

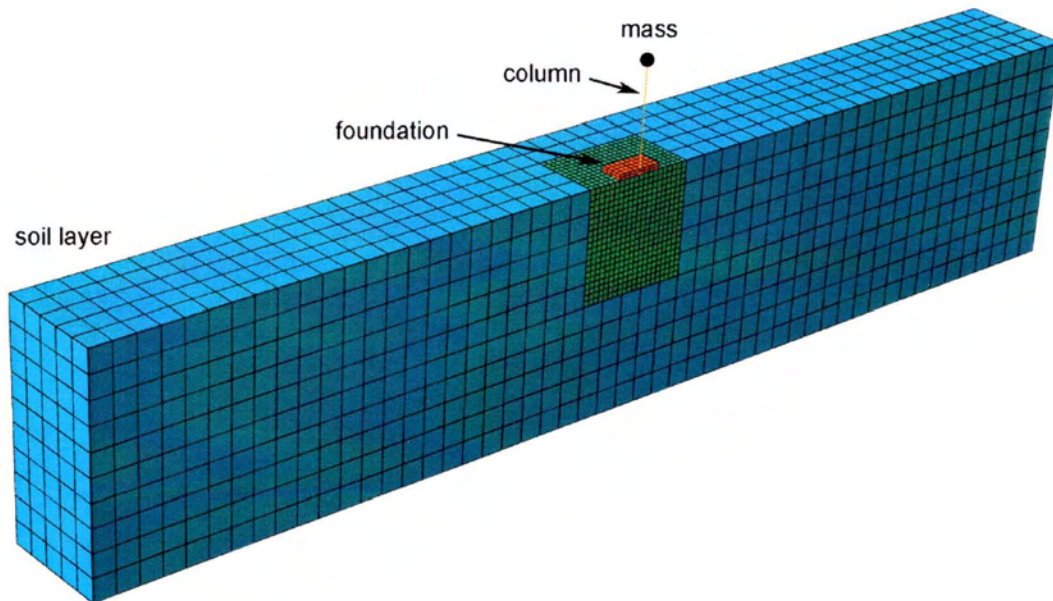


Μη-γραμμική δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής ενός βαθμού ελευθερίας

Διπλωματική εργασία

Αικατερίνης Παπαλεξανδρή

Επιβλέπων : Παναγιώτης Ντακούλας



Οκτώβριος 2013



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»

Αριθ. Εισ.: 12104/1
Ημερ. Εισ.: 28-11-2013
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ
2013
ΠΑΠ

Περιεχόμενα

Περίληψη	3
----------------	---

ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	5
----------------------	----------

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	8
--	----------

1.1 Δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής	8
---	---

1.2 Ανασκόπηση διαθέσιμων μεθόδων επίλυσης του προβλήματος	10
--	----

1.2.1 Κλασσικές μέθοδοι επίλυσης	10
--	----

1.2.2 Επίλυση με τη μέθοδο Veletsos et al (1974, 1975, 1977)	16
--	----

1.2.3 Επίλυση με τη μέθοδο του Wolf (1985).....	19
---	----

1.2.4 Προτεινόμενη ακριβής διαδικασία επίλυσης Μαραβάς κ.ά.(2006)	21
---	----

1.2.5 Μέθοδοι ανάλυσης σύνθετων προβλημάτων δυναμικής αλληλεπίδρασης	28
--	----

1.2.5.1 Απευθείας εν χρόνω ολοκλήρωση.....	28
--	----

1.2.5.2 Μέθοδος επαλληλίας της κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης ..	33
--	----

1.3 Μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής.....	36
---	----

1.3.1 Σημασία της θεώρησης της μη γραμμικής απόκρισης εδάφους-θεμελίωσης στο σχεδιασμό	36
--	----

1.3.2 Λικνισμός επιφανειακού θεμελίου σε ενδόσιμο έδαφος.....	38
---	----

1.3.2.1 Ελαστικό έδαφος.....	39
------------------------------	----

1.3.2.2 Ανελαστικό έδαφος.....	40
--------------------------------	----

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ..	42
--	-----------

2.1 Στόχος	42
------------------	----

2.2 Περιγραφή του αριθμητικού μοντέλου	42
--	----

2.3 Σεισμική διέγερση	46
-----------------------------	----

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	51
3.1 Σημαντικές Παράμετροι	51
3.2 Τυπικά αποτελέσματα	53
3.2.1 Θεμέλιο χωρίς ανασήκωμα επαφής	53
3.2.2 Θεμέλιο με ανασήκωμα επαφής	58
3.3 Θεμέλιο χωρίς ανασήκωμα επαφής : Επίδραση της δυσκαμψίας του εδάφους.....	63
3.4 Σύγκριση των αποτελεσμάτων	66
3.5 Επίδραση της σεισμικής έντασης	68
3.6 Επίδραση της ανελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους θεμελιώσεως	71
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	73
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....	75

Περίληψη

Η γνώση πάνω στο θέμα της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής έχει προέλθει κυρίως από μελέτες απλών κατασκευών εδραζόμενων σε επιφανειακές θεμελιώσεις, κατά τη διάρκεια των τελευταίων σαράντα ετών. Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται οι διαθέσιμες μέθοδοι επίλυσης του προβλήματος με έμφαση στις λύσεις των Veletsos & Meek (1974), Veletsos & Nair (1975), Veletsos (1977) και Wolf (1985), που είναι προσανατολισμένες στο σχεδιασμό συστημάτων εδάφους-κατασκευής. Επίσης παρουσιάζεται ένας νέος τρόπος υπολογισμού της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και του λόγου απόσβεσής του συστήματος εδάφους – κατασκευής (Μαράβας κ.ά, 2006).

Στόχος αυτής της εργασίας είναι η διερεύνηση της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής στην δυναμική απόκριση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, ο οποίος θα μπορούσε να προσομοιώσει ικανοποιητικά μια κατασκευή όπως π.χ ένα βάθρο γέφυρας. Για το σκοπό αυτό το σύστημα εδάφους-θεμελίου-ανωδομής προσομοιώνεται στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS [1]. Το σύστημα που προσομοιώνεται αποτελείται από ένα στρώμα εδάφους κάτω από το οποίο υπάρχει ενδόσιμος βράχος. Στην επιφάνεια του εδαφικού στρώματος υπάρχει το θεμέλιο ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, που αποτελείται από ένα υποσύλωμα ύψους h , και δυσκαμψίας k , στην κορυφή του οποίου υπάρχει μία μάζα m . Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς της βάσης του πέδιλου χρησιμοποιούνται δύο διαφορετικές παραδοχές: πλήρης συγκόλληση του πέδιλου με το έδαφος ή υπάρχει η δυνατότητα ανασηκώματος και ολίσθησης του θεμελίου.

Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν εξετάζονται 6 διαφορετικές ιδιοπεριόδοι του ταλαντωτή. Για την κατανόηση των παραμέτρων που επηρεάζουν την δυναμική συμπεριφορά του μονοβάθμιου ταλαντωτή λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου οι αναλύσεις έγιναν εξετάζοντας 2 τιμές ταχύτητας διατμητικών κυμάτων $V_s = 200$ και 300 m/s , 4 τιμές έντασης της σεισμικής διέγερσης $0.24g$, $0.35g$, $0.47g$ και $0.7g$ καθώς και 2 περιπτώσεις γραμμικού ελαστικού και μη γραμμικού με ελαστοπλαστική συμπεριφορά εδάφους.

Τα κύρια αποτελέσματα που διερευνήθηκαν αφορούν τις χρονοϊστορίες και τα φάσματα Fourier της απόλυτης επιταχύνσης και μετατόπισης σε χαρακτηριστικά

σημεία του συστήματος, όπως είναι η μάζα του ταλαντωτή, η βάση της θεμελίωσης και ένα σημείο στην επιφάνεια του εδάφους που θεωρείται ως ελεύθερο πεδίο.

Από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής εξαρτάται από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής και το συχνотικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης αφού μπορεί να οδηγήσει σε μικρότερη ή μεγαλύτερη απόκριση.
- Η δυνατότητα ανασηκώματος του θεμελίου μειώνει γενικά σημαντικά την απόκριση της κατασκευής καθώς γίνεται φιλτράρισμα των υψηλών συχνοτήτων της διέγερσης.
- Η αύξηση της έντασης της σεισμικής δόνησης οδηγεί σε αύξηση της απόκρισης αλλά με ταυτόχρονη σημαντική μείωση του συντελεστή δυναμικής μεγέθυνσης
- Η ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης οδηγεί σε σημαντική μείωση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην κατασκευή λόγω της ανάλωσης ενέργειας υπό μορφή υστερητικής απόσβεσης.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Παρά την εκτεταμένη έρευνα τα τελευταία σαράντα έτη, ο ρόλος της αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής στην σεισμική απόκριση κατασκευών που εδράζονται σε εύκαμπτο έδαφος είναι ακόμα αμφισβητούμενος. Το αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης σε κτίρια με επιφανειακές θεμελιώσεις είναι σαφώς κατανοητό: η θεμελιώδης περίοδος και η απόσβεση του συστήματος εδάφους - κατασκευής είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες τιμές της ίδιας κατασκευής θεμελιωμένης σε άκαμπτο βράχο.

Αν ο σχεδιασμός της κατασκευής γίνεται με βάση το φάσμα απόκρισης της επιτάχυνσης, το αποτέλεσμα της αύξησης της περιόδου και της απόσβεσης οδηγεί κατά κανόνα σε μείωση της τέμνουσας βάσης σχεδιασμού. Για το λόγο αυτό η παράλειψη της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής προτείνεται σε πολλούς σεισμικούς κώδικες σαν μια συντηρητική απλοποίηση που υποθετικά οδηγεί σε μεγαλύτερα περιθώρια ασφαλείας, τουλάχιστον για τις συνήθεις κατασκευές.

Παρόλα αυτά, η σημασία της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής έχει αναγνωριστεί από πολλούς ερευνητές (Veletsos & Meek, 1974; Wolf, 1985; Aviles & Rocha, 1996; Mylonakis & Gazetas, 2000). Γενικά δεν μπορεί να αγνοηθεί και κάθε περίπτωση θα πρέπει να εξετάζεται χωριστά (ακόμα και για συνήθεις κατασκευές) για τους ακόλουθους λόγους :

- i.** Αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής είναι ότι μπορεί να προκαλέσει υπερβολικές μετατοπίσεις στην κατασκευή (αυτό θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για τις γειτονικές κατασκευές).
- ii.** Η διαφορετική σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής σε όρους τάσεων μπορεί σε ορισμένες περιπτώσεις να είναι επιζήμια για την κατασκευή, όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα διάφορων σεισμών π.χ. Μεξικό (1985), Kobe (1995) και Βουκουρέστι (1977).

Σκοπός της εργασίας

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι να μελετήσει τα αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής στην δυναμική απόκριση συστημάτων ενός βαθμού ελευθερίας τα οποία θεμελιώνονται σε επιφανειακά θεμέλια. Τα αποτελέσματα αυτά εκφράζονται σε όρους μέγιστης σχετικής μετατόπισης και μέγιστης επιτάχυνσης στην κορυφή ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή ο οποίος αποτελεί το προσομοίωμα της κατασκευής.

Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν λαμβάνονται υπόψη :

- Η δυσκαμψία του εδάφους, εξετάζονται δύο περιπτώσεις ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων $V_s=200\text{m/s}$ και $V_s=300\text{m/s}$.
- Η ιδιοπερίοδος και η δυσκαμψία της κατασκευής εξετάζοντας έξι περιόδους που αντιστοιχούν στην πρώτη ιδιοπερίοδο από κτίρια με έναν έως έξι ορόφους, αντίστοιχα, ή εναλλακτικά σε έξι βάθρα γεφυρών διαφορετικού ύψους.
- Η ένταση της σεισμικής διέγερσης εξετάζοντας τέσσερις διαφορετικές τιμές.
- Ο μηχανισμός αποκόλλησης και ανασηκώματος του θεμελίου από το έδαφος λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμικότητα του εδάφους στη λικνιστική απόκριση της θεμελίωσης.
- Η μη γραμμικότητα του εδάφους συγκρίνοντας δύο περιπτώσεις ελαστικού και ανελαστικού εδάφους.

Στο 1^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται το πρόβλημα της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής και μια βιβλιογραφική ανασκόπηση των διαθέσιμων μεθόδων επίλυσης του.

Στο 2^ο κεφάλαιο περιγράφεται το αριθμητικό προσομοίωμα και η σεισμική διέγερση που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις.

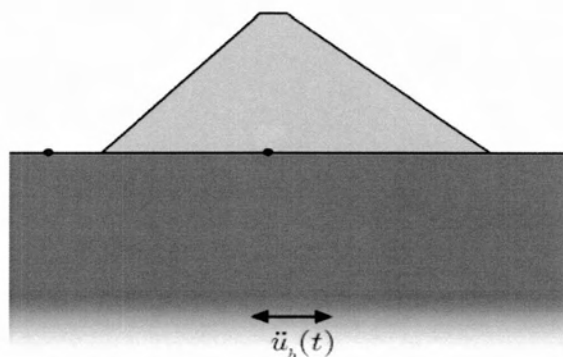
Στο 3^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν και τα αποτελέσματα που προέκυψαν από αυτές

Στο 4^ο κεφάλαιο παρατίθενται τα κυριότερα συμπεράσματα της εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

1.1 Δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής

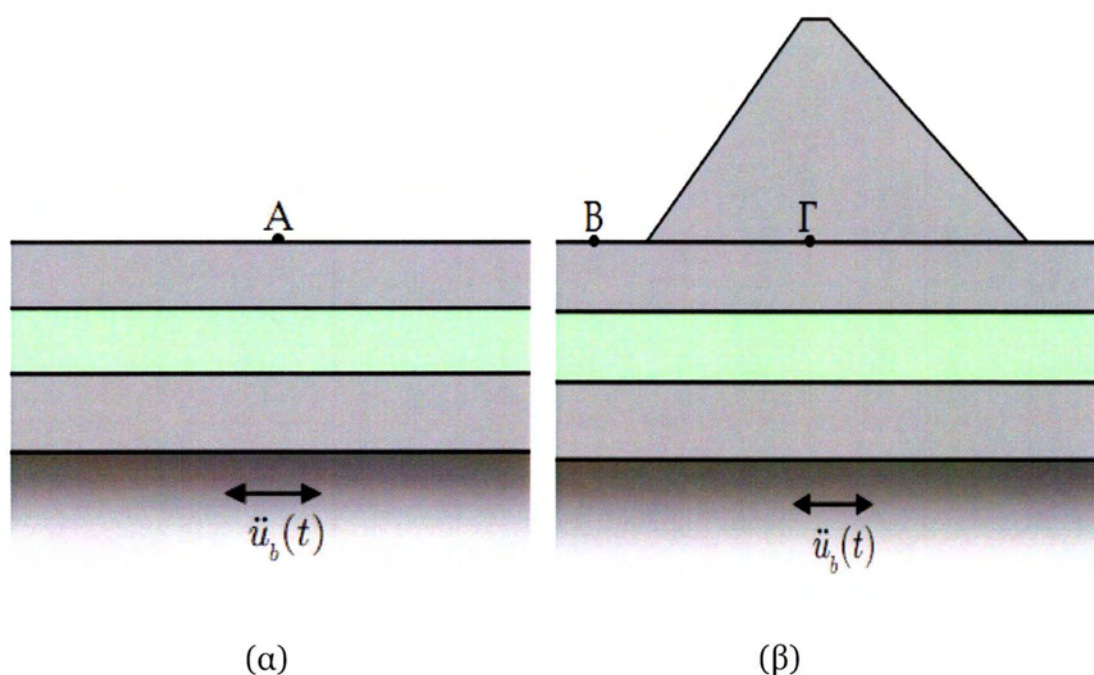
Όταν μια κατασκευή που είναι θεμελιωμένη σε βράχο υπόκειται σε σεισμό τότε η κίνηση στο βράχο είναι πρακτικά ίδια με την κίνηση στο ελεύθερο πεδίο, εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας του βράχου. Δεν επηρεάζεται δηλαδή από την παρουσία της κατασκευής (Σχήμα 1.1).



Σχήμα 1.1 Κατασκευή θεμελιωμένη σε βράχο

Η σεισμική απόκριση της ίδιας κατασκευής θα ήταν διαφορετική αν θεμελιωνόταν σε έναν εύκαμπτο εδαφικό σχηματισμό (Σχήμα 1.2β). Αρχικά η θεμελίωση της κατασκευής δεν είναι δυνατόν να ακολουθήσει τις παραμορφώσεις του πιο εύκαμπτου εδάφους όπως αυτές θα συνέβαιναν στο ελεύθερο πεδίο (κινηματική αλληλεπίδραση) και επομένως η κίνηση στη βάση της κατασκευής θα διαφέρει από αυτή στο ελεύθερο πεδίο (Σχήμα 1.2α). Οι παραμορφώσεις αυτές αποτελούν την φόρτιση της κατασκευής, αφού η κατασκευή αναγκάζεται να ακολουθήσει την κίνηση των εδαφικών σημείων επαφής. Με τη σειρά της η κίνηση της κατασκευής γεννάει αδρανειακές δυνάμεις και ροπές, που οφείλονται στη μάζα της κατασκευής και της θεμελίωσης και επιβάλλουν πρόσθετη δυναμική φόρτιση στο έδαφος ενώ ταυτόχρονα πρόσθετα κύματα πηγάζουν από τις διεπιφάνειες θεμελίου – εδάφους. Ως αποτέλεσμα, η θεμελίωση και η ανωδομή υπόκεινται σε πρόσθετες δυναμικές μετατοπίσεις, που γεννούν νέες αδρανειακές δυνάμεις και ροπές (αδρανειακή αλληλεπίδραση).

Η σεισμική απόκριση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη σε παραμορφώσιμο έδαφος διαφέρει από αυτήν μιας κατασκευής σε βράχο και για έναν ακόμη λόγο : ένα σημαντικό μέρος της δυναμικής ενέργειας διαχέεται στο έδαφος θεμελίωσης με ακτινοβολία μέσω των κυμάτων που δημιουργούνται στη βάση της κατασκευής. Συνεπώς ακόμα και στην περίπτωση που το έδαφος είναι ιδανικά γραμμικό – ελαστικό πάλι η απόκριση της κατασκευής θα είναι αποσβενυόμενη. Η απόσβεση ακτινοβολίας παίζει ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στην μείωση της δυναμικής απόκρισης συστημάτων εδάφους - κατασκευής. Επιπλέον, επειδή το έδαφος είναι έντονα ανελαστικό (μη – γραμμικό) υλικό εμφανίζεται πρόσθετη απόσβεση λόγω της υστερητικής συμπεριφοράς του. Οι παραπάνω απώλειες ενέργειας δεν εμφανίζονται αν η κατασκευή είναι θεμελιωμένη σε άκαμπτη βάση.



Σχήμα 1.2 (α) Εδαφικός σχηματισμός στο ελεύθερο πεδίο και (β) Κατασκευή θεμελιωμένη σε εδαφικό σχηματισμό

Το φαινόμενο αυτό κατά το οποίο σε ένα σύστημα εδάφους – κατασκευής η σεισμική απόκριση του εδάφους επηρεάζει την απόκριση της κατασκευής και αντίστροφα αναφέρεται ως δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής.

Ο βαθμός της αλληλεπίδρασης ενός συστήματος εδάφους – κατασκευής εξαρτάται από τα δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους και της κατασκευής καθώς και από τα χαρακτηριστικά της διέγερσης και θα πρέπει να διερευνηθεί για κάθε σύστημα ξεχωριστά.

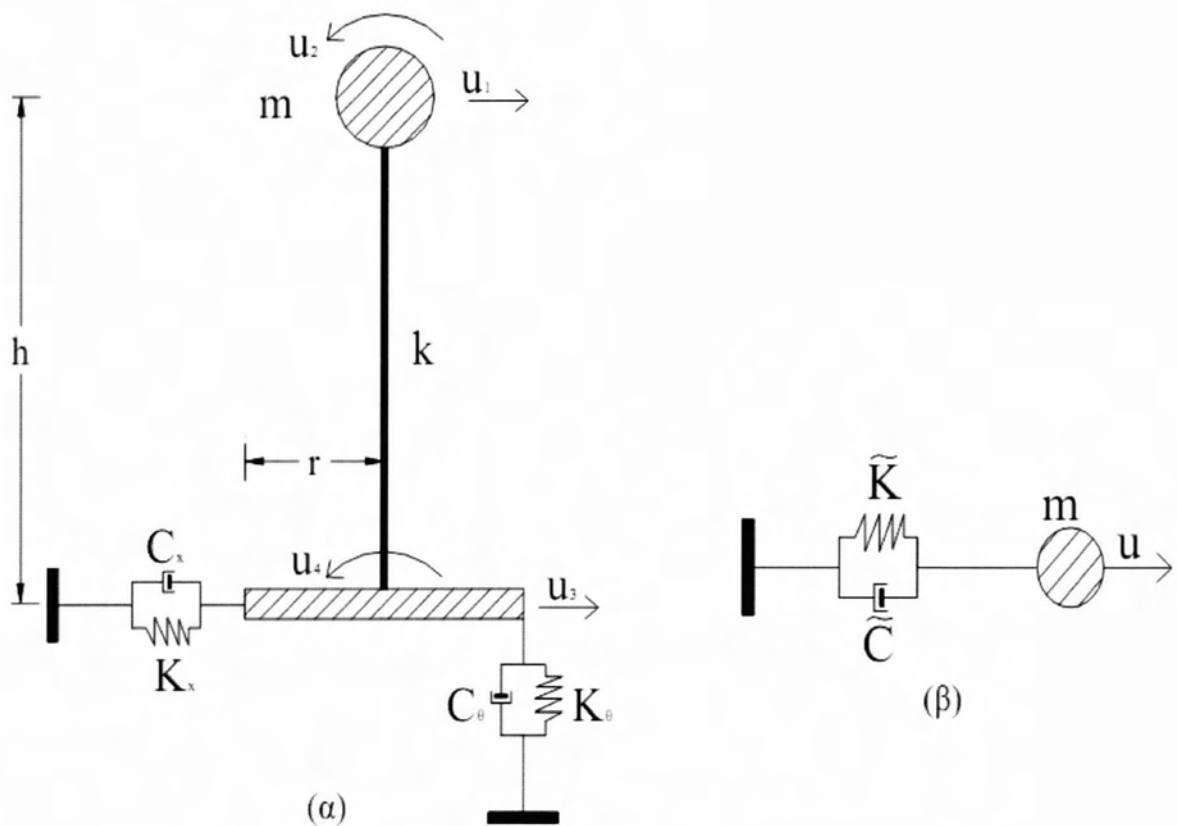
1.2 Ανασκόπηση διαθέσιμων μεθόδων επίλυσης του προβλήματος

Η κλασική προσέγγιση για την δυναμική ανάλυση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στοχεύει στην αντικατάσταση της πραγματικής κατασκευής με ένα ισοδύναμο σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας, το οποίο εδράζεται σε ελατήρια και αποσβεστήρες εξαρτώμενα από τη συχνότητα διέγερσης. Τα ελατήρια αντιστοιχούν στην δυσκαμψία του εδαφικού υλικού ενώ οι αποσβεστήρες αντιστοιχούν στην απόσβεση του. Αυτό το προσομοίωμα έχει υιοθετηθεί από πολλούς ερευνητές διεθνώς (Parmelee, 1967; Veletsos & Meek, 1974; Veletsos & Nair, 1975; Veletsos, 1977; Jennings & Bielak, 1973; Wolf, 1985; Aviles et al, 1996; 1998). Παρακάτω γίνεται μια σύντομη αναφορά σε διαθέσιμες μεθόδους, οι οποίες οδηγούν σε αναλυτική επίλυση του προβλήματος της αλληλεπίδρασης. Με βάση αυτές τις μεθόδους παρουσιάζεται, μια νέα, πιο ακριβής και άμεση μεθοδολογία για την επίλυση του προβλήματος (Μαραβάς κ.ά, 2006).

1.2.1 Κλασικές μέθοδοι επίλυσης

Το σύστημα που μελετάται παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.3. Αποτελείται από έναν απλό ταλαντωτή εδραζόμενο σε εύκαμπτη βάση. Το σύστημα αυτό, ενός δυναμικού βαθμού ελευθερίας, αντιστοιχεί είτε σε μια μονώροφη κατασκευή, είτε σε μια πολυώροφη κατασκευή της οποίας η μάζα συγκεντρώνεται στο σημείο δράσης της συνισταμένης των αδρανειακών δυνάμεων. Το προσομοίωμα αποτελείται από μια γραμμικά ελαστική κατασκευή με μάζα m , ύψος h , συνολική πλευρική δυσκαμψία k και λόγο απόσβεσης ζ , η οποία θεμελιώνεται σε κυκλικό άκαμπτο θεμέλιο ακτίνας r . Το έδαφος θεμελίωσης θεωρείται πως αποτελείται από ένα ομοιογενές, ιξωδοελαστικό υλικό, το οποίο χαρακτηρίζεται από το μέτρο ελαστικής διάτμησης G_s , την πυκνότητα του ρ_s , τον λόγο του Poisson ν_s , και τον λόγο υστερητικής απόσβεσης ζ_s . Οι σταθερές ελατηρίων K_x και K_θ

αντιστοιχούν στην δυσκαμψία της θεμελίωσης για μεταφορική και λικνιστική κίνηση αντίστοιχα. Οι σταθερές C_x και C_θ εκφράζουν την απόσβεση ενέργειας λόγω ακτινοβολίας των κυμάτων που δημιουργούνται στην επιφάνεια επαφής θεμελίου-ελαστικού ημίσφαιρου (γεωμετρική απόσβεση) καθώς και λόγω υστερητικής φύσης του εδαφικού υλικού.



Σχήμα 1.3 (α) Διακριτό προσομοίωμα συστήματος εδάφους-κατασκευής
(β) Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής

Η δυναμική δυσκαμψία $K^*(\omega)$ για κάθε βαθμό ελευθερίας του συστήματος ορίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση :

$$K^*(\omega) = K + i\omega C = K(1 + 2i\zeta) \quad (1.1)$$

όπου K είναι το πραγματικό μέρος της δυναμικής δυσκαμψίας, ωC είναι το φανταστικό μέρος της δυναμικής δυσκαμψίας, ω είναι η κυκλική συχνότητα της εξωτερικής διέγερσης και i είναι η φανταστική μονάδα. Επίσης ζ είναι μια παράμετρος που εκφράζει απώλεια ενέργειας και είναι ανάλογη με το συντελεστή ιξώδους απόσβεσης ενός απλού ταλαντωτή.

$$\zeta(\omega) = \frac{Im(K^*)}{2Re(K^*)} = \frac{\omega C}{2K} \quad (1.2)$$

Για το προσομοίωμα του Σχήματος 1.3α, τα ελατήρια και οι αποσβεστήρες που χρησιμοποιούνται για το θεμέλιο, μπορούν να εκφραστούν με βάση τους τύπους που πρότειναν οι Veletsos και Meek (1974):

$$K_\chi = \alpha_\chi K_{st}, \quad K_\theta = \alpha_\theta K_{st} \quad (1.3)$$

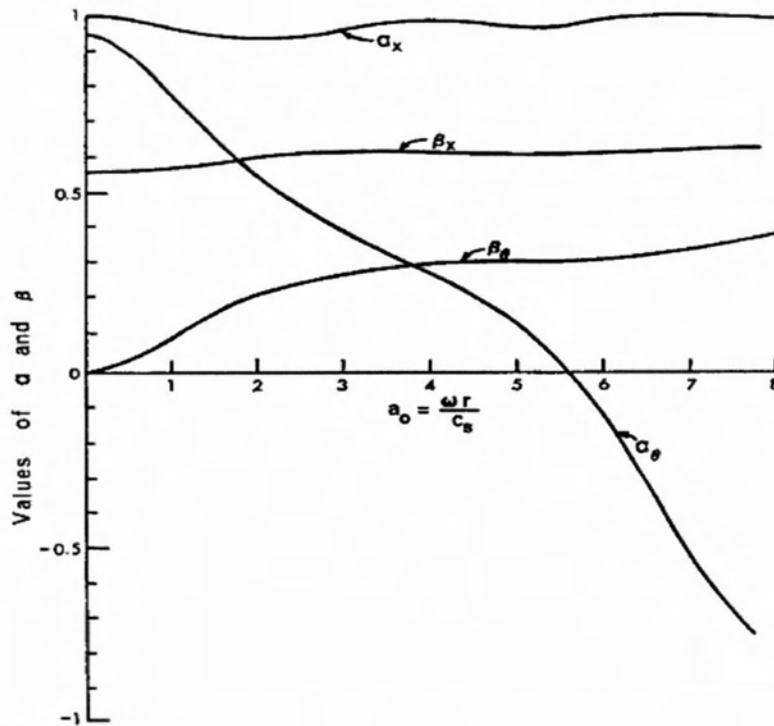
$$C_\chi = \chi_\chi \frac{K_{st} r}{V_s}, \quad C_\theta = \chi_\theta \frac{K_{st} r}{V_s} \quad (1.4)$$

όπου V_s είναι η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στον εδαφικό ημίχωρο και K_{st} είναι η στατική οριζόντια ή μεταφορική δυσκαμψία του θεμελίου, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$K_{st} = \frac{8}{2-\nu_s} G_s r \quad (1.5)$$

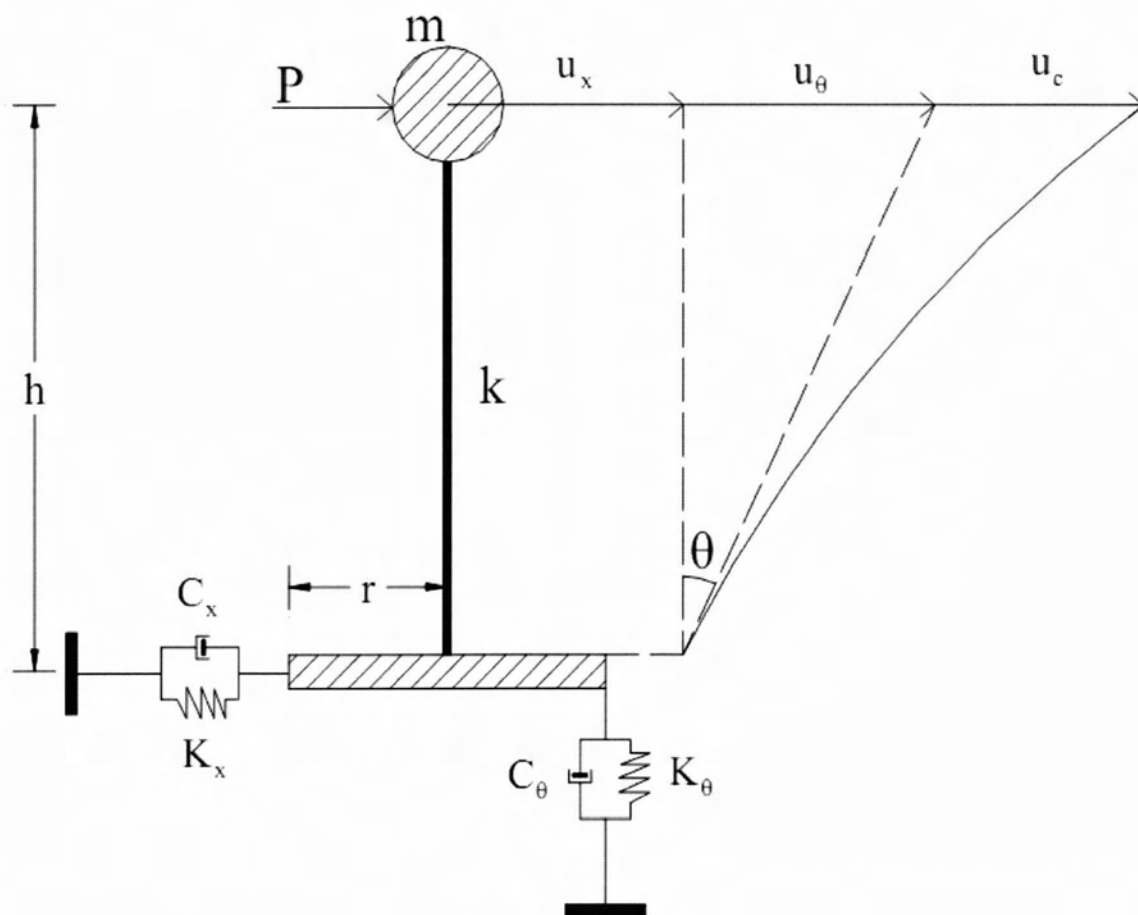
Οι όροι α_χ , α_θ , χ_χ και χ_θ δηλώνουν αδιάστατους συντελεστές που εξαρτώνται από τον λόγο Poisson του εδαφικού υλικού και από την επίσης αδιάστατη συχνότητα:

$$a_o = \frac{\omega r}{V_s} \quad (1.6)$$



Σχήμα 1.4. Αδιάστατοι συντελεστές για ελαστικό ημιχώρο με $\nu=0.45$ (όπου $\beta_x=\chi_x$ και $\beta_\theta=\chi_\theta$)

Υπό σεισμική διέγερση, το σύστημα εδάφους-κατασκευής παραμορφώνεται όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.5. Η μεταφορική κίνηση της μάζας σε σχέση με το έδαφος αποτελείται από τρία μέρη: (1) την οριζόντια μετακίνηση λόγω της πλευρικής κίνησης του θεμελίου u_x , (2) την οριζόντια μετακίνηση λόγω της λικνιστικής κίνησης του θεμελίου u_θ και (3) της οριζόντιας παραμόρφωσης της κατασκευής u_c .



Σχήμα 1.5. Διάγραμμα ελευθέρου σώματος για το σύστημα εδάφους-κατασκευής

Με βάση αυτούς τους ορισμούς, η δυναμική δυσκαμψία του συστήματος (Σχήμα 1.5) μπορεί να οριστεί ως εξής :

$$\tilde{K}^* \equiv \frac{P}{u_x + u_\theta h + u_c} = \tilde{K} (1 + 2i\tilde{\zeta}) \quad (1.7)$$

Όπου \tilde{K} και $\tilde{\zeta}$ δηλώνουν την συνολική δυσκαμψία και απόσβεση του συστήματος στο ύψος h .

Παράμετροι του προβλήματος

Η δυναμική απόκριση του συστήματος εδάφους – κατασκευής εξαρτάται από τις μηχανικές ιδιότητες της θεμελίωσης, του εδάφους και της κατασκευής καθώς και από τα χαρακτηριστικά της διέγερσης. Η επίδραση των παραπάνω παραγόντων μπορεί να εκφραστεί από αδιάστατες παραμέτρους (Veletsos et al, 1974, 1975, 1977)

Οι τρεις πιο σημαντικές παράμετροι του προβλήματος είναι:

1. Η παράμετρος κύματος $\sigma = \frac{V_s}{f_c h}$ (1.8)

Όπου f_c η φυσική ιδιοσυχνότητα της πακτωμένης κατασκευής. Η παράμετρος κύματος μπορεί να θεωρηθεί ως ένα μέτρο της σχετικής δυσκαμψίας μεταξύ της κατασκευής και του εδάφους θεμελίωσης.

2. Ο λόγος h/r του ύψους της κατασκευής προς την ακτίνα θεμελίωσης.
3. Η σχέση f_e/f_c μεταξύ της ιδιοσυχνότητας της διέγερσης και της φυσικής ιδιοσυχνότητας της πακτωμένης κατασκευής.

Άλλες τέσσερις παράμετροι χρειάζονται για να χαρακτηριστεί το σύστημα τελείως:

4. Η σχετική αδράνεια εδάφους-κατασκευής $\gamma = \frac{m}{\pi \rho_s h r^2}$ (1.9)

5. Ο λόγος m_f/m της μάζας θεμελίωσης προς τη μάζα της κατασκευής.
6. Ο λόγος απόσβεσης ζ της πακτωμένης κατασκευής.
7. Ο λόγος Poisson του εδάφους ν_s .

1.2.2 Επίλυση με τη μέθοδο Veletsos et al (1974, 1975, 1977)

Ο στόχος αυτής της μεθόδου είναι η σύνδεση των ιδιοτήτων του πλήρους συστήματος εδάφους-κατασκευής $(\tilde{T}, \tilde{\zeta})$ με τις ιδιότητες της πακτωμένης κατασκευής (T, ζ) , ώστε να γίνει δυνατός ο υπολογισμός της επίδρασης του φαινομένου στην δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής. Αυτή η σύνδεση εκφράζεται από το ακόλουθο ζεύγος εξισώσεων (Veletsos, 1977):

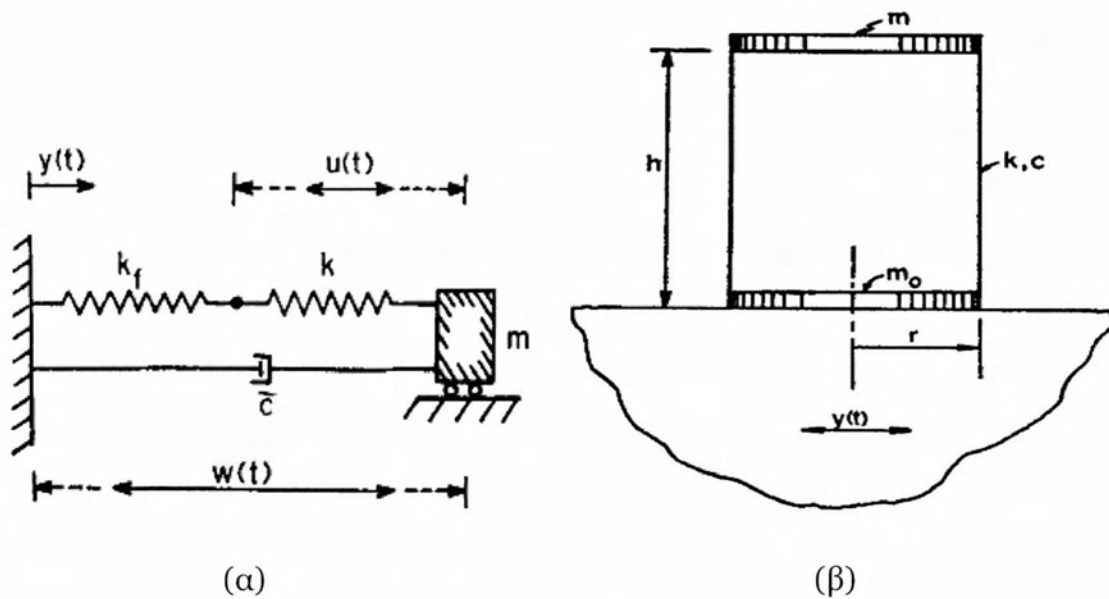
$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{k}{K_x} \left(1 + \frac{K_x h^2}{K_\theta}\right)} = T \sqrt{1 + \left(\frac{2 - \nu_s}{2}\right) \frac{\pi^3}{a_x} \frac{\gamma}{\sigma^2} \left(\frac{h}{r}\right) \left[1 + 3 \left(\frac{1 - \nu_s}{2 - \nu_s}\right) \frac{a_x}{a_\theta} \left(\frac{h}{r}\right)^2\right]} \quad (1.10)$$

$$\tilde{\zeta} = \tilde{\zeta}_0 + \left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^{-3} \zeta \quad (1.11)$$

Όπου $\tilde{\zeta}_0$ είναι η απόσβεση λόγω ακτινοβολίας του επιφανειακού θεμελίου. Η απόσβεση της κατασκευής ζ θεωρείται πως είναι αποκλειστικά ιξώδης. Ο λόγος απόσβεσης λόγω ακτινοβολίας του θεμελίου δίνεται από (Veletsos and Nair, 1975):

$$\tilde{\zeta}_0 = \frac{\pi^4}{2} \frac{\gamma}{\sigma^3} \left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^{-3} \left[\frac{(2 - \nu_s) \chi_x}{a_x (a_x + i a_0 \chi_x)} \left(\frac{r}{h}\right)^2 + \frac{3(1 - \nu_s) \chi_\theta}{a_\theta (a_\theta + i a_0 \chi_\theta)} \right] \quad (1.12)$$

Η μέθοδος βασίζεται στην εξίσωση της περιόδου (ή συχνότητας) συντονισμού και της μέγιστης τιμής της ψεύδο-επιτάχυνσης του πραγματικού συστήματος εδάφους-κατασκευής (απείρων βαθμών ελευθερίας) με τα αντίστοιχα μεγέθη του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (Σχήμα 1.6).



Σχήμα 1.6. (α)ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής, (β) πραγματικό σύστημα εδάφους-κατασκευής

Η μέθοδος προτείνει ότι για τιμές της σχετικής ακαμψίας εδάφους-κατασκευής σ μεγαλύτερες του 20 η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής μπορεί να αμεληθεί και ο σχεδιασμός της κατασκευής να γίνει σαν να είναι θεμελιωμένη σε άκαμπτη βάση.

Κύρια αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης

Τα κύρια αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής που προκύπτουν από την επίλυση του προβλήματος με τη μέθοδο αυτή είναι:

1. Η συχνότητα συντονισμού του συστήματος μειώνεται σε σχέση με αυτή της κατασκευής που είναι θεμελιωμένη σε άκαμπτη βάση, μετατοπίζοντας την αιχμή του φάσματος απόκρισης προς τα δεξιά.
2. Το μέγεθος της μέγιστης απόκρισης μεταβάλλεται. Η τιμή του μειώνεται για χαμηλές δύσκαμπτες κατασκευές και αυξάνεται για ψηλές, εύκαμπτες κατασκευές.

Οι αλλαγές αυτές είναι συναρτήσεις της σχετικής ακαμψίας εδάφους-κατασκευής σ και του λόγου λυγηρότητας h/r .

Το πρώτο αποτέλεσμα οφείλεται στην μεγαλύτερη ευκαμψία και συνεπώς στη μικρότερη συχνότητα συντονισμού του συστήματος εδάφους-κατασκευής από την κατασκευή σε άκαμπτη βάση. Η μεταβολή στο μέγεθος της μέγιστης απόκρισης είναι αποτέλεσμα δύο αντιτιθέμενων μηχανισμών.

A) εξαιτίας της απόσβεσης ακτινοβολίας η απόσβεση του συστήματος είναι μεγαλύτερη από αυτή της κατασκευής σε άκαμπτη βάση και αυτό τείνει να μειώσει την απόκριση του συστήματος.

B) ο λικνισμός της θεμελίωσης αυξάνει την επιτάχυνση και άρα και την δύναμη αδράνειας της μάζας και αυτό οδηγεί σε αύξηση της απόκρισης.

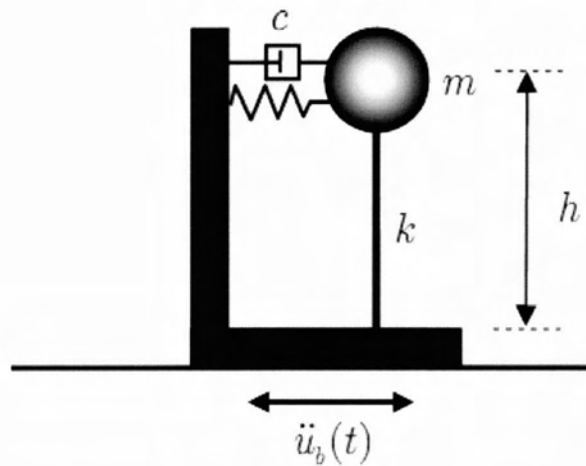
Ο πρώτος παράγοντας (σ) είναι αυτός που κυριαρχεί στις χαμηλές, δύσκαμπτες κατασκευές ενώ ο δεύτερος παράγοντας (h/r) κυριαρχεί στις ψηλές και εύκαμπτες κατασκευές.

Για μικρούς λόγους h/r ο λικνισμός της θεμελίωσης και η επακόλουθη αύξηση της απόκρισης είναι μικρού μεγέθους. Αντίθετα η μεταφορική συνιστώσα της κίνησης του θεμελίου κυριαρχεί και ανεξάρτητα από τη τιμή του α_0 ο συντελεστής χ_x είναι μεγάλος (Σχήμα 1.4). Έτσι η μικρή αύξηση απόκρισης λόγω λικνισμού αντισταθμίζεται από την μεγάλη μείωση απόκρισης λόγω της απόσβεσης.

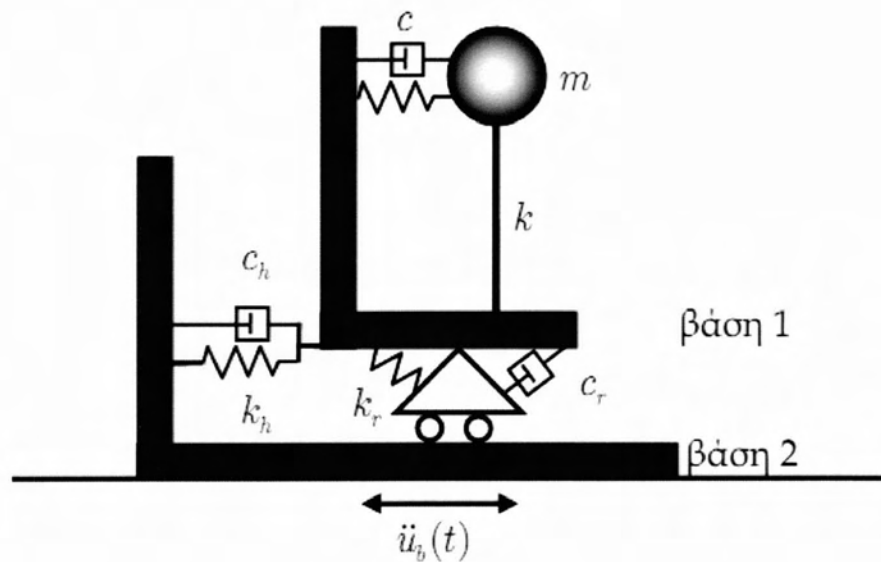
Για μεγάλους λόγους h/r η μείωση της απόκριση εξαιτίας της απόσβεσης ακτινοβολίας είναι πολύ μικρή καθώς η φυσική συχνότητα τέτοιων κατασκευών αντιστοιχεί σε μικρές τιμές του α_0 για τις οποίες ο συντελεστής απόσβεσης χ_0 είναι πρακτικά αμελητέος (Σχήμα 1.4). Αντίθετα ο λικνισμός της θεμελίωσης και η επακόλουθη αύξηση της απόκρισης είναι αρκετά σημαντικοί.

1.2.3 Επίλυση με τη μέθοδο του Wolf (1985)

Το σύστημα που αναλύεται από τον Wolf παρουσιάζεται στα Σχήματα 1.7, 1.8.



Σχήμα 1.7. Μονοβάθμιος ταλαντωτής σε ελαστικό ημιχώρο



Σχήμα 1.8. Μονοβάθμιος ταλαντωτής μάζας m , δυσκαμψίας k και σταθεράς απόσβεσης c . Ο ελαστικός ημιχώρος προσομοιώνεται από μεταφορικά και περιστροφικά ελατήρια και αποσβεστήρες.

Η βασική διαφορά αυτής της επίλυσης σε σχέση με την προσέγγιση του Veletsos, είναι η χρήση δυναμικών συντελεστών ανεξάρτητων της συχνότητας διέγερσης για τις σταθερές ελατηρίων και αποσβεστήρων του θεμελίου. Οι συντελεστές αυτοί έχουν σταθερές τιμές που είναι $\alpha_x=1$, $\chi_x=0.575$, $\alpha_\theta=0.15$, $\chi_\theta=0.15$. Επίσης, η μέθοδος διαφέρει και στον τρόπο εύρεσης της απόκρισης του πλήρους συστήματος, καθώς αυτή προκύπτει από άμεση επίλυση του συστήματος των εξισώσεων κίνησης του πλήρους συστήματος εδάφους-κατασκευής.

Οι ιδιότητες του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\tilde{\omega}^2 = \omega_c^2 \left(1 + \frac{k}{K_x} + \frac{kh^2}{K_\theta} \right) \quad (1.13)$$

$$\tilde{\zeta} = \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega_c} \right)^2 \zeta + \left[1 - \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega_c} \right)^2 \right] \zeta_s + \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega_x} \right)^2 \zeta_x + \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega_\theta} \right)^2 \zeta_\theta \quad (1.14)$$

Στις παραπάνω εξισώσεις, $\omega_\theta = \sqrt{\frac{K_\theta r^2}{mh^2}}$, $\omega_x = \sqrt{\frac{K_x}{m}}$, $\omega_c = \sqrt{\frac{K}{m}}$ είναι οι

ασύζευκτες κυκλικές συχνότητες του συστήματος για λικνιστική ταλάντωση του θεμελίου (υποθέτοντας την ανωδομή άκαμπτη), μεταφορική ταλάντωση του θεμελίου και μεταφορική ταλάντωση της υπερκατασκευής (υποθέτοντας το θεμέλιο άκαμπτο), αντίστοιχα. Αξίζει να σημειωθεί ότι η εξίσωση (1.14) είναι απλούστερη από την αντίστοιχη εξίσωση (1.11) της μεθόδου του Veletsos et al (1974, 1975, 1977).

1.2.4 Προτεινόμενη ακριβής διαδικασία επίλυσης Μαραβάς κ.ά.(2006)

Παρά την πρωτοποριακή τους σημασία, και την θεωρητική και πρακτική τους αξία, οι ανωτέρω μέθοδοι παρουσιάζουν ορισμένα μειονεκτήματα:

(α) Και στις δύο μεθόδους, οι όροι απόσβεσης ανώτερης τάξης (ζ x ζ) αμελούνται. Αυτή η προσέγγιση είναι αμφισβητήσιμη για συστήματα εδάφους-κατασκευής με υψηλή απόσβεση που καταναλώνουν μεγάλα ποσά ενέργειας.

(β) Η απόσβεση του συστήματος στην μέθοδο του Veletsos, προκύπτει από μια προσεγγιστική διαδικασία, η οποία οδηγεί σε μια έκφραση που περιέχει φανταστικούς όρους (εξίσωση 1.12). Το γεγονός αυτό δυσχεραίνει τη χρήση της μεθόδου σε πρακτικές εφαρμογές

(γ) Οι δυναμικές δυσκαμψίες που χρησιμοποιούνται στην μέθοδο του Wolf, είναι ανεξάρτητες της συχνότητας διέγερσης

(δ) Η απόσβεση της κατασκευής στην μέθοδο του Veletsos θεωρείται αποκλειστικά ιξώδους φύσεως

(ε) Και στις δύο μεθόδους η μάζα και η στροφική ροπή αδράνειας του θεμελίου αμελούνται.

Όσον αφορά την προτεινόμενη μέθοδο, πρόκειται για μια απλή διαδικασία υπολογισμού της επιρροής του φαινομένου της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής για την περίπτωση του επιφανειακού θεμελίου. Η μέθοδος αυτή επιλύει το σύστημα εδάφους κατασκευής που παρουσιάζεται στο στα Σχήματα 1.3 και 1.5, χωρίς στην διαδικασία της επίλυσης να υπεισέρχονται προσεγγίσεις στον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και της απόσβεσης του ισοδύναμου συστήματος (όπως γίνεται στον Veletsos και στον Wolf). Επιπλέον, γίνεται χρήση των ακριβών συναρτήσεων δυναμικής δυσκαμψίας, οι οποίες είναι συναρτήσεις της συχνότητας διέγερσης.

Η συνολική οριζόντια μετακίνηση του συστήματος εδάφους-κατασκευής (Σχήμα 1.5), μπορεί να γραφεί ως άθροισμα τριών επιμέρους μετακινήσεων ως εξής :

$$u_t = u_c + u_x + u_\theta \quad (1.15)$$

Αυτό συνεπάγεται πως για το σύστημα του Σχήματος 1.5, οι μετακινήσεις αυτές μπορούν να εκφραστούν με χρήση μιγαδικών ελατηρίων, τα οποία είναι τοποθετημένα εν σειρά. Έτσι η δυναμική δυσκαμψία του συστήματος προκύπτει με εφαρμογή του κανόνα του αθροίσματος και δίνεται από:

$$\frac{1}{\tilde{K}^*} = \frac{1}{K_x^*} + \frac{1}{K_\theta^*} \left(\frac{h}{r} \right)^2 + \frac{1}{k^*} \quad (1.16)$$

όπου οι δυναμικές δυσκαμψίες είναι μιγαδικές λόγω της διαφοράς φάσης μεταξύ της απόκρισης των ελατηρίων. Αντικαθιστώντας κάθε μιγαδική δυναμική δυσκαμψία στην εξίσωση (1.16) σύμφωνα με την εξίσωση (1.1), προκύπτει η ακριβής έκφραση για την ιδιοσυχνότητα και την απόσβεση του συστήματος (Maravas, 2006):

$$\tilde{\zeta} = \frac{\frac{\zeta_x}{\omega_x^2 (1 + 4\zeta_x^2)} + \frac{\zeta_\theta}{\omega_\theta^2 (1 + 4\zeta_\theta^2)} + \frac{\zeta}{\omega_c^2 (1 + 4\zeta^2)}}{\frac{1}{\omega_x^2 (1 + 4\zeta_x^2)} + \frac{1}{\omega_\theta^2 (1 + 4\zeta_\theta^2)} + \frac{1}{\omega_c^2 (1 + 4\zeta^2)}} \quad (1.17)$$

$$\tilde{\omega}^2 = \left[\frac{1 + 4\tilde{\zeta}^2}{\omega_x^2 (1 + 4\zeta_x^2)} + \frac{1 + 4\tilde{\zeta}^2}{\omega_\theta^2 (1 + 4\zeta_\theta^2)} + \frac{1 + 4\tilde{\zeta}^2}{\omega_c^2 (1 + 4\zeta^2)} \right]^{-1} \quad (1.18)$$

Οι παραπάνω εξισώσεις είναι ακριβείς λύσεις του προβλήματος, με την έννοια ότι δεν υπεισέρχεται καμία προσέγγιση στους υπολογισμούς, πέρα από αυτές που τυπικά υπάρχουν στον αριθμητικό υπολογισμό των δυναμικών δυσκαμψιών. Με δεδομένο το ότι οι δυναμικές δυσκαμψίες είναι συναρτήσεις της συχνότητας, απαιτείται μια επαναληπτική διαδικασία για την εφαρμογή των εξισώσεων (1.17) και (1.18). Τέλος, εάν παραλειφθούν οι όροι ζ^2 , τότε οι εξισώσεις (1.17), (1.18) ταυτίζονται με τις εξισώσεις (1.14) και (1.13) αντίστοιχα.

Επιρροή της μάζας του θεμελίου

Η επιρροή της μάζας και της αδράνειας του θεμελίου (m_f , I_f) στην δυναμική συμπεριφορά του συστήματος των Σχημάτων 1.3 και 1.5, μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας τροποποιημένες σταθερές K_x και K_θ . Αυτές δίνονται από τις εξής σχέσεις:

$$\bar{K}_x = K_x - m_f \omega^2 \quad (1.19)$$

$$\bar{K}_\theta = K_\theta - I_f \omega^2 \quad (1.20)$$

όπου K_x και K_θ δίνονται από την εξίσωση (1.3). Αυτή η τροποποίηση μπορεί εύκολα να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με την προτεινόμενη διαδικασία επίλυσης, που παρουσιάστηκε προηγουμένως, καθώς δεν αλλάζει τις εξισώσεις (1.17) και (1.18), παρά το γεγονός ότι εισάγει μια επιπλέον αδιάστατη ποσότητα. Η ποσότητα αυτή, μ , εκφράζει το λόγο της μάζας του θεμελίου προς τη μάζα της υπερκατασκευής:

$$\mu = \frac{m_f}{m} \quad (1.21)$$

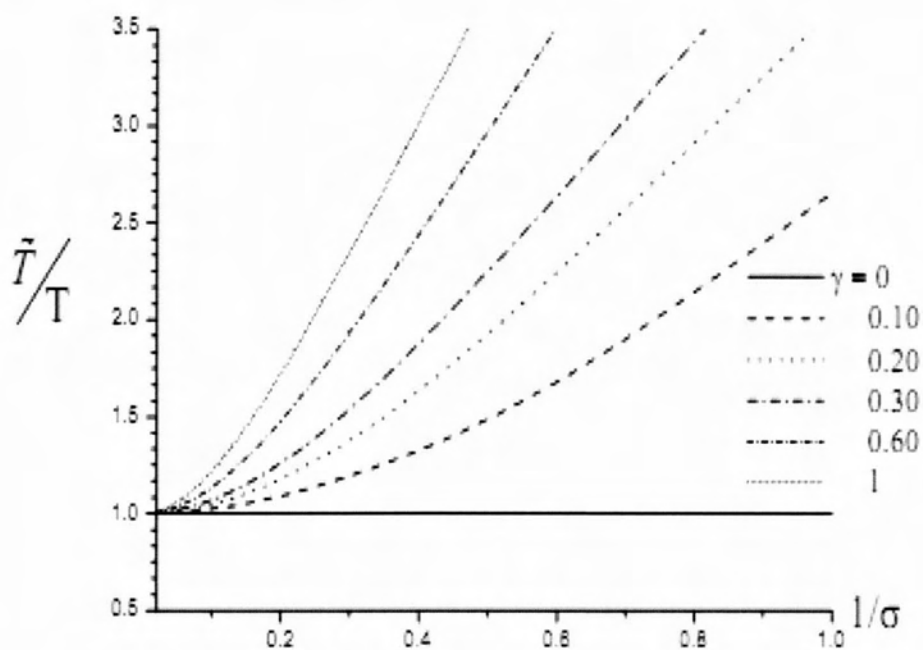
του οποίου η τιμή κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0 και 1.

Παραμετρική ανάλυση

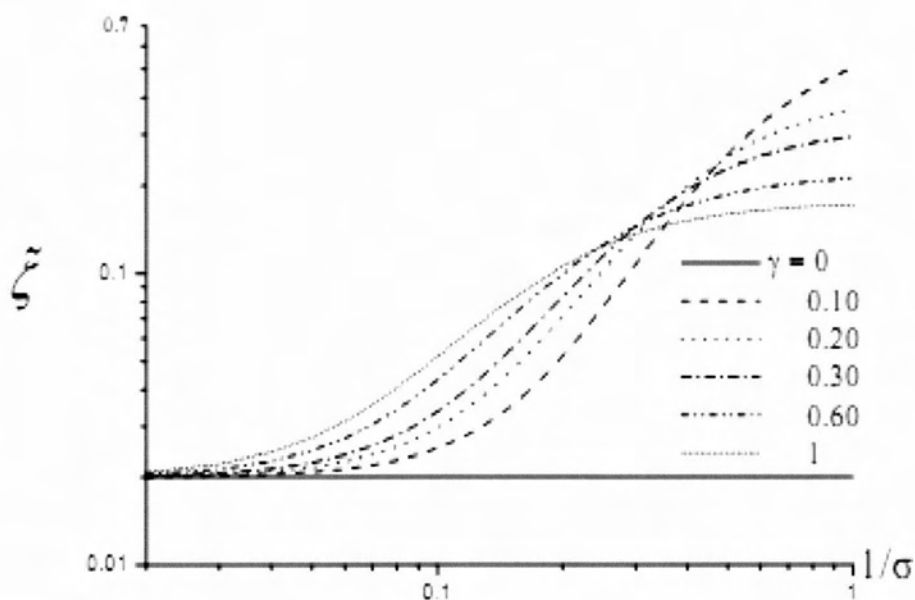
Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποια αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων για διάφορα κατασκευαστικά συστήματα εδραζόμενα σε παραμορφώσιμο έδαφος με τη μορφή διαγραμμάτων. Χρησιμοποιώντας την προτεινόμενη ακριβή διαδικασία επίλυσης, υπολογίζεται η επιρροή της σχετικής αδράνειας εδάφους-κατασκευής γ , και ο λόγος υστερητικής απόσβεσης ζ_s του εδάφους στη δυναμική συμπεριφορά του συστήματος (Σχήμα 1.9). Για τη παρούσα παραμετρική ανάλυση, οι τιμές των όρων α_x , α_θ , χ_x και χ_θ , αντιστοιχούν σε τιμή του $\nu_s = 0.45$.

Στα διαγράμματα του Σχήματος 1.9(α, β), παρατηρούμε πως η μεταβολή της σχετικής αδράνειας γ , επηρεάζει σημαντικά την περίοδο και την απόσβεση του

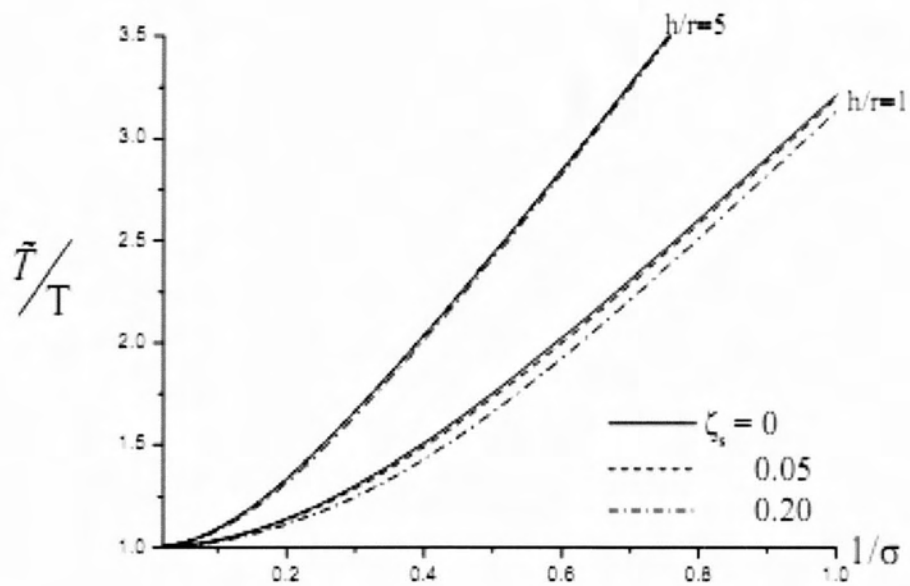
συστήματος. Ειδικότερα, αύξηση του γ , οδηγεί σε πιο εύκαμπτα συστήματα και υψηλότερες τιμές του λόγου απόσβεσης. Ο λόγος απόσβεσης του εδαφικού υλικού ζ_s , δεν επηρεάζει την περίοδο του συστήματος εδάφους-κατασκευής, ειδικά για ψηλές κατασκευές ($h/r = 5$), όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.9(γ). Αντίθετα, επηρεάζει σημαντικά την απόσβεση του συστήματος (Σχήμα 1.9δ).



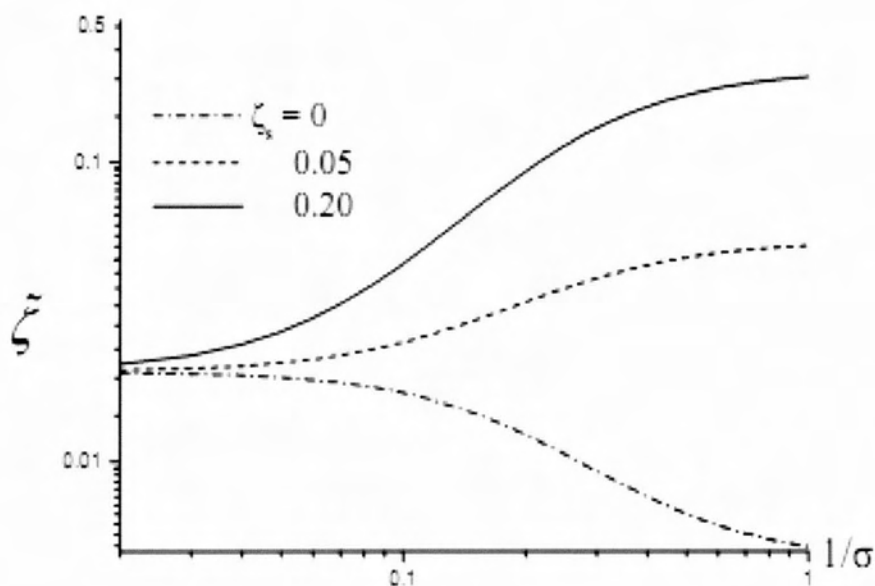
(α) $\zeta_s=0.02$, $\nu_s=0.45$, $h/r=1$, $\zeta_s=0.05$



(β) $\zeta_s=0.02$, $\nu_s=0.45$, $h/r=1$, $\zeta_s=0.05$



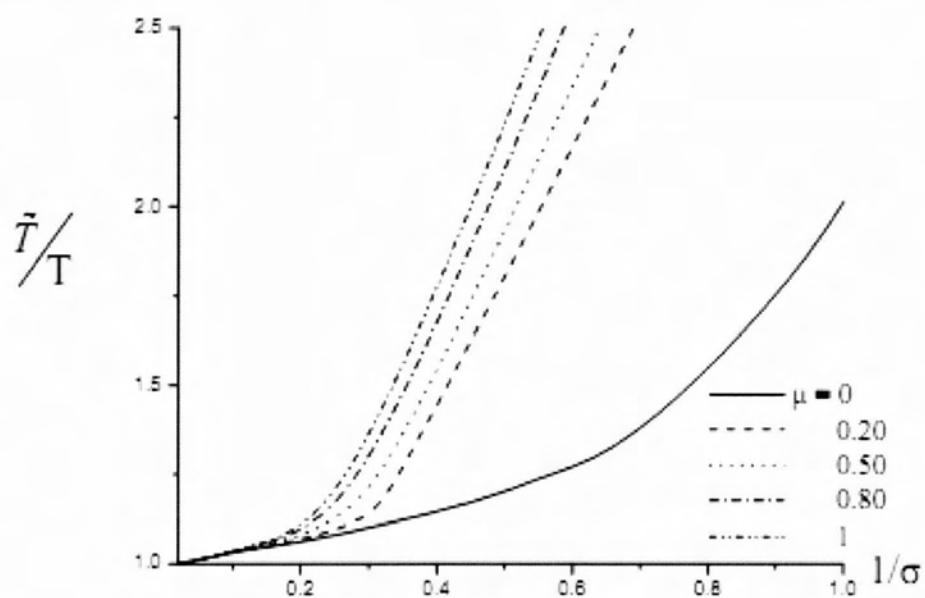
(γ) $\zeta_s=0.02$, $\nu_s=0.45$, $\gamma=0.15$



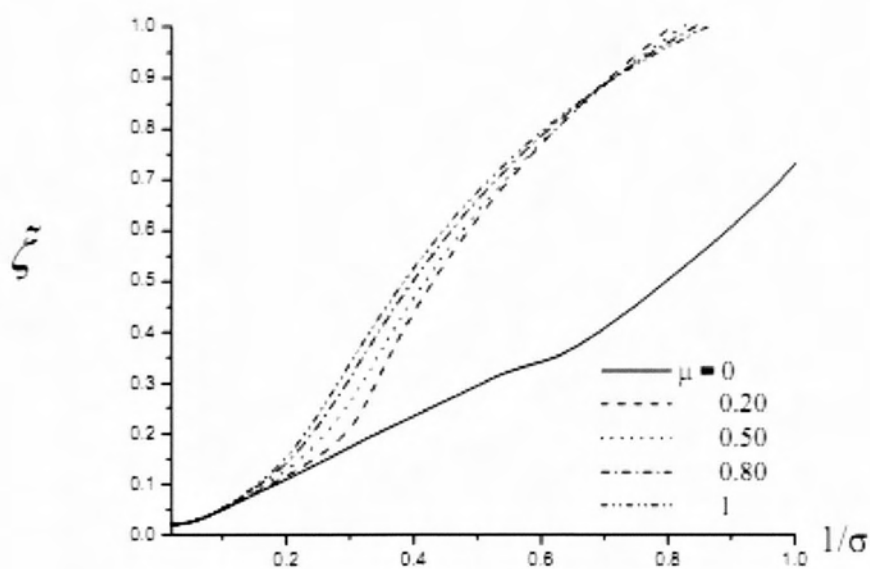
(δ) $\zeta_s=0.02$, $\nu_s=0.45$, $h/r=5$, $\gamma=0.15$

Σχήμα 1.9. Αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης χρησιμοποιώντας την προτεινόμενη ακριβή διαδικασία. (α) Περίοδος του συστήματος συναρτήσει του γ και $1/\sigma$, (β) Απόσβεση του συστήματος συναρτήσει του γ και $1/\sigma$, (γ) Περίοδος του συστήματος συναρτήσει του ζ_s και $1/\sigma$ (δ) Απόσβεση του συστήματος συναρτήσει του ζ_s και $1/\sigma$.

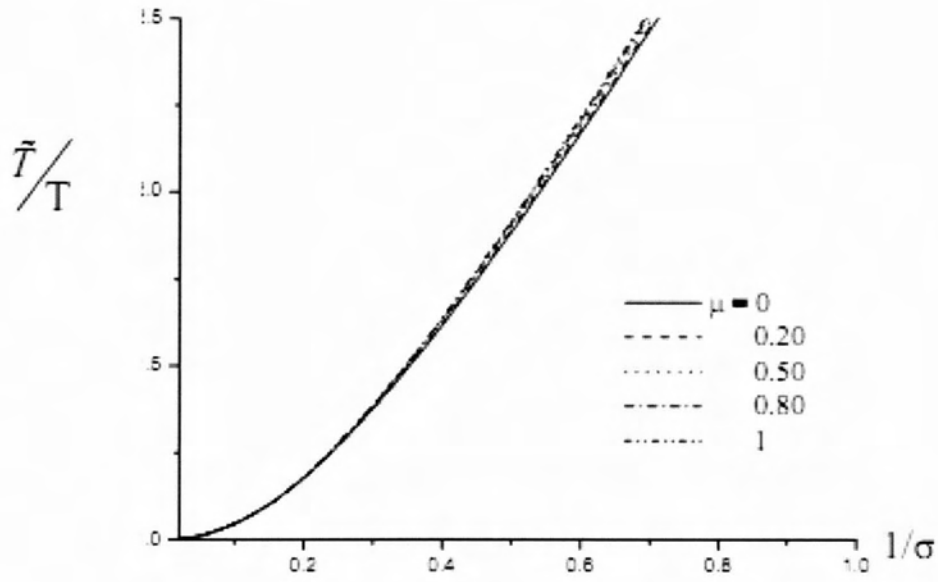
Στα διαγράμματα του Σχήματος 1.10(α, β), γίνεται εμφανές, πως η μεταβολή του λόγου μαζών μ , επηρεάζει την ιδιοπερίοδο και την απόσβεση συστημάτων εδάφους-κατασκευής, τα οποία έχουν χαμηλό λόγο λυγηρότητας (χαμηλές κατασκευές). Αντίθετα, δεν επηρεάζει συστήματα με υψηλές τιμές του λόγου λυγηρότητας (ψηλές κατασκευές), όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.10(γ, δ).



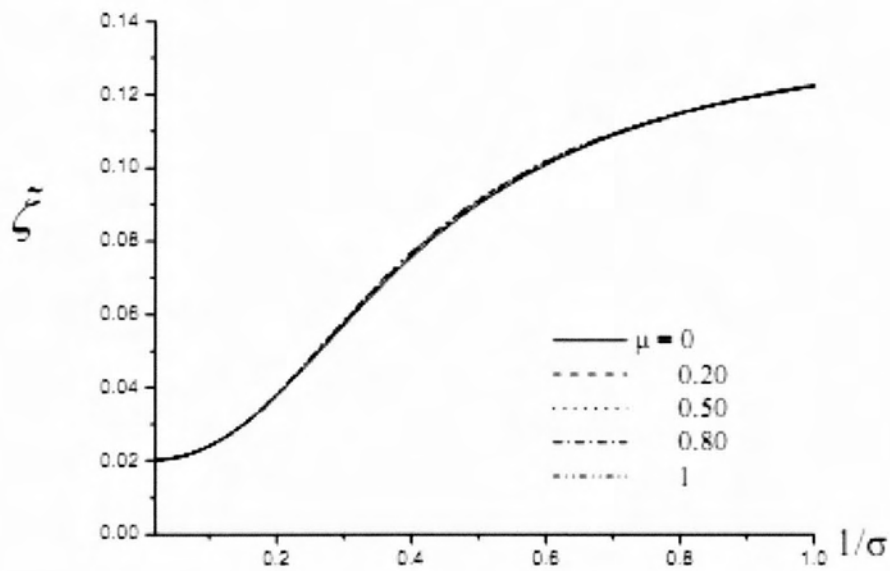
(α) $\zeta=0.02$, $\nu_s=0.45$, $h/r=0.33$, $\zeta_s=0.05$



(β) $\zeta=0.02$, $\nu_s=0.45$, $h/r=0.33$, $\zeta_s=0.05$



(γ) $\zeta=0.02$, $\nu_s=0.45$, $h/r=2$, $\gamma=0.15$, $\zeta_s=0.05$



(δ) $\zeta=0.02$, $\nu_s=0.45$, $h/r=2$, $\gamma=0.15$, $\zeta_s=0.05$

Σχήμα 1.10. Επίρροή της σχετικής μάζας του θεμελίου στην δυναμική συμπεριφορά του συστήματος εδάφους – κατασκευής.

1.2.5 Μέθοδοι ανάλυσης σύνθετων προβλημάτων δυναμικής αλληλεπίδρασης

Συνήθως τα προβλήματα αλληλεπίδρασης αναφέρονται σε σύνθετα συστήματα εδάφους – κατασκευής και δεν είναι δυνατόν να προσομοιωθούν με ακρίβεια από το απλό προσομοίωμα ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή που παρουσιάστηκε προηγουμένως.

Για την επίλυση πιο σύνθετων προβλημάτων έχει δημιουργηθεί μία σειρά αριθμητικών μεθόδων που διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

(α) μέθοδοι απευθείας εν χρόνω ολοκλήρωσης (ένα βήμα)

(β) μέθοδοι επαλληλίας της κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης (δύο βήματα)

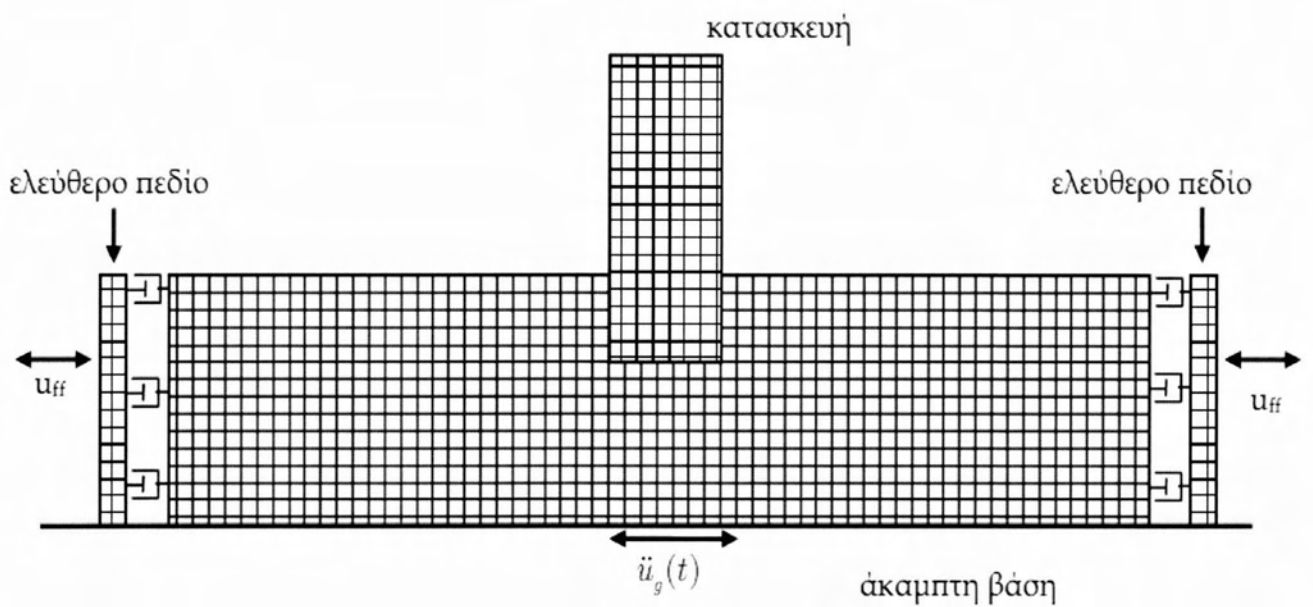
1.2.5.1 Απευθείας εν χρόνω ολοκλήρωση.

Στην απευθείας μέθοδο, ολόκληρο το πεδίο του εδάφους, της θεμελιώσεως και της κατασκευής προσομοιώνονται και αναλύονται σε ένα βήμα. Στο Σχήμα 1.12 παρουσιάζεται ένα προσομοίωμα του συστήματος εδάφους-κατασκευής.

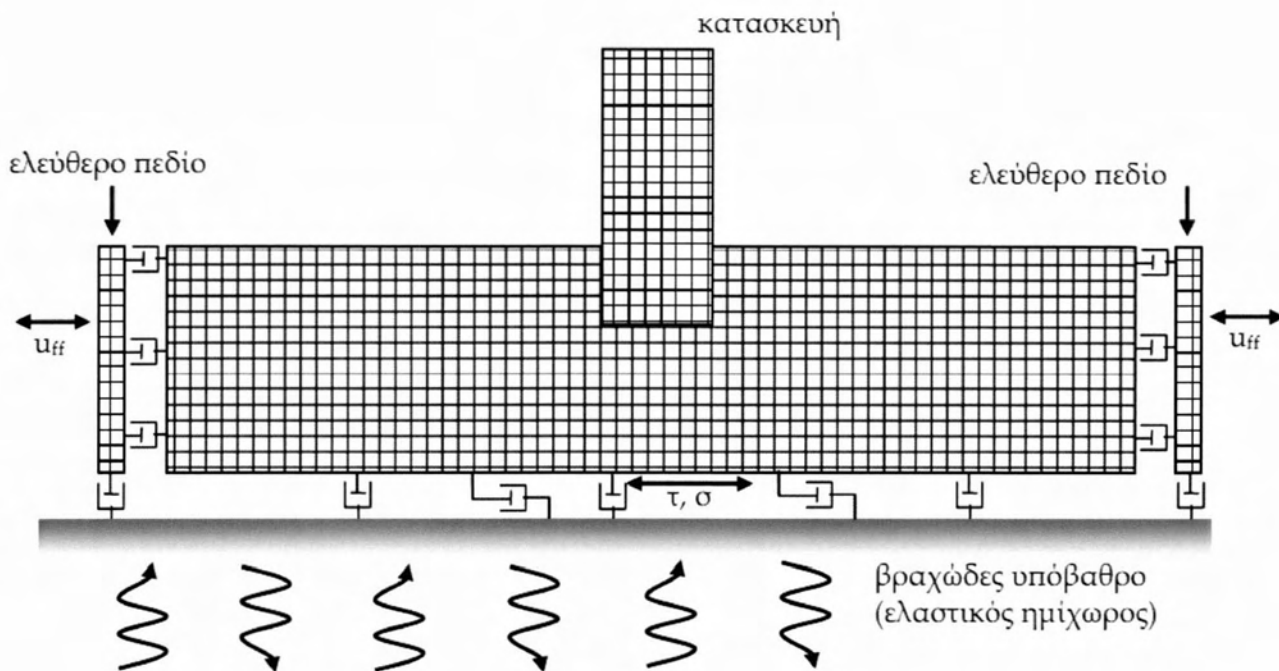
Αριστερά και δεξιά του συστήματος εδάφους-κατασκευής υπάρχουν δύο στήλες εδάφους που αντιπροσωπεύουν το ελεύθερο πεδίο. Αρχικά γίνεται μία στατική ανάλυση από την οποία προκύπτουν οι αντιδράσεις στους κόμβους που είναι στα σύνορα του συστήματος εδάφους-κατασκευής. Εν συνεχεία, διατηρώντας τις στατικές αντιδράσεις στους συνοριακούς κόμβους, οι στήλες του ελεύθερου πεδίου και η βάση του συστήματος υφίστανται δυναμική διέγερση.

Οι μετατοπίσεις των δύο εδαφικών στηλών δίδουν την κίνηση του ελεύθερου πεδίου αριστερά και δεξιά του συστήματος. Όταν υπάρχει διαφορά απόκρισης μεταξύ του συνόρου του συστήματος και του ελεύθερου πεδίου, οι αποσβεστήρες που τοποθετούνται μεταξύ τους αποσβένουν την ενέργεια, προσομοιώνοντας με τον τρόπο αυτό την ακτινοβολούμενη ενέργεια από το σύστημα προς το ελεύθερο πεδίο.

Η σεισμική δόνηση στη βάση είναι δυνατόν να δοθεί είτε με την μορφή επιτάχυνσης είτε με την μορφή τάσεων. Εάν δοθεί με την μορφή επιτάχυνσης ή ταχύτητας στην βάση του συστήματος, τότε δεν επιτρέπεται η ακτινοβολία ενέργειας προς το βραχώδες υπόβαθρο, το οποίο στην περίπτωση αυτή είναι ισοδύναμο με άκαμπτο βράχο (Σχήμα 1.11).



Σχήμα 1.11. Προσομοίωμα του συστήματος εδάφους – κατασκευής που χρησιμοποιείται στην απευθείας μέθοδο στην περίπτωση άκαμπτης βάσης.



Σχήμα 1.12. Προσομοίωμα του συστήματος εδάφους – κατασκευής που χρησιμοποιείται στην απευθείας μέθοδο στην περίπτωση εύκαμπτης βάσης.

Το σύστημα διαφορικών εξισώσεων που προκύπτει γράφεται ως εξής:

$$M \ddot{u} + K^* u = - M \ddot{u}_{ff}(t) \quad (1.22)$$

Εάν το βραχώδες υπόβαθρο δεν είναι άκαμπτο αλλά αποτελείται από ενδόσιμο βράχο ή έδαφος, τότε θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η ακτινοβολία της ενέργειας από το σύστημα προς το βραχώδες υπόβαθρο. Στην περίπτωση αυτή τοποθετείται ένα σύστημα αποσβεστήρων μεταξύ της βάσης του συστήματος και του υποκείμενου ελαστικού ημιχώρου και η διέγερση επιβάλλεται υπό μορφή ορθών και διατμητικών τάσεων στη βάση του συστήματος (βλέπε Σχήμα 1.12).

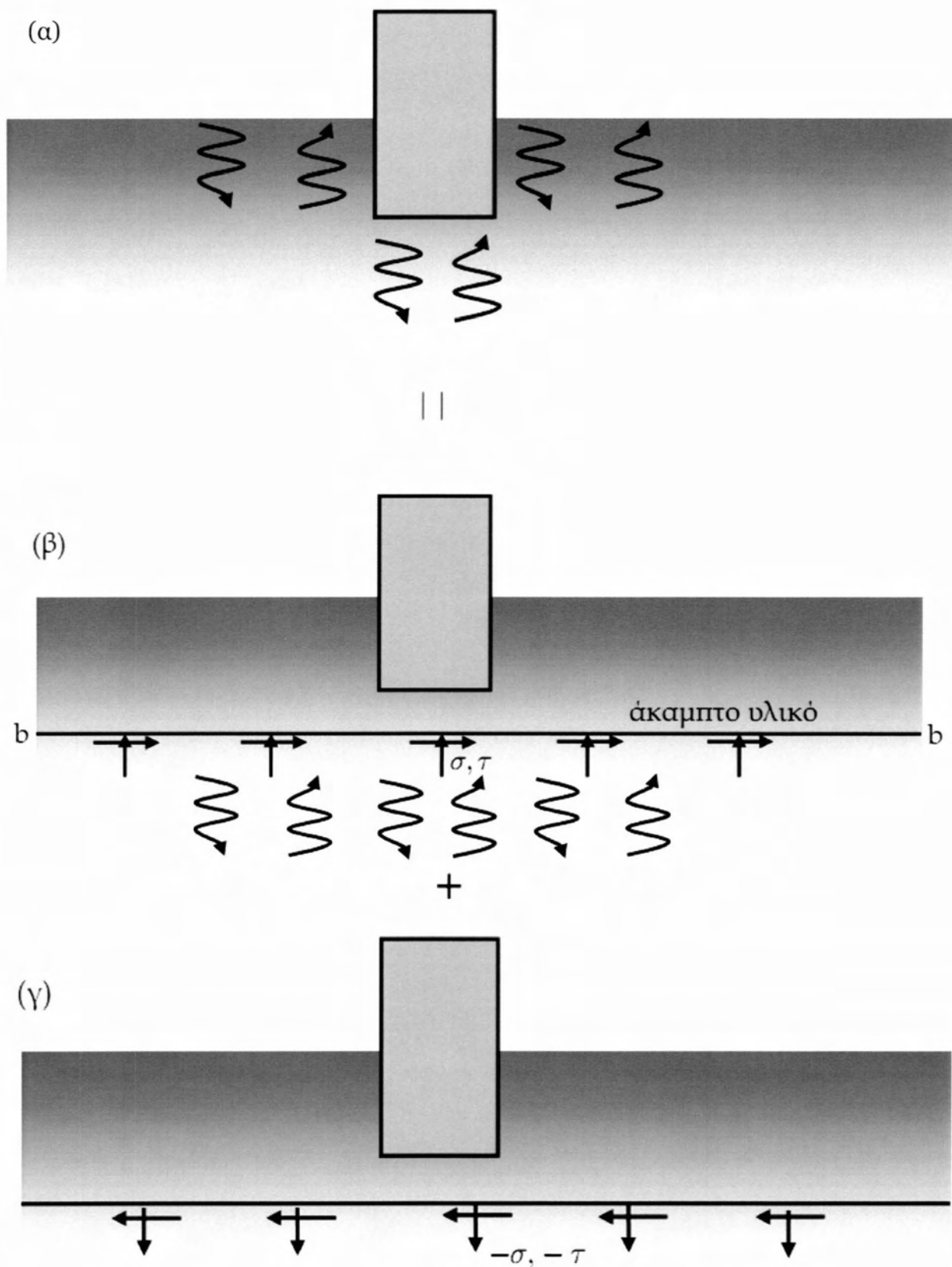
Ο προσδιορισμός των ορθών και διατμητικών σεισμικών τάσεων που αποτελούν την σεισμική διέγερση στην περίπτωση του Σχήματος 1.12 γίνεται με τον τρόπο που περιγράφεται παρακάτω.

Ας εξετάσουμε το γενικό σύστημα εδάφους – κατασκευής στο Σχήμα 1.13(α). Θα αποδείξουμε ότι το σύστημα στο Σχήμα 1.13(α) είναι ισοδύναμο με την επαλληλία των συστημάτων στα Σχήματα 1.13(β) και 1.13(γ).

Αρχικά, στο Σχήμα 1.13(β) θεωρούμε ότι το σύστημα από το αυθαίρετα επιλεγόμενο σύνορο b-b και άνω αποτελείται από ένα άκαμπτο υλικό και υπολογίζουμε τις ορθές και διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στην διεπιφάνεια b-b για την δοθείσα σεισμική διέγερση. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται εύκολα κάνοντας χρήση των θεωρητικών λύσεων διάδοσης κυμάτων σε ελαστικό ημίχωρο, που απολήγει σε μία άκαμπτη επιφάνεια.

Εν συνεχεία, για να εξουδετερώσουμε το αποτέλεσμα της παρουσίας μιας μη υπαρκτής άκαμπτης επιφάνειας στο σύστημα, επιβάλουμε στο σύστημα εδάφους κατασκευής, στην θέση της υποθετικής άκαμπτης επιφάνειας b-b, ίσες και αντίθετες σε πρόσημο ορθές και διατμητικές τάσεις με αυτές που υπολογίσαμε στο προηγούμενο βήμα (βλέπε Σχήμα 1.13(γ)). Η ολική απόκριση του συστήματος που ευρίσκεται επάνω από την επιφάνεια b-b είναι ίση με την απόκριση που προκύπτει μόνο από την δεύτερη ανάλυση και είναι η ακριβής λύση του προβλήματος. Αντίθετα, η απόκριση του μέρους του συστήματος που ευρίσκεται κάτω από την επιφάνεια b-b είναι το άθροισμα της απόκρισης από τα δύο βήματα.

Η μέθοδος αυτή ισχύει όχι μόνο για γραμμική ελαστικότητα, αλλά και για ανελαστική συμπεριφορά των υλικών του συστήματος που ευρίσκονται επάνω από το επίπεδο b-b, καθότι η επίλυση του τμήματος αυτού δεν προκύπτει από επαλληλία δύο λύσεων αλλά από την λύση στο δεύτερο βήμα μόνο.

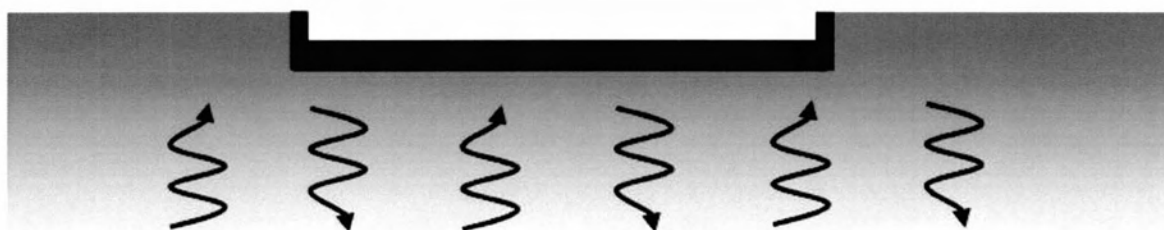


Σχήμα 1.13. Προσομοίωμα του συστήματος εδάφους-κατασκευής που χρησιμοποιείται στην απευθείας μέθοδο στην περίπτωση εύκαμπτης βάσης.

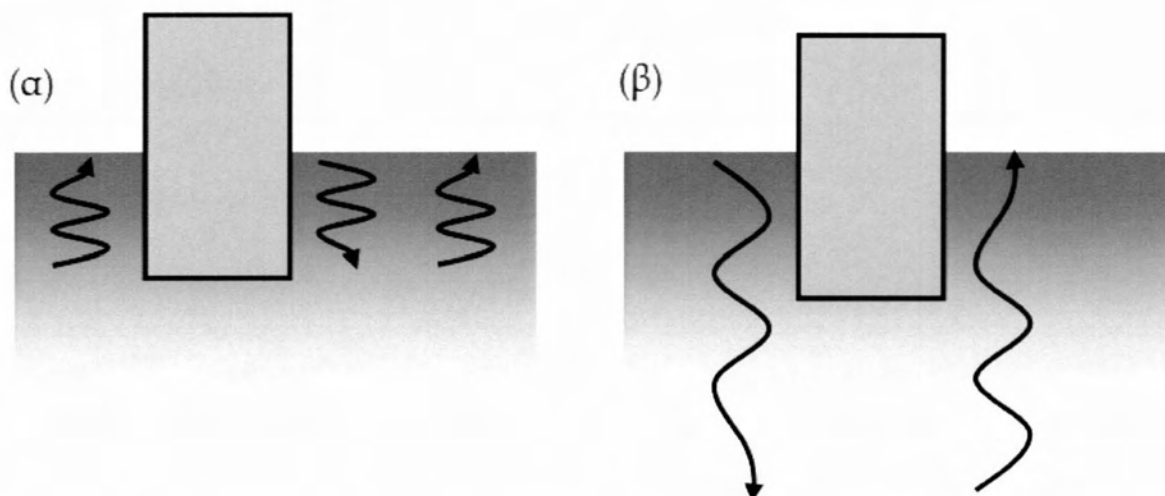
1.2.5.2 Μέθοδος επαλληλίας της κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης

Στη μέθοδο αυτή γίνεται αρχικά διαχωρισμός των δύο μορφών δυναμικής αλληλεπίδρασης, ήτοι της κινηματικής και της αδρανειακής, και εν συνεχεία χρησιμοποιείται η επαλληλία για την υπέρθεση των δύο λύσεων. Συνεπώς, λόγω χρήσης της επαλληλίας, η μέθοδος αυτή ισχύει μόνο για γραμμικά ή ισοδύναμα γραμμικά ελαστικά συστήματα.

Κινηματική αλληλεπίδραση. Η σεισμική απόκριση στο ελεύθερο πεδίο περιλαμβάνει οριζόντια και κατακόρυφη κίνηση. Ας θεωρήσουμε ότι στην επιφάνεια του εδάφους ή σε κάποιο βάθος εντός του εδάφους υπάρχει μία άκαμπτη πλάκα ή μία πλάκα που είναι πολύ πιο δύσκαμπτη από το έδαφος, με μηδενική μάζα (χωρίς δηλαδή να υπάρχουν αδρανειακές δυνάμεις), όπως στο Σχήμα 1.13. Η πλάκα αυτή δεν είναι δυνατόν να ακολουθήσει τη κίνηση του πιο εύκαμπτου εδάφους, και συνεπώς, η απόκριση εξαρτάται από την κινηματική αλληλεπίδραση μεταξύ της πλάκας και του εδάφους. Η κινηματική αλληλεπίδραση δημιουργείται όταν η παρουσία μίας δύσκαμπτης κατασκευής στην επιφάνεια ή εντός του εδαφικού σχηματισμού εμποδίζει το έδαφος να αποκριθεί με τον τρόπο που αποκρίνεται στο ελεύθερο πεδίο.



Σχήμα 1.14. Κινηματική αλληλεπίδραση εδάφους και άκαμπτης βάσης θεμελιώσεως χωρίς μάζα.



Σχήμα 1.15. Κινηματική αλληλεπίδραση εδάφους και δύσκαμπτης εγκιβωτισμένης κατασκευής χωρίς μάζα.

Στο Σχήμα 1.15 παρουσιάζεται η κινηματική αλληλεπίδραση εδάφους και δύσκαμπτης εγκιβωτισμένης κατασκευής χωρίς μάζα. Σημειώνεται ότι ανάλογα με το μήκος κύματος των σεισμικών κυμάτων σε σχέση με το βάθος εγκιβωτισμού, η κινηματική αλληλεπίδραση μπορεί να είναι μικρή ή σημαντική. Στο Σχήμα 1.15(α) το μικρό μήκος κύματος δημιουργεί δυνάμεις με διαφορά φάσης που σε ένα σημαντικό βαθμό αλληλοεξουδετερώνονται και συνεπώς το αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης είναι μικρό. Αντίθετα, στο Σχήμα 1.15(β) το μήκος κύματος έχει μέγεθος που είναι συγκρίσιμο με το βάθος θεμελίωσης και συνεπώς δημιουργούνται σημαντικές ροπές στην θεμελίωση (ακόμη και στην περίπτωση που η κίνηση στο ελεύθερο πεδίο είναι μόνο οριζόντια) με αποτέλεσμα να τεθεί η κατασκευή, εκτός από την οριζόντια μετατόπιση, και σε λικνισμό.

Η απόκριση που οφείλεται μόνο σε κινηματική αλληλεπίδραση υπολογίζεται θεωρώντας ότι η θεμελίωση και η κατασκευή δεν έχουν μάζα. Οι εξισώσεις δυναμικής ισορροπίας στην περίπτωση αυτή είναι

$$M_{\text{soil}} \ddot{u}_{\text{KI}} + K^* u_{\text{KI}} = - M_{\text{soil}} \ddot{u}_b(t) \quad (1.23)$$

Όπου M_{soil} είναι το μητρώο μάζας του εδάφους (θεμελίωση και κατασκευή δεν έχουν μάζα). Η επίλυση της παραπάνω εξίσωσης δίνει την κίνηση $u_{\text{KI}}(t)$ που αποτελεί την διέγερση της θεμελίωσης.

Αδρανειακή αλληλεπίδραση. Η αδρανειακή αλληλεπίδραση αναφέρεται στη πρόσθετη κίνηση που προκύπτει από την παρουσία των αδρανειακών δυνάμεων που οφείλονται στην μάζα της κατασκευής και της θεμελίωσης. Όταν το έδαφος θεμελιώσεως είναι εύκαμπτο, τότε οι αδρανειακές δυνάμεις της κατασκευής μεταφέρονται στο έδαφος και προκαλούν μετατόπιση της βάσης της κατασκευής. (Η μετατόπιση αυτή δεν εμφανίζεται στην περίπτωση της άκαμπτης βάσης).

Η μετατόπιση λόγω αδρανειακής αλληλεπίδρασης υπολογίζεται από την εξίσωση δυναμικής ισορροπίας

$$M \ddot{u}_{II} + K^* u_{II} = - M_{\text{structure}} (\ddot{u}_{KI}(t) + \ddot{u}_b(t)) \quad (1.24)$$

Όπου $M_{\text{structure}}$ είναι το μητρώο μάζας κατασκευής και θεμελίωσης, υποθέτοντας ότι το έδαφος δεν έχει μάζα.

Το δεξιό μέρος της (1.24) υποδηλώνει τις αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στο σύστημα εδάφους-κατασκευής και εξαρτώνται από την διέγερση στη βάση και την κίνηση λόγω κινηματικής αλληλεπίδρασης του θεμελίου της κατασκευής. Στην αδρανειακή αλληλεπίδραση, οι αδρανειακές δυνάμεις ασκούνται μόνο επί της κατασκευής.

Επαλληλία κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης. Η συνολική απόκριση του συστήματος προκύπτει από την επαλληλία της κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης. Προσθέτοντας τις εξισώσεις (1.23) και (1.24) προκύπτει

$$M_{\text{soil}} \ddot{u}_{KI} + M \ddot{u}_{II} + K^* \{u_{KI} + u_{II}\} = -\{M_{\text{soil}} + M_{\text{structure}}\} \ddot{u}_b - M_{\text{structure}} \ddot{u}_{KI} \quad (1.25)$$

Όπου $(u_{KI} + u_{II}) = u$

$$M_{\text{soil}} + M_{\text{structure}} = M$$

Και συνεπώς η εξίσωση (1.25) γράφεται και ως

$$M \ddot{u} + K^* u = - M \ddot{u}_b(t) \quad (1.26)$$

Γεγονός που αποδεικνύει ότι η λύση ολόκληρου του συστήματος είναι ίση με το άθροισμα της κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης.

1.3 Μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής

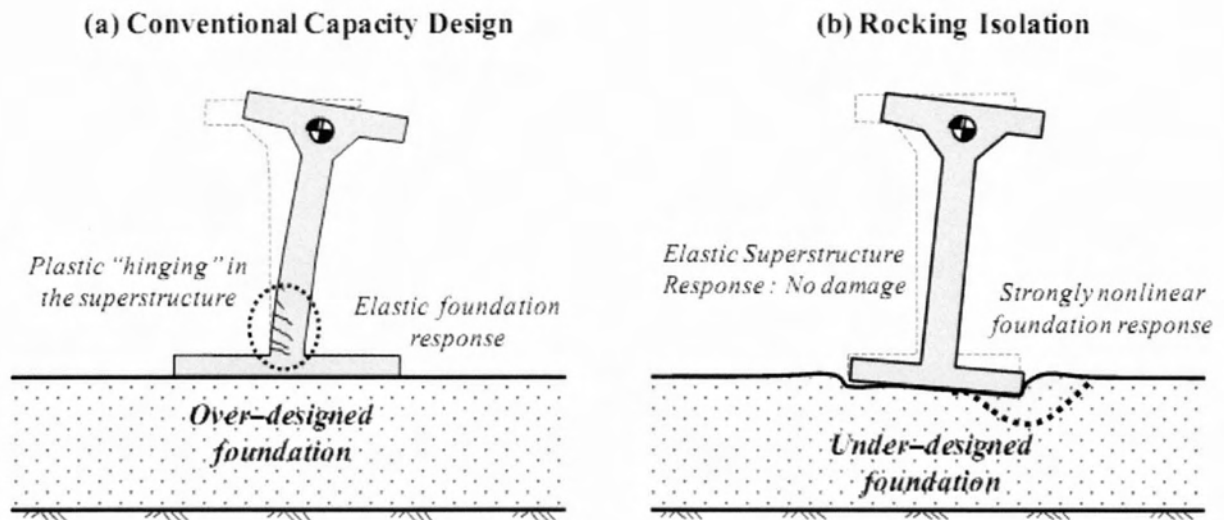
1.3.1 Σημασία της θεώρησης της μη γραμμικής απόκρισης εδάφους-θεμελίωσης στο σχεδιασμό

Οι περισσότερες αναλύσεις της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής, όπως και αυτές που περιγράφηκαν προηγουμένως, εκτελούνται κυρίως υπό τη θεώρηση γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους (το έδαφος προσομοιώνεται ιδεατά σαν ένα γραμμικώς ιξωδοελαστικό υλικό και η ελαστική ανωδομή πάντα θεωρείται σε πλήρη επαφή με το υποκείμενο έδαφος). Αυτό οφείλεται στην απλότητα των καταστατικών σχέσεων που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της εδαφικής συμπεριφοράς, στην ευκολία προσδιορισμού των παραμέτρων εισαγωγής στο καταστατικό ομοίωμα, καθώς επίσης και στο μικρό υπολογιστικό κόστος που απαιτείται για την ανάλυση.

Παρόλα αυτά πρόσφατες έρευνες δείχνουν ότι η μη γραμμική απόκριση εδάφους-θεμελίωσης μπορεί να είναι ευεργετική και θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο σχεδιασμό (Paolucci, 1997; Pecker, 1998; 2003; Gazetas et al., 2003; Gajan et al., 2005; Kawashima et al., 2007). Η μη γραμμικότητα του εδάφους μπορεί να ενεργήσει ως ασφάλεια για την κατασκευή αποσβaineοντας σεισμική ενέργεια και μειώνοντας τις απαιτήσεις πλαστιμότητας στα στοιχεία της κατασκευής (Anastasopoulos et al., 2010; Gelagoti et al., 2011a). Τα αποτελέσματα αυτών των ερευνών έχουν επιβεβαιωθεί πειραματικά μέσα από έναν μεγάλο αριθμό δοκιμών σε φυγοκεντρική (Negro et al., 2000; Faccioli et al., 2001; Kutter et al., 2003; Gajan et al., 2005; Gajan & Kutter, 2008; 2009; Paolucci et al., 2008; Shirato et al., 2008).

Με βάση τα παραπάνω μια νέα φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού έχει προταθεί με τον όρο «μόνωση μέσω λικνισμού» από τους Mergos & Kawashima (2005), σύμφωνα με την οποία η αστοχία του εδάφους λειτουργεί ως προστασία για την κατασκευή (Anastasopoulos, 2010). Σε αντίθεση με τον συμβατικό σχεδιασμό, η θεμελίωση «υποδιαστασιοποιείται» σκοπίμως ώστε να περιοριστούν οι δυνάμεις αδρανείας που μεταφέρονται στην κατασκευή. Για τη διερεύνηση αυτής της φιλοσοφίας σχεδιασμού έχουν μελετηθεί μονοβάθμια συστήματα, όπως τα βάθρα γεφυρών (Anastasopoulos et al., 2010), και απλές παλαισιωτές κατασκευές (Gelagoti et al., 2010). Έχει αποδειχθεί ότι με αυτόν τον τρόπο αυξάνονται σημαντικά τα περιθώρια ασφαλείας ενάντια στην κατάρρευση με τίμημα όμως

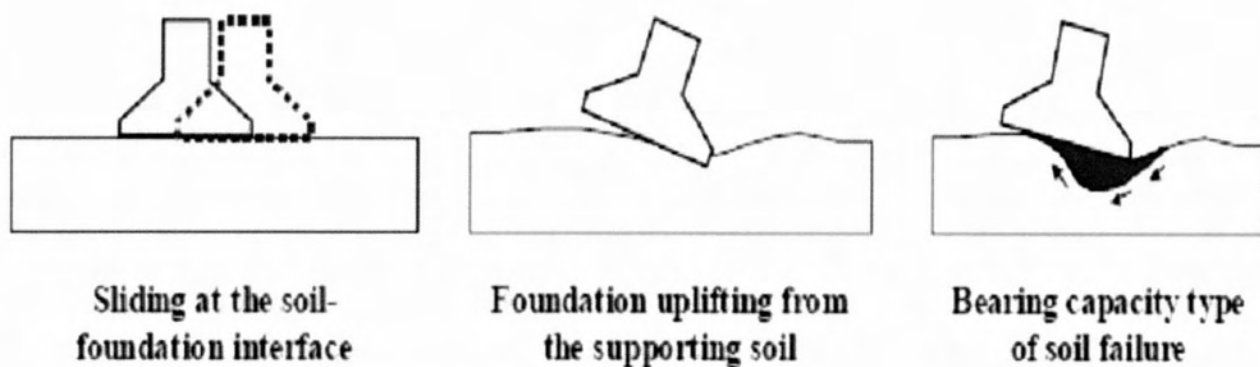
ενδεχομένως αυξημένες τιμές παραμένουσας καθίζησης και στροφής στη θεμελίωση.



Σχήμα 1.16. (α) συμβατικός ικανοτικός σχεδιασμός (β) μόνωση μέσω λικνισμού

Στο σύστημα εδάφους – θεμελίωσης αναγνωρίζονται γενικά τρεις τύποι μη γραμμικοτήτων :

- i. Ολίσθηση στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όταν η μέσω της διεπιφάνειας μεταδιδόμενη δύναμη υπερβαίνει την αντίσταση της τριβής. Σύμφωνα με τον Newmark [1965], λόγω του ανακυκλικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης η υπέρβαση της δύναμης τριβής και η συνεπαγόμενη ολίσθηση δεν οδηγεί απαραίτητα σε αστοχία.
- ii. Αποκόλληση και ανασήκωμα του θεμελίου, όταν η σεισμική ροπή ανατροπής υπερβαίνει τη ροπή αντοχής του συστήματος θεμελίου – εδάφους. Οι λικνιστικές αυτές ταλαντώσεις μπορεί να λειτουργούν ευεργετικά στη σεισμική απόκριση της ανωδομής.
- iii. Πλαστικοποίηση του εδάφους, η οποία μπορεί να τροποποιήσει σημαντικά τη σεισμική διέγερση στη στάθμη θεμελίωσης.



Σχήμα 1.17. Μηχανισμοί μη γραμμικής απόκρισης στο σύστημα εδάφους – θεμελίωσης (Gazetas & Apostolou, 2004).

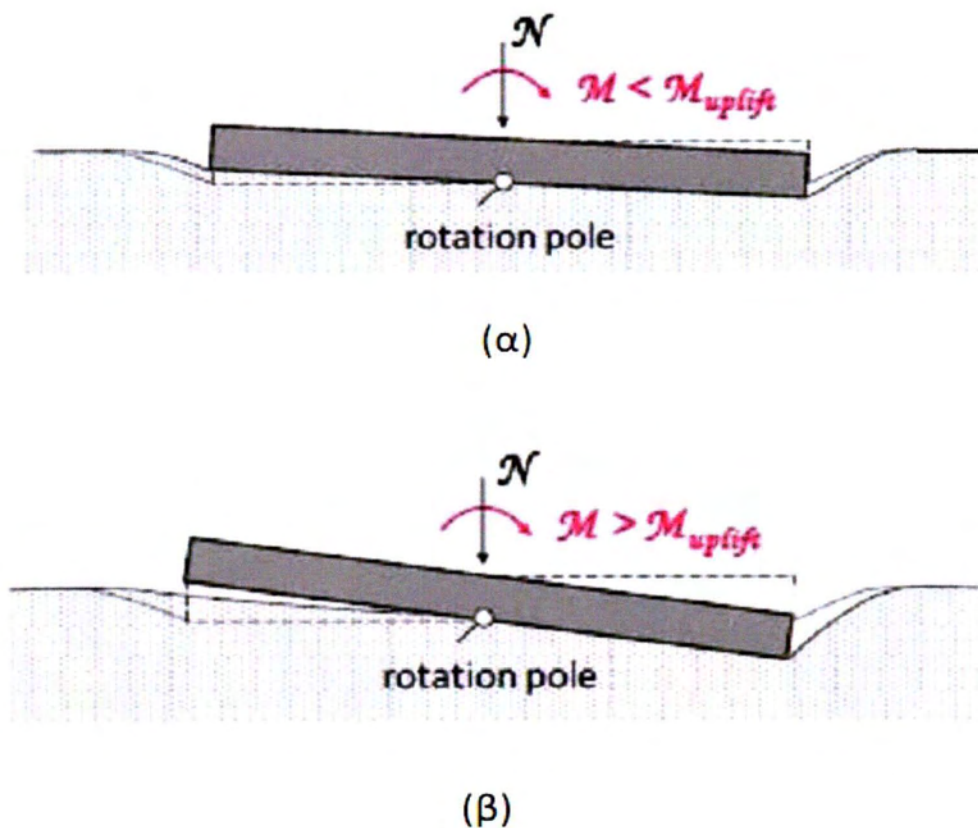
1.3.2 Λικνισμός επιφανειακού θεμελίου σε ενδόσιμο έδαφος

Η ενδοσιμότητα του εδάφους εισάγει πρόσθετους βαθμούς ελευθερίας στο πρόβλημα της λικνιστικής απόκρισης άκαμπτων θεμελιώσεων. Μια κατασκευή που θεμελιώνεται σε ενδόσιμο έδαφος εισέρχεται στη φάση της λικνιστικής απόκρισης για μικρότερα πλάτη φόρτισης από ότι στην περίπτωση της άκαμπτης βάσης, ενώ μπορεί να περιστρέφεται με ή χωρίς αποκόλληση από το υποκείμενο έδαφος. Η λικνιστική απόκριση θεμελιώσεων σε ενδόσιμο έδαφος σε έντονη σεισμική διέγερση χαρακτηρίζεται συνήθως από ανασήκωμα στην μία άκρη του θεμελίου, και βύθιση στην άλλη.

Η απόκριση του συστήματος είναι έντονα μη γραμμική, ακόμα και για την περίπτωση ιδεωδώς ελαστικού εδάφους, λόγω της γεωμετρικής μη γραμμικότητας. Στην περίπτωση όπου το έδαφος είναι ανελαστικό εισάγεται επιπλέον και μη γραμμικότητα υλικού. Η γεωμετρική μη γραμμικότητα συνίσταται αφενός στην σταδιακή μείωση του ενεργού πλάτους του θεμελίου (μείωση της επιφάνειας επαφής θεμελίου – εδάφους) και αφετέρου στα φαινόμενα $P - \delta$. Τα τελευταία ενισχύονται σε μεγάλες γωνίες στροφής, ιδίως στην περίπτωση υψίκορμων κατασκευών. Η μη γραμμικότητα υλικού, συνίσταται αντίστοιχα στην υστερητική σχέση τάσεων – παραμορφώσεων του εδάφους κατά την ανακυκλική σεισμική φόρτιση.

1.3.2.1 Ελαστικό έδαφος

Για ιδεωδώς ελαστική εδαφική συμπεριφορά, η μη γραμμικότητα στην απόκριση είναι καθαρά γεωμετρική και πηγάζει από το ανασήκωμα της θεμελίωσης, ενώ ενισχύεται χάρη στα φαινόμενα $P - \delta$, ιδίως σε υψίκορμες και εύκαμπτες κατασκευές. Εξαιτίας της εδαφικής ενδοσιμότητας, η θεμελίωση μπορεί να περιστρέφεται παραμένοντας σε πλήρη επαφή με το υποκείμενο έδαφος, όσο το πλάτος στροφής δεν υπερβαίνει την κρίσιμη τιμή που ορίζει την έναρξη του ανασηκώματος. Μόλις συμβεί υπέρβαση της κρίσιμης γωνίας στροφής, το θεμέλιο αποκολλάται από το υποκείμενο έδαφος.



Σχήμα 1.18. Λικνισμός άκαμπτου θεμελίου επί ελαστικού εδάφους : (α) γραμμική φάση πλήρους επαφής (β) μη γραμμική φάση με ανασήκωμα (Apostolou & Gazetas, 2007)

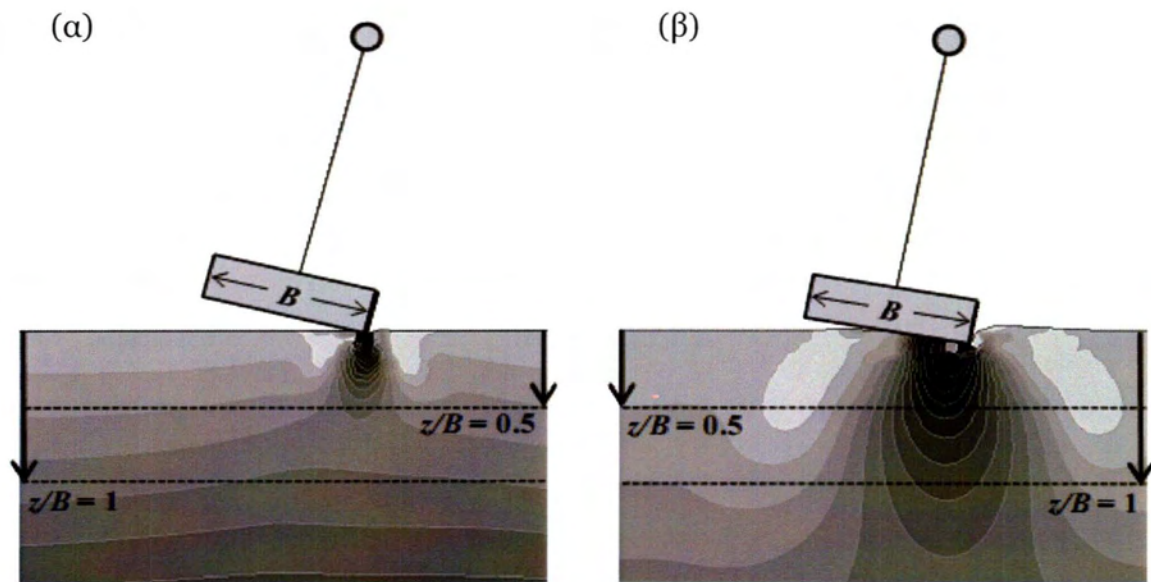
Συνεπώς, ο λικνισμός επιφανειακής θεμελίωσης σε ελαστικό έδαφος διακρίνεται σε δύο φάσεις: στην γραμμική φάση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους και στη μη γραμμική φάση, όπου εκδηλώνεται ανασήκωμα της θεμελίωσης (Σχήμα 1.18). Οι Apostolou & Gazetas [2007] εκτελώντας δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων διερεύνησαν την επίδραση της εδαφικής ενδοσιμότητας στην λικνιστική απόκριση στερεών σωμάτων επί ελαστικού εδάφους. Απέδειξαν πως σε ένα πολύ στιφρό έδαφος, το ανασήκωμα δεσπάζει κατά την απόκριση, ενώ καθώς αυξάνει η εδαφική ενδοσιμότητα αυξάνεται το ενεργό πλάτος του θεμελίου και μειώνεται η συνεισφορά του ανασηκώματος.

1.3.2.2 Ανελαστικό έδαφος

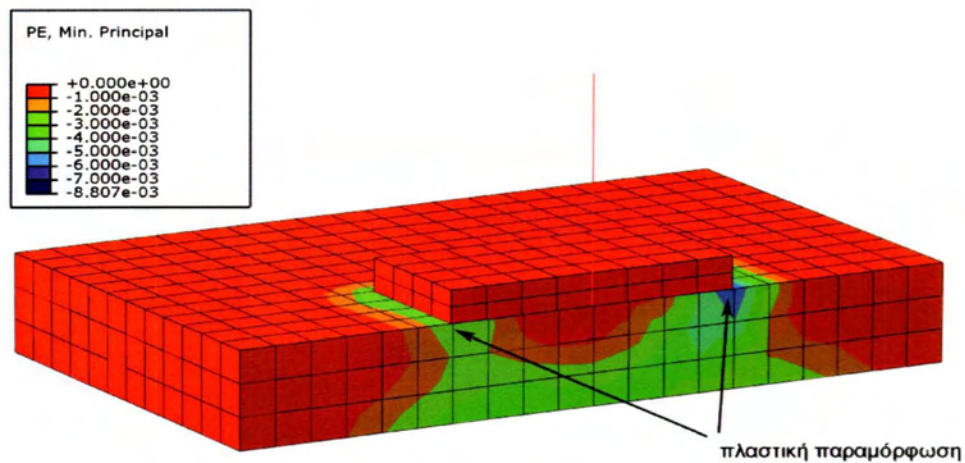
Όπως και κατά τη θεώρηση ελαστικού εδάφους, διακρίνονται δύο φάσεις στη λικνιστική απόκριση. Σε χαμηλά επίπεδα ροπής, διατηρείται πλήρης επαφή του θεμελίου με το υποκείμενο έδαφος. Σε αντίθεση με την ελαστική περίπτωση, ο πόλος περιστροφής του θεμελίου δεν είναι σταθερός στο μέσον αυτού, αλλά κινείται σταδιακά προς το λιγότερο φορτιζόμενο άκρο. Συνέπεια αυτού, η καθίζηση στο κέντρο του θεμελίου κατά την φάση πλήρους επαφής είναι μη μηδενική, σε αντίθεση με το ελαστικό έδαφος.

Το ανασήκωμα της θεμελίωσης ξεκινά για την ίδια κρίσιμη γωνία στροφής όπως στην περίπτωση του ελαστικού εδάφους [Apostolou & Gazetas, 2007]. Καθοριστική παράμετρος στη λικνιστική απόκριση θεμελίωσης επί ανελαστικού εδάφους είναι ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FS_v = N_{ult}/N$. Για υψηλές τιμές του FS_v κυριαρχεί το ανασήκωμα με ελάχιστη πλαστικοποίηση του εδάφους (Σχήμα 1.19α). Αντίθετα, για χαμηλές τιμές του FS_v εκτεταμένη εδαφική διαρροή λαμβάνει χώρα κάτω από το θεμέλιο, ενώ περιορίζεται σημαντικά το ανασήκωμα (Σχήμα 1.19β).

Η μη γραμμική – ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης έχει ως αποτέλεσμα παραμένουσες παραμορφώσεις μετά το πέρας της φόρτισης. Το μέγεθος αυτών εξαρτάται από το στατικό συντελεστή ασφαλείας FS_v , αλλά σχετίζεται επίσης και με τα χαρακτηριστικά της δυναμικής διέγερσης (Σχήμα 1.20).



Σχήμα 1.19. Δικνιστική απόκριση επιφανειακής θεμελίωσης υποκείμενης σε συνδυασμένη MQN φόρτιση : (α) υψηλός FSv (β) χαμηλός FSv (Anastasopoulos, 2012).



Σχήμα 1.20. Πλαστική παραμόρφωση κάτω από το θεμέλιο

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ

2.1 Στόχος

Για την καλύτερη κατανόηση της δυναμικής αλληλεπίδρασης του συστήματος εδάφους – κατασκευής είναι επιθυμητό να γίνει αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής συμπεριφοράς με την βοήθεια ενός κώδικα πεπερασμένων στοιχείων. Συγκεκριμένα, στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται μία σειρά από τρισδιάστατες δυναμικές αναλύσεις με σκοπό τη διερεύνηση της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στην δυναμική απόκριση του μονοβάθμιου ταλαντωτή, ο οποίος θα μπορούσε να προσομοιώσει ικανοποιητικά μία κατασκευή όπως π.χ. ένα βάθρο γέφυρας [Priestley et al., 1996].

2.2 Περιγραφή του αριθμητικού μοντέλου

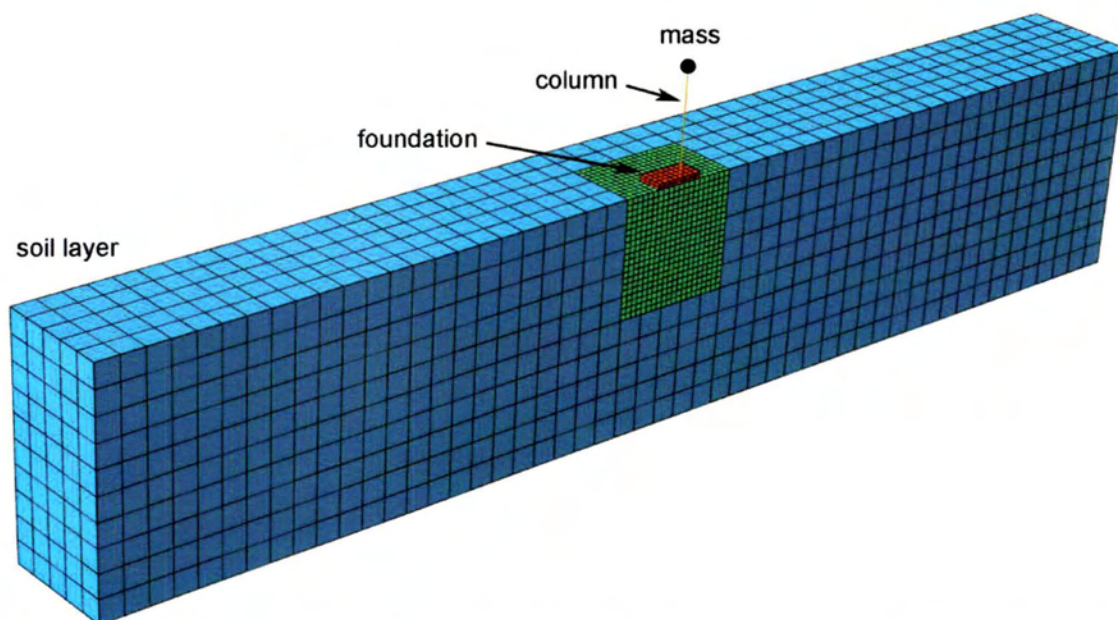
Το σύστημα που προσομοιώνεται αποτελείται από ένα στρώμα εδάφους κάτω από το οποίο υπάρχει ενδόσιμος βράχος. Στην επιφάνεια του εδαφικού στρώματος υπάρχει το θεμέλιο ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, που αποτελείται από ένα υποστύλωμα ύψους h , και δυσκαμψίας k , στην κορυφή του οποίου υπάρχει μία μάζα m . Το αριθμητικό προσομοίωμα παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.1.

Το σύστημα εδάφους-θεμελίου-ανωδομής προσομοιώνεται στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS [1]. Λόγω συμμετρίας προσομοιώνεται με πεπερασμένα στοιχεία μόνο το μισό του θεμελίου και του υποκείμενου εδάφους.

Το υποστύλωμα προσομοιώνεται από γραμμικά ελαστικά στοιχεία δοκού (B31), ενώ η μάζα της κατασκευής είναι συγκεντρωμένη στην κορυφή της. Το υποστύλωμα έχει ύψος $h=9.5$ m, μεταβλητό πλάτος και μήκος (ανάλογα με την ιδιοπερίοδο του συστήματος) και μηδενική μάζα. Η βάση θεμελίωσης είναι ένα επιφανειακό θεμέλιο από σκυρόδεμα με διαστάσεις 4 m x 4 m (4 m x 8 m για το πλήρες μοντέλο). Προσομοιώνεται με οκτακομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου (C3D8) και θεωρείται ότι συμπεριφέρεται με γραμμικά ελαστική συμπεριφορά. Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι ίσο προς $\gamma = 24$ kN/m³ και το μέτρο ελαστικότητας $E=30$ GPa. Η υστερητική απόσβεση του υποστυλώματος είναι 4%.

Το έδαφος, προσομοιώνεται με οκτακομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου (C3D8) και στις περισσότερες αναλύσεις θεωρείται ότι συμπεριφέρεται με γραμμικά ελαστική συμπεριφορά, ενώ σε μερικές αναλύσεις με ελαστο-πλαστική συμπεριφορά, ακολουθώντας το προσομοίωμα Mohr-Coulomb. Ο κώνναβος των πεπερασμένων στοιχείων είναι πυκνότερος στην περιοχή κάτω και γύρω από το θεμέλιο (βλέπε Σχήμα 3.1). Το έδαφος είναι μια ομογενής στρώση πάχους 20m (=5B), μήκους 100m(=25B) και πλάτους 10m(=2,5B) όπου B=4m το πλάτος του θεμελίου. Η πυκνότητα του εδάφους είναι ίση με 2000kg/m³ και η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων λαμβάνει τιμές Vs=200m/s και 300m/s. Η υστερητική απόσβεση στο έδαφος είναι 10%.

Το βραχώδες υπόβαθρο αποτελείται από ενδόσιμο βράχο ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων Vs=1000 m/s. Μεταξύ της βάσης του συστήματος και του υποκείμενου ελαστικού ημιχώρου τοποθετείται ένα σύστημα αποσβεστήρων ώστε να ληφθεί υπόψη η ακτινοβολία της ενέργειας από το σύστημα προς το βραχώδες υπόβαθρο.



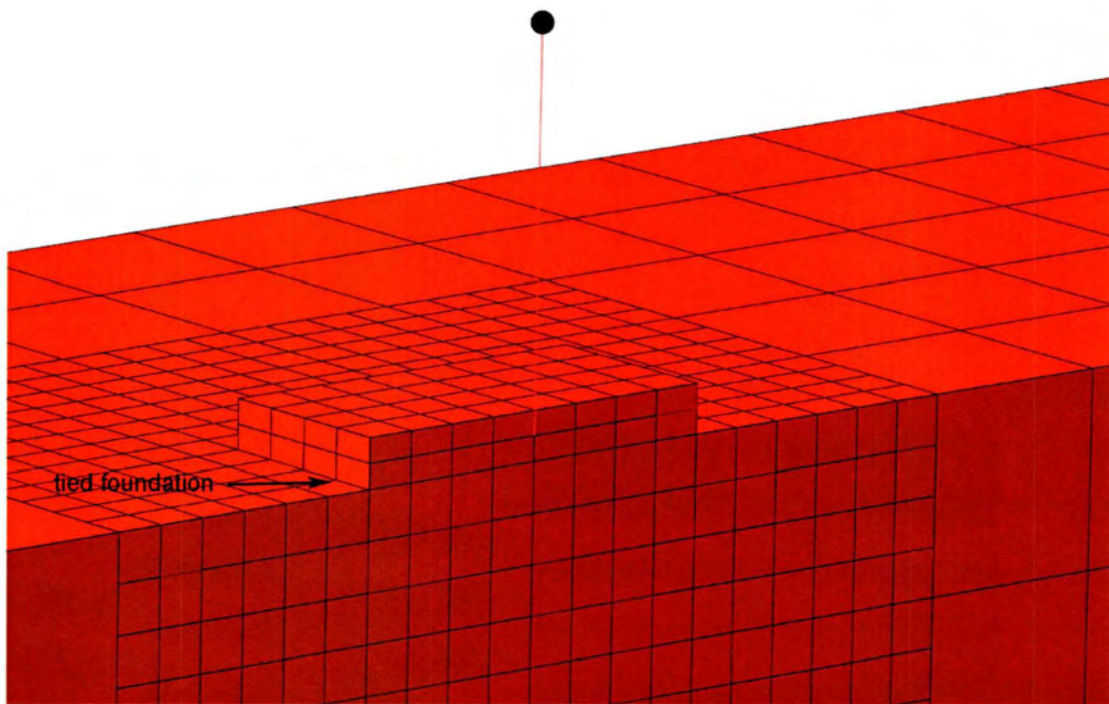
Σχήμα 2.1. Αριθμητικό προσομοίωμα συστήματος εδάφους-κατασκευής (λόγω συμμετρίας χρησιμοποιείται το μισό προσομοίωμα)

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς της βάσης του πέδιλου χρησιμοποιούνται δύο διαφορετικές παραδοχές:

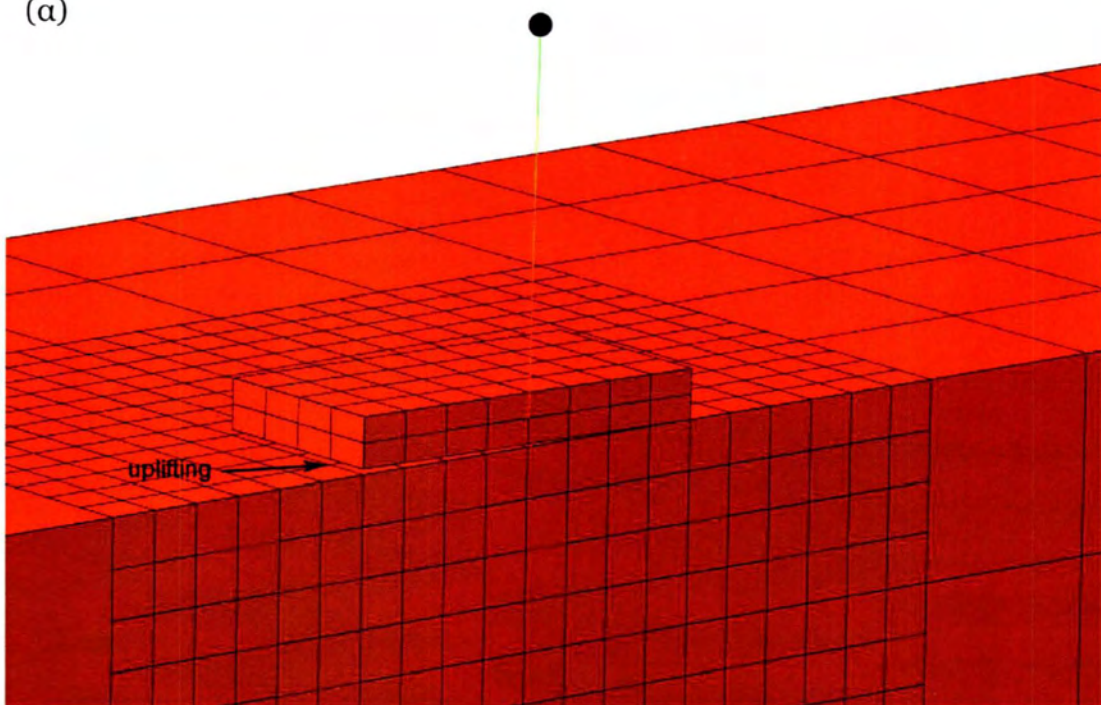
(α) Στο πρώτο μοντέλο θεωρείται ότι υπάρχει πλήρης συγκόλληση μεταξύ του εδάφους και της βάσης του πέδιλου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2α. Η παραδοχή αυτή δεν είναι τόσο ρεαλιστική για επιφανειακό πέδιλο, όμως μπορεί να είναι ρεαλιστική για ένα εγκυβωτισμένο πέδιλο σε κάποιο βάθος θεμελίωσης, οπότε το υπερκείμενο βάρος του υλικού να μην επιτρέπει την ολίσθηση ή το ανασήκωμα. Παρόλα αυτά, υπάρχει θεωρητικό ενδιαφέρον για την κατανόηση της συμπεριφοράς του πέδιλου στην περίπτωση που υπάρχει αυτού του είδους η συγκόλληση μεταξύ εδάφους και πέδιλου.

(β) Στο δεύτερο μοντέλο που είναι πιο κοντά στη πραγματικότητα για πολλές περιπτώσεις, για την προσομοίωση της διεπιφάνειας θεμελίου–εδάφους χρησιμοποιούνται στοιχεία διεπιφάνειας. Τα στοιχεία αυτά ενώνουν τους κόμβους του εδάφους με τους αντίστοιχους (κοινών αρχικών συντεταγμένων) κόμβους του θεμελίου, με τους οποίους ενώ αρχικά βρίσκονται σε επαφή, επιτρέπεται στη συνέχεια ολίσθηση ή αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος. Η ολίσθηση συμβαίνει όταν η οριζόντια δύναμη υπερβαίνει την μέγιστη διατμητική αντοχή στην διεπιφάνεια, ενώ η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος συμβαίνει εξαιτίας της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής στη διεπιφάνεια θεμελίου–εδάφους. Το προσομοίωμα αυτό παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.2β.

Στις αναλύσεις που περιγράφονται παρακάτω εξετάζονται έξι διαφορετικές ιδιοπερίοδοι του μονοβάθμιου ταλαντωτή οι οποίες αντιπροσωπεύουν προσεγγιστικά την ιδιοπερίοδο ενός κτιρίου 1, 2, 3, 4, 5 και 6 ορόφων, αντίστοιχα. Οι τιμές του πλάτους του υποστυλώματος προσαρμόζονται κατάλληλα μέσω δοκιμών ώστε να επιτευχθεί η επιθυμητή κάθε φορά ιδιοσυχνότητα (ή αντίστοιχα ιδιοπερίοδος). Στις δοκιμές αυτές εξετάζεται μόνο ο μονοβάθμιος ταλαντωτής, που θεωρείται ότι εδράζεται σε άκαμπτη βάση, και προσαρμόζεται η δυσκαμψία του ώστε να επιτευχθούν οι ιδιοπερίοδοι του Πίνακα 2.1. Το πλάτος του υποστυλώματος που προκύπτει από τις δοκιμές δίδονται στον Πίνακα 2.1.



(α)



(β)

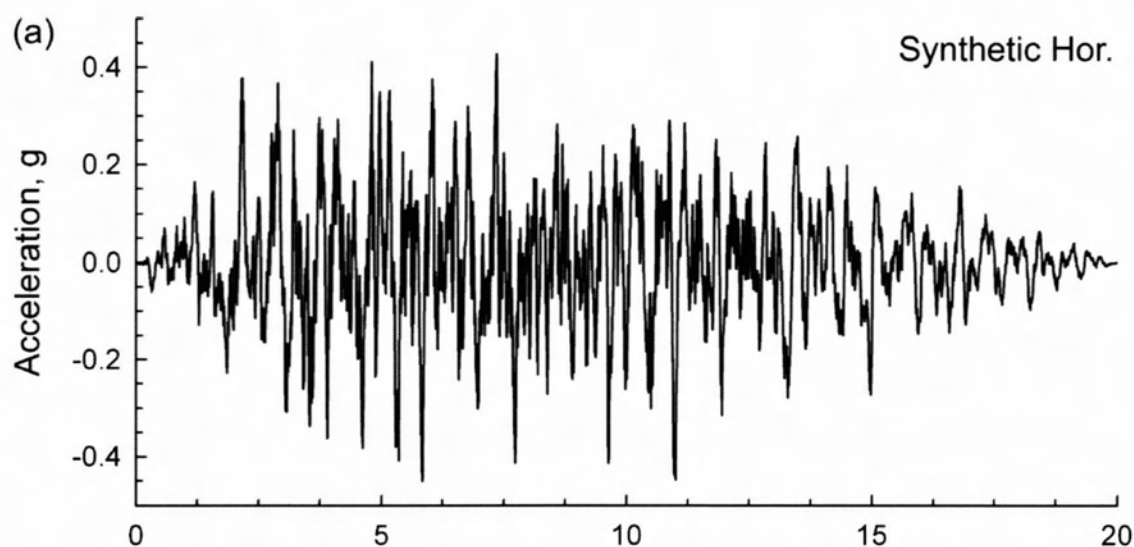
Σχήμα 2.2 (α) θεμέλιο χωρίς ανασήκωμα επαφής (β) θεμέλιο με ανασήκωμα επαφής

Πίνακας 2.1 Χαρακτηριστικά των 6 μονοβάθμιων ταλαντωτών

	1	2	3	4	5	6
	όροφος	όροφοι	όροφοι	όροφοι	όροφοι	όροφοι
Ιδιοπερίοδος ταλαντωτή T(s)	0,08	0,16	0,24	0,32	0,40	0,48
Πλάτος υποστυλώματος(m)	0,5522	0,3905	0,3188	0,2761	0,2470	0,2252
Μάζα (kg)	1000	1000	1000	1000	1000	1000

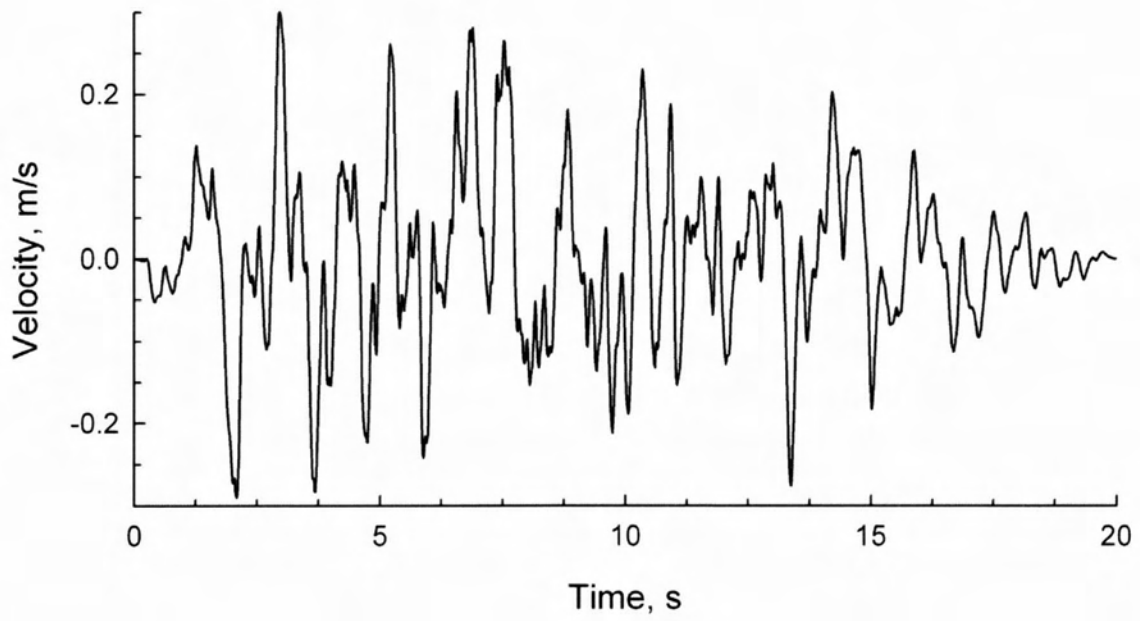
2.3 Σεισμική διέγερση

Η σεισμική διέγερση αποτελείται από ένα τεχνητό επιταχυνσιογράφημα, του οποίου το φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης προσεγγίζει ικανοποιητικά το Σχήμα του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για κατασκευές που θεμελιώνονται σε βράχο του Ευρωκώδικα 8.

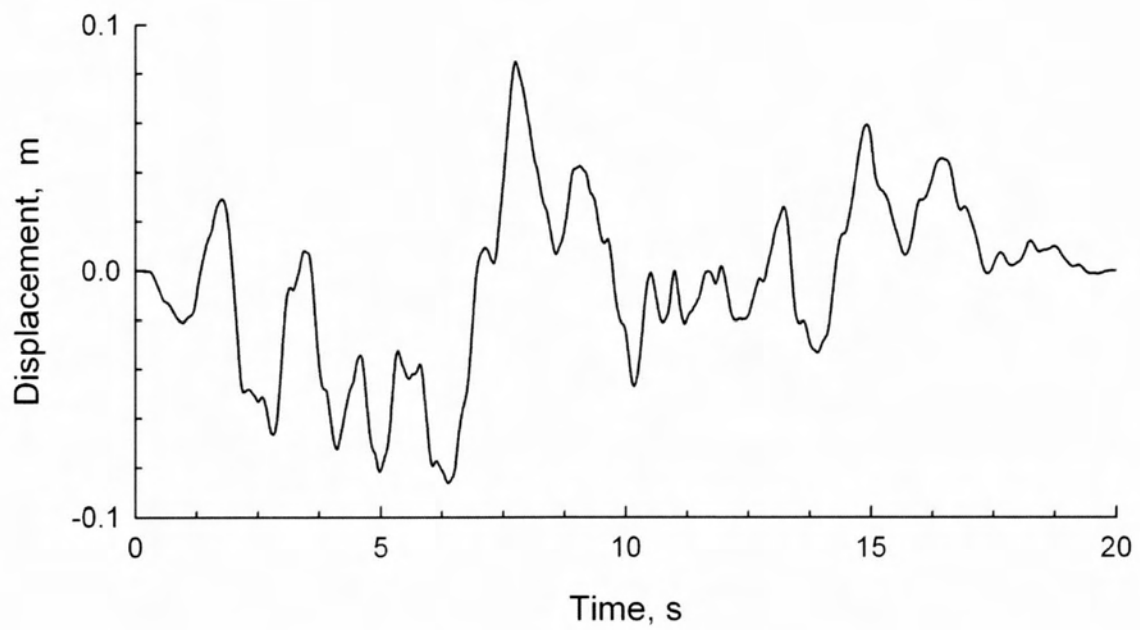


Σχήμα 2.3α. Χρονοϊστορία επιτάχυνσης (συνεχίζεται...)

(b)

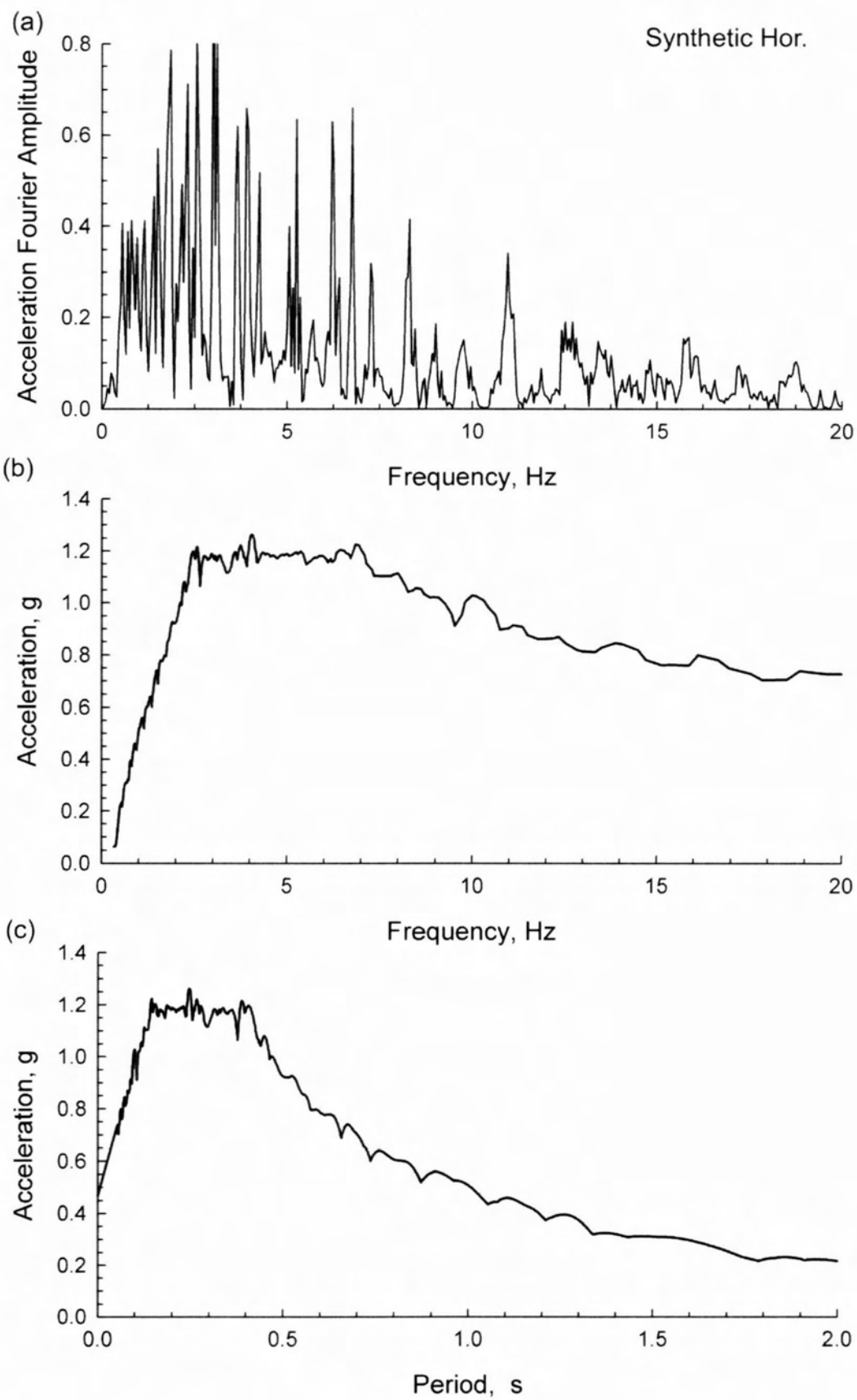


(c)



Σχήμα 2.3 Χρονοϊστορία (a) επιτάχυνσης (b) ταχύτητας και (c) μετατόπισης της τεχνητής καταγραφής (συνεχίζεται από την προηγούμενη σελίδα)

Η μέγιστη τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης της καταγραφής ισούται με 0.47g. Στο Σχήμα 2.3 δίδονται η επιτάχυνση, ταχύτητα και μετατόπιση της σεισμικής διέγερσης. Στο Σχήμα 2.4 δίδονται ο μετασχηματισμός Fourier της επιτάχυνσης και το φάσμα απόκρισης της επιτάχυνσης (απόσβεση 5%) ως προς την περίοδο και συχνότητα διέγερσης.

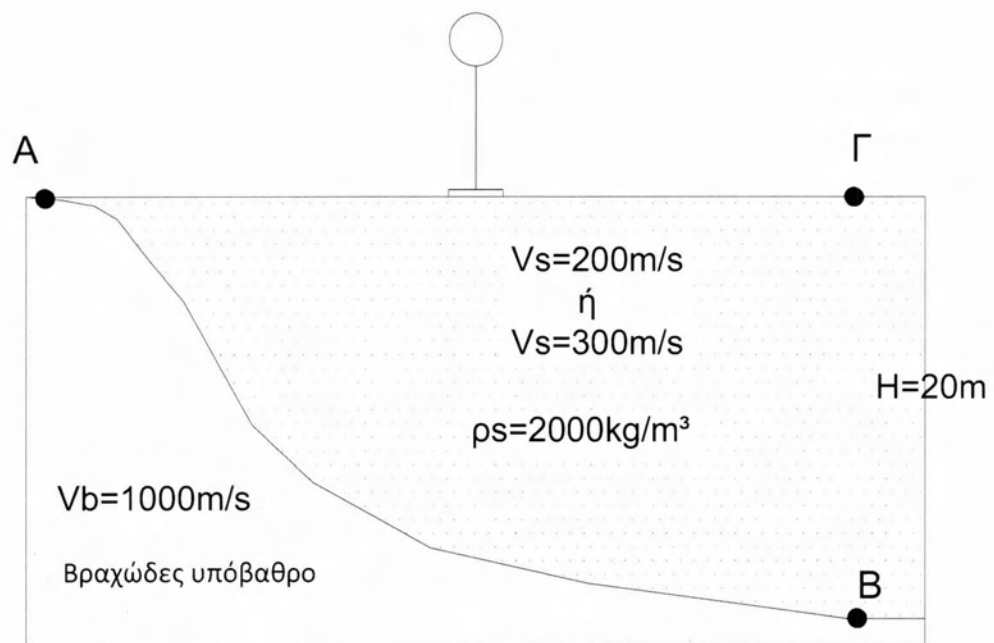


Σχήμα 2.4 (a) φάσμα Fourier, (b), (c) Φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης της τεχνητής καταγραφής

Θεωρούμε ότι η σεισμική διέγερση καταγράφεται σε μία ιδεατή επιφάνεια έξαρσης βράχου (Σημείο A στο Σχήμα 2.5). Δεδομένης αυτής της διέγερσης υπολογίζεται με τη χρήση του λογισμικού SHAKE η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στην διεπιφάνεια βράχου-εδαφικού στρώματος (σημείο B, Σχήμα 2.5). Από την επιτάχυνση στο σημείο B, υπολογίζεται η ταχύτητα στο σημείο αυτό και εν συνεχεία η θεωρητική διατμητική τάση που αντιστοιχεί στην τάση που θα αναπτύσσονταν στην θέση αυτή αν υπήρχε ένα φανταστικό άκαμπτο επίπεδο (βλέπε Σχήμα 1.13). Η επιβαλλόμενη διατμητική τάση δίδεται από την σχέση

$$\tau = - 2 \dot{u}_h (t) V_s \quad (2.1)$$

όπου V_s = η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στο βράχο και $\dot{u}_h (t)$ = η ταχύτητα στο σημείο B. Τέλος, στο σημείο Γ στην επιφάνεια του εδαφικού στρώματος καταγράφεται η επιτάχυνση του ελεύθερου πεδίου.



Σχήμα 2.5 Φυσικό πρόβλημα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

3.1 Σημαντικές Παράμετροι

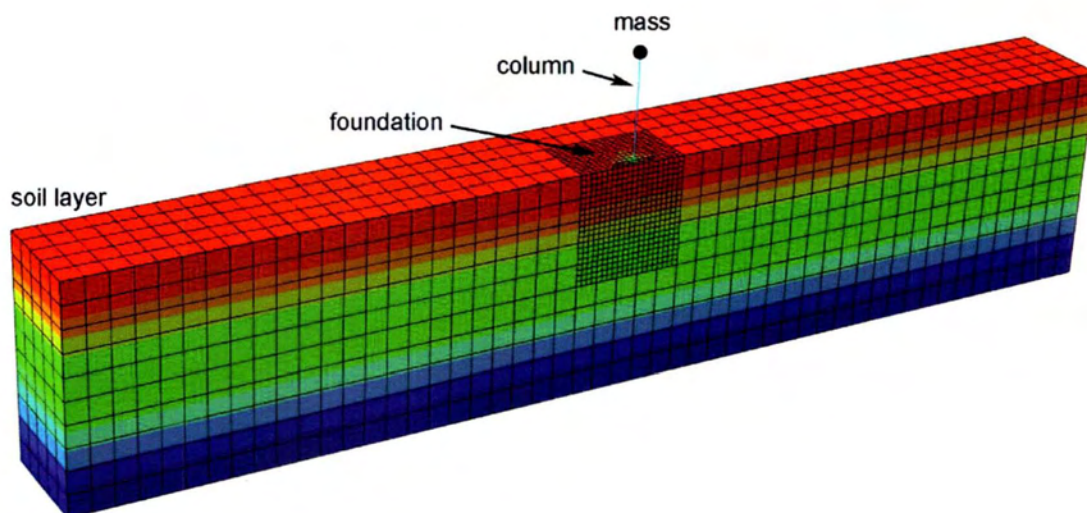
Για την κατανόηση των σημαντικών παραμέτρων που επηρεάζουν την δυναμική συμπεριφορά του μονοβάθμιου ταλαντωτή λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου έγινε μία σειρά αναλύσεων. Οι αναλύσεις αυτές έγιναν για ταλαντωτές με 6 διαφορετικές ιδιοπεριόδους (βλέπε Πίνακα 2.1).

1. Στην πρώτη σειρά αναλύσεων των 6 ταλαντωτών θεωρείται ότι το έδαφος είναι γραμμικά ελαστικό με ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων ίση προς $V_s=200$ m/s. Το θεμέλιο είναι προσκολλημένο στο έδαφος, και συνεπώς δεν υπάρχει δυνατότητα ολίσθησης ή ανασηκώματος κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στον υποκείμενο βράχο είναι $V_s=1000$ m/s. Η σεισμική διέγερση που αντιστοιχεί στην ιδεατή επιφανειακή έξαρση του βράχου (βλέπε σημείο A, Σχήμα 2.1) έχει μέγιστη τιμή $a_{max} = 0.47g$.
2. Στην δεύτερη σειρά αναλύσεων επαναλαμβάνονται οι ανωτέρω αναλύσεις με την διαφορά ότι το έδαφος έχει ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων ίση προς $V_s=300$ m/s. Όπως και στην περίπτωση (1), το θεμέλιο είναι προσκολλημένο στο έδαφος δεν υπάρχει δυνατότητα ολίσθησης ή ανασηκώματος.
3. Στην τρίτη σειρά αναλύσεων επαναλαμβάνονται οι ανωτέρω αναλύσεις της κατηγορίας (1) (έδαφος με $V_s=200$ m/s) αλλά η βάση του θεμελίου ευρίσκεται σε απλή επαφή με την επιφάνεια του εδάφους. Συνεπώς, υπάρχει η δυνατότητα ολίσθησης ή ανασηκώματος κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης.
4. Στην τέταρτη σειρά αναλύσεων των 6 ταλαντωτών επαναλαμβάνεται το μοντέλο των αναλύσεων της σειράς (3) με την διαφορά ότι το έδαφος σε μία περιοχή κάτω και γύρω από την βάση θεμελίωσης έχει μη γραμμική ελαστοπλαστική συμπεριφορά. Θεωρείται ότι το έδαφος είναι αργιλικό υπό

αστράγγιστες συνθήκες με συνοχή $c = 20 \text{ kPa}$ και γωνία διατμητικής αντοχής $\varphi=0^\circ$.

5. Στην πέμπτη σειρά αναλύσεων χρησιμοποιείται ο μονοβάθμιος ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο $T= 0.16 \text{ s}$, και τις συνθήκες της τρίτης σειράς αναλύσεων (3), με δυνατότητα ολίσθησης ή ανασηκώματος αλλά με διαφορετική ένταση της σεισμικής διέγερσης. Συγκεκριμένα η μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του βράχου λαμβάνει τις τιμές $0.24g$, $0.35g$, $0.47g$ και $0.7g$.

Πριν τη εκτέλεση της σεισμικής ανάλυσης του συστήματος εδάφους-κατασκευής, εκτελείται μια στατική ανάλυση κατά την οποία ενεργοποιείται η βαρύτητα. Στην συνέχεια επιβάλλεται σεισμική διέγερση με την μορφή της διατμητικής τάσης στην βάση του εδαφικού στρώματος μέσω της σχέσης (2.1).



Σχήμα 3.1 Κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης στο σύστημα εδάφους-κατασκευής μετά την επιβολή της βαρύτητας.

3.2 Τυπικά αποτελέσματα

3.2.1 Θεμέλιο χωρίς ανασήκωμα επαφής

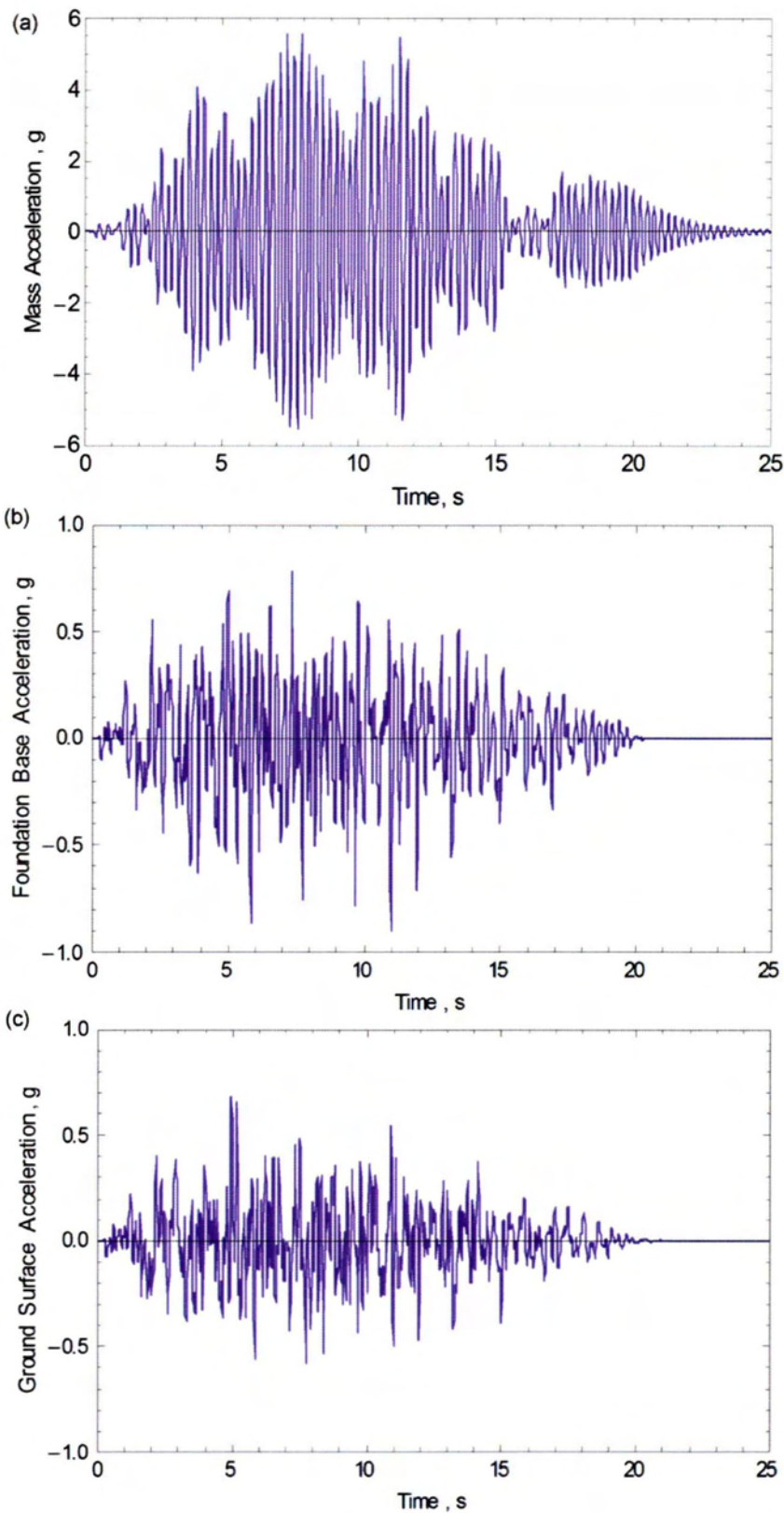
Παρουσιάζονται αρχικά μερικά τυπικά αποτελέσματα από την πρώτη σειρά δυναμικών αναλύσεων, αναφορικά με τις απόλυτες επιταχύνσεις και μετατοπίσεις σε χαρακτηριστικά σημεία του συστήματος.

Έτσι, στο Σχήμα 3.2 παρουσιάζονται (a) η χρονοϊστορία της απόλυτης επιτάχυνσης στα μάζα του ταλαντωτή, (b) η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στη βάση της θεμελίωσης και (c) η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους που θεωρείται ως ελεύθερο πεδίο (σημείο Γ, Σχήμα 2.5) για την περίπτωση που δεν υπάρχει δυνατότητα ανασηκώματος του θεμελίου και για ιδιοπερίοδο κατασκευής ίση με $T = 0.16s$. Παρατηρείται ότι η μέγιστη επιτάχυνση στην μάζα είναι 5.58g, ενώ στην βάση του υποστυλώματος 0.9g και στην επιφάνεια στο ελεύθερο πεδίο 0.68g. Σημειώνεται ότι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής $T = 0.16s$ αντιστοιχεί στην υπόθεση ότι η βάση του θεμελίου είναι άκαμπτη. Επειδή στην πραγματικότητα υπάρχει το εύκαμπτο εδαφικό στρώμα, η ενεργός ιδιοπερίοδος είναι μεγαλύτερη, ίση προς $T = 0.26s$. Πράγματι, η τιμή αυτή της πραγματικής ιδιοπεριόδου ταλάντωσης επιβεβαιώνεται αν εξετάσουμε την απόκριση στην κορυφή της κατασκευής στο πεδίο των συχνοτήτων.

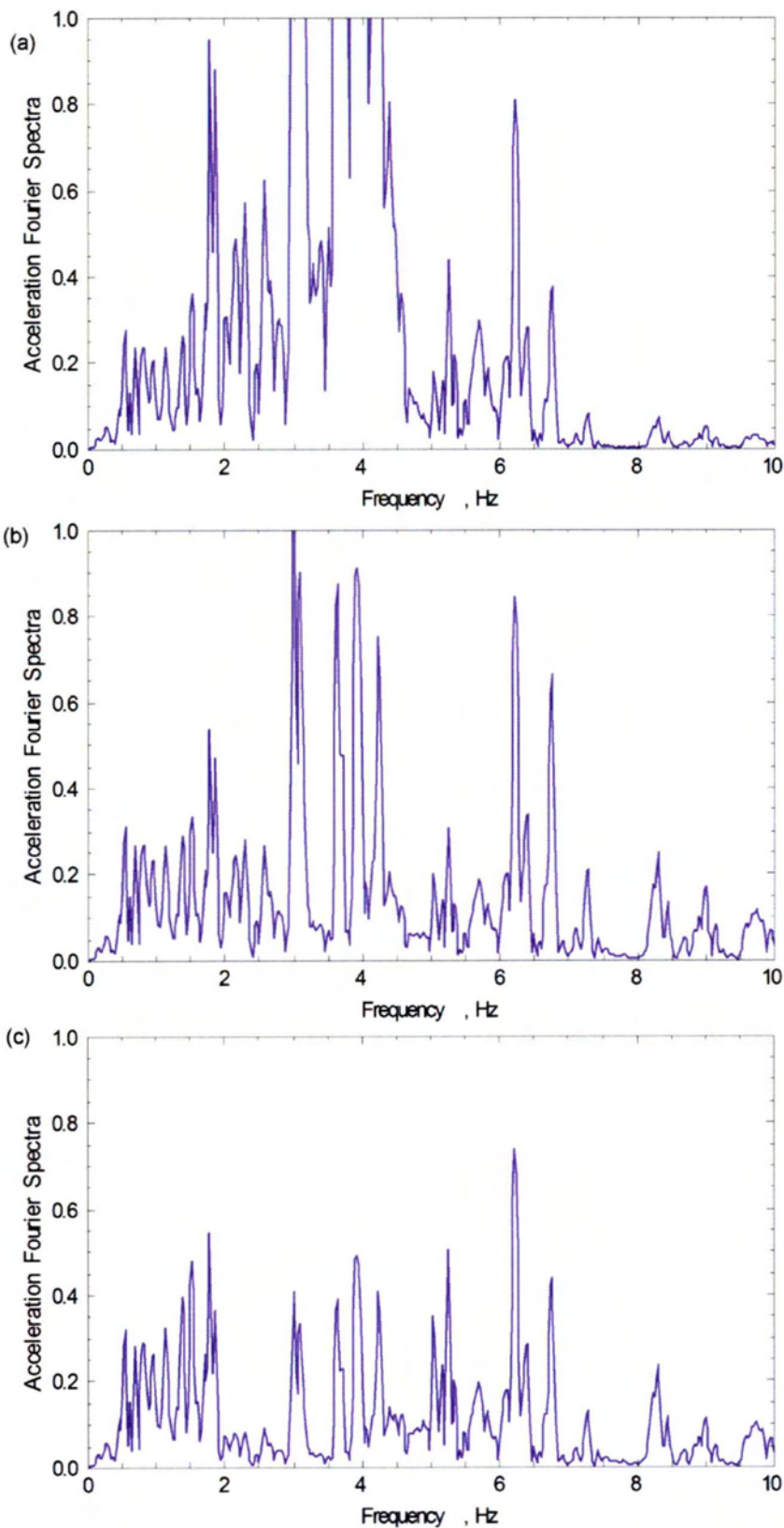
Στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα φάσματα Fourier των απόλυτων επιταχύνσεων (a) της μάζας του ταλαντωτή, (b) στη βάση της θεμελίωσης και (c) στην επιφάνεια του εδάφους (σημείο Γ). Πράγματι, στο φάσμα επιτάχυνσης της μάζας (Σχ. 3.3α) η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης αυξάνει σημαντικά στην περιοχή συχνοτήτων των $f = 1/(0.26 s) = 3.85 Hz$.

Στο Σχήμα 3.4 παρουσιάζονται η χρονοϊστορία της μετατόπισης της μάζας και της βάσης της θεμελίωσης καθώς και η χρονοϊστορία της σχετικής μετατόπισης που προκύπτει ως η διαφορά των δύο παραπάνω χρονοϊστοριών. Η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης του ταλαντωτή είναι 11.2cm.

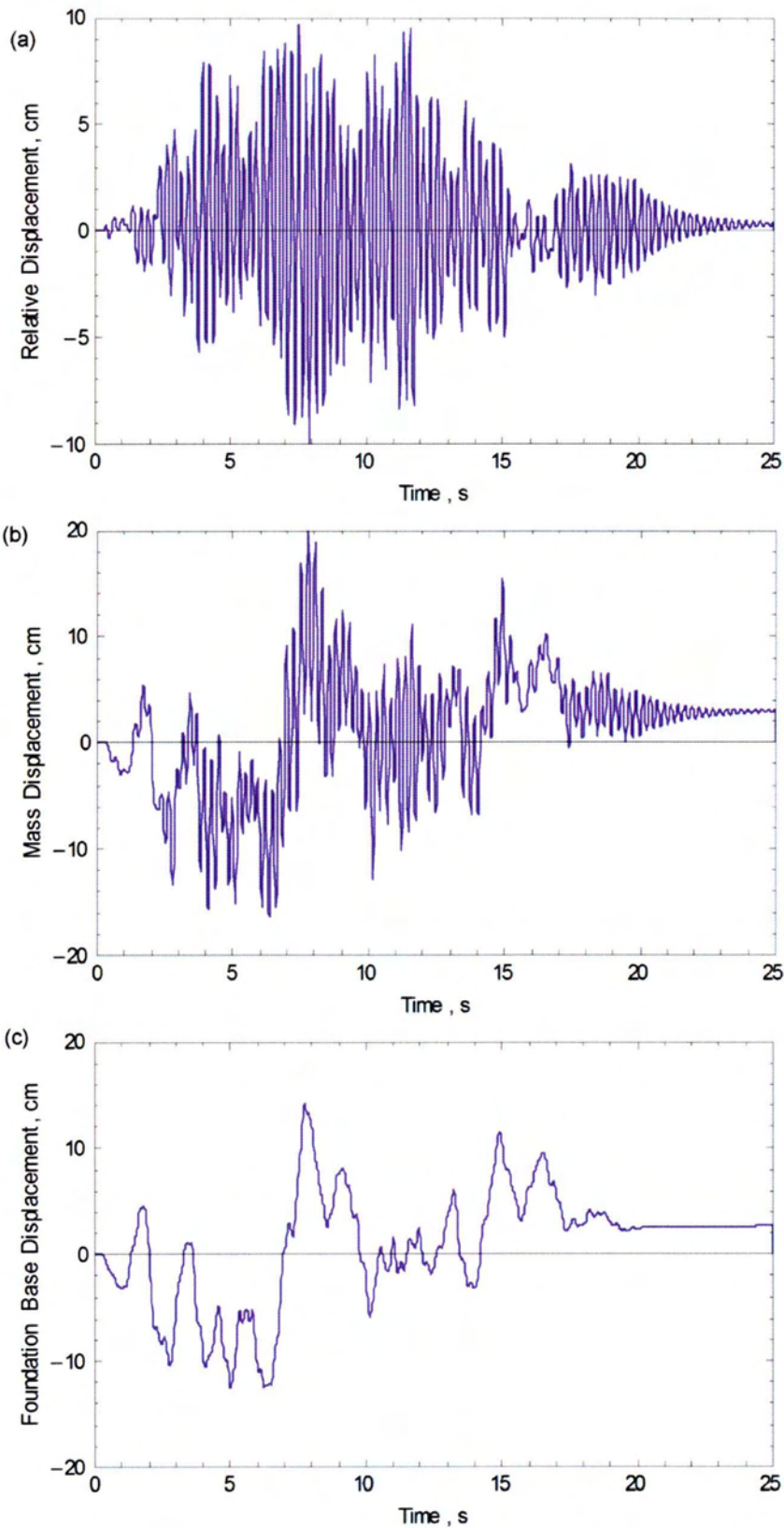
Τα Σχήματα 3.5 και 3.6 δείχνουν αντίστοιχα πως μεταβάλλεται η τιμή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης και της μέγιστης επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή σε σχέση με την ιδιοπερίοδο του.



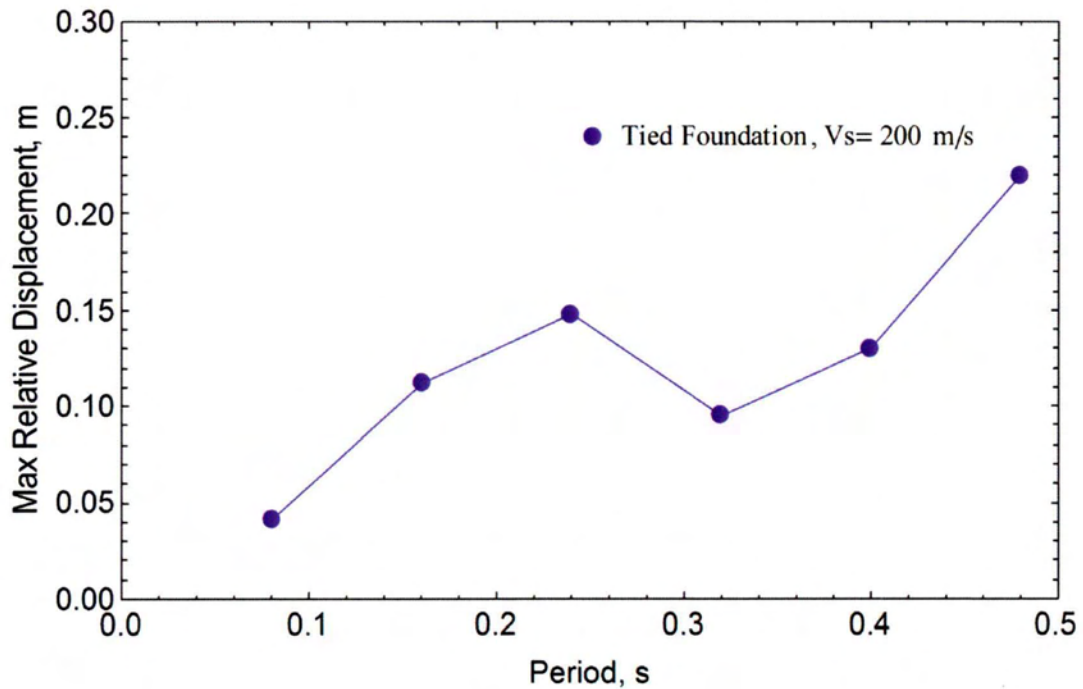
Σχήμα 3.2 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης (a) στη μάζα (b) στη βάση της θεμελίωσης και (c) στην επιφάνεια του εδάφους.



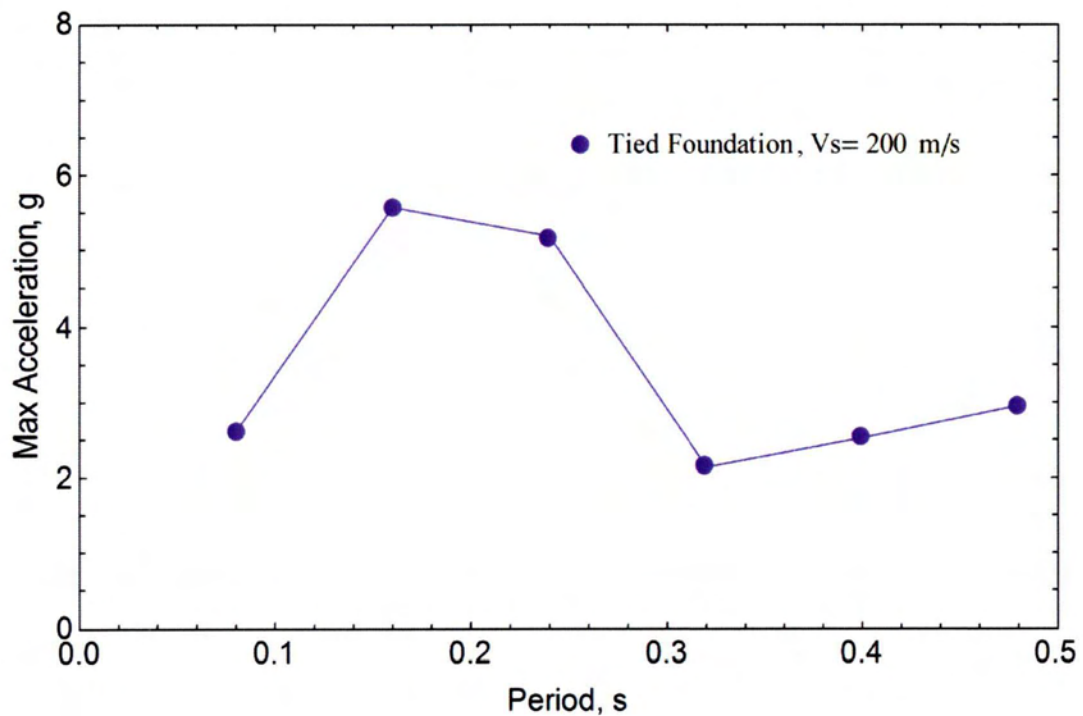
Σχήμα 3.3 Φάσμα Fourier της απόλυτης επιτάχυνσης (a) στη μάζα (b) στη βάση της θεμελίωσης και (c) στην επιφάνεια του εδάφους.



Σχήμα 3.4 Χρονοϊστορία (a) της σχετικής μετατόπισης της μάζας (b) της απόλυτης μετατόπισης της μάζας (c) της απόλυτης μετατόπισης της βάσης του πέδιλου.



Σχήμα 3.5 μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής



Σχήμα 3.6 μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης στη μάζα με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής

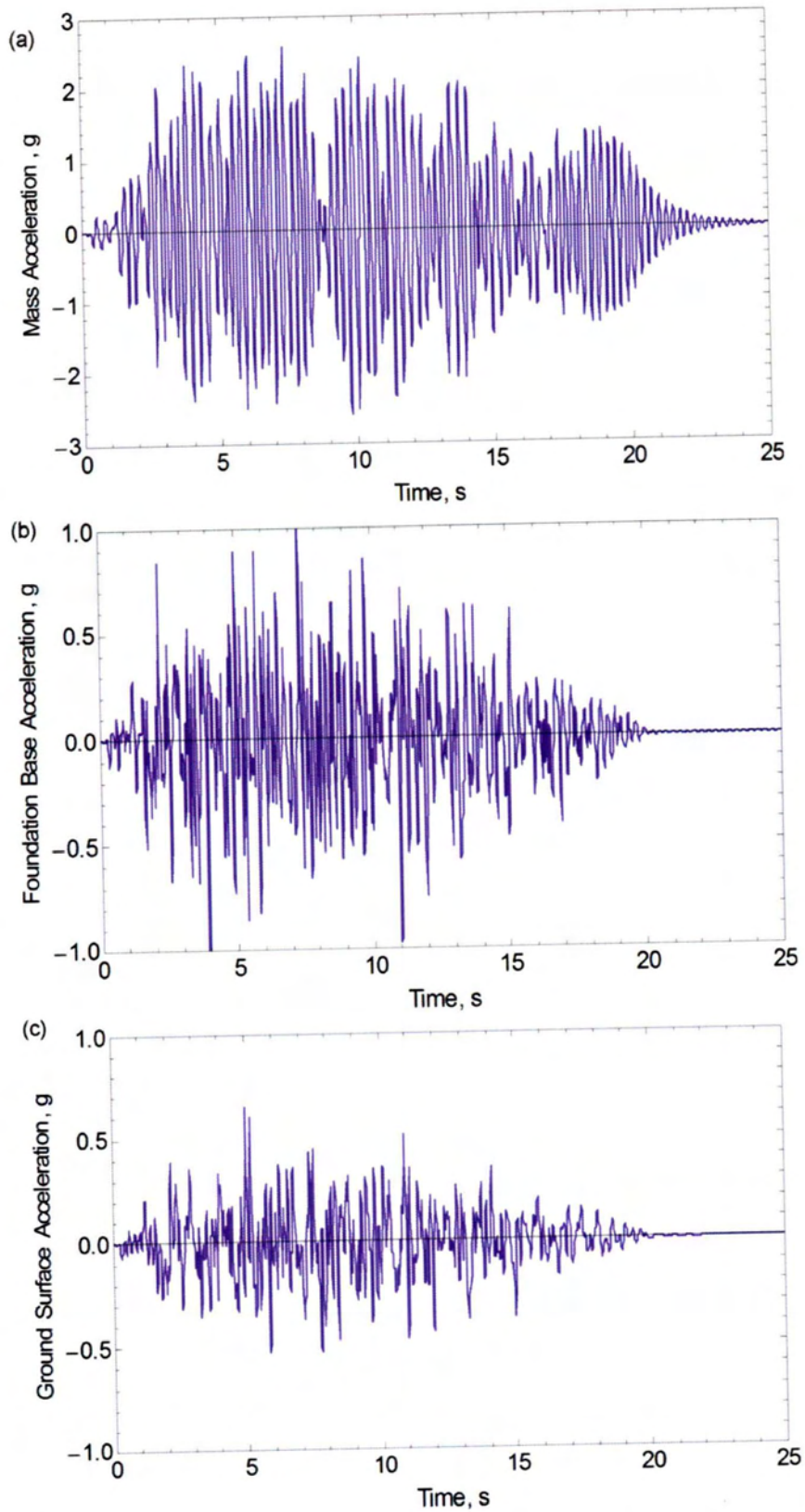
3.2.2 Θεμέλιο με ανασήκωμα επαφής

Στο παρακάτω Σχήμα 3.7 παρουσιάζονται (a) η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή, (b) η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στη βάση της θεμελίωσης και (c) η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους (σημείο Γ, Σχήμα 2.4) για την περίπτωση που υπάρχει δυνατότητα ανασηκώματος του θεμελίου και για ιδιοπερίοδο κατασκευής ίση με $T = 0.16s$ σε άκαμπτη βάση. Παρατηρείται μία σημαντική μείωση της επιτάχυνσης σε 2.59g σε σύγκριση με την υψηλή τιμή 5.58g στην περίπτωση του συγκολλημένου θεμελίου (μείωση κατά 54%). Η ενεργός ιδιοπερίοδος παραμένει και πάλι $T = 0.26s$, μία αύξηση από την τιμή 0.16s που συνδέεται με την ευκαμψία του εδάφους θεμελίωσης.

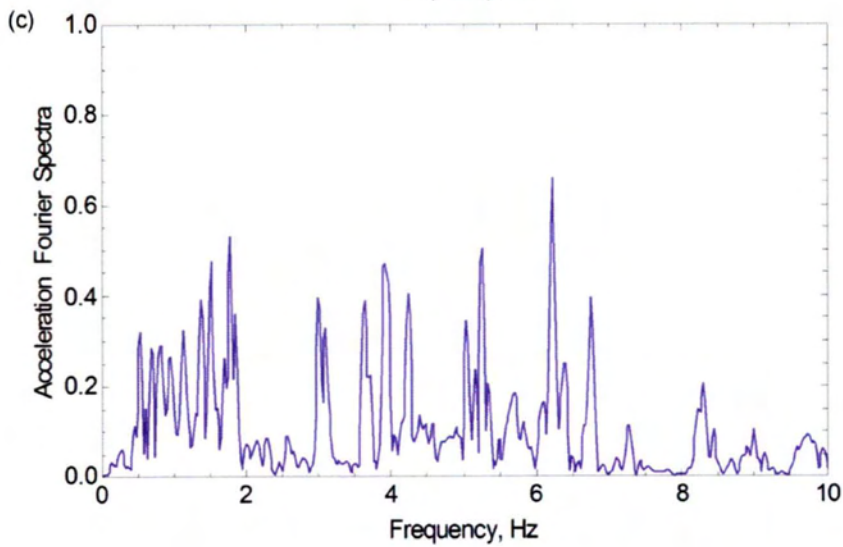
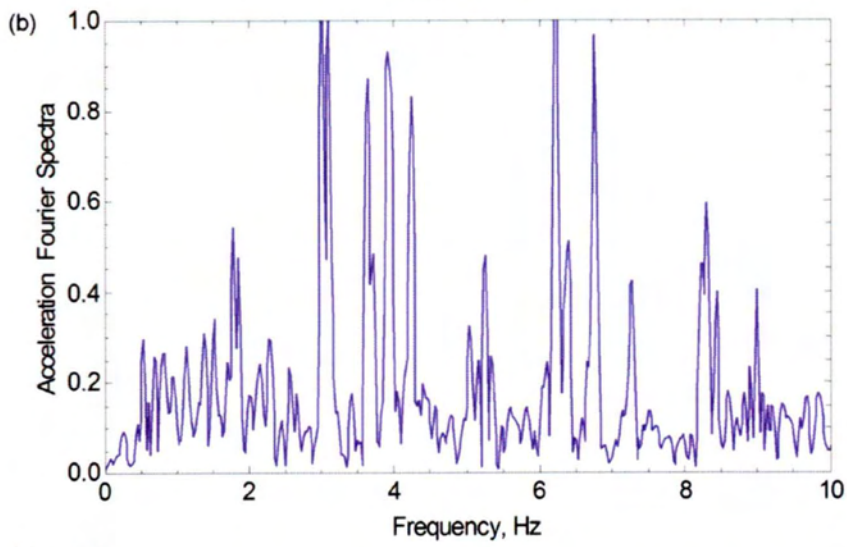
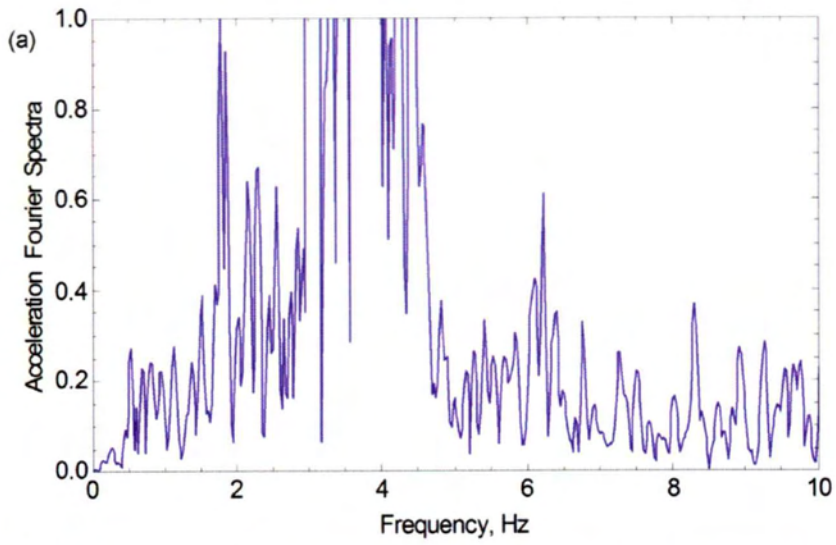
Αντίστοιχα στο Σχήμα 3.8 παρουσιάζονται τα φάσματα Fourier (a) της μάζας του ταλαντωτή, (b) στη βάση της θεμελίωσης και (c) στην επιφάνεια του εδάφους (σημείο Γ, Σχήμα 2.4).

Στο Σχήμα 3.9 παρουσιάζονται η χρονοϊστορία της μετατόπισης της μάζας και της βάσης της θεμελίωσης καθώς και η χρονοϊστορία της σχετικής μετατόπισης που προκύπτει ως η διαφορά των δύο παραπάνω χρονοϊστοριών. Η μέγιστη σχετική μετατόπιση είναι 6.2cm, αρκετά μειωμένη σχετικά με την τιμή των 11.2cm που αντιστοιχεί στην περίπτωση συγκολλημένου θεμελίου (μείωση κατά 45%).

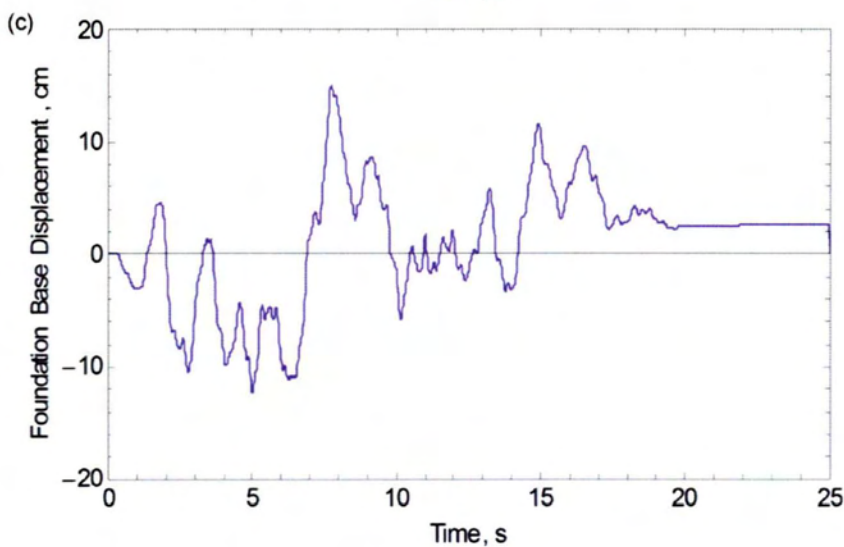
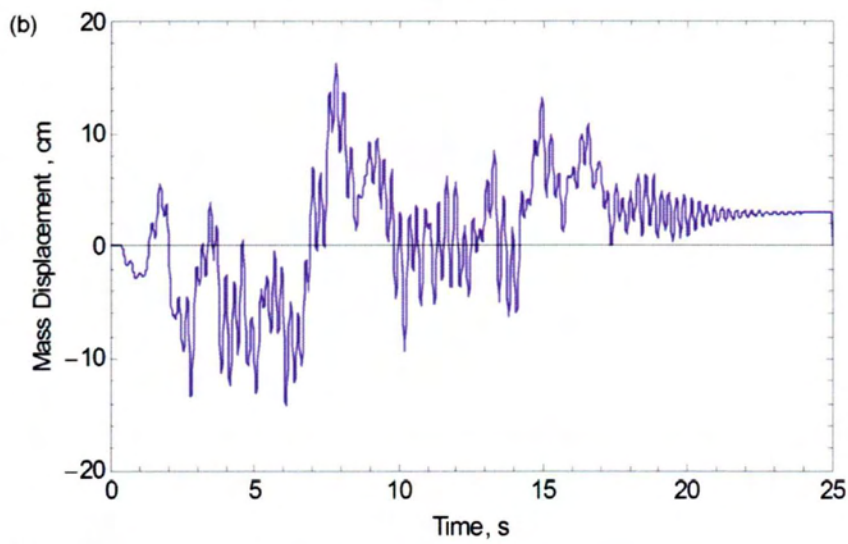
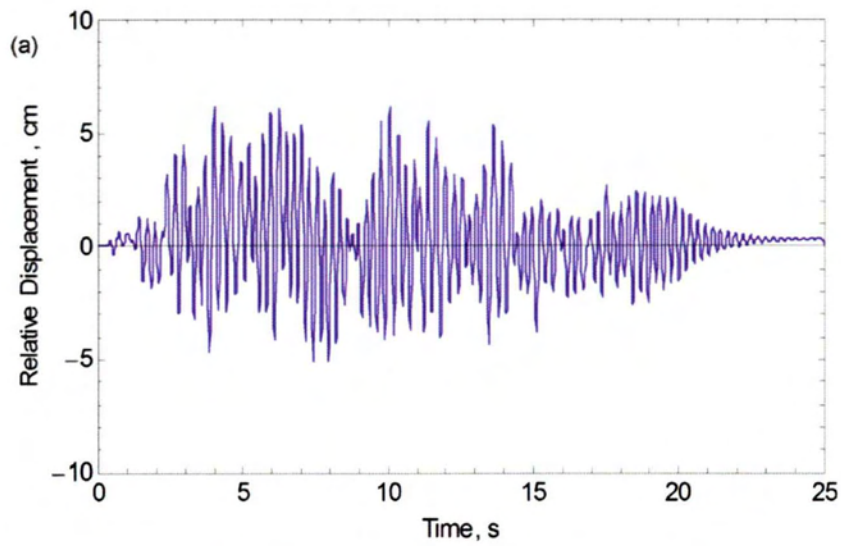
Τα Σχήματα 3.10 και 3.11 δείχνουν αντίστοιχα πως μεταβάλλεται η τιμή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης και της μέγιστης επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή σε σχέση με την ιδιοπερίοδο του.



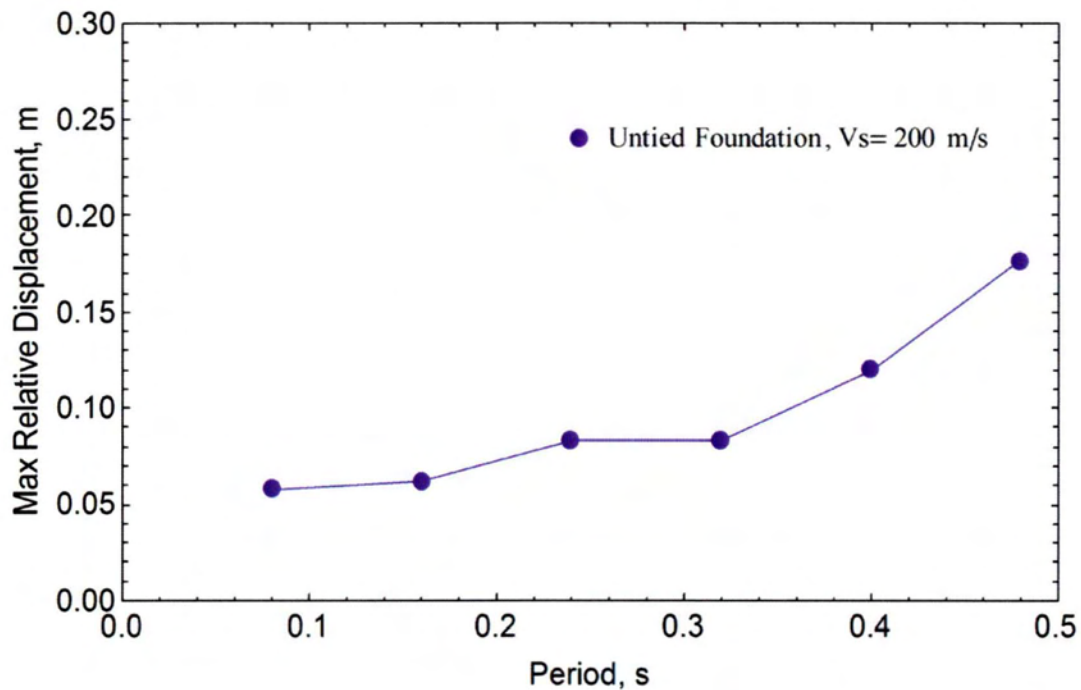
Σχήμα 3.7 χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη (a) μάζα (b) βάση της θεμελίωσης (c) επιφάνεια του εδάφους.



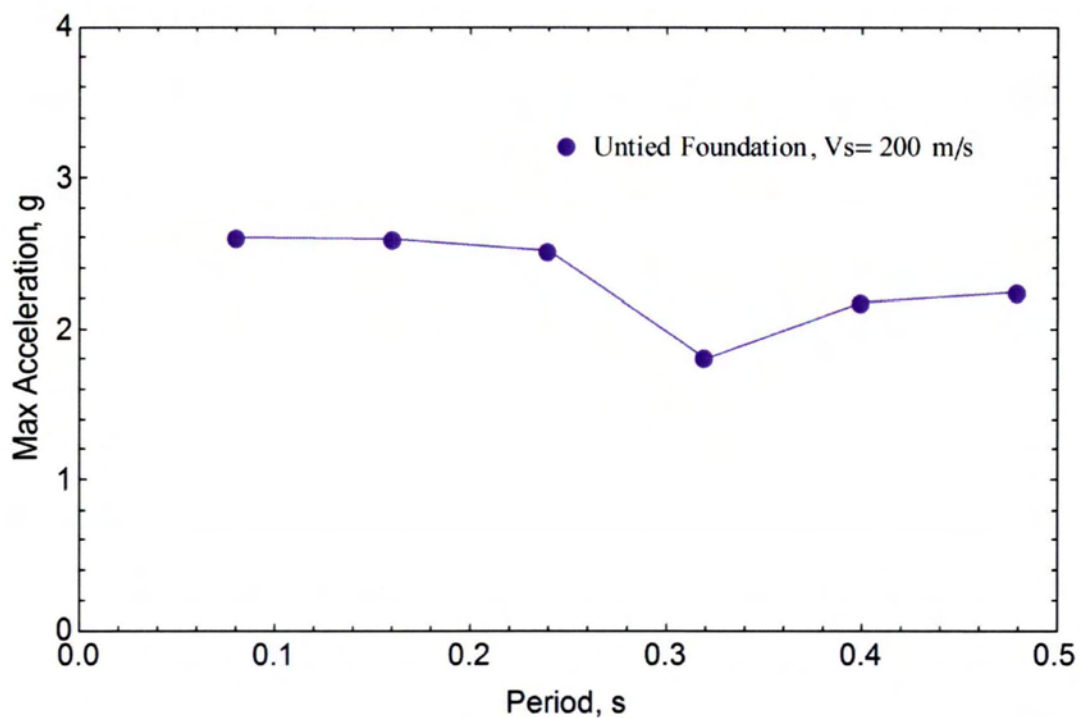
Σχήμα 3.8 φάσμα Fourier στη (a) μάζα (b) βάση της θεμελίωσης (c) επιφάνεια του εδάφους.



Σχήμα 3.9 χρονοϊστορία (a) σχετικής μετατόπισης (b) μετατόπισης της μάζας (c) μετατόπισης της βάσης.



Σχήμα 3.10 μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής



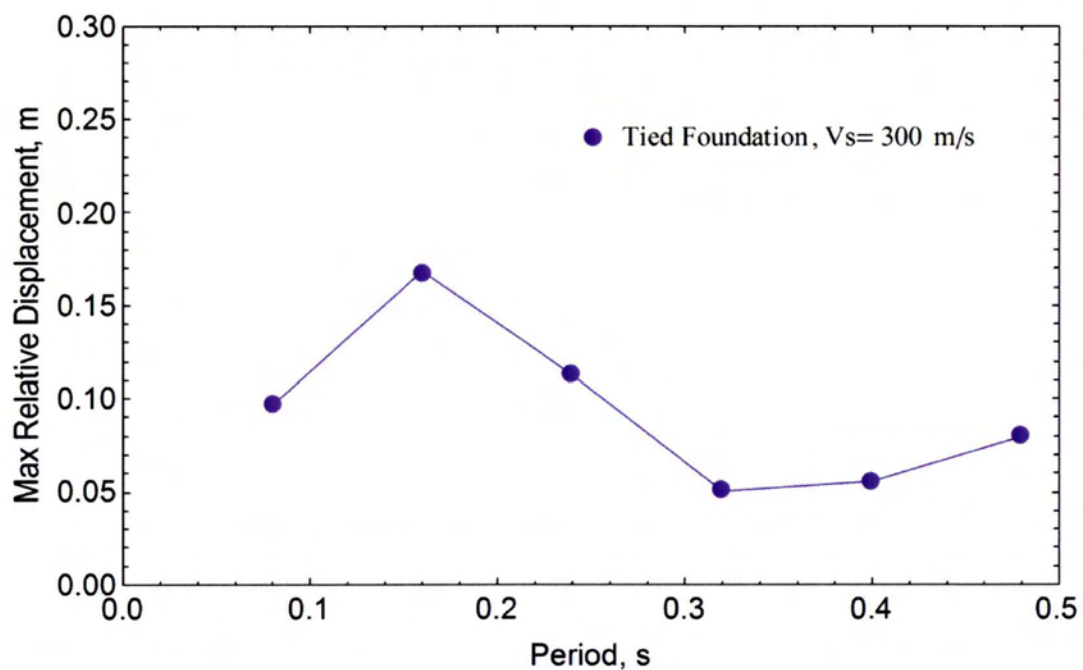
Σχήμα 3.11 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής

3.3 Θεμέλιο χωρίς ανασήκωμα επαφής : Επίδραση της δυσκαμψίας του εδάφους

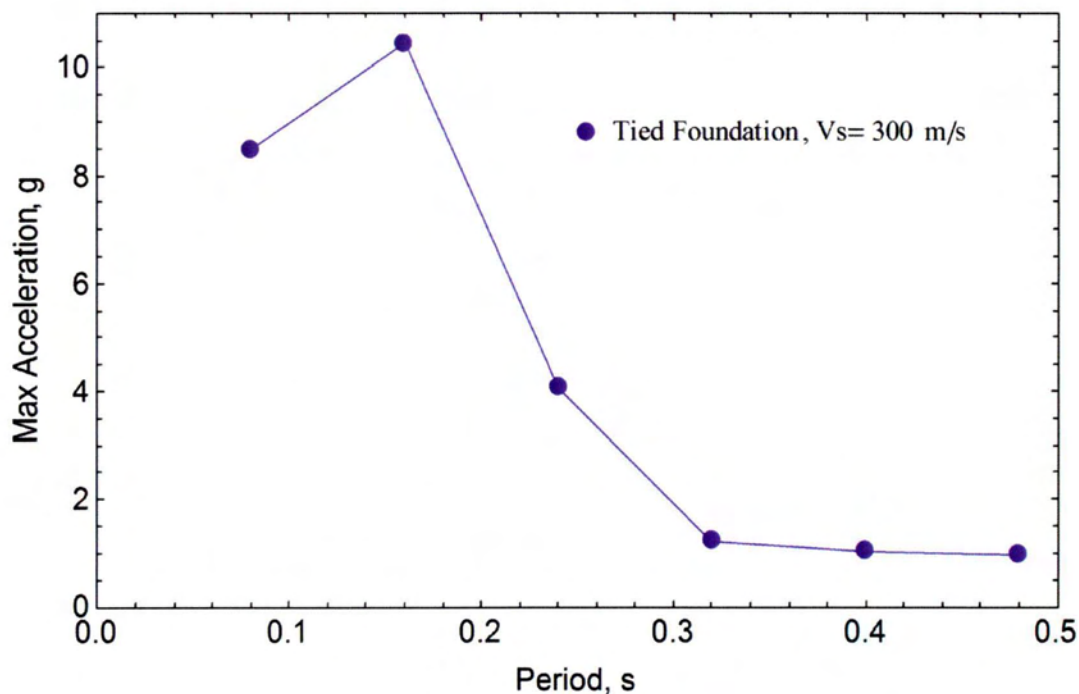
Για την διερεύνηση της επίδρασης της δυσκαμψίας του εδάφους θεμελίωσης εξετάζονται δύο διαφορετικές τιμές της ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων $V_s = 200\text{m/s}$ και $V_s = 300\text{m/s}$ για την περίπτωση θεμελίου «δεμένου» με το έδαφος. Σε προηγούμενο τμήμα εξετάσθηκε η περίπτωση $V_s = 200\text{m/s}$ και εδώ δίδονται τα αποτελέσματα για $V_s = 300\text{m/s}$.

Στο Σχήμα 3.12 δίδεται η σχετική μετατόπιση του ταλαντωτή η οποία για $T=0.16\text{s}$ είναι ίση προς 16.8cm . Δηλαδή η αύξηση της ταχύτητας από $V_s = 200\text{m/s}$ σε $V_s = 300\text{m/s}$ οδηγεί σε αύξηση της σχετικής μετατόπισης κατά 50%.

Επίσης, στο Σχήμα 3.13 δίδεται η απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή η οποία για $T=0.16\text{s}$ είναι ίση προς περίπου $10g$. Μία τέτοια επιτάχυνση δεν είναι ρεαλιστική σε μία πραγματική κατασκευή καθόσον θα αυξηθεί σημαντικά η απόσβεση λόγω πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων της κατασκευής. Εδώ τα αποτελέσματα αυτά εξετάζονται μόνο ποιοτικά για την κατανόηση της πιθανής επίδρασης της αυξημένης δυσκαμψίας του εδάφους της βάσης.



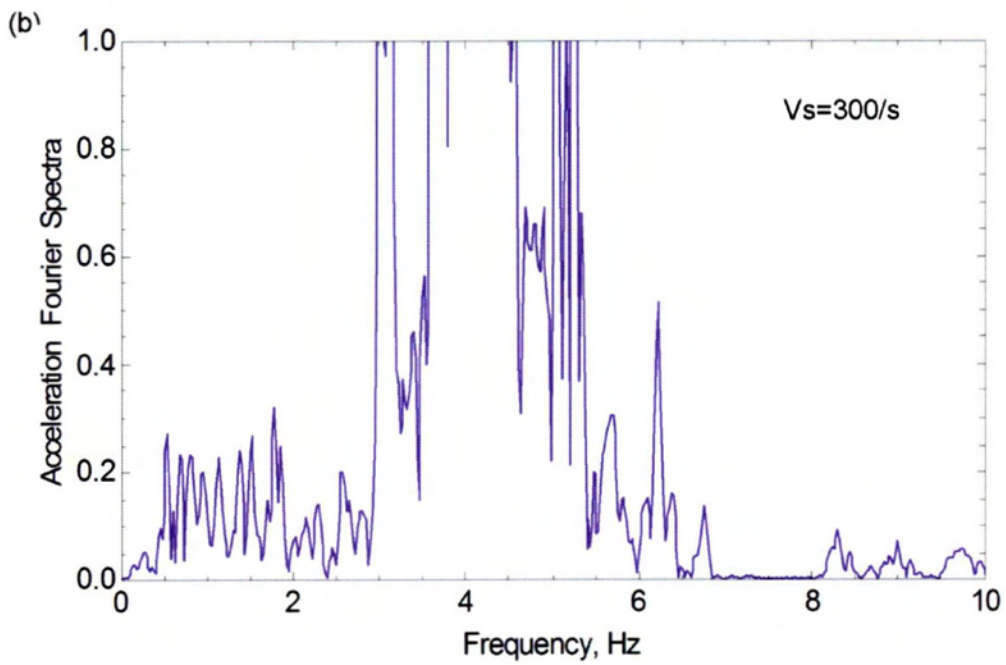
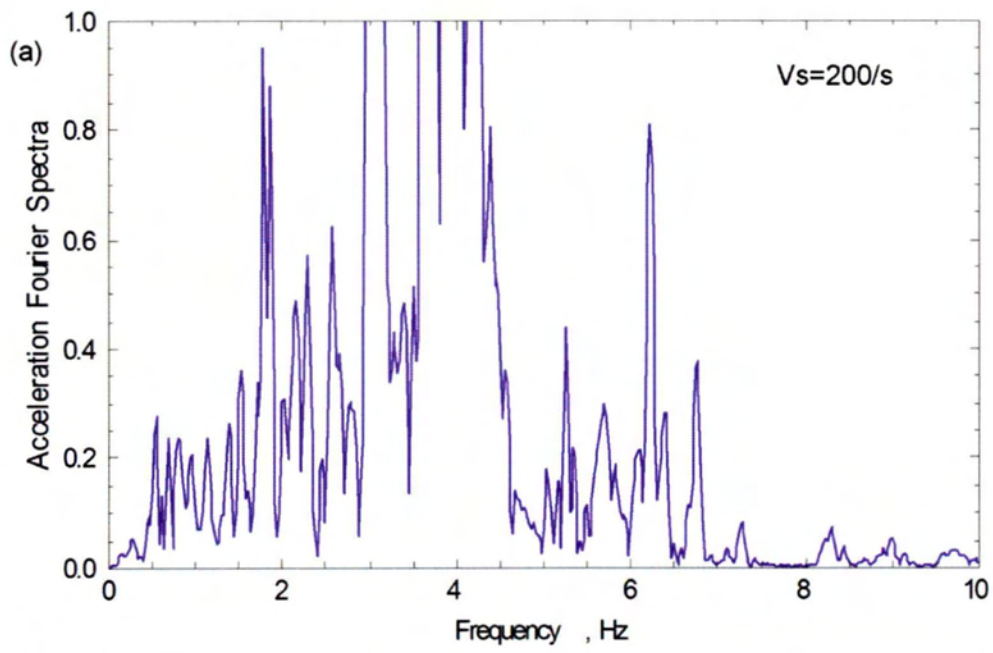
Σχήμα 3.12 μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής



Σχήμα 3.13 μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής

Η αύξηση της δυσκαμψίας τους εδάφους θεμελίωσης αυξάνει το υψίσυχο περιεχόμενο της επιτάχυνσης σε σχέση με την περίπτωση για $V_s = 200 \text{ m/s}$. Αυτό φαίνεται σε με σύγκριση των φασμάτων Fourier για $V_s = 200 \text{ m/s}$ και $V_s = 300 \text{ m/s}$ στο Σχήμα 3.14.

Η συχνότητα συντονισμού του συστήματος αυξάνεται και το φάσμα Fourier μετατοπίζεται προς τα δεξιά για $V_s = 300 \text{ m/s}$. Εξαιτίας της αύξησης της δυσκαμψίας το υψίσυχο περιεχόμενο της διέγερσης εισέρχεται στην κατασκευή και επομένως επηρεάζει την σεισμική της απόκριση και κυρίως αυξάνει το υψίσυχο περιεχόμενο της επιτάχυνσης που συγκεντρώνει τους κύριους παλμούς της σε υψηλές συχνότητες.

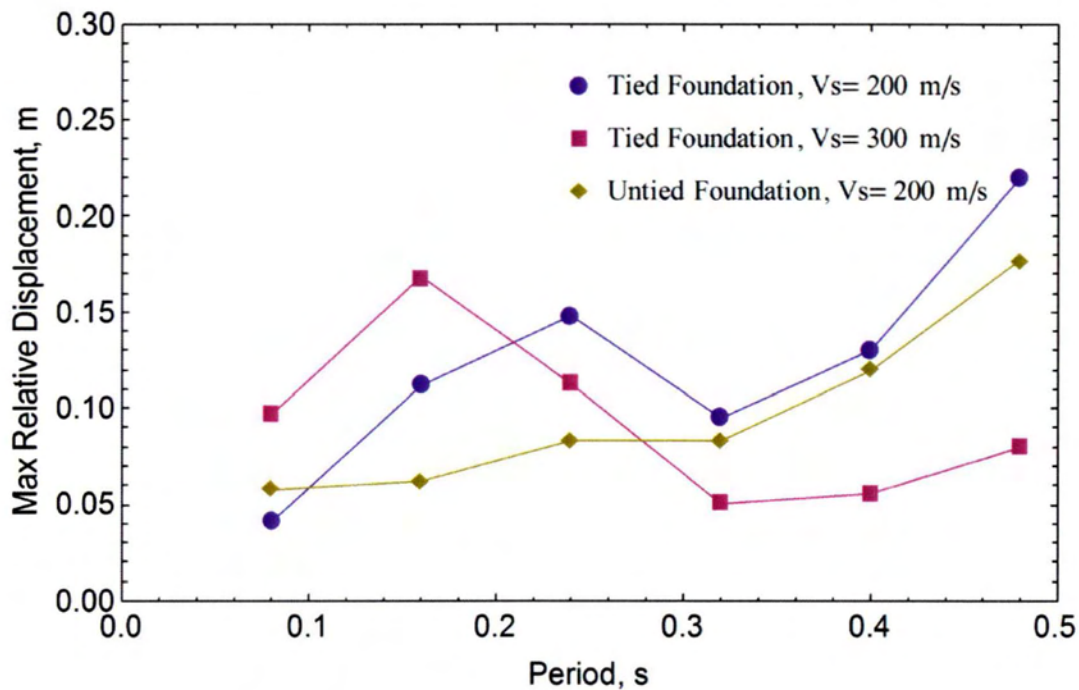


Σχήμα 3.14 Σύγκριση τους φάσματος Fourier της επιτάχυνσης του ταλαντωτή για (a) $V_s= 200m/s$ και (b) $V_s= 300m/s$ θεωρώντας συγκολλημένο θεμέλιο.

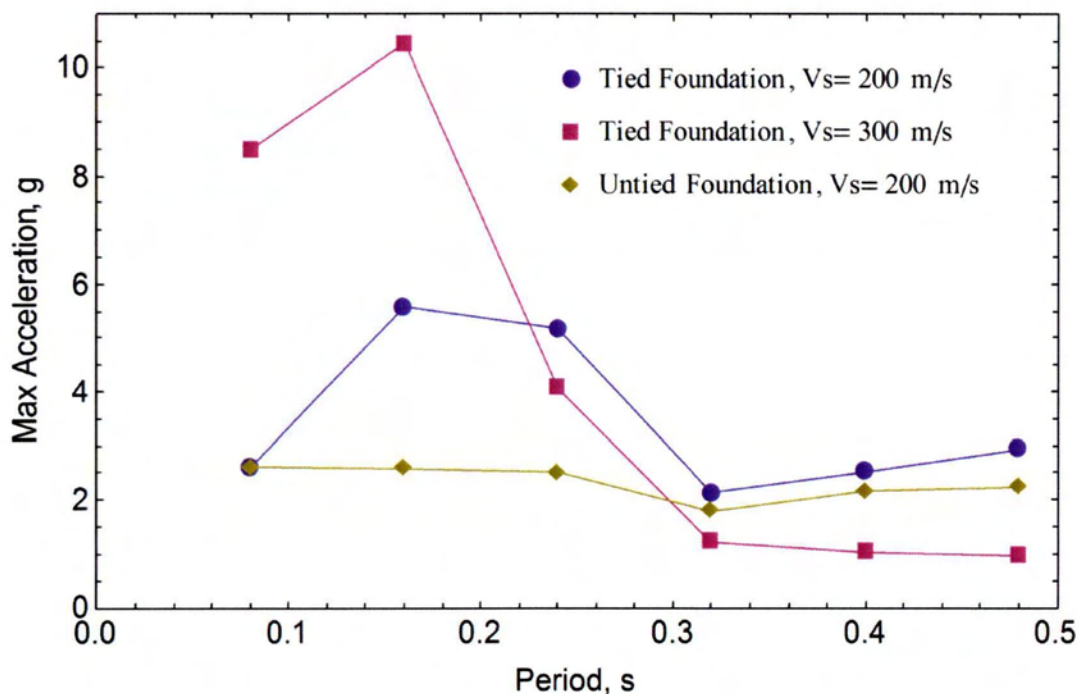
3.4 Σύγκριση των αποτελεσμάτων

Στα Σχήματα 3.15 και 3.16 συγκρίνονται οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις και επιταχύνσεις για την περίπτωση συγκολλημένου θεμελίου (για $V_s=200$ m/s και 300 m/s) και θεμελίου με απλή επαφή στη βάση (για $V_s=200$ m/s).

Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής επηρεάζει σημαντικά την μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης και της μέγιστης επιτάχυνσης στη μάζα όπως φαίνεται στα Σχήματα 3.15 και 3.16, αντίστοιχα. Η μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης ως προς την ιδιοπερίοδο του συστήματος δεν είναι μονοτονική.



Σχήμα 3.15 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής



Σχήμα 3.16 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Στο Σχήμα 3.15, για $V_s=200$ m/s και συγκολλημένο θεμέλιο, η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης εμφανίζεται για $T=0.24$ s, ενώ για $V_s=300$ m/s είναι για $T=0.16$ s. Οι αυξημένες τιμές σχετικής μετατόπισης στις χαμηλές ιδιοπεριόδους οφείλονται στον συντονισμό του ταλαντωτή στο υψίσυχο περιεχόμενο της σεισμικής δόνησης στις περιπτώσεις αυτές. Παρατηρείται όμως ότι όταν η ιδιοπερίοδος της κατασκευής αυξάνει (πχ, για $T=0.48$ s) η σχετική μετατόπιση του ταλαντωτή αυξάνει ξανά λόγω σημαντικής μείωσης της δυσκαμψίας του υποστρώματος και της στροφής του θεμελίου.

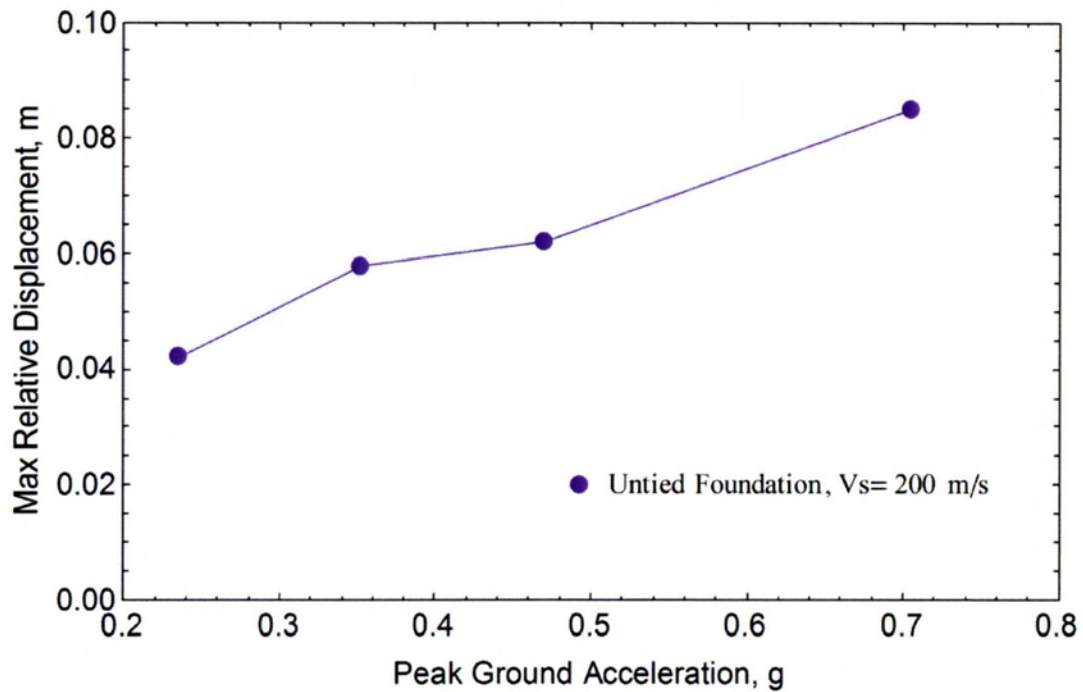
Στο Σχήμα 3.16, για συγκολλημένο θεμέλιο (με $V_s=200$ m/s και $V_s=300$ m/s), η μέγιστη τιμή της απόλυτης επιτάχυνσης παρουσιάζεται σε μικρές ιδιοπεριόδους ($T \leq 0.24$ s), ενώ στις μεγάλες ιδιοπεριόδους ($T \geq 0.32$ s) εμφανίζεται σημαντική μείωση.

Η επιρροή του ανασηκώματος του θεμελίου από το έδαφος στην σχετική μετατόπιση του ταλαντωτή για τις μικρές ιδιοπεριόδους $T=0.16s$ και $T=0.24s$ είναι σημαντική καθώς το ανασήκωμα «φιλτράρει» το υψίσυχνο περιεχόμενο της επιτάχυνσης στην βάση του θεμελίου. Για τις μεγαλύτερες περιόδους οι τιμές της μέγιστης σχετικής μετατόπισης είναι παρόμοιες με εκείνες του συγκολλημένου θεμελίου. Η επιρροή του ανασηκώματος στην απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή στο Σχήμα 3.16 είναι πολύ σημαντική σε όλο το εύρος των ιδιοπεριόδων λόγω σημαντικού φιλτραρίσματος του υψίσυχνου περιεχομένου της επιτάχυνσης. Η μη γραμμικότητα στην απόκριση μέσω του ανασηκώματος του θεμελίου λειτουργεί ευεργετικά μειώνοντας τη σεισμική απόκριση και τις απαιτήσεις στην κατασκευή, ιδιαίτερα για μικρές περιόδους (χαμηλές κατασκευές).

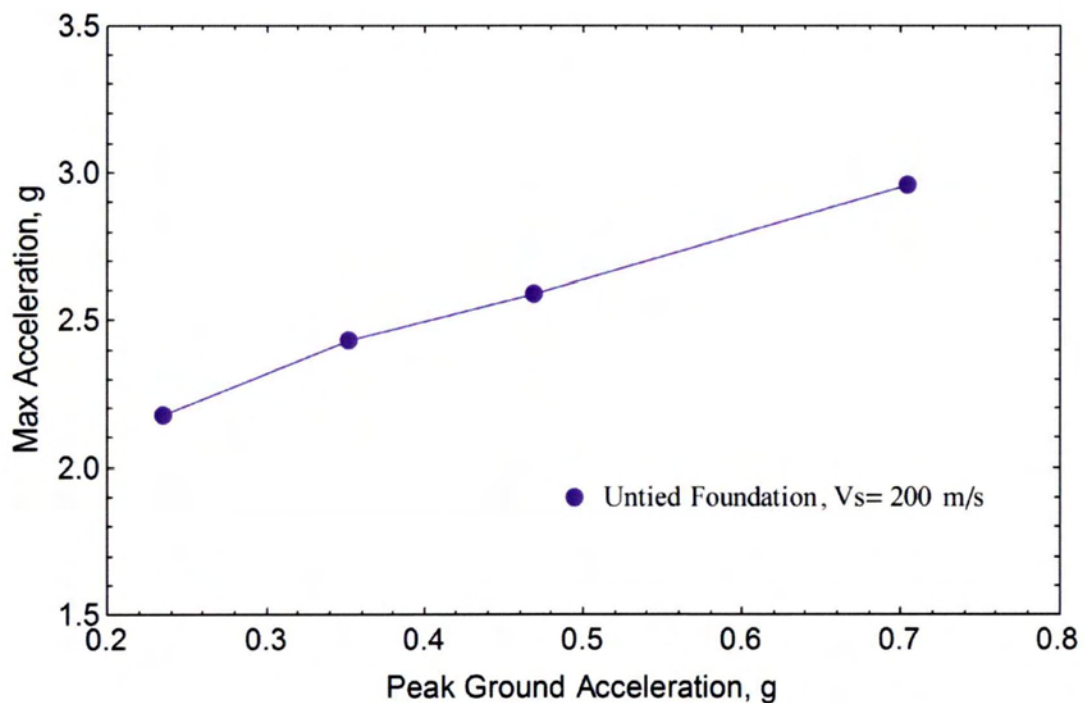
3.5 Επίδραση της σεισμικής έντασης

Η επίδραση της έντασης της σεισμικής διέγερσης εξετάζεται για την περίπτωση του θεμελίου που επιτρέπεται το ανασήκωμα του και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στο γραμμικά ελαστικό έδαφος είναι $V_s=200$ m/s. Επιβάλλοντας τη σεισμική διέγερση στο ιδεατό επιφανειακό βράχο (outcrop rock) με τιμές ίσες προς $0.5 a_{max}$, $0.75 a_{max}$, a_{max} και $1.5 a_{max}$ εκτιμάται η επίδραση της έντασης της διέγερσης στην σχετική μετατόπιση και απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή στα Σχήματα 3.17 και 3.18, αντίστοιχα. Και στα δύο σχήματα παρατηρείται μία σταδιακή αύξηση της απόκρισης με την αύξηση της σεισμικής επιτάχυνσης.

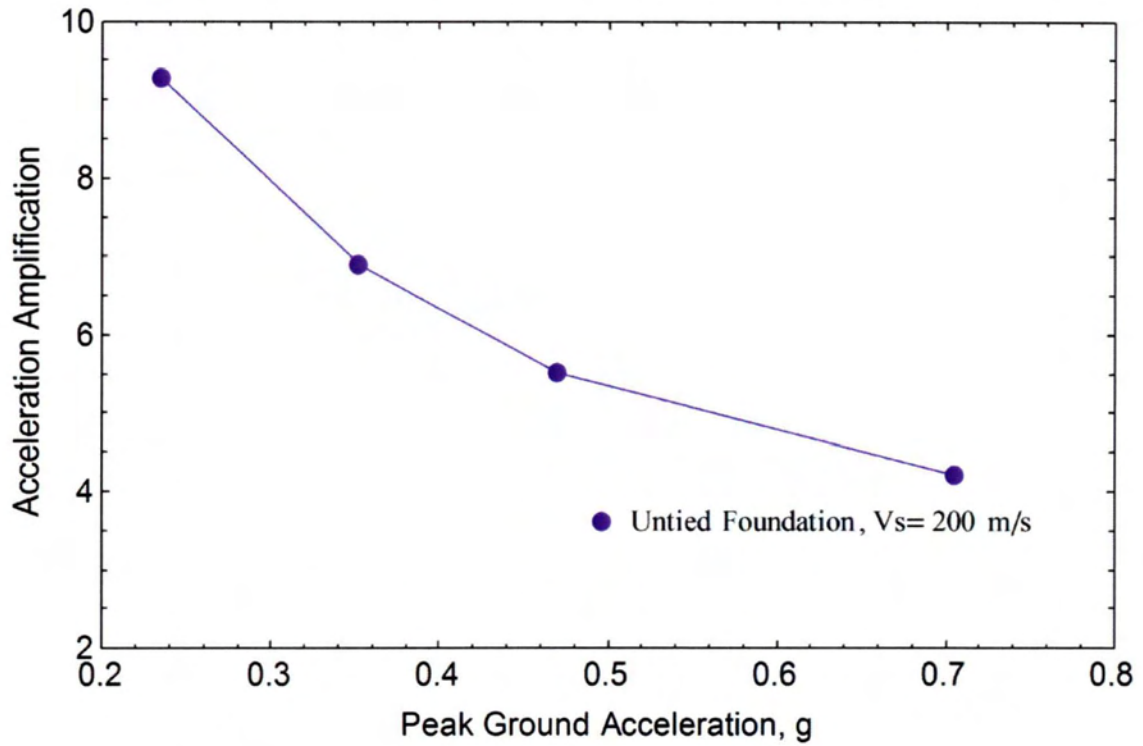
Στο Σχήμα 3.19 δίδεται η δυναμική μεγέθυνση της απόλυτης επιτάχυνσης του ταλαντωτή η οποία ορίζεται ως ο λόγος της επιτάχυνσης στη μάζα προς την επιτάχυνση στην επιφάνεια του βράχου(outcrop rock). Η δυναμική μεγέθυνση μειώνεται σταδιακά με την αύξηση της σεισμικής διέγερσης. Η πραγματική τιμή της δυναμικής μεγέθυνσης μειώνεται πιο δραματικά καθώς με την αύξηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς αυξάνει και η απόσβεση του εδάφους και του ταλαντωτή.



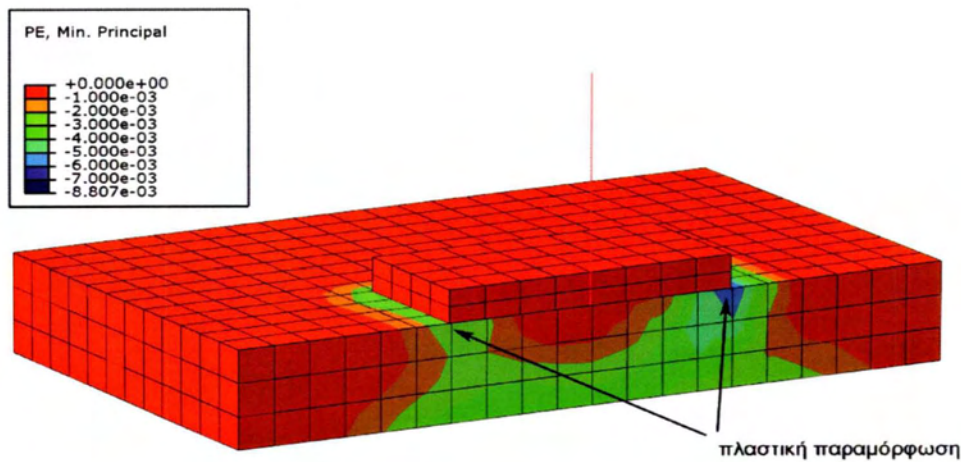
Σχήμα 3.17 μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ένταση της σεισμικής διέγερσης



Σχήμα 3.18 μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ένταση της σεισμικής διέγερσης



Σχήμα 3.19 Μεταβολή της δυναμικής μεγέθυνσης της επιτάχυνσης της μάζας με την ένταση της σεισμικής διέγερσης



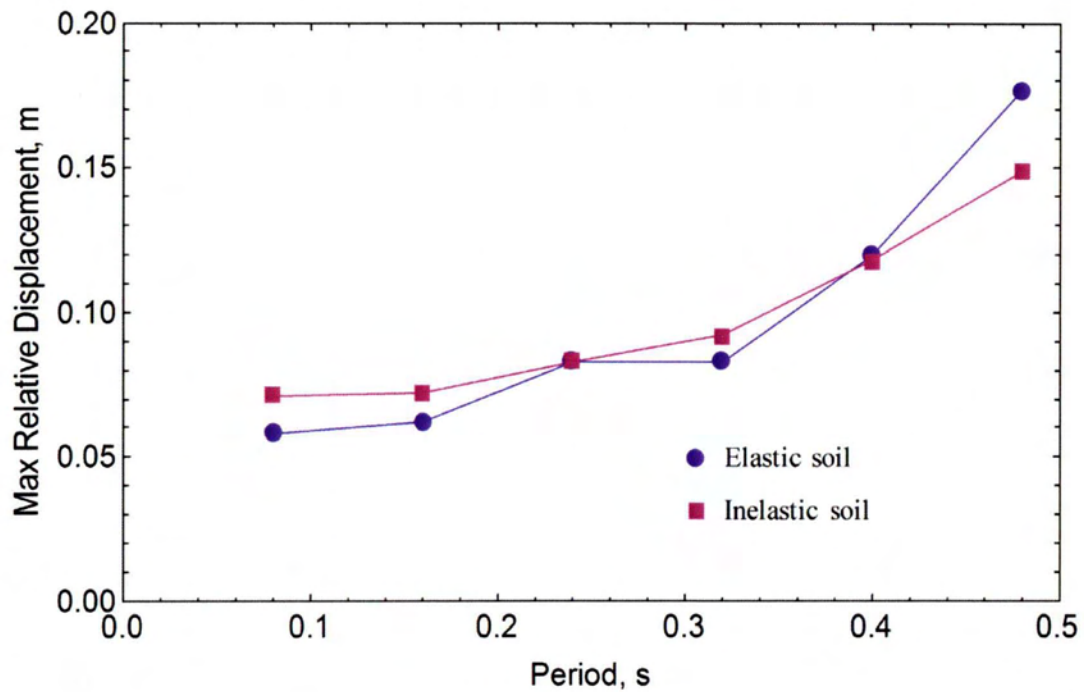
Σχήμα 3.20 Πλαστική παραμόρφωση στο τέλος της σεισμικής διέγερσης στο έδαφος θεμελίωσης (μη συγκολλημένο θεμέλιο, $V_s=200$ m/s)

3.6 Επίδραση της ανελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους θεμελιώσεως

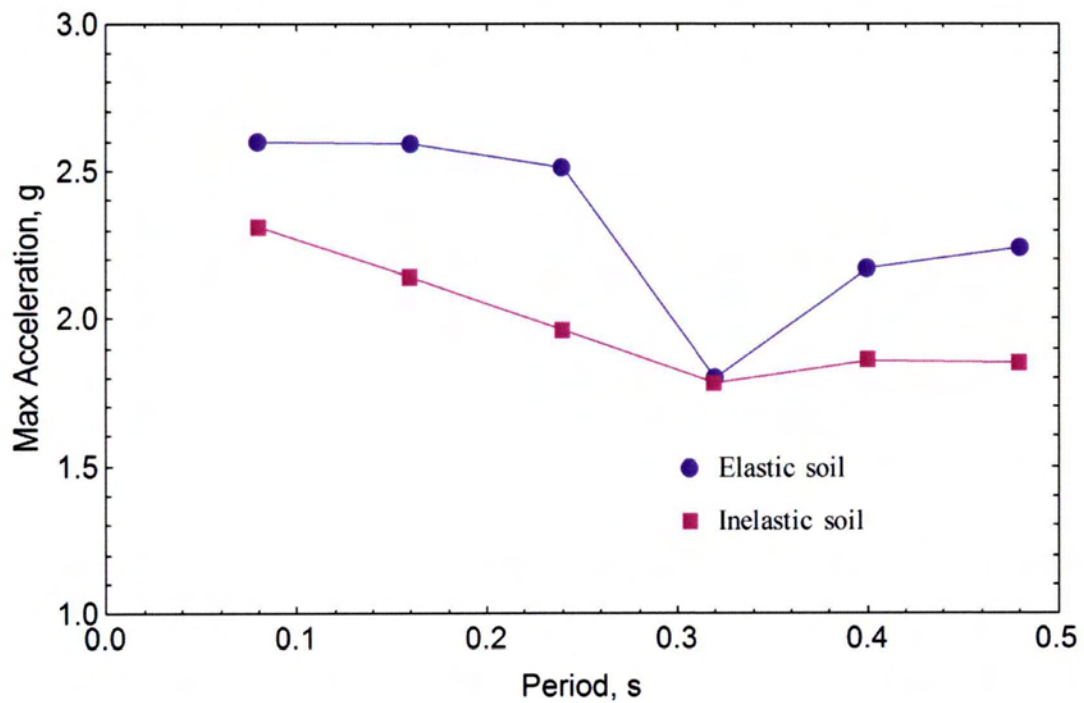
Για την εξέταση της συμπεριφοράς του θεμελίου στην περίπτωση ανελαστικού εδάφους, το έδαφος προσομοιώνεται με το μοντέλο Mohr-Coulomb με συνοχή $c = 20$ kPa (Σχήμα 3.20). Η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων λαμβάνεται $V_s = 200$ m/s. Εξετάζεται η περίπτωση στην οποία το θεμέλιο μπορεί να ανασηκωθεί. Όπως στις προηγούμενες αναλύσεις, η σεισμική διέγερση λαμβάνεται με μέγιστη τιμή $a_{max} = 0.47g$.

Η μη γραμμική, ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους έχει σαν αποτέλεσμα μια επιπρόσθετη μείωση της δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής, το οποίο εξαναγκάζεται να ταλαντώνεται σε χαμηλότερες συχνότητες, λόγω του φιλτραρίσματος των υψηλότερων συχνοτήτων. Επιπλέον, υπάρχει μεγαλύτερη απόσβεση ενέργειας στο σύστημα που οφείλεται στην αύξηση της υστερητικής απόσβεσης του εδαφικού υλικού και στην ύπαρξη απόσβεσης λόγω ακτινοβολίας. Τα δύο αυτά φαινόμενα της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους (ανασήκωμα και ανελαστική συμπεριφορά) επηρεάζουν τη δυναμική απόκριση της κατασκευής και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ταλάντωσης, μειώνοντας το πλάτος της επιτάχυνσης και επομένως των δράσεων σχεδιασμού. Αντίθετα η μετακίνηση στην κατασκευή δεν επηρεάζεται από τη μη γραμμικότητα του εδάφους, καθώς η ενέργεια ταλάντωσης είναι συγκεντρωμένη σε χαμηλές συχνότητες.

Στο Σχήμα 3.21 δίδεται η μέγιστη σχετική μετατόπιση η οποία συγκρίνεται με αυτή ενός γραμμικά ελαστικού εδάφους με την δυνατότητα ανασηκώματος. Παρατηρείται ότι στην σχετική μετατόπιση η διαφορά μεταξύ των δύο συστημάτων είναι μάλλον μικρή. Αντίθετα, στο Σχήμα 3.22 δίδεται η απόλυτη επιτάχυνση η οποία μειώνεται δραστικά λόγω της ανελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους θεμελιώσεως σχεδόν για όλες τις ιδιοπεριόδους.



Σχήμα 3.21 μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.



Σχήμα 3.22 μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία μελετάται η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής στην δυναμική απόκριση συστημάτων ενός βαθμού ελευθερίας τα οποία θεμελιώνονται σε επιφανειακά θεμέλια. Τα αποτελέσματα αυτά εκφράζονται υπό μορφή μέγιστης σχετικής μετατόπισης και μέγιστης απόλυτης επιτάχυνσης στην κορυφή ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή ο οποίος αποτελεί το προσομοίωμα της κατασκευής.

Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν λαμβάνονται υπόψη :

- Η ιδιοπερίοδος και η δυσκαμψία της κατασκευής, εξετάζοντας έξι περιόδους που αντιστοιχούν στην πρώτη ιδιοπερίοδο από κτίρια με έναν έως έξι ορόφους, αντίστοιχα, ή εναλλακτικά σε έξι βάθρα γεφυρών διαφορετικού ύψους.
- Η δυσκαμψία του εδάφους, εξετάζοντας δύο περιπτώσεις ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων.
- Ο μηχανισμός αποκόλλησης και ανασηκώματος του θεμελίου από το έδαφος λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμικότητα του εδάφους στην οριζόντια και λικνιστική απόκριση της θεμελίωσης.
- Η ένταση της σεισμικής διέγερσης εξετάζοντας τέσσερις διαφορετικές τιμές.
- Η μη γραμμικότητα του εδάφους θεμελίωσης συγκρίνοντας δύο περιπτώσεις: ενός ελαστικού και ενός ανελαστικού εδάφους.

Τα βασικά συμπεράσματα των αναλύσεων είναι τα εξής:

1. Η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής είναι δυνατόν να οδηγήσει σε μεγαλύτερη ή μικρότερη απόκριση ανάλογα με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής και το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης.
2. Η δυνατότητα ανασηκώματος του θεμελίου μειώνει γενικά σημαντικά την απόκριση της κατασκευής καθώς γίνεται φιλτράρισμα των υψηλών συχνοτήτων της διέγερσης
3. Η αύξηση της έντασης της σεισμικής δόνησης οδηγεί σε αύξηση της απόκρισης αλλά με ταυτόχρονη σημαντική μείωση του συντελεστή δυναμικής μεγέθυνσης

4. Η ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης οδηγεί σε σημαντική μείωση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην κατασκευή λόγω της ανάλωσης ενέργειας υπό μορφή υστερητικής απόσβεσης. Η υπό όρους ανάλωση ενέργειας εντός του εδάφους θεμελίωσης είναι δυνατόν να μειώσει αισθητά τις βλάβες της κατασκευής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- [1] ABAQUS (2012): *Users' Manual*, Simulia, Providence, RI, USA.
- [2] Anastasopoulos I. (2012) "Effectiveness of shallow soil improvement on the performance of rocking isolated bridge piers : monotonic and cyclic pushover testing", Proceedings of the First Bulletin of the 2nd International Conference on Performance – Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, 28-30 May, Taormina (Italy).
- [3] Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. (2010) "Soil failure can be used for seismic protection of structures", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 8, No 2, pp. 283-308.
- [4] Anastasopoulos I. (2010), "Beyond conventional capacity design : towards a new design philosophy", In : Soil–Foundation–Structure Interaction, Orense R.P., Chouw N., Pender M.J. (editors), CRC Press, Taylor & Francis Group : New York.
- [5] Apostolou M. and Gazetas G. (2005) "Rocking of foundations under strong shaking: Mobilization of bearing capacity and displacements demands", Proceedings of the 1st Greece-Japan Workshop on Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations, Athens, Greece.
- [6] Apostolou M. and Gazetas G. (2007) "Analytical modelling of footings under large overturning moment", Proceedings of the 2nd Japan-Greece Workshop on Seismic Design, Observation, Retrofit of Foundations, Tokyo, Japan, pp. 165-184.
- [7] Aviles J., and Perez-Rocha L. E (1998). "Effects of foundation embedment during building soil interaction", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **27**(12), 1523-15400.
- [8] Faccioli E., Paolucci R., Vivero G., (2001), "Investigation of seismic soil–footing interaction by large scale cyclic tests and analytical models", Proc. 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper no. SPL-5, San Diego, California.
- [9] Gajan S., Kutter B.L., Phalen J.D., Hutchinson T.C., and Martin G.R. (2005), "Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, pp. 773–783.

- [10] Gajan S., Kutter B.L. (2008), "Capacity, settlement, and energy dissipation of shallow footings subjected to rocking", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 134 (8), pp 1129-1141.
- [11] Gajan S., Kutter B.L. (2009), "Effects of Moment-to-Shear Ratio on Combined Cyclic Load-Displacement Behavior of Shallow Foundations from Centrifuge Experiments", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 135 (8), pp 1044-1055.
- [12] Gazetas G. and Mylonakis G. (1998) "Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues", *Proceedings of the 3rd Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, Seattle, pp: 1119-1174.
- [13] Gazetas G., Apostolou M., Anastasopoulos I. (2003), "Seismic Uplifting of Foundations on Soft Soil, with Examples from Adapazari (Izmit 1999, Earthquake)", *BGA Int. Conf. on Found. Innov., Observations, Design & Practice*, Univ. of Dundee, Scotland, Sept. 25, pp. 37-50.
- [14] Gazetas G., Apostolou M. (2004) "Nonlinear soil-structure interaction: foundation uplift and soil yielding", In: Todorovska M., Celebi M., editors, *Proceedings of the 3rd US-Japan workshop on soil-structure interaction*, USGS, Menlo Park, CA.
- [15] Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gazetas G. (2011a), "Rocking Isolation of Frame Structures Founded on Separate Footings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* [DOI: 10.1002/eqe.1182].
- [16] Gelagoti F., R. Kourkoulis, I. Anastasopoulos and G. Gazetas (2011b), "Rocking Isolation of Frames on Isolated Footings: Design Insights and Limitations", *Journal of Earthquake Engineering* (in print).
- [17] Jennings P.C., Bielak J (1973). "Dynamics of building-soil interaction", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **63**(1) 9-48.
- [18] Kawashima K., Nagai T., Sakellaraki D. (2007), "Rocking Seismic Isolation of Bridges Supported by Spread Foundations", *Proc. of 2nd Japan-Greece Workshop on Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, Tokyo, Japan, pp. 254-265.
- [19] Kramer L.S. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall International Series

- [20] Kutter B.L, Martin G., Hutchinson T.C., Harden C., Gajan S., and J.D. Phalen, (2003), "Status report on study of modeling of nonlinear cyclic load–deformation behavior of shallow foundations", University of California, Davis, PEER Workshop.
- [21] Maravas, A., Mylonakis, G., Karabalis, D. "Elastodynamic SSI Solutions for Bridge Piers founded on Footings and Piles", *3rd Greek Conference on Earthquake Engineering*, November 5-7, Athens, 2008, paper 1903
- [22] Maravas, A., Mylonakis, G., Karabalis, D.L., "Analytical SSI Solutions for Structures on Footings and Piles", *GEESDIV - Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, Sacramento*, May 2008, 10 pages on CD-ROM
- [23] Maravas A. (2006). "Discrete model for dynamic soil-structure interaction of structures on rigid surface or pile foundations", *MS. Thesis, University of Patras*, (in Greek).
- [24] Maravas, A, Mylonakis, G., Karabalis, D. "Natural Period and Effective Damping on Footings and Piles", *2nd Greece-Japan Workshop on Seismic Analysis and Design of Foundations*, 4-6 April 2007, Tokyo
- [25] Maravas, A., Mylonakis, G., Karabalis, D. "Dynamic Characteristics of Simple Structures on Piles and Footings", *4ICEGE, Salonica*, June 25-28, 2007, 12 pages on CD-ROM
- [26] Mergos, P.E & Kawashima, K. (2005), "Rocking isolation of a typical bridge pier on spread foundation", *Journal of Earthquake Engineering*, 9(2), pp. 395–414.
- [27] Mylonakis G. (1995). "Contributions to the static and seismic analysis of pile-supported bridge piers", *Ph.D. Dissertation*, SUNY-Buffalo. 1995
- [28] Mylonakis, G. and Gazetas, G. "Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental?", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 3., pp. 377-401, 2000
- [29] Newmark N. M. (1965) "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, 15 (2), 139 – 160.
- [30] Negro P., Paolucci R., Pedretti S., Faccioli E. (2000), "Large-scale soil–structure interaction experiments on sand under cyclic loading", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, NewZealand, 2000, paper 1191.

- [31] Nikolaou S., Mylonakis G., Gazetas G., and Tazoh T. (2001). "Kinematic Pile Bending During Earthquakes: Analysis and Field Measurements", *Geotechnique*, 51(5), 425-440,
- [32] Novak M. (1974) "Dynamic stiffness and damping of piles", *Canadian Geotech. Journal*, 11, 574-591.
- [33] Paolucci R., (1997). "Simplified evaluation of earthquake-induced permanent displacements of shallow foundations", *Journal of Earthquake Engineering* , Vol (1)3, pp. 563-579.
- [34] Paolucci R., Shirato M. and Yilmaz M.T. (2008), "Seismic behaviour of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modeling", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2008, Vol. 37, pp. 577-595.
- [35] Parmelee R. (1967). "Building-foundation interaction effects", *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, **93**(EM2), 131-152.
- [36] Pecker A. (1998), "Capacity Design Principles for Shallow Foundations in Seismic Areas", *Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering*, A.A. Balkema Publishing.
- [37] Pecker A. (2003), "A seismic foundation design process, lessons learned from two major projects : the Vasco de Gama and the Rion Antirion bridges", *ACI International Conference on Seismic Bridge Design and Retrofit*, University of California at San Diego, La Jolla, USA.
- [38] Priestley, M.J.N , Seible F. and Calvi, G.M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, J. Wiley and Sons, New York.
- [39] Shirato M., Kouno T., Asai R., Nakani N., Fukui J., R. Paolucci (2008). "Large-scale Experiments on Nonlinear Behavior of Shallow Foundations Subjected to Strong Earthquakes", *Soils and Foundations*, Vol. 48(5), pp. 673-692.
- [40] Veletsos A.S. and Wei Y.T. (1971) "Lateral and rocking vibrations of footings", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 97, pp: 1227-1248.
- [41] Veletsos A.S., and Meek J.W. (1974). "Dynamic behavior of building-foundation systems", *Earthq, Engng & Struct, Dyn.*, **3**(2), 121-138.
- [42] Veletsos A.S., and Nair V.V. (1975) "Seismic interaction of structures on hysteretic foundations", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 101(1), 109-129.
- [43] Veletsos A. S. (1977) "Dynamics of Structure-Foundation Systems", in: Hall, W. J. (ed.), *Structural & Geotechnical Mech.*, Prentice-Hall.

- [44] Wolf J. P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice Hall.
- [45] Wolf J.P. (1988) *Soil-structure Interaction Analysis in Time Domain*, Prentice Hall, New Jersey.
- [46] Γκαζέτας Γ. (1995) «Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής», ΕΜΠ, Αθήνα
- [47] Ντακούλας, Π. (2008), «Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής», Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000118296