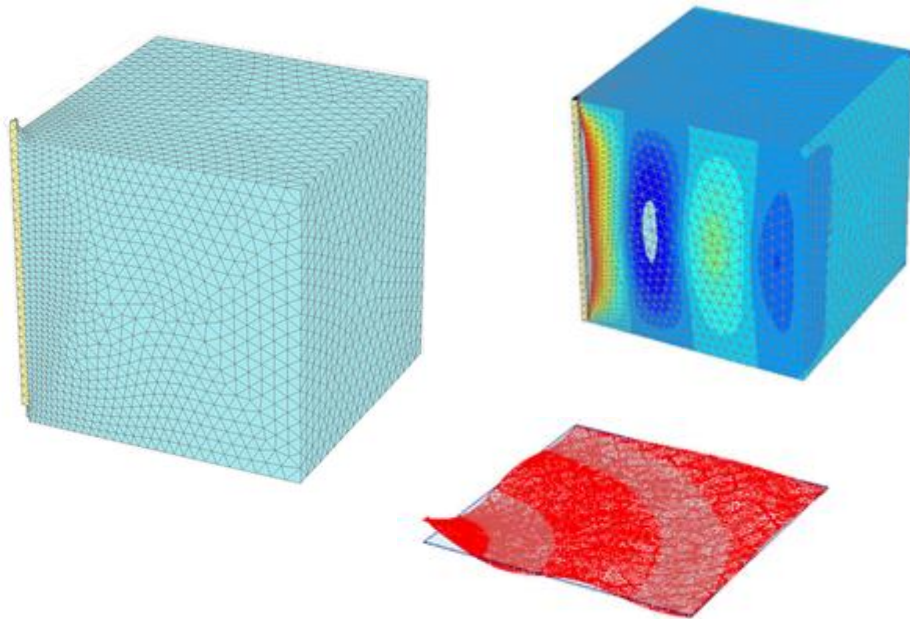


Διπλωματική Εργασία
ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ ΚΑΣΣΑ

Επιβλέπων:
Επικ. Καθ. Ν. Γερόλυμος

**ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ**



**NUMERICAL MODELING OF NON-LINEAR VERTICAL RESPONSE
OF PILE TO STATIC AND DYNAMIC LOADING**

Diploma Thesis by
KONSTANTINOS KASSAS
Supervised by
Assist. Prof. N. Gerolymos

Ιούλιος 2013

July 2013

*Στον Πατέρα μου, Παύλο,
την Μητέρα μου Μαρία
και τα αδέρφια μου Ωραία,
Πάνο και Τίνα.*

Ευχαριστίες...

Ολοκληρώνοντας την εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας, νιώθω βαθιά την ανάγκη να ευχαριστήσω τους ανθρώπους που συνέβαλαν στη επίτευξη του στόχου αυτού.

Ευχαριστώ θερμά τον επίκουρο καθηγητή Νίκο Γερόλυμο, στον οποίο οφείλω τον σεβασμό και την ευγνωμοσύνη μου για την καθοδήγηση και την βοήθεια που μου παρείχε. Η εργασία αυτή δεν θα ήταν δυνατή χωρίς την συμβολή του στην επίλυση των εμποδίων που προέκυψαν στην διάρκεια της.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον καθηγητή Γ. Γκαζέτα, καθώς ήταν τιμή μου που συναναστράφηκα μαζί του κατά τα χρόνια των σπουδών μου. Δίχως αμφιβολία, αποτέλεσε και εξακολουθεί να αποτελεί συνεχώς την κυριότερη πηγή έμπνευσης για εμένα και ήταν ένας από τους πιο καταλυτικούς παράγοντες που με ώθησαν να ακολουθήσω τον κλάδο της Γεωτεχνικής Μηχανικής.

Ακόμα θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επίκουρο καθηγητή Γιάννη Αναστασόπουλο για το ενδιαφέρον του αλλά και όλο το προσωπικό του εργαστηρίου Εδαφομηχανικής για την εγκάρδια φιλοξενία του.

Τέλος, δεν θα ήθελα να παραλείψω να ευχαριστήσω όλους τους συμφοιτητές και φίλους μου για τις σχέσεις που αναπτύξαμε κατά την διάρκεια των σπουδών μας.

Ολοκληρώνοντας, νιώθω βαθύτατα την ανάγκη να ευχαριστήσω περισσότερο απ' όλους την οικογένειά μου για την διαρκή στήριξη που μου παρέχει.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1	Εισαγωγή	3
1.1	Σκοπός της εργασίας	3
1.2	Μεθοδολογία της εργασίας	4
1.3	Διάρθρωση της εργασίας	4
2	Θεωρητικό υπόβαθρο	7
2.1	Δονήσεις	7
2.2	Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής	14
2.3	Σύνθετη δυναμική δυσκαμψία	16
2.4	Απόσβεση	19
2.5	Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων (FEM)	27
2.7	PLAXIS 3D	30
2.8	Πάσσαλοι	38
2.9	Lumped Parameter Model (L.P.M)	39
3	Ελαστική απόκριση	43
3.1	Βιβλιογραφικές σχέσεις	43
3.2	Αριθμητικό μοντέλο	49
3.3	Βελτιστοποίηση του μοντέλου	52
3.4	Ελαστικές αναλύσεις	64
4	Μη ελαστική απόκριση	77
4.1	Εισαγωγή	77
	Αριθμητικό μοντέλο	78
4.2	Εμπηγνυόμενος πάσσαλος	80
4.3	Πάσσαλος εκσκαφής	94
4.4	Ανάπτυξη αναλυτικών για τις καμπύλες K_{dyn} - u και C - u	107
5	Ελατηριωτά προσομοιώματα	117

5.1	Εισαγωγή	117
5.2	Αρχιτεκτονική ελαστικών διατάξεων	118
5.3	Βαθμονόμηση ελαστικών διατάξεων.....	123
5.4	Μη γραμμικές διατάξεις	134
5.5	Συμπεράσματα	150
6	Γενικά συμπεράσματα και προτάσεις	155
6.1	Γενικά συμπεράσματα	155
6.2	Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα	157
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ		159
Αλγόριθμοι επίλυσης ελατηριωτών προσομοιωμάτων στο λογισμικό MATHCAD.		159
Αλγόριθμοι βελτιστοποίησης στο λογισμικό MATLAB.....		164
Βιβλιογραφία		167

1 `Εισαγωγή

1.1 Σκοπός της εργασίας

Οι στόχοι αυτής της εργασίας τοποθετούνται πάνω σε δύο κύριους άξονες . Αρχικά επιδιώχθηκε η μελέτη της απόκρισης της παράπλευρης επιφάνειας ενός πασσάλου επιβαλλόμενου σε δυναμική αρμονική κατακόρυφη φόρτιση. Ο υπολογισμός της έγινε με αριθμητική προσομοίωση στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 3D και τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με λύσεις από την διεθνή βιβλιογραφία. Ο δεύτερος βασικός στόχος είναι η ανάπτυξη και η βαθμονόμηση συστημάτων ικανών να προσομοιώσουν ικανοποιητικά την συμπεριφορά ενός σημείου ή ενός συστήματος όπως μια ομάδα πασσάλων. Τέτοια συστήματα μπορούν να μειώσουν τον υπολογιστικό χρόνο στο ελάχιστο αλλά και να συνδράμουν στην επίλυση προβλημάτων που τα πεπερασμένα στοιχεία δεν μπορούν να εφαρμοστούν όπως αυτά στα οποία επικρατούν πολύ υψηλές συχνότητες.

Οι στόχοι πιο αναλυτικά:

- Διερεύνηση της επιρροής των ορίων του αριθμητικού μοντέλου .
- Διερεύνηση της επιρροής της πυκνότητας του καννάβου του αριθμητικού μοντέλου.
- Διερεύνηση της σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας της παράπλευρης επιφάνειας του πασσάλου και της σχέσης του με την συχνότητα για δυναμική φόρτιση υπό ελαστικές συνθήκες.
- Διερεύνηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς της παράπλευρης επιφάνειας για δύο διαφορετικούς τύπους αστοχίας.
- Ανάπτυξη αναλυτικών σχέσεων για την περιγραφή των καμπύλων που προέκυψαν από τις μη-γραμμικές αναλύσεις.
- Σχεδιασμός συστημάτων τύπου Winkler ικανών να περιγράψουν την συμπεριφορά ενός σημείου του εδάφους ή ακόμα και ενός συστήματος .
- Βαθμονόμηση των παραπάνω συστημάτων.

1.2 Μεθοδολογία της εργασίας

Στοχεύοντας στην επίτευξη των ανωτέρων στόχων, αρχικά έγινε μια σειρά τρισδιάστατων αριθμητικών δυναμικών αναλύσεων. Για την τελική επιλογή των διαστάσεων του μοντέλου πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις ευαισθησίας τόσο για την απόσταση των ορίων όσο και για την διακριτοποίηση του μοντέλου.

Αφού καθορίστηκε το τελικό μοντέλο εφαρμόστηκε αρμονική κατακόρυφη φόρτιση στην κορυφή του πασσάλου και από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων υπολογίστηκε η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία του υπό ελαστικές συνθήκες για ένα εύρος συχνοτήτων. Ακολούθησαν μη γραμμικές αναλύσεις για τις παραπάνω συχνότητες για πολλά επίπεδα φόρτισης αυτήν τη φορά. Οι καμπύλες δύναμης-μετατόπισης των μη-γραμμικών αναλύσεων προσεγγίστηκαν και με αναλυτικές σχέσεις.

Στη συνέχεια αναπτύχθηκαν διατάξεις με κύριο στόχο να είναι ικανές να αναπαραστήσουν την συμπεριφορά του εδάφους αλλά και να είναι αρκετά απλές, ώστε να μπορούν να βαθμονομηθούν από αλγορίθμους βελτιστοποίησης του σημερινού υπάρχοντος λογισμικού. Αφού σχεδιάστηκαν διάφορες διατάξεις ακολούθησε η βαθμονόμησή τους με το λογισμικό MATLAB αντιπαραβάλλοντας τις με τις καμπύλες που προέκυψαν από τις ελαστικές και πλαστικές αναλύσεις.

1.3 Διάρθρωση της εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελείται από πέντε κύρια μέρη. Μια σύντομη περιγραφή του κάθε κεφαλαίου δίνετε παρακάτω:

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιέχεται μια σύντομη βιβλιογραφική ανασκόπηση της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής. Τα στοιχεία βασίζονται σε επιστημονικά βιβλία, σε δημοσιεύσεις και κείμενα με θέμα την σεισμική μηχανική. Στην συνέχεια γίνεται μία σύντομη περιγραφή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιείται στην συνέχεια, των καταστατικών προσομοιωμάτων και του λογισμικού που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία (PLAXIS, MATLAB, MATHCAD) . Στο τέλος του κεφαλαίου δίνονται εν συντομία κάποια στοιχεία για τους πασσάλους, που είναι η μέθοδος θεμελίωσης που μελετήθηκε σε αυτή την διπλωματική εργασία

αλλά και για την μέθοδο Lumped Parameter Model που αποτελεί και το αντικείμενο του τέταρτου κεφαλαίου της παρούσας εργασίας.

Το τρίτο κεφάλαιο της εργασίας έχει να κάνει με την ελαστική απόκριση της περιφέρειας ενός πασσάλου σε δυναμική φόρτιση και την βαθμονόμηση ενός ισοδύναμου ζεύγους ελατηρίου-αποσβεστήρα του εδάφους ανά μέτρο πασσάλου. Αρχικά δίνονται κάποιες βιβλιογραφικές σχέσεις και στην συνέχεια ακολουθούν αναλύσεις ευαισθησίας για την υιοθέτηση των διαστάσεων του μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων και της πυκνότητας του καννάβου. Τέλος ακολουθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων και συμπεράσματα που βγαίνουν από αυτά.

Στο τέταρτο κεφάλαιο μελετάται η μη γραμμική συμπεριφορά του πασσάλου σε ανακυκλική φόρτιση. Δύο διαφορετικές περιπτώσεις μελετήθηκαν εδώ. Στην πρώτη περίπτωση η αστοχία συμβαίνει στην διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους, ενώ στην δεύτερη το έδαφος είναι κυρίως αυτό που αστοχεί. Και στις δύο περιπτώσεις αφού πρώτα ορίστηκε η στατική αντοχή του πασσάλου σε κατακόρυφη φόρτιση, στη συνέχεια εκτελέστηκαν δυναμικές αναλύσεις σε διάφορες συχνότητες και για διάφορα επίπεδα φόρτισης σε κάθε συχνότητα. Τέλος αναπτύχθηκαν αναλυτικοί τύποι που περιγράφουν της καμπύλες δύναμης-μετατόπισης του πασσάλου και για τις δύο περιπτώσεις.

Τέλος το τελευταίο κεφάλαιο ασχολείται με τον σχεδιασμό, την αρχιτεκτονική και την τελική βαθμονόμηση συστημάτων αποτελούμενων από ελατήρια μάζες και αποσβεστήρες ικανών να περιγράψουν την συμπεριφορά σημείων (εδαφική αντίδραση, δυσκαμψία κ.λπ.) αλλά και ολόκληρων συστημάτων όπως η συνολική οριζόντια δυσκαμψία μίας ομάδας πασσάλων. Παρουσιάζονται τέτοια συστήματα που αναπαριστούν την δυσκαμψία και την απόσβεση που προέκυψαν από της ελαστικές αναλύσεις του τρίτου κεφαλαίου. Τέλος προτείνεται ένα σύστημα για την αναπαράσταση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του πασσάλου. Η φυσική του συστήματος επαληθεύεται από τις αναλύσεις του τετάρτου κεφαλαίου και στη συνέχεια το βαθμονομείτε βάση αυτών.

2 Θεωρητικό υπόβαθρο

2.1 Δονήσεις

Η κίνηση χαρακτηρίζει τα πάντα στον κόσμο μας. Η μελέτη των κινηματικών συστημάτων ξεκινά από την πρώτη ύπαρξη των ανθρώπων με πολύ απλές παρατηρήσεις και απλοϊκά, εμπειρικά συμπεράσματα. Στο αντικείμενο των Πολιτικών Μηχανικών έννοιες όπως η κίνηση, η ταλάντωση και η μετατόπιση είναι θεμελιώδους σημασίας. Η έρευνα σε παλλόμενα συστήματα προκύπτει από την ανάγκη να κατανοήσουμε και να εξηγήσουμε τη συμπεριφορά των κατασκευών υπό δυναμική φόρτιση στην πραγματική ζωή, προκειμένου να βελτιωθεί η ασφάλεια των κατασκευών.

2.1.1 Σεισμοί

Οι σεισμοί ήταν πάντα στο επίκεντρο της επιστημονικής έρευνας εξαιτίας των τεράστιων επιπτώσεων που έχουν στην ανθρώπινη ζωή. Το γεγονός ότι νέοι σεισμοί πρόκειται να συμβούν αποτελεί τεράστιο κίνητρο για την κατασκευή ισχυρότερων δομών, ασφαλέστερων για τους χρήστες τους. Πρώτο ουσιαστικό βήμα για την επίτευξη αυτού του σκοπού αποτελεί η κατανόηση του τρόπου με τον οποίο συμβαίνουν. Η επιφάνεια της Γης αποτελείται από έξι πλάκες με μέγεθος ανάλογο με αυτού των ηπείρων και πολλές μικρότερες. Οι πλάκες αυτές κινούνται συνεχώς με ένα αβέβαιο τρόπο, εξαιτίας των εσωτερικών διεργασιών που συμβαίνουν από κάτω τους, στον μανδύα της Γης. Έτσι σύμφωνα με την ελαστική θεωρία, εξαιτίας της σχετικής παραμόρφωσης στο επίπεδο που διαχωρίζει μια πλάκα με μια άλλη (ρήγμα) αποθηκεύεται ελαστική ενέργεια στον βράχο υπό την μορφή διατμητικών τάσεων. Όταν η τιμή της διατμητικής τάσης φτάσει το όριο της διατμητικής αντοχής του βράχου η ενέργεια απελευθερώνεται. Η ενέργεια μπορεί να απελευθερωθεί πολύ αργά οπότε και η κίνηση χαρακτηρίζεται ασεισμική ή ξαφνικά και απότομα προκαλώντας την ρήξη νέων ή παλαιότερων γεωλογικών ρηγμάτων και την γέννηση του σεισμού. Οι σεισμοί δημιουργούνται ως επί το πλείστον από αυτήν την ξαφνική

απελευθέρωση της ενέργειας, αλλά υπάρχουν και άλλες αιτίες των σεισμών, όπως η ηφαιστειακή δραστηριότητα, κατολισθήσεις, και την πυρηνικές δοκιμές.

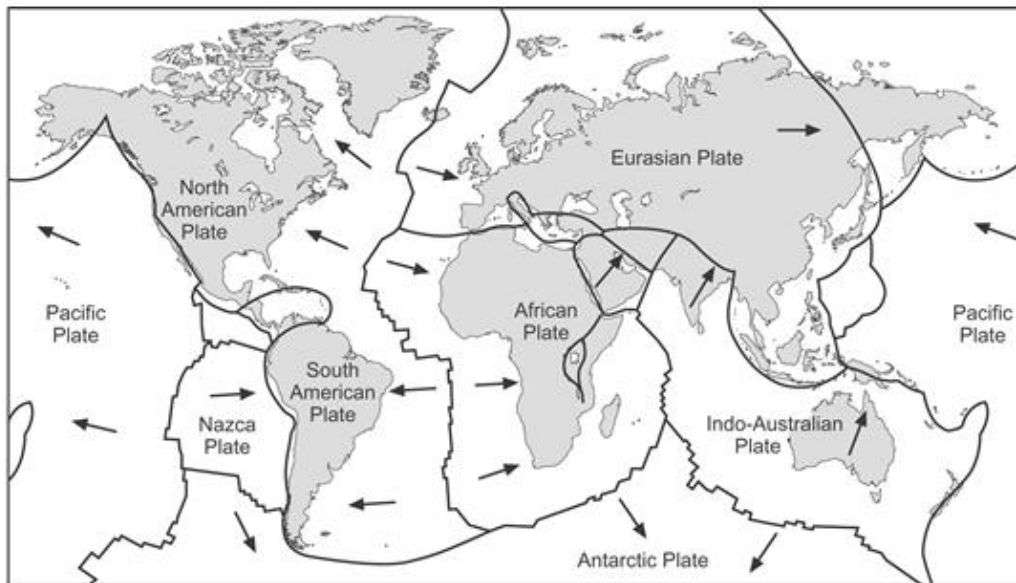


Figure 2-1: Global Tectonic Plates. The rows indicate the movement of plates.

2.1.2 Δονήσεις θεμελίων

Όταν τα σεισμικά κύματα φτάνουν μέσω του εδάφους στα θεμέλια, διεγείρουν την υποστήριξη τους προκαλώντας ταλαντώσεις. Ωστόσο, οι θεμελιώσεις διεγείρονται και από δυναμικές δυνάμεις που επιβάλλονται άμεσα ή έμμεσα στην κορυφή τους. Τέτοιες διεγέρσεις μπορεί να είναι αποτέλεσμα των μηχανών λειτουργίας, των κυμάτων του ωκεανού και της κίνησης οχημάτων στην ανωδομή.

2.1.3 Κύματα

Η σεισμική ενέργεια που απελευθερώνει κατά την παραγωγή μιας δόνησης έχει κινηματικά χαρακτηριστικά και ακτινοβολεί προς όλες τις κατευθύνσεις, με τη μορφή κυμάτων. Η διάδοση αυτών των κυμάτων μπορεί να περιγραφεί μέσα από την θεωρία στερέων. (Kramer, 1996).

Σε γενικές γραμμές τα σεισμικά κύματα μπορούν να θεωρηθούν ελαστικά. Ωστόσο, το έδαφος είναι ένα πολύ σύνθετο υλικό, ανομοιογενές και ανισότροπο με ελαστοπλαστική μη γραμμική συμπεριφορά. Έτσι, η παραδοχή ότι το έδαφος αντιδρά σε τοπική διαταραχή σαν ένα ελαστικό στερεό μπορεί να θεωρηθεί

απλουστευτική. Ωστόσο, η θεωρία των ελαστικών κυμάτων είναι η βάση της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής, όχι μόνο για την κατανόηση της συμπεριφοράς των υλικών, και των κατασκευών, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού (ή οποιαδήποτε δόνησης), αλλά και για τη διαμόρφωση των σεισμικών μεθόδων σχεδιασμού για όλα τα είδη των κατασκευών.

Τα σεισμικά κύματα μπορούν να χωριστούν σε δύο κύριες κατηγορίες: τα κύματα που διαδίδονται διαμέσου του υλικού (body waves) και τα επιφανειακά κύματα που διαδίδονται μέσω της επιφάνειας του υλικού (surface waves). Τα πρώτα μεταφέρουν μικρή ποσότητα ενέργειας που συνήθως δεν είναι απειλητική. Τα επιφανειακά κύματα ακολουθούν την καμπύλη της γης οδεύοντας παγιδευμένα στην επιφάνεια του στερεού φλοιού από την ασυνέχεια του υλικού καθ' ύψος και από την καμπυλότητα της γης. Αυτό σημαίνει πως σε ένα κύμα που διαδίδεται επιφανειακά η ενέργεια παραμένει συγκεντρωμένη, αφού εξαπλώνεται κυρίως σε επιφάνεια αντί να εξαπλώνεται στο χώρο και το κύμα διανύει μεγαλύτερη απόσταση διατηρώντας μεγάλο πλάτος ταλάντωσης, συνεχίζει δηλαδή να επιδρά καταστροφικά και για μεγαλύτερες αποστάσεις. Για το λόγο αυτό τα σεισμικά κύματα που ταξιδεύουν επιφανειακά είναι καταστροφικότερα αυτών που φθάνουν στην επιφάνεια ταξιδεύοντας εσωτερικά στη Γη, καθώς τα τελευταία ταξιδεύοντας από πιο βαθιά πρώτον είναι ήδη εξασθενημένα και δεύτερον ανακλώνται στην επιφάνεια και συνεχίζουν να ταξιδεύουν στο εσωτερικό της Γης.

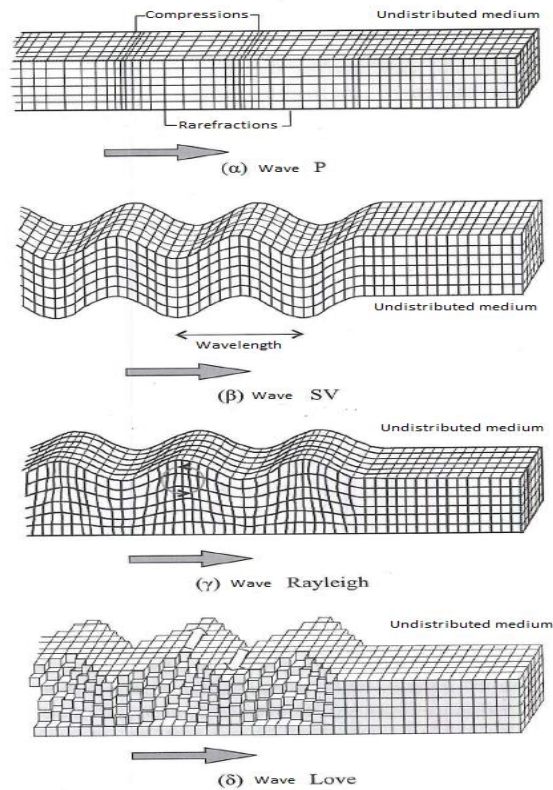


Figure 2-2: Deformations that are caused by body waves (a) P and (b) S and by surface waves (c) Rayleigh and (d) Love.

Τα κύματα που διαδίδονται διαμέσου του όγκου του σώματος αποτελούνται από δύο τύπους κυμάτων, τα διαμήκη κύματα πίεσης που ονομάζονται P-κύματα από τη λέξη πρωτογενή, επειδή ταξιδεύουν γρηγορότερα και είναι τα πρώτα που πρέπει να καταγράφονται, και τα εγκάρσια ή διατμητικά κύματα τα οποία ονομάζονται S-κύματα από τη λέξη δευτερεύοντα που φτάνουν μετά τα P-κύματα, επειδή η ταχύτητά τους είναι μικρότερη. Τα P-κύματα μπορούν να ταξιδέψουν όχι μόνο μέσω των στερεών, αλλά επίσης και μέσω των υγρών και των αερίων. Οι παραμορφώσεις που προκαλούν είναι πάντα παράλληλα προς την κατεύθυνση που ταξιδεύουν. Σε αντίθεση, τα S-κύματα μπορούν να ταξιδέψουν μόνο μέσω στερεών, επειδή τα υγρά, όπως είναι γνωστό, δεν έχουν διάτμητική ακαμψία. Τα S-κύματα προκαλούν διατμητικές παραμορφώσεις και ανάλογα με την κατεύθυνση της κίνησης στο πεδίο μπορούν να διαιρεθούν σε κατακόρυφα S-κύματα (SV-κύματα) και οριζόντια S-κύματα (SH-κύματα). Θα πρέπει να αναφερθεί ότι η κοινή προσέγγιση που αντιπροσωπεύει το σεισμικό φορτίο είναι η κάθετη διάδοση

εγκάρσιων κυμάτων και μόνο. Δεδομένου ότι η ταχύτητα των κυμάτων ποικίλλει ανάλογα με την ακαμψία των υλικών, τα P-κύματα ταξιδεύουν γρηγορότερα επειδή τα γεωλογικά υλικά είναι πιο δύσκαμπτα σε συμπίεση. Οι σχέσεις που παρέχουν τις ταχύτητες των διαφόρων κυμάτων παρουσιάζονται στον Πίνακα 2 1. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι ταχύτητες των κυμάτων εξαρτώνται κυρίως από τις ιδιότητες του μέσου στο οποίο διαδίδονται.

Table 2-1: Velocities of different kinds of soil waves

TYPE OF WAVE	VELOCITY
Primary wave	$V_P = \sqrt{\frac{D}{\rho}}$
Secondary wave	$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$
Rayleigh wave	$V_R \cong 0.94V_S \text{ for } 0.25 < \nu < 0.50$

Τα επιφανειακά κύματα δημιουργούνται από την αλληλεπίδραση των κυμάτων P- και S-κύματα στις διεπαφάνειες των γεωλογικών στρωμάτων ή το έδαφος και κυρίως στην επιφάνεια της Γης. Παίζουν σημαντικό ρόλο, δεδομένου ότι μπορεί να είναι η πιο καταστροφική κατηγορία των σεισμικών κυμάτων. Οι δύο πιο σημαντικοί τύποι επιφανειακών κυμάτων είναι τα κύματα Rayleigh, τα οποία παράγονται από την αλληλεπίδραση των P-κυμάτων με SV-κύματα, και τα Love-κύματα τα οποία δημιουργούνται από την αλληλεπίδραση των P-κυμάτων με SH-κύματα. Rayleigh κύματα σχηματίζονται κοντά στην επιφάνεια του ομοιογενούς ελαστικού ημικώρου και το πλάτος τους, μειώνεται εκθετικά όσο αυξάνεται η απόσταση από την επιφάνεια. Οι περισσότερες από τις αισθητές δονήσεις ενός σεισμού οφείλονται στα Rayleigh-κύματα, το πλάτος των οποίων μπορεί να είναι πολύ μεγαλύτερο από ό,τι των άλλων κυμάτων. Τα Love-κύματα παρατηρούνται μόνο όταν υπάρχει ένα στρώμα χαμηλής ταχύτητας κάτω από ένα στρώμα υψηλής ταχύτητας, έτσι ώστε δεν ισχύει η παραδοχή του ελαστικού ομογενούς ημικώρου. Ταξιδεύουν με πιο αργή ταχύτητα από P-ή S-κύματα, αλλά πιο γρήγορα από ό,τι Rayleigh κύματα.

2.1.4 Φαινόμενα δυναμικής ενίσχυσης

Η κίνηση του εδαφικού υποβάθρου εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του ρήγματος αλλά και των φαινομένων διάδοσης του κύματος. Αντίθετα τα χαρακτηριστικά της κίνησης του εδάφους την οποία και χρησιμοποιούν οι πολιτικοί μηχανικοί για τον σχεδιασμό των κατασκευών, εξαρτώνται μεταξύ άλλων και από τα φαινόμενα ενίσχυσης πεδίου. Σε γενικές γραμμές τα φαινόμενα ενίσχυσης πεδίου μπορούν να οριστούν ως η επιρροή στα χαρακτηριστικά του σεισμικού κύματος (ένταση, διάρκεια, περιεχόμενο συχνοτήτων), που προκαλείται από τον ειδικό γεωλογικό σχηματισμό, τις ιδιότητες του εδάφους, τις γεωμετρικές παράμετρος των στρωμάτων, του εδάφους και των τοπικών συνθηκών επιφάνειας. Αυτά τα φαινόμενα μπορούν να ενισχύσουν τη σεισμική κίνηση και να αυξήσουν τις συνέπειες για τις κατασκευές και τα κτίρια. Δεδομένου ότι αυτή η τοπική ενίσχυση της σεισμικής κίνησης είναι συχνά πολύ μεγάλη, τα φαινόμενα σεισμικής ενίσχυσης είναι ένα πολύ σημαντικό ζήτημα στον τομέα της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής.

Η επίδραση των φαινομένων ενίσχυσης πεδίου μπορεί να περιγραφεί ως ενίσχυση ή μείωση του πλάτους της κίνησης του εδάφους σε όλες τις συχνότητες. Φυσικά, υπάρχουν πολλές παράμετροι που καθορίζουν το φαινόμενο, όπως η σχετική πυκνότητα (D_r), ο δείκτης πλαστικότητας (PI), η ταχύτητα V_s και V_p του κύματος, το μέτρο διάτμησης G και η σχέση του με τις παραμορφώσεις και πολλά άλλα (Πιτιλάκης, 2010).

Η επιδράσεις των φαινομένων ενίσχυσης πεδίου χαρακτηρίζονται από τις ιδιοσυχνότητες της υποκείμενης εδαφικής στρώσης της κατασκευής. Ιδιοσυχνότητες είναι οι συχνότητες στις οποίες ένα σύστημα ανταποκρίνεται σε περιοδική δύναμη με μέγιστο πλάτος. Όταν η κινητήρια δύναμη έχει την ίδια συχνότητα με μία από τις φυσικές συχνότητες, εμφανίζεται συντονισμός. Τα ταλαντευόμενα συστήματα έχουν μια σειρά από πιθανές φυσικές συχνότητες. Η χαμηλότερη ονομάζεται θεμελιώδης συχνότητα. Οι τιμές των άλλων συχνοτήτων είναι πολλαπλάσιες της θεμελιώδους.

Η συχνότητα συντονισμού είναι συνάρτηση της ακαμψίας του εδάφους, της γεωμετρίας και των οριακών συνθηκών. Για ένα ομοιογενές έδαφος, οι φυσικές

συχνότητες μπορούν να εκτιμηθούν (Gazetas, 1982) με βάση την σταθερή ταχύτητα του κύματος διάτμησης του εδάφους, V_s , και το ύψος της εδαφικής στήλης, H :

$$f_n = \frac{V_s}{4H}(2n-1), n = 1, 2, 3, \dots \text{ Equation 2-1}$$

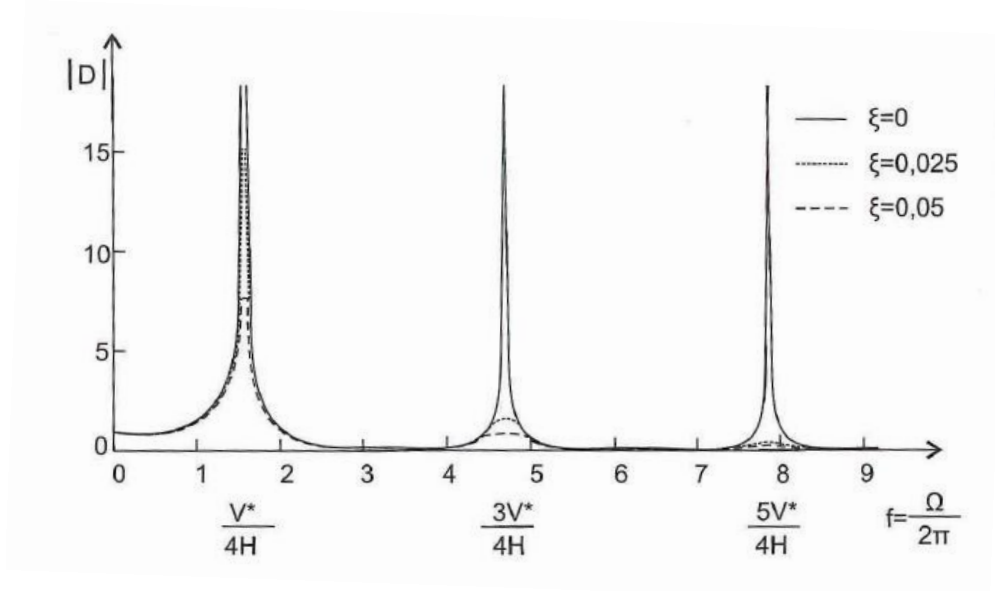


Figure 2-3: Dynamic amplification of soil deposit with different damping ratios ξ .

Η κατακόρυφη μονοδιάστατη διάδοση των κυμάτων διάτμησης σε ένα ιξωδοελαστικό ομοιογενές στρώμα που βρίσκεται πάνω από άκαμπτο βραχώδες υπόβαθρο μπορεί να περιγραφεί στο πεδίο των συχνοτήτων από τη συνάρτηση ενίσχυσής του. Η συνάρτηση ενίσχυσης ορίζεται ως το μέτρο της συναρτήσεως μεταφοράς η οποία είναι ο λόγος του φάσματος Fourier της ελεύθερης επιφανείας με την αντίστοιχη συνιστώσα της κίνησης του βραχώδους υποβάθρου. Ως εκ τούτου, για ένα δεδομένο ιξωδοελαστικό στρώμα και μία δεδομένη σεισμική κίνηση που ενεργεί στο άκαμπτο υπόβαθρο, η κίνηση στην ελεύθερη επιφάνεια μπορεί να ληφθεί εύκολα από αυτή τη συνάρτηση. Πρώτον, το φάσμα Fourier του σήματος εισόδου υπολογίζεται. Στη συνέχεια, αυτό το φάσμα πολλαπλασιάζεται με τη συνάρτηση ενισχύσεως και μετά από αυτό, η κίνηση δίνεται από τον αντίστροφο μετασχηματισμό Fourier του προηγούμενου προϊόντος. Εάν είναι γνωστές οι ιδιότητες του μέσου (πυκνότητα ρ ή ειδικό βάρος γ του εδάφους, ταχύτητα

διάτμησης V_s κύματος και το υλικό απόσβεσης ξ) και η γεωμετρία του (στιβάδα πάχους H), η συνάρτηση ενισχύσεως είναι μοναδικά ορισμένη από την απλοποιημένη συνάρτηση Roesset :

$$A(f) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(2\pi f \frac{H}{V_s}) + (2\pi f \frac{H}{V_s} \xi)^2}} \quad \text{Equation 2-2}$$

Η μέγιστη ενίσχυση του εδαφικού στρώματος που αντιστοιχεί στις φυσικές συχνότητες μπορεί να υπολογιστεί με τη βοήθεια της ακόλουθης προσεγγιστικής σχέσης:

$$A_{\max,n} = \frac{2}{(2n-1)\pi\xi} = \frac{V_s}{H\xi\omega_n}, n=1,2,3,\dots \quad \text{Equation 2-3}$$

2.2 Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής

Η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής είναι ο μηχανισμός που λαμβάνει υπόψη την ευελιξία της θεμελίωσης κάτω από τη δομή και τις πιθανές αποκλίσεις μεταξύ της κίνησης της θεμελίωσης και του ελεύθερου πεδίου. Επίσης, καθορίζει την πραγματική φόρτιση που βιώνει η δομή του συστήματος θεμελίωσης-εδάφους που προκύπτουν από την σεισμική κίνηση του ελεύθερου πεδίου (Varun, 2006).

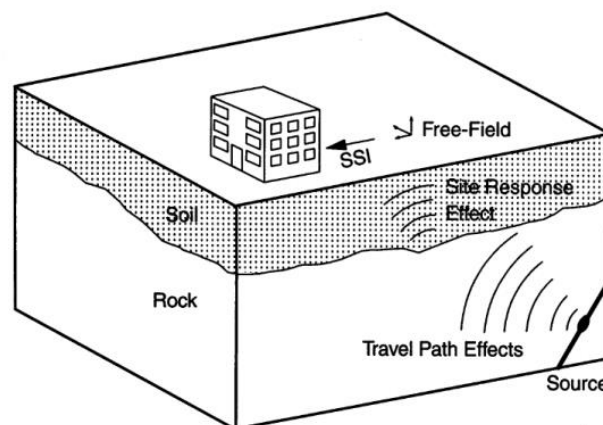


Figure 2-4: Context of system interaction in engineering assessment of seismic loading for a structure

Η δομή, το θεμέλιο και το εδαφικό υπόβαθρο είναι τρία αλληλένδετα συστήματα που αλληλεπιδρούν και επηρεάζουν τις παραμορφώσεις της δομής κατά τη δυναμική φόρτιση. Οι μηχανισμοί αυτής της αλληλεπίδρασης μπορούν να περιγραφούν από δύο φυσικά φαινόμενα:

- Αδρανειακή αλληλεπίδραση που αναφέρεται σε διέγερση εξαιτίας δυνάμεων D' Alembert λόγω της επιτάχυνσης της ανωδομής.
- Κινηματική αλληλεπίδραση η οποία λαμβάνει την μάζα της ανωδομής ίση με το μηδέν και λαμβάνει υπόψη την απόκλιση της κίνησης του θεμελίου σε σχέση με την αντίστοιχη κίνηση στο ελεύθερο πεδίο.

Η επίδραση της κινηματικής αλληλεπίδρασης περιγράφεται συνήθως με πολύπλοκες συναρτήσεις, που σχετίζουν την κίνηση της θεμελίωσης με την κίνηση του ελεύθερου πεδίου. Στην περίπτωση της γραμμικής ελαστικής θεώρησης του συστήματος εδάφους-θεμελίου (ή μετρίως μη γραμμικής), είναι εύκολο να εκτελεστεί ανάλυση αδρανειακής αλληλεπίδρασης σε δύο στάδια όπως φαίνεται στο Σχήμα 2-5: Σχηματική αναπαράσταση των δύο σταδίων της αδρανειακής ανάλυσης αλληλεπίδρασης.

- Υπολογισμός της σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας της θεμελίωσης (ελατήρια και αποσβεστήρες).
- Καθορισμός της σεισμικής απόκρισης του συστήματος κατασκευής-θεμελίου εδραζόμενα πάνω στα προηγούμενα ελατήρια και αποσβεστήρες.

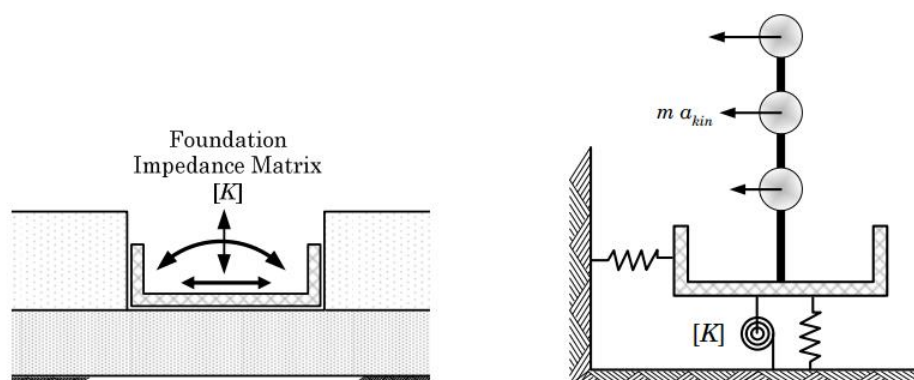


Figure 2-5: Schematic representation of two-step inertial interaction analysis (after (Varun, et al., 2009))

2.3 Σύνθετη δυναμική δυσκαμψία

Όταν ένα άκαμπτο θεμέλιο υποβάλλεται σε σταθερή αρμονική διέγερση $F(t)$ η μετατόπιση $u(t)$ του θεμελίου είναι επίσης αρμονική με την ίδια συχνότητα ω . Για να προσδιοριστεί αυτή η απόκριση βασικό βήμα είναι να εκτιμηθεί η δυναμική αντίσταση. Λαμβάνοντας υπόψη τις αδρανειακές (D'Alembert) δυνάμεις, οι δράσεις του θεμελίου στο έδαφος δημιουργούν ίσες και αντίθετες αντιδράσεις, οι οποίες διανέμονται σε κάποια άγνωστη κατανομή $P(t)$. Η δυναμική αντίσταση μπορεί να οριστεί (Gazetas, 1991) ως ο λόγος μετατόπισης-δύναμης:

$$\tilde{K} = \frac{P(t)}{u(t)} = \frac{\bar{P}}{\bar{u}} = \text{Complex number}$$

και μπορεί να γραφτεί σε πιο κομψή μορφή ως: $\tilde{K} = k_{dyn} + i\omega C$ Equation 2-4

Στην παραπάνω σχέση οι παράγοντες K και C είναι συναρτήσεις της συχνότητας ω . Η πραγματική συνιστώσα K , που ονομάζεται "δυναμική δυσκαμψία", αντικατοπτρίζει την ακαμψία και την αδράνεια του υποκείμενου εδάφους. Η εξάρτησή της από τη συχνότητα αποδίδεται αποκλειστικά στην επίδραση που ασκεί η συχνότητα στην αδράνεια, αφού οι ιδιότητες του εδάφους μπορεί να θεωρηθούν ανεξάρτητες από την κυκλική συχνότητα ω . Το φανταστικό μέρος ωC , είναι το προϊόν της κυκλικής συχνότητας, ο «συντελεστής απόσβεσης» C , αντικατοπτρίζει τους δύο τύπους απόσβεσης -ακτινοβολίας και απόσβεσης-υλικού που δημιουργείται στο σύστημα, ο πρώτος οφείλεται στην ενέργεια που μεταφέρεται από τα κύματα και εξαπλώνεται μακριά από τα θεμέλια, και ο δεύτερος οφείλεται στην ενέργεια που διαχέεται στο έδαφος λόγω υστερητικής δράσης.

Υπάρχουν έξι είδη δυναμικής αντίστασης για άκαμπτα θεμέλια, καθώς υπάρχουν έξι βαθμοί ελευθερίας, τρεις μεταφορικοί και τρεις περιστροφικοί. Επιπλέον, σε εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις και πασσάλους, οι οποίοι αποτελούν το κύριο αντικείμενο της μελέτης αυτής, οριζόντιες δυνάμεις κατά μήκος του κύριου άξονα περιστροφής προκαλούν εκτός από μεταφορικές και περιστροφικές ταλαντώσεις. Ως εκ τούτου, υπάρχουν δύο ακόμη συζευγμένες αντιστάσεις. Για τα φρέατα με μεγάλο βάθος εγκιβωτισμού τα αποτελέσματά τους μπορεί να γίνουν αισθητά, λόγω των ροπών γύρω από τους κύριους άξονες που παράγονται από τις οριζόντιες

αντιδράσεις εδάφους από τα πλευρικά τοιχώματα. Στους πασσάλους ειδικά οι συζευγμένες δυναμικές αντιστάσεις είναι εξίσου σημαντικές με τις άμεσες αντιστάσεις

Η εξίσωση της δυναμικής ισορροπίας σε μητρικό συμβολισμό είναι:

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = F(t) \quad \text{Equation 2-5}$$

Όπου:

$[M]$: μητρώο μάζας

$[C]$: μητρώο απόσβεσης

$[K]$: μητρώο δυσκαμψίας

$\ddot{u}(t), \dot{u}(t), u(t)$: επιτάχυνση, ταχύτητα, μετακίνηση

$F(t)$: διεγείρουσα δύναμη

Σε περίπτωση σεισμού το θεμέλιο διεγείρεται στη βάση του με την ασκούμενη μετατόπιση $u_{ground}(t)$, έτσι ώστε η συνολική μετατόπιση της κατασκευής αποτελείται από το u_{ground} (μετατόπιση του εδάφους), καθώς και την απόκριση $u(t)$ της ίδιας της δομής. Στην περίπτωση αυτή η δυναμική ισορροπία γίνεται:

$$[M]\{\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)\} + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = 0 \Rightarrow$$

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = -M\ddot{u}_g(t)$$

Έτσι η διεγείρουσα δύναμη γίνεται: $F(t) = -M\ddot{u}_g(t)$ Equation 2-6

Φυσικά αυτή η διέγερση διαφέρει από μια αρμονική ταλάντωση. Αλλά, όπως είναι ήδη γνωστό όλες οι μη αρμονικές δυνάμεις μπορούν να αναλυθούν σε ένα μεγάλο αριθμό ημιτόνων μέσω της ανάλυσης Fourier. Για μια συγκεκριμένη συχνότητα ω διέγερσης, εφόσον όλες οι δυναμικές αντιστάσεις έχουν καθοριστεί, η απόκριση σε steady state (σταθερή κατάσταση μετά από πολλούς κύκλους) ενός άκαμπτου θεμελίου για αυθαίρετες αρμονικές εξωτερικές δυνάμεις μπορεί να υπολογιστεί αναλυτικά με την εφαρμογή των νόμων του Νεύτωνα (Gazetas, 1991).

Επίσης αναλυτικά, μπορεί κανείς να υπολογίσει την απόκριση για steady state μιας εύκαμπτης κατασκευής που υποβάλλεται σε αρμονικές εξωτερικές δυνάμεις και αρμονική κίνηση βάσης. Η διαδικασία είναι επαναληπτική: πρώτα η συνάρτηση δυναμικής αντίστασης υπολογίζεται από γεωτεχνική ανάλυση, τότε οι ιδιοσυχνότητες της δομής με βάση αυτά τα ελατήρια και τα αμορτισέρ υπολογίζονται με δομοστατική ανάλυση. Για αυτές τις ιδιοσυχνότητες η δυναμική αντίσταση υπολογίζεται εκ νέου και για τις λαμβανόμενες τιμές των ελατηρίων και των αποσβεστήρων μια νέα δομική ανάλυση θα δώσει νέες ιδιοσυχνότητες, κλπ. Όταν οι τελικές ιδιοσυχνότητες υπολογιστούν οι σεισμικές δυνάμεις μπορούν να υπολογιστούν.

2.3.1 Υπολογισμός σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας

Ο υπολογισμός της σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας, ή ισοδύναμα οι συντελεστές ελατηρίων και αποσβεστήρων, μπορεί να υπολογιστούν με διάφορες μεθόδους και υπολογιστικούς κώδικες. Η ακρίβεια που το συγκεκριμένο έργο απαιτεί θα καθορίσει την επιλογή ανάμεσα σε αυτές τις μεθόδους, λαμβάνοντας επίσης υπόψη τις ιδιαιτερότητες που χαρακτηρίζουν το έδαφος θεμελίωσης του έργου. Τα χαρακτηριστικά αυτά είναι κυρίως το σχήμα και το είδος της θεμελίωσης, καθώς και το προφίλ του εδάφους.

Οι μέθοδοι υπολογισμού της σύνθετης δυναμικής αντίστασης μπορούν να διαιρεθούν σε τέσσερις κύριες ομάδες:

- Αναλυτικές και ημιαναλυτικές μέθοδοι
- Προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία
- Συνδυασμός αναλυτικών αριθμητικών μεθόδων (μέθοδος συνοριακών στοιχείων)
- Προσεγγιστικές τεχνικές

Κάθε μία από αυτές τις μεθόδους έχει τους δικούς της περιορισμούς και φυσικές απλουστεύσεις (Gazetas, 1991), ως εκ τούτου, δεν μπορούν να εφαρμοστούν σε κάθε τεχνικό πρόβλημα.

Κατά τα τελευταία χρόνια, η αυξανόμενη ανάπτυξη των υπολογιστών έχουν κάνει την χρήση υπολογιστικών προγραμμάτων πολύ πιο αποτελεσματική και εύκολη στην χρήση. Με αυτό τον τρόπο οι δυναμικές μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων έχουν κερδίσει έδαφος και σήμερα είναι η κυρίαρχη μέθοδος πληροφορικής που προσφέρει αξιόπιστες λύσεις για τα σύγχρονα προβλήματα της μηχανικής. Φυσικά, επειδή ακόμη και σήμερα οι αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να είναι πολύ χρονοβόρες, ο χρήστης θα πρέπει να είναι πολύ προσεκτικός όταν αποφασίζει τα χαρακτηριστικά του μοντέλου. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων θα πρέπει να αξιολογούνται και να συγκρίνονται με άλλες εναλλακτικές διαθέσιμες μεθόδους. Σε αυτή την εργασία, τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS πρόκειται να συγκριθούν με διαθέσιμες λύσεις από την βιβλιογραφία.

2.4 Απόσβεση

Ο συντελεστής απόσβεσης, ο οποίος αναφέρθηκε προηγουμένως, αναφέρεται στην απόσβεση του συστήματος. Απόσβεση είναι ένας γενικός όρος που μπορεί να χωριστεί σε πολλές υποκατηγορίες ανάλογα με το είδος και την πηγή που την προκαλεί. Μια προσπάθεια να γίνει κατανοητή η φυσική έννοια κάθε κατηγορίας απόσβεσης γίνεται παρακάτω.

Σε ένα ομογενές γραμμικό ελαστικό υλικό, τα κύματα ταξιδεύουν επ' άοριστον χωρίς μεταβολή πλάτους, αν αγνοηθούν τα αποτελέσματα της σκέδασης. Η διατήρηση της ελαστικής ενέργειας κυμάτων απαιτεί ότι η ροή της ενέργειας (ενέργεια ροής, $\rho V_s u^2$) πρέπει να είναι σταθερή. Αυτό το είδος συμπεριφοράς, ωστόσο, δεν μπορεί να συμβεί σε πραγματικά υλικά. Τα πλάτη των κυμάτων σε πραγματικά υλικά, όπως αυτά που βρίσκονται στο υπέδαφος της γης, εξασθενούν με την απόσταση. Η εξασθένιση μπορεί να αποδοθεί σε δύο πηγές, μία από τις οποίες περιλαμβάνει το υλικό, μέσω του οποίου ταξιδεύει το κύμα και η άλλη τη γεωμετρία του προβλήματος διάδοσης κύματος (Kramer, 1996).

2.4.1 Απόσβεση υλικού

➤ Εδαφική απόσβεση:

Η εδαφική απόσβεση χωρίζεται σε δύο συνιστώσες, στην υστερητική απόσβεση και την ιξώδη απόσβεση.

1. Υστερητική απόσβεση στο έδαφος (ανεξάρτητη από τη συχνότητα):

Αυτό το είδος της απόσβεσης αναφέρεται σε ξηρά εδάφη και οφείλεται στην θερμότητα που αναπτύσσεται από τις δυνάμεις τριβής που προκαλούνται από τη δόνηση των κόκκων. Μερικοί συγγραφείς (Iwasaki et al., 1978) παρατήρησαν σχετικά με την απουσία της εξάρτησης συχνότητας για αυτό το είδος της ότι αυτά τα εδάφη μπορούν να αντιμετωπίζονται όχι ως ιξώδη, αλλά ως υστερητικής απορρόφησης ενέργειας αποκλειστικά ως συνάρτηση της ανακυκλικής παραμόρφωσης. Σύμφωνα με το (Bolton & Wilson, 1990) ένα υστερητικό υλικό βρέθηκε να είναι πολύ ευαίσθητο μόνο στις συχνότητες της διέγερσης που ήταν μικρότερες από αυτήν του συντονισμού.

2. Ιξώδης απόσβεση κορεσμένων πόρων (εξαρτώμενη από τη συχνότητα):

Για κορεσμένα διαπερατά εδάφη θερμική ενέργεια παράγεται από την κίνηση του ρευστού μέσα από τους πόρους του σκελετού του εδάφους. Η προσέγγιση αυτή αντιμετωπίζει τα εδάφη ως πραγματικά ιξώδη εξαρτώμενα από τη συχνότητα και αποτελεί έναν παραλληλισμό μεταξύ της δυναμικής απόσβεση και του μακράς διάρκειας ερπυσμού (Abbiss, 1986).

Δυναμικές αναλύσεις του εδάφους συνήθως υποθέτουν ότι μπορεί να θεωρηθεί ιξωδοελαστικό ένα υλικό. Για να προσομοιωθεί η ιξωδοελαστική απόσβεση τρία μοντέλα χρησιμοποιούνται, το μοντέλο Kelvin-Voigt, το μοντέλο του Maxwell και το πρότυπο γραμμικό στερεό μοντέλο. Το πρώτο είναι το πιο διαδεδομένο μοντέλο, δεδομένου ότι είναι το πιο ακριβές για πρακτικούς σκοπούς. Ορίζει ένα ισοδύναμο ιξώδες $\eta = 2G\xi / \omega$ χρησιμοποιώντας ένα σταθερό μέτρο διάτμησης. Με αυτό το τέχνασμα η εδαφική απόσβεση θεωρείται ανεξάρτητη από τη συχνότητα.

➤ Απόσβεση κατασκευής

Η απόσβεση μπορεί να διαχωριστεί σε απόσβεση υλικού η οποία προέρχεται από την μικρής κλίμακας παραμόρφωση, και την απόσβεση τριβής που οφείλεται στην τριβή ή την επαφή τριβής μεταξύ των διαφόρων στοιχείων σε μία δομή. Η πρώτη σχετίζεται με την παραγωγή θερμότητας στα υλικά λόγω δονήσεων και εξαρτάται από το είδος των υλικών. Η τελευταία προκαλείται από την τριβή Coulomb σε κατασκευαστικές αρθρώσεις και εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως τις δυνάμεις που ασκούνται στην άρθρωση ή τις ιδιότητες της επιφάνειας.

Ο συνολικός συντελεστής απόσβεσης συνήθως υπολογίζεται από το εμβαδόν του βρόχου υστέρησης ο οποίος αντιπροσωπεύει την ενέργεια που διαχέεται σε ένα κύκλο. Είναι πολύ συνηθισμένο να εκφράζεται αυτή η απόσβεση ως ποσοστό της μέγιστης δυναμικής ενέργειας στο σύστημα κατά τη διάρκεια ενός κύκλου.

2.4.2 Απόσβεση διεπαφάνειας

Στις περιοχές κοντά σε διεπιφάνεια εδάφους-κατασκευής παρατηρείται επαυξημένη εδαφική απόσβεση υλικού. Εξαιτίας των σχετικά υψηλών επιπέδων παραμόρφωσης παρατηρείται έντονη υστερητική συμπεριφορά. Στο σύστημα εδάφους-κατασκευής αναγνωρίζονται τρία γενικά είδη μη γραμμικής διεπιφάνειας.

- Ολίσθηση στη διεπαφή εδάφους και θεμελίωσης όταν η δύναμη που εφαρμόζεται ξεπεράσει το όριο της στατικής τριβής..
- Ανασήκωμα του θεμελίου όταν η σεισμική ροπή ξεπεράσει τη ροπή ευστάθειας του συστήματος.
- Πλαστική αστοχία του εδάφους στην περιοχή της διεπαφής, λόγω της χειρότερης ποιότητας εδάφους σε αυτόν τον χώρο.

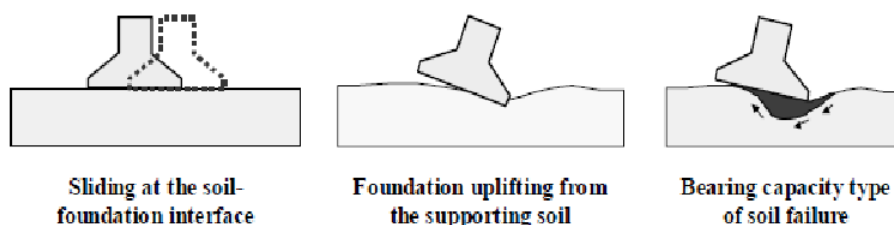


Figure 2-6: Different mechanisms of nonlinear response of the soil-foundation system (after (Gazetas & Apostolou, 2004))

2.4.3 Γεωμετρική απόσβεση (εξασθένηση)

Εκτός από την υστερητικού τύπου απόσβεση ή απόσβεση υλικού υπάρχει και μία άλλη μορφή απόσβεσης η οποία είναι καθαρά γεωμετρικού τύπου, για αυτό ονομάζεται γεωμετρική απόσβεση ή γεωμετρική εξασθένηση, ή ακόμη και εξασθένηση ακτινοβολίας. Η φυσική της ερμηνεία είναι απλή:

Ας φανταστούμε την σεισμική πηγή ως ένα σημείο από το οποίο απελευθερώνεται η σεισμική ενέργεια και διαδίδεται στον χώρο με την μορφή αρμονικών κυμάτων. Εάν περιβάλλουμε την πηγή με σφαιρικές επιφάνειες (σχήμα 2-7), τότε σύμφωνα με το θεώρημα διατήρησης της ενέργειας θα πρέπει από κάθε σφαιρική επιφάνεια η ενέργεια που διαδίδεται να είναι η ίδια (θεωρούμε ιξώδεις και υστερητικού τύπου αποσβέσεις ανύπαρκτες). Επομένως όσο μεγαλώνει η επιφάνεια, δηλαδή αυξάνεται η ακτίνα, τόσο θα πρέπει να μικραίνει η ποσότητα της ενέργειας που διέρχεται από αυτή. Αν A_1 είναι το πλάτος των σεισμικών κυμάτων που διέρχονται από τη σφαιρική επιφάνεια S_1 σε απόσταση r_1 από την πηγή και A_2 το αντίστοιχο πλάτος από την επιφάνεια S_2 , σε απόσταση r_2 , τότε το θεώρημα διατήρησης της ελαστικής ενέργειας γράφεται ως εξής:

$$4\pi r_1^2 \frac{2\pi\rho A_1^2}{T^2} = 4\pi r_2^2 \frac{2\pi\rho A_2^2}{T^2}$$

Όπου οι ποσότητες εντός των παρενθέσεων δηλώνουν την ενέργεια ανά μονάδα επιφάνειας (ρ =σταθερό). Η παραπάνω εξίσωση καταλήγει στην απλή διαπίστωση ότι τα κυματικά πλάτη μειώνονται αντιστρόφως ανάλογα με την απόσταση από την πηγή:

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{r_1}{r_2} \text{ Equation 2-7}$$

Οι σχέσεις αυτές ισχύουν για τα κύματα χώρου (P και S). Για τα επιφανειακά κύματα αποδεικνύεται ότι η μείωση του πλάτους είναι αντιστρόφως ανάλογη της τετραγωνικής ρίζας της απόστασης από την πηγή.

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{\sqrt{r_1}}{\sqrt{r_2}} \quad \text{Equation 2-8}$$

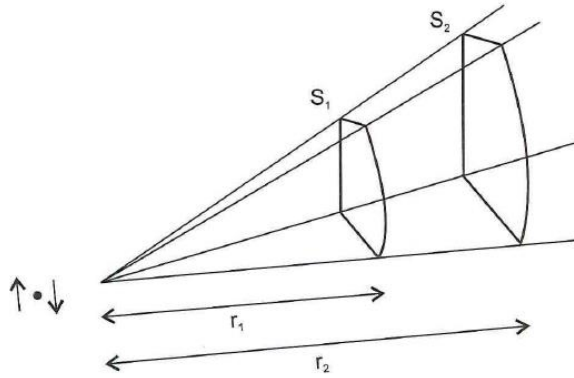


Figure 2-7: Geometrical attenuation

2.4.4 Rayleigh απόσβεση

Μια καλή μέθοδος ανάλυσης που μπορεί να αντιμετωπίσει μη-γραμμικότητες, γεωμετρικές ή άλλες που έχουν να κάνουν με το υλικό είναι η δυναμική ανάλυση με απόσβεση Rayleigh. Αυτή η μορφή απόσβεσης είναι ένας από τους πιο βολικούς υπολογιστικούς τρόπους απόσβεσης, καθώς εισάγει την απόσβεση μέσα στα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας του συστήματος, δεδομένου ότι ικανοποιεί τις ορθογώνιες ιδιότητες του μητρώου απόσβεσης. Πρέπει βέβαια να ειπωθεί ότι πρόκειται για τεχνητή απόσβεση και έτσι υστερεί από άποψη φυσικού υποβάθρου. Το μητρώο απόσβεσης για το σύστημα περιγράφεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad \text{Equation 2-9}$$

$[C]$: μητρώο απόσβεσης

$[M]$: μητρώο μάζας

$[K]$: μητρώο δυσκαμψίας

α, β : συντελεστές απόσβεσης

Η παράμετρος α ελέγχει την επίδραση της μάζας στην απόσβεση του συστήματος. Όσο αυξάνεται η παράμετρος αποσβένονται περισσότερο οι χαμηλότερες συχνότητες. Η παράμετρος β καθορίζει την επίδραση της ακαμψίας στην απόσβεση του συστήματος και αντίστοιχα όσο αυξάνεται τόσο αυξάνεται η απόσβεση στις μεγαλύτερες συχνότητες. Ο υπολογισμός των παραμέτρων γίνεται από την ακόλουθη εξίσωση. Για τον υπολογισμό τους απαιτούνται δύο συντελεστές απόσβεσης ξ που αντιστοιχούν σε δύο διαφορετικές συχνότητες δόνησης ω . Οι συντελεστές απόσβεσης για την κάθε συχνότητα (ξ_1, ω_1) και (ξ_2, ω_2) μπορούν να ληφθούν πειραματικά μέσω της δοκιμής συντονισμού στήλης (Das, 1995).

$$a + \beta\omega^2 = 2\omega\xi \text{ Equation 2-10}$$

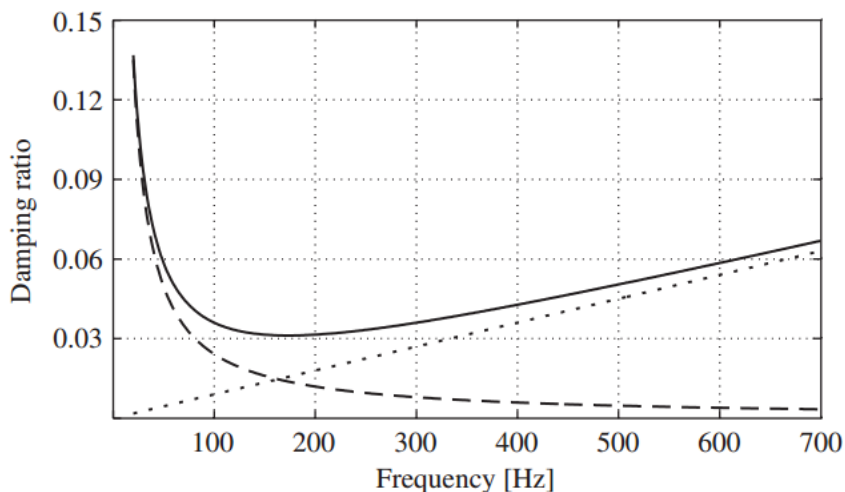


Figure 2-8: Influence of the mass and stiffness matrix on the damping ratio for the proportional Rayleigh damping model: mass-proportional damping (---), stiffness-proportional damping (····), both mass proportional damping (—)

2.4.5 Αριθμητική απόσβεση

Η αριθμητική απόσβεση δεν έχει καμία σχέση με οποιαδήποτε φυσική διαδικασία στον τομέα της δυναμικής των κατασκευών ή την εδαφοδυναμική και μπορεί να προκύψει από την αριθμητική ολοκλήρωση στο πεδίο του χρόνου. Η μέθοδος χρονικής ολοκλήρωσης που εφαρμόζεται επηρεάζει την σταθερότητα και την ακρίβεια των αποτελεσμάτων, προκαλώντας διάχυση ενέργειας για ορισμένες συχνότητες. Οι μέθοδοι της οικογένειας Newmark και η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών χρησιμοποιούνται για την επίλυση σχεδόν όλων των

προβλημάτων δυναμικής των κατασκευών και εδαφοδυναμική. Η μέθοδος Newmark που απασχολεί και περισσότερο αυτήν την μελέτη καθώς είναι αυτή που χρησιμοποιεί το PLAXIS, υπολογίζει την ταχύτητα και την μετατόπιση κατά τη χρονική στιγμή $t+\Delta t$ ως εξής:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta_N \right) \ddot{u}^t + \beta_N \ddot{u}^{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad \text{Equation 2-11}$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left[(1 - \gamma_N) \ddot{u}^t + \gamma_N \ddot{u}^{t+\Delta t} \right] \Delta t \quad \text{Equation 2-12}$$

τα β_N και γ_N είναι συντελεστές που επηρεάζουν την σταθερότητα και την ακρίβεια της μεθόδου.

Η μέθοδος Hilbert, Hughes and Taylor (HHT)-α είναι μια γενικευμένη τροποποίηση της αρχικής μεθόδου Newmark. Σε αυτή την μέθοδο εισάγεται η νέα παράμετρος α , με σκοπό να εισαχθεί η αριθμητική διάλυση της ενέργειας. Οι νέες παράμετροι Newmark εκφράζεται ως συνάρτηση της παραμέτρου α :

$$\beta_N = \frac{(1+\alpha)^2}{4}, \quad \gamma_N = \frac{1}{2} + \alpha, \quad \text{where } 0 \leq \alpha \leq \frac{1}{3}$$

Σε περίπτωση που ο συντελεστής α είναι ίσος με μηδέν τότε η τροποποιημένη μέθοδος συμπίπτει με την αρχική, αλλά με σταθερή μέση επιτάχυνση κατά χρονικό βήμα μια λειτουργία που έχει προστεθεί στην HHT α -μέθοδο

Έτσι, η HHT- α μέθοδος οδηγεί σε άνευ όρων σταθερό σύστημα ολοκλήρωσης, ένα χαρακτηριστικό που πρέπει γενικά να προτιμάται στην επιλογή της μεθόδου χρονικής ολοκλήρωσης γιατί θα απαιτηθεί πολύ μικρό χρονικό βήμα. Μικρότερα βήματα χρόνου θα κάνουν τη μέθοδο δύσχρηστη και πολύ πιο υπολογιστικά χρονοβόρα. Παρουσιάζονται μερικές τυπικές τιμές για τις παραπάνω παραμέτρους που έχουν προταθεί στον Table 2-2: Time integration schemes

Table 2-2: Time integration schemes

Μέθοδος ολοκλήρωσης	Parameters	Stability	Numerical damping
Linear acceleration method	$\beta_N = \frac{1}{6}, \quad \gamma_N = \frac{1}{2}$	Conditionally stable	No numerical damping
Constant average acceleration method (by default in PLAXIS)	$\beta_N = \frac{1}{4}, \quad \gamma_N = \frac{1}{2}$	Unconditionally stable	No numerical damping
Newmark, HHT- α modification	$\alpha = 0,1 \rightarrow$ $\beta_N = 0.3025$ $\gamma_N = 0.60$	Unconditionally stable	Numerical damping by numerical dissipation parameter α

Σε περίπτωση δυναμικής ανάλυσης χωρίς απόσβεση δεν υπάρχει ούτε απόσβεση υλικού ούτε αριθμητική απόσβεση. Έτσι όλοι οι συντελεστές Rayleigh και Newmark θα πρέπει να ισούνται με το μηδέν ($\beta_N = \gamma_N = \alpha_P = \beta_R = 0$). Τότε το σύστημα αναμένεται να φτάσει τις συνθήκες συντονισμού σε συχνότητες που ισούνται με τις ιδιοσυχνότητες του με θεωρητικά άπειρο συντελεστή ενισχύσεως. Γενικά όταν ο συντελεστής α αυξάνεται, οι κορυφές της ενίσχυσης στον συντονισμό φθίνουν. Ωστόσο το σχήμα της καμπύλης ενισχύσεως δεν αλλάζει ουσιαστικά.

Συμπεράσματα

Όπως συνάγεται από τα προαναφερθέντα μπορεί κανείς εύκολα να καταλάβει ότι η συνολική απόσβεση σε ένα σύστημα εδάφους-κατασκευής είναι πολύ περίπλοκος όρος που είναι δύσκολο να μοντελοποιηθεί μαθηματικά. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι δεν έχει κατανοηθεί πλήρως ο κάθε μηχανισμός που συνεισφέρει στην απόσβεση, αλλά και στο ότι μια τέτοια προσπάθεια θα απαιτούσε μεγάλη προσπάθεια και υπολογιστικό κόστος, πράγμα που είναι ασύμφορο για πρακτικούς σκοπούς.

2.5 Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων (FEM)

Η μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων είναι μια πολύ χρήσιμη και αποτελεσματική προσέγγιση για τεχνολογικές εφαρμογές. Πρέπει να σημειωθεί ότι, προκειμένου να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων για την επίλυση γεωτεχνικών προβλημάτων απαιτούνται ειδικές γνώσεις που αφορούν όχι μόνο την κατανόηση της Εδαφομηχανικής και της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, αλλά και για την κατανόηση των περιορισμών του λογισμικού που χρησιμοποιείται για την επίλυση της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων.

Μια πλήρης αριθμητική ανάλυση μπορεί να παρέχει πληροφορίες σχετικά με όλες τις απαιτήσεις σχεδιασμού, οι οποίες μπορούν να χωριστούν στις εξής τέσσερις βασικές κατηγορίες:

- Ισορροπία
- Συμβατότητα
- Καταστατική συμπεριφορά υλικού
- Οριακές συνθήκες

Η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων, προκειμένου να πληροί τις παραπάνω προϋποθέσεις περιλαμβάνει τα ακόλουθα στάδια (Potts & Zdravkovic, 1999):

- Διακριτοποίηση σε στοιχεία: με αυτή τη διαδικασία το μοντέλο χωρίζεται σε μικρές περιοχές που ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία
- Εξισώσεις στοιχείων: διαμόρφωση εξισώσεων μεμονωμένων στοιχείων
- Καθολικές εξισώσεις: συνδυασμός εξισώσεων στοιχείων για την διαμόρφωση της καθολικής εξίσωσης του συστήματος
- Συνοριακές συνθήκες: διατυπώνονται οι συνοριακές συνθήκες, οι οποίες και μορφοποιούν τις καθολικές εξισώσεις
- Λύση των καθολικών εξισώσεων: παίρνουμε σαν αποτέλεσμα τις μετακινήσεις σε όλους τους κόμβους και ύστερα υπολογίζονται δευτερεύουσες ποσότητες όπως τάσεις και παραμορφώσεις.

2.5.1 Διακριτοποίηση καννάβου πεπερασμένων στοιχείων

Είναι ευρέως αποδεκτό ότι το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου με βάση υπολογισμούς θα πρέπει να σχετίζεται με το μήκος κύματος. Συχνά, το μέγεθος του στοιχείου μετράται σε ένα συγκεκριμένο (σταθερό) αριθμό στοιχείων ανά μήκος κύματος. Ο αριθμός των στοιχείων ανά μήκος κύματος κυμαίνεται μεταξύ τεσσάρων και δέκα. Προφανώς, αυτός ο αριθμός είναι στενά συνδεδεμένος με ένα επιθυμητό ορισμένο βαθμό ακρίβειας. Το μέγεθος του σφάλματος πρέπει να είναι εντός ενός αποδεκτού μεγέθους που εξαρτάται από τον χρήστη και τις τεχνικές απαιτήσεις

Οι Kuhlemeyer & Lysmer, 1973 έδειξαν ότι για ακριβή αναπαράσταση της μετάδοσης κύματος μέσω ενός μοντέλου το μέγεθος, Δl , ενός γραμμικού στοιχείου πρέπει να είναι μικρότερο από περίπου το ένα όγδοο του μήκους κύματος που σχετίζεται με την υψηλότερη συνιστώσα συχνότητας της εισόδου κύματος:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{8} \text{ Equation 2-13}$$

Όπου το λ είναι το μήκος κύματος που αφορά την υψηλότερη συνιστώσα συχνότητας.

Αξίζει να σημειωθεί εδώ ότι η αναλογία αυτή εξαρτάται επίσης από τον τύπο του στοιχείου (γραμμικό, τετραγωνικό, κλπ.). Ως εκ τούτου, η κατευθυντήρια γραμμή για το Δl που αναπτύχθηκε από (Kuhlemeyer & Lysmer, 1973) δεν αποτελεί μια καθολική λύση του προβλήματος. Σε αυτή τη μελέτη η επίδραση της πυκνότητας του καννάβου (μέγεθος στοιχείου) έχει ερευνηθεί, μέσω μίας ανάλυσης ευαισθησίας που έχει πραγματοποιηθεί για τη μέγιστη συχνότητα. Μόλις το μέγιστο μέγεθος του στοιχείου έχει βρεθεί για μία συχνότητα η πυκνότητα του καννάβου μπορεί επίσης να εφαρμοστεί σε χαμηλότερες συχνότητες καθώς θα βελτιώσει την ακρίβεια.

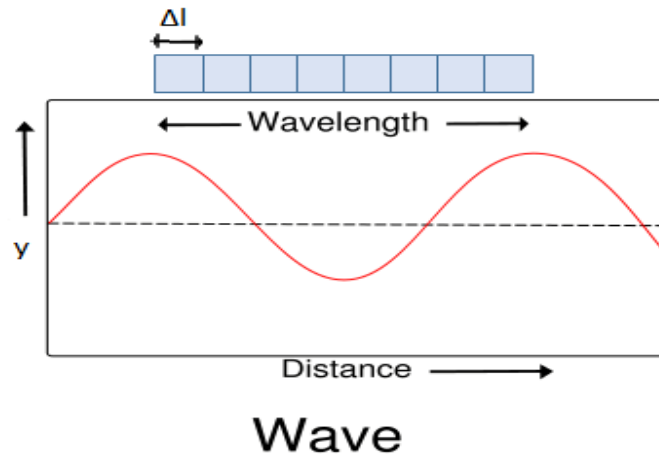


Figure 2-9: Wavelength associated with the finite element-size.

2.5.2 Συνοριακές συνθήκες

Στην περίπτωση μιας στατικής ανάλυσης, προεπιλεγμένες μετατοπίσεις επιβάλλονται στα όρια ενός μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων. Τα όρια μπορεί να είναι εντελώς ελεύθερα ή εντελώς. Τα κατακόρυφα όρια του καννάβου είναι συχνά μη φυσικά και επιλέγονται έτσι ώστε να μην επηρεάζουν ουσιαστικά την συμπεριφορά παραμόρφωσης της κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι τα όρια είναι "μακριά". Για δυναμικούς υπολογισμούς, τα όρια θα πρέπει να είναι κατ' αρχήν πολύ πιο μακριά από ό, τι εκείνα για στατικούς υπολογισμούς, διότι διαφορετικά τα κύματα πίεσης θα αντικατοπτρίζονται και θα οδηγούμαστε σε στρεβλώσεις στα αποτελέσματα. Ωστόσο, η τοποθέτηση των ορίων μακριά απαιτεί πολλά επιπλέον στοιχεία και, συνεπώς πολύ επιπλέον υπολογιστική δύναμη και χρόνο.

Για να εξαλειφθούν αυτές οι ανακλάσεις, απαιτούνται ειδικά μέτρα στα όρια όπως:

- Χρήση ημι-πεπερασμένων στοιχείων (συνοριακά στοιχεία).
- Προσαρμογή των ιδιοτήτων του υλικού κοντά στα όρια (μικρή ακαμψία, υψηλό ιξώδες).
- Χρήση ιξώδων απορροφητήρων (dampers).

Όλες αυτές οι μέθοδοι έχουν τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματά τους και η επιλογή της κατάλληλης εξαρτάται από το πρόβλημα προς επίλυση.

2.5.3 Μέγεθος μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων

Όπως μπορεί κανείς να συμπεράνει από τα προαναφερθέντα, τα όρια του αριθμητικού μοντέλου επηρεάζουν τα αποτελέσματα που λαμβάνονται όταν εμπλέκονται κύματα διατμήσεως. Τα κύματα που μεταδίδονται αντανακλώνται στα όρια του μοντέλου οπότε είναι επιτακτική ανάγκη να διατηρηθεί η περιοχή που θα είναι υπό παρατήρηση για τη μελέτη και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων, όσο το δυνατόν περισσότερο ανεπηρέαστη. Αυτό θα βοηθήσει στην ελαχιστοποίηση της επιρροής των ορίων, αλλά θα αυξήσει υπερβολικά το υπολογιστικό κόστος. Ως εκ τούτου, η εξεύρεση των βέλτιστων διαστάσεων του μοντέλου πεπερασμένων είναι ένας βασικός παράγοντας σε κάθε δυναμική ανάλυση.

Στην συγκεκριμένη εργασία, προκειμένου να προσδιοριστούν οι βέλτιστες διαστάσεις για το μοντέλο έχει εκτελεστεί ανάλυση ευαισθησίας τόσο για το πλάτος του, όσο και το βάθος του. Επίσης ανάλυση ευαισθησίας έχει γίνει για να διερευνηθεί το κατά πόσο είναι δυνατόν να αναλυθεί το μισό μοντέλο ή ακόμα και το ένα τέταρτο αυτού λόγω συμμετρίας.

2.7 PLAXIS 3D

2.7.1 Παρουσίαση λογισμικού

Το PLAXIS 3D είναι ένα τρισδιάστατο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, αναπτύχθηκε για την ανάλυση της παραμόρφωσης, της ευστάθειας και της ροής των υπόγειων υδάτων σε έργα γεωτεχνικής μηχανικής. Το PLAXIS ξεκίνησε το 1987 στο Delft University of Technology ως ένα εύκολο στη χρήση 2D πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων με έμφαση σε γεωτεχνικές εφαρμογές. Ο κώδικας 3D εμφανίστηκε για πρώτη φορά το 2001, όταν το πρόγραμμα 3DTunnel κυκλοφόρησε. Το 2004 το δεύτερο τρισδιάστατο πρόγραμμα 3DFoundations κυκλοφόρησε. Ωστόσο, σε κανένα από αυτά τα δύο προγράμματα δεν ήταν δυνατόν να καθοριστούν αυθαίρετα τρισδιάστατες γεωμετρικές λόγω των γεωμετρικών περιορισμών τους. Η ανάγκη για νέα πλήρης τρισδιάστατο πρόγραμμα να οδήγησε στην ανάπτυξη του κώδικα PLAXIS 3D το οποίο είναι εύκολο στη χρήση και παρέχει πολλές σχεδιαστικές δυνατότητες. Το PLAXIS 3D κυκλοφόρησε το 2010.

2.7.3 Τύπος πεπερασμένου στοιχείου

Ο σχηματισμός του εδάφους προσομοιώνεται με τη χρήση τρισδιάστατων συνεχών στοιχείων εδάφους. Υπάρχουν τρεις τοπικές συντεταγμένες (ξ , η και ζ), όπως μπορεί να παρατηρηθεί στο Σχήμα 2, 20 και τα στοιχεία του εδάφους έχουν τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο.

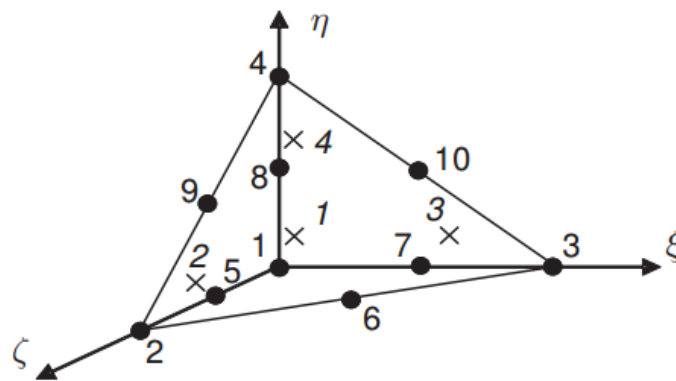


Figure 2-10: Nodes (•) and integration points (x) of a 10-node tetrahedral element (after (PLAXIS3D, 2012) p41)

Η αριθμητική ολοκλήρωση για τον υπολογισμό του όγκου μπορεί να γραφτεί ως εξής:

$$\iiint F(\xi, \eta, \zeta) d\xi d\eta d\zeta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i, \zeta_i) w_i \quad \text{Equation 2-14}$$

Όπου w_i είναι οι συντελεστές βαρύτητας. Το άθροισμα των συντελεστών βαρύτητας ισούτε με $1/6$. Το πρόγραμμα PLAXIS χρησιμοποιεί γκαουσιανή ολοκλήρωση μέσα σε τετραεδρικά στοιχεία και βασίζεται σε 4 σημεία δειγματοληψίας. Για περισσότερες λεπτομέρειες ο αναγνώστης παραπέμπεται στο (PLAXIS3D, 2012, σελ. 40-48)

Εκτός από τα στοιχεία του εδάφους, ειδικοί τύποι στοιχείων χρησιμοποιούνται για τη προσομοίωση δομικών κατασκευών. Για δοκούς χρησιμοποιούνται τρικομβικά γραμμικά στοιχεία, τα οποία είναι συμβατά με τα τρικομβικά άκρα ενός στοιχείου εδάφους. Επιπλέον, εξακομβικά στοιχεία χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των πλακών και των γεωπλεγμάτων. Τέλος, δωδεκακομβικά στοιχεία διεπαφάνειας χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής.

2.7.2 Constitutive models

Τα τελευταία χρόνια, αριθμητικές μέθοδοι έχουν γίνει πρότυπο εργαλεία για την ανάλυση των γεωτεχνικών προβλημάτων. Αυτή η χρήση κατά κύριο λόγο οφείλεται στην διαθεσιμότητα υπολογιστών επαρκούς υπολογιστικής δύναμης για την επίλυση δυσδιάστατων και τρισδιάστατων αναλύσεων, καθώς επίσης και στα συνεχή επιτεύγματα που γίνονται στην ανάπτυξη των καταστατικών μοντέλων που περιγράφουν την συμπεριφορά του εδάφους.

Παρακάτω θα γίνει μια περιληπτική περιγραφή των καταστατικών προσομοιωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν σε αυτή τη διπλωματική εργασία.

Γραμμικό ελαστικό μοντέλο (LE)

Ο νόμος του Hooke της γραμμικής ελαστικότητας είναι ίσως το πιο απλό καταστατικό μοντέλο που διατίθεται για να περιγράψει τις σχέσεις τάσεων παραμορφώσεων. Το γραμμικό ελαστικό μοντέλο (LE) βασίζεται στο νόμο του Hooke ισότροπης ελαστικότητας. Περιλαμβάνει δύο βασικές ελαστικές παραμέτρους, το μέτρο ελαστικότητας E , δηλαδή το μέτρο του Young και τον λόγο του Poisson ν . Το γραμμικό ελαστικό μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη προσομοίωση σκληρών όγκων στο έδαφος, όπως τοίχοι από μπετόν ή συμπαγών πετρωμάτων. Ο πάσσαλος και το έδαφος σε ορισμένες αναλύσεις προσομοιώνεται σε αυτή την εργασία με αυτό το μοντέλο

Μοντέλο Mohr Coulomb (MC)

Λαμβάνοντας υπόψη το έδαφος, όταν οι παραμορφώσεις αυξάνουν η υπόθεση της τέλει γραμμικότητας δίνει μια πολύ κακή περιγραφή της πραγματικής συμπεριφοράς του εδάφους. Η πιο κοινή θεωρεία για την περιγραφή υλικών μη-γραμμικοτήτων είναι η πλαστική θεωρεία. Η απολύτως πλαστική συμπεριφορά υλικού αντιπροσωπεύεται από το κριτήριο Mohr-Coulomb, το οποίο μπορεί να παρασταθεί σχηματικά στο στον χώρο των κύριων τάσεων, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα και μπορεί να εκφραστεί ως:

$$\tau = \sigma' + \tan \varphi' + c' \quad \text{Equation 2-15}$$

Όπου τ και σ είναι η διατμητική και η ορθή τάση αντίστοιχα στο επίπεδο αστοχίας.

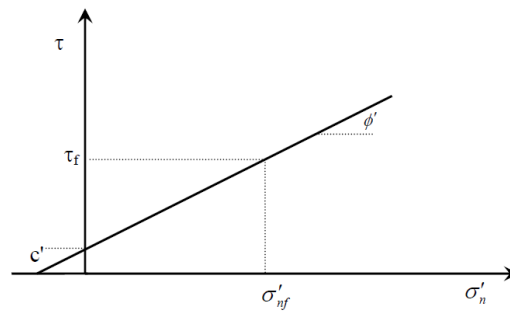
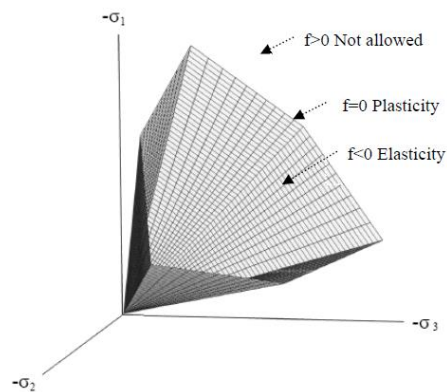


Figure 2-11: Mohr-Coulomb Failure Criterion

Το κριτήριο Mohr-Coulomb παριστάνει έναν εξάγωνικο κώνο στον χώρο των κύριων τάσεων όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Τα σημεία μέσα στον κώνο συμπεριφέρονται απολύτως ελαστικά. Στα σημεία πάνω στον κώνο δεσπόζει η πλαστική παραμόρφωση ενώ ύπαρξη σημείων εκτός κώνου δεν είναι εφικτή.

Figure 2-12: The Mohr-Coulomb yield criterion in the 3D principal stress space ($c'=0$).

Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall)

Στο Hardening Soil model η φόρτιση και η αποφόρτιση μετά την διαρροή θεωρείται γραμμική ελαστική. Ωστόσο, πραγματικά ελαστική συμπεριφορά φόρτισης αποφόρτισης στα εδάφη παρατηρείται μόνο σε πολύ μικρό εύρος παραμόρφωσης, όπου είναι υψηλή η ακαμψία. Όταν η παραμόρφωση αυξάνεται, δυσκαμψίας κατά

την φόρτιση και την αποφόρτιση έχει μια μη-γραμμική εξάρτηση από το πλάτος της παραμόρφωσης, όπως υποδεικνύεται στο Σχήμα 2, 16

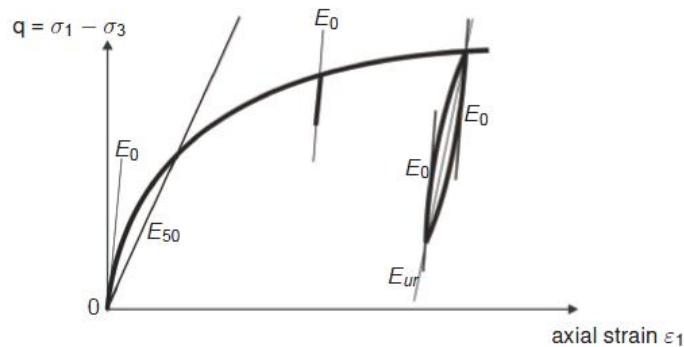


Figure 2-13: HSsmall stress dependent stiffness for triaxial loading conditions.

Ένα μικρό μοντέλο διόρθωσης αυτού του φαινομένου, έχει αναπτυχθεί για το μοντέλο HS από τον Benz (2006). Δεδομένου ότι το μοντέλο HSsmall στο Plaxis είναι μόνο μια επέκταση του συμβατικό μοντέλο HS, χρειάζονται μόνο δύο πρόσθετες παράμετροι που θα καθοριστούν, δηλαδή το μέτρο διατμήσεως G_0 για μικρές μετατοπίσεις και το επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{0.7}$ στο οποίο η τέμνων μέτρο διάτμησης G_s μειώνεται σε ποσοστό 72,2% του G_0 . Από διάφορα στοιχεία δοκιμών, διαπιστώνεται ότι η καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης για μικρές παραμορφώσεις μπορεί περίπου να περιγραφεί με έναν απλό υπερβολικό νόμο. Το βασικό χαρακτηριστικό αυτής της υπερβολικής σχέση (Hardin & Drnevich, 1972) είναι η μείωση της ακαμψίας, με την αύξηση της παραμόρφωσης λόγω της απώλειας των επιφανειακών διαμοριακών δυνάμεων εντός του σκελετού του εδάφους. Ως αποτέλεσμα, η πραγματική δυσκαμψία του εδάφους, επίσης, για την φόρτιση και την αποφόρτιση εξαρτάται από την ιστορία φόρτισης των μικρών παραμορφώσεων, η οποία στο μοντέλο HSsmall σύμφωνα με το Σχήμα 2, 17, λαμβάνονται υπόψη από τη σχέση:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad \text{Equation 2-16}$$

Όπου $\alpha=0,385$ $\gamma_{0,7}$ είναι η παραμόρφωση αναφοράς όπως αναφέρθηκε προηγουμένως και γ είναι η συνάρτηση ιστορίας της παραμόρφωσης.

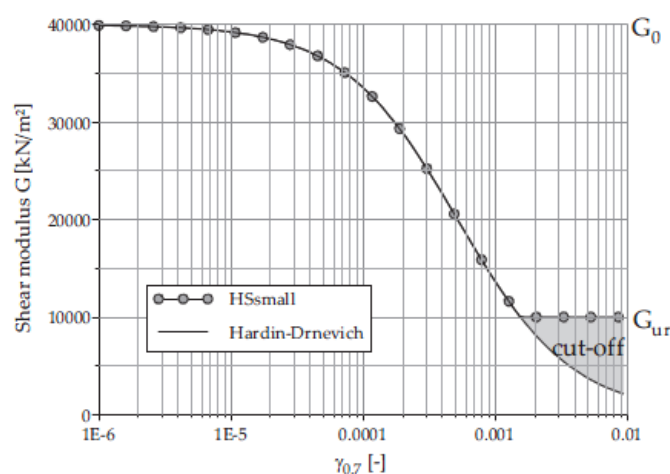


Figure 2-14: Small strain stiffness reduction according to the HSsmall model

2.7.4 Διεπιφάνειες

Οι διεπιφάνειες χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους θεμελίου. Απαιτούνται διεπιφάνειες για την προσομοίωση της πεπερασμένης αντίστασης τριβής μεταξύ εδάφους και θεμελίου, αλλά και για την προσομοίωση της σχετικής μετατόπισης ή της αποκόλλησης μεταξύ δομής και εδάφους. Όταν χρησιμοποιούνται εξακομβικά στοιχεία για το έδαφος, τα αντίστοιχα στοιχεία διεπιφάνειας ορίζονται από τρία ζεύγη κόμβων, ενώ για δεκαπεντακομβικά στοιχεία εδάφους τα αντίστοιχα στοιχεία διεπιφάνειας ορίζονται από πέντε ζεύγη των κόμβων.

Το μητρώο δυσκαμψίας για στοιχεία διεπιφάνειας διαμορφώνεται χρησιμοποιώντας Newton-Cotes σημεία ολοκλήρωσης. Η θέση αυτών των σημείων ολοκλήρωσης συμπίπτει με τη θέση του των κόμβων των παραπάνω ζευγών. Για τα εξακομβικά στοιχεία διεπιφάνειας χρησιμοποιείται ολοκλήρωση Newton-Cotes τριών σημείων, ενώ για τα δεκακομβικά στοιχεία διεπιφάνειας χρησιμοποιείται ολοκλήρωση Newton-Cotes πέντε σημείων.

Η βασική ιδιότητα ενός στοιχείου διεπιφάνειας είναι η συνάφεια των δεδομένων υλικού για το έδαφος και τις διεπιφάνειες. Τα στοιχεία διεπιφάνειας

προσομοιώνουν την αλληλεπίδραση του εδάφους-θεμελίου η οποία κυμαίνεται από ομαλή έως πολύ σημαντική τέτοια που να μη μπορεί να αγνοηθεί. Η σημαντικότητα της αλληλεπίδρασης διαμορφώνεται επιλέγοντας μια κατάλληλη τιμή για τον παράγοντα μείωσης αντοχής (R_{inter}). Ο παράγοντας αυτός σχετίζεται με την αντοχή της διεπαφάνειας. Επιπλέον, ένα νέο υλικό με διαφορετική αντοχή και παραμέτρους δυσκαμψίας από το περιβάλλον έδαφος μπορεί να χρησιμοποιηθεί Για την περιγραφή της συμπεριφοράς των διεπιφανειών χρησιμοποιείται ένα ελαστοπλαστικό μοντέλο, ενώ για την διάκριση μεταξύ ελαστικής και πλαστικής συμπεριφοράς χρησιμοποιείται το κριτήριο Mohr-Coulomb.

2.7.5 Απορροφητικά όρια

Όπως αναφέρθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια, τα όρια του αριθμητικού μοντέλου διαδραματίζουν πολύ σημαντικό ρόλο, ιδίως για τις δυναμικές αναλύσεις. Στην παρούσα εργασία έχουν χρησιμοποιηθεί απορροφητικά όρια για τις δυναμικές αριθμητικές αναλύσεις πασσάλου.

Με την επιλογή απορροφητικών ορίων, χρησιμοποιείται ένας ιξώδης απορροφητήρας ο οποίος διασφαλίζει ότι τα κύματα πίεσης απορροφούνται στα όρια και δεν ανακλώνται. Τα όρια τότε αρχίζουν να κινούνται.

Η χρήση απορροφητικών ορίων στο PLAXIS βασίζεται στην μελέτη των (Lysmer & Kuhlmeyer, 1969).

Οι ορθές και οι διατμητικές συνιστώσες των τάσεων απορροφούνται από έναν αποσβεστήρα στην οριζόντια διεύθυνση:

$$\sigma = -C_1 \rho V_p \dot{u}_x \quad \text{Equation 2-17}$$

$$\tau = -C_2 \rho V_s \dot{u}_y \quad \text{Equation 2-18}$$

Παραπάνω, ρ είναι η πυκνότητα των υλικών και V_p και V_s είναι η ταχύτητα του διαστολικού και διατμητικού κύματος, αντίστοιχα. C_1 και C_2 είναι συντελεστές χαλάρωσης που έχουν εισαχθεί για να βελτιώσουν την επίδραση της απορρόφησης. Ενώ όταν τα κύματα πίεσης συναντούν τα όρια κάθετα, η χαλάρωση είναι περιττή ($C_1 = C_2 = 1$).

Με την παρουσία των κυμάτων διατμήσεως, η απόσβεση των απορροφητικών ορίων δεν είναι επαρκής χωρίς χαλάρωση. Το συγκεκριμένο πρόβλημα μπορεί να υπερκεραστεί με περαιτέρω προσαρμογή του συντελεστή C2. Η εμπειρία που έχει αποκτηθεί μέχρι σήμερα δείχνει ότι με τη θεώρηση των συντελεστών C1 = 1 και C2 = 0.25 οδηγούμαστε σε καλύτερα αποτελέσματα. Ωστόσο ακόμα και έτσι, η δήλωση ότι διατμητικά κύματα απορροφούνται πλήρως δεν είναι αληθής. Έτσι παρόλα που απαιτείται περαιτέρω μελέτη για το συγκεκριμένο θέμα η μέθοδος που περιεγράφηκε παραπάνω θεωρείται ικανοποιητική για πρακτικές εφαρμογές.

2.7.6 Ιδιότητες καννάβου

Για να εκτελεστούν υπολογισμοί πεπερασμένων στοιχείων, η γεωμετρία του προβλήματος πρέπει να διαιρεθεί σε στοιχεία. Η σύνθεση των πεπερασμένων στοιχείων ονομάζεται κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων. Ο τρισδιάστατος υπολογισμός πεπερασμένων στοιχείων είναι πολύ χρονοβόρος, ενώ η διάρκεια του εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τον αριθμό των στοιχείων της ανάλυσης. Επιπλέον, ένα πολύ μεγάλο μοντέλο ενδεχομένως να μην μπορεί να χωρέσει στην RAM του υπολογιστή. Ως εκ τούτου, πρέπει να ληφθεί μέριμνα για τη δημιουργία όσο το δυνατόν μικρότερου καννάβου που θα οδηγεί βέβαια σε ορθά αποτελέσματα.

Το PLAXIS επιτρέπει την αυτόματη παραγωγή πεπερασμένων στοιχείων. Η διαδικασία παραγωγής των στοιχείων λαμβάνει υπόψη τη στρωματογραφία του εδάφους, καθώς και όλα τα δομικά αντικείμενα, τα φορτία και τις συνοριακές συνθήκες. Η παραγωγή του καννάβου βασίζεται σε μια αξιόπιστη διαδικασία τριγωνισμού, γεγονός που οδηγεί σε μη συμμετρικό κάνναβο κάτι που οδηγεί σε καλύτερα αποτελέσματα από πλήρως δομημένους τετραγωνικούς καννάβους.

Η διαδικασία παραγωγής των πεπερασμένων στοιχείων απαιτεί μια γενική παράμετρο που αντιπροσωπεύει το μέσο μήκος Δl των πεπερασμένων στοιχείων, το οποίο υπολογίζεται από τις εξωτερικές διαστάσεις γεωμετρίας χρησιμοποιώντας την ακόλουθη σχέση.

$$\Delta l = \frac{r_e}{20} \sqrt{(x_{\max} - x_{\min})^2 + (y_{\max} - y_{\min})^2 + (z_{\max} - z_{\min})^2} \quad \text{Equation 2-19}$$

Όπου r_e	=	2.0	(very coarse mesh)
	=	1.5	(coarse mesh)
	=	1.0	(medium mesh)
	=	0.7	(fine mesh)
	=	0.5	(very fine mesh)

2.8 Πάσσαλοι

Οι πάσσαλοι αποτελούν την πιο συνηθισμένη μέθοδο βαθιάς θεμελίωσης. Η διάμετρός τους κυμαίνεται συνήθως από 0,4m έως 1m, ενώ ο λόγος του μήκους τους προς την διάμετρο τους $\frac{L}{D}$ είναι μεγαλύτερος του 8. Μπορούν να είναι ξύλινοι, χαλύβδινοι ή από σκυρόδεμα. Ακόμη μπορούν να διακριθούν ως προς τον τρόπο εγκατάστασης τους σε εμπηγνυόμενους και έγχυτους. Η ανάληψη των φορτίων από τους πασσάλους γίνεται από την αιχμή τους (εδραζόμενοι πάσσαλοι) ή από την παράπλευρη επιφάνειά τους (αιωρούμενοι πάσσαλοι). Η απόκριση των τελευταίων υπό ανακυκλική φόρτιση θα μελετηθεί αναλυτικά στην παρούσα διπλωματική εργασία.

Ιστορικά η πρώτη αναφορά χρησιμοποίησης πασσάλων εντοπίζεται στην νεολιθική Ελβετία, 12000 χρόνια πριν. Οι κάτοικοί της εμπήγνυαν κορμούς δένδρων στους μαλακούς πυθμένες των αβαθών λιμνών τους και επ' αυτών δομούσαν τα σπίτια τους αρκετά ψηλά ώστε να μην απειλούνται από τα άγρια ζώα. Είναι ιστορικώς γνωστό ότι ο Τραϊανός είχε κατασκευάσει μια γέφυρα στον Δούναβη τα θεμέλια της οποίας αποκαλύφθηκαν τον 18^ο αιώνα. Επίσης οι κάτοικοι της Βενετίας κατασκεύασαν την πόλη τους πάνω σε ξύλινους πασσάλους στο ελώδες δέλτα του ποταμού Πο για να προστατευτούν από τις επιδρομές των εισβολέων που προήλθαν από την ανατολική Ευρώπη. Εξ' άλλου και η Βενεζουέλα (μικρή Βενετία) ονομάστηκε έτσι από τους Ισπανούς κατακτητές που βρήκαν τους Ινδιάνους να ζουν σε καλύβες επί πασσάλων στις όχθες της λίμνης Μαρακάμπο. Εντέλει η κατασκευή και ο σχεδιασμός των πασσάλων πέρασε από την καθαρά φαινομενολογική και εμπειρική θεώρηση στην επιστημονική το 1925 με την ίδρυση της Εδαφομηχανικής από τον Terzaghi.

2.9 Lumped Parameter Model (L.P.M)

Σύμφωνα με την μέθοδο lumped parameter model ή lumped element model ή lumped component model οποιαδήποτε συμπεριφορά ενός κατανεμημένου συστήματος μπορεί να απλοποιηθεί σε μια τοπολογία αποτελούμενη από διακριτά στοιχεία ανεξάρτητα της συχνότητας, η οποία μπορεί να προσεγγίσει την συμπεριφορά του κατανεμημένου συστήματος τόσο σε επίπεδο σημείου, όσο και σε επίπεδο συστήματος Σχήμα 2-21.

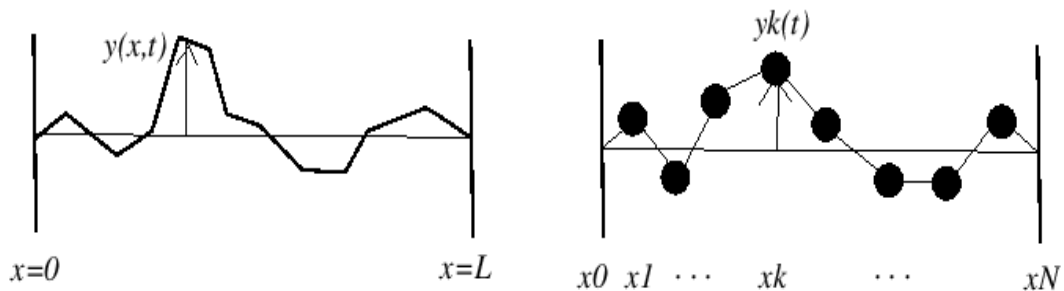


Figure 2-21: Distributed and lumped system

Από μαθηματικής άποψης η παραπάνω απλοποίηση μειώνει της άγνωστες μεταβλητές του συστήματος σε έναν πεπερασμένο αριθμό, ενώ οι μερικές διαφορικές εξισώσεις του απειρομήκου χωροχρονικού συνεχούς που περιγράφουν το μοντέλο εκπίπτουν συνήθεις διαφορικές εξισώσεις με πεπερασμένο αριθμό παραμέτρων.

Ο όρος lumped (συγκεντρωμένων) προέρχεται από την ηλεκτρική εφαρμοσμένη μηχανική και αναφέρεται στην ανάλυση συγκεντρωμένων παραμέτρων, σε αντίθεση με την ανάλυση κατανεμημένων παραμέτρων. Σε γενικές γραμμές αυτή η προσέγγιση είναι κατάλληλη όταν το φυσικό αντικείμενο που μελετάται έχει διαστάσεις που είναι μικρές ως προς το μήκος κύματος της δόνησης.

Η μέθοδος L.P.M. είναι περισσότερο γνωστή από την ηλεκτρονική καθώς είναι η κύρια μέθοδος περιγραφής των ηλεκτρικών κυκλωμάτων Σχήμα 2-22.

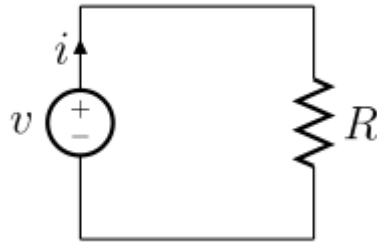


Figure 2-22: Representation of a lumped model made up of a voltage source and a resistor

Παρ' όλα αυτά η μέθοδος L.P.M. χρησιμοποιείται σε ένα τεράστιο επιστημονικό φάσμα (εικόνα 2-15). Στον τομέα της ακουστικής βρίσκει μεγάλη εφαρμογή, καθώς εκεί μελετούνται κύματα πολύ υψηλών συχνοτήτων τέτοιων που για να μελετηθούν με χρήση προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων θα απαιτούνταν τεράστιος αριθμός πεπερασμένων στοιχείων, αδύνατον να αναλύθουν από τους σημερινούς υπολογιστές. Η μέθοδος L.P.M. χρησιμοποιείται ακόμη στην ιατρική, την βιοχημεία την φυσική και αλλού.

Στον τομέα του πολιτικού μηχανικού με την κατάλληλη σύνδεση ελατηρίων, αποσβεστήρων και μαζών και με την ανάλογη βαθμονόμησή τους μπορεί να προσομοιωθεί η απόκριση οποιαδήποτε κατασκευής. Ακόμη είναι δυνατόν να προσομοιωθεί η συμπεριφορά όχι μόνο συστημάτων, αλλά και εδαφικών σημείων. Στην παρούσα διπλωματική εργασία επιχειρήθηκε ο σχεδιασμός και η κατάλληλη βαθμονόμηση μιας τέτοιας διάταξης που θα μπορούσε να αναπαραστήσει την κατακόρυφη δυναμική δυσκαμψία σημείου της περιφέρειας ενός πασσάλου. Ακόμη αναπτύχθηκαν διατάξεις ικανές να περιγράψουν πιστά την συμπεριφορά ολόκληρων συστημάτων θεμελιώσεων, μειώνοντας έτσι τον υπολογιστικό χρόνο στο ελάχιστο.

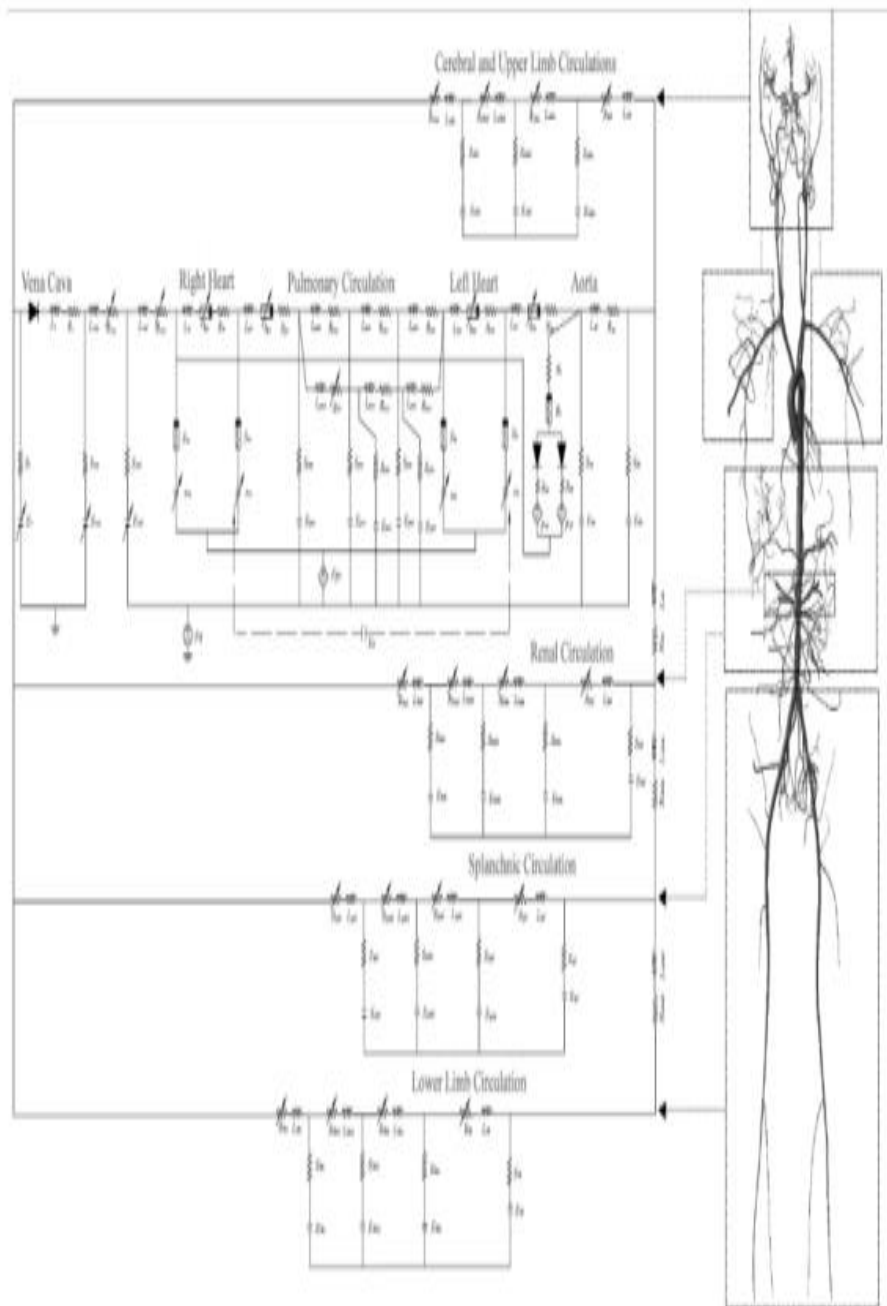


Figure 2-23: A lumped parameter model for the cardiovascular system.

3 Ελαστική απόκριση

Σε αυτό το μέρος της εργασίας περιγράφεται ο σχεδιασμός του αριθμητικού μοντέλου για την ελαστική βαθμονόμηση των κατακόρυφων ελατηρίων και αποσβεστήρων της παράπλευρης επιφάνειας ενός πασσάλου (μέθοδος Winkler). Στη μέθοδο Winkler το περιβάλλον έδαφος μπορεί να αντικατασταθεί από ζεύγη ελατηρίων και αποσβεστήρων τοποθετημένων καθ' ύψος του πασσάλου. Η συνολική δυσκαμψία του εδάφους ισούτε με το άθροισμα των δυσκαμψιών των μεμονωμένων ελατηρίων. Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων συγκρίνονται με λύσεις από τη βιβλιογραφία. Οι σχέσεις της βιβλιογραφίας που έχουν χρησιμοποιηθεί, καθώς και η μέθοδος υπολογισμού από τις αριθμητικές αναλύσεις περιγράφονται στα ακόλουθα κεφάλαια.

3.1 Βιβλιογραφικές σχέσεις

Αρχικά η προσέγγιση της δυναμικής συμπεριφοράς του πασσάλου έγινε βασιζόμενη στην απλοποίηση του τρισδιάστατου αυτού ελαστοδυναμικού προβλήματος σε μια ομάδα δισδιάστατων υποπροβλημάτων. Ο Novac (1974), βασιζόμενος στην δουλειά του Baranov (1967), θεώρησε ότι το σύστημα πασσάλου εδάφους αποτελείται από έναν άπειρο αριθμό ανεξάρτητων οριζόντιων στρωμάτων. Έτσι η αντίδραση του πασσάλου ανά μονάδα μήκους του μπορεί να προσδιοριστεί από την επίλυση ενός δισδιάστατου αξονοσυμμετρικού προβλήματος. Όταν η αντίδραση του εδάφους ανά μήκους πασσάλου προσδιοριστεί το έδαφος μπορεί να αναπαρασταθεί από μια σειρά ελατηρίων εξαρτώμενων από την συχνότητα. Εντέλει ένα κατακόρυφο γραμμικό στοιχείο επιλύεται στην κατακόρυφη διεύθυνση, το οποίο παρέχει την απόκριση του πασσάλου. Για τον έλεγχο της αποτελεσματικότητας της μεθόδου ελέγχθηκαν δύο περιοχές συχνοτήτων. Στις σχετικά υψηλές συχνότητες η αλληλεπίδραση κύματος-διεπιφάνειας έκανε τα κύματα που παράγονταν στην επιφάνια του πασσάλου να διαδίδονται οριζόντια (Gazetas, 1987), (Wolf, 1994), έτσι η θεώρηση του Novac επιβεβαιώνεται. Στις χαμηλές συχνότητες και όσο η συχνότητα πλησίαζε το μηδέν η λύση του Novac οδηγούσε σε μηδενική δυσκαμψία. Για να αντιμετωπίσει αυτό το πρόβλημα θεώρησε μια σταθερή τιμή δυσκαμψίας

κάτω από μια συγκεκριμένη συχνότητα. Το πρόβλημα αυτό μπορεί να αντιμετωπιστεί επιπλέον με την βαθμονόμηση της δυναμικής απόκρισης του πασσάλου που προκύπτει από το ελατηριωτό προσομοίωμα από αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων.

Βασισμένοι σε αυτοί την προσέγγιση οι Makris και Gazetas (1993) πρότειναν τις ακόλουθες προσεγγίσιμες σχέσεις για τον υπολογισμό των κατανεμημένων ελατηρίων και αποσβεστήρων της επιφάνειας του πασσάλου:

$$k_z = 0.6E_s \left(1 + \frac{1}{2}\sqrt{a_0}\right) \text{ Equation 3-1}$$

$$\text{Και } c_z = c_{z\text{radiation}} + c_{z\text{hysteresis}} = 1.2a_0^{-1/4}\pi d\rho_s V_s + 2\beta_s \frac{k_z}{\omega} \text{ Equation 3-2}$$

Στις οποίες a_0 είναι ο αδιάστατος συντελεστής συχνότητας και ορίζεται ως:

$$a_0 = \frac{\omega d}{V_s} \text{ Equation 3-3}$$

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται οι τιμές k_z και c_z για τις παραμέτρους του παρακάτω πίνακα.

Table 3-1: Parameters of the equations 3-1 and 3-2.

E_s	ρ_s	V_s	d
60000 kN/m ²	2 Mg/m ³	111 m/s	1 m

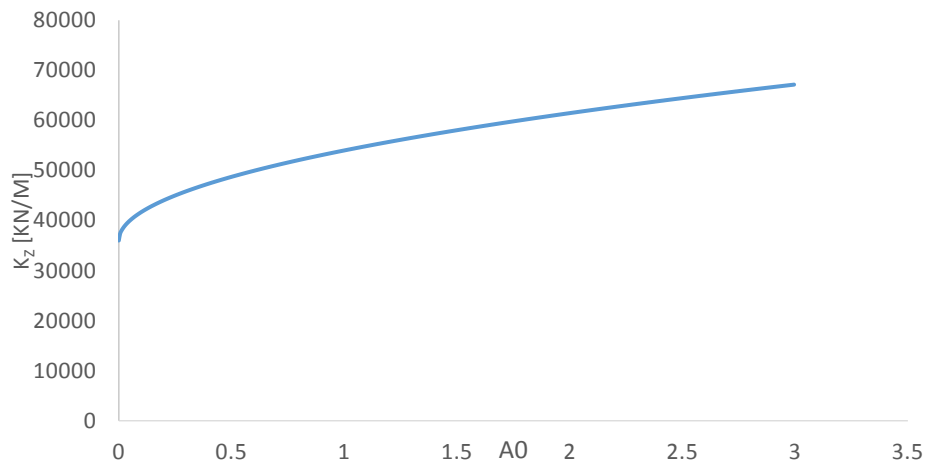


Figure 3-1: Gazetas vertical dynamic stiffness coefficient k_z as a factor of a_0 .

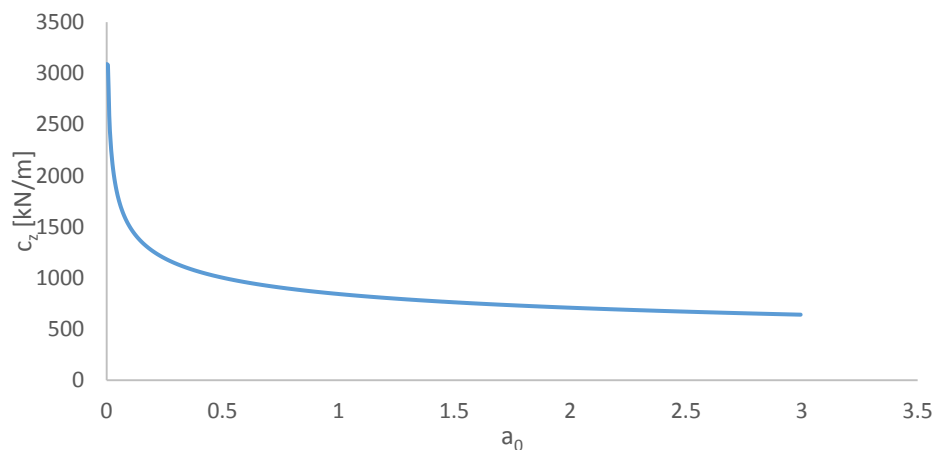


Figure 3-2: Gazetas vertical dashpot coefficient as a factor of a_0 .

Σύμφωνα με την σχέση 3-2 ο συντελεστής απόσβεσης τείνει στο 0 για πολύ μεγάλες τιμές του αδιάστατου συντελεστή συχνότητας a_0 . Ο (Gazetas, 1987) έδειξε ότι ο συντελεστής απόσβεσης για το πρόβλημα της επίπεδης παραμόρφωσης μπορεί να ληφθεί από την σχέση:

$$C = \rho V A \operatorname{Re} \left[-i \frac{H_1^{(2)}(a_0)}{H_0^{(2)}(a_0)} \right] \quad \text{Equation 3-4}$$

Στην παραπάνω σχέση ρ είναι η πυκνότητα του εδάφους, V η ταχύτητα του κύματος και A το εμβαδόν ανά μέτρο μήκους της θεμελίωσης (εδώ πασσάλου). Οι όροι $H_1^{(2)}, H_0^{(2)}$ είναι συναρτήσεις Hankel δεύτερου είδους, πρώτης και μηδενικής τάξης

αντίστοιχα. Σύμφωνα με την παραπάνω εξίσωση ο συντελεστής απόσβεσης τείνει ασυμπτωτικά στην τιμή ρVA .

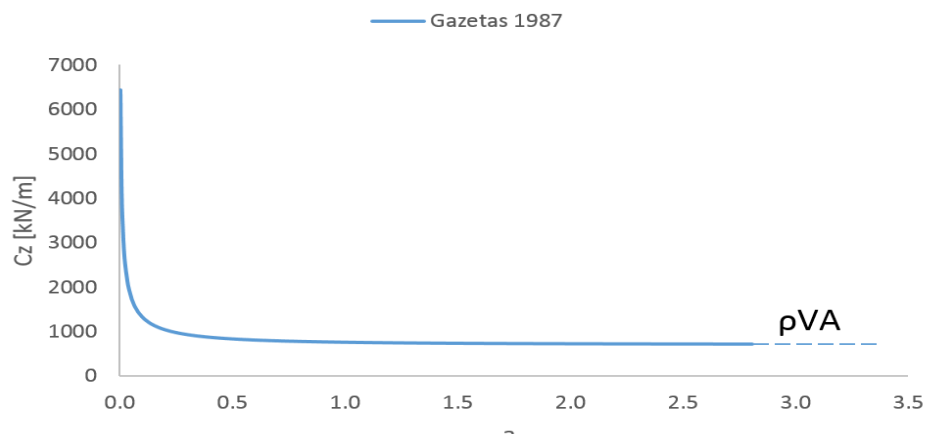


Figure 3-3: Gazetas (1987) vertical dashpot as a factor of a_0 .

Οι Randolph & Wroth (1978) και οι Baguelin & Frank (1979) πρότειναν μια απλή μέθοδο για τον υπολογισμό της στατικής δυσκαμψίας πασσάλου. Σε αυτή την μέθοδο η παραμόρφωση του εδάφους γύρω από τον πάσσαλο προσομοιώνεται ως απλή διάτμηση ομόκεντρων κυλίνδρων. Στην περιοχή της παράπλευρης επιφάνειας του πασσάλου η μεταβολή των ορθών τάσεων σ_z με το βάθος θεωρήθηκε αμελητέα συγκρινόμενη με την σημαντική διαφοροποίηση κατά την ακτινική διεύθυνση της προκαλούμενης διατμητικής τάσης.

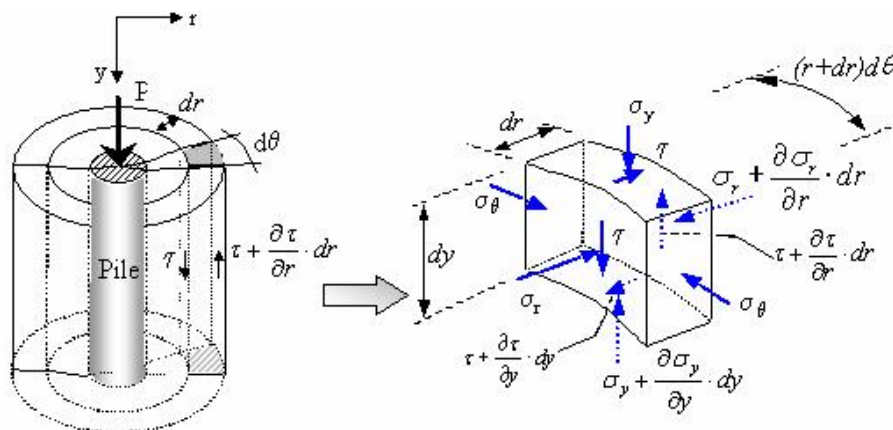


Figure -3-4: a) Concentric cylinders around loaded pile b) Stresses in soil element

Όμως η παραπάνω θεώρηση συνεπάγεται άπειρη καθίζηση του πασσάλου (μηδενική δυσκαμψία στην κεφαλή του πασσάλου). Ως εκ' τούτου μια εμπειρική

διόρθωση έπρεπε να εισαχθεί. Για τον σκοπό αυτό οι Randolph και Wroth (1978) θεώρησαν ότι η εδαφική καθίζηση μηδενίζεται σε μια απόσταση από τον πάσσαλο ίση με την “μαγική ακτίνα” (magical radius) r_m . Στη συνέχεια βαθμονόμηση με πεπερασμένα στοιχεία έδειξε ότι αυτό το μέγεθος είναι τάξης ανάλογο με το μήκος του πασσάλου.

Βασιζόμενη στα παραπάνω προσομοίωσαν το έδαφος γύρω από τον πάσσαλο με κατανεμημένα ελατήρια, η δυσκαμψία ανά μονάδα μήκους πασσάλου των οποίων μπορεί να γραφτεί ως εξής:

$$k_z = \delta G_s$$

$$\text{Όπου } \delta = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{2r_m}{d}\right)} \text{ και } r_m \approx 2.5L(1 - \nu_s)$$

Μια άλλη σχέση για το δ έχει προταθεί από τους O'Rourke & Dorby (1978) βαθμονομώντας τη δυσκαμψία που του ελατηριώτου προσομοιώματος από της καμπύλες των διαγραμμάτων τωνoulos & Davis (1974). Η σχέση αυτή οδηγεί στην παρακάτω έκφραση:

$$\delta = 1 + 5,5 \left(\frac{L}{d}\right)^{-0.74} + 0.6 \left(\frac{L}{d}\right)^{1.3} \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{-1.04}$$

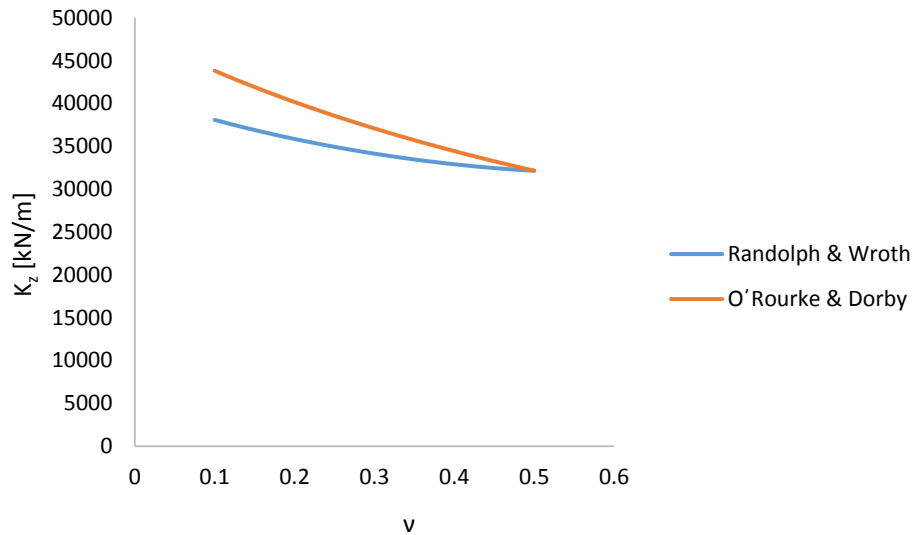
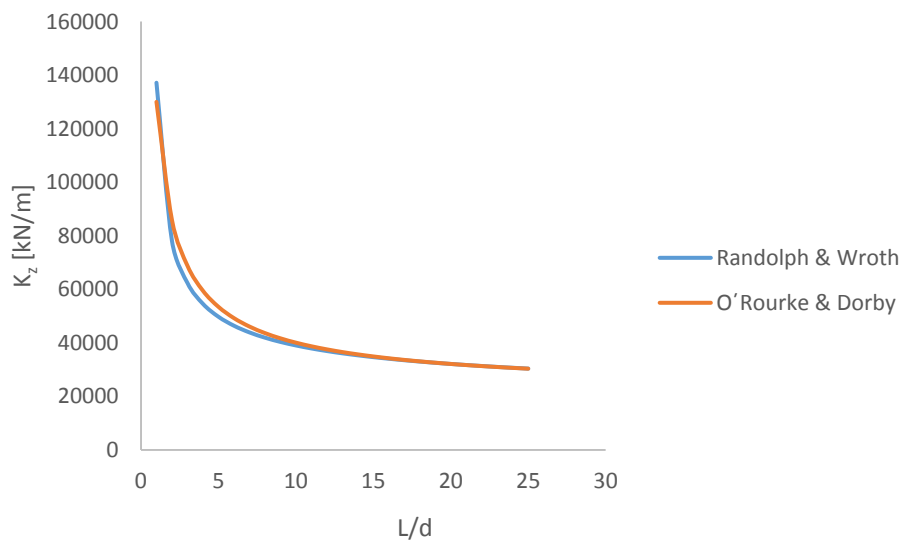
Τέλος για την στατική απόκριση του πασσάλου το στατικό μέρος της δυναμικής σχέσεις των Gazetas & Makris (1991) δίνει k_z ίση με $0,6E_s$. Οι παραπάνω σχέσεις παρά της διαφορές τους δίνουν παρόμοια αποτελέσματα. Παρακάτω παρατίθεται ένας πίνακας με την κατακόρυφη δυσκαμψία ενός συγκεκριμένου εδαφικού προφίλ υπολογισμένη με όλες τις παραπάνω μεθόδους. Επιπλέον παρατίθενται διαγράμματα τα οποία καταδεικνύουν την επίδραση του ν και των λόγων E_p/E_s και L/d στην επίδραση της δυσκαμψίας.

Table 3-2 : Soil and pile parameters.

E_s	E_p	ν	L	d
60000 kN/m ²	3000* E_s	0.2	20 m	1 m

Table 3.3: Values of K_v for each method.

Randolph & Wroth	O'Rourke & Dorby	Gazetas & Makris
35846 kN/m ²	40150 kN/m ²	36000 kN/m ²

Figure 3-5: Static vertical spring coefficient K_z according to Randolph & Wroth and O'Rourke & Dorby method as a factor of Poisson's ratio ν .Figure 3-6: Static vertical spring coefficient K_z according to Randolph & Wroth and O'Rourke & Dorby method as a factor of slenderness of the pile (L/d).

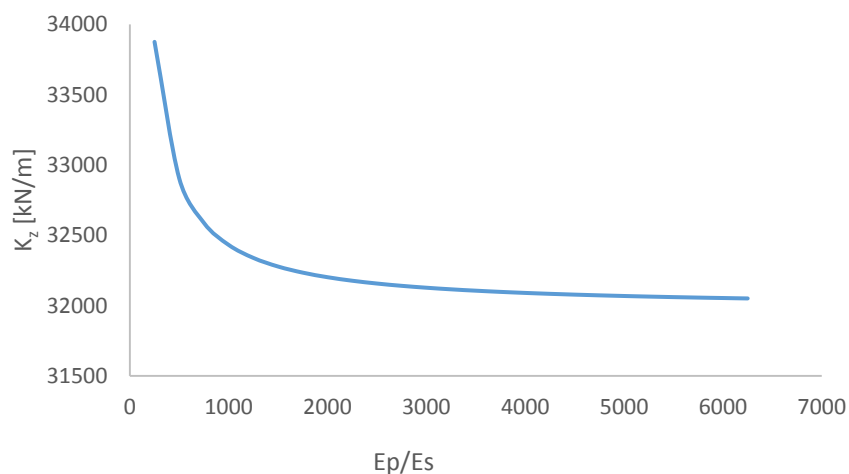


Figure 3-7: Static vertical spring coefficient K_z according to O'Rourke & Dorby method as a factor of slenderness of the pile E_p/E_s ratio for slenderness ratio $L/d=20$.

3.2 Αριθμητικό μοντέλο

Σε αυτή την εργασία έχουν γίνει τρισδιάστατες προσομοιώσεις πεπερασμένων στοιχείων για την βαθμονόμηση των συντελεστών των ελατηρίων και των αποσβεστήρων της παράπλευρης επιφάνειας του πασσάλου. Οι προσομοιώσεις πραγματοποιούνται με χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS 3D έκδοση 2012, το οποίο παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 2.7

3.2.1 Γεωμετρία

Ο πάσσαλος που μελετάται σε αυτή την εργασία είναι κυκλικής κάτοψης διαμέτρου $D=1\text{m}$. Η κορυφή του βρίσκεται στο ψηλότερο σημείο και η βάση του στο χαμηλότερο σημείο του μοντέλου αντίστοιχα. Ως εκ τούτου το σύνολο της εδαφικής αντίδρασης προέρχεται από την παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου. Στην κορυφή και την βάση του μοντέλου επιβάλλονται μηδενικές μετακινήσεις για την προσομοίωση της συνέχειας του εδάφους.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι λόγω της συμμετρικότητας του προβλήματος τελικά εξετάστηκε το ένα τέταρτο του αρχικού μοντέλου. Η ανάλυση ολόκληρου του μοντέλου θα ήταν υπολογιστικά αδύνατη καθώς για τιμές του αδιάστατου συντελεστή συχνότητας α_0 ίσες με 1,5 και με την θεώρηση ύπαρξης περίπου τεσσάρων πεπερασμένων στοιχείων ανά μήκους κύματος θα απαιτούνταν

περισσότερα από 280000 πεπερασμένα στοιχεία. Πρέπει να αναφερθεί ότι έφθασαν το πρόβλημα της κατακόρυφης φόρτισης πασσάλου είναι αξονοσυμμετρικό, θεωρητικά θα μπορούσε να γίνει ανάλυση ακόμα και μιας "φέτας" πασσάλου γωνίας μίας μοίρας. Με αυτόν τον τρόπο ο υπολογιστικός χρόνος θα μειωνόταν στο ελάχιστο και θα ήταν σχεδόν 8100 φορές μικρότερος!!! Δυστυχώς περιορισμοί στο λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε δεν επέτρεψαν την παραπάνω ανάλυση.

Παρακάτω ακολουθούν αναλύσεις ευαισθησίας για τον καθορισμό των διαστάσεων του μοντέλου και του καννάβου. Ακόμα ελέγχετε αν η θεώρηση του μισού μοντέλου λόγω συμμετρίας έχει επίδραση στα αποτελέσματα των αναλύσεων.

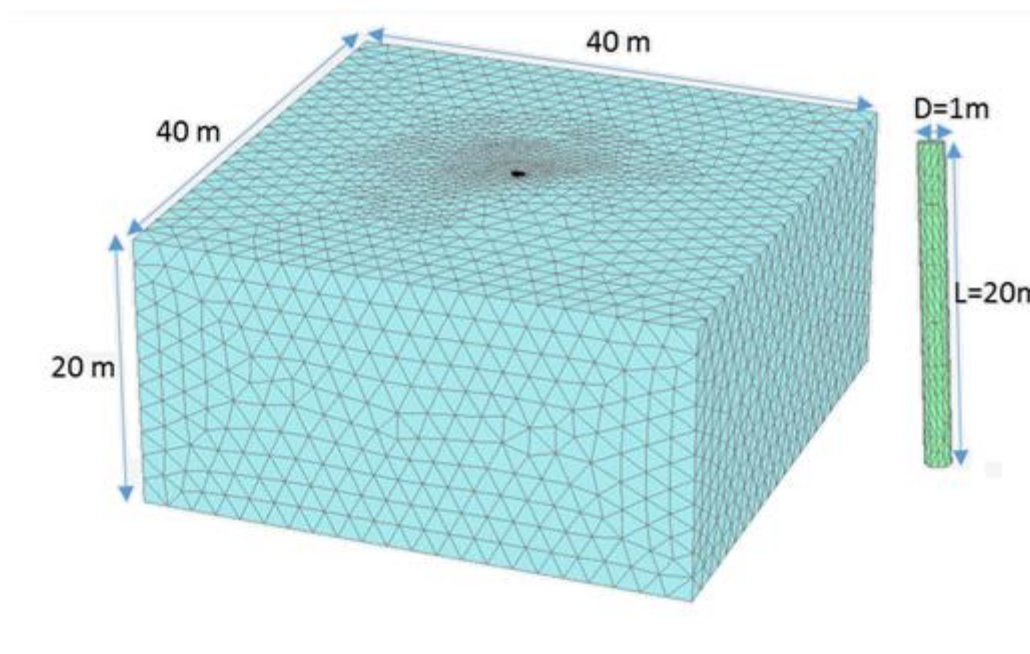


Figure 3-8: Geometric features of the whole pile model. Left the dimensions of the numerical model. Right the dimensions of the pile.

3.2.2 Προσομοίωση πασσάλου

Ο σχηματισμός του εδάφους προσομοιώθηκε με τη χρήση τρισδιάστατων συνεχών στοιχείων εδάφους. Για τον πάσσαλο συγκρίθηκαν δύο διαφορετικοί τύποι στοιχείων. Στο μοντέλο A, ο πάσσαλος προσομοιώθηκε με στοιχεία όγκου (με διαφορετικές παραμέτρους υλικού από το περιβάλλον του εδάφους) και στο μοντέλο B, ο πάσσαλος προσομοιώθηκε με στοιχεία πλάκας (plate elements με τις αντίστοιχες παραμέτρους με το παράδειγμα A). Τα αποτελέσματα που προέκυψαν

από τα δύο μοντέλα βρέθηκαν να είναι ακριβώς τα ίδια (Σχήμα 3-9). Τελικά οι δυναμικές αναλύσεις που εκτελέστηκαν στην συνέχεια έγιναν με χρήση στοιχείων όγκου όπως στο μοντέλο Α.

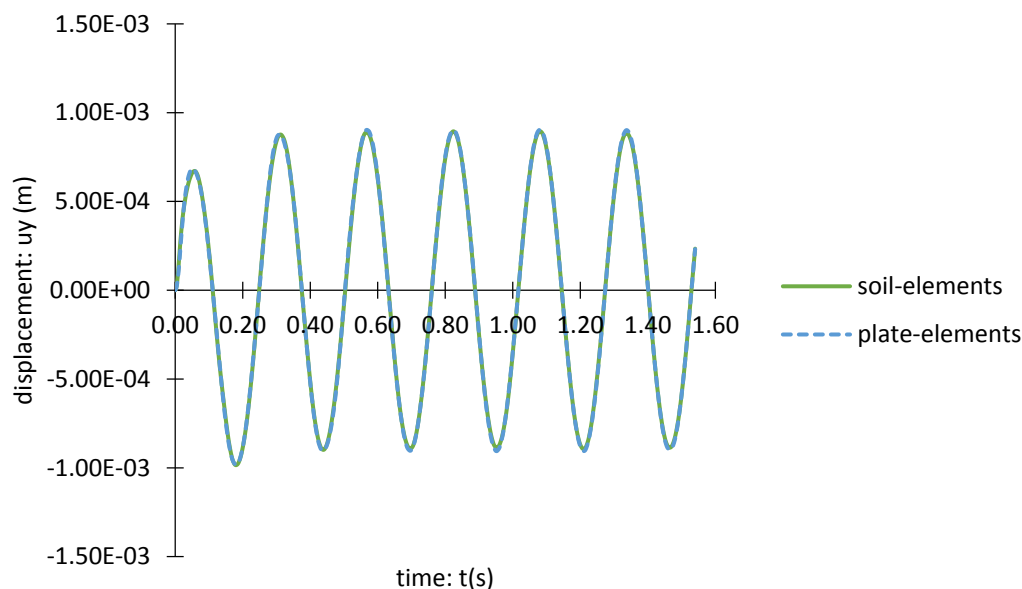


Figure 3-9: Lateral displacement of the center of the top of the caisson for dynamic lateral loading for the two different models.

3.2.3 Υλικά μοντέλου

Σε αυτό το σημείο τόσο για τον πάσσαλο όσο και για το έδαφος έχει θεωρηθεί ελαστική συμπεριφορά. Ανάμεσα στον πάσσαλο και το έδαφος υπάρχει διεπιφάνεια, η συμπεριφορά της οποίας περιγράφεται από το κριτήριο Mohr-Coulomb, ενώ έχει θεωρηθεί μια μεγάλη τιμή συνοχής c ώστε να εξασφαλισθεί ότι η διεπιφάνεια θα συμπεριφερθεί ελαστικά. Στον πίνακα 3.3 φαίνονται οι τιμές των παραμέτρων του μοντέλου.

Table 3-4 Model parameters

	Έδαφος	Πάσσαλος	Διεπιφάνεια	Μονάδες
Καταστατικό προσομοίωμα	Γραμμικό ελαστικό	Γραμμικό ελαστικό	Mohr-Coulomb	-
Πιεζομετρικές συνθήκες	Απουσία υδροφορέα	Απουσία υδροφορέα	Απουσία υδροφορέα	-
Ειδικό βάρος γ	20	1	20	kN/m ³

Αριθμητική προσομοίωση της μη-γραμμικής στατικής και δυναμικής απόκρισης πασσάλου σε αξονική φόρτιση

Μέτρο ελαστικότητας E	60000	300000000	60000	kN/m ²
Λόγος Poisson ν	0,2	0,2	0,2	
Μέτρο Διάτμησης G	25000	125000000	25000	kN/m ²
c	-	-	1000	kN/m ²
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων Vs	110,7	35000	110.7	m/s
Ταχύτητα διαστολικών κυμάτων Vp	180,7	57150	180.7	m/s

Οι τιμές των μέτρου ελαστικότητας του εδάφους και του πασσάλου έχουν επιλεγεί με τέτοιο τρόπο ώστε ο πάσσαλος να είναι άκαμπτος ($E_{pile} / E_{soil} = 5000$).

3.2.4 Απορροφητικά όρια

Για τις δυναμικές αναλύσεις, χρησιμοποιούνται απορροφητικά όρια με την χρήση ιζώδων αποσβεστήρων. Οι αποσβεστήρες στα σύνορα εξασφαλίζουν ότι η αύξηση της πίεσης στα όρια απορροφούνται χωρίς να ανακλώνται. Υπό την παρουσία κυμάτων διατμήσεως (θεωρητικά υπάρχουν μόνο τέτοια), η απόσβεση των απορροφητικών ορίων δεν είναι επαρκής χωρίς χαλάρωση, έτσι τα κύματα διάτμησης δεν μπορούν να απορροφηθούν πλήρως και έτσι υπάρχει μια μικρή επιρροή των ορίων. Για περισσότερες λεπτομέρειες ο αναγνώστης παραπέμπεται στο (PLAXIS3D, 2012, σ. 57.)

3.3 Βελτιστοποίηση του μοντέλου

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο ακολουθούν αναλύσεις ευαισθησίας, που αφορούν το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων και τις διαστάσεις του αριθμητικού μοντέλου.

3.3.1 Έλεγχος δυνατότητας χρήσης μισού μοντέλου.

Αρχικά ελέγχεται η δυνατότητα ανάλυσης του μισού μοντέλου. Θεωρητικά εφόσον το πρόβλημα είναι αξονοσυμμετρικό είναι δυνατόν να αναλυθεί το μισό μοντέλο, το ένα τέταρτο ακόμα και μία φέτα του προβλήματος. Για να διαπιστωθεί αν είναι δυνατόν και πρακτικά να αναλυθεί μικρότερο μέρος του μοντέλου με το υπάρχον λογισμικό χωρίς να μειωθεί η ακρίβεια των αποτελεσμάτων πραγματοποιήθηκαν

αναλύσεις ευαισθησίας. Το μοντέλο των αναλύσεων είχε διαστάσεις 40m μήκος, 40m πλάτος και 20m βάθος. Εφαρμόστηκε αρμονική φόρτιση 8 κύκλων συχνότητας 5 Hz ενώ η διακριτοποίηση του καννάβου ήταν πολύ πυκνή με 22 πεπερασμένα στοιχεία ανά μήκος κύματος. Στο παρακάτω διάγραμμα φαίνονται τα αποτελέσματα. Όπως φαίνεται η ανάλυση μικρότερου μέρους του προβλήματος δεν επηρεάζει την ακρίβεια των αποτελεσμάτων, καθώς για το μισό μοντέλο η απόκλιση είναι ίση με 2,66% και για το ένα τέταρτο του μοντέλου ίση με 2,18%.

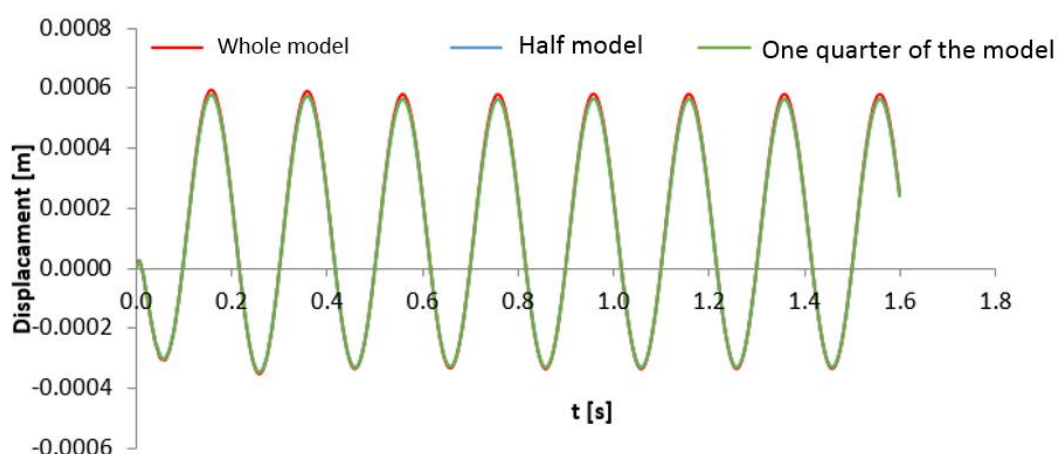


Figure 3-10: Comparison of the vertical displacement between whole, half and one quarter of the model.

Τέλος δεν προχωρήσαμε στην ανάλυση μιας φέτας (εικόνας 4-12) του προβλήματος λόγω περιορισμών του λογισμικού. Πιο συγκεκριμένα για την προσομοίωση λόγω χάριν του μισού μοντέλου λόγω συμμετρίας, για την προσομοίωση των συνοριακών συνθηκών του προβλήματος οι μετακινήσεις κάθετα στο επίπεδο τομής θέτονται ίσες με το 0, αντίστοιχα και στην περίπτωση του ενός τετάρτου του μοντέλου. Και στις δύο αυτές περιπτώσεις οι μετακινήσεις αυτές έχουν διευθύνσεις παράλληλες στους κύριους άξονες. Αντίθετα για την προσομοίωση μιας φέτας του προβλήματος γωνίας ϕ , επίπεδα τομής θα σχηματίζανε γωνίες διάφορες των 90 μοιρών με τους κύριους άξονες και αντίστοιχα και οι κάθετες σε αυτά μετακινήσεις. Όμως στο PLAXIS μπορούμε να θέσουμε μετακινήσεις ίσες με το μηδέν μόνο σε άξονες παράλληλους με τους κύριους.

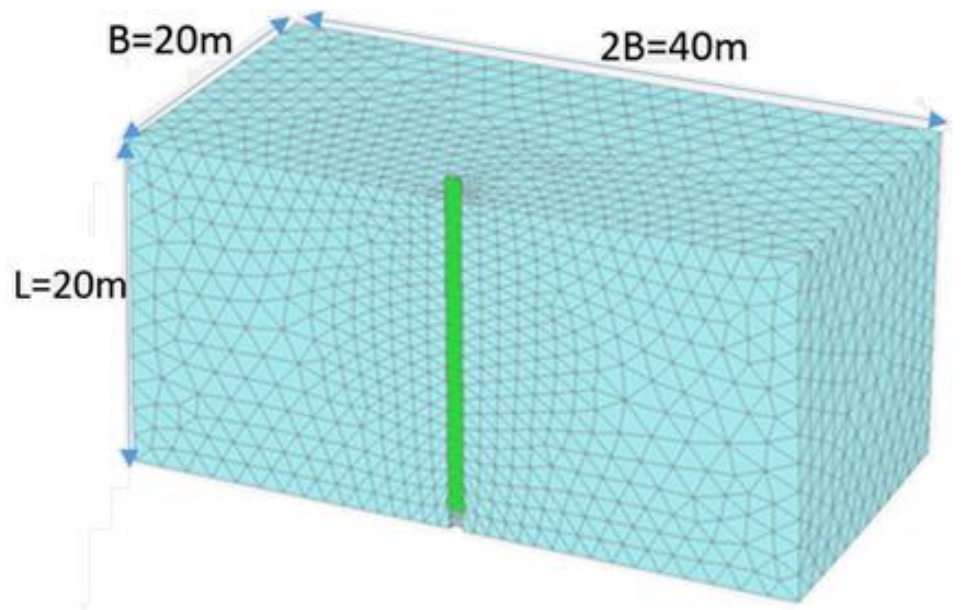


Figure 3-11: Geometric features and dimensions of the half model.

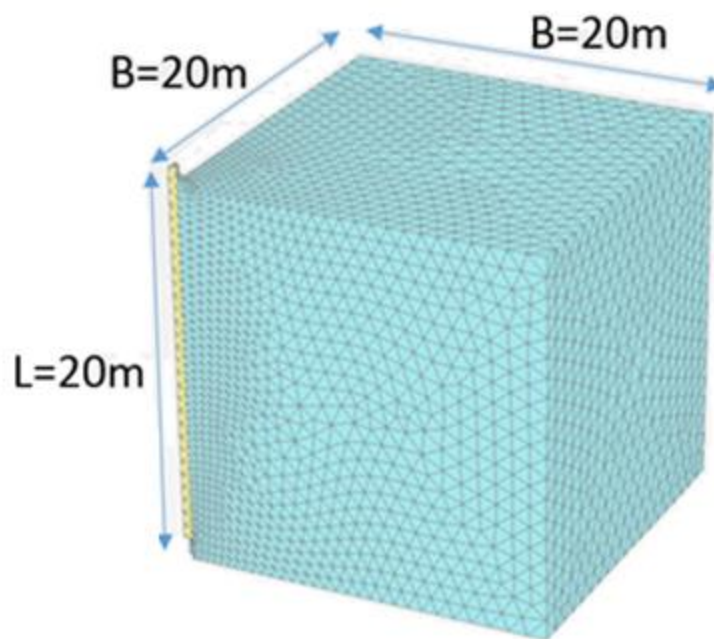


Figure 3-12: Geometric features and dimension of one quarter of the model.

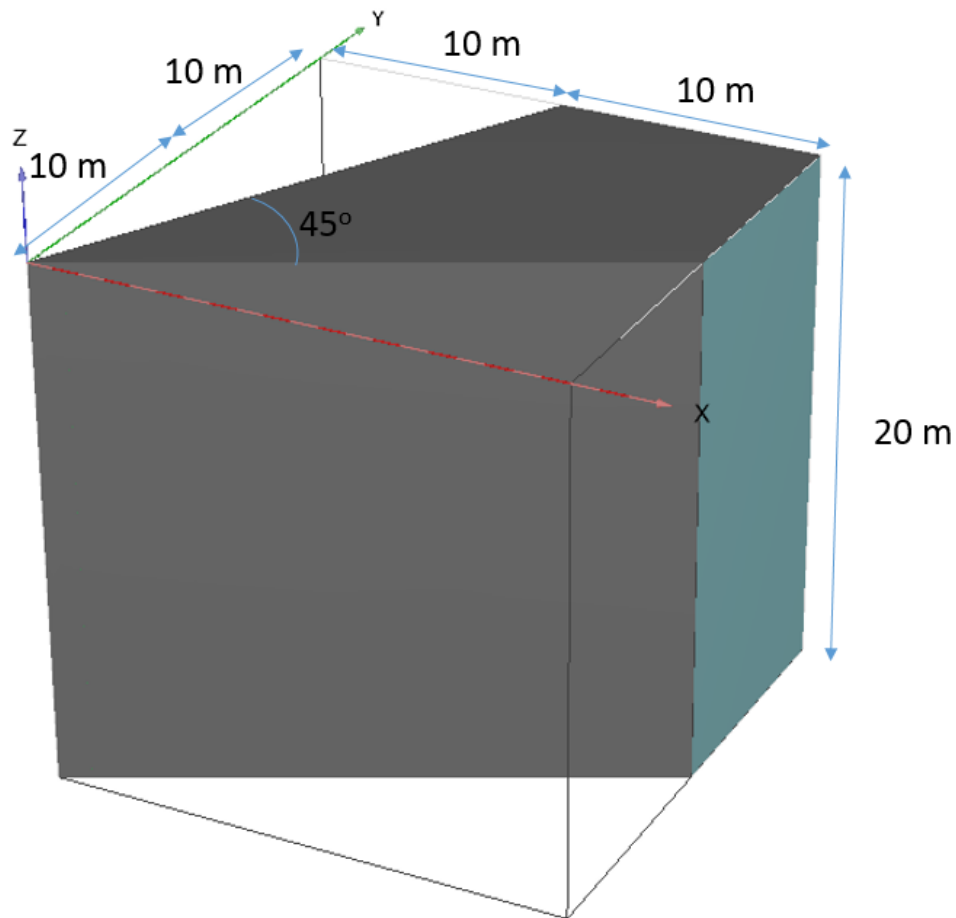


Figure 3-13: One slice of the model of 45° angle.

3.3.2 Διακριτοποίηση του καννάβου

Για μια δυναμική ανάλυση, η διακριτοποίηση του καννάβου διαδραματίζει καίριο ρόλο στην εξαγωγή ενός ρεαλιστικού αποτελέσματος, αν όχι για μια απλή γεωμετρία, σίγουρα για μια σύνθετη. Μια πολύ αραιή διακριτοποίηση αποτυγχάνει να συλλάβει τις λεπτές αλλαγές στις καταπονήσεις που δημιουργούνται σε διάφορα μέρη του μοντέλου, ειδικά στα σημεία όπου αναμένονται συγκεντρώσεις τάσεων. Από την άλλη πλευρά, ένας πολύ πυκνός κάρναβος οδηγεί σε μεγάλους υπολογιστικούς χρόνους, το οποίο είναι αντισυμβατικό. Ως εκ τούτου, πρέπει να βρεθεί μια μέση λύση ώστε να λαμβάνονται περίπου ακριβή αποτελέσματα σε εύλογο χρονικό διάστημα.

Προκειμένου να προσδιοριστεί η πυκνότητα του καννάβου που θα χρησιμοποιηθεί για τις δυναμικές αναλύσεις στη συνέχεια, εκτελείται ανάλυση ευαισθησίας για το μέγιστο μέγεθος στοιχείου. Έτσι εφαρμόζονται διαφορετικές πυκνότητες καννάβου για την ανάλυση της μέγιστης συχνότητας που είναι $f_{\max} = 25 \text{ Hz}$ ($\alpha_0=1,405$). Ο πάσσαλος διεγείρεται στην κορυφή του με αρμονικές κατακόρυφες ταλαντώσεις κατανεμημένου φορτίου 600kN/m^2 . Για αυτή την ανάλυση ευαισθησίας τα όρια του πεδίου βρίσκονται 20m από τον πάσσαλο, δηλαδή τα ιξώδη όρια, τοποθετούνται σε μία απόσταση ίση με 20D και στις δύο κατευθύνσεις.

Ο σκοπός της συγκεκριμένης ανάλυσης είναι να βρεθεί η σχέση ανάμεσα στο μήκος Δl των στοιχείων του καννάβου και στο μήκος κύματος λ του εισερχόμενου κύματος.

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{k} \text{ όπου } \lambda = V_s T = \frac{V_s}{f_{\max}} \text{ Equation 3-5}$$

Προκειμένου να βρούμε τις μέγιστες διαστάσεις του πεπερασμένου στοιχείου που θα οδηγούν σε ορθά αποτελέσματα τρέχουμε το μοντέλο για διαφορετικές τιμές του αδιάστατου συντελεστή παραγωγής πεπερασμένων στοιχείων r_e . Στη συνέχεια διαιρώντας τον συνολικό όγκο του μοντέλου με το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων βρίσκουμε έναν μέσο όγκο για τα πεπερασμένα στοιχεία. Ο όγκος αυτός συγκρίνεται και με την τιμή της αναλυτικής σχέσης .

$$V_{element} = \frac{V_{soil}}{n} \text{ Equation 3-6}$$

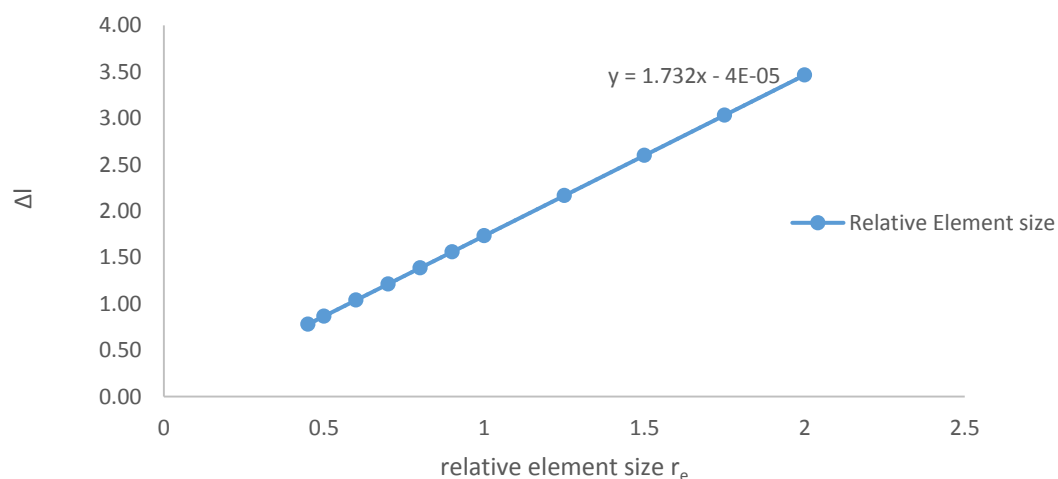
$$V_{element} = \Delta l^3 \frac{\sqrt{2}}{12} \text{ Equation 3-7}$$

Αποτελέσματα

Παρακάτω παρατίθεται ένας πίνακας με τα αποτελέσματα των προαναφερθέντων αναλύσεων:

Table 3-5: Mesh description and parameters

Περιγραφή καννάβου	Αδιάστατος συντελεστής r_e	Αριθμός πεπερασμένων στοιχείων n	Μήκος πεπερασμένων στοιχείων Δl	Όγκος πεπερασμένων στοιχείων (Plaxis)	Όγκος πεπερασμένων στοιχείων (αναλυτικά)	k
Very course	2	3141	3,464	2,547	4,899	1,29
Very course	1,75	4548	3,031	1,759	3,282	1,47
Course	1,5	6235	2,598	1,283	2,067	1,72
Course	1,25	9420	2,165	0,849	1,196	2,06
Medium	1	18559	1,732	0,431	0,612	2,58
Medium	0,9	24827	1,559	0,322	0,447	2,86
Medium	0,8	33332	1,386	0,240	0,314	3,22
Fine	0,7	50012	1,212	0,160	0,210	3,68
Fine	0,6	79617	1,039	0,100	0,132	4,3
Very fine	0,5	135774	0,866	0,059	0,077	5,16
Very fine	0,45	187916	0,7794	0,043	0,056	5,73

Figure 3-14 Size of elements related with relative element size r_e

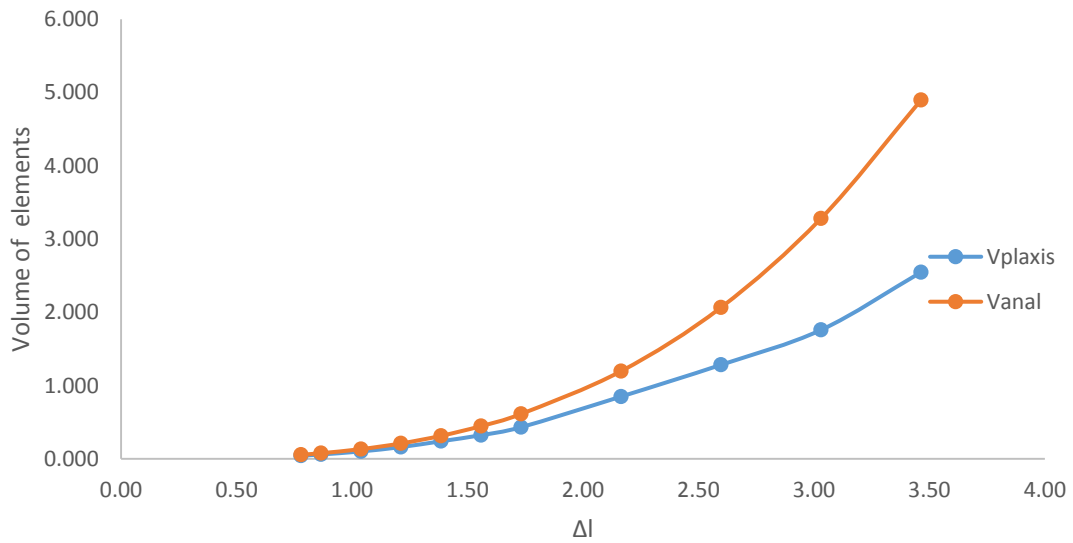


Figure 3-15 Volume of elements related with size of elements Δl

Από την εικόνα 3-10 φαίνεται ότι υπάρχει απόκλιση ανάμεσα στον όγκο των πεπερασμένων στοιχείων που υπολογίζεται από τον αναλυτικό τύπο και αυτόν που υπολογίζεται άμεσα από το PLAXIS. Αυτό οφείλετε στην πύκνωση που κάνει το PLAXIS αυτόματα στα στοιχεία του πασσάλου και κοντά σε αυτόν.

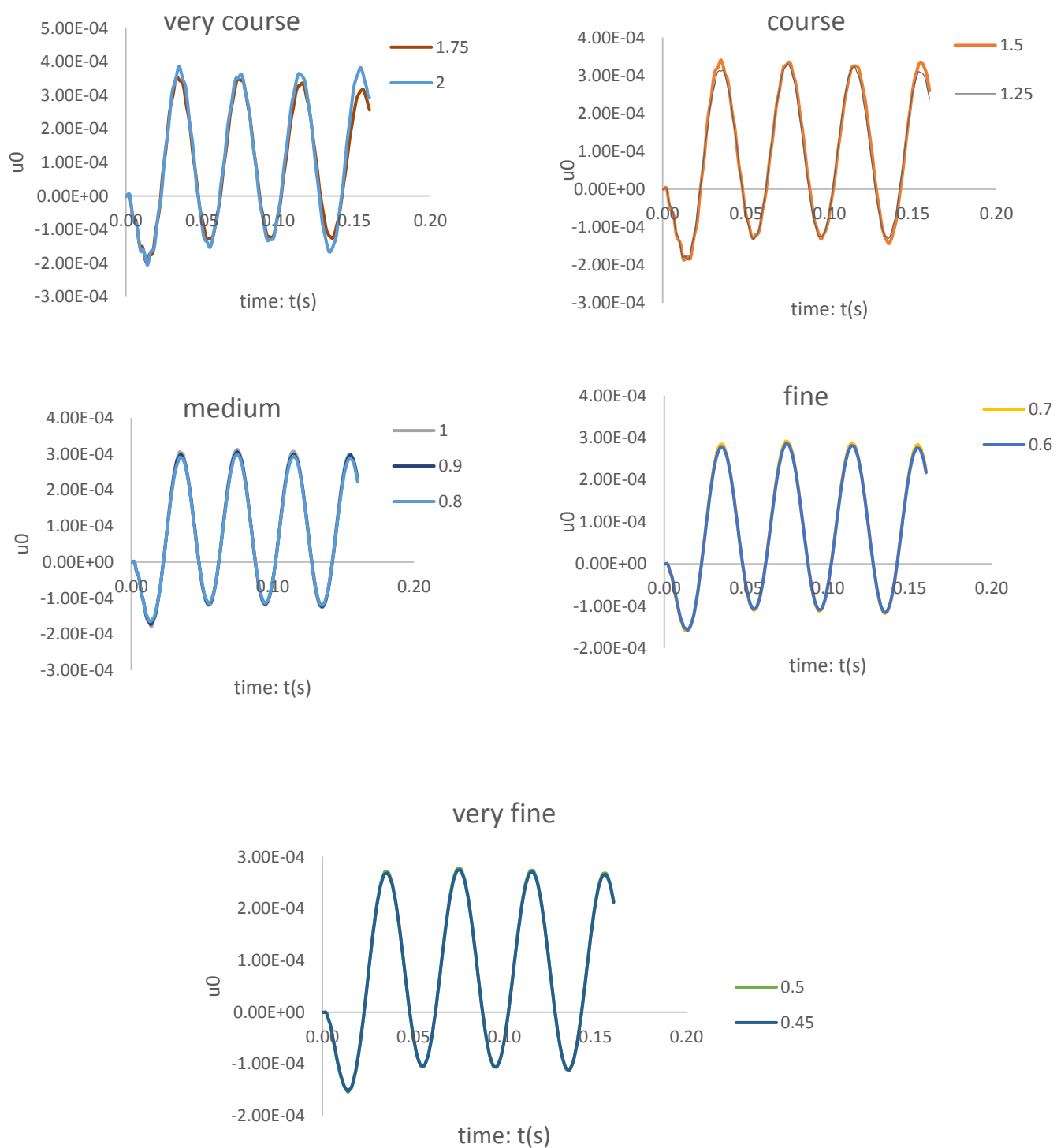


Figure 3-16: Sensitivity of vertical displacement to relative element parameter r_e

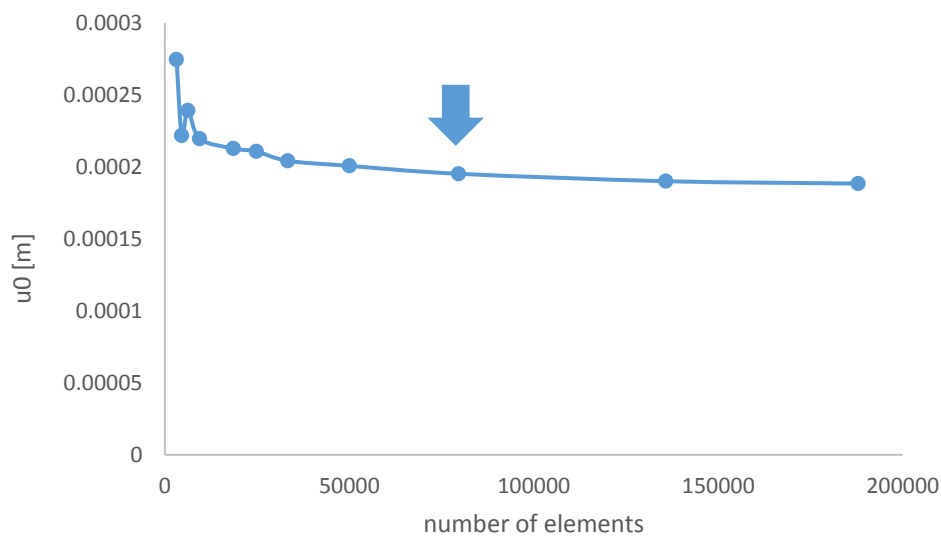


Figure 3-17: Effect of mesh density width on the maximum vertical response at the top of the pile due to vertical harmonic excitation. The arrow indicates the selected number of elements.

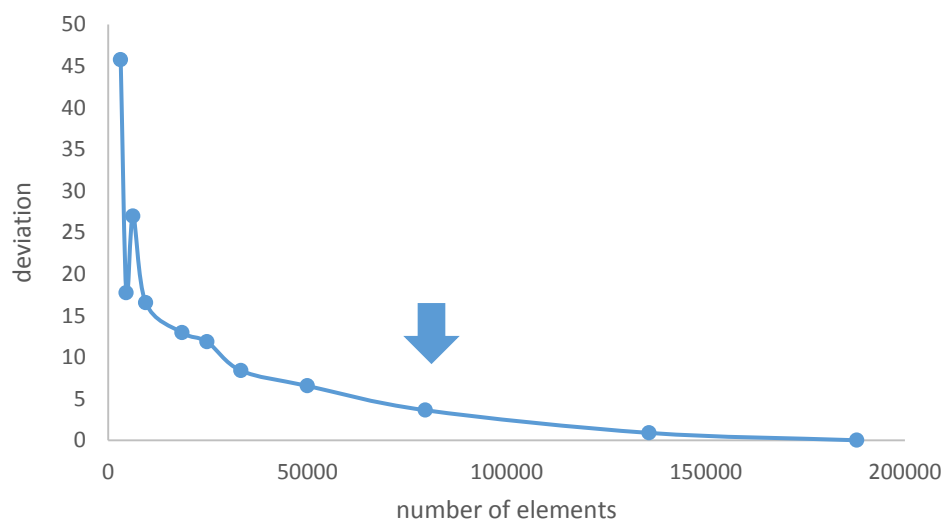


Figure 3-18: Effect of mesh density expressed in total number of elements on the deviation of the maximum vertical response of the pile due to vertical harmonic load. The arrow indicates the selected numbers of soil elements.

Στα σχήματα 3-17 και 3-18 εικονίζεται η διαφοροποίηση που προκαλεί η πυκνότητα του καννάβου στην μετατόπιση του πασσάλου. Φαίνεται ότι η αύξηση των πεπερασμένων στοιχείων πάνω από τις 80000 πολύ λίγο επηρεάζει τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Συγκεκριμένα η μετατόπιση του πασσάλου για 187000 στοιχεία και για 79617 διαφέρει

μόλις 3,61%. Ως εκ' τούτου ως τελική πυκνότητα καννάβου επιλέγουμε αυτή που αντιστοιχεί σε συντελεστή $r_e=0.6$.

Συμπεράσματα

Η απαίτηση μείωσης του υπολογιστικού χρόνου είναι ένα πολύ σημαντικό θέμα, για τις δυναμικές τρισδιάστατες αναλύσεις. Ο κύριος σκοπός της παρούσας ανάλυσης ευαισθησίας ήταν να αξιολογήσει τη σχέση μεταξύ του μέγιστου μεγέθους (Δl), των πεπερασμένων στοιχείων και του μήκους κύματος (λ) της διέγερσης:

$$\Delta l = \frac{\lambda}{k} \text{ Equation 3-8}$$

Στη βιβλιογραφία οι τιμές που προτείνονται για το k είναι μεταξύ 4 και 10. Οι Kuhlemeyer & Lysmer, 1973 προτείνουν την τιμή 8, ως κατευθυντήρια γραμμή για τη δημιουργία των πεπερασμένων στοιχείων. Αυτή η τιμή είναι η πιο συχνά χρησιμοποιούμενη για δυναμικές αναλύσεις σε περίπτωση που δεν έχει γίνει αρχική ανάλυση ευαισθησίας. Στην συγκεκριμένη περίπτωση όμως, η ανάλυση ευαισθησίας έδειξε ότι τιμές του k μεγαλύτερες του 4,3 έχουν αμελητέα επίδραση στα αποτελέσματα των αναλύσεων. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι η τιμή του $k=8$ έχει προκύψει για γραμμικά στοιχεία ενώ στις παραπάνω αναλύσεις χρησιμοποιούνται δεκακομβικά τετραεδρικά στοιχεία στα οποία παρεμβάλλονται περισσότεροι κόμβοι από ότι στα γραμμικά. Επομένως τιμή του k μικρότερη του 8 θα μπορούσαμε να πούμε ότι ήταν αναμενόμενη.

3.3.3 Διαστάσεις μοντέλου

Σε αυτό το κομμάτι της εργασίας ερευνούνται οι βέλτιστες διαστάσεις του μοντέλου. Αυτές πρέπει να είναι τέτοιες που να μειώνουν όσο το δυνατόν περισσότερο τον υπολογιστικό χρόνο αλλά να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Στην εικόνα 3-18 φαίνεται το ύψος (L) και το πλάτος (B) του μοντέλου.

Δεδομένου ότι τα δυναμικά μοντέλα που αφορούν τη μελέτη των κυμάτων διατμήσεως επηρεάζονται σε μεγάλο βαθμό από τα κύματα που μεταδίδονται και ανακλώνται στα όρια

του μοντέλου, είναι επιτακτική ανάγκη να διατηρηθεί η περιοχή ενδιαφέροντος (η περιοχή που θα είναι υπό επιτήρηση για τη μελέτη και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων), όσο το δυνατόν πιο ανεπηρέαστη από τις ανακλάσεις των κυμάτων. Σε γενικές γραμμές, οι διαστάσεις των εν λόγω δυναμικών μοντέλων επιλέγονται πολύ μεγαλύτερες από ό,τι στα αντίστοιχα στατικά μοντέλα.

Προκειμένου να προσδιοριστούν οι βέλτιστες διαστάσεις για το πρόβλημα, εξετάστηκαν διαφορετικοί λόγοι B/L (B είναι το ημιπλάτος του μοντέλου και L είναι το ύψος του). Ο πρωταρχικός στόχος της παρούσας ανάλυσης ευαισθησίας είναι να καθοριστούν οι βέλτιστες διαστάσεις του τομέα, πέραν των οποίων το έδαφος προσομοιώνεται ως ένα ημι-άπειρο μέσο.

Οι δυναμικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για μια συγκεκριμένη συχνότητα $f = 5\text{Hz}$ (ή $\alpha_0 = 0.283$). Η επιλογή μικρότερης συχνότητας από αυτή του μέγιστου ενδιαφέροντος έγινε για να αυξηθεί η ακρίβεια των αποτελεσμάτων, ενώ ο κάρναβος που χρησιμοποιήθηκε προέρχεται από τα αποτελέσματα της προηγούμενης ανάλυσης ευαισθησίας. Ο πάσσαλος διεγέρθηκε στην κορυφή του με αρμονικό κατακόρυφο κατανεμημένο φορτίο, τέτοιο ώστε το συνολικό φορτίο που αναλογεί σε κάθε ένα μέτρο του πασσάλου καθ' ύψος να παραμένει σταθερό σε όλες τις αναλύσεις.

Αποτελέσματα

Στον παρακάτω πίνακα εικονίζεται η επιρροή των ορίων στα αποτελέσματα των αναλύσεων. Επιλέχθηκε ως κριτήριο το ημιάθροισμα της μέγιστης θετικής και αρνητικής μετατόπισης του πασσάλου στην τελευταία περίοδο της φόρτισης u_0 .

Table 3-6: Different values of L and B that were analyzed and the corresponding results. The first column represent the distance measured between the pile and the lateral boundary of the domain. The fifth column shows the deviation of the maximum response.

Ημιπλάτος μοντέλου B	Ύψος μοντέλου L	B/L	Πεπερασμένα στοιχεία	$u_0(m)$	Απόκλιση(%)
15	10	1.5	22392	$3.40 \cdot 10^{-4}$	54.67
15	15	1	33588	$8.59 \cdot 10^{-4}$	-14.60
22,5	15	1.5	75574	$6.36 \cdot 10^{-4}$	15.19
20	20	1	79617	$7.26 \cdot 10^{-4}$	3.17
22,5	20	1.125	100765	$7.65 \cdot 10^{-4}$	-2.06
30	20	1.5	179138	$7.60 \cdot 10^{-4}$	-1.36
30	25	1.2	223923	$7.49 \cdot 10^{-4}$	0

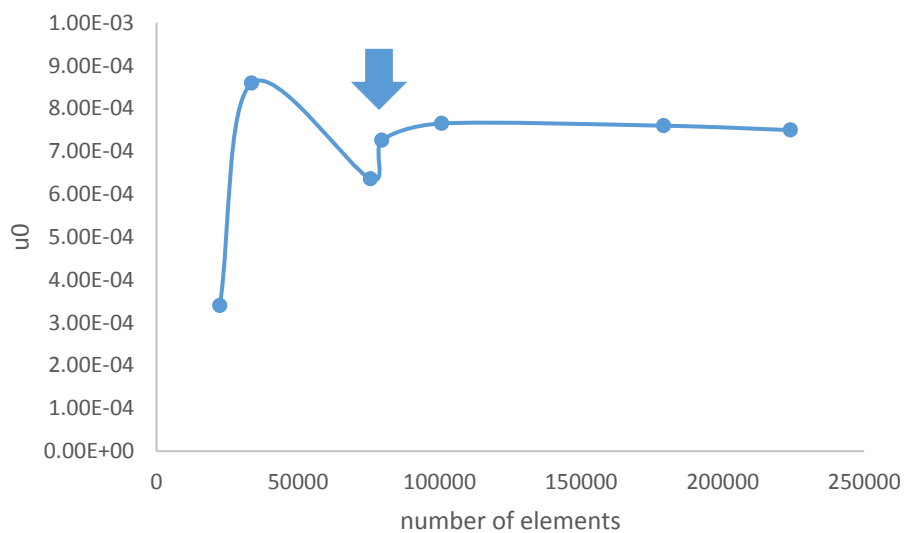


Figure 3-19: Effect of domain dimensions expressed in total number of elements, on the u_0 at the top of the pile due to vertical harmonic excitation. The arrow indicates the selected dimensions beyond which the soil domain is considered to successfully represent semi-infinite medium.

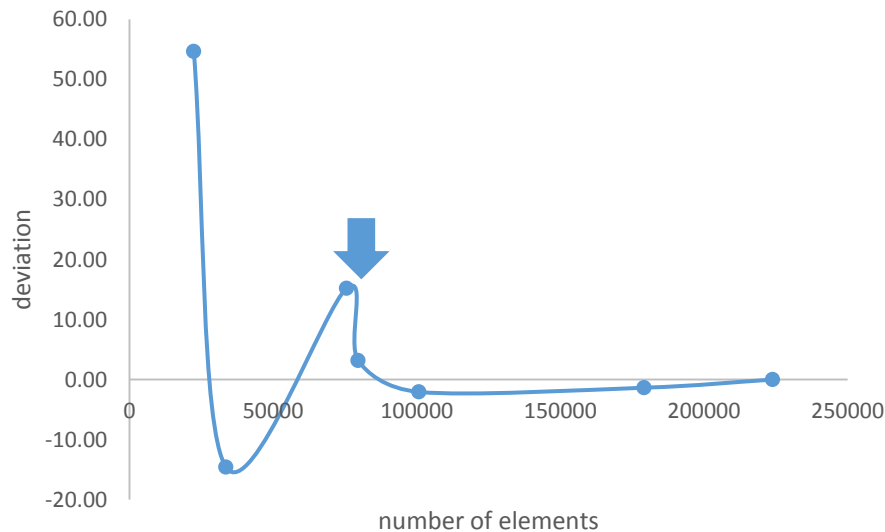


Figure 3-20: Effect of domain dimensions expressed in total number of elements, on the deviation of the maximum lateral response of the caisson due to vertical harmonic load. The arrow indicates the selected dimensions beyond which the soil domain is considered to successfully represent semi-infinite medium.

Συμπεράσματα:

Το Σχήμα 3-19 αποκαλύπτει την επίδραση του λόγου B / L με κριτήριο την μέγιστη μετατόπιση που μετράται στην κορυφή του πασσάλου στη απόκριση του πασσάλου. Όπως φαίνεται από πάνω μετά το τέταρτο σημείο η επιρροή των ορίων γίνεται πολύ μικρή. Έτσι οι βέλτιστες διαστάσεις του μοντέλου είναι $L=20\text{m}$ και $B=20\text{m}$.

3.4 Ελαστικές αναλύσεις

Το πρόβλημα που μελετάται είναι η κατακόρυφη αρμονική διέγερση κυκλικού πασσάλου μήκους $L=20\text{m}$ διαμέτρου $D=1\text{m}$ σε ομογενές ελαστικό έδαφος. Το εύρος των συχνοτήτων που μελετήθηκαν είναι $[0-25\text{Hz}]$ ή σε όρους του αδιάστατου συντελεστή συχνότητας $\alpha_0 [0-1,405]$. Για κάθε ανάλυση υπολογίστηκαν οι αντίστοιχοι συντελεστές δυσκαμψίας και απόσβεσης.

3.4.1 Μεθοδολογία:

Οι συντελεστές δυσκαμψίας και απόσβεσης υπολογίστηκαν γραφικά από τους βρόγχους δύναμης μετατόπισης που προέκυψαν από τα τις αναλύσεις στο PLAXIS. Πρέπει να σημειωθεί ότι ο πάσσαλος φορτίστηκε κατακόρυφα αρμονικά με τέσσερις κύκλους. Τα

στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των συντελεστών δυσκαμψίας και απόσβεσης πάρθηκαν από τον τελευταίο κύκλο φόρτισης ώστε να έχουμε σταθερή κατάσταση του πασσάλου (steady state). Έτσι για κάθε συχνότητα φόρτισης ο πάσσαλος φορτίστηκε με:

$$F(t) = 30 \frac{\pi}{4} \sin(\omega t) \text{ [kN]}$$

Από το PLAXIS πάρθηκε η μετατόπιση $u(t)$ και σχηματίστηκαν οι βρόγχοι δύναμης μετατόπισης (εικόνα 3-21). Αυτοί οι βρόγχοι είναι το αποτέλεσμα της απώλειας της ενέργειας, η οποία οφείλεται μόνο στην απόσβεση ακτινοβολίας, το εμβαδόν των οποίων, αντιπροσωπεύει το ποσό της ενέργειας που διαχέεται.

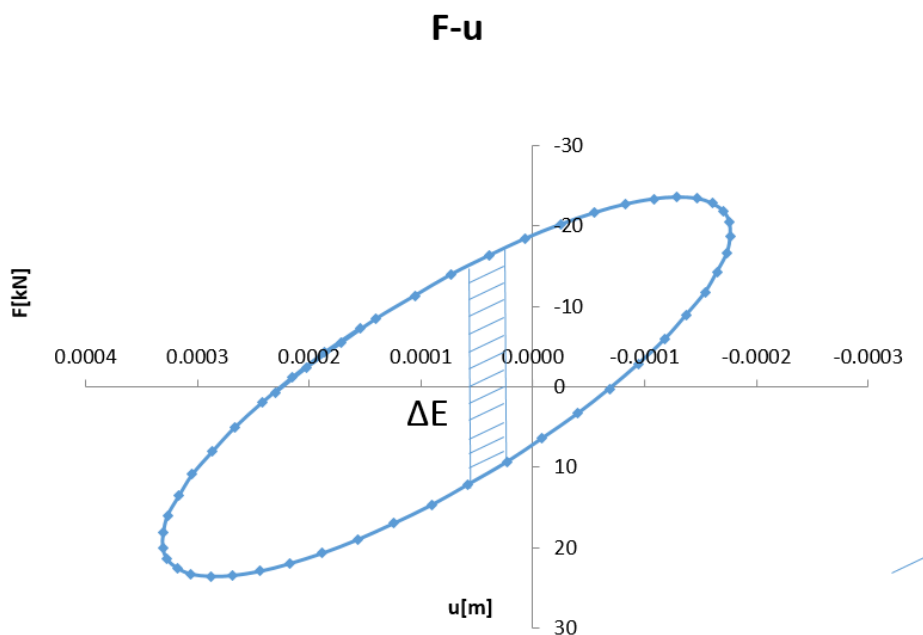


Figure 3-21: Illustration of the loop formed by the load and the response, F-u (top)

Από το εμβαδόν των εν λόγω βρόχων που σχηματίζονται μεταξύ του φορτίου και της μετατόπισης στα διαγράμματα $F-u$ από κάθε ανάλυση, μπορούν να υπολογιστούν οι συντελεστές απόσβεσης για κατακόρυφη φόρτιση. Από τον ορισμό των αποσβεστήρων το εμβαδόν (ΔE) από τους βρόχους είναι ίσο με:

$$\Delta E_{F-u} = \int_0^T (c_v \dot{u}) du \quad \text{Equation 3-9}$$

Όπου c_v είναι ο συντελεστής απόσβεσης για κατακόρυφη φόρτιση, $\dot{u} = \frac{du}{dt}$ και T είναι η περίοδος. Όπως ειπώθηκε και παραπάνω αναφερόμαστε στον τελευταίο κύκλο φόρτισης. Το εμβαδόν των βρόχων έχει υπολογισθεί γραφικά διαιρώντας το σε στήλες. Τα βήμα έχει επιλεγεί να είναι αρκετά μικρό (βλέπε σχήμα 3, 21) έτσι ώστε η ακρίβεια των αποτελεσμάτων να είναι επαρκής. Οι εξισώσεις που περιγράφουν αυτή την γραφική μέθοδο υπολογισμού του εμβαδού βρόχου είναι οι ακόλουθες:

$$\Delta E_{F-u} = \sum_{i=1}^{n-1} du_i dF_i \quad \text{Equation 3-10}$$

$$du = u_{i+1} - u_i \quad \text{Equation 3-11}$$

$$dF = \left(\frac{F_{i+1} + F_i}{2} \right) \quad \text{Equation 3-12}$$

Μετά τον υπολογισμό των εμβαδών των βρόγχων, υπολογίζονται οι συντελεστές απόσβεσης c και δυναμικής δυσκαμψίας k_{dyn} σύμφωνα με την Loop area method ως εξής:

$$c = \frac{E}{\omega \pi u_0^2} \quad \text{Equation 3-13}$$

$$k_{dyn} = \frac{P_0}{u_0} \sqrt{1 - \frac{E}{\pi P_0 u_0^2}} \quad \text{Equation 3-14}$$

Όπου :

- E : είναι το εμβαδόν του βρόγχου δύναμης μετατόπισης
- u_0 : είναι η γεωμετρική ακτίνα το βρόγχου, το ημιάθροισμα δηλαδή της μέγιστης και της ελάχιστης μετατόπισης
- P_0 : είναι το πλάτος της φόρτισης
- ω : είναι η γωνιακή ταχύτητα της φόρτισης

Επίσης ο συντελεστής ελατηρίου k_{dyn} μπορεί να υπολογιστεί γραφικά ως ο λόγος της δύναμης κατά τη στιγμή που υπάρχει η μέγιστη μετατόπιση προς την μετατόπιση αυτή. Ο λόγος της μέγιστης δύναμης προς τη μέγιστη μετατόπιση ισούτε με το μέτρο της συνολικής

σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας. Ακόμα στον βρόγχο δύναμης ταχύτητας, ο λόγος της δύναμης την στιγμή της μέγιστης ταχύτητας, προς την ταχύτητα αυτή ισούτε με τον συντελεστή απόσβεσης c . Τέλος η μέγιστη δύναμη διαιρεμένη με την μέγιστη ταχύτητα επί την γωνιακή ταχύτητα ω δίνει το μέτρο της σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας. Τα παραπάνω φαίνονται στις δυο παρακάτω εικόνες.

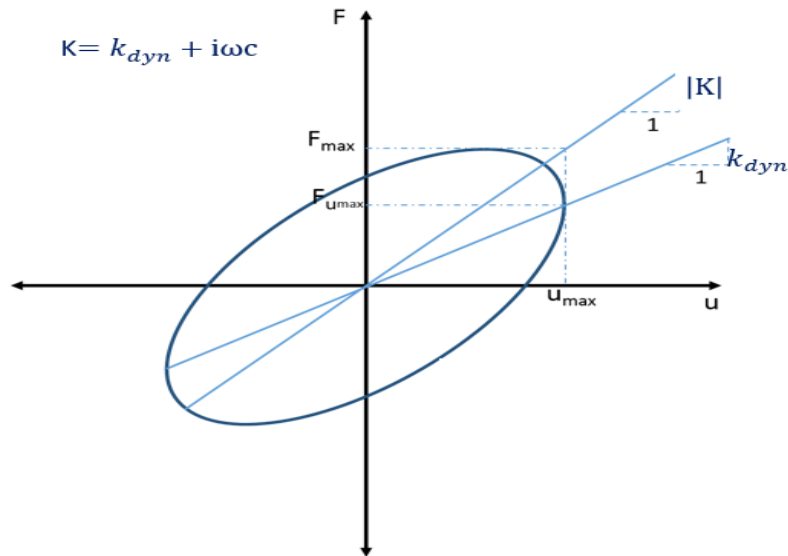


Figure 3-22: Schematic dynamic loop between the applied force and the resulting displacement.

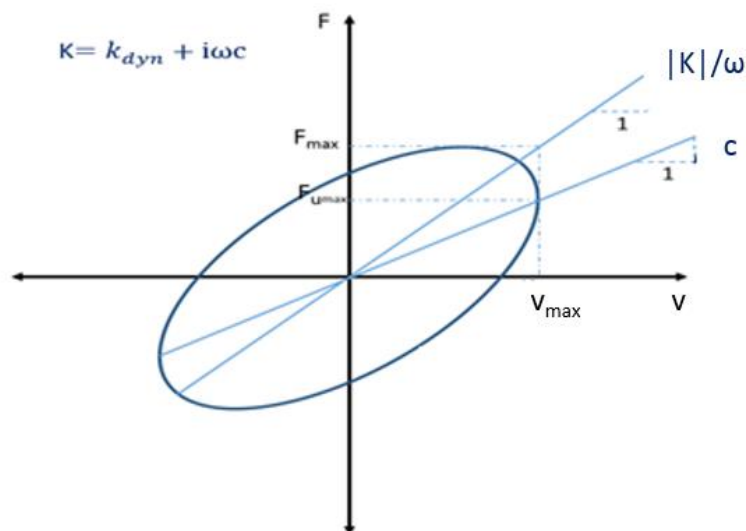


Figure 3-23: Schematic dynamic loop between the applied force and the resulting velocity

3.4.2 Αποτελέσματα ελαστικών αναλύσεων

Table 3-7: Comparison between dynamic coefficients k_{dyn} and c calculated by PLAXIS results and GAZETAS formulations. The dynamic impedances are given in kN/m.

f [Hz]	α_0	IMPEDANCE			
		$ \tilde{K}_{ij} $	PLAXIS	GAZETAS	deviation
2.5	0.14	k_{dyn}	58078	42747	41%
		k_{dyng}	59568		41%
		c	605	1376	55%
5	0.28	k_{dyn}	62587	45541	30%
		k_{dyng}	63022		31%
		c	607	1157	-90%
7.5	0.42	k_{dyn}	68033	47686	30%
		k_{dyng}	68385		30%
		c	621	1046	-68%
10	0.56	k_{dyn}	71801	49494	31%
		k_{dyng}	72123		31%
		c	582	973	-67%
12.5	0.70	k_{dyn}	74242	51086	31%
		k_{dyng}	75093		31%
		c	570	920	-61%
15	0.84	k_{dyn}	72604	52526	27%
		k_{dyng}	76181		31%
		c	613	879	-43%
17.5	0.98	k_{dyn}	78183	53850	31%
		k_{dyng}	78832		31%
		c	568	846	-48%
20	1,12	k_{dyn}	81141	55083	32%
		k_{dyng}	80190		31%
		c	553	818	-47%
22.5	1.26	k_{dyn}	82731	56241	32%
		k_{dyng}	83813		32%
		c	549	794	-44%
25	1.41	k_{dyn}	85227	57335	33%
		k_{dyng}	85349		33%
		c	544	774	-42%

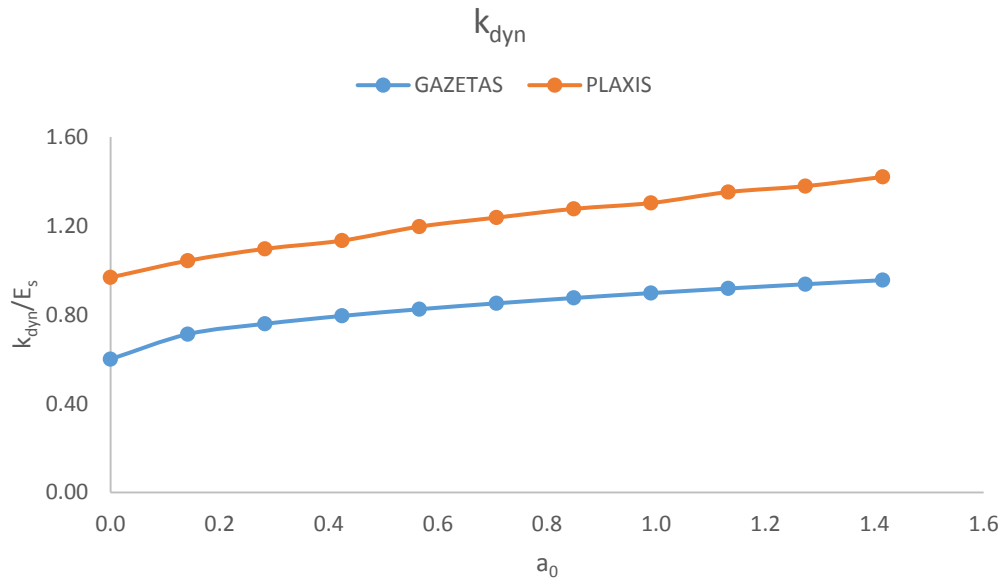


Figure 3-24: Normalized coefficient k_{dyn} of the resultant vertical stiffness atop a pile. Solutions derived by PLAXIS analyses and GAZETAS formulations

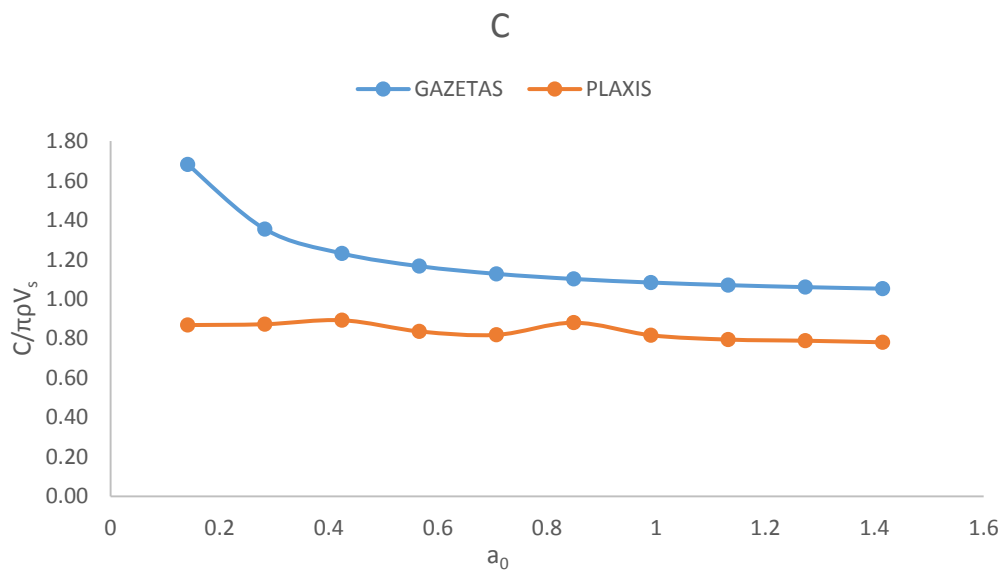


Figure 3-25: Normalized coefficient C of the resultant vertical damping atop a pile. Solutions derived by PLAXIS analyses and GAZETAS formulations.

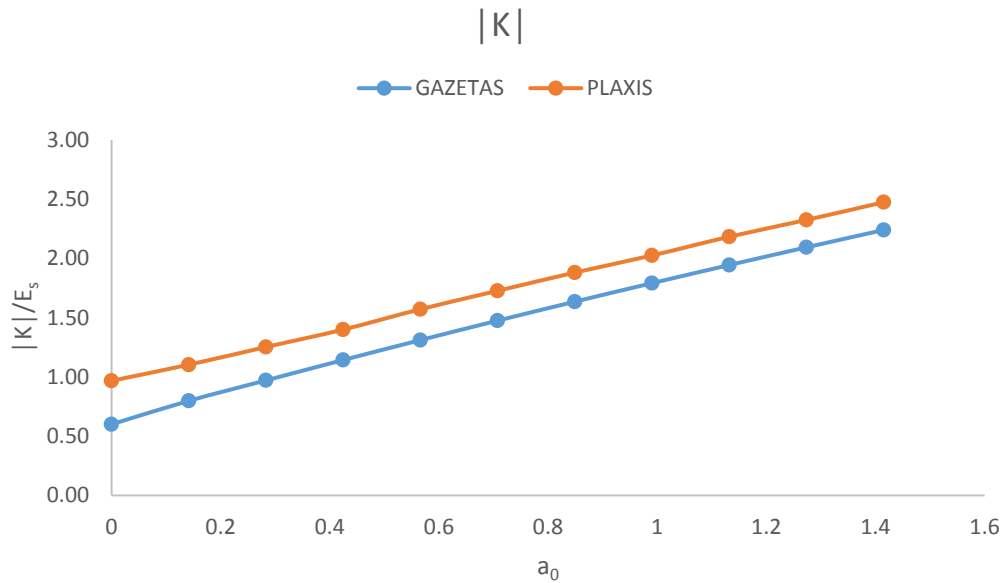


Figure 3-26: Normalized impedance $|K|$ of the vertical stiffness at the top of a pile. Solutions derived by PLAXIS analyses and GAZETAS formulations.

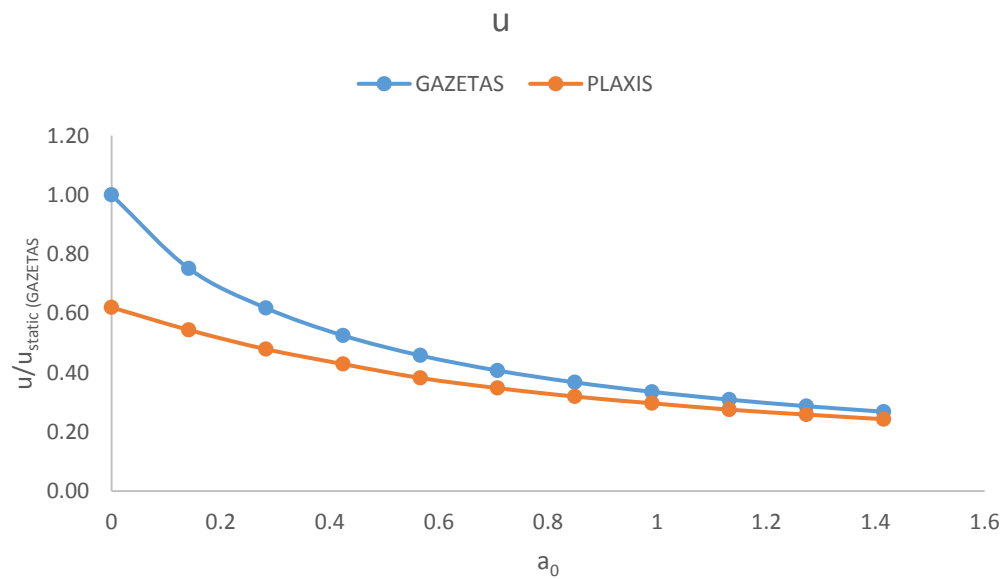


Figure 3-27: Normalized vertical maximum displacement at the top of pile resulted by vertical dynamic load.

Σχολιασμός αποτελεσμάτων

Στα παραπάνω διαγράμματα παρατηρείται απόκλιση ανάμεσα στις τιμές των συντελεστών της σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας και αυτές των αναλυτικών σχέσεων των Gazetas και Makris. Στο διάγραμμα 3-24 παρουσιάζεται η τιμή του συντελεστή δυσκαμψίας k_{dyn} ανά μέτρο πασσάλου αδιαστατοποιημένη με το μέτρο ελαστικότητας E_s του εδάφους. Βλέπουμε ότι η τιμή της δυσκαμψίας σύμφωνα με τις αριθμητικές αναλύσεις του υπολογιστικού κώδικα PLAXIS ξεκινάει από την τιμή E_s , ενώ η αντίστοιχη σχέση από τη βιβλιογραφία των Gazetas και Makris προτείνει τιμή δυσκαμψίας για στατική φόρτιση ίση με $0,6 E_s$. Στην συνέχεια βλέπουμε ότι για αύξηση της συχνότητας ο συντελεστής δυσκαμψίας αυξάνεται. Η αύξηση της δυσκαμψίας γίνεται περίπου με τον ίδιο τρόπο όπως και στις αναλυτικές σχέσεις των Gazetas και Makris. Συγκεκριμένα η καμπύλη των αριθμητικών αναλύσεων του διαγράμματος 3-25 περιγράφεται από την σχέση $k_{dyn} = E_s (1 + 0.356a_0^{0.777})$.

Ακόμα στο διάγραμμα 3-25 βλέπουμε πως υπάρχει απόκλιση ανάμεσα στην αναλυτική σχέση για τον συντελεστή απόσβεσης και την τιμή αυτού από τις αριθμητικές αναλύσεις. Η μείωση του συντελεστή απόσβεσης με την αύξηση της συχνότητας είναι ανεπαίσθητη ενώ η ασυμπτωτική τιμή είναι ίση με $0,8\pi V_s$.

Σε ότι αφορά την σύνθετη δυναμική δυσκαμψία και την μέγιστη μετακίνηση αρχικά παρατηρείται απόκλιση στην τιμή από τις αναλυτικές σχέσεις και αυτές από τις αριθμητικές η οποία στη συνέχεια μειώνεται.

Προκειμένου να γίνει μια διερεύνηση ως προς την αιτία αυτών των αποκλίσεων αποφασίστηκε να γίνει μια νέα σειρά αναλύσεων. Στο νέο μοντέλο η διακριτοποίηση του καννάβου είναι ίδια με πριν με 4 πεπερασμένα στοιχεία ανά μήκος κύματος ενώ το ύψος του πασσάλου είναι διπλάσια. Τα πλάγια όρια του μοντέλου παραμένουν ως έχουν εικόνα (3-28).

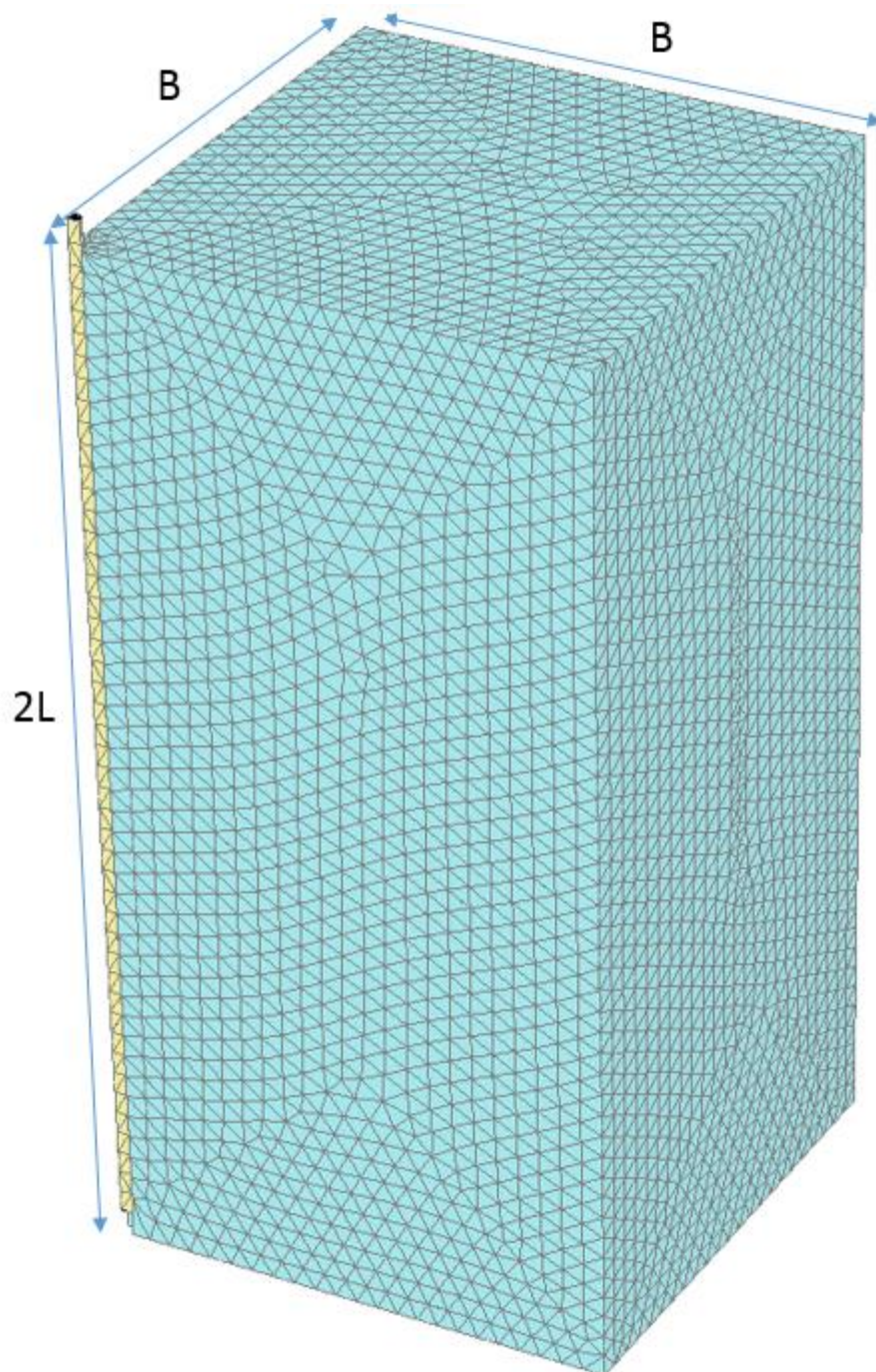


Figure 3-28: Geometric features and dimension of the new model now the height is equal to $2L$.

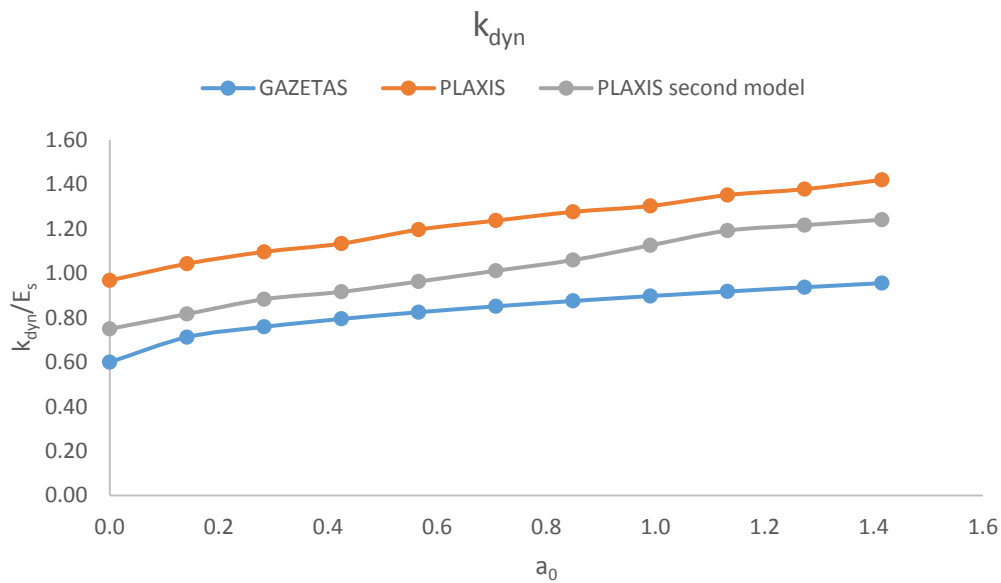


Figure 3-29 Normalized coefficient k_{dyn} of the resultant vertical stiffness atop a pile. Solutions derived by PLAXIS analyses and GAZETAS formulations

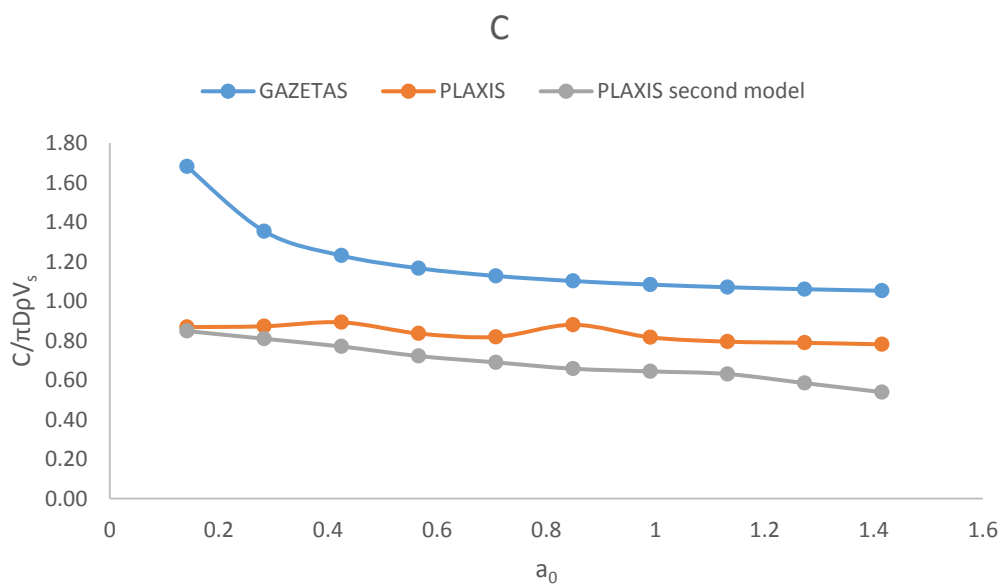


Figure 3-30 Normalized coefficient C of the resultant vertical damping atop a pile. Solutions derived by PLAXIS analyses and GAZETAS formulations.

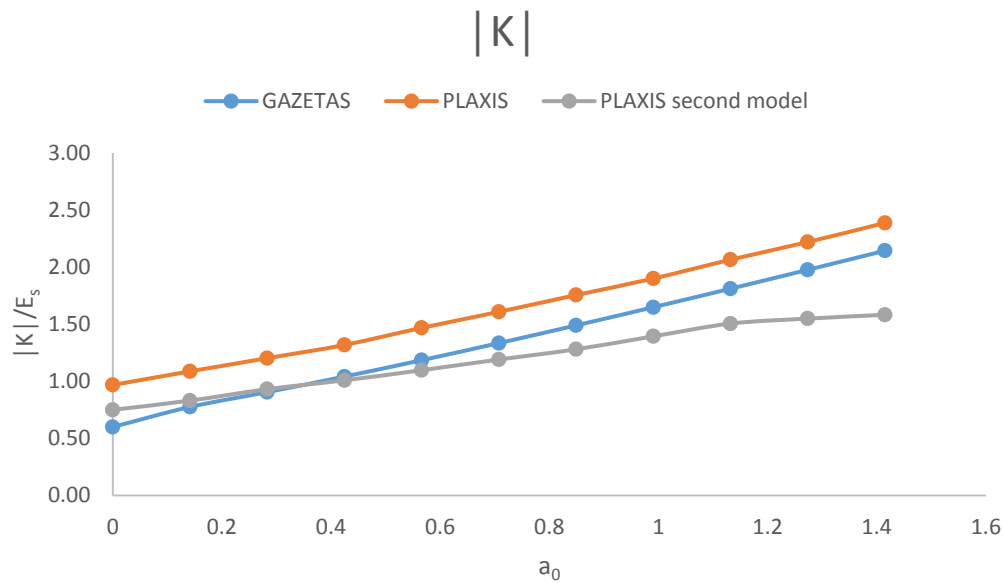


Figure 3-31: Normalized impedance $|K|$ of the vertical stiffness at the top of a pile. Solutions derived by PLAXIS analyses and GAZETAS formulations.

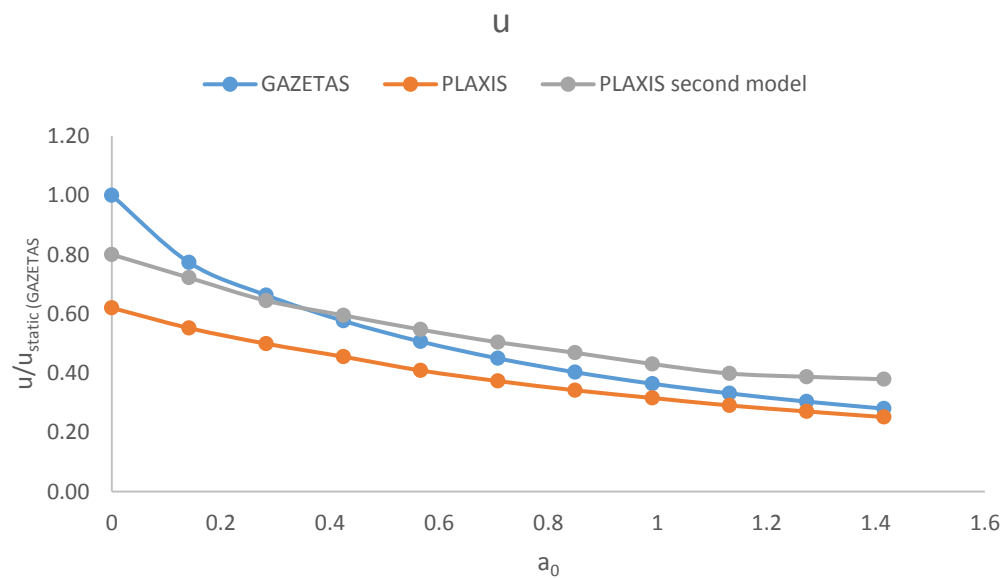


Figure 3-32 Normalized vertical maximum displacement at the top of pile resulted by vertical dynamic load.

Σχολιασμός αποτελεσμάτων

Στα παραπάνω διαγράμματα (εικόνες 3,29 έως 3-32) φαίνονται τα αποτελέσματα των προηγούμενων αναλύσεων, ενώ με γκριζο χρώμα φαίνονται τα αποτελέσματα των νέων αναλύσεων.

Στο διάγραμμα 3-29 παρουσιάζεται ο συντελεστής δυσκαμψίας k_{dyn} του αντίστοιχου ελατηρίου για κατακόρυφη δυναμική φόρτιση. Όπως φαίνεται ο η δυσκαμψία για λόγο μήκους προς διάμετρο πασσάλου $\frac{L}{d} = 20$ ξεκινάει από την τιμή E_s ενώ για λόγο $\frac{L}{d} = 40$ η αντίστοιχη τιμή είναι ίση με $0,8E_s$. Στη συνέχεια με την αύξηση του αδιάστατου συντελεστή συχνότητας η τιμή του συντελεστή αυξάνεται όπως και στην περίπτωση της πρώτης σειράς αριθμητικών αναλύσεων και του αναλυτικού τύπου.

Στο διάγραμμα 3-30 φαίνεται ο αρχικός συντελεστή απόσβεσης να ξεκινάει από την ίδια τιμή όπως και στην περίπτωση όπου $\frac{L}{d} = 20$. Στη συνέχεια η μείωση του με την αύξηση της συχνότητας φόρτισης είναι τώρα φανερή αλλά στο τέλος η ασυμπτωτική τιμή του παρουσιάζει ακόμα μεγαλύτερη απόκλιση από την αντίστοιχη τιμή των πρώτων αναλύσεων.

Τέλος όπως φαίνεται στα διαγράμματα 3-31 και 3-32 η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία και επομένως και η αντίστοιχη μετακίνηση παρουσιάζει μεγαλύτερες αποκλίσεις για μεγάλες τιμές συχνότητας. Αυτό οφείλεται στην μείωση του συντελεστή απόσβεσης σε σχέση με την αρχική περίπτωση όπως φαίνεται στην εικόνα 3-30.

Σε ότι αφορά τον συντελεστή δυσκαμψίας k_{dyn} , ο λόγος $\frac{L}{d}$ φαίνεται ότι επηρεάζει την στατική δυσκαμψία του πασσάλου. Οι (Anoyatis and Mylonakis, 2012) για τον υπολογισμό του ισοδύναμου ελατηρίου ανά μέτρο πασσάλου για άκαμπτο πάσσαλο αλλά με την βάση του να ακουμπά πάνω σε βράχο προτείνουν την εξής σχέση:

$$\frac{k_{st}}{E_s} \approx \frac{1}{2(\nu+1)} \left(\frac{2\pi}{\ln(4/s_{st}) - \gamma} - s_{st}^2 \right), s_{st} = \eta_s \frac{\pi}{2} \left(\frac{L}{d} \right)^{-1} \quad \text{Equation 3-15}$$

$$\text{Όπου } \gamma=0,577 \text{ και } \eta_s = \left(\frac{2}{1-\nu_s} \right)^{0,5}$$

Στο διάγραμμα 3-33 φαίνεται η αναπαράσταση του παραπάνω τύπου. Βλέπουμε ότι οι προηγούμενες αναλύσεις συμφωνούν σχεδόν απόλυτα με την εξίσωση 3-15.

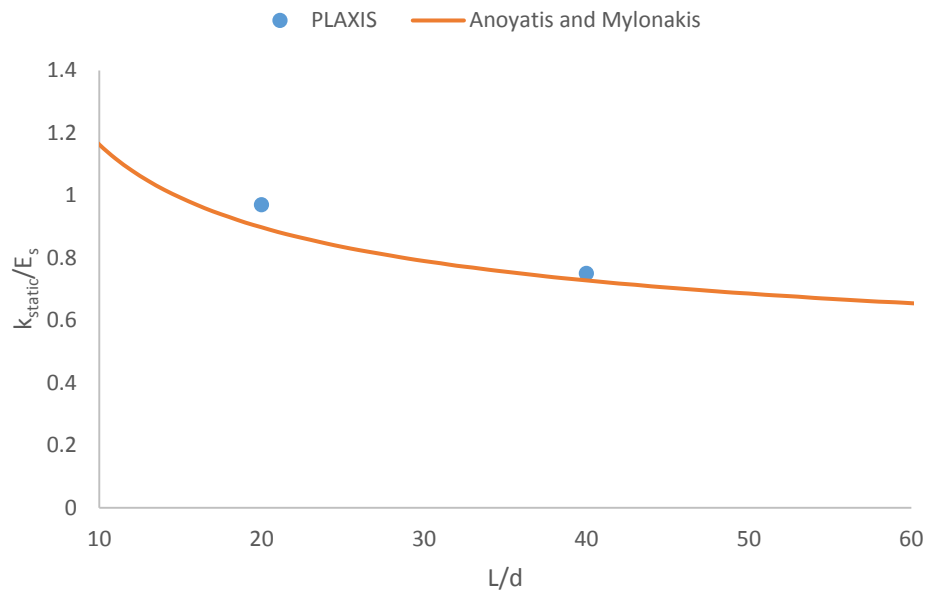


Figure 3-33: Comparison between numerical analyses and Anoyatis and Mylonakis solution for k_{st} as a factor of L/d .

Τελικώς φαίνεται ότι ο λόγος $\frac{L}{d}$ την τιμή της στατικής δυσκαμψία ανά μέτρο πασσάλου.

Παρόλα αυτά οι αποκλίσεις στις τιμές του συντελεστή απόσβεσης ανά μέτρο πασσάλου δεν μπορούν να αγνοηθούν και πρέπει να γίνει περαιτέρω διερεύνηση. Στην παρούσα εργασία δεν θα ασχοληθούμε άλλο με αυτήν την διερεύνηση .

4 Μη ελαστική απόκριση

4.1 Εισαγωγή

Στο προηγούμενο κεφάλαιο μελετήθηκε η απόκριση ενός πασσάλου τοποθετημένου σε έναν ελαστικό ημίχωρο υπό δυναμική αρμονική φόρτιση. Ο κύριος περιορισμός αυτού του μοντέλου είναι ότι η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους δεν ελήφθη υπόψη. Αυτές οι συνθήκες μπορεί να θεωρηθεί ότι αντιπροσωπεύουν την πραγματικότητα μόνο για πολύ μικρές παραμορφώσεις μακριά από τις συνήθεις πρακτικές περιπτώσεις. Επιπλέον, τα κύματα που προέρχονται από την περιφέρεια του πασσάλου δημιουργούν απόσβεση ακτινοβολίας που επηρεάζεται έντονα από αυτές τις μη γραμμικότητες.

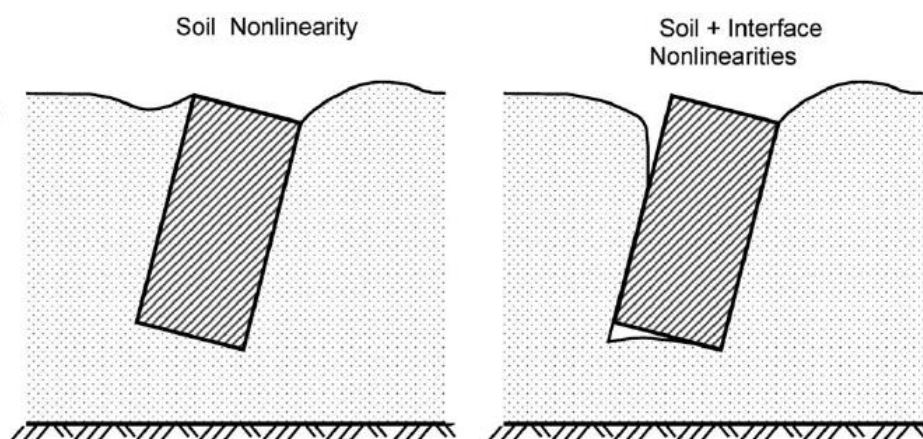


Figure 4-1: The important role of the nonlinearities on the response of a caisson. Left the illustration of the soil nonlinearity with full bonded conditions, right both soil and interface nonlinearities.

Σε αυτό το μέρος της εργασίας νέες αριθμητικές αναλύσεις έχουν πραγματοποιηθεί για τον ίδιο πάσσαλο, λαμβάνοντας υπόψη αυτή τη φορά τη μη γραμμικότητα του εδάφους. Οι πρώτες έχουν γίνει για γραμμικό έδαφος και μη γραμμική διεπιφάνεια. Στην δεύτερη σειρά αναλύσεων έχει θεωρηθεί μη γραμμικό έδαφος και διεπιφάνεια. Επιπλέον έχει θεωρηθεί τριπλάσια αντοχή διεπιφάνειας από αυτή του εδάφους έτσι ώστε να επικεντρωθούμε στην μελέτη της αστοχίας του εδάφους.

Λαμβάνοντας υπόψη την μη γραμμικότητα του εδάφους το πρόβλημα γίνεται πολύ πιο σύνθετο από το ελαστικό. Η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία δεν είναι ορίζεται

όπως περιεγράφηκε πριν, καθώς τώρα οι συντελεστές δεν είναι σταθεροί για μία συχνότητα επειδή περισσότεροι παράμετροι επηρεάζουν την τιμή τους. Η απόκριση του μη γραμμικού συστήματος εξαρτάται τώρα και από τον λόγο της διεγείρουσας δύναμης προς την αντοχή του πασσάλου (F/F_{ult}).

Η απόκριση του πασσάλου έχει μελετηθεί για εννέα διαφορετικά επίπεδα κατακόρυφης φόρτισης στην πρώτη περίπτωση και έξι στην δεύτερη. Τα επίπεδα αυτά ορίζονται από τον κατακόρυφο συντελεστή ασφαλείας $FSV = F/F_u$, όπου F_u είναι το απόλυτο καθαρό κατακόρυφο φορτίο αστοχίας, χωρίς οποιοδήποτε άλλο είδος φόρτωσης, κατακόρυφη ή περιστροφική. Τα επίπεδα που έχουν μελετηθεί είναι για κατακόρυφη δύναμη ίση με $5\% * F_u$, $20\% * F_u$, $40\% * F_u$, $60\% * F_u$, $80\% * F_u$ και το $100\% * F_u$ και $5\% * F_u$, $20\% * F_u$, $40\% * F_u$, $60\% * F_u$, $80\% * F_u$, $100\% * F_u$, $110\% * F_u$, $120\% * F_u$, $140\% * F_u$ αντίστοιχα.

Αριθμητικό μοντέλο

Η γεωμετρία του αριθμητικού μοντέλου που έχει χρησιμοποιηθεί είναι η ίδια που προέρχεται από τις αναλύσεις ευαισθησίας που περιγράφεται στο σημείο 3.3. Οι διαστάσεις του χώρου είναι $40 \times 40 \times 20$ (μήκος x πλάτος x βάθος) όπου 20 είναι και μήκος του πασσάλου. Λαμβάνοντας υπόψη τη συμμετρία του μοντέλου το ένα τέταρτο του τομέα έχει αναλυθεί. Στα όρια έχουν τεθεί αποσβεστήρες, ώστε να απορροφούνται τα εισερχόμενα κύματα. Ο πάσσαλος προσομοιώνεται με στοιχεία όγκου και θεωρείται άκαμπτος με λόγος $E_{pile} / E_{soil} = 6000$.

4.1.1 Υλικά μοντέλου

Το καταστατικό μοντέλο που έχει χρησιμοποιηθεί για τα στοιχεία όγκου του πασσάλου είναι το γραμμικό ελαστικό μοντέλο με τις ίδιες παραμέτρους που περιεγράφηκαν στις ελαστικές αναλύσεις. Σε ότι αφορά το έδαφος έχουν μελετηθεί δύο εδαφικά προφίλ. Στο πρώτο έχει θεωρηθεί διεπιφάνεια που διέπεται από το προσομοίωμα Mohr-Coulomb και το έδαφος θεωρείται γραμμικό και περιγράφεται από το προσομοίωμα Linear Elastic. Θα μπορούσαμε να παραλληλίσουμε αυτό το μοντέλο με την συμπεριφορά του πασσάλου έμπηξης. Στην δεύτερη ομάδα αναλύσεων έχει θεωρηθεί διεπιφάνεια μεγαλύτερης αντοχής από αυτής του εδάφους και το έδαφος τώρα περιγράφεται από το προσομοίωμα HSS. Η

συμπεριφορά αυτή παραπέμπει σε πάσσαλο εκκαφής. Στους παρακάτω πίνακες παρατίθεται ένας πίνακας με τα πλήρη στοιχεία των αναλύσεων.

Table 4-1: Constitutive model parameters for the driven pile.

DRIVEN PILE				
	Soil	Interface	Pile	Unit
Constitutive model	L.E.	M-C	L.E.	-
Drainage type	drained	drained	drained	-
Unit weight γ	20	20	1	kN/m ³
Young's modulus (constant) E	60000	60000	3.00E+08	kN/m ²
Unloading Poisson's ratio ν	0.2	0.2	0.2	-
Shear strength c	50	50	-	kN/m ²
Friction angle ϕ	0	0	-	-

Table 4-2: Constitutive model parameters for the bored pile.

BORED PILE				
	Soil	Interface	Pile	Unit
Constitutive model	H.S.S.	M-C	L.E.	-
Unit weight γ	20	20	1	kN/m ³
Drainage type	drained	drained	drained	-
Young's modulus (constant) E	60000	60000	3.00E+08	kN/m ²
Unloading Poisson's ratio ν	0.2	0.2	0.2	-
Shear strength c	50	150	-	kN/m ²
Friction angle ϕ	0	0	-	-

Table4-3: Parameters of the Hardening soil model

PARAMETERS OF H.S.S.		
	Soil	Unit
Triaxial conditions E_{50}	5000	kN/m ²
Oedometer conditions E_{oed}	10000	kN/m ²
Unloading-Reloading conditions (cut-off) E_{ur}	15000	kN/m ²
Shear modulus at small deformations G_o	25000	kN/m ²
deformation at which $G=0.73G_o$ $\gamma_{0.7}$	0.0006	-

Αριθμητική προσομοίωση της μη-γραμμικής στατικής και δυναμικής απόκρισης πασσάλου σε αξονική φόρτιση

4.2 Εμπηγνυόμενος πάσσαλος

Σε αυτό το μέρος της εργασίας, ερευνάται η δυναμική απόκριση του πασσάλου για ανελαστική συμπεριφορά του. Πρώτα γίνεται μια στατική μονοτονική φόρτιση πάνω στον πάσσαλο προκειμένου να εκτιμηθεί η ολική του αντοχή σε κατακόρυφη φόρτιση. Στη συνέχεια μελετάται η απόκρισή του πασσάλου για πέντε συχνότητες και εννέα επίπεδα φόρτισης σε κάθε συχνότητα.

4.2.1 Μονοτονική φόρτιση

Στο συγκεκριμένο μοντέλο ο πάσσαλος οφείλει την αντοχή του μόνο στην παράπλευρη επιφάνεια του καθώς η αιχμή του δεν είναι σε επαφή με το έδαφος. Έτσι η συνολική αντοχή του αναμαίνεται να είναι ίση με την διατμητική αντοχή c της παράπλευρης επιφάνειας του πολλαπλασιασμένη με το εμβαδόν της. Στην ανάλυση στο PLAXIS έχουμε θεωρήσει έναν απομειωτικό συντελεστή R_u ο οποίος μειώνει τη αντοχή της διεπιφάνειας προκειμένου να αποδοθεί πιο πιστά η μειωμένη συνήθως αντοχή των διεπιφανειών σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος. Έτσι θεωρητικά η αντοχή αναμένεται να είναι:

$$F_u = R_u \pi d L c = 2513 \text{ kN}$$

Πράγματι η αντοχή του πασσάλου από το push-over στον πάσσαλο βρέθηκε $F_u=2509$ όπως φαίνεται και στο παρακάτω διάγραμμα.

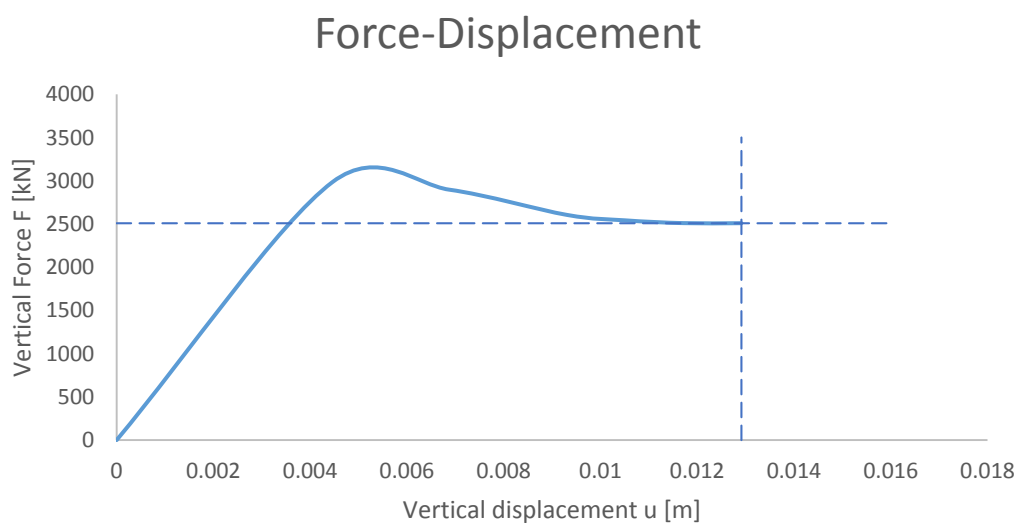


Figure 4-2: Monotonic Static push over test, graph load versus response. The dashed lines indicate the ultimate load and the displacement at which failure occurs.

4.2.2 Δυναμικές αναλύσεις

Σε αυτό το κομμάτι μελετάται η δυναμική απόκριση του πασσάλου. Ο πάσσαλος φορτίστηκε με αρμονική φόρτιση τεσσάρων κύκλων. Οι συχνότητες που εξετάστηκαν ήταν 5,10, 15,20 και 25 Hz αντίστοιχα. Η γεωμετρία του μοντέλου είναι ίδια με αυτή των ελαστικών αναλύσεων και το μόνο που άλλαξε είναι τα καταστατικά προσομοιώματα που περιγράφουν το μοντέλο. Για κάθε συχνότητα μελετήθηκαν εννέα επίπεδα φόρτισης. Στα παρακάτω σχήματα (εικόνες 4-3 έως 4-7) φαίνεται ο τελευταίος κύκλος φόρτισης για κάθε συχνότητα για 5%, 20%, 40%, 60%, 80% και 100% αντίστοιχα.. Στον κατακόρυφο άξονα εικονίζεται η δύναμη ανά μέτρο πασσάλου και στον οριζόντιο η κατακόρυφη μετακίνηση του πασσάλου. Όπως φαίνεται μέχρι το φορτίο να φτάσει το 100 % του φορτίου αστοχίας, οι βρόγχοι είναι πλήρως ελαστικοί. Στην εικόνα 4-8 βλέπουμε πάλι τους τελευταίους κύκλους φόρτισης για τις ίδιες συχνότητες αλλά για φορτίο ίσο με 110%, 120%, και 140% του φορτίου αστοχίας. Παρατηρούμε ότι λίγο μετά το 110% του φορτίου αστοχίας οι βρόγχοι γίνονται μη γραμμικοί και υπάρχει κατακόρυφη πτώση του συντελεστή δυσκαμψίας και απόσβεσης (εικόνες 4-9, 4-10). Η υπεραντοχή λόγω της απόσβεσης από την δυναμική φόρτιση είναι σχεδόν ίδια σε όλες της συχνότητες καθώς η θραύση συμβαίνει περίπου στο 110% του φορτίου αστοχίας. Καθώς το φορτίο αυξάνεται η δυσκαμψία πέφτει κατακόρυφα με αποτέλεσμα να αυξάνονται παρά πολύ οι μετατοπίσεις. Πλέον η διεπιφάνεια έχει διαρρεύσει και σε κάθε περίοδο υπάρχει παραμένουσα μετακίνηση.

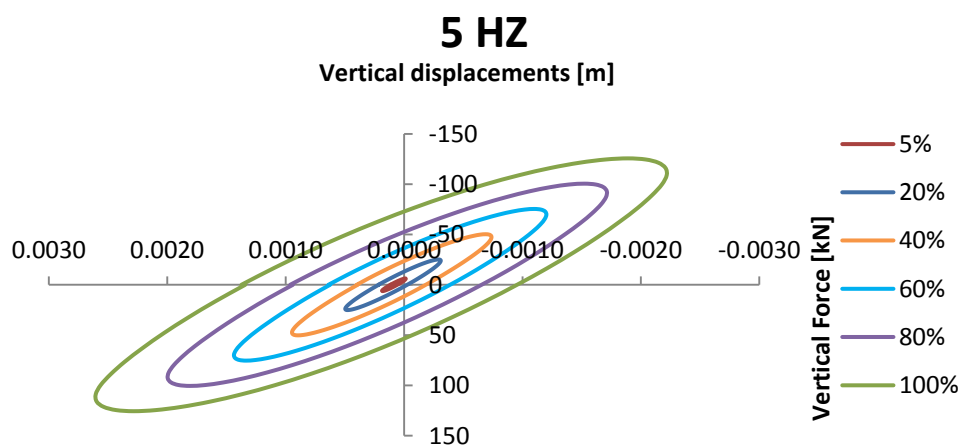


Figure 4-3: Loops of the dynamic analyses with frequency $f=5\text{Hz}$ for the three levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80% and 100% of the ultimate load F_u .

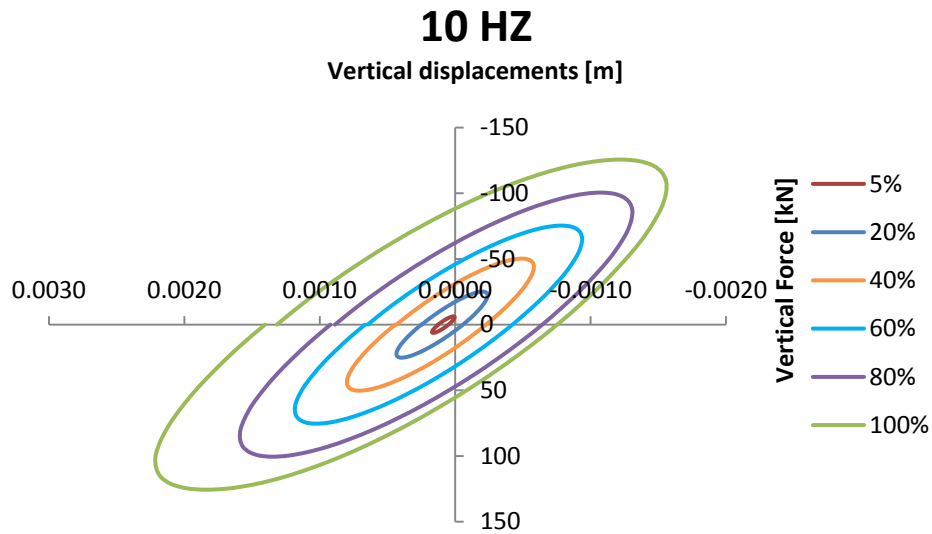


Figure 4-4: Loops of the dynamic analyses with frequency $f=10\text{Hz}$ for the three levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80% and 100 % of the ultimate load F_u .

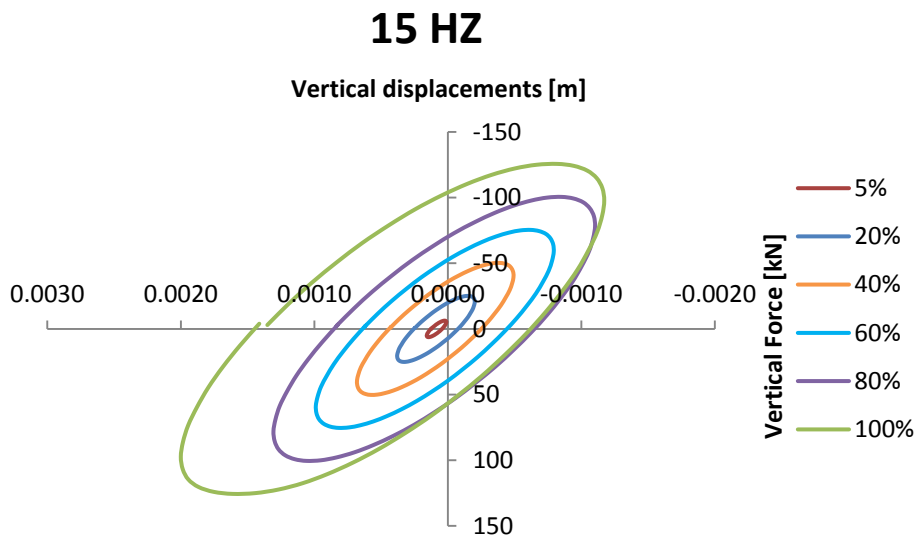


Figure 4-5: Loops of the dynamic analyses with frequency $f=15\text{Hz}$ for the three levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80% and 100% of the ultimate load F_u .

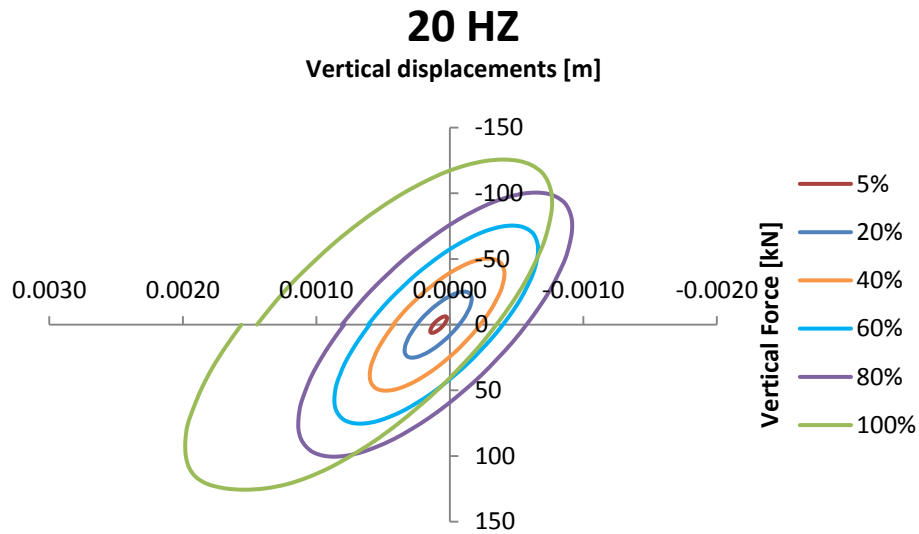


Figure 4-6: Loops of the dynamic analyses with frequency $f=20\text{Hz}$ for the three levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80% and 100 % of the ultimate load F_u .

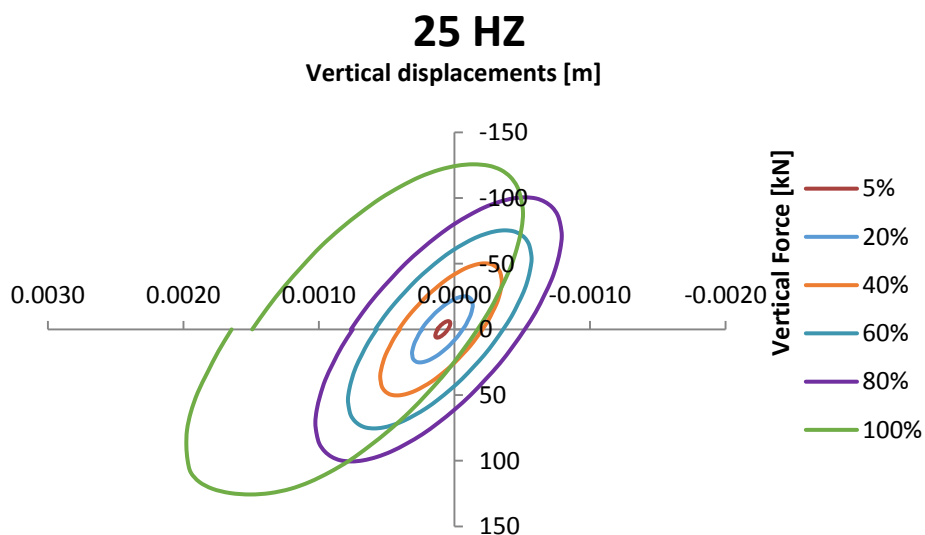


Figure 4-7: : Loops of the dynamic analyses with frequency $f=25\text{Hz}$ for the three levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80 % and 100 % of the ultimate load F_u .

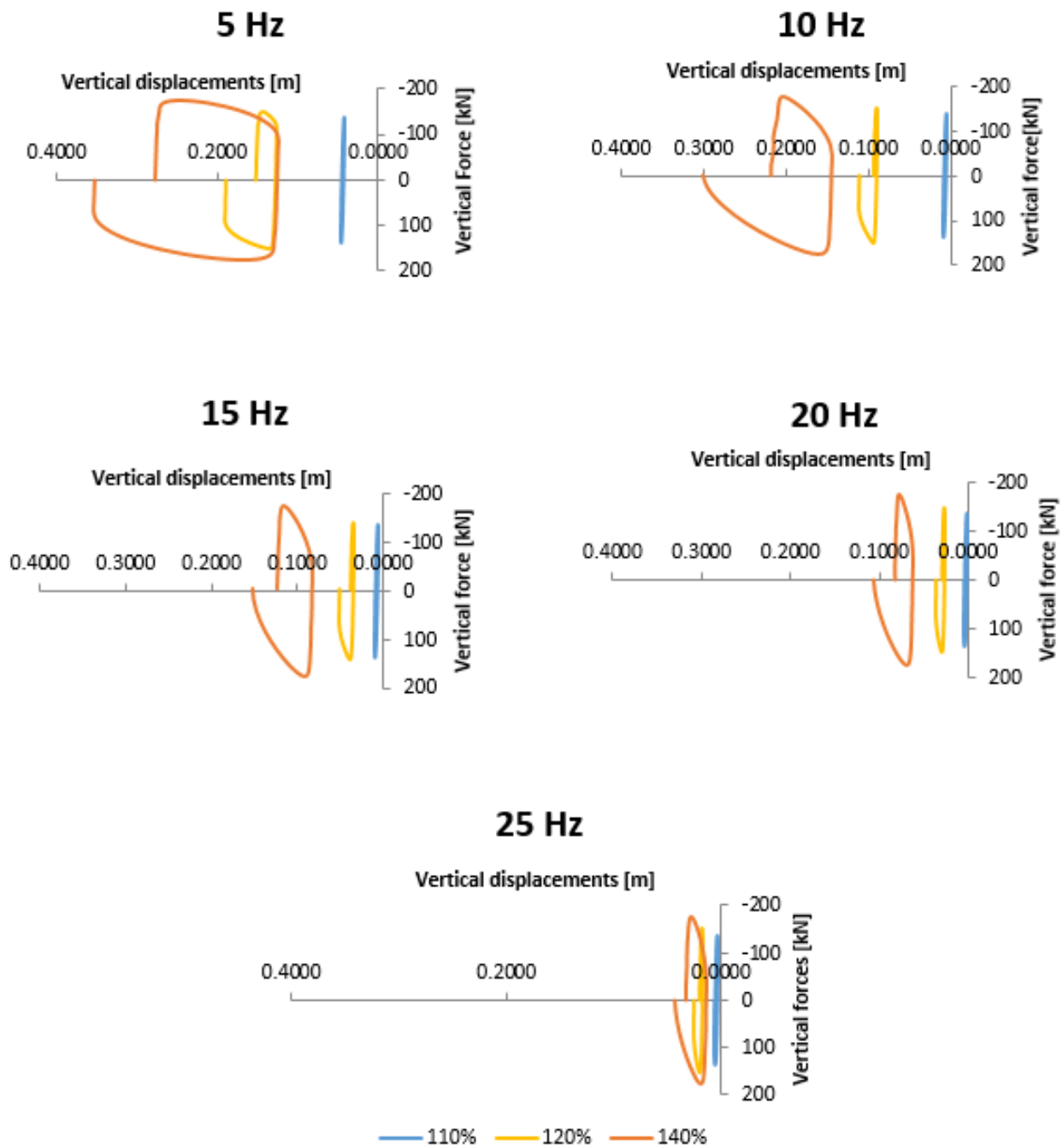


Figure 4-8: Loops of the dynamic analyses with frequency $f=25\text{Hz}$ for the three levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80 of the ultimate load F_u .

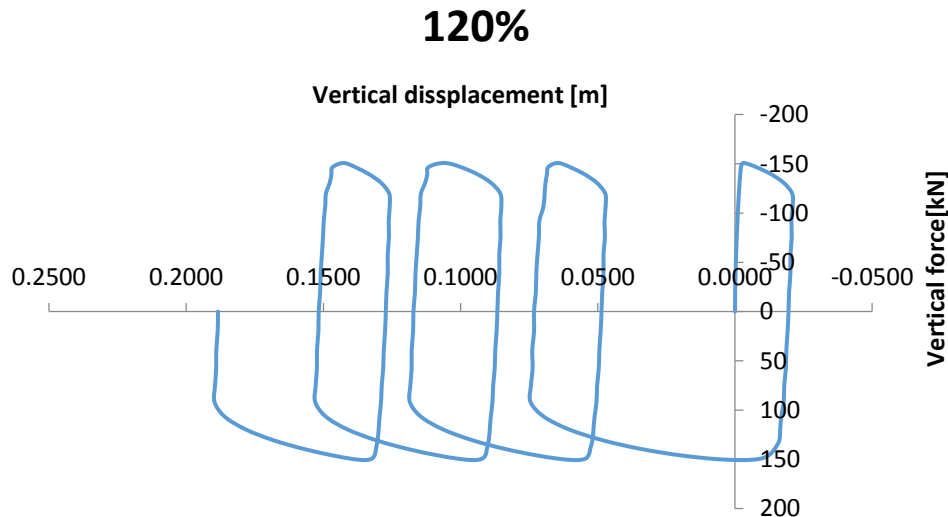


Figure 4-9: Loop of dynamic analyses with frequency $f=5$ Hz and load equal to 120% of the maximum capacity.

Στις ακόλουθες σελίδες εικονίζονται στιγμιότυπα από το λογισμικό PLAXIS των δυναμικών αναλύσεων που διεξήχθεισαν. Στα στιγμιότυπα φαίνονται οι μετακινήσεις του εδάφους την στιγμή που το φορτίο σταματά να δρα στο τέλος δηλαδή του τέταρτου κύκλου. Στις εικόνες 4-11 και 4-12 φαίνεται η μετακίνηση του εδάφους σε κατακόρυφη τομή, ενώ στις εικόνες 4-13 και 4-14 εικονίζεται η μετακίνηση του εδάφους σε οριζόντια τομή σε βάθος 10 μέτρων. Και στις δύο περιπτώσεις κάθε γραμμή αναφέρεται σε μια συχνότητα και κάθε στήλη σε ένα επίπεδο φόρτισης. Και εδώ φαίνεται η επίδραση της συχνότητας φόρτισης και του μέγεθος του φορτίου στην απόκριση καθώς είναι φανερή η αύξηση των μετακινήσεων προς τα δεξιά των εικόνων 4-10 και 4-11 και η μείωση τους προς τα κάτω. Επιπλέον στις παρακάτω εικόνες φαίνεται η μείωση του μήκους κύματος με την αύξηση της συχνότητας της φόρτισης.

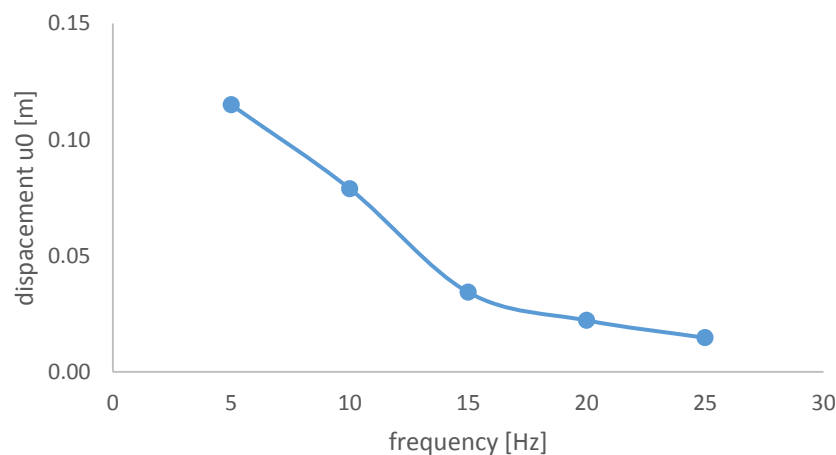


Figure 4-10: Displacement at the end of fourth circle at 140% of the load capacity as a factor of frequency.

Τέλος στις εικόνες 4-17 και 4-18 βλέπουμε την επίδραση του φορτίου και της συχνότητας στον λόγο απόσβεσης ξ . Στην εικόνα 4-17 βλέπουμε την αύξηση του λόγου ξ τόσο με την συχνότητα όσο και με το επίπεδο φόρτισης. Στο διάγραμμα 4-18 παρατηρούμε την κατακόρυφη αύξηση του λόγου ξ μετά την θραύση της διεπιφάνειας λίγο μετά το 110% του φορτίου αστοχίας

Παραμόρφωση του εδάφους σε κατακόρυφη τομή για συχνότητα 5, 10, 15, 20 και 25 Hz και για έξι επίπεδα φόρτισης 5%, 20%, 40% ,60% ,80% και 100% του φορτίου αστοχίας αντίστοιχα .

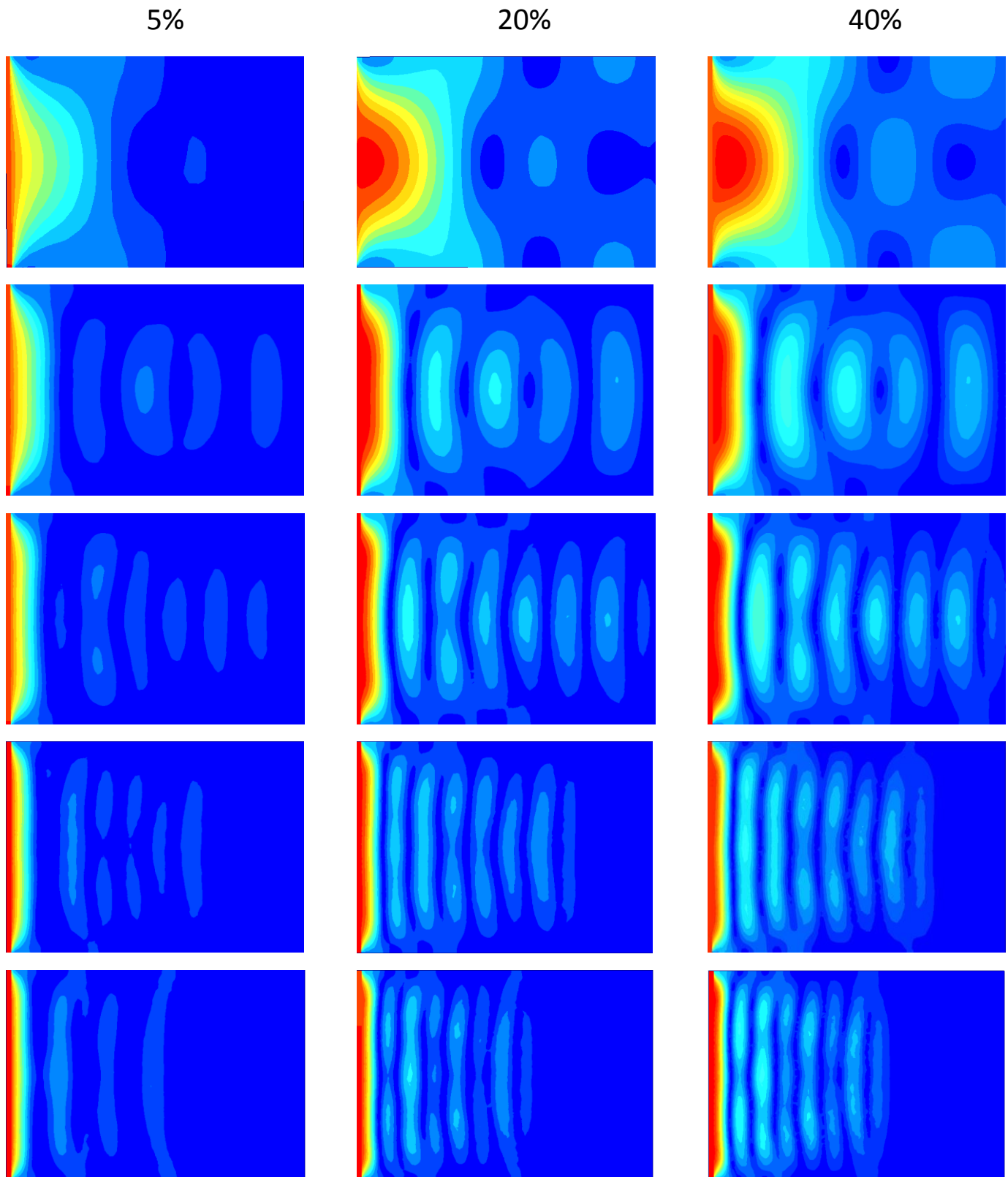


Figure 4-11: Soil displacements for 5%, 20% and 40% of load capacity for each frequency.

60%

80%

100%

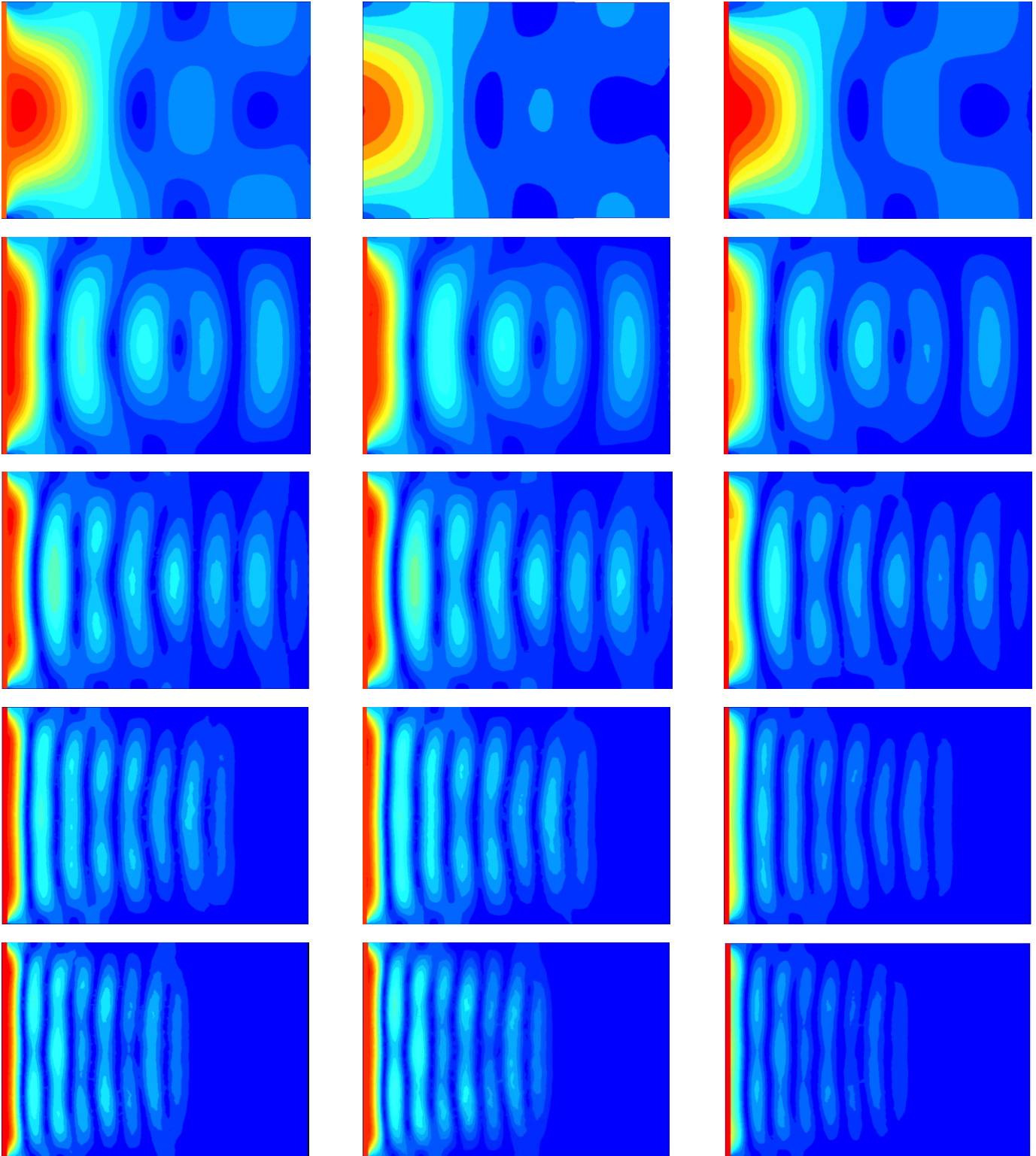


Figure 4-12: Soil displacements for 60%, 80% and 100% of load capacity for each frequency.

Παραμόρφωση του εδάφους σε οριζόντια τομή σε βάθος 10 m για συχνότητα 5, 10, 15, 20 και 25 Hz και για έξι επίπεδα φόρτισης 5%, 20%, 40% ,60% ,80% και 100% του φορτίου αστοχίας αντίστοιχα .

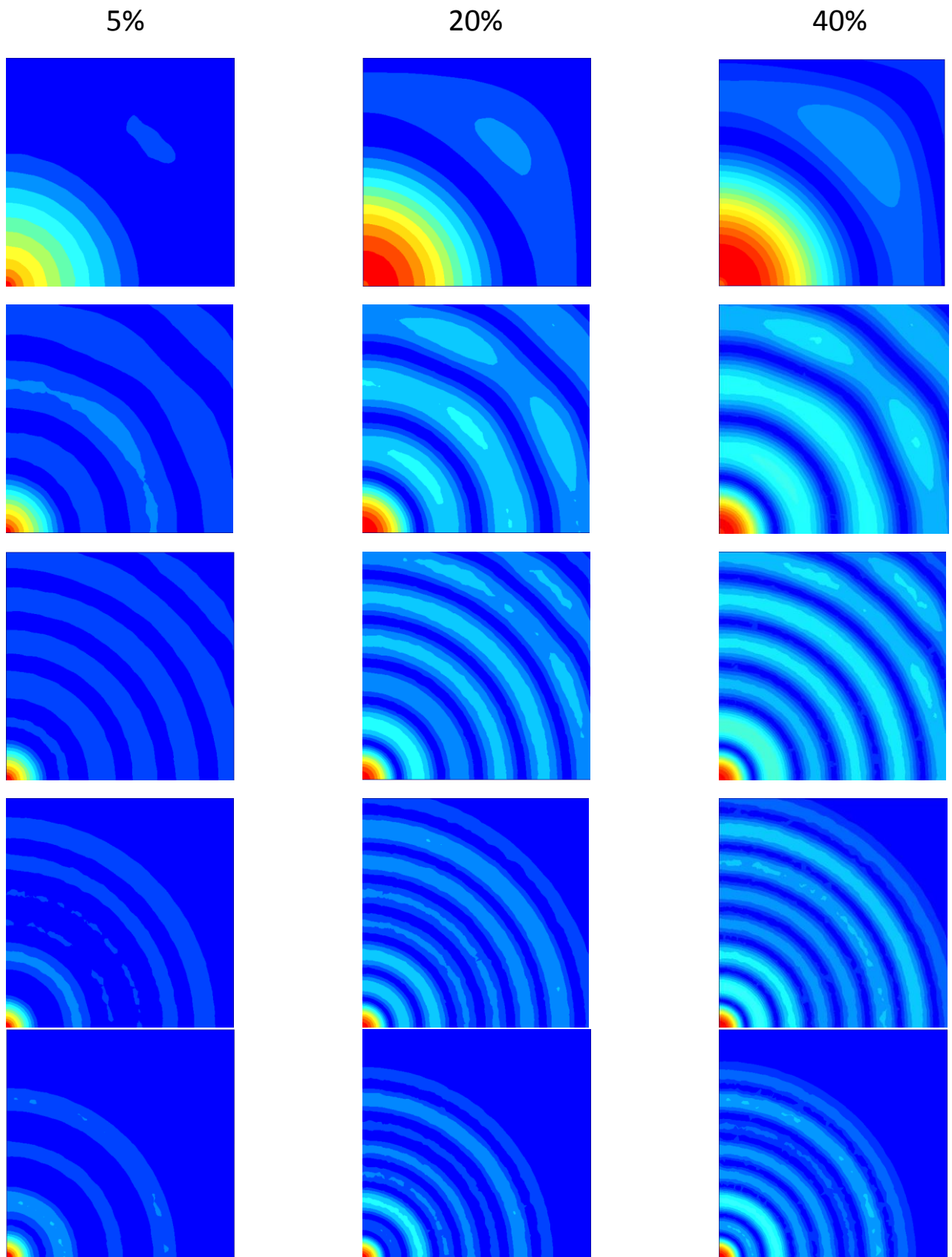


Figure 4-13: Soil displacements for 5%, 20% and 40% of load capacity for each frequency

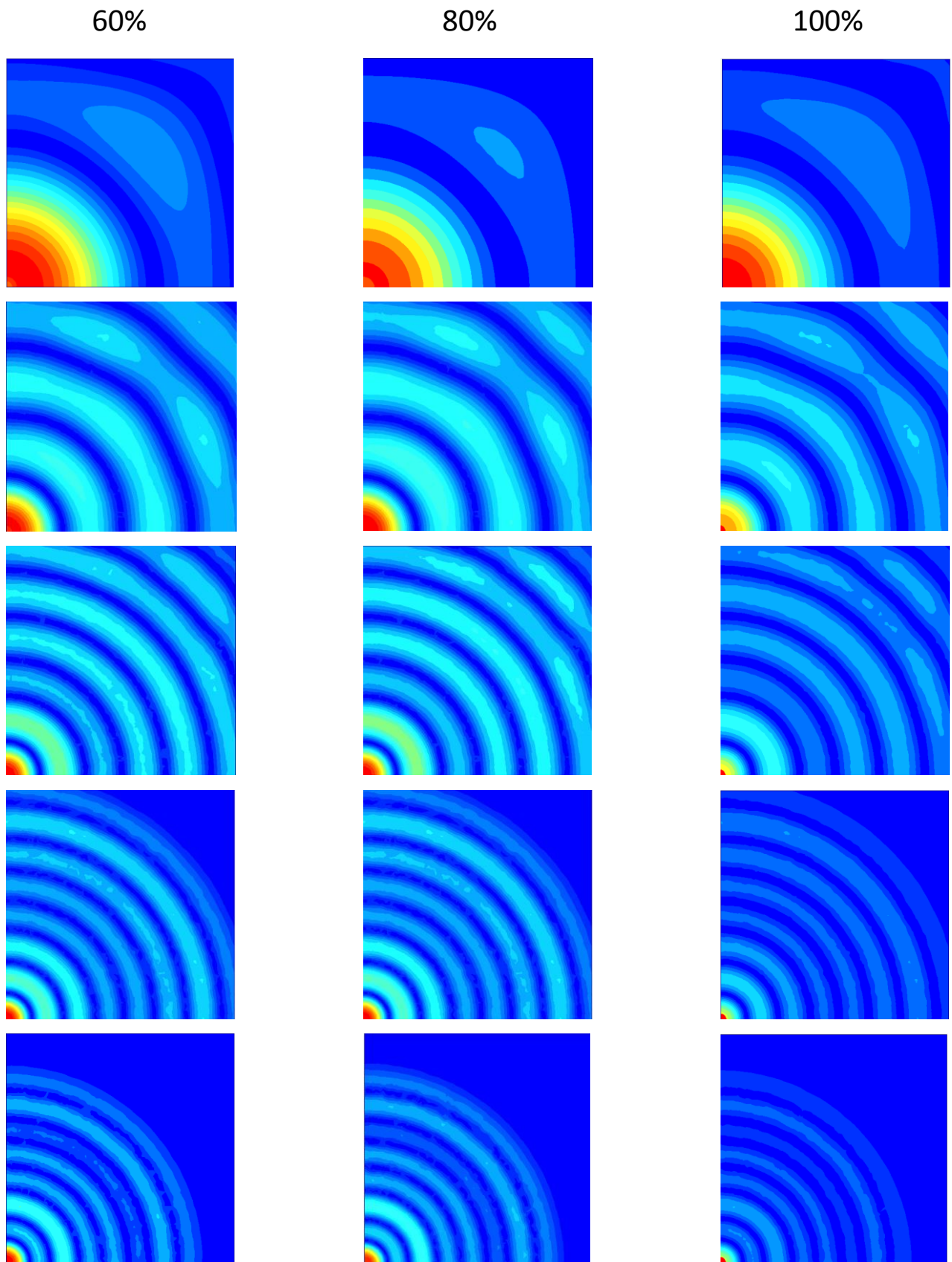


Figure 4-14: Soil displacements for 60%, 80% and 100% of load capacity for each frequency.

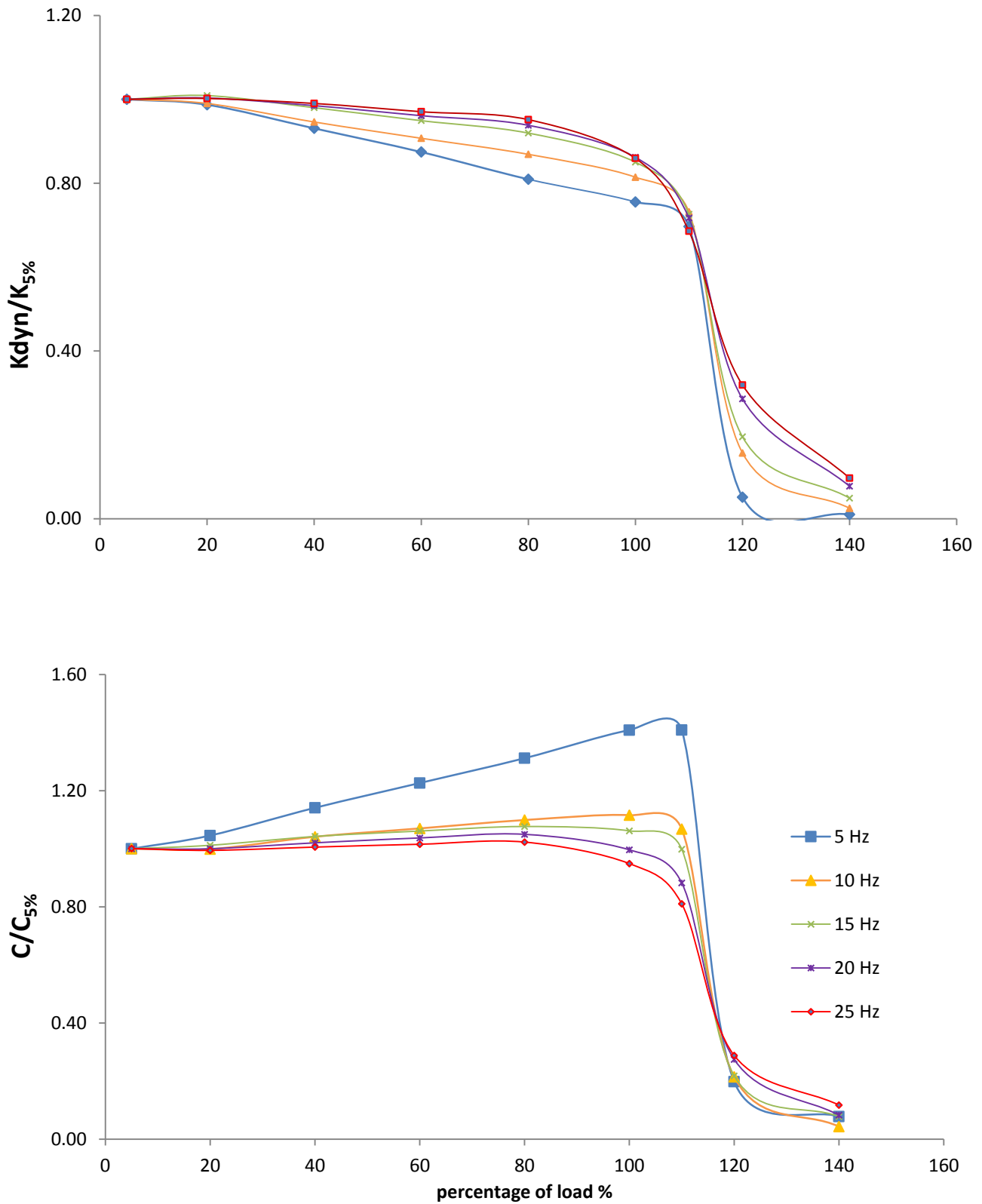


Figure 4-15: Normalized impedance coefficients K_{dyn} and C as a function of load percentage for five frequencies 5 Hz, 10 Hz, 15 Hz, 20 Hz and 25 Hz.

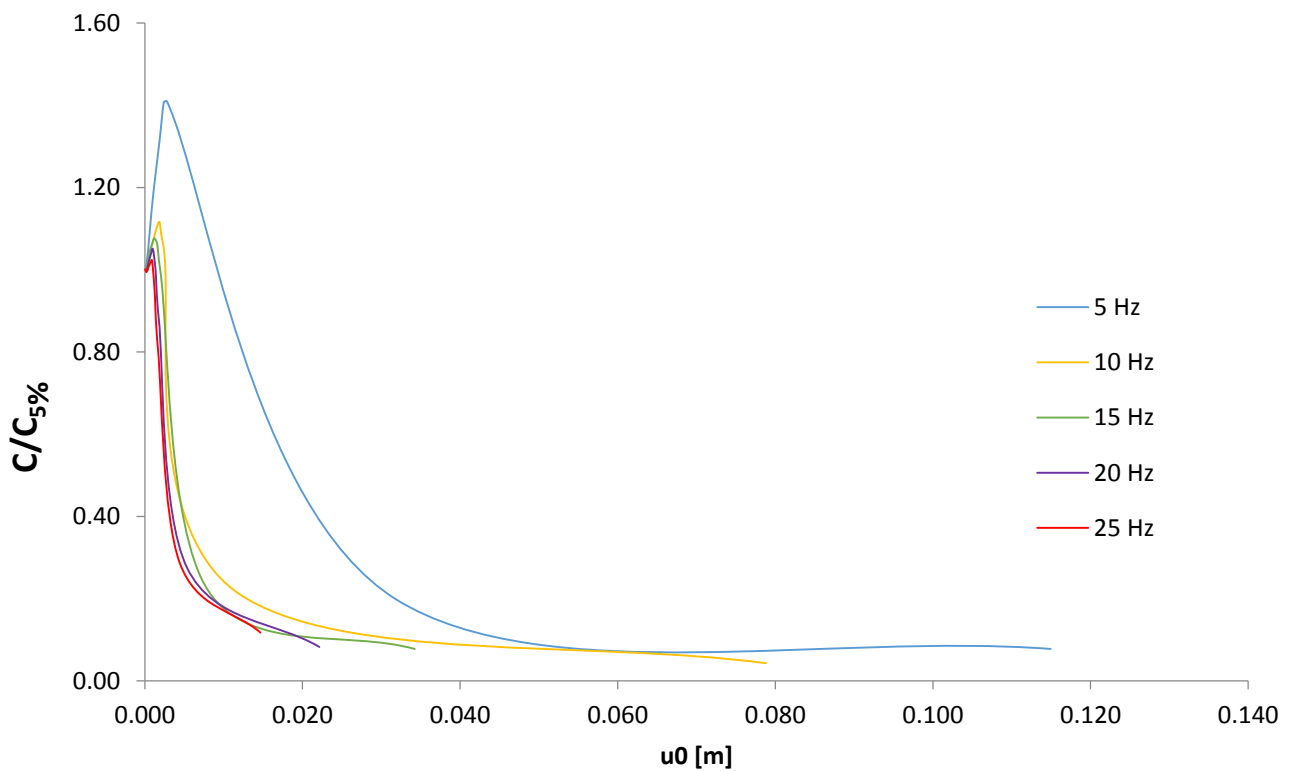
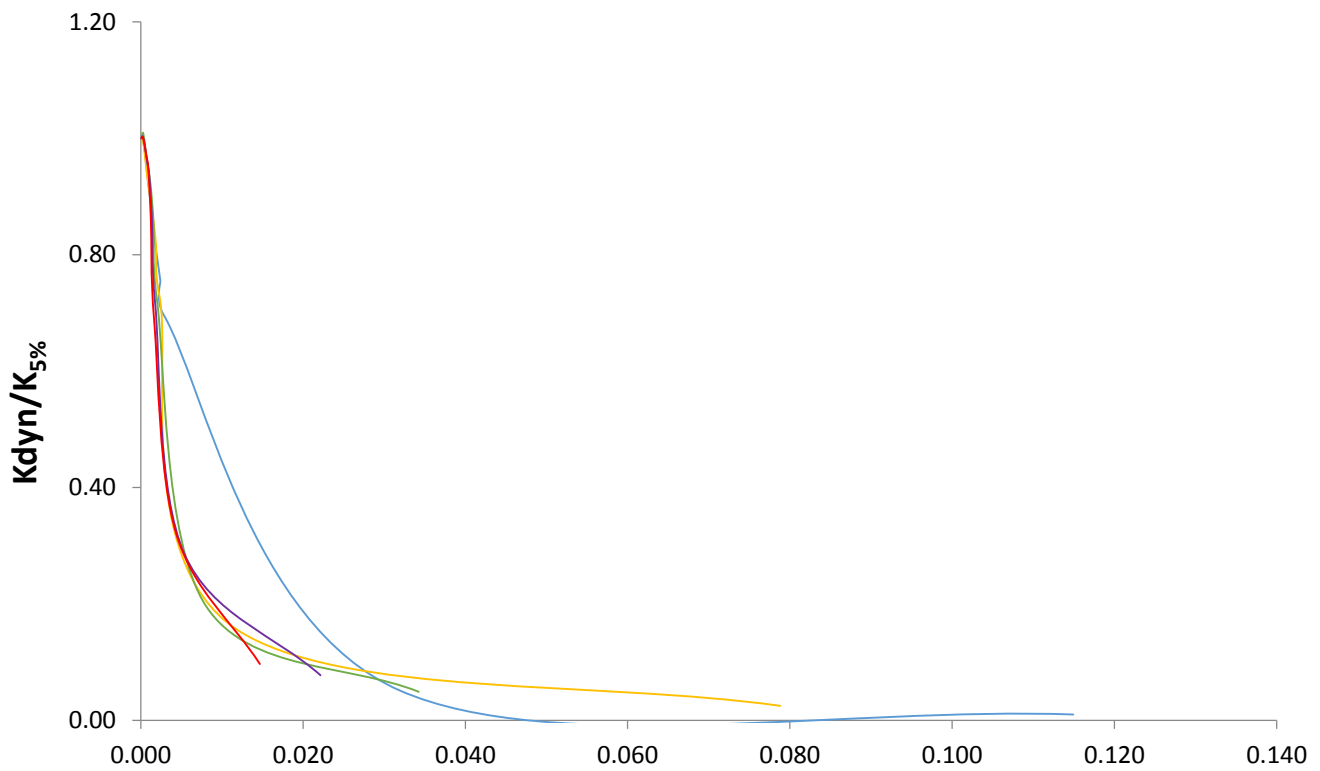


Figure 4-16: Normalized impedance coefficients K_{dyn} and C as a function of displacement for five frequencies 5 Hz, 10 Hz, 15 Hz, 20 Hz and 25 Hz.

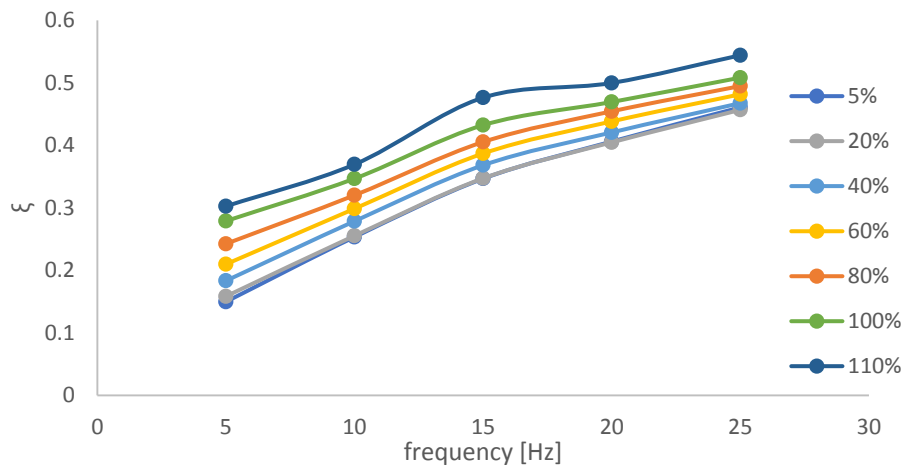


Figure 4-17: Damping ratio ξ for each load level according to frequency f .

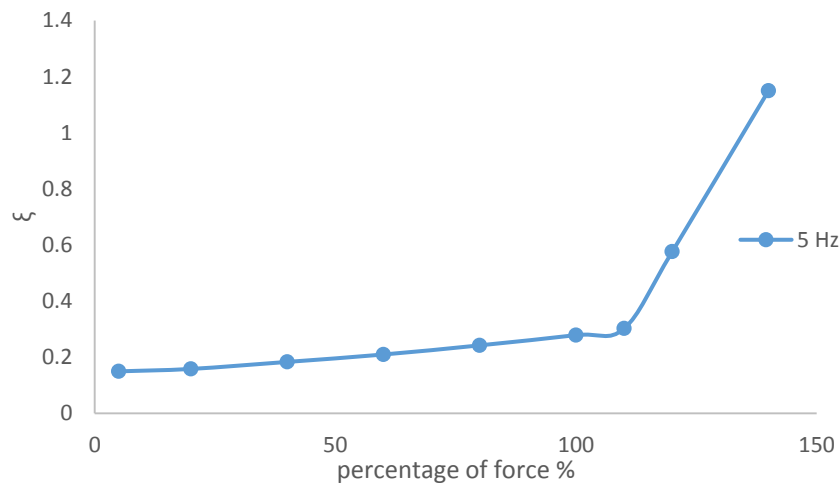


Figure 4-18: Damping ratio ξ in the case of 5 Hz pulse as a function of load level.

4.2.3 Σύγκριση ελαστικών-μη ελαστικών αναλύσεων

Σε αυτό το μέρος της εργασίας επιχειρείται σύγκριση των ελαστικών με τις πλαστικές αναλύσεις. Στο πλαστικό μοντέλο για πολύ μικρό ποσοστό φόρτισης πολύ λίγα σημεία θα έχουν πλαστικοποιηθεί, έτσι αναμένονται περίπου ίδια αποτελέσματα στις ελαστικές αναλύσεις και στις μη γραμμικές με χαμηλό ποσοστό φόρτισης. Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται η δυσκαμψία, η απόσβεση και η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία κανονικοποιημένες ως προς την πρώτη τους τιμή όπως προέκυψαν από τις ελαστικές αναλύσεις και τις πλαστικές αναλύσεις. Όπως αναμενόταν τα αποτελέσματα είναι παραπλήσια.

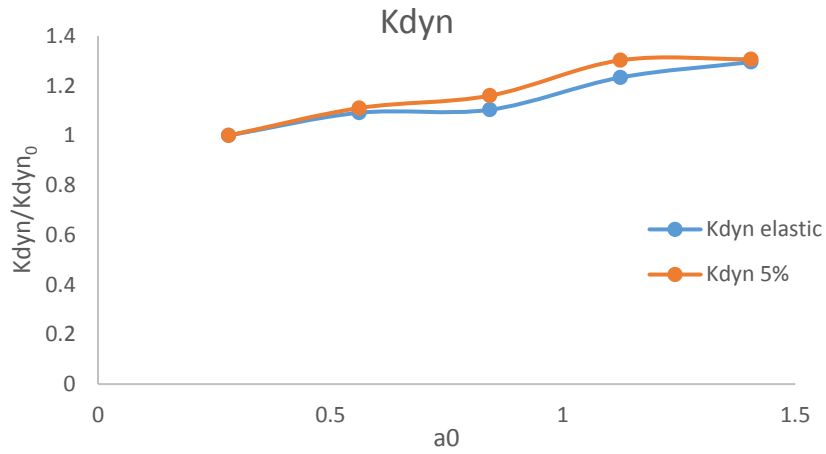


Figure 4-19: Normalized stiffness coefficient Kdyn as a function of a0.

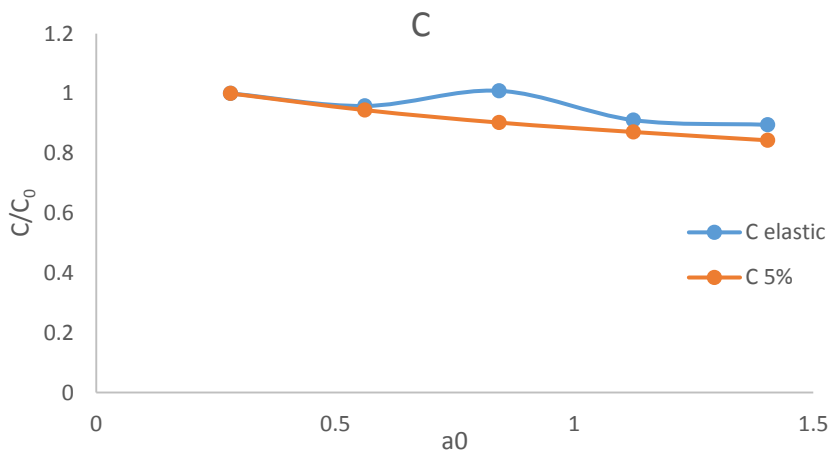


Figure 4-20 Normalized damping coefficient C as a function of a0.

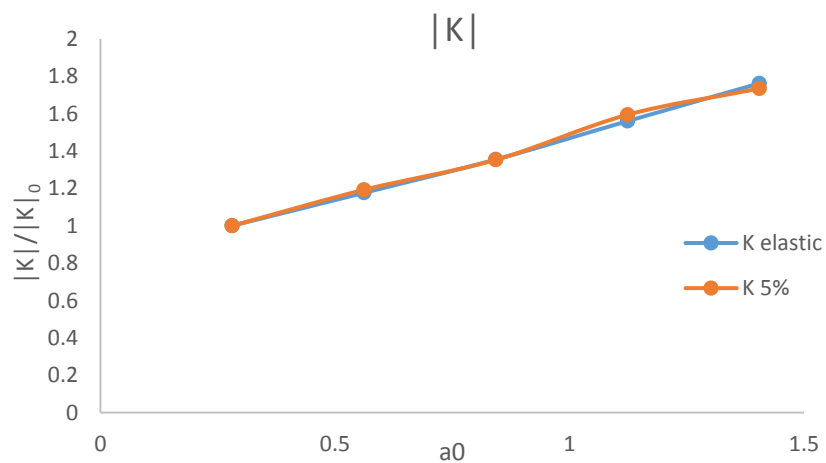


Figure 4-21 Normalized dynamic impedance K as a function of a0.

4.3 Πάσσαλος εκσκαφής

Σε αυτό το κομμάτι της εργασίας έχει μελετηθεί η συμπεριφορά του πασσάλου για δυναμική φόρτιση. Τώρα η διεπιφάνεια έχει τριπλάσια διατμητική αντοχή και το έδαφος έχει θεωρηθεί μη ελαστικό. Η συμπεριφορά της διεπιφάνειας διέπεται από το καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb ενώ αυτή του εδάφους από το Hardening Soil Small.

Αρχικά γίνεται μια μονοτονική στατική φόρτιση (push over) για να εκτιμηθεί η αντοχή του πασσάλου σε κατακόρυφη φόρτιση. Στη συνέχεια μελετάται η συμπεριφορά του σε αρμονική κατακόρυφη φόρτιση για πέντε διαφορετικές συχνότητες και έξι επίπεδα φόρτισης.

4.3.1 Μονοτονική φόρτιση

Στο παρακάτω διάγραμμα φαίνεται η στατική φόρτιση για την εκτίμηση της κατακόρυφης αντοχής του πασσάλου. Η αστοχία θεωρήθηκε στο σημείο που το εφαπτομενικό μέτρο δυσκαμψίας έγινε ίσο με το 1% τις αρχικής τιμής του. Αυτό συνέβει για μετακίνηση 0,0148 m ενώ η αντίστοιχη τιμή της αντοχής του προκύπτει ίση με 5526 kN. Το σημείο αστοχίας επισημαίνεται στα παρακάτω διαγράμματα με διακεκομμένη γραμμή.

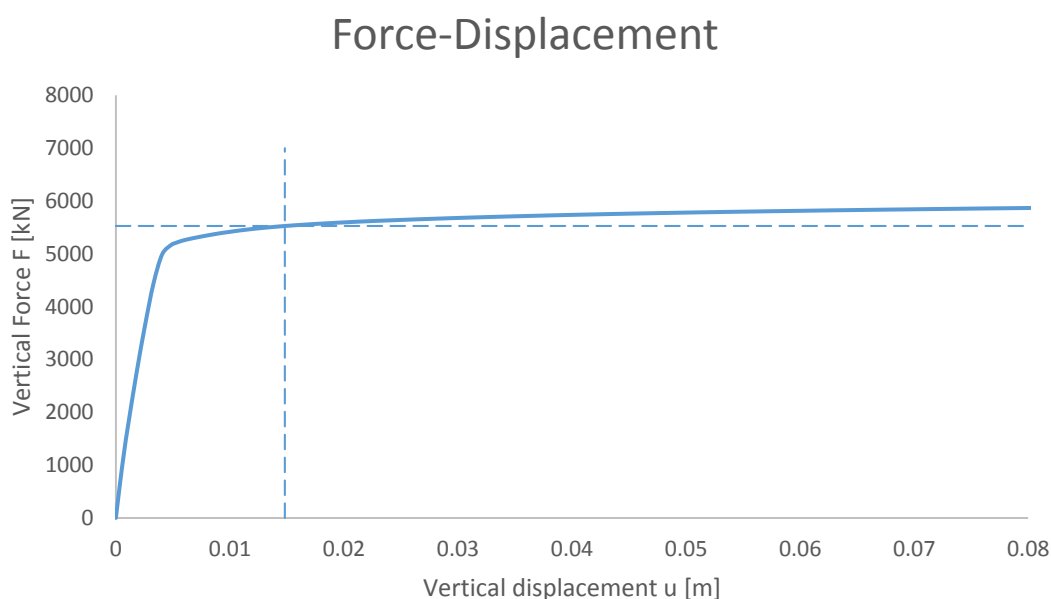


Figure 4-22: Monotonic Static push over test, graph load versus response. The dashed lines indicate the ultimate load and the displacement at which failure is considered.

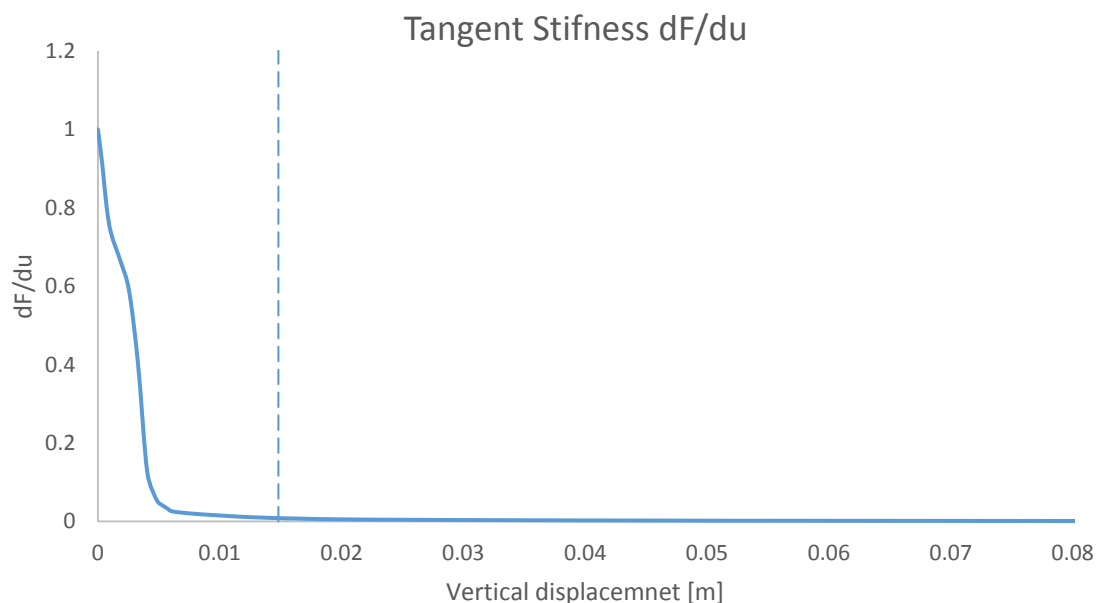


Figure 4-23: Monotonic Static push over test, graph dF/du versus u . The dashed line indicates the displacement where failure is considered to be occurred.

4.3.2 Δυναμική φόρτιση

Σε αυτό το σημείο έχουν γίνει δυναμικές αναλύσεις στον πάσσαλο όπως και πριν. Η συχνότητες που μελετούνται είναι οι ίδιες με πριν 5, 10, 15, 20 και 25 Hz. Για κάθε συχνότητα μελετούνται έξι επίπεδα φόρτισης 5, 20, 40, 60, 80 και 100% αντίστοιχα. Στα παρακάτω διαγράμματα (εικόνα 4-24 έως 4-28) φαίνεται ο τελευταίος κύκλος φόρτισης για κάθε περίπτωση. Παρατηρούμε την μετατόπιση των βρόγχων προς τα δεξιά με την αύξηση της φόρτισης αλλά και την μείωση των μετακινήσεων με την αύξηση της συχνότητας (εικόνα 4-29). Στα διαγράμματα 4-30 και 4-31 φαίνεται η επίδραση της συχνότητας της φόρτισης και του φορτίου στον λόγο απόσβεσης ξ . Φαίνεται ότι ο λόγος απόσβεσης ξ αυξάνεται τόσο με την αύξηση της συχνότητας f όσο και με την αύξηση του φορτίου. Επιπλέον στο διάγραμμα 5-31 φαίνεται πως ο λόγος απόσβεσης για το 100% του φορτίου αστοχίας γίνεται περίπου ίσος με 1,1 για κάθε συχνότητα.

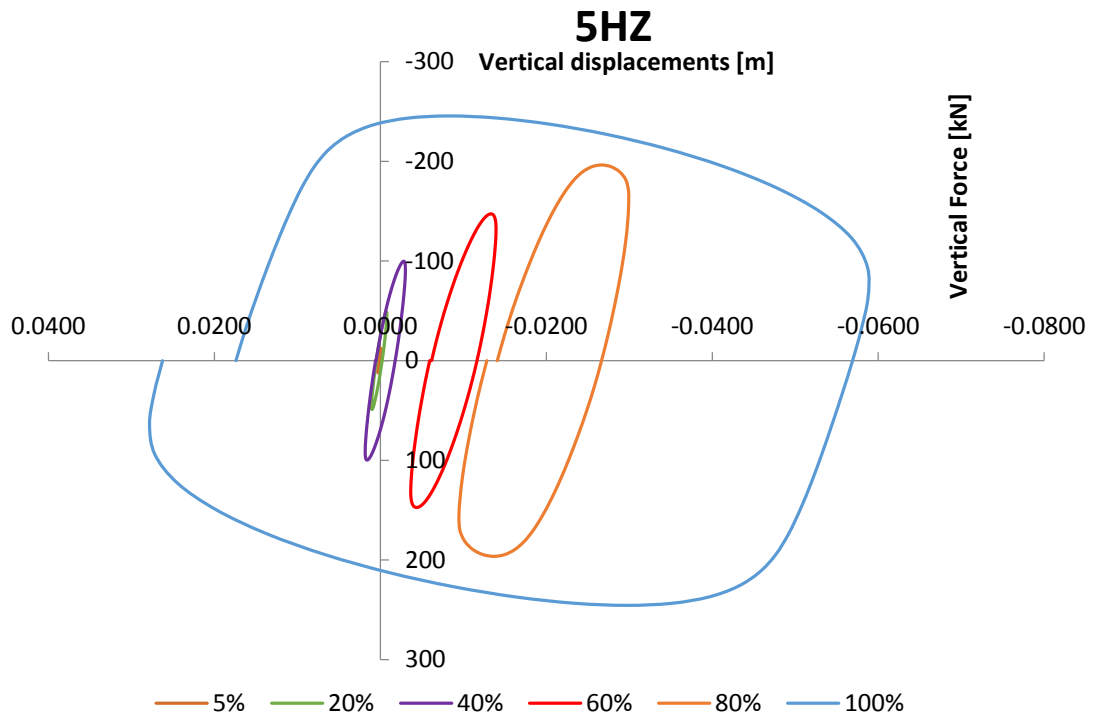


Figure 4-24: Loops of the dynamic analyses with frequency $f=5$ Hz for the six levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80% and 100% of the ultimate load F_u .

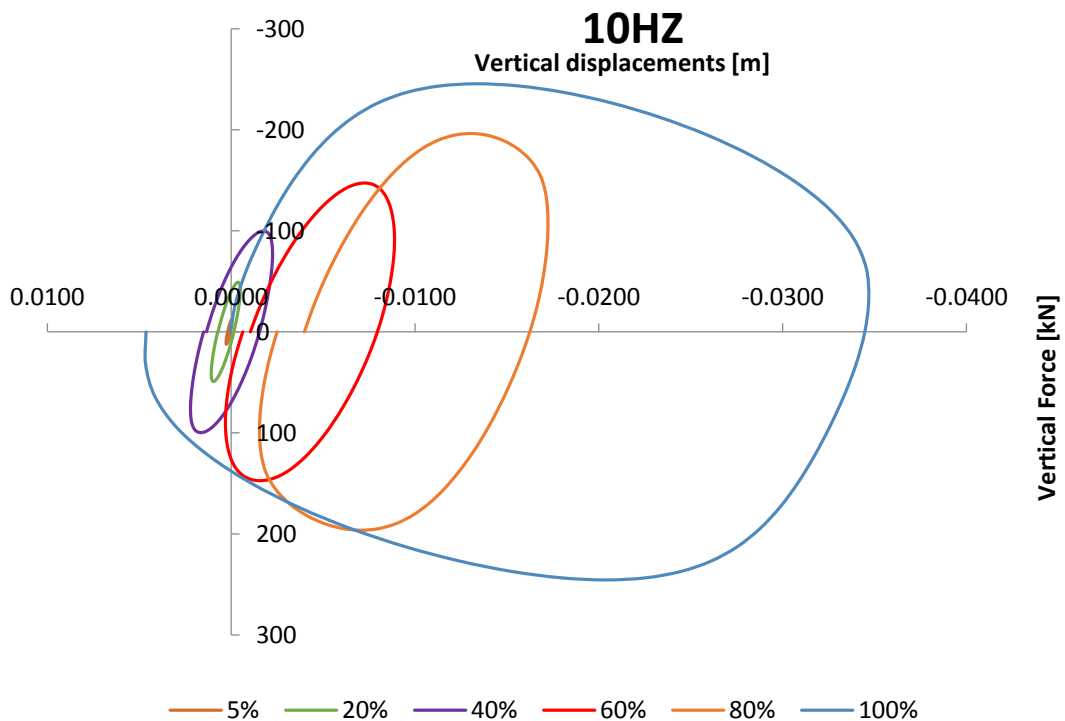


Figure 4-25: Loops of the dynamic analyses with frequency $f=10$ Hz for the six levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80% and 100% of the ultimate load F_u .

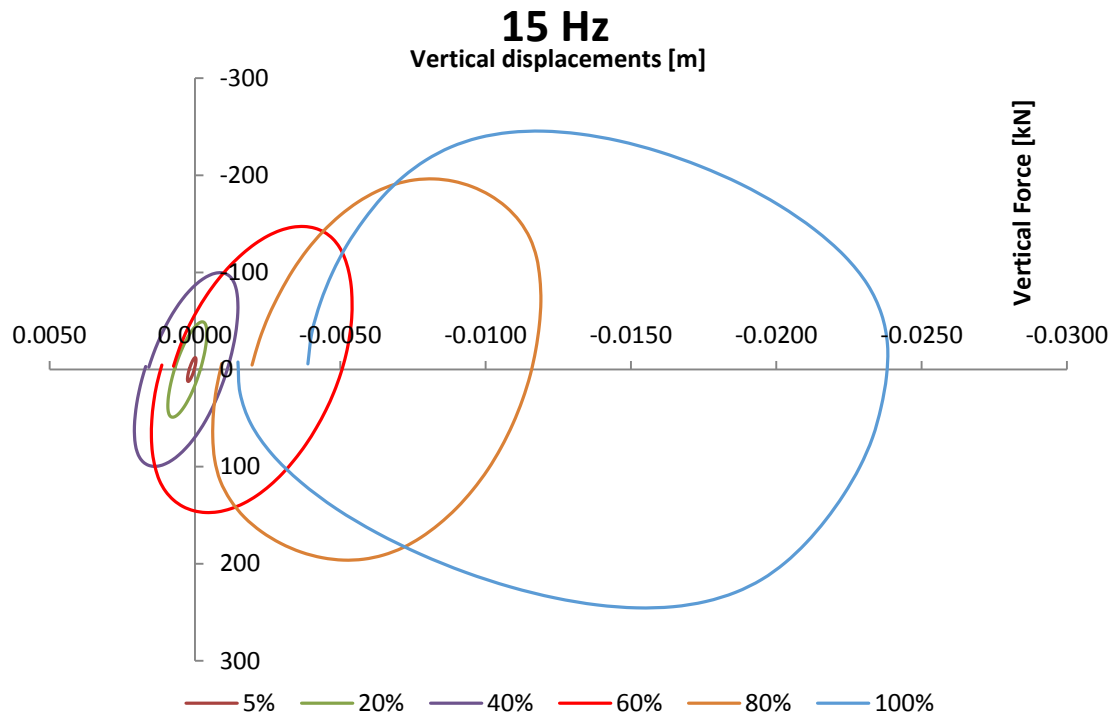


Figure 4-26: Loops of the dynamic analyses with frequency $f=15\text{Hz}$ for the six levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80% and 100 % of the ultimate load F_u .

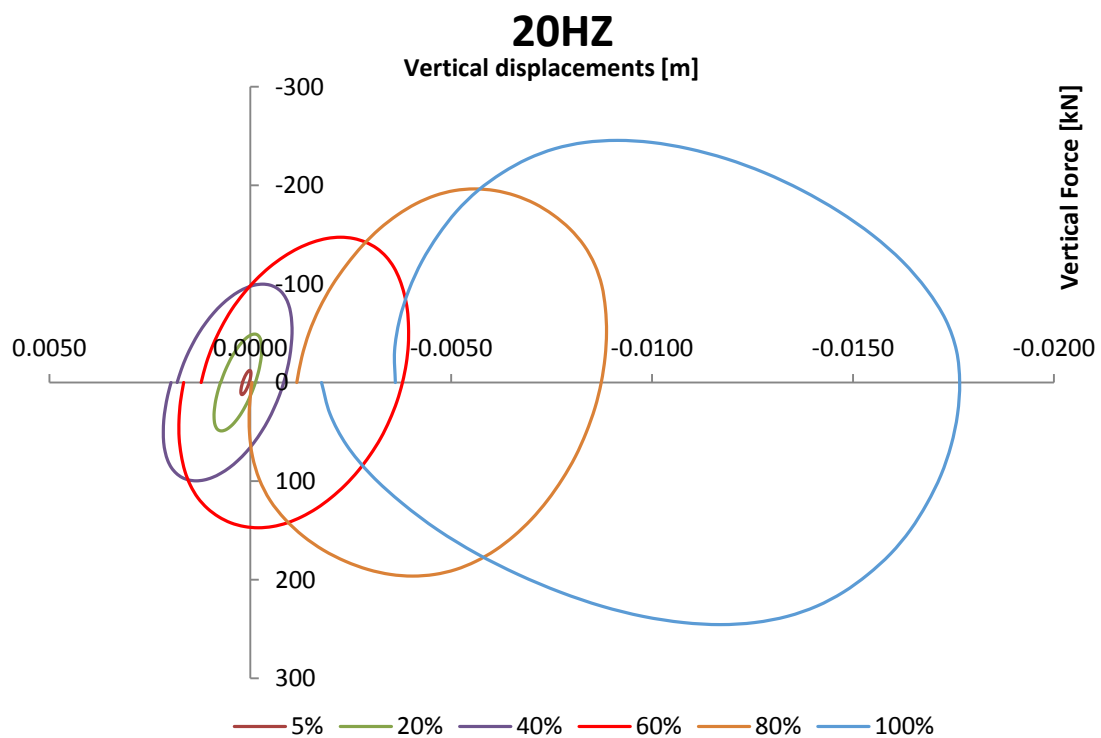


Figure 4-27: Loops of the dynamic analyses with frequency $f=20\text{Hz}$ for the six levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80% and 100 % of the ultimate load F_u .

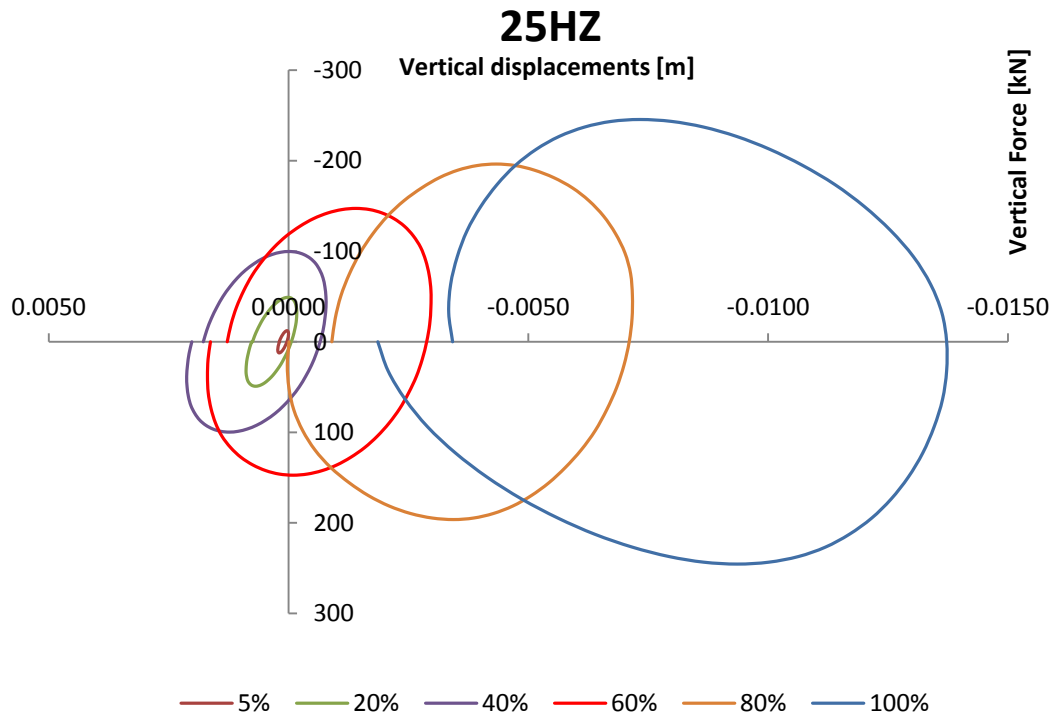


Figure 4-28: Loops of the dynamic analyses with frequency $f=15\text{Hz}$ for the six levels of loading, namely 5 %, 20%, 40%, 60%, 80% and 100% of the ultimate load F_u .

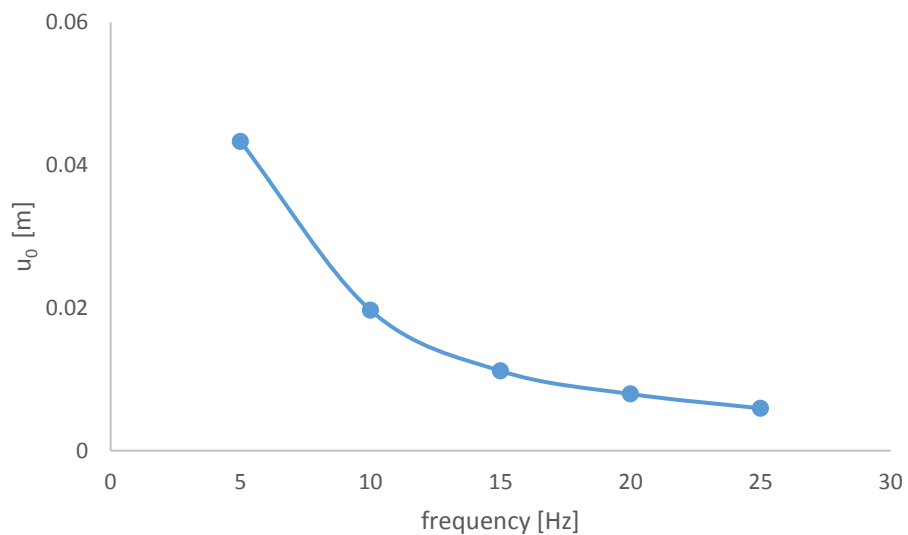


Figure 4-29: Displacement at the end of fourth circle at 100% of failure load as a function of frequency.

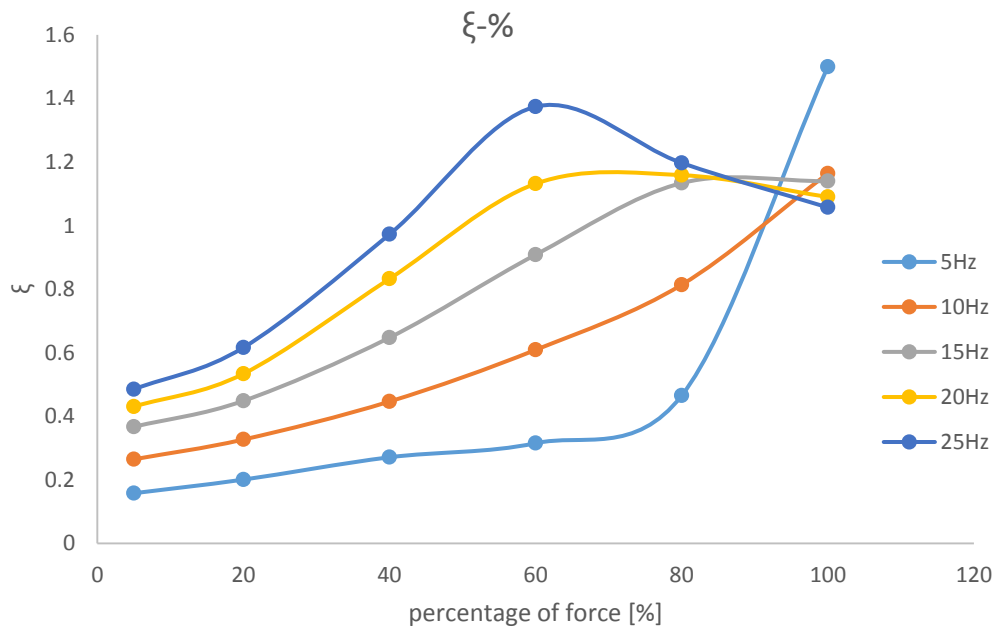


Figure 4-30 damping ratio ξ for each frequency f according to level of load.

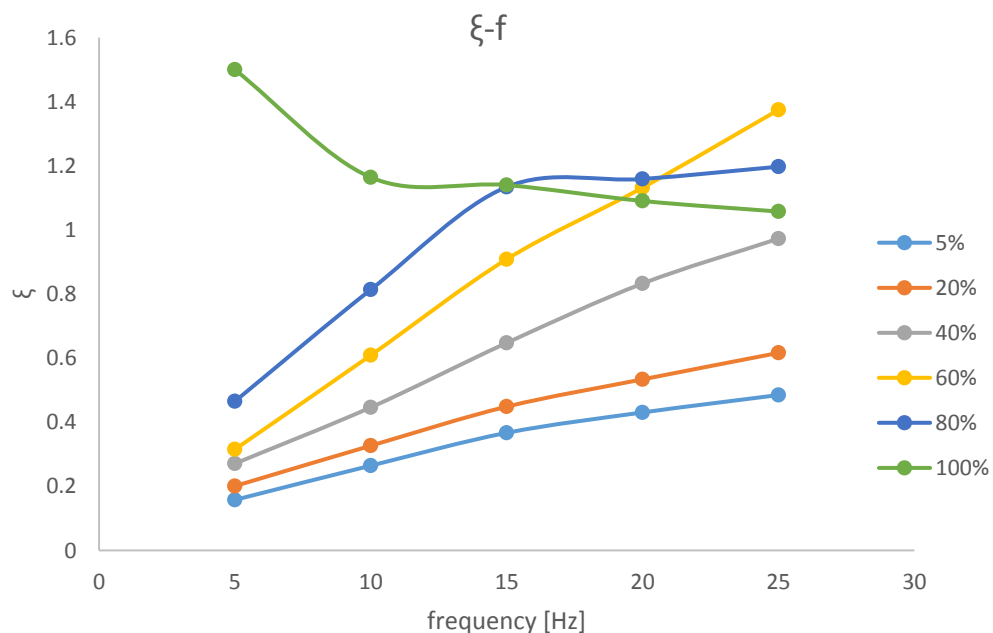


Figure 4-31: Damping ratio ξ for each level of load according to frequency f .

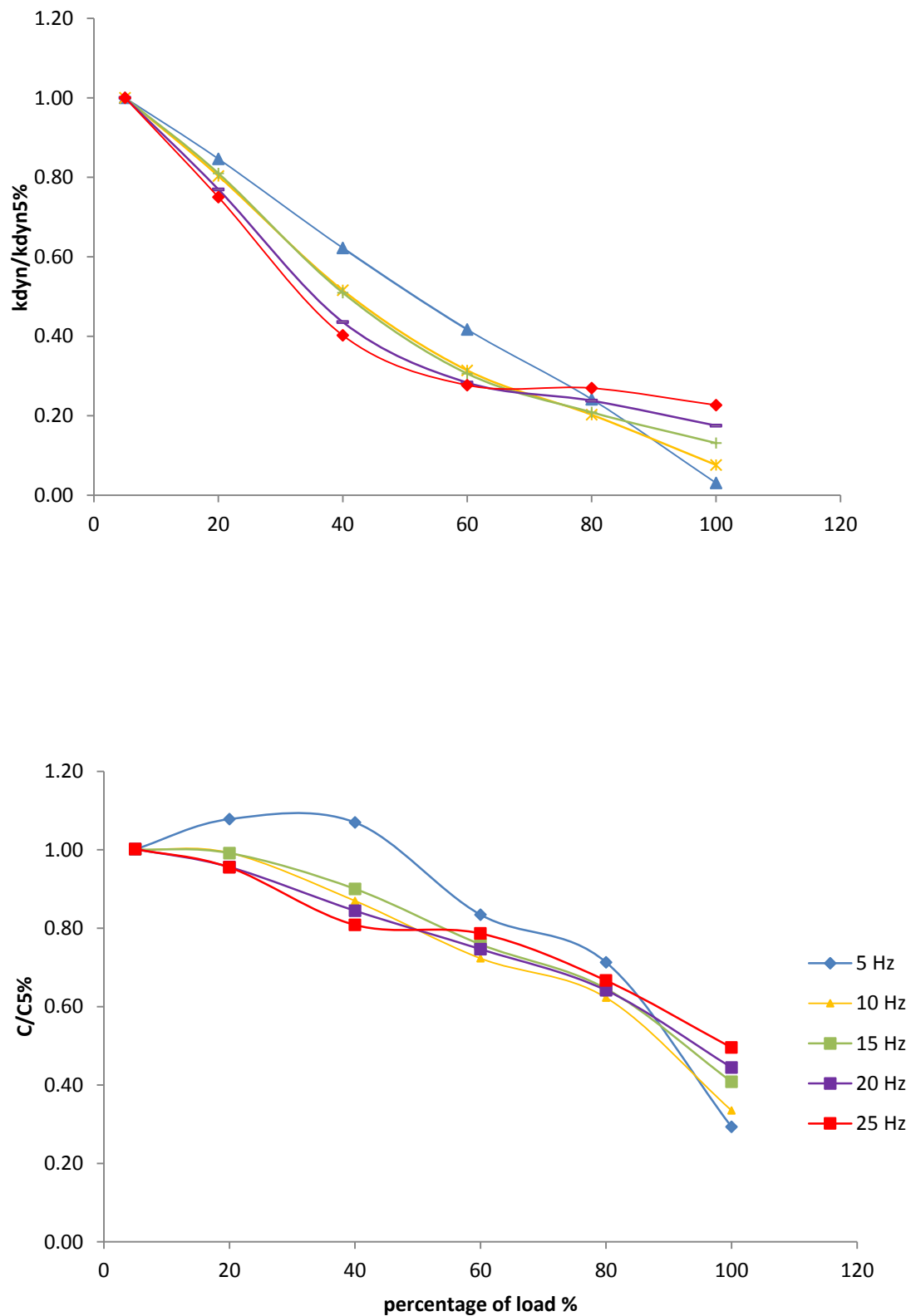


Figure 4-32: Normalized impedance coefficients K_{dyn} and C as a function of load percentage for five frequencies 5 Hz, 10 Hz, 15 Hz, 20 Hz and 25 Hz.

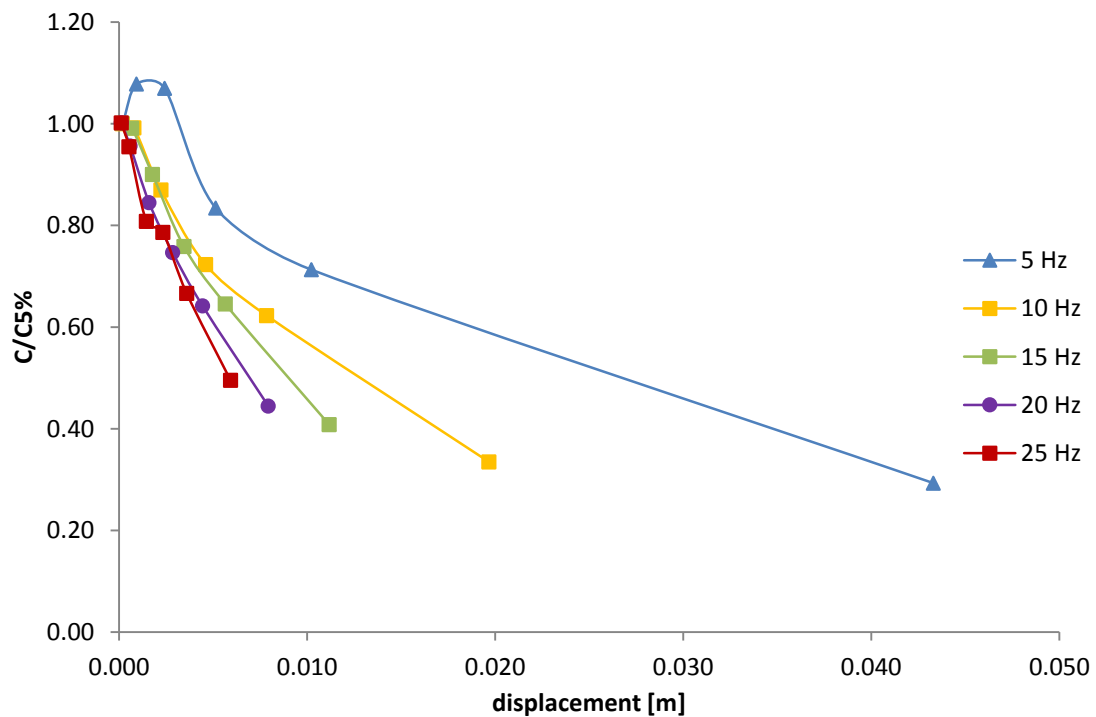
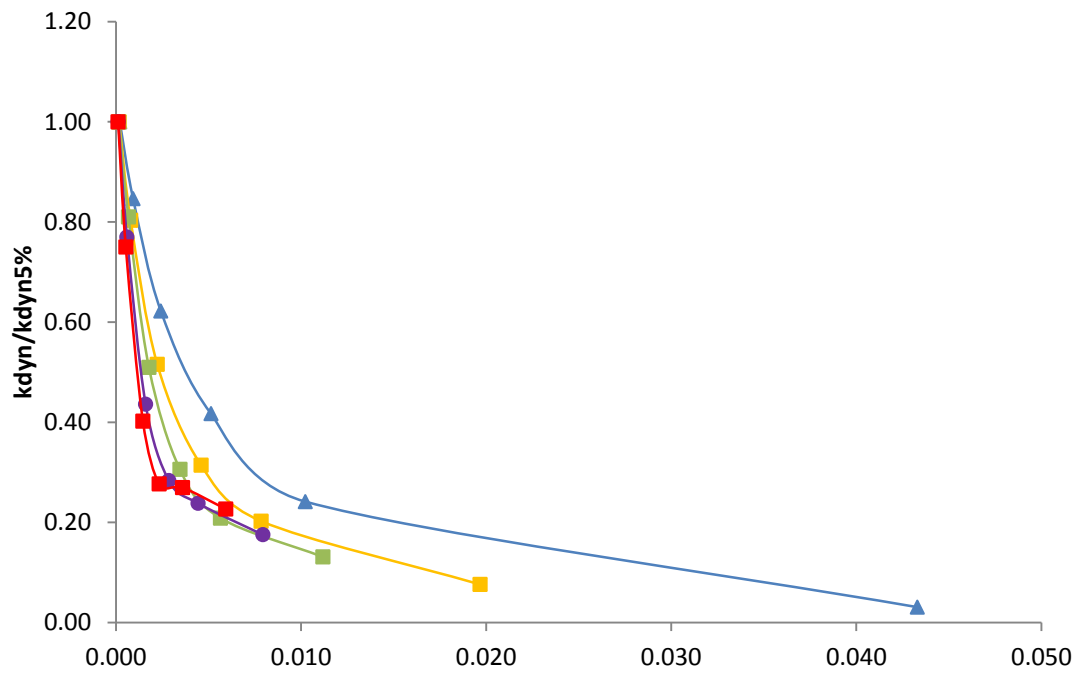


Figure 4-33: Normalized impedance coefficients K_{dyn} and C as a function of displacement for five frequencies 5 Hz, 10 Hz, 15 Hz, 20 Hz and 25 Hz.

Παραμόρφωση του εδάφους σε κατακόρυφη τομή για συχνότητα 5, 10, 15, 20 και 25 Hz και για έξι επίπεδα φόρτισης 5%, 20%, 40%, 60%, 80% και 100% του φορτίου αστοχίας αντίστοιχα .

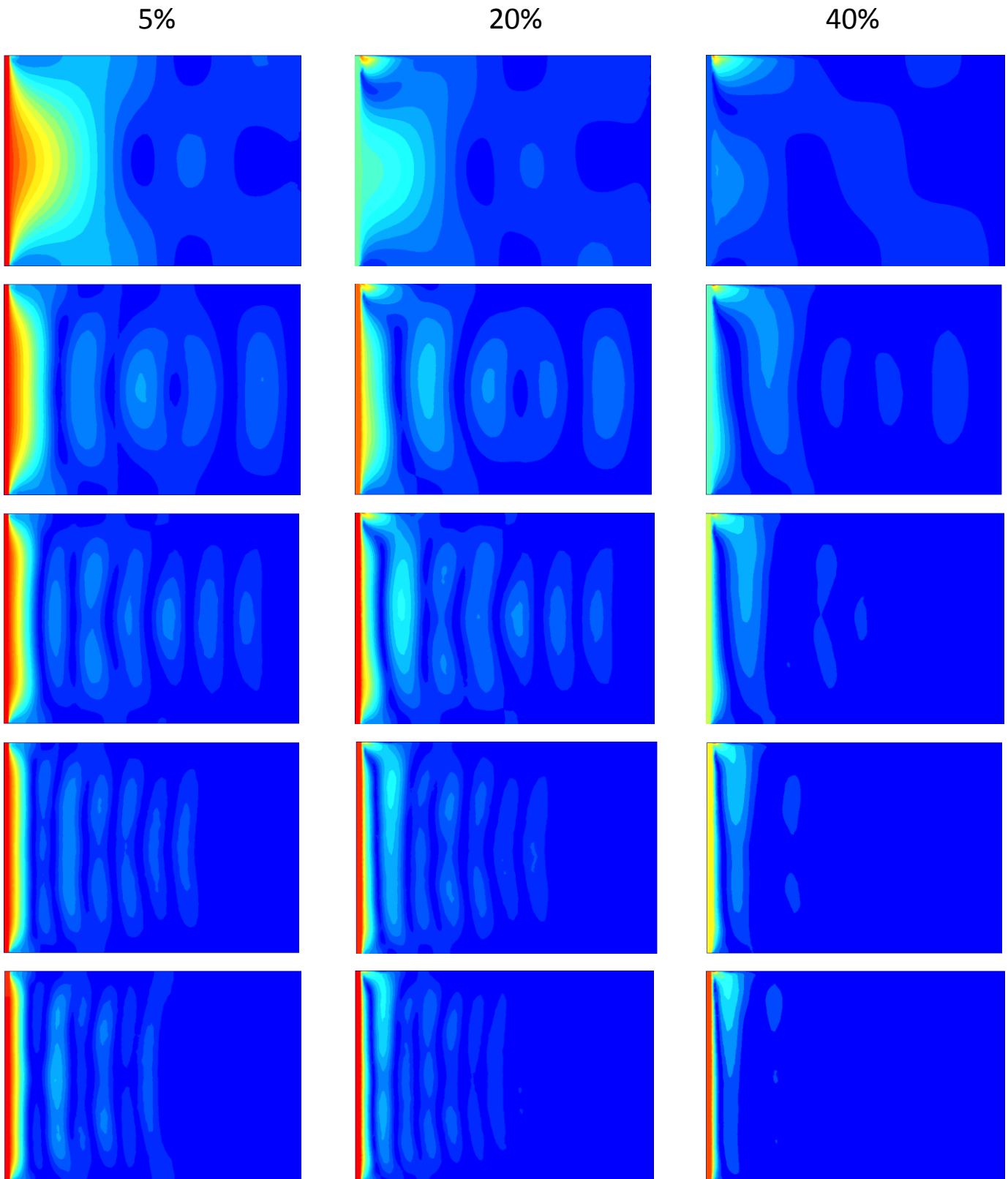


Figure 4-33: Soil displacements for 5%, 20% and 40% of load capacity for each frequency.

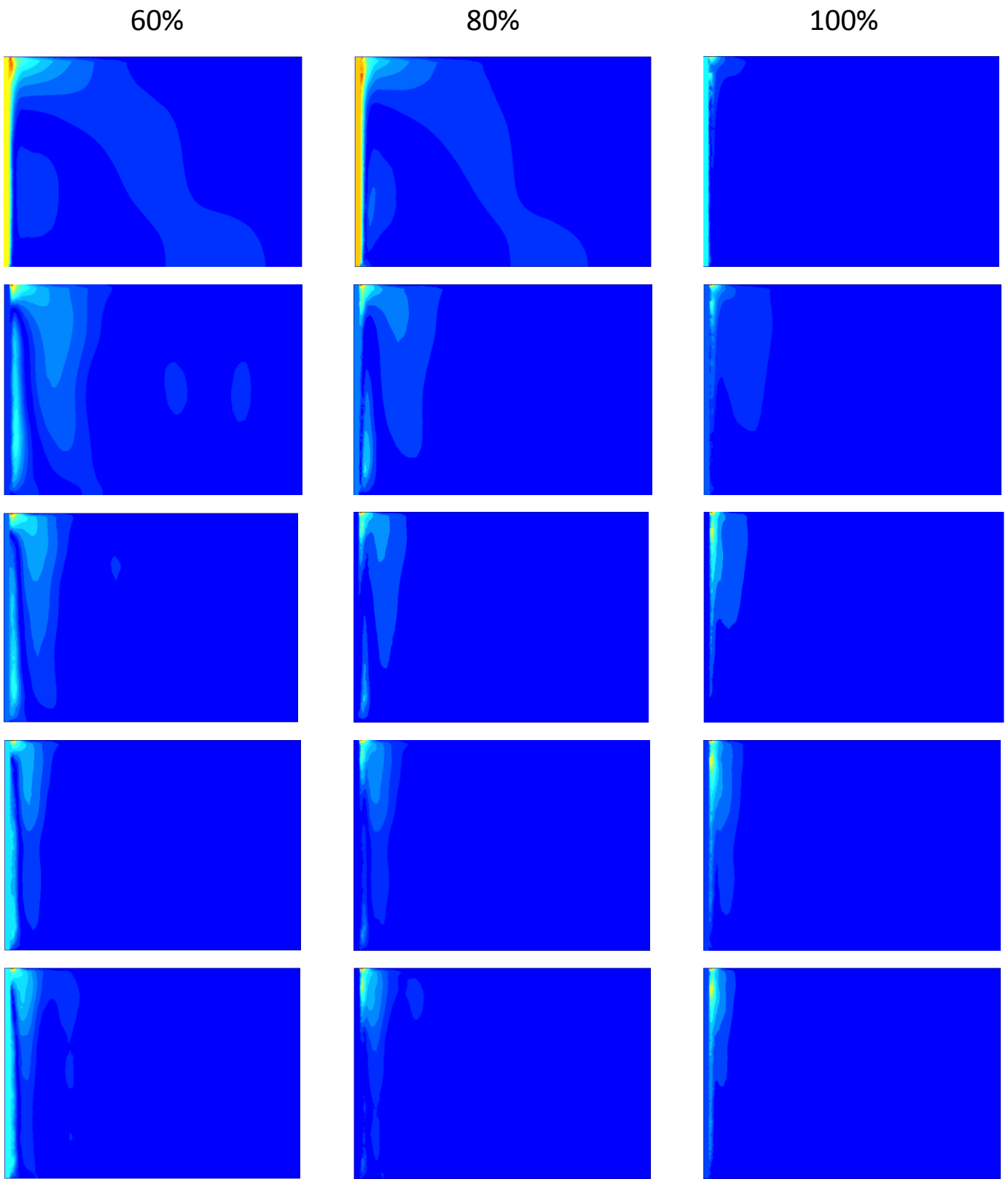


Figure 4-34: Soil displacements for 60%, 80% and 100% of load capacity for each frequency.

Παραμόρφωση του εδάφους σε οριζόντια τομή σε βάθος 10 m για συχνότητα 5, 10, 15, 20 και 25 Hz και για έξι επίπεδα φόρτισης 5%, 20%, 40% ,60% ,80% και 100% του φορτίου αστοχίας αντίστοιχα .

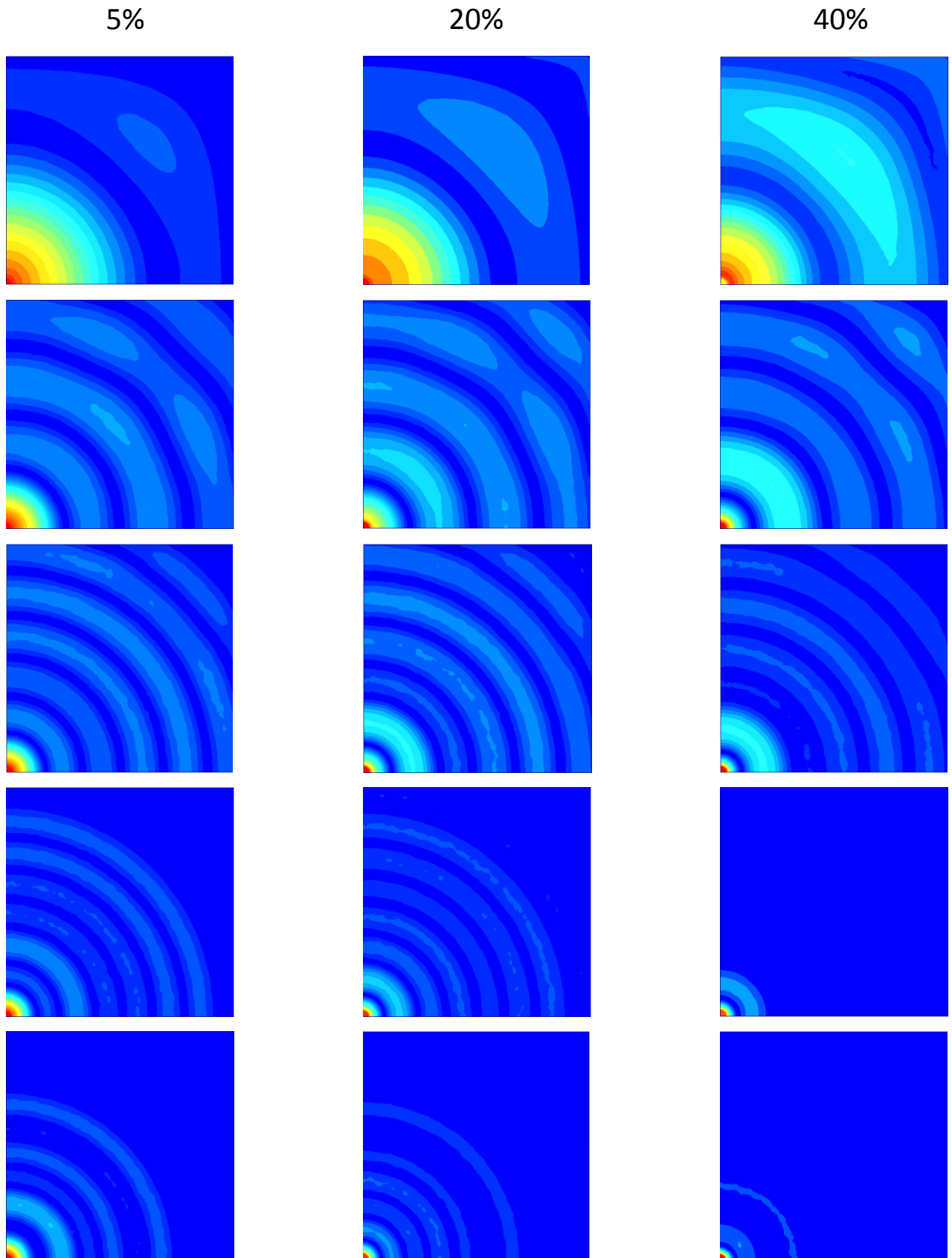


Figure 4-35: Soil displacements for 5%, 20% and 40% of load capacity for each frequency.

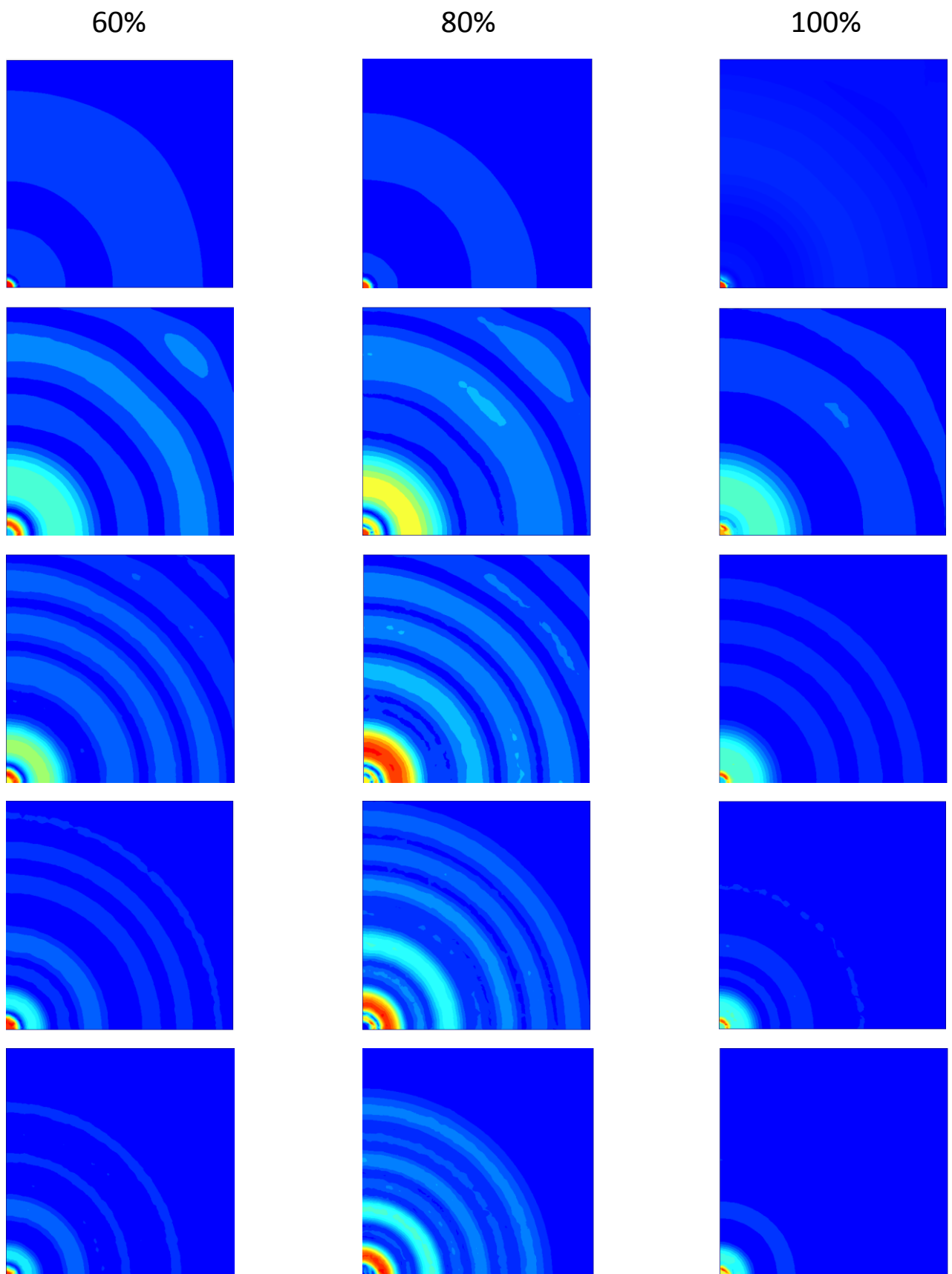


Figure 4-36: Soil displacements for 60%, 80% and 100% of load capacity for each frequency.

4.3.3 Σύγκριση ελαστικών-μη γραμμικών αναλύσεων

Σε αυτό το μέρος της εργασίας επιχειρείται σύγκριση των ελαστικών με τις πλαστικές αναλύσεις. Στο πλαστικό μοντέλο για πολύ μικρό ποσοστό φόρτισης πολύ λίγα σημεία θα έχουν πλαστικοποιηθεί, έτσι αναμένονται περίπου ίδια αποτελέσματα στις ελαστικές αναλύσεις και στις μη γραμμικές με χαμηλό ποσοστό φόρτισης. Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται η δυσκαμψία, η απόσβεση και η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία κανονικοποιημένες ως προς την πρώτη τους τιμή όπως προέκυψαν από τις ελαστικές αναλύσεις και τις πλαστικές. Όπως αναμενόταν τα αποτελέσματα είναι παραπλήσια.

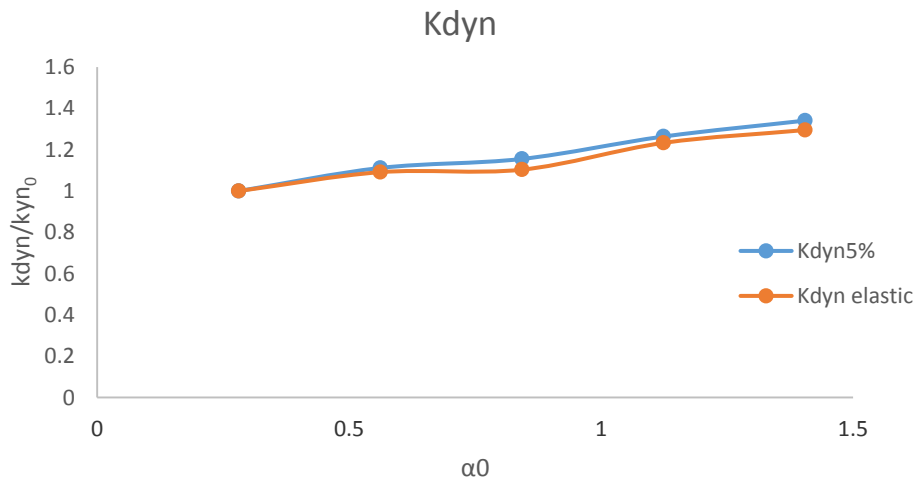


Figure 4-37: Normalized stiffness coefficient K_{dyn} as a function of a_0 .

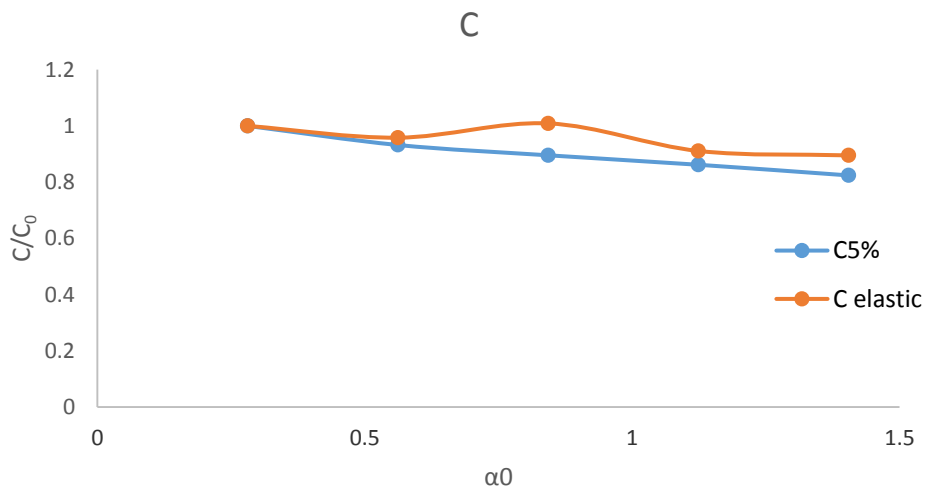


Figure 4-38 Normalized dashpot coefficient C as a function of a_0 .

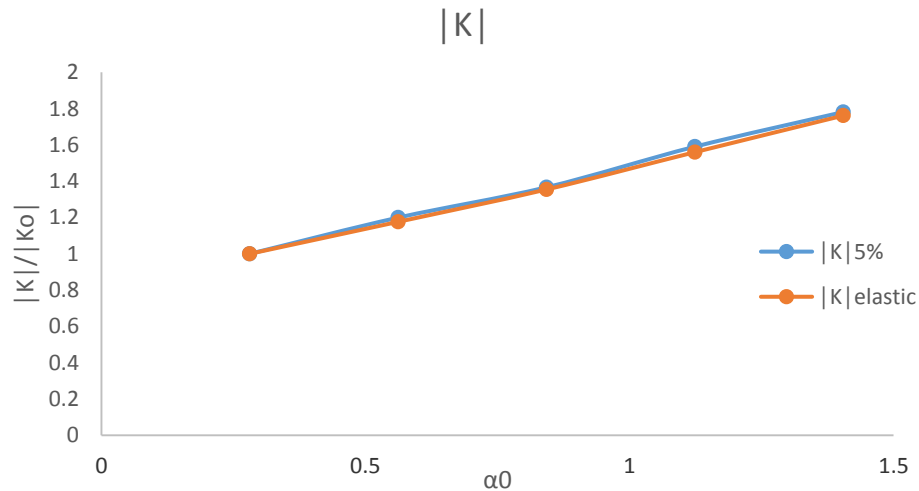


Figure 4-39: Normalized dynamic impedance K as a function of α_0

4.4 Ανάπτυξη αναλυτικών για τις καμπύλες $K_{dyn}-u$ και $C-u$

Με σκοπό να ποσοτικοποιηθεί η συμπεριφορά του πασσάλου αναλυτικές σχέσεις αναπτύχθηκαν που περιγράφουν τις προηγούμενες καμπύλες. Οι κανονικοποιημένες καμπύλες βρέθηκε ότι μπορούν να περιγραφούν από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\frac{K}{K_{\max}} = x_5 \frac{x_1}{x_1 + x_2 \left(\frac{u}{x_3} \right)^{x_4}} \quad \text{και} \quad \frac{C}{C_{\max}} = x_5 \frac{x_1}{x_1 + x_2 \left(\frac{u}{x_3} \right)^{x_4}} \quad \text{Equations 4-1,4-2}$$

Σε κάθε εξίσωση οι συντελεστές x_i είναι διαφορετικοί τόσο για τον συντελεστή ελατηρίου όσο και για τον συντελεστή του αποσβεστήρα. Οι παραπάνω συντελεστές είναι συνάρτηση της συχνότητας και η βαθμονόμηση τους έχει γίνει με βελτιστοποίηση με γενετικούς αλγόριθμους στο πρόγραμμα MATLAB. Στα διαγράμματα 4-40 και 4-41 φαίνεται η σύγκριση των παραπάνω τύπων με τις αριθμητικές αναλύσεις του PLAXIS για την περίπτωση του πασσάλου εκσκαφής σε συχνότητα φόρτισης 10 Hz. . Στη συνέχεια ακολουθούν διαγράμματα με τις τιμές των x_i αλλά και σχέσεις που δίνουν τις τιμές x_i συναρτήση του συντελεστή α_0 .

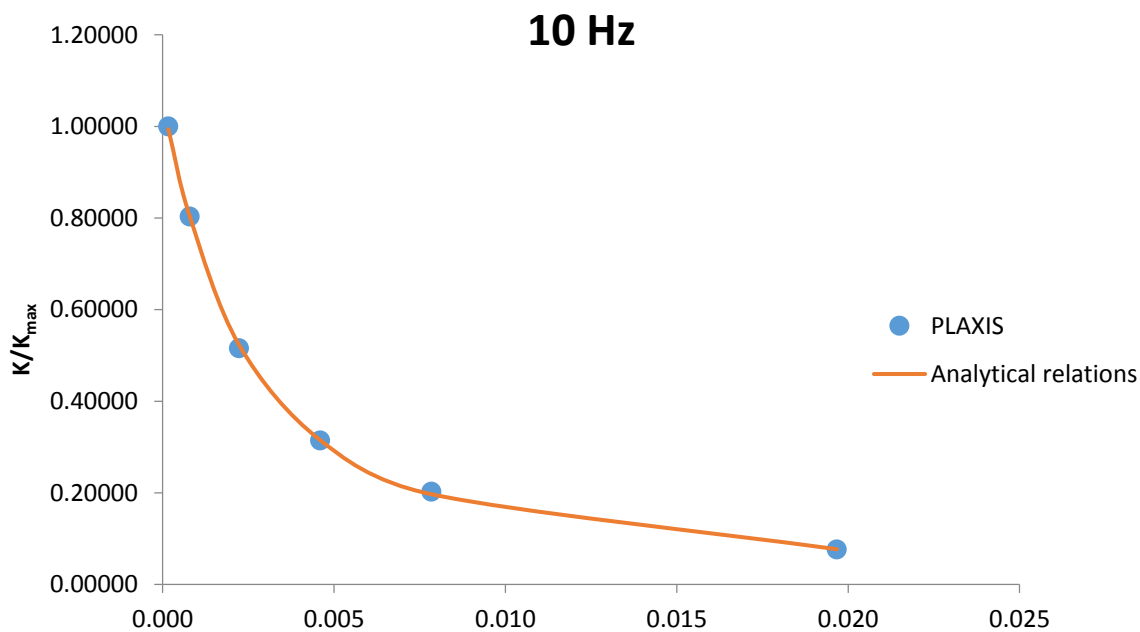


Figure 4-40: Comparison between PLAXIS results and analytical curves at 10 Hz for the bored pile.

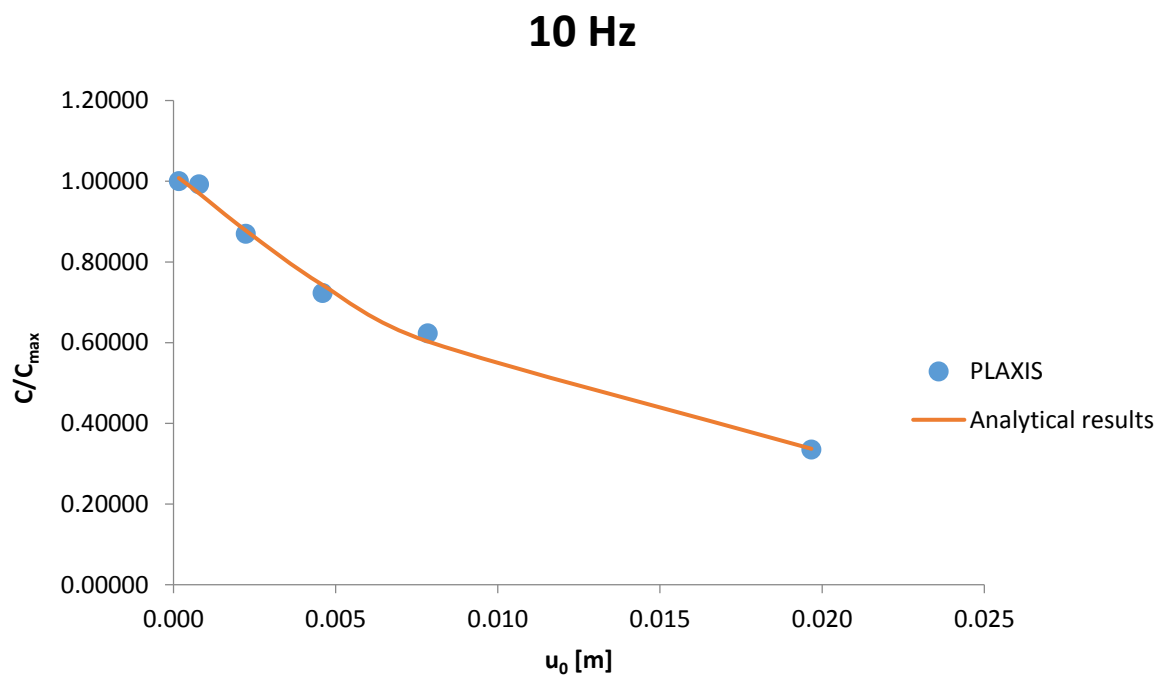
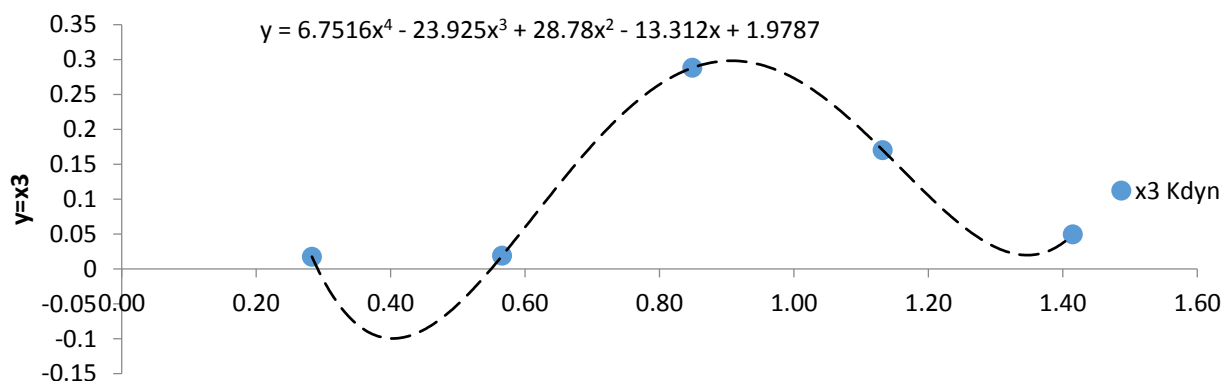
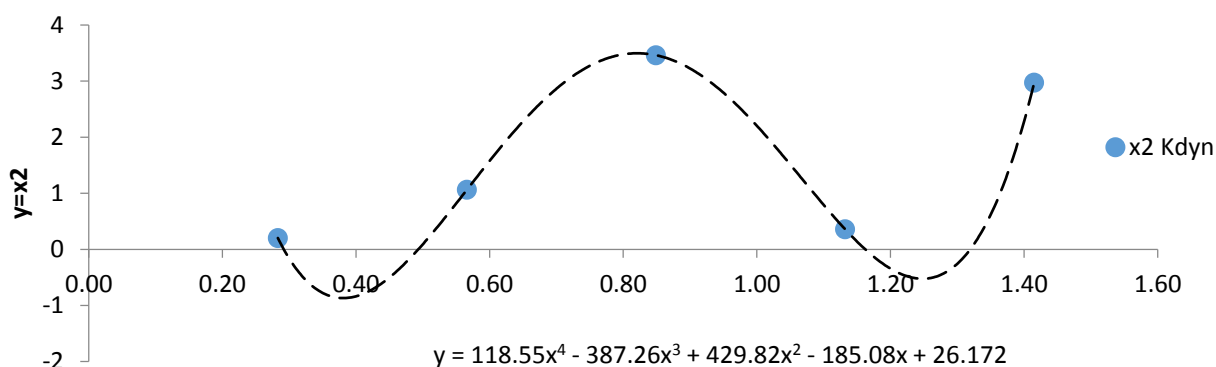
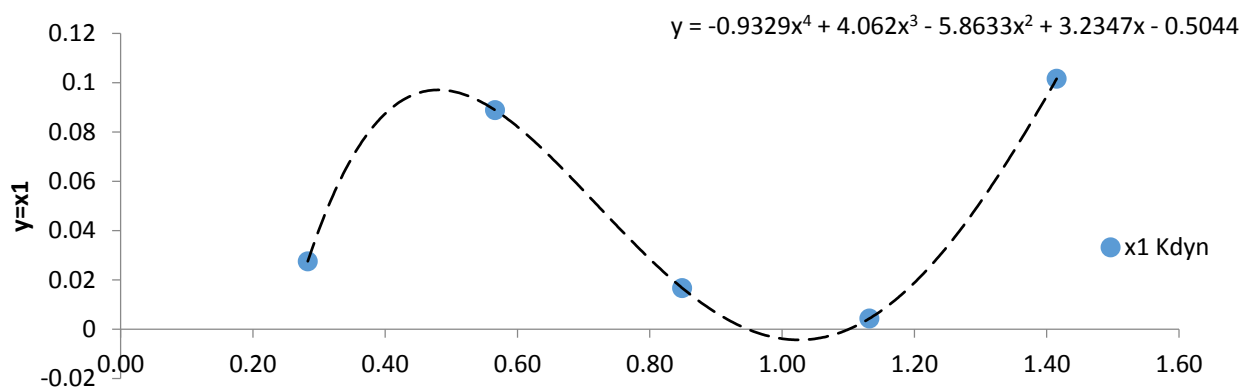
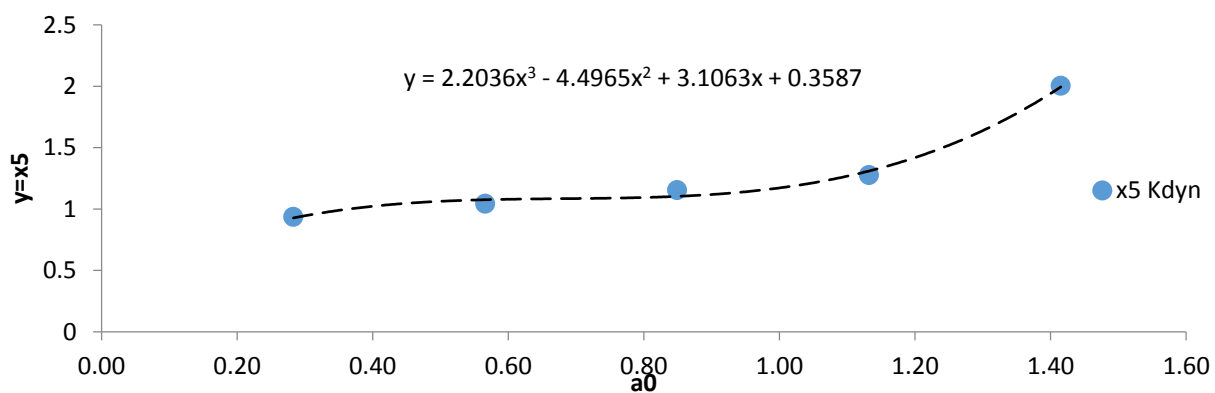
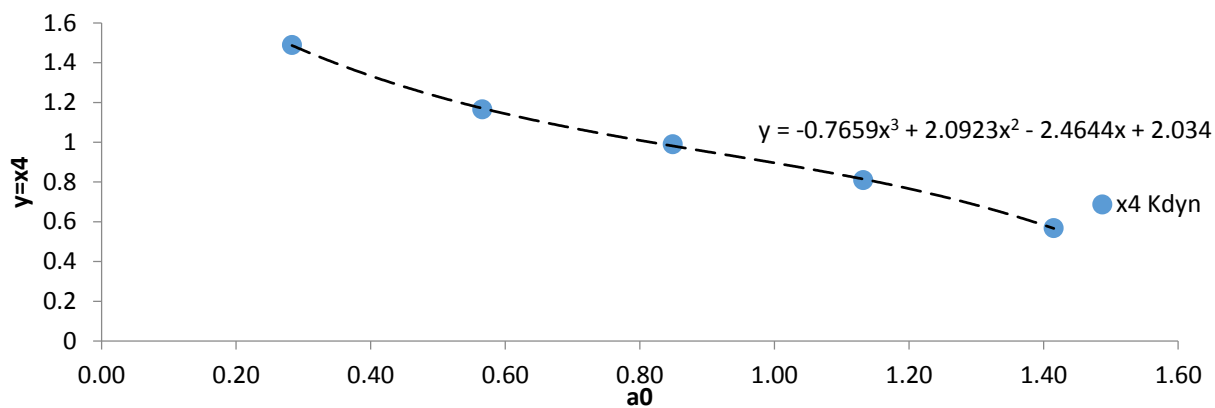


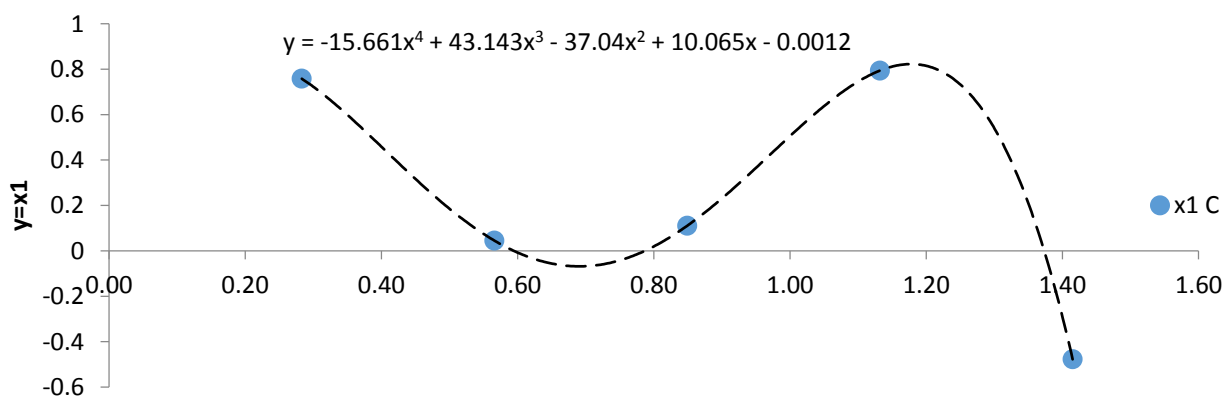
Figure 4-41: Comparison between PLAXIS results and analytical curves at 10 Hz for the pile.

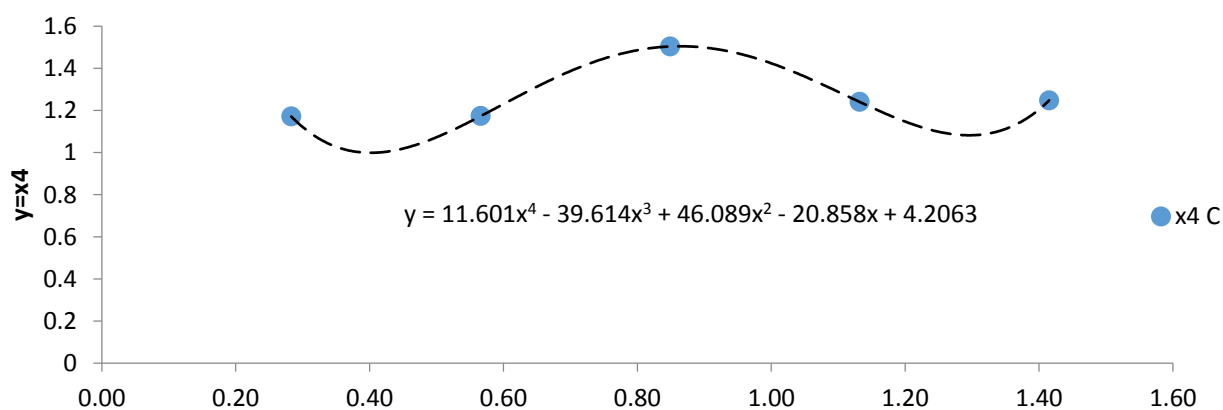
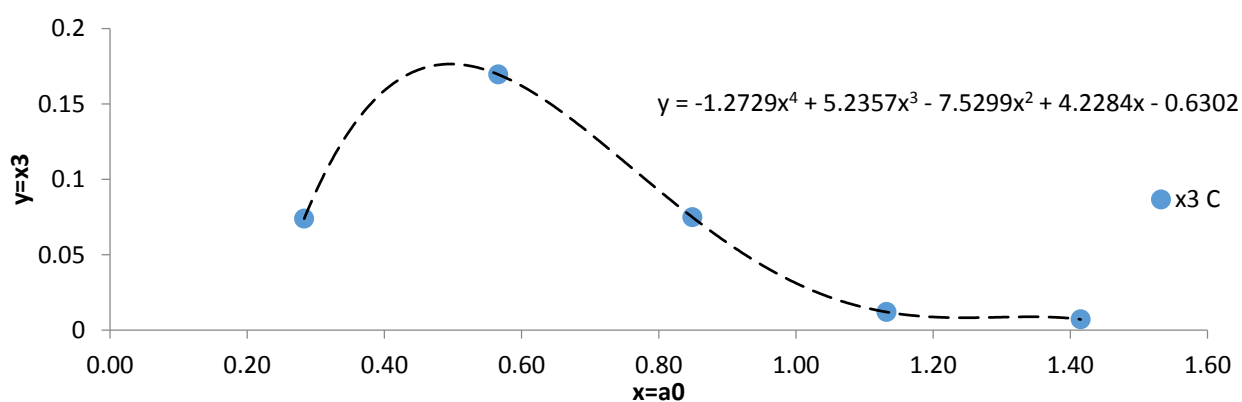
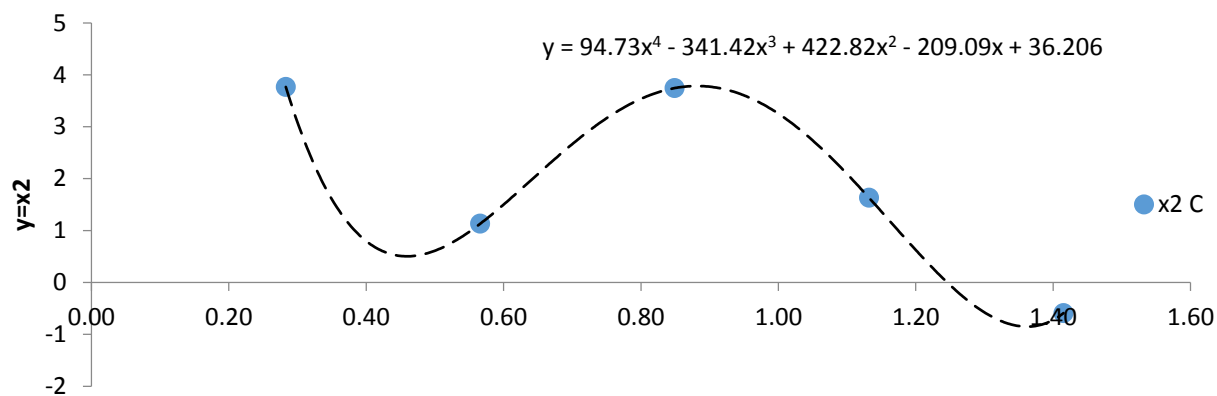
Τιμές συντελεστών x_i των εξισώσεων 4-1 και 4-2 για την περίπτωση εμπηγνυόμενου και του πασσάλου εκκαφής.

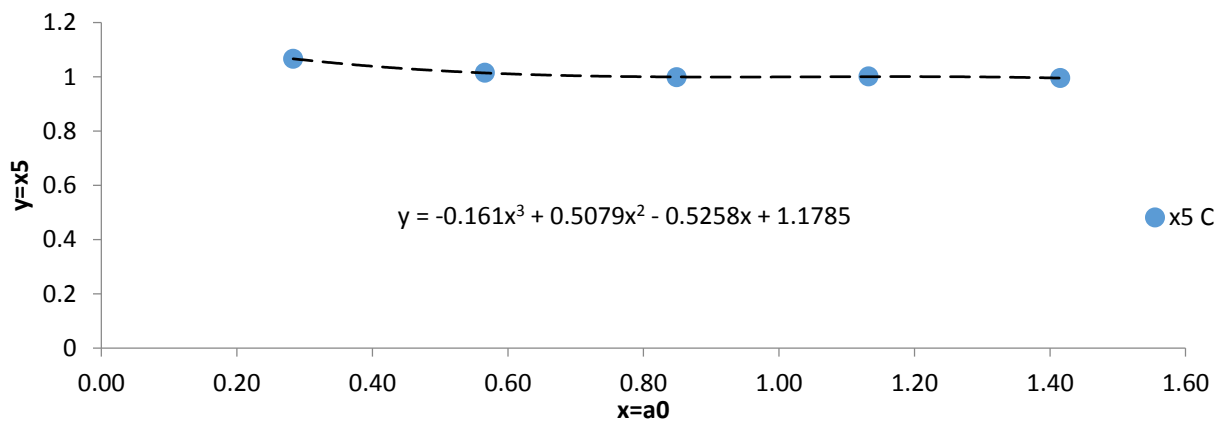




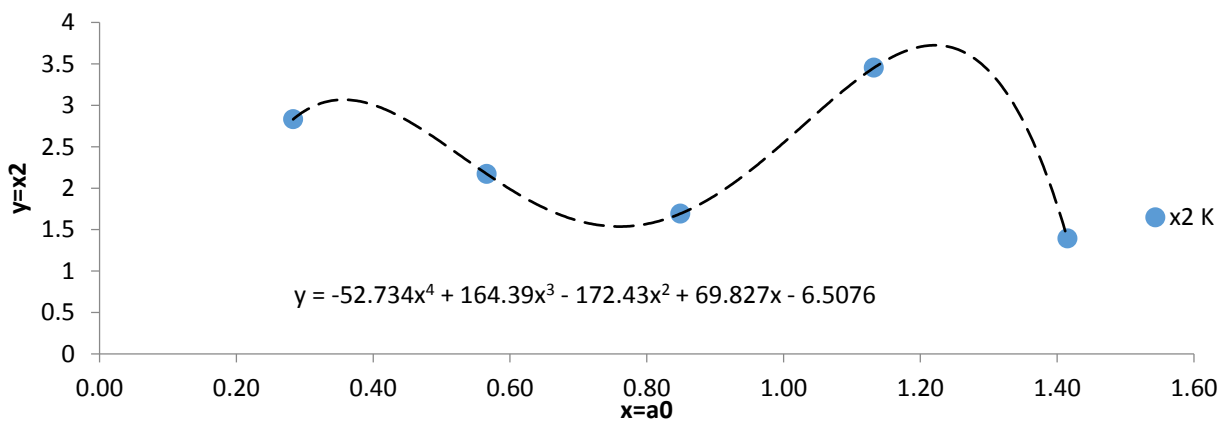
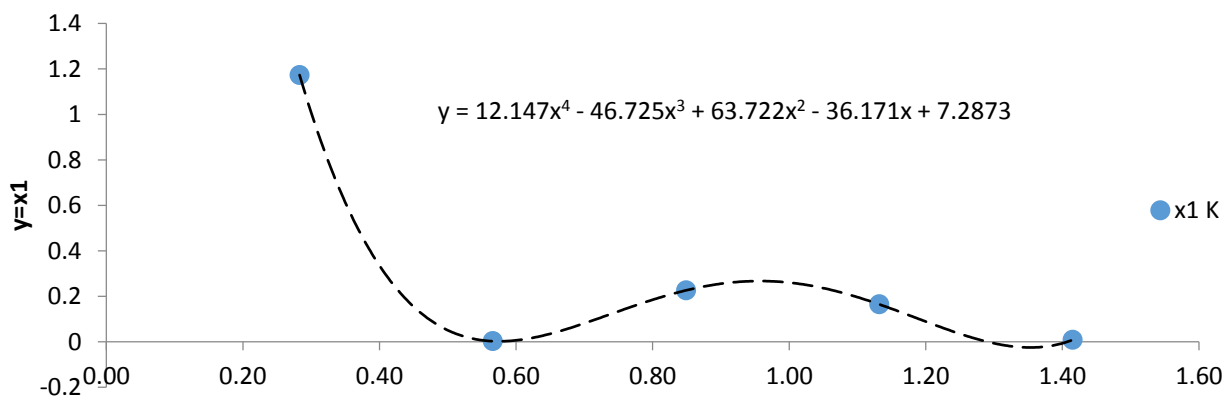
Figures 4-42, 4-43, 4-44, 4-45, 4-46: Frequency dependent coefficients X_i that are included in the developed relations for the stiffness Kdyn for the bored pile. The x axis shows the dimensionless frequency a_0 .

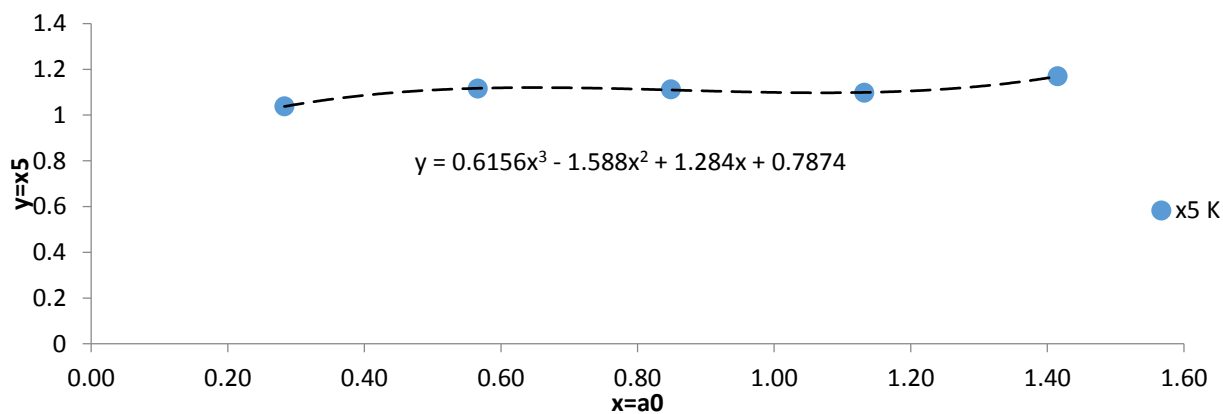
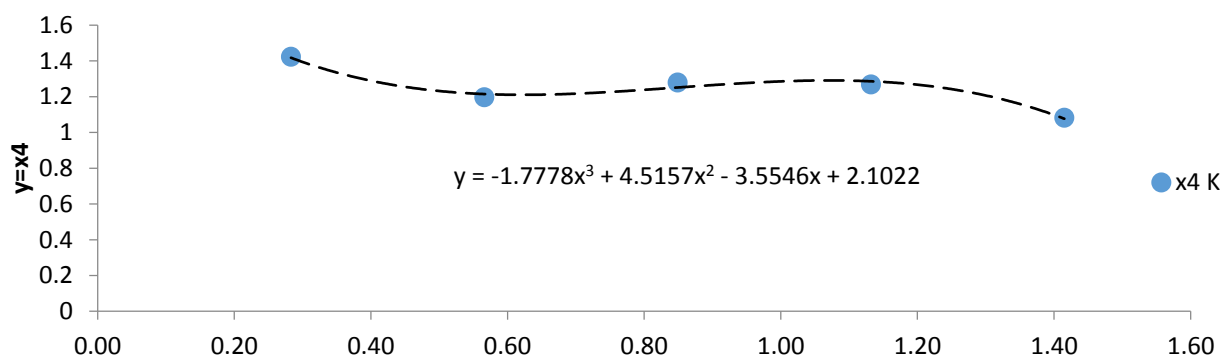
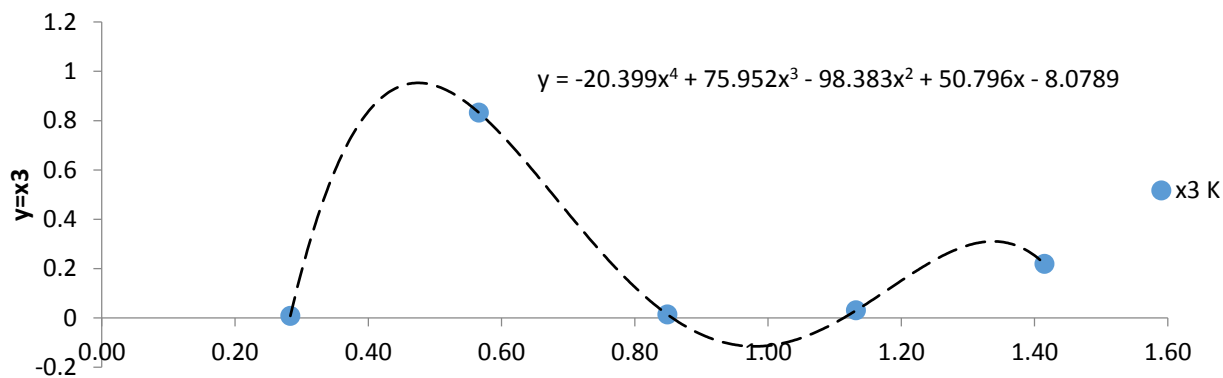




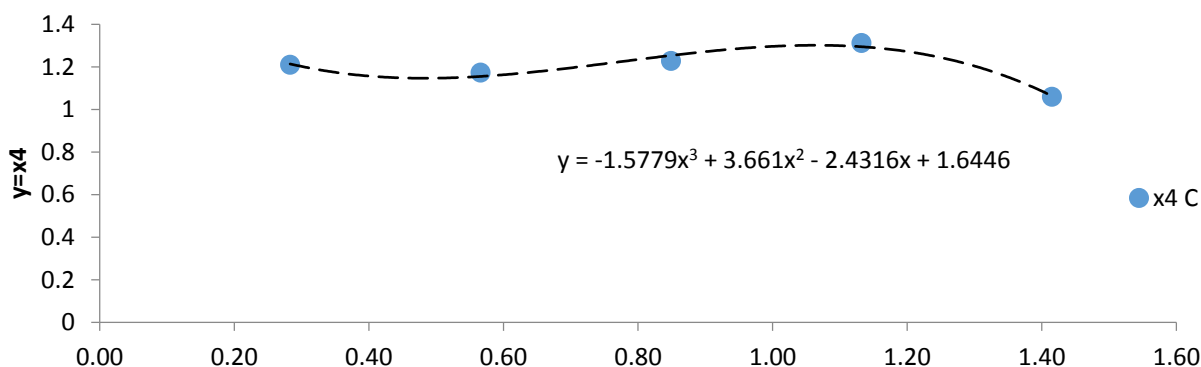
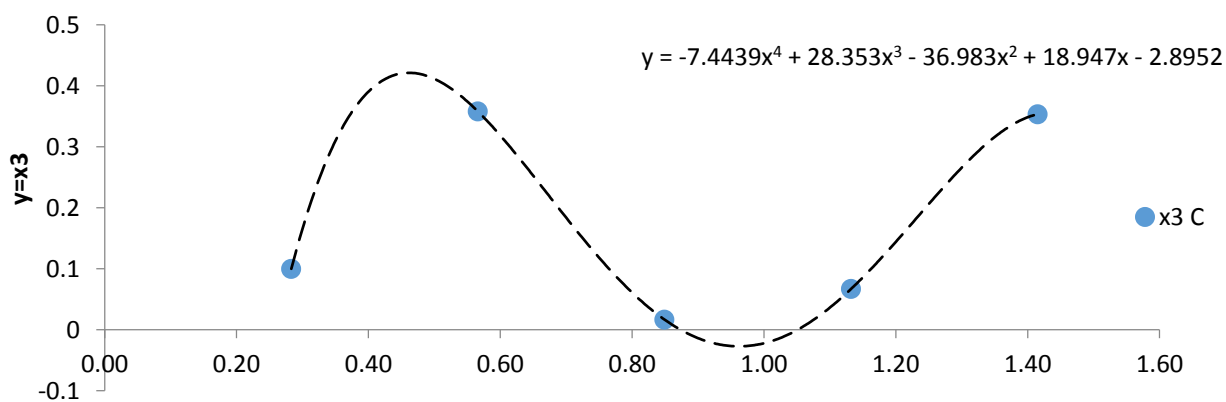
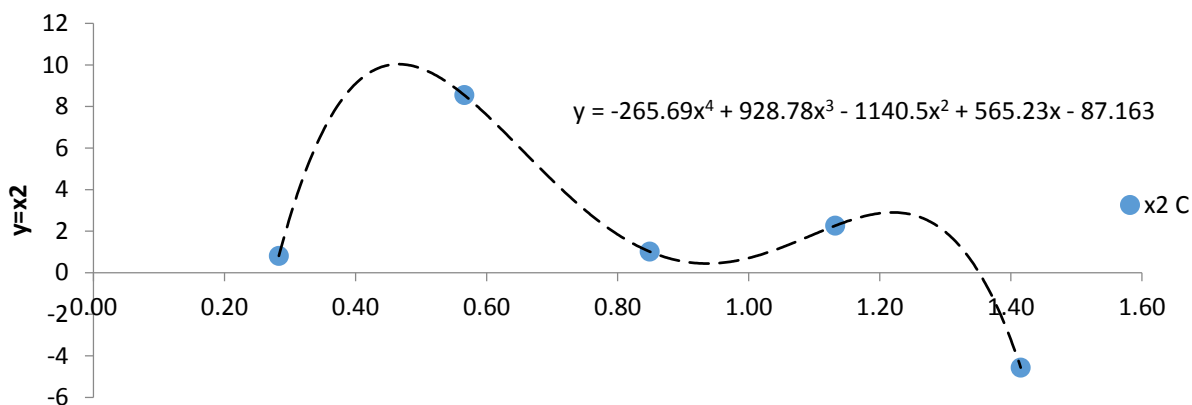
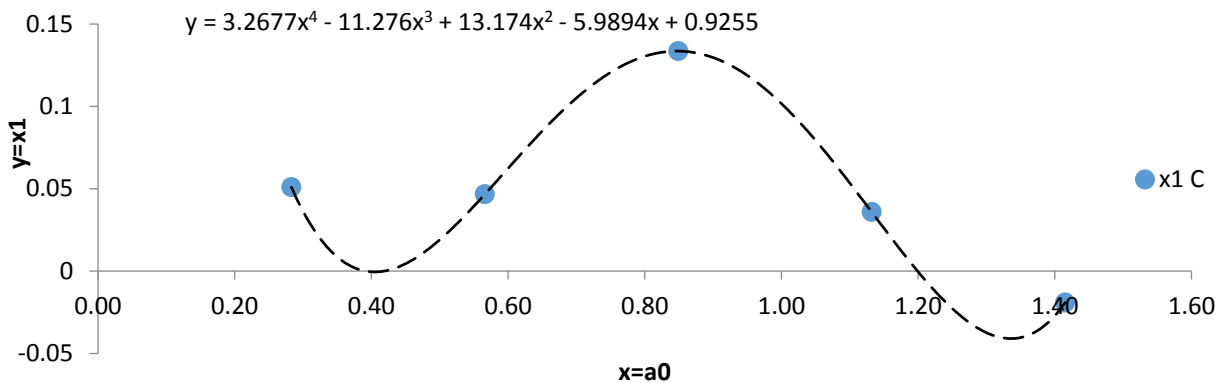


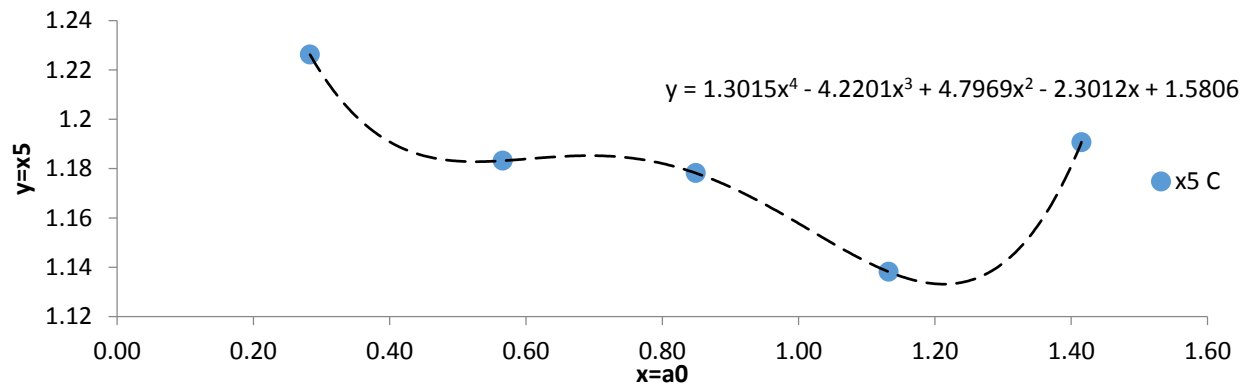
Figures 4-47, 4-48, 4-49, 4-50, and 4-51: Frequency dependent coefficients ξ_i that are included in the developed relations for the dashpot C for the bored pile. The x axis shows the dimensionless frequency a_0 .





Figures 4-52, 4-53, 4-54, 4-55 and 4-56: Frequency dependent coefficients X_i that are included in the developed relations for the stiffness K_{dyn} for the driven pile. The x axis shows the dimensionless frequency a_0 .





Figures: 4-57, 4-58, 4-59, 4-60 and 4-61: Frequency dependent coefficients X_i that are included in the developed relations for the stiffness C for the driven pile. The x axis shows the dimensionless frequency a_0 .

5 Ελατηριωτά προσομοιώματα

5.1 Εισαγωγή

Σύμφωνα με την μέθοδο lumped parameter model ή lumped element model ή lumped component model οποιαδήποτε συμπεριφορά ενός κατανεμημένου συστήματος μπορεί να απλοποιηθεί σε μια τοπολογία αποτελούμενη από διακριτά στοιχεία ανεξάρτητα της συχνότητας, η οποία μπορεί να προσεγγίσει την συμπεριφορά του κατανεμημένου συστήματος τόσο σε επίπεδο σημείου, όσο και σε επίπεδο συστήματος.

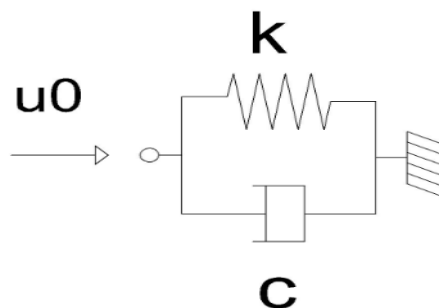


Figure 5-1: Simple Winkler model one spring and one dashpot displace the soil.

Στην γεωτεχνική μηχανική η παραπάνω θεώρηση συναντάται στην μέθοδο Winkler όπου το έδαφος αντικαθίσταται με ελατήρια συγκεκριμένης δυσκαμψίας και στην συνέχεια γίνεται η ανάλυση της ανωδομής εδραζόμενης πάνω σε αυτά. Έτσι πολύτιμος χρόνος κερδίζεται καθώς δεν χρειάζεται η χρήση πεπερασμένων στοιχείων για την προσομοίωση του εδάφους. Στην περίπτωση δυναμικής φόρτισης το έδαφος αντικαθίσταται από ζεύγη ελατηρίων και αποσβεστήρων (εικόνα 5-1). Έτσι κάθε στιγμή η αντίδραση του εδάφους είναι ίση με :

$$F = k_{dyn}u + c\dot{u} \quad \text{Equation 5-1}$$

Βέβαια οι συντελεστές k_{dyn} και c σε μια δυναμική φόρτιση δεν είναι ανεξάρτητοι της συχνότητας. Οπότε στην περίπτωση μιας πολυσυχνотικής φόρτισης η παραπάνω

προσέγγιση δεν είναι ικανοποιητική. Στην συνέχεια αυτού του κεφαλαίου θα γίνει προσπάθεια να αναπτυχθούν διατάξεις ικανές να συμπεριλάβουν στην συμπεριφορά τους την αλλαγή της απόσβεσης και δυσκαμψίας με την αλλαγή της συχνότητας. Ακόμα θα επιχειρηθεί να σχεδιαστούν διατάξεις ικανές να περιγράψουν πιο πολύπλοκες συμπεριφορές όπως συστημάτων θεμελίωσης. Πρώτα θα περιγραφεί ο σχεδιασμός και η αρχιτεκτονική τους και στη συνέχεια η βαθμονόμηση τους.

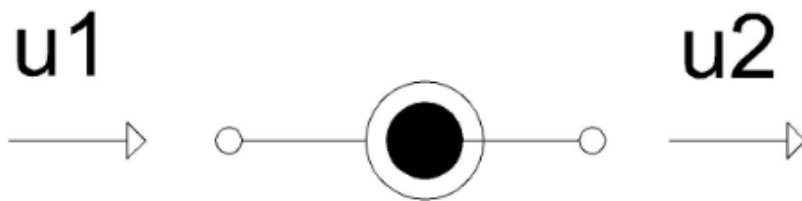


Figure 5-2: Frequency independent mass element (gyro-mass). It is defined as a unit system that generates a reaction force due to the relative acceleration of the nodes between the gyro-mass is placed.

5.2 Αρχιτεκτονική ελαστικών διατάξεων

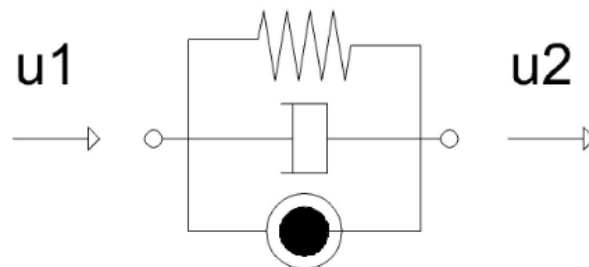


Figure 5-3: Core system which consist of one spring, one dashpot and a gyro-mass.

Αυτό το κομμάτι της εργασίας ασχολείται με την κατασκευή και τον σχεδιασμό των ελατηριωτών ελαστικών διατάξεων. Θα περιγραφεί, ο τρόπος επίλυσης τους και τα μαθηματικά που τις περιγράφουν. Η βασική διάταξη που χρησιμοποιείται είναι αυτή της εικόνας 5-3 (core system). Όλες οι διατάξεις αποτελούν συνθέσεις από περισσότερες βασικές διατάξεις. Αποτελείται από ένα ελατήριο, έναν ιξώδη αποσβεστήρα και μια μάζα. Η μάζα δεν είναι συγκεντρωμένη αλλά λειτουργεί με την

σχετική επιτάχυνση (εικόνα 5-2) . Σε ένα τέτοιο σύστημα η συνολική δύναμη θα δίνεται από την σχέση:

$$F = k(u_1 - u_2) + c(\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + m(\ddot{u}_1 - \ddot{u}_2) \text{ Equation 5-2}$$

5.2.1 Πρώτη εξεταζόμενη διάταξη

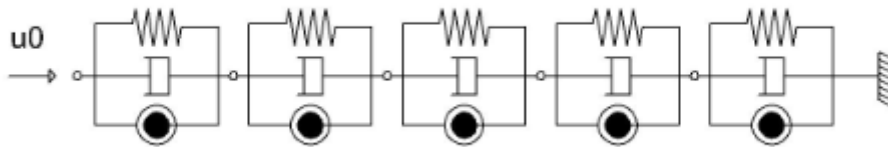


Figure 5-4: First examined model for $v=5$ core systems and 4 degrees of freedom.

Η πρώτη διάταξη που θα εξεταστεί αποτελείται από v βασικές διατάξεις συνδεδεμένες εν σειρά και έχει $v-1$ βαθμούς ελευθερίας. Στην εικόνα 5-4 φαίνεται αυτή η διάταξη για $v=5$. Σύμφωνα με τον ορισμό της σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας:

$$\tilde{K} = \frac{F}{u_0} \text{ Equation 5-3}$$

$$K_{dyn} = \text{Re}(\tilde{K}) \text{ Equation 5-4}$$

$$\omega C = \text{Im}(\tilde{K}) \text{ Equation 5-5}$$

Όπου F είναι η εισερχόμενη δύναμη και u_0 η αρχική μετακίνηση. Άρα :

$$\begin{aligned} \tilde{K} &= \frac{k_1(u_0 - u_1) + ic_1\omega(u_0 - u_1) + m\omega^2(u_0 - u_1)}{u_0} = \\ &= \frac{k_1[u_0 - \text{Re}(u_1) - i\text{Im}(u_1)] + ic_1\omega[u_0 - \text{Re}(u_1) - i\text{Im}(u_1)] + m\omega^2[u_0 - \text{Re}(u_1) - i\text{Im}(u_1)]}{u_0} \end{aligned}$$

Equation 5-6

$$\text{Επομένως : } K_{dyn} = (k_1 - \omega^2 m_1) \left(1 - \frac{\text{Re}(u_1)}{u_0}\right) + c_1 \omega \frac{\text{Im}(u_1)}{u_0} \quad \text{Equation 5-7}$$

$$C = c_1 \left(1 - \frac{\text{Re}(u_1)}{u_0}\right) - \left(\frac{k_1}{\omega} - \omega m_1\right) \frac{\text{Im}(u_1)}{u_0} \quad \text{Equation 5-8}$$

Από την επίλυση του παρακάτω συστήματος καταλήγουμε στην εξίσωση των μετακινήσεων για n βασικά συστήματα (core system) .

$$u_1(k_1 + c_1 \omega i - \omega^2 m_1 + k_2 + c_2 \omega i - \omega^2 m_2) + u_2(-k_2 - c_2 \omega i + \omega^2 m_2) = u_0(k_1 + c_1 \omega i - \omega^2 m_1)$$

$$u_2(k_2 + c_2 \omega i - \omega^2 m_2 + k_3 + c_3 \omega i - \omega^2 m_3) + u_3(-k_3 - c_3 \omega i + \omega^2 m_3) = 0$$

$$u_3(k_3 + c_3 \omega i - \omega^2 m_3 + k_4 + c_4 \omega i - \omega^2 m_4) + u_4(-k_4 - c_4 \omega i + \omega^2 m_4) = 0$$

.....

$$u_{v-1}(-k_{v-1} - c_{v-1} \omega i + \omega^2 m_{v-1}) + u_v(k_{v-1} + c_{v-1} \omega i - \omega^2 m_{v-1} + k_v + c_v \omega i - \omega^2 m_v) = 0$$

5.2.2 Δεύτερη εξεταζόμενη διάταξη

Εδώ μελετάται η διάταξη της εικόνας 5-5. Έχει n βαθμούς ελευθερίας και $2n-1$ βασικές διατάξεις. Σε αυτή την περίπτωση οι σχέσεις για το K_{dyn} και C είναι ίδιες με τις προηγούμενες (5-6,5-7):

$$K_{dyn} = (k_1 - \omega^2 m_1) \left(1 - \frac{\text{Re}(u_1)}{u_0}\right) + c_1 \omega \frac{\text{Im}(u_1)}{u_0} \quad \text{Equation 5-9}$$

$$C = c_1 \left(1 - \frac{\text{Re}(u_1)}{u_0}\right) - \left(\frac{k_1}{\omega} - \omega m_1\right) \frac{\text{Im}(u_1)}{u_0} \quad \text{Equation 5-10}$$

Η επίλυση του συστήματος είναι η εξής:

$$u_1 \left[(k_1 + k_2 + \dots + k_v) + \omega i (c_1 + c_2 + \dots + c_v) - \omega^2 (m_1 + m_2 + \dots + m_v) \right] +$$

$$+ u_2(-k_2 - \omega c_2 i + \omega^2 m_2) + \dots + u_v(-k_v - \omega c_v i + \omega^2 m_v) = u_0(k_1 + \omega c_1 i - \omega^2 m_1)$$

$$u_1(-k_2 - \omega c_2 i + \omega^2 m_2) + u_2(k_2 + \omega c_2 i - \omega^2 m_2 + k_6 + \omega c_6 i - \omega^2 m_6) = 0$$

.....

$$u_1(-k_v - \omega c_v i + \omega^2 m_v) + u_v(k_v + \omega c_v i - \omega^2 m_v + k_{v-1} + \omega c_{v-1} i - \omega^2 m_{v-1}) = 0$$

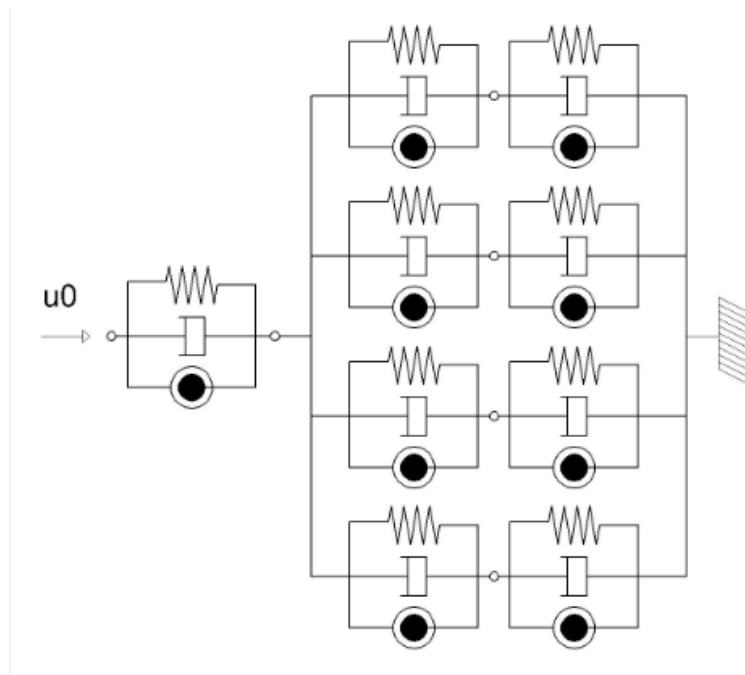


Figure 5-5: Second examined model for $v=5$ degrees of freedom and $(2v-1)=9$ core systems.

5.2.3 Τρίτη εξεταζόμενη διάταξη

Η διάταξη της εικόνα 5-6 χρησιμοποιήθηκε κυρίως για την περιγραφή της συμπεριφοράς συστημάτων. Αποτελεί ουσιαστικά μια απλοποίηση της δεύτερης διάταξης και ο λόγος που προχωρήσαμε σε αυτή είναι ότι η δεύτερη διάταξη αν και θεωρητικά είχε πολλές δυνατότητες, ήταν δύσκολο να βαθμονομηθεί από τους αλγόριθμους βελτιστοποίησης εξαιτίας των πολλών παραμέτρων που περιείχε. Στην εικόνα 5-5 φαίνεται για παράδειγμα ότι η δεύτερη διάταξη για $v=5$ περιέχει $3(2v-1)=27$ παραμέτρους προς βελτιστοποίηση. Αντίθετα η τρίτη διάταξη περιέχει μόλις 12 παραμέτρους. Η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία της διάταξης υπολογίζεται ως εξής:

$$\tilde{K} = \frac{F_0}{u_4} = \frac{F_0}{\text{Re}(u_4) + i \text{Im}(u_4)} = \frac{F_0 \text{Re}(u_4) - F_0 \text{Im}(u_4)i}{\text{Re}^2(u_4) + \text{Im}^2(u_4)} \quad \text{Equation 5-11}$$

$$K_{dyn} = \frac{F_0 \text{Re}(u_4)}{\text{Re}^2(u_4) + \text{Im}^2(u_4)} \quad \text{Equation 5-12}$$

$$\omega C = -\frac{F_0 \text{Im}(u_4)}{\text{Re}^2(u_4) + \text{Im}^2(u_4)} \quad \text{Equation 5-13}$$

Η μετακίνηση u_4 προέρχεται από την λύση του συστήματος:

$$u_1(k_1 + ic_1\omega - m_1\omega^2) - u_4k_1 = 0$$

$$u_2(k_2 + ic_2\omega - m_2\omega^2) - u_4k_2 = 0$$

$$u_3(k_3 + ic_3\omega - m_3\omega^2) - u_4k_3 = 0$$

$$u_1(-k_1) + u_2(-k_2) + u_3(-k_3) + u_4[(k_1 + k_2 + k_3 + k_4) + ic_4\omega - m_4\omega^2] = F_0$$

Τα βασικά συστατικά των παραπάνω διατάξεων είναι απλά ελατήρια, ιξώδεις απορροφητήρες και μάζες. Οι τιμές όλων των παραπάνω είναι σταθερές (k, c, m) όλες ανεξάρτητες της συχνότητας. Παρόλα αυτά όπως φαίνεται στις σχέσεις 5-7 έως 5-10 η δυσκαμψία k_{dyn} και η απόσβεση C των εξεταζόμενων συστημάτων είναι συνάρτηση της συχνότητας. Ως εκ' τούτου τα παραπάνω συστήματα μπορούν να βαθμονομηθούν κατάλληλα έτσι ώστε η συμπεριφορά τους να περιγράφει την διαφοροποίηση της σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας με την διαφοροποίηση της συχνότητας της φόρτισης .

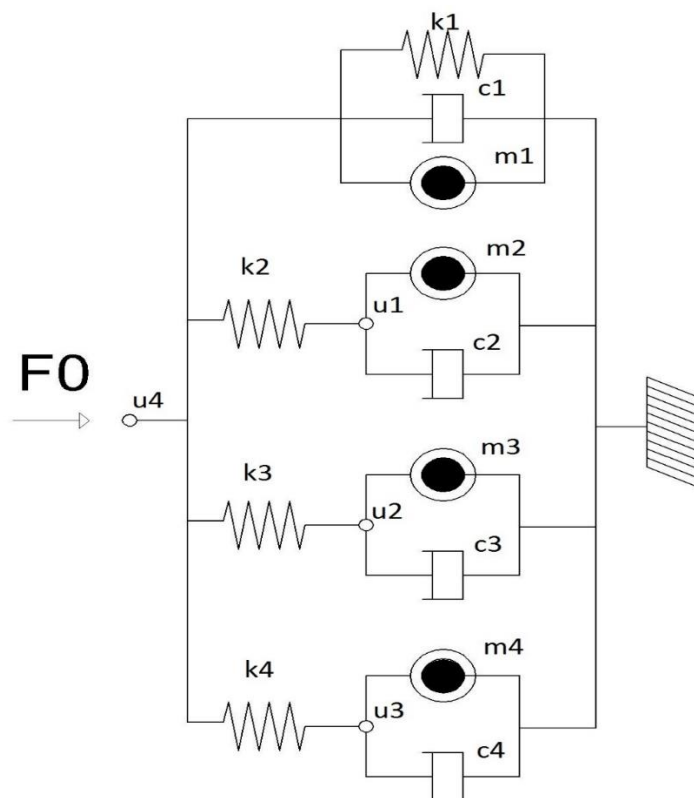


Figure 5-6: Third examined model. It consist of 4 springs, 4 dashpots and 4 gyro-masses and it has 4 degrees of freedom.

5.3 Βαθμονόμηση ελαστικών διατάξεων

Αυτό το μέρος της εργασίας ασχολείται με την βαθμονόμηση των προηγούμενων διατάξεων προκειμένου να αναπαραστήσουν την εκάστοτε επιθυμητή συμπεριφορά. Στα πλαίσια της εργασίας ελέγχθηκαν η δυνατότητες της κάθε διάταξης και η συμβατότητα τους με την κάθε περίπτωση. Η βαθμονόμηση έγινε με αλγόριθμους βελτιστοποίησης στο MATLAB αλλά και με αναλυτικές επιλύσεις. Οι κύριοι αλγόριθμοι που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι Genetic algorithms και Pattern search.

5.3.1 Συμπεριφορά σημείων

Η τελικώς προτεινόμενη διάταξη για την αναπαράσταση της ελαστικής δυσκαμψίας του εδάφους αποτελείται από δύο βασικά συστήματα (core systems) συνδεδεμένα εν σειρά (εικόνα 5-7). Οι μάζες και στα δύο βασικά συστήματα απουσιάζουν καθώς δεν είναι αναγκαία η χρήση τους για την αναπαράσταση της συμπεριφοράς της δυσκαμψίας.

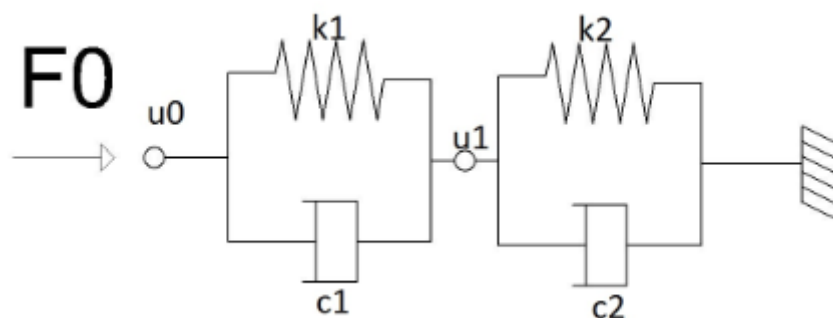


Figure 5-7: Proposed model for elastic conditions. It consist of two core systems in which gyro-mass coefficients are equal to zero.

Ακολουθεί η γενική επίλυση δύο κύριων διατάξεων εν σειρά για την πλήρη διάταξη (εικόνα 5-8). Στη συνέχεια της εργασίας η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία της συγκεκριμένης διάταξης θα βρίσκεται αυτόματα από αυτή, θέτοντας κάθε φορά με μηδέν την τιμή του αντίστοιχου στοιχείου που λείπει.

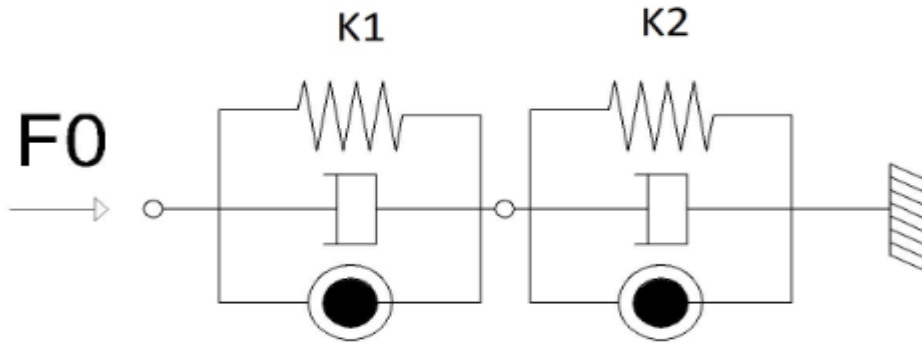


Figure 5-8: Two core systems connected in series.

Η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία της αποπάνω διάταξης είναι:

$$\tilde{K} = \frac{\tilde{K}_1 \tilde{K}_2}{\tilde{K}_1 + \tilde{K}_2} \text{ Equation 5-14 όπου}$$

$$\tilde{K}_1 = (k_1 - m_1 \omega^2) + i \omega c_1 \text{ Equation 5-15}$$

$$\tilde{K}_2 = (k_2 - m_2 \omega^2) + i \omega c_2 \text{ Equation 5-16}$$

$$K_{dyn} = \text{Re}(\tilde{K}) \text{ και } \omega C = \text{Im}(\tilde{K})$$

$$\begin{aligned} \tilde{K} &= \frac{[(k_1 - m_1 \omega^2) + i \omega c_1][(k_2 - m_2 \omega^2) + i \omega c_2]}{[(k_1 - m_1 \omega^2) + i \omega c_1] + [(k_2 - m_2 \omega^2) + i \omega c_2]} = \\ &= \frac{[(k_1 - m_1 \omega^2) + i \omega c_1][(k_2 - m_2 \omega^2) + i \omega c_2][[(k_1 + k_2) - (m_1 + m_2) \omega^2] - (c_1 + c_2) \omega i]}{[[[(k_1 + k_2) - (m_1 + m_2) \omega^2] + (c_1 + c_2) \omega i][[(k_1 + k_2) - (m_1 + m_2) \omega^2] + (c_1 + c_2) \omega i]} = \\ &= \frac{\dots\dots}{[(k_1 + k_2) - (m_1 + m_2) \omega^2]^2 + [(c_1 + c_2) \omega]^2} \end{aligned}$$

$$\text{Άρα } K_{dyn} = \text{Re}(\tilde{K}) = \frac{A}{[(k_1 + k_2) - (m_1 + m_2) \omega^2]^2 + [(c_1 + c_2) \omega]^2} \text{ Equation 5-17}$$

$$\omega C = \text{Im}(\tilde{K}) = \frac{B}{[(k_1 + k_2) - (m_1 + m_2) \omega^2]^2 + [(c_1 + c_2) \omega]^2} \text{ Equation 5-18}$$

Όπου:

$$A = c_1^2 k_2 \omega^2 - c_1^2 m_2 \omega^4 + c_2^2 k_1 \omega^2 + c_2^2 m_1 \omega^4 + k_1^2 k_2 - k_1^2 m_2 \omega^2 + k_1 k_2^2 - 2k_1 k_2 m_1 \omega^2 - 2k_1 k_2 m_2 \omega^2 + 2k_1 m_1 m_2 \omega^4 + k_1 m_2^2 \omega^4 - k_2^2 m_1 \omega^2 + k_2^2 m_1^2 \omega^4 + 2k_2 m_1 m_2 \omega^4 - m_1^2 m_2 \omega^6 - m_1 m_2^2 \omega^6$$

Equation 5-19

$$B = c_1 k_2^2 \omega - 2c_1 k_2 m_2 \omega^3 - 2c_2 k_1 m_1 \omega^3 + c_1 c_2^2 \omega^3 + c_2 k_1^2 \omega + c_2 c_1^2 \omega^3 + c_2 m_1^2 \omega^5 + c_1 m_2^2 \omega^5$$

Equation 5-20

Επομένως για την περίπτωση του σχήματος 5-7 που απουσιάζουν οι μάζες m_1 , m_2 οι σχέσεις 5-18 και 5-19 δίνουν:

$$K_{dyn} = \frac{k_1 (k_2^2 + \omega^2 c_2^2) + k_2 (k_1^2 + \omega^2 c_1^2)}{(k_1 + k_2)^2 + \omega^2 (c_1 + c_2)^2} \text{ Equation 5-21}$$

$$C = \frac{c_1 (k_2^2 + \omega^2 c_2^2) + c_2 (k_1^2 + \omega^2 c_1^2)}{(k_1 + k_2)^2 + \omega^2 (c_1 + c_2)^2} \text{ Equation 5-22}$$

Στη συνέχεια ακολουθεί η βαθμονόμηση του παραπάνω συστήματος. Για την βαθμονόμηση χρησιμοποιήθηκαν γενετική αλγόριθμοι του λογισμικού Matlab. Εκτός από το λογισμικό υπάρχουν άλλες δύο συνθήκες που βοηθούν στην βαθμονόμηση του συστήματος χωρίς χρήση λογισμικού.

$$\text{Για } \omega \rightarrow 0 \quad K_{dyn} = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} = K_0 \text{ Equation 5-23}$$

$$\text{Και για } \omega \rightarrow \infty \quad C = \frac{C_1 C_2}{C_1 + C_2} = C_\infty \text{ Equation 5-24}$$

Σύγκριση αριθμητικών αναλύσεων και του προτεινόμενου συστήματος για την περίπτωση κατακόρυφης δυναμικής φόρτισης πασσάλου.

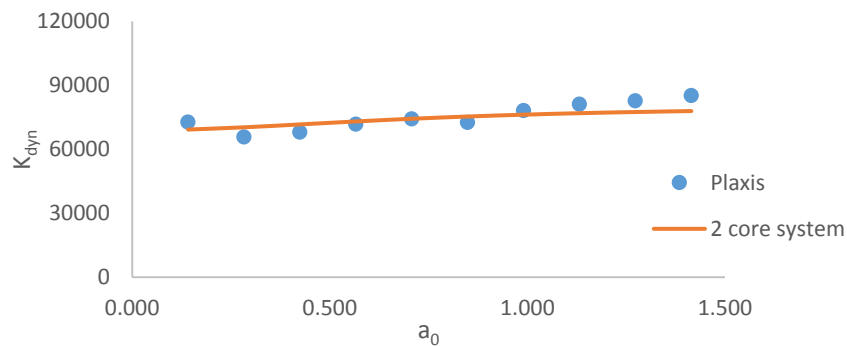


Figure 5-9: Comparison between numerical elastic analyses of chapter 3 and the 2 core system for K_{dyn} .

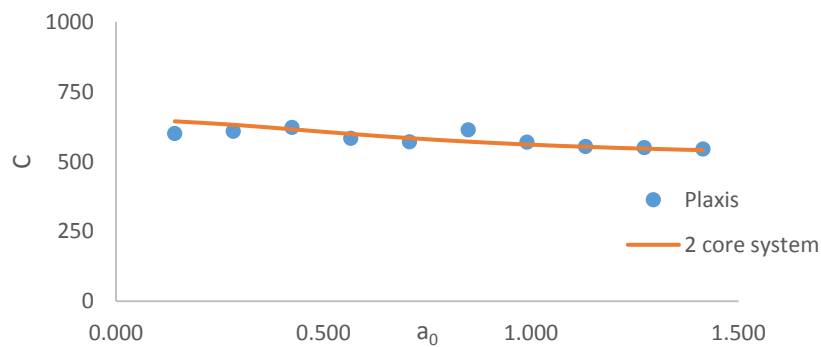


Figure 5-10: Comparison between numerical elastic analyses of chapter 3 and the 2 core system for C.

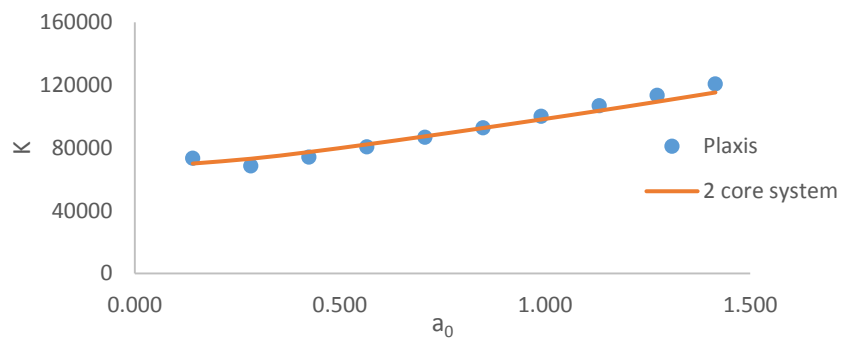


Figure 5-11: Comparison between numerical elastic analyses of chapter 3 and the 2 core system for dynamic impedance \tilde{K} .

Table 5-1: Coefficients of the proposed model

K1	K2	C1	C2
183000	110000	2876	620

Σύγκριση του αναλυτικού τύπου και του προτεινόμενου συστήματος για την περίπτωση οριζόντιας δυναμικής φόρτισης πασσάλου.

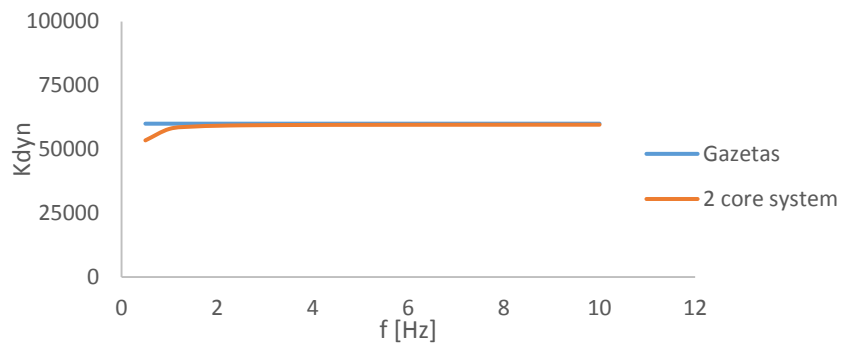


Figure 5-12: Comparison between Gazetas formulations and the 2 core system for horizontal stiffness spring of an embedded a pile in as soil with elastic modulus $E_s=50000$.

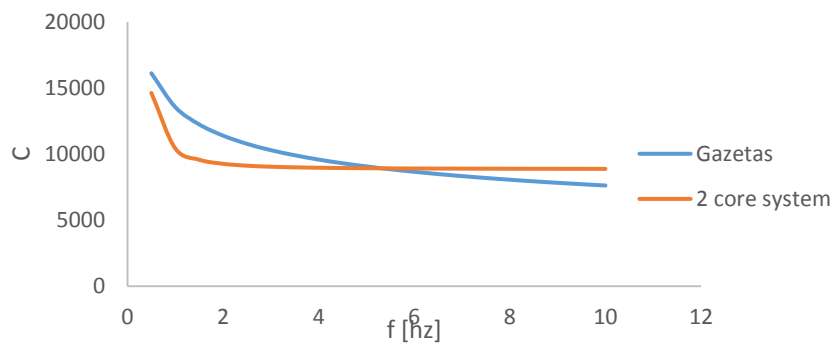


Figure 5-135-12: Comparison between Gazetas formulations and the 2 core system for horizontal damping coefficient C of an embedded a pile in as soil with elastic modulus $E_s=50000$.

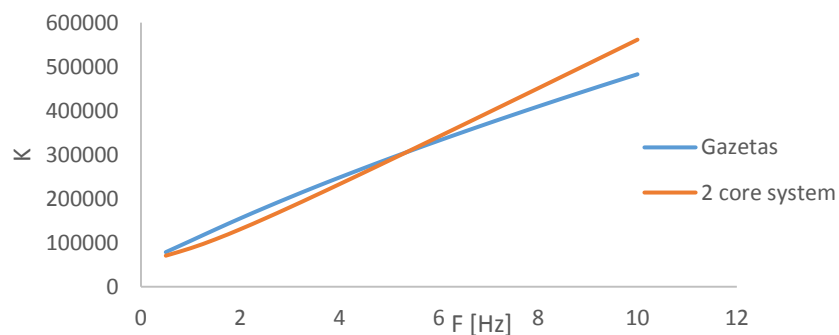


Figure 5-14: Comparison between Gazetas formulations and the 2 core system for horizontal dynamic impedance \tilde{K} .

Table 5-2: Coefficients of the proposed model

K1	K2	C1	C2
15000	80000	64850	102000

Σύγκριση του αναλυτικού τύπου και του προτεινόμενου συστήματος για την περίπτωση κατακόρυφης δυναμικής φόρτισης πασσάλου.

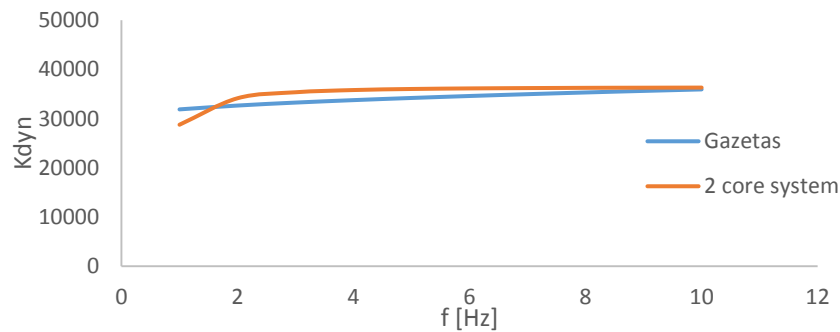


Figure 5-15: Comparison between Gazetas formulations and the 2 core system for vertical stiffness spring coefficient K_{dyn} of an embedded a pile in as soil with elastic modulus $E_s=50000$.

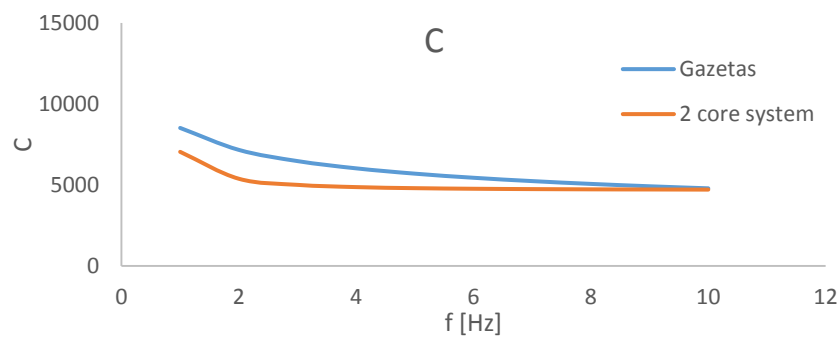


Figure 5-16: Comparison between Gazetas formulations and the 2 core system for vertical dashpot coefficient C of an embedded a pile in as soil with elastic modulus $E_s=50000$.

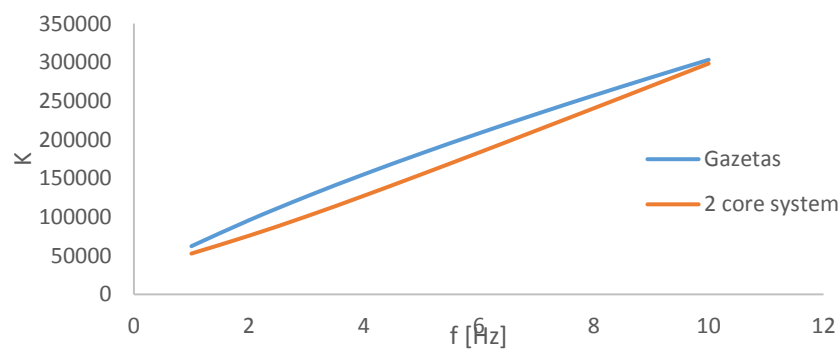


Figure 5-17: Comparison between Gazetas formulations and the 2 core system for vertical dynamic impedance \tilde{K} .

Table 5-3: Coefficients of the proposed model

K1	K2	C1	C2
73000	0	6634	15921

5.3.2 Συμπεριφορά συστημάτων

Η διάταξη που επιλέχθηκε για την περιγραφή της συμπεριφοράς συστημάτων είναι αυτή της εικόνας 5-6. Η τελική βαθμονόμηση της γίνεται με το λογισμικό Matlab με χρήση γενετικών αλγορίθμων. Ο αλγόριθμος βαθμονόμησης βρίσκεται σε αντίστοιχο παράρτημα στο τέλος της εργασίας.

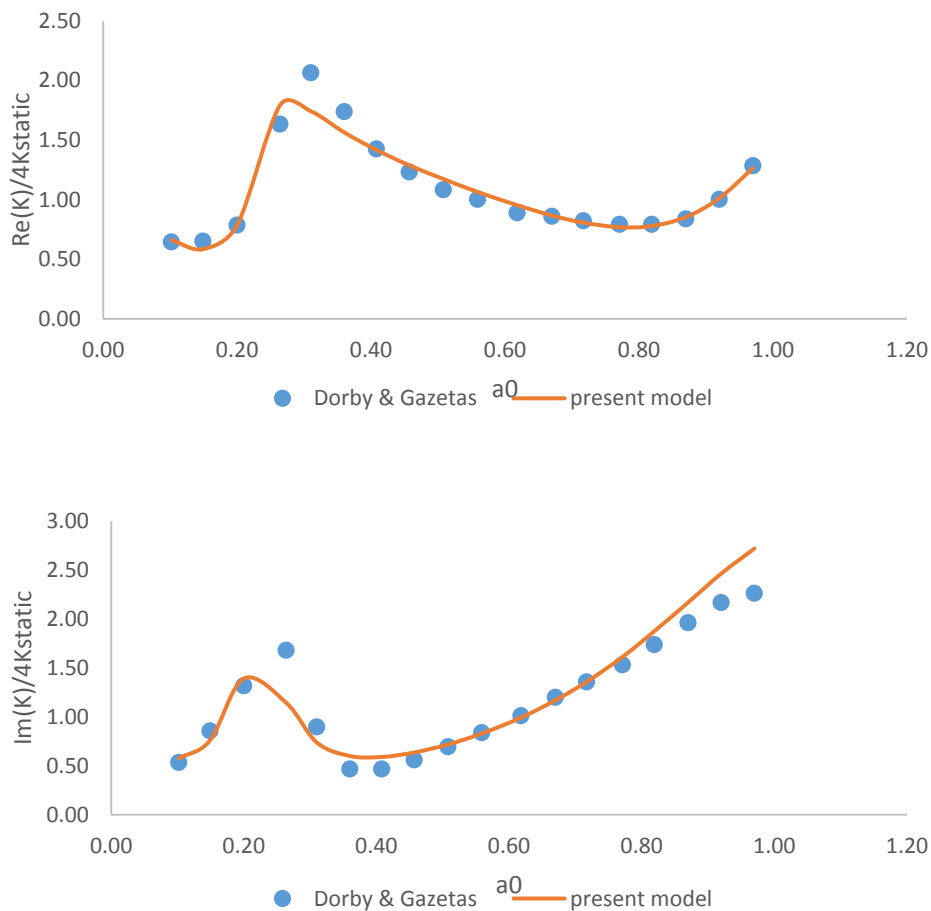


Figure 5-18 Vertical dynamic stiffness and damping of 2*2 pile group in homogeneous soil as a function of frequency, Comparison of the proposed model with the method of Dorby & Gazetas (1988), $L/d=15$, $E_p/E_s=1000$, $\nu_s=0.4$, $\rho_p/\rho_s=1.5$, $\beta=5\%$, $s/d=10$

Table 5-4: Coefficients of the proposed model.

k_1	0.4070	c_1	0.0820	m_1	0.0100
k_2	0.6700	c_2	0.0210	m_2	0.0020
k_3	1.7270	c_3	0.0130	m_3	0.0000
k_4	0.3130	c_4	0.0000	m_4	0.0000

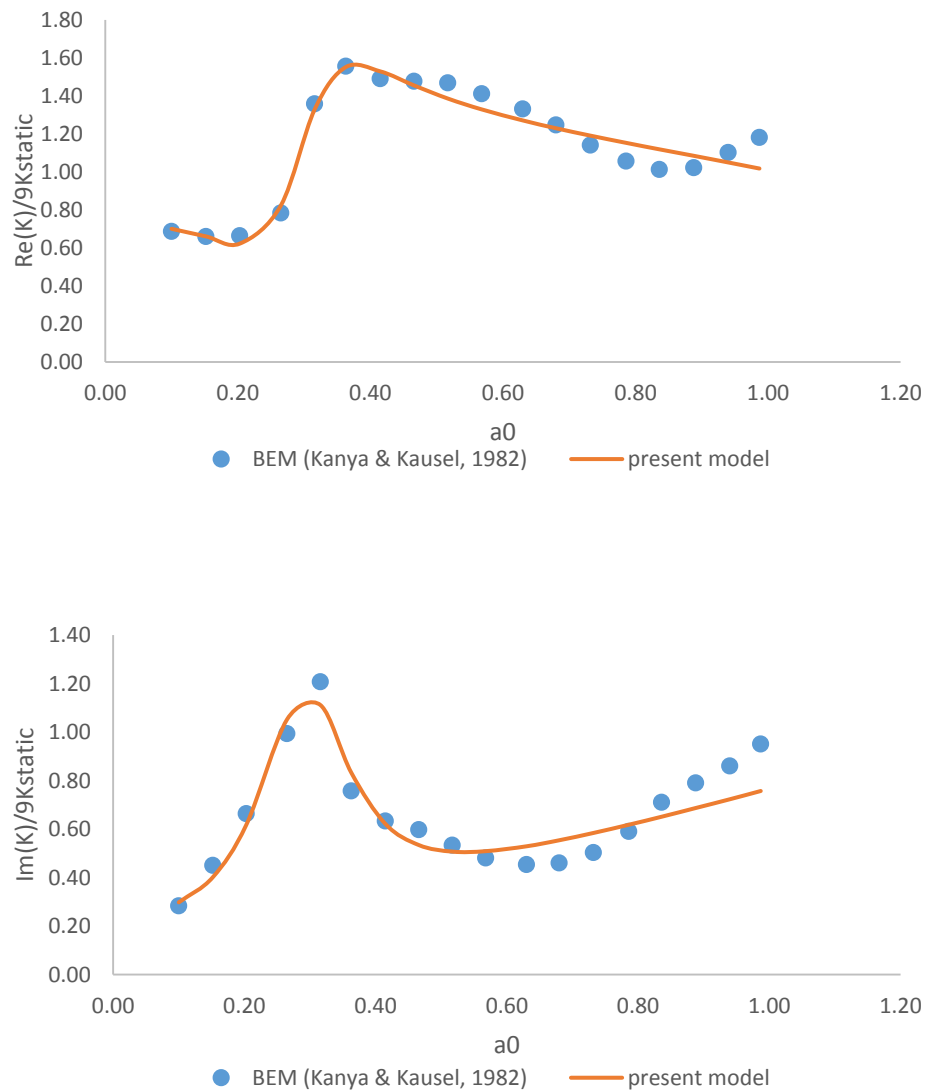


Figure 5-19: Vertical dynamic stiffness and damping of 2*2 pile group in 2-layer soil with $V_{s1}/V_{s2}=0.5$ a function of frequency. Comparison of the proposed model with results from the rigorous solution of Kanya and Kausel (1982), $L/d=20$, $h_1/L=2/3$, $E_p/E_s=1000$, $\nu_s=0.4$, $\rho_p/\rho_{s2}=1.25$, $\beta_1=10\%$, $\beta_2=5\%$, $s/d=10$

Table 5-5: Coefficients of the proposed model

k_1	0.50600000	c_1	0.01300000	m_1	0.00101400
k_2	0.11200000	c_2	8.23200000	m_2	0.36700000
k_3	0.57400000	c_3	0.40900000	m_3	0.01600000
k_4	0.04600000	c_4	0.01000000	m_4	0.00005245

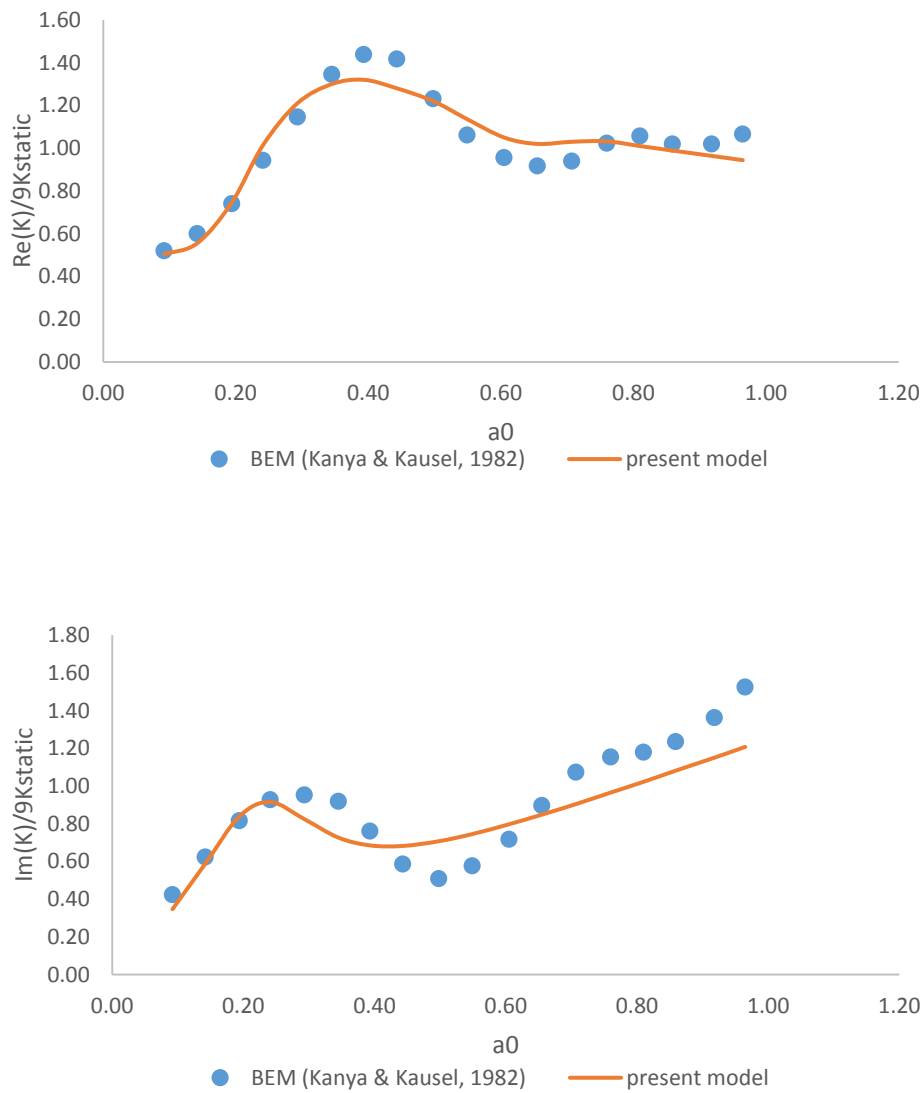


Figure 5-20: Lateral dynamic stiffness and damping group factors as a function of frequency. Comparison of the proposed model with the rigorous solution of Kanya and Kausel (1982) for a group of 3*3 fixed-head piles in a homogenous halfspace, L/d=20, Ep/E_s=1000, ν_s=0.4, ρ_p/ρ=1.5, β=5% s/d=10

Table 5-6: Coefficients of the proposed model

k ₁	0.00000000	c ₁	4.71100000	m ₁	2.17400000
k ₂	0.57600000	c ₂	0.03000000	m ₂	0.00200000
k ₃	0.49900000	c ₃	9.51900000	m ₃	4.10100000
k ₄	0.00000000	c ₄	0.01700000	m ₄	0.00000000

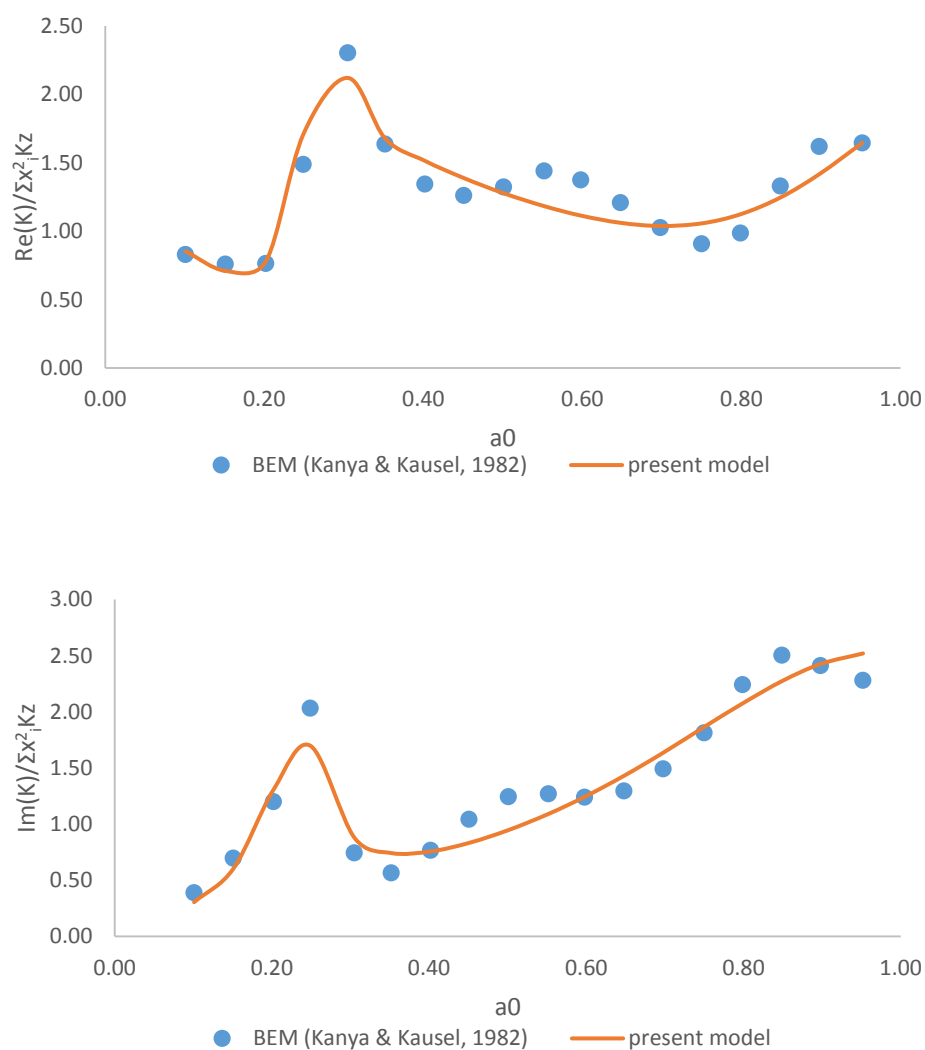


Figure 5-21: Rocking dynamic stiffness and damping group factors as a function of frequency. Comparison of the proposed model with the rigorous solution of Kanya and Kausel (1982), for a group 3*3 fixed-head piles in a homogeneous halfspace, $L/d=20$, $E_p/E_s=1000$, $\nu_s=0.4$, $\rho_p/\rho_s=1.5$, $\beta=5\%$, $s/d=10$.

Table 5-7: Coefficients of the proposed model

k_1	0.64000000	c_1	5.64900000	m_1	0.07252700
k_2	0.58000000	c_2	0.01500000	m_2	0.00195600
k_3	1.83500000	c_3	0.01800000	m_3	0.00030800
k_4	0.32400000	c_4	0.00000000	m_4	0.00022500

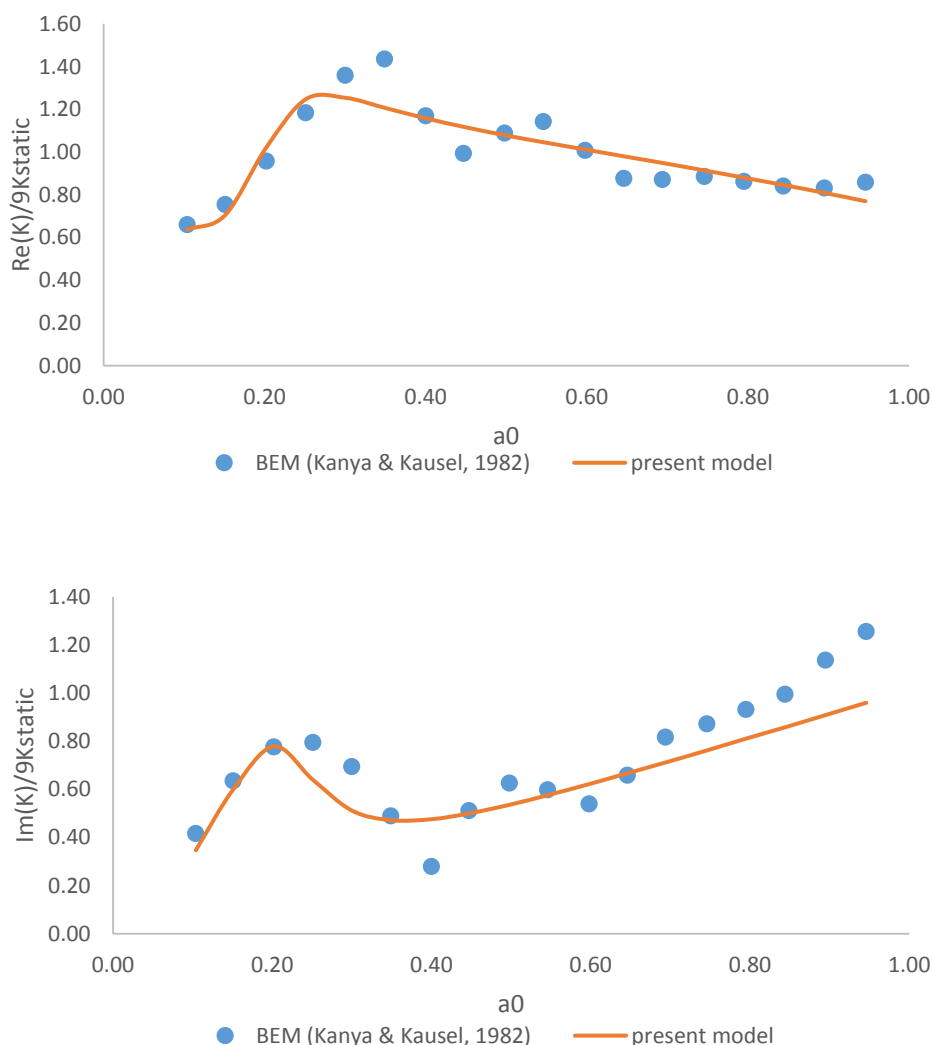


Figure 5-22: Lateral dynamic stiffness and damping group factors as a function of frequency. Comparison of the proposed model with the rigorous solution of Kanya and Kausel (1982) for a group of 3*3 fixed-head piles in halfspace overlain by a soft surface layer with $E_p/E_{s1}=10000$ and $h_1/d=1$, $L/d=20$, $E_p/E_{s2}=1000$, $\nu_s=0.4$, $\rho_p/\rho=1.5$, $\beta=5\%$ $s/d=10$

Table 5-8: Coefficients of the proposed model

k_1	0.65775807	c_1	5.70856922	m_1	0.37712863
k_2	0.43552941	c_2	0.02222004	m_2	0.00184262
k_3	0.00000284	c_3	15.15526048	m_3	26.28633069
k_4	0.00000156	c_4	0.01380533	m_4	0.00007210

5.4 Μη γραμμικές διατάξεις

Σε αυτό το κομμάτι της εργασίας μελετήθηκαν μη γραμμικές διατάξεις. Αυτές οι διατάξεις μπορούν να περιγράψουν την μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους με μεγάλη πιστότητα. Άρα και βαθμονομηθούν, μπορούμε να αντικαταστήσουμε το έδαφος με τέτοιες ελατηριωτές διατάξεις. Πλέον αντί να καταφεύγουμε σε πολύωρες χρονοβόρες αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία μπορούμε να επιλύουμε το εκάστοτε πρόβλημα σε λίγα δευτερόλεπτα με αριθμητικές μεθόδους.

Προκειμένου να είναι σε θέση να περιγράψουν την μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους υιοθετήθηκαν μη γραμμικά ελατήρια και αποσβεστήρες. Έτσι όπως θα δείξουμε στη συνέχεια η προτεινόμενη διατάξεις είναι σε θέση να αναπαραστήσουν την μεταβολή της δυσκαμψίας και της απόσβεσης τόσο με την μεταβολή της φόρτισης όσο και με την μεταβολή της συχνότητας.

Τόσο τα μη γραμμικά ελατήρια όσο και οι αποσβεστήρες περιγράφονται από το καταστατικό προσομοίωμα BWGG (Gerolymos & Gazetas, 2006) και (Gerolymos 2002). Γενικά η δύναμη του μη γραμμικού ελατηρίου υπολογίζεται από την σχέση $F = Ku = F_y \zeta$ όπου F_y είναι η μέγιστη αντίδραση του εδάφους και το ζ υπολογίζεται από την διαφορική εξίσωση 5-27.

$$F = Ku = F_y \zeta \quad \text{Equation 5-25}$$

$$d\zeta = \frac{1}{u_y} \left[\left(1 - |\zeta|^n\right) (0.5 - 0.5 \text{sign}(dud\zeta)) \right] du \quad \text{Equation 5-26}$$

5.4.1 Ελατηριωτό προσομοίωμα για την αναπαράσταση συμπεριφοράς του εδάφους στην περίπτωση εμπηγνυόμενου πασσάλου.

Στη συνέχεια περιγράφεται το προτεινόμενο μοντέλο για την αναπαράσταση της συμπεριφοράς του περιβάλλοντος εδάφους ενός εμπηγνυόμενου πασσάλου υπό δυναμική φόρτιση σαν αυτόν που περιγράφεται στο κεφάλαιο 4.2. Η τελική διάταξη που επιλέχθηκε είναι αυτή της εικόνας 5-26. Η προτεινόμενη διάταξη αποτελείται από δύο βασικά συστήματα (core systems) συνδεδεμένα εν σειρά. Και στα δύο συστήματα απουσιάζουν οι μάζες καθώς η χρήση τους δεν ήταν απαραίτητη για την προσομοίωση του προβλήματος. Επιπλέον στο πρώτο σύστημα το ελατήριο και ο

αποσβεστήρας είναι τώρα μη γραμμικά για την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους.

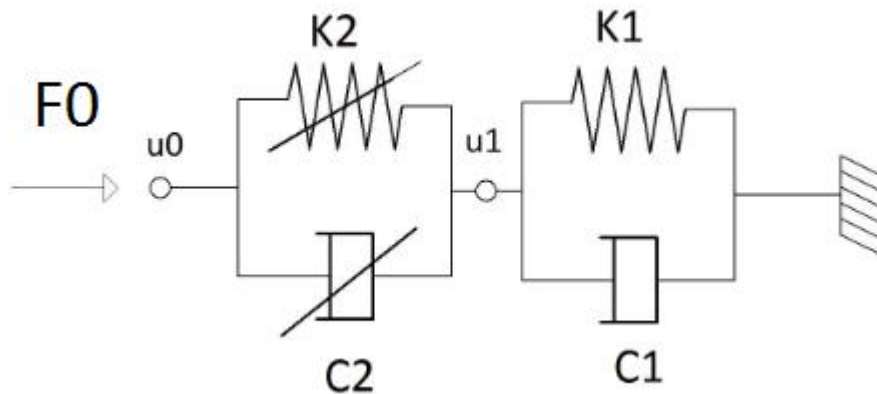


Figure 5-23: Proposed model for the replacement of the soil at the case of driven pile.

Τα δεδομένα που εισάγουμε στην διάταξη είναι η χρονοιστορία της φόρτισης συναρτήση του χρόνου $F(t)$ και ύστερα περνούμε από αυτή την χρονοιστορία της μετακίνησης $u_0(t)$. Για την επίλυση της διάταξης γράφτηκε ένας αλγόριθμος στο πρόγραμμα Mathcad ο οποίος περιγράφεται αναλυτικά σε αντίστοιχο παράρτημα στο τέλος της εργασίας. Οι διαφορικές εξισώσεις επιλύθηκαν με την μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών. Οι αρχικές συνθήκες για την επίλυση των διαφορικών εξισώσεων είναι η μηδενική μετατόπιση και ταχύτητα στην αρχή της φόρτισης.

Σύμφωνα με την μέθοδο πεπερασμένων διαφορών η ταχύτητα \dot{u} ισούτε με

$$\dot{u} = \frac{u_{i+1} - u_i}{dt} \text{ και η επιτάχυνση } \ddot{u} \text{ ισούτε με } \ddot{u} = \frac{u_{i+2} - 2u_{i+1} + u_i}{dt^2} .$$

Επιλύοντας το σύστημα χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις 5-26,5-27 αλλά και τις αρχικές συνθήκες

$u_{0_0} = u_{0_1} = 0$, οδηγούμαστε στις εξισώσεις του συστήματος. Ο όρος u_y είναι η

$$\text{παραμόρφωση διαρροής που τίθεται ίση με } u_y = \frac{F0_y}{K_2} .$$

$$u_{1_{i+1}} = \frac{dt}{C_1} (F0_i - K_1 u_{1_i}) + u_{1_i} \text{ Equation 5-27}$$

$$u_{0_{i+1}} = \frac{dt}{C_{2_i}} (F0_i - F0_y \zeta_i) + (u_{0_i} + u_{1_{i+1}} - u_{1_i}) \text{ Equation 5-28}$$

$$\zeta_{i+1} = \zeta_i + \frac{[(u_{o_{i+1}} - u_{l_{i+1}}) - (u_{o_i} - u_{l_i})]}{u_y} \left[1 - (|\zeta_i|)^n \left[0.5 + 0.5 \operatorname{sign}[(u_{o_{i+1}} - u_{l_{i+1}}) - (u_{o_i} - u_{l_i})] \zeta_i \right] \right]$$

Equation 5-29

$$C2_{i+1} = C2_0 \left[\frac{|\zeta_{i+1} - \zeta_i|}{(u_{o_{i+1}} - u_{l_{i+1}}) - (u_{o_i} - u_{l_i})} u_y \right]^k \quad \text{Equation 5-30}$$

Το επόμενο βήμα μετά την κατάστροψη των εξισώσεων και του αλγορίθμου που περιγράφουν το προτεινόμενο σύστημα της εικόνας 5-26 ακολουθεί η βαθμονόμηση του. Οι παράμετροι K_1, K_2, C_1, C_2, n και k πρέπει να πάρουν τέτοιες τιμές ώστε το σύστημα να περιγράφει το περιβάλλον έδαφος των αναλύσεων του εμπηγνυόμενου πασσάλου του κεφαλαίου 4.2. Σε αυτή την περίπτωση η βαθμονόμηση του συστήματος με συνήθεις αλγόριθμους βελτιστοποίησης λογισμικών της αγοράς δεν είναι εφικτή καθώς το πρόβλημα είναι πολύ πολύπλοκο. Για την επίλυση του προβλήματος θα βοηθήσουν οι σχέσεις 5-24 και 5-25 από το ελαστικό πρόβλημα. Οι τελικές τιμές που επιλέχθηκαν παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Table 5-9: Coefficients of the proposed model

K1	K2	C1	C2	n	k
78000	400000	770	800	1	0.38

5.4.1.1 Αποτελέσματα ελατηριωτού προσομοιώματος

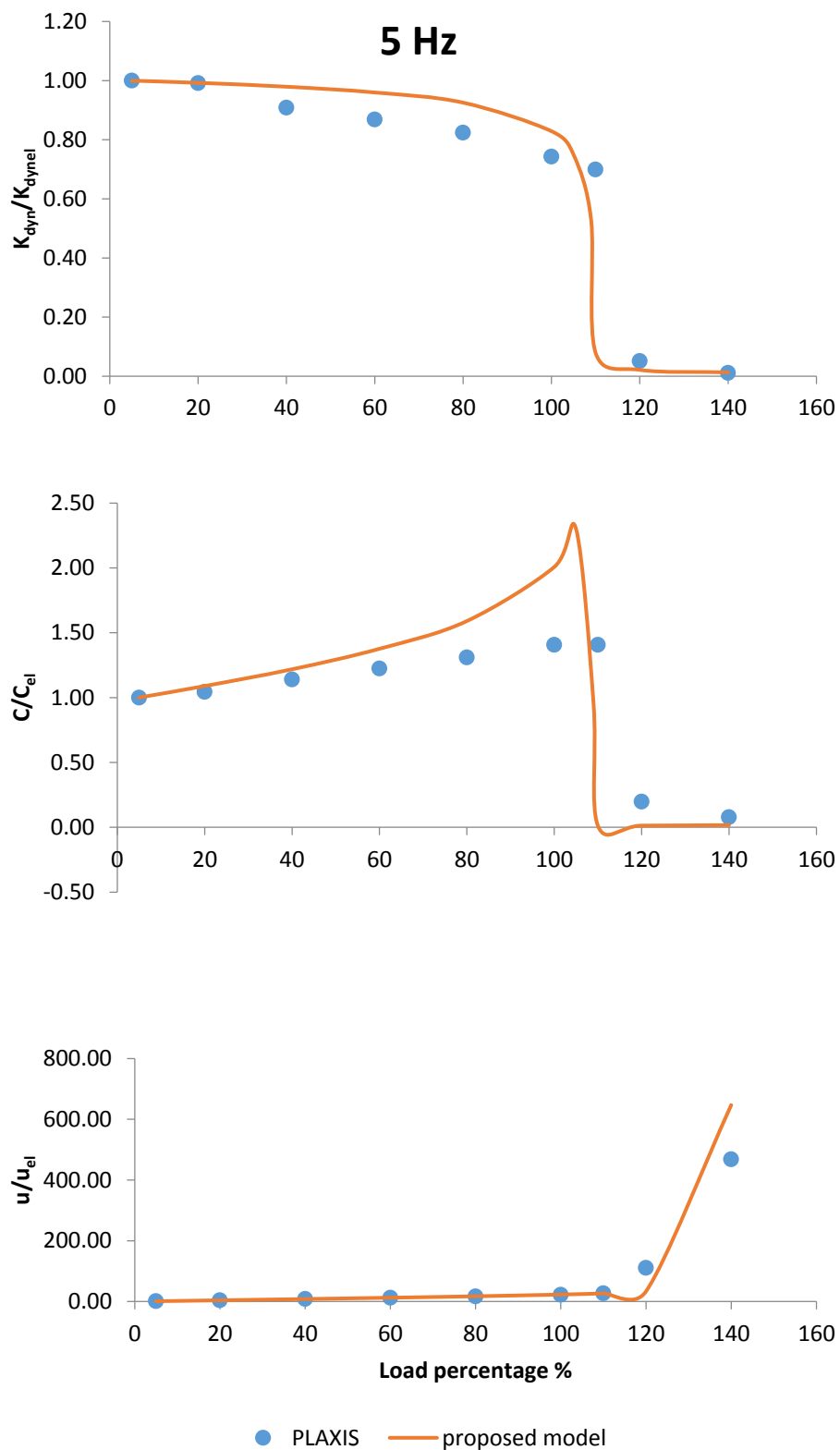


Figure 5-24: Comparison between numerical analyses and the proposed model for dynamical vertical harmonically excitation of driven pile.

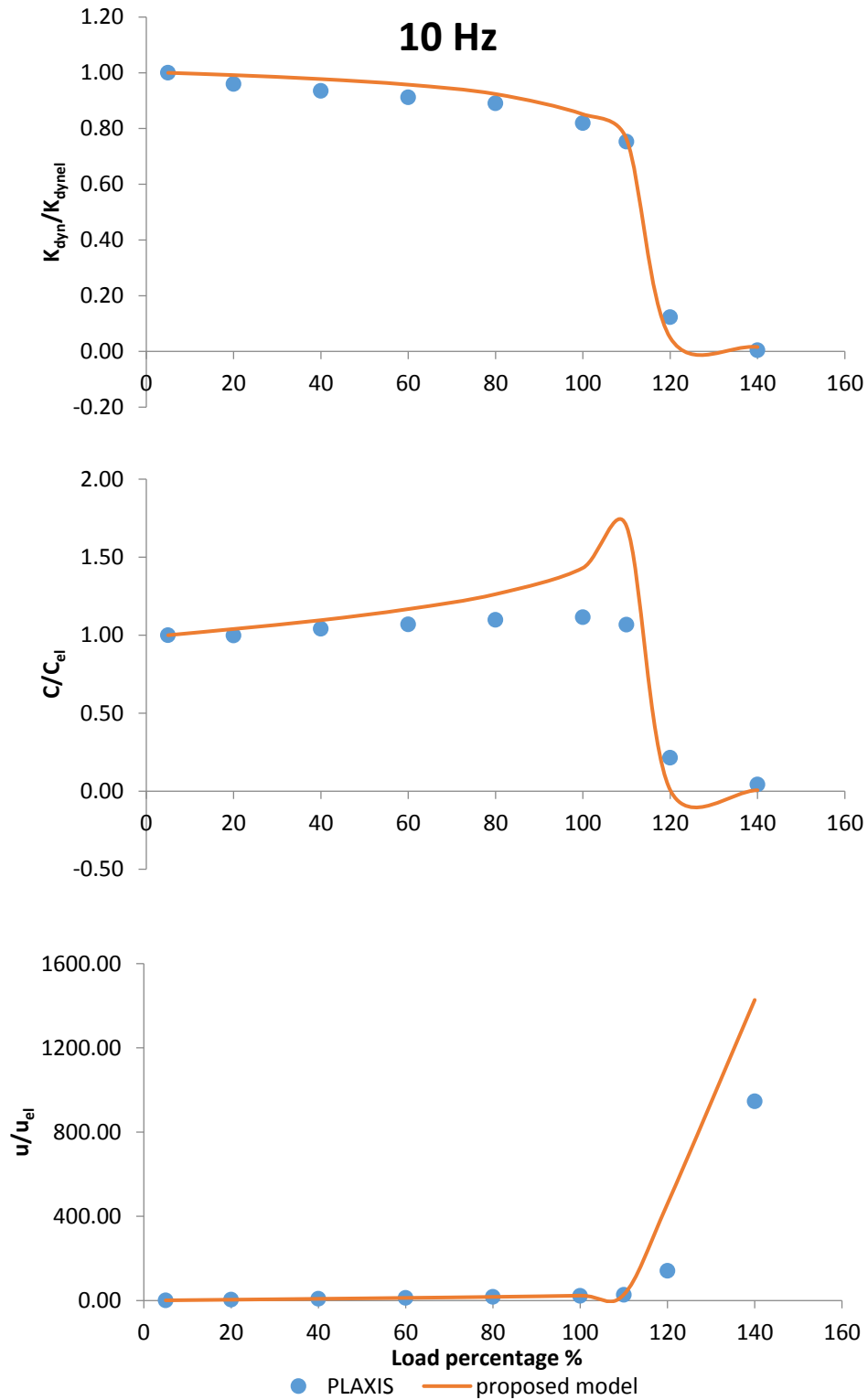


Figure 5-25; Comparison between numerical analyses and the proposed model for dynamical vertical harmonically excitation of driven pile.

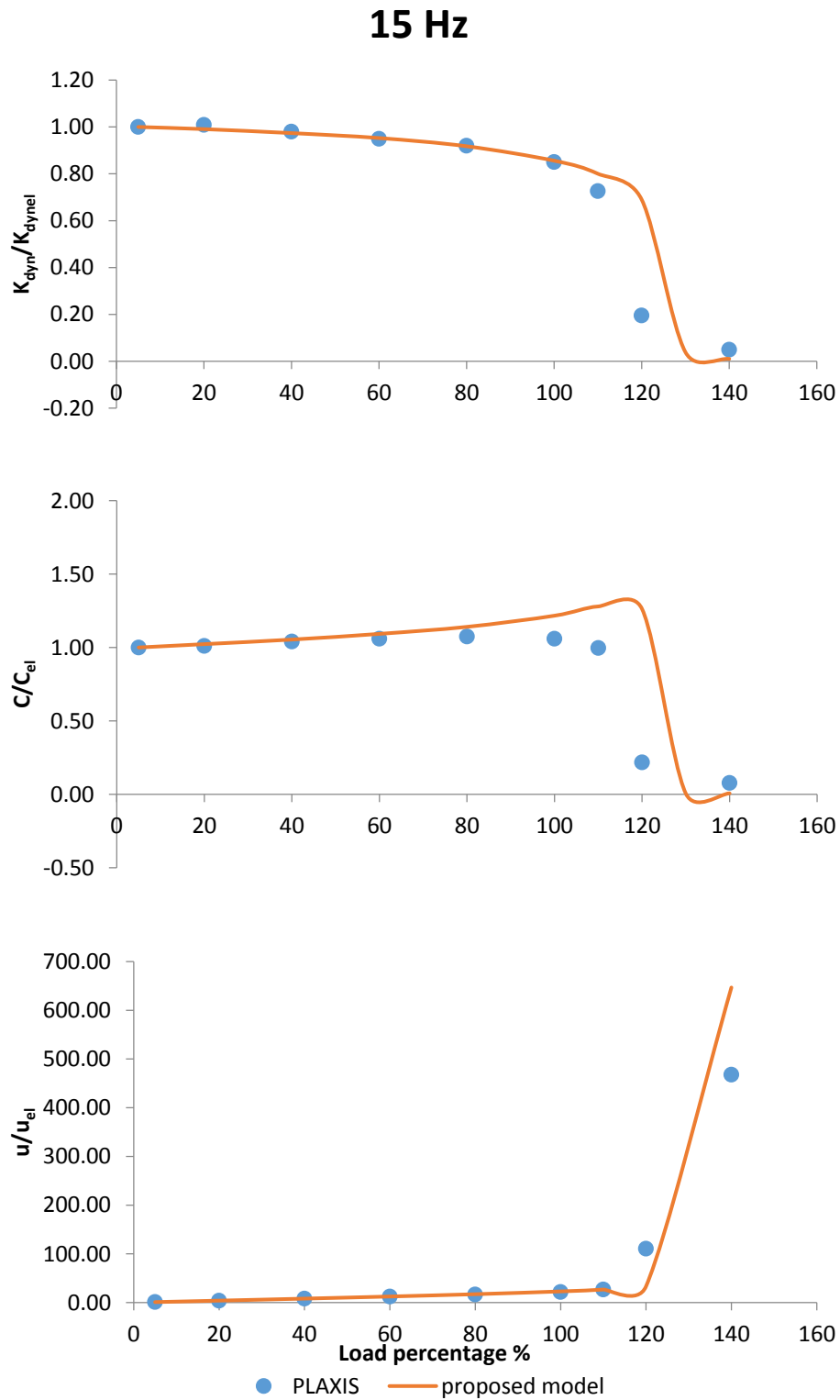


Figure 5-26; Comparison between numerical analyses and the proposed model for dynamical vertical harmonically excitation of driven pile.

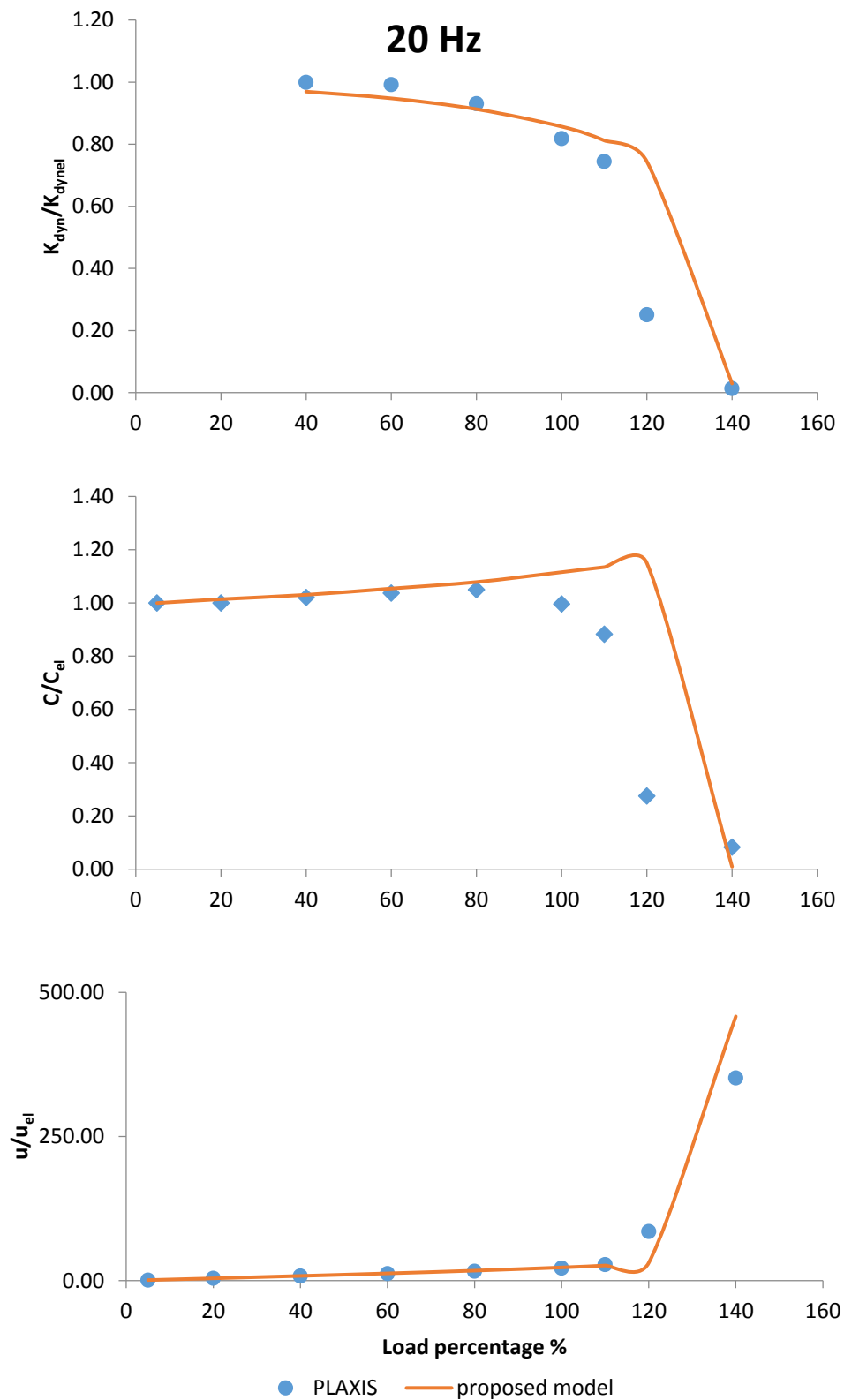


Figure 5-27 Comparison between numerical analyses and the proposed model for dynamical vertical harmonically excitation of driven pile.

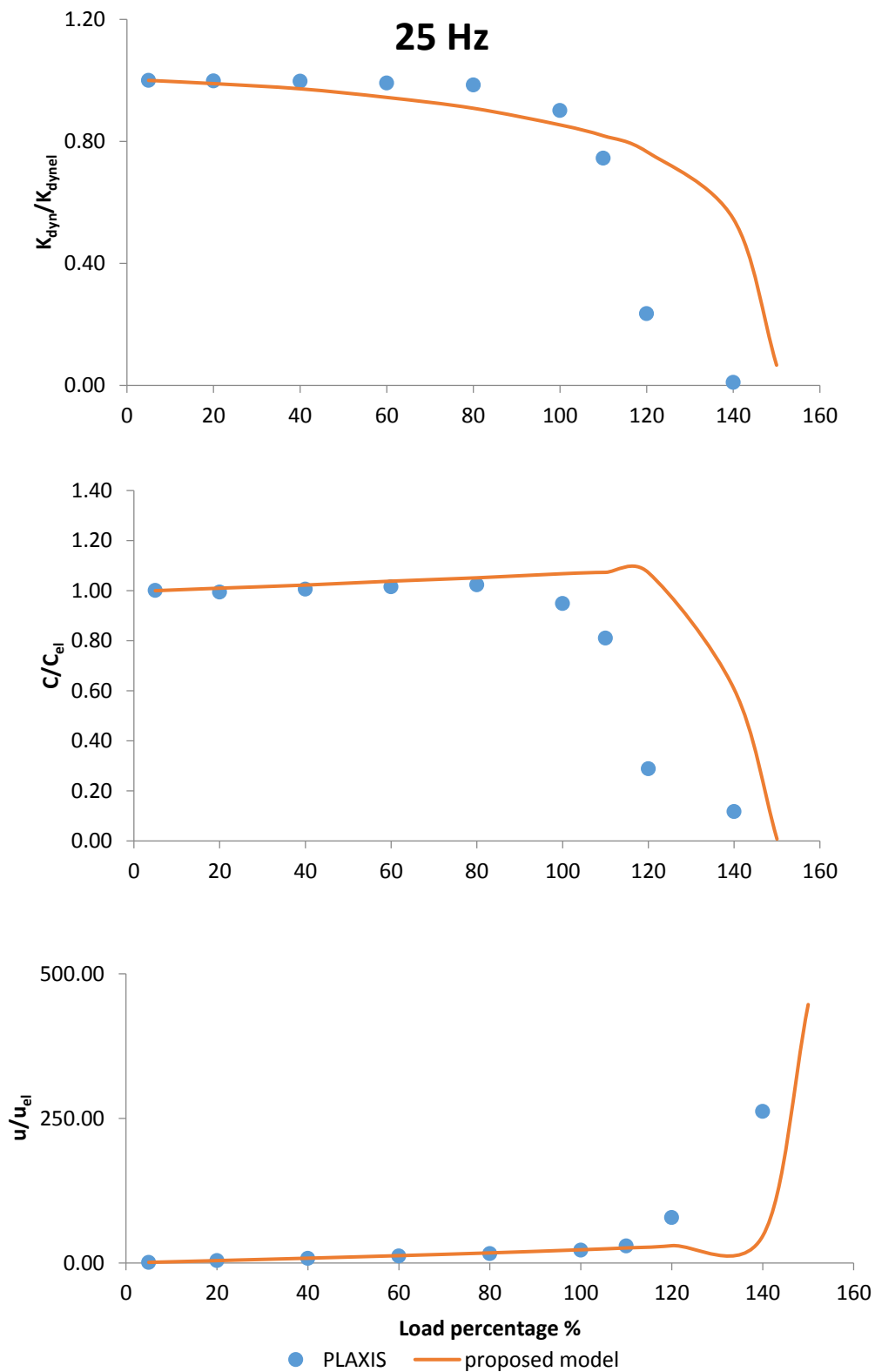


Figure 5-28 Comparison between numerical analyses and the proposed model for dynamical vertical harmonically excitation of driven pile.

5.4.2 Ελατηριωτό προσομοίωμα για την αναπαράσταση συμπεριφοράς του εδάφους στην περίπτωση εμπηγνυόμενου πασσάλου.

Για την αναπαράσταση της συμπεριφοράς του εδάφους στην περίπτωση του πασσάλου εκκαφής του κεφαλαίου 4.3 χρησιμοποιήθηκε η διάταξη της εικόνας 5-32. Αποτελείται από δύο βασικές διατάξεις συνδεδεμένες εν σειρά, ενώ το ελατήριο και ο αποσβεστήρας της πρώτης διάταξης τώρα είναι μη-γραμμικό προκειμένου η διάταξη να είναι ικανή να περιγράψει την μη γραμμικότητα του εδάφους. Οι εξισώσεις που περιγράφουν το σύστημα παρουσιάζονται παρακάτω, ενώ ολόκληρος ο αλγόριθμος επίλυσης του συστήματος περιέχεται στο αντίστοιχο παράρτημα στο τέλος του κεφαλαίου.

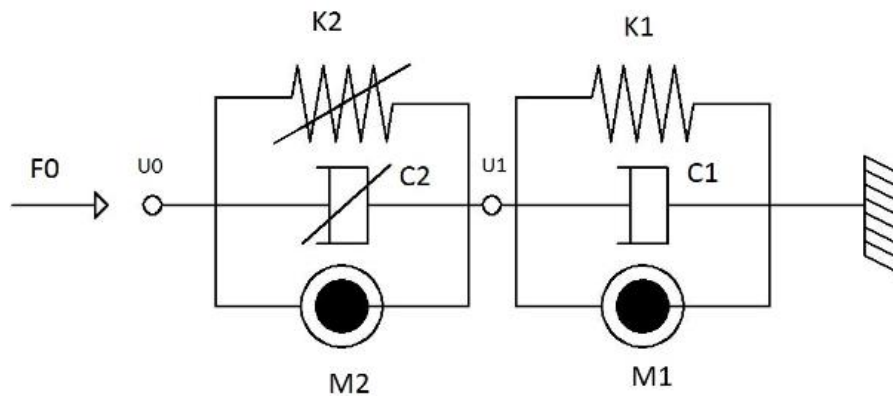


Figure 5-29: Proposed model for the replacement of the soil at the case of bored pile.

Στις παρακάτω εξισώσεις $F0_y$ το φορτίο διαρροής, u_y η παραμόρφωση διαρροής

και ισούτε με $u_y = \frac{F0_y}{K_2}$. Οι αρχικές συνθήκες για την επίλυση των παρακάτω

εξισώσεων είναι η μηδενική ταχύτητα και μετακίνηση την αρχική στιγμή μηδέν στους κόμβους 0 και 1 ρου συστήματος. Επίσης η πρώτη τιμή του ζ λαμβάνεται ίση με το 0. Επομένως $u0_0 = u0_1 = u1_0 = u1_1 = \zeta_0 = 0$

$$u1_{i+2} = \frac{dt^2}{M_1} (F0_i - K_1 u1_i) - \frac{C_1 dt}{M_1} (u1_{i+1} - u1_i) + 2u1_{i+1} - u1_i$$

$$u0_{i+2} = \frac{dt^2}{M_2} (F0_i - F0_y \zeta_i) - \frac{dt C2_i}{M_2} [(u0_{i+1} - u0_i) - (u1_{i+1} - u1_i)] + 2u0_{i+1} - u0_i + u1_{i+2} - 2u1_{i+1} + u1_i$$

$$\zeta_{i+1} = \zeta_i + \frac{[(u_{o_{i+1}} - u_{l_{i+1}}) - (u_{o_i} - u_{l_i})]}{u_y} \left[1 - (|\zeta_i|)^n \left[0.5 + 0.5 \operatorname{sign}[(u_{o_{i+1}} - u_{l_{i+1}}) - (u_{o_i} - u_{l_i})] \zeta_i \right] \right]$$

$$C_{2_{i+1}} = C_{2_0} \left[\frac{|\zeta_{i+1} - \zeta_i|}{(u_{o_{i+1}} - u_{l_{i+1}}) - (u_{o_i} - u_{l_i})} u_y \right]^k$$

Equation 5-32-5-35

Σε ότι αφορά την βαθμονόμηση του συστήματος, αυτή και σε αυτήν την περίπτωση δεν είναι εφικτή με αλγορίθμους βελτιστοποίησης. Για την βαθμονόμηση του συστήματος θα βασιστούμε στους αναλυτικούς τύπους από την ελαστική λύση του. Οι τύποι 5-18 και 5-19 περιγράφουν την ελαστική σύνθετη δυναμική δυσκαμψία του συστήματος. Έτσι για στατική φόρτιση όταν το ω τείνει στο μηδέν ο όρος $\operatorname{Re}(\tilde{K})$ πρέπει να ισούτε με την αρχική στατική δυσκαμψία K_0 . Ενώ για ω που τείνει στο άπειρο ο όρος $\operatorname{Im}(\tilde{K})$ πρέπει να ισούτε με την αντίστοιχη τιμή. Επομένως:

$$\text{Για } \omega \rightarrow 0 \quad K_{dyn} = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} = K_0 \quad \text{Equation 5-36}$$

$$\text{Και για } \omega \rightarrow \infty \quad C = \frac{C_2 M_1^2 + C_1 M_2^2}{(M_1 + M_2)^2} = C_\infty \quad \text{Equation 5-37}$$

Έτσι για την βαθμονόμηση του συστήματος ακολουθούμε την εξής διαδικασία. Επιλέγουμε μια μεγάλη τιμή για το K_2 ώστε να προκύψει η αντίστοιχη μετακίνηση διαρροής u_y . Στην συνέχεια λύνοντας την σχέση 5-36 ως προς K_1 βρίσκουμε την τιμή του $K_1 = \frac{K_0 K_2}{K_2 - K_0}$.

Από την εξίσωση 5-37, λύνοντας ως προς C_2 , βρίσκουμε την τιμή του συναρτήση των M_1, M_2 και C_1 . Έτσι:

$$C_2 = \frac{C_\infty (M_1 + M_2)^2 - C_1 M_2^2}{M_1^2} \quad \text{Equation 5-38}$$

Επιπλέον εφόσον η τιμή C_2 πρέπει να είναι μεγαλύτερη του μηδενός από την σχέση 5-38 παίρνουμε ότι:

$$C_1 < \frac{C_\infty (M_1 + M_2)^2}{M_2^2} \text{ Equation 5-39}$$

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι τελικές τιμές των παραμέτρων που επιλέχθηκαν.

Table 5-10 Coefficients of the proposed model

KK1	KK2	CC1	CC2	n	k
93830	400000	2150	26	0.07	0.38

5.4.2.1 Αποτελέσματα ελατηριωτού προσομοιώματος.

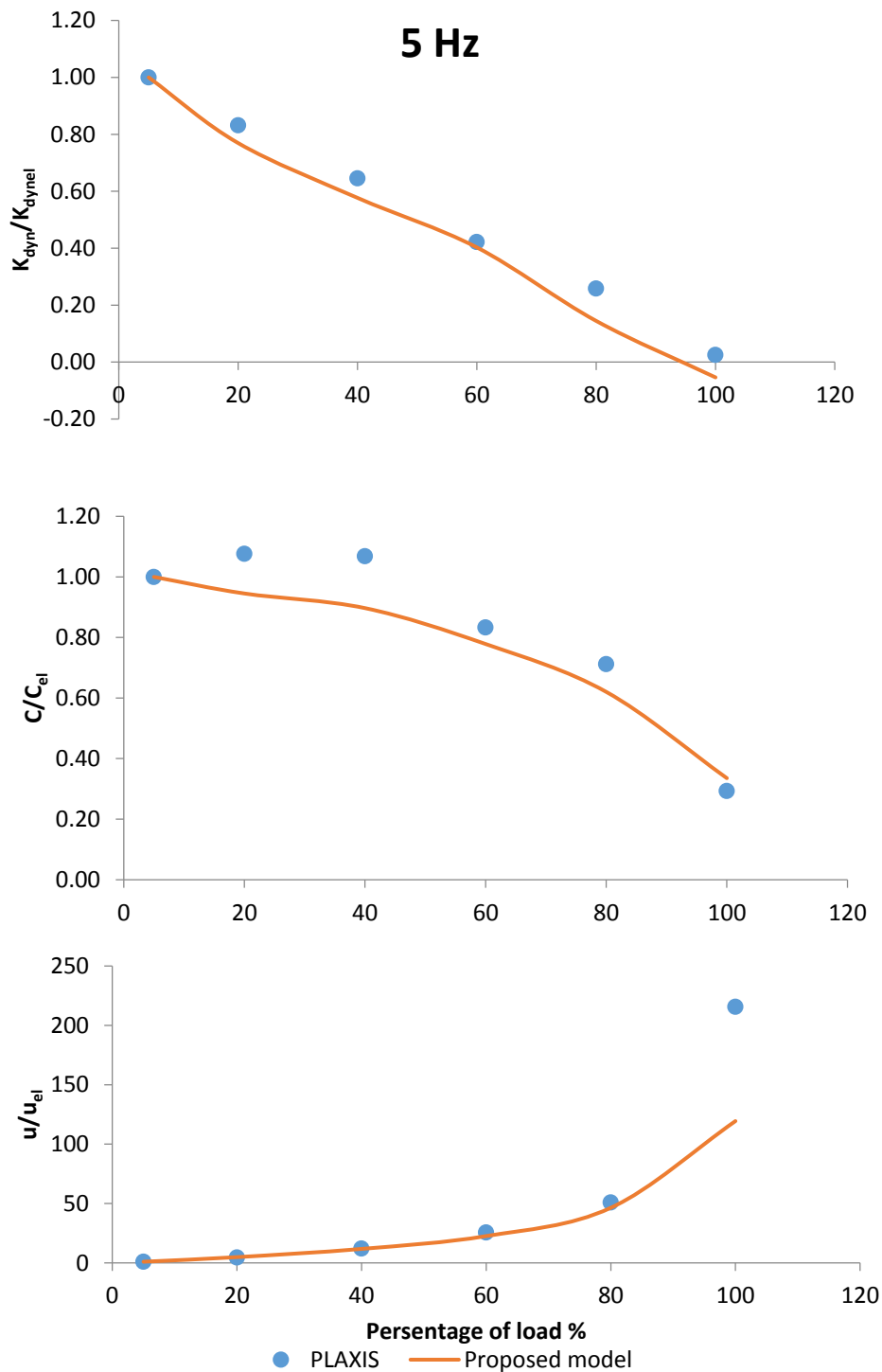


Figure 5-30 Comparison between numerical analyses and the proposed model for dynamical vertical harmonically excitation of bored pile.

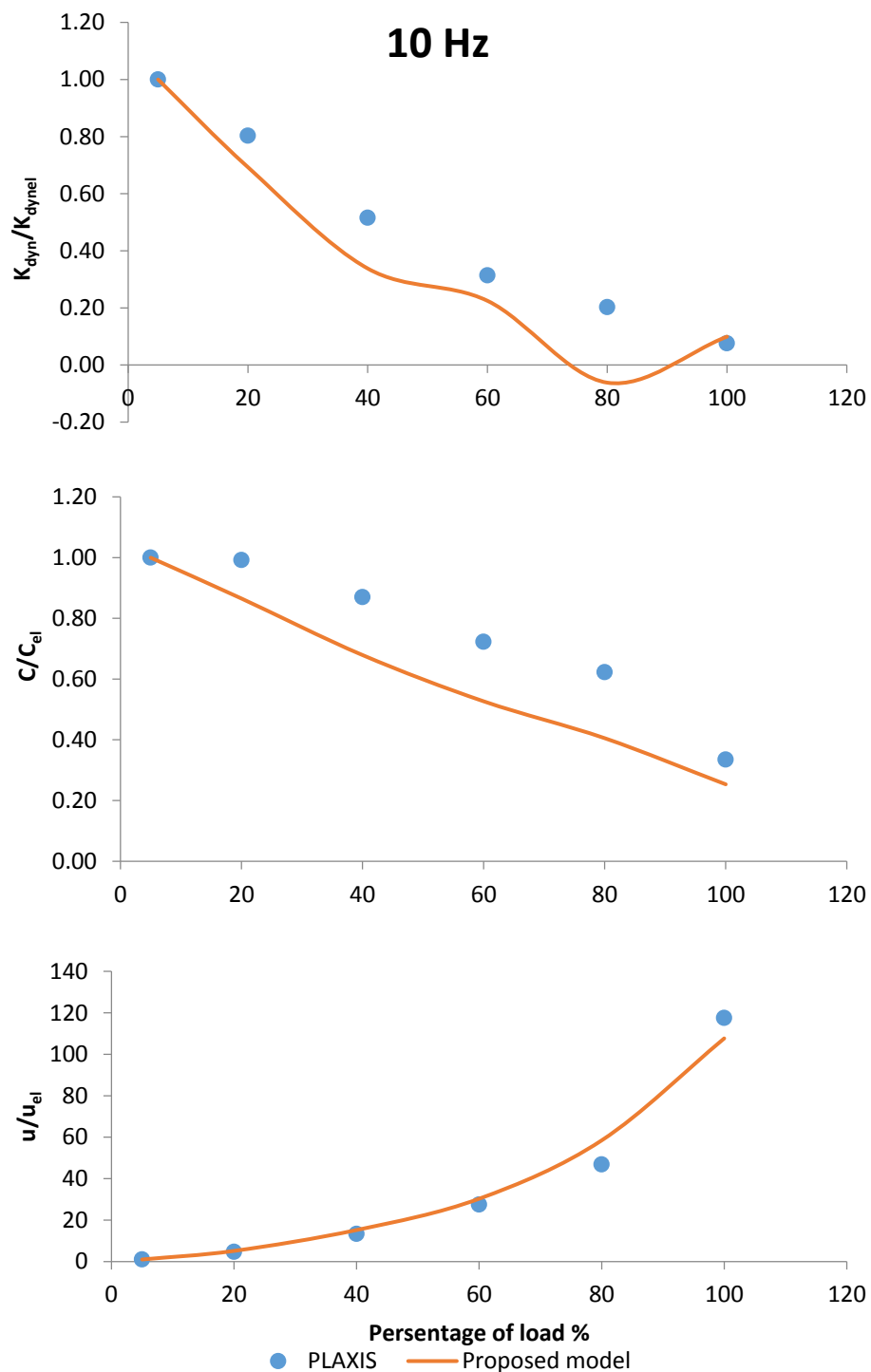


Figure 5-315-13 Comparison between numerical analyses and the proposed model for dynamical vertical harmonically excitation of bored pile.

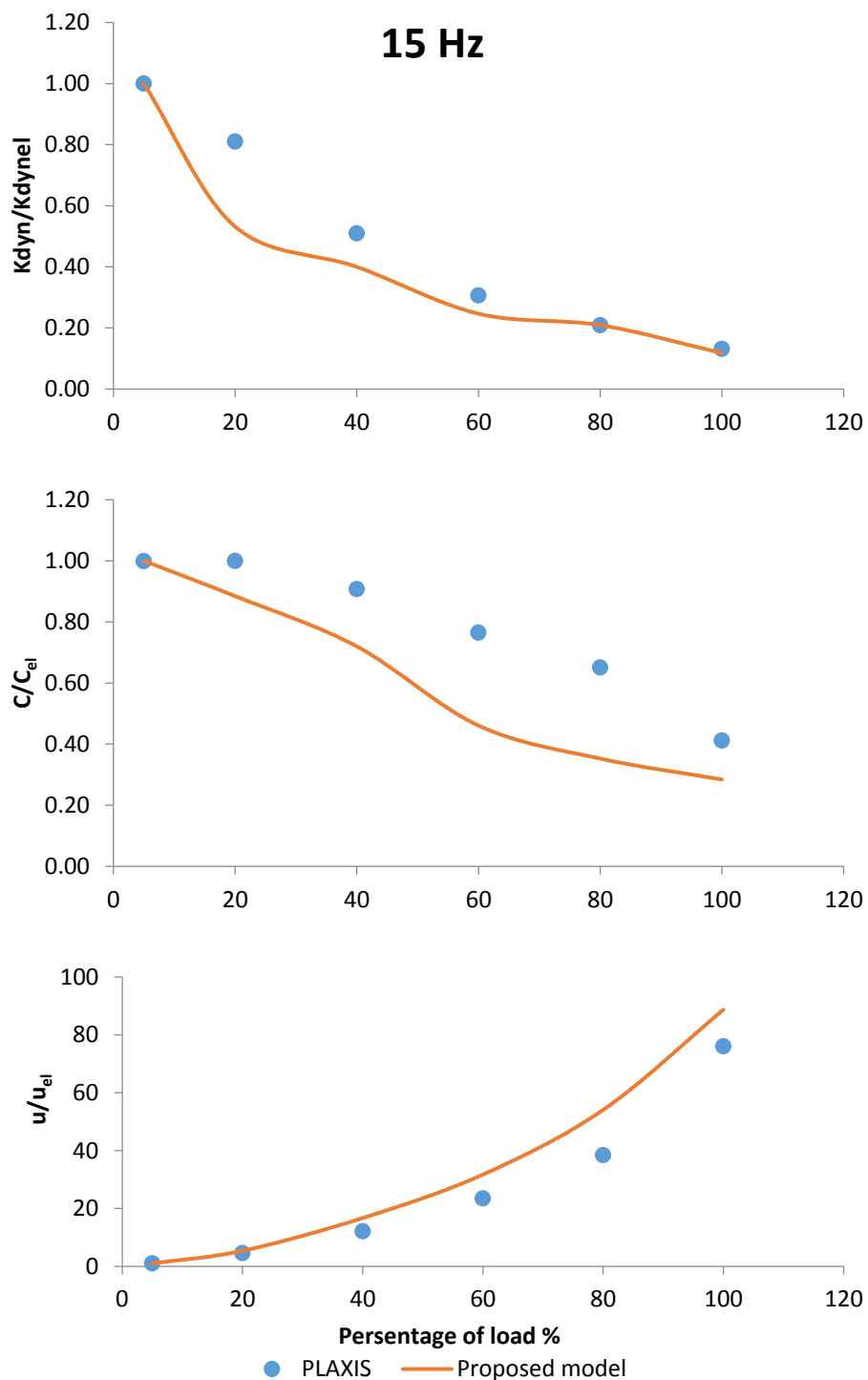


Figure 5-32: Comparison between numerical analyses and the proposed model for dynamical vertical harmonically excitation of bored pile.

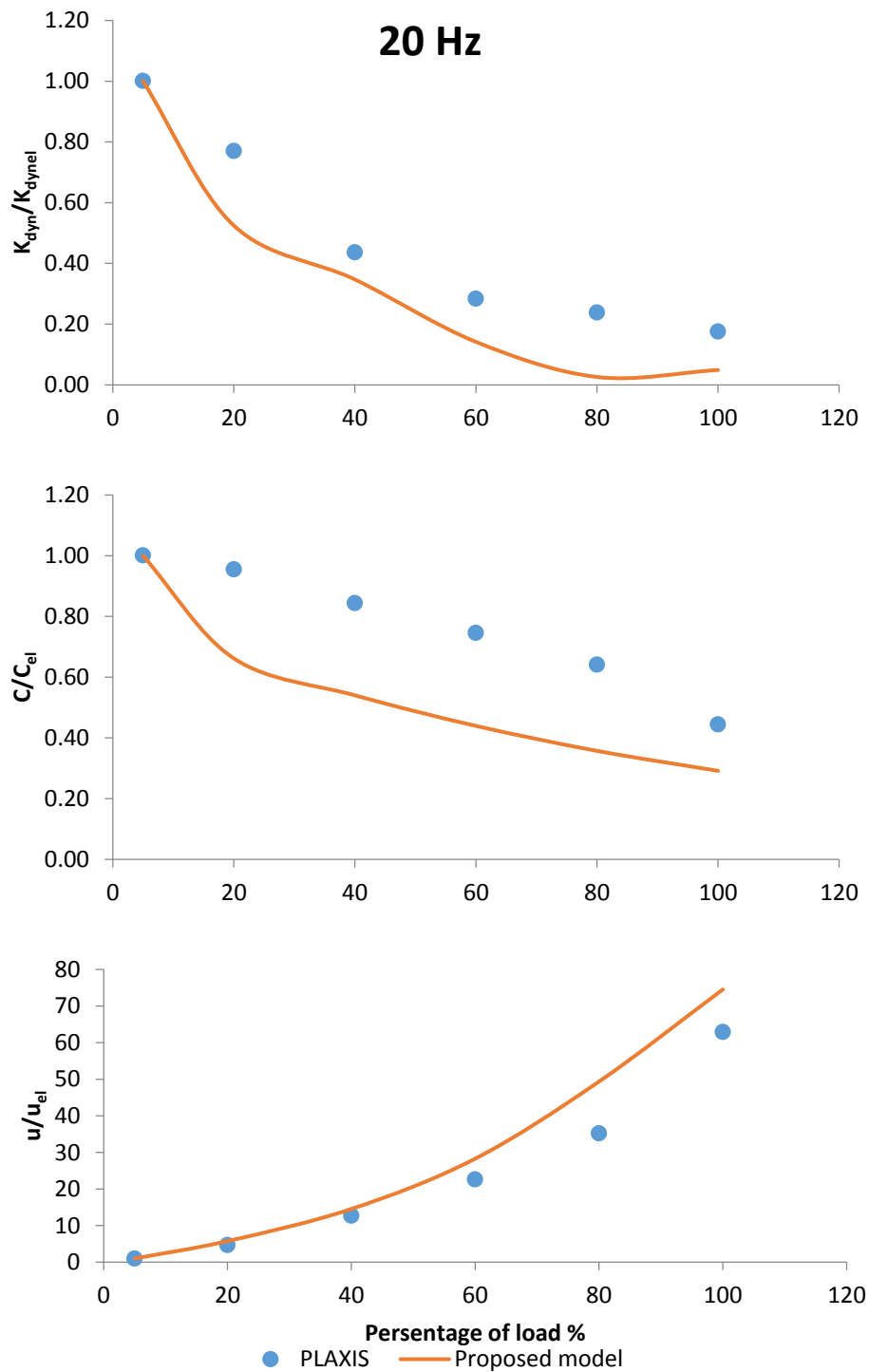


Figure 5-33 Comparison between numerical analyses and the proposed model for dynamical vertical harmonically excitation of bored pile.

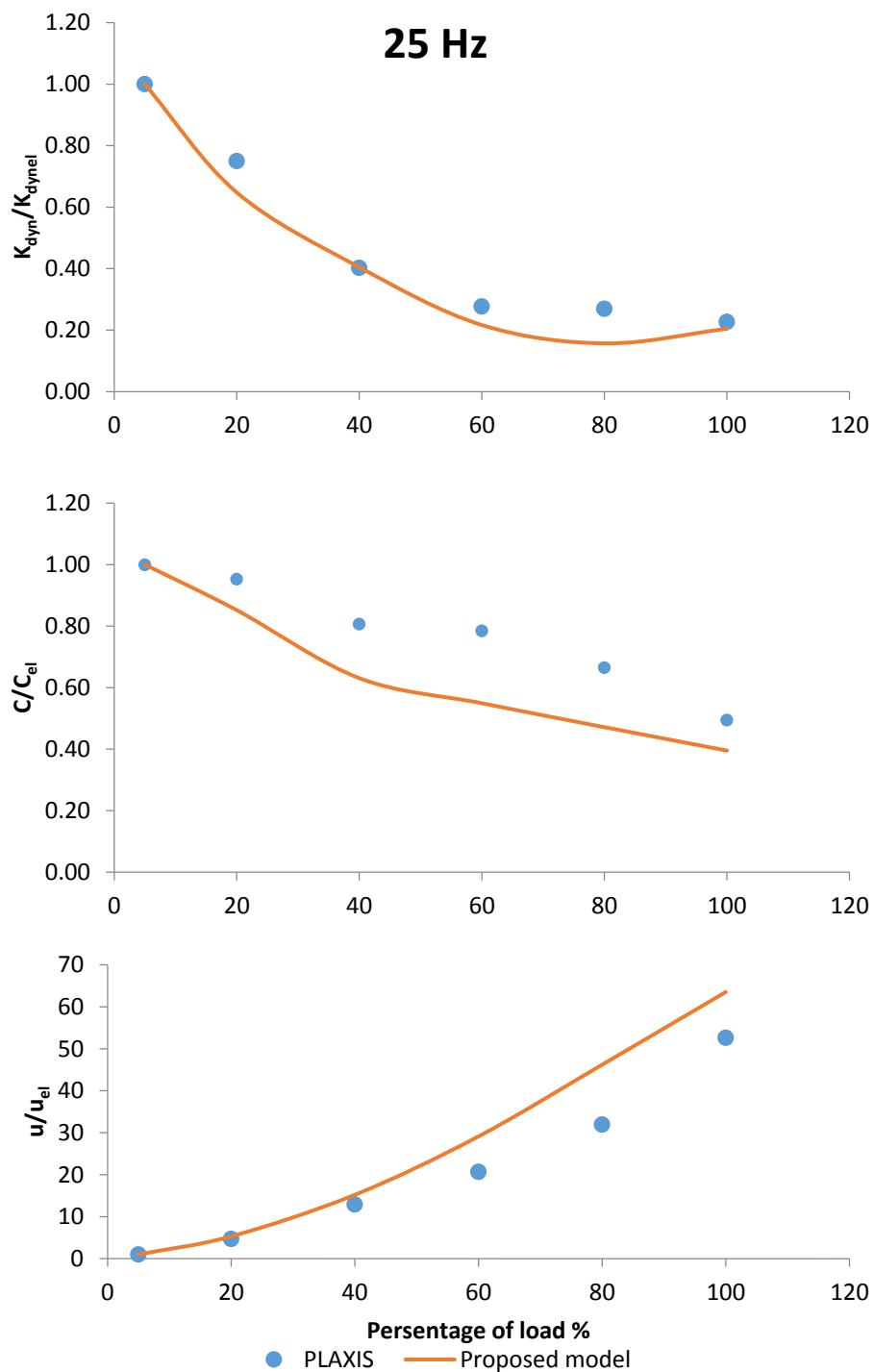


Figure 5-34 Comparison between numerical analyses and the proposed model for dynamical vertical harmonically excitation of bored pile.

5.5 Συμπεράσματα

5.5.1 Ελαστικές διατάξεις

Σε ότι αφορά τα ελαστικά συστήματα των παραγράφων 5.2.1 και 5.2.2 δεν χρησιμοποιήθηκαν αυτούσια. Παρόλο που θεωρητικά οι δυνατότητες τους είναι πολύ μεγάλες η βαθμονόμηση τους δεν είναι εύκολη εξαιτίας της πολυπλοκότητας τους. Οι τελικές διατάξεις που χρησιμοποιήθηκαν είναι απλοποιήσεις των αρχικών έτσι ώστε να διευκολυνθεί η βαθμονόμηση τους. Για την περιγραφή της συμπεριφοράς των σημείων χρησιμοποιήθηκε στην ουσία η διάταξη του κεφαλαίου 5.2.1 (εικόνα 5-4) για $n=2$. Για την συμπεριφορά των συστημάτων η προτεινόμενη διάταξη αποτελεί υποπερίπτωση της διάταξης του κεφαλαίου 5.2.2 (εικόνα 5-5) για $n=5$.

Η επίδοση της διάταξης για την αναπαράσταση της συμπεριφοράς σημείων κρίνεται πολύ ικανοποιητική. Στις εικόνες 5-9 έως 5-17 φαίνεται η ικανότητα της να αντικαταστήσει το έδαφος και να αναπαραστήσει την δυσκαμψία του με πολύ μικρές αποκλίσεις. Στο παρακάτω διάγραμμα (εικόνα 5-35) φαίνονται οι αποκλίσεις της διάταξης για 3 διαφορετικές περιπτώσεις. Έτσι οι αρχικοί στόχοι επιτεύχθηκαν καθώς η διάταξη είναι ικανή να περιγράψει την διαφοροποίηση της απόκρισης με την αλλαγή τις συχνότητας. Ακόμα η συμπεριφορά της διάταξης έχει πολύ μικρή απόκλιση από την ζητούμενη συμπεριφορά και η βαθμονόμηση της είναι εύκολα εφικτή. Τέλος ο υπολογιστικός χρόνος μειώνεται δραματικά αφού τώρα είμαστε σε θέση να αντικαταστήσουμε το έδαφος με μια απλή διάταξη.

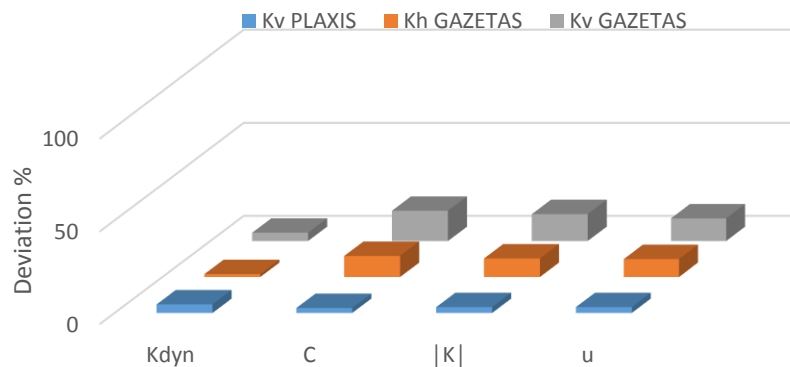


Figure 5-35: Deviation between proposed model and analytical and numerical solutions for soil elastic impedance.

Σε ότι αφορά την αναπαράσταση της συμπεριφοράς συστημάτων και εδώ το τελικό αποτέλεσμα κρίνεται πολύ ικανοποιητικό. Οι βασικοί στόχοι που είχαν τεθεί υλοποιήθηκαν. Το προτεινόμενο σύστημα είναι ικανό να περιγράψει την διαφοροποίηση της σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας με την αλλαγή της συχνότητας. Ακόμα η μεθοδολογία που προτείνεται για την βαθμονόμηση της διάταξης (Γενετικοί αλγόριθμοι) δίνει πολύ καλά αποτελέσματα με πολύ μικρές αποκλίσεις. Στο σχήμα που ακολουθεί (εικόνα5-36) παρουσιάζονται η αποκλίσεις της προτεινόμενης διάταξης σε σχέση με την επιθυμητή συμπεριφορά.

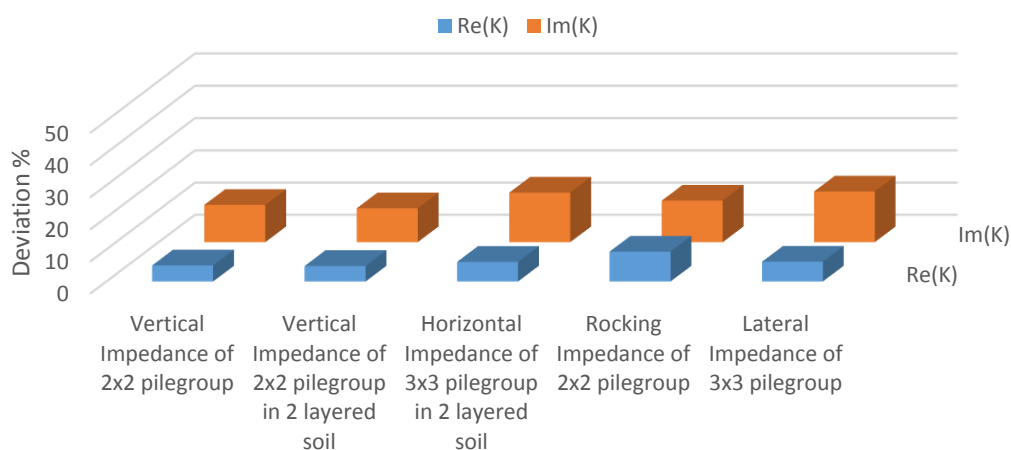


Figure 5-36 Deviation between proposed model and numerical solutions for systems elastic impedance.

5.5.2 Μη γραμμικές διατάξεις

Η βαθμονόμηση των μη-γραμμικών διατάξεων είναι πολύ πιο δύσκολη από ότι αυτή των ελαστικών. Οι παράμετροι προς βαθμονόμηση είναι πολύ περισσότεροι ενώ η διάταξη τώρα θα πρέπει να περιγράφει όχι μόνο την αύξηση της δυσκαμψίας με την συχνότητα αλλά και την μείωση της με την αύξηση του φορτίου. Έτσι αρχικά ο κύριος στόχος που τέθηκε ήταν οι μη-γραμμικές διατάξεις να μπορούν να περιγράψουν την φυσική του προβλήματος. Παρόλα αυτά όπως φάνηκε και στα προηγούμενα διαγράμματα του κεφαλαίου και οι αριθμητικές τιμές δεν απέχουν πολύ μεταξύ τους.

Πιο συγκεκριμένα η πρώτη διάταξη (εικόνα 5-23) είναι ικανή να περιγράψει την πτώση της δυσκαμψίας με την αύξηση του φορτίου αλλά και την αύξηση της με την αύξηση της συχνότητας (εικόνα 5-37). Όπως φαίνεται στα διαγράμματα 5-27 έως 5-31 η προτεινόμενη διάταξη αναπαριστά επίσης την σχεδόν ελαστική συμπεριφορά για μικρά επίπεδα φόρτισης αλλά και την θραύση της διεπιφάνειας που συμβαίνει λίγο μετά το 100% του φορτίου αστοχίας καθώς φαίνεται η κατακόρυφη πτώση της δυσκαμψίας και της απόσβεσης. Επιπλέον όσο αυξάνεται η συχνότητα αυτή η θραύση της διεπιφάνειας συμβαίνει για μεγαλύτερο φορτίο καθώς αυξάνεται και η δυσκαμψία.

Στο σημείο της αστοχίας σε κάθε συχνότητα παρατηρούμε ότι η τιμές που δίνει το ελατηριωτό προσομοίωμα για την απόσβεση είναι μεγαλύτερες από αυτές των αριθμητικών αναλύσεων. Με την αύξηση της συχνότητας παρατηρούμε ότι αυτή η διαφοροποίηση ομαλοποιείται.

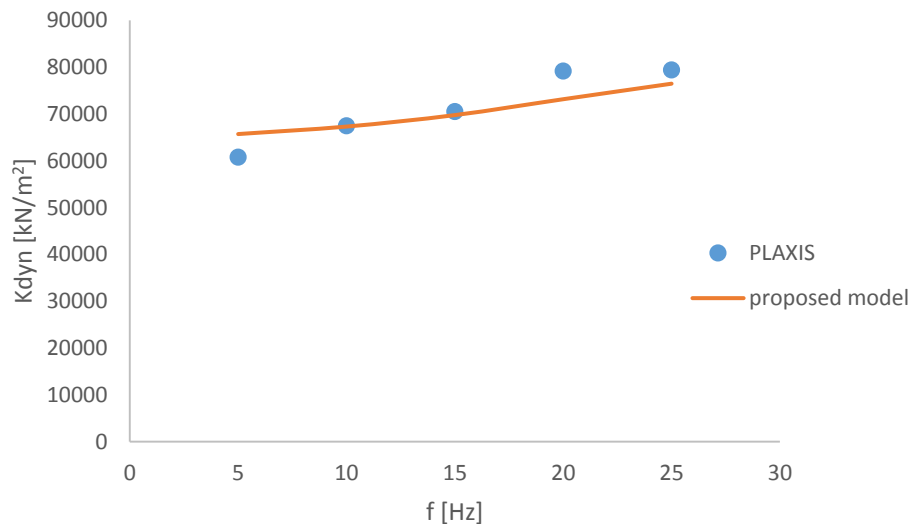


Figure 5-37: Comparison between Plaxis and proposed model for the case of driven pile.

Η δεύτερη διάταξη αναπαριστά την διαφορετική συμπεριφορά του εδάφους σε αυτή την περίπτωση. Τώρα η πλαστικοποίηση του εδάφους και ισοδύναμα και η πτώση της δυσκαμψίας συμβαίνει από τα πρώτα επίπεδα φόρτισης. Βλέπουμε ότι μόλις στο 20% της φόρτισης η δυσκαμψία και η απόσβεση έχουν μειωθεί αισθητά. Οι μεγαλύτερες αποκλίσεις παρατηρούνται στις τιμές της απόσβεσης στα ενδιάμεσα επίπεδα φόρτισης. Αντίθετα για το 100% του φορτίου αστοχίας παρατηρούμε καλύτερη ταύτιση του προτεινόμενου μοντέλου και των αριθμητικών αναλύσεων. Τέλος σε ότι αφορά τις μετακινήσεις η σύγκριση των αποτελεσμάτων ανάμεσα στην προτεινόμενη διάταξη και τις αριθμητικές αναλύσεις δείχνει αρκετά καλή ταύτιση.

6 Γενικά συμπεράσματα και προτάσεις

6.1 Γενικά συμπεράσματα

Η εργασία αυτή ασχολήθηκε αρχικά με την συμπεριφορά ενός πασσάλου θεμελιωμένο σε ένα ενιαίο προφίλ αργίλου υποβαλλόμενου σε κατακόρυφη στατική αλλά κυρίως δυναμική φόρτιση κάτω από ελαστικές και ανελαστικές συνθήκες. Μετά την ανάπτυξη κατάλληλων μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων για το σύστημα εδάφους-θεμελίωσης, πολλές αναλύσεις διενεργήθηκαν για την εξυπηρέτηση των σκοπών αυτής της εργασίας.

Ο πρώτος στόχος ήταν να βελτιστοποιηθεί το αριθμητικό μοντέλο όσον αφορά το μέγιστο μέγεθος στοιχείου (Δl) του πεπερασμένου στοιχείου, και τις διαστάσεις τομέα. Η αναλύσεις ευαισθησίας που διεξήχθησαν οδηγούν στο συμπέρασμα ότι το μέγιστο μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων του μοντέλου πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη ανισότητα σε σχέση με το μήκος κύματος (λ) του σήματος εισόδου: $\Delta l \leq \lambda / 4$. Ο λόγος που ο παρονομαστής είναι μικρότερος από την τιμή βιβλιογραφίας, 8, είναι επειδή τα στοιχεία όγκου που εφαρμόζει το Plaxis είναι δεκακομβικά τετραεδρικά στοιχεία, ενώ η κατευθυντήρια τιμή έχει παραχθεί για γραμμικά στοιχεία. Ως εκ τούτου αναμενόταν χαμηλότερη τιμή του k , επειδή στα στοιχεία παρεμβάλλονται περισσότεροι κόμβοι από ότι στα γραμμικά στοιχεία.

Σε ότι αφορά την βελτιστοποίηση του μοντέλου ως προς τις γεωμετρικές του διαστάσεις, τελικά αναλύθηκε το ένα τέταρτο του μοντέλου λόγω συμμετρίας. Θεωρητικά ήταν δυνατή η ανάλυση πολύ μικρότερου μέρους του μοντέλου με την επακόλουθη δραματική μείωση του αντίστοιχο υπολογιστικού χρόνου. Αυτό δεν έγινε εντέλει λόγω περιορισμών στο πρόγραμμα PLAXIS.

Στη συνέχεια μελετήθηκε η ελαστική απόκριση πασσάλου υπό κατακόρυφη δυναμική φόρτιση. Υπολογίστηκε η τιμή του ισοδύναμου ελατηρίου για την κατακόρυφη δυσκαμψία του πασσάλου αλλά και η τιμή του συντελεστή απόσβεσης του αντίστοιχου αποσβεστήρα ανά μέτρο μήκους πασσάλου. Όπως φάνηκε η τιμές αυτές εξαρτώνται από τους λόγους του μήκους l προς την διάμετρο D του πασσάλου

,αλλά και από τον λόγο του μέτρου ελαστικότητας του πασσάλου E_p , προς το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους E_s .

Σε ότι έχει να κάνει με τις μη-γραμμικές αναλύσεις δύο περιπτώσεις αστοχίας μελετήθηκαν για πέντε συχνότητες σε κάθε περίπτωση και έξι έως εννέα επίπεδα φόρτισης για κάθε συχνότητα. Στην πρώτη περίπτωση μελετήθηκε η αστοχία του πασσάλου με έμφαση στην διεπιφάνεια εδάφους πασσάλου ενώ στην δεύτερη περίπτωση μελετήθηκε η αστοχία εντοπίζεται κυρίως στο περιβάλλον έδαφος του πασσάλου. Όπως φάνηκε στην πρώτη περίπτωση η συμπεριφορά είναι σχεδόν ελαστική μέχρι το 100% του φορτίου αστοχίας και στην συνέχεια έχουμε απότομη θραύση της διεπιφάνειας με κατακόρυφη πτώση της δυσκαμψίας και της απόσβεσης. Στην δεύτερη περίπτωση πλαστικοποίηση και η αντίστοιχη πτώση της δυσκαμψίας συμβαίνει από τα πρώτα επίπεδα φόρτισης από το 20 % μόλις του φορτίου αστοχίας. Ακόμα στην δεύτερη περίπτωση παρατηρήθηκε μικρή στροφή του βρόγχου δύναμης-μετατόπισης με την αύξηση του φορτίου. Τέλος στις δύο περιπτώσεις για πολύ μικρό ποσοστό φόρτισης οι τιμές των πλαστικών αναλύσεων ταυτίζονται με τις ελαστικές τιμές των ελαστικών αναλύσεων.

Στην συνέχεια αναπτύχθηκαν ελατηριωτές διατάξεις τύπου Winkler. Αυτές οι δομές είναι ικανές να αναπαραστήσουν πιστά την συμπεριφορά του εδάφους μειώνοντας κατά πολύ τον υπολογιστικό χρόνο. Ακόμα και σε επίπεδο συστήματος προτείνεται διάταξη με απλή μέθοδο βαθμονόμησης η οποία μπορεί να αντικαταστήσει ολόκληρες ομάδες πασσάλων.

Τέλος αναπτύχθηκαν δύο διαφορετικές διατάξεις κάθε μία αντιστοιχεί σε μια από τις περιπτώσεις των πλαστικών αναλύσεων. Και η δύο διατάξεις περιγράφουν τόσο την αύξηση της εμπέδησης με την συχνότητα όσο και την μείωση της με την αύξηση του φορτίου.

6.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Το πρόβλημα της δυναμικής διέγερσης των πασσάλων είναι πολύ εκτεταμένο. Λόγω του χρονικού περιορισμού μιας διπλωματικής εργασίας και του μεγάλου υπολογιστικού χρόνου που απαιτείται για τις αριθμητικές αναλύσεις μια εκτεταμένη έρευνα δεν είναι εφικτή προκειμένου να αξιολογηθεί η δυναμική απόκριση των πασσάλων.

Λαμβάνοντας υπόψη τη δυναμική συμπεριφορά του πασσάλου, αυτή πρέπει να διερευνηθεί για τιμές του αδιάστατου συντελεστή συχνότητας μεγαλύτερες από το 1,5 όπου και μελετήθηκε στην παρούσα εργασία. Στα πλαίσια αυτής της εργασίας η μελέτη αυτή ήταν αδύνατη καθώς υπερβαίνει κατά πολύ τις υπολογιστικές δυνατότητες των σημερινών προσωπικών υπολογιστών. Επιπλέον πρέπει να γίνει

μια παραμετρική μελέτη ως προς τον λόγο $\frac{L}{d}$ και $\frac{E_p}{E_s}$ καθώς όπως φάνηκε στην

παρούσα διπλωματική εργασία επηρεάζουν την τιμή της σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας. Σε ότι αφορά το έδαφος θα μπορούσε να γίνει μια παραμετρική διερεύνηση ως προς τον λόγο Poisson και την πυκνότητα του εδάφους. Όπως φαίνεται το τελευταίο έχει μεγάλη επιρροή στην τιμή της απόσβεσης. Ακόμα πρέπει να διερευνηθεί η απόκριση του πασσάλου για έδαφος με μη ομοιόμορφη κατανομή μέτρου ελαστικότητας καθώς αυτό αποτελεί την πιο συνηθισμένη περίπτωση στην πράξη .

Σε ότι αφορά τα προτεινόμενα μοντέλα Winkler υπάρχει τεράστια περιθώρια έρευνας ακόμα. Περεταίρω έρευνα μπορεί να γίνει τόσο ως προς τον σχεδιασμό τους όσο και ως προς την βαθμονόμηση τους. Θα είχε νόημα η μαθηματική αναλυτική επίλυση τους έτσι ώστε μέσω κλειστών αναλυτικών σχέσεων να γίνει πιο κατανοητή η φυσική τους πράγμα που θα οδηγήσει και σε πιο εύκολη βαθμονόμηση τους .

Ακόμα πρέπει να γίνει δουλειά στην κατεύθυνση της αριθμητικής βαθμονόμησης των παραπάνω διατάξεων. Υπάρχουν περιπτώσεις που έχουμε στην διάθεση μας διατάξεις που θεωρητικά είναι ικανές να περιγράψουν με απόλυτη πιστότητα ένα

πρόβλημα αλλά είναι αδύνατο να βαθμονομηθούν από τους σημερινούς αλγόριθμους .

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Αλγόριθμοι επίλυσης ελατηριωτών προσομοιωμάτων στο λογισμικό MATHCAD.

Επίλυση πρώτης εξεταζόμενης διάταξης (εικόνα 5-6) για $n=2$ βαθμούς ελευθερίας και τρεις βασικές διατάξεις συνδεδεμένες εν σειρά.

$$k := \begin{pmatrix} 0.348 \\ 0.057 \\ 0.418 \end{pmatrix} \quad C := \begin{pmatrix} 0.239 & \\ & 0.104 \\ & & 1.123 \times 10^{-4} \end{pmatrix} \quad m := \begin{pmatrix} 0.019 \\ 0.014 \\ 0.014 \end{pmatrix}$$

tot := 20 n := 2 u0 := 1

```
Matrix := for ij ∈ 1..tot
  wij ← 2·π· $\frac{ij}{2}$ 
  for i ∈ 1..n
    for j ∈ 1..n
      Ki,j ← 0
      Pj ← 0
    s ← 1
    for i ∈ 1..n
      Ki,i ← ki + Ci·wiji - mi·(wij)2 + ki+1 + Ci+1·wiji - mi+1·(wij)2
      s ← 1
    for i ∈ 1..n-1
      Ki+1,i ← -ki+1 - Ci+1·wiji + mi+1·(wij)2
      Ki,i+1 ← -ki+1 - Ci+1·wiji + mi+1·(wij)2
      s ← 1
    P1 ← u0·[k1 + C1·wiji - m1·(wij)2]
    u ← K-1·P
    KKij ← k1 - (wij)2·m1 -  $\frac{k_1 \cdot \text{Re}(u_1)}{u_0} + \frac{w_{ij} \cdot C_1 \cdot \text{Im}(u_1)}{u_0} + \frac{(w_{ij})^2 \cdot m_1 \cdot \text{Re}(u_1)}{u_0}$ 
    wCCij ← C1·wij -  $\frac{k_1 \cdot \text{Im}(u_1)}{u_0} - \frac{w_{ij} \cdot C_1 \cdot \text{Re}(u_1)}{u_0} + \frac{(w_{ij})^2 \cdot m_1 \cdot \text{Im}(u_1)}{u_0}$ 
    CCij ←  $\frac{wCC_{ij}}{w_{ij}}$ 
  (
    w
    KK
    wCC
    CC
    u
    K
    P
  )
```

w := Matrix₁

KK := Matrix₂

u := Matrix₅

wCC := Matrix₃

CC := Matrix₄

K := Matrix₆

P := Matrix₇

Επίλυση δεύτερης εξεταζόμενης διάταξης (εικόνα 5-5) για $n=5$ βαθμούς ελευθερίας και εννέα βασικές διατάξεις συνδεδεμένες εν σειρά.

```

k := (1.664 35.639 28.083 30.745 25.558 12.149 10.349 27.796 33.041)T
cc := (0.766 8.79 × 10-3 0.202 0.281 5.135 8.926 12.188 1.204 0)T
m := (9.66 × 10-5 1.559 0 0.776 6.691 18.132 21.194 0 0)T

tot := 18      n := 5      U0 := 1
matrix := for ij ∈ 1..tot
  for i ∈ 1..n
    for j ∈ 1..n
      Ki,j ← 0
      Pj ← 0
    s ← 1
  for i ∈ 2..n
    Ki,1 ← -ki - cci·wiji + mi·(wij)2
    K1,i ← -ki - cci·wiji + mi·(wij)2
    Ki,i ← ki + cci·wiji - mi·(wij)2 + ki+n-1 + cci+n-1·wiji - mi·(wij)2
  K1,1 ← ∑i=1n [ki + cci·wiji - mi·(wij)2]
  P1 ← U0·[k1 + cc1·wij1 - m1·(wij)2]
  u ← K-1·P
  KKij ← k1 - (wij)2·m1 -  $\frac{k_1 \cdot \text{Re}(u_1)}{U_0} + \frac{w_{ij} \cdot cc_1 \cdot \text{Im}(u_1)}{U_0} + \frac{(w_{ij})^2 \cdot m_1 \cdot \text{Re}(u_1)}{U_0}$ 
  wCCij ← cc1·wij -  $\frac{k_1 \cdot \text{Im}(u_1)}{U_0} - \frac{w_{ij} \cdot cc_1 \cdot \text{Re}(u_1)}{U_0} + \frac{(w_{ij})^2 \cdot m_1 \cdot \text{Im}(u_1)}{U_0}$ 
  CCij ←  $\frac{wCC_{ij}}{w_{ij}}$ 
  (
    w
    KK
    CC
    u
    wCC
    K
    P
  )

w := matrix1      KK := matrix2      CC := matrix3
u := matrix4      wCC := matrix5      K := matrix6      P := matrix7

```

Επίλυση τρίτης εξεταζόμενης διάταξης (εικόνα 5-6) .

$$k := \begin{pmatrix} 0.657758065 \\ 0.435529412 \\ 0.000002841 \\ 0.000001563 \end{pmatrix} \quad cc := \begin{pmatrix} 5.708569216 \\ 0.022220038 \\ 15.155260481 \\ 0.013805333 \end{pmatrix} \quad m := \begin{pmatrix} 0.377128632 \\ 0.001842622 \\ 26.286330685 \\ 0.000072096 \end{pmatrix}$$

tot := 18 F := 1

Matrix := for ij ∈ 1..tot

$$K \leftarrow \begin{bmatrix} k_1 + i \cdot cc_1 \cdot w_{ij} - m_1 \cdot (w_{ij})^2 & 0 & 0 & -k_1 \\ 0 & k_2 + i \cdot cc_2 \cdot w_{ij} - m_2 \cdot (w_{ij})^2 & 0 & -k_2 \\ 0 & 0 & k_3 + i \cdot cc_3 \cdot w_{ij} - m_3 \cdot (w_{ij})^2 & -k_3 \\ -k_1 & -k_2 & -k_3 & k_1 + k_2 + k_3 + k_4 + i \cdot cc_4 \cdot w_{ij} - m_4 \cdot (w_{ij})^2 \end{bmatrix}$$

for i ∈ 1..4

$P_i \leftarrow 0$

$P_4 \leftarrow F$

$u \leftarrow K^{-1} \cdot P$

$$KK_{ij} \leftarrow \frac{F \cdot \text{Re}(u_4)}{\text{Re}(u_4)^2 + \text{Im}(u_4)^2}$$

$$wCC_{ij} \leftarrow \frac{-F \cdot \text{Im}(u_4)}{\text{Re}(u_4)^2 + \text{Im}(u_4)^2}$$

$$\begin{pmatrix} KK \\ wCC \\ u \end{pmatrix}$$

KK := Matrix₁ wCC := Matrix₂ u := Matrix₃

Επίλυση μη γραμμικής διάταξης της περίπτωσης του εμπηγνυόμενου πασσάλου της εικόνας εξεταζόμενης διάταξης (εικόνα 5-23) .

```

f := 25      Tol := 0.4      p := 10000      n := 1
KK1 := 78000  KK2 := 400000  F0y := 125      dc := 10^-10
CC1 := 770    CC20 := 800    uy := F0y/KK2    Dt := Tol/p

matrix00 := for i ∈ 0..p
  
$$\begin{pmatrix} F0_i \leftarrow -F00 \sin(2 \cdot \pi \cdot f \cdot i \cdot Dt) \\ F0 \end{pmatrix}$$

F0 := matrix00

matrix1 := for i ∈ 0..p
  
$$\begin{pmatrix} u1_0 \leftarrow 0 \\ u0_0 \leftarrow 0 \\ z2_0 \leftarrow 0 \\ CC2_0 \leftarrow CC20 \\ u1_{i+1} \leftarrow \frac{Dt}{CC1} \cdot (F0_i - KK1 \cdot u1_i) + u1_i \\ u0_{i+1} \leftarrow \frac{Dt}{CC2_i} \cdot (F0_i - F0y \cdot z2_i) + (u0_i + u1_{i+1} - u1_i) \\ z2_{i+1} \leftarrow z2_i + \frac{[(u0_{i+1} - u1_{i+1}) - (u0_i - u1_i)]}{uy} \cdot \left[ 1 - (|z2_i|)^n \left[ \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \text{sign}[(u0_{i+1} - u1_{i+1}) - (u0_i - u1_i)] \cdot z2_i \right] \right] \\ CC2_{i+1} \leftarrow CC2_0 \left[ \frac{|z2_{i+1} - z2_i| + dc}{|(u0_{i+1} - u1_{i+1}) - (u0_i - u1_i)| + dc} \right]^{0.38} \\ \begin{pmatrix} u0 \\ u1 \\ CC2 \end{pmatrix} \end{pmatrix}$$


u00 := matrix1_0  u11 := matrix1_1  z2 := matrix1_2
matrix2 := for i ∈ 0..p - 1
  
$$\begin{pmatrix} u0_i \leftarrow u00_{i+2} \\ u1_i \leftarrow u11_{i+2} \\ \begin{pmatrix} u0 \\ u1 \end{pmatrix} \end{pmatrix}$$

u0 := matrix2_0  u1 := matrix2_1

```


Επίλυση μη γραμμικής διάταξης της περίπτωσης του εμπηγνυόμενου πασσάλου της εικόνας εξεταζόμενης διάταξης (εικόνα 5-29) .

```

f := 15      p := 10000  Tol :=  $\frac{1}{f} \cdot 4$       n := 0.07      dc :=  $10^{-10}$ 

Dt :=  $\frac{Tol}{p}$   F0y := 245  KK2 := 400000  CC1 := 2150  k := 5

F00 := F0y  $\frac{\%fortis}{100}$   M2 := 1  M1 := 1  wy :=  $\frac{F0y}{KK2} = 6.125 \times 10^{-4}$ 

KK1 :=  $\frac{76000 \cdot KK2}{KK2 - 76000} = 9.383 \times 10^4$   CC20 :=  $\frac{544 \cdot (M1 + M2)^2 - CC1 \cdot M2^2}{M1^2} = 26$ 

matrixF0 := for j ∈ 0..k
  for i ∈ 0..p
    F0i,j ← (F00)j · sin(2·π·f·i·Dt)
  (F0)

F0 := matrixF00

matrixu00 := for j ∈ 0..k
  for i ∈ 0..p
    u10,j ← 0
    u11,j ← 0
    u00,j ← 0
    u01,j ← 0
    z20,j ← 0
    CC20 ← CC20
    u1i+2,j ←  $\frac{Dt^2}{M1} (F0_{i,j} - KK1 \cdot u1_{i,j}) - \frac{CC1 \cdot Dt}{M1} (u1_{i+1,j} - u1_{i,j}) + 2 \cdot u1_{i+1,j} - u1_{i,j}$ 
    u0i+2,j ←  $\frac{Dt^2}{M2} (F0_{i,j} - F0y \cdot z2_{i,j}) - \frac{Dt \cdot CC2_i}{M2} [(u0_{i+1,j} - u0_{i,j}) - (u1_{i+1,j} - u1_{i,j})] + 2 \cdot u0_{i+1,j} - u0_{i,j} + u1_{i+2,j} - 2 \cdot u1_{i+1,j} + u1_{i,j}$ 
    z2i+1,j ←  $z2_{i,j} + \frac{[(u0_{i+1,j} - u1_{i+1,j}) - (u0_{i,j} - u1_{i,j})]}{wy} \cdot \left[ 1 - (|z2_{i,j}|)^n \left[ \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \text{sign}([(u0_{i+1,j} - u1_{i+1,j}) - (u0_{i,j} - u1_{i,j})] \cdot z2_{i,j})] \right] \right]$ 
    CC2i+1 ←  $CC2_0 \cdot \left[ \frac{|z2_{i+1,j} - z2_{i,j}| + dc}{|(u0_{i+1,j} - u1_{i+1,j}) - (u0_{i,j} - u1_{i,j})| + dc} \right]^{0.38}$ 
  (
    u0
    u1
    z2
  )

u00 := matrixu000  u11 := matrixu001  z22 := matrixu002

matrixu0 := for j ∈ 0..k
  for i ∈ 0..p
    (
      u0i,j ← u00i+2,j
      u1i,j ← u11i+2,j
    )
  (
    u0
    u1
  )

u0 := matrixu00  u1 := matrixu01

```

Αλγόριθμοι βελτιστοποίησης στο λογισμικό MATLAB

Βελτιστοποίηση πρώτης εξεταζόμενης διάταξης (εικόνα 5-6) για $n=2$ βαθμούς ελευθερίας και τρεις βασικές διατάξεις συνδεδεμένες εν σειρά.

```
function f = springs2mHi(x)
Es=50000; ps=2; Vs=400; d=1;
tot=20;
n=2;
U0=1;
for ij=1:tot
w(ij)=2*pi*ij/2;
KK0(ij)=1.2*Es;
CC0(ij)=6*((w(ij)*d)/Vs)^-0.25*ps*Vs*d;
for i=1:n
for j=1:n
KK(i,j)=0;
P(j)=0;
end
end
for i=1:n
KK(i,i)=x(i)+x(i+n+1)*1i*w(ij)-
x(i+2*n+2)*w(ij)^2+x(i+1)+x(i+1+n+1)*1i*w(ij)-x(i+1+2*n+2)*w(ij)^2;
end
for i=1:n-1
KK(i+1,i)=-x(i+1)-x(i+1+n+1)*1i*w(ij)+x(i+1+2*n+2)*w(ij)^2;
KK(i,i+1)=-x(i+1)-x(i+1+n+1)*1i*w(ij)+x(i+1+2*n+2)*w(ij)^2;
end
P(1)=U0*(x(1)+x(1+n+1)*1i*w(ij)-x(2*n+3)*w(ij)^2);
u=P/KK;
KKK(ij)=x(1)-x(1)*real(u(1))/U0+x(n+2)*w(ij)*imag(u(1))/U0-
(w(ij))^2*x(2*n+3)+(w(ij))^2*x(2*n+3)*real(u(1))/U0;
wCCC(ij)=x(n+2)*w(ij)-x(1)*imag(u(1))/U0-
x(n+2)*w(ij)*real(u(1))/U0+(w(ij))^2*x(2*n+3)*imag(u(1))/U0;
CCC(ij)=wCCC(ij)/w(ij);
end
f=(1/sqrt(tot))*norm((KKK-KK0)./KK0)+(1/sqrt(tot))*norm((CCC-
CC0)./CC0);
```

Βελτιστοποίηση δεύτερης εξεταζόμενης διάταξης (εικόνα 5-5) για $n=5$ βαθμούς ελευθερίας και εννέα βασικές διατάξεις συνδεδεμένες εν σειρά.

```
function f = parallila448(x)
Es=50000; ps=2; Vs=400; d=1;
tot=18;
n=5;
U0=1;
KK0=[matrix1];
CC0=[matrix2];
w=[matrix3];
for ij=1:tot
for i=1:n
for j=1:n
KK(i,j)=0;
P(j)=0;
end
end
```

```

end
for i=2:n
KK(i,1)=-x(i)-x(i+2*n-1)*w(ij)*1i+x(i+4*n-2)*(w(ij))^2;
KK(1,i)=-x(i)-x(i+2*n-1)*w(ij)*1i+x(i+4*n-2)*(w(ij))^2;
KK(i,i)=x(i)+x(i+2*n-1)*w(ij)*1i-x(i+4*n-2)*(w(ij))^2+x(i+n-1)+x(i+n-1+2*n-1)*w(ij)*1i-x(i+n-1+4*n-2)*(w(ij))^2;
end
K(1,1)=0;
for i=1:n
KK(1,1)=KK(1,1)+x(i)+x(i+2*n-1)*w(ij)*1i-x(i+4*n-2)*(w(ij))^2;
end
P(1)=U0*(x(1)+x(1+2*n-1)*w(ij)*1i-x(1+4*n-2)*(w(ij))^2);
u=P/KK;
KKK(ij)=x(1)-x(1)*real(u(1))/U0+x(2*n)*w(ij)*imag(u(1))/U0-
(w(ij))^2*x(4*n-1)+(w(ij))^2*x(4*n-1)*real(u(1))/U0;
wCCC(ij)=x(2*n)*w(ij)-x(1)*imag(u(1))/U0-
x(2*n)*w(ij)*real(u(1))/U0+(w(ij))^2*x(4*n-1)*imag(u(1))/U0;
CCC(ij)=wCCC(ij)/w(ij);
end
f=(1/sqrt(tot))*norm((KKK-KK0')./KK0')+(1/sqrt(tot))*norm((CCC-
CC0')./CC0');

```

Βελτιστοποίηση τρίτης εξεταζόμενης διάταξης (εικόνα 5-6) .

```

function f = aploparallilakcm345(x)
tot=18;
KKK0=[matrix1];
CCC0=[matrix2];
ww=[matrix3];
for ij=1:tot
w(ij)=ww(ij);
KK0(ij)=KKK0(ij);
CC0(ij)=CCC0(ij);
K(1,1)=x(1)+i*x(5)*w(ij)-x(9)*(w(ij))^2;
K(2,1)=0;
K(3,1)=0;
K(4,1)=-x(1);
K(1,2)=0;
K(1,3)=0;
K(1,4)=-x(1);
K(2,2)=x(2)+i*x(6)*w(ij)-x(10)*(w(ij))^2;
K(3,3)=x(3)+i*x(7)*w(ij)-x(11)*(w(ij))^2;
K(4,4)=x(1)+x(2)+x(3)+x(4)+i*x(8)*w(ij)-x(12)*(w(ij))^2;
K(2,3)=0;
K(2,4)=-x(2);
K(3,2)=0;
K(3,4)=-x(3);
K(4,2)=-x(2);
K(4,3)=-x(3);
P(1)=0;
P(2)=0;
P(3)=0;
P(4)=F;
u=inv(K)*P';
KKK(ij)=(F*real(u(4)))/((real(u(4)))^2+(imag(u(4)))^2);
wCCC(ij)=(-F*imag(u(4)))/((real(u(4)))^2+(imag(u(4)))^2);
end
f=(1/sqrt(tot))*norm((KKK-KK0')./KK0')+(1/sqrt(tot))*norm((wCCC-
CC0')./CC0');

```


Βιβλιογραφία

Abbiss, C., 1986. The effects of damping on the interpretation of geophysical measurements.

Alpan, 1970. Geotechnical properties of soils. *Earth Science Review*.

Anoyatis, G Mylonakis, G. (2012). Dynamic Winkler modulus for axially loaded piles, *Geotechnique* 62, No 6, 521-536

Aviles, J. & Perez-Rocha, L., 1998. "Effects of foundation embedment during building-soil interaction",. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27 (12), 1523–1540.

Bolton, M. & Wilson, J., 1990. Soil stiffness and damping.

Bringreave, R., Kappert, M. & Bonnier, P., 2007. Hysteretic damping in a small strain stiffness model. *Proc.NUMOG*.

Celebi, M., 2000. Radiation samping observed from seismic responses of buildings. *12WCEE*.

Das, B., 1995. Fundamentals of soil dynamics. *Elsevier*.

Davidson, H., 1982. *Laterally loaded drilled pier research*, Pennsylvania: Gai Consultans, Inc.: Electric Power Research Institute.

Dobry, R. & Gazetas, G., 1986. Dynamic response of arbitrary shaped foundations. *J Geotech Eng , ASCE*, 112(2), pp. 109-135.

Fotopoulou, M., Konstantopoulos, P., Gazetas, G. & Tassoulas, J., 1989. Rocking damping of arbitrarily-shaped embedded foundations. *J Geotech Eng ASCE*, Issue 115, pp. 473-489.

Gadre, A. & Dobry, R., 1998. Lateral cyclic loading centrifuge tests on square embedded footing. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE*, Issue 124, pp. 1128-1138.

Gazetas, G., 1982. Vibrational characteristics of soil deposits with variable wave velocity. *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Τόμος 6.

Gazetas, G., 1983. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *Soil Dyn Earthquake Eng*, Τόμος 2, pp. 2-42.

Gazetas, G., 1987. Simple Physical Methods for Foundation Impedance. Στο: E. A. Science, επιμ. *Dynamic Behavior of Foundations and Buried Structures*. s.l.:s.n.

Gazetas, G., 1991. Foundation Vibrations. *Foundation Engineering Handbook*.

Gazetas, G. & Apostolou, M., 2004. Nonlinear soil–structure interaction: foundation uplift and soil yielding. *odorovska M., Celebi M., editors, Proceedings of the 3rd US–Japan workshop on soil–structure interaction, USGS, Menlo Park, CA*.

Gazetas, G. & Tassoulas, J., 1987. Horizontal damping of arbitrarily embedded foundations. *J. Geotech Eng ASCE*, Issue 113, pp. 458-475.

Gazetas, G. & Tassoulas, J., 1987. Horizontal stiffness of arbitrarily shaped embedded foundations. *J. Geotech Eng ASCE*, Issue 113, pp. 440-457.

Gerolymos, N. & Gazetas, G., 2006. Winkler model for lateral response of rigid caisson foundations in linear soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Τόμος 26, pp. 347-361.

Hardin & Black, 1969. Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. *Proc.ASCE: Journal of soil mechanics and foundations division*, pp. 1531-1537.

Hardin & Drnevich, 1972. Shear modulus and damping in soil. *Proc.ASCE: Journal of the soil mechanics and foundation divisions*, pp. 1531-1537.

Houlsby, T., Kelly, R. B., Huxtable, J. & Byrne, B. W., 2005. Field trials of suction caissons in clay for offshore wind turbine foundations. *Geotechnique*, Τόμος 5, pp. 287-296.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F. & Takagi, Y., 1978. Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading.

- Kausel, E. & Roesset, J., 1975. Dynamic stiffness of circular foundations. *J Eng Mech Div ASCE*, Τόμος 6, pp. 770-785.
- Kausel, E. & Rosset, J., 1975. Dynamic stiffness of circular foundations. *J. eng Mech Div, ASCE*, Τόμος 101(6), pp. 110-85.
- Kramer, S., 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. s.l.:s.n.
- Kuhlemeyer, R. & Lysmer, J., 1973. Finite element method accuracy for wave propagation problems. *J. Soil Mech. And Foundations*, Τόμος Div. ASCE, 99(SM5), pp. 421-427.
- Luco, L., 1974. Impedance functions for a rigid foundations on a layered medium. *Nud Eng Des*, Issue 31, pp. 204-217.
- Lysmer, J. & Kuhlmeier, R., 1969. Finite dynamic model for infinite media.
- Mylonakis, G., 2001. Elastodynamic model for large diameter end bearing shafts. *Soil Found*, 3(41), pp. 31-44.
- Ostadan, F., Deng, N. & Roesset, M., 2004. *Estimating Total System Damping for Soil-Structure Interaction Systems*. s.l., s.n.
- Pitilakis, K. D., 2010. *Geotechnical Earthquake Engineering*. s.l.:s.n.
- PLAXIS3D, 2012. *Material Models*. Delft, The Netherlands: Plaxis b.v..
- PLAXIS3D, 2012. *Scientific Manual*. Delft, The Netherlands: Plaxis b.v..
- Potts, D. M. & Zdravkovic, L., 1999. *Finite element analysis in geotechnical engineering, theory*. s.l.:s.n.
- Varun, 2006. *A simplified model for lateral response of caisson foundations*, s.l.: s.n.
- Varun, Assimaki, D. & Gazetas, G., 2009. A simplified model for lateral response of large diameter caisson foundations - Linear elastic formulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(2), pp. 268-291.
- Wong, H. & Luco, J., 1985. Tables of impedance functions for square foundation on layered media. *Soil Dyn Earthquake Eng*, Τόμος 4, pp. 64-68.

