

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΕΣ ΕΠΙΣΤΗΜΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ
ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ : «ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ-ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΖΟΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΠΑΠΑΖΑΦΕΙΡΟΠΟΥΛΟΣ

Επιβλέπων : Επίκουρος Καθηγητής **Ιωάννης Τσομπανάκης**

ΧΑΝΙΑ, 2010

Ευχαριστίες

Κατά την εκπόνηση της παρούσας διατριβής και στην ολοκλήρωση των σπουδών μου για την απόκτηση μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης συνέβαλλαν σε σημαντικό βαθμό και ποικιλοτρόπως οι εξής επιστήμονες:

- Ο επιβλέπων καθηγητής της παρούσας εργασίας, Επίκουρος Καθηγητής του Πολυτεχνείου Κρήτης, κ. Ιωάννης Τσομπανάκης:

Εκτίμησε, αναγνώρισε, ενθάρρυνε και κατεύθυνε τις προσπάθειές μου καθ' όλη τη διάρκεια των μεταπτυχιακών μου σπουδών στο Πολυτεχνείο Κρήτης και με βοήθησε σε όλες τις δύσκολες στιγμές. Με εμπιστεύθηκε και μου φέρθηκε άψογα από την πρώτη ημέρα της γνωριμίας μας και έδειξε κατανόηση και μεγαλοψυχία σε στιγμές που υπήρξαν καθοριστικές για την μετέπειτα εξέλιξή της ερευνητικής μου προσπάθειας. Την υποστήριξή του μου την παρείχε ποικιλοτρόπως και εμπράκτως, ενισχύοντάς με επιστημονικά, οικονομικά και ηθικά. Στο πλαίσιο αυτό, ενθάρρυνε και υποστήριξε τη συμμετοχή μου σε συνέδρια και σεμινάρια τα οποία βοήθησαν έτσι ώστε να εμπλουτιστούν οι γνώσεις μου, τόσο σε θεωρητικό επίπεδο όσο και στην εφαρμογή προηγμένων μεθόδων υπολογιστικής μηχανικής, και έτσι μπόρεσα να προχωρήσω πιο αποτελεσματικά την επιστημονική έρευνα στο πεδίο της δυναμικής αλληπίδρασης, αλλά και να αποκτήσω ένα ευρύτερο επιστημονικό υπόβαθρο. Για τους παραπάνω λόγους τον ευχαριστώ θερμότατα και προσβλέπω στη συνέχιση της συνεργασίας μας στο εγγύς μέλλον.

- Ο Αναπληρωτής Καθηγητής της Σχολής Ικάρων, κ. Πρόδρομος Ψαρρόπουλος:

Από τη συνεργασία μας στη διπλωματική μου εργασία στη Σχολή Ικάρων κατάλαβα ότι στο πρόσωπό του βρήκα έναν άνθρωπο ισορροπημένο σε όλους τους τομείς και με ιδανικά που σπανίζουν στην εποχή μας. Με βοήθησε πάρα πολύ και κατά την εκπόνηση της παρούσας διατριβής, αφού συνεχίζοντας να με βλέπει σαν πνευματικό του παιδί, μου μετέδωσε επιστημονικές αξίες που με βοήθησαν να δω ψηλότερα και μακρύτερα. Οι επιστημονικές συζητήσεις μαζί του ήταν άκρως εποικοδομητικές και μου έδωσαν εναύσματα και ιδέες για περαιτέρω διερεύνηση διαφόρων θεμάτων, επειδή γνωρίζει πως να συνδυάζει θεωρία και πράξη με μοναδικό τρόπο. Ήταν πάνω από όλα φίλος και συνεργάτης, αφούγκράστηκε τα προβλήματά μου (επιστημονικά και μη) και υποστήριξε με πολλούς τρόπους την προσπάθειά μου υλικά και ηθικά. Για όλα αυτά, αλλά και για

το ότι συνεχίζει μέχρι σήμερα να με υποστηρίζει, τον ευχαριστώ πολύ και του εύχομαι ολόψυχα να έχει σύντομα την ακαδημαϊκή καριέρα και αναγνώριση που του αξίζει.

- Τα μέλη της εξεταστικής επιτροπής της παρούσας διατριβής, τον Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και την Λέκτορα κ. Μαρία Σταυρουλάκη:

Θα ήθελα να τους ευχαριστήσω για την πολύ καλή συνεργασία που είχαμε καθώς και για τις διευκολύνσεις που μου παρείχαν στο πλαίσιο των μεταπτυχιακών μαθημάτων τους, αλλά και για τις υποδείξεις τους επί της μεταπτυχιακής διατριβής μου.

- Η Μεταδιδακτορική ερευνήτρια του Πολυτεχνείου Κρήτης, κ. Βαρβάρα Ζανιά:

Όποτε τη χρειάστηκα, έσκυψε πάνω από το επιστημονικό πρόβλημα που είχα και μου έδωσε βοήθεια να προχωρήσω. Μου μετέδωσε τις γνώσεις της στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS που χρησιμοποίησα στην έρευνα μου. Επίσης, από τις συζητήσεις μου μαζί της απεκόμισα πολύ χρήσιμες γνώσεις για θέματα ευστάθειας πρανών και άλλα προχωρημένα θέματα γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής που διερεύνησε στη διδακτορική της διατριβή. Την ευχαριστώ θερμά και της εύχομαι καλή σταδιοδρομία.

- Ο Πολιτικός Μηχανικός, κ. Στέφανος Τσιμπουράκης:

Σε κομβικά σημεία ενός μεταπτυχιακού μαθήματος με βοήθησε ώστε να ξεπεράσω προβλήματα που συναντούσα για πρώτη φορά. Συνέβαλλε, επίσης, στο να αποκτήσω ευχέρεια στη χρήση του λογισμικού ABAQUS. Τον ευχαριστώ πολύ και του εύχομαι καλή σταδιοδρομία.

Θα ήταν παράλειψη να μην ευχαριστήσω στο σημείο αυτό τους φίλους και συναδέλφους μου Απόστολο Παρίση, Δημήτρη Τσάτση και Παναγιώτη Σιώκη. Τους δυο πρώτους για τη φιλοξενία και ζεστασιά που μου παρείχαν και τον τελευταίο για τις όμορφες στιγμές που περάσαμε μαζί. Επίσης, ευχαριστώ το φίλο και μέλλοντα πολιτικό μηχανικό Θοδωρή Μπάκα για τη βοήθεια που μου παρείχε κατά τις σπουδές μου στο ΕΜΠ.

Τελευταία, αλλά όχι υποδεέστερη είναι η πολύτιμη συμβολή της οικογένειάς μου, στην ολοκλήρωση του παρόντος επιστημονικού πονήματος. Δεν χρειάζεται να μπω σε λεπτομέρειες, καθώς η έκταση της ηθικής και ψυχολογικής υποστήριξης που μου παρείχε ήταν και είναι απεριόριστη και ανεκτίμητη. Χωρίς τη συμπαράσταση της οικογένειάς

μου σε κάποιες δύσκολες στιγμές η παρούσα εργασία ίσως να μην είχε ποτέ ολοκληρωθεί.
Ευχαριστώ...

Γιώργος Παπαζαφειρόπουλος

Χανιά, Ιούνιος 2010

Περίληψη

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών, η σεισμική φόρτιση επιβάλλεται στην κατασκευή θεωρώντας ότι η τελευταία είναι απομονωμένη από το έδαφος πάνω στο οποίο θεμελιώνεται. Η θεώρηση αυτή ισχύει εφόσον το έδαφος θεμελίωσης είναι πολύ πιο δύσκαμπτο από την εξεταζόμενη κατασκευή. Σε αντίθετη περίπτωση μπορεί να οδηγήσει σε λανθασμένους υπολογισμούς, καθώς ενδέχεται το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής να είναι σημαντικό και μάλιστα ακόμα και επιβαρυντικό για την ανώδομή.

Επιπροσθέτως, η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής εξετάζεται ενίοτε κάνοντας την απλοποιητική παραδοχή ότι η θεμελίωση της κατασκευής γίνεται σε εδαφικό στρώμα που εκτείνεται στο άπειρο στην οριζόντια διεύθυνση εκατέρωθεν της κατασκευής. Η υπόθεση αυτή είναι ρεαλιστική εφόσον η κατασκευή δεν αλληλεπιδρά με άλλες παρακείμενες κατασκευές ή γεωκατασκευές. Σε πυκνοκατοικημένες αστικές περιοχές όμως, όπου ο χώρος για τη δόμηση των κατασκευών δεν είναι «απεριόριστος», εμφανίζεται πολλές φορές η περίπτωση όπου η θεμελίωση μιας κατασκευής βρίσκεται κοντά (ή και δίπλα) σε άλλη κατασκευή. Η αλληλεπίδραση εκδηλώνεται κυρίως μεταξύ της θεμελίωσης μιας κατασκευής και του περιμετρικού τοίχου του υπογείου της διπλανής της. Σε αυτές τις περιπτώσεις αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής είναι προφανές ότι δεν ισχύει η υπόθεση της άπειρης εδαφικής στρώσης σταθερού πάχους.

Με βάση τα ανωτέρω, η παρούσα εργασία εξετάζει τη διπλή δυναμική αλληλεπίδραση τοίχου-εδάφους-θεμελίου-ανώδομής και τον τρόπο με τον οποίο αυτή επιδρά τόσο στην απόκριση της κατασκευής, όσο και στην καταπόνηση του τοίχου. Στόχος είναι η παροχή οδηγιών και διαγραμμάτων σχεδιασμού για τον υπολογισμό κατασκευών με επιφανειακά θεμέλια που θεμελιώνονται κοντά σε τοίχους υπογείων (ή τοίχους αντιστήριξης) έναντι στατικής ή/και δυναμικής φόρτισης.

Αρχικά, στα πρώτα δυο κεφάλαια γίνονται δυο ξεχωριστές εκτενείς βιβλιογραφικές ανασκοπήσεις. Η πρώτη αφορά στη δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου-ανωδομής (που από εδώ και στο εξής θα αναφέρεται ως δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής) και η δεύτερη αφορά στη δυναμική αλληλεπίδραση τοίχου (αντιστήριξης ή υπογείου)-αντιστηριζόμενου εδάφους. Οι δυο αυτές αλληλεπιδράσεις αποτελούν τις δυο συνιστώσες του σύνθετου φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κατασκευής.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται μελέτη ενός απλουστευτικού αλλά ρεαλιστικού προσομοιώματος που αποτελείται από έναν τοίχο αντιστήριξης ο οποίος αντιστηρίζει έδαφος πάνω στο οποίο θεμελιώνεται ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής. Γίνεται πλήρης παραμετρική ανάλυση για όλους τους συνδυασμούς των διαφόρων παραμέτρων που υπεισέρχονται στο προσομοίωμα. Τέλος, στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται εκτενής υπολογισμός των ισοδύναμων εδαφικών ελατηρίων και αποσβεστήρων (δυναμικών και στατικών) τα οποία εκφράζονται σε αδιαστατοποιημένη μορφή ως συναρτήσεις αδιαστατοποιημένων παραμέτρων. Τα διαγράμματα αυτά μπορούν να χρησιμοποιηθούν στον σχεδιασμό κατασκευών υπό στατική ή δυναμική καταπόνηση. Υπενθυμίζεται ότι η στατική φόρτιση είναι μια ειδική περίπτωση δυναμικής φόρτισης, η οποία έχει συχνότητα επιβολής αρμονικής διέγερσης ίση με μηδέν. Αποδεικνύεται ότι τα ελατήρια που αντιστοιχούν σε λικνισμό εξαρτώνται μόνο από την ενδοσιμότητα του τοίχου και τα ελατήρια που αντιστοιχούν σε παλινδική κίνηση εξαρτώνται μόνο από το είδος της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους και από την ευκαμψία του θεμελίου.

Σε όλη την έκταση της εργασίας είναι εμφανής η πολυπλοκότητα του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κατασκευής, η οποία ενυπάρχει τόσο κατά την ανάλυση του προσομοιώματος τοίχου-εδάφους-μονοβάθμιου ταλαντωτή, όσο και κατά την εξαγωγή των ισοδύναμων εδαφικών ελατηρίων και αποσβεστήρων για τη μελέτη της αδρανειακής αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κατασκευής.

Abstract

It is common practice that for the seismic design of structures, earthquake is imposed to the structure, assuming that the latter is isolated from the soil on which it is founded. This consideration is valid provided that the foundation soil is far more stiff than the structure considered. In the reverse situation, it can lead to miscalculations as it is possible that the effect of the dynamic soil-structure interaction becomes important and even detrimental for the structure.

Nowadays, the soil-structure interaction phenomenon is taken into account based on the assumption that the structure foundation lies on a soil layer of finite thickness, which extends to infinity at both directions, from where the structure is founded. This assumption is valid so long as there is not any kind of interaction between the structure considered and other adjacent structures or geostructures. However, in densely populated urban areas, where there is not plenty of space for construction of structures, engineers often encounter the case in which the foundation of a structure has to be constructed in the vicinity of (or even adjacent to) another existent structure. Interaction occurs primarily between the foundation of a structure and the basement wall of the neighboring structure. In order to calculate the dynamic soil-structure interaction, the assumption of soil layer extending to infinity is invalid.

The present study examines the double dynamic wall-soil-foundation-superstructure interaction and the way it affects both the dynamic response of the structure and the dynamic distress of the wall. The main aim is to provide guidelines and supplementary design diagrams for the calculation of the structures founded near basement (or retaining walls) through surface foundations, and are subject to dynamic loading.

Firstly, in the first two chapters two extensive literature reviews have been conducted. The first is focused on the dynamic soil-foundation-superstructure interaction (which from now on will be referred to as dynamic soil-structure interaction), while the latter summarizes the literature on dynamic wall-

(retaining or basement)–soil interaction. These two dynamic interactions are the main components of the complicated phenomenon of the dynamic wall-soil-structure interaction.

In the third chapter, a simple but realistic model is developed, which is comprised of a wall that retains a soil layer on which a SDOF system is founded. A full parametric analysis is conducted, for all the combinations of the various parameters involved in the model. Finally, in the fourth chapter an extensive calculation is made of the equivalent soil springs and dashpots (both dynamic and static ones), which are expressed in diagrams in a dimensionless form, as functions of dimensionless parameters. These diagrams can be readily used for the design of structures which are subject to static or dynamic distress. It is recalled that static loading is a special case of dynamic loading, in which the frequency of the imposed harmonic excitation is set to zero. It is also proven that the springs which correspond to swaying motion depend only on the wall compliance and that the springs which correspond to rocking motion depend only on the type of the retaining wall-retained soil interface as well as on the foundation compliance.

As clearly illustrated by this study, the complexity of the phenomenon of dynamic wall-soil-interaction is apparent in the wall-soil-SDOF system model, as well as in the calculation of the equivalent soil springs and dashpots for the study of the inertial wall-soil-structure interaction.

Πίνακας Περιεχομένων

Ευχαριστίες	i
Περίληψη	v
Abstract	vii
Πίνακας Περιεχομένων	ix
Κεφάλαιο 1: Δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής	1
1.1 ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΚΑΙ ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	1
1.1.1 Αδρανειακή αλληλεπίδραση.....	4
1.1.2 Κινηματική αλληλεπίδραση.....	4
1.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	8
1.2.1 Η μέθοδος των υποσυστημάτων για γραμμικά προβλήματα	8
1.2.1.1. Θεώρημα της επαλληλίας στην αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής με εύκαμπτη θεμελίωση	9
1.2.1.2. Θεώρημα της επαλληλίας για αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής με άκαμπτο θεμέλιο	11
1.2.1.3. Θεώρημα των υποσυστημάτων	13
1.2.2 Η απευθείας μέθοδος για μη-γραμμικά προβλήματα	16
1.2.2.1. Γεωμετρικές μη-γραμμικότητες στη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους	16
1.2.2.2. Μη-γραμμικότητες υλικού.....	21
1.3 ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ	22
1.3.1 Εξεταζόμενο προσομοίωμα	22
1.3.2 Συνάρτηση Εμπέδησης.....	23
1.3.2.1. Βασική λύση	23
1.3.2.1.1. Δυναμική προσομοίωση με χρήση της συμφασικής μάζας.....	25
1.3.2.1.2. Αβαρές κυκλικό θεμέλιο επί ελαστικού ημιχώρου	26
1.3.2.1.3. Αβαρές κυκλικό θεμέλιο επί ιξωδοελαστικού ημιχώρου	27
1.3.2.1.4. Κυκλικό θεμέλιο πεπερασμένης μάζας επί (ιξωδο)ελαστικού ημιχώρου	31
1.3.2.1.5. Απόκριση άκαμπτου κυκλικού θεμελίου σε υψηλούς συχνотικούς συντελεστές.....	33
1.3.2.2. Παρουσία δύοκαμπτου βράχου σε σχετικά μικρό βάθος από την επιφάνεια.....	36

1.3.2.3.	Μεταβολή μέτρου διάτμησης με το βάθος από την επιφάνεια.....	37
1.3.2.4.	Εγκιβωτισμός θεμελίου στο έδαφος.....	39
1.3.2.5.	Σχήμα θεμελίου.....	44
1.3.2.6.	Ενκαμψία Θεμελίου	46
1.3.3	Άλλες μέθοδοι υπολογισμού της εμπίδησης θεμελίων	49
1.3.3.1.	Προσομοιώματα κώνου.....	49
1.3.3.2.	Εναλλακτική έκφραση της συνάρτησης εμπίδησης.....	57
1.3.3.3.	Προσέγγιση διατμητικού προβόλου	58
1.3.4	Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής	62
1.4	ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ	70
1.4.1	Ισοστάθμιση βάσης θεμελίου	70
1.4.2	Εγκιβωτισμός θεμελίωσης	75
1.4.2.1.	Αναλυτικές λύσεις	75
1.4.2.2.	Εμπειρικές μελέτες	79
1.5	ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	80
	Κεφάλαιο 2: Δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-τοιχού αντιστήριξης	87
2.1	ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ	87
2.2	ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	88
2.2.1	Τοίχος πρόβολος	88
2.2.2	Τοίχος βαρύτητας.....	90
2.2.3	Ανοικτές υδραυλικές εγκαταστάσεις.....	90
2.2.4	Κλειστές υδραυλικές εγκαταστάσεις.....	90
2.2.5	Ακρόβαθρα γεφυρών.....	90
2.2.6	Κτίριο με υπόγειο πάνω σε ανένδοτο βράχο	91
2.2.7	Κτίριο με υπόγειο επάνω σε ενδόσιμο εδαφικό στρώμα	91
2.3	ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	92
2.4	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	94
2.5	ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	95
2.6	ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	96
2.6.1	Ενδόσιμοι τοίχοι αντιστήριξης.....	97
2.6.1.1.	Σχεδιασμός με βάση τις ωθήσεις.....	97
2.6.1.1.1.	Μέθοδος Mononobe-Okabe	97

2.6.1.1.2. Μέθοδος Seed & Whitman	102
2.6.1.1.3. Μέθοδος Steedman & Zeng.....	103
2.6.1.1.4. Γενίκευση της μεθόδου των Steedman & Zeng	106
2.6.1.2. Σχεδιασμός με βάση τις παραμορφώσεις	111
2.6.1.2.1. Μέθοδος Richards & Elms.....	111
2.6.1.2.2. Μέθοδος Nadim & Whitman.....	113
2.6.1.2.3. Μέθοδος Whitman & Liao.....	116
2.6.2 Ανένδοτοι τοίχοι αντιστήριξης.....	118
2.6.2.1. Λύση των Matuo & Ohara	119
2.6.2.2. Λύση του Wood (1973).....	119
2.6.2.3. Προσομοίωμα του Scott.....	126
2.6.2.4. Τροποποιημένο προσομοίωμα Scott	130
2.6.2.5. Λύση των Veletsos & Younan	131
2.6.2.6. Προσομοίωση του εδάφους ως μονοβάθμιον ταλαντωτή	134
2.6.3 Ελαστικά ενδόσιμοι τοίχοι αντιστήριξης	137
2.6.3.1. Λύση των Veletsos & Younan	138
2.6.3.1.1. Άκαμπτος και στροφικά ενδόσιμος τοίχος	138
2.6.3.1.2. Καμπτικά και στροφικά ενδόσιμος τοίχος.....	140
2.6.3.1.3. Καμπτικά και στροφικά ενδόσιμος τοίχος.....	143
2.6.3.2. Λύση του Li.....	145
2.7 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	149

Κεφάλαιο 3: Ανάλυση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης μέσω ισοδύναμων εδαφικών ελατηρίων

3.1 ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΟ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	153
3.2 ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΟ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	154
3.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	155
Αδιαστατοποιημένη απόσταση από τον τοίχο	155
Αδιαστατοποιημένο ημιπλάτος θεμελίου.....	155
Σχετική δομική ευκαμψία του τοίχου.....	155
Σχετική στροφική ενδοσιμότητα	156
Σχετική ευκαμψία θεμελίου.....	156
3.3.1 Επεξηγήσεις για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων	156

3.4	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΜΠΕΔΗΣΗΣ	158
3.4.1	Μονοδιάστατο προσομοίωμα.....	158
3.4.2	Διδιάστατο εδαφικό στρώμα	160
3.5	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΕΜΠΕΔΗΣΗΣ	180
3.5.1	Μονοδιάστατο εδαφικό στρώμα	180
3.5.2	Διδιάστατο εδαφικό στρώμα	186
3.5.2.1.	Δυναμική εμπέδηση έναντι οριζόντιας μετακίνησης για άκαμπτο τοίχο ($d_w=0$, $d_\theta=0$)	186
3.5.2.2.	Δυναμική εμπέδηση έναντι οριζόντιας μετακίνησης για εύκαμπτο τοίχο ($d_w=40$, $d_\theta=5$)	216
3.5.2.3.	Δυναμική εμπέδηση έναντι στροφής για εγκόλλητη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους (bonded W-S interface)	245
3.5.2.4.	Δυναμική εμπέδηση έναντι στροφής για λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους (smooth W-S interface)	274
3.5.2.5.	Παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων της δυναμικής εμπέδησης.....	303
3.6	ΠΡΟΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	304
Κεφάλαιο 4: Αριθμητική μελέτη της διπλής δυναμικής αλληλεπίδρασης		305
4.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ	305
4.2	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ	309
	Αδιαστατοποιημένη απόσταση από τον τοίχο.....	309
	Σχετική δομική ευκαμψία του τοίχου	309
	Σχετική στροφική ενδοσιμότητα.....	310
	Λόγος ιδιοπεριόδων κατασκευής-εδάφους	310
4.3	ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΟΙΧΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ	312
4.4	ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΟΙΧΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΤΗΝ ΕΔΑΦΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	360
4.5	ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΔΙΠΛΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	376
4.6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	389
Κεφάλαιο 5: Συμπεράσματα - Προτάσεις		391
5.1	ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	391

5.2	ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ	393
5.3	ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	393

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής

1.1 ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΚΑΙ ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Γενικά, κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των συνήθων κτιριακών έργων, η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής αγνοείται και η δυναμική απόκρισή τους υπολογίζεται κάνοντας την υπόθεση ότι η θεμελίωσή τους είναι άκαμπτη. Εντούτοις, κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης, το έδαφος υφίσταται παραμορφώσεις οι οποίες επιβάλλονται στη θεμελίωση. Προκύπτει το ερώτημα του κατά πόσο η εδαφική κίνηση κοντά στην κατασκευή επηρεάζεται από την παρουσία της κατασκευής και πώς η απόκριση της κατασκευής τροποποιείται λόγω της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης. Αυτή η δυναμική κατάσταση μεταξύ της κατασκευής και του εδάφους ονομάζεται αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (Soil-Structure Interaction, SSI).

Η σεισμική διέγερση που επιβάλλεται στις κατασκευές είναι συνάρτηση του μηχανισμού δημιουργίας του σεισμικού ρήγματος, της γεωλογίας της σεισμογενούς ζώνης με τον τρόπο που αυτή επηρεάζει τη διαδρομή στην οποία διαδίδονται τα σεισμικά κύματα, της επίδρασης των τοπικών εδαφικών συνθηκών (επίδραση της γεωμετρίας του εδαφικού ανάγλυφου και της εδαφικής ενίσχυσης/απομείωσης των εδαφικών στρωμάτων) και της επίδρασης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Το αποτέλεσμα των τριών πρώτων παραγόντων είναι η διαμόρφωση της κίνησης «ελευθέρου πεδίου» (free field) conditions. Η απόκριση της κατασκευής στην κίνηση ελευθέρου πεδίου επηρεάζεται από την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, οι επιταχύνσεις (και κατά συνέπεια οι αδρανειακές δυνάμεις) των κατασκευών επηρεάζονται από την ευκαμψία των θεμελίων τους και από μεταβολές μεταξύ της κίνησης ελευθέρου πεδίου και της κίνησης της θεμελίωσης. Συνεπώς, μια

ακριβής εκτίμηση των αδρανειακών δυνάμεων και μετακινήσεων στις κατασκευές απαιτεί τη ρεαλιστική αποτίμηση του ρόλου της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Η εκτίμηση των σεισμικών επιταχύνσεων που θα δεχτεί μια κατασκευή είναι το πιο σημαντικό στάδιο του σχεδιασμού μιας νέας ή της αποτίμησης και ενίσχυσης μιας υφιστάμενης κατασκευής. Εξαιτίας του μεγάλου αριθμού των υποθέσεων που γίνονται, συχνά οι ειδικοί γεωτεχνικοί μηχανικοί διατυπώνουν πολύ διαφορετικές εκτιμήσεις σχετικά με το μέγεθος των κινήσεων που αναμένονται σε μια θέση χωρίς την παρουσία της κατασκευής. Αυτή η έλλειψη ακρίβειας στις βασικές σεισμικές διεγέρσεις που επιβάλλονται στις κατασκευές δεν δικαιολογεί την εισαγωγή πρόσθετων συντηρητικών προσεγγίσεων κατά τη δυναμική ανάλυση των κατασκευών και της αλληλεπίδρασής τους με το υποκείμενο έδαφος.

Εάν μια σχετικά εύκαμπτη και με μικρή μάζα κατασκευή θεμελιωθεί σε πολύ δύσκαμπτο βραχώδες έδαφος, είναι ορθό να υποτεθεί ότι η κίνηση που θα επιβληθεί στην κατασκευή είναι η ίδια με την κίνηση ελευθέρου πεδίου. Η υπόθεση αυτή είναι σωστή για ένα μεγάλο αριθμό κατασκευών, αφού οι περισσότερες κτιριακές κατασκευές δεν είναι συμπαγείς (αφού είναι περίπου κατά 90% κενές) και πολλές φορές το βάρος της κατασκευής απομειώνεται λόγω της εκσκαφής του εδάφους θεμελίωσης. Εντούτοις, εάν η κατασκευή είναι συμπαγής και δύσκαμπτη, όπως ένα φράγμα βαρύτητας από σκυρόδεμα, και η θεμελίωσή της είναι σχετικά εύκαμπτη, τότε η κίνηση στη βάση της κατασκευής μπορεί να διαφοροποιηθεί σημαντικά από την κίνηση ελευθέρου πεδίου. Ακόμα και για αυτή την ειδική περίπτωση, ωστόσο, είναι προφανές ότι οι πιο σημαντική επίδραση της δυναμικής αλληλεπίδρασης θα γίνει αισθητή κοντά στην κατασκευή, ενώ σε κάποια πεπερασμένη απόσταση από τη βάση της κατασκευής οι μετατοπίσεις θα συγκλίνουν σε αυτές της κίνησης ελευθέρου πεδίου.

Η απόκριση και κατά συνέπεια η καταπόνηση μιας κατασκευής σε σεισμική διέγερση επηρεάζεται από τις αλληλεπιδράσεις μεταξύ τριών διασυνδεδεμένων συστημάτων: της κατασκευής, της θεμελίωσης και του εδαφικού μέσου κάτω και γύρω από τη θεμελίωση. Μια δυναμική ανάλυση αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής (Soil-Foundation-Structure Interaction, SFSI) υπολογίζει την επίδραση των τριών αυτών συστημάτων σε μια δεδομένη κίνηση ελευθέρου πεδίου. Ο όρος κίνηση ελευθέρου πεδίου αναφέρεται στην εδαφική κίνηση που θα συνέβαινε στο σημείο που θεμελιώνεται η κατασκευή, αν αυτή δεν είχε κατασκευαστεί. Η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-

θεμελίου-κατασκευής (SFSI) είναι μηδενική για άκαμπτη θεμελίωση και γενικά είναι η αιτία της διαφοράς μεταξύ της πραγματικής απόκρισης της κατασκευής και την απόκριση της κατασκευής με την υπόθεση άκαμπτης θεμελίωσης.

Από τις πιθανές επιδράσεις της αλληλεπίδρασης, οι ακόλουθες τρεις μπορεί να είναι σημαντικές για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών:

- Δυσκαμψία και απόσβεση θεμελίωσης: Οι αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε μια ταλαντούμενη κατασκευή προκαλούν στη θεμελίωση τέμνουσες δυνάμεις, καμπτικές και στρεπτικές ροπές και αυτές οι δράσεις προκαλούν με τη σειρά τους μετακινήσεις και στροφές της θεμελίωσης σε σχέση με το ελεύθερο πεδίο. Αυτές οι μετακινήσεις ή/και στροφές είναι δυνατές εξαιτίας της ενδοσιμότητας του συστήματος θεμελίου-εδάφους, η οποία μπορεί μερικές φορές να συμβάλλει σημαντικά στη συνολική δομική ευκαμψία της υπερκείμενης κατασκευής. Επίσης, η σχετική κίνηση θεμελίωσης – ελεύθερου πεδίου μπορεί να επιφέρει απόσβεση της σεισμικής ενέργειας μέσω ακτινοβολίας και υστερητικής εδαφικής συμπεριφοράς. Αυτή η απόσβεση μπορεί να επηρεάσει σημαντικά τη συνολική απόσβεση του συστήματος εδάφους-κατασκευής. Όλες αυτές οι διαφοροποιήσεις προέρχονται από την ύπαρξη της αδρανειακής αλληλεπίδρασης.
- Παραμορφώσεις της θεμελίωσης: Καμπτικές, αξονικές και διατμητικές παραμορφώσεις των στοιχείων της θεμελίωσης προκύπτουν από τη φόρτιση που επιβάλλεται σε αυτά από την υπερκείμενη κατασκευή και το φέρον έδαφος. Αυτές οι παραμορφώσεις αντιπροσωπεύουν τη σεισμική καταπόνηση (seismic demand) για την οποία πρέπει να σχεδιαστούν τα στοιχεία της θεμελίωσης. Αυτές οι παραμορφώσεις μπορούν επίσης να επηρεάσουν σημαντικά και τη συνολική απόκριση του συνολικού συστήματος εδάφους-κατασκευής, ειδικά ως προς την απόσβεση της ταλάντωσης.
- Διαφοροποιήσεις μεταξύ της κίνησης ελεύθερου πεδίου και της κίνησης της θεμελίωσης που οφείλονται στην ύπαρξη της αδρανειακής και της κινηματικής αλληλεπίδρασης. Τα δύο αυτά φυσικά φαινόμενα απαρτίζουν τους βασικούς μηχανισμούς της δυναμικής αλληλεπίδρασης μεταξύ κατασκευής, θεμελίωσης και εδάφους και αναλύονται περισσότερο στη συνέχεια.

1.1.1 Αδρανειακή αλληλεπίδραση

Οι αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή λόγω της ταλάντωσής της προκαλούν διατμητικές δυνάμεις και ροπές οι οποίες προκαλούν αντίστοιχες παραμορφώσεις στη θεμελίωση σε σχέση με την κίνηση ελευθέρου πεδίου. Η επιρροή της αδρανειακής αλληλεπίδρασης γίνεται αντιληπτή από:

- Την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, αφού η κατασκευή γίνεται πιο «εύκαμπη» λόγω της ευκαμψίας της θεμελίωσης, σε σχέση με την περίπτωση όπου είναι θεμελιωμένη σε άκαμπτο βράχο.
- Τη μεταβολή του κρίσιμου λόγου απόσβεσης δεδομένου ότι η απόσβεση στο σύστημα εδάφους-κατασκευής οφείλεται σε απόσβεση ακτινοβολίας και απόσβεση υλικού και διαμορφώνεται από πολλούς παράγοντες, όπως η ευκαμψία της θεμελίωσης, ο λόγος ύψους κατασκευής προς πλάτος θεμελίου, κλπ.

Οι δυναμικές ιδιότητες που αναφέρονται σε κατασκευή θεμελιωμένη σε ενδόσιμο έδαφος μπορούν να χρησιμοποιηθούν μαζί με το φάσμα απόκρισης της κίνησης ελευθέρου πεδίου, για να υπολογιστούν οι διατμητικές δυνάμεις στη βάση της κατασκευής.

1.1.2 Κινηματική αλληλεπίδραση

Συνήθως τα θεμέλια μιας κατασκευής είναι πιο δύσκαμπτα από το υποκείμενο έδαφος. Η παρουσία σχετικά «δύσκαμπτων» στοιχείων θεμελίωσης πάνω ή μέσα στο έδαφος επηρεάζουν και διαφοροποιούν την απόκριση της θεμελίωσης από την απόκριση ελευθέρου πεδίου, ακόμα και αν θεωρηθεί ότι η κατασκευή και η θεμελίωσή της έχουν μηδενική μάζα. Η κινηματική αλληλεπίδραση προκαλείται κυρίως από τρεις μηχανισμούς:

- *Ισοστάθμιση διεπιφάνειας εδάφους – βάσης θεμελίου*: Ένα θεμέλιο επιβάλλει στο υποκείμενο έδαφος μια συνοριακή συνθήκη η οποία απαιτεί όπως η σχετική κίνηση των σημείων της διεπιφάνειας θεμελίου-εδάφους ελέγχεται από τη δυσκαμψία του θεμελίου και όχι από τη δυσκαμψία του εδάφους, όπως θα γινόταν αν δεν υπήρχε το θεμέλιο. Οι κινήσεις ελευθέρου πεδίου που προέρχονται από κεκλιμένα ή ασυνεχή κυματικά πεδία εξομαλύνονται στην οριζόντια διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους λόγω αυτού του κινηματικού περιορισμού που επιβάλλεται στο έδαφος.
- *Επιρροές εγκιβωτισμού θεμελίου*: Μείωση της σεισμικής εδαφικής κίνησης με το βάθος για εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις.

- *Σκέδαση σεισμικών κυμάτων*: Η σκέδαση των κυμάτων στις γωνίες και τις επιφανειακές ανωμαλίες των θεμελίων λόγω τραχύτητας.

Η εκτίμηση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης γίνεται με τη χρήση συναρτήσεων εμπίδησης οι οποίες συνδέουν την απόκριση του θεμελίου με την καταπόνησή του. Η εκτίμηση της κινηματικής αλληλεπίδρασης γίνεται μέσω μιγαδικών συναρτήσεων μεταφοράς και συνδέουν την κίνηση ελεύθερου πεδίου με την κίνηση της θεμελίωσης. Τόσο οι συναρτήσεις εμπίδησης, όσο και οι συναρτήσεις μεταφοράς εξαρτώνται από τη συχνότητα και λαμβάνουν εν γένει μιγαδικές τιμές διάφορες της μονάδας. Η επίδραση της κινηματικής αλληλεπίδρασης αμελείται στους αντισεισμικούς κανονισμούς, συνεπώς θεωρείται οι κινήσεις ελεύθερου πεδίου και η διέγερση θεμελίου θεωρούνται πανομοιότυπες (συναρτήσεις μεταφοράς ίσες με τη μονάδα).

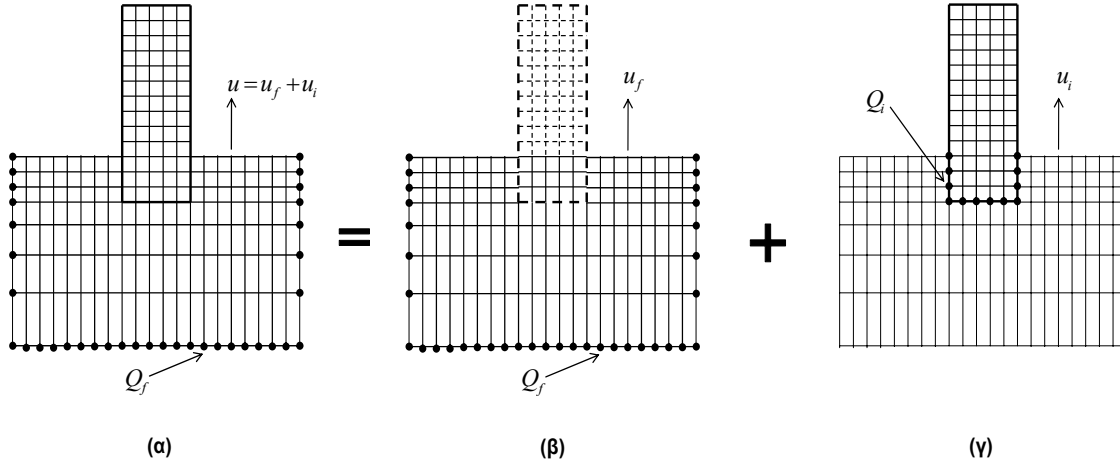
Στην πραγματικότητα όμως, τόσο οι συναρτήσεις μεταφοράς όσο και οι συναρτήσεις εμπίδησης εξαρτώνται από τη δυσκαμψία και τα χαρακτηριστικά απόσβεσης του εδάφους. Στην εξιδανικευμένη περίπτωση ενός τελείως άκαμπτου εδαφικού στρώματος, το πλάτος των συναρτήσεων μεταφοράς για οριζόντια μετακίνηση είναι μονάδα και η φάση είναι μηδέν (δηλαδή η κίνηση στο ελεύθερο πεδίο και η διέγερση του θεμελίου ταυτίζονται) και οι συναρτήσεις εμπίδησης έχουν άπειρα πραγματικά μέρη και μηδενικά φανταστικά μέρη. Συμπερασματικά, το γεγονός ότι συνήθως δεν λαμβάνεται υπόψη καθόλου η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, θεωρώντας ότι το έδαφος συμπεριφέρεται σαν άκαμπτos βράχος δημιουργεί σημαντικές αμφιβολίες για την ορθότητα του σχεδιασμού των κατασκευών γενικά.

Στις περισσότερες περιπτώσεις η αριθμητική επίλυση του προβλήματος της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής βασίζεται στη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Εντούτοις, οι αριθμητικές μέθοδοι με τις οποίες μπορεί να επιλυθεί το πρόβλημα δεν περιορίζονται στα πεπερασμένα στοιχεία, αφού μπορούν να χρησιμοποιηθούν π.χ. και συνοριακά στοιχεία. Οι εξισώσεις δυναμικής ισορροπίας σε μητρική μορφή παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.1 που είναι ένα τυπικό σύστημα εδάφους-κατασκευής. Συμβολίζοντας με $[K]$, $[C]$, $[M]$ τα μητρώα δυσκαμψίας, απόσβεσης και μάζας αντίστοιχα, οι εξισώσεις δυναμικής ισορροπίας είναι ως γνωστόν:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q_f\} \quad (1.1)$$

Συνήθως η πηγή της διέγερσης (το υπόκεντρο του σεισμού) δεν περιλαμβάνεται στο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων. Κατά συνέπεια, το διάνυσμα φόρτισης $\{Q_f\}$ έχει μη μηδενικές τιμές στο σύνορο του προσομοιώματος. Θεωρώντας ότι αυτό το σύνορο βρίσκεται επαρκώς μακριά από την κατασκευή, έτσι ώστε η κίνηση σε αυτό να μην επηρεάζεται από την παρουσία της τελευταίας. Χωρίς την κατασκευή οι εξισώσεις κίνησης είναι πανομοιότυπες με αυτές τις εξ. (1.1) με τους δείκτες «f» να παριστάνουν τις ποσότητες που χαρακτηρίζουν την απόκριση ελεύθερου πεδίου:

$$[M_f]\{\ddot{u}_f\} + [C_f]\{\dot{u}_f\} + [K_f]\{u_f\} = \{Q_f\} \quad (1.2)$$



Σχήμα 1.1: Αποσύνθεση ενός προβλήματος (δυναμικής) αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η εξ. (1.2) μπορεί να λυθεί μόνο αν γίνουν κάποιες υποθέσεις σχετικά με τη φύση και τη διεύθυνση της κίνησης που προκαλεί τη διέγερση. Εισάγοντας την μετατόπιση λόγω της αλληλεπίδρασης $\{u_i\}$ που ορίζεται από:

$$\{u\} = \{u_i\} + \{u_f\} \quad (1.3)$$

η εξίσωση που ικανοποιείται από το $\{u_i\}$ είναι:

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = -\{Q_i\} \quad (1.4)$$

με

$$\{Q_i\} = [[M] - [M_f]]\{\ddot{u}_f\} + [[C] - [C_f]]\{\dot{u}_f\} + [[K] - [K_f]]\{u_f\} \quad (1.5)$$

Το διάνυσμα φόρτισης $\{Q_i\}$ προσδιορίζεται από τις μετακινήσεις ελευθέρου πεδίου. Για γραμμικά συστήματα οι εξ. (1.3) έως (1.5) δείχνουν ότι το πρόβλημα αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής μπορεί να επιλυθεί ως το άθροισμα μιας ανάλυσης τοπικής απόκρισης ελευθέρου πεδίου (εξ. (1.2)) και ενός προβλήματος στο οποίο το διάνυσμα φόρτισης $\{Q_i\}$ έχει μη μηδενικά στοιχεία στους κόμβους που είναι κοινοί στην κατασκευή και στο έδαφος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1. Η συνολική μετακίνηση για το πρόβλημα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής δίνεται από την εξ. (1.3).

Η εξ. (1.5) δείχνει καθαρά ότι εφόσον υπάρχει διαφορά στη δυσκαμψία, στην απόσβεση ή στη μάζα (ή και συνδυασμός αυτών) μεταξύ κατασκευής και εδάφους, τότε υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ αυτών των δυο. Για να απλοποιηθεί ο συλλογισμός, θα αμεληθεί ο όρος απόσβεσης της εξ. (1.5) και το πρόβλημα θα περιοριστεί σε αυτό μιας κατασκευής στην επιφάνεια μιας οριζόντια διαστρωματωμένης εδαφικής στρώσης που υπόκειται στην κατακόρυφη διάδοση χωρικών κυμάτων. Υπό αυτές τις συνθήκες, όλα τα σημεία στην επιφάνεια του εδάφους είναι σε φάση στο ελεύθερο πεδίο. Αν το θεμέλιο είναι πλήρως άκαμπτο τότε ο τελευταίος όρος στην εξ. (1.5) μηδενίζεται και το διάνυσμα φόρτισης ανάγεται σε:

$$\{Q_i\} = \left[[M] - [M_f] \right] \{\ddot{u}_f\} \quad (1.6)$$

Οι δυνάμεις $\{Q_i\}$ στη βάση της κατασκευής προκαλούν την κίνηση της θεμελίωσης, και είναι ισοδύναμες με ένα πεδίο αδρανειακών δυνάμεων που επιβάλλεται στην ανώδομή. Συνεπώς η αλληλεπίδραση προέρχεται μόνο από αδρανειακές δυνάμεις στην κατασκευή και το φαινόμενο αυτό ονομάζεται αδρανειακή αλληλεπίδραση.

Θεωρώντας μια κατασκευή εγκιβωτισμένη στο έδαφος, η μάζα της οποίας είναι μηδενική πάνω από το έδαφος και για το εγκιβωτισμένο τμήμα της κατασκευής είναι ομοιόμορφα κατανεμημένη και ίση με την πυκνότητα του εδάφους. Το διάνυσμα φόρτισης γίνεται:

$$\{Q_i\} = \left[[K] - [K_f] \right] \{u_f\} \quad (1.7)$$

Αυτές οι δυνάμεις προκύπτουν μόνο από τη διαφορά στη δυσκαμψία για το εγκιβωτισμένο τμήμα ανάμεσα στην κατασκευή και το έδαφος. Αν και έχουν ίδια μάζα, υπάρχει εντούτοις αλληλεπίδραση, η οποία ονομάζεται κινηματική αλληλεπίδραση.

Η κινηματική αλληλεπίδραση προκαλείται από τη δυσκαμψία του θεμελίου η οποία δεν του επιτρέπει να ακολουθήσει τις παραμορφώσεις που θα πραγματοποιούνταν στο έδαφος χωρίς αυτό. Το συγκεκριμένο είδος αλληλεπίδρασης μπορεί να είναι πρακτικά μηδενικό, όπως δείχθηκε προηγουμένως για επιφανειακές θεμελιώσεις, ή αμελητέο κάτω από συγκεκριμένες περιστάσεις, όπως θεμελιώσεις με πολύ εύκαμπτους πασσάλους. Ωστόσο, μπορεί να είναι πολύ σημαντική για δύσκαμπτες εγκιβωτισμένες κατασκευές. Εάν σε ένα πρόβλημα η κινηματική αλληλεπίδραση θεωρείται σημαντική, δεν υπάρχει απλοποιημένος τρόπος για τον υπολογισμό της. Ο διαχωρισμός του προβλήματος σε αδρανειακή και κινηματική αλληλεπίδραση είναι υπολογιστικά παρόμοιου μεγέθους με την απευθείας λύση του όλου προβλήματος αλληλεπίδρασης (Pecker, 2007).

Στην πιο γενική περίπτωση, η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής προέρχεται και από τα δυο είδη αλληλεπίδρασης που προαναφέρθηκαν, αδρανειακή και κινηματική αλληλεπίδραση. Το Σχήμα 1.1 και η ανάλυση που προηγήθηκε επεξηγεί τις δυο μεγάλες κατηγορίες μεθόδων που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Το Σχήμα 1.1(α) αντιστοιχεί στις άμεσες μεθόδους με τις οποίες η λύση προκύπτει άμεσα από την εξ. (1.1). Η προσέγγιση αυτή δεν περιλαμβάνει επαλληλία και έτσι είναι κατάλληλη και για μη-γραμμικά προβλήματα. Εναλλακτικά, οι μέθοδοι των υποσυστημάτων εκμεταλλεύονται την αποσύνθεση που περιγράφεται στα Σχήματα 1.1(β) και 1.1(γ), ή άλλα παρόμοια είδη ανάλυσης, για να λύσουν το συνολικό πρόβλημα με διαδοχικά βήματα. Αυτές οι μέθοδοι είναι προφανώς εφαρμόσιμες μόνο σε γραμμικά προβλήματα.

1.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Οι βασικές μέθοδοι με τις οποίες μπορεί να επιλυθεί το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής είναι η μέθοδος των υποσυστημάτων και η απευθείας μέθοδος.

1.2.1 Η μέθοδος των υποσυστημάτων για γραμμικά προβλήματα

Το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης επιμερίζεται σε ξεχωριστά επιμέρους προβλήματα τα οποία στο τέλος επαλληλίζονται για να διατυπωθεί η πλήρης λύση στο πρόβλημα. Ο γραμμικός συνδυασμός που ενυπάρχει στο πρόβλημα περιορίζει τη μέθοδο στη μελέτη μόνο γραμμικά ελαστικών συστημάτων εδάφους-κατασκευής. Το πρωταρχικό πλεονέκτημα της μεθόδου των υποσυστημάτων είναι η ευελιξία της. Επειδή κάθε βήμα είναι

διαφορετικό από τα άλλα, μπορεί να δοθεί έμφαση σε συγκεκριμένο μόνο τμήμα του προσομοιώματος, πράγμα που εξαρτάται από τα σημαντικά σημεία του προβλήματος.

Η ανάλυση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής σε αδρανειακή και κινηματική όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη ενότητα δεν αποσκοπεί μόνο στο να αναδείξει τις θεμελιώδεις πτυχές της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής αλλά ταυτόχρονα βοηθάει και την ανάπτυξη των κατάλληλων τεχνικών επίλυσης που βασίζονται σε μεθόδους υποσυστημάτων. Το υπόβαθρο αυτών των μεθόδων είναι το γνωστό θεώρημα της επαλληλίας που αποδείχθηκε από τους Roesset (1973) και Kausel (1978).

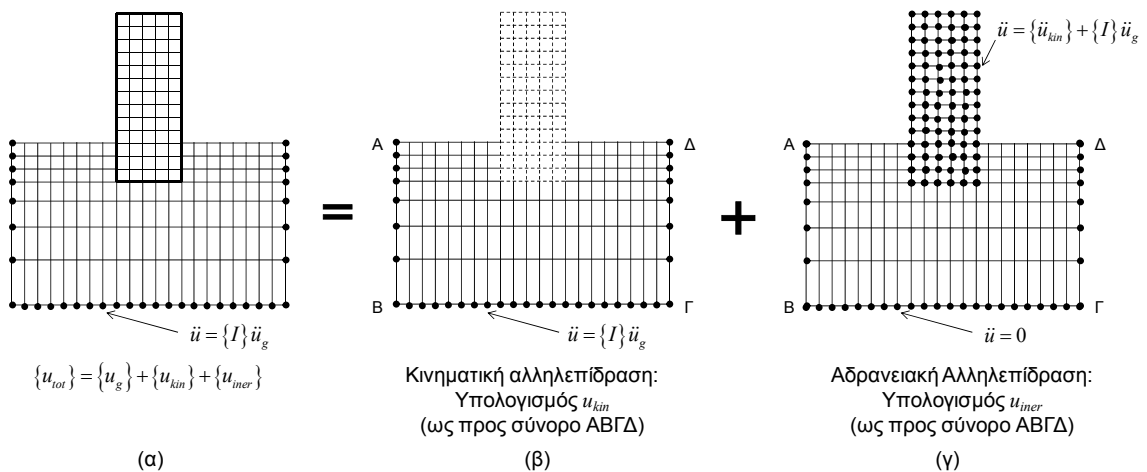
1.2.1.1. Θεώρημα της επαλληλίας στην αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής με εύκαμπτη θεμελίωση

Το θεώρημα αυτό αναφέρει ότι η απόκριση του συστήματος, που απεικονίζεται στο Σχήμα 1.2(α) όταν στη βάση του επιβάλλεται μια χρονιοιστορία επιτάχυνσης $\ddot{u}_g$, μπορεί να υπολογιστεί:

- είτε με απευθείας λύση της εξίσωσης:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g \quad (1.8)$$

όπου $\{u\}$ το διάνυσμα της σχετικής μετακίνησης ως προς τη βάση f του προσομοιώματος $\{I\}$ ένα μοναδιαίο διάνυσμα που δίνει την κατεύθυνση της εφαρμογής του φορτίου, $[M]$ και $[K]$ τα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας, αντίστοιχα.



Σχήμα 1.2: Θεώρημα της επαλληλίας για αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής με εύκαμπτη θεμελίωση.

- είτε σε δύο βήματα ορίζοντας το διάνυσμα της σχετικής μετατόπισης $\{u\}$ ως το άθροισμα της μετακίνησης λόγω κινηματικής αλληλεπίδρασης $\{u_{kin}\}$ και της μετακίνησης λόγω αδρανειακής αλληλεπίδρασης $\{u_{iner}\}$:

$$\{u\} = \{u_{kin}\} + \{u_{iner}\} \quad (1.9)$$

και λύνοντας το σύστημα των διαφορικών εξισώσεων

$$[M_{Soil}]\{\ddot{u}_{kin}\} + [C]\{\dot{u}_{kin}\} + [K]\{u_{kin}\} = -[M_{Soil}]\{I\}\ddot{u}_g \quad (1.10)$$

$$[M]\{\ddot{u}_{iner}\} + [C]\{\dot{u}_{iner}\} + [K]\{u_{iner}\} = -[M_{St}][\{\ddot{u}_{kin}\} + \{I\}\ddot{u}_g] \quad (1.11)$$

στις οποίες τα $[M_{Soil}]$ και $[M_{St}]$ είναι τα μητρώα μάζας των υποσυστημάτων του εδάφους και της κατασκευής, αντίστοιχα, για τα οποία ισχύει ότι:

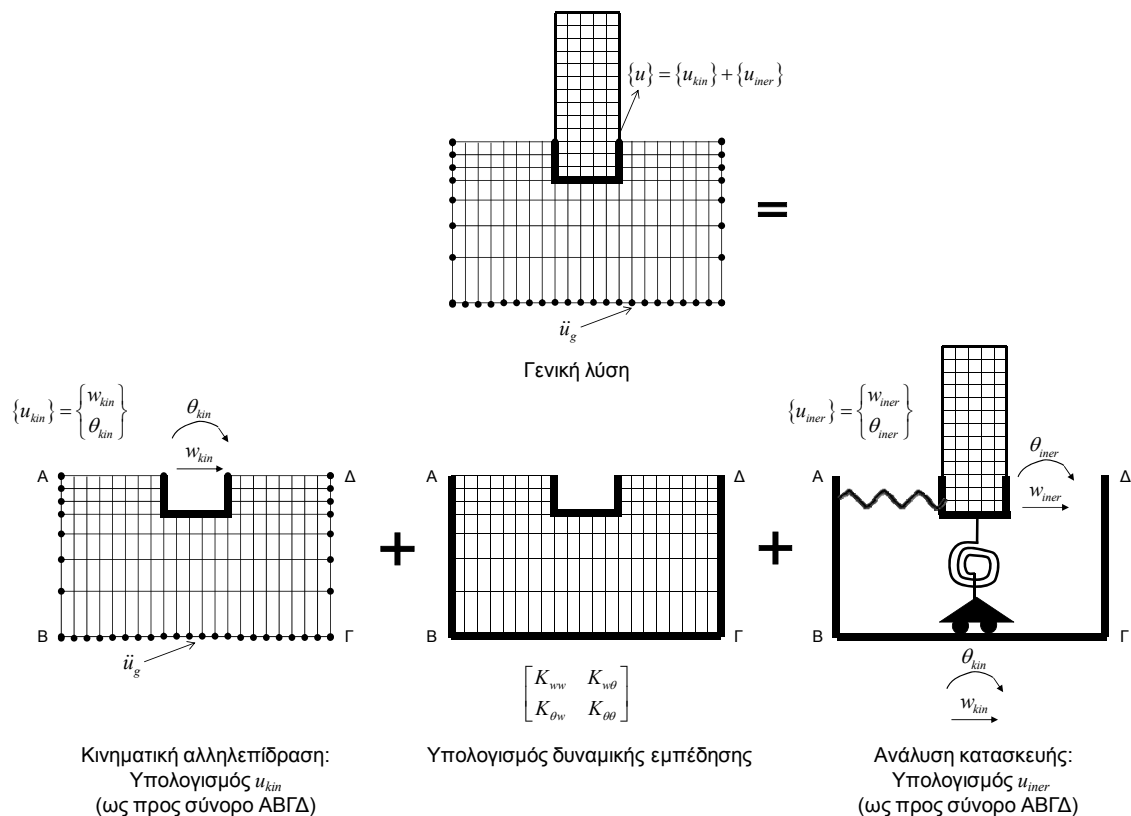
$$[M] = [M_{Soil}] + [M_{St}] \quad (1.12)$$

Η ισοδυναμία μεταξύ της εξ. (1.8) και των εξ. (1.10)-(1.11) αποδεικνύεται με απλή πρόσθεση, λαμβάνοντας υπόψη την εξ. (1.9) και τους ορισμούς των μητρώων μάζας (εξ. (1.12)). Στο Σχήμα 1.2, ο κάνναβος των διακεκομμένων γραμμών υποδηλώνει απουσία μάζας, ενώ όπου οι κόμβοι είναι σημειωμένοι με έντονες βούλες, αυτό υποδηλώνει ότι στα συγκεκριμένα σημεία επιβάλλεται χρονιοιστορία επιτάχυνσης η οποία σημειώνεται παραπλευρώς με την εξίσωσή της.

Η εξ. (1.10) δίνει την απόκριση μιας αβαρούς κατασκευής λόγω της επιβαλλόμενης κίνησης $\ddot{u}_g$. Η λύση αυτή παρέχει την απόκριση λόγω κινηματικής αλληλεπίδρασης που χρησιμοποιείται ως δεδομένο για τη λύση της εξ. (1.11), η οποία παρέχει την απόκριση λόγω αδρανειακής αλληλεπίδρασης. Κατά την επίλυση της εξ. (1.11) το έδαφος μπορεί να προσομοιωθεί με πεπερασμένα στοιχεία ή ισοδύναμα από ένα μητρώο δυσκαμψίας. Βέβαια, αυτή η συμπίκνωση είναι δυνατή μόνο στο πεδίο των συχνοτήτων. Σε αυτή την περίπτωση το μητρώο δυσκαμψίας μορφώνεται με μιγαδικά στοιχεία λαμβάνοντας υπόψη την απόσβεση του υλικού. Το μητρώο δυσκαμψίας αποτελείται από ένα πραγματικό μέρος (τη δυσκαμψία) και από ένα φανταστικό μέρος που αντιπροσωπεύει την απορρόφηση της ενέργειας (που προκαλείται είτε από απόσβεση υλικού, είτε από απόσβεση ακτινοβολίας). Προφανώς, τα στοιχεία του μητρώου δυσκαμψίας μεταβάλλονται ανάλογα με τη συχνότητα της διέγερσης.

1.2.1.2. Θεώρημα της επαλληλίας για αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής με άκαμπτο θεμέλιο

Για ένα άκαμπτο θεμέλιο, είναι ευρέως αποδεκτό ότι μπορεί να αντικατασταθεί το διαστάσεων $N \times N$ μητρώο δυσκαμψίας (όπου N είναι ο αριθμός των βαθμών ελευθερίας στη διεπιφάνεια) από ένα μητρώο διαστάσεων 6×6 που αναφέρεται στις κινήσεις στερεού σώματος της θεμελίωσης. Το μητρώο αυτό ονομάζεται μητρώο εμπέδησης και μπορεί να γίνει αντιληπτό ως μια διάταξη που προκύπτει από τη συναρμολόγηση ελατηρίων και αποσβεστήρων. Οι κινήσεις οι οφειλόμενες στην κινηματική αλληλεπίδραση είναι οι κινήσεις στερεού σώματος της αβαρούς κατασκευής. Η ανάλυση της εξ. (1.11) αποκαλύπτει ότι η λύση $\{u_{iner}\}$ μπορεί να ερμηνευθεί ως το διάνυσμα των σχετικών μετατοπίσεων ως προς μια ιδεατή στήριξη που υποβάλλεται στις κινήσεις στερεού σώματος της θεμελίωσης.



Σχήμα 1.3: Θεώρημα επαλληλίας για αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής με άκαμπτη θεμελίωση.

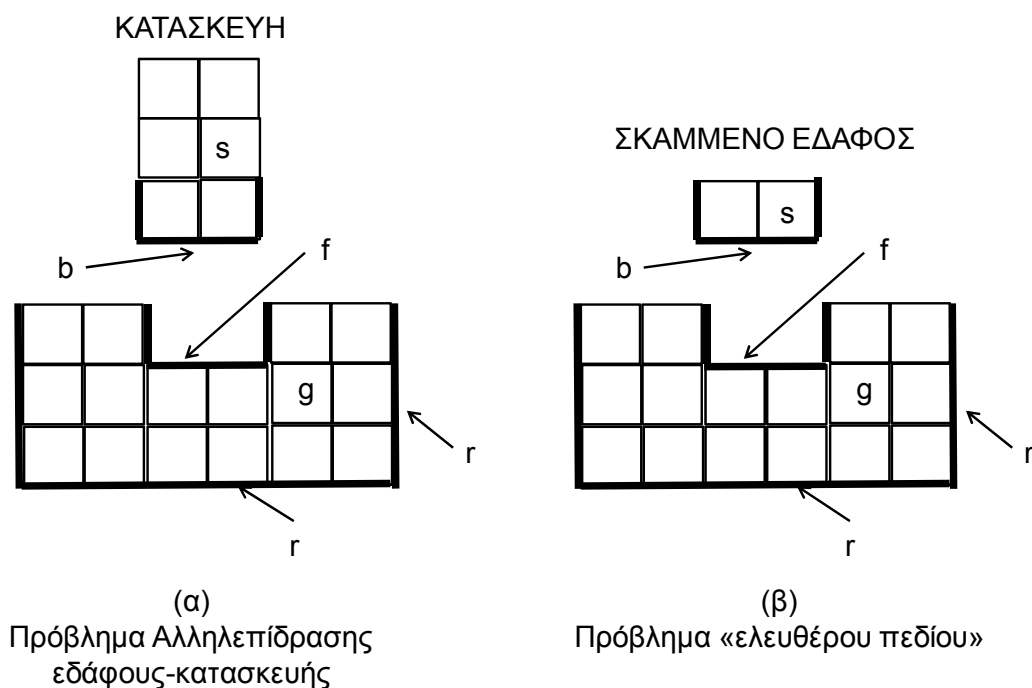
Συνεπώς, κάνοντας την υπόθεση ότι το θεμέλιο είναι άκαμπτο, το γενικό πρόβλημα μπορεί να διαιρεθεί σε τρία βήματα:

- Υπολογισμός της διέγερσης του άκαμπτου θεμελίου, η οποία είναι η κίνηση που θα προέκυπτε στη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους εάν τόσο η κατασκευή όσο και η θεμελίωσή της ήταν αβαρή. Αυτό το βήμα αποτελεί ουσιαστικά τη λύση της εξ. (1.10). Η διέγερση του θεμελίου εξαρτάται από τη δυσκαμψία και τη γεωμετρία του θεμελίου και του εδάφους. Για ένα εγκιβωτισμένο θεμέλιο, η λύση αυτή δίνει ως αποτέλεσμα μετακινήσεις και στροφές (κινηματική αλληλεπίδραση).
- Καθορισμός του μητρώου εμπέδησης του θεμελίου, το οποίο αποτελείται από ένα πραγματικό και ένα φανταστικό μέρος, τα οποία εξαρτώνται από τη συχνότητα και περιγράφουν τα χαρακτηριστικά της αλληλεπίδρασης θεμελίου-εδάφους, όσον αφορά τη δυσκαμψία και την απόσβεση αντιστοίχως. Το μητρώο εμπέδησης παρέχει τα λεγόμενα «εδαφικά ελατήρια». Πρέπει να λαμβάνει υπόψη του τη δυσκαμψία και τη γεωμετρία της θεμελίωσης, καθώς και τη στρωματογραφία του εδάφους, και υπολογίζεται με τη χρήση ισοδύναμα γραμμικών εδαφικών ιδιοτήτων κατάλληλων για τις δυναμικές διατμητικές παραμορφώσεις που επιβάλλονται εξαιτίας της αλληλεπίδρασης (αδρανειακή αλληλεπίδραση).
- Υπολογισμός της δυναμικής απόκρισης της πραγματικής κατασκευής η οποία θεμελιώνεται πάνω στα συχνοεξαρτημένα εδαφικά ελατήρια, τα οποία υποβάλλονται στη βάση τους στην κίνηση λόγω κινηματικής αλληλεπίδρασης (ή την κίνηση του θεμελίου λόγω της αδρανειακής αλληλεπίδρασης).

Το πλεονέκτημα της παραπάνω επιμεριστικής προσέγγισης του σύνθετου φαινομένου είναι προφανές, ειδικά εάν ένα από τα τρία βήματα μπορεί να απλοποιηθεί ή να αγνοηθεί. Βέβαια, το πρώτο βήμα υπάρχει σε όλες τις πιθανές περιπτώσεις, με εξαίρεση την περίπτωση άκαμπτου επιφανειακού θεμελίου που στηρίζεται στην επιφάνεια μιας οριζόντια διαστρωματωμένης εδαφικής στρώσης που υποβάλλεται στη διάδοση κυμάτων χώρου που διαδίδονται προς τα πάνω. Στην περίπτωση αυτή, η λύση του πρώτου βήματος είναι πανομοιότυπη με τον υπολογισμό της απόκρισης ελευθέρου πεδίου επειδή η κινηματική αλληλεπίδραση είναι μηδενική. Η λύση στο δεύτερο βήμα μπορεί να απλοποιηθεί για συνηθισμένες γεωμετρίες με τη χρήση δημοσιευμένων αποτελεσμάτων στη βιβλιογραφία. Το τρίτο βήμα είναι πάντα απαραίτητο, αλλά πιο απλό και προσιτό στους δομοστατικούς μηχανικούς, αφού ανάγεται σε κλασσικές δυναμικές αναλύσεις.

Πρέπει να αναφερθεί ότι η χρήση του θεωρήματος της επαλληλίας μπορεί να εφαρμοστεί και σε περιπτώσεις στις οποίες η κατασκευή δεν είναι συμμετρική, που είναι το

συνηθέστερο στην πράξη. Επίσης, η προαναφερθείσα μεθοδολογία έχει ένα πλεονέκτημα στις περιπτώσεις όπου η διέγερση σχεδιασμού χαρακτηρίζεται από φάσμα απόκρισης που περιλαμβάνει ευρύ φάσμα συχνοτήτων. Αν εφαρμοστεί η απευθείας λύση σε αυτήν την περίπτωση, τότε ορισμένες συχνότητες θα αποενισχυθούν συναρτήσει του βάθους από την επιφάνεια, αφού χρησιμοποιείται ένα συγκεκριμένο μοτίβο κυματικής διάδοσης (π.χ., κάθετα διαδιδόμενα κύματα) και έτσι οι αναλύσεις θα οδηγήσουν σε λανθασμένο σχεδιασμό. Στην περίπτωση αυτή θα ήταν προτιμότερο να θεωρηθεί ως διέγερση σχεδιασμού ένας μέσος όρος επιταχύνσεων κοντά στην κατασκευή, η οποία θα χρησιμοποιηθεί ως δεδομένο εισόδου για το τρίτο βήμα, δηλαδή της δυναμικής ανάλυσης της κατασκευής με τα εδαφικά ελατήρια (βλ. δεξι σχήμα στο Σχήμα 1.3).



Σχήμα 1.4: Θεώρημα των υποσυστημάτων.

1.2.1.3. Θεώρημα των υποσυστημάτων

Μια εναλλακτική διατύπωση του θεωρήματος της επαλληλίας μπορεί να γίνει με τη χρήση της τεχνικής των υποσυστημάτων. Αυτή η προσέγγιση οδηγεί σε ένα σύστημα εξισώσεων που συσχετίζουν τη λύση ελευθέρου πεδίου με ισοδύναμες δυνάμεις που εφαρμόζονται στη θεμελίωση της κατασκευής.

Θεωρούμε τη διακριτοποίηση του συστήματος εδάφους-κατασκευής που εικονίζεται στο Σχήμα 1.4(α) με πεπερασμένα στοιχεία. Το έδαφος και η κατασκευή έχουν διαχωριστεί και έχει επιβληθεί ισορροπία με εφαρμογή των εσωτερικών δυνάμεων P_b , P_f . Το

προσομοίωμα υποβάλλεται σε μια αυθαίρετη διέγερση (με τη μορφή επιβαλλόμενων μετακινήσεων) κατά μήκος του συνόρου. Το Σχήμα 1.4(β) απεικονίζει τη διακριτοποίηση του προβλήματος «ελευθέρου πεδίου». Αυτό αντιπροσωπεύει την κατάσταση που θα υπήρχε εάν δεν είχε κατασκευαστεί η κατασκευή. Η «κατασκευή» στην περίπτωση αυτή αναπαριστάται με το τμήμα του σκαμμένου εδάφους που έχει αφαιρεθεί για να θεμελιωθεί η κατασκευή.

Για μια λύση στο πεδίο των συχνοτήτων, οι μητρώϊκές εξισώσεις που συνδέουν δυνάμεις και μετακινήσεις είναι της μορφής $(-\omega^2 [\tilde{M}] + i\omega [\tilde{C}] + [\tilde{K}])\{U\} = \{P\}$ όπου $[\tilde{M}]$, $[\tilde{C}]$, $[\tilde{K}]$ είναι τα μητρώα μάζας, απόσβεσης και δυσκαμψίας, αντίστοιχα, ενώ $\{P\}$, $\{U\}$ είναι τα διανύσματα δυνάμεων και μετακινήσεων και ω η συχνότητα της επιβαλλόμενης διέγερσης. Χάριν απλότητας, η ποσότητα $-\omega^2 [\tilde{M}] + i\omega [\tilde{C}] + [\tilde{K}]$ συμβολίζεται με το γενικευμένο μητρώο δυσκαμψίας $[K]$, που έχει συχνοεξαρτώμενα μιγαδικά στοιχεία. Οι σχέσεις δύναμης-μετακίνησης για τα διάφορα υποσυστήματα που φαίνονται στο Σχήμα 1.4 είναι:

– Κατασκευή:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (1.13)$$

– Επιφάνεια θεμελίωσης, συμπεριλαμβανομένης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής:

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f \\ 0 \\ P_r \end{Bmatrix} \quad (1.14)$$

– Επιφάνεια θεμελίωσης, λύση ελευθέρου πεδίου:

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_r^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f^* \\ 0 \\ P_r^* \end{Bmatrix} \quad (1.15)$$

Οι δείκτες αναφέρονται στα εξής: s για τους κόμβους της κατασκευής, εξαιρουμένων των κόμβων που βρίσκονται στη διεπιφάνεια εδάφους-κατασκευής, b για τους κόμβους της κατασκευής κατά μήκος της διεπιφάνειας, f για τους κόμβους του εδάφους κατά μήκος

της ίδιας διεπιφάνειας, g για τους κόμβους του εδάφους, χωρίς αυτούς που ανήκουν στη διεπιφάνεια ή στα σύνορα, και r για τους κόμβους κατά μήκος των συνόρων. Ο αστερίσκος αναφέρεται στη λύση ελευθέρου πεδίου.

Σημειώνεται ότι τα δυο προσομοιώματα, αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής και ελευθέρου πεδίου, υποβάλλονται στην ίδια διέγερση U_r . Εντούτοις, εν γένει ισχύει $P_r \neq P_r^*$ αν το σύνορο δεν είναι σχετικά μακριά από την κατασκευή. Αφαιρώντας την εξ. (1.15) από την εξ. (1.14) προκύπτει:

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f - U_f^* \\ U_g - U_g^* \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f - P_f^* \\ 0 \\ P_r - P_r^* \end{Bmatrix} \quad (1.16)$$

Με συμπίκνωση της τελευταίας σχέσης έχουμε:

$$[X] \left(\{U_f\} - \{U_f^*\} \right) = \{P_f\} - \{P_f^*\} \quad (1.17)$$

όπου $[X] = [X](\omega)$ είναι το μητρώο εμπέδησης της επιφάνειας θεμελίωσης. Από την άλλη πλευρά, η ισορροπία των δυνάμεων και το συμβιβαστό των παραμορφώσεων επιβάλλουν όπως:

$$\{P_f\} = -\{P_b\}, \quad \{P_f^*\} = -\{P_b^*\}, \quad \{U_f\} = \{U_b\}, \quad \{U_f^*\} = \{U_b^*\}$$

έτσι ώστε:

$$[X] \left(\{U_b\} - \{U_b^*\} \right) = -\{P_b\} - \{P_f^*\} = \{P_b^*\} - \{P_b\} \quad (1.18)$$

Αντικαθιστώντας την εξ. (1.18) στην εξ. (1.13) προκύπτει:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + X \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ XU_b^* + P_b^* \end{Bmatrix} \quad (1.19)$$

που ουσιαστικά εκφράζει ότι η λύση στο πρόβλημα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής μπορεί να υπολογιστεί (για την κατασκευή) με την εφαρμογή ισοδύναμων δυνάμεων $\{P_b\} = \{P_b^*\} + [X]\{U_b^*\}$ στη διεπιφάνεια εδάφους-κατασκευής. Τα $\{P_b^*\}$ και $\{U_b^*\}$ είναι οι δυνάμεις και οι μετακινήσεις ελευθέρου πεδίου, αντίστοιχα, κατά μήκος

αυτής της διεπιφάνειας και μπορούν να υπολογιστούν εύκολα για συγκεκριμένες περιπτώσεις, π.χ. συστήματα με διαστρωματωμένο έδαφος που υποβάλλονται σε σεισμικά κύματα διαδιδόμενα υπό οποιαδήποτε αυθαίρετη γωνία. Ωστόσο, το μητρώο εμπέδησης της επιφάνειας θεμελίωσης $[X]$ γενικά δεν υπολογίζεται εύκολα, εκτός από την ειδική περίπτωση που το θεμέλιο είναι επιφανειακό (μη εγκιβωτισμένο).

1.2.2 Η απευθείας μέθοδος για μη-γραμμικά προβλήματα

Στην απευθείας μέθοδο το έδαφος και η κατασκευή περιλαμβάνονται στο ίδιο προσομοίωμα και αναλύονται αμφότερα σε κάθε βήμα της δυναμικής ανάλυσης. Το έδαφος διακριτοποιείται συνήθως με τριδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία, ενώ η κατασκευή με πεπερασμένα στοιχεία τύπου δοκού. Επειδή δεν απαιτείται η χρήση θεωρημάτων που πηγάζουν από την αρχή της επαλληλίας, είναι δυνατόν να διεξαχθούν και έντονα μη-γραμμικές αναλύσεις (π.χ. Borja et al., 1992 και Weidlinger Assoc., 1978). Αυτό δεν σημαίνει ότι οι αναλύσεις δίνουν και ικανοποιητικά αποτελέσματα, διότι, πέρα από το μεγάλο υπολογιστικό κόστος, οι αναλύσεις αυτές απαιτούν δεδομένα εισόδου μεγάλης ακριβείας, όσον αφορά τις εδαφικές παραμέτρους. Το πιο κατάλληλο και αποτελεσματικό καταστατικό προσομοίωμα για τη μη-γραμμική προσομοίωση του εδάφους κατά την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής είναι το ισοδύναμο γραμμικό ελαστικό προσομοίωμα.

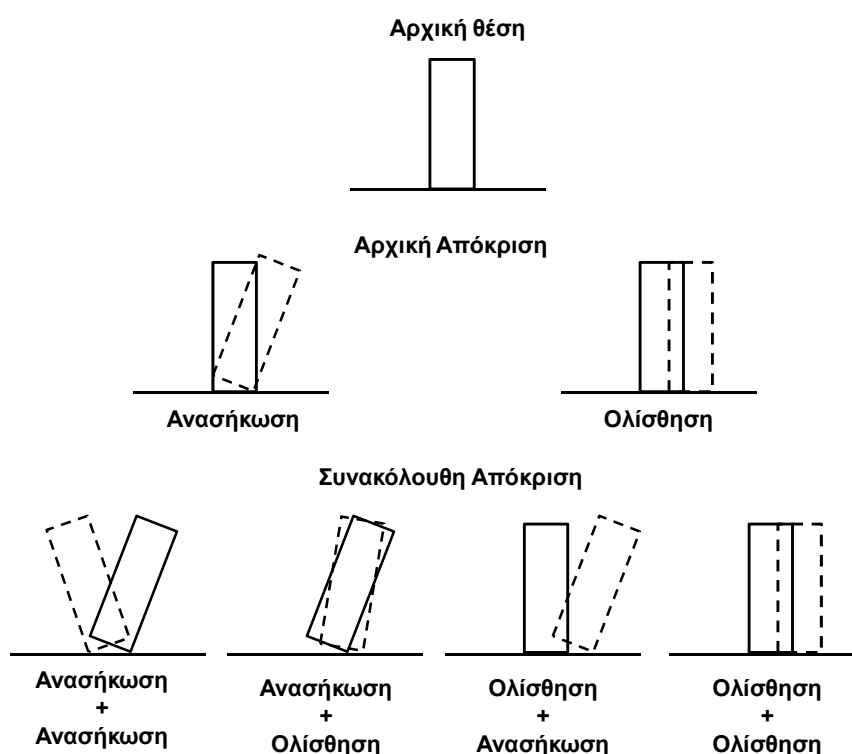
1.2.2.1. Γεωμετρικές μη-γραμμικότητες στη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους

Όλα τα φαινόμενα ολίσθησης στη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους, καθώς και αποκόλλησης θεμελίου οδηγούν σε μη-γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Οι μη-γραμμικές αποκρίσεις που περιλαμβάνουν γεωμετρικές μη-γραμμικότητες, όπως ολίσθηση και/ή αποκόλληση του θεμελίου κατατάσσονται σε κατηγορίες ανάλογα με την αρχική απόκριση και τη συνακόλουθη απόκριση. Η αρχική απόκριση μπορεί να είναι αποκόλληση ή ολίσθηση. Η συνακόλουθη μπορεί να είναι συνδυασμός αποκόλλησης ή/και ολίσθησης. Οι διάφορες κατηγορίες φαίνονται στο Σχήμα 1.5 (Taniguchi, 2002).

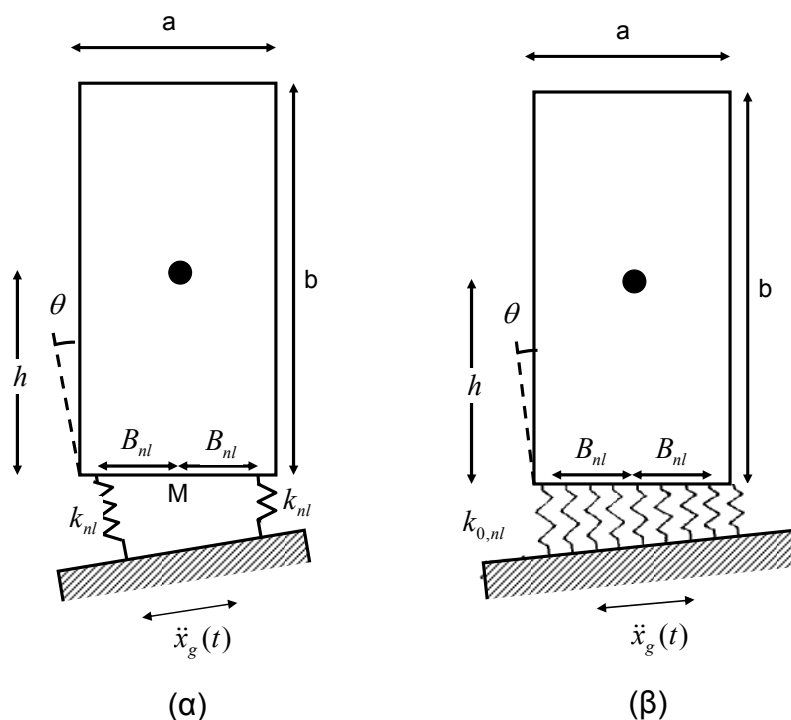
Οι Kennedy et al. (1976), διαπίστωσαν ότι η μη-γραμμικότητα που συνοδεύει την αποκόλληση του θεμελίου δεν προκαλεί σημαντική αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους-κατασκευής. Οι γραμμικές αναλύσεις καταλήγουν σε αποτελέσματα που είναι υπέρ της ασφαλείας, δηλαδή η καταπόνηση του θεμελίου (με όρους τάσεων πάνω στην επιφάνειά του) που υπολογίζεται με μη-γραμμικές αναλύσεις

προκύπτει στην πλειονότητα των περιπτώσεων μικρότερη από αυτή που θα υπολογιζόταν με γραμμική ανάλυση, χωρίς να αποκλείονται εξαιρέσεις. Το ποσοστό της πλάκας θεμελίωσης που ανασηκώνεται είναι μεγαλύτερο όταν υπολογίζεται με γραμμική ανάλυση, σε σχέση με αυτό που υπολογίζεται με μη-γραμμική συμπεριφορά. Σε κάθε περίπτωση, για να συμπεριληφθεί η επίδραση της αποκόλλησης της πλάκας θεμελίωσης, η μη-γραμμική ανάλυση είναι απαραίτητη για να επιτυγχάνονται πιο ακριβείς υπολογισμοί, όταν:

- η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής είναι σημαντική, και
- η γραμμική ανάλυση προβλέπει ότι ανασηκώνεται περισσότερο από το $1/3$ της πλάκας θεμελίωσης. Σχετικά με το ποσοστό της πλάκας που απαιτείται να ανασηκωθεί προκειμένου να καταστεί αναγκαία η μη-γραμμική ανάλυση, ο Wolf (1976) δίνει ποσοστό αποκόλλησης 50% πάνω από το οποίο η μη-γραμμική ανάλυση είναι απαραίτητη. Αντίθετα, αν ανασηκώνεται ποσοστό μικρότερο του 20% της επιφάνειας της πλάκας τότε στην ίδια μελέτη υποστηρίζεται ότι δεν χρειάζεται η διεξαγωγή μη-γραμμικών αναλύσεων.



Σχήμα 1.5: Ταξινόμηση αποκρίσεων κατασκευής που υφίσταται συνδυασμένη ανασήκωση και ολίσθηση στη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους.



Σχήμα 1.6: Κατασκευή με θεμελίωση που αποκολλάται από το υποκείμενο έδαφος: (α) έδραση σε δύο ελατήρια ισαπέχοντα από το κέντρο της βάσης M , και (β) έδραση σε κατανεμημένο ελατήριο Winkler (Psycharis, 1982).

Διάφοροι ερευνητές έχουν μελετήσει προσεγγιστικά αναλυτικά προσομοιώματα για θεμελιώσεις οι οποίες επιτρέπουν αποκολλήσεις στη διεπιφάνεια εδάφους-θεμέλιου. Μεταξύ αυτών είναι: (α) η θεμελίωση μέσω της οποίας η κατασκευή στηρίζεται σε δύο ελατήρια που είναι συμμετρικά τοποθετημένα στη βάση του θεμέλιου, και (β) η συνεχής ελαστική θεμελίωση με κατανεμημένο ελατήριο (το γνωστό μοντέλο Winkler). Αυτά φαίνονται στο Σχήμα 1.6 (Psycharis, 1982). Η κατασκευή δεν είναι ελεύθερη να κινηθεί (να ολισθήσει) στην οριζόντια διεύθυνση. Συνεπώς, εκτός από τους βαθμούς ελευθερίας της ανωδομής της κατασκευής, το προσομοίωμα έχει επιπλέον δυο β.ε. για την κατακόρυφη και τη στρωφική κίνηση.

Οι εξισώσεις που διέπουν τη θεμελίωση κατά Winkler είναι πολύπλοκες και δύσκολο να λυθούν γι' αυτό και συνήθως καταφεύγουμε στην αναγωγή του προσομοιώματος Winkler (β) στο προσομοίωμα των δυο ακραίων ελατηρίων (α). Η απόκριση μιας κατασκευής που μπορεί να εμφανίζει αποκόλληση στη θεμελίωσή της μπορεί να υπολογιστεί, αποφεύγοντας πολύπλοκους μαθηματικούς υπολογισμούς, με τη θεώρηση ενός ισοδύναμου ταλαντωτή ο οποίος δεν εμφανίζει φαινόμενα αποκόλλησης ή ολίσθησης στη βάση του και οι δυναμικές του ιδιότητες εξαρτώνται από τον

κανονικοποιημένη παλμική διέγερση. Για τον καθορισμό των χαρακτηριστικών του ισοδύναμου ταλαντωτή υπολογίζεται η φαινόμενη ιδιοπερίοδος της ελεύθερης στροφικής ταλάντωσης του συστήματος που εμφανίζει την αποκόλληση. Το πλεονέκτημα της προσεγγιστικής αυτής μεθόδου είναι ότι απλοποιεί πολύ τους υπολογισμούς και επιτρέπει ακόμα και τη χρήση φασμάτων απόκρισης για την εκτίμηση της μέγιστης γωνίας στροφής. Σημειώνεται, επίσης, ότι η τιμή του κανονικοποιημένου παλμού μπορεί να υπολογιστεί και από το φάσμα απόκρισης.

Βέβαια, η ανωτέρω μεθοδολογία δεν μπορεί να εφαρμοστεί στη γενική περίπτωση οριζόντιας σεισμικής διέγερσης, επειδή το ισοδύναμο γραμμικό σύστημα εξαρτάται από το πλάτος του παλμού. Θεωρώντας τη διέγερση ως ένα άθροισμα από παλμούς προκύπτει διαφορετικό γραμμικό σύστημα για κάθε ένα από αυτά. Παρά το γεγονός αυτό η μεθοδολογία μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν η μορφή της χρονοιστορίας μοιάζει με αυτή ενός παλμού (π.χ. στους σεισμούς του San Fernando το 1971, στη Ρουμανία το 1977, στο Parkfield το 1966, κ.α.). Στις περιπτώσεις αυτές η απόκριση μπορεί να υπολογιστεί ως εξής (Psycharis, 1982):

1. Εύρεση της γωνίας $\theta_{\max,l}$ (μέγιστη γωνία περιστροφής της θεμελίωσης εάν η τελευταία θεωρηθεί ότι δεν αποκολλάται από το έδαφος και ότι πραγματοποιεί ταλάντωση με μηδενική απόσβεση) για την εδαφική κίνηση που εξετάζεται, με τη χρήση της εξίσωσης:

$$h\theta(t) = h\theta(0)\cos\omega_1 t + \frac{h\dot{\theta}(0)}{\omega_1}\sin\omega_1 t - \frac{mh^2}{I_M\omega_1}\int_0^t \ddot{x}_g(\tau)\sin\omega_1(t-\tau)d\tau \quad (1.20)$$

όπου:

- h το ύψος του κέντρου μάζας μετρούμενο από τη βάση της κατασκευής,
- I_M η ροπή αδράνειας της κατασκευής ως προς το μέσο της βάσης M ,
- m η συνολική μάζα της κατασκευής,
- ω_1 η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα της θεμελίωσης για στροφική κίνηση, για πλήρη επαφή με το έδαφος και μηδενική απόσβεση,
- $\theta(t)$ η γωνία περιστροφής,
- $x_g(t)$ η χρονοϊστορία μετατόπισης της διέγερσης.

Εάν είναι γνωστό το φάσμα ελαστικής απόκρισης, η $\theta_{\max,l}$ μπορεί να βρεθεί με πολλαπλασιασμό της μετακίνησης που αντιστοιχεί στη συχνότητα ω_1 με την ποσότητα mh/I_M .

2. Εύρεση της αντίστοιχης τιμής του β_{nl} με χρήση της εξ. (1.21)

$$\beta_{nl} = \frac{\theta_{\max,l}}{\theta_{cr,nl}} \quad (1.21)$$

όπου:

$$\theta_{cr,nl} = \frac{mg}{2k_{nl}B_{nl}} \quad (1.22)$$

είναι η κρίσιμη γωνία στροφής από την οποία και μετά συμβαίνει αποκόλληση (προκύπτει από ισορροπία ροπών στο όριο της αποκόλλησης).

- k_{nl} η δυσκαμψία των ελατηρίων της βάσης της κατασκευής
- B_{nl} είναι η απόσταση των ελατηρίων από το κέντρο της βάσης. Εάν $\beta_{nl} < 1$ τότε δεν συμβαίνει αποκόλληση και το πλάτος της στροφής είναι η $\theta_{\max,l}$.

3. Εάν $\beta_{nl} > 1$ υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος σε στροφή του θεμελίου, T_{nl} , σύμφωνα με την εξίσωση:

$$T_{nl} = \frac{4}{\omega_1} \left[\sin^{-1} \left(\frac{1}{\beta_{nl}} \right) + \sqrt{\beta_{nl}^2 - 1} \right] \quad (1.23)$$

Αυτή είναι η ιδιοπερίοδος της ελεύθερης ταλάντωσης που προκαλείται από έναν παλμό που παράγει την ίδια $\theta_{\max,l}$.

4. Θεώρηση του ισοδύναμου γραμμικού συστήματος για το οποίο η θεμελίωση τροποποιείται έτσι ώστε η ιδιοπερίοδος σε στροφή του θεμελίου όταν αυτό είναι σε πλήρη επαφή με το έδαφος να ισούται με T_{nl} . Εύρεση της απόκρισης αυτού του συστήματος για τη διέγερση που εξετάζεται, χωρίς να επιτρέπεται η αποκόλληση του από το έδαφος. Για να υπολογιστεί το μέγιστο πλάτος, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το φάσμα απόκρισης για να βρεθεί η μέγιστη γωνία στροφής $\tilde{\theta}_{\max}$ που αντιστοιχεί σε ιδιοπερίοδο T_{nl} , παρομοίως με τον υπολογισμό της $\theta_{\max,l}$ στο βήμα 1.

5. Πολλαπλασιασμός αυτής της απόκρισης με το συντελεστή διόρθωσης CF για καθορισμό της απόκρισης του αρχικού προβλήματος όπου συμβαίνει αποκόλληση. Ο συντελεστής αυτός δίνεται από:

$$CF = \frac{\pi}{2\beta_{nl}} \frac{\left[\frac{\beta_{nl}^2 + 1}{2(1 + \lambda_{nl})} + \frac{\lambda_{nl}(1 - \lambda_{nl})}{(1 + \lambda_{nl})^2} \right]}{\left[\sin^{-1}\left(\frac{1}{\beta_{nl}}\right) + \sqrt{\beta_{nl}^2 - 1} \right]} \quad (1.24)$$

με
$$\lambda_{nl} = \frac{mB_{nl}^2}{I_M} \quad (1.25)$$

Για το θέμα της αποκόλλησης της πλάκας θεμελίωσης μπορούν να παρατηρηθούν σε γενικές γραμμές τα εξής (Psycharis, 1982):

- Η δεύτερη καθώς και οι υψηλότερες ιδιοσυχνότητες της ανωδομής, δεν επηρεάζονται σημαντικά από την αποκόλληση του θεμελίου ή την αλληλεπίδραση εδάφους-κατάσκευής.
- Η αποκόλληση επιδρά στο ταλαντευόμενο σύστημα κάνοντάς το πιο εύκαμπτο. Το σύστημα αυτό εμφανίζει μη-γραμμική συμπεριφορά, αν και η απόκρισή του είναι γραμμικός συνδυασμός ενός αριθμού γραμμικών αποκρίσεων.
- Η φαινόμενη ιδιοπερίοδος στροφής του συστήματος αυξάνεται με το βαθμό απόκόλλησης και για μεγάλο πλάτος της απόκρισης η αύξηση είναι ανάλογη προς την κανονικοποιημένη διέγερση που επιβάλλεται στη βάση.
- Ο φαινόμενος λόγος κρίσιμης απόσβεσης σε στροφή έχει μια γενική τάση να μειώνεται καθώς μεγαλώνει ο βαθμός αποκόλλησης.

Οι Toki & Miura (1983) μελέτησαν την επίδραση της μη-γραμμικότητας του εδάφους στην απόκριση του συστήματος εδάφους-κατασκευής και στην ασφάλεια της κατασκευής έναντι ολίσθησης. Από τις αναλύσεις που έκαναν προέκυψε ότι στις περισσότερες περιπτώσεις η διαρροή του εδάφους προηγείται της τοπικής ολίσθησης ανάμεσα στην κατασκευή και στο έδαφος. Η μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους μειώνει την απόκριση του συστήματος, ταυτόχρονα μειώνει το μέγεθος της ολίσθησης κατά 10% και αυξάνει τον συντελεστή ασφάλειας της κατασκευής έναντι ολίσθησης.

1.2.2.2. Μη-γραμμικότητες υλικού

Αν και το θεώρημα της επαλληλίας είναι ακριβές μόνο για απόκριση γραμμικού εδάφους και κατασκευής, μπορεί να εφαρμοστεί για μετρίως μη-γραμμικά συστήματα. Αυτό επιτυγχάνεται με την κατάλληλη τροποποίηση των εδαφικών σταθερών έτσι ώστε να είναι συμβατές με τις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις ελευθέρου πεδίου, οι οποίες προκαλούνται από τα διερχόμενα σεισμικά κύματα. Αυτή είναι η βάση της ισοδύναμης

γραμμικής μεθόδου, που προτάθηκε για πρώτη φορά από τους Idriss και Seed (1968). Αυτή η προσέγγιση υποδηλώνει ότι όλες οι εδαφικές μη-γραμμικότητες προέρχονται από τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων και ότι οι επιπρόσθετες μη-γραμμικότητες που αναπτύσσονται σε περιοχές με υψηλές τάσεις (π.χ., περιμετρικά των θεμελίων) είναι αμελητέες. Εφόσον δεν υπάρχουν γενικευμένες αστάθειες του εδάφους θεμελίωσης, αυτή η παραδοχή φαίνεται να ισχύει στην πράξη. Επίσης, για την επιρροή της μη-γραμμικότητας στη διαμόρφωση των συναρτήσεων εμπίδησης ενός θεμελίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί το προσομοίωμα Ramberg-Osgood (Gazetas 1983). Γενικά, έχουν διατυπωθεί διάφορα καταστατικά προσομοιώματα για τη μελέτη της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των εδαφών αλλά περαιτέρω ανάλυση τους ξεφεύγει από τους στόχους της παρούσας εργασίας.

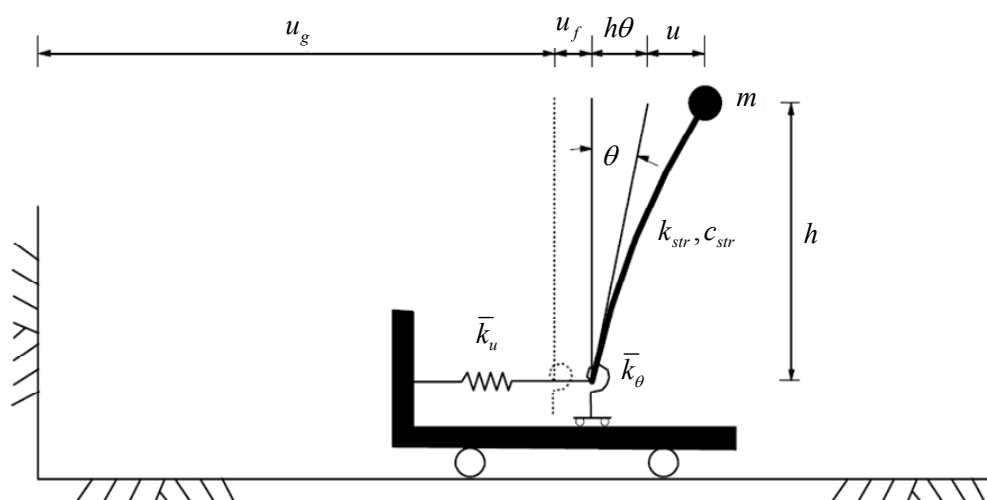
1.3 ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ

1.3.1 Εξεταζόμενο προσομοίωμα

Ένα σύστημα που χρησιμοποιείται ευρέως για απλοποιημένες αναλύσεις αδρανειακής αλληλεπίδρασης φαίνεται στο Σχήμα 1.7. Το σύστημα αυτό αποτελείται από ένα μονοβάθμιο ταλαντωτή ύψους h , μάζας m , δυσκαμψίας k_{str} και συντελεστή απόσβεσης c_{str} . Η βάση της κατασκευής είναι ελεύθερη να μετακινείται οριζόντια κατά μια ποσότητα u_f και να στρίβει κατά γωνία θ . Τη συνάρτηση εμπίδησης παριστάνουν τα μετακινησιακά και στροφικά ελατήρια τα οποία έχουν μιγαδικές δυσκαμψίες $\bar{k}_u$ και $\bar{k}_\theta$, αντιστοίχως. Τα φανταστικά μέρη των ελατηρίων αυτών αντιπροσωπεύουν την απόσβεση του εδάφους θεμελίωσης. Η απόσβεση αυτή είναι συνέπεια:

- της υστερητικής ή ιξωδοελαστικής απόσβεσης στο έδαφος και στο θεμέλιο, και
- της ακτινοβολίας της ενέργειας που μεταφέρουν τα σεισμικά κύματα απομακρυνόμενα από το θεμέλιο μέσω του εδάφους.

Ο μονοβάθμιος ταλαντωτής του Σχήματος 1.7 μπορεί να θεωρηθεί ότι παριστάνει ένα μονόροφο κτίριο ή, πιο γενικά, μια πολυόροφη κατασκευή με πολλές ιδιομορφές, της οποίας η απόκριση χαρακτηρίζεται από τη συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής σε πολύ μεγάλο ποσοστό. Στην περίπτωση πολυόροφου κτιρίου, το h ερμηνεύεται ως η απόσταση από τη θεμελίωσή του σημείου εφαρμογής των αδρανειακών δυνάμεων που ασκούνται κατά την ταλάντωση της κατασκευής με τη θεμελιώδη ιδιομορφή της.



Σχήμα 1.7: Απλοποιημένο προσομοίωμα για ανάλυση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης.

1.3.2 Συνάρτηση Εμπέδησης

Η συνάρτηση εμπέδησης περιγράφει τη δυναμική δυσκαμψία και απόσβεση που χαρακτηρίζει την αλληλεπίδραση άκαμπτου θεμελίου-εδάφους. Με μαθηματικούς όρους, η συνάρτηση εμπέδησης είναι ένα μητρώο που συσχετίζει τις δράσεις (π.χ., τέμνουσες δυνάμεις και ροπές στη βάση της κατασκευής) με τις μετακινήσεις της θεμελίωσης σε σχέση με την κίνηση στο ελεύθερο πεδίο. Τα στοιχεία των μητρώων των συναρτήσεων εμπέδησης είναι εν γένει μιγαδικοί αριθμοί και εξαρτώνται από τη συχνότητα. Όταν πρέπει να χρησιμοποιηθούν τιμές εμπέδησης για συγκεκριμένη συχνότητα, τότε επιλέγεται η δεσπόζουσα συχνότητα του συστήματος εδάφους-κατασκευής.

Οι συναρτήσεις εμπέδησης μπορούν να προσδιοριστούν πειραματικά με δοκιμές ελεύθερων ή/και εξαναγκασμένων δονήσεων θεμελίων που εδράζονται στο έδαφος (Crouse et al. (1984), Crouse et al. (1990), Gazetas & Stokoe (1991), Kim et al. (2001), κα). Από τα αποτελέσματα αυτά είναι δυνατός ο προσδιορισμός των φυσικών ιδιοτήτων του υποκείμενου εδάφους, με χρήση των σχέσεων που δίνουν τις συναρτήσεις εμπέδησης (Luco & Wong, 1992).

1.3.2.1. Βασική λύση

Η βασική λύση αναφέρεται στον υπολογισμό της εμπέδησης ενός άκαμπτου κυκλικού θεμελίου επί ενός (ιξωδο-)ελαστικού ημχώρου. Η θεώρηση αυτή αποτελεί λύση αναφοράς για τον υπολογισμό των εμπεδήσεων θεμελίων πιο πολύπλοκης γεωμετρίας

που εδράζονται επί εδαφών με διάφορες φυσικές ιδιότητες και συνοριακές συνθήκες. Για τον λόγο αυτό ονομάζεται βασική.

Στην πιο γενική περίπτωση, για κάθε σημείο της θεμελίωσης θα έπρεπε να θεωρηθούν έξι βαθμοί ελευθερίας. Αυτό σημαίνει ότι οι υπολογισμοί θα πρέπει να γίνουν με θεώρηση ενός μεγάλου αριθμού (θεωρητικά άπειρου) βαθμών ελευθερίας. Στην πράξη όμως, συχνά θεωρείται ότι η θεμελίωση είναι άκαμπτη, γεγονός που μειώνει το συνολικό αριθμό βαθμών ελευθερίας στους έξι. Όταν θεωρούμε την απόκριση σε συγκεκριμένη κατεύθυνση μιας κατασκευής θεμελιωμένης σε άκαμπτο θεμέλιο, όπως η περίπτωση του Σχήματος 1.7, μόνο δύο όροι εμπίδησης είναι απαραίτητοι (βλ. εξ. (1.26)). Οι μη διαγώνιοι όροι αμελούνται για επιφανειακές θεμελιώσεις, αλλά η επιρροή τους αυξάνεται όσο μεγαλώνει το βάθος της θεμελίωσης. Επίσης, πρέπει να σημειωθεί ότι στην (εξ. (1.26)) αμελούνται η κατακόρυφη και η στρεπτική συνιστώσα της απόκρισης:

$$\begin{bmatrix} V \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{k}_u & 0 \\ 0 & \bar{k}_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_f \\ \theta \end{bmatrix} \quad (1.26)$$

Για τον υπολογισμό των συναρτήσεων εμπίδησης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας αριθμός αναλυτικών μεθόδων. Πολλές από αυτές συνοψίζονται από τους Lucio (1980β) και Roesset (1980). Ίσως η πιο ευρέως χρησιμοποιούμενη λύση είναι αυτή για το δύσκαμπτο κυκλικό θεμέλιο στην επιφάνεια ενός ιξωδοελαστικού ημιχώρου (Veletsos & Wei, 1971 και Veletsos & Verbic, 1973). Η λύση αυτή λαμβάνει υπόψη της την τριδιάστατη φύση του προβλήματος και την εξάρτηση των παραμέτρων δυσκαμψίας και απόσβεσης από τη συχνότητα. Στη λύση για ένα άκαμπτο δίσκο πάνω σε ημιχώρο, οι όροι στη συνάρτηση εμπίδησης εκφράζονται στη μορφή:

$$\bar{k}_j = k_j(a_{0,j}, \nu) + i\omega c_j(a_{0,j}, \nu) \quad (1.27)$$

όπου το j παίρνει τις τιμές u ή θ αντίστοιχα (ανάλογα με το βαθμό ελευθερίας που θεωρείται κάθε φορά), ω είναι η κυκλική συχνότητα (rad/sec), $a_{0,j}$ είναι η αδιαστατοποιημένη συχνότητα που ορίζεται από τη σχέση:

$$a_{0,j} = \omega r_j / V_s \quad (1.28)$$

και r_j = ακτίνα θεμελίου που αντιστοιχεί στο βαθμό ελευθερίας j , V_s = ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στο έδαφος, ν = λόγος Poisson του εδάφους και $j=u$ ή θ ανάλογα με το βαθμό ελευθερίας που εξετάζεται (u για οριζόντιο μεταφορικό και θ για

στροφικό). Η ακτίνα του θεμελίου υπολογίζεται ξεχωριστά για τη μετακίνηση και τη στροφή, έτσι ώστε να υπάρχει αντιστοιχία με το εμβαδόν (A_f) για την περίπτωση της μετακίνησης και με τη ροπή αδράνειας (I_f) για την περίπτωση της στροφής. Αυτό εκφράζεται με τις ακόλουθες σχέσεις:

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}, \quad r_\theta = \sqrt[4]{\frac{4I_f}{\pi}} \quad (1.29)$$

Ως αποτέλεσμα των ανωτέρω σχέσεων, για θεμέλια μη κυκλικού σχήματος, υπάρχει μία τιμή του $a_{0,j}$ για κάθε β.ε., για δεδομένη συχνότητα και εδαφικό υλικό. Η δυσκαμψία και η απόσβεση των μετακινησιακών και στροφικών βαθμών ελευθερίας εκφράζεται αντιστοίχως, από τις σχέσεις:

$$k_j = a_j K_j \quad (1.30\alpha)$$

$$c_j = \beta_j \frac{K_j r_j}{V_s} \quad (1.30\beta)$$

Οι ποσότητες a_j , β_j , $j=u, \theta$ είναι αδιαστατοποιημένες παράμετροι που εκφράζουν την εξάρτηση των αποτελεσμάτων από τη συχνότητα. Τα K_u και K_θ εκφράζουν τη στατική δυσκαμψία του εδραζόμενου δίσκου στην επιφάνεια εδαφικού ημιχώρου και ορίζεται από:

$$K_u = \frac{8}{2-\nu} Gr_u \quad (1.31\alpha)$$

$$K_\theta = \frac{8}{3(1-\nu)} Gr_\theta^3 \quad (1.31\beta)$$

όπου G είναι το μέτρο διάτμησης.

1.3.2.1.1. Δυναμική προσομοίωση με χρήση της συμφασικής μάζας

Η μεταβολή της δυναμικής εμπέδησης συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας $a_{0,j}$ έχει παραβολική μορφή για μικρούς έως μέτριους συχνοτικούς συντελεστές. Εξάλλου, η έκφραση της δυναμικής δυσκαμψίας για μια διάταξη ελατηρίου-αποσβεστήρα-μάζας (με σταθερά ελατηρίου k_j , σταθερά αποσβεστήρα c_j και μάζα m_j), είναι η εξής:

$$\bar{k}_j(\omega) = \{k_j - \omega^2 m_j\} + i\{\omega c_j\} \quad (1.32)$$

Από τη σχέση αυτή είναι ξεκάθαρο ότι η αναλογία προς το τετράγωνο της συχνότητας υποδηλώνει ότι η εμπέδηση απομειώνεται λόγω μιας μάζας που είναι «παγιδευμένη» κάτω από το θεμέλιο (και κινείται μαζί του σε φάση). Τη μάζα αυτή θα ονομάζουμε στο εξής «συμφασική» μάζα. Η έννοια της συμφασικής μάζας εισήχθη για πρώτη φορά από τον Shekhter (1948).

Οι Whitman & Richart (1967) και αργότερα οι Richart et al. (1970) και Whitman (1976) δημοσίευσαν αναλυτικές σχέσεις για τις συμφασικές μάζες κυκλικών θεμελίων για όλους τους βαθμούς ελευθερίας της ταλάντωσής τους. Η προσομοίωση της δυναμικής συμπεριφοράς με τη χρήση της συμφασικής μάζας ήταν η πρώτη δημοφιλής θεωρία υπολογισμού των δυναμικών εμποδίων θεμελίων. Οι τιμές της συμφασικής μάζας για οριζόντια μετακίνηση και στροφή κυκλικού θεμελίου επί ελαστικού ημιχώρου δίνονται από τις επόμενες σχέσεις:

$$\bar{m}_u = \frac{0.76\rho R^3}{2-\nu} \quad (1.33\alpha)$$

$$\bar{m}_\theta = \frac{0.64\rho R^5}{1-\nu} \quad (1.33\beta)$$

Αντικατάσταση στην εξ. (1.32) των εξ. (1.30) και (1.33) θα δώσει προσεγγιστικά την τιμή της εμπέδησης για διάφορες συχνότητες.

1.3.2.1.2. Αβαρές κυκλικό θεμέλιο επί ελαστικού ημιχώρου

Στην περίπτωση αβαρούς κυκλικού θεμελίου επί ελαστικού ημιχώρου οι ποσότητες a_j και β_j των εξισώσεων (1.30) δίνονται από τις εξ. (1.34) για οριζόντια λικνιστική κίνηση και από τις εξ. (1.35) για παλινδική κίνηση:

$$a_u = 1 \quad (1.34\alpha)$$

$$\beta_u = m_1 \quad (1.34\beta)$$

$$a_\theta = 1 - n_1 \frac{(n_2 a_{0,\theta})^2}{1 + (n_2 a_{0,\theta})^2} - n_3 a_{0,\theta}^2 \quad (1.35\alpha)$$

$$\beta_\theta = n_1 n_2 \frac{(n_2 a_{0,\theta})^2}{1 + (n_2 a_{0,\theta})^2} \quad (1.35\beta)$$

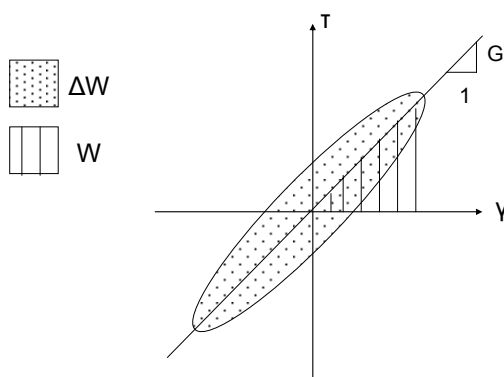
Οι εξ. (1.34) και (1.35) είναι ημιεμπειρικές και αναπτύχθηκαν από τους Meek & Veletsos (1973). Οι ποσότητες m_i , n_i δίνονται στον Πίνακα 1.1.

	$\nu=0$	$\nu=1/3$	$\nu=0.45$	$\nu=0.5$
m_1	0.775	0.65	0.60	0.60
n_1	0.8	0.8	0.8	0.8
n_2	0.525	0.5	0.45	0.4
n_3	0	0	0.023	0.027

Πίνακας 1.1: Τιμές των m_i , n_i στις εξισώσεις (1.34) και (1.35).

1.3.2.1.3. Αβαρές κυκλικό θεμέλιο επί ιξωδοελαστικού ημιχώρου

Είναι γνωστό ότι η επίδραση της απόσβεσης του εδάφους έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της αποσβεστικής ικανότητας του θεμελίου και τη μείωση της ιδιοσυχνότητας της θεμελίωσης (Veletsos & Verbic, 1973). Για αβαρές κυκλικό θεμέλιο επί ιξωδοελαστικού ημιχώρου υπάρχουν δύο τρόποι να ληφθεί υπόψη η απόσβεση του εδαφικού υλικού. Ο πρώτος είναι η απόσβεση του εδάφους να θεωρηθεί τύπου Voigt, και ο δεύτερος είναι να θεωρηθεί σταθερού υστερητικού τύπου. Η διαφορά μεταξύ των δυο προσεγγίσεων είναι ότι στην πρώτη περίπτωση, της απόσβεσης τύπου Voigt (ή ιξωδοελαστικής), το πηλίκο $\Delta W/W$ είναι ανάλογο της επιβαλλόμενης συχνότητας ω , ενώ στην δεύτερη της απόσβεσης σταθερού υστερητικού τύπου, αυτό είναι ανεξάρτητο της συχνότητας. Οι ενεργειακές ποσότητες ΔW και W φαίνονται στο Σχήμα 1.8 ως διαγραμματισμένα εμβαδά.



Σχήμα 1.8: Έλλειψη τάσης-παραμόρφωσης ιξωδοελαστικού υλικού (Veletsos & Verbic, 1973).

Συνήθως η απόσβεση του υλικού της κατασκευής θεωρείται ιξωδοελαστική (συντελεστής απόσβεσης ξ), αν και η απόσβεση σταθερού υστερητικού τύπου (συντελεστής απόσβεσης η) θα ήταν πιο ρεαλιστική. Η συμβολή της απόσβεσης της κατασκευής στη

συνολική απόσβεση του συστήματος εδάφους-κατασκευής δίνεται από τον 2^ο όρο του δευτέρου μέλους της εξ. (1.106), εάν αυτή είναι ιξωδοελαστικής φύσεως. Εάν η απόσβεση της κατασκευής είναι σταθερού υστερητικού τύπου, τότε χρησιμοποιείται η εξ. (1.104). Γενικά, μεταξύ των δύο συντελεστών απόσβεσης ξ και η , ισχύει:

$$\eta = a_{0,j} \xi \quad (1.36)$$

Οι Veletsos & Verbic (1973) ανέπτυξαν μία μέθοδο υπολογισμού του πλάτους ταλάντωσης ενός κυκλικού θεμελίου, που υποβάλλεται σε οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση και σε στροφή γύρω από άξονα εντός του επιπέδου του κύκλου. Η δυναμική δυσκαμψία που δίνεται από την εξ. (1.27) υπολογίζεται με αντικατάσταση των εξ. (1.30) και της εξ. (1.28) ως εξής:

$$\bar{k}_j = K_j (a_j + ia_{0,j} \beta_j) \quad (1.37)$$

Η εξ. (1.37) για την περίπτωση ιξωδοελαστικού εδάφους θεμελίωσης τροποποιείται ως εξής:

$$\bar{k}_j^V = K_j^V (a_j^V + ia_{0,j}^V \beta_j^V) \quad (1.38)$$

όπου ο δείκτης V αναφέρεται στο ιξωδοελαστικό πρόβλημα (viscoelastic), ενώ ισχύουν οι σχέσεις:

$$K_j^V = K_j (1 + ia_{0,j} \xi) \quad (1.39)$$

$$a_{0,j}^V = \frac{a_{0,j}}{\sqrt{1 + ia_{0,j} \xi}} \quad (1.40)$$

Τα δυο είδη απόσβεσης, ιξωδοελαστική και σταθερή υστερητική συνδέονται με την εξ. (1.36). Οι συντελεστές δυσκαμψίας και απόσβεσης της εξ. (1.38) για οριζόντια μετατόπιση δίνονται από τις σχέσεις:

$$a_u^V = 1 - \sqrt{\frac{R-1}{2}} m_1 a_{0,u} \quad (1.41\alpha)$$

$$\beta_u^V = \sqrt{\frac{R+1}{2}} m_1 + \xi \quad (1.41\beta)$$

όπου:

$$R = \sqrt{1 + a_{0,j}^2 \xi^2} \quad (1.42)$$

Οι συντελεστές δυσκαμψίας και απόσβεσης για στροφική κίνηση του κυκλικού θεμελίου προκύπτουν ως εξής:

$$a_{\theta}^V = 1 - \chi_{\theta} - \beta_3 a_{0,\theta}^2 \quad (1.43\alpha)$$

$$\beta_{\theta}^V = \psi_{\theta} + \xi \quad (1.43\beta)$$

όπου:

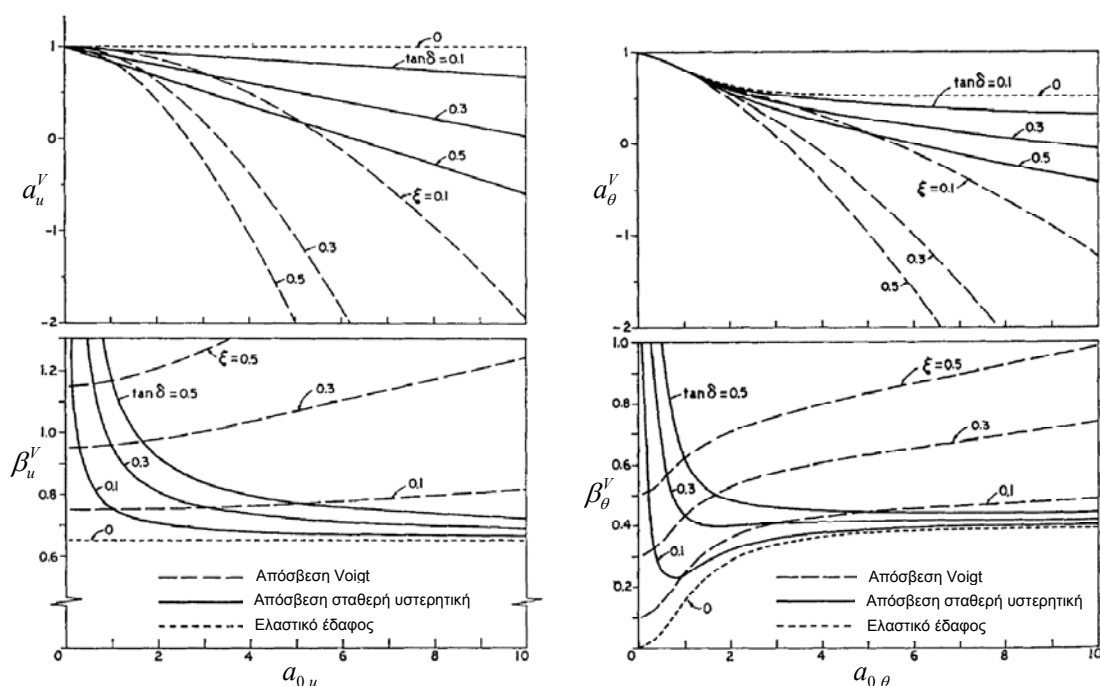
$$\chi_{\theta} = \frac{n_1 \left\{ R + \sqrt{\left(\frac{R-1}{2} \right) n_2 a_{0,\theta}} \right\} (n_2 a_{0,\theta})^2}{R + 2 \sqrt{\left(\frac{R-1}{2} \right) n_2 a_{0,\theta}} + (n_2 a_{0,\theta})^2} \quad (1.44\alpha)$$

$$\psi_{\theta} = \frac{n_1 n_2 \sqrt{\left(\frac{R+1}{2} \right)} (n_2 a_{0,\theta})^2}{R + 2 \sqrt{\left(\frac{R-1}{2} \right) n_2 a_{0,\theta}} + (n_2 a_{0,\theta})^2} \quad (1.44\beta)$$

Στο Σχήμα 1.9 φαίνονται οι τιμές των συντελεστών a_j^V , β_j^V , $j=u, \theta$ για $\nu=1/3$, που υπολογίζονται βάσει των εξ. (1.41) και (1.43), οι οποίες είναι αναλυτικές λύσεις κλειστής μορφής που διατυπώθηκαν από τους Veletsos & Verbic (1973). Η ποσότητα $\tan \delta$ ισούται με την σταθερή υστερητική απόσβεση η . Τα αποτελέσματα αυτά είναι παρόμοια με αυτά που παρουσιάζουν οι Lucio & Westmann (1971) για την περίπτωση κυκλικού θεμελίου στην επιφάνεια ελαστικού ημιχώρου. Οι τιμές του μέτρου διάτμησης του εδάφους G και της υστερητικής απόσβεσης ξ_v που χρησιμοποιούνται στον υπολογισμό των συναρτήσεων εμπίδησης πρέπει να είναι συμβατές με τις πραγματικές διατμητικές παραμορφώσεις που λαμβάνουν χώρα στο έδαφος κατά τη δυναμική φόρτιση. Συνήθως, οι τιμές αυτές υπολογίζονται με αναλύσεις ανέλιξης που πραγματοποιούνται με το πρόγραμμα μονοδιάστατης εδαφικής απόκρισης SHAKE (Schnabel et al., 1972). Σε αυτές τις αναλύσεις η μη-γραμμική εδαφική συμπεριφορά προσομοιώνεται με την ισοδύναμη γραμμική μέθοδο. Λεπτομέρειες για την προσομοίωση του εδαφικού υλικού και για το συγκεκριμένο εδαφικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε σε αυτές τις αναλύσεις δίνονται από τον Stewart (1997). Συγκρινόμενα με πραγματικές καταγραφές, τα αποτελέσματα που δίνουν οι αναλύσεις ανέλιξης του SHAKE γενικά επαληθεύονται

επαρκώς σε μικρά βάθη (17 έως 33 μέτρα, π.χ. Chang et al., 1985 και Geomatrix, 1991). Αν και οι διατμητικές παραμορφώσεις που προκύπτουν από την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής δεν λαμβάνονται υπόψη σε αυτές τις αναλύσεις ανέλιξης, είναι γενικά μικρές σε σχέση με αυτές που αναπτύσσονται κατά την εδαφική απόκριση ελεύθερου πεδίου.

Μελέτες για την επαλήθευση των αποτελεσμάτων των παραπάνω και άλλων παρόμοιων μεθοδολογιών των συναρτήσεων εμπίδησης έχουν γίνει από τους Lin & Jennings (1984) οι οποίοι πήραν πειραματικά αποτελέσματα για ένα θεμέλιο διαστάσεων 10 ft x 10 ft που υποβλήθηκε σε ημιτονοειδή διέγερση από παρακείμενη κατασκευή. Τα αποτελέσματα συμφώνησαν με τις θεωρητικές προβλέψεις των Veletsos & Wei (1971). Επιπρόσθετα, οι Crouse et al. (1990) έκαναν πειράματα με πλάκες διαστάσεων 4 x 4 ft. Οι συναρτήσεις εμπίδησης που υπολογίστηκαν πειραματικά και τα θεωρητικά αποτελέσματα των Veletsos & Verbic (1973) και Arsel & Luco (1987) ήταν σχεδόν πανομοιότυπα, και έτσι οι θεωρίες που αναπτύχθηκαν από τους προαναφερθέντες ερευνητές επαληθεύτηκαν ικανοποιητικά.



Σχήμα 1.9: Τιμές των a_u , β_u , a_θ , β_θ για ιξωδοελαστικό έδαφος με $\nu=1/3$ (από Veletsos & Verbic, 1973)

1.3.2.1.4. Κυκλικό θεμέλιο πεπερασμένης μάζας επί (ιξωδο)ελαστικού ημιχώρου

Η εξ. (1.37) θεωρείται ότι μπορεί να διατυπωθεί κατά αναλογία με τη δυναμική δυσκαμψία ενός ισοδύναμου ταλαντωτή ως εξής:

$$\bar{k}_j = (k_j^* - \omega^2 m_j^*) + i\omega c_j^* \quad (1.45)$$

όπου k_j^* , m_j^* , c_j^* είναι η δυσκαμψία, μάζα και απόσβεση του ισοδύναμου ταλαντωτή αντίστοιχα. Οι αστερίσκοι δηλώνουν ότι τα μεγέθη αυτά δεν είναι άμεσα μετρήσιμα. Για παράδειγμα, ένα θεμέλιο μπορεί να είναι αβαρές, αλλά εξακολουθεί να έχει μάζα ίση με m_j^* . Αυτή είναι η μάζα που κινείται σε φάση με το θεμέλιο, δηλαδή η μάζα του εδάφους που «παρασύρεται» με την ταλάντωση του θεμελίου. Εάν θεωρούσε κανείς ότι η μάζα αυτή είναι μηδενική, τότε θα ήταν υποχρεωμένος να αποδεχτεί ότι η δυσκαμψία του εδάφους k_j^* μπορεί να παίρνει και αρνητικές τιμές για σημαντικές περιοχές στο φάσμα των συχνοτήτων. Επειδή αυτό είναι άτοπο, οι Veletsos & Verbic (1973) έκαναν την παραδοχή ότι $k_j^* = K_j$, δηλαδή είναι ίση με τη στατική δυσκαμψία που υπολογίζεται από τις εξ. (1.31) και η μάζα m_j^* υπολογίζεται έτσι ώστε οι εξ. (1.37) και (1.45) να δίνουν το ίδιο αποτέλεσμα.

Εξισώνοντας τα πραγματικά και φανταστικά μέρη των εξ. (1.37) και (1.45) προκύπτει ότι:

$$c_j^* = \frac{K_j a_{0j} \beta_j}{\omega} \quad (1.46)$$

$$m_j^* = K_j \frac{1 - a_j}{\omega^2} \quad (1.47)$$

Από τις δυο τελευταίες υπολογίζονται τα c_j^* , m_j^* . Ο λόγος αδρανειών θεμελίου-εδάφους είναι ίσος με:

$$B_j = \frac{M_j}{K_j} \frac{V_s^2}{r_j^2} \quad (1.48)$$

ή

$$B_j^* = \frac{m_j^*}{k_j^*} \frac{V_s^2}{r_j^2} \quad (1.49)$$

όπου M_j η αδράνεια του θεμελίου (ίση με τη μάζα του αν $j=u$ και τη ροπή αδράνειας αν $j=\theta$) και r_j η ακτίνα του. Ειδικότερα, για κυκλικό θεμέλιο ακτίνας r παίρνει τιμές:

$$B_u = \frac{2-\nu}{8} \frac{M}{\rho r^3} \quad (1.50)$$

$$B_\theta = \frac{3(1-\nu)}{8} \frac{I}{\rho r^5} = \frac{3(1-\nu)}{8} \left[\frac{1}{4} + \frac{1}{3} \left(\frac{h_{fc}}{r} \right)^2 \right] \frac{M}{\rho r^3} \quad (1.51)$$

όπου ρ η πυκνότητα του εδάφους και h_{fc} το πάχος του κυλινδρικού θεμελίου. Εν συνεχεία, υπολογίζονται η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα του θεμελίου και ο λόγος απόσβεσης που αντιστοιχεί σε αυτή, με τις σχέσεις:

$$\omega_{1,j} = \sqrt{\frac{K_j}{M_j + m_j^*}} = \sqrt{\frac{B_j}{B_j + B_j^*}} \sqrt{\frac{K_j}{M_j}} \quad (1.52)$$

$$\xi_j = \frac{c_j^*}{2\sqrt{[K_j(M_j + m_j^*)]}} = \frac{\beta_j}{2\sqrt{B_j + B_j^*}} \quad (1.53)$$

οπότε το πλάτος ταλάντωσης του θεμελίου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$u_j = \frac{u_{j,0}}{\sqrt{\left[1 - \left(\omega / \omega_{1,j} \right)^2 \right]^2 + 4\xi_j^2 \left(\omega / \omega_{1,j} \right)^2}} \quad (1.54)$$

Ένα από τα κυριότερα συμπεράσματα των Veletsos & Verbic (1973) είναι ότι η μείωση της ιδιοσυχνότητας ενός (κυκλικού) θεμελίου εξαιτίας της απόσβεσης του εδαφικού υλικού είναι πρακτικής σημασίας μόνο για μικρές τιμές των B_j και a_{0j} και για μεγάλες τιμές της απόσβεσης υλικού. Η απόσβεση ακτινοβολίας είναι γενικά πολύ μικρή για τη στρωτική κίνηση των θεμελίων.

Παρά την αποδεδειγμένη χρησιμότητα της διατύπωσης του προβλήματος αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής με τη βοήθεια συναρτήσεων εμπέδησης, από τους Veletsos & Verbic, συχνά απαντώνται προβλήματα που εμπεριέχουν ανομοιογενές εδαφικό προφίλ, εγκιβωτισμένα, μη κυκλικά και εύκαμπτα θεμέλια και δεν προσομοιώνονται με άμεσο τρόπο από τις ήδη αναφερθείσες μεθοδολογίες. Η επίδραση τέτοιων συνθηκών

στην εμπέδηση του θεμελίου μπορεί να ληφθούν υπόψη κατά προσέγγιση με κατάλληλες προσαρμογές στη βασική λύση, όπως περιγράφεται παρακάτω.

1.3.2.1.5. Απόκριση άκαμπτου κυκλικού θεμελίου σε υψηλούς συχνотικούς συντελεστές

Ο Bycroft (1956) ανέπτυξε εκφράσεις για τον προσδιορισμό της εμπέδησης κυκλικών θεμελίων που εδράζονται επί ελαστικού ημιχώρου και επί ελαστικού εδαφικού στρώματος. Ο υπολογισμός γίνεται με επίλυση των εξισώσεων δυναμικής ισορροπίας του εδάφους σε κυλινδρικές συντεταγμένες και ανάλυση των μετατοπίσεων σε άθροισμα επιμέρους συναρτήσεων με χρήση συναρτήσεων Hankel. Περίπου είκοσι χρόνια αργότερα αναπτύχθηκαν προσεγγιστικές λύσεις για τον υπολογισμό της απόκρισης κυκλικών θεμελίων όταν ο αδιάστατος συχνотικός συντελεστής $a_{0,j}$ παίρνει υψηλές τιμές (Bycroft, 1977). Για να συμβεί αυτό δεν είναι απαραίτητη η ύπαρξη υψίσυχνων κυμάτων.

Από την εξ. (1.28) είναι προφανές ότι όταν το θεμέλιο είναι μεγάλων διαστάσεων ή όταν το υποκείμενο έδαφος εμφανίζει αυξημένη ενδοσιμότητα τότε ο συχνотικός συντελεστής αυξάνει. Από φυσική διαίσθηση προκύπτει ότι όταν το μήκος των σεισμικών κυμάτων είναι μικρό συγκριτικά με τις διαστάσεις της πλάκας, τότε η κατανομή των τάσεων κάτω από το θεμέλιο θα είναι ανάλογη της αντίστοιχης μετακίνησης. Με αυτό το σκεπτικό αναπτύχθηκαν εκφράσεις για τον υπολογισμό των δυναμικών ευκαμψιών (που είναι γενικά συναρτήσεις αντίστροφες της εμπέδησης). Υπό αυτό το πρίσμα ορίζονται κατ' αρχάς οι ποσότητες:

$$\tau^2 = \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \quad (1.55)$$

$$f(\theta) = \left(\theta^2 - \frac{1}{2}\right)^2 - \theta^2 \sqrt{(\theta^2 - \tau^2)(\theta^2 - 1)} \quad (1.56)$$

και θ_1 μια λύση της $f(\theta)=0$. Το υποκείμενο ελαστικό έδαφος διακρίνεται σε συμπίεστο ($\nu < 0.5$) και ασυμπίεστο ($\nu = 0.5$). Επίσης η ευκαμψία γράφεται στη μορφή:

$$F_j = f_1(a_0, \tau) + if_2(a_0, \tau) \quad (1.57)$$

όπου i η φανταστική μονάδα.

Όσον αφορά στην οριζόντια μετακίνηση, η ευκαμψία συμπίεστου εδάφους δίνεται από τη σχέση:

$$F_u = -\frac{1}{\pi} \int_0^\infty \frac{J_1^2(a_0\theta)}{a_0\theta} \left[\frac{\theta^2}{\sqrt{\theta^2 - \tau^2}} - \sqrt{\theta^2 - 1} + \frac{1}{\sqrt{\theta^2 - 1}} \right] d\theta \quad (1.58)$$

Η ολοκλήρωση στο διάστημα από 0 έως 1 θα δώσει το φανταστικό μέρος της ευκαμψίας (που σχετίζεται με την απόσβεση) και από 1 έως ∞ το πραγματικό μέρος που σχετίζεται με δυνάμεις προερχόμενες από την ευκαμψία ή τη μάζα του συστήματος (αδρανειάκες). Λαμβάνοντας μια πρώτη προσέγγιση για τη συνάρτηση Bessel J_1 , ισχύει για το πραγματικό και φανταστικό μέρος της ευκαμψίας, αντίστοιχα:

$$f_1 = -\frac{1}{\pi^2 a_0^2} (2 - \log \tau) \quad (1.59\alpha)$$

$$f_2 = \frac{1}{\pi a_0} \quad (1.59\beta)$$

Οι αντίστοιχες εκφράσεις για ασυμπίεστο έδαφος δίνονται από τις σχέσεις:

$$f_1 = -\frac{1}{\pi^2 a_0^2} (2 - \log 2) - \frac{1}{\pi a_0} \int_0^1 J_1^2(a_0\theta) d\theta \quad (1.60\alpha)$$

$$f_2 = \frac{1}{\pi a_0} \quad (1.60\beta)$$

ενώ η ευκαμψία για στροφική κίνηση κυκλικού θεμελίου επί συμπιεστού εδάφους δίνεται από τη σχέση:

$$F_\theta = -\frac{4}{\pi} \left[\int_0^\infty \frac{\sqrt{\theta^2 - \tau^2} J_2^2(a_0\theta) d\theta}{a_0\theta f(\theta)} d\theta - \frac{i\pi \sqrt{\theta_1^2 - \tau^2} J_2^2(a_0\theta_1)}{a_0\theta_1 f'(\theta_1)} \right] \quad (1.61)$$

Χωρίζοντας σε πραγματικά και φανταστικά μέρη την τελευταία (με ολοκλήρωση από τ έως ∞ και από 0 έως τ αντίστοιχα για τον πρώτο όρο της εξ. (1.61)) και προσεγγίζοντας τη συνάρτηση Bessel με την ασυμπτωτική της τιμή στο άπειρο προκύπτουν οι εκφράσεις:

$$f_1 = \frac{K_R}{a_0^2} \quad (1.62\alpha)$$

και

$$f_2 = \frac{4\tau}{\pi a_0} \quad (1.62\beta)$$

όπου ο συντελεστής K_R εξαρτάται από το λόγο Poisson ν σύμφωνα με τον Πίνακα 1.2. Η συνάρτηση f_2 αντιπροσωπεύει την ενέργεια που «εκπέμπεται» από το θεμέλιο και διαχέεται προς όλες τις διευθύνσεις. Πρέπει να σημειωθεί ότι στην εξ. (1.61) διαφαίνεται η διάδοση επιφανειακών κυμάτων Rayleigh. Ο αντίστοιχος όρος είναι της τάξης $1/a_0$. Συνεπώς, για υψηλές συχνότητες η ενέργεια τείνει να διαδοθεί κάθετα.

ν	K_R
0	-0,741
0.25	-0,654
0.333	-0,476

Πίνακας 1.2: Συντελεστές K_R (από Bycroft, 1977).

Για ασυμπίεστο έδαφος οι εξ. (1.61) και (1.62) τροποποιούνται ως εξής:

$$F_\theta = -\frac{225}{16\pi} \left[\int_0^\infty \frac{\left\{ \sin a_0 \theta \left(\frac{3}{a_0^2 \theta^2} - 1 \right) - \frac{3 \cos a_0 \theta}{a_0 \theta} \right\}^2 d\theta}{a_0^3 \theta^2 f(\theta)} - \frac{i\pi \left\{ \sin a_0 \theta_1 \left(\frac{3}{a_0^2 \theta_1^2} - 1 \right) - \frac{3 \cos a_0 \theta_1}{a_0 \theta_1} \right\}^2}{a_0^3 \theta_1^2 f'(\theta_1)} \right] \quad (1.63)$$

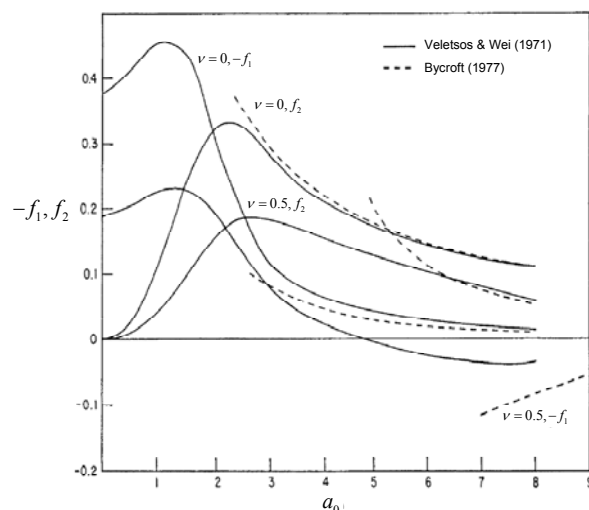
$$f_1 = \frac{45}{8a_0^2} \quad (1.64\alpha)$$

$$f_2 = \frac{24.7}{a_0^3} \quad (1.64\beta)$$

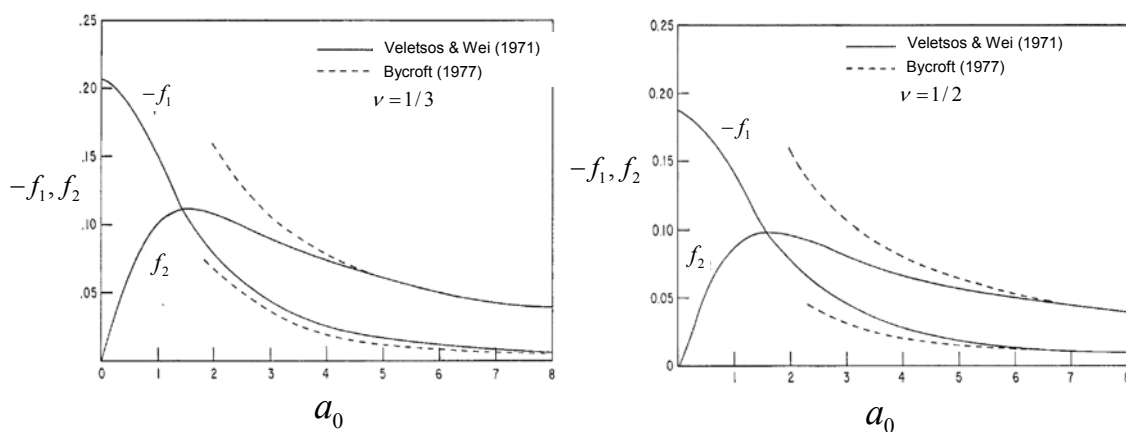
Παρατηρείται ότι το πραγματικό μέρος της ευκαμψίας έχει αντίθετο πρόσημο για συμπίεστο και ασυμπίεστο έδαφος και επίσης ότι το φανταστικό μέρος φθίνει ταχύτερα στην περίπτωση του ασυμπίεστου εδάφους σε σχέση με αυτήν του συμπίεστου, για αυξανόμενο συχνοτικό συντελεστή.

Στο Σχήμα 1.10 συγκρίνονται τα αριθμητικά αποτελέσματα των Veletsos & Wei (1971) με αυτά του Bycroft (1977) για την περίπτωση κυκλικού θεμελίου στρεφόμενου περί οριζόντιο άξονα. Η συμφωνία είναι γενικά καλή σε υψηλές συχνότητες (με εξαίρεση ίσως την περίπτωση $\nu=0.5$, $-f_1$, όπου η σύγκλιση αναμένεται σε συχνότητες

ακόμα μεγαλύτερες από το πέρασ του οριζόντιου άξονα του γραφήματος). Για την περίπτωση οριζόντιας μετατόπισης τα αντίστοιχα αποτελέσματα φαίνονται στο Σχήμα 1.11 για λόγο Poisson $\nu=1/3$ και 0.5 . Η συμφωνία των καμπυλών στην υψίσυχη περιοχή φαίνεται πολύ καλή, τόσο για συμπίεστο όσο και για ασυμπίεστο εδαφικό υλικό.



Σχήμα 1.10: Σύγκριση των προσεγγιστικών λύσεων του Bycroft (1977) με αντίστοιχες των Veletsos & Wei (1971) για κυκλικό θεμέλιο στρεφόμενο ως προς οριζόντιο άξονα (από Bycroft, 1977).



Σχήμα 1.11: Σύγκριση των προσεγγιστικών λύσεων του Bycroft (1977) με αντίστοιχες των Veletsos & Wei (1971) για κυκλικό θεμέλιο μετατοπιζόμενο οριζόντια (από Bycroft, 1977).

1.3.2.2. Παρουσία δύσκαμπτου βράχου σε σχετικά μικρό βάθος από την επιφάνεια

Για την περίπτωση ενός πεπερασμένου πάχους εδαφικού στρώματος που βρίσκεται πάνω από ένα πολύ πιο δύσκαμπτο υλικό, οι βασικές θεωρήσεις είναι μια αύξηση στη στατική δυσκαμψία και μεταβολές στον τρόπο που μεταβάλλονται η δυσκαμψία και η

απόσβεση με τη συχνότητα. Η αυξημένη στατική δυσκαμψία άκαμπτου κυκλικού θεμελίου μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$(K_u)_{FL} = K_u \left(1 + \frac{1}{2} \frac{r_u}{d_s} \right) \quad (1.65\alpha)$$

$$(K_\theta)_{FL} = K_\theta \left(1 + \frac{1}{6} \frac{r_\theta}{d_s} \right) \quad (1.65\beta)$$

όπου $(K_u)_{FL}$ και $(K_\theta)_{FL}$ είναι η στατική μεταφορική και στροφική δυσκαμψία του θεμελίου πάνω σε εδαφικό στρώμα πεπερασμένου πάχους, και d_s είναι το πάχος του στρώματος. Για την περίπτωση θεμελιολωρίδων απείρου μήκους και πλάτους B , οι εξ. (1.65) διαμορφώνονται ως εξής:

$$(K_u)_{FL} = K_u \left(1 + 2 \frac{B}{d_s} \right) \quad (1.66\alpha)$$

$$(K_\theta)_{FL} = K_\theta \left(1 + \frac{1}{5} \frac{B}{d_s} \right) \quad (1.66\beta)$$

Η μεταβολή των όρων δυσκαμψίας συναρτήσει της συχνότητας ακολουθούν σε γενικές γραμμές τις καμπύλες για τη περίπτωση ημιχώρου (βλ. Σχήμα 1.9), αλλά εμφανίζουν αυξομειώσεις που σχετίζονται με τις ιδιοσυχνότητες του εδαφικού στρώματος σε χαμηλά επίπεδα απόσβεσης. Όταν η υστερητική απόσβεση υπερβαίνει το 7%, ο Roesset (1980) απέδειξε ότι αυτές οι αυξομειώσεις μπορούν να αμεληθούν. Όσον αφορά την απόσβεση, το βασικό στοιχείο είναι η απουσία απόσβεσης ακτινοβολίας σε συχνότητες μικρότερες από τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος. Οι λόγοι απόσβεσης του ημιχώρου μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για στρώμα πεπερασμένου πάχους για συχνότητες μεγαλύτερες από την πρώτη ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος, και υπάρχει μια μετάβαση σε μηδενική απόσβεση ακτινοβολίας σε μικρότερες συχνότητες σύμφωνα με τους Elsabee & Morray (1977).

1.3.2.3. Μεταβολή μέτρου διάτμησης με το βάθος από την επιφάνεια

Για εδαφικά στρώματα με σταδιακά αυξανόμενη δυσκαμψία συναρτήσει του βάθους, ο Roesset (1980) απέδειξε ότι η εμπέδηση του ανομοιομόρφου εδάφους ισούται περίπου με την εμπέδηση που υπολογίζεται αν θεωρηθεί ημίχωρος με εδαφικές ιδιότητες αυτές που αντιστοιχούν σε βάθος $0,5r_j$ από την επιφάνεια. Στην εν λόγω εργασία, οι ισοδύναμες

ταχύτητες ημιχώρου ισούνται με $V_s = r_j / t_{rj-0}$, όπου t_{rj-0} είναι ο χρόνος που χρειάζονται τα διατμητικά κύματα για να φτάσουν από το βάθος r_j στην επιφάνεια του εδάφους. Αυτές οι ισοδύναμες ταχύτητες ημιχώρου είναι συχνά περίπου ίσες με τις πραγματικές ταχύτητες σε βάθος $0.5r_j$. Λεπτομέρειες για τον υπολογισμό της V_s για διάφορα είδη εδαφών παρουσιάζει ο Stewart (1997).

Κάθε είδος απόκρισης του θεμελίου (οριζόντια, στροφική, κατακόρυφη, στρεπτική) έχει διαφορετικό «βολβό τάσεων» και επηρεάζει το υποκείμενο έδαφος σε διαφορετικό βάθος. Το γεγονός αυτό συνεπάγεται ότι για κάθε εμπέδηση υπάρχει διαφορετικό ισοδύναμο μέτρο διάτμησης G_{eff} . Ισοδύναμο μέτρο διάτμησης είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστικού ημιχώρου που εμφανίζει την ίδια στατική δυσκαμψία με το θεωρούμενο ανομοιογενές έδαφος (δηλαδή έδαφος με σταδιακά αυξανόμενο G ανάλογα με το βάθος), δεδομένου ότι οι συνοριακές συνθήκες των δυο εδαφικών σχηματισμών είναι ίδιες και οι επιβαλλόμενες διατμητικές παραμορφώσεις είναι τέτοιες που να υπάρχει γραμμικά ελαστική συμπεριφορά. Για τετραγωνικά θεμέλια πλάτους $2B$ το ενεργό βάθος επιρροής (το βάθος στο οποίο το ισοδύναμο μέτρο διάτμησης και το μέτρο διάτμησης του ανομοιογενούς εδάφους είναι ίσα) είναι $0,5B$ για την οριζόντια μετακίνηση και $0,33B$ για τη στροφή, ενώ για απειρομήκεις πεδילוδοκούς του ίδιου πλάτους τα αντίστοιχα βάθη είναι $0,66B$ και $0,33B$ (Gazetas, 1991).

Η μεγαλύτερη επιρροή του αυξανόμενου με το βάθος μέτρου διάτμησης είναι στην απόσβεση ακτινοβολίας, ειδικά για τη μεταφορική απόκριση. Στις μικρές συχνότητες η απόσβεση παραμένει σταθερά μικρότερη από αυτή που εμφανίζει ο ομοιογενής ελαστικός ημιχώρος μέτρου διάτμησης G_0 , η οποία είναι ακόμα μικρότερη από την απόσβεση του ομοιογενούς ελαστικού ημιχώρου μέτρου διάτμησης G_{eff} , με τον οποίο οι στατικές δυσκαμψίες συμπίπτουν. Σε υψηλότερες συχνότητες οι διαφορές στην απόσβεση των δυο εδαφικών στρώσεων (ομοιογενούς με G_0 και ανομοιογενούς) είναι μικρότερες και τείνουν να μηδενισθούν. Τα αίτια αυτής της συμπεριφοράς εξηγούνται ως εξής: Ένα μέσο με συνεχώς μεταβαλλόμενη ταχύτητα διάδοσης κυμάτων μπορεί να αντανakλά τα διαδιδόμενα κύματα. Είναι δυνατή η πλήρης ανάκλαση των κυμάτων που διαδίδονται προς τα κάτω, όταν η ταχύτητα διάδοσης αυξάνεται με το βάθος. Για αυτό ευθύνονται οι τροχιές διάδοσης των κυμάτων, οι οποίες δεν είναι ευθείες αλλά καμπύλες. Ειδικότερα, όταν ο νόμος μεταβολής του G με το βάθος είναι της μορφής:

$$G = G_0 \left(1 + \frac{z}{B} \right) \quad (1.67)$$

όπου z το βάθος από την επιφάνεια, B το πλάτος του θεμελίου και G_0 το μέτρο διάτμησης στην επιφάνεια, τότε οι τροχιές διάδοσης των κυμάτων είναι κυκλικές. Αποτέλεσμα των παραπάνω είναι η ενέργεια να μην μπορεί να διαφύγει μέσω ακτινοβολίας και έτσι προκύπτει μικρή απόσβεση ακτινοβολίας. Σε υψηλές συχνότητες, όπου τα μήκη των κυμάτων είναι πολύ μικρά σε σχέση με το πλάτος του θεμελίου B , τότε για το θεμέλιο το υποκείμενο έδαφος λειτουργεί ως ομοιογενής ελαστικός ημίχωρος με μέτρο διάτμησης G_0 και ταχύτητων V_{s0} για τις διατμητικές ιδιομορφές και V_{La0} για τις διαμήκεις.

1.3.2.4. Εγκιβωτισμός θεμελίου στο έδαφος

Οι Elsabee & Morray (1977) μελέτησαν την επίδραση του εγκιβωτισμού στο έδαφος, για ένα κυκλικό θεμέλιο ακτίνας r εγκιβωτισμένο σε βάθος e μέσα σε ομοιογενές εδαφικό στρώμα βάθους d_s . (βλ. Σχήμα 1.12). Στην εργασία αυτή αποδείχθηκε ότι η στατική μεταφορική και στροφική δυσκαμψία μπορεί να προσεγγιστεί ως εξής για $r/d_s < 0.5$ και $e/r < 1$:

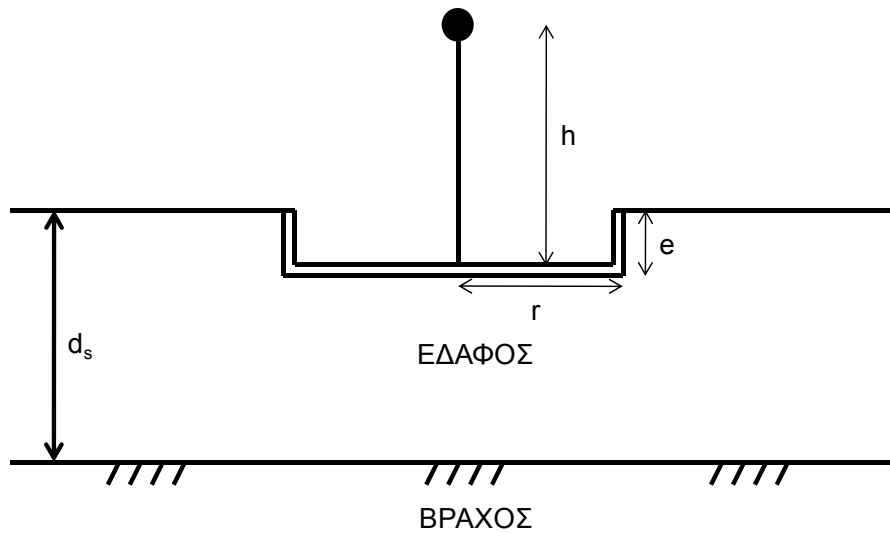
$$(K_u)_{FL/E} = K_u \left(1 + \frac{2}{3} \frac{e}{r} \right) \left(1 + \frac{5}{4} \frac{e}{d_s} \right) \left(1 + \frac{1}{2} \frac{r}{d_s} \right) \quad (1.68\alpha)$$

$$(K_\theta)_{FL/E} = K_\theta \left(1 + 2 \frac{e}{r} \right) \left(1 + 0.7 \frac{e}{d_s} \right) \left(1 + \frac{1}{6} \frac{r}{d_s} \right) \quad (1.68\beta)$$

Οι συζευγμένες εμπεδήσεις αποδείχτηκε ότι είναι μικρές σε σχέση με τις $(K_u)_{FL/E}$ και $(K_\theta)_{FL/E}$ για μικρούς λόγους εγκιβωτισμού ($e/r < 0.5$). Οι Elsabee & Morray πρότειναν ότι η εξάρτηση της δυσκαμψίας και της απόσβεσης από τη συχνότητα μπορεί να προσεγγιστεί από τις εξ. (1.30α, 1.30β) (που εφαρμόζονται αυστηρά μόνο για άκαμπτα κυκλικά επιφανειακά θεμέλια σε ημίχωρο). Αυτές οι συστάσεις υιοθετήθηκαν στις διατάξεις του κανονισμού NEHRP (BSSC, 1997), με την εξαίρεση ότι οι όροι a_u , a_θ που εκφράζουν την εξάρτηση της δυσκαμψίας από τη συχνότητα τίθενται ίσοι με τη μονάδα.

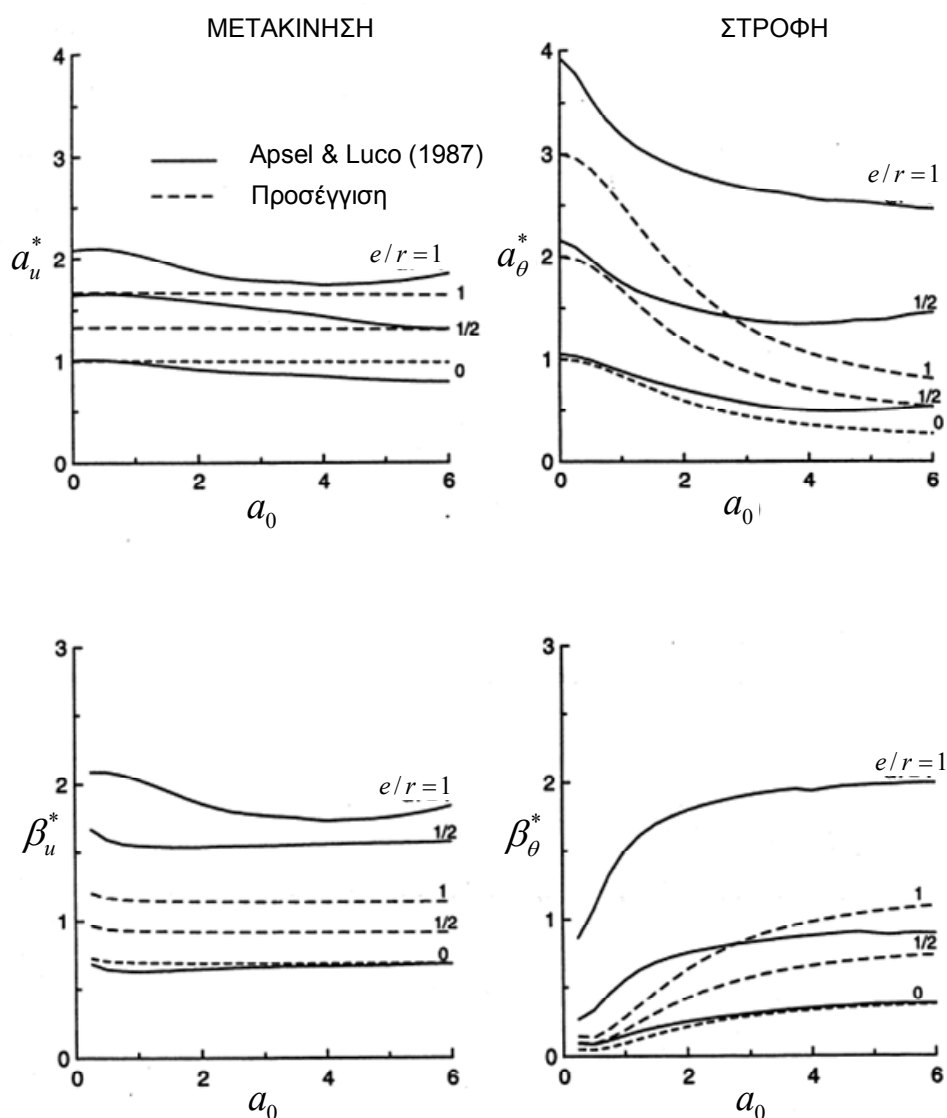
Οι προσεγγιστικοί κανονικοποιημένοι συντελεστές εμπίεσης για ένα κυλινδρικό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε ημίχωρο των εξ. (1.68) συγκρίνονται στο Σχήμα 1.13 με μια πιο αυστηρή αναλυτική λύση η οποία εξάγεται μέσω ολοκληρωτικών εξισώσεων (Apsel & Lucio, 1987). Οι προσεγγιστικές καμπύλες υπολογίστηκαν ως το γινόμενο των αδιάστατων συντελεστών εμπίεσης a_u , a_θ , β_u , β_θ και τον πρώτο συντελεστή στο δεύτερο μέλος

των εξ. (1.68). Αμφότερες οι λύσεις εφαρμόζονται για ένα ομοιόμορφο ιζωδοελαστικό ημίχωρο με $\xi=1\%$, $\nu=0.25$ και πλήρως εγκόλλητη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους. Οι συγκρίσεις γενικά δεν είναι ενθαρρυντικές, με εξαίρεση τους συντελεστές δυσκαμψίας a_u και a_θ , όπου εμφανίζεται μια σχετική σύμπτωση αποτελεσμάτων για $e/r < 0.5$ και στην περίπτωση του a_θ για $a_\theta < 1.5$.



Σχήμα 1.8: Σύστημα εδαφικού στρώματος πεπερασμένου πάχους-εγκιβωτισμένου θεμελίου-κατασκευής.

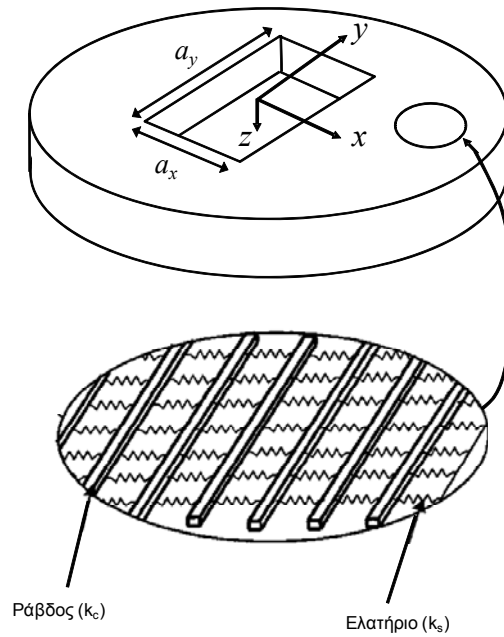
Στο Σχήμα 1.13 συγκρίνεται επίσης η επίδραση της απόσβεσης ακτινοβολίας, όπου εξαιτίας της μικρής τιμής του ξ σε αυτό το παράδειγμα, η προσεγγιστική λύση υποεκτιμά σε μεγάλο βαθμό την επίδραση της απόσβεσης ακτινοβολίας, ακόμα και σε μέτρια εγκιβωτισμένα θεμέλια (π.χ. $e/r=0.5$) σε όλες τις συχνότητες. Εντούτοις, αυτό μπορεί να είναι αποδεκτό σε μερικές περιπτώσεις, επειδή στις μικρές συχνότητες που χαρακτηρίζουν πολλές κατασκευές ($a_0 < 1$) η απόσβεση ακτινοβολίας είναι μικρή σε σχέση με την υστερητική απόσβεση του εδαφικού υλικού, και έτσι οι εκτιμήσεις της συνολικής απόσβεσης του θεμελίου μπορεί να είναι ρεαλιστικές. Πειράματα με εξαναγκασμένη ταλάντωση ενός 9όροφου κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα με ένα όροφο υπογείου ($e/r=13/45=0.29$) που έγιναν από τους Wong et al. (1988) έδειξαν ότι η εμπέδηση για μικρές συχνότητες ($a_0=0.2$ έως 0.4) που αντιστοιχεί στην περιστροφή του θεμελίου βρισκόταν σε εξαιρετική συμφωνία με τις θεωρητικές προβλέψεις των Apsel και Lucio (και συνεπώς και της προσεγγιστικής λύσης τους). Η οριζόντια δυσκαμψία βρέθηκε να υπερεκτιμάται από τη θεωρία των Apsel & Lucio σε ποσοστό 20% με 40%, ενώ οι συγκρίσεις στις αποσβέσεις δεν έδωσαν αποτέλεσμα.



Σχήμα 1.9: Συντελεστές δυσκαμψίας και απόσβεσης άκαμπτων κυλινδρικών θεμελίων εγκιβωτισμένων σε ημίσφωρο. Σύγκριση προσέγγισης με τη λύση των Apsel & Luco (1987). Οι αστερίσκοι υποδηλώνουν τα αντίστοιχα τροποποιημένα μεγέθη σε σχέση με τα επιφανειακά θεμέλια για να ληφθεί υπόψη η επίδραση του εγκιβωτισμού του θεμελίου.

Οι Nogami & Chen (2003) απέδειξαν ότι το έδαφος παραπλευρώς ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου (ή μιας κατασκευής εγκιβωτισμένης στο έδαφος) μπορεί να προσομοιωθεί με μια διάταξη μη συζευγμένων οριζόντιων λεπτών στρωμάτων συνδεδεμένων μεταξύ τους με κατανομημένα κατακόρυφα ελατήρια. Κάθε στρώμα αποτελείται από ένα σύστημα ράβδων-ελατηρίων. Για συχνότητες μεγαλύτερες από τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδαφικού μέσου, τα κατακόρυφα ελατήρια μπορούν να απαλειφθούν και κάθε στρώμα να προσομοιωθεί ως ανεξάρτητο σε συνθήκες επίπεδης

παραμόρφωσης. Αυτή η προσέγγιση και η μέθοδος Galerkin με σταθμικά υπόλοιπα οδηγούν σε απλές εκφράσεις για τις εμπεδήσεις του εδάφους παραπλευρώς μιας κατασκευής με ορθογωνικό θεμέλιο. Αποδείχτηκε ότι το φανταστικό μέρος της εμπίεσης του εδάφους πλευρικά της κατασκευής με ορθογωνική κάτοψη εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από το λόγο των δυο κάθετων πλευρών. Για το πραγματικό μέρος, η εξάρτηση αυτή δεν είναι έντονη για τη μεταφορική ή στροφική εμπίεση, αλλά μόνο για τη στρεπτική.



Σχήμα 1.10: Απλοποιημένη προσέγγιση των Nogami & Chen (2003).

Η διαδικασία υπολογισμού σύμφωνα με την παραπάνω προσέγγιση είναι η εξής:

- Υπολογισμός των παραμέτρων δυσκαμψίας της ράβδου και του ελατηρίου, οι οποίες είναι αντίστοιχα:

$$k_c = C_c \bar{k}_c, \quad k_s = C_s \bar{k}_s \quad (1.69)$$

όπου:

$$C_c = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} G(1+2i\xi), \quad C_s = G(1+2i\xi) \quad (1.70)$$

$\bar{k}_c$ και $\bar{k}_s$ αδιάστατες παράμετροι που ορίζονται από τους Nogami & Lam (1987)

ως εξής:

α. $\bar{k}_c = 0.96 - 0.49\nu + 6.47\nu^2 - 15.76\nu^3$ ή προσεγγιστικά ίσο με 1 για λόγο

Poisson $\nu < 0.35$ και $\bar{k}_c / \bar{k}_s = 2$, επειδή με αυτή την επιλογή οι αναλύσεις με την

προσέγγιση των Nogami & Chen (2003) συμφωνούν με τις αναλύσεις του ίδιου προσομοιώματος με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η τιμή αυτή τροποποιείται ανάλογα με το πρόβλημα που εξετάζεται, ενώ ως γνωστόν, G , ν και ξ είναι το μέτρο διάτμησης, ο λόγος Poisson και ο λόγος απόσβεσης του εδάφους, αντίστοιχα.

β. Στην περίπτωση όπου $\bar{k}_s = \bar{k}_c = 1$, η παράμετρος δυσκαμψίας της ράβδου είναι ουσιαστικά το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης του εδάφους θεμελίωσης και η παράμετρος δυσκαμψίας του ελατηρίου είναι ίση με το μέτρο διάτμησης του εδάφους (Nogami & Lam, 1987). Η απόσταση a_x είναι το μισό του πλάτους του θεμελίου παράλληλα στον άξονα x .

- Υπολογισμός των αδιάστατων παραμέτρων $\bar{\alpha}$ και $\bar{\beta}$ μέσω ενός ζεύγους εξισώσεων (βλ. εξ. (1.71)). Γίνεται υπόθεση μιας τιμής για την παράμετρο $\bar{\alpha}$ και η $\bar{\beta}$ υπολογίζεται από τη μία εκ των δυο εξισώσεων του ζεύγους. Εν συνεχεία, υπολογίζεται εκ νέου η παράμετρος $\bar{\alpha}$ από τη δεύτερη εξίσωση του ζεύγους. Αν η νέα τιμή της $\bar{\alpha}$ είναι διαφορετική από αυτήν που υποτέθηκε αρχικά, τότε επαναλαμβάνεται η διαδικασία, μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Το ζεύγος εξισώσεων επιλέγεται με βάση το είδος της εμπίδησης που αναζητείται (μετακινησιακή, στροφική, στρεπτική). Τα πιθανά ζεύγη εξισώσεων είναι τα ακόλουθα:

α. Μεταφορική απόκριση:

$$\bar{\alpha} = \sqrt{\frac{\bar{\beta}^2}{\bar{\kappa}(1+2\bar{\beta})} - \frac{t_0}{\bar{k}_c}}, \quad \bar{\beta} = \sqrt{\frac{\bar{\kappa}\bar{\alpha}^2}{1+2\bar{\alpha}\bar{b}} - \frac{t_0}{\bar{k}_s}} \quad (1.71\alpha)$$

β. Στροφική απόκριση ως προς άξονα y :

$$\bar{\alpha} = \sqrt{\frac{6\bar{\beta}+3\bar{\beta}^2}{\bar{\kappa}(3+2\bar{\beta})} - \frac{t_0}{\bar{k}_c}}, \quad \bar{\beta} = \sqrt{\frac{\bar{\kappa}\bar{\alpha}^2}{1+2\bar{\alpha}\bar{b}} - \frac{t_0}{\bar{k}_s}} \quad (1.71\beta)$$

όπου $\bar{\kappa} = k_c / k_s$, $\alpha = 2B\bar{\alpha}$, $\beta = 2B\bar{\beta}$, $b = 2B\bar{b}$, $t_0 = \frac{2\omega B}{V_s \sqrt{1+2i\xi}}$, V_s η ταχύτητα

διάδοσης διατμητικών κυμάτων του εδάφους.

- Οι εμπεδήσεις του εδάφους ανά μονάδα βάθους εγκιβωτισμού εκφράζονται για μετακινησιακή και στροφική απόκριση, αντίστοιχα, ως:

$$\frac{k_{ij}}{G^*} = 4\bar{k}_c \left[\bar{a} + \frac{\bar{b}\bar{\beta}}{\bar{\kappa}} + \frac{\bar{\beta}}{2\bar{\kappa}\bar{\alpha}} \left(\frac{1+\bar{\beta}}{1+2\bar{\beta}} \right) \right] \quad (1.72\alpha)$$

$$\frac{k_{\theta y}}{a^2 G^*} = 4\bar{k}_c \left[\frac{\bar{a}}{3} + \frac{\bar{\alpha}}{2\bar{\beta}} + \bar{b} \left(\frac{\bar{\beta}}{2\bar{\kappa}} - \frac{t_0}{2\bar{\beta}\bar{k}_c} \right) \right] \quad (1.72\beta)$$

Για τον υπολογισμό της συνολικής εμπίδησης του θεμελίου υπολογίζεται με την παραπάνω διαδικασία η εμπίδηση λόγω εγκιβωτισμού και σε αυτήν προστίθεται η εμπίδηση λόγω της βάσης του θεμελίου, η οποία είναι ίση με την εμπίδηση του θεμελίου που εξετάζεται αν θεωρηθεί ότι η ενσωμάτωσή του είναι μηδενική, δηλαδή ότι εδράζεται στην εδαφική επιφάνεια.

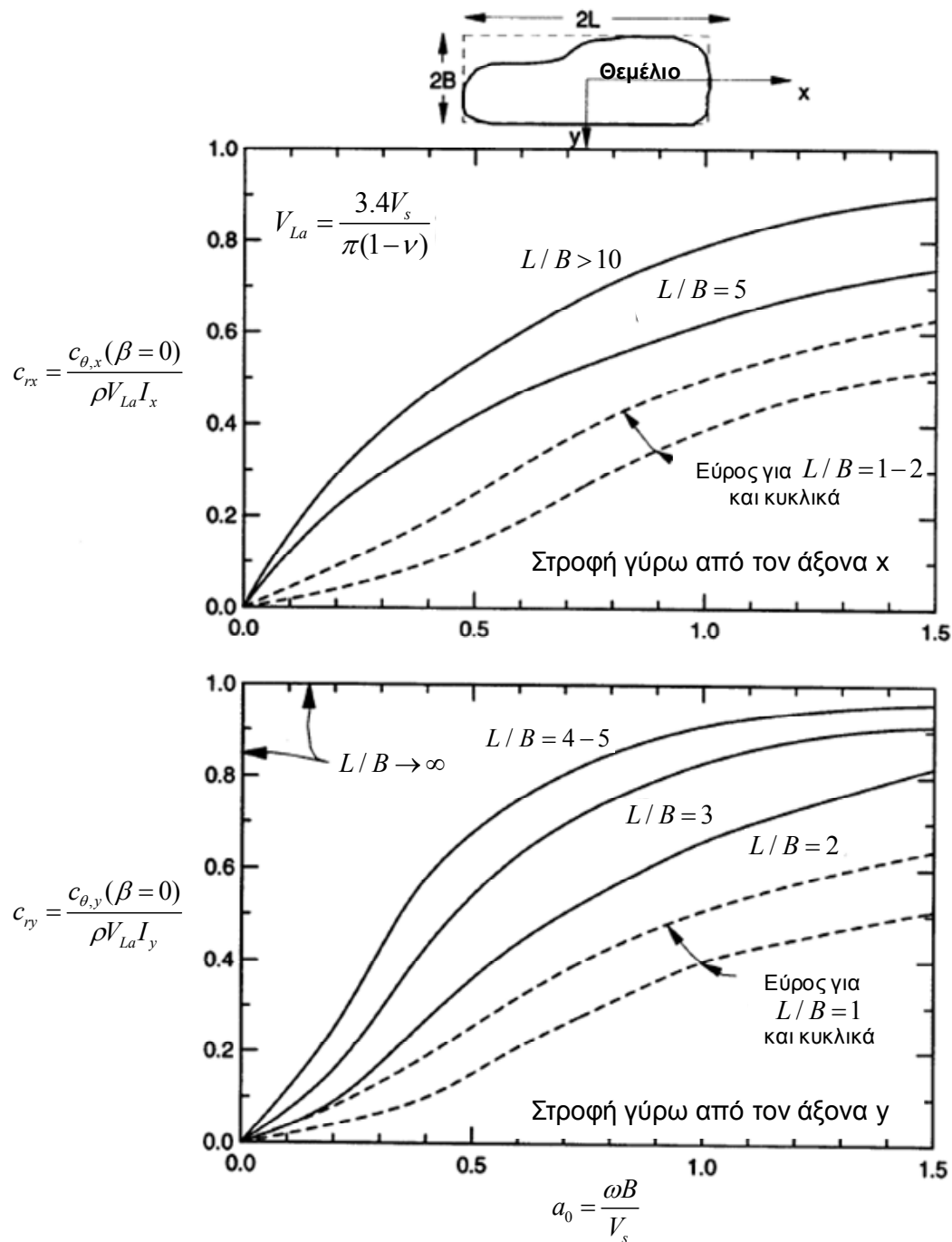
1.3.2.5. Σχήμα θεμελίου

Η συνήθης πρακτική θεωρεί ότι οι θεμελιώσεις αυθαίρετου σχήματος αναλύονται σαν ισοδύναμα κυκλικά θεμέλια, υπό τον όρο ότι ο λόγος των πλευρών του θεμελίου σε κάτοψη (L/B) είναι μικρότερος από 4:1 (Roesset, 1980). Όπως φαίνεται στην εξ. (1.29), υπολογίζεται μια ισοδύναμη ακτίνα για τη μεταφορική κίνηση, η οποία προκύπτει από την εξίσωση της επιφάνειας των δυο θεμελίων, ενώ εξάγεται μια ισοδύναμη ακτίνα για τη στροφική κίνηση εξισώνοντας την ροπή αδράνειας των δυο θεμελίων. Αυτά τα κριτήρια ενσωματώθηκαν στις διατάξεις του κανονισμού NEHRP (BSSC, 1997).

Οι Dobry & Gazetas (1986) έκαναν μια ανασκόπηση της βιβλιογραφίας για συναρτήσεις εμπίδησης θεμελίων διαφόρων σχημάτων, συμπεριλαμβανομένων και κυκλικών και τετραγωνικών θεμελίων με λόγο πλευρών από 1 έως ∞ . Επιβεβαίωσαν ότι η χρήση των ισοδύναμων κυκλικών θεμελίων είναι αποδεκτή για λόγο πλευρών μικρότερο του 4:1, με την αξιοσημείωτη εξαίρεση των συντελεστών απόσβεσης που αφορούν την περιστροφή του θεμελίου.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.15, οι αδιάστατοι συντελεστές απόσβεσης ακτινοβολίας c_{rx} και c_{ry} (για περιστροφή σε διαμήκη και εγκάρσιο άξονα αντίστοιχα) φαίνονται να υποεκτιμώνται μέσω της υπόθεσης του ισοδύναμου κυκλικού θεμελίου σε χαμηλές συχνότητες. Αυτό είναι αποτέλεσμα της τάσης που έχουν οι περιστροφικές ταλαντώσεις να απορροφώνται από το έδαφος, πρωτίστως μέσω των άκρων του θεμελίου. Έτσι, όσο ο λόγος L/B αυξάνει, τα δύο άκρα δρουν εντονότερα ως ανεξάρτητες πηγές ενέργειας με μειωμένη καταστρεπτική συμβολή για τα κύματα που εκπέμπονται από το θεμέλιο.

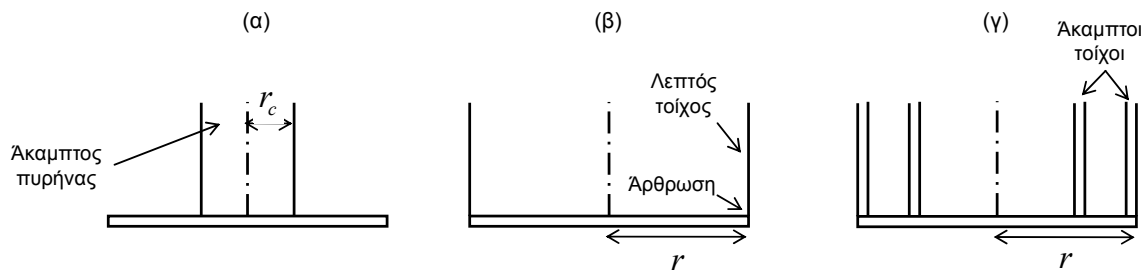
Στην περίπτωση της στροφής περί το διαμήκη άξονα, η απόσβεση μπορεί να υποεκτιμηθεί περισσότερο από 100% για λόγο πλευρών $L/B \approx 4$. Για μεγαλύτερες συχνότητες ($a_0 > 3-4$) τα αποτελέσματα συγκλίνουν στα c_{rx} και $c_{ry} \approx 1$. Αυτό συμβαίνει επειδή τα υψίσυχνα κύματα έχουν μικρά μήκη και έτσι η καταστρεπτική συμβολή μεταξύ τους μειώνεται.



Σχήμα 1.11: Συντελεστές απόσβεσης για απόσβεση ακτινοβολίας σε στροφή συναρτήσει της συχνότητας για διάφορα σχήματα θεμελίων (Dobry & Gazetas, 1986).

1.3.2.6. Ευκαμψία Θεμελίου

Θα μπορούσε να ειπωθεί ότι δεν είναι ορθό να θεωρείται η επιρροή της ευκαμψίας ενός θεμελίου για τον υπολογισμό της εμπίδης του, η οποία αφορά εξ' ορισμού ένα θεμέλιο απόλυτα άκαμπτο (βλ. ενότητα 1.2.1.2.). Εντούτοις, ισχύει ότι συχνά σε πρακτικές εφαρμογές αυτό που ενδιαφέρει ένα μηχανικό δεν είναι το θεωρητικά ορθό, αλλά μια οποιαδήποτε διαδικασία που θα τον οδηγήσει σε σωστά αποτελέσματα για τον τελικό σχεδιασμό, ακόμα και αν αυτή δεν διαθέτει ένα σαφές θεωρητικό υπόβαθρο. Υπό αυτό το πρίσμα, υπολογίζεται προσεγγιστικά η εμπίδση εύκαμπτου θεμελίου, για να αποφευχθεί η υπολογιστικά απαιτητική διαδικασία της απευθείας λύσης του προβλήματος αλληλεπίδρασης.



Σχήμα 1.12: Κυκλικά θεμέλια με: (α) άκαμπτο πυρήνα, (β) λεπτούς περιμετρικούς τοίχους, και (γ) άκαμπτους ομόκεντρους τοίχους.

Η επίδραση της ευκαμψίας του θεμελίου στις συναρτήσεις εμπίδης για επιφανειακά κυκλικά θεμέλια εξετάστηκε από τους Iguchi & Lucio (1982) για την περίπτωση φόρτισης που εφαρμόζεται μέσω ενός άκαμπτου κεντρικού πυρήνα (Σχήμα 1.16α), τους Liou & Huang (1994) για την περίπτωση λεπτού περιμετρικού τοίχου (Σχήμα 1.16β) και από τους Riggs & Waas (1985) για την περίπτωση άκαμπτων ομόκεντρων κύκλων (Σχήμα 1.16γ). Οι μελέτες αυτές έχουν εστιάσει το ενδιαφέρον της έρευνας τους στη στρωφική εμπίδση. Η οριζόντια εμπίδση άκαμπτων και εύκαμπτων θεμελίων είναι παρόμοια (Liou & Huang, 1994). Μια βασική παράμετρος στην εκτίμηση της επιρροής της ευκαμψίας του θεμελίου στην στρωφική εμπίδση είναι ο λόγος των δυσκαμψιών εδάφους-θεμελίου:

$$SR_{circ} = \frac{Gr^3}{D} \quad (1.73)$$

όπου G είναι το δυναμικό μέτρο διάτμησης του εδάφους και D είναι η καμπτική δυσκαμψία της θεμελίσωσης:

$$D = \frac{E_f t_f^3}{12(1-\nu_f^2)} \quad (1.74)$$

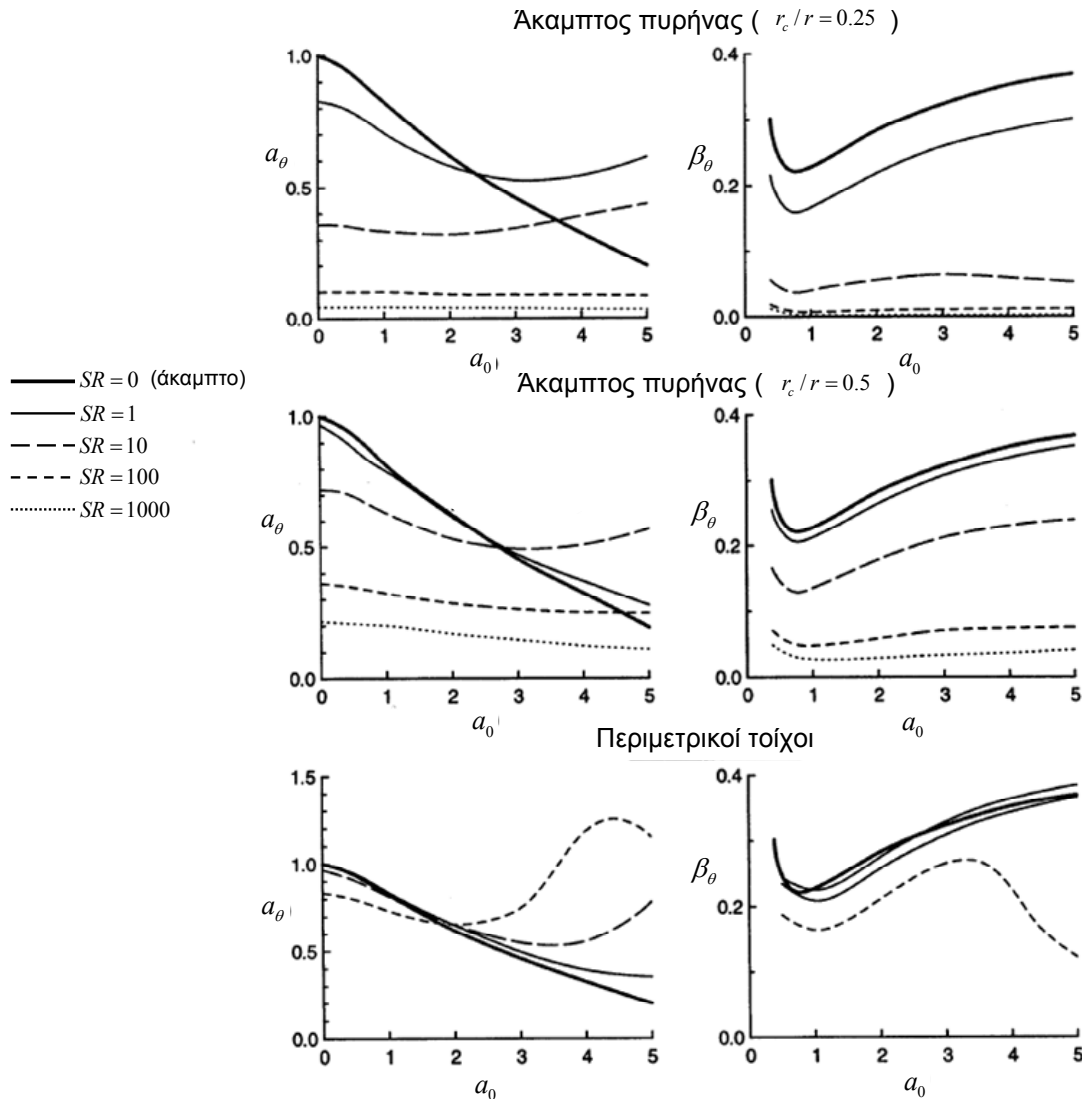
ενώ E_f , t_f , and ν_f είναι το μέτρο ελαστικότητας, το πάχος και ο λόγος Poisson, αντίστοιχα, της θεμελίωσης.

Για την περίπτωση της στροφικής εμπέδησης, η σπουδαιότητα της ευκαμψίας του θεμελίου εξαρτάται από τη γεωμετρία των τοίχων που βρίσκονται πάνω του. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.17, η ευκαμψία του θεμελίου είναι πιο σημαντική για την περίπτωση του άκαμπτου κεντρικού πυρήνα στην οποία είναι πιθανόν να υπάρξουν σοβαρές απομειώσεις στη δυσκαμψία και την απόσβεση. Αυτές είναι μεγαλύτερες για στενούς κεντρικούς πυρήνες και μεγάλες τιμές της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους-θεμελίου (δηλ. $SR_{circ}=10$ έως 1000). Για την περίπτωση του λεπτού περιμετρικού τοίχου οι εμπεδήσεις της θεμελίωσης πλησιάζουν περισσότερο τις τιμές για άκαμπτο θεμέλιο και $a_0 < 3$. Για την περίπτωση των ομόκεντρων τοίχων που εξετάστηκε από τους Riggs & Waas (1985), βρέθηκε με παρόμοιο τρόπο ότι οι εύκαμπτες θεμελιώσεις συμπεριφέρονται ομοίως με τις άκαμπτες θεμελιώσεις σε μικρές συχνότητες, υπό την προϋπόθεση ότι οι κατανομές των φορτίων πάνω στο θεμέλιο είναι σε φάση. Επίσης, σύμφωνα με τους Riggs & Waas (1985) η ευκαμψία της κυκλικής πλάκας θεμελίου δεν επηρεάζει την ιδιοσυχνότητα ή την απόσβεση της κατασκευής, όσον αφορά την κάθετη μετακινησιακή και τη στροφική ενδοσιμότητα του θεμελίου. Η ευκαμψία ενός κυκλικού θεμελίου μειώνει τόσο το πραγματικό μέρος της συνάρτησης εμπέδησης (τη δυσκαμψία) για μικρές συχνότητες, όσο και την απόσβεση ακτινοβολίας.

Εκτός από κυκλικά θεμέλια έχουν μελετηθεί και ορθογωνικά, για να εξεταστεί ο ρόλος της ευκαμψίας τους. Οι Iguchi & Lucio (1981) μελέτησαν τετραγωνικά εύκαμπτα θεμέλια πλευράς $2B$ στα οποία επιβάλλεται το φορτίο της ανωδομής με δυο τρόπους (Σχήμα 1.18). Στο Σχήμα 1.18α η περίμετρος του θεμελίου υποτίθεται άκαμπτη, ενώ στο Σχήμα 1.18β το θεμέλιο έχει στο κεντρικό του μέρος μια άκαμπτη τετραγωνική περιοχή πλευράς B . Στο άκαμπτο μέρος των δυο θεμελίων επιβάλλεται η εξωτερική φόρτιση. Η δυσκαμψία των θεμελίων ορίζεται ως εξής (Iguchi & Lucio, 1981):

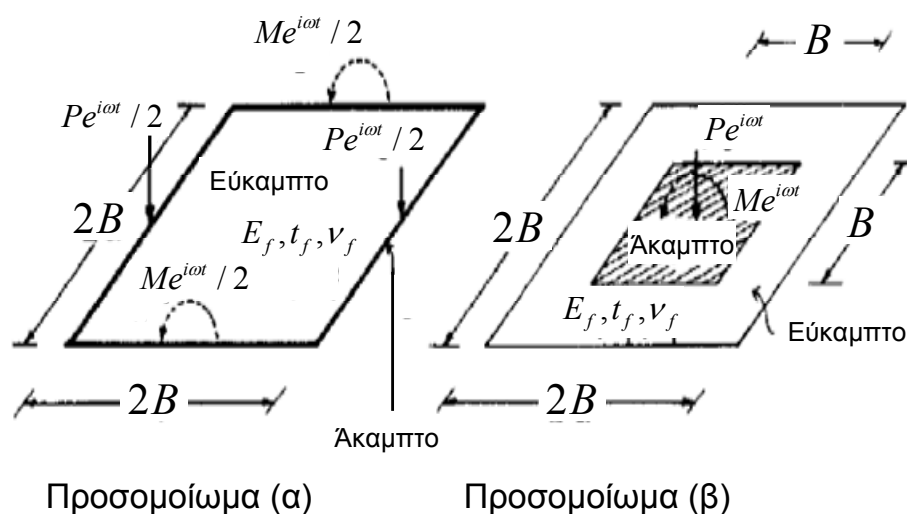
$$SR_{rec} = \frac{12D}{GB^3} \quad (1.75)$$

όπου το D δίνεται από την εξ. (1.74) και η αδιάστατη συχνότητα ισούται με $a_0 = \omega B/V_s$.



Σχήμα 1.13: Συντελεστές στροφικής δυσκαμψίας και απόσβεσης για εύκαμπτα θεμέλια: περιπτώσεις άκαμπτου πυρήνα και περίπτωση περιμετρικού τοίχου.

Αποδεικνύεται ότι σε χαμηλές συχνότητες η δυσκαμψία σε στροφή του εύκαμπτου θεμελίου μπορεί να είναι σημαντικά μικρότερη από τη δυσκαμψία του δύσκαμπτου. Σε υψηλές συχνότητες συμβαίνει ακριβώς το αντίθετο. Το πιο σημαντικό συμπέρασμα είναι η παρατηρούμενη μείωση της απόσβεσης (του φανταστικού μέρους της εμπίδησης) συναρτήσει της αύξησης της ευκαμψίας του θεμελίου. Όλα αυτά μπορούν να παρατηρηθούν στο Σχήμα 1.19. Στη συγκεκριμένη εργασία προτείνεται επίσης μια μεθοδολογία υπολογισμού της εμπίδησης εύκαμπτου θεμελίου, που γίνεται με υπολογισμό της εμπίδησης ενός ισοδύναμου δύσκαμπτου που έχει τροποποιημένες διαστάσεις ως προς το αρχικό.



Σχήμα 1.14: Προσομοιώματα εύκαμπτων τετραγωνικών θεμελίων εδραζόμενων σε ομοιογενή ελαστικό ημίσωρο: (α) εύκαμπτη πλάκα με άκαμπτη περίμετρο, (β) εύκαμπτη πλάκα με άκαμπτη κεντρική περιοχή (Iguchi & Lucio, 1981).

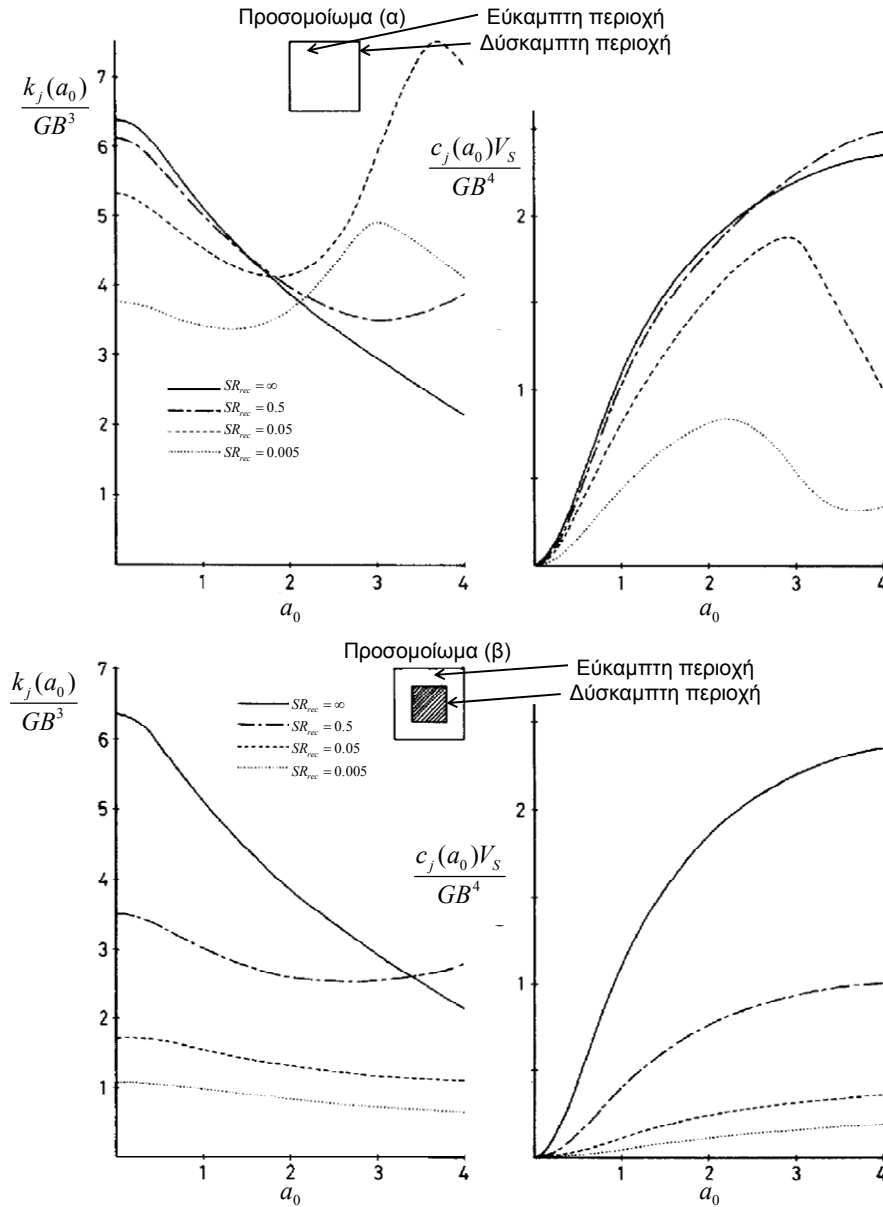
1.3.3 Άλλες μέθοδοι υπολογισμού της εμπέδησης θεμελίων

1.3.3.1. Προσομοιώματα κώνου

Τα προσομοιώματα κώνου θεμελίων βασίζονται στην υπόθεση ότι ο μηχανισμός μετάδοσης των δράσεων από ένα θεμέλιο που υποβάλλεται σε δυναμικές ταλαντώσεις του υποκείμενου εδάφους μπορεί να αντικατασταθεί προσεγγιστικά από έναν κώνο, ο οποίος από τη μια μεριά τέμνεται από το θεμέλιο σε μια απόσταση από την κορυφή του και από την άλλη πλευρά εκτείνεται στο άπειρο μέσα στο υποκείμενο έδαφος.

Η ανάπτυξη των προσομοιωμάτων κώνου έχει ως σκοπό τον υπολογισμό της δυναμικής δυσκαμψίας και της διέγερσης θεμελίων (Takewaki et al., 2003). Το προσομοίωμα κώνου για την κατακόρυφη μετακίνηση θεμελίου εισήχθη πριν από περίπου 70 χρόνια (Ehlers 1942), ενώ το μοντέλο για τη στρόφη αρκετά αργότερα (Meek & Veletsos, 1974 και Veletsos & Nair 1974). Σε σύγκριση με τις πιο «αυστηρές» αναλυτικές λύσεις, τα προσομοιώματα κώνου εμφανίστηκαν αρχικά ως υπεραπλουστεύσεις της πραγματικότητας και η χρήση τους περιορίστηκε μόνο στην απόκτηση ποιοτικών γνώσεων. Το γεγονός ότι οι κώνοι είναι δυναμικά ισοδύναμοι με προσομοιώματα που αποτελούν συγκροτήματα εντοπισμένων βαθμών ελευθερίας (π.χ. μάζες, ελατήρια, αποσβεστήρες) οι οποίες είναι ανεξάρτητες από τη συχνότητα, έδωσε κίνητρο σε αρκετούς ερευνητές να υπολογίσουν αυτές τις συγκεντρωμένες παραμέτρους με χρήση παλινδρόμησης (προσαρμογή τιμών σε καμπύλες) με βάση τα αποτελέσματα

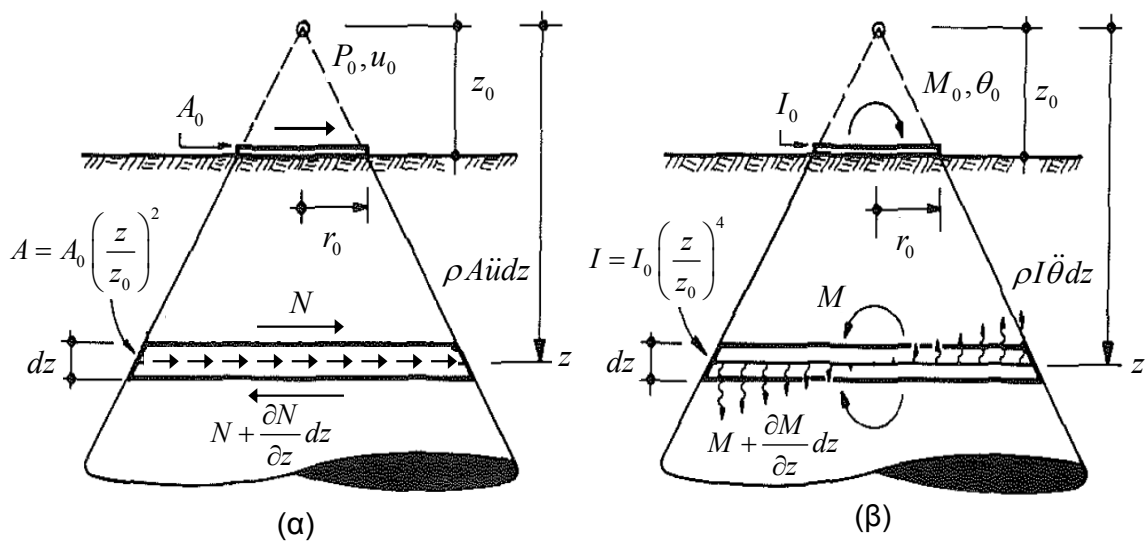
των αυστηρών λύσεων (π.χ., Veletsos & Verbic (1973), Wolf & Somaini (1986), de Barros & Lucio (1990), κ.α.). Προχωρώντας προς διαφορετική κατεύθυνση, οι Gazetas (1984b), και Gazetas & Dobry (1984) χρησιμοποίησαν σφήνες και κώνους για να εξηγήσουν το σημαντικό φαινόμενο της απόσβεσης ακτινοβολίας στις δυο και στις τρεις διαστάσεις.



Σχήμα 1.15: Συντελεστές δυσκαμψίας και απόσβεσης τετραγωνικού θεμελίου με: (α) άκαμπτη περίμετρο και (β) άκαμπτο τετραγωνικό πυρήνα συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας για διάφορες τιμές της δυσκαμψίας SR_{rec} . Λόγος Poisson εδάφους και θεμελίου $\nu=0.4$ και $\nu_f=0$, αντίστοιχα (Iguchi & Lucio, 1981).

Τα προσομοιώματα κώνου είναι ελκυστικά για τον λόγο ότι δεν απαιτούν υπολογισμούς στο πεδίο των συχνοτήτων. Βασίζονται σε υγιές θεωρητικό υπόβαθρο με

βάσιμες προσεγγίσεις και δεν παραβιάζουν τις αρχές της κυματικής διάδοσης (Meek & Wolf, 1992). Παρόλα αυτά, γενικά, τα προσομοιώματα κώνου δεν χρησιμοποιούνται από τους μηχανικούς. Εκφράζονται επιφυλάξεις επειδή αυτά: (α) βασίζονται στην αντοχή των υλικών και όχι στην αυστηρή θεωρία του ελαστικού ημιχώρου, (β) το τμήμα του εδάφους εκτός του κώνου αμελείται, και (γ) δεν μπορούν να προσομοιώσουν την επιρροή των επιφανειακών κομμάτων Rayleigh (Wolf, 1994). Από την άλλη πλευρά, έχει αποδειχθεί ότι οι ισχυρισμοί αυτοί δεν αποτελούν λόγους απόρριψης της συγκεκριμένης μεθόδου (Meek & Wolf, 1993b).



Σχήμα 1.20: Προσομοιώματα κώνου: (α) μεταφορικός κώνος, και (β) στροφικός κώνος (από τους Meek & Wolf, 1992).

Για την εξαγωγή των εξισώσεων που διέπουν τη συμπεριφορά των κώνων θα εξεταστούν μόνο οι κώνοι που αντιστοιχούν στην οριζόντια μετακίνηση και στη στροφή. Το έδαφος θεωρείται ένας ημιάπειρος ελαστικός κώνος με την κορυφή του να απέχει απόσταση από τη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους ίση με z_0 , όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.20. Ανάλογα με τη φύση της ταλάντωσης του θεμελίου διακρίνουμε τον κώνο μεταφορικής κίνησης ή μεταφορικό κώνο για οριζόντιες (ή κατακόρυφες) μετακινήσεις (Σχήμα 1.20α) και τον κώνο στροφικής κίνησης ή στροφικό κώνο για στροφικές (ή στρεπτικές) κινήσεις (Σχήμα 1.20β). Επιβάλλοντας δυναμική ισορροπία στις φέτες απειροστού πάχους των Σχημάτων 1.20α και 1.20β θα ισχύουν οι εξισώσεις:

$$\frac{\partial N}{\partial z} = \rho A \ddot{u} \quad (1.76)$$

$$\frac{\partial M}{\partial z} = \rho I \ddot{\theta} \quad (1.77)$$

για τον μεταφορικό και τον στρωφικό κώνο, αντίστοιχα.

Αντικατάσταση των σχέσεων $A = A_0(z/z_0)^2$, $I = I_0(z/z_0)^4$, $N = \rho V_s^2 A \partial u / \partial z$, και $M = \rho V_p^2 I \partial \theta / \partial z$ στις (1.76) και (1.77) δίνει τις διαφορικές εξισώσεις που περιγράφουν την κίνηση του οριζώντιου μεταφορικού και του στρωφικού κώνου, αντίστοιχα:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{2}{z} \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\ddot{u}}{V_s^2} \quad (1.78)$$

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} + \frac{4}{z} \frac{\partial \theta}{\partial z} = \frac{\ddot{\theta}}{V_p^2} \quad (1.79)$$

Μετά από αλλαγή μεταβλητών, οι τελευταίες εξισώσεις μετατρέπονται στη μορφή της μονοδιάστατης κυματικής εξίσωσης. Η λύση των εξ. (1.78) και (1.79) καταλήγει στις παρακάτω σχέσεις (ο τρόπος εξαγωγής των λύσεων αναφέρεται στο παράρτημα 1 των Meek & Wolf, 1992):

– Για την οριζόντια μετατόπιση (Ehlers, 1942):

$$P_0 = K u_0 + C \dot{u}_0 \quad (1.80)$$

$$K_u = \rho V_s^2 A_0 / z_0 \quad (1.81)$$

$$C_u = \rho V_s A_0 \quad (1.82)$$

– Για τη στρωφή:

$$M_0 = K_\theta \theta_0 + C_\theta \dot{\theta}_0 - h_1 * C_\theta \dot{\theta}_0 \quad (1.83)$$

$$K_\theta = 3 \rho V_p^2 I_0 / z_0 \quad (1.84)$$

$$C_\theta = \rho V_p I_0 \quad (1.85)$$

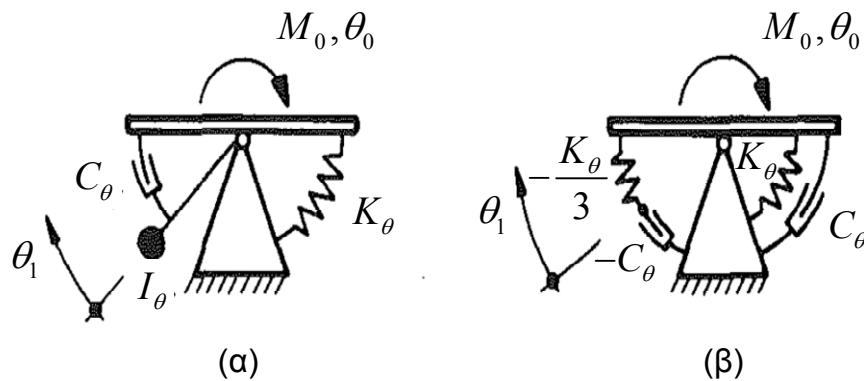
όπου

$$h_1 * C_\theta \dot{\theta}_0 = \int_0^t h_1(t-\tau) C_\theta \dot{\theta}_0(\tau) d\tau \quad (1.86)$$

και η συνάρτηση $h_1(t)$ δίνεται από τον τύπο:

$$h_1(t) = \begin{cases} \frac{V_P}{z_0} e^{-V_P t / z_0} & t \geq 0 \\ 0 & t < 0 \end{cases} \quad (1.87)$$

Όπως φαίνεται από την εξ. (1.83), η ροπή που αναπτύσσεται στο θεμέλιο δεν εξαρτάται μόνο από την τρέχουσα γωνία στροφής και την πρώτη παράγωγό της ως προς το χρόνο, αλλά και από την χρονοϊστορία της μέχρι το χρονικό σημείο υπολογισμού (ολοκλήρωμα Duhamel της εξ. (1.86)). Ο τρίτος όρος του δεξιού μέλους της εξ. (1.83) μπορεί να θεωρηθεί ως συνιστώσα «μνήμης» του συστήματος. Η συνέλιξη που εμπεριέχεται στον τύπο για τη στροφή μπορεί να υπολογιστεί με τον ορισμό (που δεν συνίσταται), με επαναληπτικές διαδικασίες, ή ενσωματώνοντάς την εμμέσως στο μηχανικό προσομοίωμα εντοπισμένων παραμέτρων. Δύο τέτοια προσομοιώματα της σχετικής βιβλιογραφίας παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.21. Η συγκεντρωμένη ροπή αδράνειας στο προσομοίωμα του Σχήματος 1.21α δίνεται από τη σχέση $I_\theta = \rho I_0 z_0$ (βλέπε και Πίνακα 1.1).



Σχήμα 1.21: Προσομοιώματα διακριτών στοιχείων για την περιστροφή θεμελίου: (α) προσομοίωμα των Meek & Veletsos (1974), και (β) προσομοίωμα του Wolf (1988).

Παρατηρούμε, επίσης, ότι οι αποσβέσεις που δίνονται στις εξ. (1.82) και (1.85) δεν εξαρτώνται από το ύψος της κορυφής του κώνου από την επιφάνεια του εδάφους z_0 . Πράγματι, για υψίσυχνες ταλαντώσεις θεμελίων (στο όριο όπου $a_{0,j} \rightarrow \infty$), αποδεικνύεται ότι όλοι οι κώνοι ενός θεμελίου εκφυλίζονται σε κατακόρυφες πρισματικές ράβδους σταθερής διατομής, χωρίς άνοιγμα κατά την κατακόρυφο. Επίσης, ο δεύτερος όρος του πρώτου μέλους των εξ. (1.78) και (1.79) ουσιαστικά μηδενίζεται. Μια πολύ γνωστή ιδιότητα της πρισματικής ράβδου είναι ότι δυναμικά είναι ισοδύναμη με

έναν αποσβεστήρα του οποίου η απόσβεση προκύπτει με πολλαπλασιασμό της διατομής του (της διεπιφάνειας θεμελίου-εδάφους) με το γινόμενο ρV . Το ίδιο συμβαίνει και με τα προσομοιώματα κώνου όπως φαίνεται από τις εξ. (1.82) και (1.85). Συνεπώς, οι κώνοι συμφωνούν με τις αυστηρές λύσεις στο όριο των υψηλών συχνοτήτων.

Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί ότι σε υψηλές συχνότητες, όπου το έδαφος συμπεριφέρεται σαν ελαστική πρισματική ράβδος σταθερής κατά βάθος διατομής, οι διαφορές στην απόσβεση μεταξύ ομοιογενών και διαστρωματωμένων εδαφικών προφίλ μειώνονται. Αυτό εξηγείται επειδή σε υψηλές συχνότητες τα μήκη κύματος που πηγάζουν από το θεμέλιο είναι πολύ μικρά, και ουσιαστικά «αντιλαμβάνονται» το εδαφικό μέσο σαν ελαστικό ημίχωρο με ταχύτητες διάδοσης διατμητικών και διαμήκων κυμάτων ίσες με V_S και $V_{La} = 3.4V_S / [\pi(1-\nu)]$, αντίστοιχα. Η τελευταία ταχύτητα ονομάζεται και φαινόμενη ταχύτητα Lysmer και χρησιμοποιήθηκε από τους Gazetas & Dobry (1984) στη θέση της V_P στη μελέτη κώνων κατακόρυφης μετακίνησης και στροφής.

Όπως φαίνεται από τις εξ. (1.81) και (1.84), οι δυσκαμψίες των κώνων εξαρτώνται από το ύψος z_0 . Το ύψος αυτό καθορίζεται για κάθε κώνο έτσι ώστε η στατική δυσκαμψία του που υπολογίζεται με το προσομοίωμα κώνου να συμπίπτει με την αντίστοιχη της αυστηρής θεωρίας (1η μέθοδος). Υπό αυτό το πρίσμα, προκύπτουν οι παρακάτω τύποι για τον υπολογισμό του ύψους z_0 στην περίπτωση συμπεστών εδαφών (Meek & Wolf, 1992):

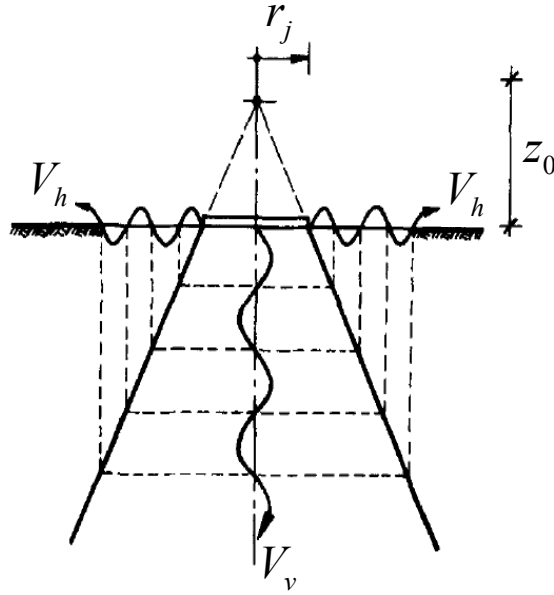
– Για την οριζόντια μετακίνηση:

$$\frac{z_0}{r_u} = \frac{\pi}{16} \frac{3(V_P/V_S)^2 - 2}{(V_P/V_S)^2 - 1} \quad (1.88)$$

– Για τη στροφή:

$$\frac{z_0}{r_\theta} = \frac{9\pi}{64} \frac{(V_P/V_S)^4}{(V_P/V_S)^2 - 1} \quad (1.89)$$

Από τα παραπάνω, είναι εμφανές ότι τα προσομοιώματα κώνου συγκλίνουν στην αυστηρή λύση για συχνότητες που τείνουν στο μηδέν. Συμπερασματικά, οι κώνοι είναι διπλά ασυμπτωτικές λύσεις που είναι σωστές τόσο για χαμηλές όσο και για υψηλές συχνότητες (Meek & Wolf, 1993b).



Σχήμα 1.16: Σχέση μεταξύ λόγου ταχυτήτων διάδοσης V_v/V_h και λόγου ύψους κορυφής κώνου από το έδαφος προς ισοδύναμη ακτίνα θεμελίου z_0/r_j .

Ένας εναλλακτικός τρόπος (2^η μέθοδος) υπολογισμού του λόγου ύψους προς ισοδύναμη ακτίνα δίνεται από τους Meek & Wolf (1993b). Σε αυτή τη διατύπωση, θεωρείται η προβολή στην περιφέρεια του κώνου των κόμβων (των σημείων που παραμένουν στάσιμα με μηδενικό πλάτος) κατά μήκος της τροχιάς διάδοσης των κυμάτων που διαδίδονται οριζόντια και κάθετα ξεκινώντας από το θεμέλιο. Συνεπώς, ο λόγος της ταχύτητας διάδοσης κατακόρυφων κυμάτων προς την ταχύτητα διάδοσης οριζόντιων κυμάτων πρέπει να συμπίπτει με το λόγο ύψους κορυφής θεμελίου από το έδαφος προς ισοδύναμη ακτίνα θεμελίου (βλ. Σχήμα 1.22). Αυτό σημαίνει, ότι ο λόγος V_v/V_h πρέπει να παίρνει τις παρακάτω τιμές (Meek & Wolf, 1993b) με την προϋπόθεση ότι $\nu \leq 1/3$:

– Για οριζόντια μετακίνηση:

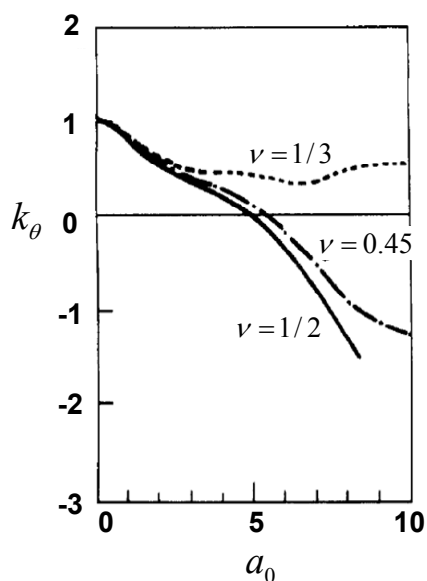
$$\frac{z_0}{r_u} = \frac{V_v}{V_h} = \frac{V_s}{\left(\frac{V_p + V_s}{2} \right)} \quad (1.90)$$

– Για στροφή:

$$\frac{z_0}{r_\theta} = \frac{V_v}{V_h} = \frac{V_p}{V_R} \quad (1.91)$$

όπου V_R είναι η ταχύτητα διάδοσης των κυμάτων Rayleigh. Οι δύο μέθοδοι προσδιορισμού του ύψους z_0 , αν και έχουν τελείως διαφορετική διατύπωση, δίνουν παρόμοια αποτελέσματα (Meek & Wolf, 1993b).

Για να προσομοιωθεί αποτελεσματικότερα η μεταβολή της εμπέδησης με τη συχνότητα με τη θεωρία των κόνων, πρέπει να ληφθεί υπόψη η φθίνουσα παραβολική καμπύλη που παρατηρείται σε μικρές τιμές της αδιάστατης συχνότητας a_0 . Παρατηρείται, γενικά, ότι για λόγους Poisson μικρότερους του $1/3$ η δυσκαμψία παραμένει θετική για όλες τις τιμές του a_0 . Ωστόσο, για μεγάλες τιμές του ν (κοντά στο $1/2$ όπου το έδαφος συμπεριφέρεται ως ασυμπίεστο υλικό), οι συντελεστές δυσκαμψίας παρουσιάζουν μια παραβολική τάση προς τα κάτω. Εν συνεχεία, η καμπύλη κατεβαίνει παραβολικά προς τα κάτω και ανεβαίνει για μεγαλύτερες τιμές του a_0 , με εξαίρεση την περίπτωση όπου ο λόγος Poisson είναι ακριβώς $1/2$. Το φαινόμενο όπου η καμπύλη ανεβαίνει προκαλείται από τον «αποσυντονισμό» της συμφασικής μάζας.



Σχήμα 1.17: Δυναμικός συντελεστής δυσκαμψίας για στροφική κίνηση ενός δύσκαμπτου κυκλικού θεμελίου στην επιφάνεια ελαστικού ημιχώρου (από Meek & Wolf, 1993a).

Ο Πίνακας 1.3 παρουσιάζει συγκεντρωτικά τις ιδιότητες των κόνων που περιγράφουν την οριζόντια μεταφορική και στροφική απόκριση ενός θεμελίου εδραζόμενου στην επιφάνεια του εδάφους. Να σημειωθεί ότι η συμφασική μάζα που υπολογίζεται από τον Πίνακα 1.3 ισχύει εφόσον το a_0 είναι αρκετά μικρό ώστε να προσομοιώνεται επαρκώς η παραβολική καμπύλη της δυσκαμψίας του θεμελίου, για

περιπτώσεις εδαφών με $\nu > 1/3$. Για $\nu < 1/3$ δεν υπάρχει συμφασική μάζα σε καμία περίπτωση.

Σε περιπτώσεις θεμελίων εγκιβωτισμένων στο έδαφος, η θεωρία κώνων τροποποιείται με την εισαγωγή ενός προσομοιώματος διπλού κώνου το οποίο αναπαριστά τη συμπεριφορά ενός δίσκου στο εσωτερικό ενός ομοιογενούς χώρου που εκτείνεται στο άπειρο προς όλες τις κατευθύνσεις (Meek & Wolf, 1994)

Τύπος κώνου	Ισοδύναμη Ακτίνα r_j	Λόγος z_0/r_j	Λόγος Poisson ν	Ταχύτητα κυμάτων c	Παγιδευμένη Μάζα $\Delta M, \Delta I$
Οριζόντιος μεταφορικός $K = \rho c^2 A_0 / z_0$ $C = \rho c A_0$	$\sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$	$\frac{\pi}{8}(2-\nu)$	όλα τα ν	V_S	0
Στροφικός $K_\theta = 3\rho c^2 I_0 / z_0$ $C_\theta = \rho c I_0$ $I_\theta = \rho I_0 z_0$	$\sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$	$\frac{9\pi}{32}(1-\nu)\left(\frac{c}{V_S}\right)^2$	$\begin{cases} \leq 1/3 \\ > 1/3 \end{cases}$	$\begin{cases} V_P \\ 2V_S \end{cases}$	$\begin{cases} 0 \\ 1.2(\nu - 1/3)\rho I_0 r_0 \end{cases}$

Πίνακας 1.3: Ιδιότητες προσομοιωμάτων κώνου.

1.3.3.2. Εναλλακτική έκφραση της συνάρτησης εμπέδησης

Μελέτες πάνω στον υπολογισμό των εμπεδήσεων διαφόρων τύπων θεμελίων (π.χ. Gazetas, 1983, 1991), δείχνουν ότι οι αδιάστατοι συντελεστές δυσκαμψίας και απόσβεσης της συνάρτησης εμπέδησης εμφανίζουν συνήθως διακυμάνσεις με αυξανόμενη τιμή της αδιάστατης συχνότητας. Το χαρακτηριστικό αυτό αυξάνει και περιπλέκει τις παραμέτρους που απαιτούνται για να προσομοιωθούν αυτές οι καμπύλες. Εναλλακτικά, η εμπέδηση μπορεί να οριστεί με χρήση του τύπου του Euler:

$$\bar{k}_j(a_0) = K_j \left(\hat{\rho}_j e^{i\hat{\theta}_j} \right) \quad (1.92)$$

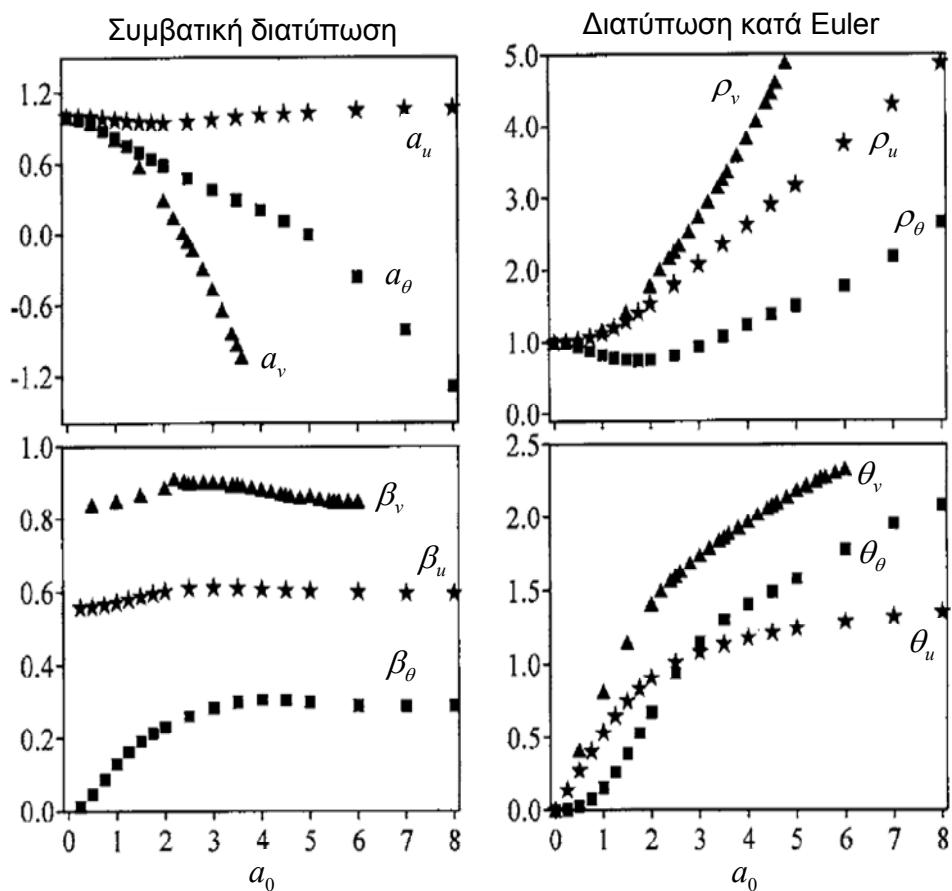
όπου το j μπορεί να πάρει τις τιμές u ή θ (οριζόντια μετακίνηση ή στροφή, αντίστοιχα), όπου:

$$\hat{\rho}_j = \sqrt{a_j^2 + \beta_j^2 a_{0,j}^2} \quad (1.93)$$

και

$$\hat{\theta}_j = \arctan \left(\frac{\beta_j a_{0,j}}{a_j} \right) \quad (1.94)$$

Το πλεονέκτημα της χρήσης της διατύπωσης Euler είναι το γεγονός ότι οι παράμετροι που τη συνοδεύουν μεταβάλλονται πιο ομαλά συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας $a_{0,j}$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.24, το οποίο αναφέρεται σε κυκλικό θεμέλιο που εδράζεται σε ασυμπίεστο έδαφος ($\nu=0.5$). Αν και ο συντελεστής δυσκαμψίας παίρνει αρνητικές τιμές από μια τιμή της αδιάστατης συχνότητας και άνω, γεγονός που προκαλεί προβλήματα σε διατυπώσεις που έχουν ως στόχο τον υπολογισμό της εμπίδησης, οι συντελεστές πλάτους ($\hat{\rho}_j$) και φάσης ($\hat{\theta}_j$) μπορούν εύκολα να υπολογισθούν για όλο το φάσμα των τιμών της αδιάστατης συχνότητας.

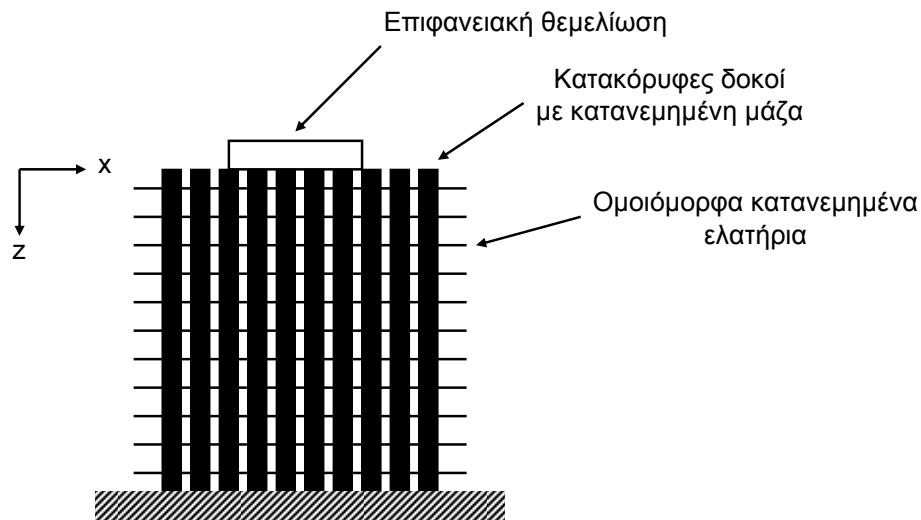


Σχήμα 1.18: Σύγκριση των εκφράσεων για τις συναρτήσεις δυναμικής εμπίδησης (επιφανειακά κυκλικά θεμέλια και $\nu=0.5$ (Wu & Chen, 2001)).

1.3.3.3. Προσέγγιση διατμητικού προβόλου

Οι Nogami et al. (2001) ανέπτυξαν μια απλοποιημένη προσέγγιση για τον υπολογισμό των συναρτήσεων εμπίδησης επιφανειακών (μη εγκιβωτισμένων) θεμελίων. Το έδαφος θεωρείται ως ένα μονοδιάστατο σύστημα αποτελούμενο αφενός από κάθετους δοκούς

προβόλους μοναδιαίας διατομής και αφετέρου από ομοιόμορφα κατανεμημένα οριζόντια ελατήρια, τα οποία συνδέουν δύο γειτονικούς προβόλους κατά μήκος των κάθετων παρειών τους (Σχήμα 1.25). Οι πρόβολοι περιέχουν ομοιόμορφα κατανεμημένη μάζα. Στην περίπτωση κατακόρυφης και στροφικής απόκρισης των θεμελίων οι δοκοί παραμορφώνονται αξονικά. Η διαφορά στην αξονική παραμόρφωση ανάμεσα σε δύο γειτονικές δοκούς ενεργοποιεί τα ελατήρια να παράγουν κατακόρυφες διατμητικές δυνάμεις κατά μήκος των κατακόρυφων παρειών των λωρίδων. Σε περιπτώσεις οριζόντιας απόκρισης των θεμελίων οι δοκοί παραμορφώνονται λόγω εγκάρσιων δυνάμεων. Η διαφορά στην εγκάρσια παραμόρφωση ανάμεσα σε δύο γειτονικές δοκούς ενεργοποιεί τα ελατήρια να παράγουν εγκάρσιες δυνάμεις, κάθετες στις κατακόρυφες παρειές των δοκών.



Σχήμα 1.25: Απλοποιημένο εδαφικό προσομοίωμα για ανάλυση δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής επιφανειακών θεμελίων (Nogami et al. 2001).

Οι Nogami et al. (2001) ανέπτυξαν αναλυτικές λύσεις για κατακόρυφη, οριζόντια και στροφική ταλάντωση του επιφανειακού θεμελίου, αλλά στην παρούσα ανάλυση η μελέτη θα περιοριστεί στις δυο τελευταίες. Οι παράμετροι k_p και k_t του απλοποιημένου εδαφικού προσομοιώματος είναι η δυσκαμψία του ελατηρίου και της προβόλου δοκού του εδάφους, αντίστοιχα, και υπολογίζονται από τις σχέσεις:

- Για μετακινησιακή απόκριση του θεμελίου:

$$\bar{k}_t = 0.85 - 0.50\nu + 4.22\nu^2 - 10.72\nu^3 \quad (1.95\alpha)$$

$$\bar{k}_p = 0.5\bar{k}_t \quad (1.95\beta)$$

- Για στροφική απόκριση του θεμελίου:

$$\bar{k}_t = 0.96 - 0.49\nu + 6.47\nu^2 - 15.76\nu^3 \quad (1.96\alpha)$$

$$\bar{k}_p = 0.5\bar{k}_t \quad (1.96\beta)$$

Για ομοιογενές εδαφικό στρώμα εδραζόμενο σε άκαμπτο βράχο ακολουθείται η εξής διαδικασία:

Επίλυση των παρακάτω συζευγμένων εξισώσεων ως προς $\bar{\alpha}$ και $\bar{\beta}$ με χρήση επαναληπτικής διαδικασίας, που για την περίπτωση οριζόντιας μετακίνησης είναι:

$$\bar{\beta}^2 = \bar{\kappa} \left\{ \bar{\alpha}^2 \frac{\cosh \bar{\alpha} \bar{H} / \bar{\alpha} \bar{H} - 1 / \sinh \bar{\alpha} \bar{H}}{\cosh \bar{\alpha} \bar{H} / \bar{\alpha} \bar{H} + 1 / \sinh \bar{\alpha} \bar{H}} - A_0^2 \right\} \quad (1.97\alpha)$$

$$\bar{\alpha}^2 = \frac{1}{\bar{\kappa}} \frac{\bar{\beta}^2}{1 + 2\bar{\beta}} - A_0^2 \quad (1.97\beta)$$

ενώ για την περίπτωση στροφικής ταλάντωσης:

$$\bar{\beta} = \bar{\kappa} \bar{\alpha}^2 \frac{\cosh \bar{\alpha} \bar{H} / \bar{\alpha} \bar{H} - 1 / \sinh \bar{\alpha} \bar{H}}{\cosh \bar{\alpha} \bar{H} / \bar{\alpha} \bar{H} + 1 / \sinh \bar{\alpha} \bar{H}} - A_0^2 \quad (1.98\alpha)$$

$$\bar{\alpha}^2 = \frac{1}{\bar{\kappa}} \left\{ \frac{3\bar{\beta}^2 + 6\bar{\beta}}{3 + 2\bar{\beta}} - A_0^2 \right\} \quad (1.98\beta)$$

όπου:

$$\bar{\kappa} = \frac{k_t}{k_p} \quad (1.99)$$

$$A_0 = \frac{a_0^2}{1 + 2\xi i} \quad (1.100)$$

και με a_0^2 συμβολίζεται ο αδιάστατος συχνотικός συντελεστής, ενώ ξ είναι ο λόγος κρίσιμης απόσβεσης του εδάφους. Επίσης:

$$\bar{H} = H / b \quad (1.101)$$

όπου H το πάχος του εδαφικού στρώματος και b το πλάτος του θεμελίου.

– Υπολογισμός των $\bar{N}$ και $\bar{K}$ με αντικατάσταση των $\bar{\alpha}$ και $\bar{\beta}$ στις παρακάτω:

$$\bar{N} = 0.5 \frac{\cosh \bar{\alpha} \bar{H} / \bar{\alpha} \bar{H} - 1 / \sinh \bar{\alpha} \bar{H}}{\sinh \bar{\alpha} \bar{H}} \quad (1.102)$$

$$\bar{K} = 0.5\bar{\alpha}^2 \frac{\cosh \bar{\alpha}\bar{H} / \bar{\alpha}\bar{H} + 1 / \sinh \bar{\alpha}\bar{H}}{\sinh \bar{\alpha}\bar{H}} \quad (1.103)$$

- Υπολογισμός των συναρτήσεων εμπίδησης σε οριζόντια μετατόπιση και στροφή αντίστοιχα, με αντικατάσταση των $\bar{N}$, $\bar{K}$ και $\bar{\beta}$ στις εξισώσεις:

$$\frac{P_u}{uG} = 2(1 + 2\xi i) \left\{ \bar{k}_i \left(\bar{\beta} \frac{\bar{N}}{\bar{K}} + \bar{K} \right) - A_0^2 \bar{N} \right\} \quad (1.104)$$

$$\frac{P_\theta}{\theta G b^2} = 2(1 + 2\xi i) \left\{ \bar{k}_p \left(\bar{\beta} \bar{N} + \frac{\bar{K} \bar{K}}{3} \right) - \frac{A_0^2 \bar{N}}{3} \right\} \quad (1.105)$$

Στην περίπτωση όπου το υποκείμενο έδαφος δεν περιορίζεται από βράχο αλλά εκτείνεται σε άπειρο βάθος, η παραπάνω διαδικασία έχει ως εξής:

- Υπολογισμός της παραμέτρου $\bar{\beta}$ από τις παρακάτω εξισώσεις:
 - Για οριζόντια μετατόπιση:

$$\bar{\beta}^3 + 2 \frac{A_0^2 \bar{\beta}}{\bar{K}} + \frac{A_0^2}{\bar{K}} = 0 \quad (1.106\alpha)$$

- Για στροφή:

$$\bar{\beta}^3 - 3\bar{\beta} + (3 + 2\bar{\beta}) A_0^2 = 0 \quad (1.106\beta)$$

- Υπολογισμός του $\bar{\alpha}$ με αντικατάσταση του $\bar{\beta}$ στις εξισώσεις:

- Για οριζόντια μετατόπιση:

$$\bar{\beta}^2 = \bar{K} (\bar{\alpha}^2 - A_0^2) \quad (1.107\alpha)$$

- Για στροφή:

$$\bar{\beta}^2 = \bar{K} \bar{\alpha}^2 - A_0^2 \quad (1.107\beta)$$

- Υπολογισμός των $\bar{N}$ και $\bar{K}$ από τις εξισώσεις:

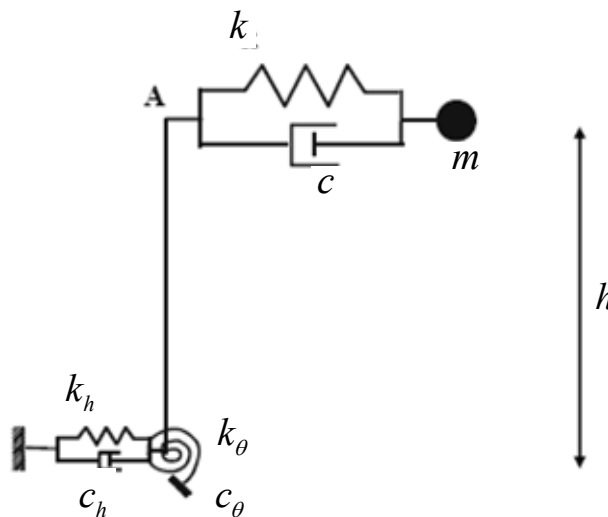
$$\bar{N} = 0.5 \frac{1}{\bar{\alpha}} \quad (1.108)$$

$$\bar{K} = 0.5 \bar{\alpha} \quad (1.109)$$

- Υπολογισμός των συναρτήσεων εμπίδησης σε οριζόντια μετατόπιση και στροφή, αντίστοιχα, με αντικατάσταση των $\bar{N}$, $\bar{K}$ και $\bar{\beta}$ στις εξισώσεις (1.104) και (1.105).

1.3.4 Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής

Οι Veletsos & Meek (1974) απέδειξαν ότι οι μέγιστες παραμορφώσεις του ταλαντωτή του Σχ. 1.7 που προκαλούνται λόγω σεισμού μπορούν να προβλεφθούν επακριβώς από έναν ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή πακτωμένο στη βάση. Ο εν λόγω ταλαντωτής έχει ιδιοπερίοδο $\bar{T}$ και λόγο απόσβεσης $\bar{\eta}$ και αυτές οι παράμετροι αναφέρονται ως παράμετροι «εύκαμπτης θεμελίωσης», επεδίωξαν να παριστάνουν τις δυναμικές ιδιότητες ενός ταλαντωτή που είναι ελεύθερος να ολισθήσει και να περιστραφεί στη βάση του (βλ. Σχ. 1.7). Ο μονοβάθμιος ταλαντωτής προσομοιώνεται με μια μάζα, ένα ελατήριο και έναν αποσβεστήρα σε ύψος h από τη βάση του. Υποτίθεται ότι στη βάση του υπάρχει εύκαμπτη θεμελίωση με εμπεδήσεις $\bar{k}_u, \bar{k}_\theta$, με $\bar{k}_j = k_j(a_{0,j}, \nu) + i\omega c_j(a_{0,j}, \nu)$, όπου $j=u, \theta$ για τους δύο βαθμούς ελευθερίας του.



Σχήμα 1.26: Εξιδανικευμένο προσομοίωμα για τη μελέτη της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Απλοποιητικά, η απόσβεση του εδάφους αμελείται σε σχέση με την απόσβεση ακτινοβολίας, μια προσέγγιση που ισχύει για ομοιογενή εδάφη υποβαλλόμενα σε διατμητικές παραμορφώσεις μετρίου πλάτους. Το σύστημα που εικονίζεται στο Σχήμα 1.26 (Pecker, 2007) έχει τρεις βαθμούς ελευθερίας:

- την οριζόντια μετατόπιση στη μάζα u_m ,
- την οριζόντια μετατόπιση της θεμελίωσης u_f ,
- την περιστροφή της θεμελίωσης θ .

Το όλο σύστημα διεγείρεται από μια οριζόντια αρμονική χρονοιστορία μετατόπισης με κυκλική συχνότητα $\bar{\omega}$ και πλάτος u_g . Η απόλυτη μετατόπιση της μάζας συνδέεται με τις παραπάνω μετατοπίσεις ως εξής:

$$u = u_g + u_m + u_f + h\theta \quad (1.110)$$

Η κινητική ενέργεια του συστήματος δίνεται από:

$$T = \frac{1}{2} m (\dot{u}_g + \dot{u}_m + \dot{u}_f + h\dot{\theta})^2 \quad (1.111)$$

και η δυναμική ενέργεια από

$$V = \frac{1}{2} (k u_f^2 + k_u u_m^2 + k_\theta \theta^2) \quad (1.112)$$

Το έργο των μη συντηρητικών δυνάμεων προέρχεται από τους αποσβεστήρες που εδώ θεωρούνται υστερητικού τύπου:

$$\delta W = - (c \dot{u} \delta u + c_u \dot{u}_0 \delta u_0 + c_\theta \dot{\theta} \delta \theta) \quad (1.113)$$

και εισάγοντας τους αδιάστατους λόγους απόσβεσης

$$\eta = \frac{\bar{\omega} c}{2k}, \eta_u = \frac{\bar{\omega} c_u}{2k_u}, \eta_\theta = \frac{\bar{\omega} c_\theta}{2k_\theta} \quad (1.114)$$

που είναι ανεξάρτητοι από τη συχνότητα, οι εξισώσεις δυναμικής ισορροπίας στο πεδίο των συχνοτήτων είναι οι ακόλουθες:

$$-m\bar{\omega}^2 (u_f + u + h\theta) + k(1 + 2i\eta)u = m\bar{\omega}^2 u_g \quad (1.115\alpha)$$

$$-m\bar{\omega}^2 (u_f + u + h\theta) + k_u(1 + 2i\eta_u)u_f = m\bar{\omega}^2 u_g \quad (1.115\beta)$$

$$-mh\bar{\omega}^2 (u_f + u + h\theta) + k_\theta(1 + 2i\eta_\theta)\theta = mh\bar{\omega}^2 u_g \quad (1.115\gamma)$$

Απαλοΐφοντας τις μεταβλητές u_f και θ από τις εξ. (1.115) και λαμβάνοντας υπόψη ότι

$$m\omega^2 = k, m\omega_u^2 = k_u, mh^2\omega_\theta^2 = k_\theta$$

και ότι $\eta, \eta_u, \eta_\theta \ll 1$, προκύπτει η σχετική μετατόπιση της μάζας:

$$\left[1 + 2i\eta - \frac{\bar{\omega}^2}{\omega^2} - \frac{\bar{\omega}^2}{\omega_u^2} (1 + 2i\eta - 2i\eta_u) - \frac{\bar{\omega}^2}{\omega_\theta^2} (1 + 2i\eta - 2i\eta_\theta) \right] u = \frac{\bar{\omega}^2}{\omega^2} u_g \quad (1.116)$$

Η απόκριση ενός ταλαντωτή με την ίδια μάζα m , ιδιοσυχνότητα $\bar{\omega}$ και λόγο απόσβεσης $\bar{\eta}$ που διεγείρεται με οριζόντια αρμονική μετατόπιση $\bar{u}_g$ και συχνότητα ω στη βάση του είναι:

$$\left(1 + 2i\bar{\eta} - \frac{\omega^2}{\bar{\omega}^2}\right)u = \frac{\omega^2}{\bar{\omega}^2}\bar{u}_g \quad (1.117)$$

Ο ισοδύναμος αυτός ταλαντωτής θα έχει την ίδια απόκριση με τον πρώτο αν ισχύουν οι σχέσεις:

$$\frac{1}{\bar{\omega}^2} = \frac{1}{\omega^2} + \frac{1}{\omega_u^2} + \frac{1}{\omega_\theta^2} \Leftrightarrow \frac{\omega}{\bar{\omega}} = \frac{\bar{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_u} + \frac{kh^2}{k_\theta}} \quad (1.118)$$

όπου T είναι η ιδιοπερίοδος του ταλαντωτή του Σχ. 1.7 πακτωμένου στη βάση (αυτή που θα είχε ο τελευταίος εάν δεν υπήρχε δυνατότητα οριζόντιας μετακίνησης ή στροφής στη βάση):

$$\bar{\eta} = \frac{\bar{\omega}^2}{\omega^2}\eta + \left[\frac{\bar{\omega}^2}{\omega_u^2}\eta_u + \frac{\bar{\omega}^2}{\omega_\theta^2}\eta_\theta\right] = \frac{\eta}{(\bar{T}/T)^2} + [\bar{\eta}_0] \quad (1.119)$$

στην οποία $\bar{\eta}$ είναι ο τελικός λόγος απόσβεσης του συστήματος εδάφους-κατασκευής, ενώ ισχύει ότι:

$$\bar{u}_g = \frac{\bar{\omega}^2}{\omega^2}u_g \quad (1.120)$$

Οι εξ. (1.118), (1.119) και (1.120) δείχνουν ότι η επίδραση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής έχει ως αποτέλεσμα:

- τη μεγέθυνση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής,
- τη μεταβολή του λόγου απόσβεσης του συστήματος σε σχέση με τον αντίστοιχο του πακτωμένου στη βάση ταλαντωτή,
- τη μείωση του πλάτους της κίνησης που δέχεται η κατασκευή στη θεμελίωσή της ($\bar{u}_g < u_g$).

Να σημειωθεί ότι η εξ. (1.119) αναφέρεται από τους Ostadan et al. (2004), όπου εφαρμόζεται για απόσβεση σταθερού υστερητικού τύπου. Οι Jennings & Bielak (1973) και Veletsos & Nair (1975) διατύπωσαν την παρακάτω έκφραση για τον λόγο απόσβεσης μιας εύκαμπτης θεμελίωσης:

$$\bar{\xi} = \bar{\xi}_0 + \frac{\xi}{(\bar{T}/T)^3} \quad (1.121)$$

όπου η παράμετρος $\bar{\xi}_0$ παριστάνει τον συντελεστή απόσβεσης της θεμελίωσης, αναφέρεται στην αλληλεπίδραση θεμελίου-εδάφους και έχει συνιστώσες την ιξωδοελαστική απόσβεση και την απόσβεση ακτινοβολίας. Η εξ. (1.121) διαφέρει από την εξ. (1.119) στον όρο του παρονομαστή του κλάσματος, ο οποίος τώρα είναι υψωμένος στην τρίτη δύναμη. Αυτό συμβαίνει διότι οι Jennings & Bielak (1973) και Veletsos & Nair (1975) θεώρησαν την απόσβεση ιξωδοελαστική και όχι σταθερού υστερητικού τύπου. Πράγματι, αν στην εξ. (1.114) οι αποσβέσεις οριστούν έτσι ώστε η απόσβεση να είναι εξαρτώμενη από τη συχνότητα, τότε θα προκύψει η εξ. (1.121).

Από τις εξ. (1.119) και (1.121) δεν μπορεί να διαπιστωθεί εάν η απόσβεση θα αυξηθεί ή θα μειωθεί λόγω της ευκαμψίας της θεμελίωσης. Εκτός από το να παρέχει απόσβεση της ενέργειας της κατασκευής στο έδαφος, μια εύκαμπτη θεμελίωση έχει και μια λιγότερο επιθυμητή επίδραση. Αυτή είναι η μείωση της απόσβεσης που γίνεται λόγω της ταλάντωσης της κατασκευής ως προς τη βάση της, η οποία θα συνέβαινε εάν ήταν θεμελιωμένη σε δόσκαμπο βράχο. Η απώλεια αυτή της απόσβεσης προέρχεται από τη μείωση της καμπυλότητας της κατασκευής. Σε κατασκευές με μικρή εσωτερική απόσβεση, η μείωση της τελευταίας είναι συνήθως περισσότερη από αυτήν που αναπληρώνει το έδαφος λόγω της απόσβεσής του (η συνολική απόσβεση είναι μικρότερη από την αρχική εσωτερική). Το αντίθετο συμβαίνει όταν η εσωτερική απόσβεση της κατασκευής είναι μεγάλη (Novak & Hifnawy, 1983).

Επιπρόσθετα, θα πρέπει να τονιστεί ότι η εξ. (1.118) υπάρχει αυτούσια στον κανονισμό NEHRP-97 και χρησιμοποιούνται για την εύρεση της ιδιοπεριόδου του ισοδύναμου ταλαντωτή. Η ίδια σχέση τροποποιείται σε περιπτώσεις εγκιβωτισμένων θεμελίων (Γκαζέτας, 1996) για να ληφθεί υπόψη και η σύζευξη μετακίνησης-στροφής του θεμελίου:

$$\frac{\bar{T}_{soil-str}}{T_{str}} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_{uu}} + \frac{kh}{k_{u\theta}} + \frac{kh^2}{k_{\theta\theta}}} \quad (1.122)$$

Οι σχέσεις μεταξύ των δυναμικών ιδιοτήτων του πακτωμένου στη βάση ταλαντωτή και αυτού που θεμελιώνεται σε ενδόσιμο έδαφος εξαρτώνται από τον λόγο h/r_θ , τον λόγο

Poisson του εδάφους ν , τον λόγο υστερητικής απόσβεσης του εδάφους η και τις ακόλουθες αδιάστατες παραμέτρους:

$$\sigma = \frac{V_s T}{h} \quad (1.123)$$

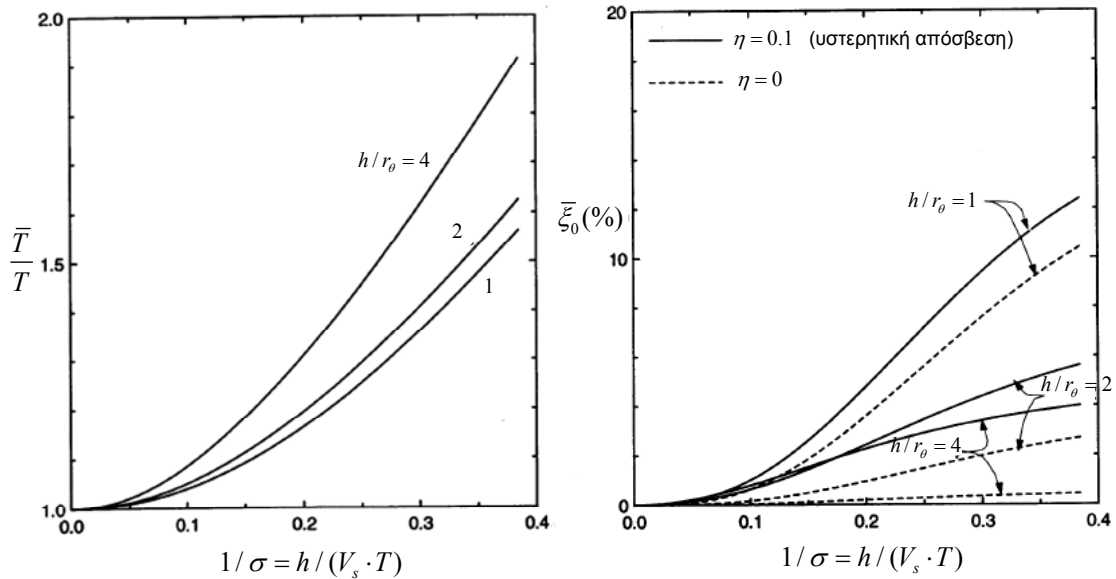
$$\gamma = \frac{m}{\rho \pi r_u^2 h} \quad (1.124)$$

Οι παράμετροι σ και γ εκφράζουν τον λόγο δυσκαμψίας εδάφους-κατασκευής και το λόγο μάζας κατασκευής-εδάφους, αντίστοιχα. Για συμβατικές κτιριακές κατασκευές $\sigma > 2$ και $\gamma = 0.1$ έως 0.2 (μια αντιπροσωπευτική τιμή $\gamma = 0.15$ συνιστάται από τους Veletsos & Meek (1974)). Τόσο ο λόγος $\bar{T}/T$ όσο και το $\bar{\xi}_0$ είναι ευαίσθητα σε μεταβολές του σ , ενώ η ευαισθησία σε μεταβολές του γ είναι μέτρια για το $\bar{T}/T$ και μικρότερη για το $\bar{\xi}_0$ (Aviles & Perez-Rocha, 1996).

Για την περίπτωση ενός άκαμπτου κυκλικού θεμελίου στην επιφάνεια ενός ιξωδοελαστικού ημχώρου (ο υπολογισμός της εμπέδησης αναπτύχθηκε στην ενότητα 1.3.2.1), τα Σχήματα 1.27α και 1.27β δείχνουν αναλυτικά αποτελέσματα από τους Veletsos & Nair (1975) για τα $\bar{T}/T$ και $\bar{\xi}_0$ ως συνάρτηση του $1/\sigma$. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η $\bar{T}$ είναι πάντα μεγαλύτερη της T , και ότι ο λόγος ιδιοπεριόδων $\bar{T}/T$ αυξάνεται συναρτήσει του $1/\sigma$. Ομοίως αυξάνεται ο λόγος h/r_θ για $h/r_\theta > 1$. Αυτό σημαίνει ότι ο λόγος δυσκαμψιών κατασκευής-εδάφους ($1/\sigma$) είναι κρίσιμος παράγοντας που ελέγχει την αύξηση της ιδιοπεριόδου, και ότι για δεδομένη τιμή του $1/\sigma$ η μεγέθυνση της ιδιοπεριόδου είναι αυξημένη για τις ψηλότερες κατασκευές (με μεγαλύτερο h/r_θ) που έχουν μεγαλύτερες ροπές ανατροπής.

Η απόσβεση της εύκαμπτης θεμελίωσης $\bar{\zeta}$ μπορεί να αυξηθεί ή να μειωθεί σε σχέση με την απόσβεση ζ , γεγονός που εξαρτάται από τη μεγέθυνση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής και τον συντελεστή απόσβεσης της θεμελίωσης $\bar{\xi}_0$. Στο Σχήμα 1.27β, το $\bar{\xi}_0$ φαίνεται να αυξάνεται συναρτήσει του $1/\sigma$ και αντιθέτως να μειώνεται συναρτήσει του h/r_θ , πράγμα που φανερώνει ότι οι οριζόντιες παραμορφώσεις (μετατοπίσεις) της θεμελίωσης (που επικρατούν για μικρά h/r_θ) απορροφώνται από το έδαφος πιο αποτελεσματικά από τις στρωφικές παραμορφώσεις (οι οποίες κυριαρχούν για υψηλά h/r_θ). Στο ίδιο σχήμα συγκρίνονται η συνεισφορά στην απόσβεση του θεμελίου λόγω ακτινοβολίας και λόγω υστερητικής συμπεριφοράς του εδαφικού υλικού. Η επιρροή της

υστερητικής απόσβεσης φαίνεται να αυξάνεται καθώς μεγαλώνει ο λόγος h/r_θ , εξαιτίας του μειωμένου βαθμού απόσβεσης ακτινοβολίας.

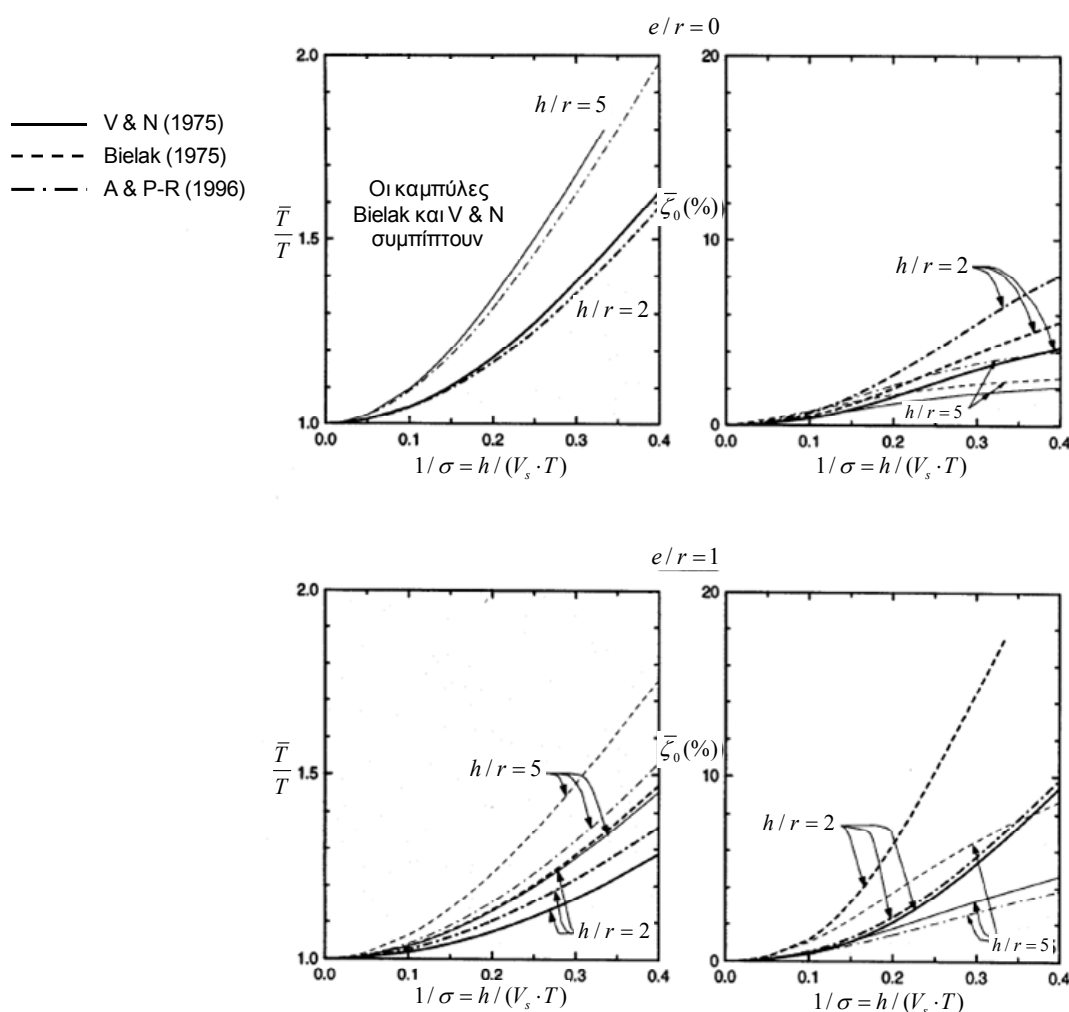


Σχήμα 1.27: (α) Λόγος μεγέθυνσης ιδιοπεριόδου και (β) Συντελεστής απόσβεσης θεμελίου για μονοβάθμιο σύστημα με άκαμπτο κυκλικό θεμέλιο σε ιξωδοελαστικό ημίσφωρο ($\nu=0.4$, $\gamma=0.15$), από Veletsos & Nair, 1975.

Για την περίπτωση ενός άκαμπτου κυκλικού θεμελίου εγκιβωτισμένου μέσα σε ιξωδοελαστικό έδαφος, παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.28 αναλυτικά αποτελέσματα για τα $\bar{T}/T$ και $\bar{\xi}_0$ συναρτήσει του $1/\sigma$ σύμφωνα με τις αναλυτικές μεθοδολογίες που παρουσιάστηκε προηγουμένως: το προσομοίωμα Veletsos & Nair (1975) (V & N), καθώς και για αυτές από τον Bielak (1975) και τους Aviles & Perez-Rocha (1996) (A & P-R). Οι λύσεις V & N και Bielak αναφέρονται σε ένα θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε ημίσφωρο, ενώ η λύση A & P-R αφορά ένα σχετικά παχύ εδαφικό στρώμα. ($d_s/r=10$). Τα προσομοιώματα εδάφους κατασκευής που επιλύονται στις δυο πρώτες διατυπώσεις είναι παρόμοια, με τη διαφορά ότι η επίδραση της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-περιμετρικού τοίχου θεμελίου λαμβάνεται υπόψη μόνο στη διατύπωση του Bielak. Ομοίως, η μόνη διαφορά μεταξύ των προσομοιωμάτων A & P-R και Bielak είναι το πεπερασμένου πάχους εδαφικό στρώμα που χρησιμοποιείται από την A & P-R. Για τις καμπύλες του σχήματος, έγιναν διορθώσεις της προσέγγισης V & N για να ληφθεί υπόψη ο εγκιβωτισμός σύμφωνα με την εξ. (1.68).

Στην περίπτωση μηδενικού εγκιβωτισμού ($e/r = 0$), οι τρεις προσεγγίσεις δίνουν πανομοιότυπα αποτελέσματα με την εξαίρεση της σχετικά υψηλής απόσβεσης του

προσομοιώματος A & P-R. Για την περίπτωση $e/r = 1$, τα τρία προσομοιώματα προβλέπουν αύξηση της απόσβεσης και μείωση της μεγέθυνσης της ιδιοπεριόδου. Το προσομοίωμα του Bielak δίνει τις υψηλότερες προβλέψεις για την απόσβεση, διότι αφενός στο προσομοίωμα V & N απουσιάζει η δυναμική αλληλεπίδραση περιμετρικού τοίχου θεμελίου-εδάφους, αφετέρου στο προσομοίωμα A & P-R το έδαφος έχει πεπερασμένο πάχος. Τα αποτελέσματα των τριών προσεγγίσεων συγκλίνουν για μικρότερες τιμές του λόγου e/r .



Σχήμα 1.28: Σύγκριση λόγων μεγέθυνσης ιδιοπεριόδου και συντελεστών απόσβεσης θεμελίωσης για μονοβάθμιο σύστημα με επιφανειακή και εγκιβωτισμένη θεμελίωση για $\nu=0.45$, $\beta=5\%$, $\gamma=0.15$, $\zeta=5\%$ (βλ. Veletsos & Nair (1975), Bielak (1975), Aviles & Perez-Rocha (1996)).

Σε αναλύσεις αδρανειακής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής ο βασικός στόχος είναι ο υπολογισμός της μεγέθυνσης της ιδιοπεριόδου της πρώτης ιδιομορφής $\bar{T}/T$ και ο συντελεστής απόσβεσης της θεμελίωσης $\bar{\zeta}_0$. Τα απαραίτητα δεδομένα εισόδου είναι:

- Εδαφικά χαρακτηριστικά: Χαρακτηρισμός της τοποθεσίας ως ημιχώρου ή ως εδαφικού στρώματος υπερκείμενου σε δύσκαμπτο βράχο. Υπολογισμός της ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων V_S και του λόγου υστερητικής απόσβεσης η για τη συγκεκριμένη στρωματογραφία και σεισμική διέγερση, καθώς και το αντιστοιχιστικό λόγο Poisson ν του εδάφους.
- Χαρακτηριστικά κατασκευής/θεμελίωσης: ενεργό ύψος της κατασκευής πάνω από το επίπεδο της θεμελίωσης h , εγκιβωτισμός e , ισοδύναμες ακτίνες θεμελίου που αντιστοιχούν σε κυκλικά θεμέλια με ίσο εμβαδόν και ροπή αδράνειας r_w , r_θ , αντίστοιχα, κατάλληλες διορθώσεις της εμπίδησης του θεμελίου για να ληφθούν υπόψη ο εγκιβωτισμός, το σχήμα και η ευκαμψία του.
- Παράμετροι πρώτης ιδιομορφής που αντιστοιχούν σε πακτωμένη θεμελίωση: Περίοδος και λόγος απόσβεσης, T και ξ .

Με βάση τα ανωτέρω δεδομένα, στην εφαρμογή της μεθοδολογίας σχεδιασμού ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

- Βήμα 1^ο: Υπολογισμός της συνάρτησης εμπίδησης του θεμελίου σε μια αρχική τιμή της περιόδου της κατασκευής με εύκαμπτη βάση $\bar{T}$, που προκύπτει εξ' υποθέσεως. Πρώτα υπολογίζονται οι στατικές δυσκαμψίες του θεμελίου χρησιμοποιώντας την εξ. (1.31) με κατάλληλες τροποποιήσεις για εδαφική στρώση πεπερασμένου πάχους και επιρροή εγκιβωτισμού (εξ. (1.65α), (1.65β) και εξ. (1.68α), (1.68β)). Στη συνέχεια, υπολογίζονται οι δυναμικοί συντελεστές a_w , a_θ , β_w , β_θ για την υποτιθέμενη περίοδο $\bar{T}$ με χρήση των εξισώσεων των Veletsos & Verbic (1973) με κατάλληλες τροποποιήσεις για το β_θ για να ληφθεί υπόψη η επίδραση του σχήματος του θεμελίου, αλλά και για τα a_θ και β_θ για να συμπεριληφθεί η επίδραση της εύκαμπτης θεμελίωσης.
- Βήμα 2^ο: Υπολογισμός αδιάστατων παραμέτρων σ και γ με χρήση των εξ. (1.123) και (1.124). Για τις περισσότερες κατασκευές υιοθετείται η τιμή $\gamma=0.15$.
- Βήμα 3^ο: Υπολογισμός της μεγέθυνσης της ιδιοπεριόδου και της απόσβεσης με τη χρήση των εξ. (1.118) και (1.119) ή (1.121). Υπολογισμός μιας νέας εκτίμησης της $\bar{T}$.
- Βήμα 4^ο: Επανάληψη των παραπάνω βημάτων 1 έως 3 έως ότου οι υπολογιζόμενοι δυναμικοί συντελεστές a_w , a_θ , β_w , β_θ να αντιστοιχούν στην πραγματική ιδιοπερίοδο του συστήματος.

- Βήμα 5ο: Για εγκιβωτισμένα θεμέλια, επανάληψη των αναλύσεων για τα $\bar{T}/T$ και $\bar{\xi}_0$ με εφαρμογή της διατύπωσης κατά Bielak (1975).

Η διαδικασία των βημάτων 1 έως 4 αναφέρεται ως «τροποποιημένη μέθοδος Veletsos». Ο όρος «τροποποιημένη» αναφέρεται στην επέκταση της βασικής μεθοδολογίας που αναπτύχθηκε από τους Veletsos & Nair (1975), για να ληφθούν υπόψη εγκιβωτισμένα, μη κυκλικά και εύκαμπτα θεμέλια, καθώς και ανομοιογενή εδαφικά προφίλ. Αντιστοίχως, η μέθοδος Bielak (1975) που εφαρμόζεται στο βήμα 5 για εγκιβωτισμένες κατασκευές αναφέρεται ως «τροποποιημένη μέθοδος Bielak»

1.4 ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ

Όπως αναφέρθηκε στην εισαγωγή του παρόντος κεφαλαίου, η κινηματική αλληλεπίδραση γενικά προκύπτει από ισοστάθμιση διεπιφάνειας εδάφους-βάσης θεμελίου, λόγω ανέλιξης και εγκιβωτισμού στο έδαφος και την επίδραση λόγω σκέδασης κυμάτων. Ακόμα και σήμερα λίγα είναι γνωστά για την επίδραση της σκέδασης των κυμάτων στις κινήσεις του θεμελίου, αφού σχεδόν πάντα αυτή συνυπάρχει με τις πιο σημαντικές επιδράσεις της ισοστάθμισης βάσης θεμελίου και του εγκιβωτισμού του στο έδαφος.

1.4.1 Ισοστάθμιση βάσης θεμελίου

Για κυματικά πεδία που διαδίδονται ταυτόχρονα στην κατακόρυφη διεύθυνση, η κίνηση ενός άκαμπτου επιφανειακού θεμελίου είναι ακριβώς ίδια με την κίνηση ελεύθερου πεδίου. Για να πραγματοποιηθεί ισοστάθμιση βάσης θεμελίου πρέπει να προσπίπτουν σε αυτό:

- σεισμικά κύματα που σχηματίζουν γωνία ως προς την κατακόρυφο, α_V ,
- κύματα τα οποία είναι ασυνεχή στο χώρο και το χρόνο.

Η ασυνέχεια των σεισμικών κυμάτων προκύπτει από διαφορετικές τροχιές διάδοσης (δηλαδή, λόγω σεισμικών κυμάτων που διαδίδονται εγκάρσια στο υποκείμενο στρώμα βράχου) και τοπικές ανομοιογένειες στο εδαφικό μέσο μέσα στο οποίο διαδίδονται τα σεισμικά κύματα. Εξαιτίας της παρουσίας ασύγχρονων κυματικών πεδίων, ή κυμάτων που δεν προσπίπτουν κατακόρυφα, οι οριζόντιες μετακινήσεις του θεμελίου μειώνονται σχετικά με αυτές του ελεύθερου πεδίου, και αναπτύσσεται στρέψη στην πλάκα του θεμελίου. Επίσης, στροφικές παραμορφώσεις μπορούν να συμβούν εάν υπάρχουν

κύματα τύπου SV ή P που προσπίπτουν με κλίση, αλλά αυτές είναι αμελητέες για κύματα τύπου SH. Για μεγαλύτερες συχνότητες, όλα τα ανωτέρω φαινόμενα τείνουν να γίνουν όλο και πιο καθοριστικά. Η εξάρτηση της μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης, καθώς και της ανάπτυξης στρέψης και στροφής στη βάση του θεμελίου από τη συχνότητα σχετίζεται κυρίως με το αυξημένο ενεργό μέγεθος του θεμελίου σε σύγκριση με τα μήκη των σεισμικών κυμάτων σε υψηλότερες συχνότητες. Επιπρόσθετα, τα αποτελέσματα των ασυνεχειών των κυμάτων είναι εντονότερα σε υψηλότερες συχνότητες.

Οι Veletsos & Prasad (1989) και Veletsos et al. (1997) μελέτησαν την απόκριση ενός άκαμπτου, αβαρούς δίσκου ακτίνας r και ενός ορθογωνίου διαστάσεων $2L \times 2B$ στην επιφάνεια ενός ελαστικού ημιχώρου σε ασυνεχή κύματα SH που διαδίδονται είτε κατακόρυφα, είτε υπό γωνία α_V ως προς την κατακόρυφο (βλ. Σχήμα 1.29). Οι κινήσεις των προσπιπόντων κυμάτων υποτίθενται ότι είναι πολωμένες στη διεύθυνση του άξονα x , ενώ η ενεργός οριζόντια διάδοση των κεκλιμένων κυμάτων είναι στην y διεύθυνση. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων είναι συναρτήσεις μεταφοράς που συσχετίζουν τις οριζόντιες και τις στρεπτικές κινήσεις της θεμελίωσης με τις κινήσεις ελευθέρου πεδίου, ποσοτικοποιώντας έτσι την επίδραση της ισοστάθμισης της βάσης του θεμελίου. Παρόμοιες αναλυτικές λύσεις έχουν αναπτυχθεί από τους Lucio & Wong (1986) για ορθογωνικά θεμέλια και από τους Lucio & Mita (1987) για κυκλικά θεμέλια.

Η προσέγγιση του Veletsos είναι σχετικά απλή στη διατύπωσή της. Ένα βασικό σημείο στην ανάπτυξη των συναρτήσεων μεταφοράς είναι η αριθμητική προσομοίωση του τρόπου με τον οποίο μεταβάλλεται η εδαφική κίνηση ελευθέρου πεδίου στο χώρο. Η χρονική μεταβολή της προσδιορίζεται από μια χωρικά σταθερή πυκνότητα φάσματος ισχύος (power spectral density ή psd) $S_g(\omega)$. Η χωρική μεταβολή των ασύγχρονων κινήσεων ελευθέρου πεδίου ορίζεται από μια ετεροφασματική φασματική συνάρτηση ισχύος (cross spectral density function) (η οποία γενικά αποτελεί ένα μέτρο συσχέτισης συχνοτήτων) της μορφής:

$$S_{xy}(\omega) = \Gamma(|r_1 - r_2|, \omega) e^{-\left(\frac{i\omega}{(V_s)_H} |r_1 - r_2|\right)} S_g(\omega) \quad (1.125)$$

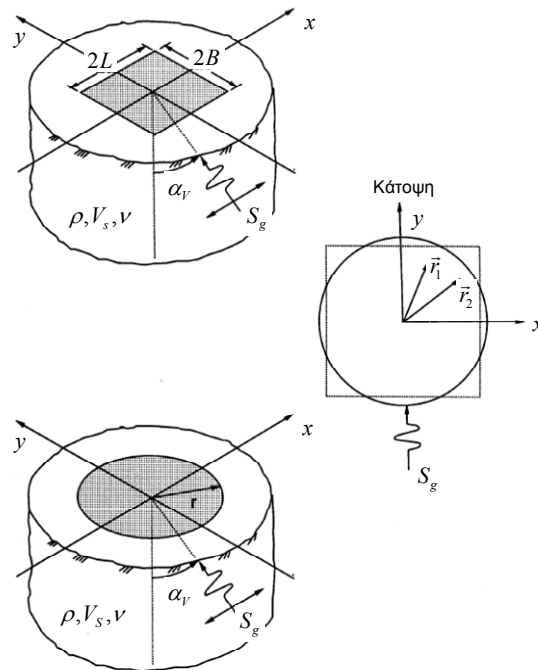
όπου r_1 and r_2 είναι τα διανύσματα θέσεως δύο σημείων, και $(V_s)_H$ είναι η φαινόμενη οριζόντια ταχύτητα του μετώπου του κύματος $(V_s)_H = V_s/\sin(\alpha_V)$.

Στην εξ. (1.125) ο εκθετικός όρος εκφράζει την επίδραση της κυματικής διάδοσης (wave passage) (εξαιτίας κυμάτων που προσπίπτουν με κλίση ως προς την κατακόρυφο) και ο όρος Γ εκφράζει την επίδραση της ασυνέχειας της κίνησης στην επιφάνεια του εδάφους. Η συνάρτηση ασυνέχειας που χρησιμοποιήθηκε στη διατύπωση κατά Veletsos είναι:

$$\Gamma(|r_1 - r_2|, \omega) = e^{-\left(\frac{k_{kin}\omega}{V_s}|r_1 - r_2|\right)^2} \quad (1.126)$$

όπου k_{kin} είναι ένας αδιάστατος συντελεστής ασυνέχειας ο οποίος σύμφωνα με μελέτες μπορεί να προσδιοριστεί κατά Lucio & Wong (1986) από τη σχέση:

$$\frac{k_{kin}}{V_s} \cong (2-3) \times 10^{-4} \text{ sec/m} \quad (1.127)$$



Σχήμα 1.29: Θεωρούμενο σύστημα για αναλύσεις κινηματικής αλληλεπίδρασης (Veletsos & Prasad, 1989 και Veletsos et al., 1997).

Οι συναρτήσεις συνέχειας προσομοιώθηκαν με τη χρήση εκθετικών συναρτήσεων παρόμοιων με αυτή της εξ. (1.126) από ένα αριθμό ερευνητών (Lucio & Wong, 1986; Somerville et al., 1991; Novak, 1987). Πιο ακριβείς συναρτήσεις συνέχειας έχουν αναπτυχθεί από τον Abrahamson (1988, 1992) με παλινδρόμηση πέντε μεταβλητών. Ο ίδιος ερευνητής εφάρμοσε την παλινδρόμηση με χρήση του όρου $\tanh^{-1}(\Gamma)$ αντί για το Γ . και κατέληξε στο συμπέρασμα ότι οι συναρτήσεις συνέχειας που δεν χρησιμοποιούν το

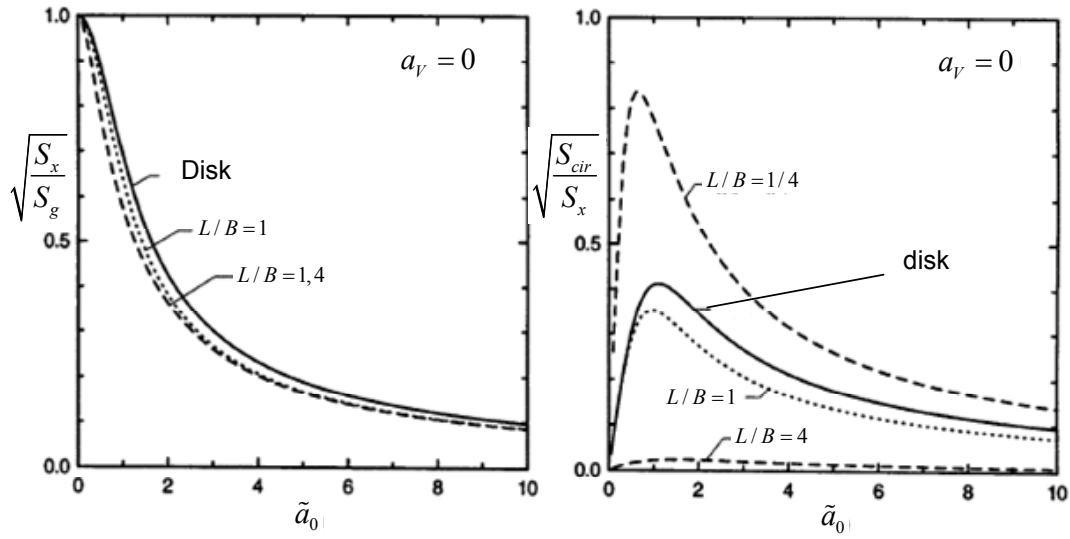
$\tanh^{-1}(\Gamma)$ μπορεί να μην είναι κατάλληλες, επειδή το Γ δεν ακολουθεί την κανονική κατανομή ενώ το $\tanh^{-1}(\Gamma)$ ακολουθεί προσεγγιστικά την κανονική κατανομή. Παρόλα αυτά, η σχετική απλότητα της αλγεβρικής της μορφής και η ικανότητά της να προσεγγίζει πολύ ικανοποιητικά την εξασθένηση της συνέχειας με αυξανόμενη αποκόλληση και συχνότητα (αν και όχι με το βέλτιστο μαθηματικό τρόπο), είναι πλεονεκτήματα που επιτρέπουν τη χρήση της εκθετικής συνάρτησης της εξ. (1.126). Τα σφάλματα που ενδεχομένως μπορεί να προκύψει από τη χρήση της εξ. (1.126) είναι υπερεκτιμήσεις σε μεγάλες αποστάσεις (> 100 m) και μικρές συχνότητες (< 1 Hz) (Novak, 1987).

Οι Veletsos & Prasad (1989) και Veletsos et al. (1997) ανέπτυξαν εκφράσεις για πυκνότητα φάσματος ισχύος (psd) της οριζόντιας (S_x) και στρεπτικής (S_θ) μετακίνησης της πλάκας του θεμελίου σε σχέση με την $S_g(\omega)$ για κυκλικά και ορθογωνικά θεμέλια, αντίστοιχα, με τη χρήση μεθόδων χωρικής ισοστάθμισης με την πυκνότητα φάσματος ισχύος συνάρτηση της εξ. (1.125) και τη συνάρτηση συνέχειας της εξ. (1.126). Το πλάτος των συναρτήσεων μεταφοράς που σχετίζονται με την ισοστάθμιση βάσης θεμελίου παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.30 για κυκλικά και τετραγωνικά θεμέλια που υπόκεινται σε ασυνεχή κύματα που προσπίπτουν κατακόρυφα και στο Σχήμα 1.31 για συνεχή κύματα που προσπίπτουν υπό γωνία. Αυτές οι συναρτήσεις μεταφοράς παριστάνονται συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας $\tilde{a}_0$, η οποία ορίζεται για κυκλικά και ορθογωνικά θεμέλια, αντίστοιχα, ως ακολούθως:

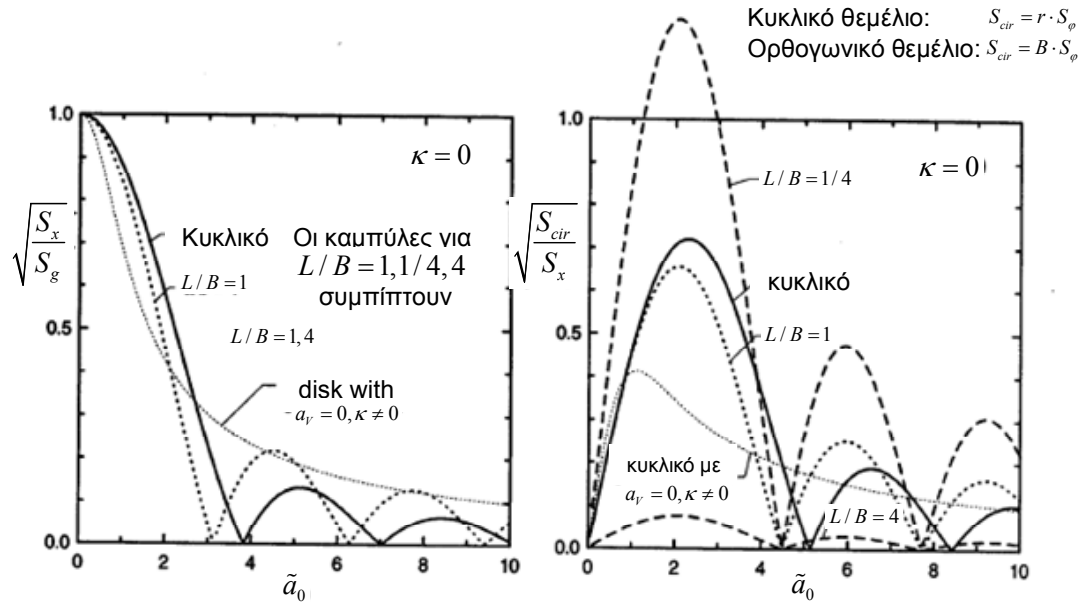
$$\tilde{a}_0 = a_0 \sqrt{\kappa^2 + \sin^2(a_v)} \quad (1.128\alpha)$$

$$\tilde{a}_0 = \frac{\omega B}{V_s} \sqrt{\kappa^2 + \sin^2(a_v)} \quad (1.128\beta)$$

όπου $a_0 = \omega r / V_s$. Ο ορισμός του συντελεστή $\tilde{a}_0$, όπως δίνεται στην εξ. (1.128β) για ορθογωνικά θεμέλια, εφαρμόζεται για την περίπτωση που οι συντελεστές κυματικής ασυνέχειας κ_{kin} είναι ίσοι κατά τις x και y διευθύνσεις.



Σχήμα 1.30: Πλάτος συναρτήσεων μεταφοράς ανάμεσα στην κίνηση ελευθέρου πεδίου και τη διέγερση θεμελίου για ασύγχρονα κύματα που προσπίπτουν κάθετα (Veletsos et al., 1997 και Veletsos & Prasad, 1989).



Σχήμα 1.31: Πλάτος των συναρτήσεων μεταφοράς ανάμεσα στην κίνηση ελευθέρου πεδίου και τη διέγερση θεμελίου για σύγχρονα κύματα που προσπίπτουν υπό γωνία. Παρουσιάζονται επίσης για λόγους σύγκρισης οι καμπύλες για κυκλικό θεμέλιο και ασύγχρονα κύματα που προσπίπτουν (Veletsos et al., 1997 και Veletsos & Prasad, 1989).

Τα Σχήματα 1.30 και 1.31 δείχνουν ότι οι οριζόντιες συναρτήσεις μεταφοράς ($\sqrt{S_x/S_g}$) για κυκλικές και διάφορες ορθογωνικές γεωμετρίες είναι σχεδόν ίσες, άσχετα με τον τύπο του κυματικού πεδίου. Τα αποτελέσματα είναι σχεδόν ίδια για διαφορετικούς λόγους (L/B) ορθογωνικών θεμελίων, το οποίο σημαίνει ότι η οριζόντια

συνάρτηση μεταφοράς εξαρτάται κυρίως από το συνολικό εμβαδόν του θεμελίου. Αυτό το αποτέλεσμα είναι συνέπεια της προσέγγισης που υιοθετείται, σύμφωνα με την οποία οι χωρικές μεταβολές της εδαφικής κίνησης προκύπτουν ως αποτέλεσμα μόνο της τυχαίας ασυνέχειας (που υποτίθεται ότι είναι ίδια και στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις) ή της πρόσπτωσης των κυμάτων υπό γωνία. Η θεώρηση αυτή συνεπάγεται ότι δεν έχει ληφθεί υπόψη η επίδραση των οδευόντων κυμάτων που μπορεί να οδηγήσει σε χρονική ασυνέχεια των προσπιπόντων κυμάτων κατά μήκος μιας θεμελίωσης. Τέτοια φαινόμενα θα ήταν ευαίσθητα στην επίπεδη γωνία διάδοσης των κυμάτων σε σχέση με τη θεμελίωση και τον λόγο των πλευρών της θεμελίωσης (τα οποία είναι σημαντικά μόνο για μεγάλα θεμέλια). Οι στρεπτικές συναρτήσεις μεταφοράς εμφανίζουν μεγάλο βαθμό ευαισθησίας στον λόγο L/B και στη μορφή του κυματικού πεδίου. Υψηλότερες στρεπτικές μετακινήσεις εμφανίζονται για μικρότερα L/B και συνεχή κυματικά πεδία που προσπίπτουν υπό γωνία ως προς την κατακόρυφο.

1.4.2 Εγκιβωτισμός θεμελίωσης

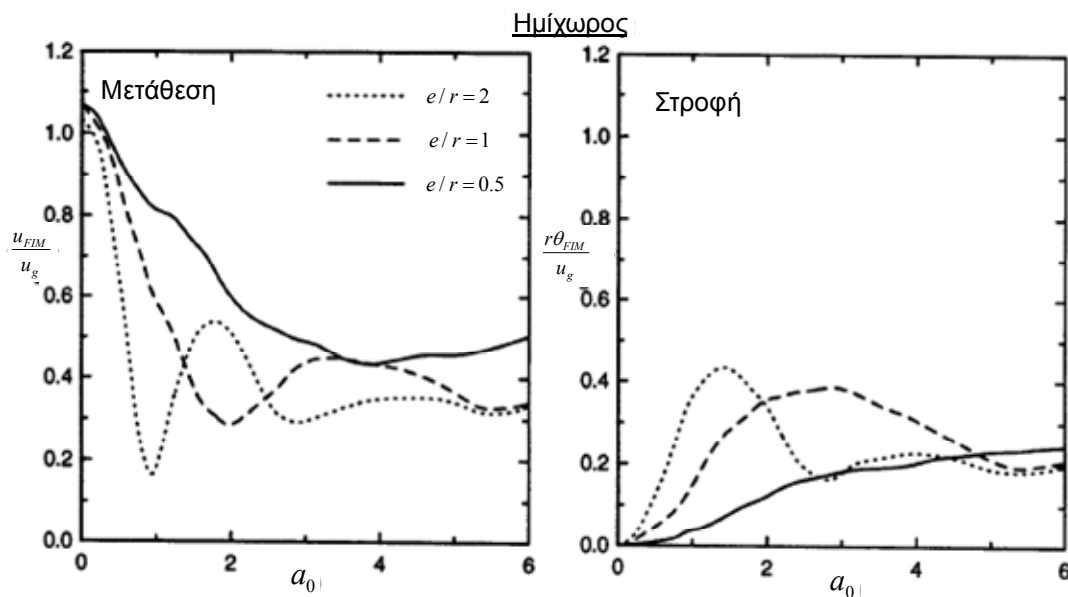
Όταν υπόκεινται σε σύγχρονα κύματα SH που διαδίδονται κάθετα, οι εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις εμφανίζουν μια μείωση στις οριζόντιες μετακινήσεις στη βάση τους σε σχέση με τις μετακινήσεις ελευθέρου πεδίου, οπότε κατά συνέπεια δημιουργούνται στροφικές μετακινήσεις. Η στροφή στην προκειμένη περίπτωση δεν είναι αποτέλεσμα ροπής στη βάση που αναπτύσσεται λόγω της αδράνειας της κατασκευής, αφού οι μάζες της κατασκευής και του θεμελίου αμελούνται κατά την ανάλυση της κινηματικής αλληλεπίδρασης. Αντιθέτως, η στροφή προκαλείται από ασύμβατες διατμητικές παραμορφώσεις κατά μήκος των πλευρών της εκσκαφής και του ελευθέρου πεδίου. Ο Roesset (1980) προτείνει ότι η συγκεκριμένη επίδραση του εγκιβωτισμού είναι πιθανό να είναι σημαντική για λόγο e/r μεγαλύτερο του 0.15. Αναλυτικές και εμπειρικές μελέτες έχουν διεξαχθεί για να εξεταστούν οι επιδράσεις του εγκιβωτισμού στις διεγέρσεις θεμελίων (που συμβολίζονται στα Σχήματα 1.32 και 1.33 ως u_{FIM} , όπου FIM είναι η σύντμηση του όρου Foundation Input Motion), τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στις επόμενες υποενότητες.

1.4.2.1. Αναλυτικές λύσεις

Οι υπάρχουσες αναλυτικές λύσεις έχουν εστιάσει στην εκτίμηση συναρτήσεων μεταφοράς που εκφράζουν το λόγο του πλάτους των μεταφορικών και στροφικών κινήσεων της βάσης του θεμελίου προς τις κινήσεις ελευθέρου πεδίου (π.χ., Elsabee &

Morrays, 1977 και Day, 1977). Γενικά, αυτές οι λύσεις βασίζονται στην υπόθεση κάθετης διάδοσης σύγχρονων κυμάτων, έτσι ώστε τα φαινόμενα ισοστάθμισης στη βάση του θεμελίου που συζητήθηκαν στην ενότητα 1.4.1 να είναι αμελητέα.

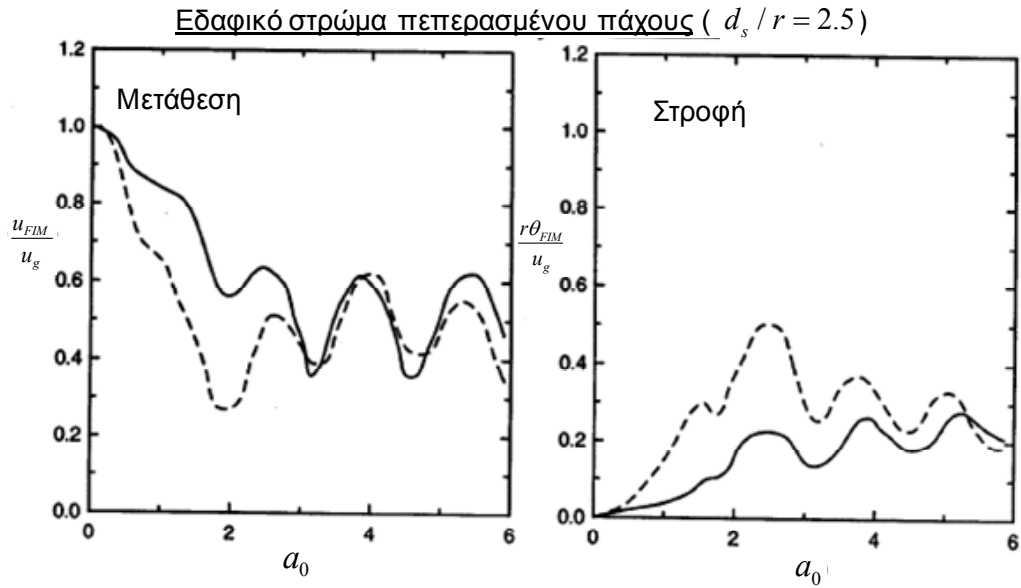
Ο Day (1977) χρησιμοποίησε αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για να υπολογίσει τις κινήσεις στη βάση ενός άκαμπτου κυλινδρικού θεμελίου που είναι εγκιβωτισμένο σε ένα ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο ($\eta=0$, $\nu=0.25$) και υποβάλλεται σε κάθετα διαδιδόμενα συνεχή κύματα SH. Οι Elsabee & Morrays (1977) έκαναν παρόμοιες αναλύσεις αλλά για την περίπτωση ενός ιξωδοελαστικού εδαφικού στρώματος πεπερασμένου βάθους πάνω σε άκαμπτο βράχο ($\eta=0.05$, $\nu=0.33$). Το πλάτος των συναρτήσεων μεταφοράς για μετάθεση και στροφή φαίνεται στο Σχήμα 1.32 για τον ημίχωρο και στο Σχήμα 1.33 για το εδαφικό στρώμα. Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, και στα δυο αυτά σχήματα ισχύει $a_0 = \omega r / V_s$. Οι μόνες σημαντικές διαφορές μεταξύ των αποτελεσμάτων για τον ημίχωρο και το εδαφικό στρώμα είναι οι υψίσυχνες ($a_0 > 1.5$) ταλαντεύσεις στην περίπτωση του εδαφικού στρώματος.



Σχήμα 1.32: Πλάτος των συναρτήσεων μεταφοράς ανάμεσα στην κίνηση ελευθέρου πεδίου και τη διέγερση θεμελίου για άκαμπτο κυλινδρικό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε ελαστικό ημίχωρο που υποβάλλεται σε σύγχρονα κύματα που προσπίπτουν κάθετα (Day, 1977).

Τα αποτελέσματα για λόγους εγκιβωτισμού $e/r=0.5$, 1.0 και 2.0 (ημίχωρος) και 0.5 και 1.0 (εδαφικό στρώμα) αποτελούν ένδειξη ότι υπάρχει σημαντικό φιλτράρισμα των οριζόντιων μετακινήσεων για $a_0 > 0.5$ και ότι δημιουργείται σημαντική στροφή για $a_0 > 1$. Για μικρές συχνότητες ($a_0 < 1.5$), το φιλτράρισμα των κινήσεων του θεμελίου και το

μέγεθος των στροφικών κινήσεων αυξάνεται καθώς μεγαλώνει ο βαθμός εγκιβωτισμού, ενώ σε υψηλότερες συχνότητες υπάρχει μικρή ευαισθησία στον βαθμό εγκιβωτισμού. Τα αποτελέσματα αυτά μπορούν να συγκριθούν με τη συμπεριφορά μιας επιφανειακής θεμελίωσης που δεν θα είχε μείωση των οριζόντιων μετακινήσεων ούτε θα ανέπτυσσε στροφικές κινήσεις όταν υπόκειται σε συνεχή διατμητικά κύματα που προσπίπτουν κάθετα.



Σχήμα 1.33: Πλάτος των συναρτήσεων μεταφοράς ανάμεσα στην κίνηση ελευθέρου πεδίου και τη διέγερση θεμελίου για άκαμπτο κυλινδρικό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε εδαφικό στρώμα πεπερασμένου πάχους πάνω σε άκαμπτο βράχο. Το θεμέλιο υποβάλλεται σε σύγχρονα κύματα που προσπίπτουν κάθετα (Elsabee & Morray, 1977).

Οι Elsabee & Morray (1977), πρότειναν προσεγγιστικές συναρτήσεις μεταφοράς για τη μετάθεση και τη στροφή του κυκλικού θεμελίου ως εξής:

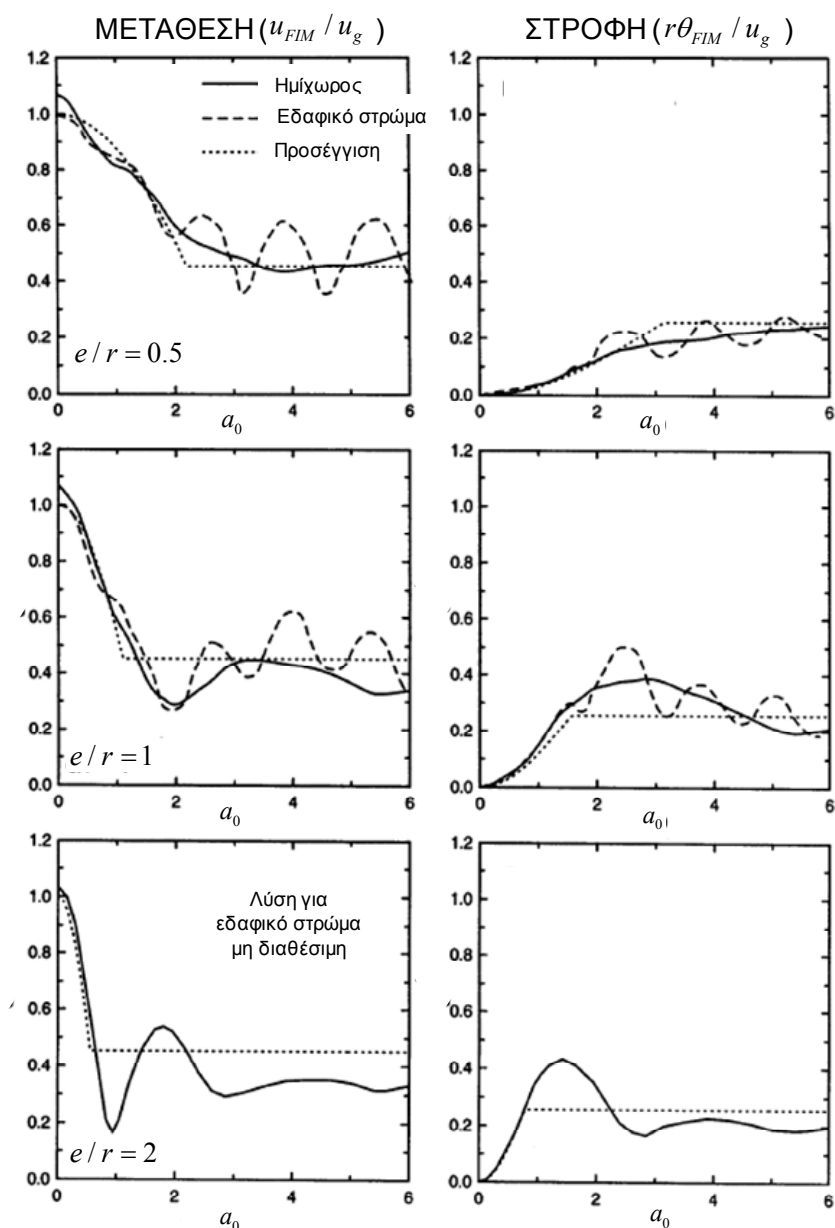
– Μετάθεση:

$$|H_u(\omega)| = \begin{cases} \cos\left(\frac{e}{r}a_0\right) & a_0 \leq 0.7\bar{a}_0 \\ 0.453 & a_0 > 0.7\bar{a}_0 \end{cases} \quad (1.129)$$

– Στροφή:

$$|H_\theta(\omega)| = \begin{cases} \frac{0.257}{r} \left(1 - \cos\left(\frac{e}{r}a_0\right)\right) & a_0 \leq \bar{a}_0 \\ \frac{0.257}{r} & a_0 > \bar{a}_0 \end{cases} \quad (1.130)$$

όπου $\bar{a}_0 = \pi / 2 \cdot r / e$. Η κανονικοποιημένη συχνότητα $\bar{a}_0$ αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδάφους από την επιφάνεια μέχρι βάθος e ($\bar{a}_0 = 2\pi f_1 r / V_s$, όπου $f_1 = V_s / 4e$). Στο Σχήμα 1.34, αυτές οι προσεγγιστικές συναρτήσεις μεταφοράς συγκρίνονται με τις λύσεις για ημίχωρο (Day, 1977) και για πεπερασμένου πάχους εδαφικό στρώμα (Elsabee & Morray, 1977) για λόγους εγκιβωτισμού $e/r = 0.5, 1.0$, και 2.0 . Η προσέγγιση είναι λογική για όλους τους λόγους εγκιβωτισμού και για τα δυο εδαφικά προφίλ.



Σχήμα 1.34: Σύγκριση των πλατών των συναρτήσεων μεταφοράς για κυλίνδρους εγκιβωτισμένους σε ημίχωρο (Day, 1977) και σε πεπερασμένο εδαφικό στρώμα σύμφωνα με τη προσέγγιση των Elsabee & Morray (1977).

Τα παραπάνω αποτελέσματα που αφορούν εγκιβωτισμένο άκαμπτο κύλινδρο υποκείμενο σε σύγχρονα κύματα SH που διαδίδονται κάθετα έχουν επεκταθεί για:

- Εδαφικές ιδιότητες μεταβαλλόμενες με το βάθος: Οι Elsabee & Morray (1977) απέδειξαν ότι οι προσεγγιστικές συναρτήσεις μεταφοράς των εξ. (1.129)-(1.130) ισχύουν και σε αυτήν την περίπτωση με την προϋπόθεση ότι χρησιμοποιείται μια μέση V_s κατά το βάθος του εγκιβωτισμού.
- Συνεχή κύματα SH που διαδίδονται οριζόντια: Ο Day (1977) απέδειξε ότι σε αυτήν την περίπτωση η στροφή της βάσης ήταν πρακτικά αμελητέα, το φιλτράρισμα των οριζόντιων μετακινήσεων ήταν σημαντικό αλλά σχετικά ανεπηρέαστο από μεταβολές του e/r , ενώ παρατήρησε σημαντική στρεπτική απόκριση σε υψηλές συχνότητες ($a_0 > 1.5$). Θα πρέπει να σημειωθεί, ωστόσο, ότι τα οριζόντια διαδιδόμενα διατμητικά κύματα είναι γενικά δευτερεύουσας σημασίας σε προβλήματα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής από τη σκοπιά της μηχανικής, διότι οι συνιστώσες της εδαφικής κίνησης με συχνότητες πάνω από περίπου 1 Hz τείνουν να εξασθενούν γρήγορα με την απόσταση (Chen et al., 1981).
- Θεμέλια με μη κυκλικό σχήμα: Οι Mita & Lucio (1989) βρήκαν ότι ένα εγκιβωτισμένο τετραγωνικό θεμέλιο μπορεί να αντικατασταθεί με ένα ισοδύναμο κυλινδρικό χωρίς να προκύπτουν σημαντικά σφάλματα. Η ακτίνα του ισοδύναμου κυλίνδρου ορίστηκε ως ο μέσος όρος των ισοδύναμων ακτίνων επιφάνειας και ροπής αδράνειας.

1.4.2.2. Εμπειρικές μελέτες

Εμπειρικές μελέτες από τους Seed & Lysmer (1980), Chang et al. (1985), και Johnson & Asfura (1993) έχουν δείξει μειώσεις στην εδαφική κίνηση συναρτήσει του βάθους με τη χρήση τόσο μετρήσεων τύπου downhole όσο και συγκρίσεων μεταξύ της απόκρισης των περιμετρικών τοίχων και της απόκρισης ελευθέρου πεδίου. Τα εν λόγω πειραματικά αποτελέσματα δεν παρουσιάζονται στην παρούσα εργασία. Σημειώνεται ότι τα αποτελέσματα των μετρήσεων ελευθέρου πεδίου έδειξαν συστηματικές μειώσεις της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και υψηλές τιμές στο φάσμα Fourier σε σχέση με την αύξηση του βάθους. Επίσης, οι Seed & Lysmer (1980) συμπέραναν ότι οι αναλυτικές μέθοδοι ανέλιξης που υποθέτουν διατμητικά κύματα που διαδίδονται κάθετα (π.χ. ο κώδικας SHAKE, από τους Schnabel et al., 1972) προσομοιώνουν ικανοποιητικά αυτά τα φαινόμενα.

Οι Ishii et al. (1984) ανέπτυξαν εμπειρικές συναρτήσεις μεταφοράς για μεταφορική κίνηση με τη χρήση σεισμικών καταγραφών στην Ιαπωνία για 18 δεξαμενές μερικά εγκιβωτισμένες στο έδαφος. Όμως, οι αναλύσεις παλινδρόμησης δεν συμπεριέλαβαν την παράμετρο e/r ως μεταβλητή. Έτσι τα αποτελέσματα είναι πιθανώς μειωμένης αξίας, αφού οι αναλυτικές μελέτες που συζητήθηκαν στην ενότητα 1.4.2.1. ανέδειξαν το e/r ως σημαντική παράμετρο του προβλήματος.

Οι περισσότερες κατασκευές δεν εφοδιάζονται επαρκώς με διατάξεις στο επίπεδο της θεμελίωσης τους για να μετρηθεί η στροφή των θεμελίων, έτσι σχετικά λίγα δεδομένα είναι διαθέσιμα από επιτόπου μετρήσεις που να αναφέρονται στο φαινόμενο αυτό. Ακόμα και για κατασκευές που διαθέτουν εξοπλισμό για να μετρηθεί η στροφή στη βάση τους, είναι αδύνατος ο διαχωρισμός της κινηματικής και της αδρανειακής στροφής, εάν δεν γίνουν εκ των προτέρων κάποιες υποθέσεις για την εμπέδηση του θεμελίου και το κυματικό πεδίο. Συνεπώς, είναι δύσκολο να διατυπωθούν καθαρά εμπειρικές συναρτήσεις μεταφοράς για στροφή θεμελίου λόγω κινηματικής αλληλεπίδρασης, και είναι κάτι που δεν έχει γίνει μέχρι σήμερα.

Για επιφανειακές θεμελιώσεις, η αναλυτική πρόβλεψη των επιδράσεων ισοστάθμισης διεπιφάνειας εδάφους-βάσης θεμελίου γίνεται με τη χρήση των συναρτήσεων μεταφοράς που φαίνονται στα Σχήματα 1.30 και 1.31. Η σύγκριση αυτών των αναλυτικών συναρτήσεων μεταφοράς με συναρτήσεις μεταφοράς που υπολογίζονται από καταγραφές μετακινήσεων επιφανειακών θεμελίων και ελευθέρου πεδίου είναι ένα θέμα του οποίου η περαιτέρω διερεύνηση έχει ενδιαφέρον. Από τέτοιες συγκρίσεις μπορεί να ποσοτικοποιηθεί προσεγγιστικά η επίδραση της ασύγχρονης εδαφικής κίνησης και της πρόσπτωσης των κυμάτων υπό γωνία. Αντιστοίχως, για εγκιβωτισμένες κατασκευές, οι αναλυτικές συναρτήσεις μεταφοράς των εξ. (1.129) και (1.130) θα πρέπει να επαληθευτούν με πειραματικά δεδομένα.

1.5 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

- Abrahamson, N.A., (1988). "Empirical models of spatial coherency of strong ground motion," Proc. 2nd Workshop on Strong Motion Arrays, Institute of Earth Sciences, Taipei, Taiwan, 65-92.
- Abrahamson, N.A., (1992). "Spatial variation of earthquake ground motion for application to soil-structure interaction," Rpt. No. EPRI TR-100463, Electrical Power Research Institute, Palo Alto, CA, March.

- Apsel, R.J. and Luco, J.E. (1987). "Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach," J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 15(1.2), 213-231.
- Aviles, J., and Perez-Rocha, L.E., (1996). "Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 15 11-27.
- Bielak, J., (1975). "Dynamic behavior of structures with embedded foundations," J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 3(1.3), 259-274.
- Borja, R.I., Smith, H.A., Wu, W-H., and Amies, A.P. (1992). "A methodology for nonlinear soil-structure interaction effects using time-domain analysis techniques," Rpt. No. 101, Blume Earthquake Engrg. Ctr., Stanford Univ., June.
- Building Seismic Safety Council, BSSC (1997). "NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings, Part 1, Provisions and Part 2, Commentary" Rpt. No. FEMA 302 & 303, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- Bycroft, G.N., (1956). "Forced Vibrations of a Rigid Circular Plate on a Semi-Infinite Elastic Space and on an Elastic Stratum", Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences, Vol. 248, No. 948, pp. 327-368.
- Bycroft, G.N., (1977). "Soil-structure interaction at higher frequency factors", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, 235-248.
- Chang, C.-Y., Power, M.S., Idriss, I.M., Somerville, P.G., Silva, W., and Chen, P.C. (1985). "Engineering characterization of ground motion. Task 2: Observational data on spatial variations of earthquake ground motion," Rpt. No. NUREG/CR-3805, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington DC, February.
- Chen, J.-C., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1981). "Analysis of local variations in free-field seismic ground motions," Rpt. No. UCB/EERC 81-03, Earthquake Engrg. Research Ctr., Univ. of California, Berkeley.
- Crouse, G.P., Liang, G.C., Martin, G.R., (1984), "Experimental study of soil-structure interaction at an accelerograph station", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 74, No. 5, pp. 1995-2013.
- Crouse, C.B., Hushmand, B., Luco, J.E., and Wong, H.L., (1990), "Foundation impedance functions: theory versus experiment", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No.3.
- Day, S.M. (1977). "Finite element analysis of seismic scattering problems," Ph.D. Dissertation, Univ. of California, San Diego.
- de Barros, F.C.P., and Luco, J.E., (1990). "Discrete Models for Vertical Vibration of Surface and Embedded Foundations," Earthquake Engng. and Struct. Dyn., 19 (1.2), 289-303.
- Dobry, R., and Gazetas, G., (1986). "Dynamic response of arbitrarily shaped foundations", J. Geotech. Engrg., ASCE, 112(1.2), 109-135.
- Ehlers, G., (1942). "The effect of soil flexibility on vibrating systems", Beton Eisen 41, 197-203 (στα Γερμανικά).
- Elsabee, F., and Morray, J.P., (1977). "Dynamic behavior of embedded foundations", Rpt. No. R77-33, Dept. of Civil Engrg., MIT, Cambridge, Mass.
- Gazetas, G., (1983),

- "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1.
- Gazetas, G., (1983). "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the Art," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1, pp. 2-42.
- Gazetas, G., (1991), "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 9, September.
- Gazetas, G., (1984). "Rocking of strip and circular footings", Proc. Int. Symp. Dyn. Soil-Struct. Interaction (Eds) D. E. Beskos et al., A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 3-10.
- Gazetas, G. and Dobry, R., (1984). "Simple Radiation Damping Model for Piles and Footings," J. Geotech. Engng., ASCE, 110(1.6), 937-956.
- Gazetas, G., Stokoe, K.H., (1991)," Free vibration of embedded foundations: theory versus experiment", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers 117 (1.9) 1382-1401.
- Geomatrix Consultants (1991). "Analysis of ground response data at Lotung large-scale soilstructure interaction experiment site," Rpt. No. EPRI NP-7306-M, Electrical Power Research Institute, Palo Alto, CA, December.
- Idriss, I.M., Seed, H.B., (1968). "Seismic response of horizontal soil layers", Proc. Am. Soc. Civil Eng., J. Soil Mech. Found. Div. Vol. 94, 1003-1031.
- Iguchi, M. and Luco, J.E., (1982). "Vibration of flexible plate on viscoelastic medium," J. Engrg. Mech., ASCE, 108(1.6), 1103-1120.
- Ishii, K., Itoh, T., and Suhara, J. (1984). "Kinematic interaction of soil-structure system based on observed data," Proc. 8th World Conf. Earthquake Engrg., Vol. 3, 1017-1024.
- Jennings, P.C., and Bielak, J., (1973). "Dynamics of building-soil interaction", Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 63, No. 1, pp. 9-48.
- Johnson, J.J., and Asfura, A.P., (1993). "Soil-structure interaction: observations, data, and correlative analysis," in Developments in Dynamic Soil-Structure Interaction, P. Gülkan and R.W. Clough, eds., Kluwer Academic Publishers, 219-258.
- Kausel, E., Whitman, R.V., Morray, J.P., and Elsabee, F., (1978), "The spring method for embedded foundations", Nuclear Engineering and Design 48 (1978) 377-392.
- Kennedy, R.P., Short, S.A, Wesley, D.A., and Lee, T.H., (1976). "Effect on non-linear soil-structure interaction due to base slab uplift on the seismic response of a high-temperature gas-cooled reactor (HTGR)", Nuclear Engineering and Design 38 (1976) 323-355.
- Kim, M.K., Lim, Y.M., Cho, W.Y., (2001), "Three dimensional dynamic response of surface foundation on layered half-space", Engineering Structures 23 (2001) 1427-1436.
- Lin, A.N. and Jennings, P.C. (1984). "Effect of embedment on foundation-soil impedances," J. Engrg. Mech., ASCE, 110(1.7), 1060-1075.
- Liou, G.S., and Huang, P.H., (1994). "Effect of flexibility on impedance functions for circular foundations," J. Engrg. Mech., ASCE, 120(1.7), 1429-1446.
- Luco, J.E., and Wong, H.L., (1992), "Identification of soil properties from foundation impedance functions", J. Geotech. Engng, ASCE, 118, 780-795.
- Luco, J.E., (1980b). "Linear soil-structure interaction," in Soil-structure interaction: The status of current analysis methods and research, J.J. Johnson, ed., Rpt. No. NUREG/CR-1780 and UCRL-53011, U.S. Nuclear Regulatory Com., Washington DC and Lawrence Livermore Lab., Livermore, CA

- Luco, J.E. and Mita, A. (1987). "Response of circular foundation to spatially random ground motions," J. Engrg. Mech., ASCE, 113(1.1), 1-15.
- Luco, J.E. and Westmann, R.A. (1971). "Dynamic response of circular footings," J. Engrg. Mech., ASCE, 97(1.5), 1381-1395.
- Luco, J.E., and Wong, H.L., (1986). "Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion," J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 14(1.6), 891-908.
- Meek, J.W., and Veletsos, A.S., (1973). 'Simple models for foundations in lateral and rocking motion', presented at the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, June, 1973.
- Meek, J.W., and Veletsos, A.S., (1974), "Simple Models for Foundations in Lateral and Rocking Motions," Proc. 5th World Congress on Earthquake Engineering, Rome, Vol. 2, 2610-2613.
- Meek, J.W., and Wolf, J.P., (1992). "Cone models for homogeneous soil", J. Geotech. Engrg ASCE 118, 667-685.
- Meek, J.W., and Wolf, J.P., (1993a). "Cone models for nearly incompressible soil", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, 649-663.
- Meek, J.W., and Wolf, J.P., (1993b). "Why cone models can represent the elastic half-space", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, 759-771.
- Meek, J.W., and Wolf, J.P., (1994). "Cone models for embedded foundation", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 1.
- Mita, A., and Luco, J.E., (1989). "Dynamic response of a square foundation embedded in an elastic halfspace", Soil Dynamics and Earthquake Engrg., 8(1.2), 54-67.
- Nogami, T., and Chen, H.S., (2003). "Dynamic Soil Stiffnesses at Side of Embedded Structures with Rectangular Base", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 129, No. 8
- Nogami, T., Konagai, K., and Mikami, A., (2001). "Simple formulations of ground impedance functions for rigid surface foundations", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 21 475-484.
- Nogami, T., and Lam, Y., (1987). "Two-parameter layer model for analysis of slab on elastic foundation.", J. Eng. Mech., 113(1.9), 1279-1291.
- Novak, M., and El. Hifnawy, L., (1983), "Effect of soil-structure interaction on damping of structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, 595-621
- Novak, M., (1987). discussion on "Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time," by R.S. Harichandran and E. Vanmarcke, J. Engrg. Mech., ASCE, 112 (1.4), 1267-1270.
- Ostadan, F., Deng, N., and Roesset, J.M., (2004). "Estimating Total System Damping for Soil-Structure Interaction Systems", Proceedings, Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, March 29-30, 2004, Menlo Park, California, USA.
- Pecker, A., (2007), "Advanced Earthquake Engineering Analysis", SpringerWienNewYork.
- Psycharis, I.N., (1982). "Dynamic behavior of rocking structures allowed to uplift", Ph.D. Thesis, EERL. 81-02, California Institute of Technology Pasadena, California.
- Richart, F.E., Woods, R.D., and Hall, I.R., (1970). 'Vibrations of soils and foundations', Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Riggs, H.R., and Waas, G., (1985). "Influence of foundation flexibility on soil-structure interaction," J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 13(1.5), 597-615.

- Roesset J.M., Whitman R.V., Dobry R., (1973). "Modal Analysis for Structures with Foundation Interaction", Journal of Structural Engineering Division, ASCE, Vol. 99 n° ST3, 89-416.
- Roesset, J.M., (1980). "A review of soil-structure interaction," in Soil-structure interaction: The status of current analysis methods and research, J.J. Johnson, ed., Rpt. No. NUREG/CR-1780 and UCRL-53011, U.S. Nuclear Regulatory Com., Washington DC, and Lawrence Livermore Lab., Livermore, CA.
- Seed, H.B., and Lysmer, J., (1980). "The seismic soil-structure interaction problem for nuclear facilities," in Soil-structure interaction: the status of current analysis methods and research, J.J. Johnson, ed., Rpt. No. NUREG/CR-1780 and UCRL-53011, U.S. Nuclear Regulatory Com., Washington DC and Lawrence Livermore Lab., Livermore, CA.
- Shekhter, O.Y., (1948). 'Consideration of inertial properties of soil in the computations of vertical forced vibrations of massive foundations', NII. Symposium 12, Vibratsii Osnovaniy i Fundamentov, Moscow.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B., (1972). "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits", Rpt. No. UCB/EERC-72/12, Earthquake Engrg. Research Ctr., Univ. of California; 1991 modifications by Idriss, I.M. and Sun, J.I.
- Somerville, P.G., McLaren, J.P., Sen, M.K., and Helmberger, D.V., (1991). "The influence of site conditions on the spatial incoherence of ground motions," Struct. Safety, 10(1.1-3), 1-13.
- Stewart, J.P., and Stewart, A.F., (1997). "Analysis of soil-structure interaction effects on building response from earthquake strong motion recordings at 58 sites," Rpt. No. UCB/EERC-97/01, Earthquake Engrg. Research Ctr., Univ. of California, Berkeley.
- Takewaki, I., Takeda, N., and Uetani, K., (2003). "Fast practical evaluation of soil-structure interaction of embedded structures", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23, 195-202
- Taniguchi, T., (2002). "Non-linear response analyses of rectangular rigid bodies subjected to horizontal and vertical ground motion", Earthquake Engng Struct. Dyn. 2002; 31:1481-1500
- Toki, K., and Miura, F., (1983), "Non-linear seismic response analysis of soil-structure interaction systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 2 , 77-89.
- Veletsos, A.S., and Nair, V.D., (1974). "Response of Torsionally Excited Foundations," J. of Geotech. Engng. Div., ASCE, Vol. 100, 476-482.
- Veletsos, A.S., and Meek, J.W., (1974). "Dynamic behaviour of building-foundation systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, 121-138.
- Veletsos, A.S., and Nair, V.V., (1975). "Seismic interaction of structures on hysteretic foundations," J. Struct. Engrg., ASCE 101(1.1), 109-129.
- Veletsos, A.S., and Prasad, A.M., (1989). "Seismic interaction of structures and soils: stochastic approach," J. Struct. Engrg., ASCE, 115(1.4), 935-956.
- Veletsos, A.S., Prasad, A.M., and Wu, W.H., (1997). "Transfer functions for rigid rectangular foundations," J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 26 (1.1), 5-17.
- Veletsos, A.S., and Wei, Y.T., (1971). "Lateral and rocking vibrations of footings", J. Soil Mech. and Foundations Div., ASCE, 97(1.9), 1227-1248.

- Veletsos, A.S. and Verbic, B. (1973). "Vibration of viscoelastic foundations", J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 2(1.1), 87-102.
- Weidlinger Associates (1978). "Nonlinear soil-structure interaction," Rpt. No. EPRI NP-945, Electrical Power Research Institute, Palo Alto, CA, December.
- Whitman, R.V. and Richart, F.E., (1967). "Design procedures for dynamically loaded foundations", J. Soil Mech. Fdn. Engrg., ASCE., 93, SM6, 169.
- Whitman, R.V., (1976). "Soil-platform Interaction. Proc. Conf. on Behav. of Offshore Struct., NGI, Oslo 1, 817.
- Wolf, J.P., (1976). "Soil-structure interaction with separation of base mat from soil (lifting-off) ", Nuclear Engineering and Design 38 (1976) 357-384.
- Wolf, J.P., and Somaini, D.R., (1986). "Approximate Dynamic Model of Embedded Foundation in Time Domain," Earthquake Engng. and Struct. Dyn., 14(1.5), 683-703.
- Wolf, J.P., (1988). "Soil-Structure Interaction Analysis in Time Domain", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ (3rd Edn. ed.).
- Wolf, J.P., (1994). "Foundation vibration analysis using simple physical models", Prentice Hall Inc.
- Wong, H.L., Trifunac, M.D., and Luco, J.E., (1988). "A comparison of soil-structure interaction calculations with results of full-scale forced vibration tests," Soil Dynamics and Earthquake Engrg., 7(1.1), 22-31.
- Wu, W.H., and Chen, C.Y., (2001). "Simple lumped-parameter models of foundation using mass-spring-dashpot oscillators", Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 24, No. 6, pp. 681-697.
- Γκαζέτας, Γ. (1996). «Εδαφοδυναμική και Σεισμική Μηχανική, Ιστορικά Περιστατικά», Εκδόσεις Συμεών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-τοιχού αντιστήριξης

2.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ

Κατασκευές αντιστήριξης εδαφών, όπως είναι οι τοίχοι αντιστήριξης, τα ακρόβαθρα γεφυρών, κρηπιδότοιχοι και οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι, χρησιμοποιούνται ευρέως σε περιοχές σεισμικά ενεργές. Συχνά αποτελούν βασικά στοιχεία λιμένων, συγκοινωνιακών δικτύων (ζωτικής σημασίας, ειδικά σε περίπτωση σεισμού) και άλλων έργων υποδομής, η εύρυθμη και ασφαλής λειτουργία των οποίων είναι πολύ σημαντική για κοινωνικό-οινομικούς λόγους. Όπως έχει διαπιστωθεί σε πολλά ιστορικά περιστατικά, οι ισχυροί σεισμοί προκαλούν καταπονήσεις και μόνιμες παραμορφώσεις και στις κατασκευές αντιστηρίξεων. Σε μερικές περιπτώσεις οι παραμορφώσεις αυτές ήταν αμελητέες. Σε άλλες προκάλεσαν σημαντικές βλάβες ή παρατηρήθηκε και κατάρρευση της ίδιας της κατασκευής αντιστήριξης με καταστροφικές υλικές και οικονομικές συνέπειες (Kramer 1996, Piane 2001). Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται μια εκτενής ανασκόπηση της βιβλιογραφίας που αφορά την εκτίμηση της εντατικής και παραμορφωσιακής κατάστασης των τοίχων αντιστήριξης.

Εκτός από τη διασφάλιση της μη αστοχίας των τοίχων αντιστήριξης, πρέπει να υπάρξει μέριμνα και για τον οικονομικό τους σχεδιασμό. Πολλές φορές η μείωση του πάχους ενός τοίχου σημαίνει μεγάλη μείωση του κόστους κατασκευής (π.χ. μεγάλου μήκους αυτοκινητόδρομοι στους οποίους τα πρηνή αντιστηρίζονται με τοίχους). Από τα παραπάνω φαίνεται ότι είναι επιτακτικός ο σχεδιασμός των κατασκευών αντιστήριξης ώστε να έχουμε ταυτόχρονα ασφάλεια και οικονομία. Αυτό ακριβώς είναι το

αντικείμενο του γεωτεχνικού μηχανικού: να συμβιβάσει κατάλληλα τους δύο «ανταγωνιστικούς» στόχους.

2.2 ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

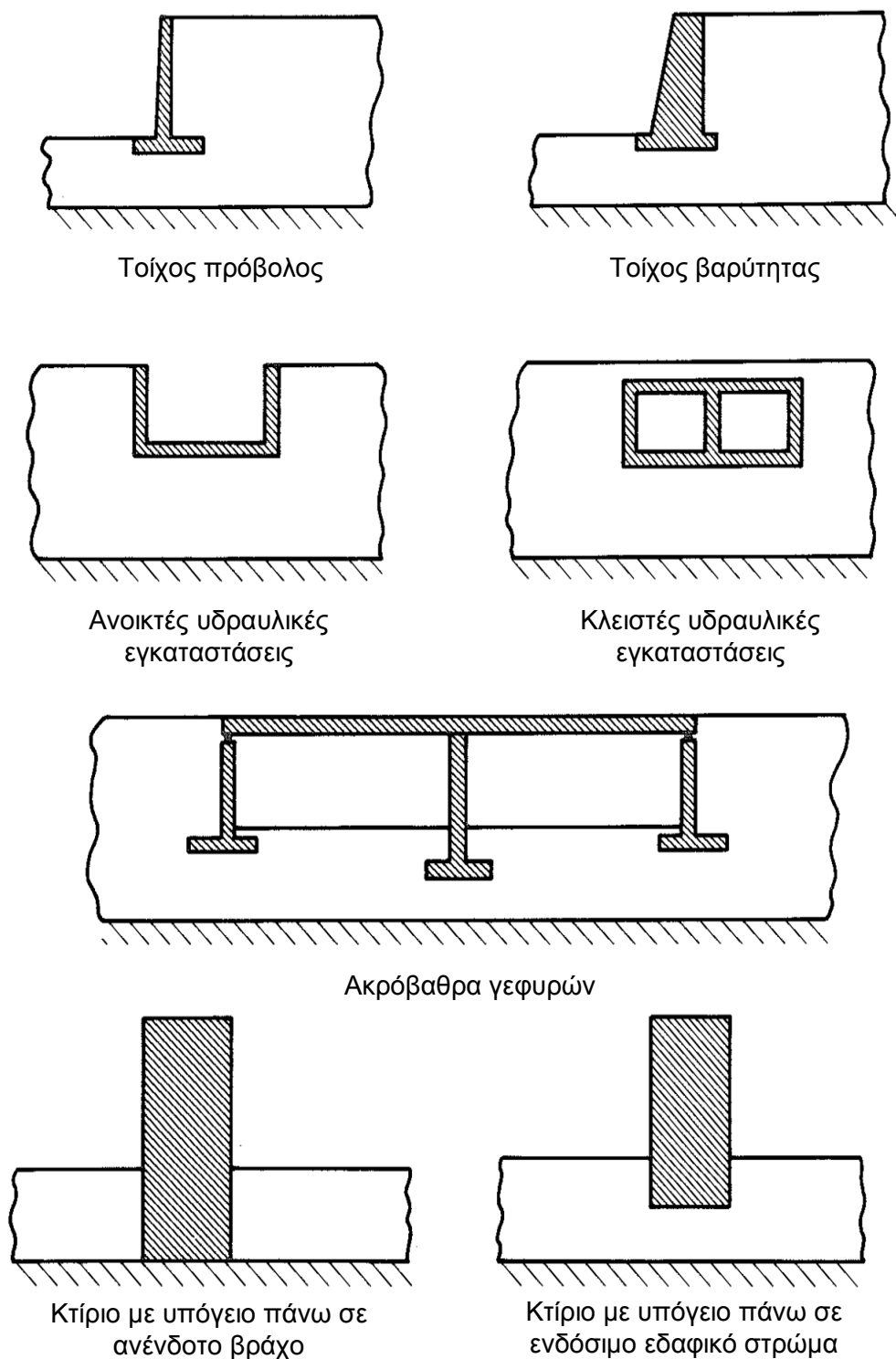
Οι τοίχοι αντιστήριξης συχνά ταξινομούνται ανάλογα με τη μάζα τους, την ευκαμψία τους και τις συνοριακές συνθήκες καθ' ύψος (θεμελίωση, πλάκες ορόφων, αγκυρώσεις, αρθρώσεις, κλπ). Ο τοίχος βαρύτητας είναι ο απλούστερος τύπος τοίχου αντιστήριξης. Είναι αρκετά παχύς και δύσκαμπτος, έτσι ώστε να θεωρείται πρακτικά απαραμόρφωτος. Ως εκ τούτου, η παραμόρφωσή του συνίσταται από μια οριζόντια μετατόπιση και μια στροφή. Οι τοίχοι μορφής προβόλου (αυτοευσταθή πετάσματα), εκτός της μετατόπισης και της στροφής, υπόκεινται σε κάμψη και βασίζονται στη δυσκαμψία τους για να αντισταθούν στις εδαφικές ωθήσεις. Η κατανομή των ωθήσεων καθ' ύψος εξαρτάται από τη σχετική δυσκαμψία και παραμορφωσιμότητα τοίχου και εδάφους.

Οι αγκυρωμένοι τοίχοι (πασσαλοσανίδες, πασσαλότοιχοι, διαφράγματα) έχουν περιορισμένη δυνατότητα μετακίνησης λόγω συστημάτων αγκυρώσεως, προεντεταμένων ή όχι. Σε περιπτώσεις τοίχων υπογείου ή ορισμένων τύπων ακροβάθρων γεφυρών, η κορυφή των τοίχων είναι πρακτικά αμετακίνητη λόγω των κατασκευών που αυτοί υποστηρίζουν. Η χρήση εγκάρσιων στηριγμάτων σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος ενός τοίχου προβόλου (π.χ. μονόπακτος τοίχος ή συνεχής δοκός με πάκτωση στην μία άκρη) ή της τοποθέτησης αγκυρίων σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος ενός αγκυρωμένου τοίχου, μπορεί να διατηρήσει τις καμπτικές ροπές σε τόσο μικρά επίπεδα ώστε να μπορούν να χρησιμοποιηθούν σχετικά εύκαμπτες διατομές. Διάφοροι τύποι τοίχων αντιστήριξης χρησιμοποιούνται σε έργα πολιτικού μηχανικού. Σύμφωνα με τον Wood (1973) οι πιο συχνοί τύποι τοίχων αντιστήριξης διακρίνονται στο Σχήμα 2.1 και αναλύονται συνοπτικά στη συνέχεια.

2.2.1 Τοίχος πρόβολου

Πολλοί σχετικά χαμηλοί τοίχοι είναι τύπου προβόλου. Οι πλευρικές τάσεις που προκύπτουν λόγω βαρύτητας και λόγω οριζοντίων σεισμικών αδρανειακών δυνάμεων στο έδαφος γενικά επιφέρουν σημαντική οριζόντια μετατόπιση του τοίχου. Αυτή η μετατόπιση συμβαίνει κυρίως εξαιτίας της καμπτικής παραμόρφωσης καθ' ύψος του τοίχου και λιγότερο λόγω ολίσθησης ή/και περιστροφής της βάσης του. Η μετατόπιση του τοίχου είναι γενικά επαρκώς μεγάλη, για να προκαλέσει τη μη-γραμμική

συμπεριφορά του εδάφους, ή ακόμα και την πλήρη πλαστικοποίηση της εδαφικής μάζας πίσω του. Για να καθοριστούν επακριβώς οι κατανομές των εδαφικών ωθήσεων στον τοίχο είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθεί η μη-γραμμική θεωρία, ή μια μέθοδος οριακής ισορροπίας.



Σχήμα 2.1: Τύποι τοίχων αντιστήριξης (Wood, 1973).

2.2.2 Τοίχος βαρύτητας

Ένας τοίχος βαρύτητας είναι σημαντικά πιο άκαμπος από τον απλό τοίχο πρόβολο. Πολλοί κρηπιδότοιχοι σε λιμάνια ανήκουν σε αυτήν την κατηγορία. Η οριζόντια μετατόπιση του τοίχου είναι αποτέλεσμα κυρίως της στροφής και της ολίσθησης της βάσης. Συχνά οι σεισμικές παραμορφώσεις σχετικά ψηλών τοίχων βαρύτητας αυτού του τύπου είναι επαρκώς μεγάλες για να προξενήσουν σημαντικά μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους. Επειδή μια ακριβής ανάλυση είναι πολύ δύσκολο να γίνει σε αυτήν την περίπτωση, μια χρήσιμη προσέγγιση είναι να υπολογιστούν οι εδαφικές ωθήσεις με εφαρμογή τόσο της θεωρίας ελαστικότητας, όσο και μιας προσεγγιστικής μεθόδου πλαστικής ανάλυσης. Οι τοίχοι βαρύτητας έχουν μεγάλη αδρανειακή δύναμη και έτσι η αδρανειακή αλληλεπίδρασή τους με το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι σημαντική.

2.2.3 Ανοικτές υδραυλικές εγκαταστάσεις

Οι αντιστηρίξεις αυτού του τύπου είναι συνήθως εγκιβωτισμένες στο έδαφος. Οι πλευρικές εδαφικές ωθήσεις αναπτύσσονται στους κάθετους πρόβολους τοίχους από σεισμικά φορτία και φορτία βαρύτητας. Οι τοίχοι είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτοι από τους συνηθισμένους πρόβολους εξαιτίας της οριζόντιας πλάκας που τους συνδέει και που περιορίζει τη στροφή και τη μετατόπιση στη θεμελίωση. Εάν οι τοίχοι είναι σχετικά χαμηλού ύψους η απόκριση του εδάφους μπορεί να είναι στην ουσία ελαστική και οι ελαστικές αναλύσεις είναι επαρκείς για τον σχεδιασμό του συστήματος.

2.2.4 Κλειστές υδραυλικές εγκαταστάσεις

Σε μερικές περιπτώσεις οι υδραυλικές εγκαταστάσεις καλύπτονται με μια πλάκα που κατασκευάζεται κατά μήκος των κορυφών των κατακόρυφων τοιχείων. Αυτή επιβάλλει μία επιπρόσθετη δυσκαμψία στα κατακόρυφα στοιχεία, αφού παρεμποδίζει την οριζόντια μετακίνηση των κορυφών. Καμπτικές παραμορφώσεις συμβαίνουν στα τμήματα των τοίχων ανάμεσα στην πάνω και κάτω πλάκα, αλλά αυτές συνήθως είναι μικρές.

2.2.5 Ακρόβαθρα γεφυρών

Οι δυναμικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στους τοίχους των ακρόβαθρων γεφυρών εξαρτώνται πάρα πολύ από τον τύπο της σύνδεσης μεταξύ της ανωδομής της γέφυρας

και του ακρόβαθρου. Αν αυτή είναι πάκτωση ή άρθρωση τότε οι σεισμικές εδαφικές ωθήσεις θα εξαρτηθούν σημαντικά από τις δυναμικές ιδιότητες της γέφυρας. Αν είναι οριζόντια κύλιση τότε ο τοίχος μπορεί να συμπεριφερθεί σαν πρόβολος ή τοίχος βαρύτητας.

2.2.6 Κτίριο με υπόγειο πάνω σε ανένδοτο βράχο

Οι αδρανειακές δυνάμεις του κτιρίου που αναπτύσσονται εξαιτίας του σεισμού προκαλούν παραμορφώσεις στην κατασκευή και στα θεμέλια που οδηγούν σε οριζόντια μετακίνηση της κατασκευής σε σχέση με το έδαφος. Οι σεισμικές εδαφικές ωθήσεις στους τοίχους των υπογείων μπορούν εύκολα να ληφθούν ως υπέρθεση των τάσεων που οφείλονται στη μετατόπιση της κατασκευής και των αδρανειακών δυνάμεων στην εδαφική στρώση. Τα δομικά μέλη των κτιρίων που αντιστηρίζουν το παρακείμενο έδαφος είναι συνεχή τοιχεία με αυξημένη δυσκαμψία λόγω των υποστυλωμάτων που φέρουν εσωτερικά και οι καμπτικές παραμορφώσεις της πλάκας μεταξύ των υποστυλωμάτων μπορεί να κάνει την ανάλυση τέτοιων συστημάτων ακόμα πιο πολύπλοκη.

2.2.7 Κτίριο με υπόγειο επάνω σε ενδόσιμο εδαφικό στρώμα

Σε αυτήν την περίπτωση το κτίριο μπορεί να θεμελιωθεί σε πασσάλους που φτάνουν μέχρι τον άκαμπτο βράχο, ή σε ένα πιο σταθερό εδαφικό στρώμα. Εναλλακτικά, το κτίριο μπορεί να στηρίζεται σε γενική κοιτόστρωση. Όμως, και στις δυο περιπτώσεις, εάν το έδαφος είναι σχετικά μαλακό μπορεί να επέλθει σημαντική σχετική μετακίνηση της βάσης του κτιρίου, καθιστώντας την ανάλυση σημαντικά πιο δύσκολη από αυτήν τη θεμελίωση υπογείου σε βράχο. Είναι προφανές ότι πλέον υπεισέρχεται το θέμα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής που αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Δεν είναι δυνατό να προσδιοριστεί εκ των προτέρων εάν είναι η ελαστική ή η πλαστική ανάλυση πιο κατάλληλη για αυτόν τον τύπο. Κάθε πρόβλημα αυτής της κατηγορίας χρειάζεται προκαταρκτική μελέτη για να καθοριστεί η πιο κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης. Είναι σημαντικό να παρατηρήσουμε ότι εάν η σχετική μετακίνηση της θεμελίωσης της κατασκευής είναι αρκετή για να δημιουργήσει μια πλαστική εντατική κατάσταση στους τοίχους η μέγιστη κατανομή των εδαφικών ωθήσεων προφανώς θα καθοριστεί από τις παθητικές ωθήσεις και όχι από τις ενεργητικές, όπως γίνεται στη μέθοδο Mononobe-Okabe. Αξίζει να αναφερθεί ότι δυνάμεις που δέχεται ο τοίχος λόγω

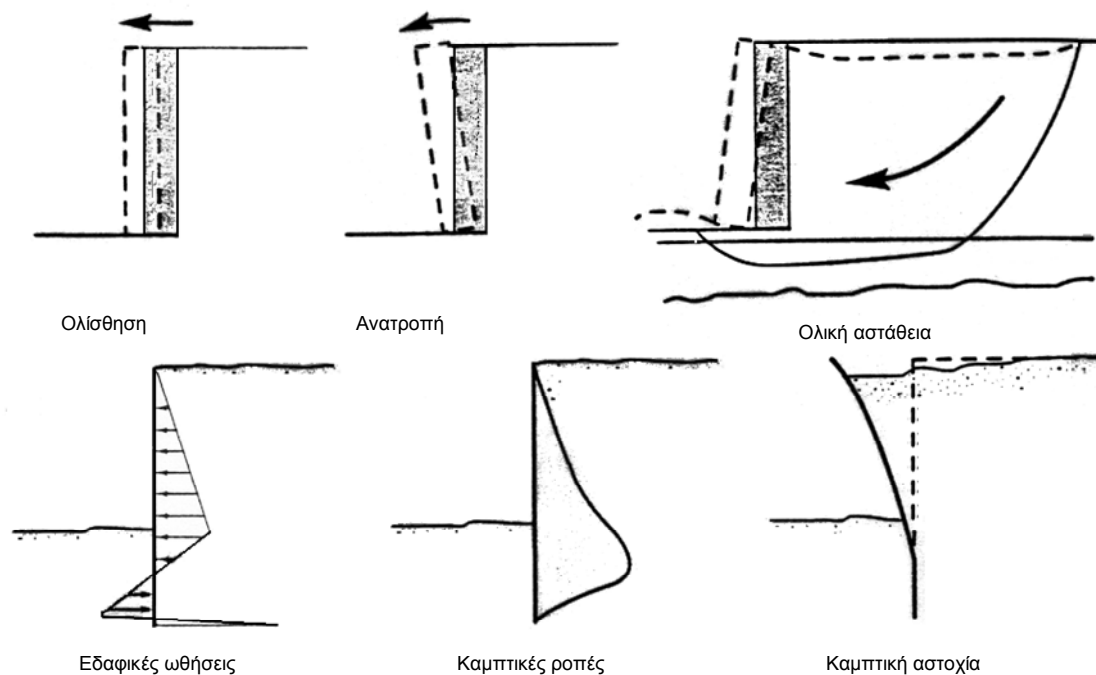
παθητικών ωθήσεων θα είναι περίπου δεκαπλάσιες από τις αντίστοιχες των ενεργητικών ωθήσεων.

2.3 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

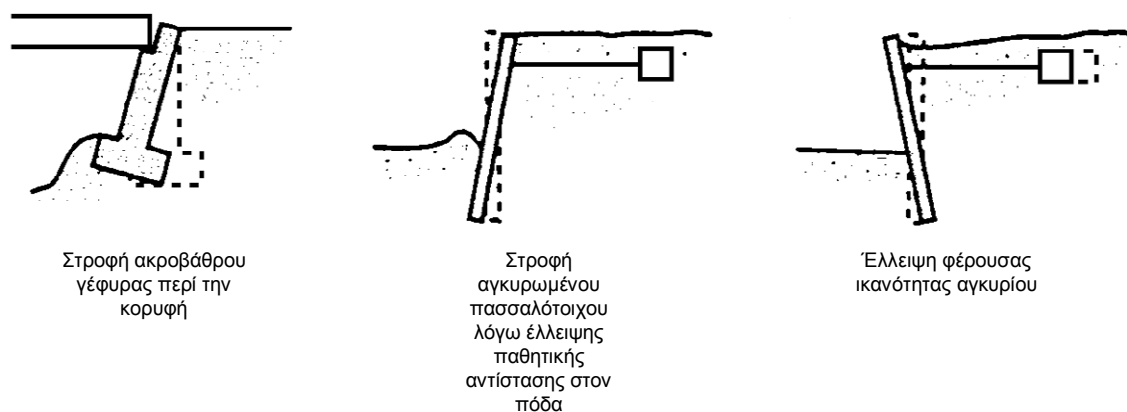
Στη μελέτη τοίχων αντιστήριξης είναι απαραίτητο να οριστεί η αστοχία και οι τρόποι με τους οποίους αυτή επέρχεται. Οι βασικές μορφές αστοχίας διακρίνονται στο Σχήμα 2.2. Υπό στατικές συνθήκες, στους τοίχους δρουν μαζικές δυνάμεις σχετιζόμενες με τη μάζα του τοίχου, εδαφικές ωθήσεις και εξωτερικές δυνάμεις, όπως αυτές που μεταφέρονται από τα αγκύρια. Ένας σωστά σχεδιασμένος τοίχος επιτυγχάνει ισορροπία αυτών των δυνάμεων χωρίς να επιβάλλει στο έδαφος διατμητικές τάσεις που να πλησιάζουν τη διατμητική αντοχή του. Παρόλα αυτά, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, οι αδρανειακές δυνάμεις και οι μεταβολές στην αντοχή του εδάφους είναι πιθανό να «παραβιάσουν» τις συνθήκες ισορροπίας και να προκαλέσουν μόνιμες παραμορφώσεις στον τοίχο. Αστοχία υπό μορφή ολίσθησης, στροφής, κάμψης, ή κάποιου άλλου μηχανισμού, επέρχεται όταν οι μόνιμες αυτές παραμορφώσεις αποκτήσουν υπερβολικά μεγάλες τομές. Φυσικά, για να δοθεί η απάντηση στο ερώτημα «ποιες παραμορφώσεις θεωρούνται υπερβολικές», πρέπει να εξεταστούν πολλές παράμετροι.

Περιγράφοντας συνοπτικά τις προαναφερθείσες μορφές αστοχίας, μπορεί να ειπωθεί ότι: Ολίσθηση συμβαίνει όταν δεν πληρούνται συνθήκες ισορροπίας των οριζοντίων δυνάμεων. Ανατροπή συμβαίνει όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία ροπών. Η περίπτωση αυτή περιλαμβάνει και την υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελιώσεως. Οι τοίχοι αντιστήριξης μπορεί να υποστούν βλάβες λόγω ολικής αστάθειας τόσο του αντιστηριζόμενου εδάφους, όσο και του εδάφους θεμελιώσεως. Τέτοιου είδους αστοχίες μπορούν να αντιμετωπιστούν ως προβλήματα αστάθειας πρηνών.

Οι τοίχοι μορφής προβόλου υπόκεινται στους ίδιους μηχανισμούς αστοχίας με τους τοίχους βαρύτητας, καθώς επίσης και σε μηχανισμούς καμπτικής αστοχίας. Οι εδαφικές ωθήσεις και οι καμπτικές ροπές εξαρτώνται από τη γεωμετρία, τη δυσκαμψία, και την αντοχή του συστήματος τοίχου-εδάφους. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες για την ισορροπία καμπτικές ροπές ξεπεράσουν την καμπτική αντοχή του τοίχου, τότε θα υπάρξει καμπτική αστοχία του τοίχου.



Σχήμα 2.2: Δυνατές μορφές αστοχίας τοίχων βαρύτητας και εύκαμπτων τοίχων (Kramer, 1996).



Σχήμα 2.3: Δυνατές μορφές αστοχίας αγκυρωμένων / αντηριδωτών τοίχων (Kramer, 1996).

Οι αγκυρωμένοι/αντηριδωτοί τοίχοι αστοχούν συνήθως λόγω ολικής αστάθειας, ανατροπής, καμπτικής αστοχίας, ή/και αστοχίας των αγκυριών/αντηρίδων. Η ανατροπή αυτών των τοίχων πρακτικά σημαίνει περιστροφή γύρω από το σημείο εφαρμογής του όποιου περιορισμού μετακίνησης, δηλαδή γύρω από την κορυφή του τοίχου σε περιπτώσεις ακροβάθρων γεφυρών και τοίχων υπογείων. Αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι με ανεπαρκές βάθος εμπήξεως μπορεί να ανατραπούν λόγω «πετάγματος» του πόδα προς τα έξω. Όπως και στην περίπτωση των αυτοευσταθών πετασμάτων, έτσι και στους αγκυρωμένους τοίχους είναι δυνατή η καμπτική αστοχία, παρ' όλο που το σημείο της αστοχίας (εμφάνιση μέγιστων καμπτικών ροπών)

πιθανότατα θα είναι διαφορετικό. Η αστοχία των μελών της αγκύρωσης περιλαμβάνει εξόλκευση του σώματος αγκύρωσης, θραύση του αγκυρίου ή λυγισμό σε περίπτωση αντηριδωτού τοίχου. Ακόμα, μπορεί να αναπτυχθεί πρόσθετη αξονική και εγκάρσια ένταση στα αγκύρια λόγω των καθιζήσεων του αντιστηριζόμενου εδάφους.

2.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Η δυναμική απόκριση ακόμα και του πιο απλού τοίχου αντιστήριξης είναι αρκετά πολύπλοκη. Οι μετακινήσεις του τοίχου και οι πιέσεις που ασκούνται σε αυτόν εξαρτώνται από την απόκριση του εδάφους θεμελίωσης, την απόκριση του εδάφους επιχώσεως, την αδρανειακή και καμπτική απόκριση του ίδιου του τοίχου, καθώς και τη φύση της επιβαλλόμενης κίνησης. Από τη στιγμή που οι επαρκώς τεκμηριωμένες επί τόπου μετρήσεις απόκρισης τοίχων σε πραγματικούς σεισμούς είναι ελάχιστες, η κατανόηση του φαινομένου προέρχεται κυρίως από πειράματα (πραγματικής κλίμακας, ή υπό κλίμακα σε φυγοκεντρική) και αριθμητικές αναλύσεις. Αυτά τα πειράματα και οι αναλύσεις, η πλειονότητα των οποίων περιλαμβάνει τοίχους βαρύτητας, αποδεικνύουν ότι:

- Οι τοίχοι μετακινούνται λόγω οριζόντιας μετατόπισης ή/και λόγω στροφής. Το σχετικό μέγεθος της οριζόντιας μετατόπισης ως προς τη στροφή εξαρτάται από τον σχεδιασμό του τοίχου. Σε μερικούς τοίχους «υπερισχύει» η μία μετακίνηση ως προς την άλλη (Nadim & Whitman, 1984) ενώ σε άλλους συμβαίνουν εξίσου και οι δύο μορφές μετακίνησης (Siddharthan et al., 1992).
- Το μέγεθος και η κατανομή των δυναμικών ωθήσεων επηρεάζεται από τον τύπο της μετακίνησης του τοίχου (π.χ., οριζόντια μετατόπιση, στροφή περί τη βάση ή στροφή περί την κορυφή) (Sherif et al., 1982 και Sherif & Fang, 1984).
- Η συνισταμένη των εδαφικών ωθήσεων λαμβάνει τη μέγιστη τιμή της όταν ο τοίχος «πλησιάζει» το έδαφος (δηλαδή, όταν η αδρανειακή δύναμη έχει φορά προς το αντιστηριζόμενο έδαφος). Αντίστοιχα, λαμβάνει την ελάχιστη τιμή της όταν ο τοίχος έχει «απομακρυνθεί» από το έδαφος.
- Η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων καθ' ύψος του τοίχου αλλάζει σχήμα καθώς ο τοίχος μετακινείται. Συνεπώς, το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης ώθησης αλλάζει θέση και βρίσκεται στο ψηλότερο σημείο όταν ο τοίχος πλησιάζει το έδαφος και στο χαμηλότερο σημείο όταν ο τοίχος έχει απομακρυνθεί από αυτό.

- Οι δυναμικές ωθήσεις επηρεάζονται από τη δυναμική απόκριση του τοίχου και του εδάφους επιχώσεως και μπορεί να αυξηθούν σημαντικά όταν η δεσπόζουσα συχνότητα της σεισμικής διέγερσης πλησιάζει την ιδιοσυχνότητα του συστήματος τοίχου-εδάφους (Steedman & Zeng, 1990). Το ίδιο ισχύει και για τις μόνιμες μετατοπίσεις του τοίχου (Nadim, 1982). Εξάλλου, ένα επακόλουθο της δυναμικής απόκρισης του συστήματος τοίχου-εδάφους είναι το γεγονός ότι ορισμένα σημεία καθ' ύψος του τοίχου μπορεί να βρίσκονται εκτός φάσεως. Το φαινόμενο αυτό μπορεί να είναι ιδιαίτερα έντονο σε περιπτώσεις όπου ο τοίχος δεν εδράζεται απλά στο έδαφος θεμελιώσεως, αλλά είναι εγκιβωτισμένος σε αυτό.
- Είναι δυνατόν να υπάρχουν αυξημένες παραμένουσες ωθήσεις στον τοίχο μετά το τέλος ενός ισχυρού σεισμικού επεισοδίου (Whitman, 1990).

2.5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Μια συνήθης αντισεισμική μελέτη τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνει την εκτίμηση των φορτίων που επιβάλλονται στον τοίχο κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης και έπειτα την εξασφάλιση ότι ο τοίχος δύναται να παραλάβει τα φορτία αυτά με ασφάλεια. Καθώς η εκτίμηση των πραγματικών φορτίων είναι πρακτικά αδύνατη, λόγω της πολυπλοκότητας του φαινομένου, η εκτίμηση των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων γίνεται με χρήση απλοποιητικών μεθόδων.

Η συμπεριφορά των τοίχων κατά τη διάρκεια των σεισμικών διεγέρσεων μπορεί να ταξινομηθεί ευρέως σε τρεις κατηγορίες, που μπορούν να οριστούν με βάση τη μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στο έδαφος ακριβώς πίσω από τον τοίχο. Για μετατοπίσεις του τοίχου που προκαλούνται από σεισμό ή φορτία βαρύτητας, οι οποίες είναι μικρές και μετρώνται σε σχέση με ένα σημείο του εδάφους σε μια μέτρια απόσταση από τον τοίχο, το έδαφος δίπλα στον τοίχο θα αποκριθεί στην ουσία γραμμικά ελαστικά. Σε αυτήν την κατηγορία μεθόδων έχουν συνεισφέρει οι Matuo and Ohara (1960), Wood (1973), Veletsos & Younan (1993, 1994, 1995, 1996, 1997, 2000), Li (1999) και οι Psarropoulos et al. (2005). Στη δεύτερη κατηγορία οι παραμορφώσεις που προκαλούνται στον τοίχο είναι επαρκώς μεγάλες ώστε να προξενούν σημαντική μη-γραμμική απόκριση του εδάφους. Στο πεδίο αυτό έχουν συνεισφέρει οι Siller et al. (1991), οι Nadim & Whitman (1983) και Al-Homoud & Whitman (1994, 1999). Στην τρίτη κατηγορία μεθόδων, θεωρείται ότι εκδηλώνεται μια κατάσταση πλήρους πλαστικοποίησης στο έδαφος (οριακή ισορροπία) και κατά συνέπεια προκύπτουν μεγαλύτερες σχετικές

παραμορφώσεις στον τοίχο. Αντιπροσωπευτικές μεθοδολογίες που βασίζονται σε αυτήν τη θεώρηση είναι η μέθοδος Mononobe-Okabe (Mononobe & Matuo, 1929 και Okabe, 1926) και οι διάφορες παραλλαγές της (Seed & Whitman, 1970, Richards & Elms, 1979, Nadim & Whitman, 1983, Steedman & Zeng, 1990, Whitman & Liao, 1985).

Πρέπει να σημειωθεί ότι αυτή η κατηριοποίηση είναι έως ένα βαθμό υπεραπλουστευτική, δεδομένου ότι γενικά οι τάσεις που αναπτύσσονται στο έδαφος επηρεάζονται, εκτός από τις προκαλούμενες παραμορφώσεις της κατασκευής λόγω φορτίου, και από άλλους παράγοντες. Για παράδειγμα, πολύ ισχυρές σεισμικές εδαφικές δονήσεις πιθανό να επιφέρουν στο έδαφος μια μη-γραμμική συμπεριφορά, ή ακόμα και μια κατάσταση πλήρους πλαστικοποίησης, στην περίπτωση ενός ιδανικά άκαμπτου τοίχου που συγκρατεί ένα πολύ μαλακό έδαφος. Πρέπει να αναφερθεί ότι ακόμα και τα φορτία βαρύτητας, όταν ενεργούν μόνα τους, μπορεί να δημιουργήσουν μια κατάσταση πλήρους πλαστικοποίησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Αυτή η περίπτωση αντιμετωπίζεται συχνά σε πρόβολους τοίχους αντιστήριξης, οι οποίοι γενικά είναι πολύ εύκαμπτες κατασκευές.

Η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων πίσω από τον τοίχο θα έπρεπε να εξαρτάται από τον τύπο της πιθανότερης συμπεριφοράς του συστήματος αντιστήριξης κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Γενικά, η εντατική κατάσταση που αναπτύσσεται θα είναι συνάρτηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, των δυναμικών ιδιοτήτων της, της δυσκαμψίας της θεμελίωσης, της σκληρότητας και της αντοχής του εδάφους και του μεγέθους της σεισμικής διέγερσης. Στο παρόν κεφάλαιο, η βασική διάκριση των τοίχων αντιστήριξης είναι ότι θεωρούνται είτε ενδόσιμοι, είτε μη ενδόσιμοι.

2.6 ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Μια συνήθης προσέγγιση στον αντισεισμικό σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης είναι ο υπολογισμός των φορτίων που επιβάλλονται στον τοίχο κατά τη διάρκεια του σεισμού και η εξασφάλιση ότι ο τοίχος μπορεί να παραλάβει τα φορτία αυτά με ασφάλεια. Επειδή η πραγματική σεισμική φόρτιση των τοίχων αντιστήριξης είναι πολύπλοκη, όπως προαναφέρθηκε, εφαρμόζονται σχετικά απλοποιητικές μέθοδοι κατά τον σχεδιασμό τους.

2.6.1 Ενδόσιμοι τοίχοι αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης που μπορούν να παραμορφώνονται επαρκώς ώστε αφενός να αναπτύσσονται ελάχιστες ενεργητικές ή/και μέγιστες παθητικές εδαφικές ωθήσεις και αφετέρου να υπάρχει μία τουλάχιστον επιφάνεια αστοχίας στο αντιστηριζόμενο έδαφος, αναφέρονται ως ενδόσιμοι τοίχοι. Ως τέτοιοι χαρακτηρίζονται οι τοίχοι που έχουν τη δυνατότητα να μετακινηθούν (οριζόντια ή κάθετα), να περιστραφούν ως στερεό σώμα ή/και να καμφθούν. Ο σχεδιασμός τους μπορεί να γίνει είτε με όρους ωθήσεων, είτε με όρους μετατοπίσεων. Σε κάθε περίπτωση, οι ωθήσεις ή οι μετατοπίσεις δεν πρέπει να ξεπερνούν ένα συγκεκριμένο άνω όριο που αντιστοιχεί στην αντοχή της αντιστήριξης.

2.6.1.1. Σχεδιασμός με βάση τις ωθήσεις

Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό με βάση τις ωθήσεις είναι η μέθοδος Mononobe-Okabe (Okabe, 1926 και Mononobe & Matsuo, 1929), η μέθοδος των Seed & Whitman (1970) ως επέκταση της προηγούμενης, η μέθοδος των Steedmann & Zeng (1990) και η γενικευμένη μέθοδος των Steedman & Zeng, όπως αυτή τροποποιήθηκε από τους Choudhury & Nimbalkar (2006).

2.6.1.1.1. Μέθοδος Mononobe-Okabe

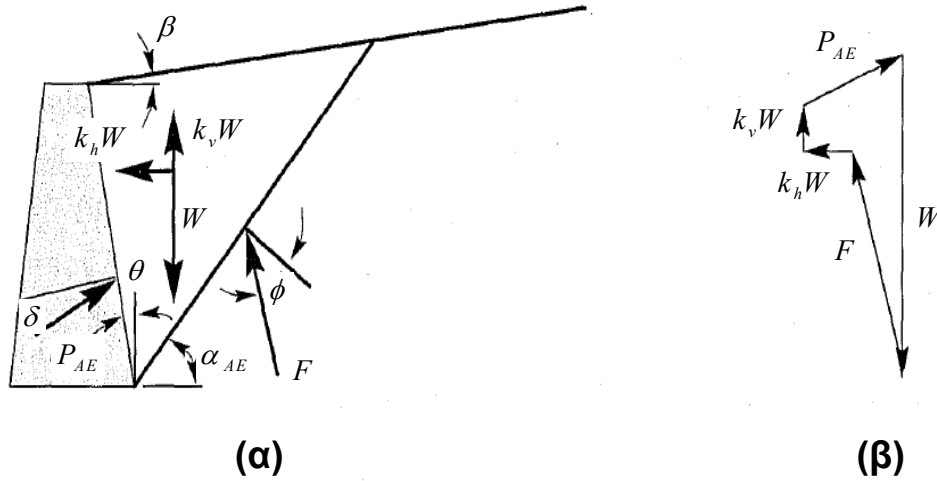
Η μέθοδος Mononobe-Okabe (Okabe, 1926 και Mononobe & Matsuo, 1929) ή σε συντομία M-O αποτελεί μια άμεση επέκταση της θεωρίας Coulomb (με την οποία υπολογίζονται οι στατικές ωθήσεις) σε ψευδοστατικές συνθήκες. Οι ψευδοστατικές μέθοδοι έχουν το κοινό χαρακτηριστικό ότι προσομοιώνουν τις σεισμικές συνθήκες μέσω μιας ισοδύναμης ομοιόμορφης στατικής οριζόντιας επιτάχυνσης, η οποία καταπονεί τον τοίχο με τον ίδιο τρόπο, με αυτόν που αυτός καταπονείται κατά την επιβολή της σεισμικής διέγερσης. Η προκύπτουσα αδανειακή δύναμη εφαρμόζεται στην αντίστοιχη ενεργητική ή παθητική εδαφική σφήνα Coulomb. Η μέθοδος M-O είναι απλή στην κατανόηση και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση των σεισμικών φορτίων σε αντιστηρίξεις. Για ενεργητικές συνθήκες η μέθοδος M-O βασίζεται στις ακόλουθες παραδοχές:

- Ο τοίχος υποτίθεται ότι μετατοπίζεται επαρκώς στην εγκάρσια διεύθυνση, έτσι ώστε το αντιστηριζόμενο έδαφος αφενός να φτάσει στην πλήρη διατμητική αντοχή του κατά μήκος της δυνητικής επιφάνειας ολίσθησης και αφετέρου να προκαλεί τις ελάχιστες ενεργητικές ωθήσεις (κατάσταση πλαστικής ισορροπίας)

- Το έδαφος υποτίθεται ότι ικανοποιεί το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb, επίσης είναι ξηρό, μη συνεκτικό και ομοιογενές υλικό με ομοιόμορφη γωνία εσωτερικής τριβής σε όλη του την έκταση.
- Η αστοχία στο έδαφος υποτίθεται ότι συμβαίνει κατά μήκος ενός επιπέδου που διέρχεται από τον πόδα του τοίχου και σχηματίζει γωνία ως προς την οριζόντια διεύθυνση.
- Η εδαφική σφήνα μεταξύ του τοίχου και του επιπέδου αστοχίας υποτίθεται ότι βρίσκεται σε ισορροπία στο σημείο επικείμενης αστοχίας υπό την επίδραση των δυνάμεων βαρύτητας, σεισμού και συνοριακών δυνάμεων κατά μήκος της διεπιφάνειάς της με τον τοίχο και κατά μήκος του επιπέδου αστοχίας.
- Η επίδραση του σεισμού προσομοιώνεται με μια ισοδύναμη στατική οριζόντια και κατακόρυφη δύναμη $k_h W$ και $k_v W$ αντίστοιχα που εφαρμόζονται στο κέντρο βάρους της σφήνας.
- Η μέθοδος δίνει το μέγεθος της συνολικής δύναμης που ενεργεί στον τοίχο αλλά δεν δίνει το σημείο εφαρμογής της ή την κατανομή των ωθήσεων. Στην αρχική εκδοχή της μεθόδου είχε θεωρηθεί δεδομένο ότι η συνολική δύναμη ενεργεί σε ύψος $1/3H$ από τη βάση του τοίχου. Με βάση τα αποτελέσματα που προήλθαν από τροποποιήσεις της μεθόδου από τους Seed & Whitman (1970), οι οποίοι πρότειναν ότι η συνιστώσα της δύναμης λόγω σεισμικής φόρτισης μπορεί να υποτεθεί ότι ενεργεί σε ύψος $0.6H$ από τη βάση.
- Ο τοίχος είναι επαρκώς ψηλός, έτσι ώστε τα φαινόμενα αποκόλλησης στην κορυφή του να είναι αμελητέα.
- Το αντιστηριζόμενο έδαφος που βρίσκεται πίσω από τον τοίχο συμπεριφέρεται ως απολύτως στερεό σώμα, οπότε οι επιταχύνσεις είναι ομοιόμορφες σε όλη τη μάζα του.

Επιπρόσθετα, η μέθοδος M-O υπόκειται σε όλους τους περιορισμούς της ψευδοστατικής ανάλυσης και της θεωρίας Coulomb. Ο προσδιορισμός των κατάλληλων ψευδοστατικών συντελεστών k_h και k_v είναι δύσκολος και η μέθοδος δεν είναι κατάλληλη για εδάφη που εμφανίζουν σημαντική απομείωση της αντοχής τους κατά τη διάρκεια του σεισμού (π.χ. ρευστοποιήσιμα εδάφη). Στην περίπτωση αυτή η μέθοδος M-O θα υπερεκτιμήσει την πραγματική συνολική παθητική δύναμη, ειδικά όταν $\delta > \varphi/2$. Για τους λόγους αυτούς η M-O θα πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή και τα

αποτελέσματά της να ερμηνεύονται εν γνώσει των απλοποιητικών παραδοχών της μεθόδου.



Σχήμα 2.4: (α) δυνάμεις που ενεργούν σε μια ενεργητική εδαφική σφήνα σύμφωνα με τη μέθοδο Monobobe-Okabe, και (β) δυναμοπολύγωνο που απεικονίζει την ισορροπία των δυνάμεων που ενεργούν σε μια ενεργητική σφήνα.

Οι δυνάμεις που ενεργούν σε μια ενεργητική εδαφική σφήνα ενός ξηρού μη συνεκτικού εδάφους φαίνονται στο Σχήμα 2.4. Εκτός από τις δυνάμεις που ενεργούν υπό στατικές συνθήκες, η σφήνα δέχεται επίσης και τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες ψευδοστατικές δυνάμεις, των οποίων το μέγεθος δίνεται από τις σχέσεις $a_h = k_h g$ και $a_v = k_v g$. Η συνολική ενεργητική εδαφική δύναμη μπορεί να εκφραστεί με τη μορφή:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.1)$$

όπου ο δυναμικός συντελεστής ενεργητικών εδαφικών ωθήσεων δίνεται από:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.2)$$

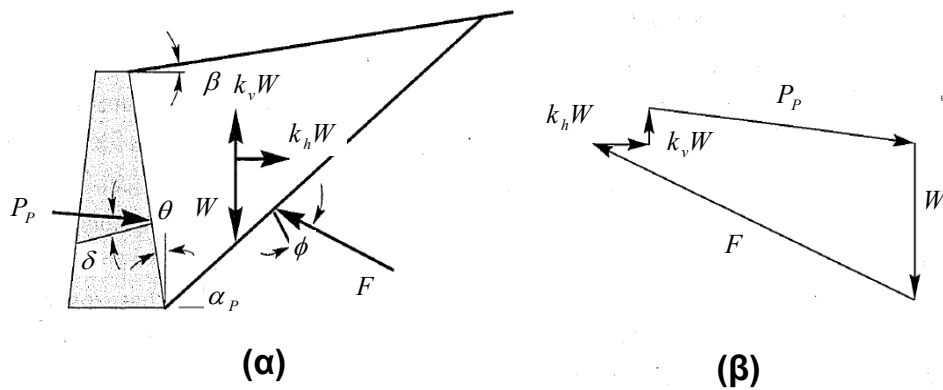
ενώ ισχύει ότι $\phi - \beta \geq \psi$, $\gamma = \gamma_d$ και $\psi = \arctan[k_h / (1 - k_v)]$. Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας, που είναι πλέον πιο οριζοντιοποιημένη από ότι υπό στατικές συνθήκες, σχηματίζει γωνία ως προς την οριζόντια διεύθυνση:

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \arctan \left[\frac{C_{1E} - \tan(\phi - \psi - \beta)}{C_{2E}} \right] \quad (2.3)$$

όπου:

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\phi - \psi - \theta)]} \quad (2.4)$$

$$C_{2E} = 1 + \tan(\delta + \psi + \theta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \quad (2.5)$$



Σχήμα 2.5: (α) Δυνάμεις που ενεργούν σε μια παθητική σφήνα σύμφωνα με τη μέθοδο M-O και (β) δυναμοπολύγωνο που απεικονίζει την ισορροπία των δυνάμεων που ενεργούν σε μια παθητική σφήνα.

Αν και η μέθοδος M-O θεωρεί ότι η συνολική ενεργητική δύναμη θα έπρεπε να ενεργεί σε σημείο που απέχει από τη βάση του τοίχου απόσταση ίση με $H/3$, όπου H το ύψος του τοίχου, τα πειράματα δείχνουν ότι σε δυναμική φόρτιση αυτή ενεργεί σε σημείο που βρίσκεται ψηλότερα από αυτήν τη θέση. Η συνολική ενεργητική εδαφική δύναμη αναλύεται σε μια στατική συνιστώσα P_A και σε μια δυναμική συνιστώσα ΔP_{AE} :

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (2.6)$$

Ως γνωστόν, η στατική συνιστώσα ενεργεί σε ύψος $H/3$ από τη βάση, ενώ το σημείο εφαρμογής της δυναμικής συνιστώσας λαμβάνεται ίσο με $0.6H$ σύμφωνα με τα αποτελέσματα των Seed & Whitman (1970), οπότε η συνολική ενεργητική δύναμη θα ενεργεί σε ύψος:

$$h = \frac{P_A H / 3 + \Delta P_{AE} (0.6H)}{P_{AE}} \quad (2.7)$$

πάνω από τη βάση του τοίχου. Η τιμή του h εξαρτάται από το σχετικά μεγέθη των P_A και P_{AE} . Συνήθως, ισούται με το μισό του ύψους του τοίχου. Σύμφωνα με τη μέθοδο M-O, όταν η k_v λαμβάνεται ίση με το 1/2-2/3 της k_h δεν επηρεάζει την P_{AE} πάνω από 10%. Για τυπικές περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης, οι Seed & Whitman (1970) ανέφεραν ότι οι κατακόρυφες επιταχύνσεις μπορεί να αμεληθούν, όταν εφαρμόζεται η μέθοδος M-O στους υπολογισμούς.

Η συνολική παθητική δύναμη σε έναν τοίχο που αντιστηρίζει ξηρό μη συνεκτικό έδαφος (Σχήμα 2.5) δίνεται από τη σχέση:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.8)$$

όπου ο συντελεστής δυναμικών παθητικών εδαφικών ωθήσεων δίνεται από τη σχέση:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.9)$$

Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας για τις παθητικές συνθήκες σχηματίζει γωνία από την οριζόντια ίση με:

$$\alpha_{PE} = \psi - \phi + \arctan \left[\frac{C_{3E} + \tan(\phi + \psi + \beta)}{C_{4E}} \right] \quad (2.10)$$

όπου:

$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\phi - \psi + \beta) [\tan(\phi - \psi + \beta) + \cot(\phi - \psi + \theta)] [1 + \tan(\delta + \psi - \theta) \cot(\phi - \psi + \theta)]} \quad (2.11)$$

$$C_{4E} = 1 + \tan(\delta + \psi - \theta) [\tan(\phi - \psi + \beta) + \cot(\phi - \psi + \theta)] \quad (2.12)$$

Η συνολική παθητική δύναμη μπορεί επίσης να αναλυθεί (Towhata & Islam, 1987) σε στατική και δυναμική συνιστώσα:

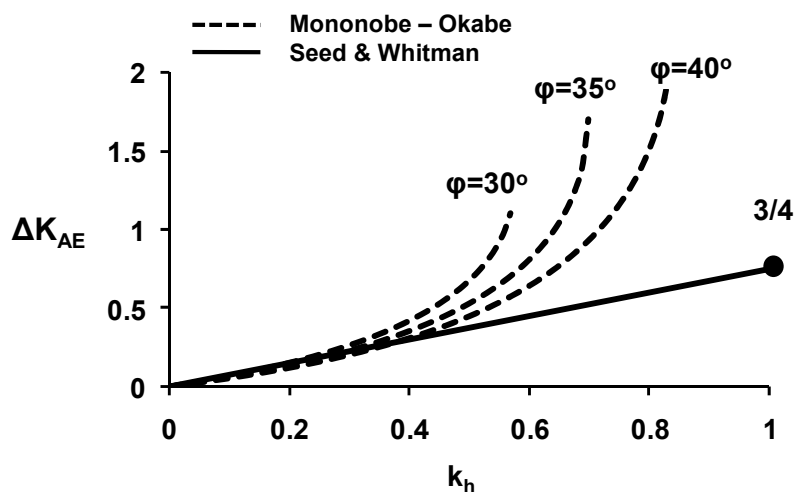
$$P_{PE} = P_P + \Delta P_{PE} \quad (2.13)$$

Σημειώνεται ότι η δυναμική συνιστώσα ενεργεί αντίθετα από τη στατική, οπότε μειώνεται η διαθέσιμη παθητική αντίσταση.

2.6.1.1.2. Μέθοδος Seed & Whitman

Η μέθοδος M-O χρησιμοποιήθηκε και εξακολουθεί να χρησιμοποιείται ευρέως από τους μηχανικούς επειδή είναι απλή και και συνήθως δίνει αρκετά ρεαλιστικά αποτελέσματα. Ωστόσο, σχεδόν 50 χρόνια αργότερα οι Seed & Whitman (1970) απλοποίησαν περισσότερο τη μέθοδο M-O. Η μέθοδος τους συνίσταται στον υπολογισμό ενός συντελεστή δυναμικών εδαφικών ωθήσεων ΔK_{AE} με τη βοήθεια του οποίου προσδιορίζονται οι επιπρόσθετες ωθήσεις που οφείλονται στη σεισμική φόρτιση. Γνωρίζοντας τις συνολικές ωθήσεις (στατικές + δυναμικές) που υπολογίζονται με τη μέθοδο M-O και τις στατικές ωθήσεις που υπολογίζονται με τις μεθόδους Rankine ή Coulomb, μπορούν να υπολογιστούν οι δυναμικές ωθήσεις (αυτές που προκαλούνται λόγω της σεισμικής φόρτισης). Χρησιμοποιώντας τον συντελεστή ΔK_{AE} η συνολική δυναμική ενεργητική εδαφική δύναμη P_{AE} μπορεί να αναλυθεί σε δύο συνιστώσες, τη στατική ενεργητική δύναμη P_A (που υπολογίζεται με τις μεθόδους Rankine ή Coulomb), και τη δυναμική ενεργητική δύναμη ΔP_{AE} που δίνεται από γραφήματα που αναπτύχθηκαν με την απλοποίηση των Seed & Whitman (1970). Δηλαδή, συνολικά ισχύει ότι:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} = \frac{1}{2} K_A \rho H^2 + \frac{1}{2} \Delta K_{AE} \rho H^2 \quad (2.14)$$



Σχήμα 2.6: Συντελεστής δυναμικών εδαφικών ωθήσεων ΔK_{AE} συναρτήσει της οριζόντιας επιτάχυνσης k_h .

Με βάση την προηγούμενη έκφραση (2.14), ο συντελεστής ΔK_{AE} δίνεται ως συνάρτηση της επιβαλλόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης (Σχήμα 2.6). Οι Seed & Whitman

πρότειναν ότι για $a_h < 0.4$ η σχέση μεταξύ του ΔK_{AE} και του a_h είναι σχεδόν γραμμική. Οπότε, για τυπικές τιμές της γωνίας φ και επιταχύνσεις μικρότερες από $0.4g$, ο ΔK_{AE} είναι περίπου τα $3/4$ του a_h . Αυτό σημαίνει ότι η συνολική ενεργητική δύναμη μπορεί να υπολογιστεί εύκολα ως εξής:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \rho H^2 \left(K_A + \frac{3}{4} k_h \right) \quad (2.15)$$

όπου η δυναμική ενεργητική δύναμη δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} \rho H^2 \approx \frac{3}{8} k_h \rho H^2 \quad (2.16)$$

Το σημείο εφαρμογής της δύναμης της εξ. (2.16) βρίσκεται σε ύψος $0.6H$ από τη βάση του τοίχου (Seed & Whitman, 1970).

2.6.1.1.3. Μέθοδος Steedman & Zeng

Η μέθοδος M-O είναι ψευδοστατική μέθοδος και συνεπώς λαμβάνει υπόψη της τη δυναμική φύση της σεισμικής φόρτισης με έναν πολύ απλουστευτικό τρόπο. Είναι δυνατόν όμως να ληφθούν υπόψη κάποια χαρακτηριστικά της δυναμικής απόκρισης ακόμα και με απλοποιητικό τρόπο. Πιο συγκεκριμένα, μέσω ψευδοδυναμικής ανάλυσης των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων, μπορούν να ληφθούν υπόψη η διαφορά φάσης και τα φαινόμενα ενίσχυσης στο αντιστηριζόμενο έδαφος (Steedman & Zeng, 1990). Στην εν λόγω εργασία μελετήθηκε ο μορφής προβόλου και πακτωμένος στη βάση τοίχος που φαίνεται στο Σχήμα 2.7. Εάν η βάση υποβληθεί σε αρμονική οριζόντια επιτάχυνση πλάτους a_h , η επιτάχυνση σε βάθος z κάτω από την κορυφή του τοίχου μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$a(z, t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H - z}{V_s} \right) \right] \quad (2.17)$$

Εάν υποτεθεί ότι οι σεισμικές ωθήσεις προκύπτουν από μια τριγωνική σφήνα εδάφους με κλίση θ ως προς την οριζόντια διεύθυνση, η μάζα ενός λεπτού στοιχείου της σφήνας σε βάθος z δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$m(z) = \frac{\gamma H - z}{g \tan \theta} dz \quad (2.18)$$

όπου γ είναι το ειδικό βάρος του αντιστηριζόμενου εδάφους. Η συνολική αδρανειακή δύναμη που ενεργεί στον τοίχο μπορεί να εκφραστεί ως:

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z)a(z,t)dz = \frac{\lambda\gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \theta} [2\pi H \cos \omega\zeta + \lambda(\sin \omega\zeta - \sin \omega t)] \quad (2.19)$$

ενώ:

$$\lambda = \frac{2\pi V_s}{\omega} \quad (2.20)$$

είναι το μήκος κύματος του διατμητικού κύματος που διαδίδεται κάθετα και

$$\zeta = t - \frac{H}{V_s} \quad (2.21)$$

Η ειδική περίπτωση της άκαμπτης σφήνας δίνεται οριακά από τον τύπο:

$$\lim_{V_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_h}{2g \tan \theta} = \frac{a_h}{g} W = k_h W \quad (2.22)$$

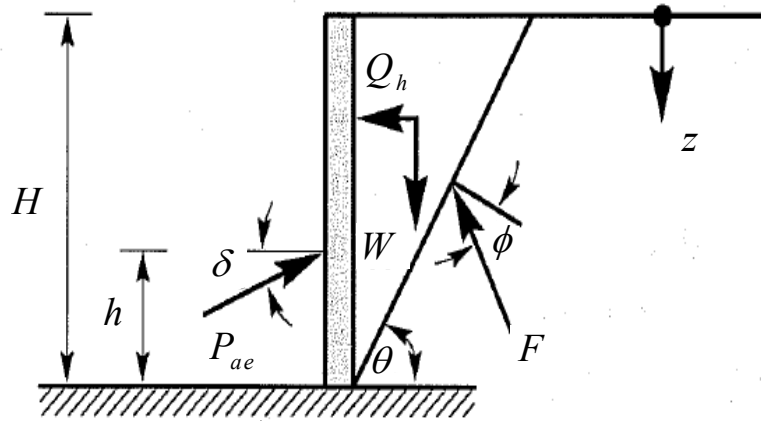
που ισοδυναμεί με την ψευδοστατική δύναμη που εφαρμόζεται κατά τη μέθοδο M-O. Η συνολική (στατική + δυναμική) εδαφική δύναμη μπορεί να υπολογιστεί με ισορροπία δυνάμεων στη σφήνα, δηλαδή:

$$P_{AE}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(a - \varphi) + W \sin(a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - a)} \quad (2.23)$$

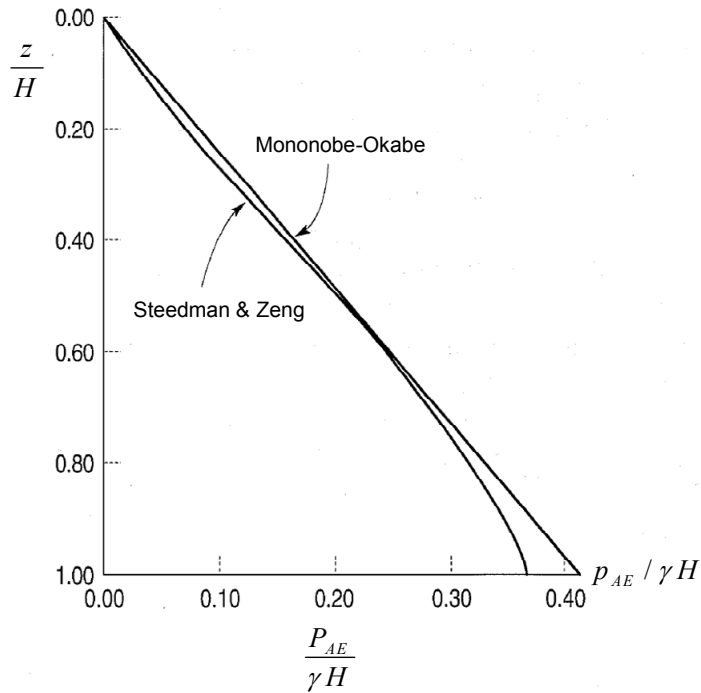
και η κατανομή των συνολικών εδαφικών ωθήσεων προκύπτει με παραγωγή της συνολικής εδαφικής δύναμης:

$$p_{AE}(t) = \frac{\partial P_{AE}(t)}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\tan \theta} \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \theta)} + \frac{k_h \gamma z}{\tan \theta} \frac{\cos(\theta - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \theta)} \sin \left[\omega \left(t - \frac{z}{V_s} \right) \right] \quad (2.24)$$

Ο πρώτος όρος στην εξ. (2.24), που αυξάνεται γραμμικά συναρτήσει του βάθους και δεν μεταβάλλεται με το χρόνο, αντιπροσωπεύει τις στατικές εδαφικές ωθήσεις που ενεργούν στον τοίχο. Η προκύπτουσα στατική δύναμη ενεργεί σε σημείο σε ύψος $h_s = H/3$ από τη βάση του τοίχου σε συμφωνία με τις θεωρίες στατικών ωθήσεων. Ο δεύτερος όρος αντιπροσωπεύει τις δυναμικές ωθήσεις, αυξάνεται μη-γραμμικά ανάλογα με το βάθος και η μορφή του εξαρτάται από τον λόγο H/λ . Ένα τυπικό παράδειγμα της μη-γραμμικών δυναμικών ωθήσεων φαίνεται στο Σχήμα 2.8.



Σχήμα 2.7: Γεωμετρία και συμβολισμοί τοίχου αντιστήριξης για τη μέθοδο Steedman & Zeng (1990).

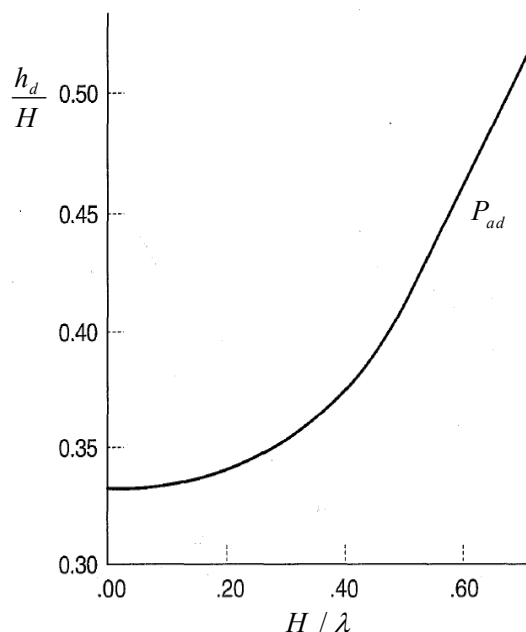


Σχήμα 2.8: Σύγκριση των κανονικοποιημένων κατανομών ωθήσεων για τις μεθόδους M-O και Steedman & Zeng, για την περίπτωση όπου $k_h=0.2$ και $H/\lambda=0.3$ (Steedman & Zeng, 1990).

Αφού οι δυναμικές ωθήσεις αυξάνουν μη-γραμμικά συναρτήσει του βάθους, η θέση της δυναμικής δύναμης μεταβάλλεται με το χρόνο σύμφωνα με τη σχέση:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \zeta + 2\pi \lambda H \sin \omega \zeta - \lambda^2 (\cos \omega \zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \zeta + \pi \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)} \quad (2.25)$$

Το σημείο εφαρμογής της δυναμικής δύναμης για κινήσεις πολύ χαμηλής συχνότητας (μικρό H/λ , ούτως ώστε το αντιστηριζόμενο έδαφος να κινείται ουσιαστικά σε φάση) είναι σε ύψος $h_d=H/3$. Για κινήσεις υψηλότερης συχνότητας, το σημείο εφαρμογής κινείται ψηλότερα στον τοίχο, όπως φαίνεται από το Σχήμα 2.9 .



Σχήμα 2.9: Θέση του σημείου εφαρμογής της δυναμικής δύναμης τη στιγμή που η ροπή γίνεται μέγιστη για $k_h=0.2$ (Steedman & Zeng, 1990)

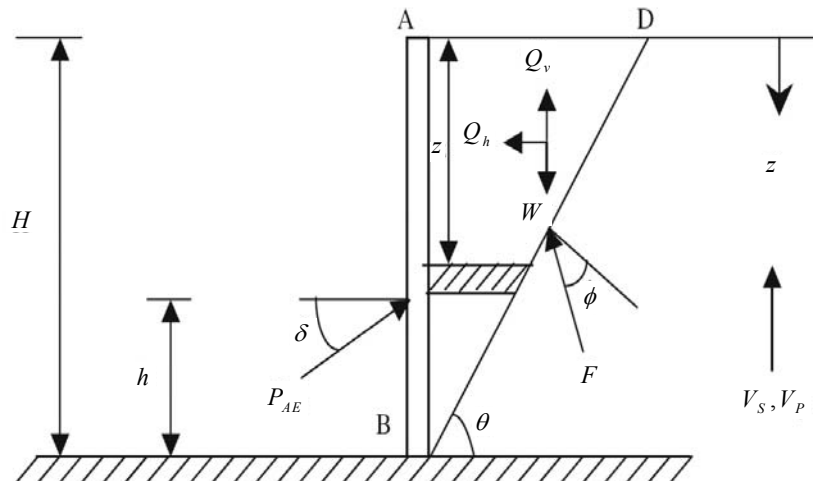
Οι Steedman & Zeng (1990) απέδειξαν ότι οι εδαφικές δυνάμεις για αντιστηριζόμενα εδάφη μεταβαλλόμενης δυσκαμψίας ήταν κοντά σε αυτές που υπολογίζονταν με τη χρήση των μέσων ταχυτήτων διάδοσης διατμητικών κυμάτων των αντιστηριζόμενων εδαφών στις ψευδοδυναμικές αναλύσεις. Επίσης, μπορεί να εξεταστεί και η ενίσχυση του αντιστηριζόμενου εδάφους, εκφράζοντας την a_h ως συνάρτηση του βάθους (και όχι ως σταθερά όπου εμφανίζεται στην εξ. (2.17)) και επαναλαμβάνοντας την ολοκλήρωση της εξ. (2.19). Σημειώνεται ότι η ενίσχυση του αντιστηριζόμενου εδάφους θα αυξήσει τόσο τα φορτία που ασκούνται στον τοίχο, όσο και το ύψος της συνισταμένης εδαφικής δύναμης.

2.6.1.1.4. Γενίκευση της μεθόδου των Steedman & Zeng

Οι Steedman & Zeng (1990) θεώρησαν στις αναλύσεις τους έναν κατακόρυφο άκαμπτο τοίχο που αντιστηρίζει έδαφος με δεδομένη γωνία εσωτερικής τριβής και δεδομένη τιμή σεισμικής οριζόντιας επιτάχυνσης $k_h g$, όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας. Η επιρροή διαφόρων άλλων παραμέτρων όπως η γωνία τριβής του τοίχου (δ), η γωνία τριβής του

εδάφους (ϕ) η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (V_s), η ταχύτητα διαμήκων κυμάτων (V_p) και της οριζόντιας και κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης ($k_h g$ και $k_v g$) στις σεισμικές ενεργητικές εδαφικές ωθήσεις με την ψευδοδυναμική μέθοδο μελετήθηκε από τους Choudhury & Nimbalkar (2006). Στην ίδια εργασία γίνεται η διατύπωση μιας γενικότερης μεθόδου από αυτήν των Steedman & Zeng (1990) που λαμβάνει υπόψη της την ύπαρξη κατακόρυφης επιτάχυνσης a_v . Σημειώνεται ότι στην περίπτωση ξηρών μη συνεκτικών εδαφών, για να αποφευχθεί το φαινόμενο της ρευστοποίησης (πλαστική ροή του υλικού με μη μηδενικές ενεργές τάσεις) η εσωτερική γωνία τριβής θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\phi > \arctan\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) \quad (2.26)$$



Σχήμα 2.10: Προσομοίωμα τοίχου αντιστήριξης που θεωρείται για την γενικευμένη μέθοδο των Steedman & Zeng (1990), (από τους Choudhury & Nimbalkar, 2006).

Στην προσέγγιση αυτή υποτίθεται ότι το μέτρο διάτμησης (G) είναι σταθερό με το βάθος σε όλη την έκταση του αντιστηριζόμενου εδάφους (αφού οι ψευδοδυναμικές μέθοδοι απαιτούν πεπερασμένη ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στην εδαφική σφήνα). Με το βάθος μεταβάλλεται μόνο η φάση και όχι το πλάτος των επιταχύνσεων. Θεωρείται ο άκαμπτος και πακτωμένος στη βάση τοίχος του Σχήματος 2.10 ο οποίος αντιστηρίζει μη συνεκτικό έδαφος με οριζόντια επιφάνεια. Ως γνωστόν, ισχύει ότι:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.27)$$

$$V_p = \sqrt{\frac{G(2-2\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \quad (2.28)$$

όπου ν και ρ ο λόγος Poisson και η πυκνότητα του αντιστηριζόμενου μέσου, αντίστοιχα. Επίσης, H είναι το ύψος της εδαφικής στρώσης και θ είναι η γωνία της επιφάνειας αστοχίας ως προς την οριζόντια. Εάν η βάση του τοίχου υποβληθεί σε αρμονική οριζόντια σεισμική επιτάχυνση πλάτους $a_h g$ και σε κατακόρυφη αρμονική σεισμική επιτάχυνση πλάτους $a_v g$ η επιτάχυνση σε βάθος z από την επιφάνεια και τη χρονική στιγμή t μπορεί να εκφραστεί ως:

$$a_h(z, t) = a_h \sin \left[t - \frac{H-z}{V_s} \right] \quad (2.29)$$

$$a_v(z, t) = a_v \sin \left[t - \frac{H-z}{V_p} \right] \quad (2.30)$$

Η μάζα ενός στοιχείου απειροστού πάχους της σφήνας σε βάθος z δίνεται από τη σχέση (2.18). Η συνολική οριζόντια αδρανειακή δύναμη που ενεργεί στη ζώνη αστοχίας μπορεί να εκφραστεί με τρόπο παρόμοιο με την εξ. (2.19), η οποία τώρα γίνεται:

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) a_h(z, t) dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \theta} \left[2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t) \right] \quad (2.31)$$

όπου ισχύουν οι εξ. (2.20) και (2.21). Η συνολική κατακόρυφη αδρανειακή δύναμη που ενεργεί στη ζώνη αστοχίας μπορεί να εκφραστεί ως:

$$Q_v(t) = \int_0^H m(z) a_v(z, t) dz = \frac{\eta \gamma a_v}{4\pi^2 g \tan \theta} \left[2\pi H \cos \omega \psi + \eta (\sin \omega \psi - \sin \omega t) \right] \quad (2.32)$$

όπου:

$$\eta = \frac{2\pi V_p}{\omega} \quad (2.33)$$

είναι το μήκος κύματος του διαμήκους κύματος που διαδίδεται κάθετα και

$$\zeta = t - \frac{H}{V_p} \quad (2.34)$$

Η ειδική περίπτωση της άκαμπτης σφήνας δίνεται οριακά από:

$$\lim_{V_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_h}{2g \tan \theta} = \frac{a_h}{g} W = k_h W \quad (2.35)$$

$$\lim_{V_p \rightarrow \infty} (Q_v)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_v}{2g \tan \theta} = \frac{a_v}{g} W = k_v W \quad (2.36)$$

Οι δυνάμεις αυτές είναι ισοδύναμες με τις ψευδοστατικές δυνάμεις που λαμβάνονται υπόψη στη μέθοδο M-O. Με ισορροπία δυνάμεων στη σφήνα προκύπτει η συνολική ενεργητική δύναμη (στατική + δυναμική):

$$P_{AE}(t) = \frac{W \sin(a - \varphi) + Q_h(t) \cos(a - \varphi) - Q_v(t) \sin(a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - a)} \quad (2.37)$$

Ο συντελεστής ενεργητικών σεισμικών εδαφικών ωθήσεων ορίζεται ως:

$$K_{AE} = \frac{2P_{AE}}{\gamma H^2} \quad (2.38)$$

και με αντικατάσταση των εξ. (2.31), (2.32) και (2.37) στην (2.38), θα προκύψει:

$$K_{AE}(t) = \frac{1}{\tan \theta} \frac{\sin(a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - a)} + \frac{k_h}{2\pi^2 \tan \theta} \frac{\lambda}{H} \frac{\cos(a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - a)} m_1 - \frac{k_v}{2\pi^2 \tan \theta} \frac{\eta}{H} \frac{\sin(a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - a)} m_2 \quad (2.39)$$

όπου:

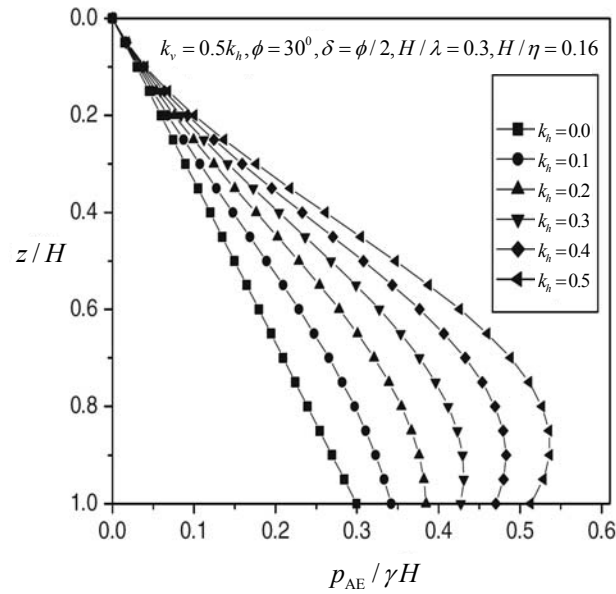
$$m_1 = 2\pi \cos \omega \zeta + \frac{\lambda}{H} (\sin \omega \zeta - \sin \omega t) \quad (2.40)$$

$$m_2 = 2\pi \cos \omega \psi + \frac{\eta}{H} (\sin \omega \psi - \sin \omega t) \quad (2.41)$$

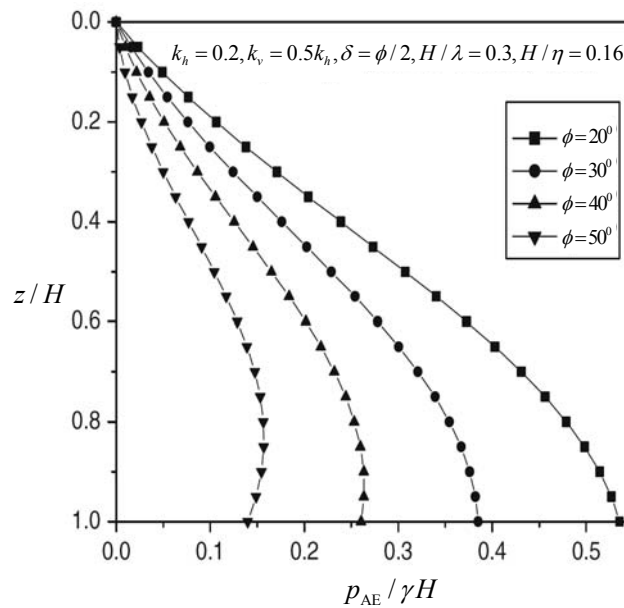
και λ το μήκος κύματος των διατμητικών κυμάτων που διαδίδονται κατακόρυφα προς την επιφάνεια. Οι ενεργητικές δυναμικές ωθήσεις λαμβάνονται με παραγωγή της συνολικής ενεργητικής δύναμης ως:

$$\begin{aligned} p_{AE}(t) &= \frac{\partial P_{AE}(t)}{\partial z} = \\ &= \frac{\gamma z}{\tan \theta} \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \theta)} + \frac{k_h \gamma z}{\tan \theta} \frac{\cos(\theta - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \theta)} \sin \left[\omega \left(t - \frac{z}{V_s} \right) \right] \\ &\quad - \frac{k_v \gamma z}{\tan \theta} \frac{\cos(\theta - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \theta)} \sin \left[\omega \left(t - \frac{z}{V_p} \right) \right] \end{aligned} \quad (2.42)$$

Η ομοιότητα της παρούσας μεθοδολογίας με αυτή των Steedman & Zeng (1990) είναι προφανής.



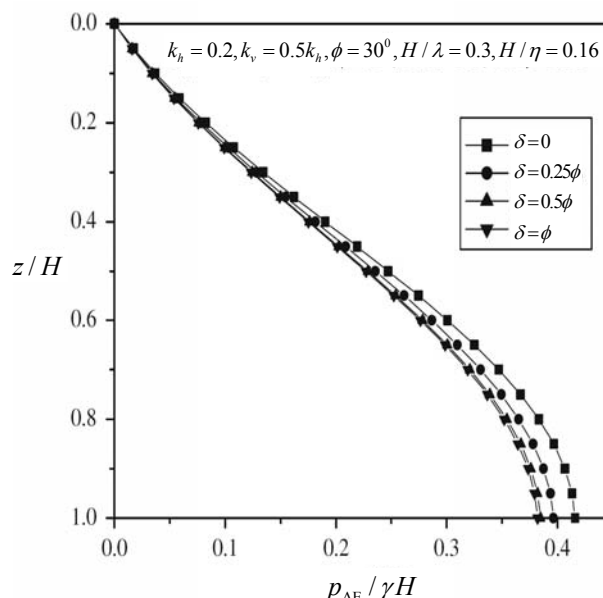
Σχήμα 2.11: Τυπικές κατανομές κανονικοποιημένων ενεργητικών σεισμικών ωθήσεων για διάφορες τιμές του k_h (Choudhury & Nimbalkar, 2006).



Σχήμα 2.12: Τυπικές κατανομές κανονικοποιημένων ενεργητικών σεισμικών ωθήσεων για διάφορες τιμές της γωνίας τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους ϕ (Choudhury & Nimbalkar, 2006).

Στο Σχήμα 2.11 φαίνονται οι κανονικοποιημένες κατανομές ωθήσεων για διάφορες τιμές του k_h , με $k_v=0.5k_h$. Παρατηρείται, επίσης, ότι όταν ο συντελεστής k_h αυξάνεται, οι

ενεργητικές ωθήσεις αυξάνονται επίσης. Επίσης, με την αύξηση του k_h αυξάνεται και ο βαθμός μη-γραμμικότητας των ωθήσεων. Ο συντελεστής κατακόρυφης επιτάχυνσης k_v επηρεάζει σημαντικά το μέγεθος των ωθήσεων.



Σχήμα 2.13: Τυπικές κατανομές κανονικοποιημένων ενεργητικών σεισμικών ωθήσεων για διάφορες τιμές της γωνίας τριβής τοίχου-εδάφους δ (Choudhury & Nimbalkar, 2006).

Στο Σχήμα 2.12 παριστάνονται οι κατανομές των ωθήσεων για διάφορες τιμές της γωνίας τριβής του εδάφους ϕ . Οι ενεργητικές ωθήσεις μειώνονται σημαντικά όταν η γωνία τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους αυξάνεται. Στο Σχήμα 2.13 παριστάνονται οι κατανομές των ωθήσεων για διάφορες τιμές της γωνίας τριβής μεταξύ του τοίχου και του εδάφους δ και α'πο ότι φαίνεται δεν επηρεάζονται σημαντικά από τη δ .

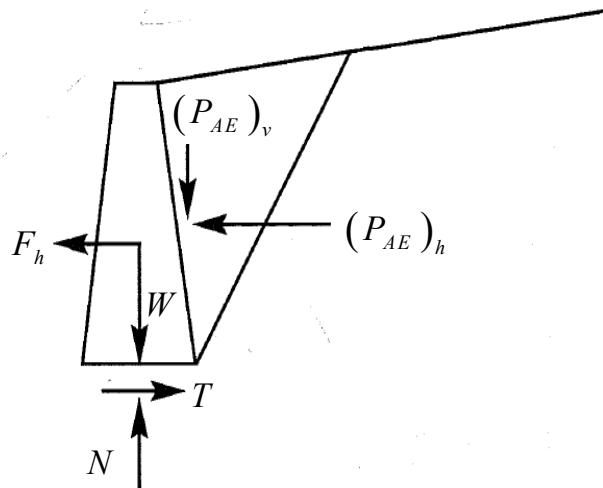
2.6.1.2. Σχεδιασμός με βάση τις παραμορφώσεις

Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό με βάση τις παραμορφώσεις είναι η μέθοδος Richards & Elms (1979), η μέθοδος Nadim & Whitman (1983) και η μέθοδος Whitman & Liao (1985). Οι περισσότερες από τις μεθόδους σχεδιασμού με βάση τις παραμορφώσεις αναλύονται στις εργασίες των Cai & Bathurst (1996) και Al Homoud & Tahtamoni (2000a).

2.6.1.2.1. Μέθοδος Richards & Elms

Οι Richards & Elms (1979) πρότειναν μια μέθοδο για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των τοίχων βαρύτητας που βασίζεται σε επιτρεπόμενες οριζόντιες μετακινήσεις του τοίχου. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι μόνιμες παραμορφώσεις με τρόπο ανάλογο με τη

μέθοδο ολισθαίνοντος σώματος του Newmark η οποία αναπτύχθηκε αρχικά για την εκτίμηση της ευστάθειας πρανών. Στο προσομοίωμα των Richards & Elms (R-E) ο τοίχος και μια δύσκαμπτη σφήνα από το αντιστηριζόμενο έδαφος μοντελοποιούνται ως το ολισθαίνον σώμα και το έδαφος ως το επίπεδο πάνω στο οποίο αυτό ολισθαίνει (Σχήμα 2.14).



Σχήμα 2.14: Τοίχος βαρύτητας στον οποίο ενεργούν ψευδοστατικές επιταχύνσεις.

Για να εφαρμοστεί η μέθοδος R-E πρέπει να γίνει υπολογισμός της επιτάχυνσης διαρροής για το σύστημα τοίχου-αντιστηριζόμενου εδάφους. Με τη θεώρηση του τοίχου βαρύτητας που φαίνεται στο Σχήμα 2.14, όταν η ενεργητική σφήνα υποβάλλεται σε επιτάχυνση με κατεύθυνση προς το αντιστηριζόμενο έδαφος, οι αδρανειακές δυνάμεις που προκύπτουν ενεργούν με κατεύθυνση προς τον τοίχο. Το επίπεδο της επιτάχυνσης που χρειάζεται ώστε ο τοίχος να ολισθήσει στη βάση του ονομάζεται επιτάχυνση διαρροής. Στην περίπτωση αυτή η επίδραση των εδαφικών ωθήσεων και της αδράνειας του τοίχου ενεργοποιούν πλήρως τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή στη βάση του τοίχου. Όταν η επιτάχυνση είναι ίση με την επιτάχυνση διαρροής, η ισορροπία στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση απαιτούν τα εξής:

$$T = F_h + (P_{AE})_h \quad (2.43)$$

$$N = W + (P_{AE})_v \quad (2.44)$$

Αντικαθιστώντας στις ανωτέρω σχέσεις τις ποσότητες $T = N \tan \phi_b$, $F_h = a_y W / g$, $(P_{AE})_h = P_{AE} \cos(\delta + \theta)$, $(P_{AE})_v = P_{AE} \sin(\delta + \theta)$ τότε η επιτάχυνση διαρροής μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$a_y = \left[\tan \varphi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \sin(\delta + \theta)}{W} \right] g \quad (2.45)$$

φ_b είναι η γωνία τριβής τοίχου-βάσης. Οι Richards & Elms προτείνουν η P_{AE} να υπολογίζεται με χρήση της μεθόδου M-O. Αφού η μέθοδος M-O λαμβάνει το a_y ως δεδομένο, η λύση της εξ. (2.45) προκύπτει με επαναληπτική διαδικασία. Χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα αναλύσεων «ολισθαίνοντος στερεού» (sliding block) κατά Newmark, οι Richards & Elms πρότειναν την ακόλουθη έκφραση για τη μόνιμη μετατόπιση του ολισθαίνοντος στερεού:

$$d_{perm} = 0.087 \frac{V_{max}^2 a_{max}^3}{a_y^4} \quad (2.46)$$

όπου V_{max} είναι η μέγιστη ταχύτητα της σεισμικής διέγερσης, a_{max} η μέγιστη επιτάχυνση και a_y η επιτάχυνση διαρροής για το σύστημα τοίχου-αντιστηριζόμενου εδάφους.

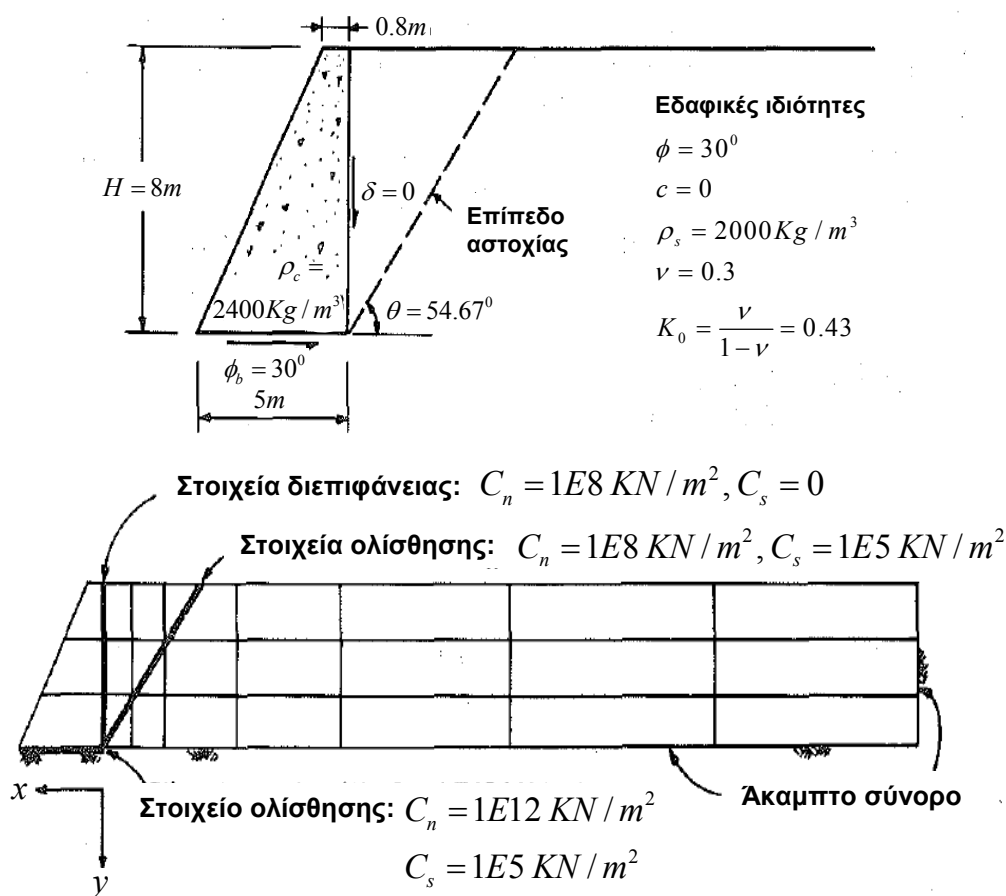
Το προσομοίωμα R-E υποθέτει σταθερή τιμή της επιτάχυνσης του τοίχου (επιτάχυνση διαρροής a_y) όταν λαμβάνει χώρα η ολίσθηση. Εντούτοις, ακόμα και όταν δεν υπάρχει κατακόρυφη εδαφική κίνηση, η ολίσθηση στο αντιστηριζόμενο έδαφος προκαλεί κατακόρυφες επιταχύνσεις στη σφήνα, γεγονός που απαιτεί η συμβατότητα των μετακινήσεων. Ο Zarrabi (1979) θεώρησε την ισορροπία του τοίχου και της σφήνας ξεχωριστά, ικανοποιώντας τις απαιτήσεις συνέχειας στην επιφάνεια αστοχίας. Η λύση που ανέπτυξε περιλαμβάνει επαναληπτική διαδικασία με την οποία υπολογίζονται οι στιγμιαίες τιμές της κλίσης του επιπέδου αστοχίας, οι δυναμικές ενεργητικές ωθήσεις και η επιτάχυνση του τοίχου, όταν δίνονται οι τιμές της οριζόντιας και κατακόρυφης επιτάχυνσης. Οι μετατοπίσεις που υπολογίζονται με το προσομοίωμα του Zarrabi είναι γενικά λίγο μικρότερες από αυτές που υπολογίζονται με το προσομοίωμα R-E. Αμφότερα τα δυο προσομοιώματα προϋποθέτουν άκαμπτη-πλαστική συμπεριφορά του αντιστηριζόμενου εδάφους. Κατά συνέπεια, η εδαφική επιτάχυνση είναι σταθερή σε όλη την έκταση του τελευταίου και η ενίσχυση της σεισμικής κίνησης δεν μπορεί να ληφθεί υπόψη.

2.6.1.2.2. Μέθοδος Nadim & Whitman

Οι Nadim & Whitman (1983) τροποποίησαν τη μέθοδο Richards & Elms (1979) για να ληφθεί υπόψη η επίδραση της εδαφικής ενίσχυσης στη διαμόρφωση των μόνιμων μετατοπίσεων του τοίχου. Χρησιμοποίησαν ένα διδιάστατο προσομοίωμα

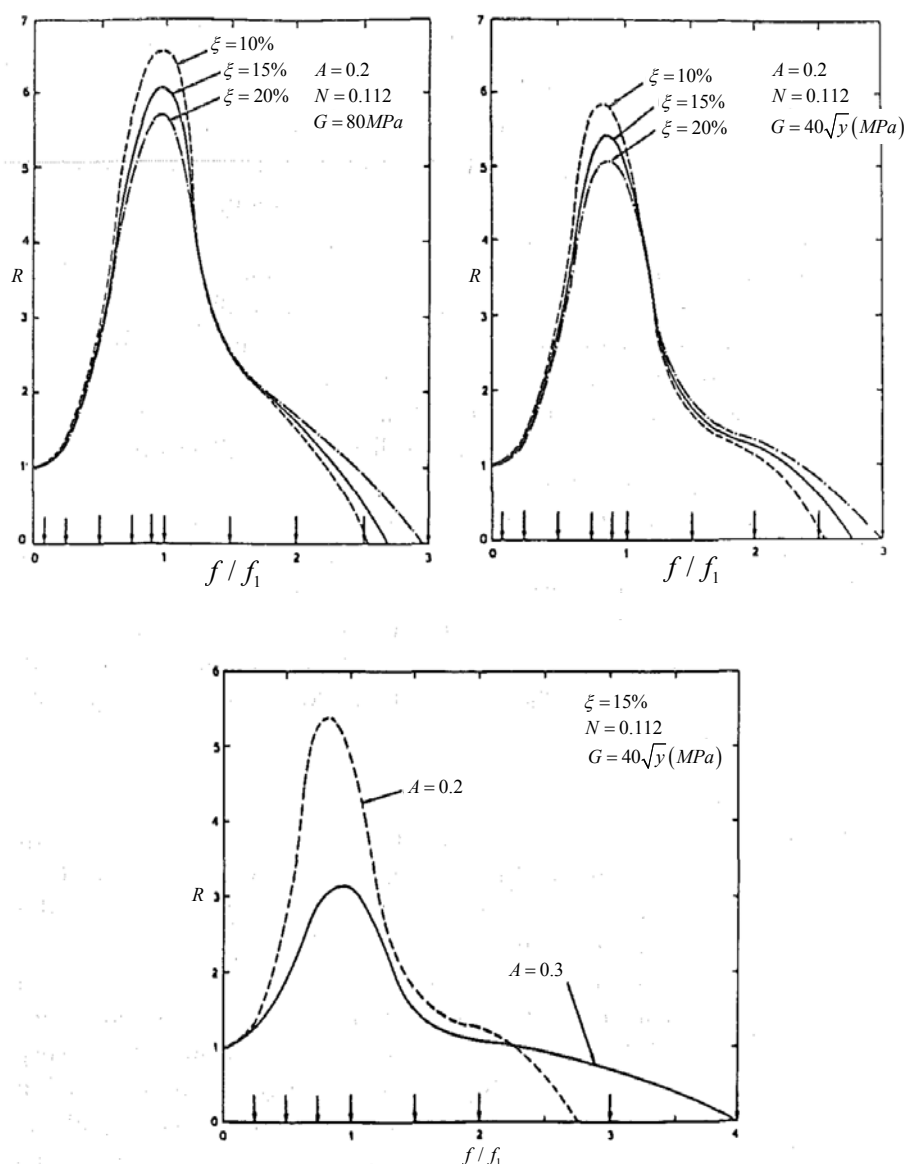
πεπερασμένων στοιχείων επίπεδης παραμόρφωσης για να προσομοιώσουν μια περίπτωση τοίχου βαρύτητας. Το προσομοίωμα αυτό μπορεί να υπολογίζει τις μόνιμες παραμορφώσεις, ενώ λαμβάνει υπόψη και την ενίσχυση της εδαφικής κίνησης (βλ. Σχήμα 2.15). Εξ' υποθέσεως, όλες οι μη αντιστρεπτές παραμορφώσεις συμβαίνουν σε επιφάνειες αστοχίας, η θέση των οποίων προσδιορίζεται εξ' αρχής. Οι επιφάνειες αυτές προσομοιώνονται με πολύ λεπτά πεπερασμένα στοιχεία ολίσθησης (στοιχεία επαφής) που έχουν περιορισμένη αντοχή σε διάτμηση.

Οι αναλύσεις διεξήχθησαν στο πεδίο του χρόνου και η συμπεριφορά του εδάφους στο τμήμα του αντιστηριζόμενου εδάφους που δεν αστοχεί θεωρήθηκε ως ελαστική. Το μέτρο διάτμησης και ο λόγος απόσβεσης για κάθε στοιχείο προσαρμόζονται ανάλογα με τη διατμητική παραμόρφωση που δέχεται κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η επιτάχυνση ολίσθησης του τοίχου για την περίπτωση του Σχήματος 2.15 είναι $N=0.112g$. Για τη συγκεκριμένη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης το δυναμικό επίπεδο αστοχίας στο αντιστηριζόμενο έδαφος σχηματίζει γωνία 54.67° ως προς την οριζόντια διεύθυνση.



Σχήμα 2.15: Τοίχος βαρύτητας και προσομοίωσή του με πεπερασμένα στοιχεία (Nadim & Whitman, 1983).

Τα πεπερασμένα στοιχεία ολίσθησης προσομοιώνουν τις επιφάνειες αστοχίας του αντιστηριζόμενου εδάφους και τις διεπιφάνειες τοίχου-εδάφους. Η σχετική εφαπτομενική κίνηση κατά τη διεύθυνση αυτών των στοιχείων γίνεται μόλις η διατμητική τάση γίνει ίση με τη διατμητική αντοχή των εν λόγω επιφανειών. Στο Σχήμα 2.15, C_n είναι η αντοχή των στοιχείων διεπιφάνειας που χρησιμοποιούνται έναντι αποκόλλησης και C_s είναι η αντοχή έναντι ολίσθησης. Η κατανομή των μετατοπίσεων σε αυτά τα στοιχεία είναι ίδια με αυτή του τετρακομβικού ισοπαραμετρικού πεπερασμένου στοιχείου και έχει ακριβώς τον ίδιο αριθμό βαθμών ελευθερίας.



Σχήμα 2.16: Επίδραση της εδαφικής ενίσχυσης στις μόνιμες παραμορφώσεις του τοίχου (τος Nadim & Whitman, 1983).

Για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων χρησιμοποιείται μια μέθοδος άκαμπτου-πλαστικού προσομοιώματος (π.χ., των Richards & Elms) στην οποία τα δεδομένα εισαγωγής μέγιστης ταχύτητας και επιτάχυνσης (V και A) προσαυξάνονται σε σχέση με τα πραγματικά σε ποσοστό 25%-30% εάν το ηλίκιο f/f_1 είναι κοντά στο 0.5 και σε ποσοστό 50% εάν $0.7 < f/f_1 < 1.0$. Εάν το $f/f_1 < 0.25$ τότε δεν λαμβάνεται υπόψη η εδαφική ενίσχυση.

Στο Σχήμα 2.16 φαίνεται η επίδραση της ενίσχυσης της εδαφικής κίνησης στη μόνιμη μετατόπιση του τοίχου σε διαφορετικές συχνότητες διέγερσης. Με N συμβολίζεται η επιτάχυνση διαρροής του τοίχου και με A ο συντελεστής μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης. Η επίδραση αυτή εκφράζεται με τον λόγο R της μόνιμης μετατόπισης που υπολογίζεται με τα πεπερασμένα στοιχεία προς τη μόνιμη μετατόπιση που υπολογίζεται με θεώρηση άκαμπτου-πλαστικού προσομοιώματος. Η μόνιμη μετατόπιση στις δυο μεθόδους υπολογίζεται στο τέλος του τρίτου κύκλου της επιβαλλόμενης διέγερσης. Τα βέλη στον άξονα των συχνοτήτων δείχνουν τις συχνότητες στις οποίες έγιναν οι υπολογισμοί.

Είναι ενδιαφέρον ότι οι λόγοι κρίσιμης απόσβεσης μεταξύ 10% και 20% έχουν μικρή επίδραση στο R , εκτός από τις περιπτώσεις κοντά στο συντονισμό. Είναι πρωτοφανές ότι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων προβλέπει μηδενική μόνιμη μετατόπιση σε υψηλές συχνότητες. Αυτό μπορεί να οφείλεται είτε στον περιορισμένο αριθμό κύκλων της διέγερσης, είτε στο ότι σε υψηλές συχνότητες οι μόνιμες μετατοπίσεις είναι γενικά μικρές. Υπάρχει μια βασική διαφορά ανάμεσα στην καμπύλη για $A=0.2$ και στην καμπύλη για $A=0.3$. Η μέγιστη τιμή του R που συμβαίνει για λόγο f/f_1 στο διάστημα 0.75 έως 1.00, είναι αρκετά μεγαλύτερη για $A=0.2$. Αυτό εξηγείται αν ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι εάν η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ισούται με την επιτάχυνση διαρροής του τοίχου, η ανάλυση άκαμπτης-πλαστικής σφήνας προβλέπει μηδενική μετακίνηση του τελευταίου. Εντούτοις, κατά την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία η παραμικρή ενίσχυση της κίνησης μέσα στο αντιστηριζόμενο έδαφος προκαλεί κάποια μη μηδενική μετατόπιση και ο λόγος R τείνει στο άπειρο. Οπότε, για αυξανόμενο A σε δεδομένο τοίχο, ο λόγος R αυξάνεται επίσης για συχνότητες συντονισμού.

2.6.1.2.3. Μέθοδος Whitman & Liao

Οι Whitman & Liao (1985) επεσήμαναν πολλά σφάλματα και αδυναμίες στην προσομοίωση των Richards & Elms (1979). Το σημαντικότερο από αυτά είναι ότι δεν λαμβάνεται υπόψη η δυναμική απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους, των

κινηματικών παραγόντων, των μηχανισμών περιστροφής του τοίχου και των κατακόρυφων επιταχύνσεων. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η επίδραση της δυναμικής απόκρισης του αντιστηριζόμενου εδάφους στις μετακινήσεις του τοίχου γίνονται σημαντικές όταν η δεσπόμενη συχνότητα της σεισμικής διέγερσης πλησιάζει την ιδιοσυχνότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους (μέθοδος Nadim & Whitman, 1983). Ως αποτέλεσμα αυτού του φαινομένου οι μετατοπίσεις αυξάνονται σημαντικά σε σχέση με αυτές που προβλέπει η μέθοδος των Richards & Elms.

Επίσης, αναλύσεις στις οποίες ο τοίχος και η εδαφική σφήνα θεωρήθηκαν ως δυο ξεχωριστά τμήματα (Zarrabi, 1979) έδειξαν ότι οι κινηματικές απαιτήσεις της οριζόντιας και κατακόρυφης μετακίνησης της εδαφικής σφήνας (συμβατότητα των μετατοπίσεων) προκαλούν συστηματικά μικρότερες μετακινήσεις από αυτές που προβλέπει η μέθοδος R-E. Μελέτες συνδυασμένης στροφής και μετακίνησης του τοίχου (Nadim, 1980 και Siddharthan et al., 1992), δείχνουν ότι οι μηχανισμοί στροφής γενικά αυξάνουν τις μετατοπίσεις του τοίχου σε σχέση με αυτές που υπολογίζονται από τα προσομοιώματα που λαμβάνουν υπόψη τους μόνο την ολίσθηση, όπως αυτό των R & E. Ο συνυπολογισμός των κατακόρυφων επιταχύνσεων καταλήγει σε ελαφρά μεγαλύτερες μετατοπίσεις από ότι εάν οι πρώτες αμελούνταν. Αυτό συμβαίνει για σεισμικές διεγέρσεις με μεγάλη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($a_{\max}$ μεγαλύτερη από περίπου 0.5g) και $a_y/a_{\max} > 0.4$ (Whitman & Liao, 1985).

Οι Whitman & Liao (1985) συμπεριέλαβαν και ποσοτικοποίησαν όλα τα ενδεχόμενα σφάλματα της προσομοίωσης και για να περιγράψουν το συνολικό σφάλμα μοντελοποίησης με μια τυχαία μεταβλητή που κατανέμεται λογαριθμικά και έχει μέση τιμή $\bar{M}$ και τυπική απόκλιση $\sigma_{\ln M}$. Επίσης, οι Whitman & Liao βρήκαν ότι οι μόνιμες μετατοπίσεις έχουν μέση τιμή:

$$\bar{d}_{perm} = \frac{37V_{\max}^2}{a_{\max}} e^{\left(\frac{-9.4a_y}{a_{\max}}\right)} \quad (2.47)$$

Η αβεβαιότητα εξαιτίας της στατιστικής μεταβλητότητας της εδαφικής κίνησης χαρακτηρίζεται από μια λογαριθμικά κατανεμημένη τυχαία μεταβλητή Q , με μέση τιμή $\bar{Q}$ και τυπική απόκλιση $\sigma_{\ln Q}$. Μελετήθηκε επίσης η επίδραση της αβεβαιότητας ως προς τις εδαφικές ιδιότητες, ειδικά όσον αφορά τη γωνία τριβής του εδάφους, στις μόνιμες παραμορφώσεις. Η επιτάχυνση διαρροής που είναι συνάρτηση της γωνίας τριβής ϕ και

της γωνίας τριβής τοίχου-εδάφους δ ορίστηκε ως τυχαία μεταβλητή με μέση τιμή a_y και τυπική απόκλιση σ_{a_y} .

Συνδυάζοντας όλες αυτές τις πιθανές πηγές αβεβαιότητας, η μόνιμη μετατόπιση μπορεί να χαρακτηριστεί ως μια τυχαία μεταβλητή, λογαριθμικά κατανεμημένη και αυτή, με μέση τιμή:

$$\bar{d} = \frac{37V_{\max}^2}{a_{\max}} e^{\left(\frac{-9.4a_y}{a_{\max}}\right)} \bar{Q}\bar{M} \quad (2.48)$$

και διακύμανση:

$$\sigma_{Ind}^2 = \left(\frac{9.4g}{a_{\max}}\right)^2 \sigma_{a_y}^2 + \sigma_{InM}^2 + \sigma_{InQ}^2 \quad (2.49)$$

Προτεινόμενες τιμές της μέσης τιμής και της τυπικής απόκλισης των συντελεστών εδαφικής κίνησης, αβεβαιότητας εδαφικών ιδιοτήτων και σφάλματος προσομοίωσης φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

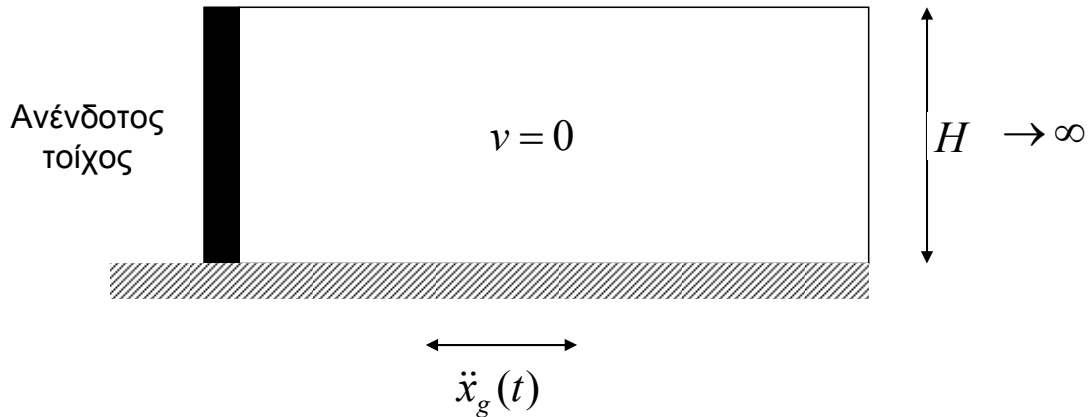
Συντελεστής	Μέση τιμή	Τυπική απόκλιση
Σφάλμα προσομοίωσης	$\bar{M} = 3.5$	$\sigma_{InM} = 0.84$
Σφάλμα εκτίμησης εδαφικών ιδιοτήτων	$\bar{a}_y = a_y(\bar{\varphi}, \bar{\delta})$	$\sigma_{a_y} = 0.04 \text{ έως } 0.065$
Εδαφική κίνηση	$\bar{Q} = 1$	$\sigma_{InQ} = 0.58 \text{ έως } 1.05$

Πίνακας 2.1: Μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις συντελεστών για ανάλυση μετακινήσεων τοίχου βαρύτητας (από τους Whitman & Liao, 1985).

2.6.2 Ανένδοτοι τοίχοι αντιστήριξης

Μερικές αντιστηρίξεις, όπως οι μεγάλοι τοίχοι βαρύτητας που είναι θεμελιωμένοι σε άκαμπτο βράχο, καθώς και τοίχοι υπογείων που συγκρατούνται από πλάκες στη βάση και την κορυφή τους, δεν μετακινούνται επαρκώς για να αναπτυχθούν ενεργητικές ή παθητικές ωθήσεις στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Οι τοίχοι αντιστήριξης που παραμένουν ιδανικά άκαμπτοι, άστρεπτοι και αμετακίνητοι κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης είναι γνωστοί ως ανένδοτοι τοίχοι. Τις περισσότερες φορές η παρουσία ενός ανένδοτου τοίχου επιβάλλει στο αντιστηριζόμενο έδαφος να αποκριθεί ελαστικά, χωρίς όμως αυτό να ισχύει πάντα (Psarropoulos et al., 2010). Λόγω του

γεγονότος αυτού, οι κυριότερες λύσεις που έχουν αναπτυχθεί για ανένδοτους τοίχους (Wood, 1973 και Veletsos et al. 1993, 1994, 1995, 1996, 2000) είναι ως επί το πλείστον γραμμικά ελαστικές.



Σχήμα 2.27: Προσομοίωμα που μελετήθηκε από τους Matuo & Ohara (1960) για ανένδοτο τοίχο και μηδενικές κατακόρυφες μετακινήσεις στο αντιστηριζόμενο έδαφος.

2.6.2.1. Λυση των Matuo & Ohara

Οι Matuo & Ohara (1960) ανέπτυξαν αναλυτική λύση για το πρόβλημα του ανένδοτου τοίχου που αντιστηρίζει ημιάπειρη εδαφική στρώση που φαίνεται στο Σχήμα 2.17. Βασική υπόθεση του εν λόγω προσέγγισης είναι ότι η κατακόρυφη μετακίνηση είναι μηδέν σε όλη την έκταση του αντιστηριζόμενου μέσου ($v=0$) και έτσι η λύση τους βασίζεται σε μια προσεγγιστική διατύπωση των εξισώσεων ελαστικότητας. Οι ωθήσεις στον τοίχο δίνονται σε αυτή την περίπτωση από τη σχέση:

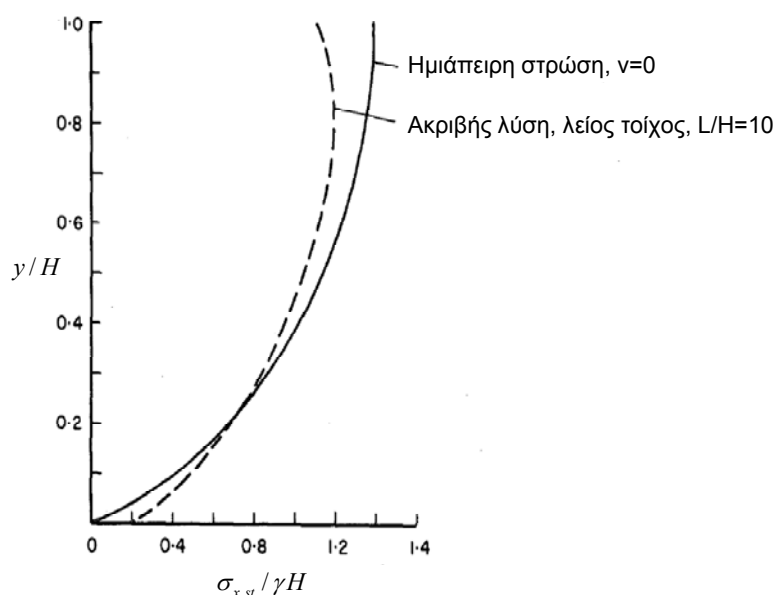
$$\sigma_x = -\gamma H A \frac{8}{\pi^2} \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2} \sin \frac{(2n-1)\pi y}{2H} \quad (2.50)$$

Μια σύγκριση μεταξύ της ακριβούς λύσης και της προσέγγισης $v=0$ έγινε από τον Wood (1973) με σύγκριση των στατικών κατανομών ωθήσεων των δυο λύσεων. Η εξ. (2.50) υπολογίστηκε για $\nu=0.3$ και συγκρίθηκε με την θεωρούμενη ως «ακριβή» λύση του Wood (1973) στο Σχήμα 2.18. Οι δυναμικές ωθήσεις που προκύπτουν από τη λύση των Matsuo & Ohara (1960) δεν υπολογίστηκαν λεπτομερώς αλλά είναι λογικό να περιμένει κανείς ότι θα δώσουν ικανοποιητικά αποτελέσματα.

2.6.2.2. Λύση του Wood (1973)

Το προσομοίωμα του Wood αποτελείται από δύο άκαμπτους, άστρεπτους και αμετακίνητους τοίχους που συνδέονται μονολιθικά με μια άκαμπτη βάση. Το σύστημα

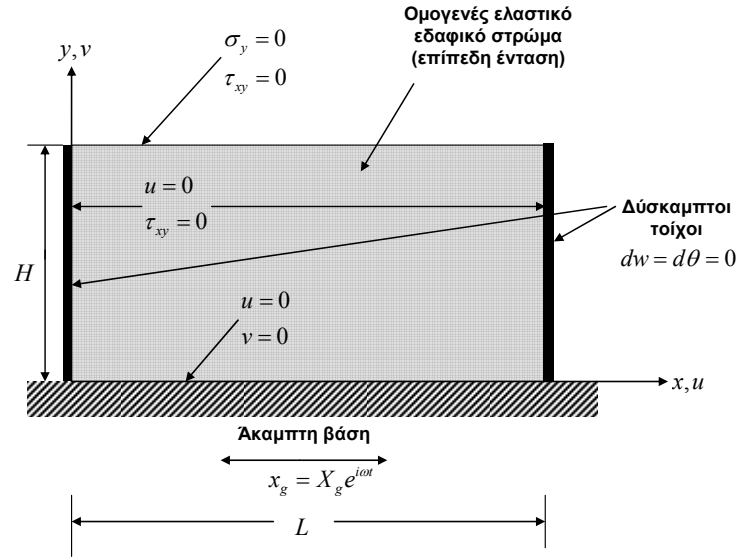
μοιάζει με ένα ανάποδο Π, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.19. Τα δυο ακραία κατακόρυφα σύνορα αντιπροσωπεύουν ανένδοτους τοίχους οι οποίοι θεωρούνται λείοι όταν έρχονται σε επαφή με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αυτό σημαίνει ότι δεν του προσδίδουν διατμητικές τάσεις λόγω τριβής. Το κατώτερο οριζόντιο σύνορο αντιπροσωπεύει ένα άκαμπτο στρώμα βράχου, (δεν επιτρέπει καμία σχετική παραμόρφωση μεταξύ δυο οποιωνδήποτε σημείων του), και συνεπώς η επιβαλλόμενη διέγερση είναι χωρικά σταθερή. Μεταξύ των τοίχων υπάρχει ιστροπικό, ακόρεστο έδαφος με σταθερό μέτρο ελαστικότητας, μέτρο διάτμησης και πυκνότητα το οποίο συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά κατά τη διάρκεια του σεισμού.



Σχήμα 2.38: Κατανομές των κανονικοποιημένων ωθήσεων σε ανένδοτο τοίχο για οριζόντια διέγερση πλάτους 1g (από Wood, 1973).

Το στρώμα αυτό υποβάλλεται σε οριζόντια μοναδιαία επιτάχυνση και το ζητούμενο είναι οι αναπτυσσόμενες σεισμικές εδαφικές ωθήσεις πίσω από τους τοίχους (στατικές κατανομές). Οι στατικές κατανομές αναπτύσσονται για δεσπόζουσες συχνότητες της επιβαλλόμενης διέγερσης μικρότερες από το μισό της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας του αντιστηριζόμενου εδαφικού στρώματος (χαμηλόσυχνες διεγέρσεις), οπότε η εδαφική ενίσχυση είναι αμελητέα. Υποτίθεται ότι τα διατμητικά κύματα που φτάνουν στο αντιστηριζόμενο μέσο υπό μια ενδιάμεση γωνία μεταξύ της κατακόρυφου και της οριζόντιας, καθώς και τα επιφανειακά κύματα έχουν μήκη κύματος τουλάχιστον δεκαπλάσια του ύψους του τοίχου, κατάσταση που αντιστοιχεί στην κατακόρυφη

διάδοση διατμητικών κυμάτων, που προσπίπτουν κάθετα στη βάση του προσομοιώματος.



Σχήμα 2.14: Προσομοίωμα Wood (1973).

Οι συναρτήσεις μετατόπισης u και v εκφράζονται ως αθροίσματα απείρων όρων, καθένας από τους οποίους είναι γινόμενο μιας συνάρτησης μετατόπισης η οποία εξαρτάται μόνο από το ύψος y από την άκαμπτη βάση και μιας αρμονικής συνάρτησης της απόστασης x από τον τοίχο. Τελικά, μετά τη λύση των σχετικών διαφορικών εξισώσεων επίπεδης παραμόρφωσης, και αφού γίνει η επιβολή των συνοριακών συνθηκών που φαίνονται στο Σχήμα 2.19, προκύπτουν η οριζόντια και η κατακόρυφη μετατόπιση αντίστοιχα:

$$u = \frac{4\gamma H^2}{G\pi^3 k^2} \left(\frac{L}{H} \right)^2 \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} \{ B_n \cosh ry + C_n (ry + k') e^{ry} + D_n (ry - k') e^{-ry} - 1 \} \sin rx \right] \quad (2.51)$$

και

$$v = \frac{4\gamma H^2}{G\pi^3 k^2} \left(\frac{L}{H} \right)^2 \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} \{ -B_n \sinh ry - C_n r y e^{ry} + D_n r y e^{-ry} \} \cos rx \right] \quad (2.52)$$

όπου B_n, C_n, D_n , σταθερές που προσδιορίζονται από τις αρχικές συνθήκες κατά μήκος των συνόρων του αντιστηριζόμενου μέσου:

$$k' = 3 - 4\nu \quad (2.53)$$

$$k = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (2.54)$$

Γ το μέτρο διάτμησης του εδάφους, και γ η επιτάχυνση της βάσης.

Αποδεικνύεται ότι οι αναπτυσσόμενες οριζόντιες και κάθετες ορθές και διατμητικές τάσεις δίδονται, αντίστοιχα, από τις σχέσεις:

$$\sigma_x = \frac{4\gamma L}{\pi^2 k^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^2} \{2B_n \cosh ry + C_n (2ry + k' + 3) e^{ry} + D_n (2ry - k' - 3) e^{-ry} - k^2\} \cos rx \right] \quad (2.55)$$

$$\sigma_y = \frac{4\gamma L}{\pi^2 k^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[-\frac{1}{n^2} \{2B_n \cosh ry + C_n (2ry + k' - 1) e^{ry} + D_n (2ry - k' + 1) e^{-ry} - k^2 + 2\} \cos rx \right] \quad (2.56)$$

$$\tau_{xy} = \frac{4\gamma L}{\pi^2 k^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^2} \{2B_n \sinh ry + C_n (2ry + k' + 1) e^{ry} + D_n (-2ry + k' + 1) e^{-ry}\} \sin rx \right] \quad (2.57)$$

Κατά συνέπεια η συνισταμένη δύναμη και ροπή ως προς τη βάση του τοίχου δίνονται από τις σχέσεις:

$$F_{sr} = \frac{4\gamma L^2}{\pi^3 k^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} \{2B_n \sinh rH + C_n (2rH + k' + 1) e^{rH} + D_n (-2rH + k' + 1) e^{-rH} - (C_n + D_n)(k' + 1) - k^2 rH\} \right] \quad (2.58)$$

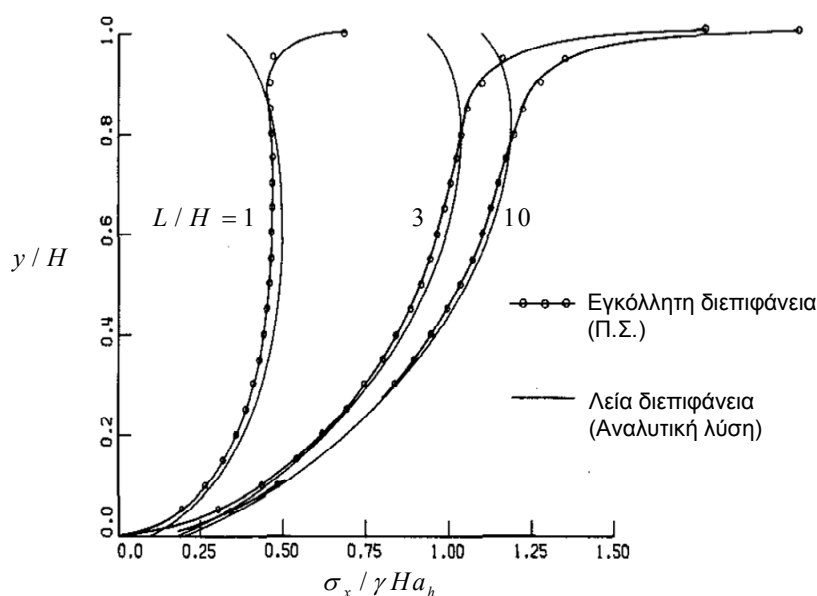
$$M_{sr} = \frac{4\gamma L^3}{\pi^4 k^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^4} \{2B_n (rH \sinh rH - \cosh rH + 1) + C_n \{2r^2 H^2 - 4rH + 4 + (rH - 1)(k' + 3)\} e^{rH} + D_n \{-2r^2 H^2 - 4rH - 4 + (rH + 1)(k' + 3)\} e^{-rH} + (C_n - D_n)(k' - 1) - \frac{(rHk)^2}{2}\} \right] \quad (2.59)$$

όπου:

$$r = \frac{n\pi}{L}, n = 1, 3, 5, \dots$$

Στη συνέχεια, το προσομοίωμα αυτό επιλύθηκε αναλυτικά από τον Wood τόσο για λεία όσο και για εγκόλλητη διεπιφάνεια με τη βοήθεια της μεθόδου των πεπερασμένων

στοιχείων (βλ. Σχήμα 2.20). Η διαφορά των δυο ειδών διεπιφάνειας έγκειται στο γεγονός ότι η πρώτη επιτρέπει τη σχετική μετατόπιση τοίχου-εδάφους στη διεπιφάνεια, αφού δεν μεταβιβάζονται διατμητικές τάσεις, ενώ η δεύτερη δεν επιτρέπει ούτε οριζόντια ούτε κατακόρυφη σχετική μετακίνηση στη διεπιφάνεια. Επίσης, εξετάστηκαν περιπτώσεις μη συνεκτικών εδαφών, εδαφών με διγραμμική συμπεριφορά και εδαφών στα οποία το μέτρο διάτμησης G μεταβάλλεται γραμμικά με το βάθος, οι οποίες επιλύονται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Στο Σχήμα 2.20 φαίνονται τα αντίστοιχα διαγράμματα τόσο της αναλυτικής λύσης όσο και των πεπερασμένων στοιχείων. Από το γράφημα αυτό φαίνεται ότι το είδος της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (εγκόλλητη ή λεία) δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα των ωθήσεων.

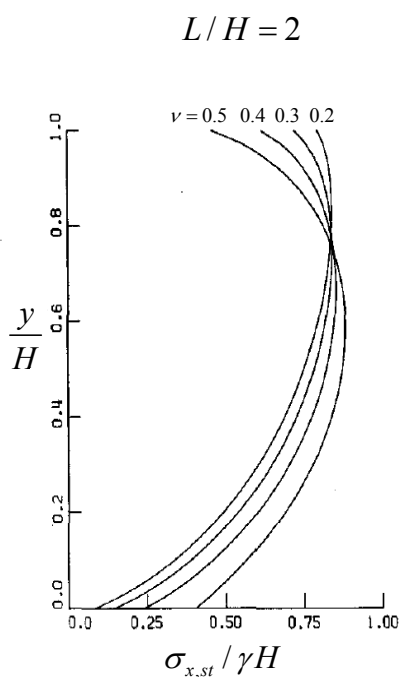


Σχήμα 2.20: Αδιαστατοποιημένες ωθήσεις που αναπτύσσονται πίσω από ανένδοτο τοίχο συναρτήσει του αδιαστατοποιημένου ύψους από τη βάση y/H , για λεία διεπιφάνεια (αναλυτική λύση) και για εγκόλλητη διεπιφάνεια (πεπερασμένα στοιχεία), για διάφορες τιμές της αδιαστατοποιημένης απόστασης μεταξύ των τοίχων (L/H) υπό στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης και λόγου Poisson $\nu=0.3$.

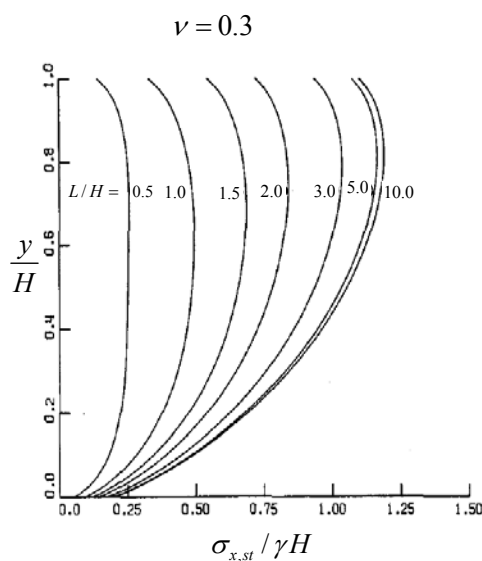
Ο ρόλος του λόγου Poisson ν στη διαμόρφωση των στατικών εδαφικών ωθήσεων φαίνεται στο Σχήμα 2.21 όπου παρουσιάζονται οι αδιαστατοποιημένες τάσεις $\sigma_x / \gamma H$ που αναπτύσσονται πίσω από τους τοίχους συναρτήσει του ύψους από τη βάση y για διάφορες τιμές του λόγου Poisson του αντιστηριζόμενου μέσου, για στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης και $L/H = 2$. Διακρίνεται ότι για ύψος από τη βάση περί το $0.8H$ και λόγο απόστασης τοίχων προς ύψος $L/H = 2$ οι ωθήσεις που αναπτύσσονται

πίσω από τον τοίχο είναι περίπου $0.835\gamma H$, ανεξάρτητα από το λόγο Poisson του αντιστηριζόμενου εδάφους. Γενικότερα διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχουν μεγάλες διαφορές μεταξύ των στατικών ωθήσεων για διάφορες τιμές του λόγου Poisson ν .

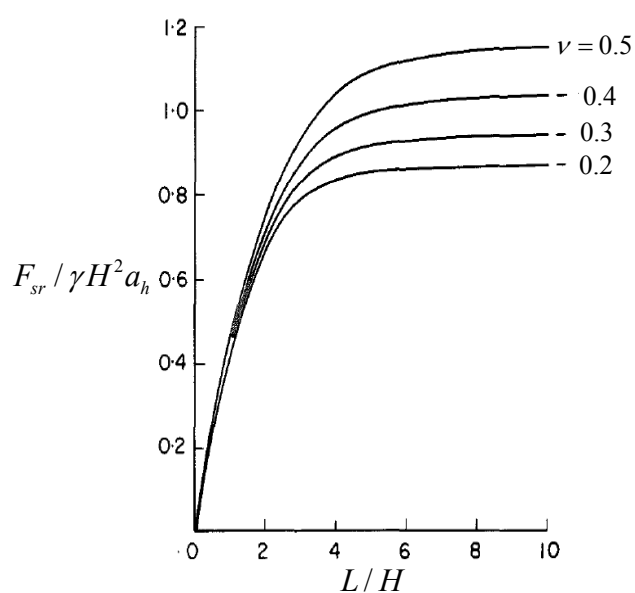
Η επιρροή της αδιαστατοποιημένης απόστασης L/H μεταξύ των τοίχων στη διαμόρφωση των στατικών εδαφικών ωθήσεων φαίνεται στο Σχήμα 2.22 όπου παρουσιάζονται οι αδιαστατοποιημένες ωθήσεις που αναπτύσσονται πίσω από τον τοίχο συναρτήσει του ύψους από τη βάση για διάφορες τιμές της αδιαστατοποιημένης απόστασης μεταξύ των τοίχων, στην περίπτωση στατικής διέγερσης μοναδιαίας επιτάχυνσης και λόγο Poisson $\nu = 0.3$. Παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται η απόσταση μεταξύ των τοίχων τόσο αυξάνονται και οι ωθήσεις που δέχεται ο κάθε τοίχος. Όμως για αποστάσεις τοίχων δεκαπλάσιες του ύψους τους ή και μεγαλύτερες, η αύξηση αυτή είναι αμελητέα, και οι ωθήσεις πρακτικά σταθεροποιούνται στην κατανομή που εμφανίζουν για $L/H = 10$. Για αποστάσεις μεταξύ των τοίχων L ίσες ή μεγαλύτερες από $10H$ οι ωθήσεις στον ένα τοίχο δεν επηρεάζονται από την παρουσία του άλλου και αντιστρόφως.



Σχήμα 2.21: Αδιαστατοποιημένες ωθήσεις $\sigma_x / \gamma H a_h$ που αναπτύσσονται πίσω από τον τοίχο συναρτήσει του αδιαστατοποιημένου ύψους από τη βάση y/H για διάφορες τιμές του λόγου Poisson ν του αντιστηριζόμενου μέσου, υπό στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης και για $L/H = 2$.



Σχήμα 2.22: Αδιαστατοποιημένες ωθήσεις $\sigma_{x,st}/\gamma H a_h$ που αναπτύσσονται πίσω από τον τοίχο συναρτήσει του αδιαστατοποιημένου ύψους από τη βάση (y/H), για διάφορες τιμές της αδιαστατοποιημένης απόστασης L/H μεταξύ των τοίχων, υπό στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης και για $\nu=0.3$.



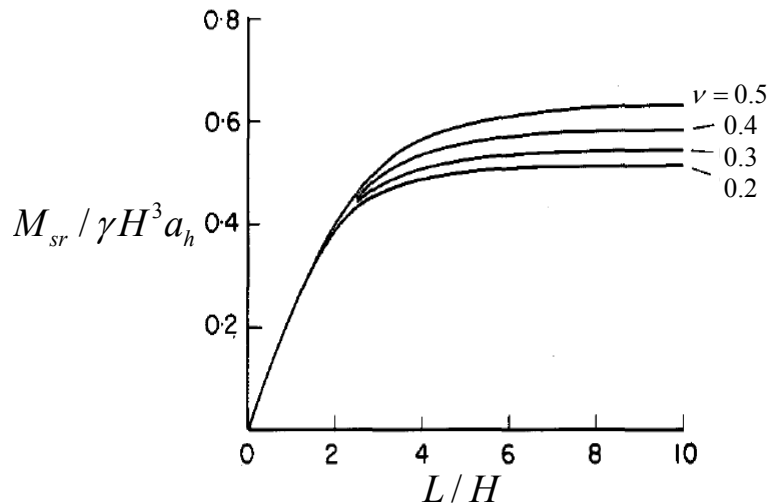
Σχήμα 2.23: Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα $F_{sr}/\gamma H^2 a_h$ που ασκείται στη βάση του τοίχου συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης απόστασης μεταξύ των τοίχων L/H για διάφορες τιμές του λόγου Poisson, ν , υπό στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης.

Η αδιαστατοποιημένη εδαφική δύναμη και ροπή ανατροπής παρουσιάζονται στα Σχήματα 2.23 και 2.24 αντίστοιχα. Λαμβάνοντας τιμές από αυτά τα γραφήματα είναι

δυνατός ο υπολογισμός της δύναμης F_{sr} και της ροπής M_{sr} που ενεργούν στον τοίχο. Ο μοχλοβραχίονας της δύναμης υπολογίζεται από το πηλίκιο:

$$h_{eq} = \frac{M_{sr}}{F_{sr}} \quad (2.60)$$

και μια τυπική τιμή του h_{eq} είναι $h_{eq}=0.63H$.



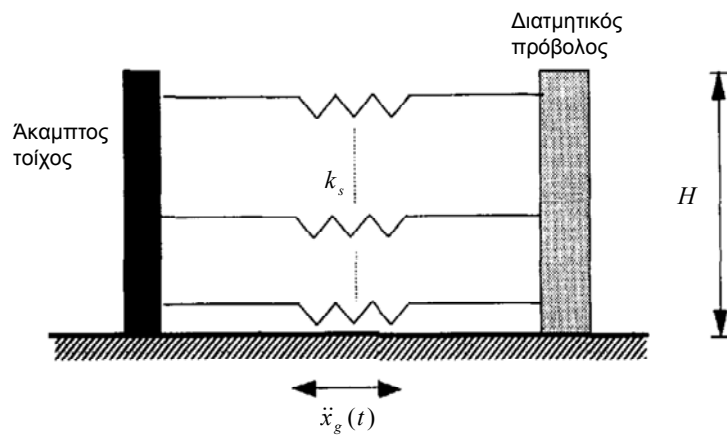
Σχήμα 2.24: Αδιαστατοποιημένη ροπή $M_{sr} / \gamma H^3 a_h$ που ασκείται στη βάση του τοίχου συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης απόστασης των τοίχων L/H , για διάφορες τιμές του λόγου Poisson, ν , υπό στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης.

2.6.2.3. Προσομοίωμα του Scott

Το προσομοίωμα του Scott(1973) παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.25 και αποτελείται από ένα ομοιόμορφο διατμητικό πρόβολο που αντιπροσωπεύει την επίδραση «μακρινού πεδίου» (far field) του εδαφικού στρώματος και μια ομάδα κατανεμημένων γραμμικών οριζόντιων ελατηρίων που συνδέουν τον διατμητικό πρόβολο με τον τοίχο. Ο διατμητικός πρόβολος και ο τοίχος είναι πακτωμένοι σε δύσκαμπτη βάση. Οι φυσικές ιδιότητες και το ύψος του διατμητικού προβόλου είναι ίδια με αυτά του εδαφικού στρώματος και η δυσκαμψία των ελατηρίων ανά μονάδα μήκους και ύψους του τοίχου k_s λαμβάνεται ως:

$$k_s = \frac{8(1-\nu)}{10(1-2\nu)} \frac{G}{H} \quad (2.61)$$

Τόσο ο τοίχος όσο και ο διατμητικός πρόβολος διεγείρονται από την ίδια εδαφική κίνηση. Σημειώνεται επίσης ότι η μοναδική πηγή απόσβεσης στο προσομοίωμα είναι η απόσβεση του διατμητικού προβόλου.



Σχήμα 2.25: Προσομοίωμα Scott (1973).

Η λογική του προσομοιώματος του Scott γίνεται αντιληπτή αν θεωρηθεί η απόκριση μακρινού πεδίου του αντιστηριζόμενου εδάφους, που αντιστοιχεί στην περίπτωση που αυτό είναι μονοδιάστατο και δεν υπάρχει τοίχος. Εάν το έδαφος ήταν απείρου μήκους και δεν υπήρχε τοίχος, τότε δεν θα αναπτυσσόταν οριζόντιες ορθές τάσεις στο σημείο που βρίσκεται ο τοίχος, οπότε ολόκληρο το εδαφικό στρώμα θα ταλαντωνόταν με την απόκριση ελεύθερου πεδίου χωρίς να αναπτύσσονται οριζόντιες ορθές τάσεις μέσα στη μάζα του. Η παρουσία άκαμπτου τοίχου επιβάλλει στο αντιστηριζόμενο έδαφος να μετακινείται στη θέση που υπάρχει αυτός αντίστοιχα με ότι συμβαίνει στη βάση της στρώσης που εδράζεται στον άκαμπτο βράχο. Η διαφορά μεταξύ της απόκρισης ελεύθερου πεδίου που θα είχε το αντιστηριζόμενο έδαφος χωρίς τον τοίχο και της μηδενικής απόκρισης που έχει δίπλα στον τοίχο σημαίνει ότι στο έδαφος πρέπει να ασκούνται ωθήσεις από τον τοίχο ούτως ώστε να ισχύει η δυναμική ισορροπία. Για να ισχύει η δυναμική ισορροπία εφαρμόζεται απλή επαλληλία των δυο καταστάσεων που αναφέρθηκαν πιο πάνω.

Έστω u_f η μετατόπιση ελεύθερου πεδίου ως προς την άκαμπτη βάση ενός σημείου του αντιστηριζόμενου μέσου που βρίσκεται σε αδιαστατοποιημένο ύψος από τη βάση ίσο με $h=y/H$ και έστω w η μετακίνηση του τοίχου στο ίδιο ύψος. Οι ωθήσεις που απαιτείται να ασκηθούν από τον τοίχο έτσι ώστε να προκληθεί διαφοροποίηση μεταξύ των u_f και w δίνονται από τη σχέση:

$$\sigma(h, t) = K(h, t)(u_f - w) \quad (2.62)$$

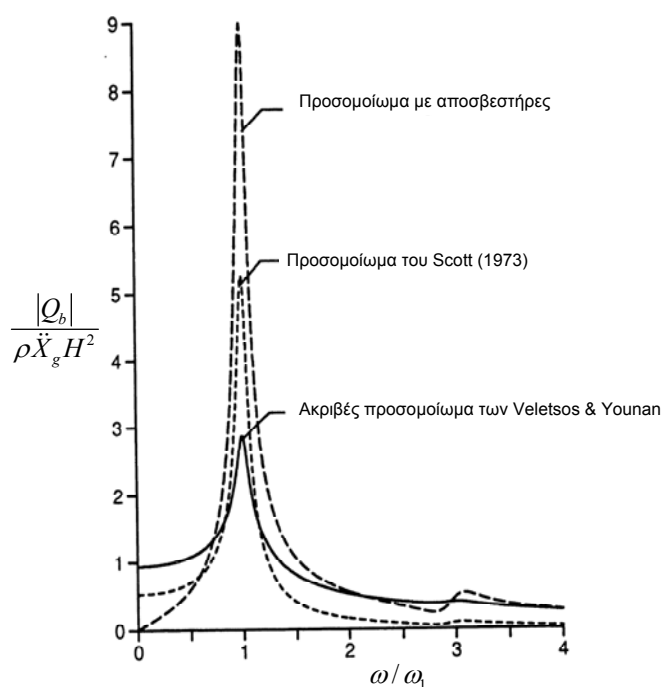
όπου K είναι μια γενικευμένη εμπέδηση ή δυναμική δυσκαμψία του εδαφικού μέσου. Για έναν πακτωμένο και δύσκαμπτο τοίχο ισχύει $w=0$ και οι ωθήσεις στον τοίχο είναι ανάλογες των μετακινήσεων ελευθέρου πεδίου. Η σχέση (2.62) υποθέτει έμμεσα ότι αναπτύσσονται μόνο κάθετες ωθήσεις στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους, ότι ο τοίχος μπορεί να παραλάβει τόσο θλιπτικές όσο και εφελκυστικές ωθήσεις και ότι η επίδραση των οποιωνδήποτε κατακόρυφων διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια του τοίχου είναι αμελητέες.

Η μορφή της σχέσης (2.62) για τον υπολογισμό των ωθήσεων στον τοίχο είναι γενικά σωστή. Εντούτοις, το προσομοίωμα του Scott (1973) εμφανίζει κάποια μειονεκτήματα, τα οποία είναι:

- Η επιλογή της σταθεράς K στη σχέση (2.62) σύμφωνα με τη σχέση (2.61) δυνητικά εμπεριέχει σφάλματα, καθώς η ακρίβεια και το λογικό υπόβαθρο της τελευταίας επιδέχονται αμφισβήτηση. Θεωρώντας ότι οι ωθήσεις και οι δυνάμεις στον τοίχο είναι ανάλογες της δυσκαμψίας K , οποιαδήποτε σφάλματα συμβαίνουν κατά τον προσδιορισμό της, επηρεάζουν άμεσα την προκύπτουσα απόκριση του συστήματος.
- Θα πρέπει να σημειωθεί ότι όταν το ν τείνει στο 0.5, η K και συνεπώς και οι εδαφικές ωθήσεις και συνισταμένες δυνάμεις απειρίζονται, ένα αποτέλεσμα καθαρά εξωπραγματικό.
- Η φόρτιση λόγω εδαφικής διέγερσης υποτίθεται ότι παραλαμβάνεται από τη διατμητική δράση του αντιστηριζόμενου μέσου στο μακρινό πεδίο και από αξονική δράση δοκού ανάμεσα στο μακρινό πεδίο και στον τοίχο. Δεν λαμβάνεται υπόψη η διατμητική αντοχή του τμήματος του εδάφους που βρίσκεται κοντά στον τοίχο, η οποία ομολογουμένως μπορεί να έχει σημαντική επίδραση στις ωθήσεις που ασκούνται στον τοίχο.
- Το προσομοίωμα δεν λαμβάνει υπόψη του την απόσβεση ακτινοβολίας που ενυπάρχει στο αντιστηριζόμενο έδαφος και αυτό έχει ως αποτέλεσμα να υπερεκτιμάται η απόκριση του συστήματος για συχνότητες διέγερσης κοντά στις ιδιοσυχνότητες του.

Για την εκτίμηση της ακρίβειας των διαφόρων προσομοιωμάτων που αναπτύχθηκαν, γίνεται σύγκριση στο Σχήμα 2.26 του πλάτους της διατμητικής δύναμης στη βάση του τοίχου $|Q_b|$, η οποία υπολογίζεται για το προσομοίωμα του Scott (1973), για το

τροποποιημένο προσομοίωμα του Scott που αποτελείται από αποσβεστήρες, και για το «ακριβές» προσομοίωμα των Veletsos & Younan που θα αναπτυχθεί στη συνέχεια. Τα αποτελέσματα του Σχήματος 2.26 αφορούν ένα ομοιόμορφο ιξωδοελαστικό μέσο που αντιστηρίζεται από άκαμπτο τοίχο που είναι πακτωμένος στη βάση και έχει λόγο Poisson $\nu=1/3$ και συντελεστή απόσβεσης του αντιστηριζόμενου υλικού $\delta=0.1$.



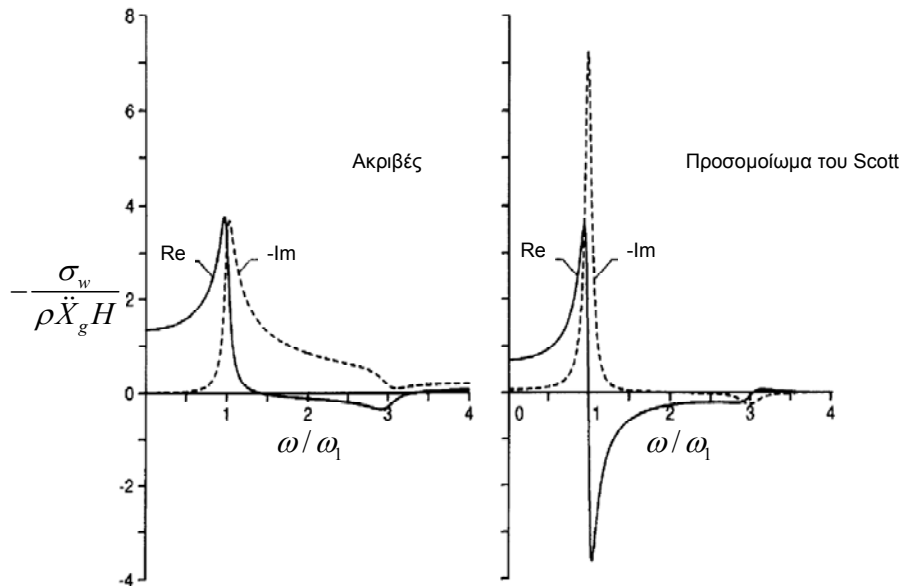
Σχήμα 2.26: Καμπύλες απόκρισης στο πεδίο των συχνοτήτων για το πλάτος της διατμητικής δύναμης στη βάση πακτωμένου άκαμπτου τοίχου για ομοιόμορφο εδαφικό στρώμα με $\nu=1/3$ και $\delta=0.1$ (Veletsos & Younan, 1993).

Το πλάτος της διατμητικής δύναμης αδιαστατοποιείται ως προς $\rho X_g H^2$ και παριστάνεται σαν συνάρτηση του λόγου της διεγείρουσας συχνότητας προς την θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης, να αυτή θεωρηθεί μονοδιάστατη (ότι δηλ. δεν αντιστηρίζεται από τοίχο σε κανένα σημείο της). Η τελευταία, όπως θα αποδειχθεί στη συνέχεια, δίνεται από τη σχέση:

$$\omega_1 = \frac{\pi V_s}{2H} \quad (2.63)$$

όπου V_s είναι η διατμητική ταχύτητα του εδάφους. Η συμπαγής γραμμή παριστάνει την σχεδόν ακριβή λύση, η πυκνά διακεκομμένη γραμμή προκύπτει από τη λύση του Scott (1973) και η αραιά διακεκομμένη γραμμή δίνεται από την τροποποιημένη μέθοδο του Scott που περιλαμβάνει μόνο αποσβεστήρες. Η ακρίβεια των δυο τελευταίων καμπυλών

είναι ξεκαθαρά μη ικανοποιητική. Ειδικότερα, ενώ η ακριβής λύση οδηγεί σε σημαντικά αυξημένη διατμητική δύναμη στη βάση για μικρές και μεγάλες συχνότητες, το αντίθετο συμβαίνει για ενδιάμεσο εύρος συχνοτήτων, όταν ο λόγος ω/ω_1 λαμβάνει τιμές περίπου ίσες με τη μονάδα.



Σχήμα 2.27: Καμπύλες απόκρισης στο πεδίο των συχνοτήτων των πραγματικών και φανταστικών μερών των ωθήσεων που αναπτύσσονται στην κορυφή του τοίχου για την ακριβή αναλυτική λύση και την αναλυτική λύση του Scott (1973) για $\nu=0.3$ και $\delta=0.1$ (Veletsos & Younan, 1994α).

2.6.2.4. Τροποποιημένο προσομοίωμα Scott

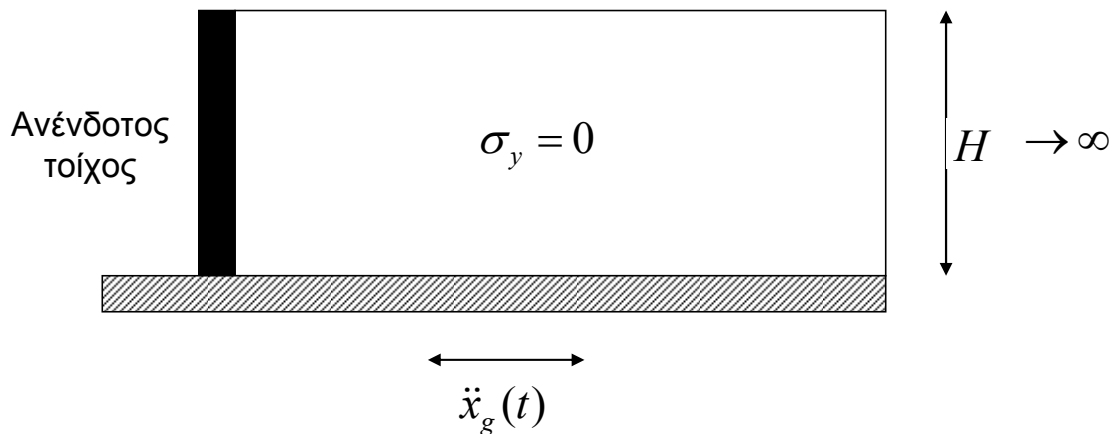
Οι ασυμφωνίες στη λύση του Scott (1973) προέρχονται εν μέρει από την αδυναμία του προσομοιώματος να εκμεταλλευτεί την ικανότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους να αποσβένει τα διαδιδόμενα σεισμικά κύματα λόγω ακτινοβολίας. Εάν, αντί για μια συστοιχία αβαρών οριζόντιων γραμμικών ελατηρίων, το αντιστηριζόμενο μέσο προσεγγιζόταν από μια σειρά γραμμικών οριζόντιων δοκών άπειρου μήκους με ομοιόμορφα κατανομημένη μάζα, είναι ευρέως γνωστό ότι η δράση αυτών των δοκών για μια αρμονική διέγερση στη βάση είναι πανομοιότυπη με αυτή μιας σειράς αποσβεστήρων. Με την υπόθεση ότι οι δοκοί περιορίζονται εγκάρσια και ότι οι οριζόντιες παρειές τους είναι απαλλαγμένες από τάσεις ο ισοδύναμος συντελεστής απόσβεσης των αποσβεστήρων δίνεται από:

$$c = \sqrt{\frac{2}{1-\nu}} G\rho \quad (2.64)$$

Η αραιά διακεκομμένη καμπύλη του Σχήματος 2.26 παριστάνει τη διατμητική δύναμη στη βάση του τοίχου με την υπόθεση ότι το εδαφικό μέσο μπορεί να προσομοιωθεί με μια σειρά από οριζόντιους αποσβεστήρες αντί για αβαρή ελατήρια. Παρατηρείται ότι, ενώ για υψηλές τιμές της συχνότητας το τροποποιημένο προσομοίωμα του Scott δίνει σαφώς καλύτερα αποτελέσματα από το αρχικό του Scott (1973), αντιθέτως οδηγεί σε μη αποδεκτά αποτελέσματα στην περιοχή των χαμηλών συχνοτήτων.

2.6.2.5. Λύση των Veletsos & Younan

Το σύστημα που εξετάστηκε από τους Veletsos & Younan (1994a) φαίνεται στο Σχήμα 2.28. Πρόκειται για ένα ημιάπειρο, ομοιόμορφο στρώμα ενός ιξωδοελαστικού υλικού που είναι ελεύθερο στην ανώτερη επιφάνειά του εδραζόμενο σε μια άκαμπτη βάση κατά μήκος της κάτω επιφάνειάς του και αντιστηριζόμενο σε ένα από τα κατακόρυφα σύνορά του από έναν ανένδοτο τοίχο. Τόσο ο τοίχος όσο και η βάση του εδαφικού στρώματος διεγείρονται από μια χωρικά αμετάβλητη κίνηση, η επιτάχυνση της οποίας σε οποιαδήποτε χρονική στιγμή t είναι $\ddot{x}_g(t) = \ddot{X}_g e^{i\omega t}$. Η απόσβεση υλικού του εδάφους θεωρείται ότι είναι σταθερού υστερητικού τύπου. Το εδαφικό στρώμα έχει πάχος H , πυκνότητα ρ και συντελεστή απόσβεσης ξ .



Σχήμα 2.28: Προσομοίωμα ανένδοτου τοίχου αντιστήριξης των Veletsos & Younan (1994a).

Οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον τοίχο υπολογίζονται ως:

$$\sigma_w(h) = -\frac{8\psi_\sigma}{\pi^2} \rho \ddot{X}_g H \sqrt{1+2i\xi} \sum_{n=1,2}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2} \frac{1}{\sqrt{1-\varphi_n^2+2i\xi}} \sin \frac{(2n-1)\pi}{2} h \quad (2.65)$$

όπου:

$$\psi_\sigma = \frac{2}{\sqrt{(1-\nu)(2-\nu)}} \quad (2.66)$$

$$\varphi_n = \frac{1}{2n-1} \frac{\omega}{\omega_1} \quad (2.67)$$

και $h = y / H$.

Με ολοκλήρωση καθ' ύψος του τοίχου, λαμβάνουμε και τις συνισταμένες δράσεις των παραπάνω ωθήσεων (τέμνουσα δύναμη και ροπή ανατροπής ως προς τη βάση του τοίχου):

$$Q_b = \int_0^1 \sigma_w(h) H dh = -\frac{16\psi_\sigma}{\pi^3} \rho \ddot{X}_g H^2 \sqrt{1+2i\zeta} \sum_{n=1,2}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{1}{\sqrt{1-\varphi_n^2+2i\zeta}} \quad (2.68)$$

$$M_b = \int_0^1 \sigma_w(h) H^2 h dh = -\frac{32\psi_\sigma}{\pi^4} \rho \ddot{X}_g H^3 \sqrt{1+2i\zeta} \sum_{n=1,2}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n-1)^4} \frac{1}{\sqrt{1-\varphi_n^2+2i\zeta}} \quad (2.69)$$

Η οριζόντια μετατόπιση του αντιστηριζόμενου μέσου σε σημείο που απέχει απόσταση x από τον τοίχο και y από το βράχο εκφράζεται ως:

$$U(p, h) = -\frac{16}{\pi^3} \frac{\rho \ddot{X}_g H^2}{G} \sum_{n=1,2}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{1-e^{-(2n-1)\pi/2\psi_e \sqrt{1-\frac{\varphi_n^2}{1+2i\zeta}} p}}{1-\varphi_n^2+2i\zeta} \sin \frac{(2n-1)\pi}{2} h \quad (2.70)$$

όπου

$$p = x / H$$

και

$$\psi_e = \sqrt{\frac{2-\nu}{1-\nu}} \quad (2.71)$$

Για άπειρη απόσταση από τον τοίχο (σε συνθήκες μονοδιάστατης εδαφικής απόκρισης), η εξίσωση (2.70) γίνεται:

$$U(h) = -\frac{16}{\pi^3} \frac{\rho \ddot{X}_g H^2}{G} \sum_{n=1,2}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{1}{1-\varphi_n^2+2i\zeta} \sin \frac{(2n-1)\pi}{2} h \quad (2.72)$$

Η έκφραση αυτή είναι φυσικά η ίδια με αυτή που διέπει την κίνηση ενός κατακόρυφου διατμητικού προβόλου που διεγείρεται στη βάση του και έχει το ίδιο ύψος και φυσικές

ιδιότητες με αυτές του εδαφικού υλικού που εξετάστηκε. Για ένα καθαρά ελαστικό υλικό και χωρίς απόσβεση υλικού, η εξ. (2.70) γίνεται:

$$U(p, h) = -\frac{16}{\pi^3} \frac{\rho \ddot{X}_g H^2}{G} \sum_{n=1,2}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{1 - e^{-(2n-1)\pi/2\psi_e \sqrt{1-\varphi_n^2} p}}{1 - \varphi_n^2} \sin \frac{(2n-1)\pi}{2} h \quad (2.73)$$

Στην τελευταία μπορούν να επισημανθούν οι ακόλουθες παρατηρήσεις:

- Για διεγείρουσες συχνότητες μικρότερες της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας του εδαφικού στρώματος ($\omega < \omega_1$, ή ισοδύναμα $\varphi_1 < 1$) οι εκθετικές συναρτήσεις είναι πραγματικές για όλους τους όρους της σειράς και το πλάτος των μετατοπίσεων αυξάνεται μονοτονικά από μηδέν στη θέση $p=0$ μέχρι τη μέγιστή τιμή στο μακρινό πεδίο. Οι μέγιστες τιμές προκύπτουν από την εξ. (2.72) αν μηδενιστεί η απόσβεση υλικού. Η απουσία μιγαδικών όρων στη λύση επιβεβαιώνει το γεγονός ότι δεν υφίσταται απόσβεση ενέργειας λόγω κυματικής ακτινοβολίας στην περίπτωση αυτή.
- Για διεγείρουσες συχνότητες μεγαλύτερες από τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος, ο εκθέτης των εκθετικών συναρτήσεων είναι αριθμός φανταστικός για τον πρώτο όρο της σειράς, και εναλλάξ αρνητικός πραγματικός ή φανταστικός για τους όρους υψηλότερης τάξης. Συνεπώς, υπάρχουν αρμονικές συναρτήσεις που έχουν σταθερό πλάτος μη απομειούμενο οι οποίες παραμένουν ακόμα και για $p \rightarrow \infty$. Ειδικότερα, η κίνηση στο μακρινό πεδίο αποτελείται από την επαλληλία της κίνησης των διατμητικών προβόλων και της κίνησης λόγω των κυμάτων που ανακλώνται από τον τοίχο.
- Για διεγείρουσες συχνότητες που συμπίπτουν με μια από τις ιδιοσυχνότητες του εδαφικού στρώματος ($\varphi_n=1$ ή $\varphi_1=1,3,5,\dots$) η απόκριση του συστήματος γίνεται άπειρη. Η απόσβεση υλικού του εδάφους περιορίζει αυτές τις αποκρίσεις σε πεπερασμένες τιμές.

Η εξίσωση (2.65) μπορεί να γραφτεί, κατ' αναλογία με την (2.62), ως εξής:

$$\sigma(h) = \sum_{n=1}^{\infty} K_n U_n \sin \left[\frac{(2n-1)\pi}{2} h \right] \quad (2.74)$$

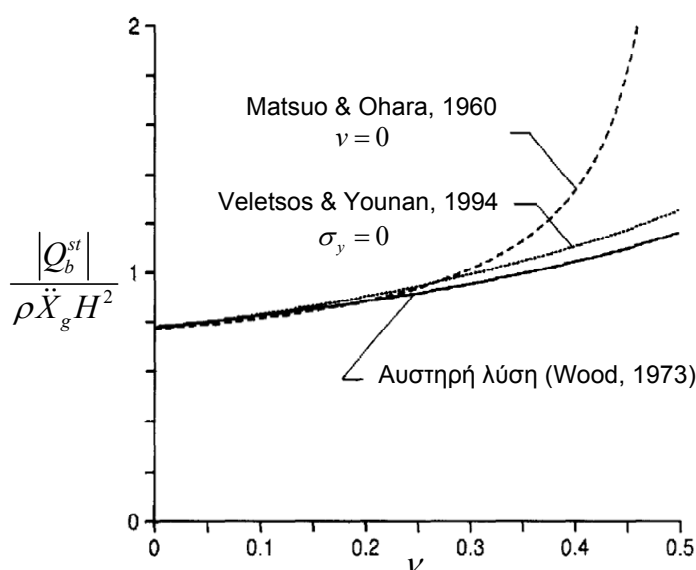
όπου οι μετακινήσεις U_n δίνονται από την (2.75) και οι συντελεστές K_n από την (2.76):

$$U_n = -\frac{16}{\pi^3} \sqrt{\frac{2}{2-\nu}} \frac{\rho \ddot{X}_g H^2}{G} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{1}{1 - \varphi_n^2 + 2i\zeta} \quad (2.75)$$

$$K_n = \frac{(2n-1)\pi}{2} \sqrt{\frac{2}{1-\nu}} \frac{G}{H} \sqrt{(1+2i\xi)(1-\phi_n^2+2i\xi)} \quad (2.76)$$

Οι συντελεστές K_n της εξίσωσης (2.74) ισοδυναμούν με σταθερές οριζόντιων ελατηρίων που συνδέουν τον διατμητικό πρόβολο του μακρινού πεδίου και τον τοίχο αντιστήριξης, σύμφωνα με το σκεπτικό που αναπτύχθηκε στο προσομοίωμα του Scott (1973, Σχήμα 2.25 και εξ. (2.62)).

Ως ένα μέτρο της ακρίβειας των λύσεων που έχουν παρουσιαστεί έως τώρα, στο Σχήμα 2.29 παρουσιάζεται η κανονικοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του τοίχου ως συνάρτηση του λόγου Poisson ν του αντιστηριζόμενου μέσου. Οι τρεις καμπύλες αντιστοιχούν σε τρεις διαφορετικές μεθόδους, οι δυο εκ των οποίων βασίζονται σε δικές τους παραδοχές. Η λύση του Wood (1973) είναι η αυστηρή μέθοδος (η καμπύλη της οποίας είναι γνωστό ότι είναι σωστή). Από τις άλλες μεθόδους, η μέθοδος των Matsuo & Ohara (1960) δίνει σωστά αποτελέσματα υπό την προϋπόθεση ότι $\nu < 1/3$, ενώ η μέθοδος των Veletsos & Younan (1994) δίνει σωστά αποτελέσματα για οποιοδήποτε τιμή του λόγου Poisson ν από 0 έως 0.5.



Σχήμα 2.29: Σύγκριση της στατικής τέμνουσας δύναμης στη βάση του τοίχου υπολογισμένη με διαφορετικές μεθόδους (από Veletsos & Younan 1994a).

2.6.2.6. Προσομοίωση του εδάφους ως μονοβάθμιου ταλαντωτή

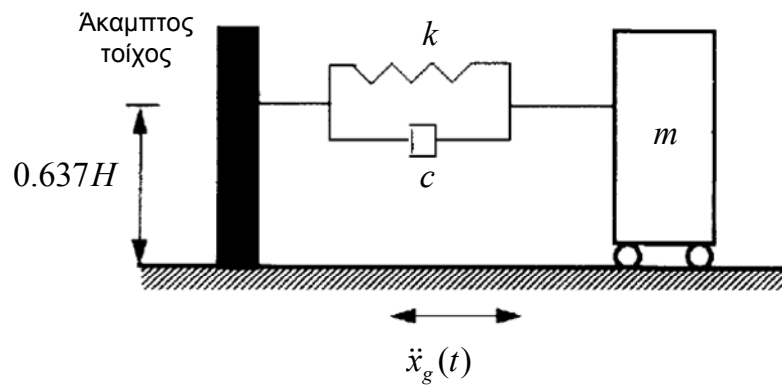
Για τον υπολογισμό των δυναμικών εδαφικών ωθήσεων και των συνιστάμενων δράσεων τους (τέμνουσα και ροπή στη βάση του τοίχου) η δράση του αντιστηριζόμενου εδαφικού μέσου μπορεί να προσομοιωθεί πιο αξιόπιστα με αυτή ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή ο

οποίος φαίνεται στο Σχήμα 2.30. Η μάζα του ταλαντωτή, m^* , καθορίζεται έτσι ώστε η συνολική εδαφική δύναμη για στατική διέγερση ισούται με την ακριβή τιμή που προκύπτει από εφαρμογή της εξ. (2.68). Το ύψος στο οποίο εφαρμόζεται προκύπτει από το μοχλοβραχίονα της δύναμης αφού ληφθεί υπόψη η εξ. (2.69). Αυτό συνεπάγεται ότι:

$$m^* = 0.543\psi_\sigma \rho H^2 \quad (2.77)$$

Η δυσκαμψία του ελατηρίου καθορίζεται έτσι ώστε η φυσική συχνότητα του ταλαντωτή (αμελουμένης της απόσβεσης) να ισούται με την θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδαφικού μέσου θεωρούμενου ως ένα σύμπλεγμα κατακόρυφων διατμητικών προβόλων. Το αποτέλεσμα είναι:

$$k^* = m^* \frac{\pi^2}{4H^2} \frac{G}{\rho} = 1.339\psi_\sigma G \quad (2.78)$$



Σχήμα 2.30: Προσομοίωμα αντιστηριζόμενου εδάφους ως μονοβάθμιου ταλαντωτή (Veletsos & Younan 1994a).

Υπάρχουν δυο επιλογές για τον προσδιορισμό του συντελεστή απόσβεσης ξ . Ο πρώτος είναι ο συντελεστής απόσβεσης c^* του μονοβάθμιου ταλαντωτή να θεωρηθεί ιξώδους φύσεως (οπότε είναι ανεξάρτητος της συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης) και ο δεύτερος είναι να θεωρηθεί σταθερής υστερητικής φύσεως (οπότε είναι αντιστρόφως ανάλογος της επιβαλλόμενης συχνότητας, ή αλλιώς η ποσότητα ωc^* είναι σταθερή και ανεξάρτητη της συχνότητας). Οι δυο αυτές δυνατότητες αναλύονται παρακάτω.

– Μονοβάθμιος ταλαντωτής ιξώδους απόσβεσης:

Ο συντελεστής απόσβεσης c^* καθορίζεται έτσι ώστε για μια αρμονική διέγερση συχνότητας ίσης με τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του προσομοιώματος, η συνισταμένη

εδαφική δύναμη για το πραγματικό σύστημα και για τον ταλαντωτή να είναι ίσες. Αυτό απαιτεί ότι ο λόγος κρίσιμης απόσβεσης πρέπει να ισούται με:

$$\xi^* = \frac{1}{2\sqrt{|TR|^2 - 1}} \quad (2.79)$$

όπου η ποσότητα TR είναι ο λόγος του πραγματικού μέρους του πλάτους της συνισταμένης δύναμης στην κατάσταση του πρώτου συντονισμού ($\omega=\omega_1$) προς το πλάτος της συνισταμένης δύναμης όταν εφαρμόζεται στο σύστημα στατική διέγερση ($\omega=0$).

– Μονοβάθμιος ταλαντωτής σταθερής υστερητικής απόσβεσης:

Στην περίπτωση όπου η απόσβεση είναι σταθερού υστερητικού τύπου, τότε η σχέση (2.79) γίνεται:

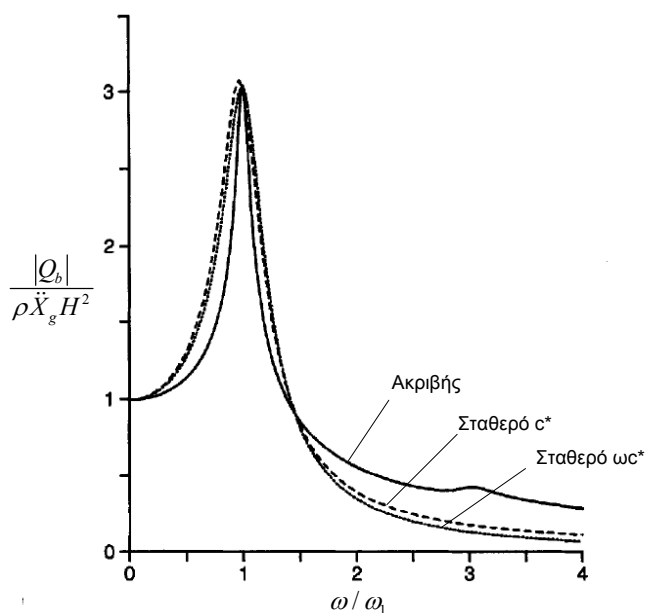
$$\xi^*(\omega) = \frac{1}{2\sqrt{|TR|^2 - 1}} \frac{\omega_1}{\omega} \quad (2.80)$$

Αφού υπολογιστεί η συνολική εδαφική δύναμη στον τοίχο, οι ωθήσεις εκτιμώνται με τρόπο ώστε το πλάτος τους να αυξάνει ως ένα τέταρτο ημιτόνου από τη βάση στην κορυφή του τοίχου. Η ροπή υπολογίζεται υποθέτοντας ότι η συνισταμένη δύναμη ενεργεί στο κέντρο βάρους του διαγράμματος των ωθήσεων, δηλ. σε μια απόσταση $2H/\pi$ από τη βάση.

Το ακριβές φάσμα απόκρισης της τέμνουσας δύναμης αρμονικά διεγειρόμενων συστημάτων συγκρίνεται στο Σχήμα 2.31 με τα αντίστοιχα φάσματα που λαμβάνονται από τα προσομοιώματα απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή, ένα για κάθε τύπο απόσβεσης. Παρατηρείται ότι:

- Η συμφωνία μεταξύ των δυο ομάδων αποτελεσμάτων δεν είναι καλή για συχνότητες πέραν της μηδενικής και της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας του εδαφικού στρώματος.
- Τα αποτελέσματα δεν έχουν ευαισθησία όσον αφορά τον τύπο της απόσβεσης που θα προτιμηθεί, ακόμα και αν ο λόγος ω/ω_1 τείνει στο μηδέν και η τιμή του $\xi^*(\omega)$ για την απόσβεση σταθερού υστερητικού τύπου τείνει στο άπειρο.
- Οι διαφορές μεταξύ της αυστηρής και των προσεγγιστικών λύσεων δείχνουν ότι η δυσκαμψία του ελατηρίου δεν είναι ανεξάρτητη της συχνότητας όπως υποτέθηκε,

και ότι η εξάρτηση του λόγου κρίσιμης απόσβεσης από τη συχνότητα δεν αντιστοιχεί σε κανέναν από τους δυο τύπους απόσβεσης που θεωρήθηκαν.



Σχήμα 2.31: Σύγκριση των καμπυλών απόκρισης της τέμνουσας δύναμης στη βάση του τοίχου συναρτήσει της συχνότητας. Υπολογισμός με αναλυτική λύση (ακριβής) και προσομοίωμα μονοβάθμιου ταλαντωτή με παραμέτρους «ανεξάρτητες» της συχνότητας για $\nu=0.3$, $\delta=0.1$ (Veletsos & Younan 1994a).

2.6.3 Ελαστικά ενδόσιμοι τοίχοι αντιστήριξης

Οι ελαστικά ενδόσιμοι τοίχοι αντιστήριξης έχουν τη δυνατότητα παραμόρφωσης, σε τέτοιο βαθμό που κάθε σημείο του αντιστηριζόμενου εδάφους να παραμένει στην ελαστική περιοχή. Κατά την παραμόρφωσή τους, και οι ίδιοι οι τοίχοι παραμένουν γραμμικά ελαστικοί. Συνεπώς, τέτοιου είδους αντιστηρίξεις μπορούν να αναλυθούν με ελαστική θεώρηση. Οι τοίχοι αντιστήριξης αυτού του τύπου μελετήθηκαν κυρίως από τους Veletsos & Younan (1993, 1994b, 1997, 2000), σε μια προσπάθεια να εξηγηθεί η μεγάλη διαφορά που υπάρχει στις ωθήσεις που αναπτύσσονται μεταξύ των άκαμπτων και εύκαμπτων τοίχων.

Για να ερμηνευθούν οι μειωμένες ωθήσεις των εύκαμπτων τοίχων (οι οποίες υπακούουν στις ψευδοστατικές μεθόδους), οι Veletsos & Younan επέκτειναν την ελαστική θεωρία για να συμπεριλάβουν και τους εύκαμπτους τοίχους αντιστήριξης. Οι ωθήσεις που προκύπτουν από εφαρμογή της θεωρίας ελαστικότητας σε ενδόσιμους τοίχους προκύπτουν πράγματι απομειωμένες και σε πολλές περιπτώσεις πλησιάζουν

αυτές των ψευδοστατικών μεθόδων. Κατά συνέπεια, μπορεί να ειπωθεί ότι, οι ελαστικά ενδόσιμοι τοίχοι γεφυρώνουν το χάσμα που υπάρχει μεταξύ των κοινώς διαδεδομένων ψευδοστατικών μεθόδων (οι οποίες δίνουν ρεαλιστικά αποτελέσματα αλλά στερούνται ικανού θεωρητικού υποβάθρου) και των ελαστικών μεθόδων (οι οποίες οδηγούν σε μάλλον συντηρητικό σχεδιασμό, αλλά διαθέτουν υγιή θεωρητική βάση).

2.6.3.1. Λύση των Veletsos & Younan

Οι Veletsos & Younan (1993, 1994b, 1997, 2000) σε μια σειρά δημοσιεύσεων μελέτησαν την επίδραση της ευκαμψίας του τοίχου στη διαμόρφωση των ωθήσεων. Η ευκαμψία του τοίχου μπορεί να είναι δομική, οπότε σε αυτήν αντιστοιχεί ο δείκτης ευκαμψίας του τοίχου ως προς το έδαφος d_w :

$$d_w = \frac{GH^3}{D_w} = 12(1 - \nu_w^2) \frac{G}{E_w} \left(\frac{H}{t_w} \right)^3 \quad (2.81)$$

Εκτός από τη δομική ευκαμψία, ο τοίχος μπορεί να μην είναι τελείως πακτωμένος στη βάση του, αλλά να μπορεί να περιστρέφεται. Έτσι υποθέτουμε ότι γενικά στη βάση του τοίχου δεν υπάρχει πάκτωση αλλά στροφικό ελατήριο σταθεράς R_θ , ενώ η σχετική στροφική ευκαμψία (ευστρεψία) του τοίχου ως προς το έδαφος είναι:

$$d_\theta = \frac{GH^2}{R_\theta} \quad (2.82)$$

Μηδενική ευκαμψία ή ευστρεψία σημαίνει ότι ο τοίχος μπορεί να περιστρέφεται ως άκαμπτο σώμα ή ότι μπορεί να κάμπτεται όντας τελείως πακτωμένος στη βάση του, αντίστοιχα. Οι Veletsos & Younan μελέτησαν τοίχους που μπορεί να είναι πρόβολοι (στηρίζονται σε πάκτωση και ελεύθερο άκρο) ή μονόπακτοι (στηρίζονται σε πάκτωση και άρθρωση), και αντιστηρίζουν έδαφος με σταθερό ή με μεταβαλλόμενο μέτρο διάτμησης με το βάθος. Επίσης, οι τοίχοι έχουν διάφορους συνδυασμούς d_w και d_θ για καθεμία από τις παραπάνω περιπτώσεις. Όσοι από τους παραπάνω συνδυασμούς μελετήθηκαν εκτενώς και αφορούν εύκαμπτο τοίχο παρουσιάζονται στη συνέχεια.

2.6.3.1.1. Άκαμπτος και στροφικά ενδόσιμος τοίχος

Ο άκαμπτος και στροφικά ενδόσιμος τοίχος που απεικονίζεται στο Σχήμα 2.33 μελετήθηκε από τους Veletsos & Younan (1993, 1994b). Οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον τοίχο δίνονται από:

$$\sigma(h,t) = \sum_{n=1}^{\infty} K_n (U_n - W_n) \sin \left[\frac{(2n-1)\pi}{2} h \right] e^{i\omega t} \quad (2.83)$$

όπου οι μετακινήσεις U_n δίνονται από την (2.75) και:

$$W_n = \frac{8}{\pi^2} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n-1)^2} \Theta H \quad (2.84)$$

ενώ η γωνία στροφής του τοίχου Θ υπολογίζεται από την ισορροπία των ροπών στη βάση του:

$$M_b^0 - \Theta M_b^1 - \frac{1}{2} \mu H^2 \ddot{X}_g + \frac{1}{3} \mu H^3 \omega^2 \Theta = R_\theta \Theta \quad (2.85)$$

όπου το πλάτος της ροπής που προκαλείται από το αντιστηριζόμενο έδαφος και που οφείλεται σε μοναδιαία στροφή του τοίχου δίνεται από:

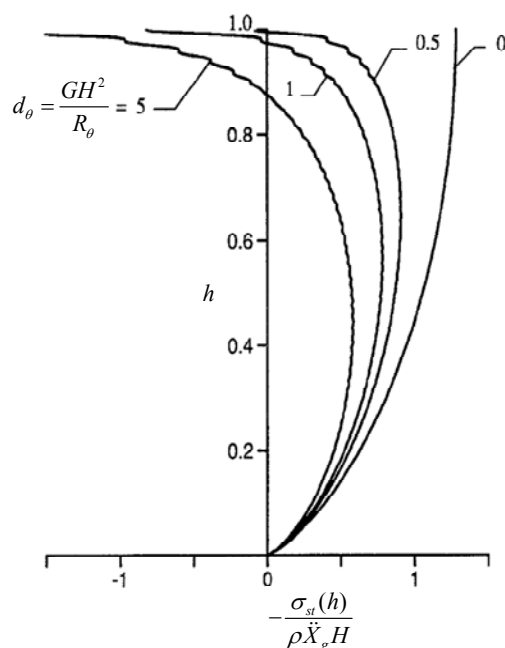
$$\begin{aligned} M_b^1 &= \frac{16}{\pi^3} \Psi_0 G H^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \sqrt{(1+2i\xi)(1-\varphi_n^2+2i\xi)} \\ &= \frac{32H^3}{\pi^4} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^4} K_n \end{aligned} \quad (2.86)$$

M_b^0 είναι η ροπή που ασκείται στην περίπτωση που ο τοίχος είναι ανένδοτος και R_θ είναι η σταθερά του ελατηρίου στη βάση του τοίχου. Όπως προαναφέρθηκε στην ενότητα 2.6.2.4, K_n είναι η σταθερά του οριζόντιου εδαφικού ελατηρίου και υπολογίζεται από την (2.76) και η παράμετρος Ψ_0 δίνεται από την:

$$\Psi_0 = \sqrt{\frac{2}{1-\nu}} \quad (2.87)$$

Το Σχήμα 2.32 παρουσιάζει τις κατανομές των εδαφικών ωθήσεων που προκαλούνται από στατική διέγερση σε συστήματα με τέσσερις διαφορετικές τιμές της σχετικής ευστρεψίας d_θ των οποίων οι τοίχοι είναι άκαμπτοι ($d_w=0$). Παριστάνεται και η κατανομή των ωθήσεων που αντιστοιχεί σε πακτωμένο τοίχο (ανένδοτο). Οι τοίχοι είναι όλοι αβαρείς και με λόγο Poisson $\nu=1/3$. Οι εδαφικές ωθήσεις και τα παράγωγά τους μεγέθη (τέμνουσα δύναμη και ροπή ανατροπής στη βάση) μειώνονται με την αύξηση της ευστρεψίας, και η μείωση αυτή είναι μεγαλύτερη για μεγάλες τιμές της d_θ . Αυξάνοντας την ευστρεψία του ελατηρίου στη βάση του τοίχου μειώνει την οριζόντια αξονική δυσκαμψία του εδαφικού μέσου σε σχέση με τη διατμητική του δυσκαμψία και αυτή η

μείωση αυξάνει την ικανότητα του αντιστηριζόμενου μέσου να μεταφέρει τις επιβαλλόμενες αδρανειακές δυνάμεις κατακόρυφα μέσω οριζόντιας διατμητικής δράσης. Προσομοιώματα που δεν λαμβάνουν υπόψη τη διατμητική δυσκαμψία του εδάφους είναι αναξιόπιστα για αναλύσεις ενδόσιμων τοίχων αντιστήριξης.



Σχήμα 2.32: Επιρροή της ευστρεψίας του τοίχου στις κατανομές των εδαφικών ωθήσεων για συστήματα υπό στατική διέγερση για ομοιόμορφο εδαφικό στρώμα με $\nu=1/3$ (Veletsos & Younan, 1994β).

2.6.3.1.2. Καμπικά και στροφικά ενδόσιμος τοίχος

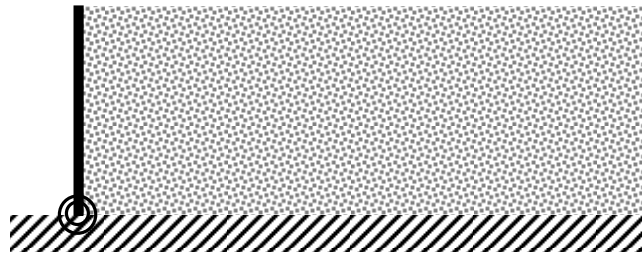
Οι Veletsos & Younan (1997) εξέτασαν τη γενική περίπτωση πρόβολου τοίχου αντιστήριξης, ο οποίος εμφανίζει τόσο καμπική ενδοσιμότητα όσο και στροφική ενδοσιμότητα στη βάση του. Το σύστημα που εξετάστηκε φαίνεται στο Σχήμα 2.33 και αποτελείται από ημιάπειρο ομοιόμορφο εδαφικό στρώμα ενός ιξωδοελαστικού υλικού, ύψους H που είναι ελεύθερο στην άνω επιφάνειά του, εδράζεται κατά μήκος της κάτω επιφάνειάς του σε άκαμπτο βράχο και αντιστηρίζεται στο κατακόρυφο σύνορό του από ένα ομοιόμορφο εύκαμπτο τοίχο-πρόβολο που περιορίζεται ελαστικά έναντι στροφής στη βάση του. Έγινε η θεμελιώδης παραδοχή ότι κατά τη θεωρούμενη διέγερση δεν αναπτύσσονται κατακόρυφες ορθές τάσεις πουθενά στο εδαφικό μέσο. Επίσης, υποτίθεται ότι υπάρχει πλήρης εγκολλητικότητα μεταξύ του τοίχου και του εδάφους, καθώς και ότι η οριζόντια μεταβολή των κατακόρυφων μετατοπίσεων είναι αμελητέα. Οπότε, οι διατμητικές τάσεις μπορούν να εκφραστούν ως:

$$\tau_{xy} = G^* \frac{\partial u}{\partial y} \quad (2.88)$$

όπου u είναι η οριζόντια μετατόπιση ενός σημείου του εδάφους και G^* το μιγαδικό μέτρο δυσκαμψίας:

$$G^* = G(1 + i\delta) = G(1 + 2i\xi) \quad (2.89)$$

Η αξιοπιστία αυτών των υποθέσεων έχει επιβεβαιωθεί για την ειδική περίπτωση των άκαμπτων και πακτωμένων τοίχων (Veletsos & Younan 1994b) όπου οι συγκρίσεις με τα αποτελέσματα της «ακριβούς» λύσης του Wood (1973) ήταν πολύ καλές.



Σχήμα 2.33: Πρόβολος τοίχος αντιστήριξης που εμφανίζει καμπτική και στροφική ενδοσιμότητα και αντιστηρίζει ημιάπειρη εδαφική στρώση (Veletsos & Younan, 1997).

Οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον εύκαμπο τοίχο δίνονται από τη σχέση:

$$\sigma(h, t) = \sum_{n=1}^N K_n \left\{ U_n - \sum_{j=0}^J \frac{\langle \varphi_j, \psi_n \rangle}{\langle \psi_n, \psi_n \rangle} Q_j \right\} \psi_n(h) e^{i\omega t} \quad (2.90)$$

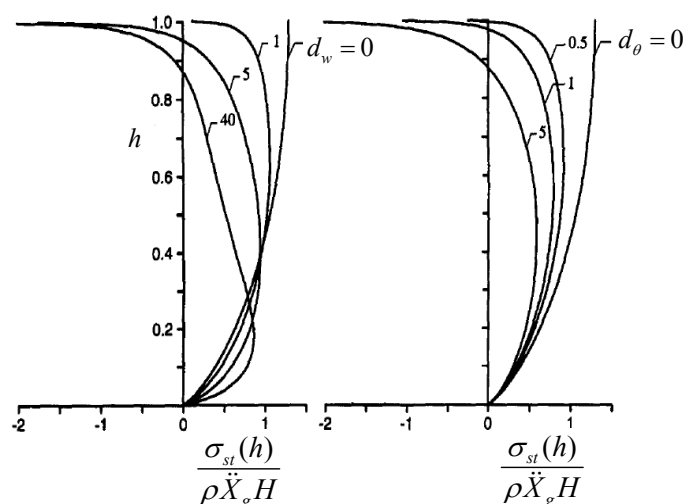
όπου τα K_n , U_n υπολογίζονται από τις (2.76) και (2.75), αντίστοιχα. Οι συντελεστές Q_j υπολογίζονται από τη μητρική σχέση:

$$(S - \omega^2 M)Q = -\rho \ddot{X}_g H^2 A \quad (2.91)$$

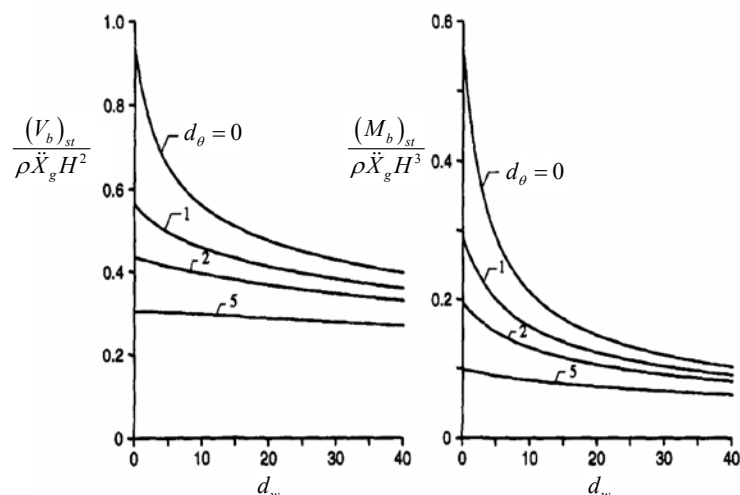
Για περισσότερες λεπτομέρειες για τον υπολογισμό των μητρώων S , M και A ο αναγνώστης παραπέμπεται στο παράρτημα στην εργασία των Veletsos & Younan (1997). Οι κατανομές των «στατικών» εδαφικών ωθήσεων καθ' ύψος φαίνονται στο Σχήμα 2.34 για συστήματα με διαφορετικούς δείκτες ευκαμψίας d_w και d_θ . Οι ωθήσεις θεωρούνται θετικές όταν είναι θλιπτικές. Οι γραφικές παραστάσεις στο αριστερό τμήμα του Σχήματος 2.34 αφορούν πακτωμένους τοίχους για διάφορες τιμές του d_w , ενώ αυτές στο δεξιό τμήμα είναι για άκαμπτους τοίχους για διάφορες τιμές του d_θ . Οι τοίχοι θεωρούνται αβαρείς.

Όπως αναμένεται οι ωθήσεις μειώνονται καθώς μεγαλώνει το d_w ή/και το d_θ . Οι μειώσεις είναι σημαντικές ακόμα και για μικρές τιμές των δεικτών ευκαμψίας. Εκτός από το μέγεθος των ωθήσεων, οι δείκτες ευκαμψίας επηρεάζουν και την κατανομή τους. Για πακτωμένους τοίχους ($d_w=d_\theta=0$) οι ωθήσεις αυξάνονται σχεδόν σαν ένα τέταρτο του κύκλου του ημιτόνου από μηδέν στη βάση μέχρι το μέγιστο στην κορυφή, ενώ για εύκαμπτους τοίχους παρατηρείται γενικά μια απότομη αλλαγή στο μέγεθος και αντιστροφή του προσήμου των ωθήσεων στην κορυφή. Έπεται ότι, ενώ η κατανομή των ωθήσεων για τους ανένδοτους τοίχους καθορίζεται κυρίως από τη συμβολή της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης του εδαφικού στρώματος, η κατανομή των ωθήσεων για τους εύκαμπτους τοίχους επηρεάζεται σημαντικά και από ανώτερες ιδιομορφές.

Στο Σχήμα 2.35 παρουσιάζονται οι κανονικοποιημένες τιμές της στατικής τέμνουσας και ροπής στη βάση του τοίχου, οι οποίες δίνονται ως συναρτήσεις της ευκαμψίας d_w για διάφορες τιμές της ευστρεψίας d_θ . Για ανένδοτους τοίχους ($d_w=d_\theta=0$) η αδιάστατη τέμνουσα δύναμη και ροπή ανατροπής έχουν τις επιβεβαιωμένες τιμές 0.94 και 0.563 αντίστοιχα (Veletsos & Younan, 1994b). Όσο αυξάνονται οι ευκαμψίες τόσο περισσότερο μειώνονται οι συνισταμένες δυνάμεις και ροπές. Για μεγάλες (αλλά ρεαλιστικές) τιμές των δεικτών ευκαμψίας d_w και d_θ τα αποτελέσματα της μεθόδου συμφωνούν όλο και περισσότερο με αυτά της μεθόδου Mononobe-Okabe.



Σχήμα 2.34: Κατανομές των εδαφικών ωθήσεων για συστήματα υπό στατική διέγερση με διαφορετικές ευκαμψίες και ευστρεψίες ($\nu=1/3$, $\mu_w=0$): αριστερά για $d_\theta=0$ και δεξιά για $d_w=0$ (Veletsos & Younan (1997)).



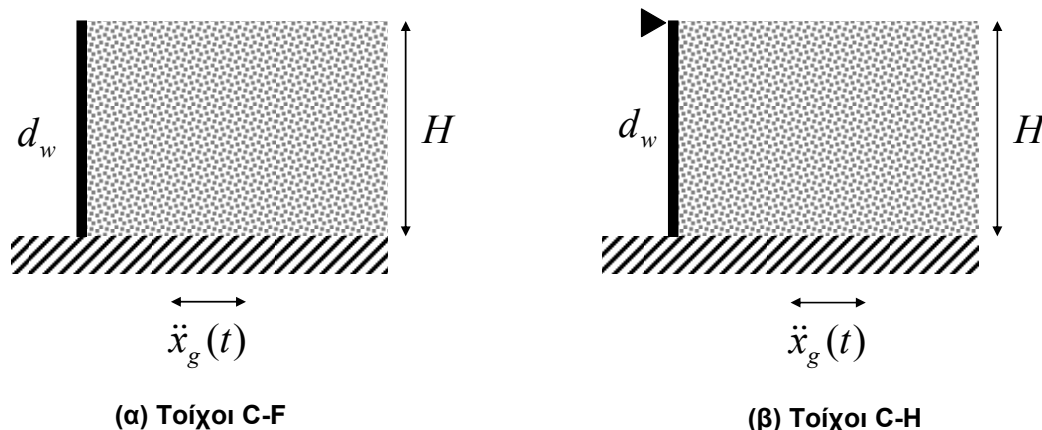
Σχήμα 2.35: Αδιαστατοποιημένες τιμές της διατμητικής δύναμης και της ροπής ανατροπής στη βάση σε τοίχους με διαφορετικές ευκαμψίες και ευστρεψίες, που υπόκεινται σε στατική διέγερση και για $\nu=1/3$, $\mu_w=0$ (Veletsos & Younan 1997).

2.6.3.1.3. Καμπικά και στροφικά ενδόσιμος τοίχος

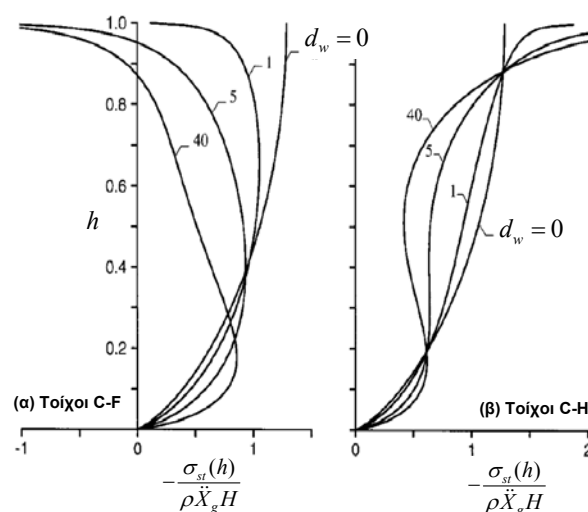
Τα συστήματα αντιστήριξης που εξετάστηκαν φαίνονται στο Σχήμα 2.36. Αποτελούνται από ένα ημιάπειρο ομοιόμορφο στρώμα ιξωδοελαστικού υλικού ελεύθερο στην άνω επιφάνειά του, εγκόλλητο σε δύσκαμπτο βράχο στην κάτω διεπιφάνειά του και αντιστηριζόμενο σε ένα από τα κατακόρυφα σύνορά του από ένα εύκαμπτο τοίχο. Ο τοίχος θεωρείται τελείως πακτωμένος στη βάση του και στην κορυφή του υπάρχουν δυο επιλογές στήριξης: να έχει ελεύθερο άκρο (πρόβολος) ή να έχει άρθρωση (μονόπακτος). Το πρώτο είδος τοίχου συμβολίζεται με C-F (clamped-free) και το δεύτερο με C-H (clamped-hinged). Η άρθρωση στην κορυφή του τοίχου είναι αντιπροσωπευτική της ύπαρξης της πλάκας του ισογείου σε περιπτώσεις περιμετρικών τοίχων υπογείων. Οι στηρίξεις των τοίχων και η βάση του εδαφικού στρώματος υποβάλλονται σε μια χωρικά αμετάβλητη οριζόντια κίνηση. Η απόσβεση υλικού του εδάφους και του τοίχου θεωρείται σταθερού υστερητικού τύπου. Οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στον τοίχο υπολογίζονται από σχέση παρόμοια με την (2.90). Κατά τη μόρφωση των σχετικών μητρώων και ιδιομορφών έχει ληφθεί φυσικά υπόψη το είδος στήριξης στην κορυφή του τοίχου.

Το Σχήμα 2.37 δείχνει τις κατανομές των στατικών εδαφικών ωθήσεων για συστήματα με τιμές ευκαμψίας d_w που κυμαίνονται από 0 έως 40. Οι καμπύλες στα αριστερά είναι για τοίχους πρόβολου, ενώ αυτές στα δεξιά είναι για τοίχους που έχουν απλή στήριξη στην κορυφή. Παρατηρείται ότι τόσο το μέγεθος όσο και η κατανομή των ωθήσεων είναι

ευαισθητά ως προς την ευκαμψία του τοίχου και έχουν ουσιαστικές διαφορές μεταξύ τους για τις δυο περιπτώσεις στήριξης που εξετάζονται. Για άκαμπτους τοίχους ($d_w=0$) οι ωθήσεις είναι ίδιες και για τις δυο περιπτώσεις στήριξης, ενώ για τους εύκαμπτους τοίχους οι ωθήσεις στην κορυφή του τοίχου μειώνονται για την περίπτωση του προβόλου και αυξάνονται για την περίπτωση του μονόπακτου τοίχου.



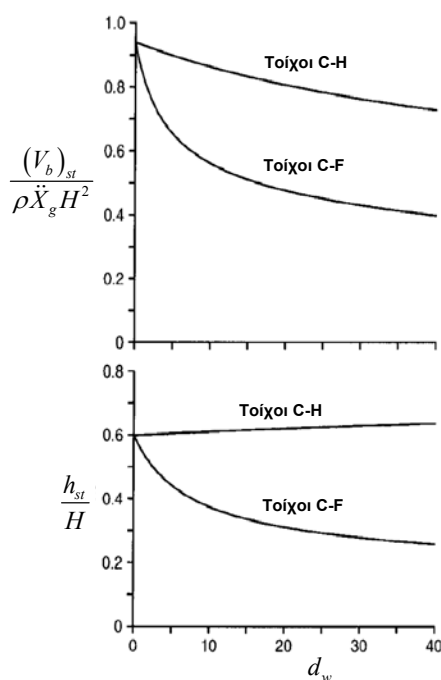
Σχήμα 2.36: Τα συστήματα αντιστήριξης που εξετάστηκαν από τους Younan & Veletsos (2000).



Σχήμα 2.37: Κατανομές αδιαστατοποιημένων εδαφικών ωθήσεων για συστήματα σε στατική διέγερση με διάφορες τιμές ευκαμψίας d_w και για $\mu_w=0$, $\nu=1/3$ (Younan & Veletsos 2000).

Στο πάνω μέρος του Σχήματος 2.38 παριστάνονται οι στατικές τιμές της συνολικής αδιαστατοποιημένης εδαφικής δύναμης P_{st} σαν συνάρτηση του δείκτη ευκαμψίας d_w . Αύξηση στην ευκαμψία του τοίχου οδηγεί σε μείωση της δύναμης που παραλαμβάνει ο τοίχος. Επίσης, η μείωση είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση του προβόλου. Αυτό προκύπτει θεωρώντας ότι η ευκαμψία ενός προβόλου τοίχου με μια συγκεκριμένη τιμή

d_w είναι πολύ μεγαλύτερη από αυτή ενός τοίχου περιορισμένου έναντι μετακίνησης στην κορυφή με την ίδια τιμή d_w (για κατανομή ωθήσεων που αυξάνεται ως ένα τέταρτο ημιτόνου από τη βάση στην κορυφή, ο λόγος των δυο ευκαμψιών είναι 27). Στο κάτω μέρος του Σχήματος 2.38, το ύψος του κέντρου βάρους της κατανομής των εδαφικών ωθήσεων, που ορίζεται ως η απόσταση από τη βάση του σημείου εφαρμογής της συνισταμένης εδαφικής δύναμης, παριστάνεται κανονικοποιημένο ως προς το ύψος του εδαφικού στρώματος H για καθεμία από τις δυο περιπτώσεις στήριξης που εξετάστηκαν. Σημειώνεται ότι ενώ για τους πρόβολους τοίχους το αδιαστατοποιημένο ύψος ελαττώνεται από 0.6 για ένα δύσκαμπτο τοίχο σε λιγότερο από 0.3 για τοίχο με μεγάλη ευκαμψία, για τους μονόπακτους τοίχους έχει πρακτικά σταθερή τιμή, που είναι ίση με 0.6.



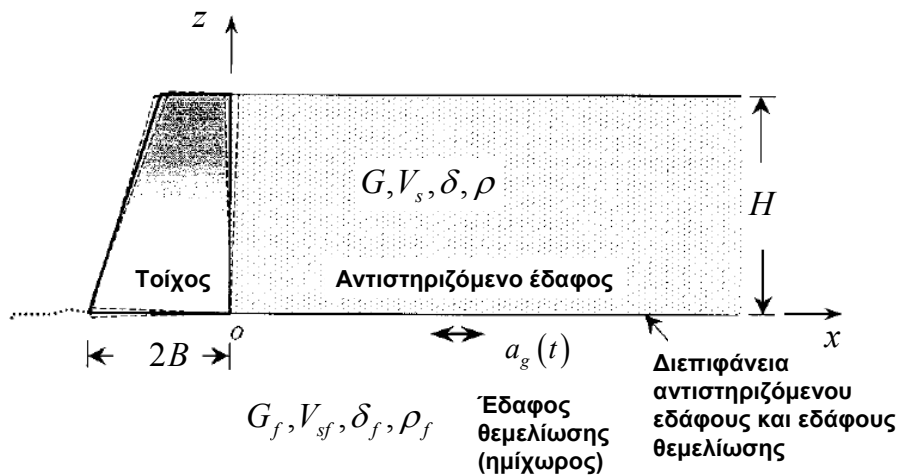
Σχήμα 2.38: Αδιαστατοποιημένες τιμές τέμνουσας δύναμης και ύψους του σημείου εφαρμογής της για συστήματα σε στατική διέγερση με διάφορες τιμές ευκαμψίας d_w και για $\mu_w=0$, $\nu=1/3$ (Younan & Veletsos 2000).

2.6.3.2. Λύση του Li

Ο Li (1999) επέκτεινε τις αναλύσεις των Veletsos & Younan για ενδόσιμους τοίχους, για να συμπεριλάβει την επίδραση της ευκαμψίας του θεμελίου του τοίχου και της απόσβεσης ακτινοβολίας σε υποκείμενο ελαστικό ημίσωρο. Επιβάλλοντας μια απλή συνοριακή συνθήκη μεταξύ του αντιστηριζόμενου εδαφικού στρώματος και του υποκείμενου ημίσωρου ανέπτυξε μια κλειστή αναλυτική λύση για τον υπολογισμό της

τέμνουσας δύναμης στη βάση του τοίχου. Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν αποδείχτηκε ότι τόσο η στατική όσο και η δυναμική τέμνουσα δύναμη μπορεί να μειωθούν εξαιτίας της ενδοσιμότητας του υποκείμενου εδάφους, έτσι ώστε να προσεγγίζουν τις τιμές των ψευδοστατικών μεθόδων (Mononobe-Okabe).

Το προσομοίωμα που μελετήθηκε από τον Li (1999) φαίνεται στο Σχήμα 2.39. Αποτελείται από έναν άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ο οποίος μπορεί να περιστρέφεται στη βάση του, χωρίς όμως να έχει δυνατότητα οριζόντιας μετακίνησης στη θεμελίωσή του, η οποία έχει πλάτος $2B$. Το αντιστηριζόμενο έδαφος ύψους H εκτείνεται σε άπειρη απόσταση από τον τοίχο και εδράζεται πάνω σε άλλο εδαφικό στρώμα, το οποίο εκτείνεται σε άπειρη απόσταση από τη διεπιφάνεια των δυο εδαφικών στρωμάτων. Αμφότερα τα δυο εδαφικά στρώματα έχουν απόσβεση που συμβολίζεται με δ (που είναι διπλάσια του λόγου της κρίσιμης υστερητικής απόσβεσης η). Γίνεται η υπόθεση ότι κατά τη διάρκεια της δυναμικής απόκρισης του συστήματος τοίχου-εδάφους-θεμελίωσης, οι κατακόρυφες ορθές τάσεις μέσα στην εδαφική μάζα είναι μηδενικές, υπόθεση που υιοθετήθηκε και από τους Veletsos & Younan.



Σχήμα 2.39: Προσομοίωμα Li (1999).

Το μέγεθος της τέμνουσας δύναμης που ασκείται στη βάση του τοίχου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\frac{Q_b}{\rho \ddot{X}_g H^2} = q_b^0 - \frac{\mu}{\rho H} - \frac{m_b^0 - \frac{\mu}{2\rho H}}{\frac{1}{d_\theta} + m_b^1 - \frac{\mu\omega^2 H}{3G}} \left(q_b^1 - \frac{\mu\omega^2 H}{2G} \right) \quad (2.92)$$

όπου:

$$q_b^0 = -2\psi_\sigma \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(a_n H) \sin^2(\lambda_n H)}{(\lambda_n H)^4 \Lambda_n (1 + \Delta_n)} \quad (2.93)$$

$$m_b^0 = -2\psi_\sigma \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(a_n H) \sin(\lambda_n H) (1 - \cos(\lambda_n H))}{(\lambda_n H)^5 \Lambda_n (1 + \Delta_n)} \quad (2.94)$$

$$q_b^1 = 2\psi_\sigma (1 + i\delta) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(a_n H) \sin(\lambda_n H) (1 - \cos(\lambda_n H))}{(\lambda_n H)^3 (1 + \Delta_n)} \quad (2.95)$$

$$m_b^1 = 2\psi_\sigma (1 + i\delta) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(a_n H) (1 - \cos(\lambda_n H))^2}{(\lambda_n H)^4 (1 + \Delta_n)} \quad (2.96)$$

και η ποσότητα $\lambda_n H$ υπολογίζεται από την εξίσωση ιδιοτιμών:

$$\lambda H \cos \lambda H + \frac{i\omega \rho H \sin \lambda H}{\rho_f V_{sf} \sqrt{1 + i\delta_f}} = 0 \quad (2.97)$$

Οι υπόλοιπες παράμετροι που εμφανίζονται στις εξ. (2.92)-(2.96) δίνονται από τις σχέσεις:

$$a_n = \lambda_n \sqrt{\Lambda_n} \quad (2.97)$$

$$\Lambda_n = 1 - \frac{1}{1 + i\delta} \frac{(\omega / \omega_1)^2}{(\lambda_n H)^2} \quad (2.97)$$

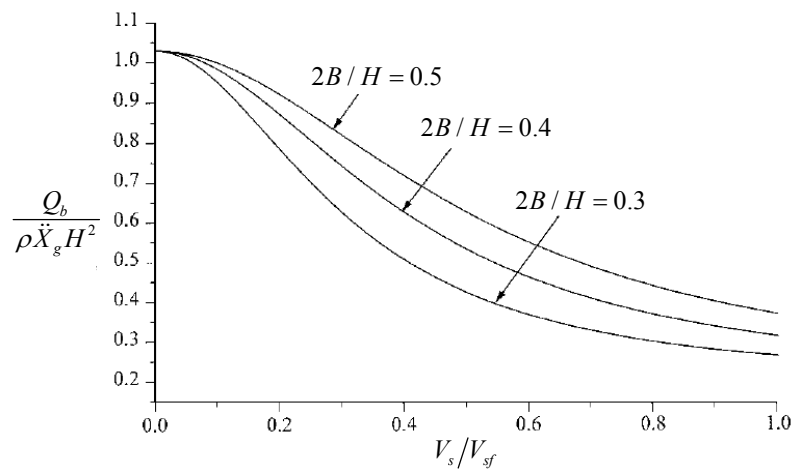
$$\Delta_n = \frac{\sin(2\lambda_n H)}{2\lambda_n H} \quad (2.97)$$

$$\psi_\sigma = \frac{2}{\sqrt{(1-\nu)(2-\nu)}} \quad (2.97)$$

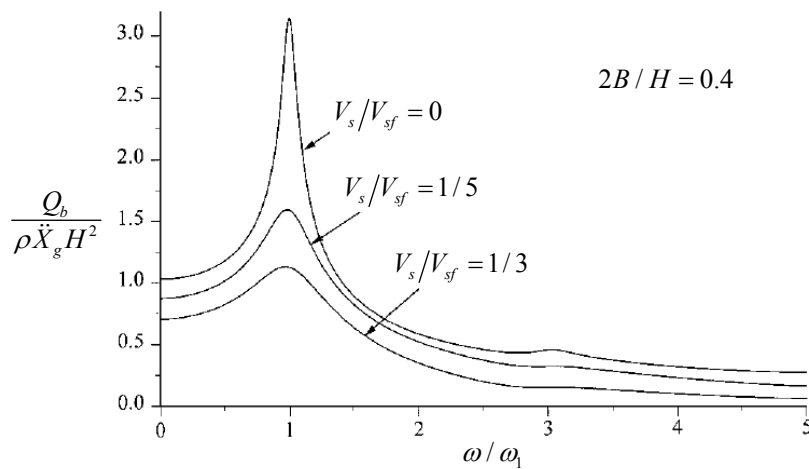
με ω_1 συμβολίζεται η θεμελιώδης κυκλική ιδιοσυχνότητα της αντιστηριζόμενης εδαφικής στρώσης, ενώ μ είναι η πυκνότητα του τοίχου (μάζα ανα μονάδα εμβαδού της διατομής του τοίχου). Το d_θ είναι ο δείκτης στροφικής ενδοσιμότητας που υπολογίζεται από την εξ. (2.82).

Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα του συστήματος τοίχου-εδάφους είναι συνήθως μεγάλη συγκριτικά με το συχνотικό περιεχόμενο των σεισμικών διεγέρσεων. Για τον λόγο αυτό είναι σκόπιμο να εξεταστεί η στατική διέγερση. Στο Σχήμα 2.40 φαίνεται η αδιαστατοποιημένη τέμνουσα στη βάση του τοίχου για στατική φόρτιση, συναρτήσει

του λόγου διατμητικών ταχυτήτων του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης, για διάφορες τιμές του λόγου πλάτους τοίχου προς πάχος αντιστηριζόμενης εδαφικής στρώσης. Μια τυπική τιμή είναι $2B/H=0.4$. Όπως αναμένεται, οι εδαφικές ωθήσεις, καθώς και η τέμνουσα και η ροπή στη βάση του τοίχου, μειώνονται για σχετικά μεγάλες τιμές του λόγου διατμητικών ταχυτήτων. Στην περίπτωση όπου ο λόγος αυτός είναι μηδέν (δηλαδή όταν το έδαφος θεμελίωσης είναι ουσιαστικά άκαμπτος βράχος) η τέμνουσα είναι ανεξάρτητη του λόγου $2B/H$. Επιπροσθέτως, για εύκαμπο έδαφος θεμελίωσης και για συγκεκριμένο λόγο διατμητικών ταχυτήτων, η τέμνουσα δύναμη μειώνεται για μικρότερες τιμές του λόγου $2B/H$.



Σχήμα 2.40: Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση αβαρούς τοίχου ($\mu=0$) για στατική φόρτιση και διάφορες τιμές του λόγου B/H και: $\delta=\delta_f=0.1$, $\nu=\nu_f=1/3$, $\rho/\rho_f=1.0$ (Li, 1999).



Σχήμα 2.41: Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση αβαρούς τοίχου ($\mu=0$) για διάφορους λόγους διατμητικών ταχυτήτων V_s/V_{sf} και: $\delta=\delta_f=0.1$, $\nu=\nu_f=1/3$, $\rho/\rho_f=1.0$ (Li, 1999).

Το Σχήμα 2.41, παριστάνει την δυναμική αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη για αρμονική διέγερση συναρτήσει της κανονικοποιημένης συχνότητας ω/ω_1 για διάφορες τιμές του λόγου V_s/V_{sf} . Για την περίπτωση όπου η θεμελίωση θεωρείται άκαμπτη, η τέμνουσα δύναμη εμφανίζει μέγιστο στη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους. Για μεγαλύτερη ευκαμψία της θεμελίωσης η δυναμική τέμνουσα δύναμη μειώνεται σημαντικά. Πιο συγκεκριμένα, προκύπτει μέγιστη τιμή 1.592 για $V_s/V_{sf}=1/5$ και 1.128 για $V_s/V_{sf}=1/3$. Από τα παραπάνω αποδεικνύεται ότι για έναν τυπικό τοίχο βαρύτητας θεμελιωμένο σε ενδόσιμο έδαφος, η θεωρία της ελαστικότητας δεν είναι συντηρητική ως προς τις προβλέψεις της για τη δυναμική καταπόνηση του τοίχου, καθώς όπως αποδεκνύεται τα αποτελέσματά της είναι συγκρίσιμα με αυτά της μεθόδου Mononobe-Okabe.

2.7 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

- Al-Homoud, A.S., and Tahtamoni, W., (2000a). "Comparison between predictions using different simplified Newmarks' block-on-plane models and field values of earthquake induced displacements" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 19, 73-90.
- Al-Homoud, A.S., and Whitman, R.V., (1994). "Comparison between FE prediction and results from dynamic centrifuge tests on tilting gravity walls" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Science, Vol. 14, pp. 259-268.
- Al-Homoud, A.S., and Whitman, R.V., (1999). "Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating non-linear soil behavior" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Science, Vol. 18, pp. 247-277.
- Cai, Z., and Bathurst, R.J., (1996). "Deterministic sliding block methods for estimating seismic displacements of earth structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 15, 255-268.
- Choudhury, D., and Nimbalkar, S.S., (2006). "Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall", *Geotechnical and Geological Engineering*, 24: 1103-1113.
- Kramer, S., (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall.
- Li, X., (1999). "Dynamic analysis of rigid walls considering flexible foundation", *J Geotech Geoenviron Eng*, ASCE 125(2.9).
- Matuo, M., and Ohara, S., (1960). "Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls During Earthquakes," *Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo.
- Mononobe, N., and Matsuo, H., (1929). "On the determination of earth pressures during earthquakes", *Proceedings of the World Engineering Congress*, Tokyo, Japan, Vol. 9, Paper 388.
- Nadim, F., (1980). "Tilting and sliding of gravity retaining walls during earthquakes," M.Sc. Thesis, MIT, Cambridge, Mass.

- Nadim, F., (1982). "A Numerical Model for Evaluation of Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," ScD Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass..
- Nadim, F., and Whitman, R.V., (1983). "Seismically Induced Movement of Retaining Walls" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 109, No. 7.
- Nadim, F., Whitman, P.V., (1984). "Coupled sliding and tilting of gravity retaining walls during earthquake", in: *Proceedings of the eighth world conference on earthquake engineering*; 3:477-84.
- Okabe, S., (1926). "General theory of earth pressures", *Journal of the Japan Society of Civil Engineering*, 12(2.1).
- PIANC, (2000). "Seismic design guidelines for port structures", Rotterdam, Balkema.
- Psarropoulos, P.N., Klonaris, G., and Gazetas, G., (2005). "Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25(2.7-10): 795-809.
- Psarropoulos P.N., Tsompanakis Y., and Papazafeiropoulos G., Effects of soil non-linearities on the seismic response of restrained retaining walls, *Journal of Structures and Infrastructures Engineering*, 2010. (in press)
- Richards, R., and Elms, D., (1979). "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 105, No GT4, pp. 449-464.
- Scott, R.E., (1973). "Earthquake-induced pressures on retaining walls", *Proc. 5th World Conf. on Earthquake Eng.*, Rome, Italy, II, 1611-1620.
- Seed, H.B., and Whitman, R.V., (1970). "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads", *Proceedings, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, pp. 103-147.
- Sherif, M.A., Ishibashi, I., and Lee, C.D., (1982). "Earth pressure against rigid retaining walls", *J. geotech. eng. div. ASCE* 108, 679-695.
- Sherif, M.A., and Fang, Y.-S., (1984). "Dynamic earth pressures on walls rotating about the top", *Soils and Foundations*, Vol.24, No.4, 109-117, December.
- Siddharthan, R., Ara, S., and Norris, G.M., (1992). "Simple rigid plastic model for seismic tilting of rigid walls", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 2, February.
- Siller, T., Christiano, P., and Bielak, J., (1991). "Seismic response of tied-back retaining walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 20, no. 7, pp. 605-620.
- Steedman, R.S., and Zeng, X., (1989). "Influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall", Cambridge University, Engineering Department, (Technical Report) CUED/D-Soils (2.222).
- Steedman, R.S., and Zeng, X., (1990). "The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall", *Geotechnique*, 40(2.1), 103-112.
- Towhata, I., and Islam, Md.S., (1987). "Prediction of Lateral Displacement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction." *Soils and Foundations*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 27, No 4. pp 137-147.
- Veletsos, A.S., and Younan, A.H., (1993). "Dynamic modeling and response of soil-wall systems" Office of Environmental Restoration and Waste Management Department of Energy, Washington, D.C.,BNL-52402, UC-406.

- Veletsos, A.S., and Younan, A.H., (1994a). "Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Willey and Sons, Vol. 23, pp. 275-301.
- Veletsos, A.S., and Younan, A.H., (1994b). "Dynamic Modelling and Response of Soil-Wall Systems" *Journal of Geotechnical Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 120, No 12, pp. 2155-2179, ASCE, Paper No 7061.
- Veletsos, A.S., Parikh, V.H., Younan, A.H., and Bandyopadhyay, K., (1995). "Dynamic Response of a Pair of Walls Retaining a Viscoelastic Solid" *National Technical Information Service*, U.S. Department of Commerce.
- Veletsos, A.S., and Younan, A.H., (1997). "Dynamic Response of Cantilever Retaining Walls" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 2.
- Veletsos, A.S., Younan, A.H., and Bandyopadhyay, K., (1997). "Dynamic Response of Flexible Retaining Walls" *Department of Advanced Technology Brookhaven National Laboratory, Associated Universities, INC P.O. box 5000 Upton, New York 11973-5000*
- Veletsos, A.S., and Younan, A.H., (2000). "Dynamic Response of Flexible Retaining Walls" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Willey and Sons, Vol. 29, pp. 1815-1844.
- Whitman, R.V., (1990). "Seismic design and behavior of gravity retaining walls." *Proc., Spec. Conf. on Des. and Constr. of Earth Retaining Struct.*, ASCE, New York, N.Y., 817-842.
- Whitman, R.V., and Liao, S., (1985). "Seismic design of gravity retaining walls." *Proc., 8th World Conf. on Earthquake Engrg.*, San Francisco, Vol. III, 533-540.
- Wood, J.H., (1973). "Earthquake - Induced Soil Pressures on Structures". Ph.D. Thesis, California Institute of Technology, Earthquake Engineering Research Laboratory, Pasadena, California.
- Zarrabi, K., (1979). "Sliding of Gravity Retaining Wall During Earthquakes Considering Vertical Acceleration and Changing Inclination of Failure Surface," MSc. Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Ανάλυση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης μέσω ισοδύναμων εδαφικών ελατηρίων

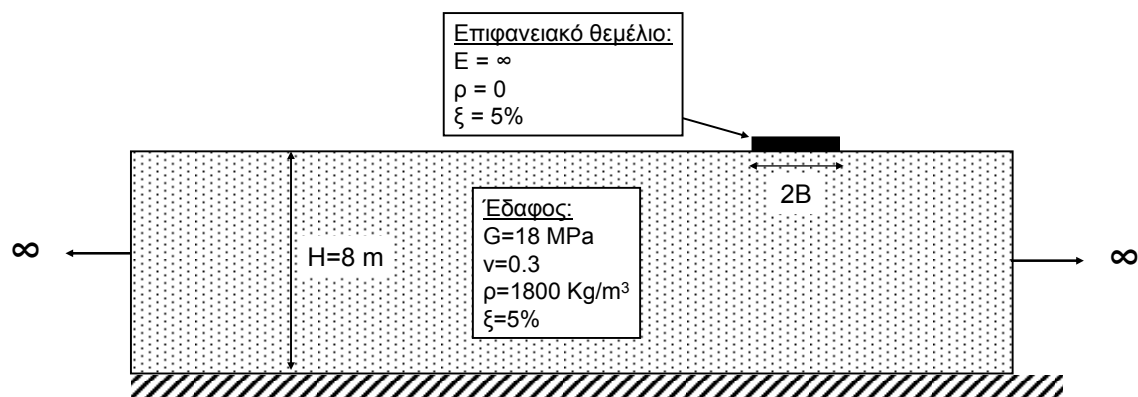
Στη συνήθη πρακτική είναι πολύ διαδεδομένη η εφαρμογή εδαφικών ελατηρίων για να λαμβάνεται, έστω και προσεγγιστικά, υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής. Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται μεθοδολογίες εκτίμησης της αδρανειακής αλληλεπίδρασης μέσω ισοδύναμων εδαφικών ελατηρίων, τόσο υπό στατικές όσο και υπό δυναμικές συνθήκες. Για τον σκοπό αυτό αναπτύχθηκαν κατάλληλα προσομοιώματα για την εξέταση του σύνθετου προβλήματος της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίου με και χωρίς την ύπαρξη τοίχου αντιστήριξης που παρουσιάζονται στις επόμενες ενότητες.

3.1 ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΟ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Γενικά, ως μονοδιάστατο εδαφικό προσομοίωμα εννοείται εκείνο το σύστημα εδάφους-κατασκευής του οποίου οι ιδιότητες και η συμπεριφορά διαφοροποιούνται μόνο στη μία διάσταση, ενώ στην άλλη διάσταση παραμένουν αμετάβλητα. Συνήθως, ένα μονοδιάστατο προσομοίωμα αποτελείται από εδαφική στρώση άπειρου μήκους και πεπερασμένου πάχους ίσου με H . Στην παρούσα διερεύνηση (βλ. Σχήμα 3.1) πάνω στην επιφάνεια του εδάφους υπάρχει ένα επιφανειακό θεμέλιο, με ημιπλάτος B και πλήρως εγκόλλητο με το έδαφος. Το έδαφος έχει μέτρο διάτμησης $G=18 \text{ GPa}$, πυκνότητα $\rho=1800 \text{ Kg/m}^3$, λόγο Poisson $\nu=0.3$ και απόσβεση σταθερού υστερητικού τύπου $\xi=5\%$. Κάτω από το εδαφικό στρώμα υπάρχει στρώμα βράχου, από τον οποίο το έδαφος δεν έχει δυνατότητα αποκόλλησης, δηλαδή στη διεπιφάνεια εδάφους-βράχου το έδαφος περιορίζεται έναντι οριζόντιας και κατακόρυφης μετακίνησης.

Το εδαφικό στρώμα, αν και θεωρητικά εκτείνεται στο άπειρο και προς τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις, το μήκος του λήφθηκε ίσο με 40 φορές το πάχος του H . Και στα δυο άκρα του εδαφικού στρώματος επιβλήθηκαν κινηματικοί περιορισμοί έναντι

κατακόρυφης μετακίνησης, για να προσομοιώσουν κατά το δυνατόν καλύτερα τη μονοδιάστατη εδαφική απόκριση.



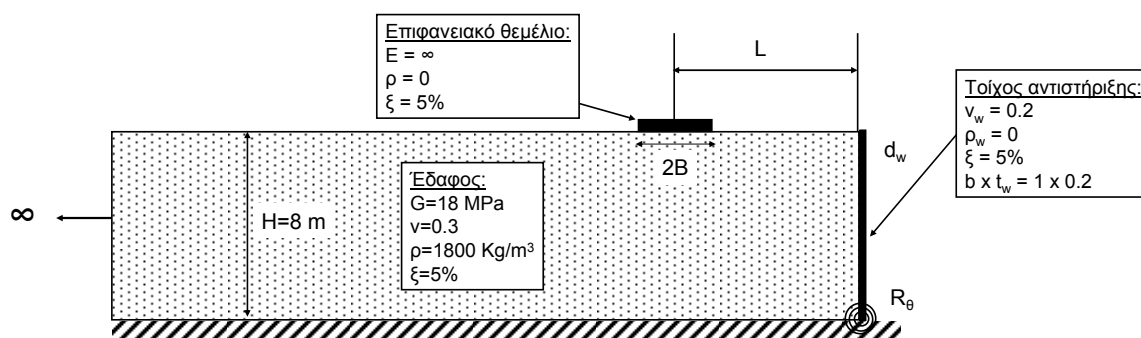
Σχήμα 3.1. Μονοδιάστατο προσομοίωμα για τον υπολογισμό των ισοδύναμων εδαφικών ελατηρίων επιφανειακού θεμελίου.

3.2 ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΟ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Ο υπολογισμός της εμπέδησης του θεμελίου όταν αυτό βρίσκεται στα ανάντη τοίχου αντιστήριξης πρανούς γίνεται με ανάλυση του προσομοιώματος που φαίνεται στο Σχήμα 3.2. Το υπό εξέταση σύστημα αποτελείται από ένα ημιάπειρο εδαφικό στρώμα πάχους H , το οποίο περιορίζεται κατά μήκος της μίας κατακόρυφης παρειάς του από έναν τοίχο αντιστήριξης. Ο τοίχος περιορίζεται στη βάση του έναντι οριζόντιας μετακίνησης, αλλά είναι ενδόσιμος σε στροφή, με σταθερά στροφικού ελατηρίου R_θ . Επιπλέον, διαθέτει και καμπτική ευκαμψία που συμβολίζεται με d_w . Η επιλογή των φυσικών ιδιοτήτων του εδάφους είναι ακριβώς ίδια με αυτή του μονοδιάστατου προσομοιώματος. Τα αποτελέσματα μπορούν εύκολα να γενικευθούν και σε διαφορετικά προσομοιώματα εδάφους (διαφορετικού ύψους και μηχανικών ιδιοτήτων), αφού όλες οι αναλύσεις είναι ελαστικές και η επιρροή της παρουσίας του τοίχου καθορίζεται μόνο από γεωμετρικά δεδομένα, όπως της απόστασης μεταξύ θεμελίου-τοίχου προς το πάχος του εδαφικού στρώματος, το είδος της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, κλπ. Ο τοίχος είναι αβαρής, πάχους $t_w=0.2$ m, έχει λόγο Poisson $\nu_w=0.2$ και σταθερή υστερητική απόσβεση $\xi_w=5\%$.

Οι κινηματικοί περιορισμοί στη βάση του εδαφικού στρώματος είναι ακριβώς ίδιοι με αυτούς του μονοδιάστατου προσομοιώματος. Θεωρητικά, το εδαφικό στρώμα εκτείνεται στο άπειρο στη μια κατεύθυνση, αλλά στο προσομοίωμα που μελετήθηκε αυτό εκτείνεται σε απόσταση ίση με 40 φορές το πάχος του H . Στην επιφάνεια του εδαφικού

στρώματος, τοποθετείται άκαμπτο και αβαρές θεμέλιο, το οποίο δεν έχει δυνατότητα αποκόλλησης από το έδαφος, ούτε μπορεί να ολισθαίνει σε σχέση με αυτό. Η απόσταση από το κέντρο του θεμελίου μέχρι τη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους είναι ίση με L και το ημιπλάτος του θεμελίου είναι B . Σημειώνεται ότι όταν ο λόγος L/H παίρνει μεγάλες τιμές, τότε η επίδραση του τοίχου εξαλείφεται, αφού το θεμέλιο απομακρύνεται από αυτόν, και το διδιάστατο προσομοίωμα εκφυλίζεται σε αυτό της μονοδιάστατης περίπτωσης.



Σχήμα 3.2. Προσομοίωμα για τον υπολογισμό των τροποποιημένων ισοδύναμων εδαφικών ελατηρίων λόγω της παρουσίας τοίχου αντιστήριξης.

3.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Οι παράμετροι που εξετάστηκαν κατά τις αναλύσεις των προσομοιωμάτων που περιγράφηκαν προηγουμένως είναι οι εξής πέντε:

Αδιαστατοποιημένη απόσταση από τον τοίχο

Η απόσταση του κέντρου του θεμελίου L από τον τοίχο (τη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους), αδιαστατοποιημένη ως προς το πάχος του εδαφικού στρώματος H , δηλαδή ο λόγος L/H .

Αδιαστατοποιημένο ημιπλάτος θεμελίου

Είναι ο λόγος του μισού του πλάτους του θεμελίου (του ημιπλάτους) B προς το πάχος του εδαφικού στρώματος H , δηλαδή, το κλάσμα B/H .

Σχετική δομική ευκαμψία του τοίχου

Η σχετική δομική ευκαμψία του τοίχου ως προς το αντιστηριζόμενο έδαφος d_w , ορίζεται από τη σχέση:

$$d_w = \frac{GH^3}{\frac{E_w t_w^3}{12(1-\nu_w^2)}} \quad (3.1)$$

Με δεδομένες όλες τις ποσότητες στην εξ. (3.1) εκτός από το μέτρο ελαστικότητας του τοίχου E_w , είναι δυνατόν μεταβάλλοντας το τελευταίο να παίρνουμε την επιθυμητή τιμή ευκαμψίας d_w .

Σχετική στροφική ενδοσιμότητα

Η σχετική στροφική ενδοσιμότητα στη βάση του τοίχου d_θ , δίνεται από τη σχέση:

$$d_\theta = \frac{GH^2}{R_\theta} \quad (3.2)$$

Είναι προφανές ότι όσο αυξάνεται η ενδοσιμότητα d_θ τόσο μειώνεται η σταθερά του στροφικού ελατηρίου R_θ και αντιστρόφως.

Σχετική ευκαμψία θεμελίου

Η σχετική ευκαμψία του θεμελίου εκφράζει πόσο εύκαμπτο είναι το τελευταίο σε σχέση με το έδαφος και δίνεται από τη σχέση:

$$d_f = \frac{E_s}{E_f (1-\nu_f^2)} \left(\frac{B}{t} \right)^3 \quad (3.3)$$

όπου E_s , E_f είναι το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους και του θεμελίου, αντίστοιχα, t το πάχος του θεμελίου, ν_f ο λόγος Poisson του θεμελίου και B το ημιπλάτος του. Στην οριακή περίπτωση όπου $d_f=0$, αυτό σημαίνει ότι το θεμέλιο είναι τελείως άκαμπτο, ενώ για $d_f=\infty$ συνεπάγεται ότι είτε το έδαφος είναι απόλυτα άκαμπτο, είτε ότι το θεμέλιο είναι πολύ εύκαμπτο.

3.3.1 Επεξηγήσεις για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων

Όπως αναλύθηκε εκτενώς στο 1^ο κεφάλαιο, η (δυναμική) εμπέδηση ενός θεμελίου είναι γενικά ένας μιγαδικός αριθμός, του οποίου το πραγματικό μέρος αντιπροσωπεύει τις επιδράσεις της δυσκαμψίας και της αδράνειας του υποκείμενου εδάφους, και το φανταστικό μέρος εκφράζει τις επιρροές λόγω της εδαφικής απόσβεσης (υλικού ή ακτινοβολίας). Συνεπώς, η εμπέδηση ενός επιφανειακού θεμελίου γράφεται στη γενική της μορφή ως ακολούθως:

$$\bar{K}_j = K_{j,dyn} + iC_j \quad (3.4)$$

όπου $j=s, r$ ανάλογα με το βαθμό ελευθερίας που εξετάζεται (s για λικνισμό (swaying) και r για παλίνδηση (rocking)). Επίσης, η εξίσωση (3.4) μπορεί να γραφεί υπό διαφορετική μορφή ως:

$$\bar{K}_j = K_{j,st} \left(\left[\frac{K_{j,dyn}}{K_{j,st}} \right] + i\omega \left[\frac{C_j}{\omega K_{j,st}} \right] \right) \quad (3.5)$$

Είναι φανερό ότι γνωρίζοντας τις τιμές των ποσοτήτων που είναι μέσα σε αγκύλες και την τιμή της στατικής δυσκαμψίας $K_{j,st}$, είναι εφικτός ο υπολογισμός της δυναμικής εμπίδησης. Αφού υπολογιστεί η δυναμική εμπίδηση, μπορεί να υπολογιστεί η αδρανειακή αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, σύμφωνα με όσα εκτέθηκαν στο 1^ο κεφάλαιο.

Σκοπός του παρόντος κεφαλαίου είναι να υπολογιστεί η δυσκαμψία του εδάφους πάνω στο οποίο τοποθετείται το θεμέλιο, ούτως ώστε να μπορεί να υπολογιστεί έμμεσα η εμπίδηση. Είναι γνωστό ότι η δυσκαμψία είναι ο λόγος της δύναμης προς την παραμόρφωση. Άρα για την επίτευξη μοναδιαίας παραμόρφωσης, η δύναμη που θα απαιτηθεί θα είναι αριθμητικά ίση με τη δυσκαμψία. Για τον λόγο αυτό επιβάλλεται στο κέντρο του θεμελίου αρμονική διέγερση που διαρκεί για επαρκές χρονικό διάστημα, ώστε το σύστημα να περάσει σε μια σταθερή κατάσταση ταλάντωσης (steady-state vibration). Η διέγερση μπορεί να είναι επιβολή οριζόντιας μετακίνησης μοναδιαίου πλάτους ή επιβολή στροφής ως προς άξονα κάθετο στο επίπεδο του προσομοιώματος μοναδιαίου πλάτους. Για τον υπολογισμό των στατικών εμπεδήσεων η διέγερση είναι οιονεί στατική (συχνότητας 0.005 Hz), ενώ για τον υπολογισμό των δυναμικών εμπεδήσεων η διέγερση είναι δυναμική, με συχνότητα που μεταβάλλεται σε καθορισμένο εύρος, ανάλογα με τα όρια του συχνοτικού συντελεστή, τη διακριτοποίηση, κλπ. Κατά τη διάρκεια της επιβολής της διέγερσης ο βράχος παραμένει ακίνητος, ενώ ο τοίχος μπορεί να ταλαντώνεται λόγω της δυναμικής απόκρισης του εδάφους ή όχι, ανάλογα με το αν είναι εύκαμπτος ($d_w=40$, $d_\theta=5$) ή άκαμπτος ($d_w=0$, $d_\theta=0$).

Όλες οι στατικές αναλύσεις γίνονται για συγκεκριμένη συχνότητα 0.005 Hz και όλες οι δυναμικές αναλύσεις γίνονται στο πεδίο των συχνοτήτων, με ελάχιστο συχνοτικό συντελεστή $a_0=0.07812$. Όσον αφορά αριθμητικά θέματα που σχετίζονται με την εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, όπως η πυκνότητα της διακριτοποίησης, το είδος των χρησιμοποιούμενων στοιχείων, η υλοποίηση του

«απείρως» εκτεινόμενου εδαφικού στρώματος και η προσαρμογή της απόσβεσης Rayleigh για να συγκλίνει στην απόσβεση σταθερού υστερητικού τύπου, αυτά αντιμετωπίστηκαν αποτελεσματικά (βλ. και στο 4^ο κεφάλαιο).

Οι υπολογισμοί και η παράθεση των αποτελεσμάτων του παρόντος κεφαλαίου ακολουθούν τέσσερα στάδια:

- Υπολογισμός των στατικών εμπεδήσεων (μετακινησιακής και στροφικής) όταν το θεμέλιο καταπονείται υπό μονοδιάστατες εδαφικές συνθήκες (μονοδιάστατο εδαφικό στρώμα). Αυτή η κατάσταση σε μαθηματικούς όρους συνεπάγεται ότι $L/H \rightarrow \infty$.
- Υπολογισμός των στατικών εμπεδήσεων για πεπερασμένες τιμές του λόγου L/H (διδιάστατο εδαφικό στρώμα).
- Υπολογισμός των δυναμικών εμπεδήσεων συναρτήσει του επιβαλλόμενου συχνотικού συντελεστή για διάφορες τιμές του ημιπλάτους του θεμελίου στη μονοδιάστατη περίπτωση ($L/H \rightarrow \infty$, ισοδυναμεί με μονοδιάστατο εδαφικό στρώμα).
- Υπολογισμός των δυναμικών εμπεδήσεων συναρτήσει της επιβαλλόμενης συχνότητας για διάφορες τιμές του ημιπλάτους του θεμελίου B και της απόστασης του κέντρου του από τον τοίχο αντιστήριξης L (διδιάστατο εδαφικό στρώμα).

Για καθεμία από τις παραπάνω τέσσερις περιπτώσεις, υπολογίζεται η εμπέδηση έναντι λικνιστικής κίνησης (οριζόντια μετατόπιση) και παλινδικής κίνησης (στροφή ως προς το διαμήκη άξονα).

3.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΜΠΕΔΗΣΗΣ

3.4.1 Μονοδιάστατο προσομοίωμα

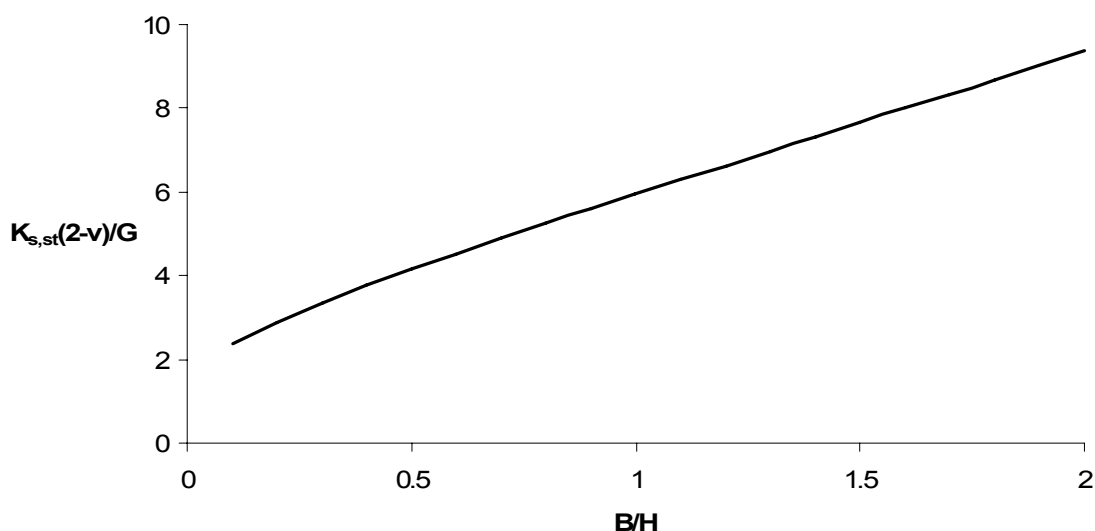
Στην περίπτωση μονοδιάστατου εδαφικού στρώματος, η εμπέδηση (η οποία ισούται με τη δυσκαμψία, εφόσον η φόρτιση είναι στατική) θα εξαρτάται από τις ιδιότητες του εδάφους (G, ν) και τον λόγο B/H . Για να απομονωθούν οι επιδράσεις των μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους G και ν , η στατική δυσκαμψία αδιαστατοποιείται ως προς το πηλίκο $G/(3.2-\nu)$. Η αδιαστατοποίηση αυτή προέρχεται από την αναλυτική λύση για τη δυσκαμψία κυκλικού θεμελίου σε ημίχωρο και δεν σχετίζεται με την ύπαρξη άκαμπτου βράχου σε πεπερασμένο βάθος κάτω από την εδαφική επιφάνεια.

Η μεταβολή της στατικής δυσκαμψίας λόγω οριζόντιας μετατόπισης ($K_{s,st}$) παριστάνεται στο Σχήμα 3.3 συναρτήσει του λόγου B/H . Παρατηρείται ότι η μεταβολή με το λόγο B/H είναι σχεδόν γραμμική, αν εξαιρεθούν οι μικρότερες τιμές του λόγου αυτού. Μια πιο ακριβής αντιμετώπιση, με χρήση παλινδρόμησης τετραγωνικού πολυωνύμου, δίνει την παρακάτω εξίσωση στατικής δυσκαμψίας λόγω οριζόντιας μετατόπισης:

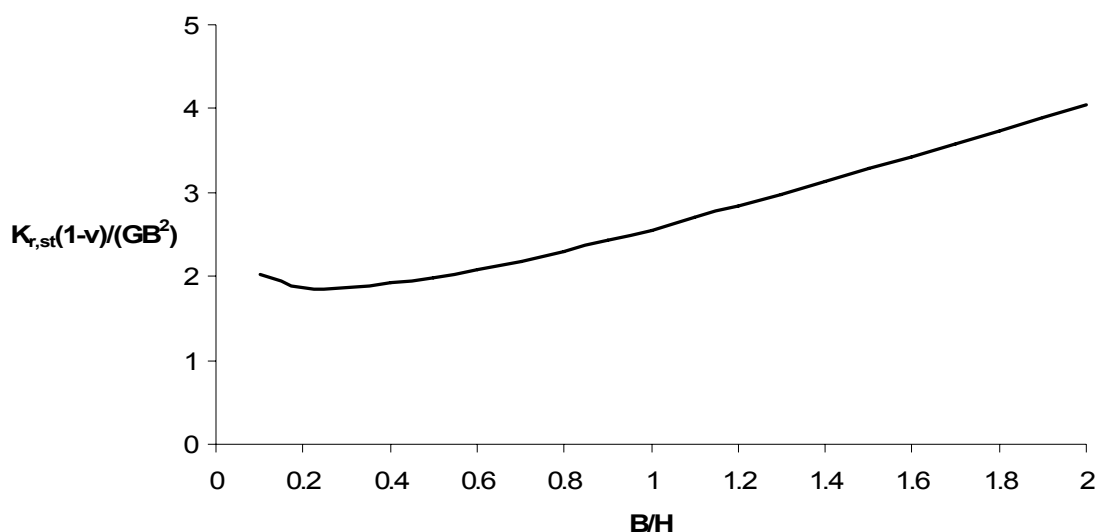
$$K_{s,st} = \frac{G}{2-\nu} \left[-0.26 \left(\frac{B}{H} \right)^2 + 4.1273 \frac{B}{H} + 2.0898 \right] \quad (3.6)$$

Η εξ. (3.6) χρησιμοποιήθηκε για την αδιαστατοποίηση των στατικών εμπεδήσεων που παρουσιάζονται στην ενότητα 3.4.2.

Όσον αφορά στη στροφική εμπίδηση, αυτή αδιαστατοποιείται ως προς $GB^2/2(3.1-\nu)$. Η αδιαστατοποίηση αυτή είναι καθαρά εμπειρική, σε αντίθεση με την αδιαστατοποίηση της οριζόντιας στατικής εμπίδησης. Η αδιαστατοποιημένη στροφική εμπίδηση ως συνάρτηση του λόγου B/H φαίνεται στο Σχήμα 3.4.



Σχήμα 3.3. Αδιαστατοποιημένη στατική οριζόντια δυσκαμψία συναρτήσει του λόγου B/H για μονοδιάστατο εδαφικό στρώμα.



Σχήμα 3.4. Αδιαστατοποιημένη στατική στρωτική δυσκαμψία συναρτήσει του λόγου B/H για μονοδιάστατο εδαφικό στρώμα.

Παρατηρείται ότι η καμπύλη στην περίπτωση της στρωτικής εμπίεσης είναι ελαφρά παραβολική, αλλά για λόγους ακρίβειας προσεγγίζεται με ένα πολυώνυμο τετάρτου βαθμού με χρήση παλινδρόμησης. Το αποτέλεσμα είναι η παρακάτω εξίσωση:

$$K_{r,st} = \frac{GB^2}{1-\nu} \left[0.3322 \left(\frac{B}{H} \right)^4 - 1.7577 \left(\frac{B}{H} \right)^3 + 3.4701 \left(\frac{B}{H} \right)^2 - 1.5883 \left(\frac{B}{H} \right) + 2.1049 \right] \quad (3.7)$$

Η εξ. (3.7) θα χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια για την αδιαστατοποίηση των στατικών στρωτικών ελατηρίων που θα υπολογιστούν όταν το θεμέλιο βρίσκεται σχετικά κοντά στον τοίχο.

3.4.2 Διδιάστατο εδαφικό στρώμα

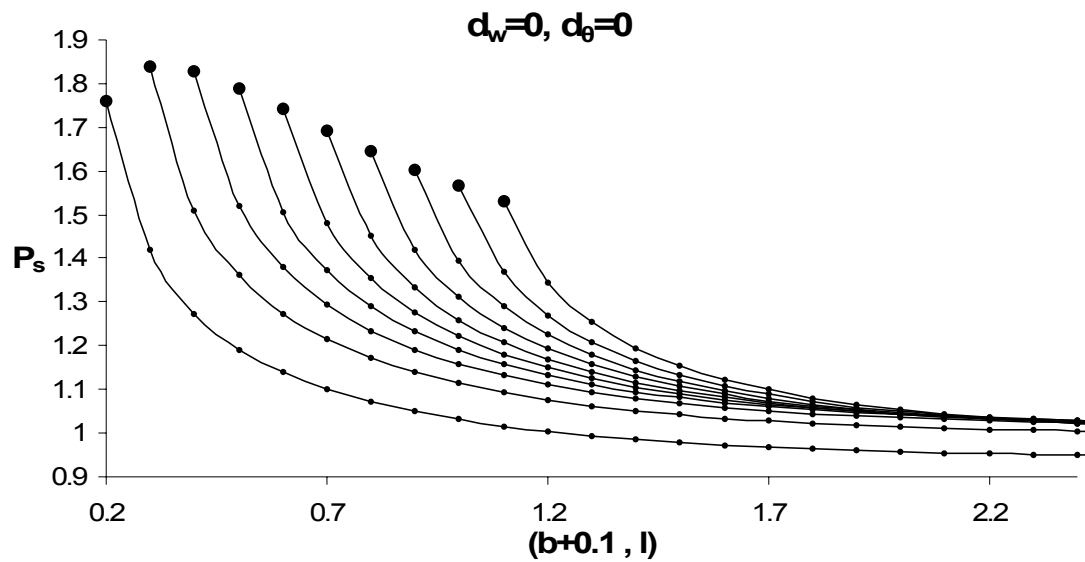
Στην περίπτωση όπου το εδαφικό στρώμα πάνω στο οποίο υπάρχει το θεμέλιο αντιστηρίζεται από τοίχο, ο οποίος είναι σε σχετικά μικρή απόσταση από αυτό, οι στατικές εμπεδήσεις που δίνονται από τις σχέσεις (3.6) και (3.7) τροποποιούνται για να λάβουν υπόψη τους τη συνοριακή συνθήκη που επιβάλλει ο τοίχος αντιστήριξης στο εδαφικό στρώμα. Η τροποποίηση αυτή επιτυγχάνεται εισάγοντας ένα συντελεστή P_j ($j=s, r$), ο οποίος πολλαπλασιάζει κατάλληλα τη στατική δυσκαμψία της μονοδιάστατης περίπτωσης έτσι ώστε το αποτέλεσμα να είναι η στατική δυσκαμψία στη διδιάστατη περίπτωση. Οι σχέσεις (3.6) και (3.7) στη διδιάστατη περίπτωση γράφονται ως εξής:

$$K_{s,st} = P_s \cdot \frac{G}{2-\nu} \left[-0.26 \left(\frac{B}{H} \right)^2 + 4.1273 \frac{B}{H} + 2.0898 \right] \quad (3.8)$$

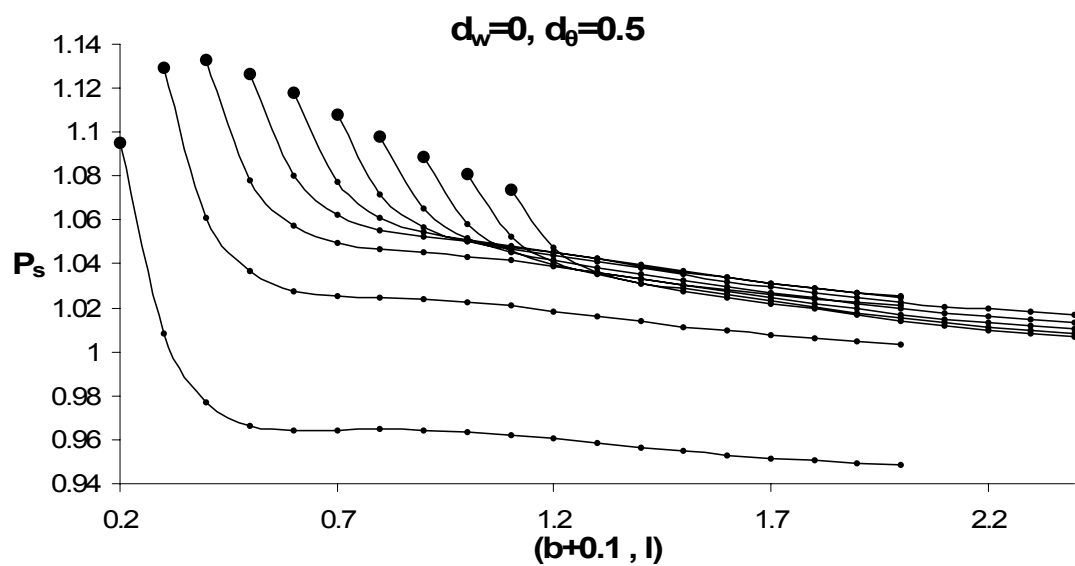
$$K_{r,st} = P_r \cdot \frac{GB^2}{1-\nu} \left[0.3322 \left(\frac{B}{H} \right)^4 - 1.7577 \left(\frac{B}{H} \right)^3 + 3.4701 \left(\frac{B}{H} \right)^2 - 1.5883 \left(\frac{B}{H} \right) + 2.1049 \right] \quad (3.9)$$

όπου P_s , P_r συντελεστές που προσδιορίζονται συναρτήσει των πέντε βασικών παραμέτρων της ενότητας 3.3. Οι τιμές της σχετικής δομικής ευκαμψίας του τοίχου d_w που χρησιμοποιήθηκαν είναι πέντε: $d_w=0, 1, 4, 13, 40$ και οι τιμές της σχετικής στροφικής ενδοσιμότητας στη βάση του τοίχου d_θ είναι επίσης πέντε: $d_\theta=0, 0.5, 1, 2, 5$. Συνολικά προκύπτουν $5 \times 5 = 25$ συνδυασμοί για τους οποίους κατασκευάστηκαν τα 25 σχήματα (3.5 έως 3.29) που παρατίθενται στη συνέχεια. Σε κάθε ένα από τα εν λόγω σχήματα, στον κατακόρυφο άξονα παριστάνεται ο συντελεστής P_s και στον οριζόντιο άξονα ο λόγος $l=L/H$. Το σημείο από το οποίο ξεκινά κάθε καμπύλη είναι σημειωμένο με έντονη βούλα. Η τετμημένη της έντονης βούλας είναι η ποσότητα $b+0.1=B/H+0.1$. Η ποσότητα αυτή είναι γνωστή εκ των προτέρων και χρησιμεύει για την επιλογή της καμπύλης που θα χρησιμοποιηθεί. Στη συνέχεια υπολογίζεται η αδιαστατοποιημένη ποσότητα $l=L/H$, φέρνοντας ευθεία κάθετη στον άξονα των τετμημένων στη θέση l η οποία τέμνει την καμπύλη που χρησιμοποιείται σε σημείο του οποίου η τεταγμένη ισούται με το ζητούμενο συντελεστή.

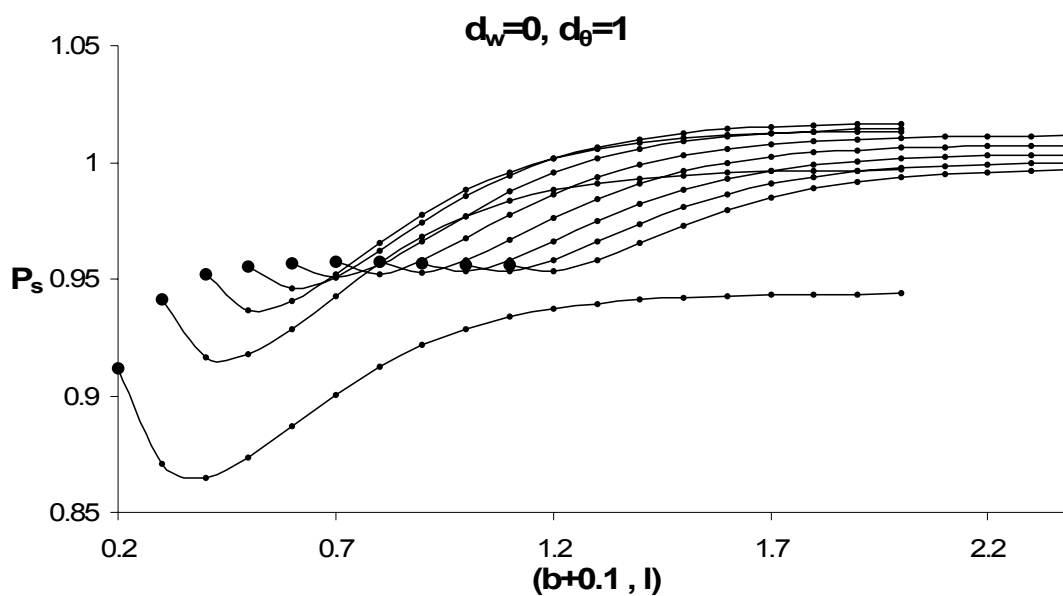
Για παράδειγμα, έστω ότι θέλουμε να υπολογίσουμε τον συντελεστή για την περίπτωση $L=5m$, $H=10m$, $B=1m$, $d_w=4$ και $d_\theta=5$. Ισχύουν $l=L/H=0.5$, $b=B/H=0.1$, ενώ οι άλλες παράμετροι d_w και d_θ δίνονται. Αν οι d_w , d_θ δεν ήταν γνωστές, τότε μπορούσαν να υπολογισθούν από τις εξ. (3.1) και (3.2). Από το σχετικό Σχήμα 3.18 για $d_w=4$ και $d_\theta=5$, επιλέγεται η καμπύλη της οποίας η μαύρη βούλα έχει τεταγμένη ίση με $b+0.1=0.1+0.1=0.2$. Εν συνεχεία, λαμβάνεται στον οριζόντιο άξονα το σημείο με τιμή $l=0.5$, από το οποίο φέρνουμε ευθεία κάθετη στον οριζόντιο άξονα, η οποία τέμνει την καμπύλη σε ένα σημείο. Από το σχήμα φαίνεται ότι το σημείο τομής έχει τεταγμένη περίπου 0.7, η οποία είναι και η τιμή του ζητούμενου συντελεστή. Σημειώνεται ότι η εμπέδηση λόγω μετακίνησης είναι ανεξάρτητη της ευκαμψίας του θεμελίου d_f ή του είδους της διεπιφάνειας μεταξύ τοίχου και εδάφους.



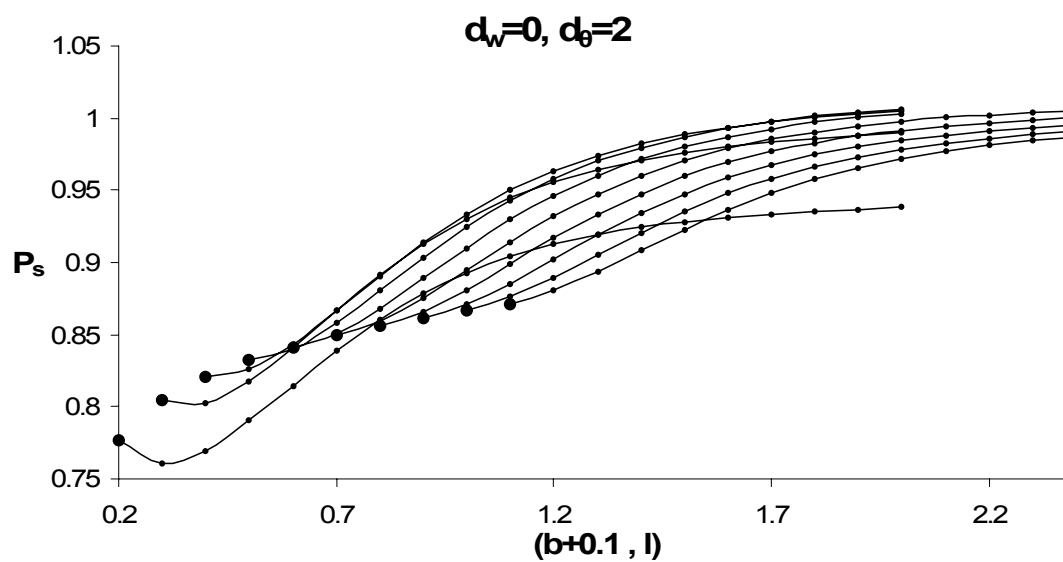
Σχήμα 3.5. Συντελεστής P_s για άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=d_\theta=0$).



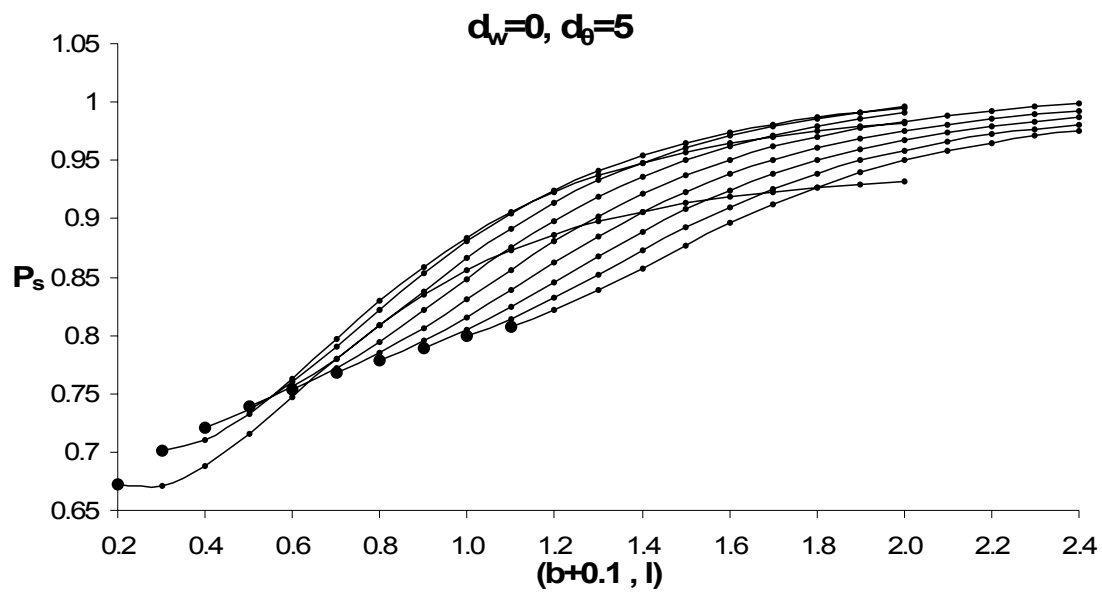
Σχήμα 3.6. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=0, d_\theta=0.5$.



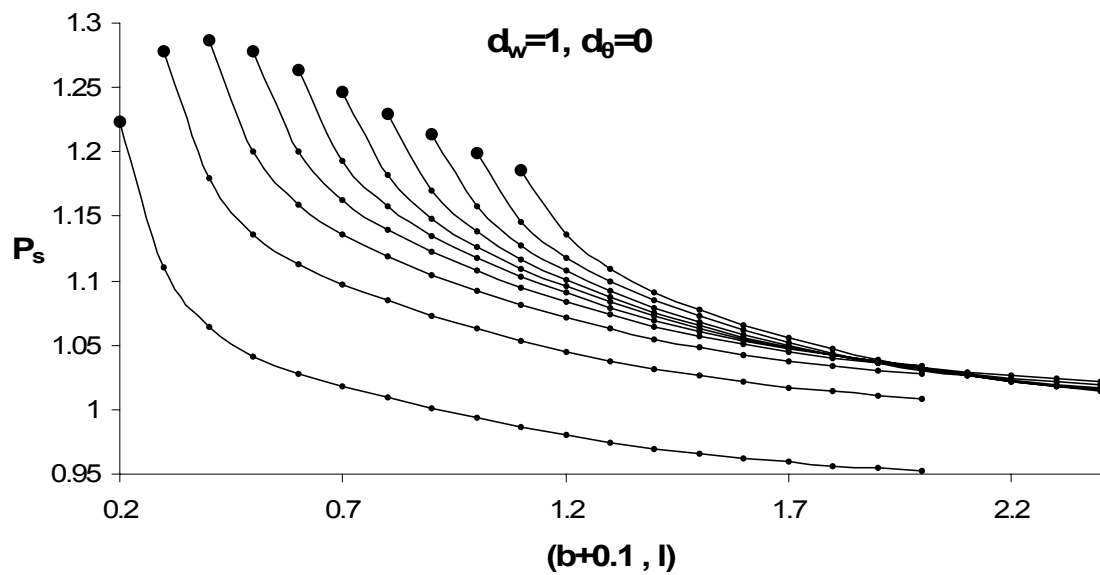
Σχήμα 3.7. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=0$, $d_\theta=1$.



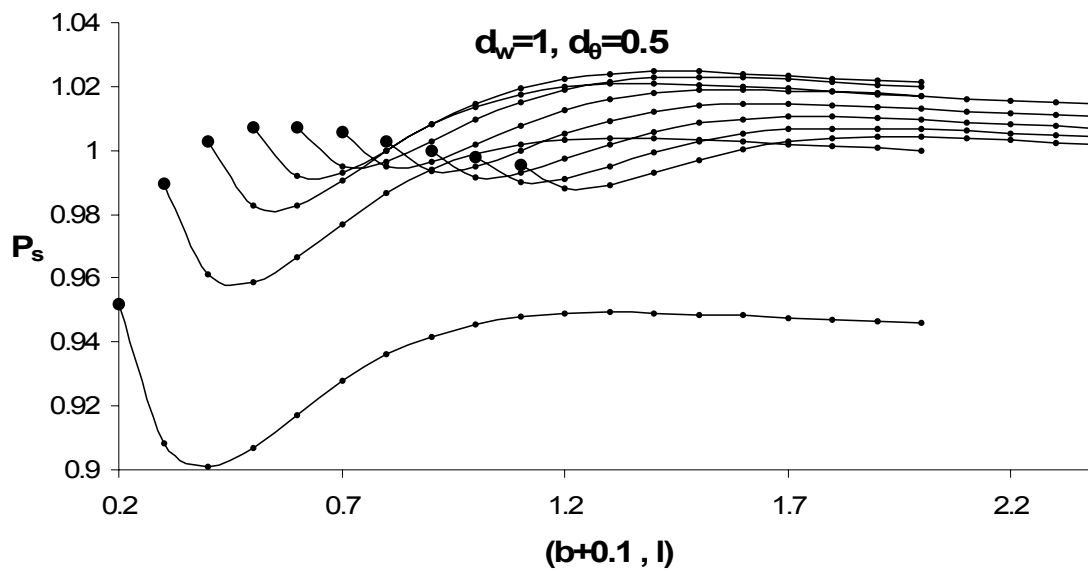
Σχήμα 3.8. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=0$, $d_\theta=2$.



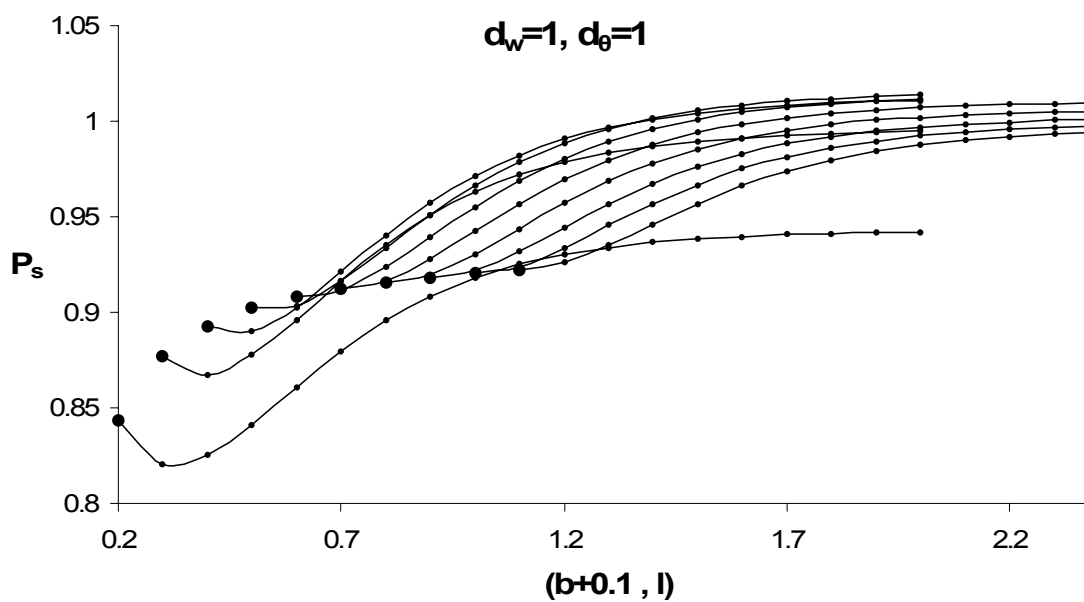
Σχήμα 3.9. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=0, d_\theta=5$.



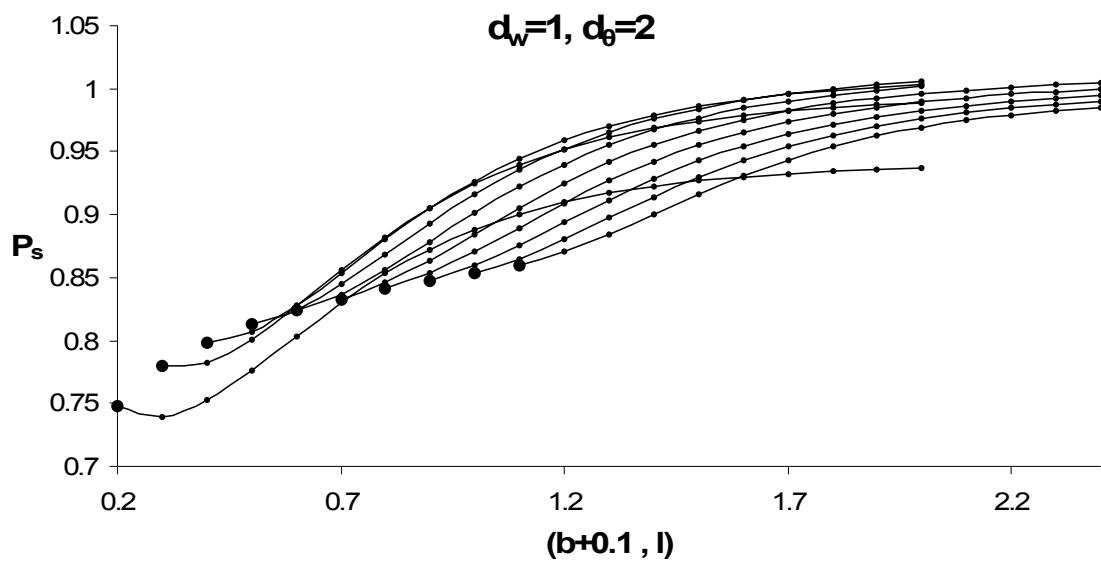
Σχήμα 3.10. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=1, d_\theta=0$.



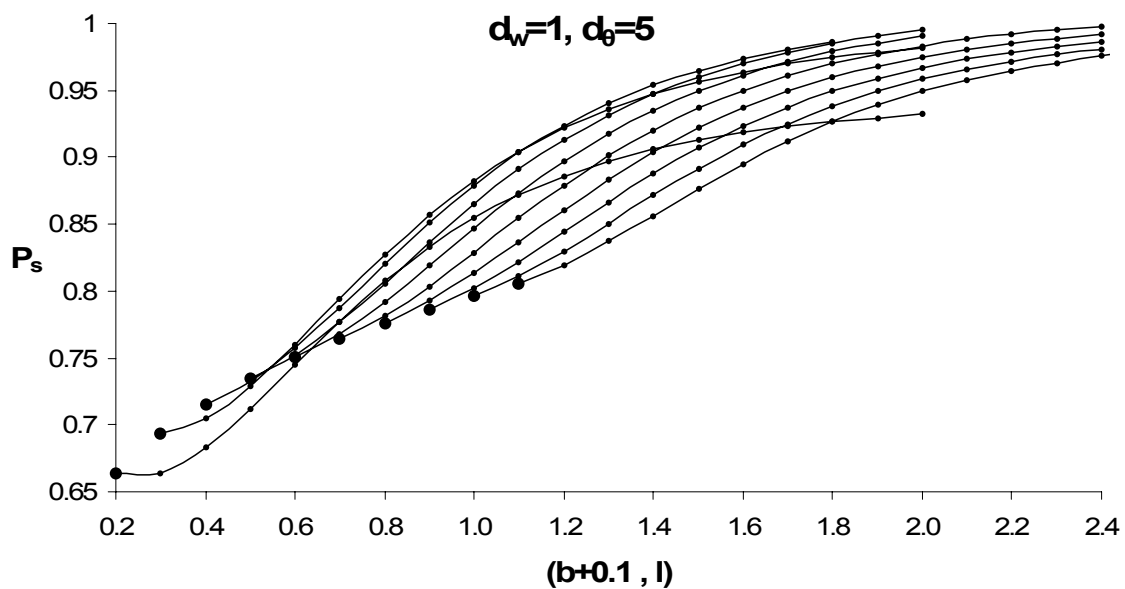
Σχήμα 3.11. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=1, d_0=0.5$.



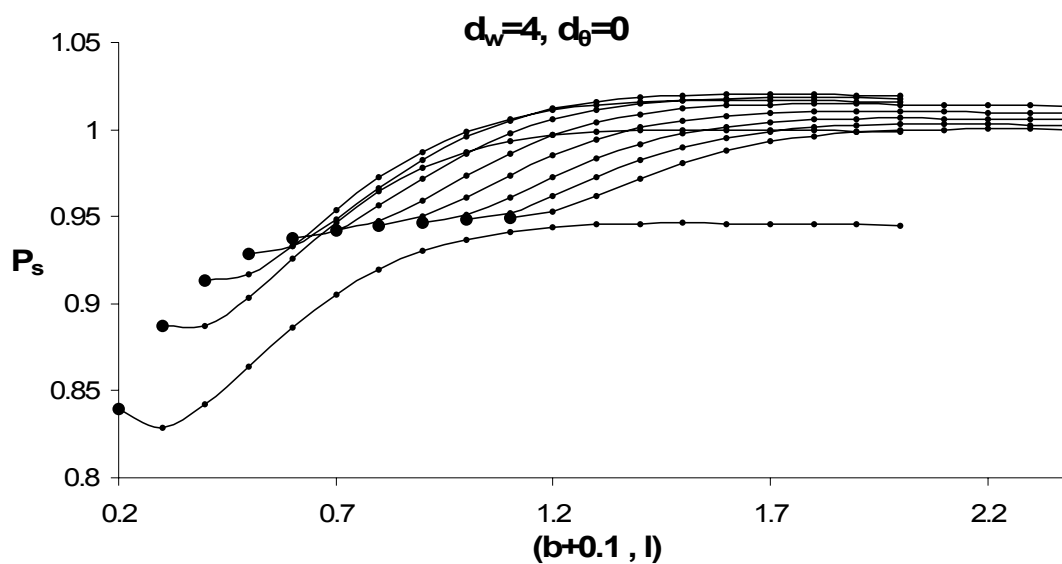
Σχήμα 3.12. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=1, d_0=1$.



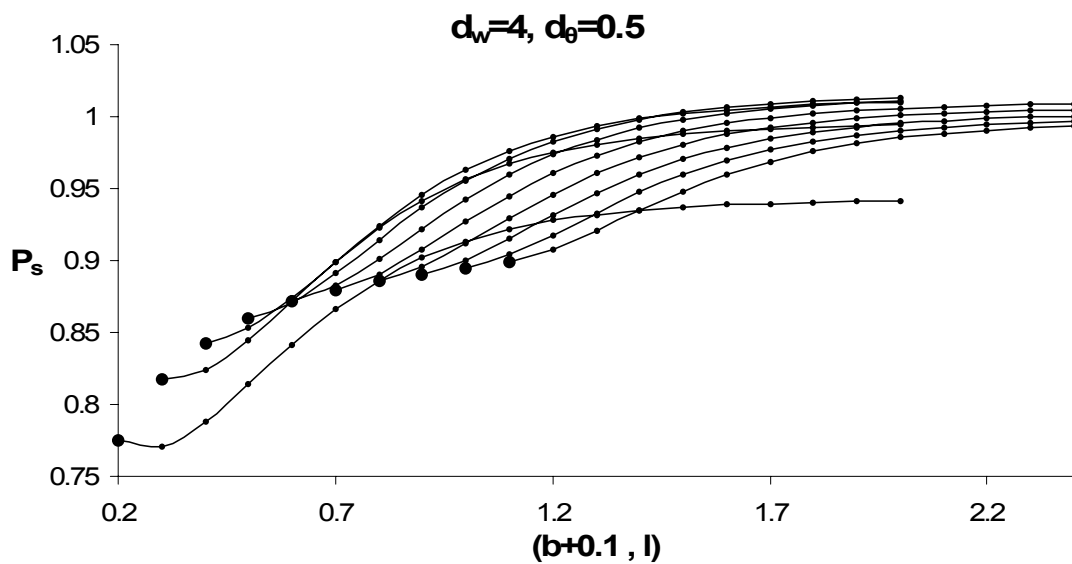
Σχήμα 3.13. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=1, d_\theta=2$.



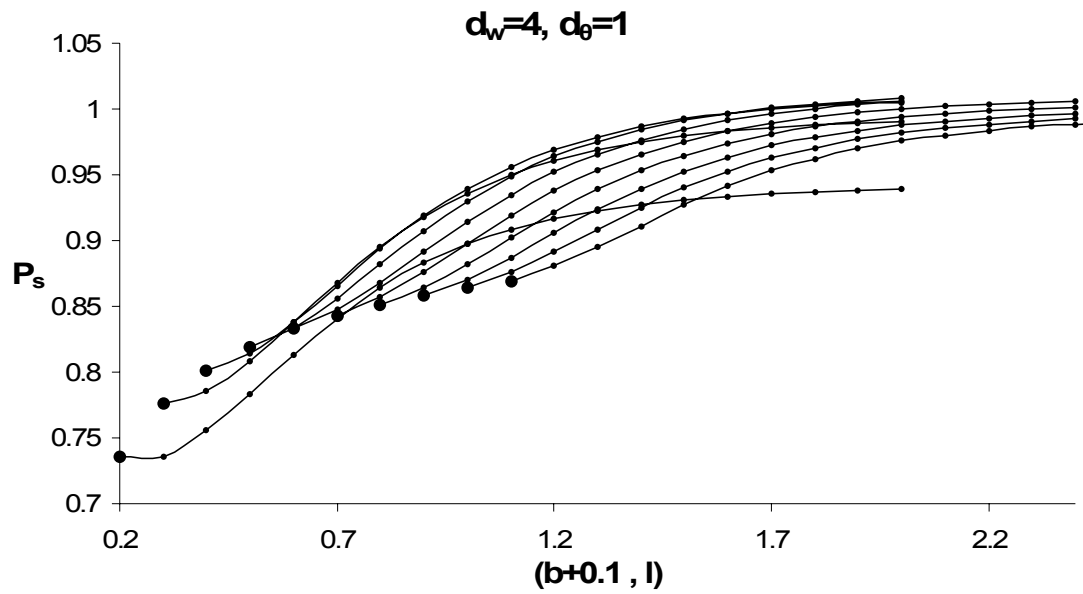
Σχήμα 3.14. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=1, d_\theta=5$.



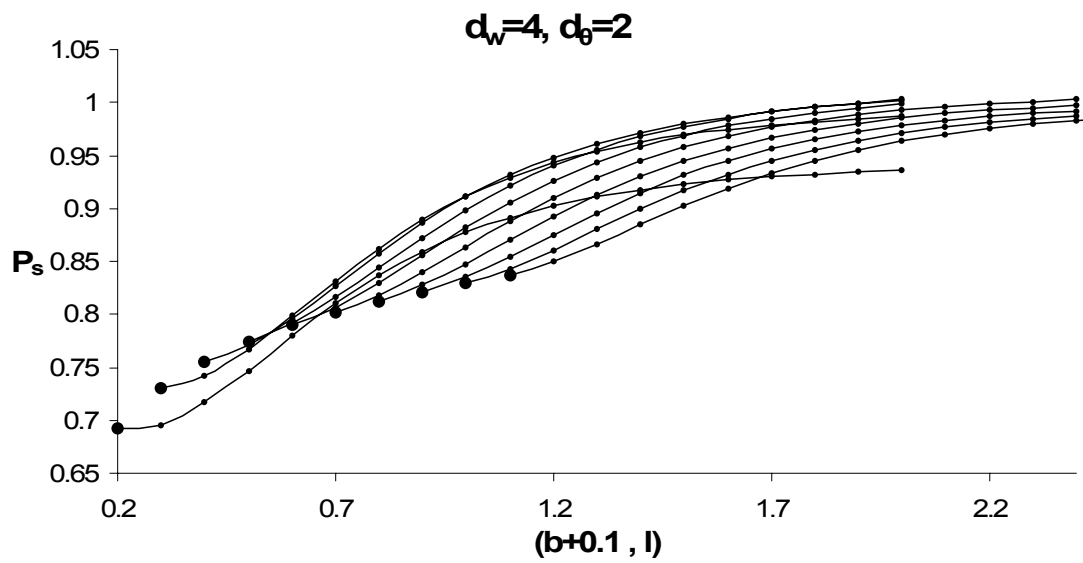
Σχήμα 3.15. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=4$, $d_\theta=0$.



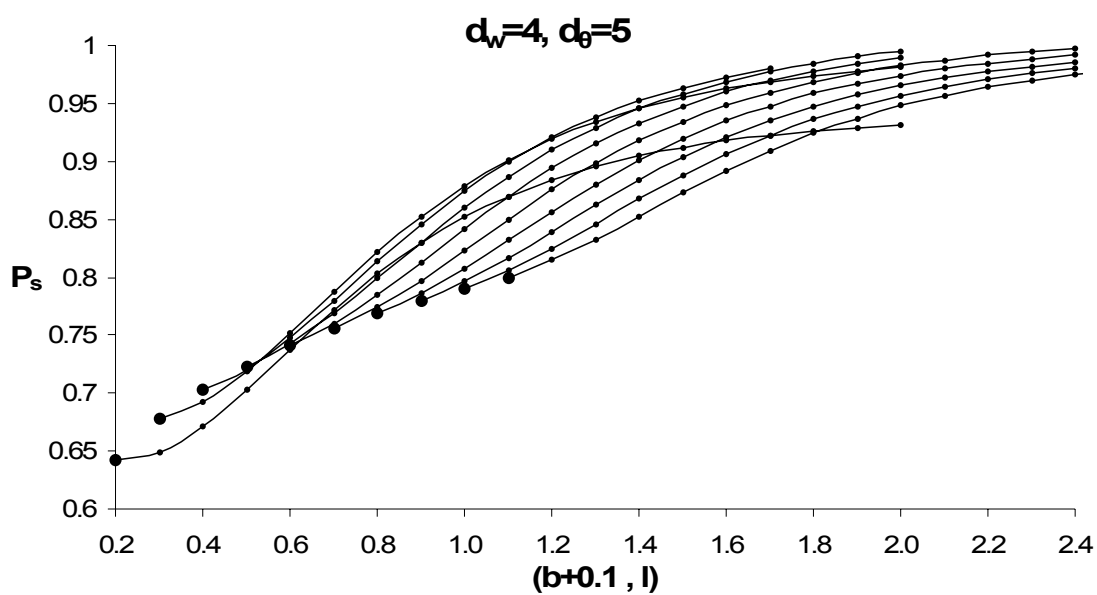
Σχήμα 3.16. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=4$, $d_\theta=0.5$.



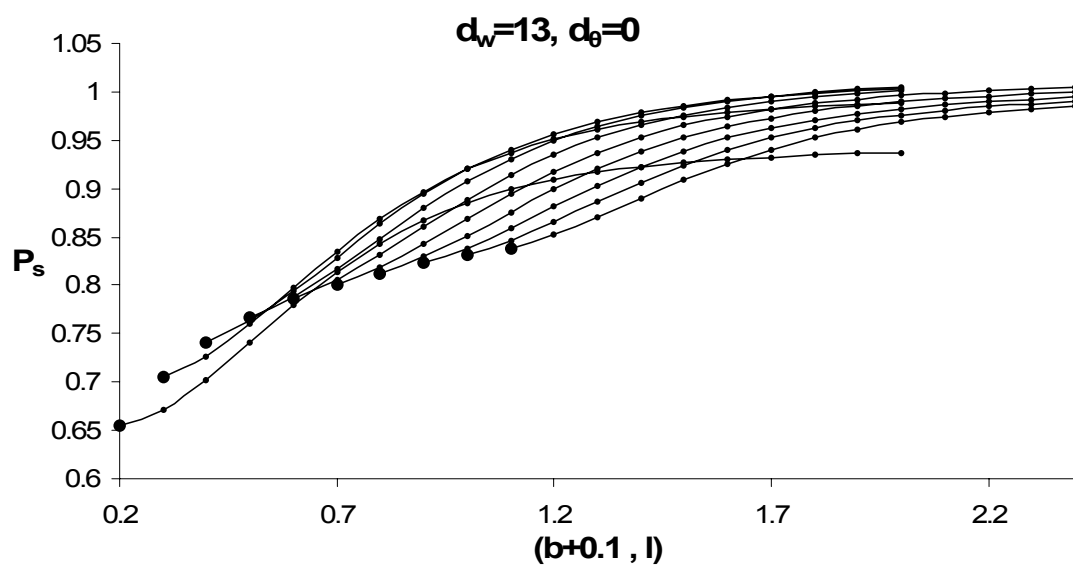
Σχήμα 3.17. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=4, d_\theta=1$.



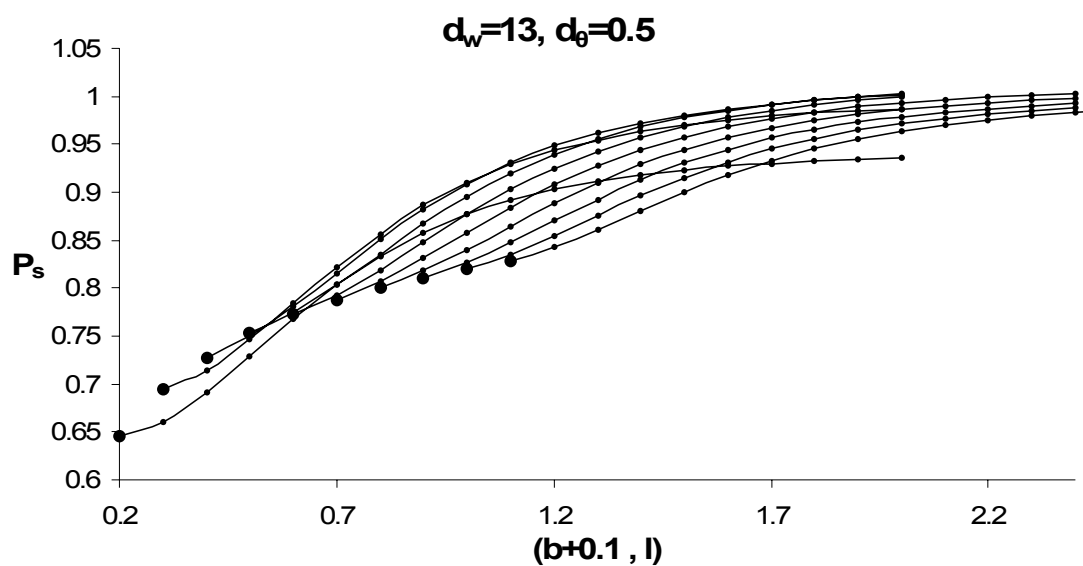
Σχήμα 3.18. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=4, d_\theta=2$.



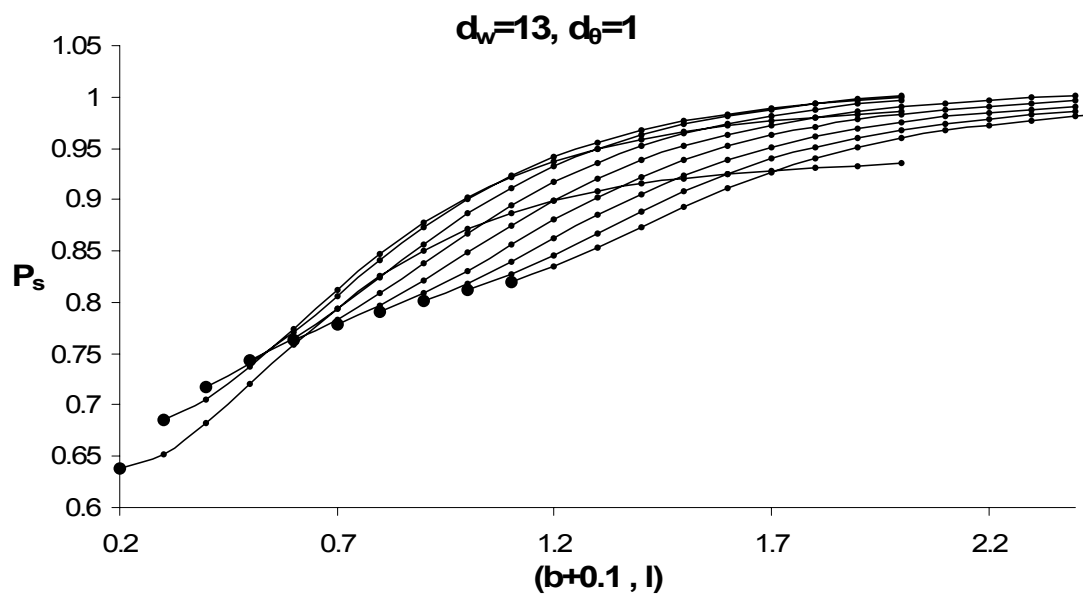
Σχήμα 3.19. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=4, d_\theta=5$.



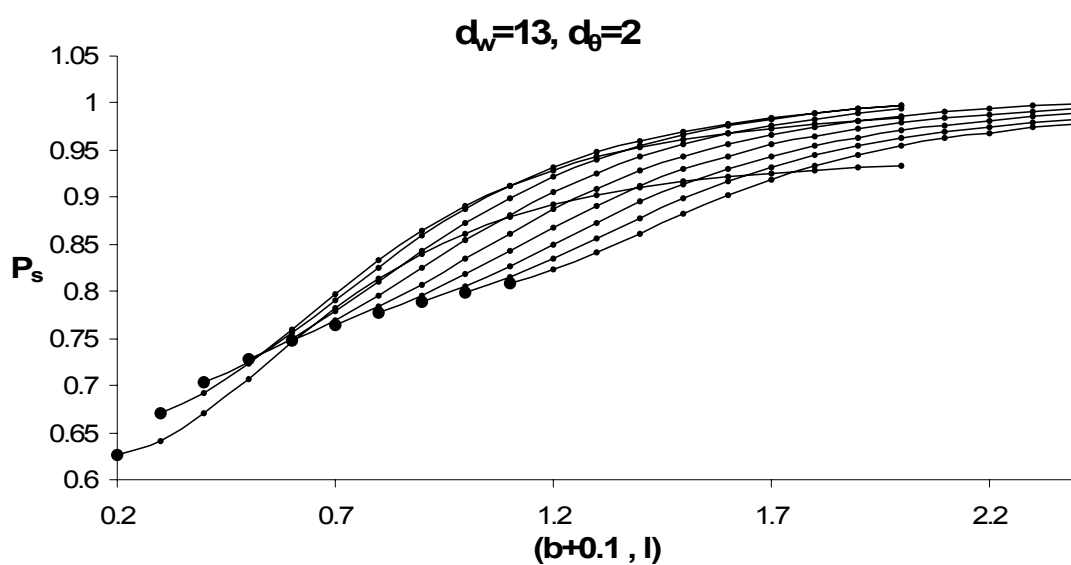
Σχήμα 3.20. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=13, d_\theta=0$.



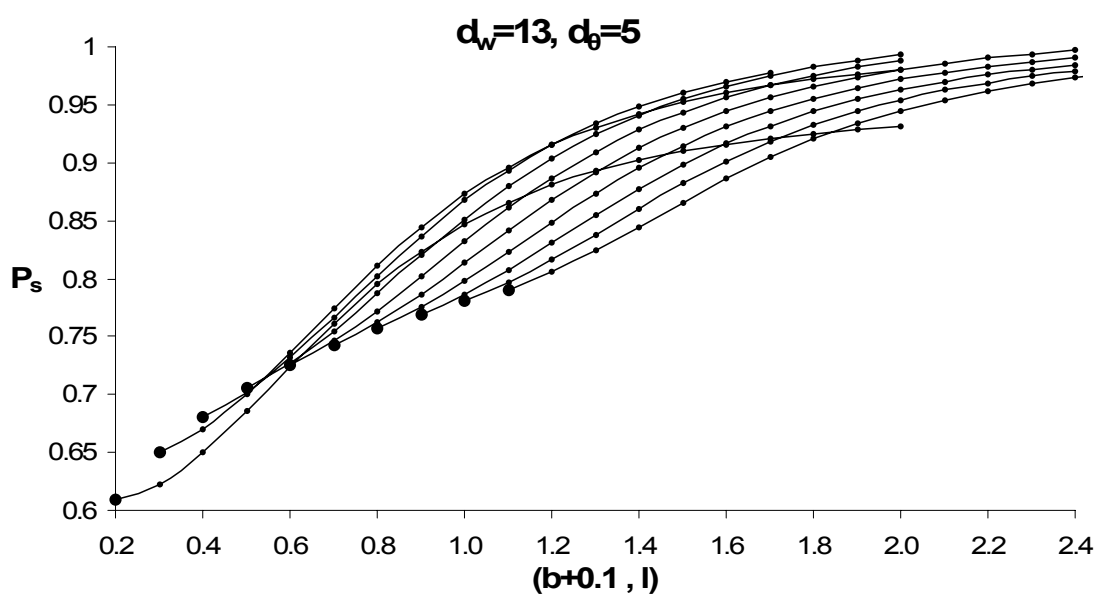
Σχήμα 3.21. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=13, d_\theta=0.5$.



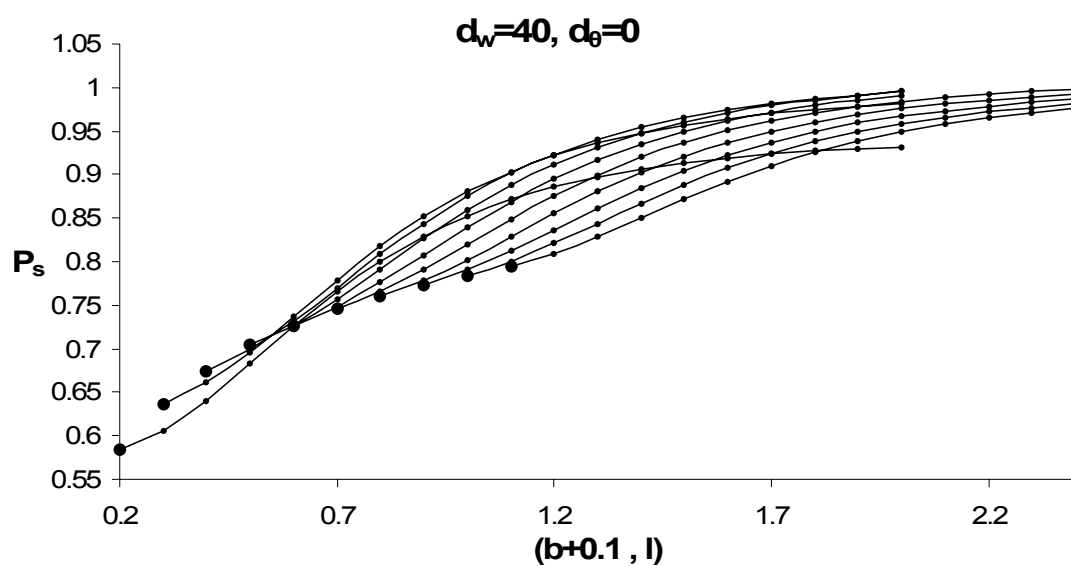
Σχήμα 3.22. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=13, d_\theta=1$.



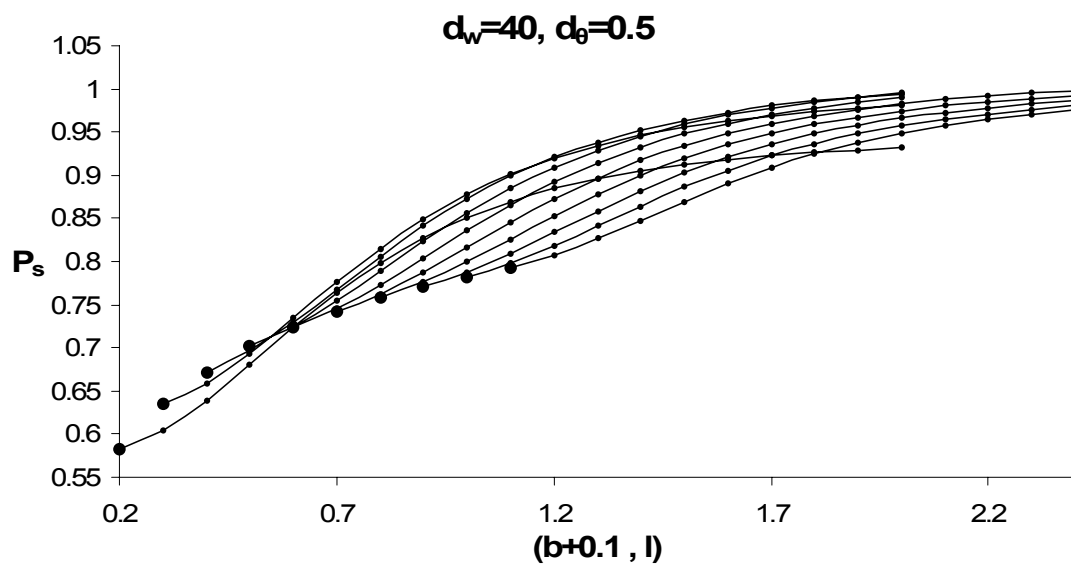
Σχήμα 3.23. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=13, d_\theta=2$.



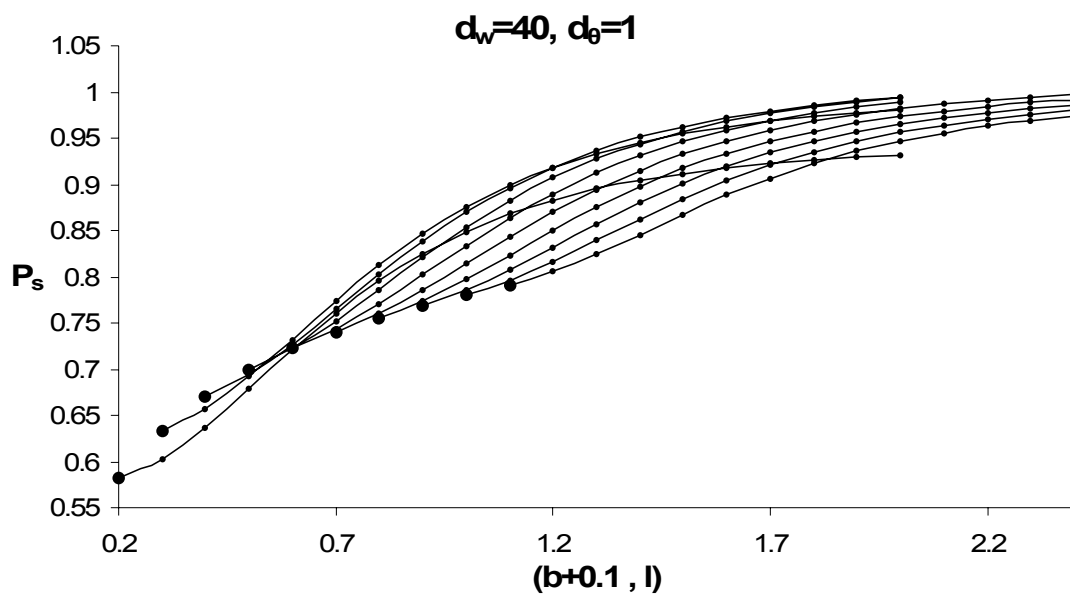
Σχήμα 3.24. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=13, d_\theta=5$.



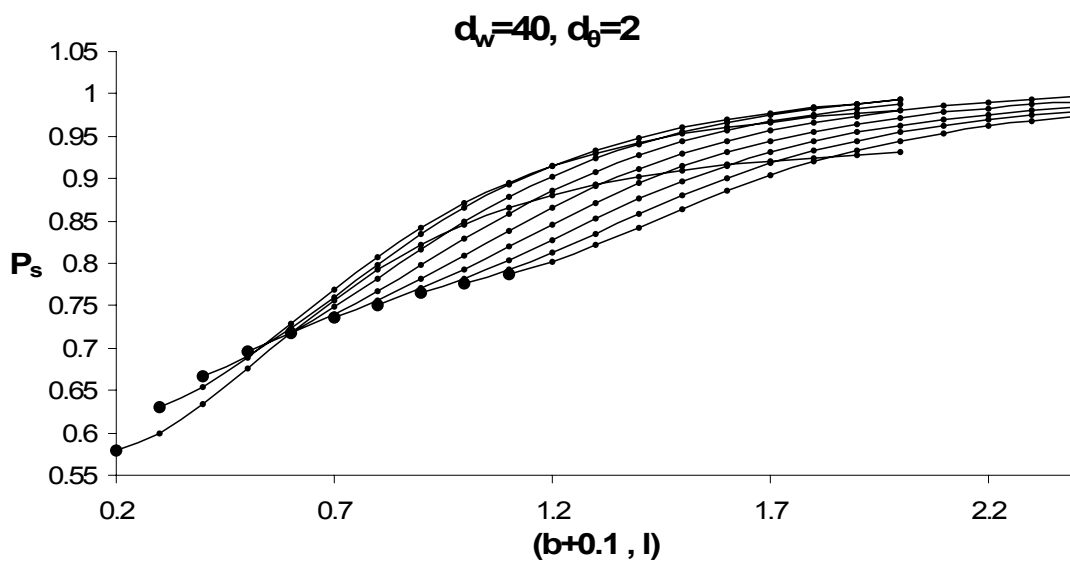
Σχήμα 3.25. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=40$, $d_\theta=0$.



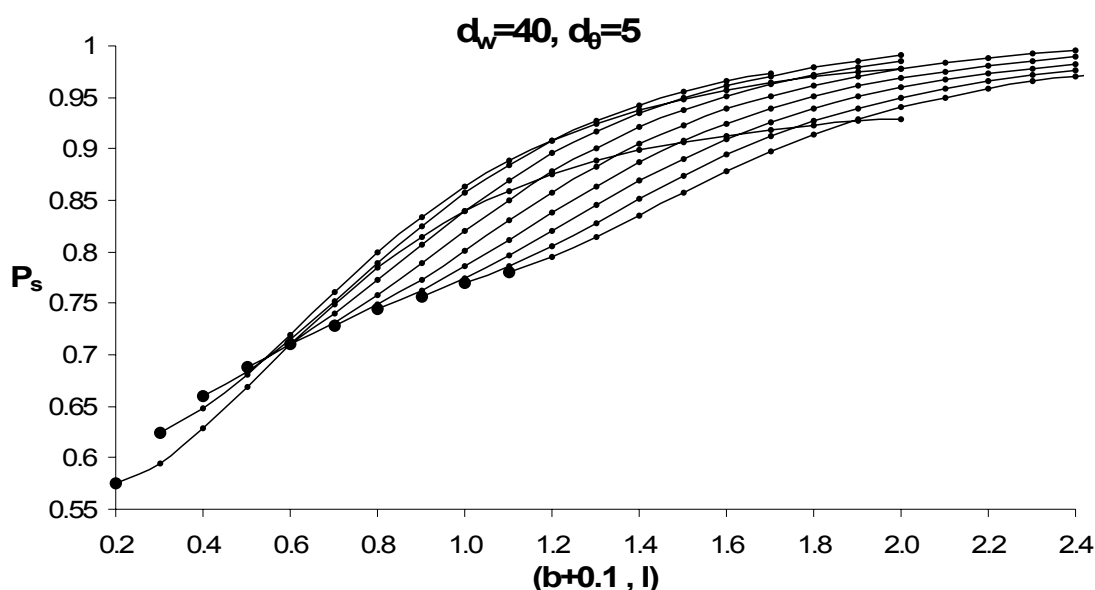
Σχήμα 3.26. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=40$, $d_\theta=0.5$.



Σχήμα 3.27. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=40, d_\theta=1$.



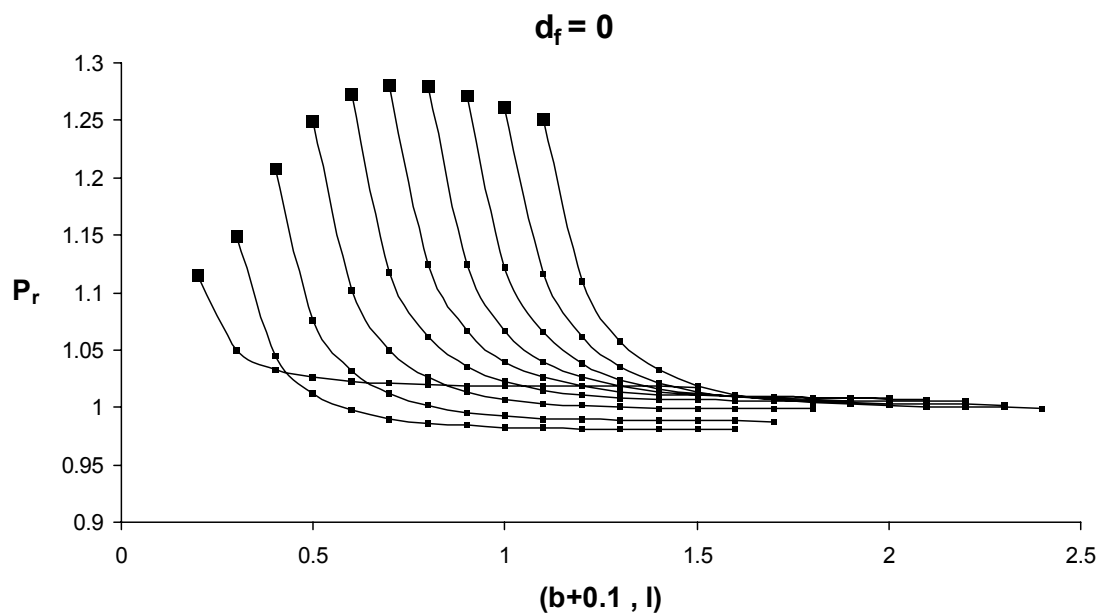
Σχήμα 3.28. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=40, d_\theta=2$.



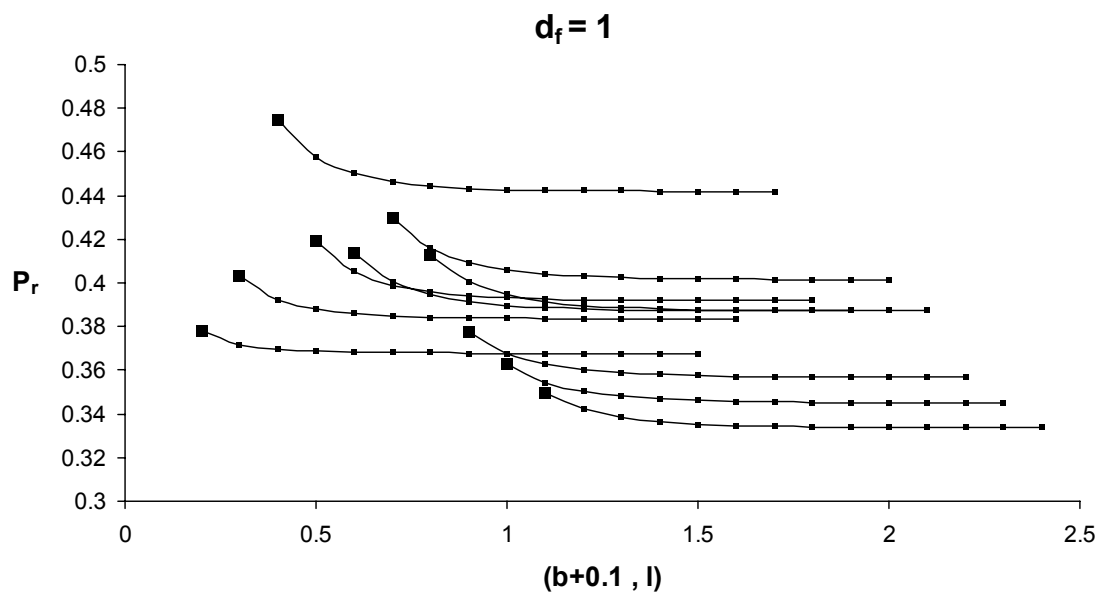
Σχήμα 3.29. Συντελεστής P_s για τοίχο αντιστήριξης με $d_w=40$, $d_\theta=5$.

Είναι προφανές από τα Σχήματα 3.5 έως 3.29 ότι όσο αυξάνονται τα d_w , d_θ , τόσο πιο ενδόσιμος γίνεται ο τοίχος και συνεπώς τόσο μικρότερος γίνεται ο συντελεστής P_s . Για όλες τις καμπύλες υπάρχει μια τιμή του l πέρα από την οποία ο συντελεστής σταθεροποιείται στη μονάδα και γίνεται ανεξάρτητος των l , d_w και d_θ . Αναλύοντας περαιτέρω τη μεταβολή του συντελεστή P_s συναρτήσει του b , για την περίπτωση όπου $l-b=0.1$ (στην οποία το άκρο του θεμελίου είναι σε απόσταση $0.1H$ από τη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους και τα l , b μεταβάλλονται έχοντας σταθερή διαφορά) αυτή προκύπτει γνησίως αύξουσα και κοίλη.

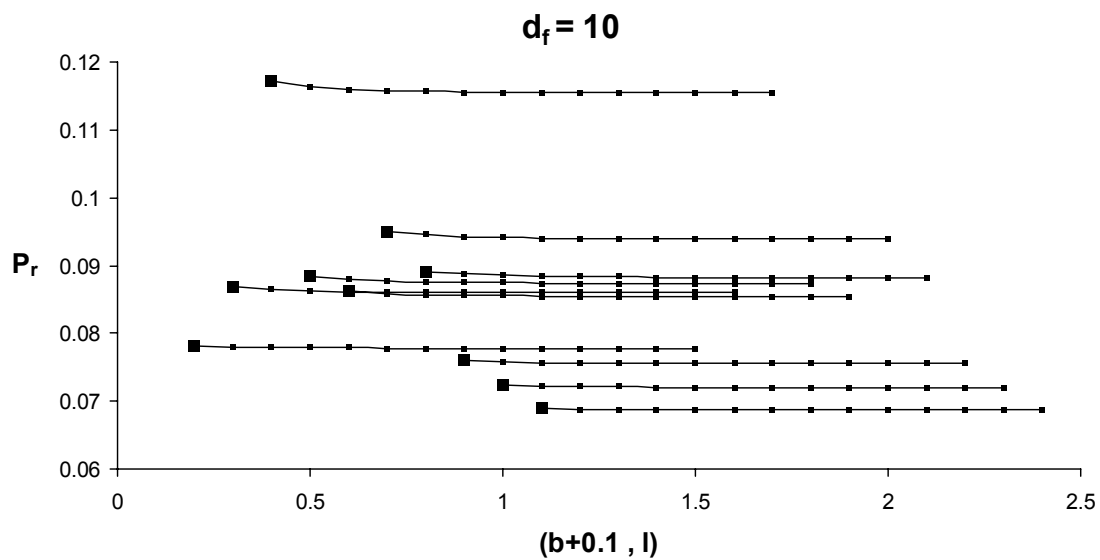
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα σχήματα για τον υπολογισμό του συντελεστή P_r , που είναι ο αντίστοιχος του P_s για τη στροφική εμπέδηση. Ενώ η επιρροή του τοίχου στη μετακινησιακή εμπέδηση εξαρτάται μόνο από τα d_w , d_θ , απεναντίας, η επιρροή του τοίχου στη στροφική εμπέδηση εξαρτάται μόνο από το d_f και το είδος της διεπιφάνειας μεταξύ τοίχου-εδάφους (εγκόλλητη ή λεία). Εναλλακτικά, η στροφική εμπέδηση του θεμελίου είναι ανεξάρτητη της ενδοσιμότητας του τοίχου. Τα Σχήματα 3.30 έως 3.39 παρουσιάζουν τα αποτελέσματα για πέντε τιμές της σχετικής ευκαμψίας του θεμελίου d_f (0, 1, 10, 100, 1000) και για τις δυο ακραίες περιπτώσεις διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους. Προκύπτουν έτσι συνολικά 10 σχήματα. Η παράθεση των αποτελεσμάτων όσον αφορά τον οριζόντιο άξονα γίνεται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο όπως και στα Σχήματα 3.5 έως 3.29.



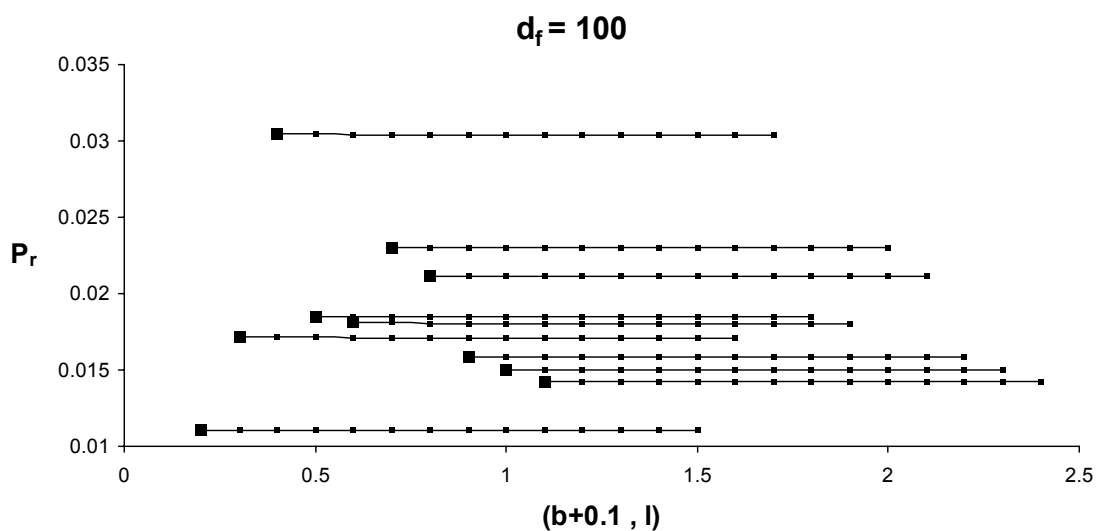
Σχήμα 3.30. Συντελεστής P_r για θεμέλιο με $d_f=0$ και εγκόλλητη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.



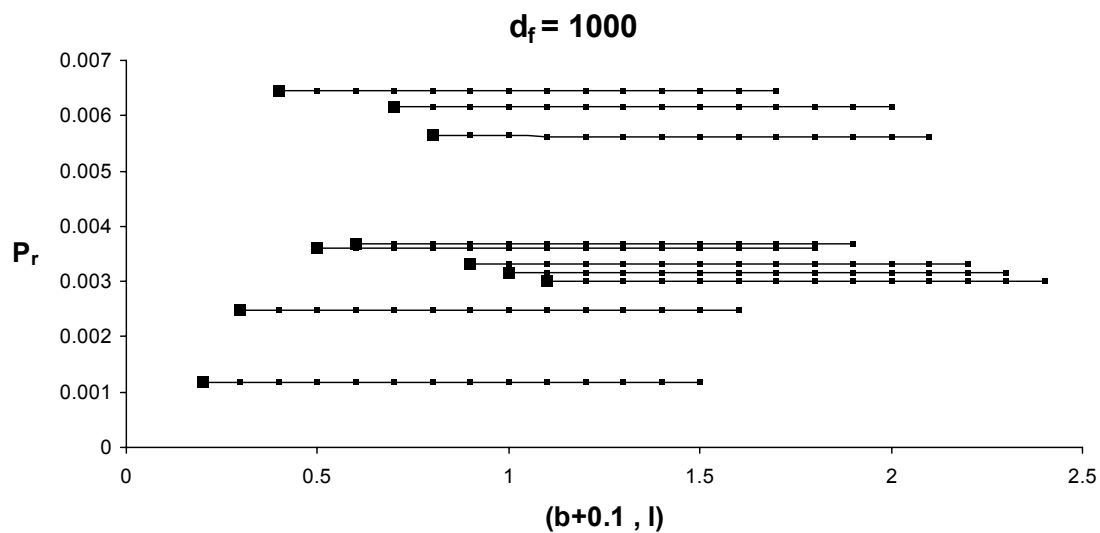
Σχήμα 3.31. Συντελεστής P_r για θεμέλιο με $d_f=1$ και εγκόλλητη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.



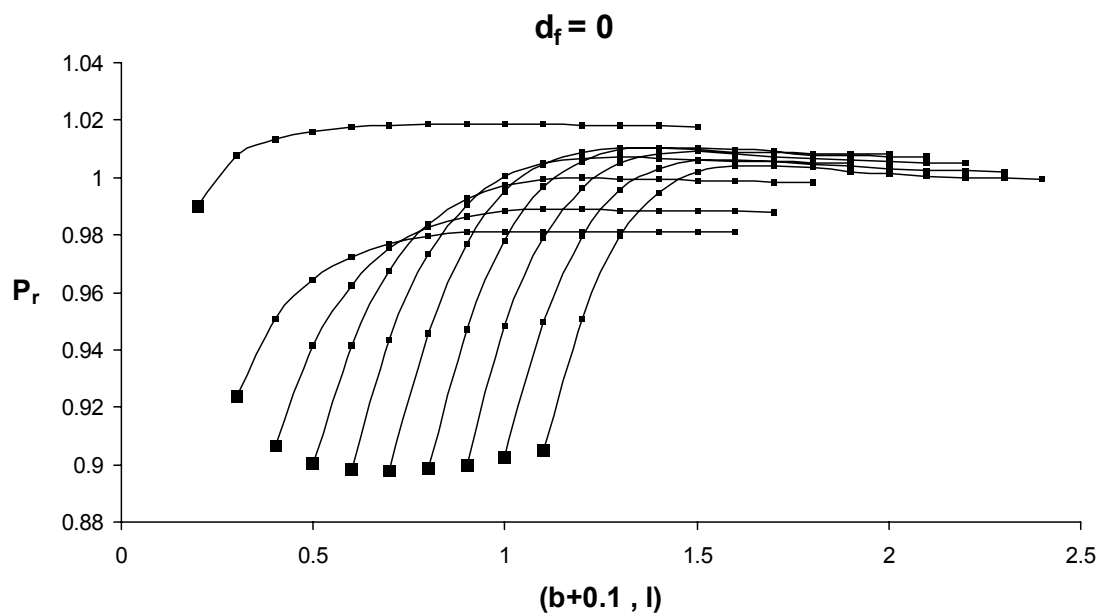
Σχήμα 3.32. Συντελεστής P_r για θεμέλιο με $d_f=10$ και εγκόλλητη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.



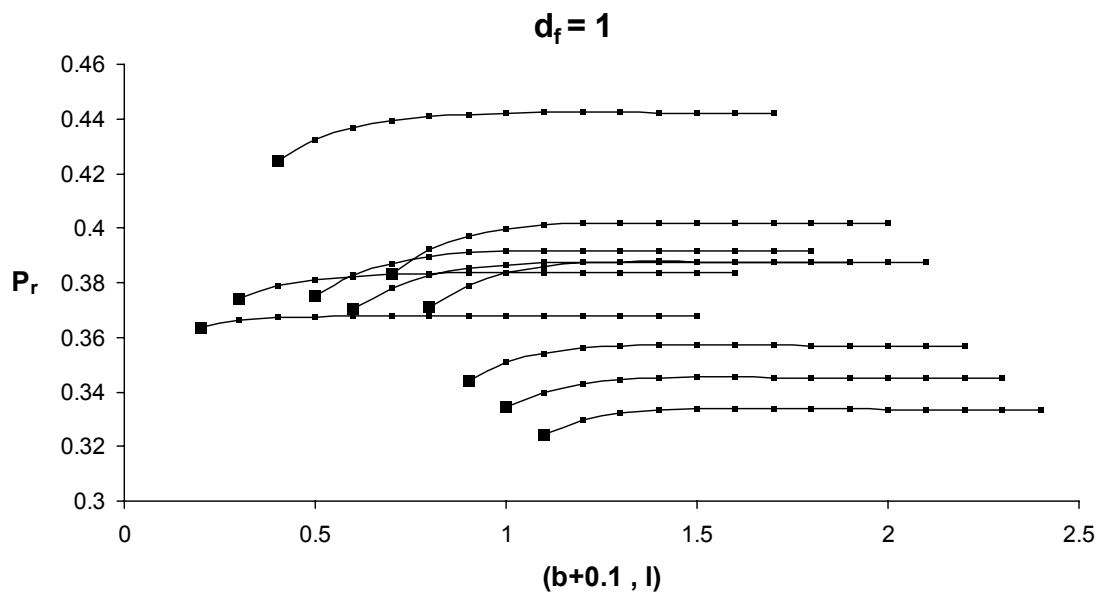
Σχήμα 3.33. Συντελεστής P_r για θεμέλιο με $d_f=100$ και εγκόλλητη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.



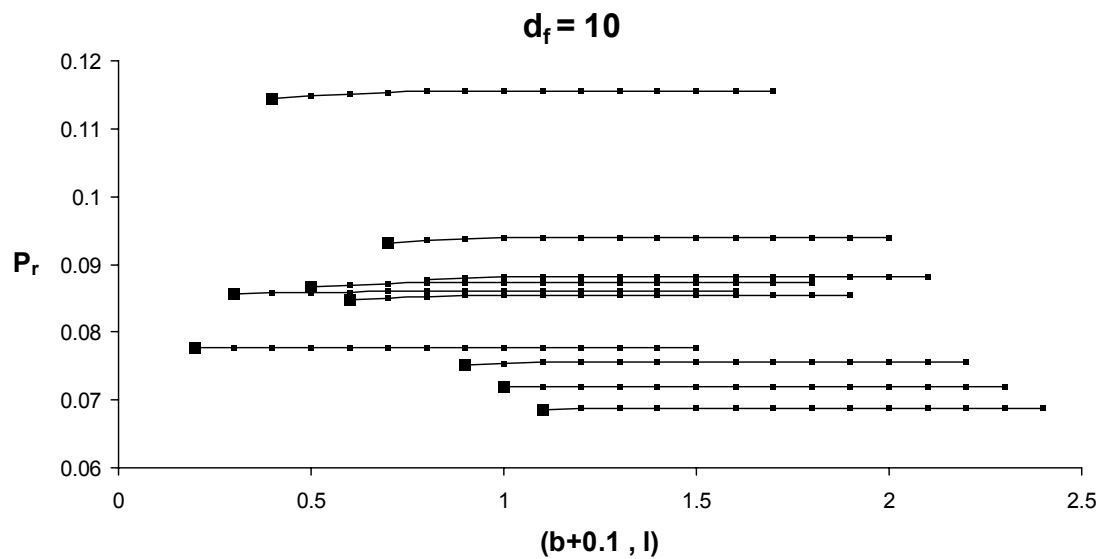
Σχήμα 3.34. Συντελεστής P_r για θεμέλιο με $d_f=1000$ και εγκόλλητη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.



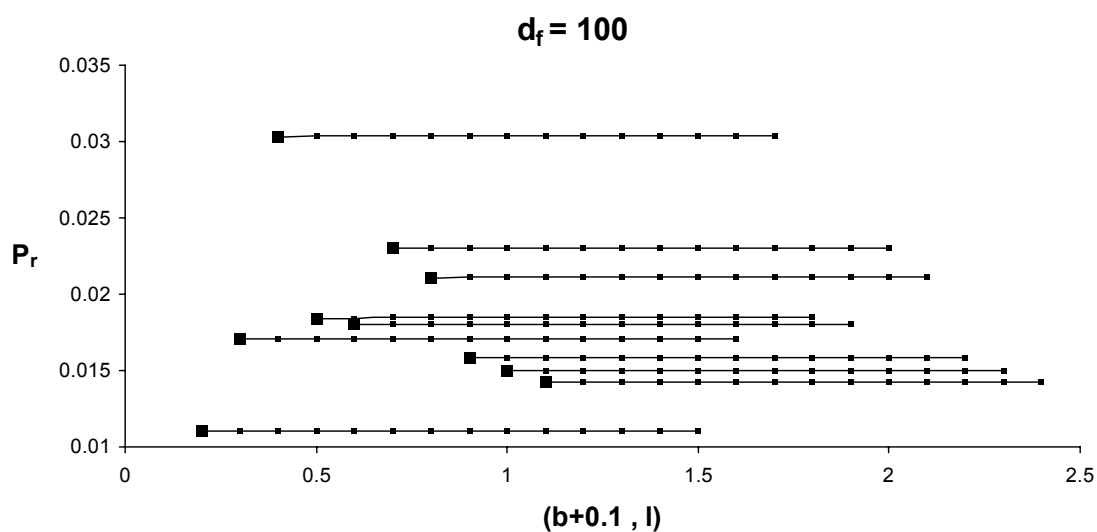
Σχήμα 3.35. Συντελεστής P_r για θεμέλιο με $d_f=0$ και λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.



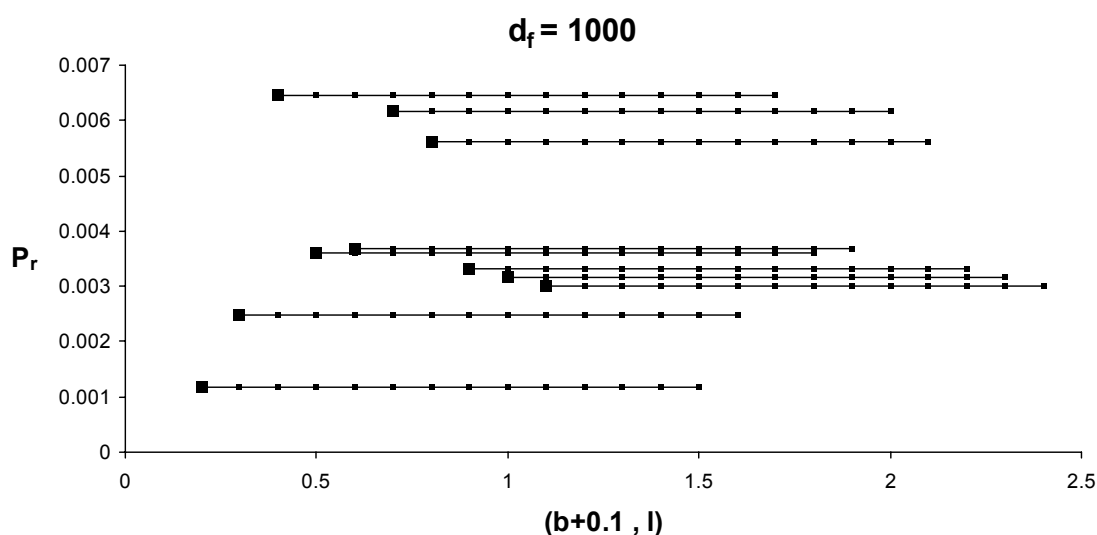
Σχήμα 3.36. Συντελεστής P_r για θεμέλιο με $d_f=1$ και λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.



Σχήμα 3.37. Συντελεστής P_r για θεμέλιο με $d_f=10$ και λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.



Σχήμα 3.38. Συντελεστής P_r για θεμέλιο με $d_f=100$ και λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.



Σχήμα 3.39. Συντελεστής P_r για θεμέλιο με $d_f=1000$ και λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.

Η εικόνα της μεταβολής της στροφικής ενδοσιμότητας από το είδος της διεπιφάνειας μεταξύ τοίχου-εδάφους εξηγείται αν ληφθεί υπόψη ότι η στροφική καταπόνηση του εδάφους είναι καταπόνηση κατά κύριο λόγο (για συνήθεις τιμές του λόγου Poisson) ως προς την κατακόρυφη διεύθυνση. Η ενδοσιμότητα του τοίχου επηρεάζει μόνο τις οριζόντιες μετακινήσεις και δυνάμεις που αναπτύσσονται στην εδαφική μάζα. Αντίθετα, παράμετροι όπως η ευκαμψία του θεμελίου και η διεπιφάνεια θα επηρεάσουν μόνο τις κατακόρυφες μετακινήσεις μέσα στην εδαφική μάζα.

Μελετώντας τα Σχήματα 3.30 έως 3.39 παρατηρείται ότι όντως ο συντελεστής στροφικής εμπίδησης είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα για εγκόλλητη διεπιφάνεια

τοιχου-εδάφους (όταν το θεμέλιο βρίσκεται σχετικά κοντά στον τοίχο) και μικρότερος της μονάδας για λεία διεπιφάνεια. Επίσης, παρατηρείται μείωση του συντελεστή για μεγαλύτερες τιμές του d_f . Πράγματι, όσο μεγαλύτερο είναι το d_f , τόσο μεγαλύτερη είναι η «συμμόρφωση» του θεμελίου με τις παραμορφώσεις του υποκείμενου του εδάφους, και συνεπώς η στροφική εμπέδηση μειώνεται και δεν εξαρτάται πλέον από τις τιμές των l και b .

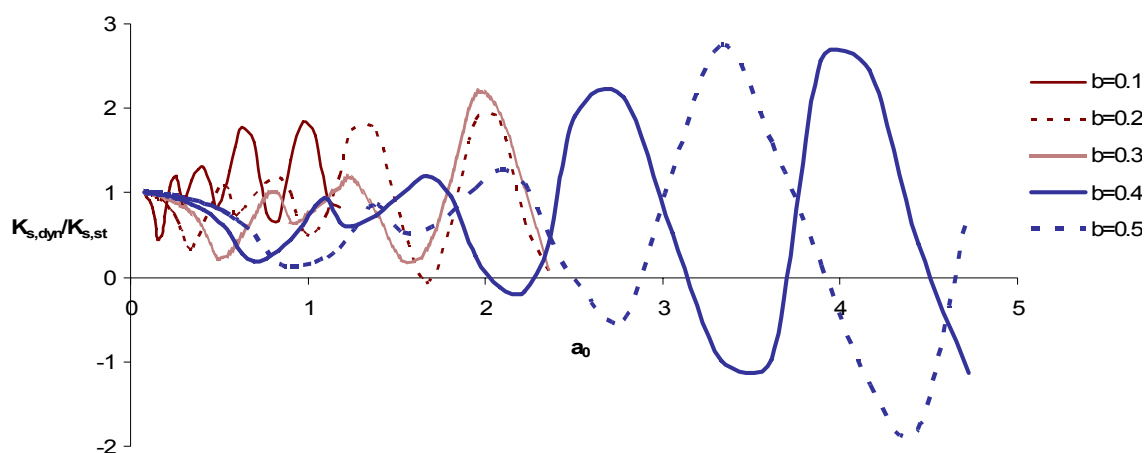
3.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΕΜΠΕΔΗΣΗΣ

3.5.1 Μονοδιάστατο εδαφικό στρώμα

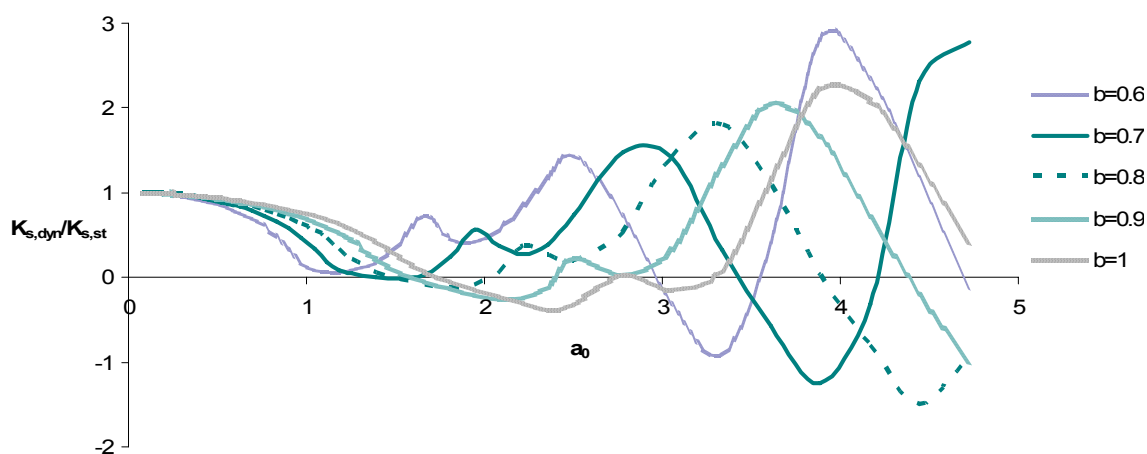
Όταν το φορτίο που επιβάλλεται από το θεμέλιο στο έδαφος είναι δυναμικό, τότε υπεισέρχεται μια παραπάνω μεταβλητή στον υπολογισμό της εμπέδησης που είναι η συχνότητα. Στην περίπτωση του μονοδιάστατου εδαφικού στρώματος, η ενέργεια που μεταφέρεται από το θεμέλιο στο έδαφος διαδίδεται και προς τις δυο κατευθύνσεις και αποσβένεται μέσω ακτινοβολίας. Στη συνέχεια του κεφαλαίου θα αναφερθεί υπό ποιες προϋποθέσεις δύνανται να υπάρξει απόσβεση ακτινοβολίας.

Τα αποτελέσματα για την περίπτωση επιβολής δυναμικής οριζόντιας μετακίνησης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο του θεμελίου φαίνονται στα Σχήματα 3.40 έως 3.43. Οι διάφορες καμπύλες είναι για διαφορετικές τιμές του λόγου $b=B/H$. Σε κάθε διάγραμμα, ο οριζόντιος άξονας παριστάνει τον αδιάστατο συχνотικό συντελεστή a_0 και ο κατακόρυφος παριστάνει το πηλίκο της δυναμικής εμπέδησης προς την αντίστοιχη στατική δυσκαμψία. Είναι λογικό όλες οι καμπύλες να ξεκινούν από τη μονάδα, αφού στο όριο $a_0=0$ η δυναμική εμπέδηση είναι ίση με την αντίστοιχη στατική. Τα δυο πρώτα σχήματα παριστάνουν το συντελεστή $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ συναρτήσει του a_0 , το πρώτο για τιμές του b από 0.1 έως 0.5 και το δεύτερο για τιμές του b από 0.6 έως 1.0. Τα δυο επόμενα σχήματα παριστάνουν το λόγο $C_s/(\omega K_{s,st})$ συναρτήσει του a_0 , το πρώτο για τιμές του b από 0.1 έως 0.5 και το δεύτερο για τιμές του b από 0.6 έως 10.

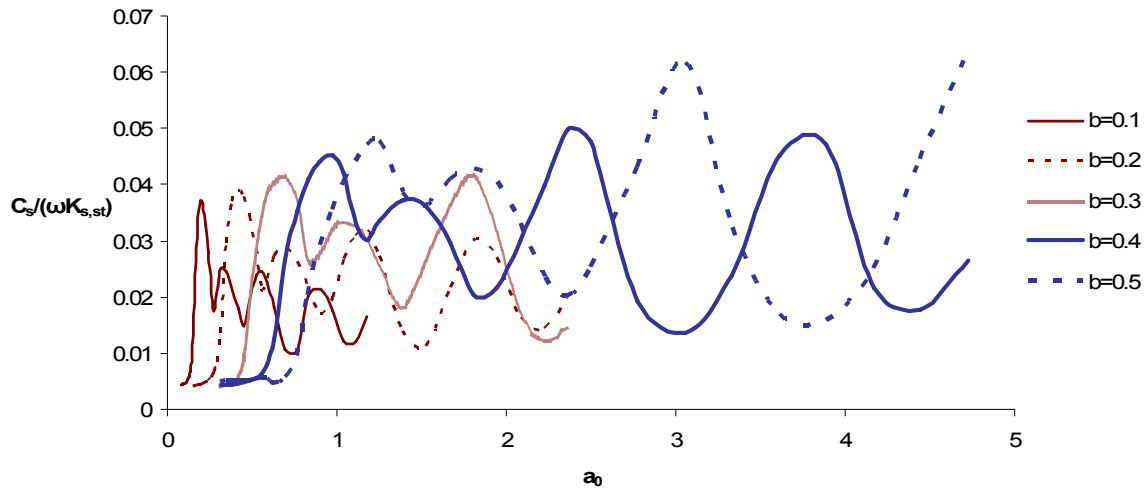
Ομοίως, στα Σχήματα 3.44 έως 3.47 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την επιβολή μοναδιαίας στροφής στο κέντρο του θεμελίου.



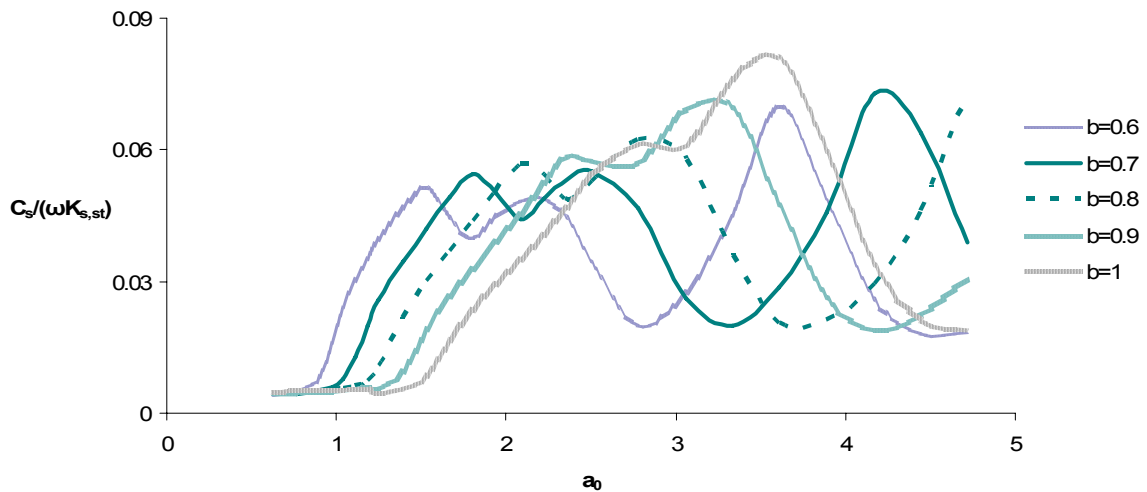
Σχήμα 3.40. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου επί μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης για διάφορες τιμές του αδιαστατοποιημένου πλάτους του b .



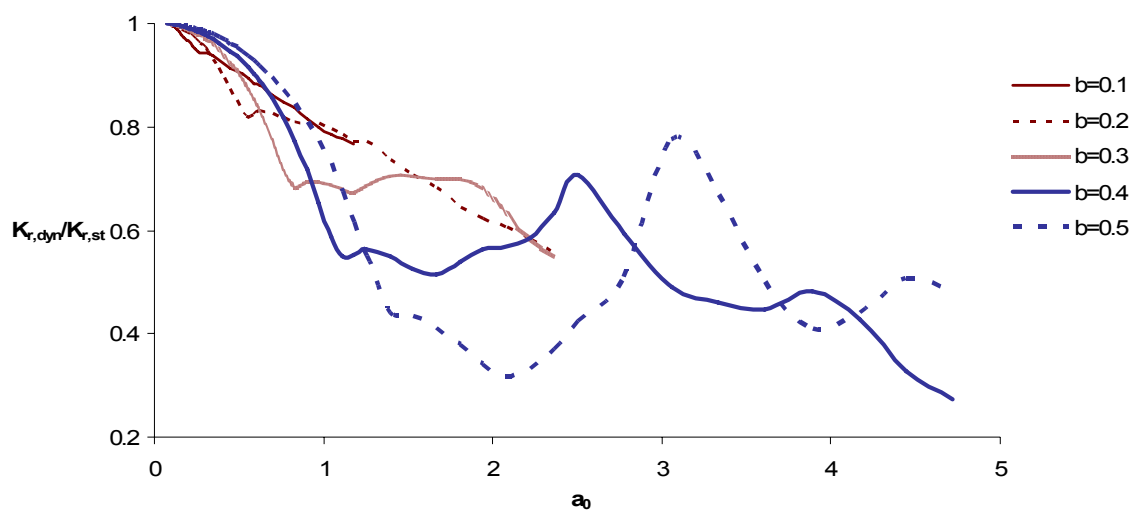
Σχήμα 3.41. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου επί μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης για διάφορες τιμές του αδιαστατοποιημένου πλάτους του b .



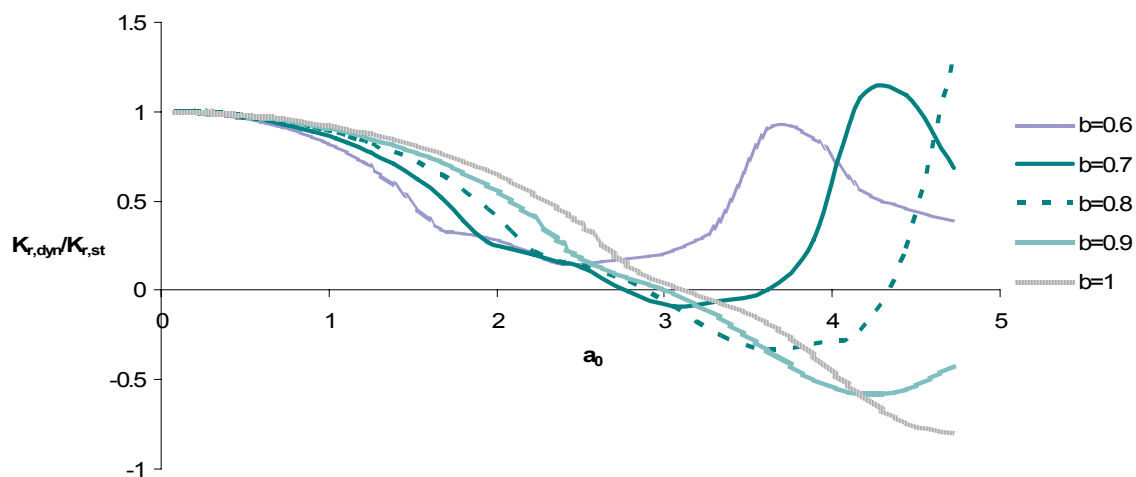
Σχήμα 3.42. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου επί μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης για διάφορες τιμές του αδιαστατοποιημένου πλάτους του b .



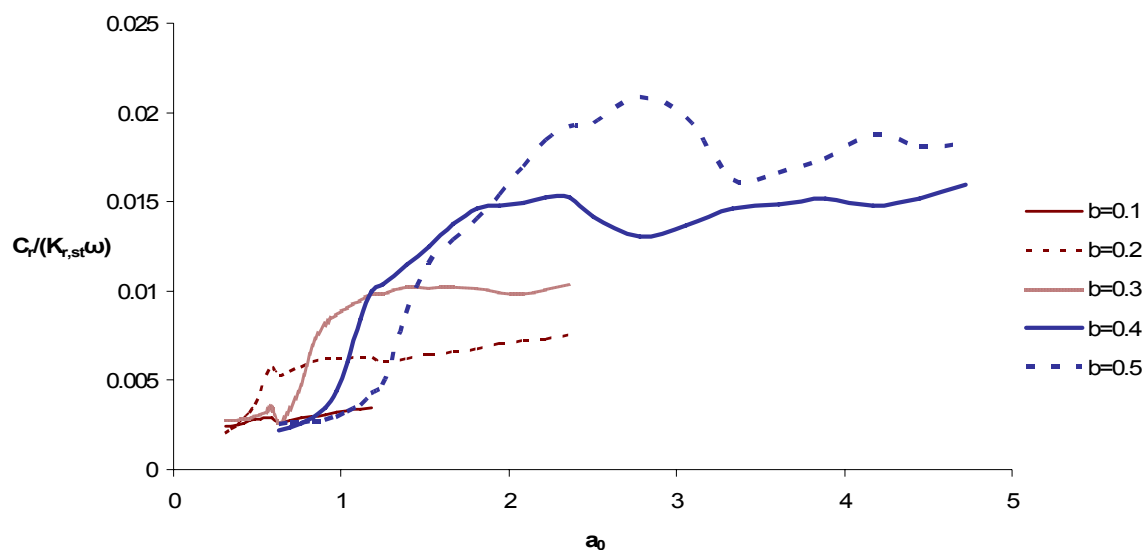
Σχήμα 3.43. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου επί μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης για διάφορες τιμές του αδιαστατοποιημένου πλάτους του b .



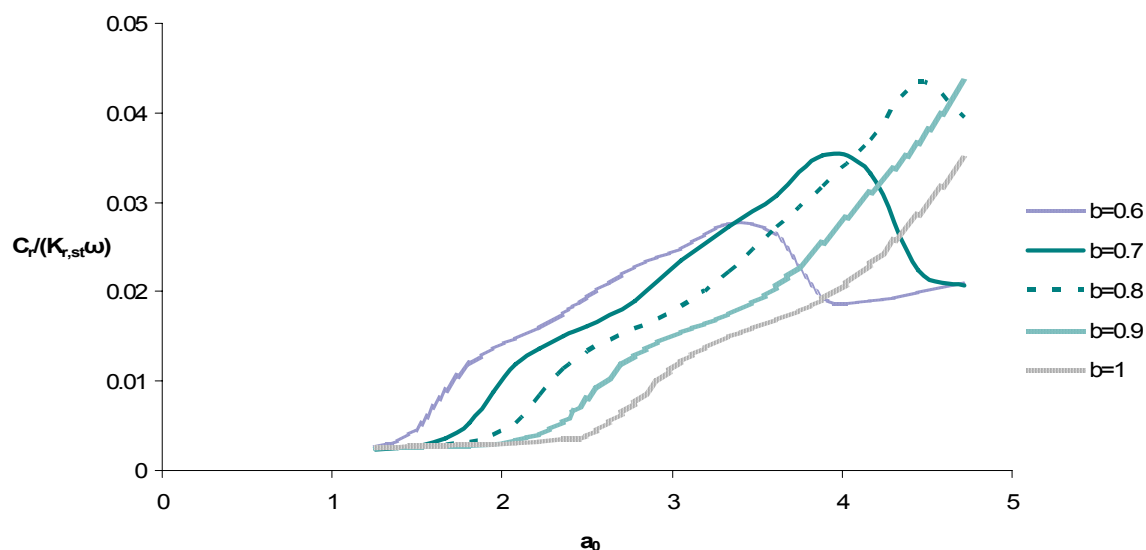
Σχήμα 3.44. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου επί μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης για διάφορες τιμές του αδιαστατοποιημένου πλάτους του b .



Σχήμα 3.45. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου επί μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης για διάφορες τιμές του αδιαστατοποιημένου πλάτους του b .



Σχήμα 3.46. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου επί μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης για διάφορες τιμές του αδιαστατοποιημένου πλάτους του b .



Σχήμα 3.47. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου επί μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης για διάφορες τιμές του αδιαστατοποιημένου πλάτους του b .

Η μεταβολή του δυναμικού συντελεστή δυσκαμψίας $K_{j,dyn}/K_{j,st}$ συναρτήσει της συχνότητας εμφανίζει ισχυρή εξάρτηση από το λόγο ημιπλάτους θεμελίου προς πάχος εδαφικού στρώματος b . Όλες οι καμπύλες δεν μεταβάλλονται ομαλά αλλά εμφανίζουν σημαντικές διακομάνσεις, οι οποίες σχετίζονται με τις ιδιοσυχνότητες του υποκείμενου εδαφικού στρώματος. Η εμφάνιση μεγίστων και ελαχίστων οφείλεται σε φαινόμενα

συντονισμού. Το ταλαντούμενο θεμέλιο «εκπέμπει» κύματα τα οποία διαδίδονται στο υποκείμενο έδαφος και, ανακλώμενα στο βραχώδες υπόστρωμα επιστρέφουν στο θεμέλιο. Ως αποτέλεσμα αυτού, το πλάτος ταλάντωσης του θεμελίου αυξάνεται κοντά στις συχνότητες συντονισμού.

Επειδή στην παρούσα διερεύνηση το πλάτος ταλάντωσης που επιβάλλεται στο θεμέλιο είναι σταθερό και ίσο με τη μονάδα, τα φαινόμενα του συντονισμού παρατηρούνται με άλλη μορφή: με εμφάνιση ελαχίστου στην καμπύλη της δυσκαμψίας (δύναμη για μοναδιαία μετατόπιση), γεγονός που σημαίνει ότι το σύστημα θεμελίου-εδάφους βρίσκεται σε συντονισμό. Αντίθετα, η εμφάνιση μεγίστου στην καμπύλη της δυσκαμψίας, δείχνει ότι το σύστημα βρίσκεται μακριά από συνθήκες συντονισμού. Σε περιπτώσεις όπου η απόσβεση του εδαφικού στρώματος είναι μηδενική, η δυναμική εμπέδηση (όντας το αντίστροφο του πλάτους ταλάντωσης) θα προέκυπτε ακριβώς μηδέν, επειδή το πλάτος ταλάντωσης απειρίζεται στον συντονισμό όταν η απόσβεση είναι μηδενική.

Στην περίπτωση επιβολής οριζόντιας μετακίνησης, το έδαφος αποκρίνεται με όρους διατμητικών ιδιομορφών και η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητά του δίνεται από τη σχέση:

$$a_{0,s,0} = \frac{2\pi f_s B}{V_s} = \frac{\pi B}{2H} = \frac{\pi}{2} b \quad (3.10)$$

Ενώ στην περίπτωση που επιβάλλεται στο θεμέλιο στροφή μοναδιαίου πλάτους, η ιδιοσυχνότητά του δίνεται από τη σχέση:

$$a_{0,r,0} = \frac{2\pi f_r B}{V_s} = \frac{3.4}{2(1-\nu)} b \quad (3.11)$$

Για το προσομοίωμα που εξετάστηκε στην παρούσα εργασία, οι παραπάνω τιμές των συχνοτήτων συμπίπτουν πραγματικά με θέσεις τοπικών ελαχίστων των αντίστοιχων διαγραμμάτων.

Η μεταβολή των συντελεστών απόσβεσης με το συχνοτικό συντελεστή αποκαλύπτει μια διπλή επιρροή της παρουσίας του βράχου σε σχετικά μικρό βάθος από την επιφάνεια. Πράγματι, εξαιτίας των ανακλάσεων των κυμάτων στο άκαμπτο στρώμα βράχου, η απόσβεση εμφανίζει επίσης διακυμάνσεις. Οι διακυμάνσεις αυτές είναι λιγότερο έντονες από αυτές του πραγματικού μέρους της εμπέδησης (δηλαδή του συντελεστή δυσκαμψίας). Η δεύτερη επίδραση στην απόσβεση είναι ότι κάτω από μια

συχνότητα κατωφλίου (που είναι διαφορετική για κάθε βαθμό ελευθερίας που εξετάζεται) η απόσβεση ακτινοβολίας μηδενίζεται, και ουσιαστικά, στην απόσβεση των ταλαντώσεων του θεμελίου συνεισφέρει μόνο η απόσβεση του υλικού. Η παρατήρηση αυτή ισχύει σε κάθε ταλαντούμενο σύστημα. Η απόσβεση ακτινοβολίας εμφανίζεται μόνο για συχνότητες μεγαλύτερες από τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του συστήματος.

3.5.2 Διδιάστατο εδαφικό στρώμα

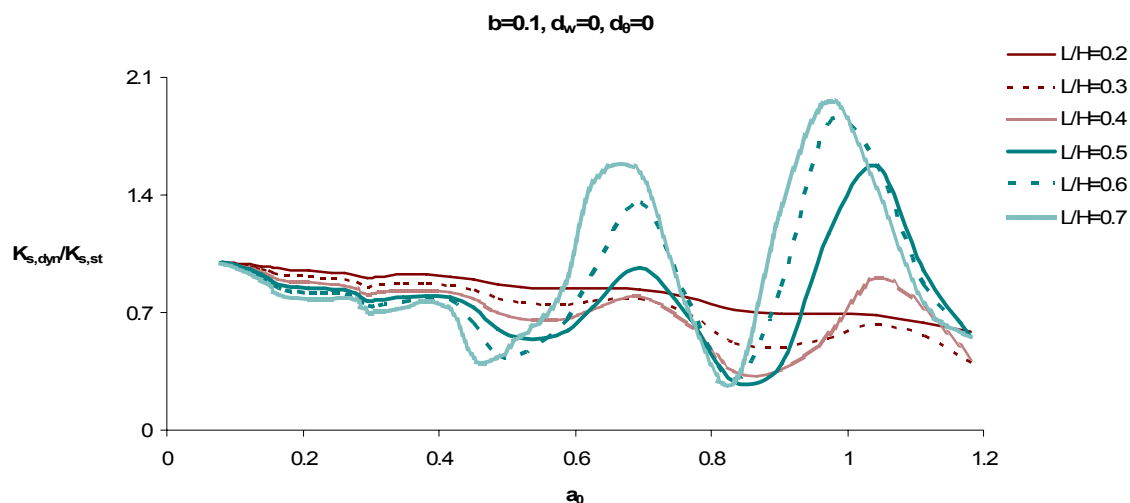
Στην περίπτωση του διδιάστατου εδαφικού στρώματος, μελετήθηκαν οι εξής περιπτώσεις ως αντιπροσωπευτικές για τον συνήθη αντισεισμικό σχεδιασμό:

- Δυναμική εμπέδηση έναντι οριζόντιας μετακίνησης για άκαμπτο τοίχο ($d_w=0$, $d_\theta=0$).
- Δυναμική εμπέδηση έναντι οριζόντιας μετακίνησης για εύκαμπτο τοίχο ($d_w=40$, $d_\theta=5$).
- Δυναμική εμπέδηση έναντι στροφής για εγκόλλητη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους (bonded W-S interface).
- Δυναμική εμπέδηση έναντι στροφής για λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους (smooth W-S interface).

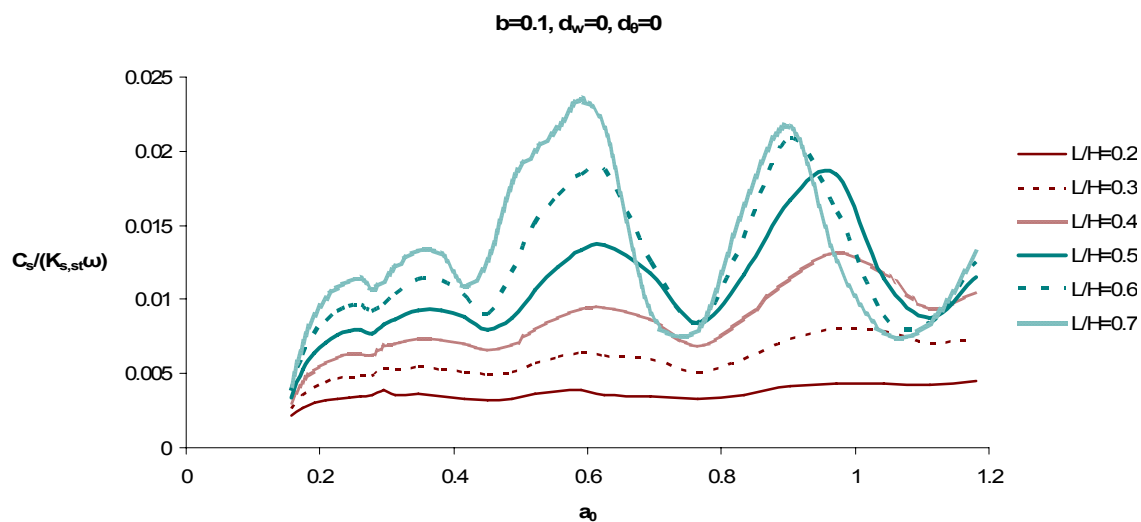
Τα αποτελέσματα κάθε περίπτωσης παρατίθενται με τη μορφή της μεταβολής των συντελεστών δυσκαμψίας και απόσβεσης. Οι αναλύσεις, για τις τέσσερις περιπτώσεις που προαναφέρθηκαν, έχουν καλύψει όλους τους πιθανούς συνδυασμούς των ποσοτήτων $b=B/H$ και $l=L/H$. Ο αδιάστατος συχνотικός συντελεστής μεταβάλλεται από μια αρχική τιμή ίση με 0.07812, και φτάνει μέχρι 1.2, 2.4, ή 4.8, ανάλογα με τους περιορισμούς που επιβάλλονται σε κάθε περίπτωση, έτσι ώστε το αριθμητικό σφάλμα να διατηρείται μικρό.

3.5.2.1. Δυναμική εμπέδηση έναντι οριζόντιας μετακίνησης για άκαμπτο τοίχο ($d_w=0$, $d_\theta=0$)

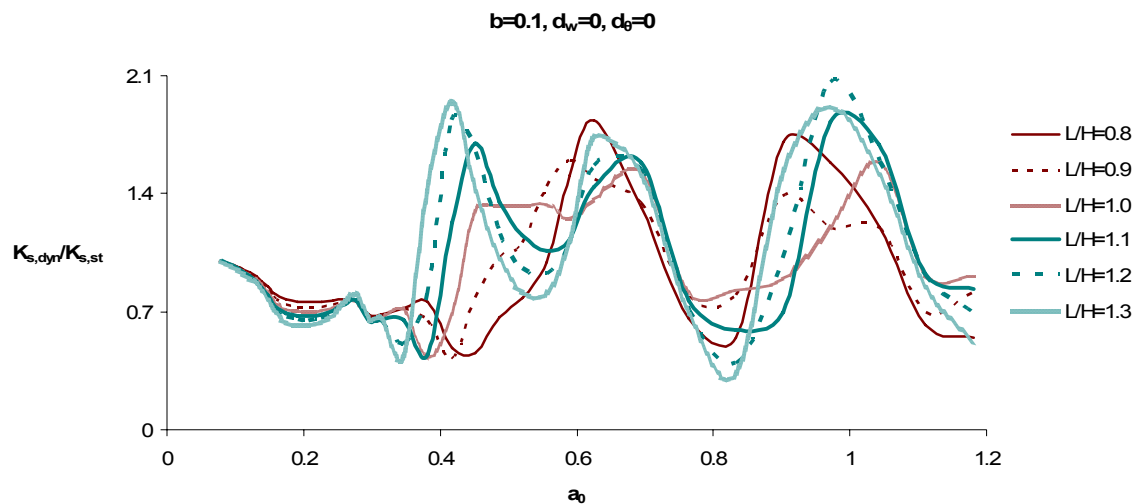
Ξεκινώντας από $b=0.1$ και $l=0.2$, $b=0.1$ και $l=0.3$, κ.ο.κ. μέχρι $b=1.0$ και $l=2.0$ τα διαγράμματα σχεδιασμού έχουν ως εξής:



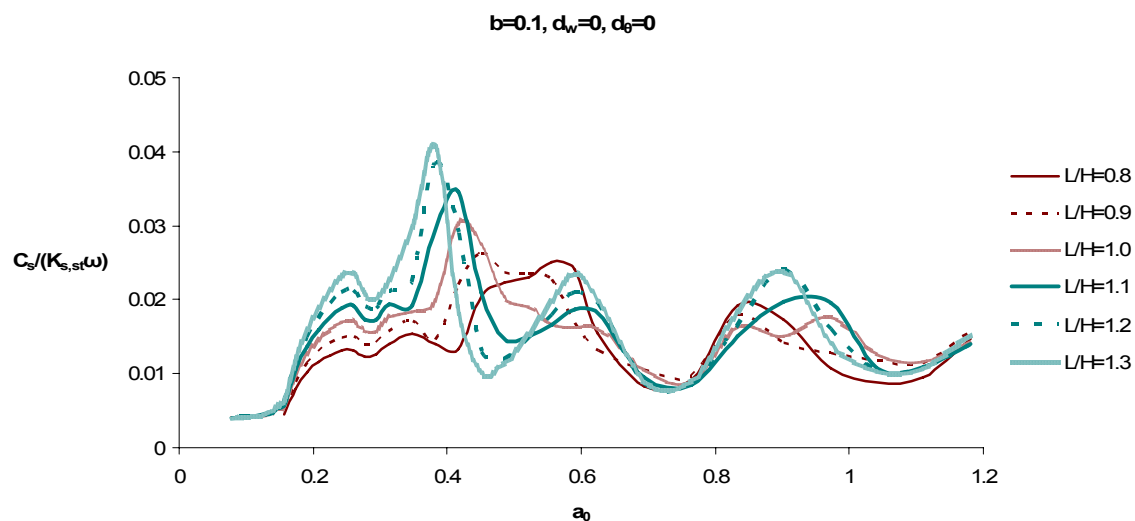
Σχήμα 3.48. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0$, $d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



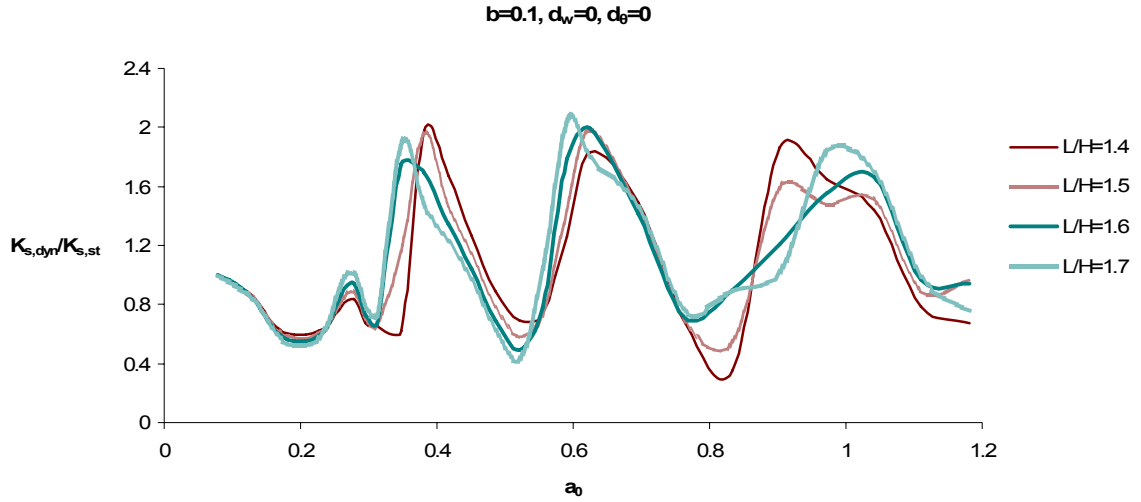
Σχήμα 3.49. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0$, $d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



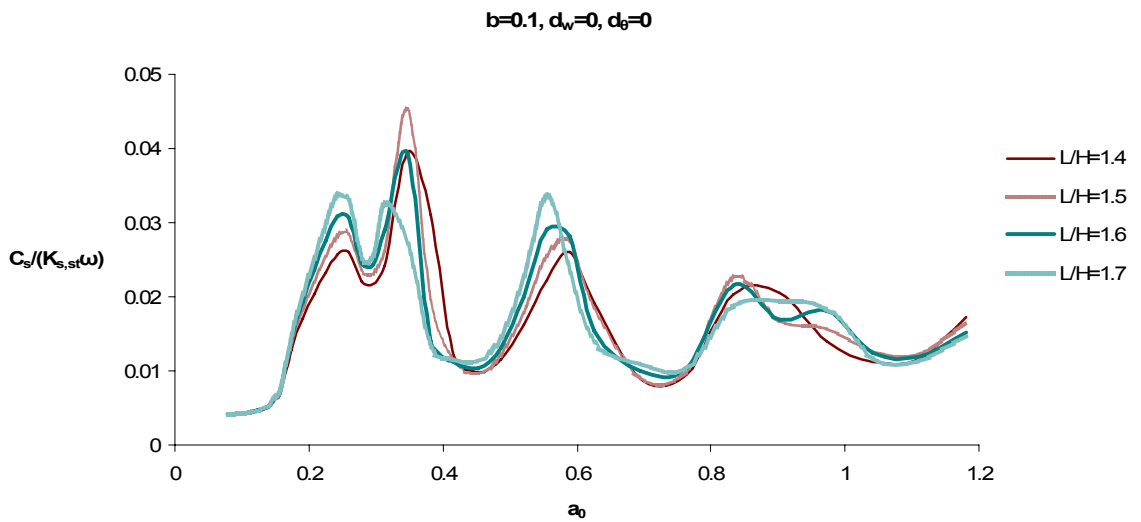
Σχήμα 3.50. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



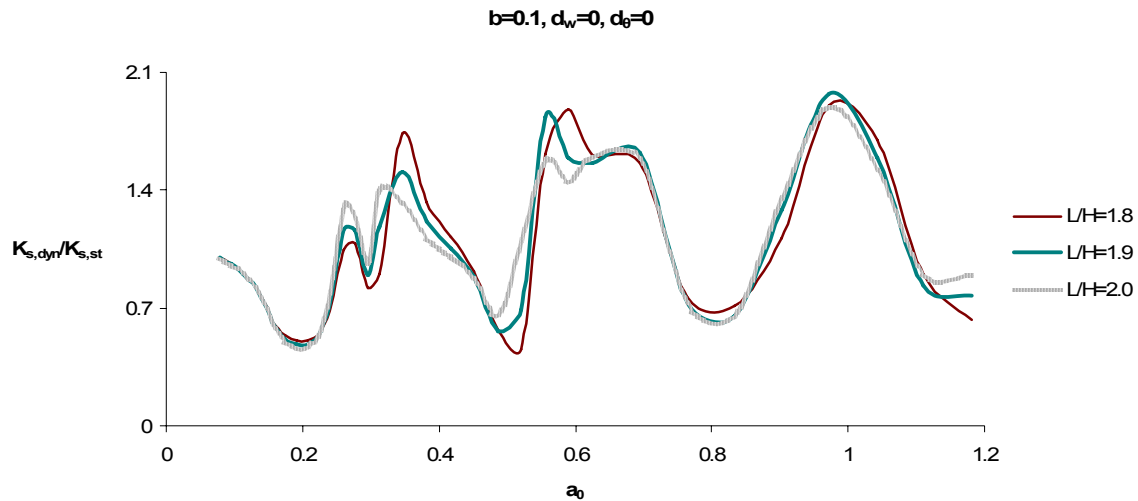
Σχήμα 3.51. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



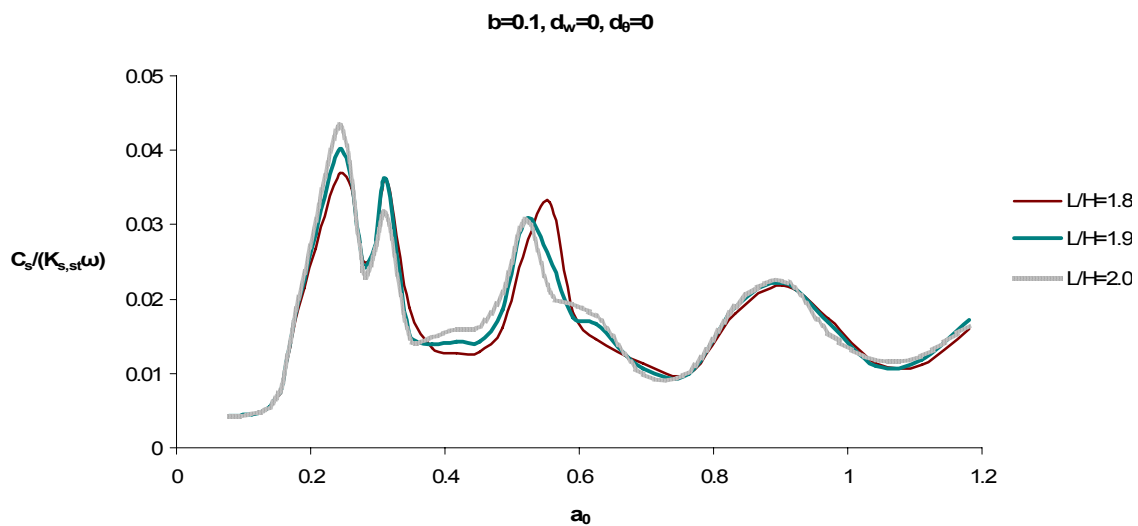
Σχήμα 3.52. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



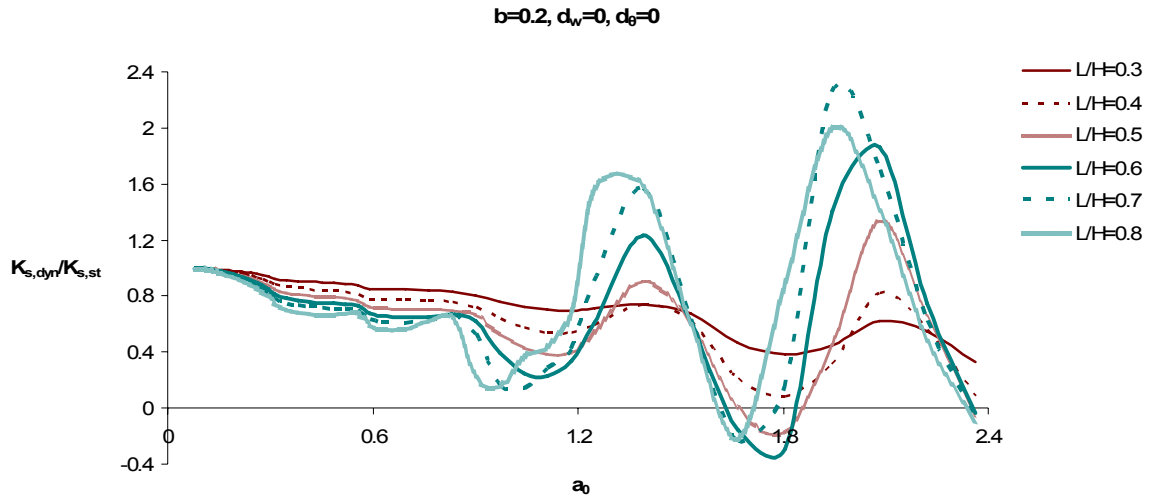
Σχήμα 3.53. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



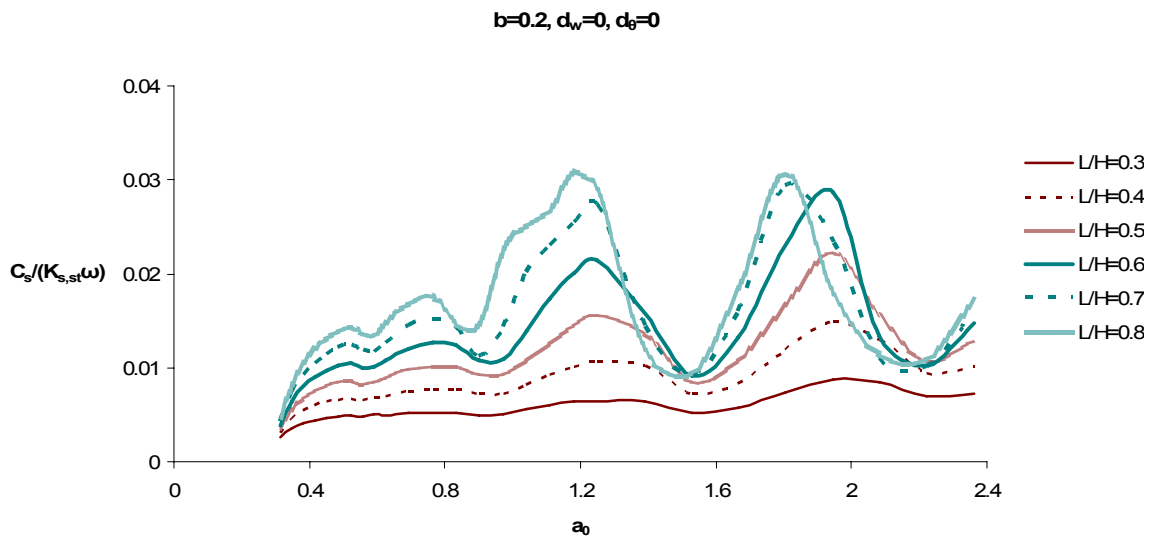
Σχήμα 3.54. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



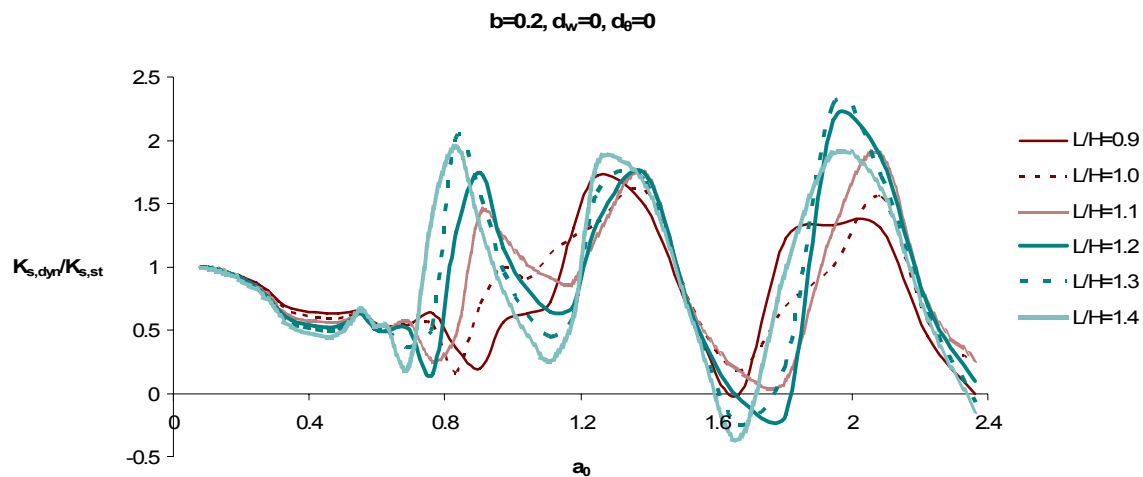
Σχήμα 3.55. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



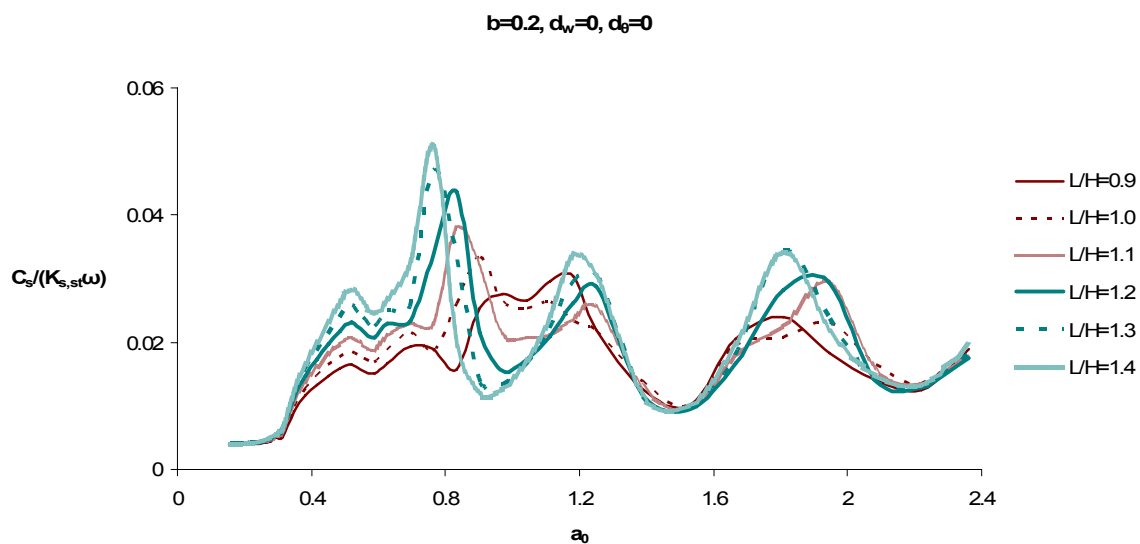
Σχήμα 3.56. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



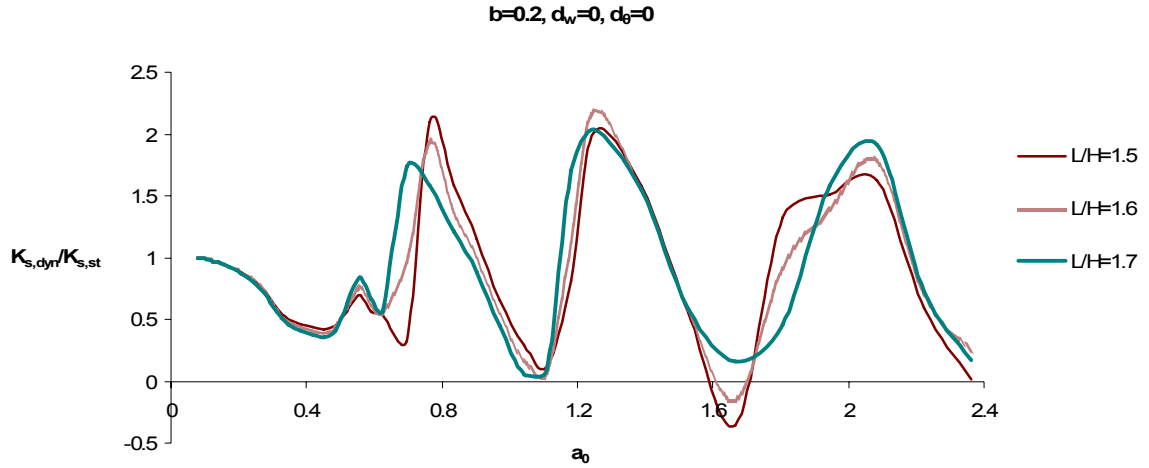
Σχήμα 3.57. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



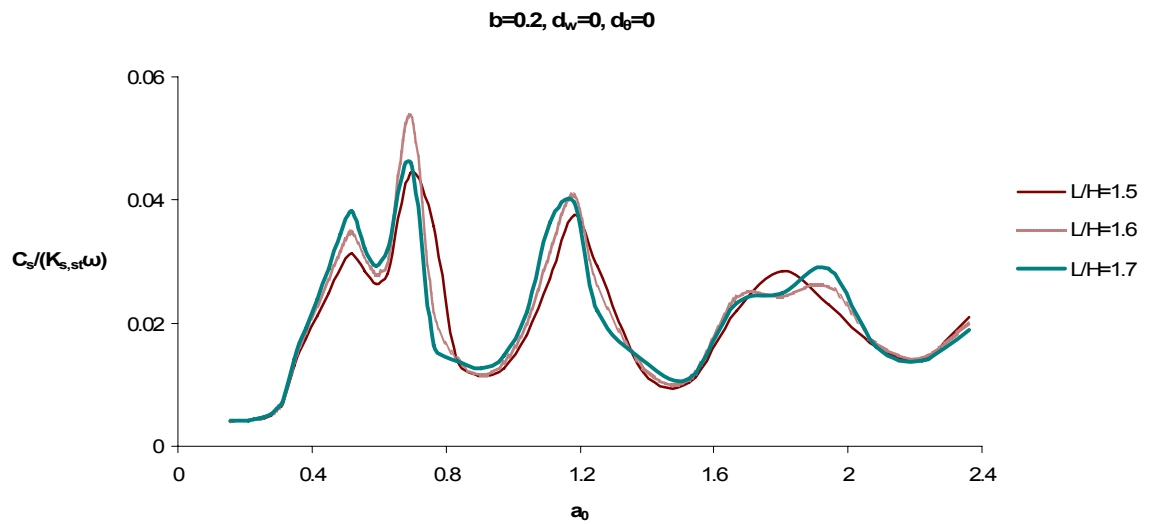
Σχήμα 3.58. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



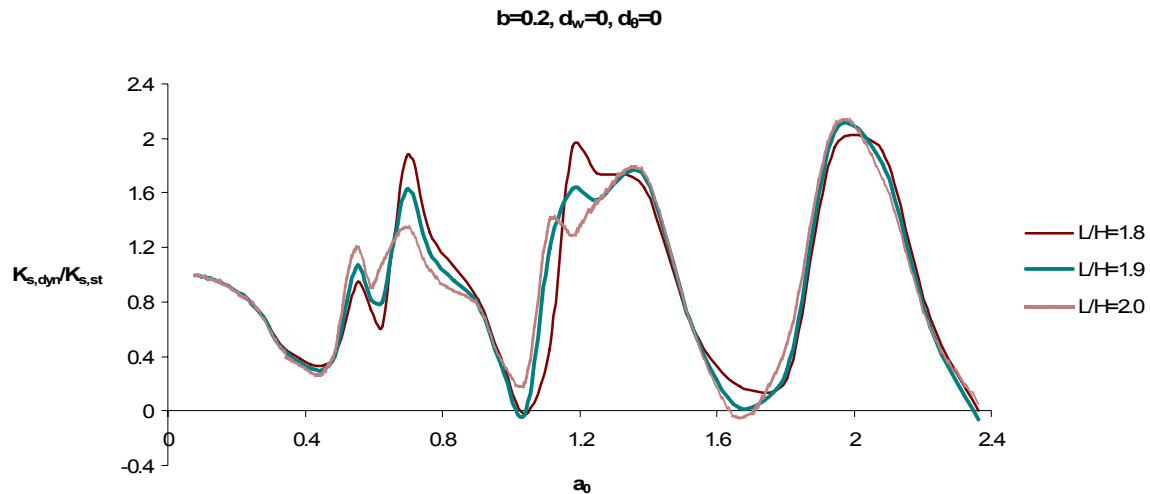
Σχήμα 3.59. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



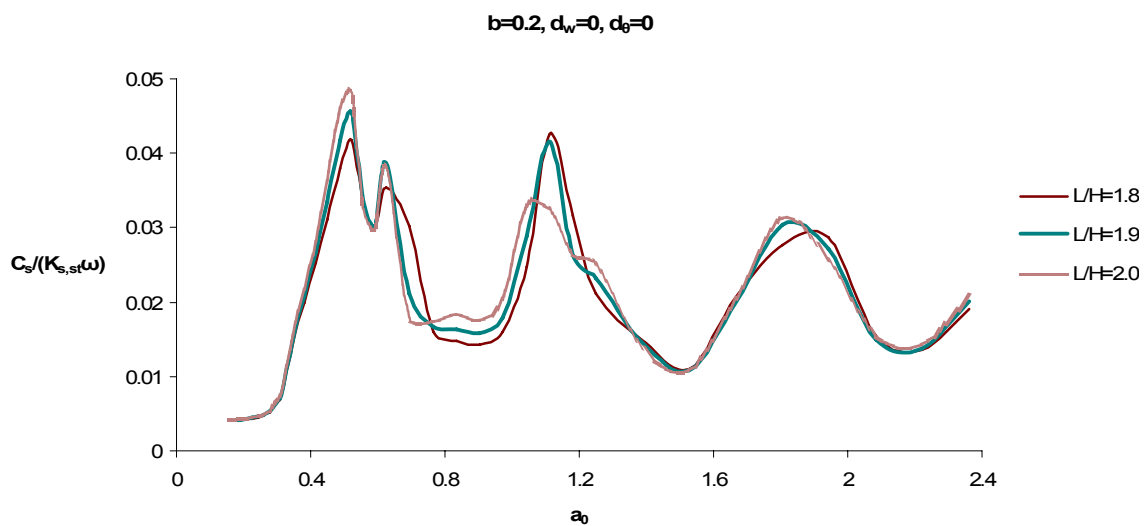
Σχήμα 3.60. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



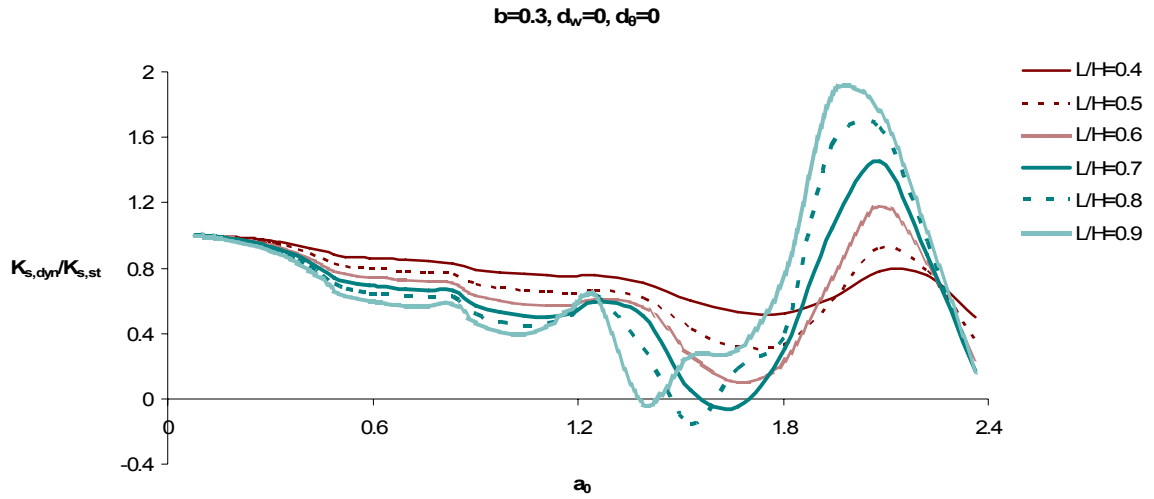
Σχήμα 3.61. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



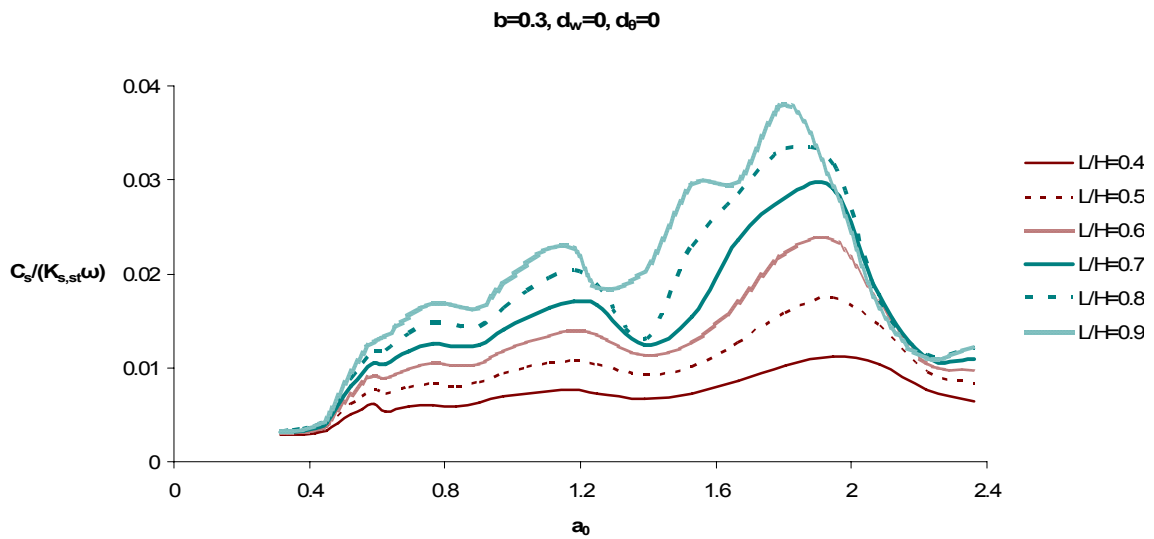
Σχήμα 3.62. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



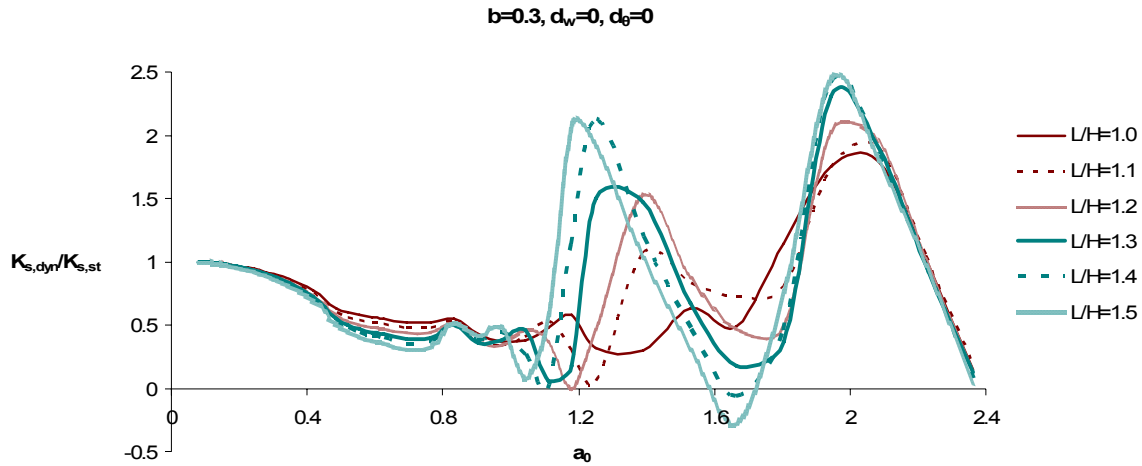
Σχήμα 3.63. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



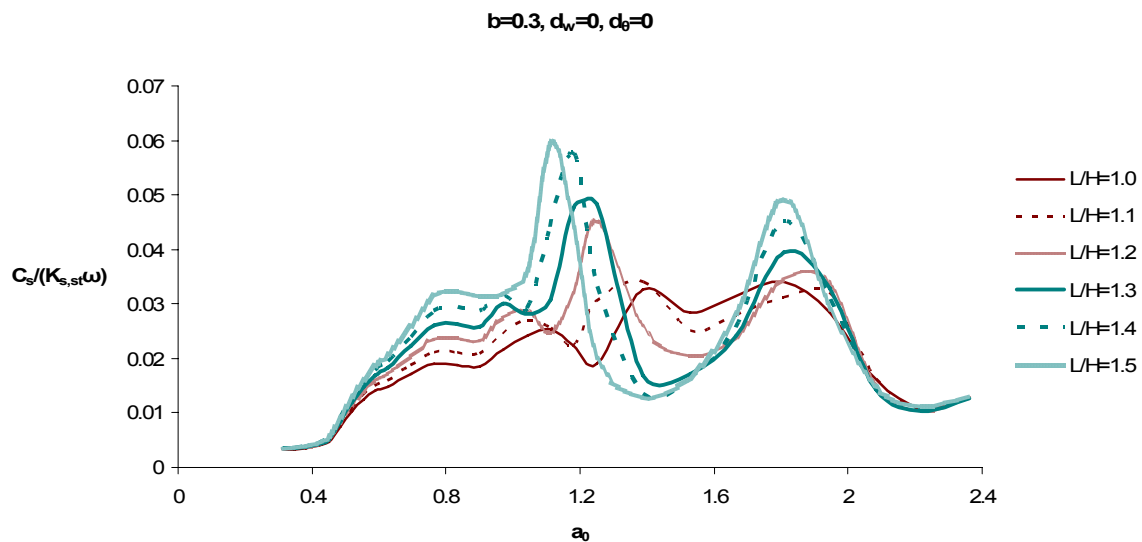
Σχήμα 3.64. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



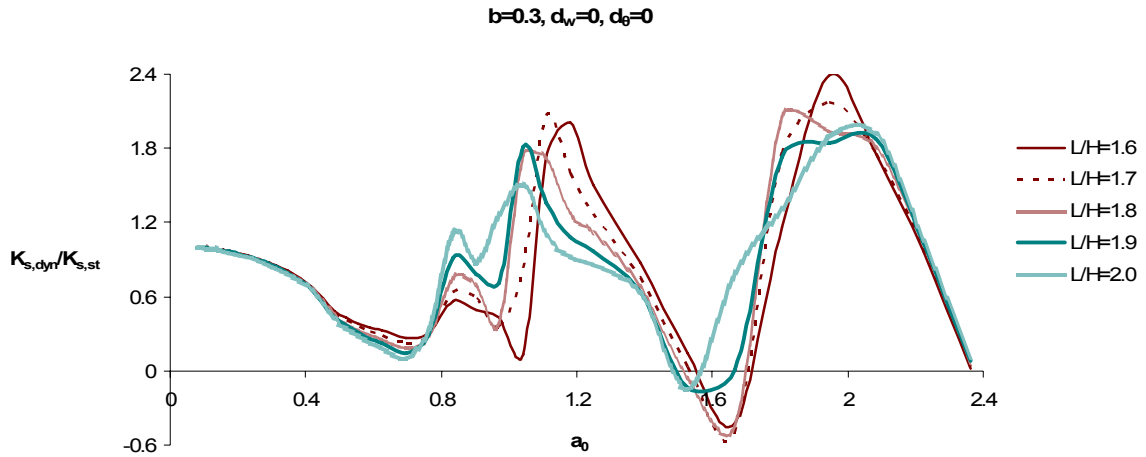
Σχήμα 3.65. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



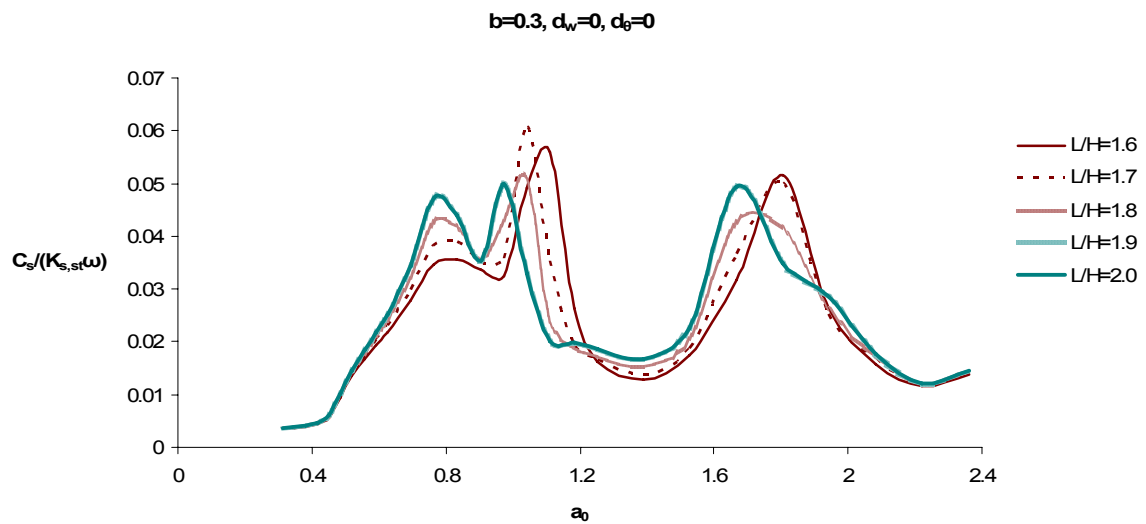
Σχήμα 3.66. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



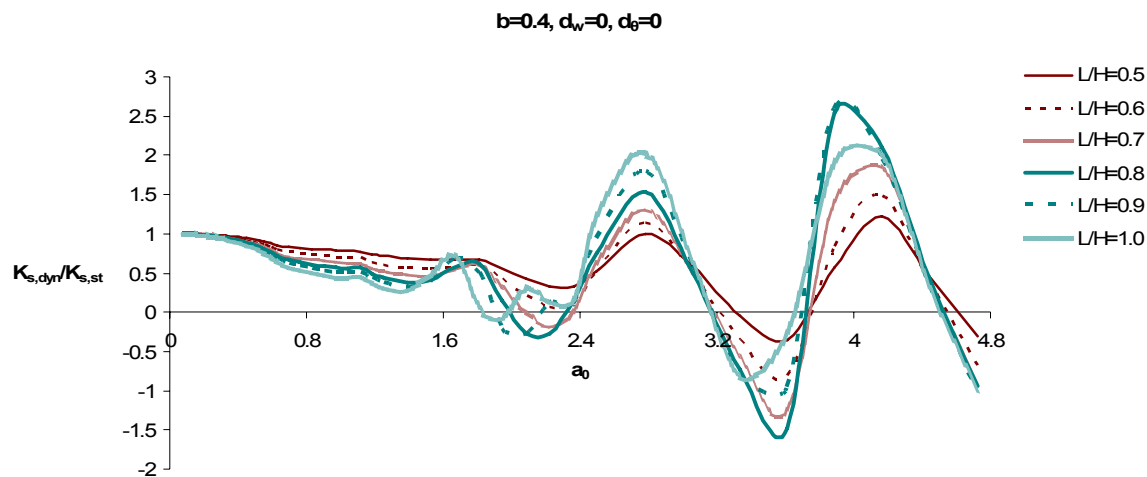
Σχήμα 3.67. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



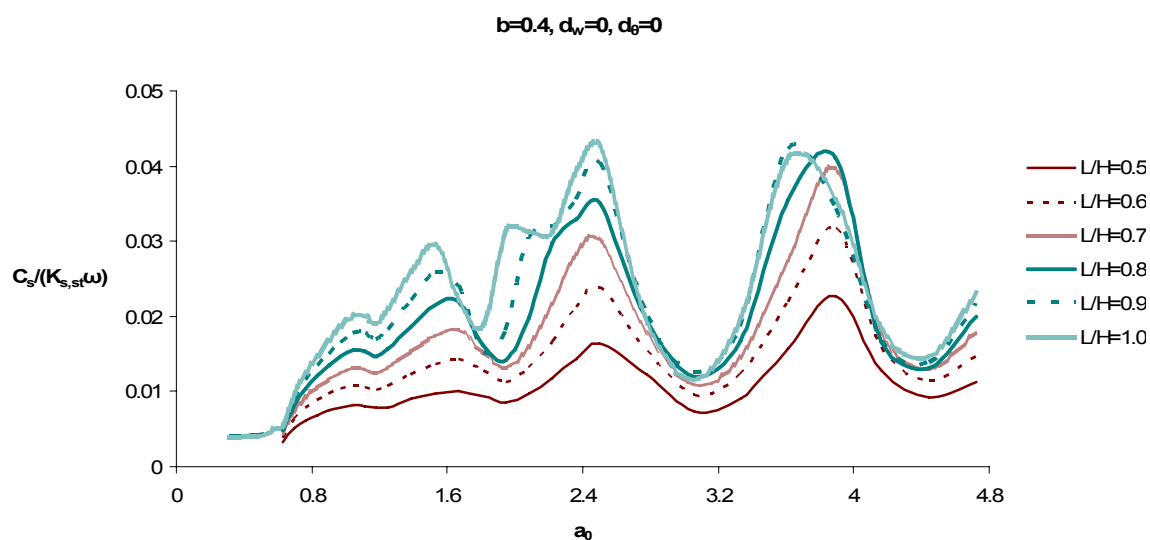
Σχήμα 3.68. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



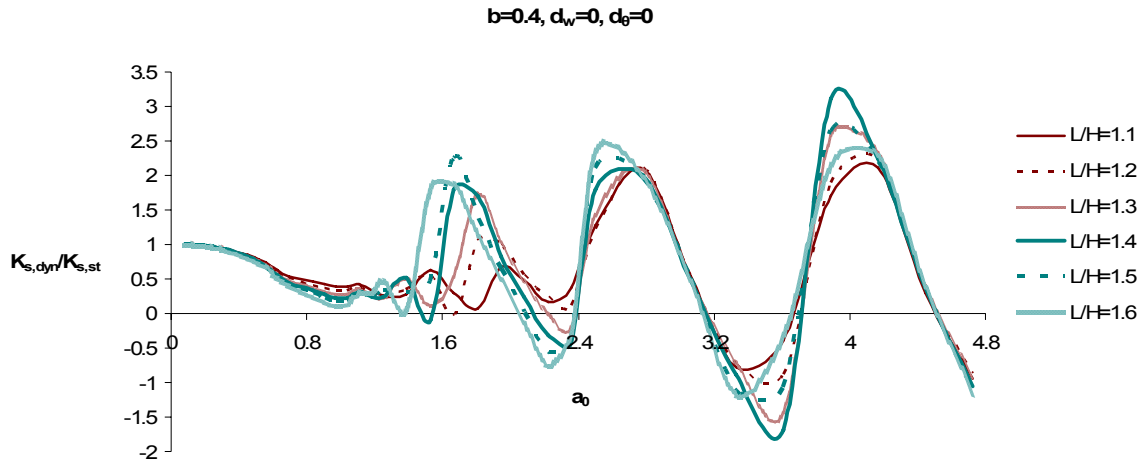
Σχήμα 3.69. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



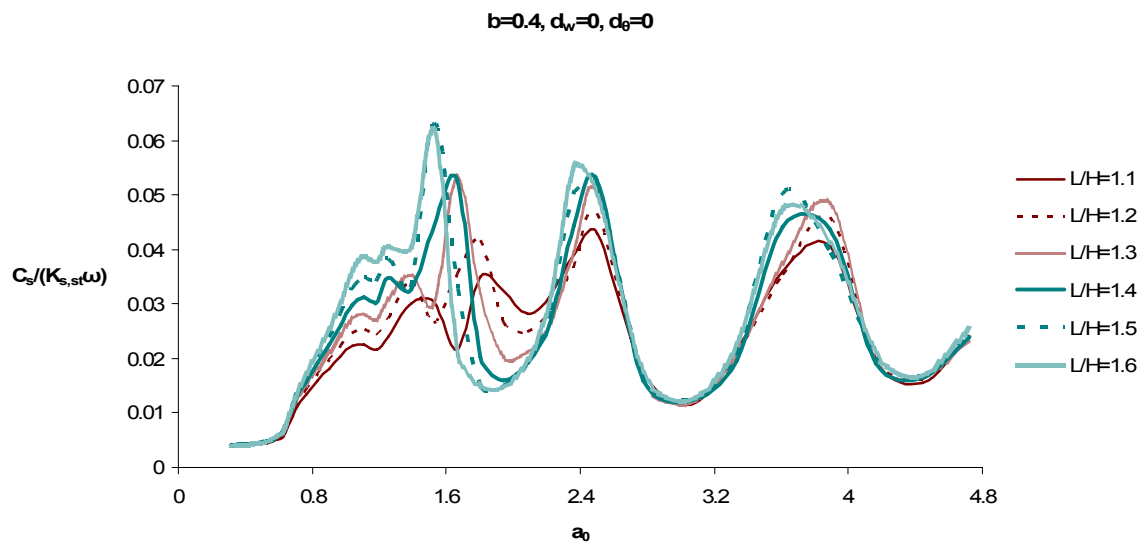
Σχήμα 3.70. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



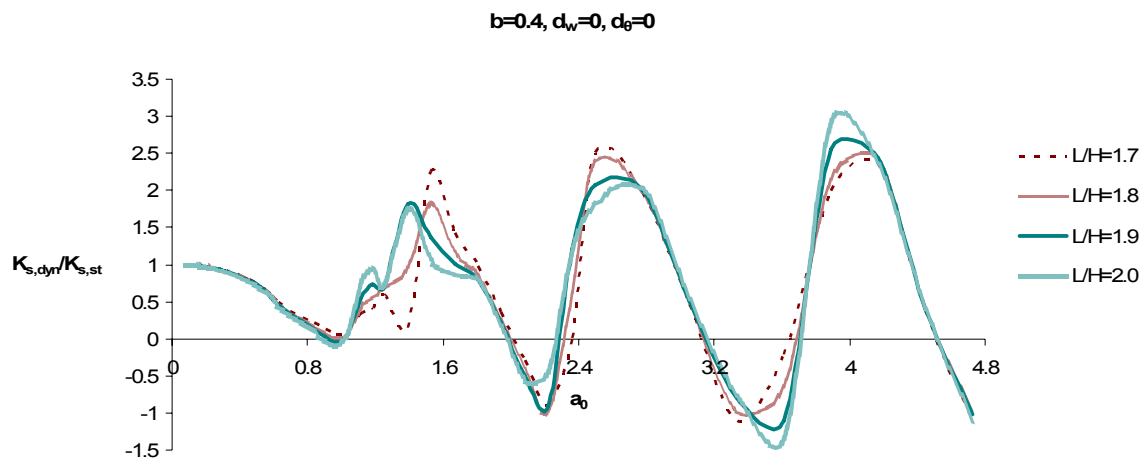
Σχήμα 3.71. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



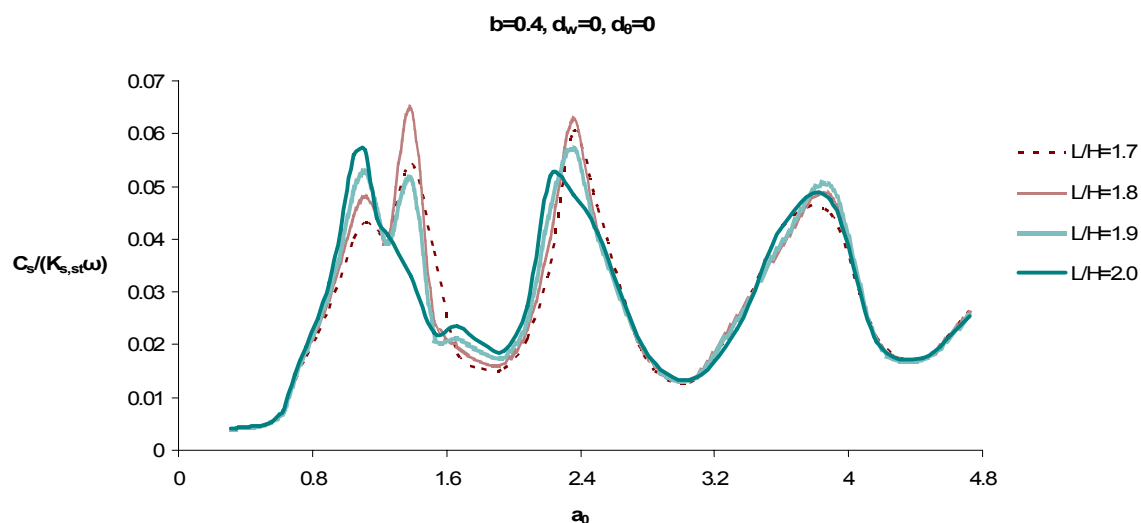
Σχήμα 3.72. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



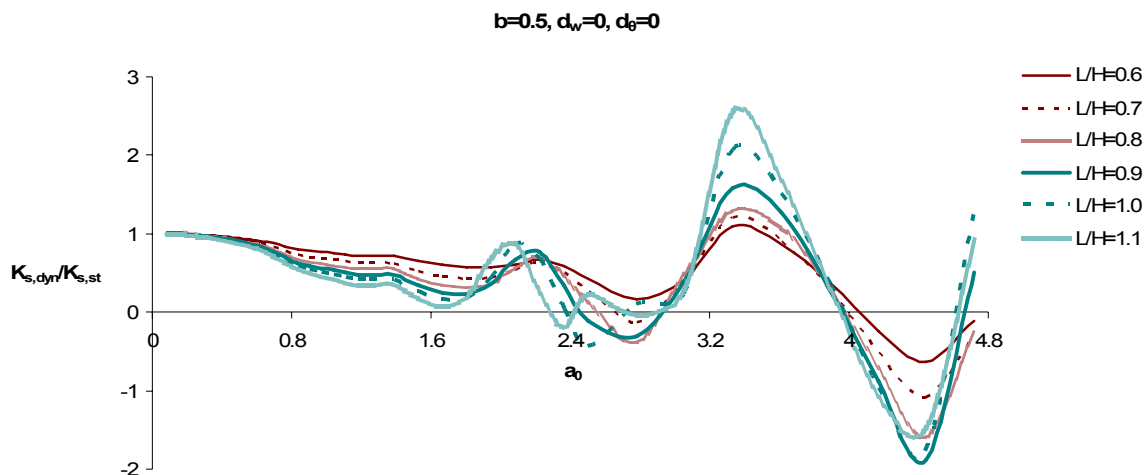
Σχήμα 3.73. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



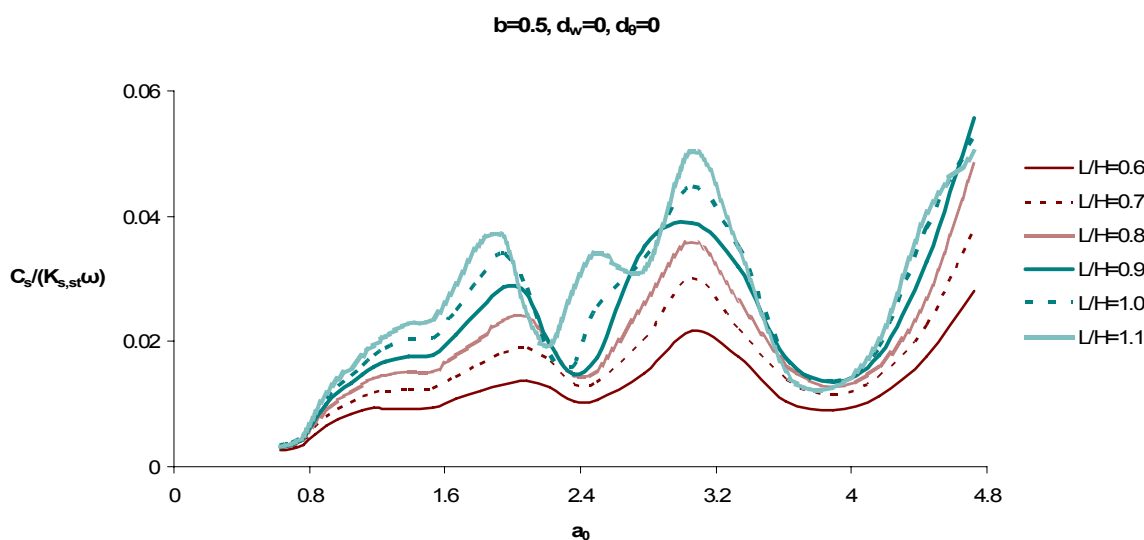
Σχήμα 3.74. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



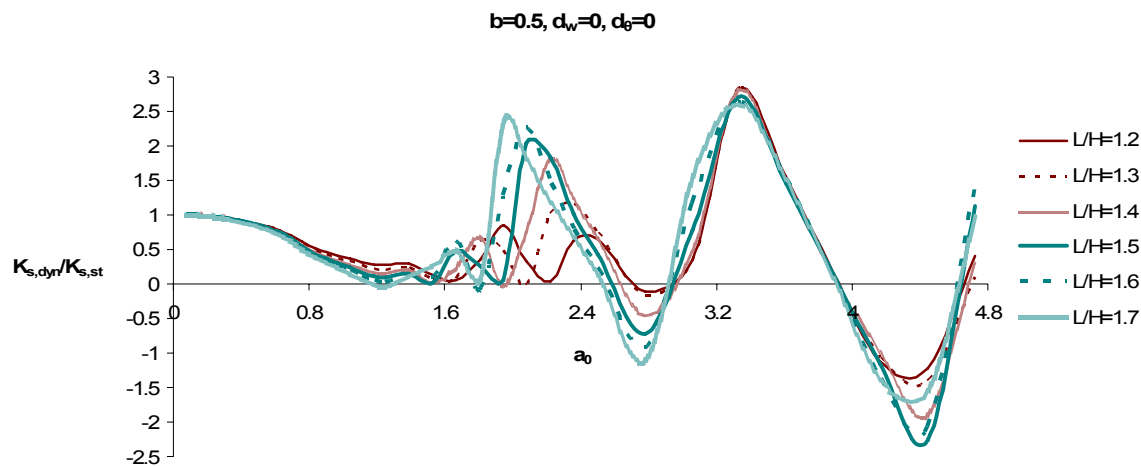
Σχήμα 3.75. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



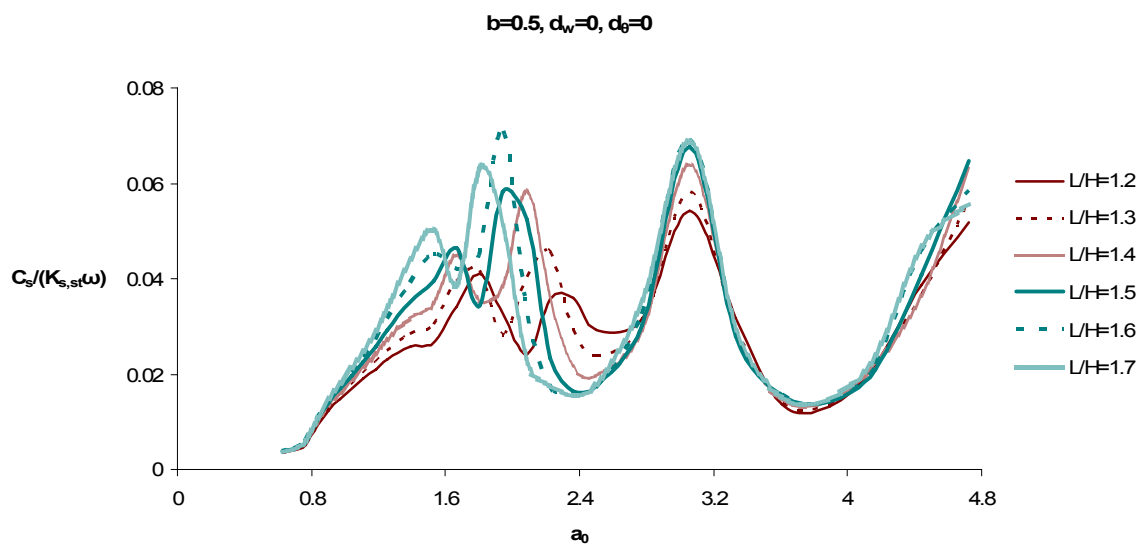
Σχήμα 3.76. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



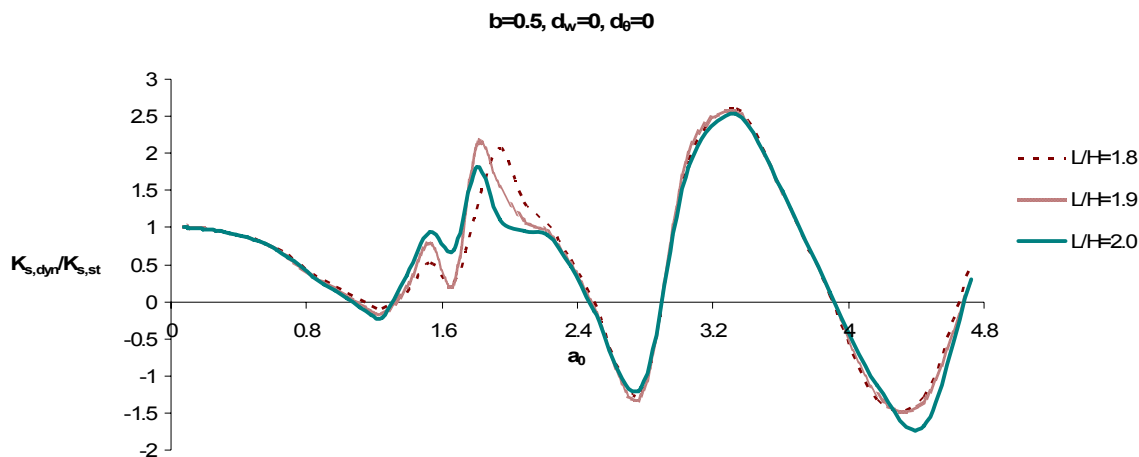
Σχήμα 3.77. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



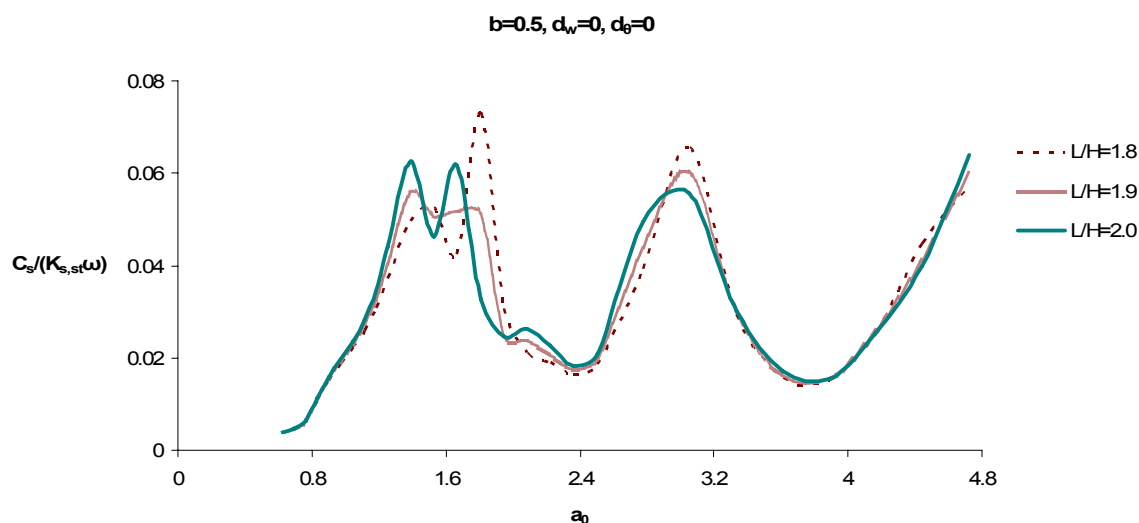
Σχήμα 3.78. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



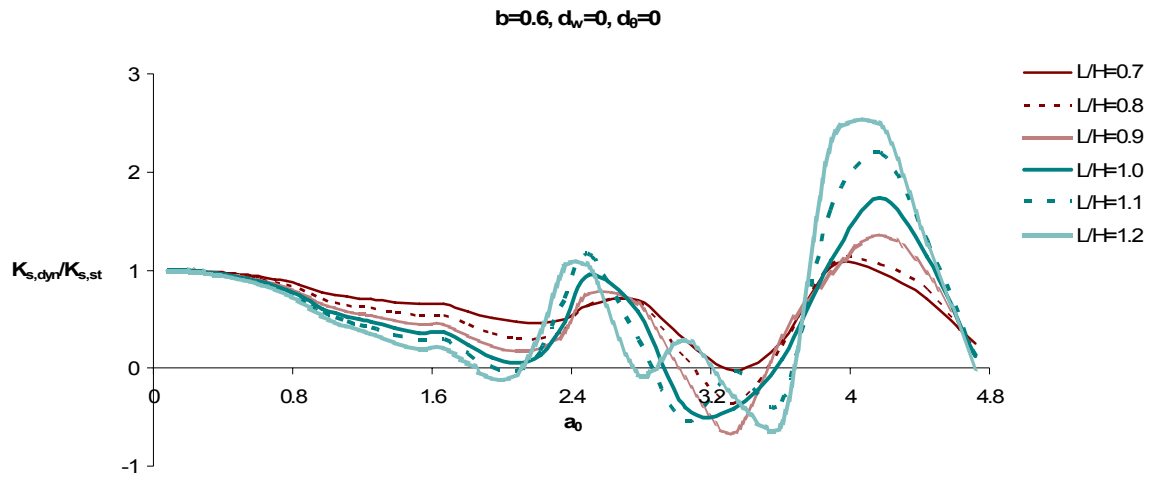
Σχήμα 3.79. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



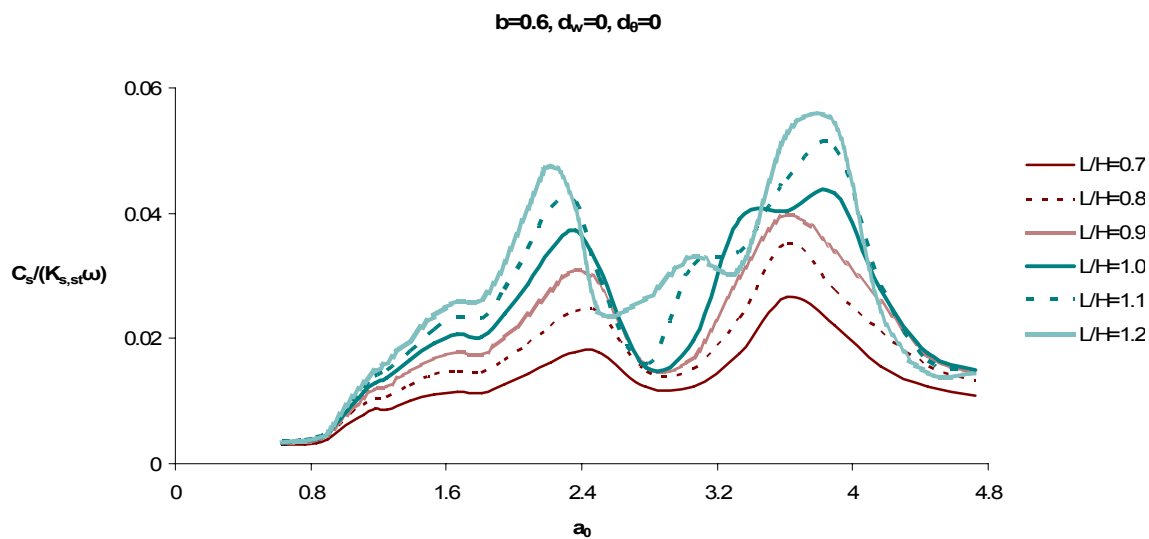
Σχήμα 3.80. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



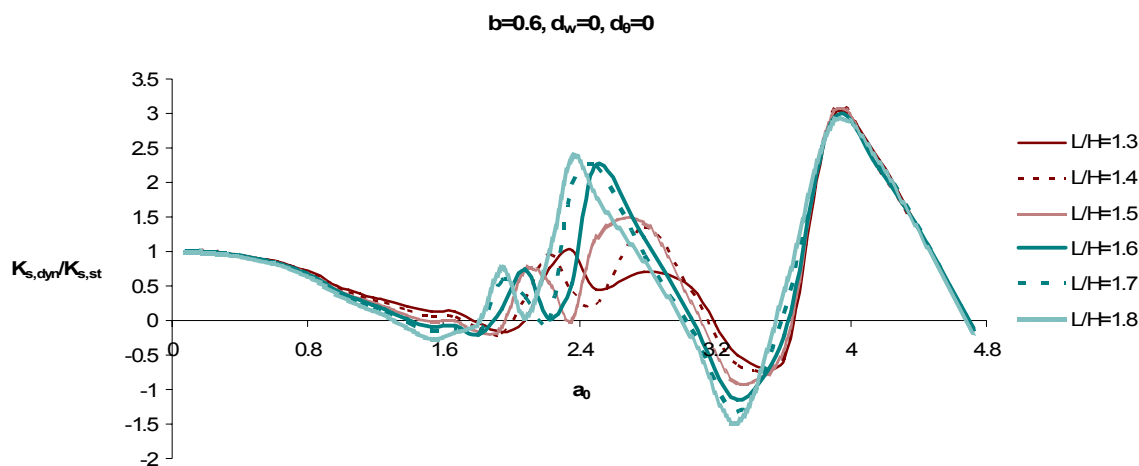
Σχήμα 3.81. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



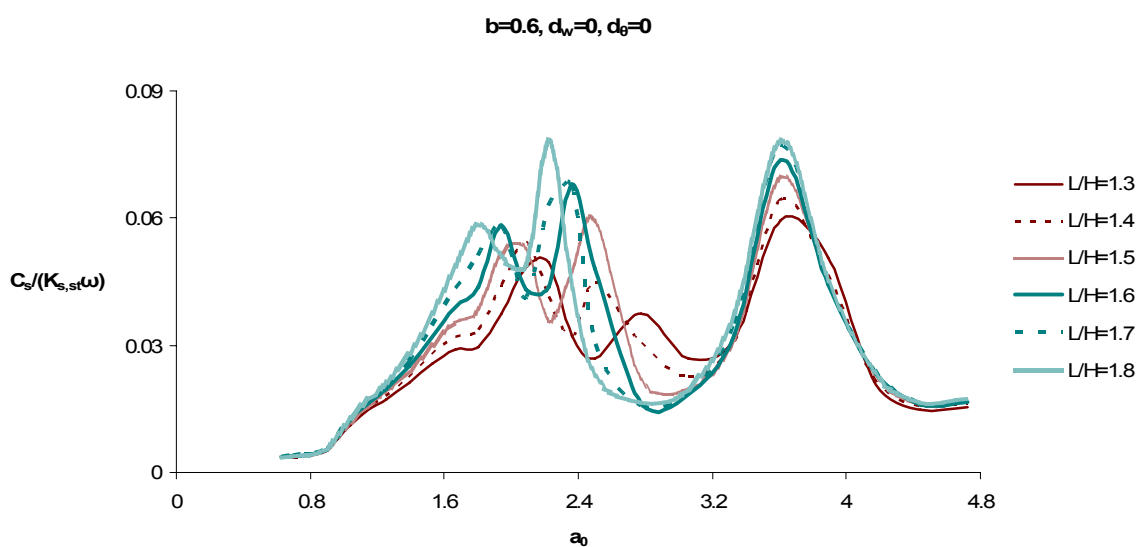
Σχήμα 3.82. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



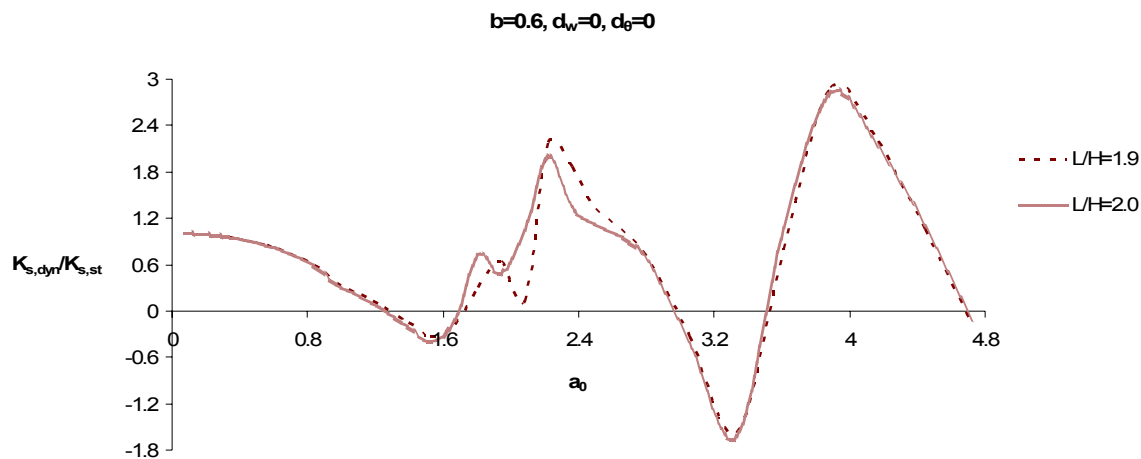
Σχήμα 3.83. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



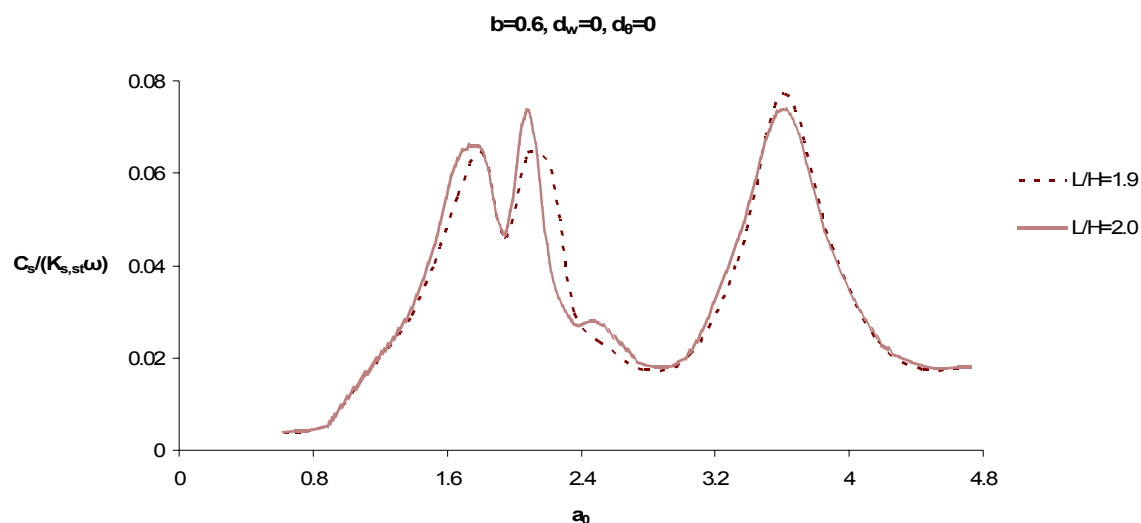
Σχήμα 3.84. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



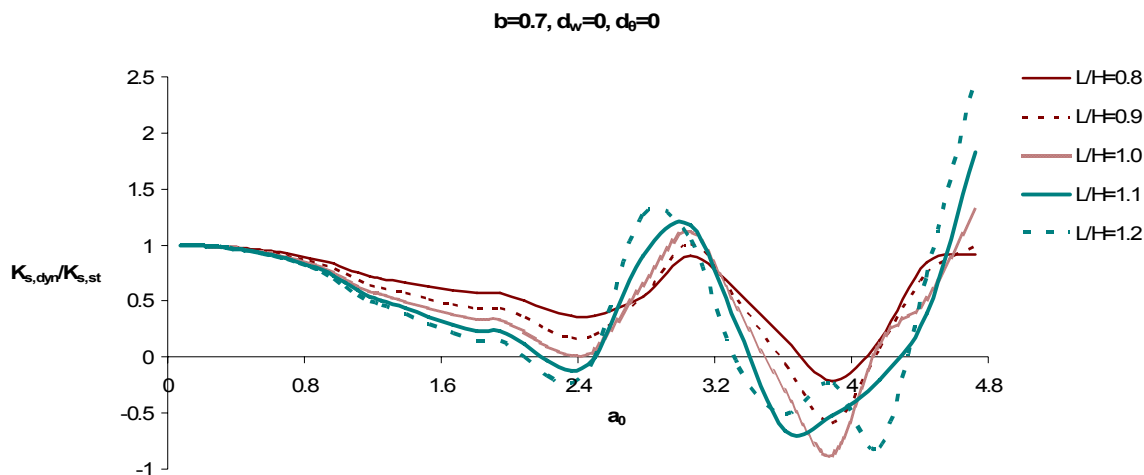
Σχήμα 3.85. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



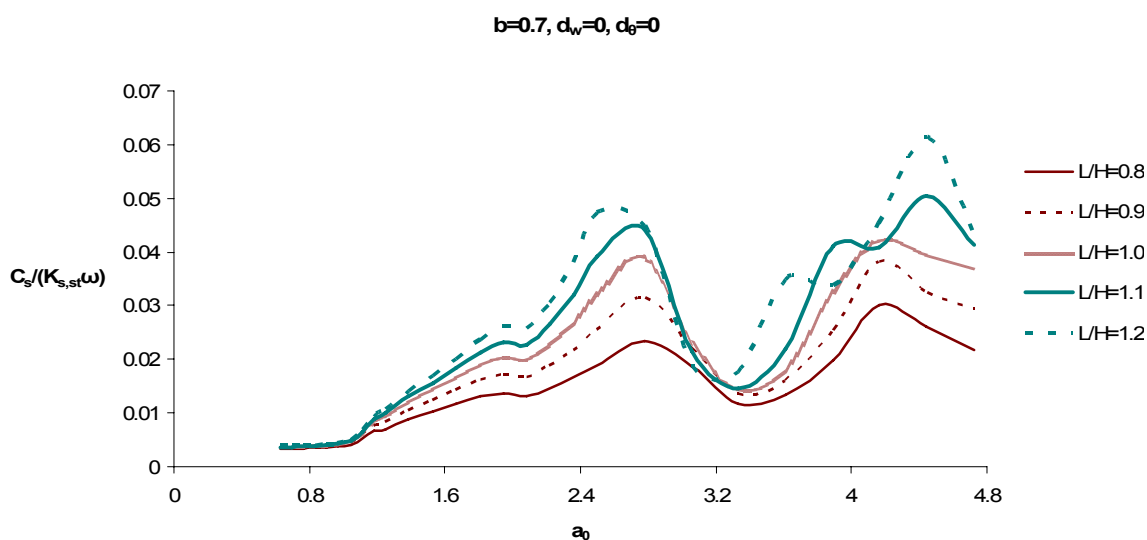
Σχήμα 3.86. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



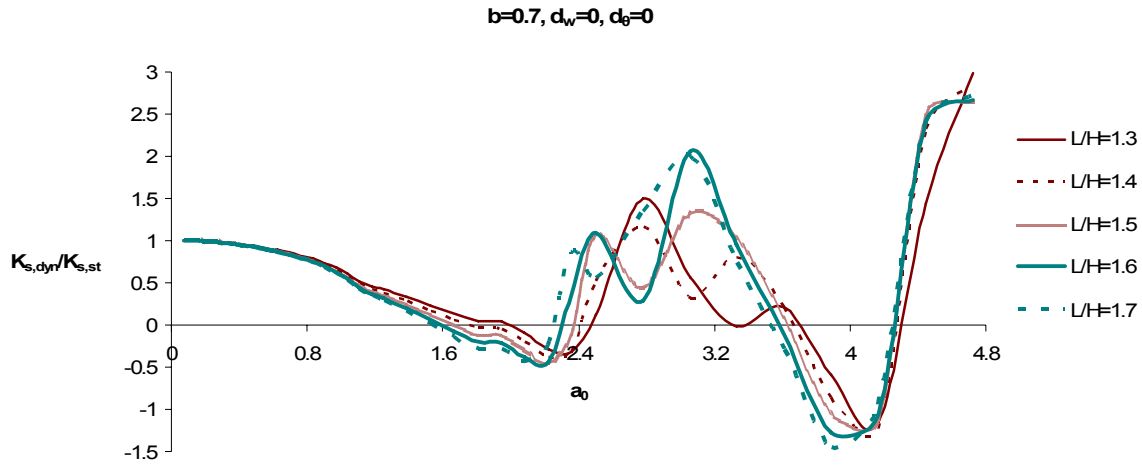
Σχήμα 3.87. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



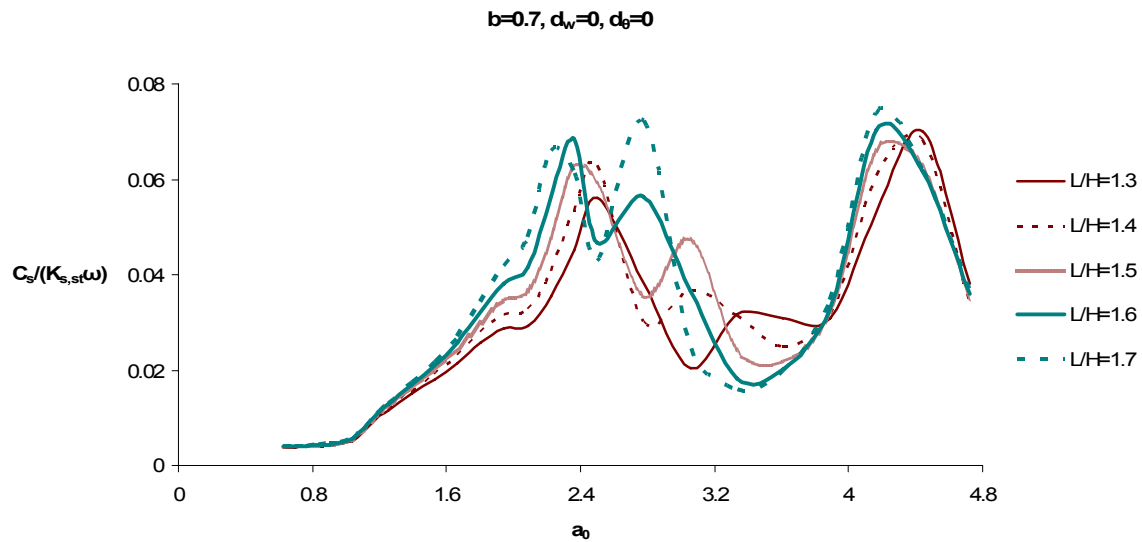
Σχήμα 3.88. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



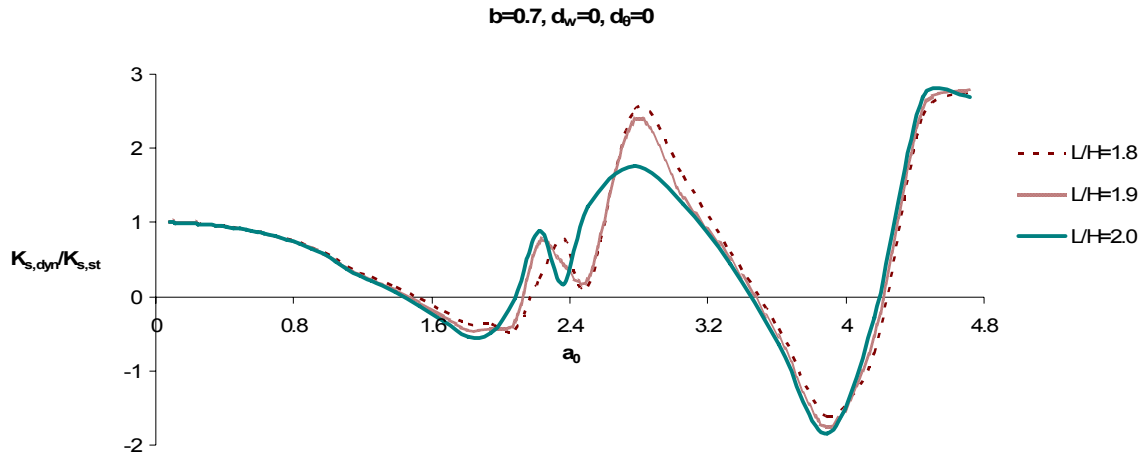
Σχήμα 3.89. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



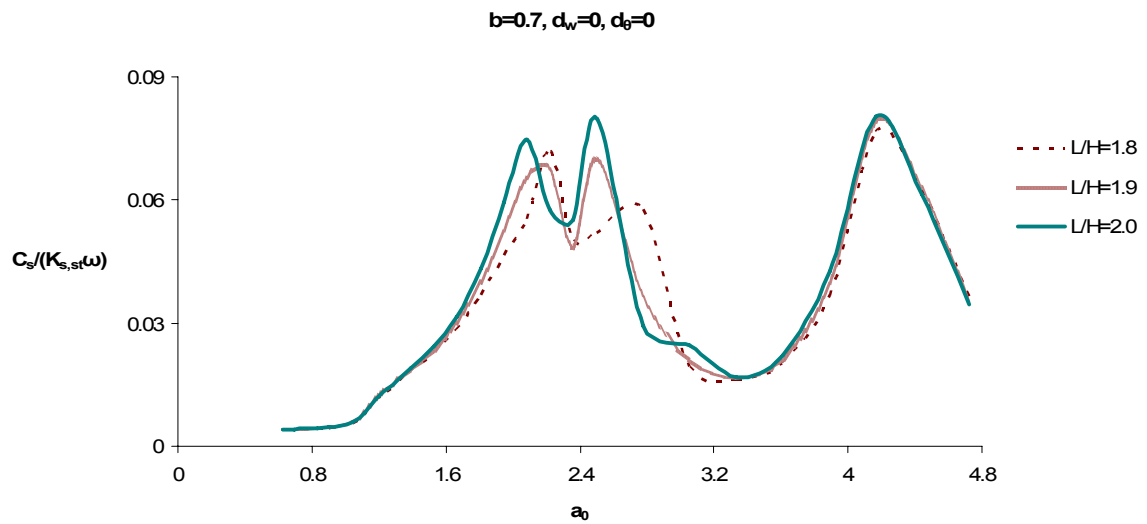
Σχήμα 3.90. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



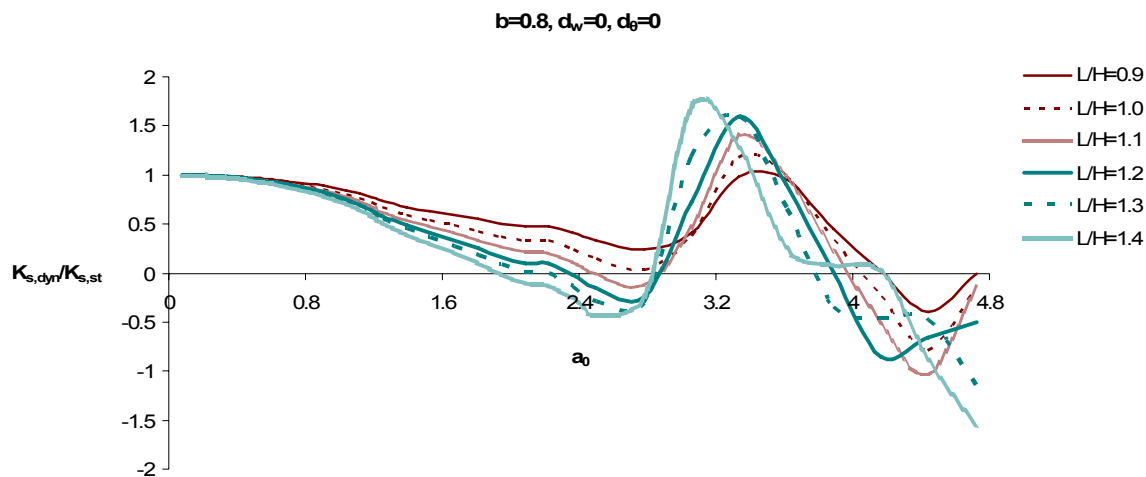
Σχήμα 3.91. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



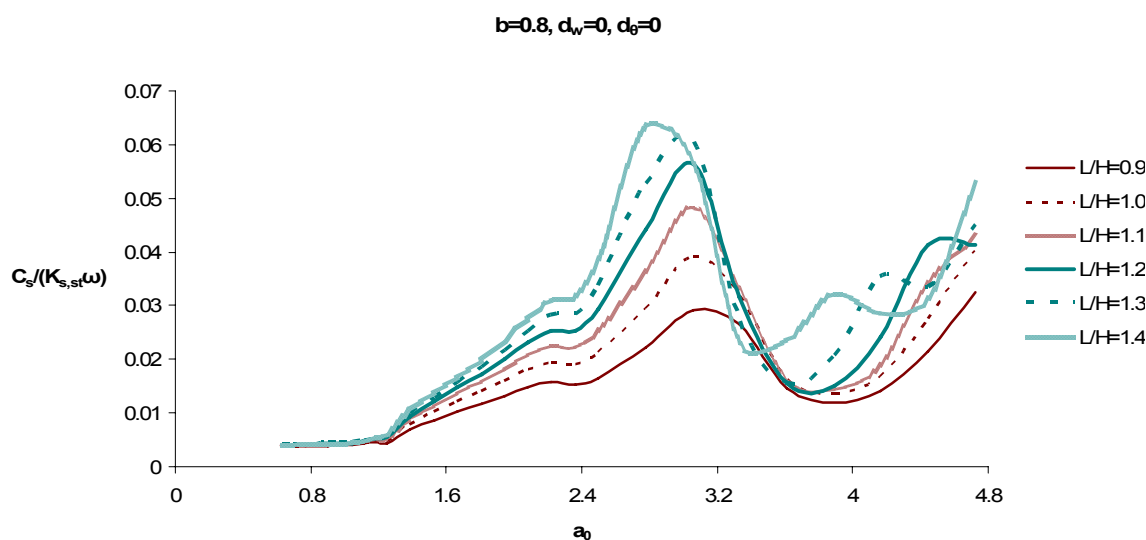
Σχήμα 3.92. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



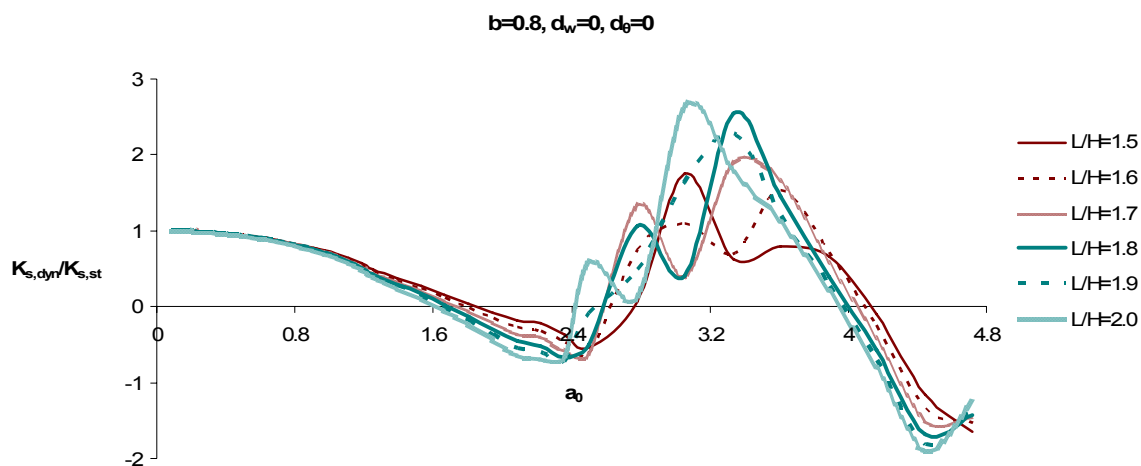
Σχήμα 3.93. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



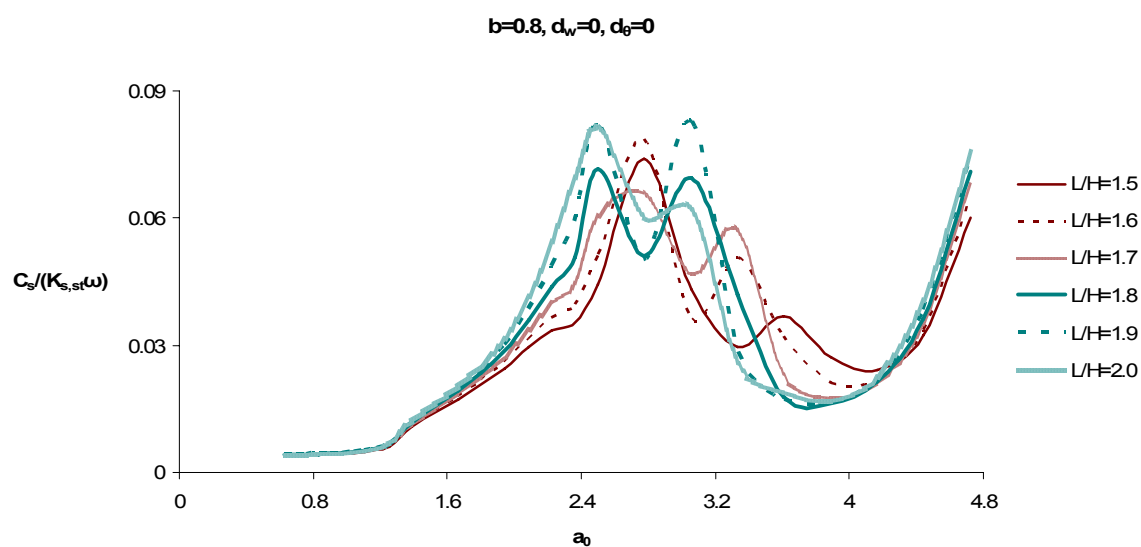
Σχήμα 3.94. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



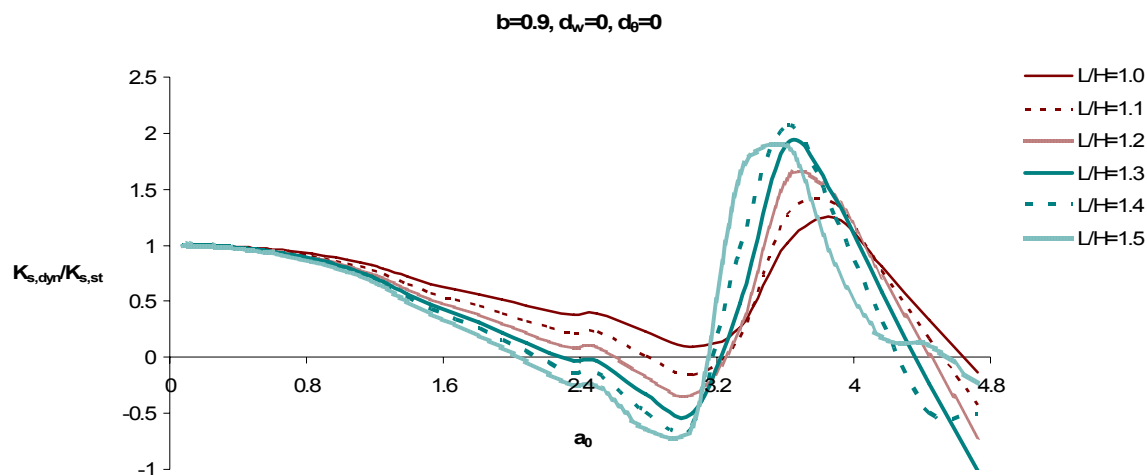
Σχήμα 3.95. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



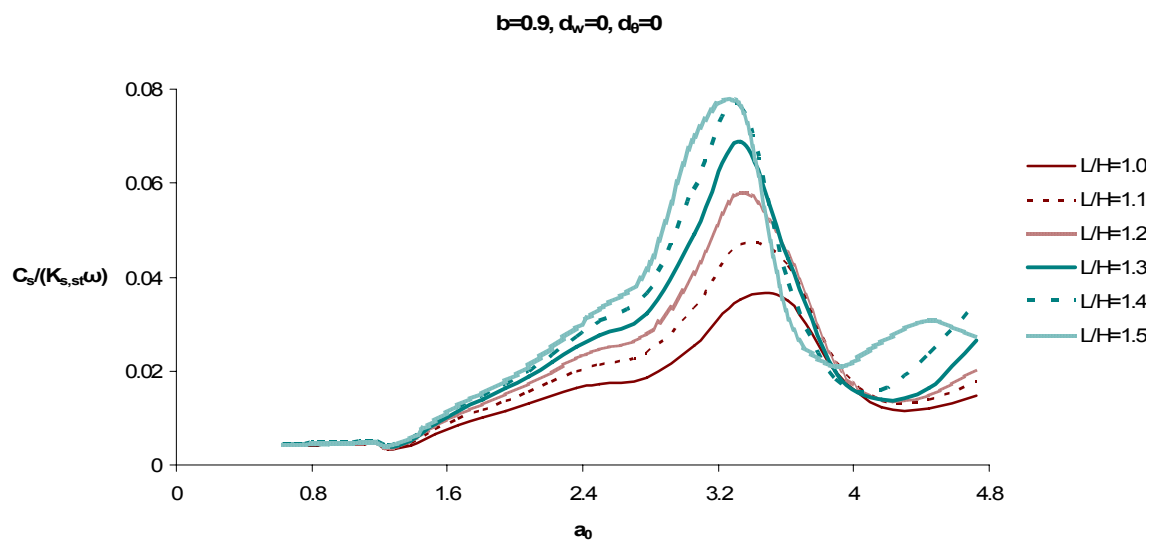
Σχήμα 3.96. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



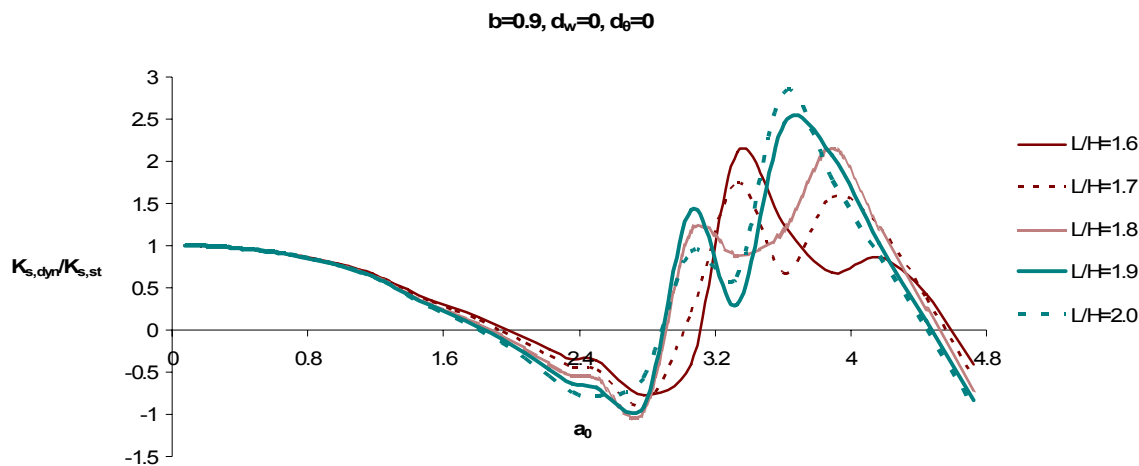
Σχήμα 3.97. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



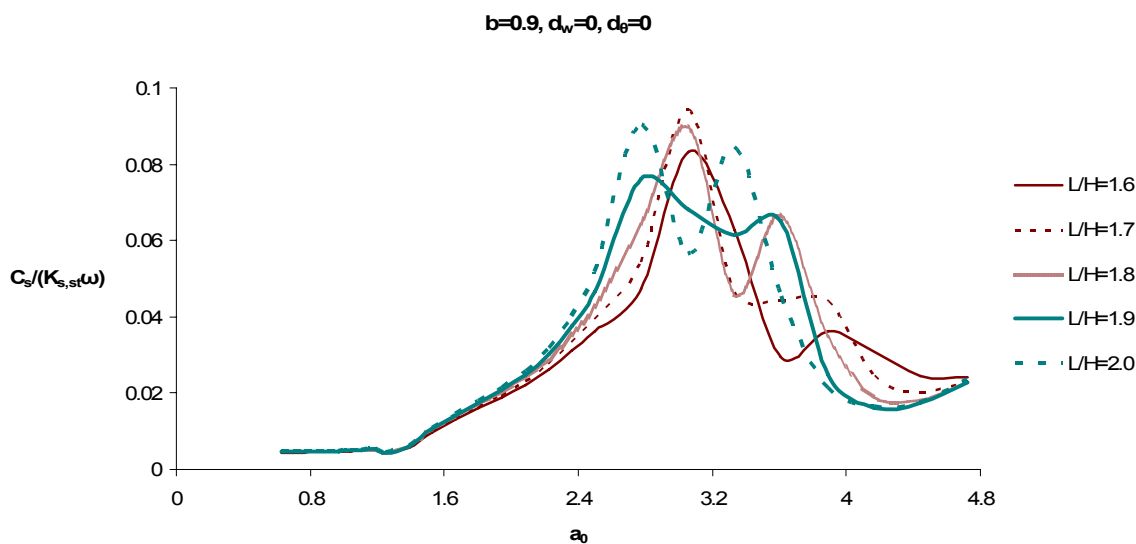
Σχήμα 3.98. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



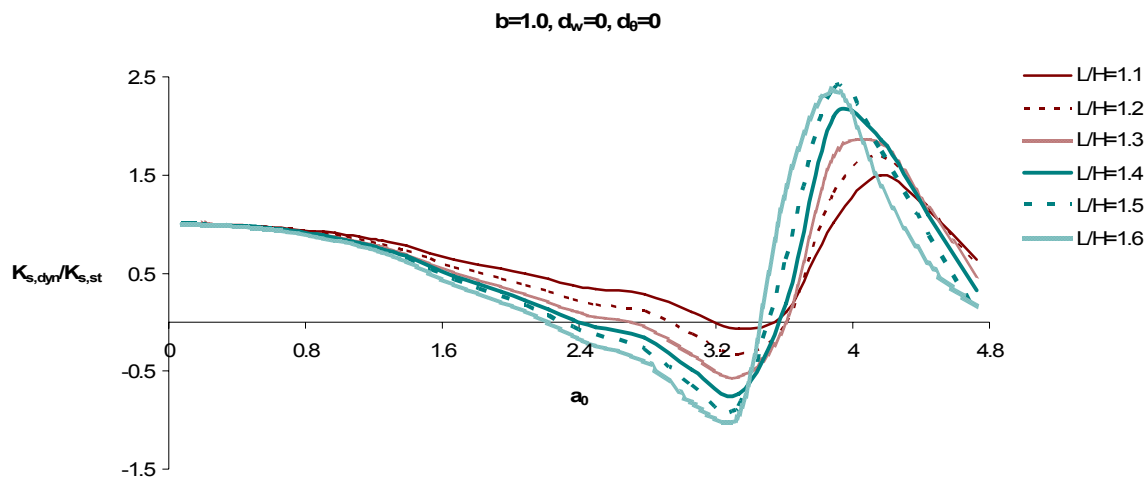
Σχήμα 3.99. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



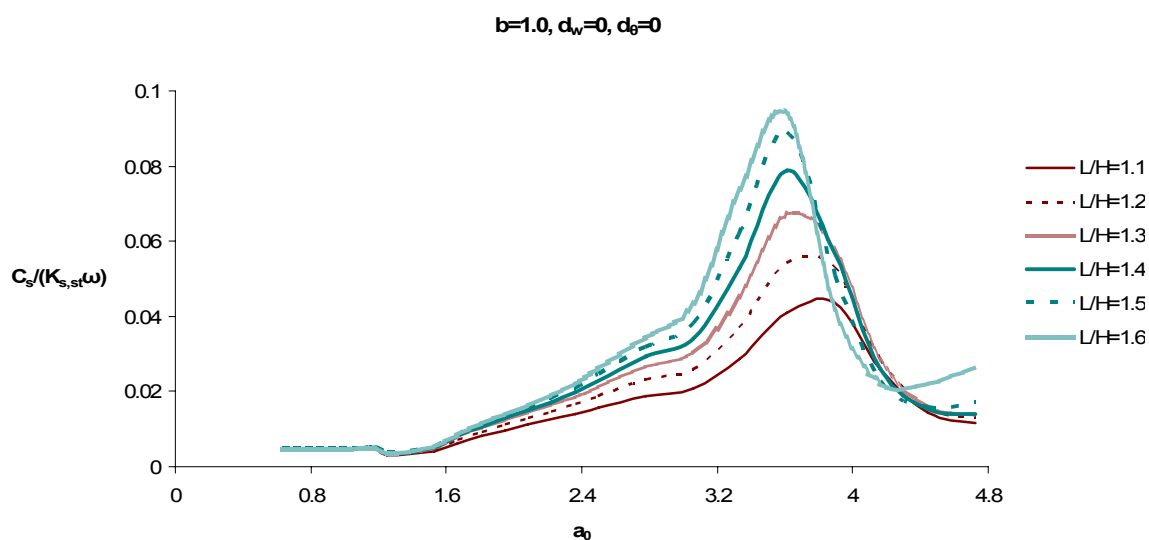
Σχήμα 3.100. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



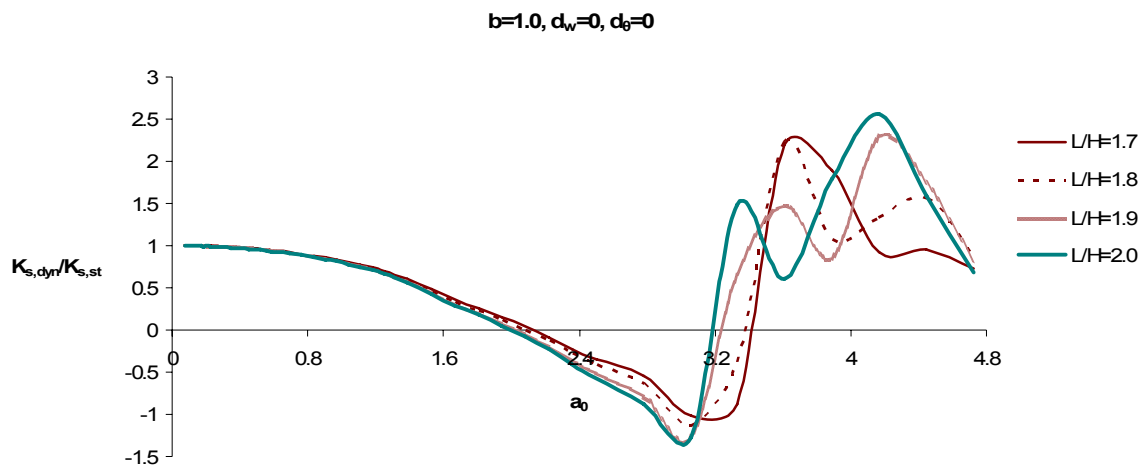
Σχήμα 3.101. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



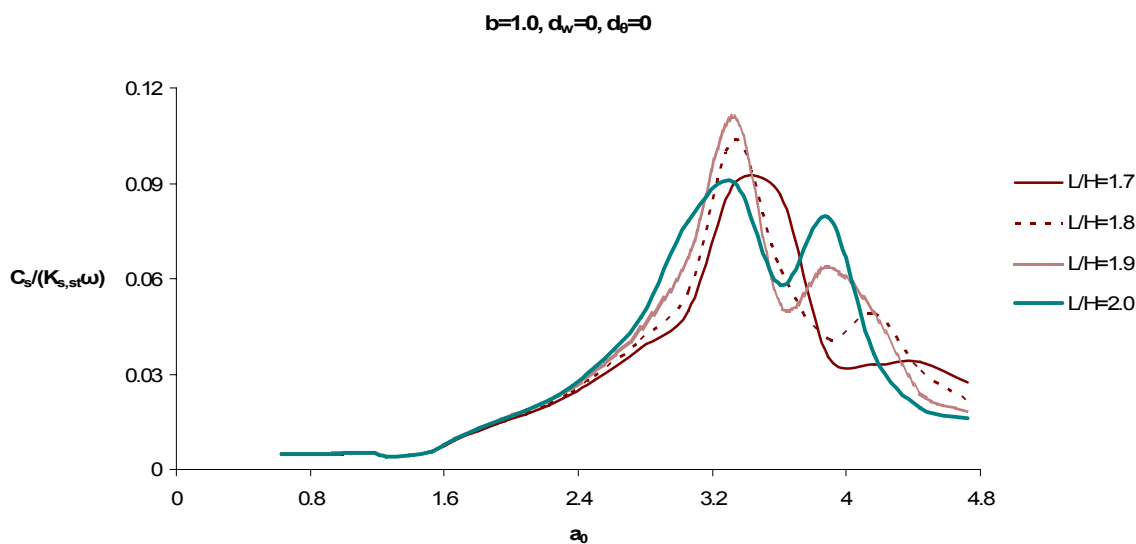
Σχήμα 3.102. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



Σχήμα 3.103. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



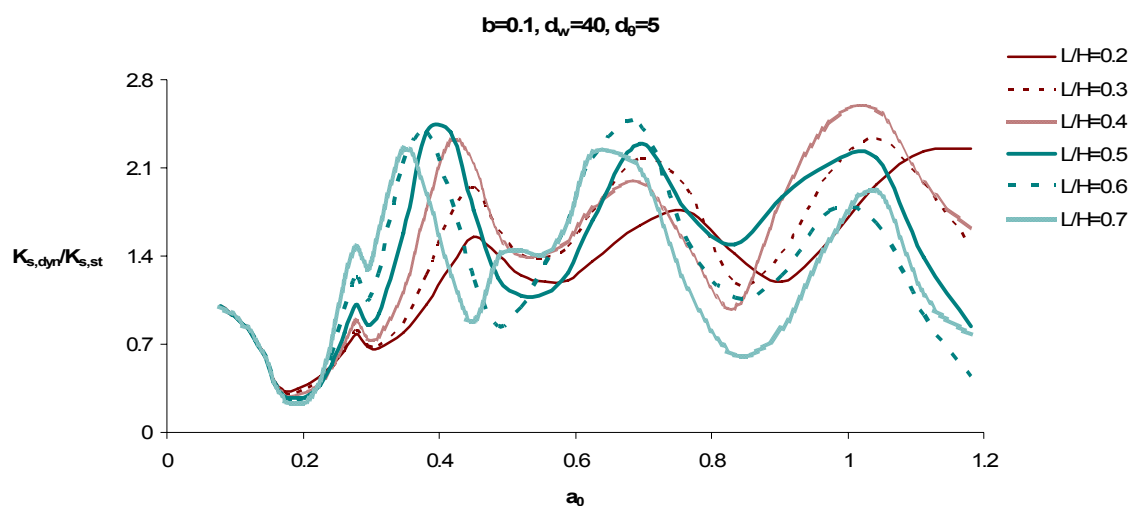
Σχήμα 3.104. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



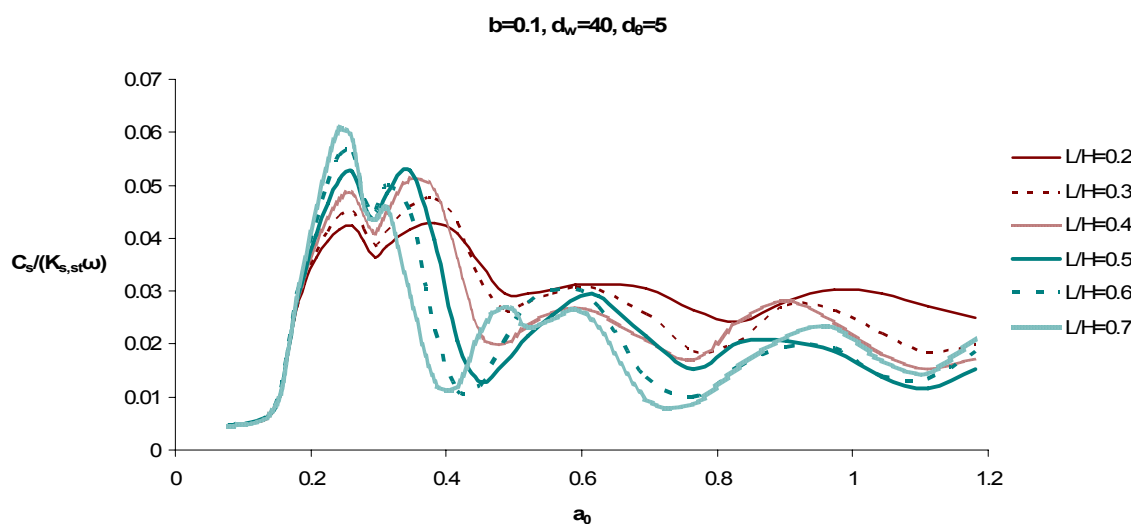
Σχήμα 3.105. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=0, d_\theta=0$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .

3.5.2.2. Δυναμική εμπέδηση έναντι οριζόντιας μετακίνησης για εύκαμπτο τοίχο ($d_w=40$, $d_\theta=5$)

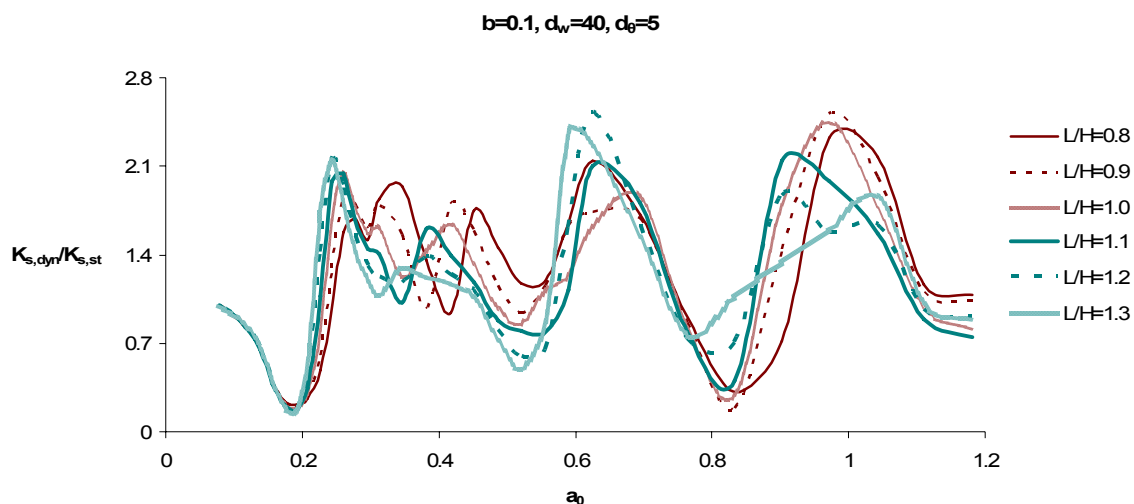
Με την ίδια λογική που αναπτύχθηκε στην προηγούμενη ενότητα και ξεκινώντας από $b=0.1$ και $l=0.2$, $b=0.1$ και $l=0.3$, κ.ο.κ. μέχρι $b=1.0$ και $l=2.0$ τα διαγράμματα σχεδιασμού έχουν ως εξής:



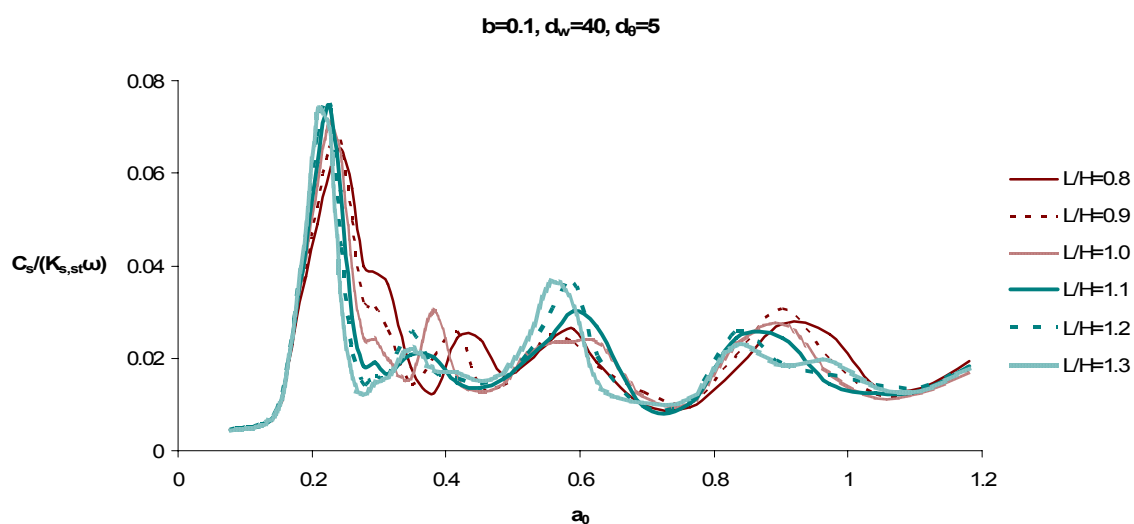
Σχήμα 3.106. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40$, $d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



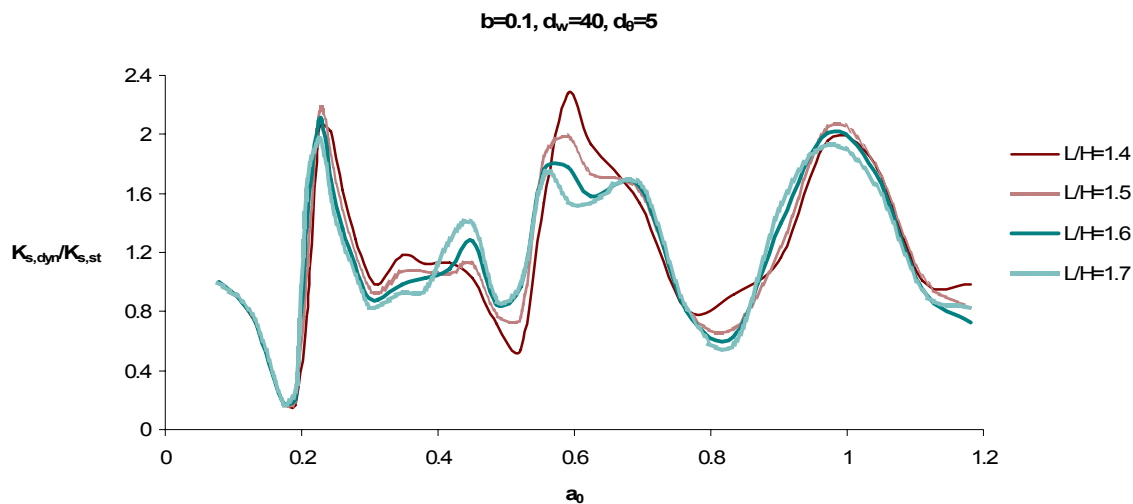
Σχήμα 3.107. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40$, $d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



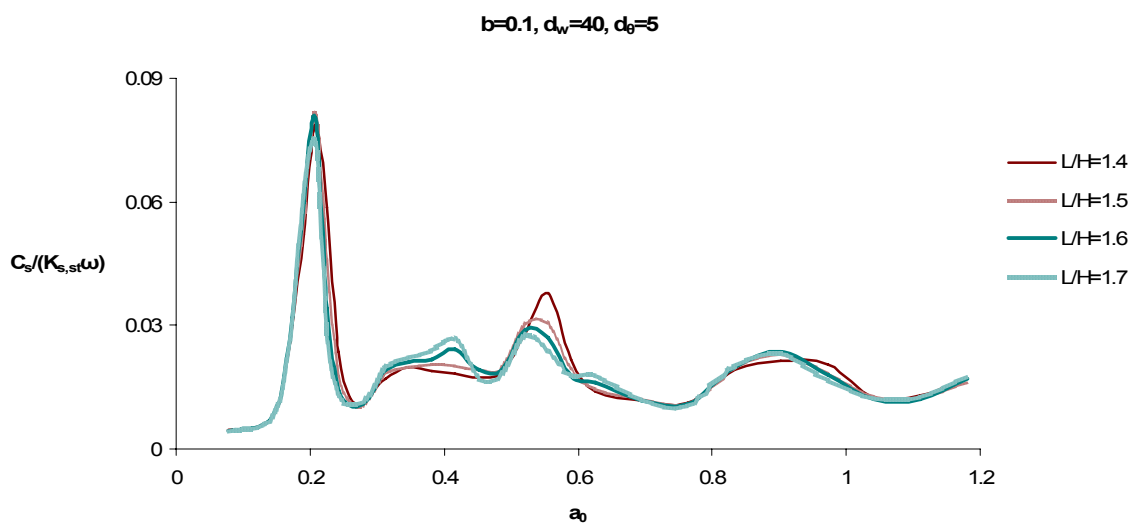
Σχήμα 3.108. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



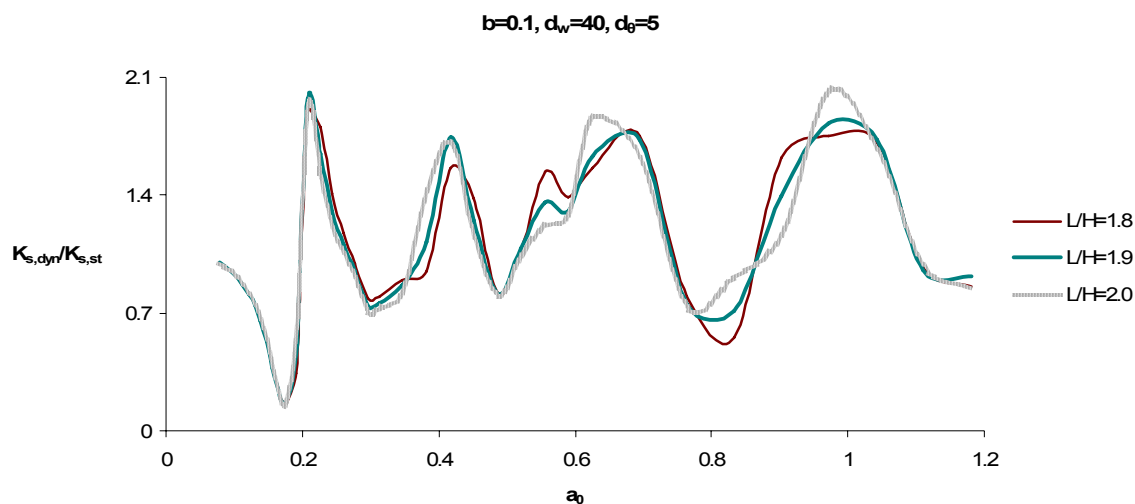
Σχήμα 3.109. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



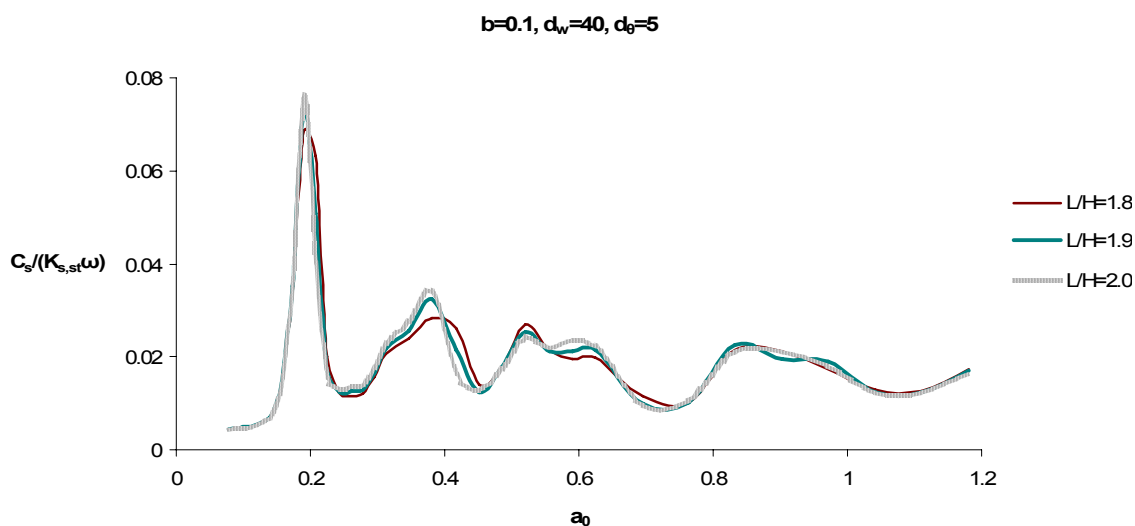
Σχήμα 3.110. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



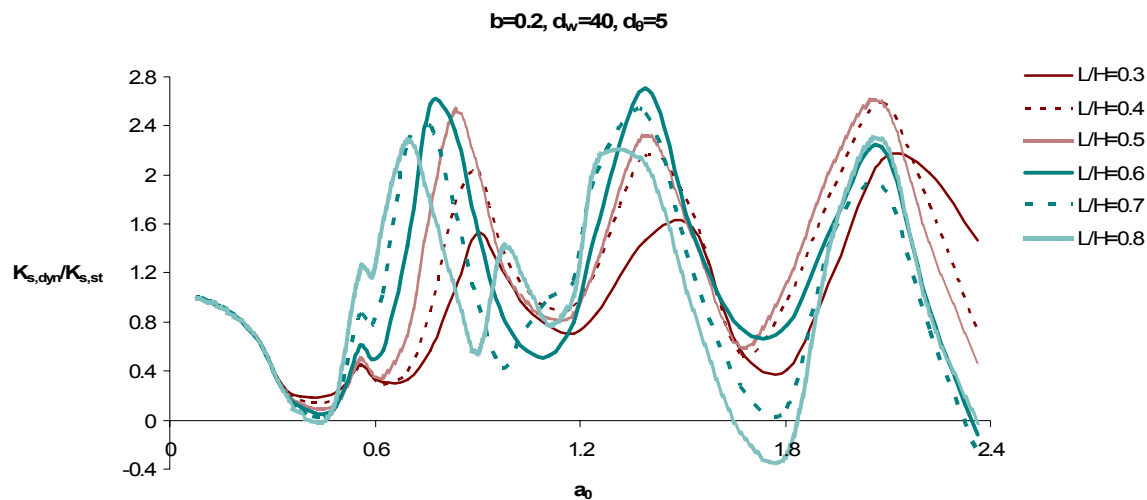
Σχήμα 3.111. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



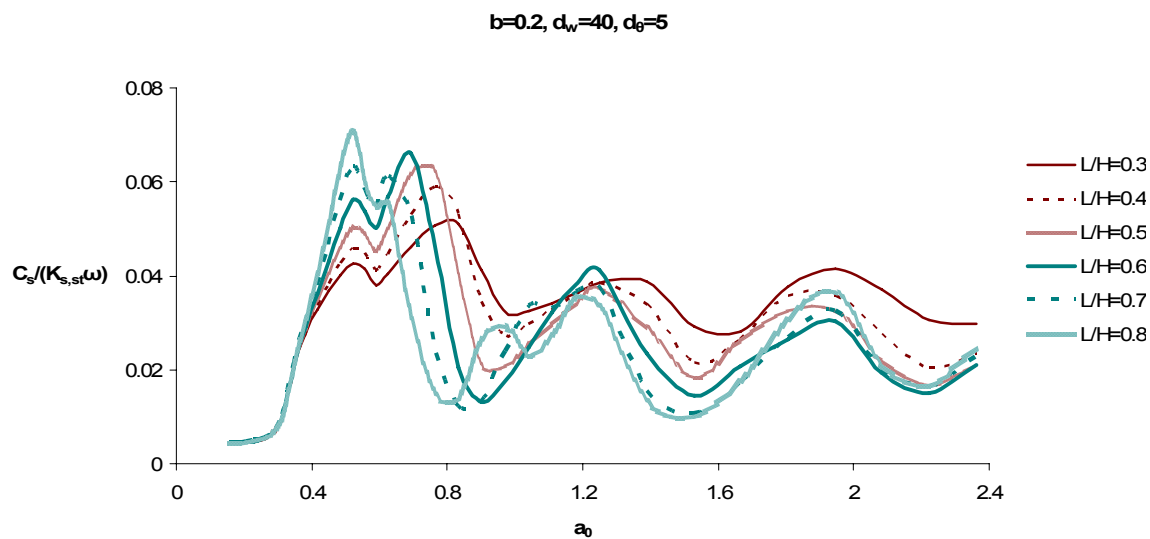
Σχήμα 3.112. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



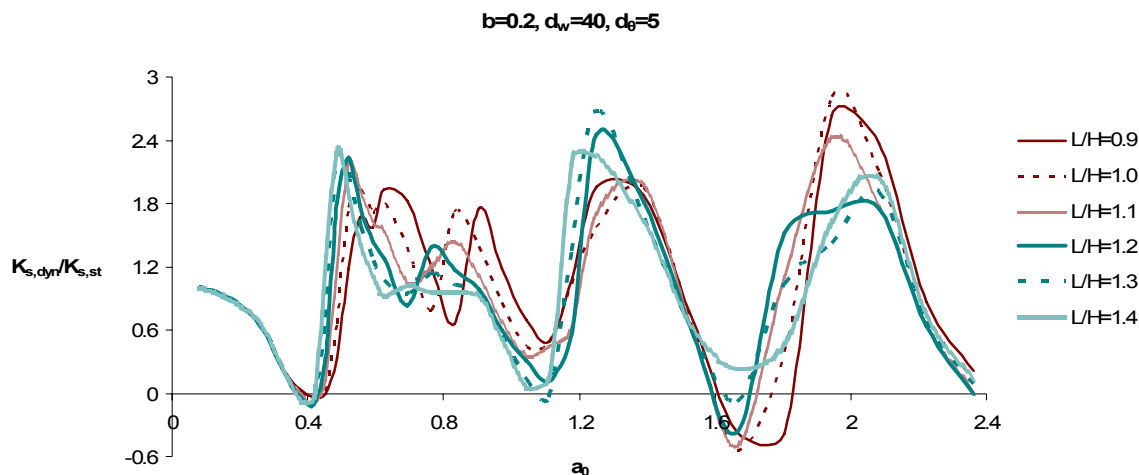
Σχήμα 3.113. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



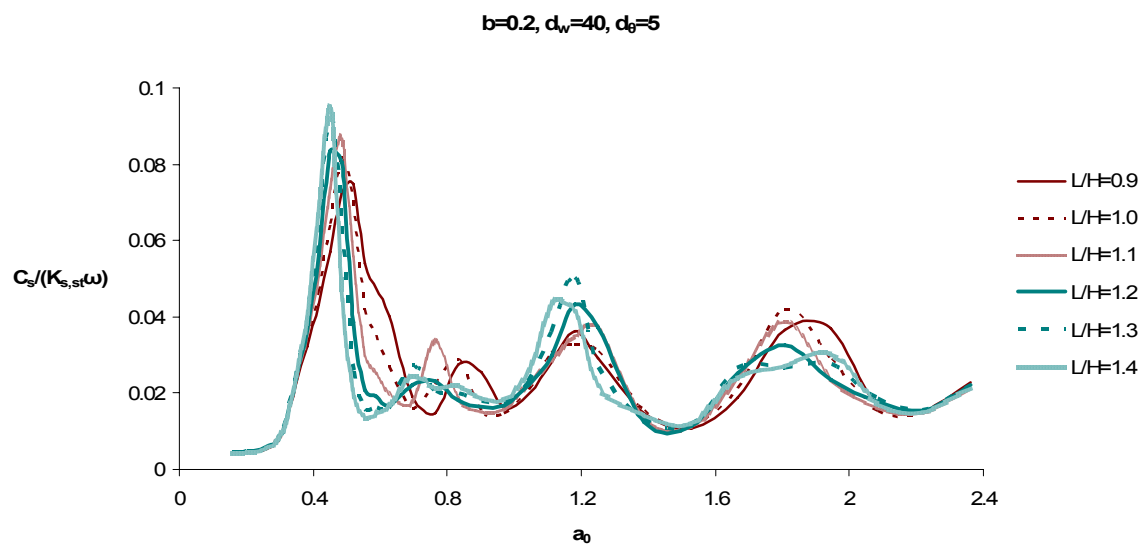
Σχήμα 3.114. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



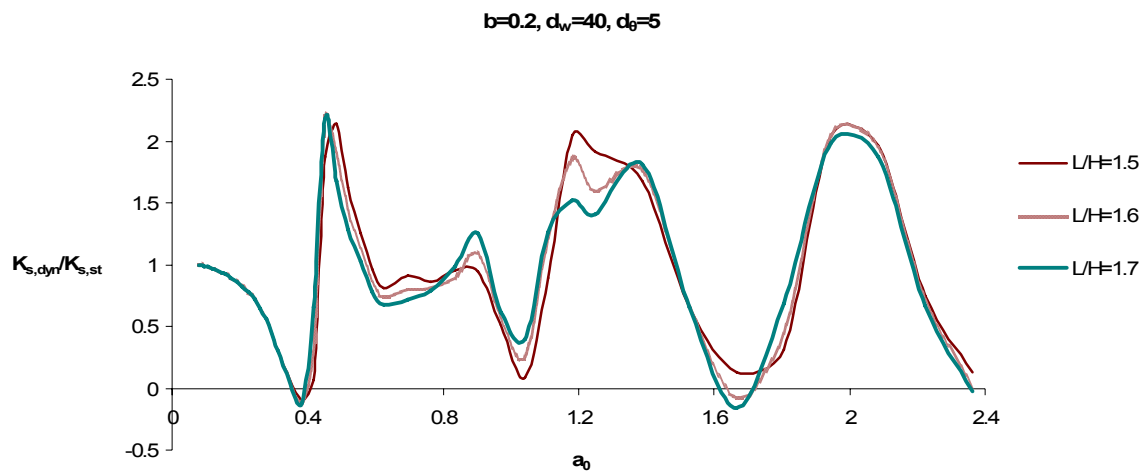
Σχήμα 3.115. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



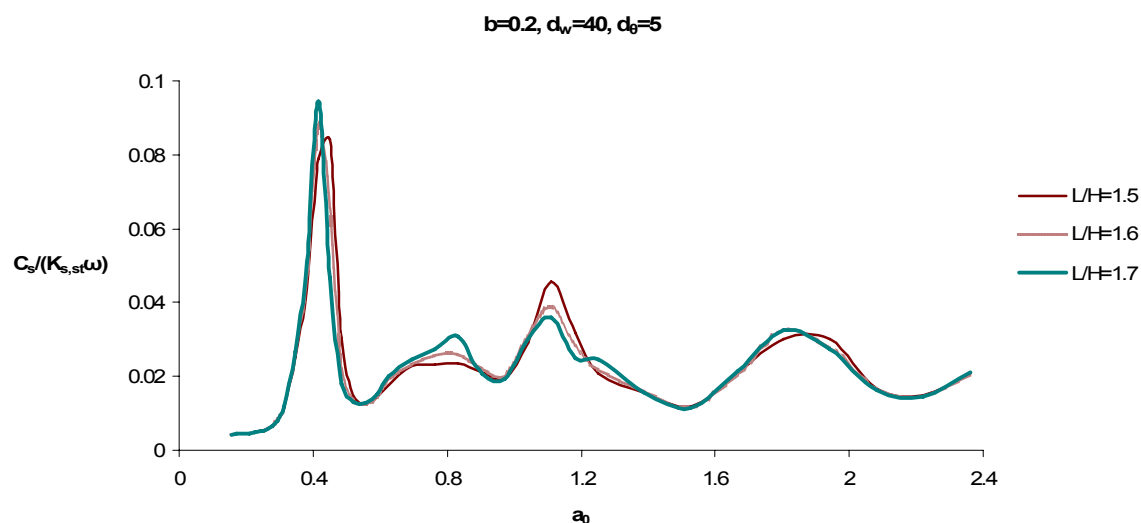
Σχήμα 3.116. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



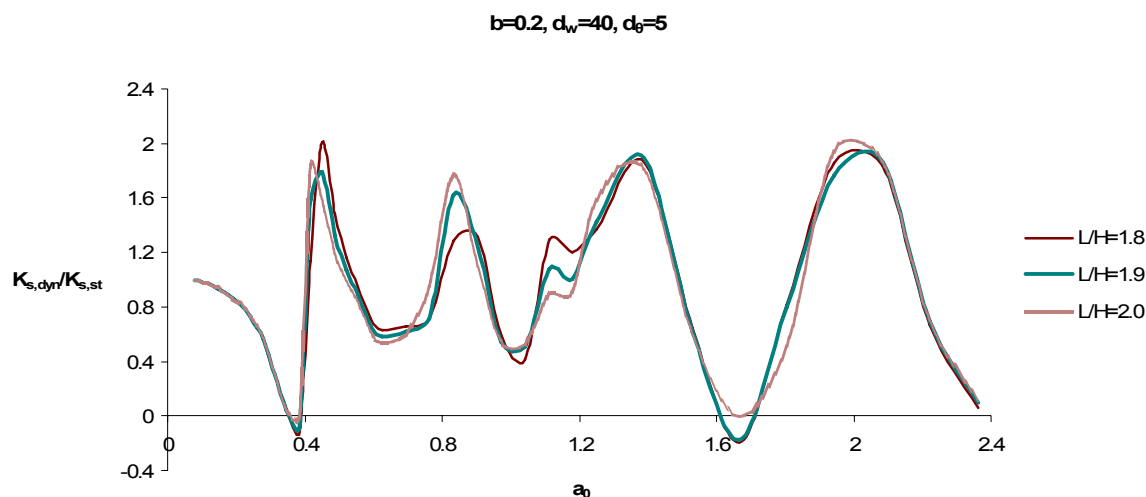
Σχήμα 3.117. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



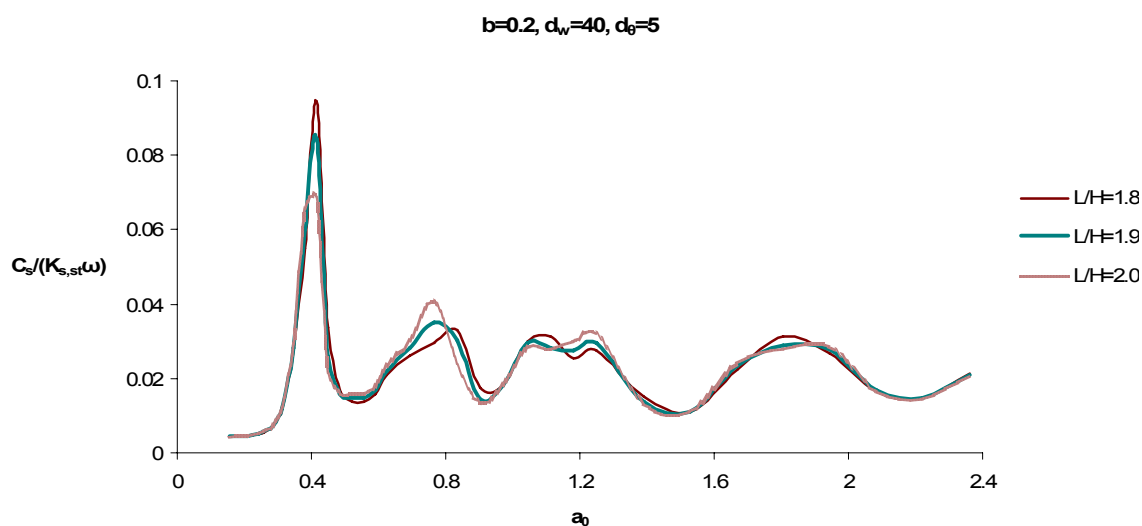
Σχήμα 3.118. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



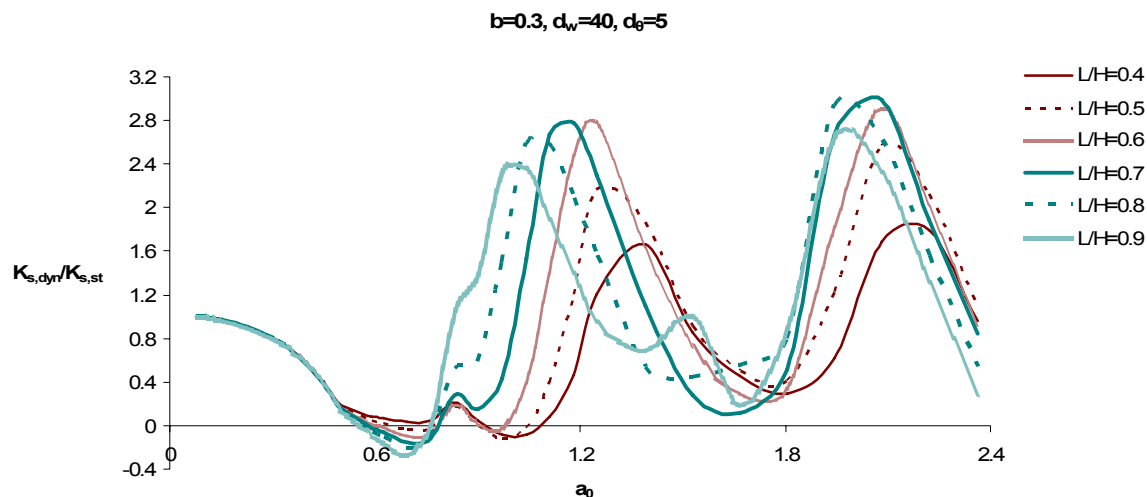
Σχήμα 3.119. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



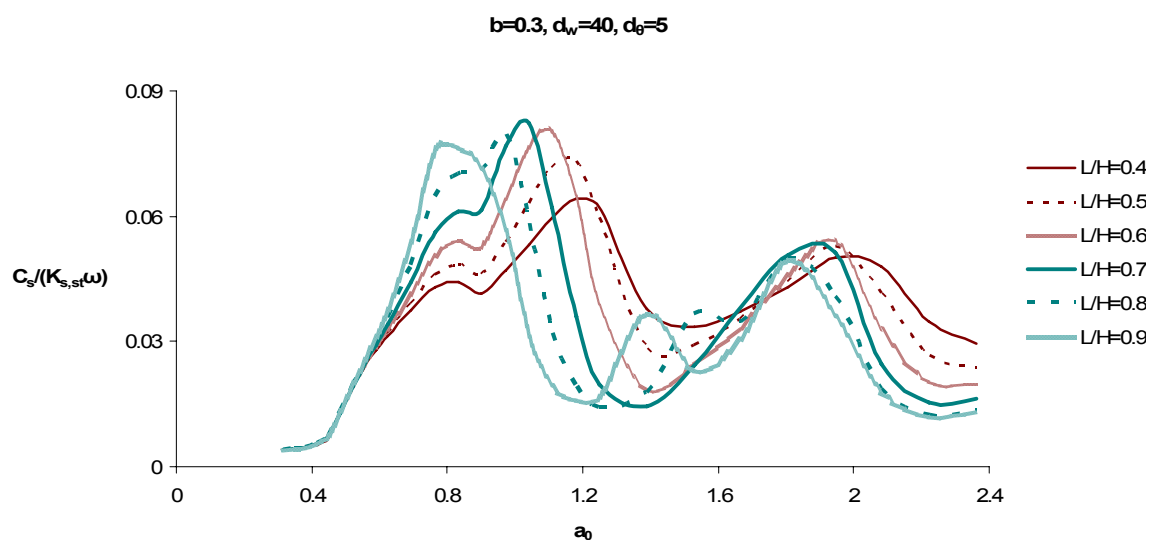
Σχήμα 3.120. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



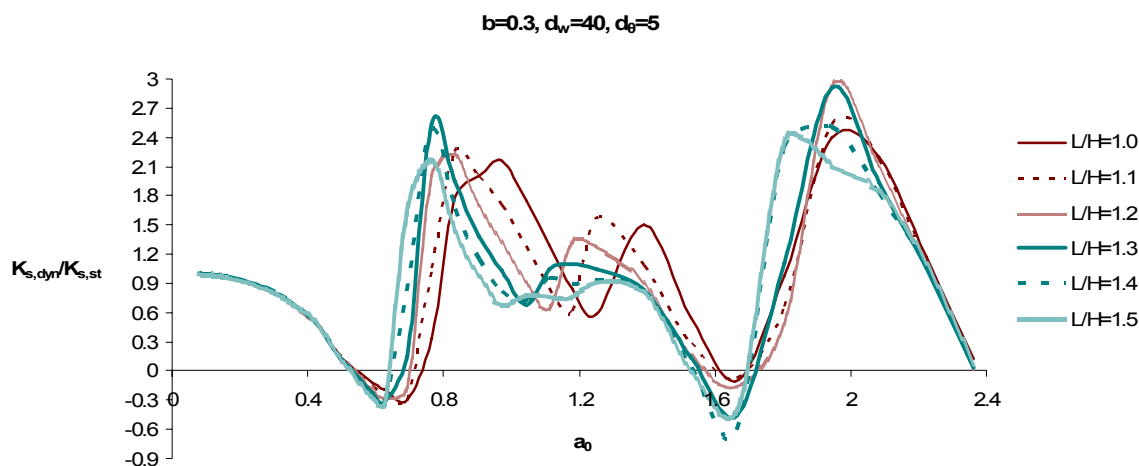
Σχήμα 3.121. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



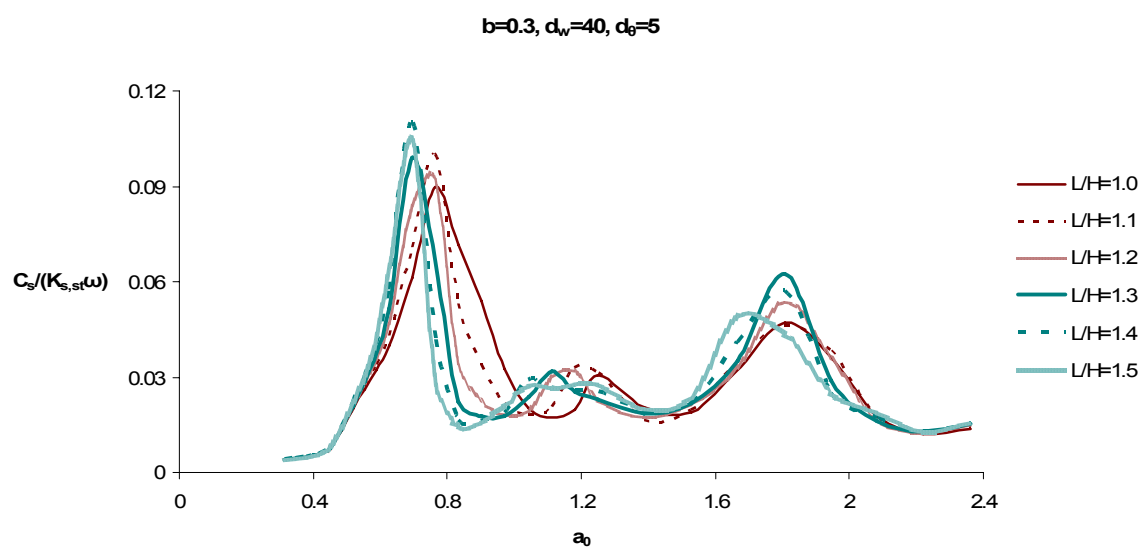
Σχήμα 3.122. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



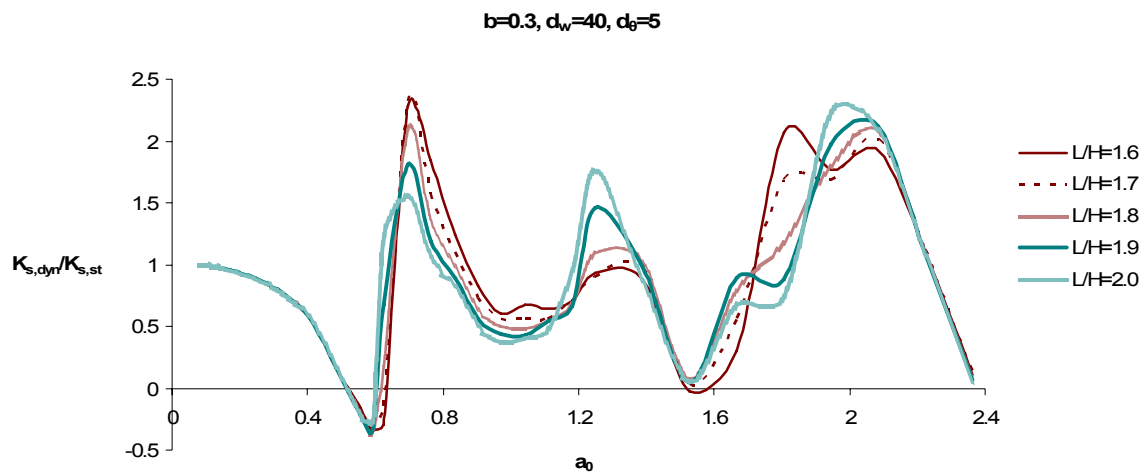
Σχήμα 3.123. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



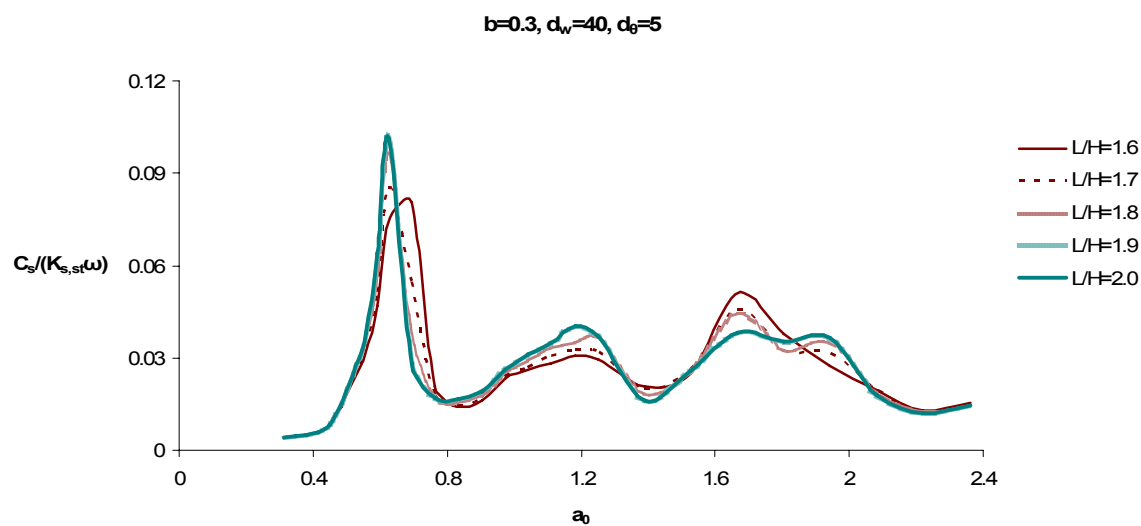
Σχήμα 3.124. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



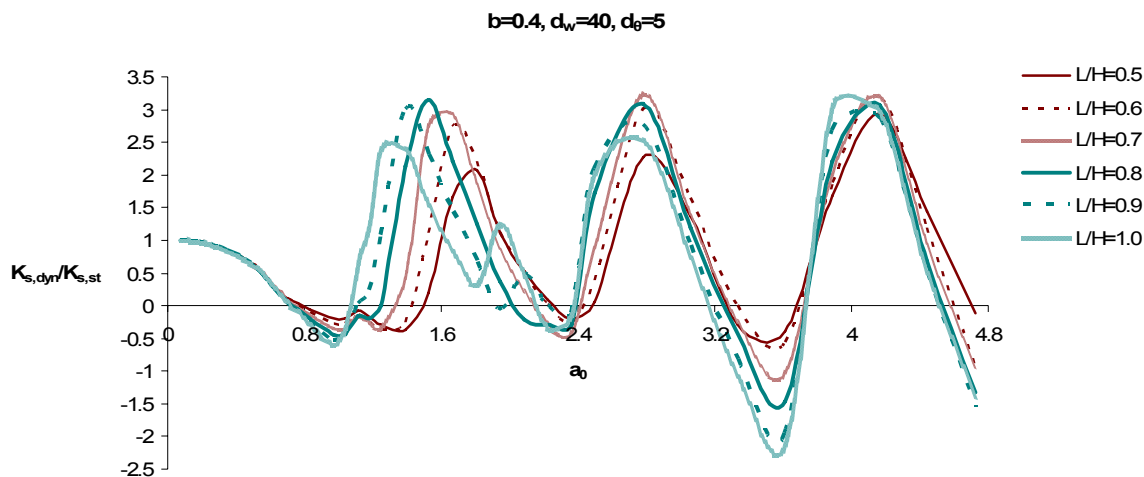
Σχήμα 3.125. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



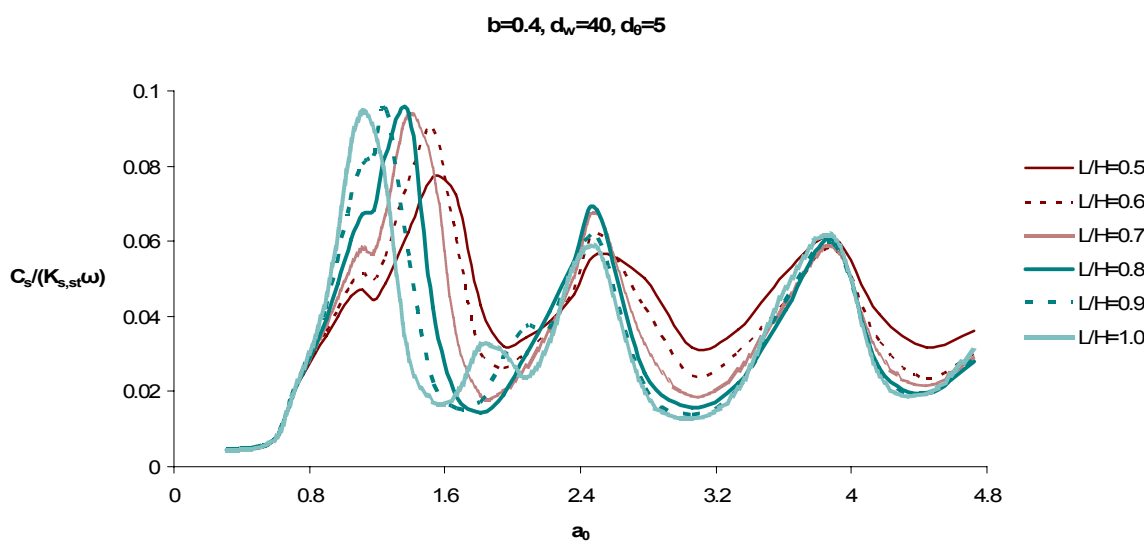
Σχήμα 3.126. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



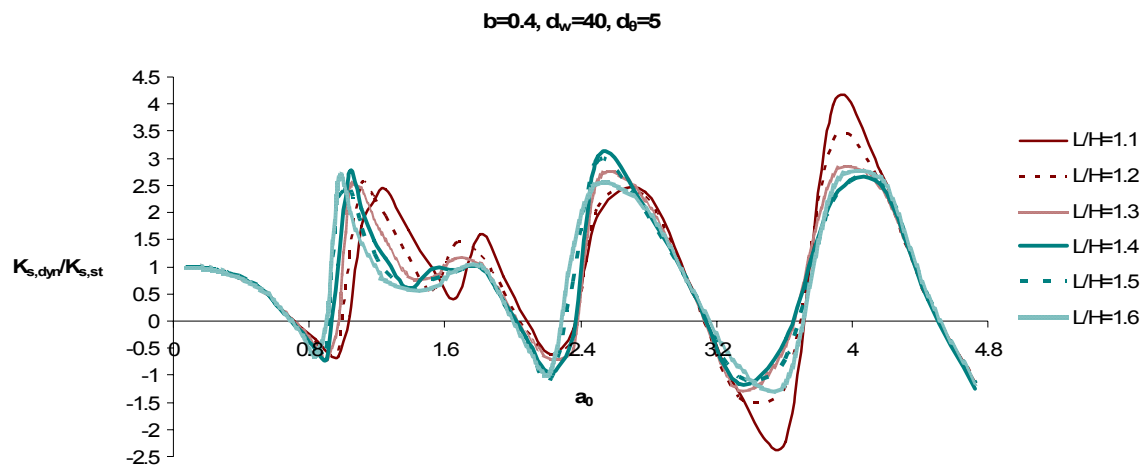
Σχήμα 3.127. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



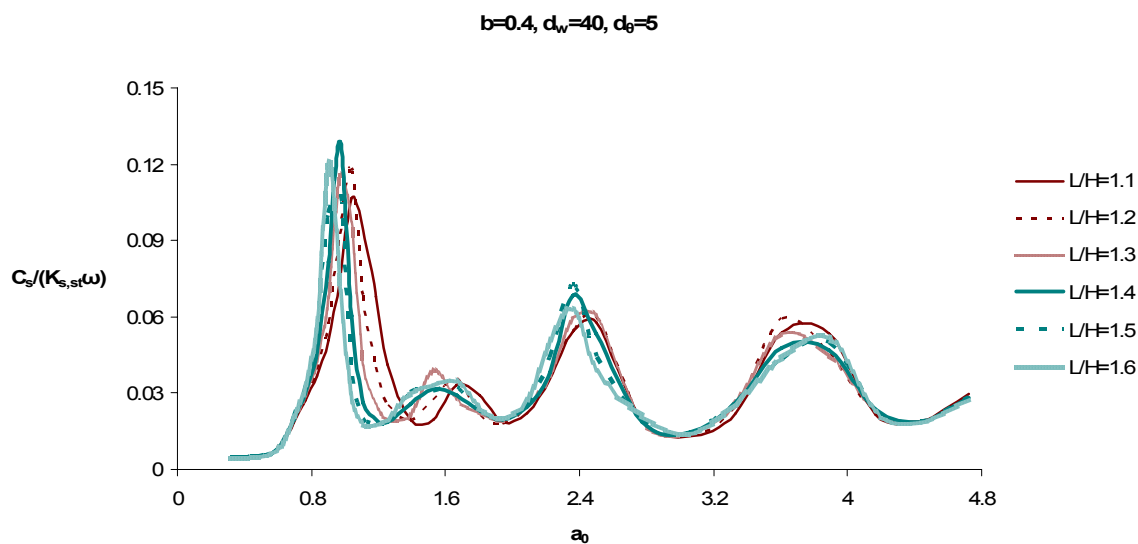
Σχήμα 3.128. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



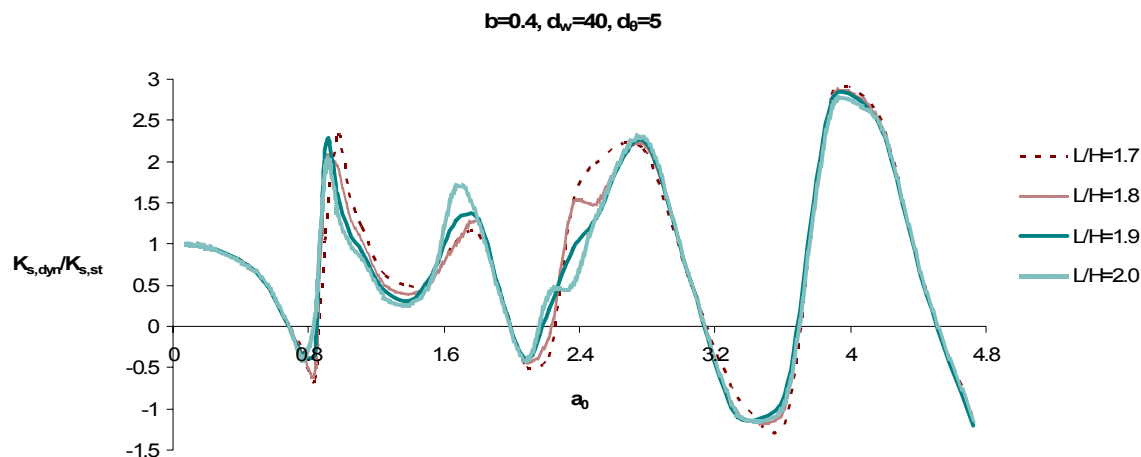
Σχήμα 3.129. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



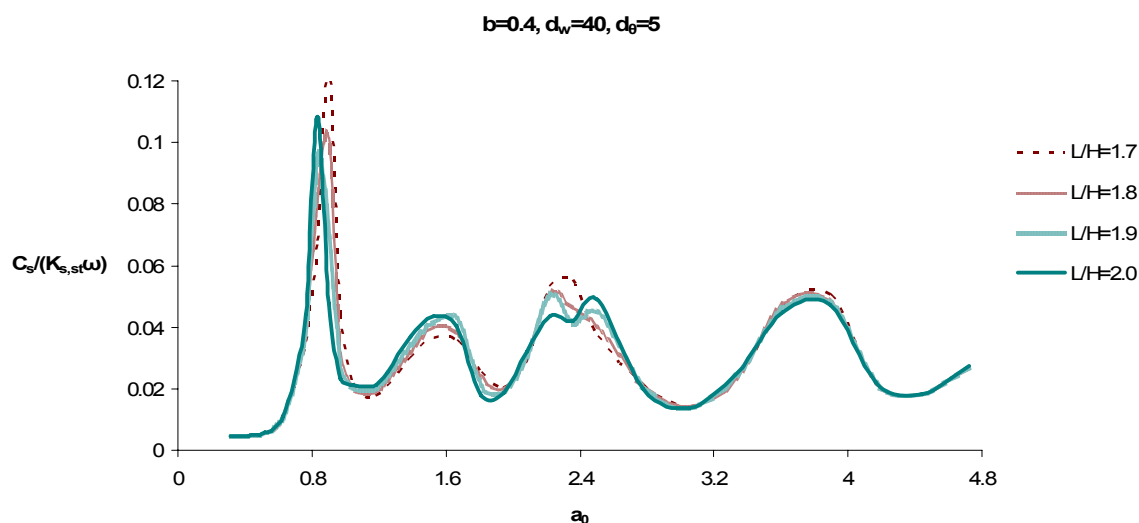
Σχήμα 3.130. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



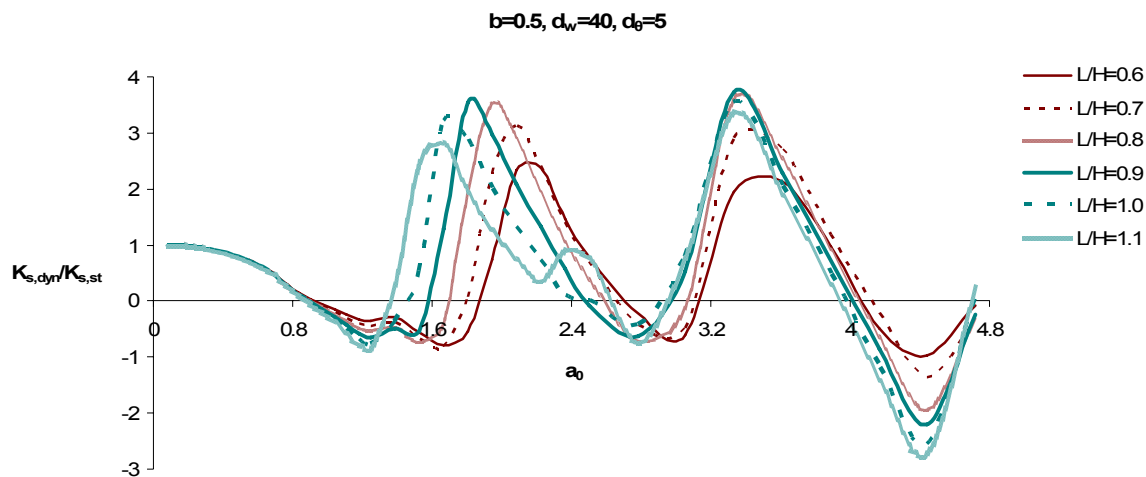
Σχήμα 3.131. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



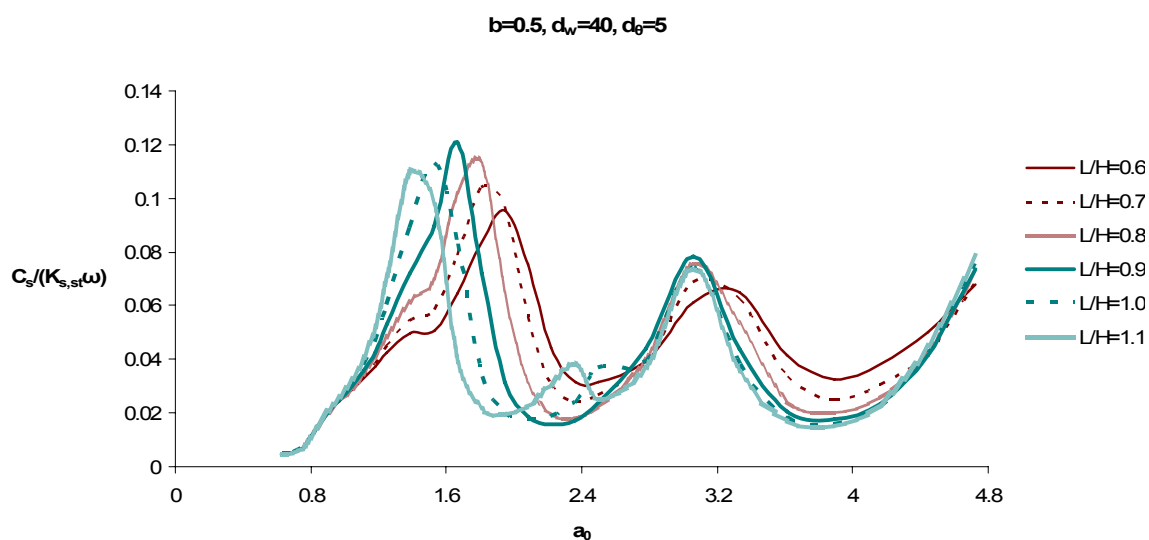
Σχήμα 3.132. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



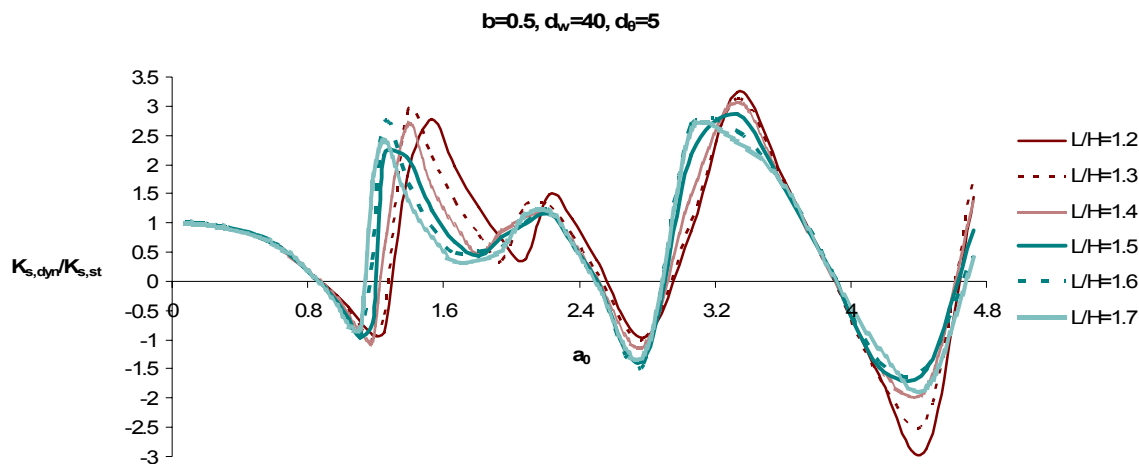
Σχήμα 3.133. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



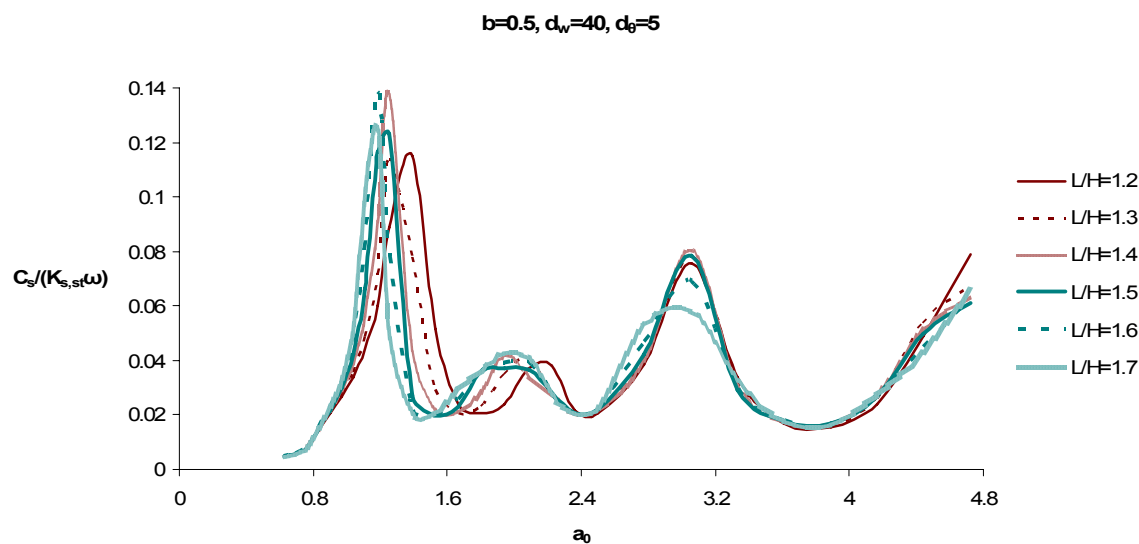
Σχήμα 3.134. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



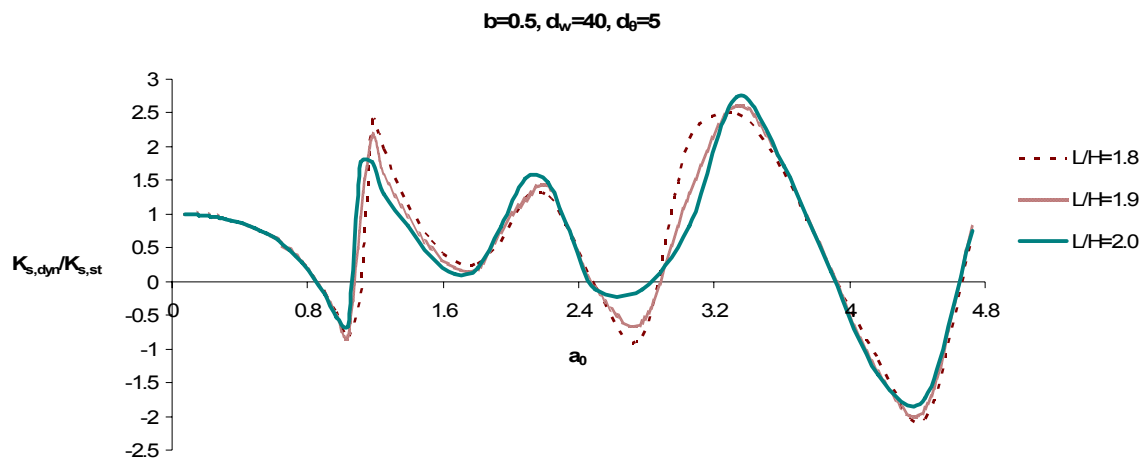
Σχήμα 3.135. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



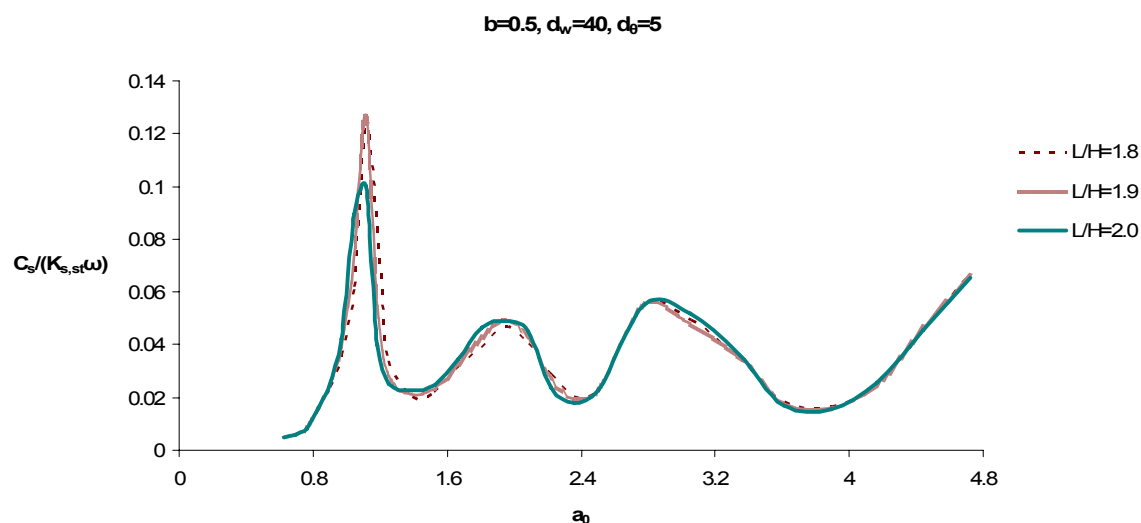
Σχήμα 3.136. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



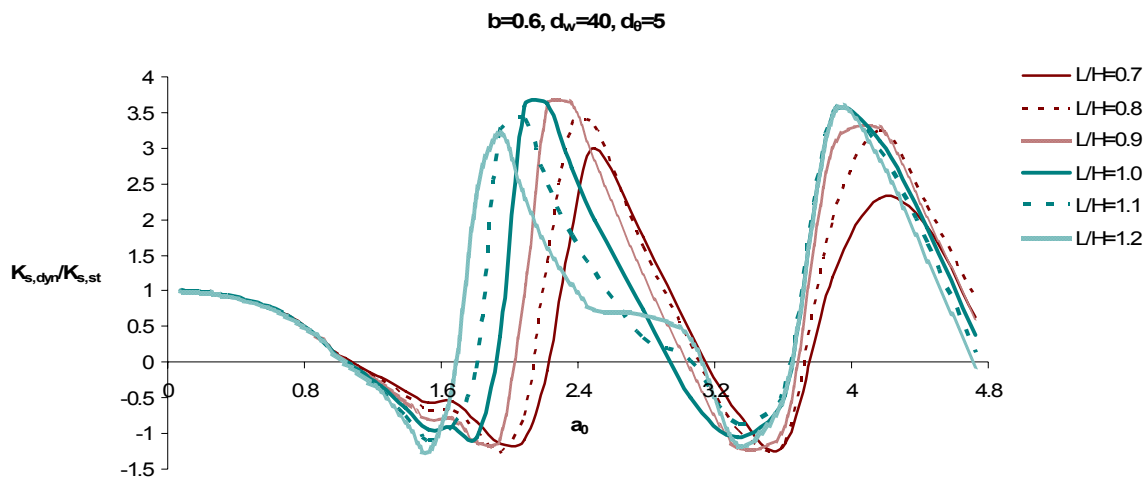
Σχήμα 3.137. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



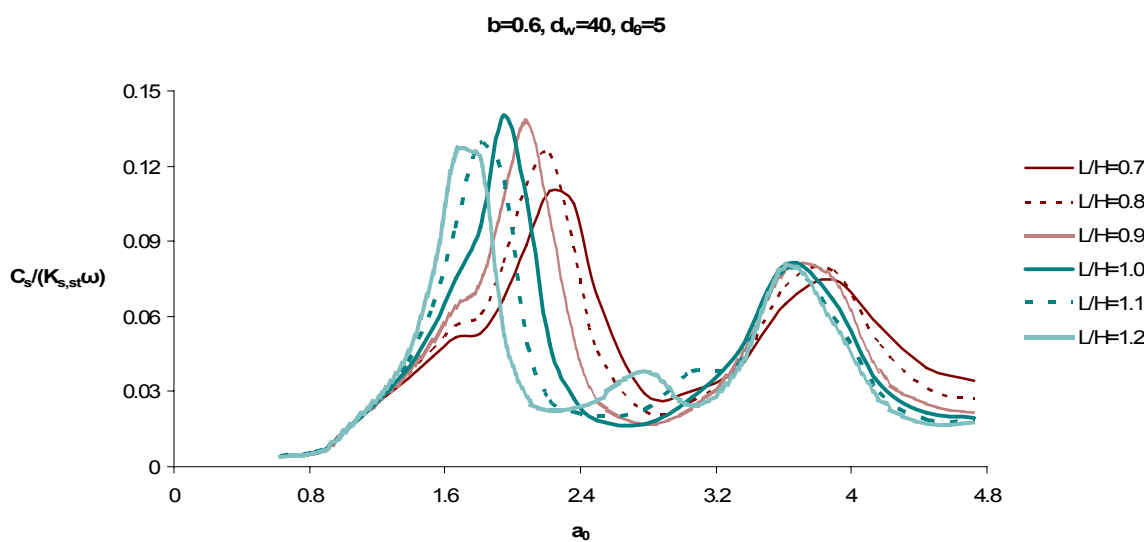
Σχήμα 3.138. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



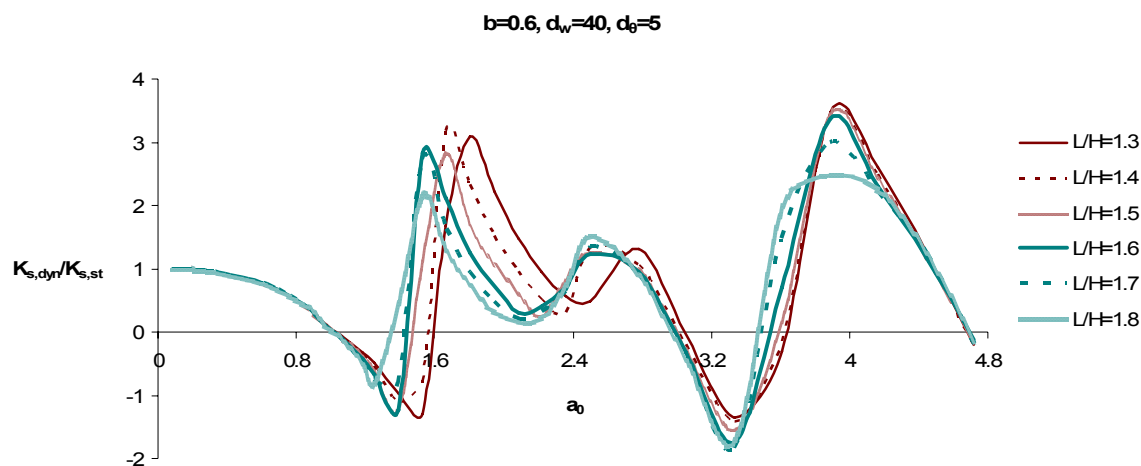
Σχήμα 3.139. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



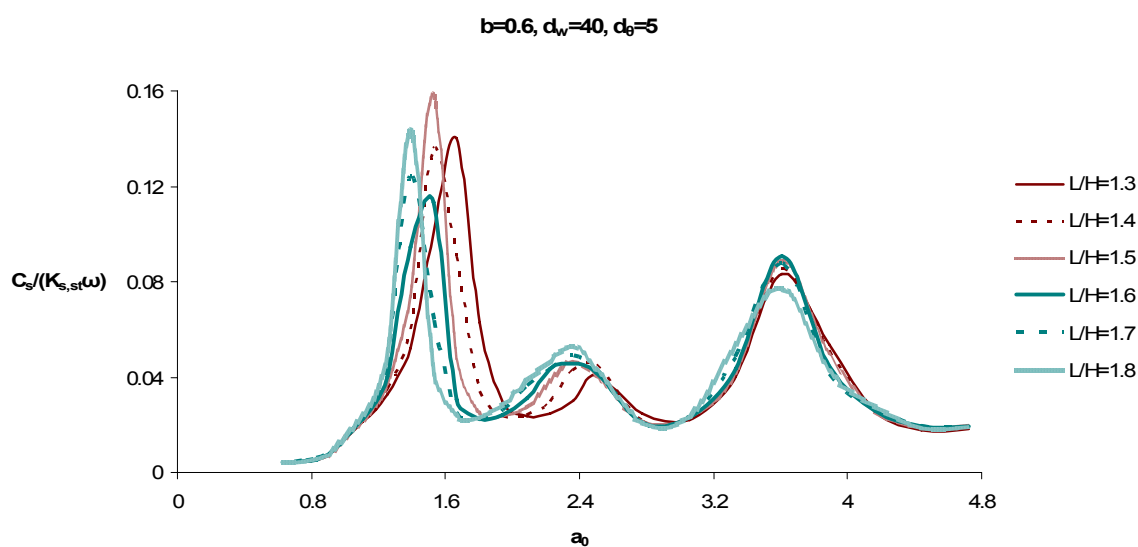
Σχήμα 3.140. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημipλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



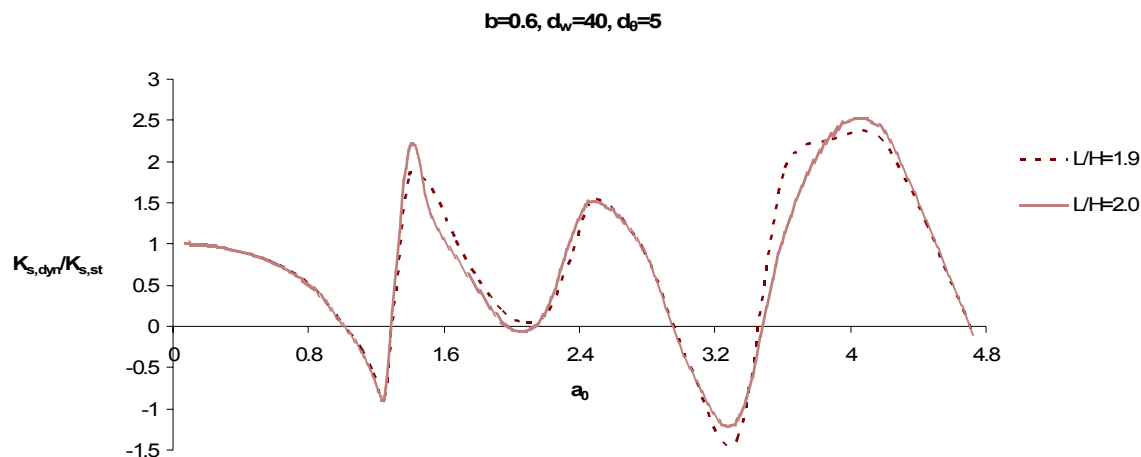
Σχήμα 3.141. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημipλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



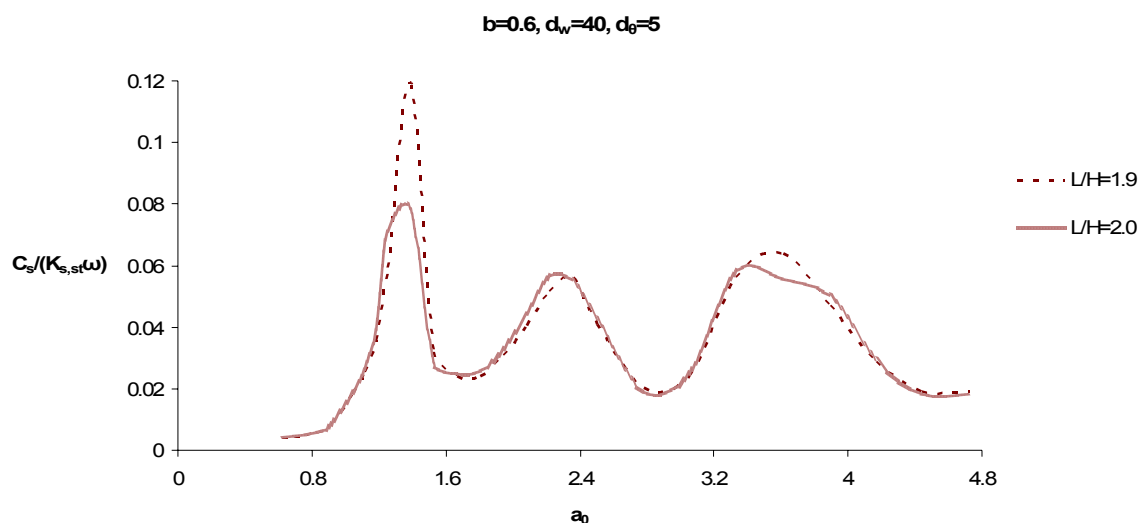
Σχήμα 3.142. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



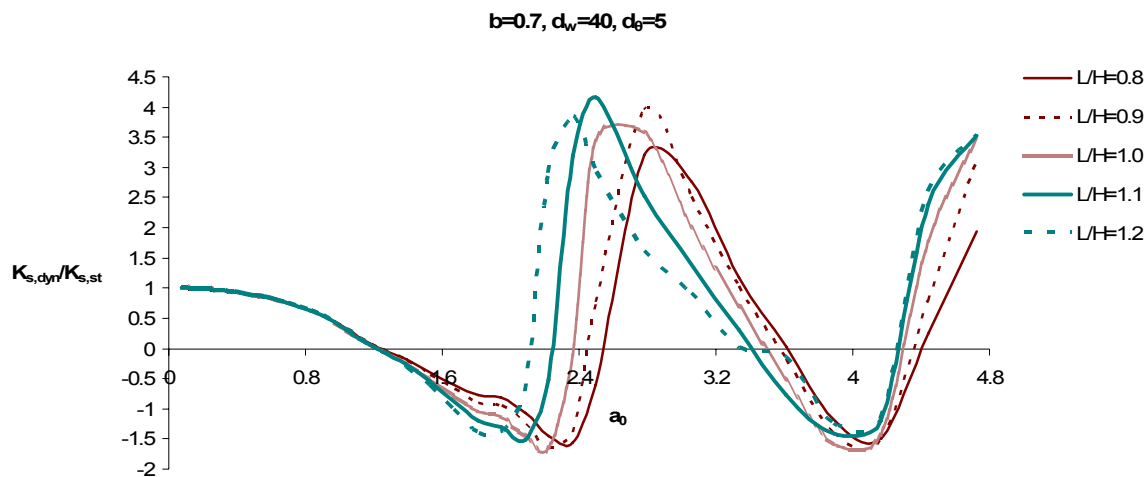
Σχήμα 3.143. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



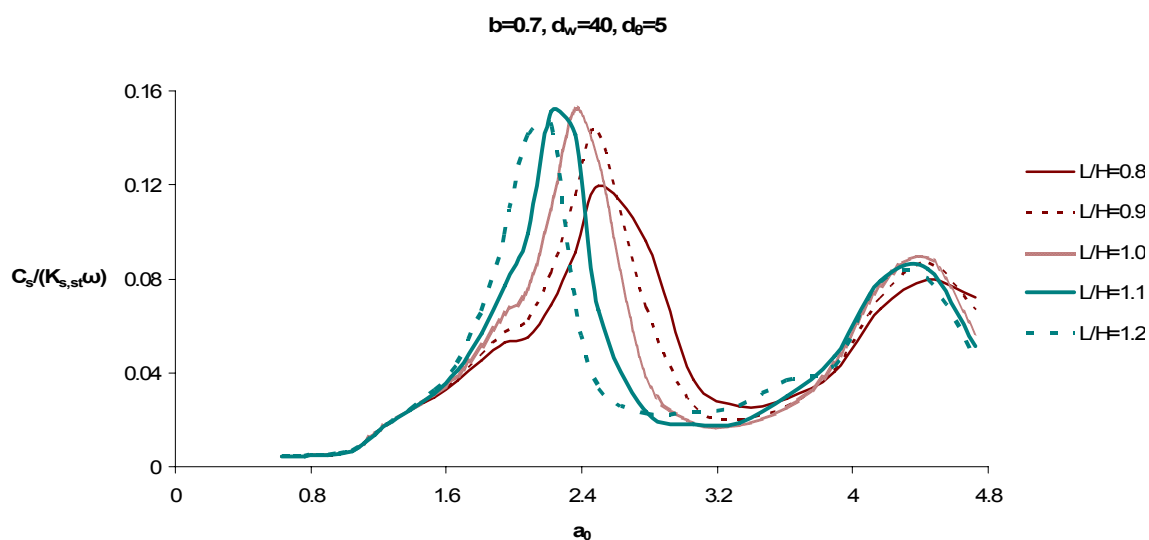
Σχήμα 3.144. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



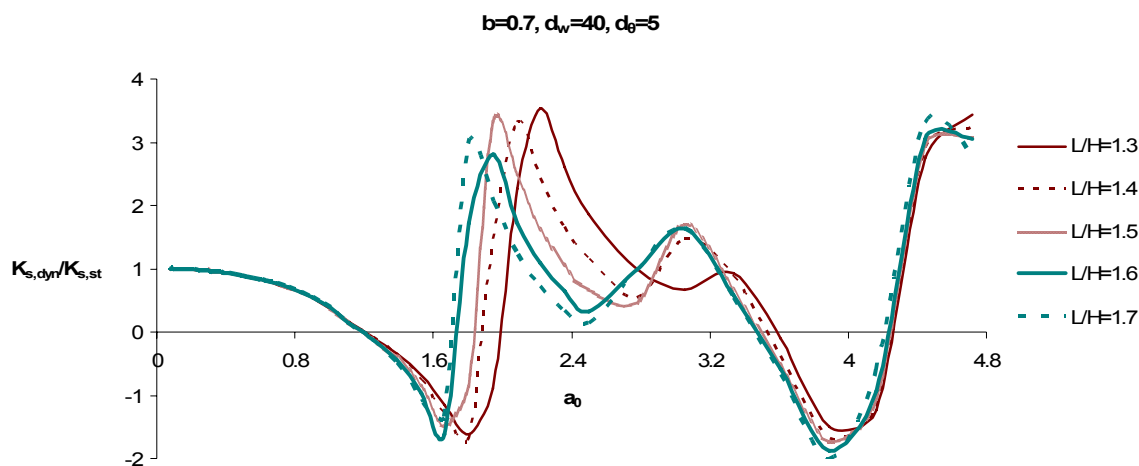
Σχήμα 3.145. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



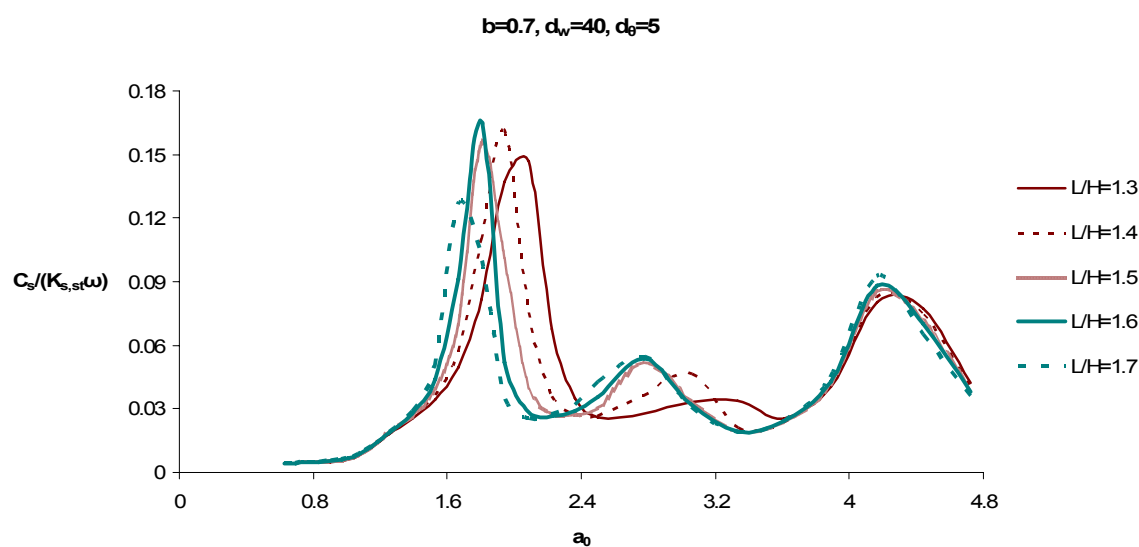
Σχήμα 3.146. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



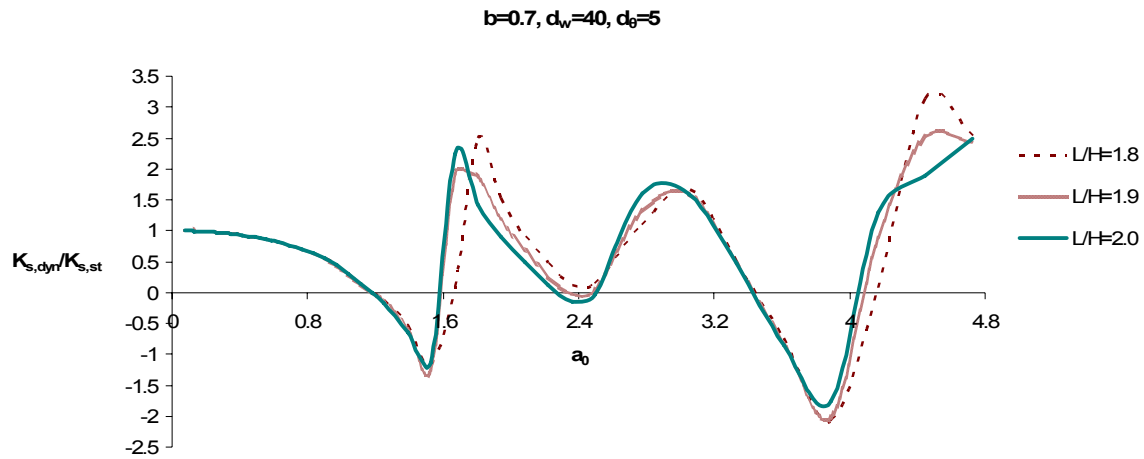
Σχήμα 3.147. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



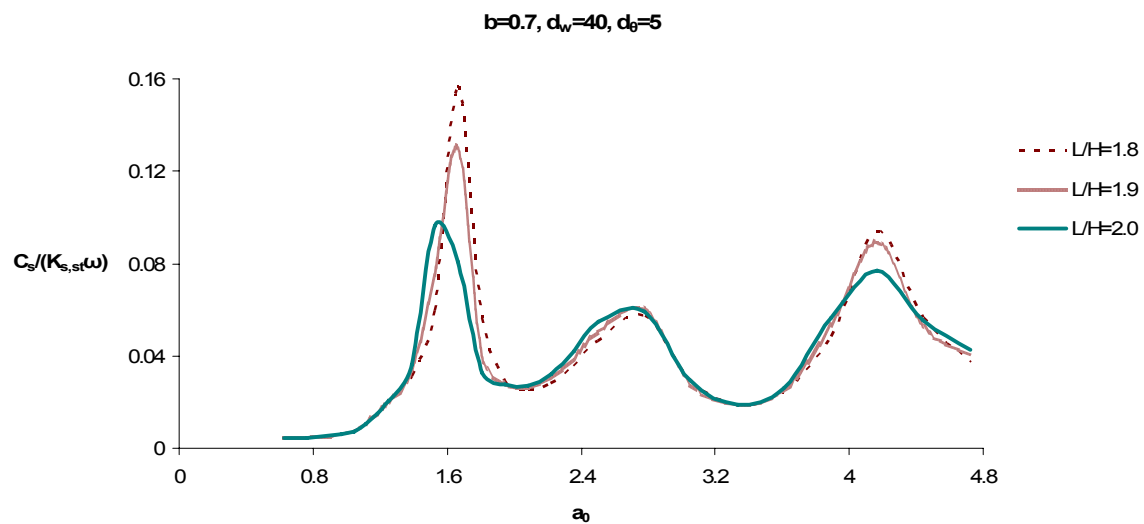
Σχήμα 3.148. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



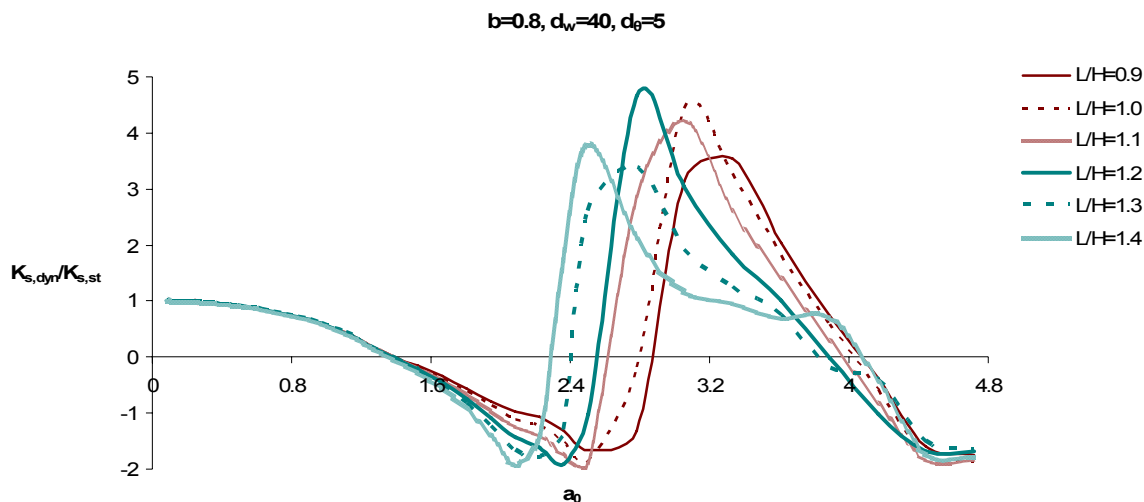
Σχήμα 3.149. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



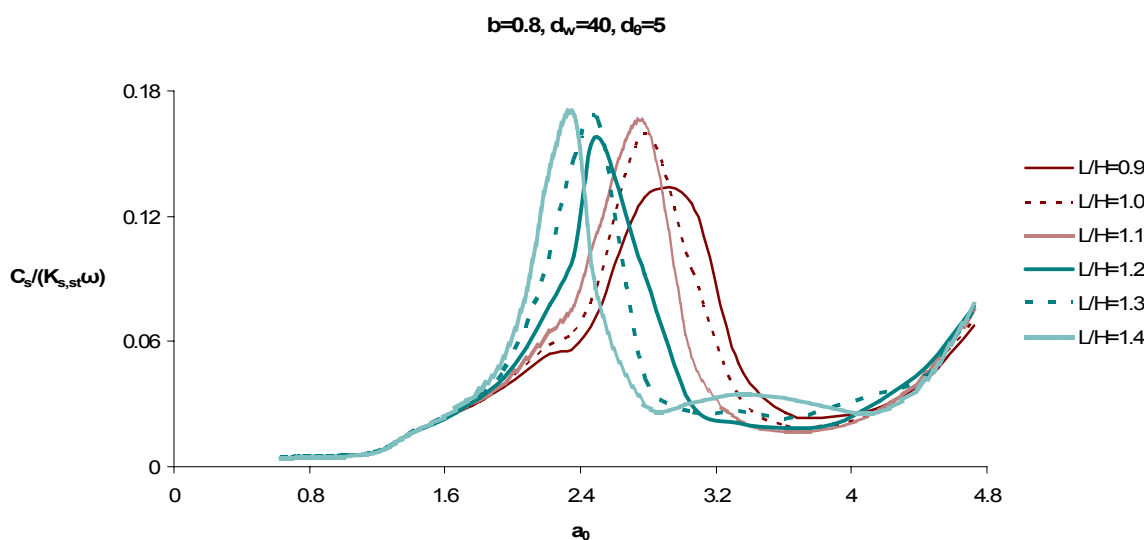
Σχήμα 3.150. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



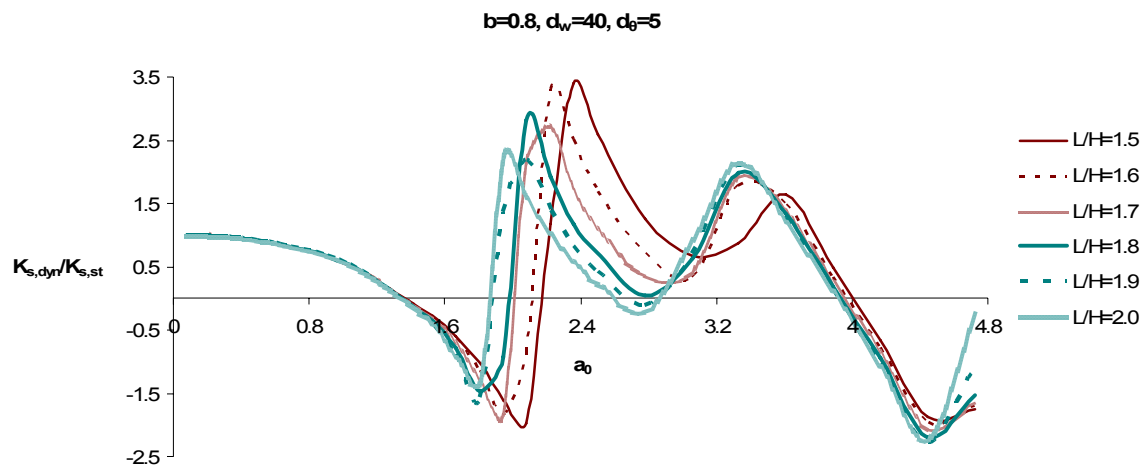
Σχήμα 3.151. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



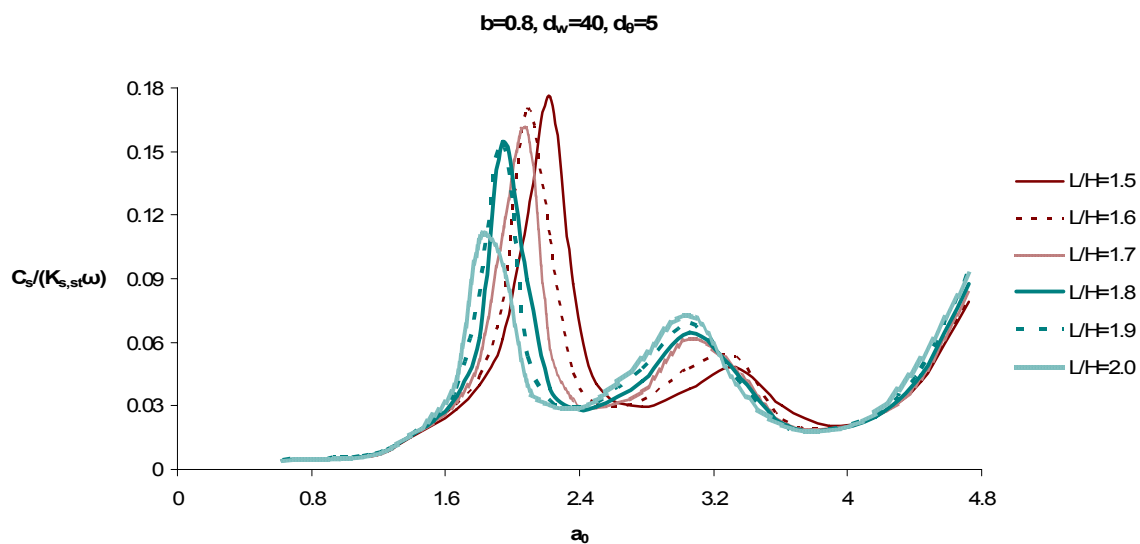
Σχήμα 3.152. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



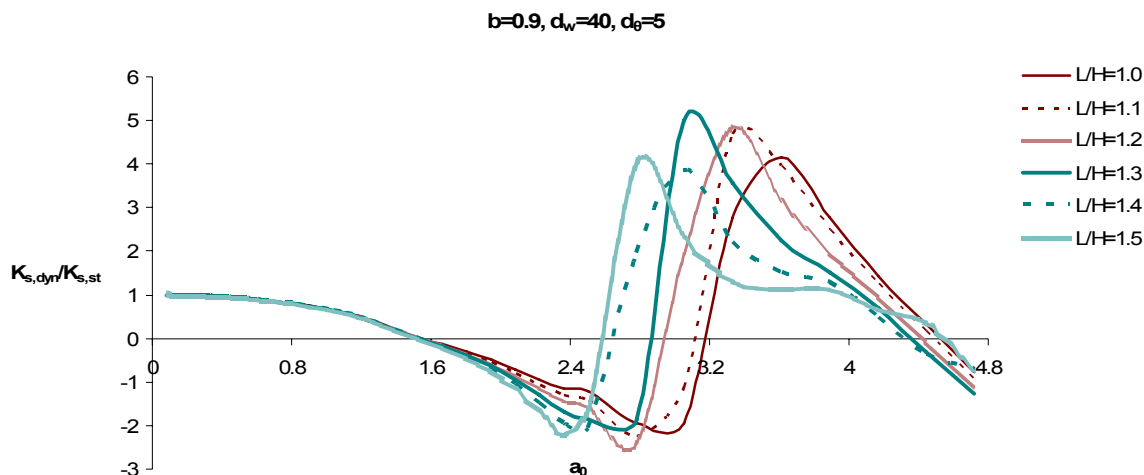
Σχήμα 3.153. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



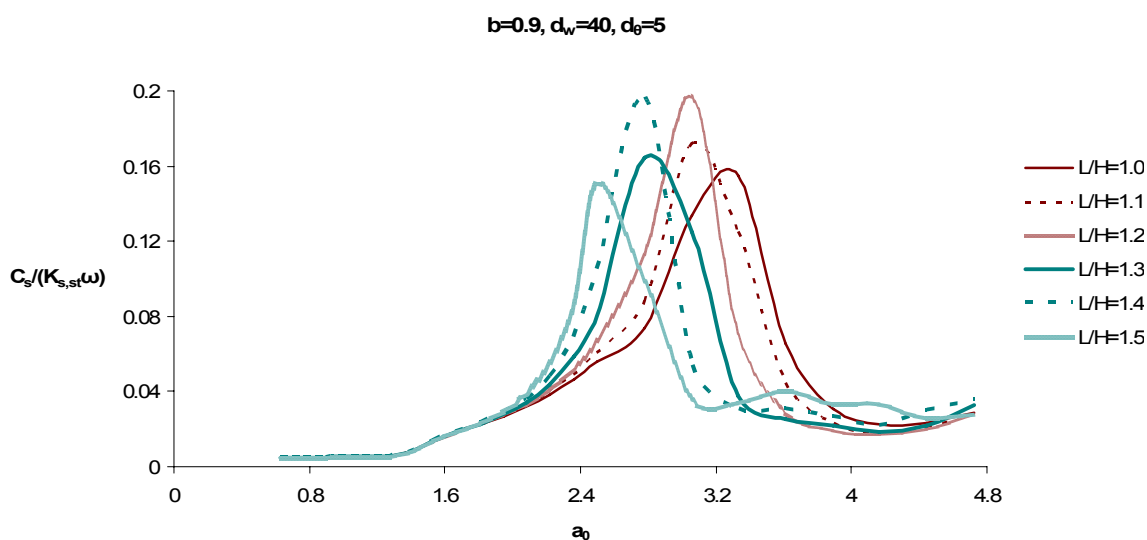
Σχήμα 3.154. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



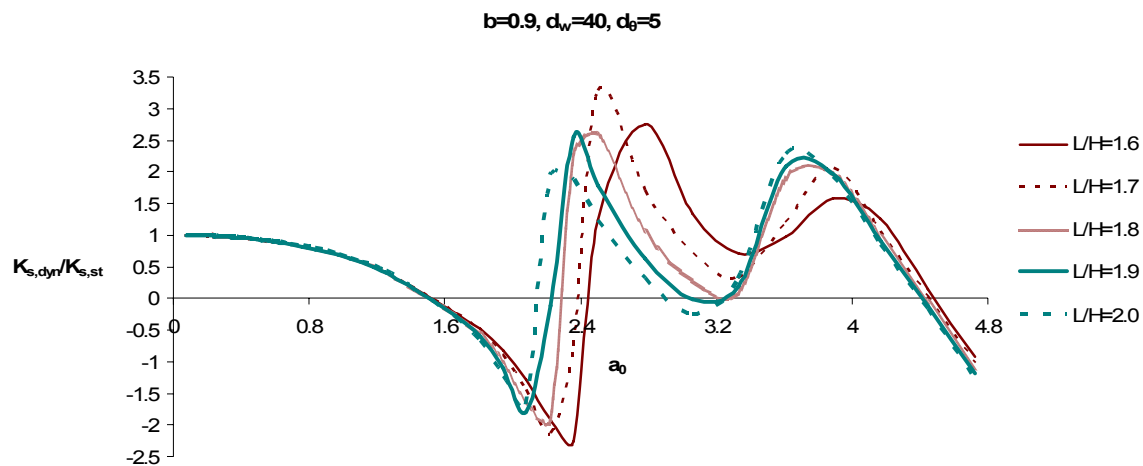
Σχήμα 3.155. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



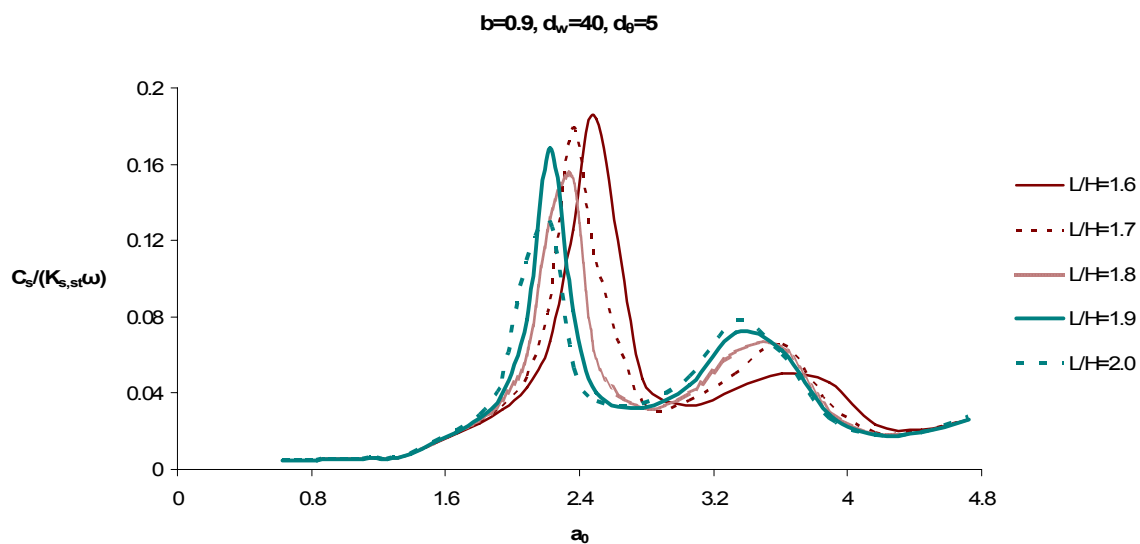
Σχήμα 3.156. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



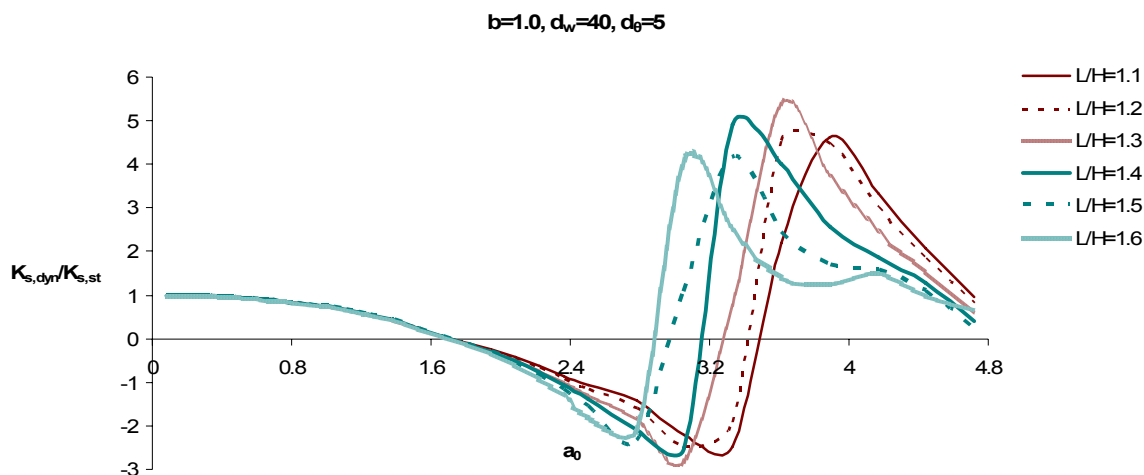
Σχήμα 3.157. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



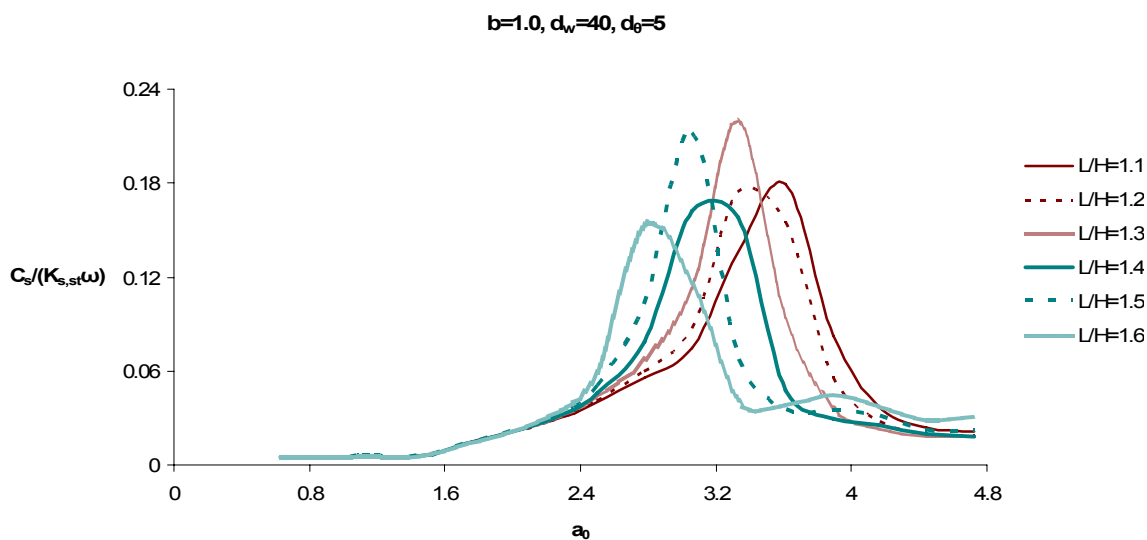
Σχήμα 3.158. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



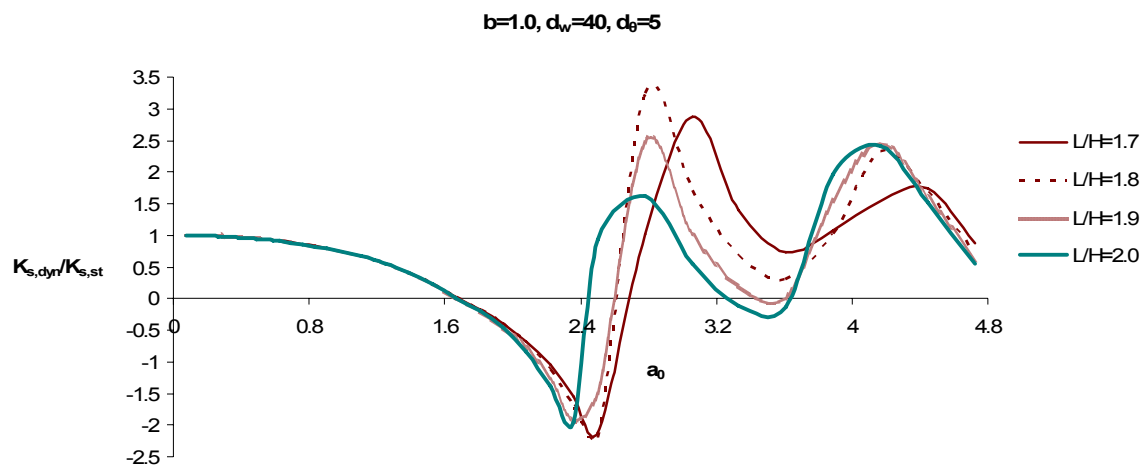
Σχήμα 3.159. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



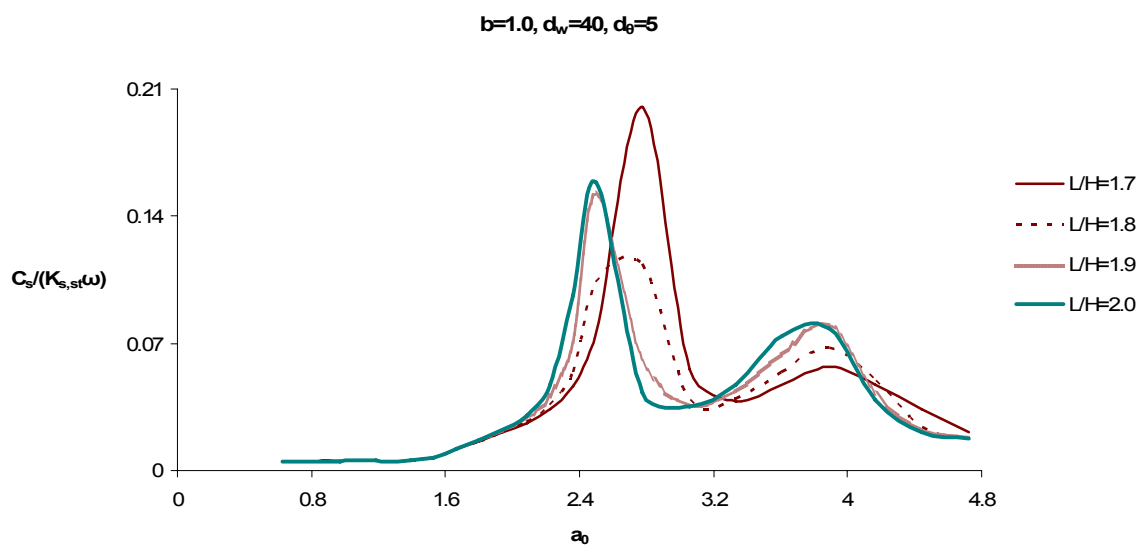
Σχήμα 3.160. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



Σχήμα 3.161. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



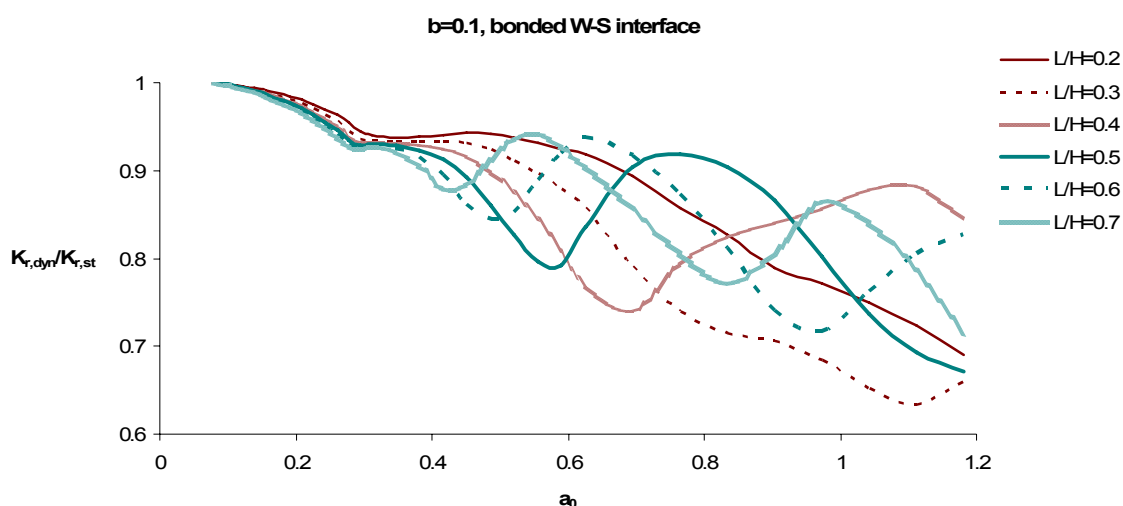
Σχήμα 3.162. Συντελεστής $K_{s,dyn}/K_{s,st}$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



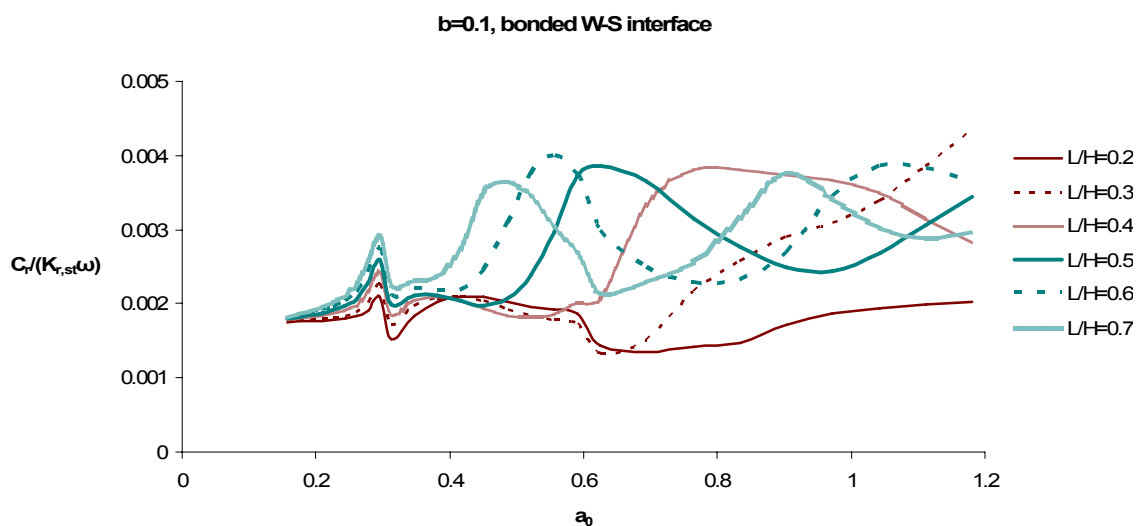
Σχήμα 3.163. Συντελεστής $C_s/(\omega K_{s,st})$ για επιβολή αρμονικής οριζόντιας μετατόπισης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης ($d_w=40, d_\theta=5$). Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .

3.5.2.3. Δυναμική εμπέδηση έναντι στροφής για εγκόλλητη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους (bonded W-S interface)

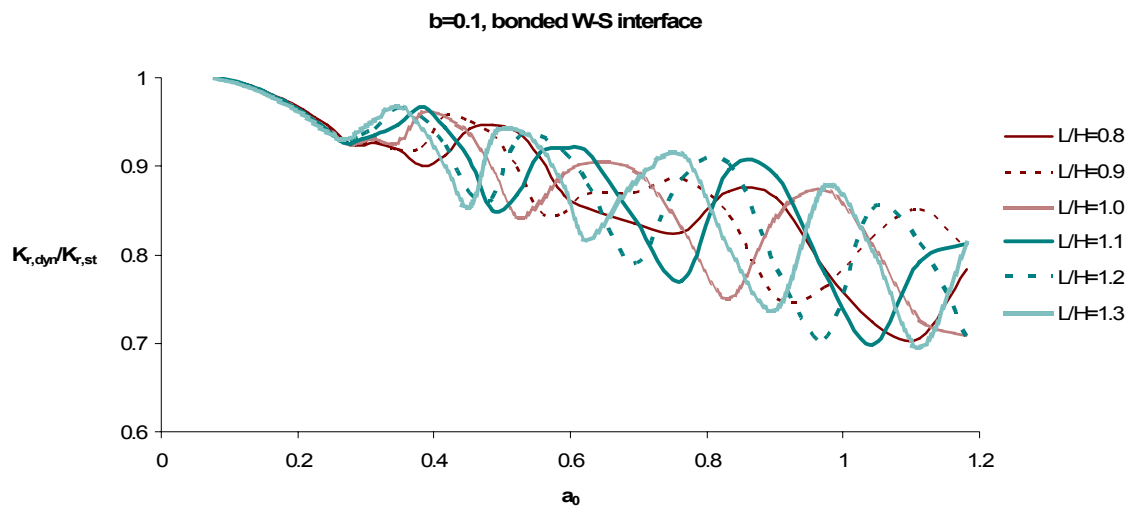
Συνεχίζοντας στην ίδια λογική παρουσίασης των αποτελεσμάτων και ξεκινώντας από $b=0.1$ και $l=0.2$, $b=0.1$ και $l=0.3$, κ.ο.κ. μέχρι $b=1.0$ και $l=2.0$ τα διαγράμματα σχεδιασμού έχουν ως εξής:



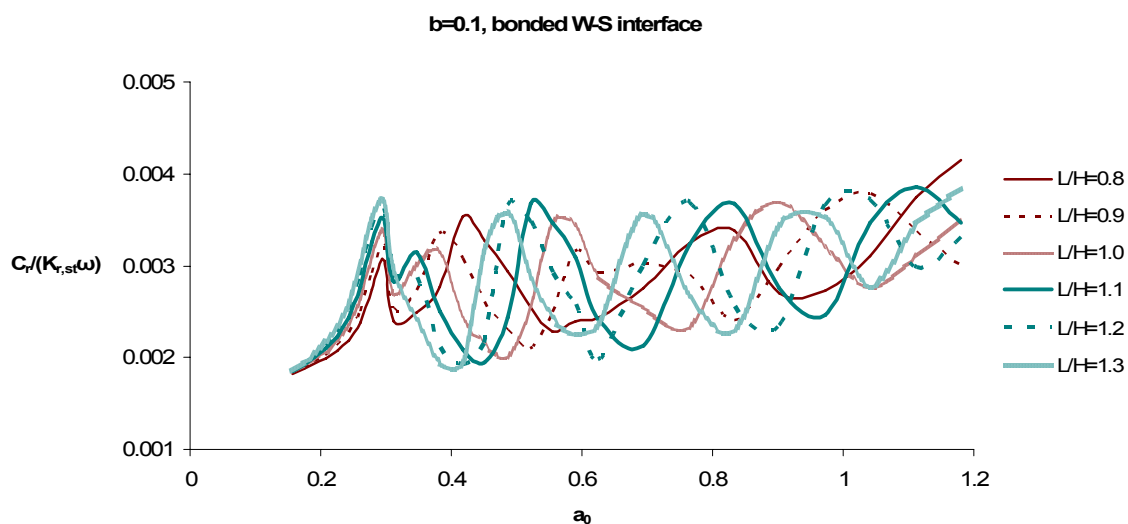
Σχήμα 3.164. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



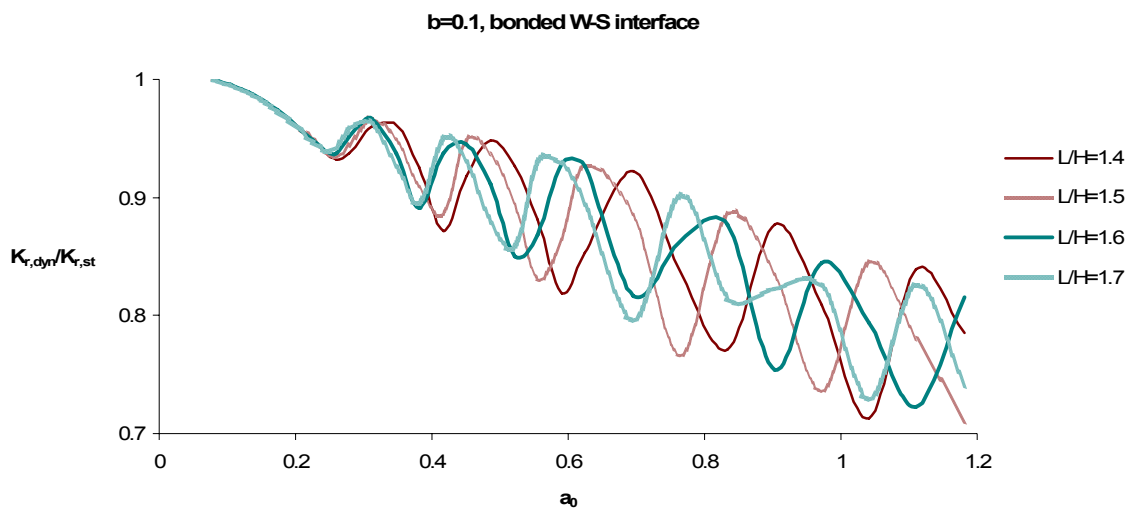
Σχήμα 3.165. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



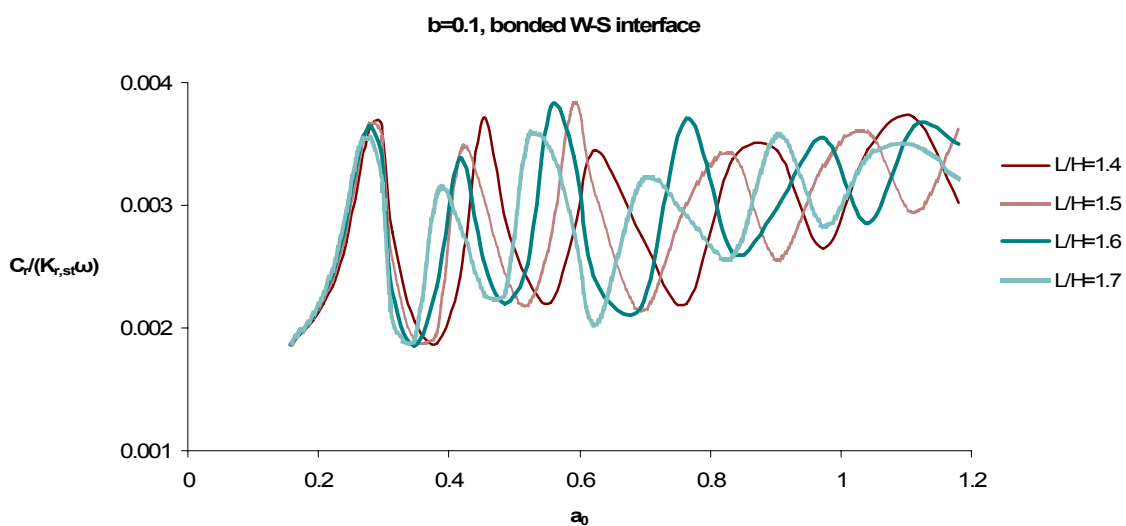
Σχήμα 3.166. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



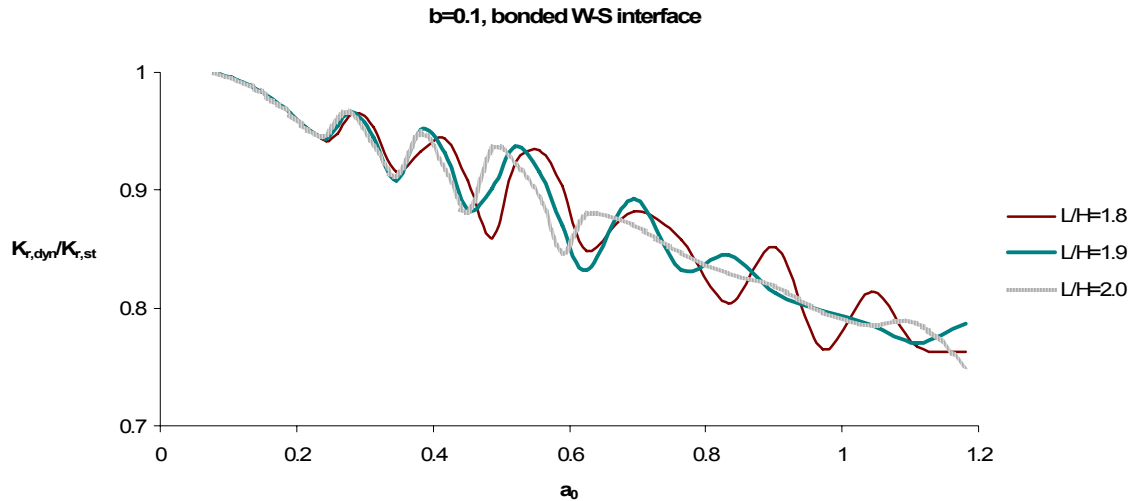
Σχήμα 3.167. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



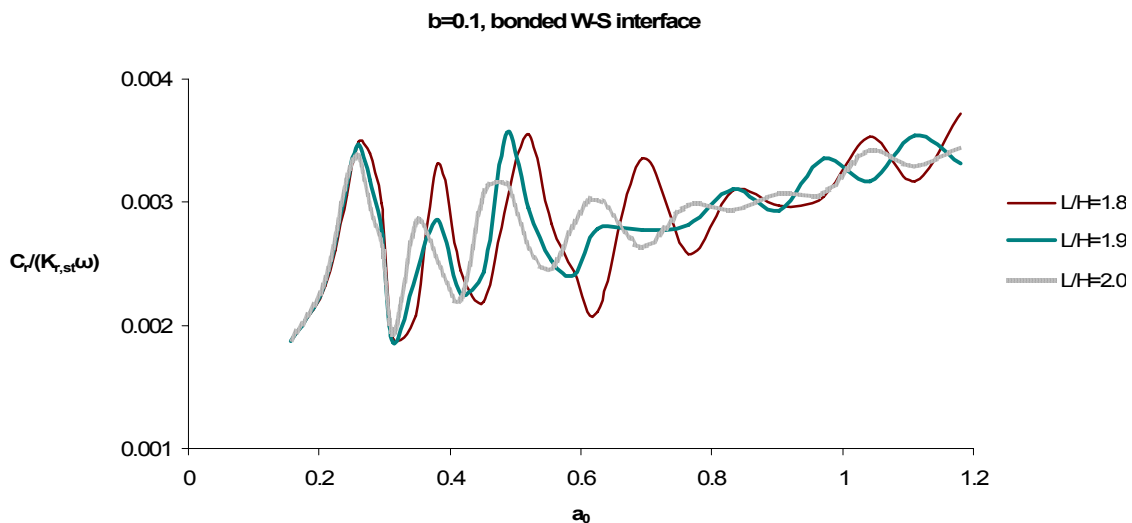
Σχήμα 3.168. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



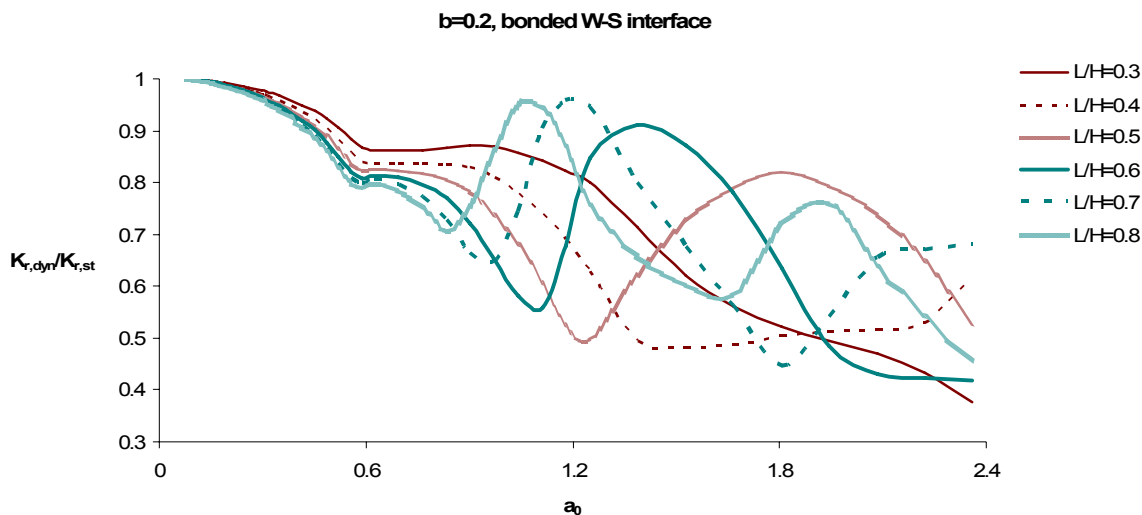
Σχήμα 3.169. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



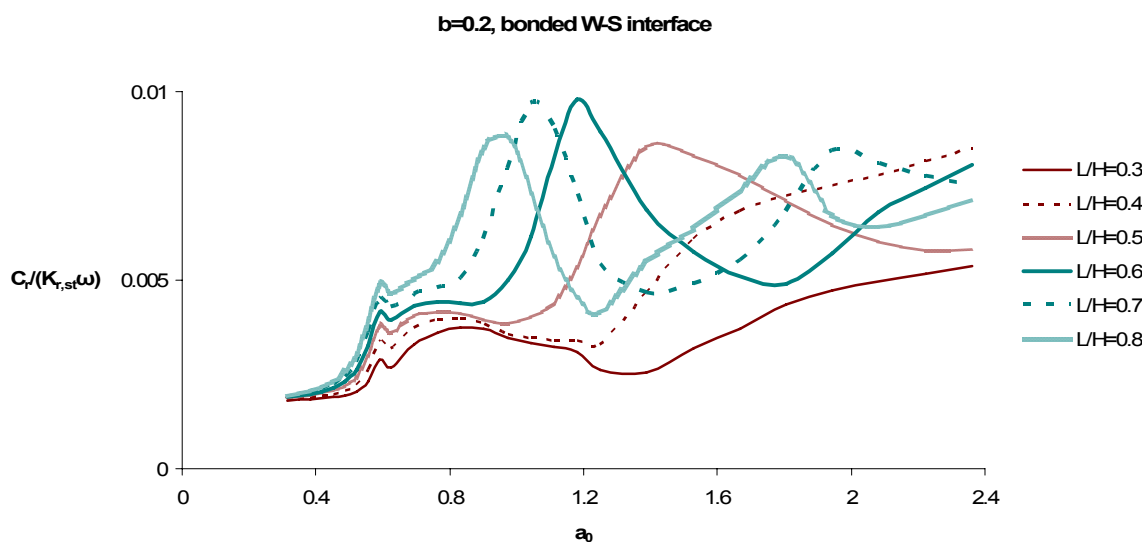
Σχήμα 3.170. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



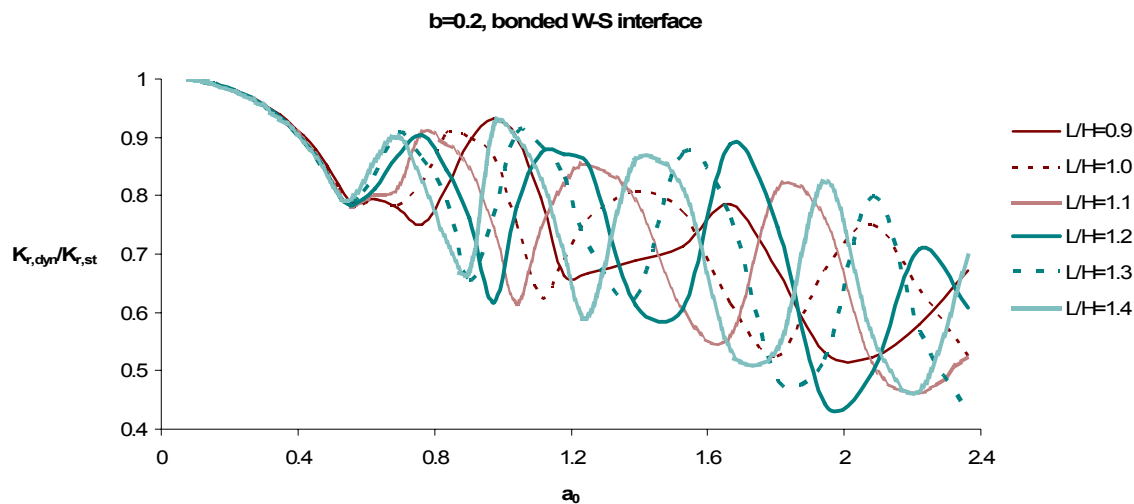
Σχήμα 3.171. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



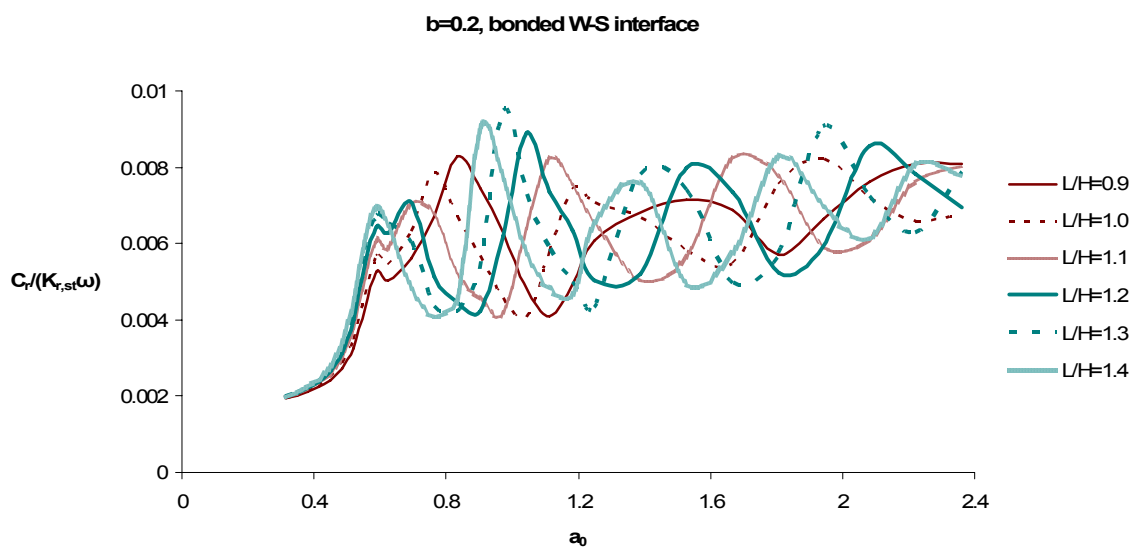
Σχήμα 3.172. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



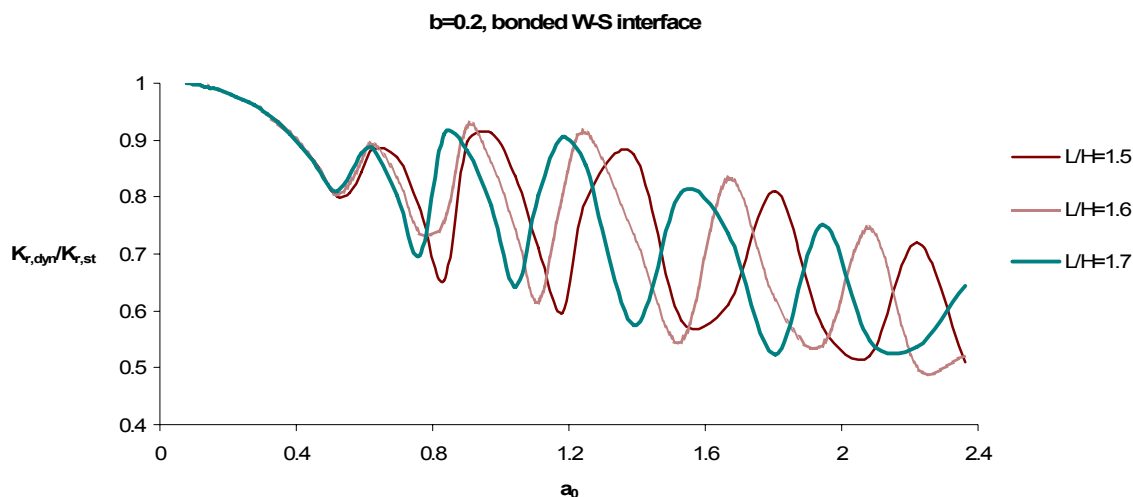
Σχήμα 3.173. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



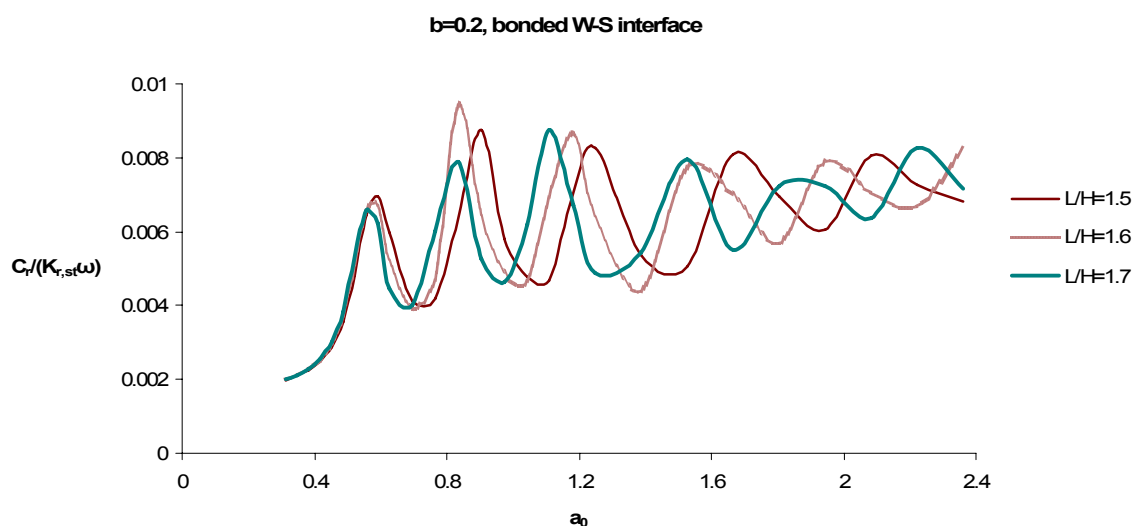
Σχήμα 3.174. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



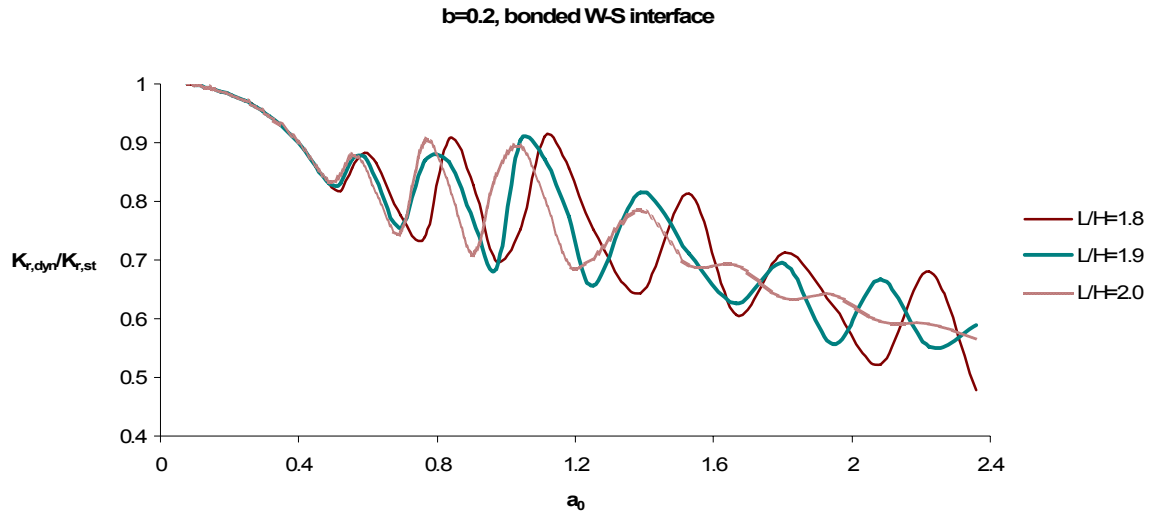
Σχήμα 3.175. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



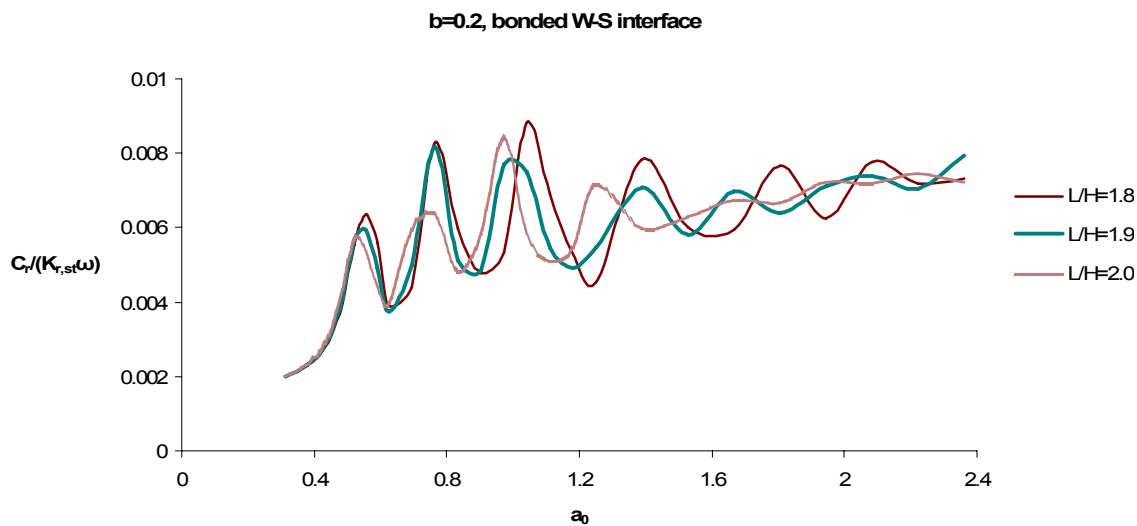
Σχήμα 3.176. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



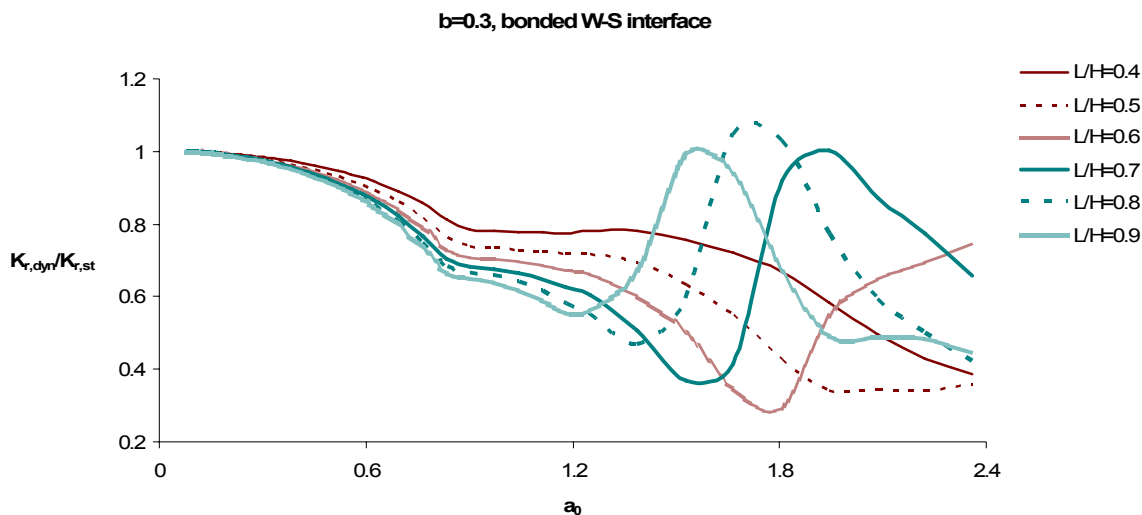
Σχήμα 3.177. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



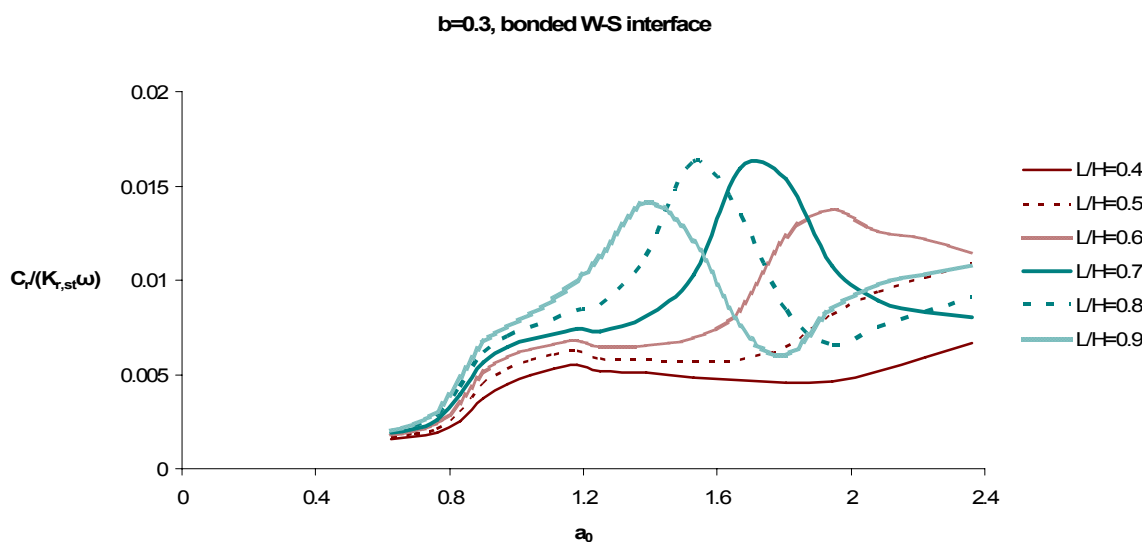
Σχήμα 3.178. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



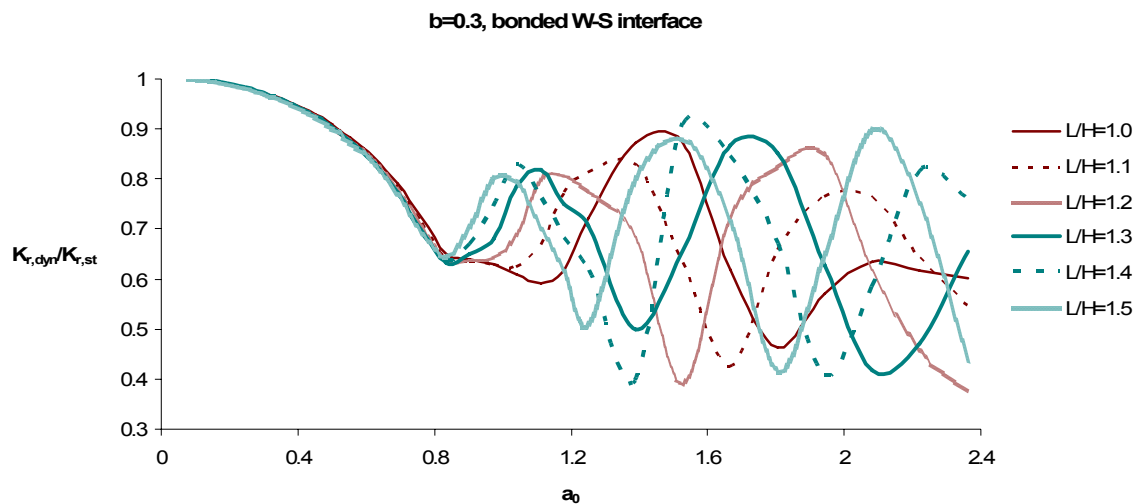
Σχήμα 3.179. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



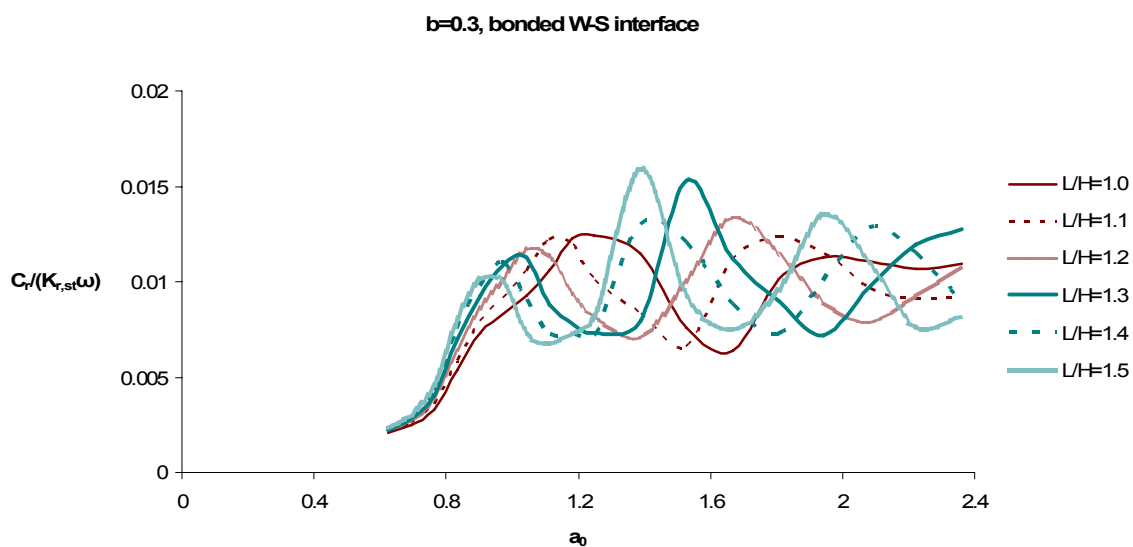
Σχήμα 3.180. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



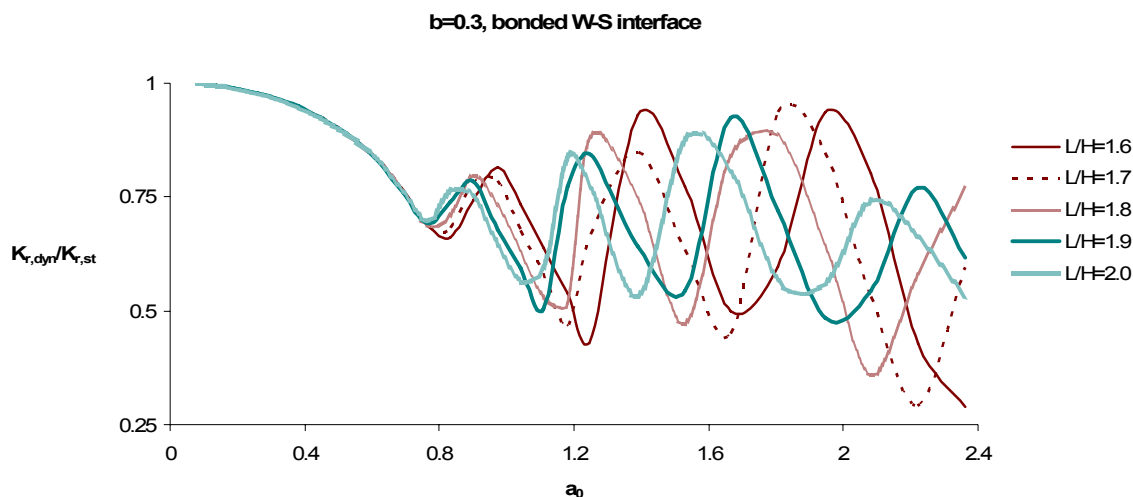
Σχήμα 3.181. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



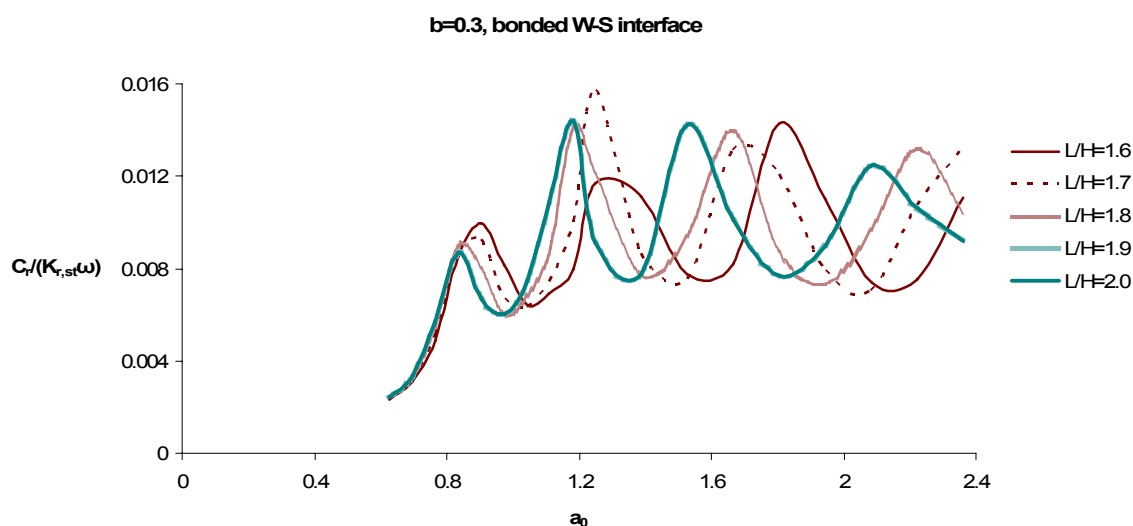
Σχήμα 3.182. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



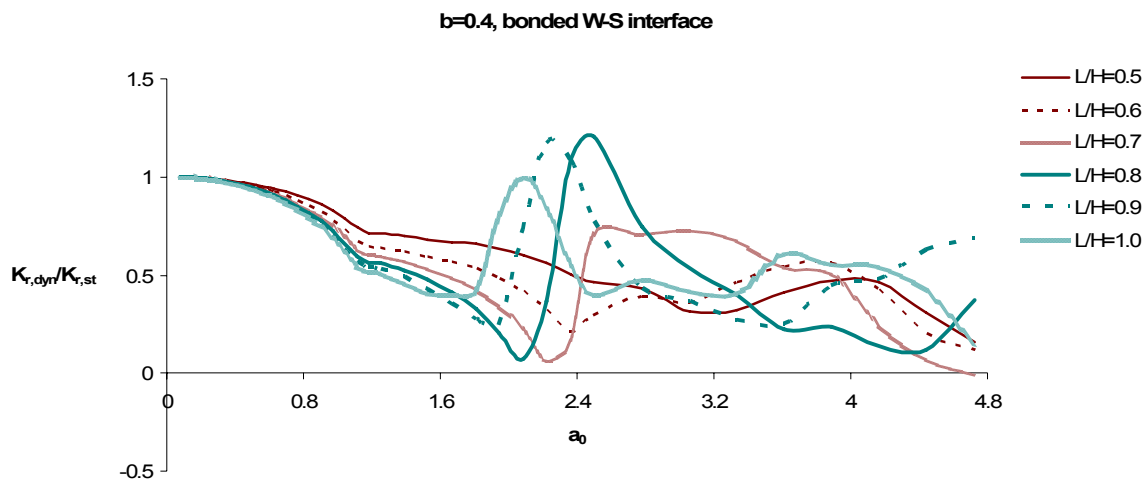
Σχήμα 3.183. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



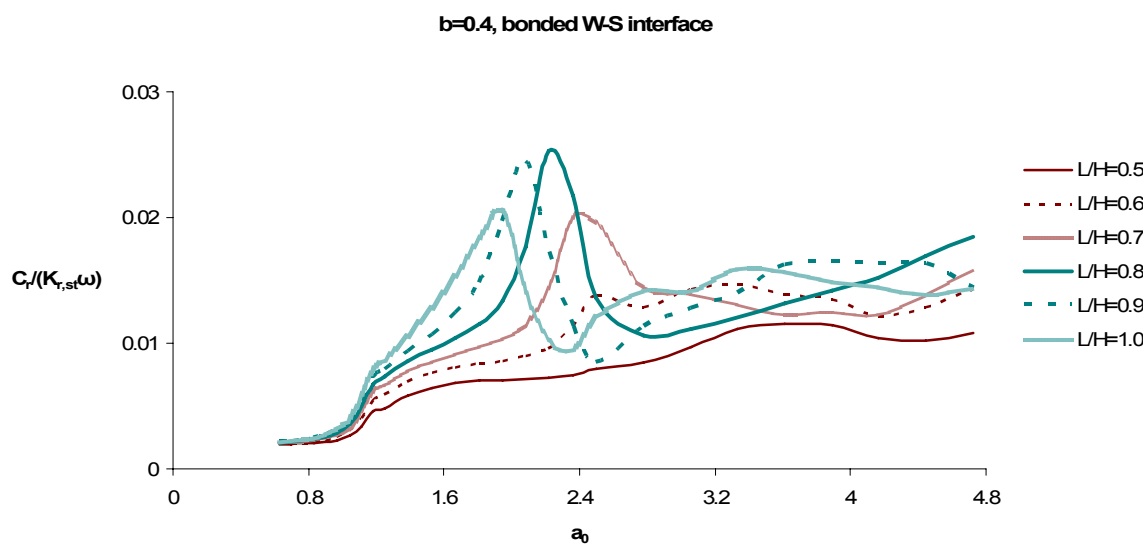
Σχήμα 3.184. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



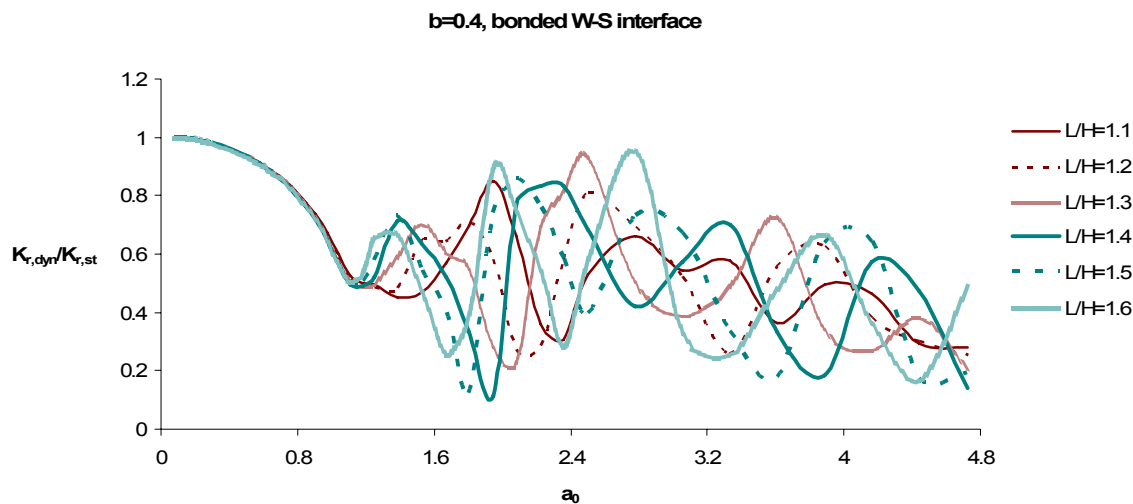
Σχήμα 3.185. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



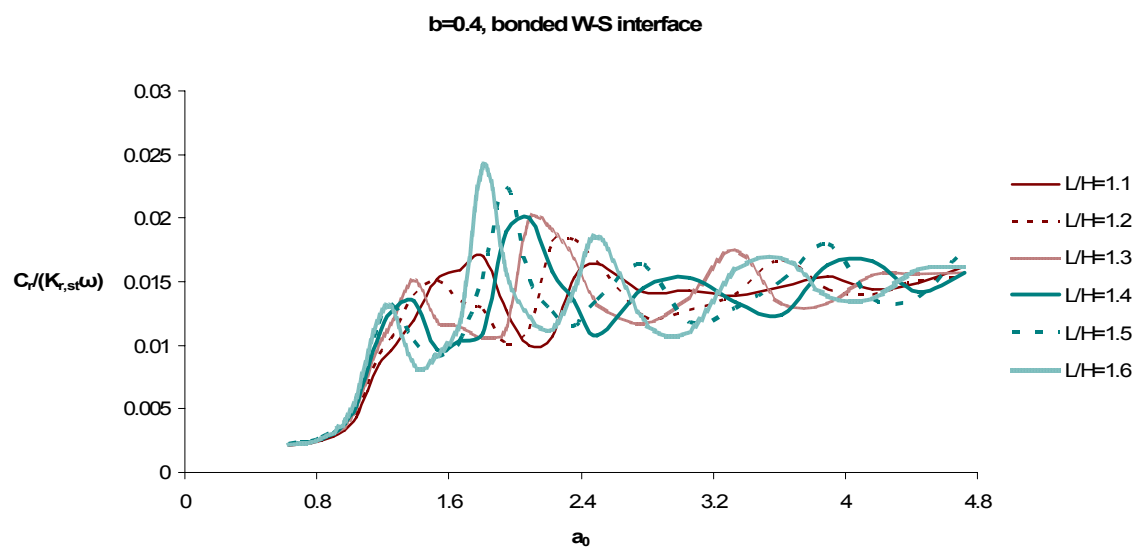
Σχήμα 3.186. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



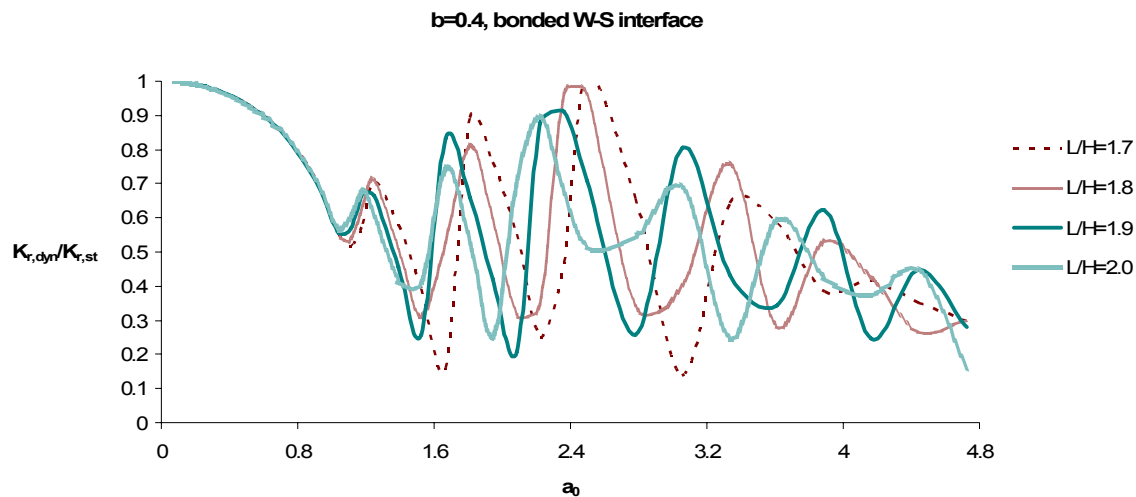
Σχήμα 3.187. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



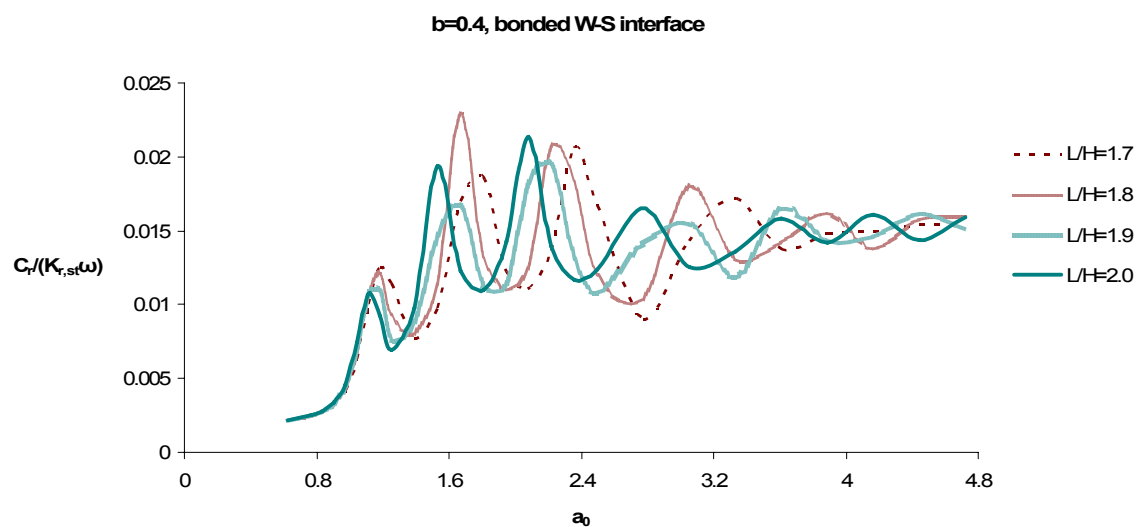
Σχήμα 3.188. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



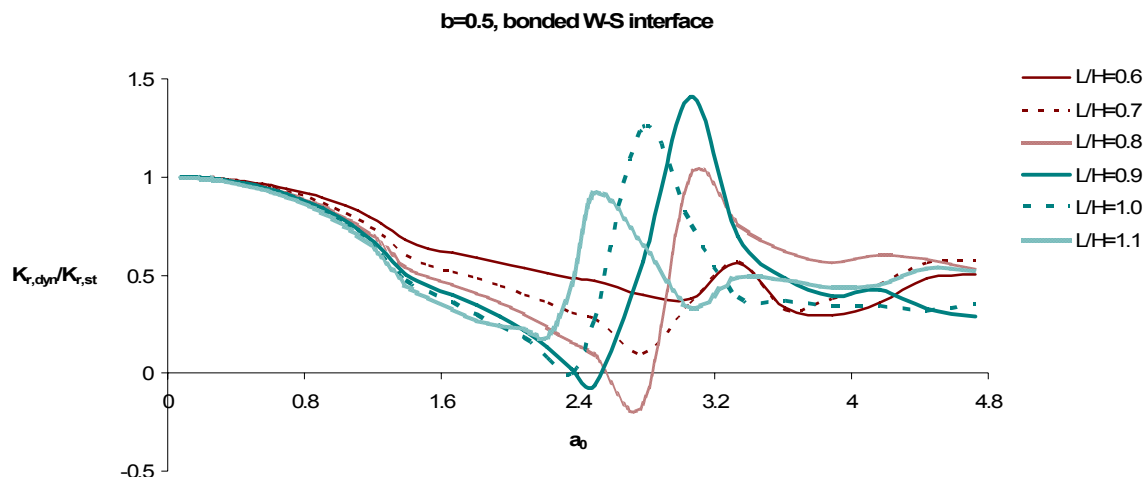
Σχήμα 3.189. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



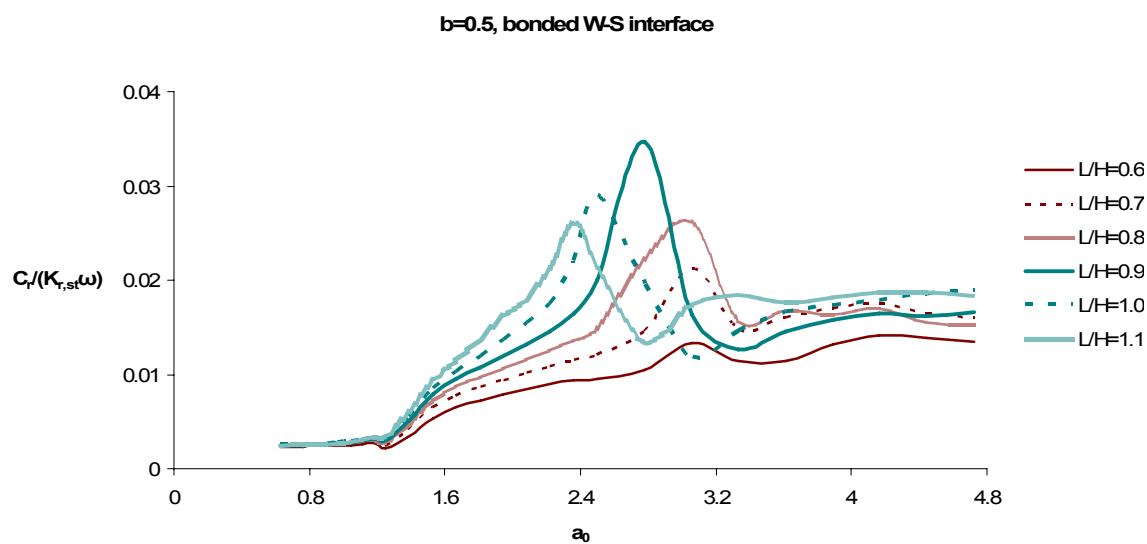
Σχήμα 3.190. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



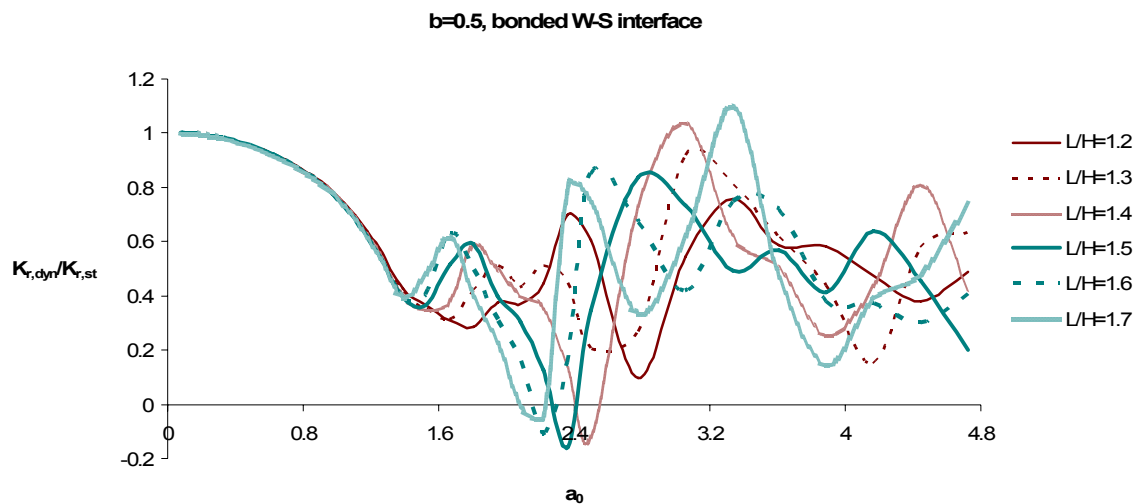
Σχήμα 3.191. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



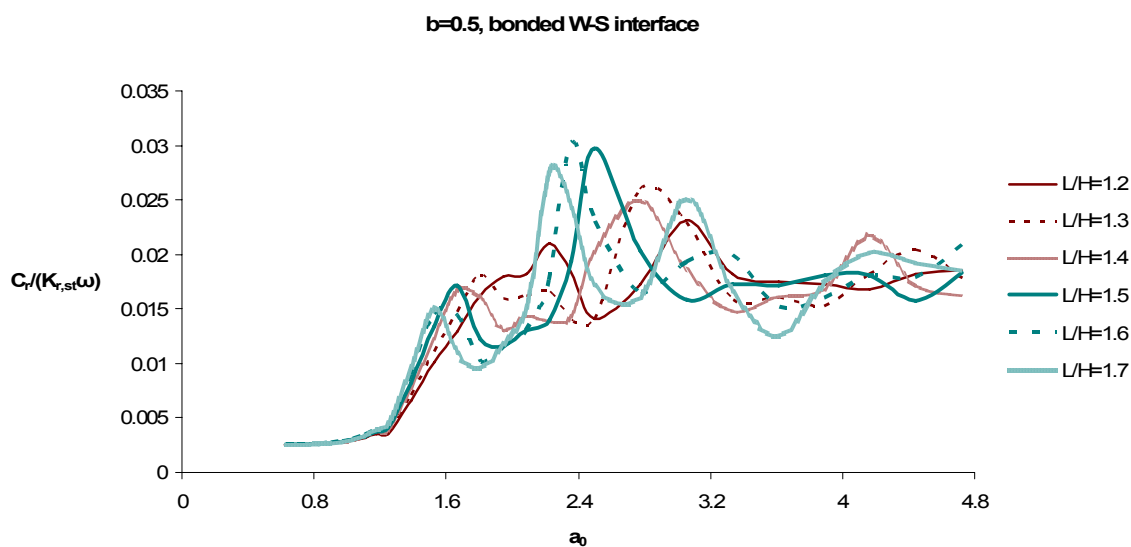
Σχήμα 3.192. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



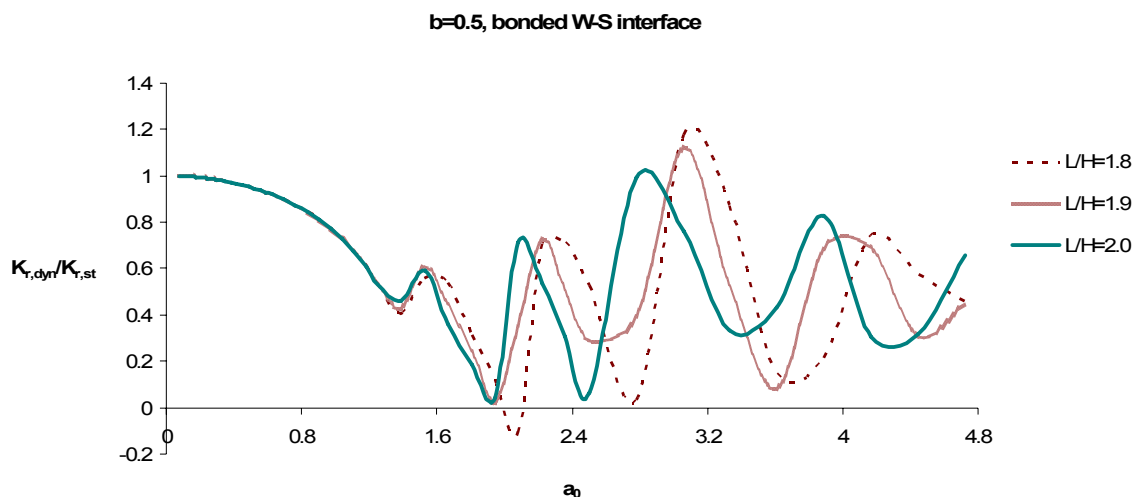
Σχήμα 3.193. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



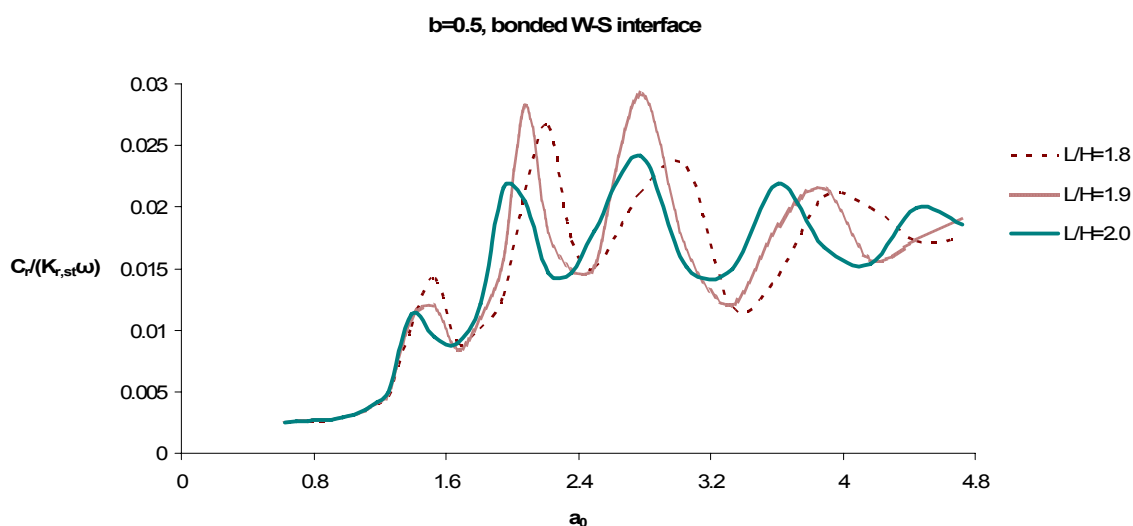
Σχήμα 3.194. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



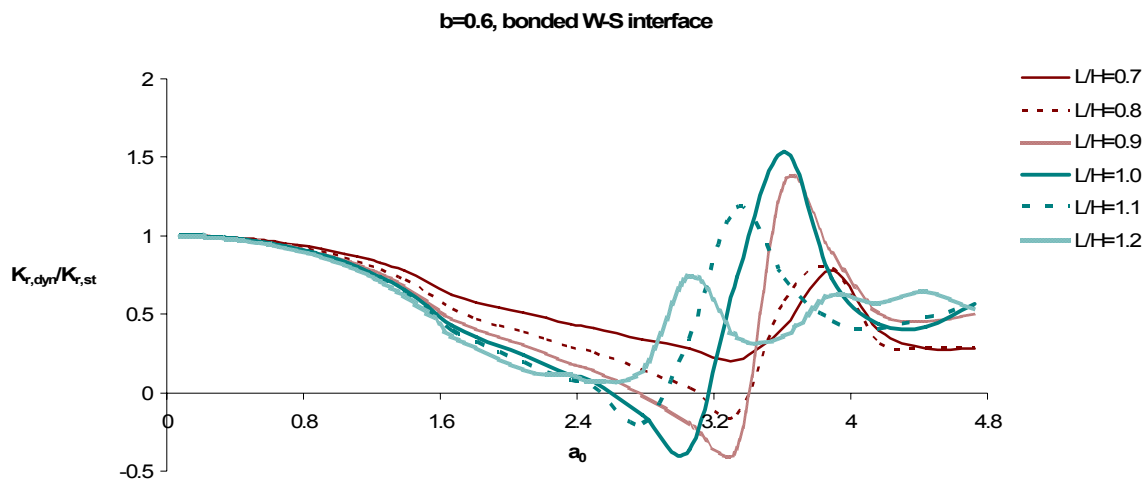
Σχήμα 3.195. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



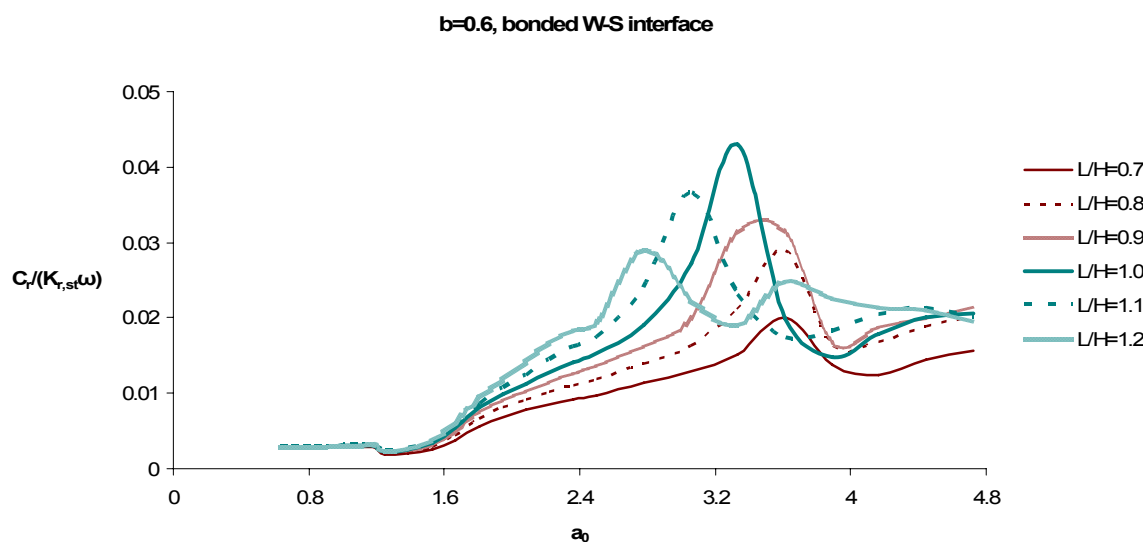
Σχήμα 3.196. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



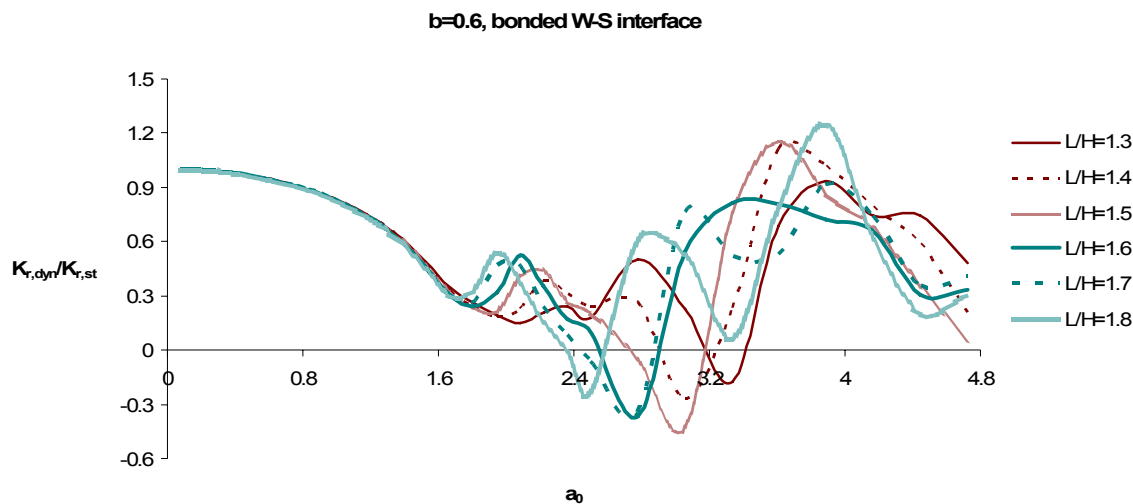
Σχήμα 3.197. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



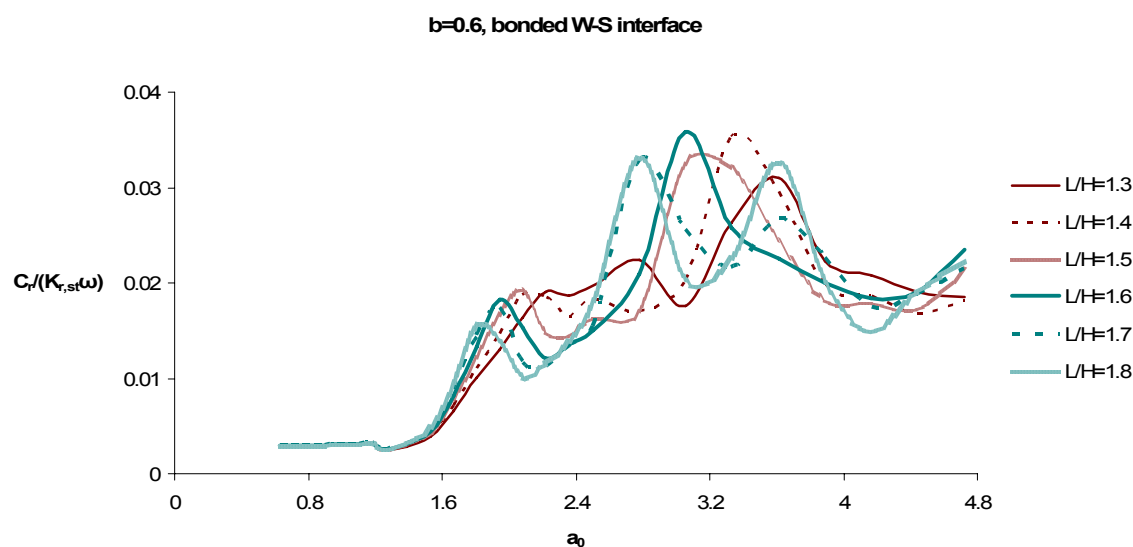
Σχήμα 3.198. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



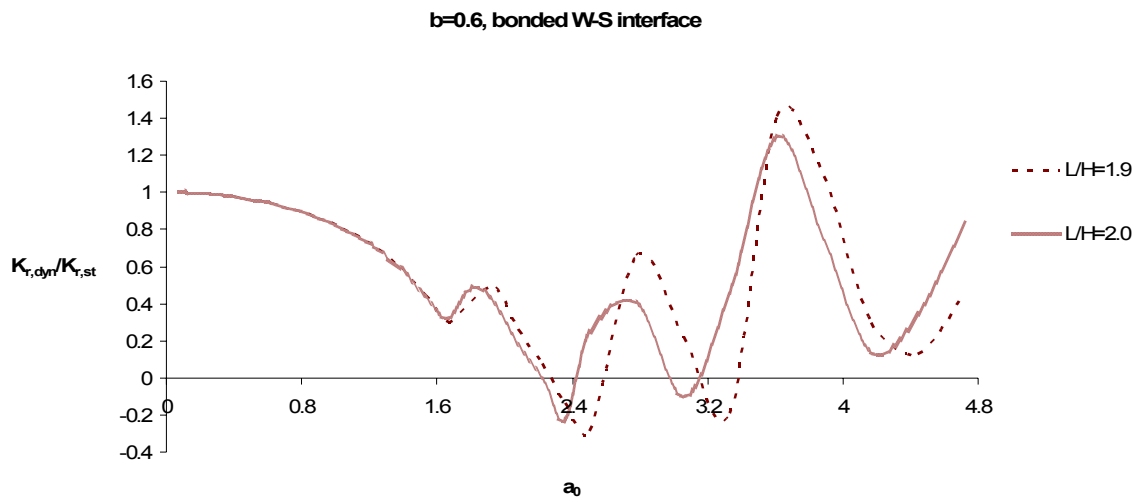
Σχήμα 3.199. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



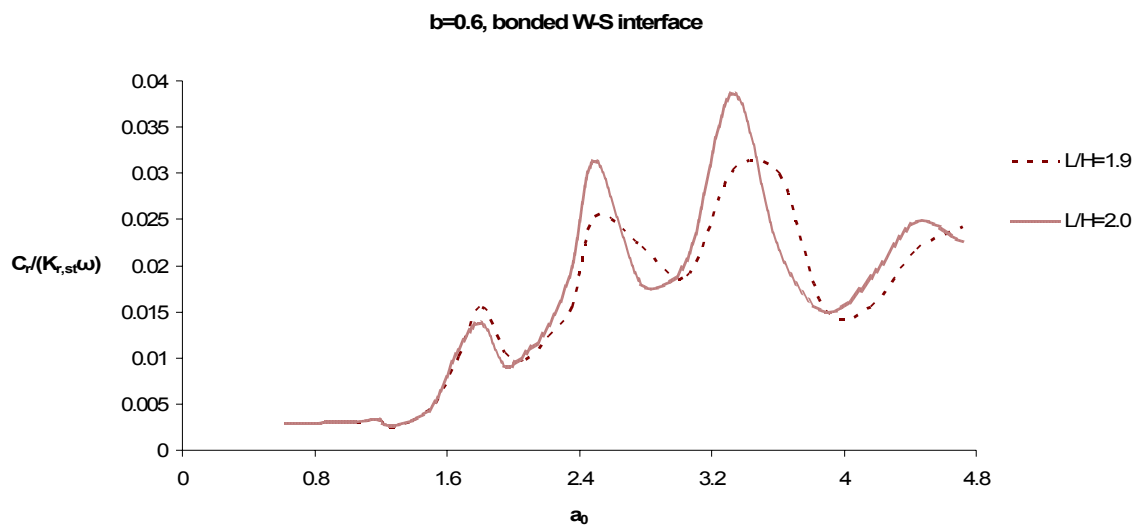
Σχήμα 3.200. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



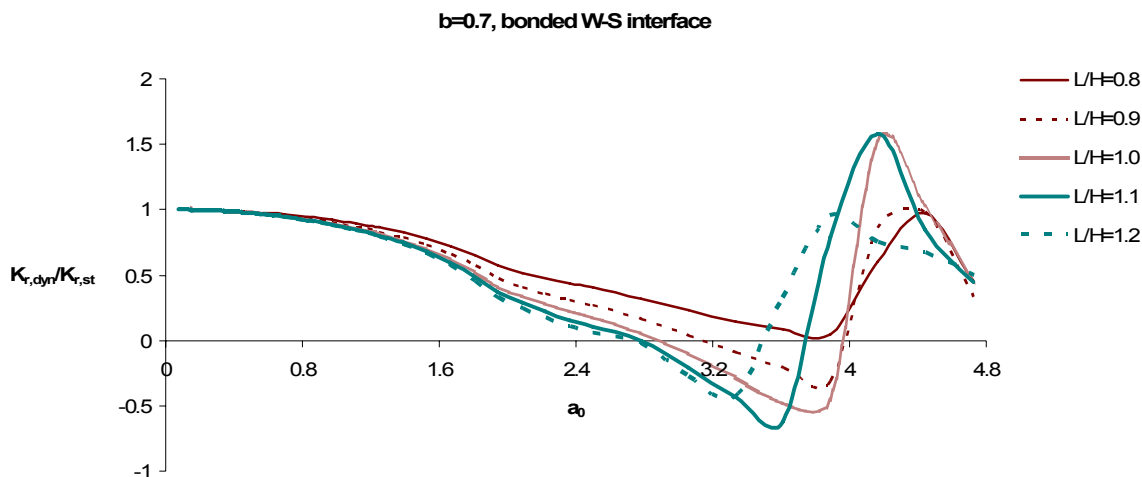
Σχήμα 3.201. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



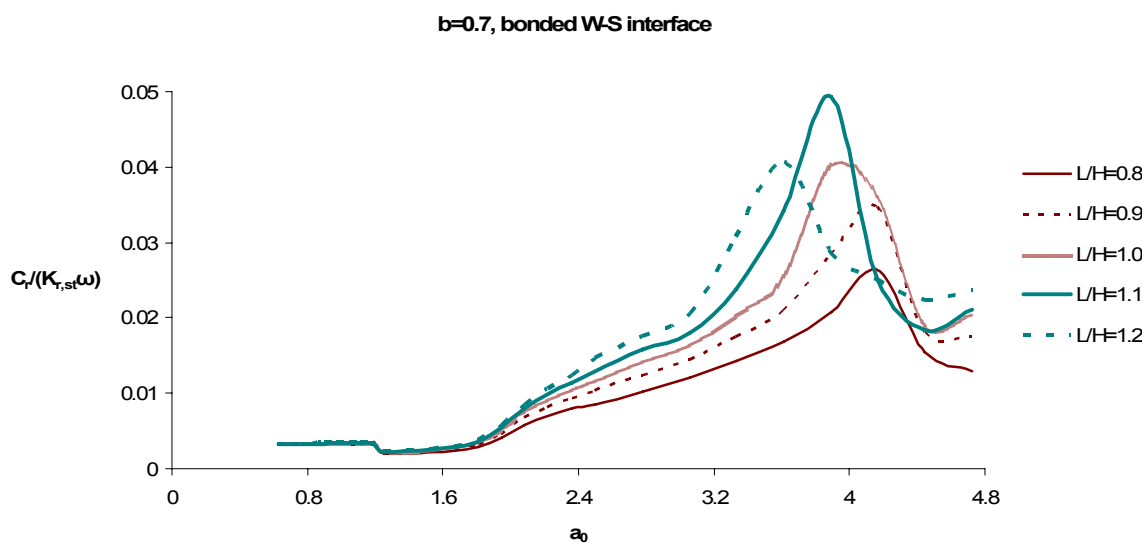
Σχήμα 3.202. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



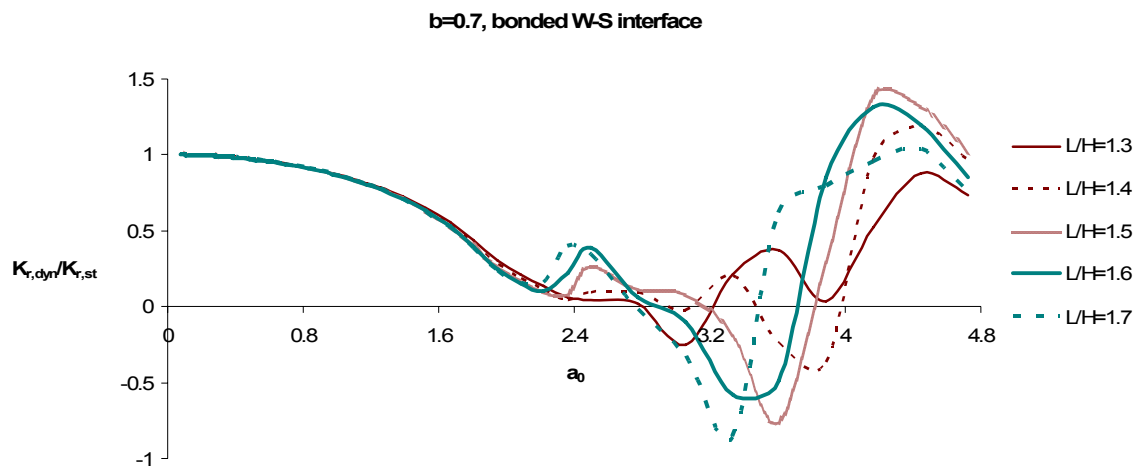
Σχήμα 3.203. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



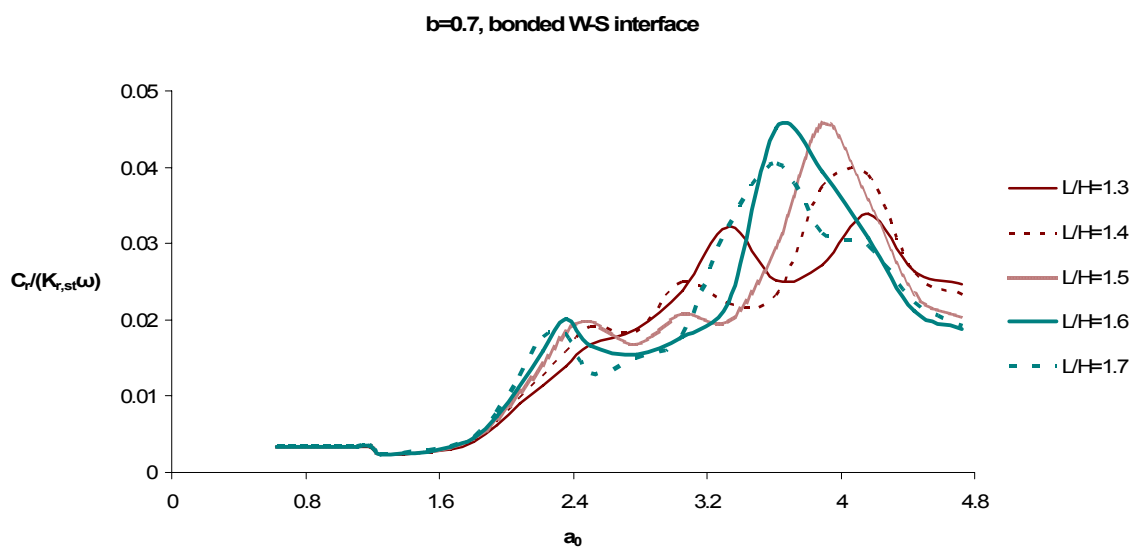
Σχήμα 3.204. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



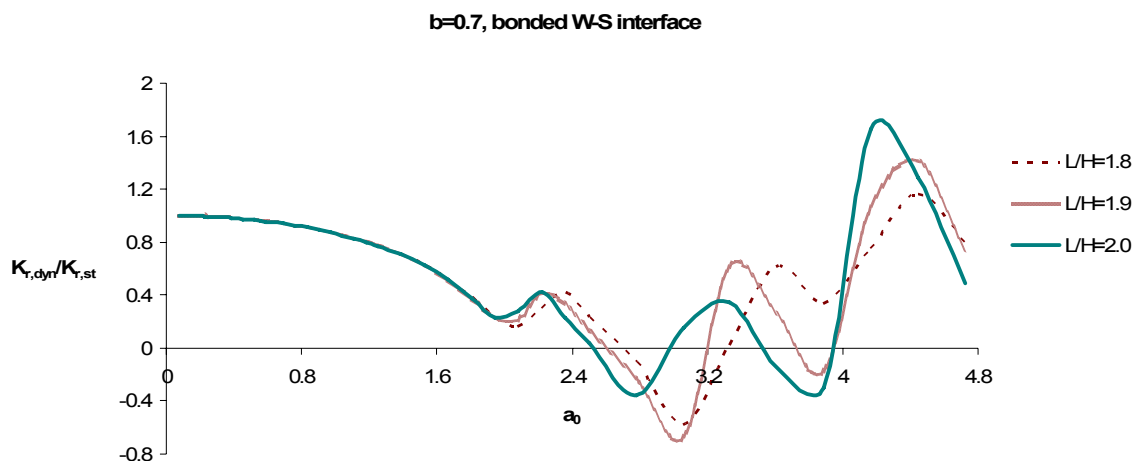
Σχήμα 3.205. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



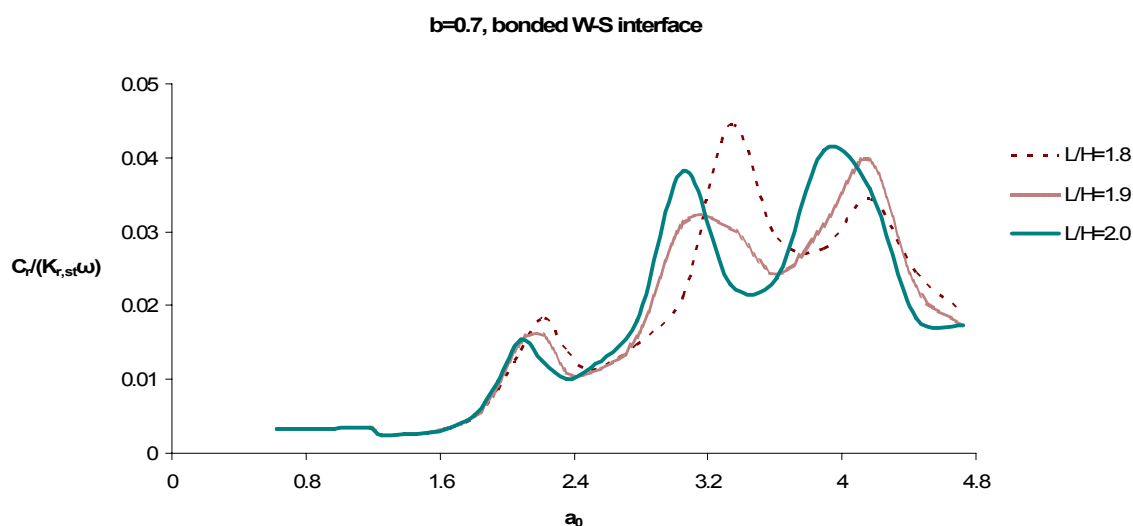
Σχήμα 3.206. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



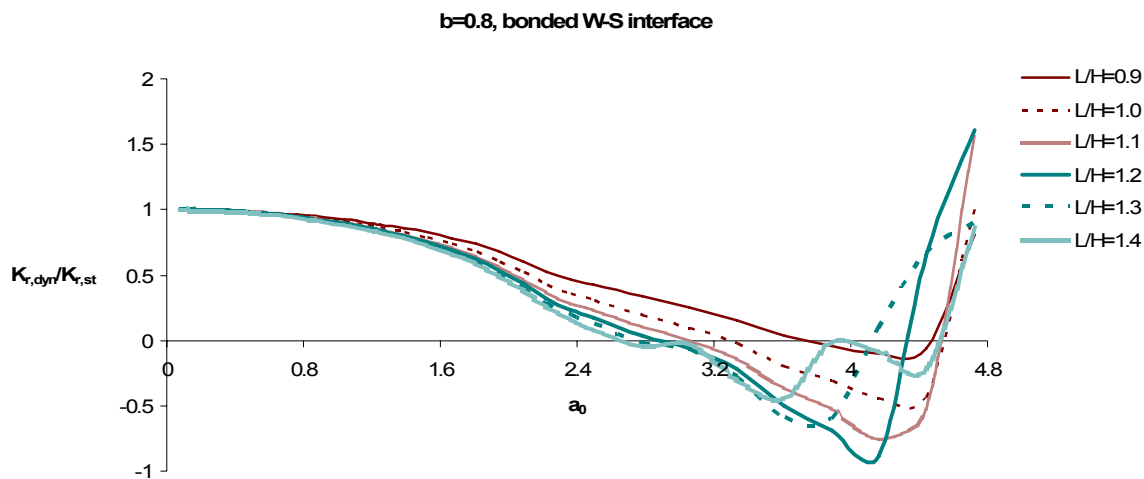
Σχήμα 3.207. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



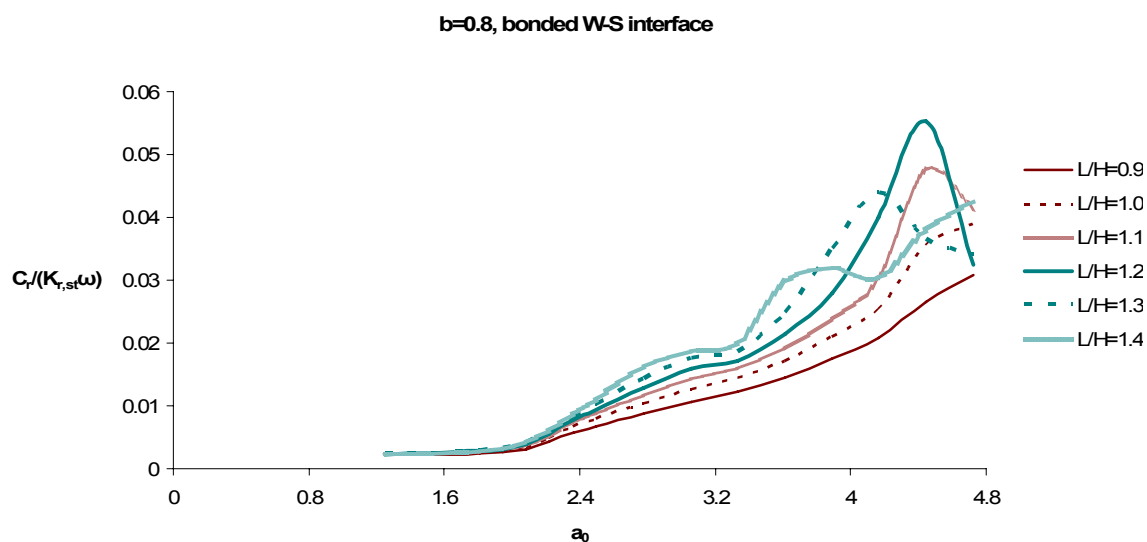
Σχήμα 3.208. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



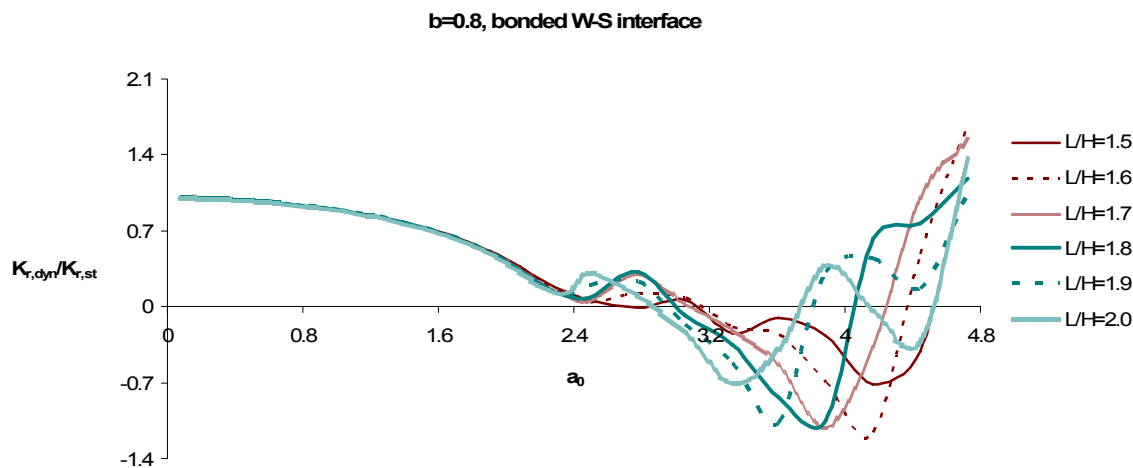
Σχήμα 3.209. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



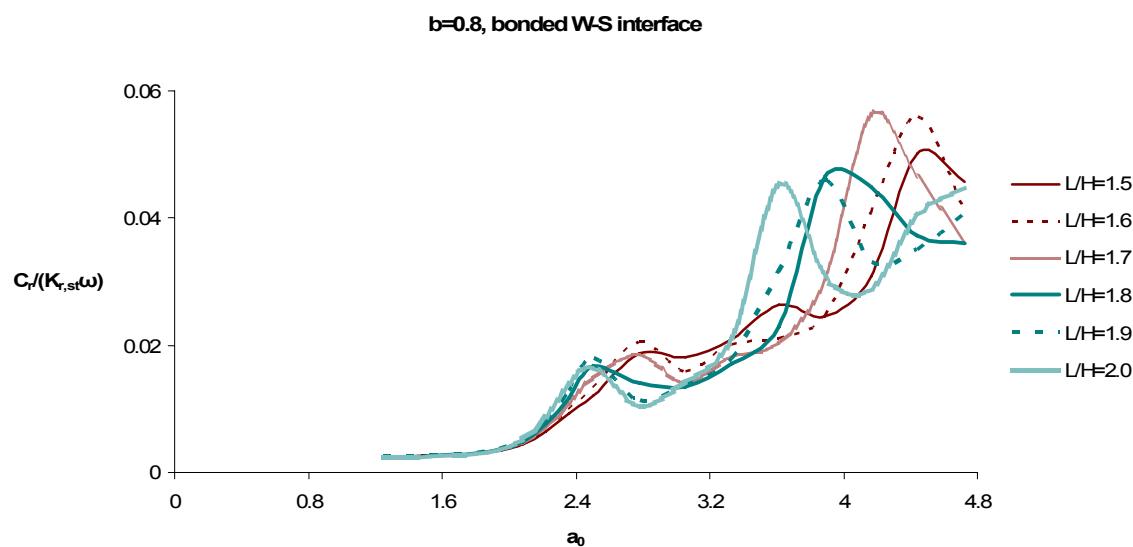
Σχήμα 3.210. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



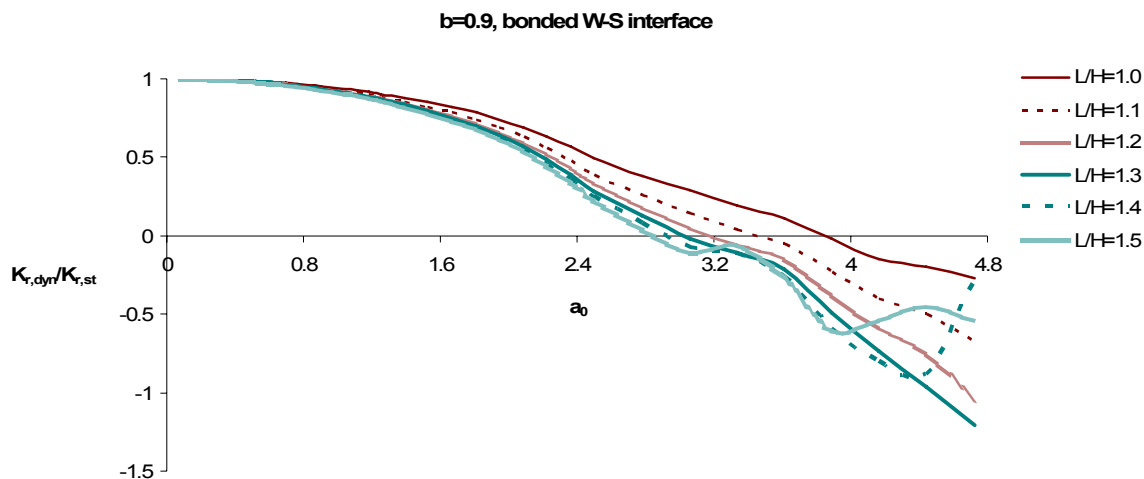
Σχήμα 3.211. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



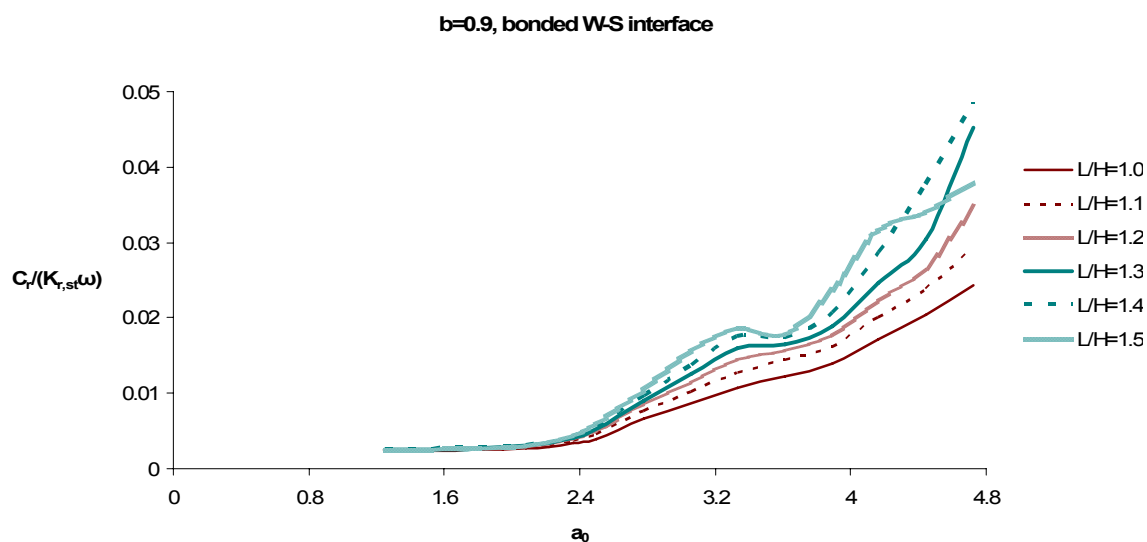
Σχήμα 3.212. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



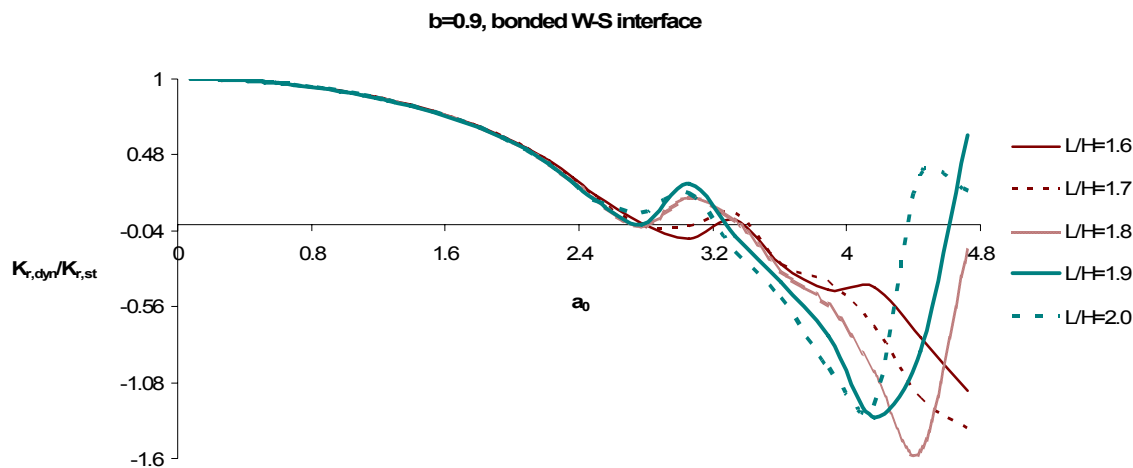
Σχήμα 3.213. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



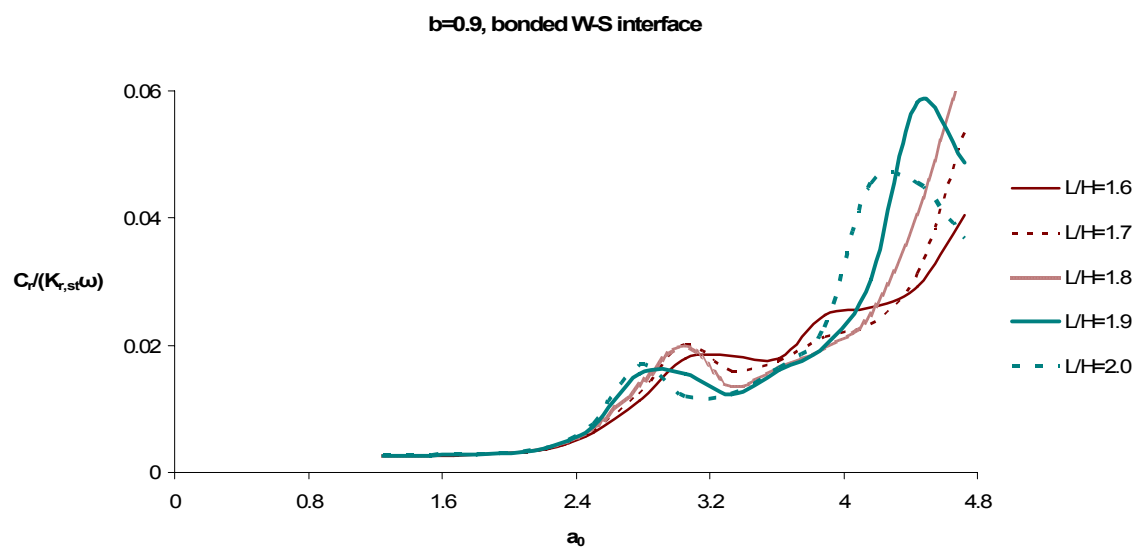
Σχήμα 3.214. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



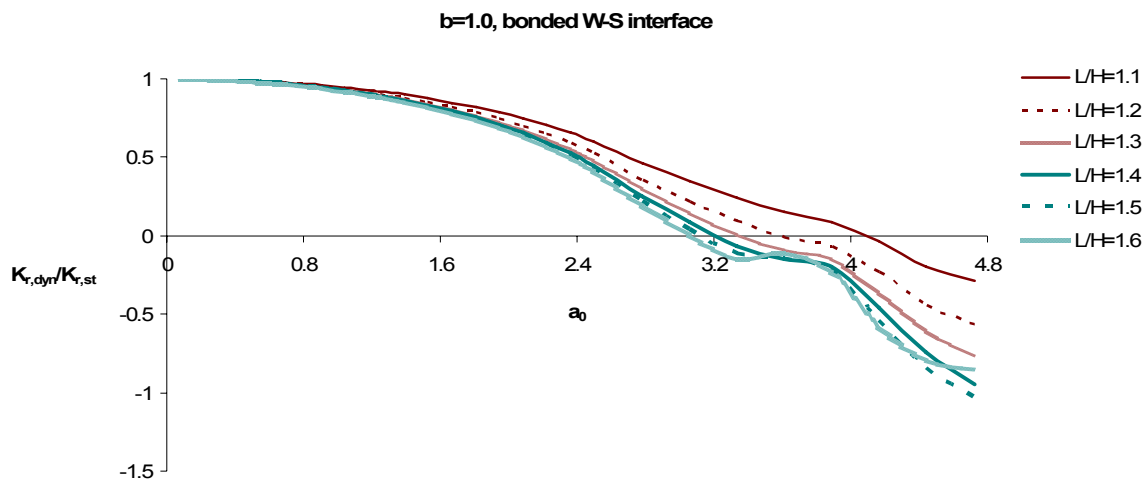
Σχήμα 3.215. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



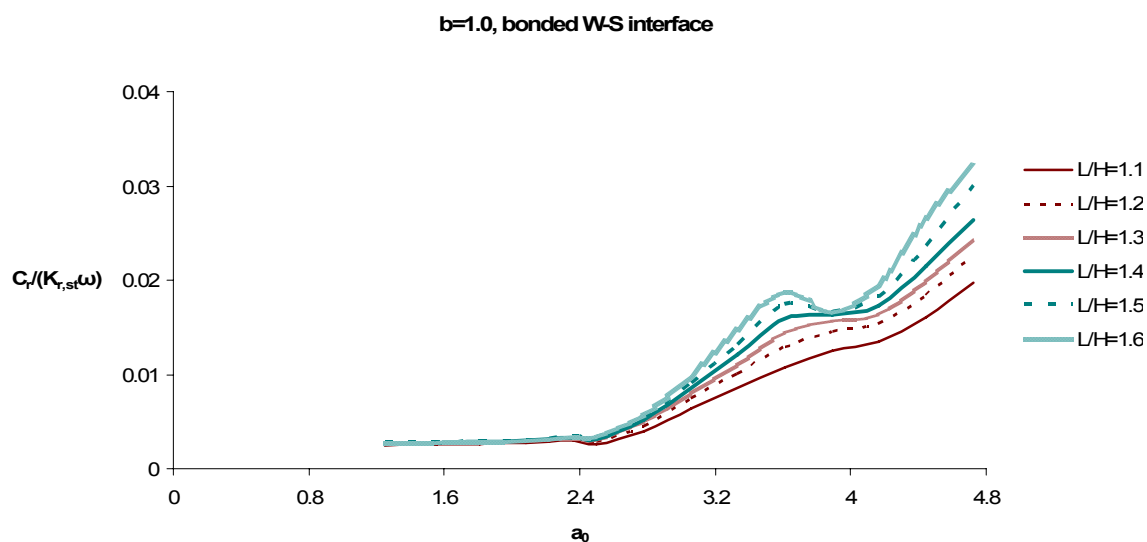
Σχήμα 3.216. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



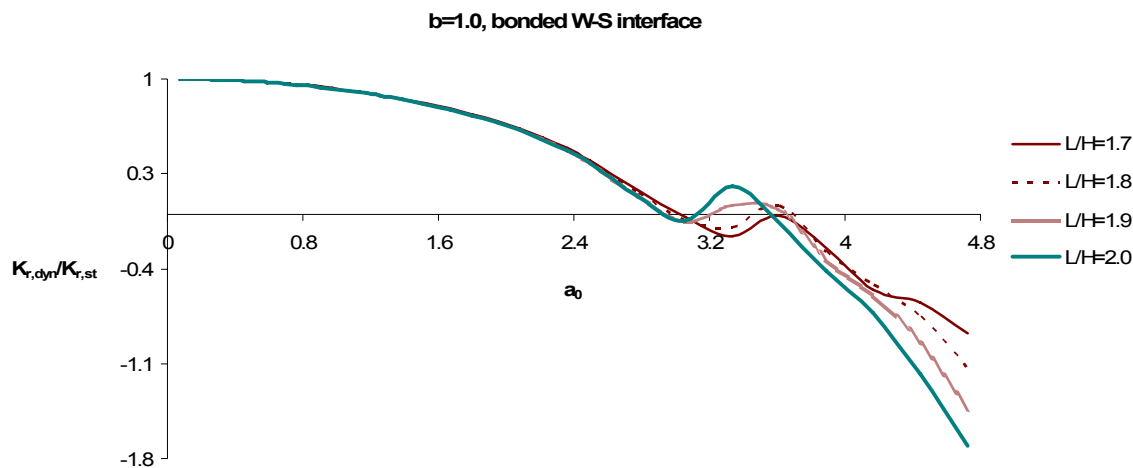
Σχήμα 3.217. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



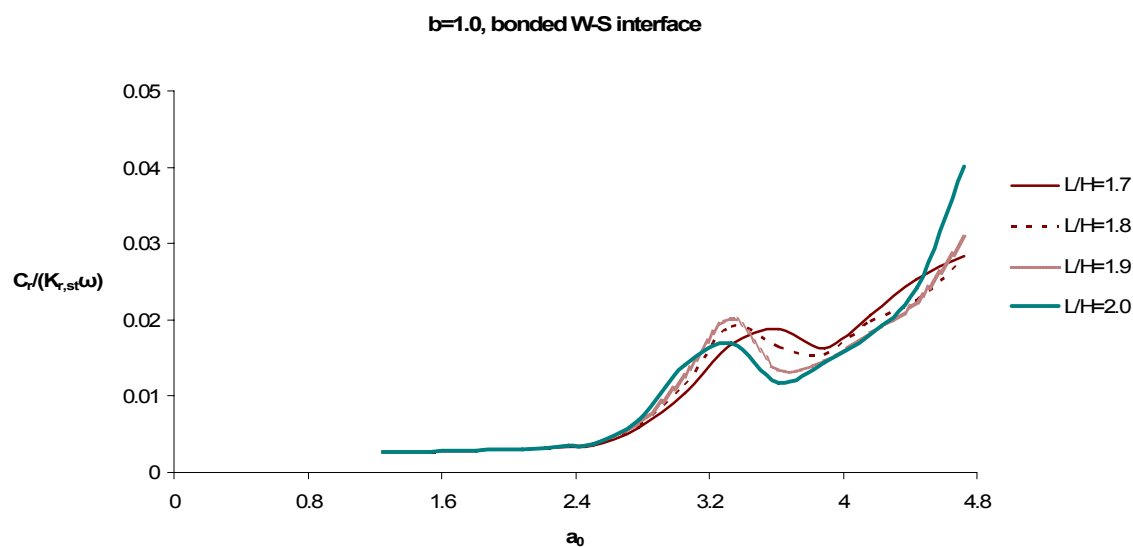
Σχήμα 3.218. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



Σχήμα 3.219. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



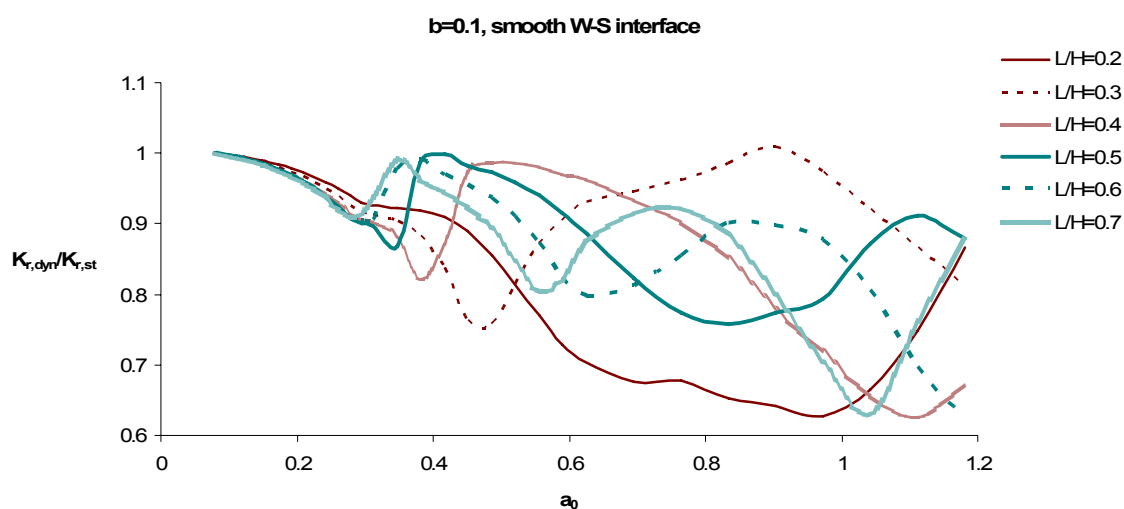
Σχήμα 3.220. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



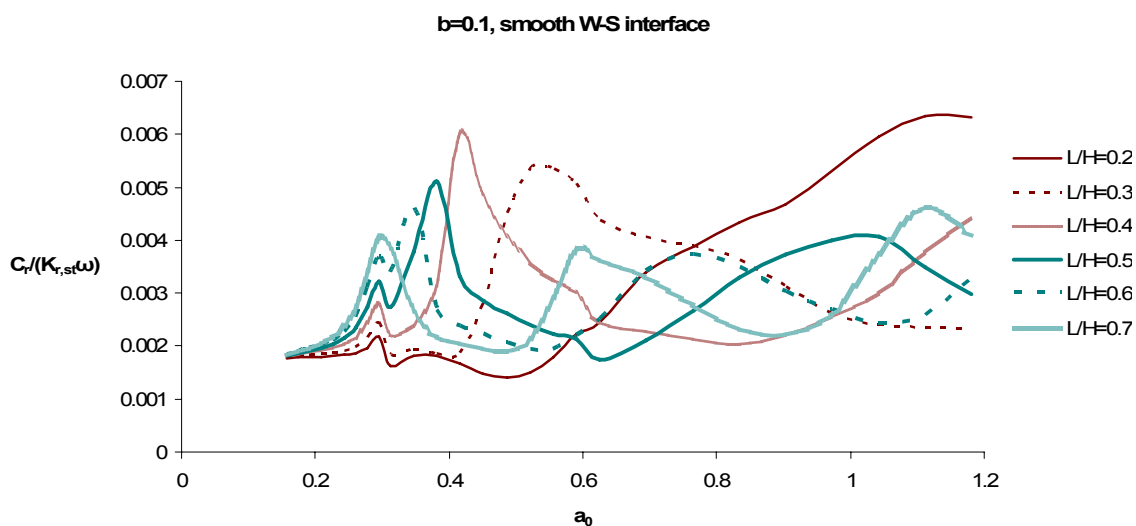
Σχήμα 3.221. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει εγκόλλητη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .

3.5.2.4. Δυναμική εμπέδηση έναντι στροφής για λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους (smooth W-S interface)

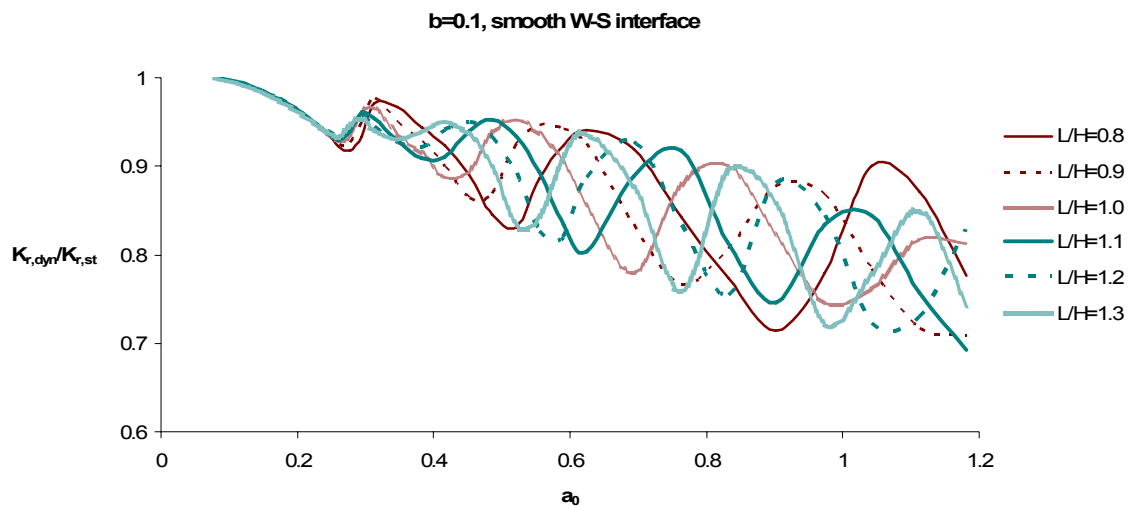
Τέλος, και για την τελευταία ομάδα αναλύσεων και ξεκινώντας από $b=0.1$ και $l=0.2$, $b=0.1$ και $l=0.3$, κ.ο.κ. μέχρι $b=1.0$ και $l=2.0$ τα διαγράμματα σχεδιασμού που προέκυψαν έχουν ως εξής:



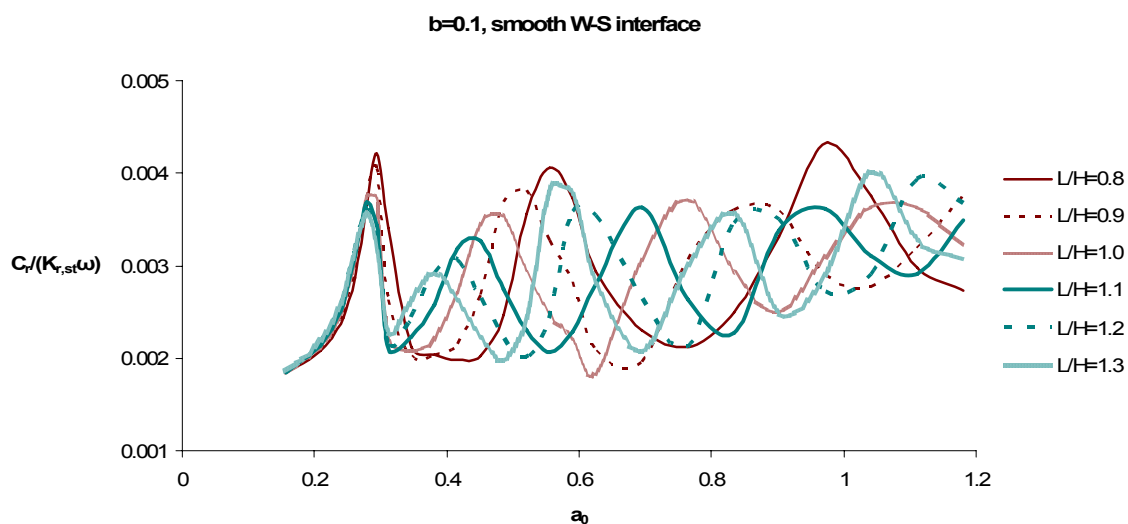
Σχήμα 3.222. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



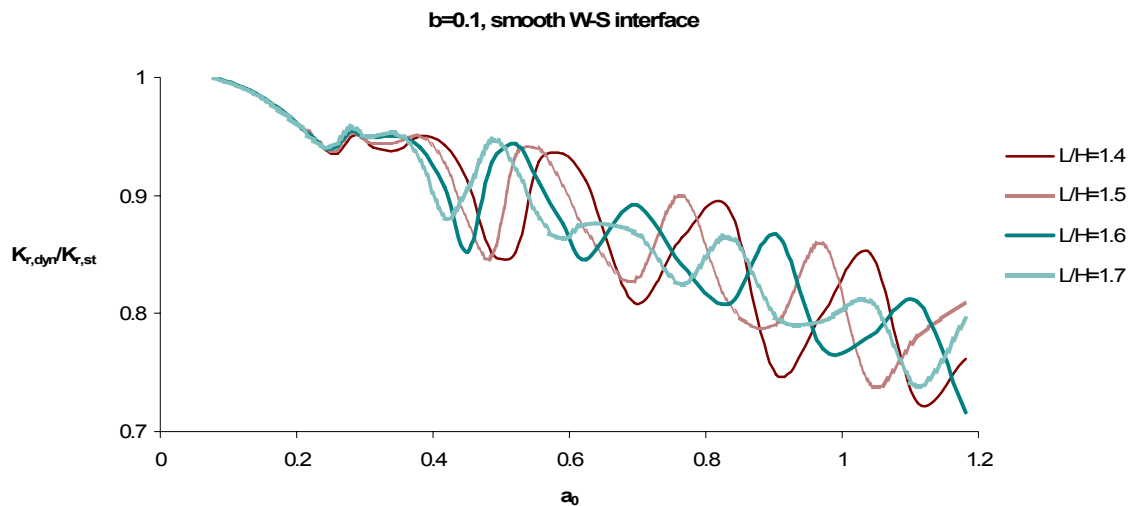
Σχήμα 3.223. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



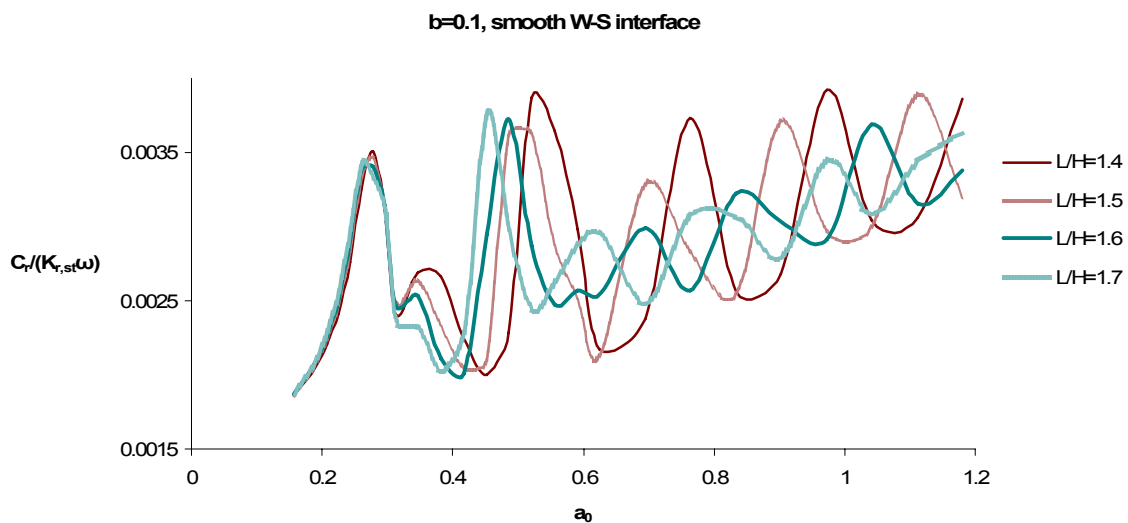
Σχήμα 3.224. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



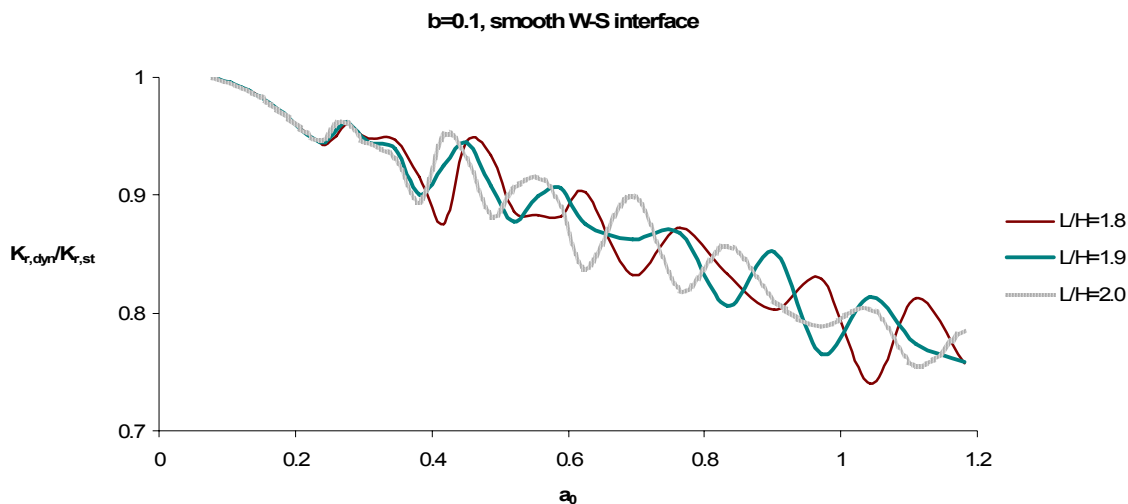
Σχήμα 3.225. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



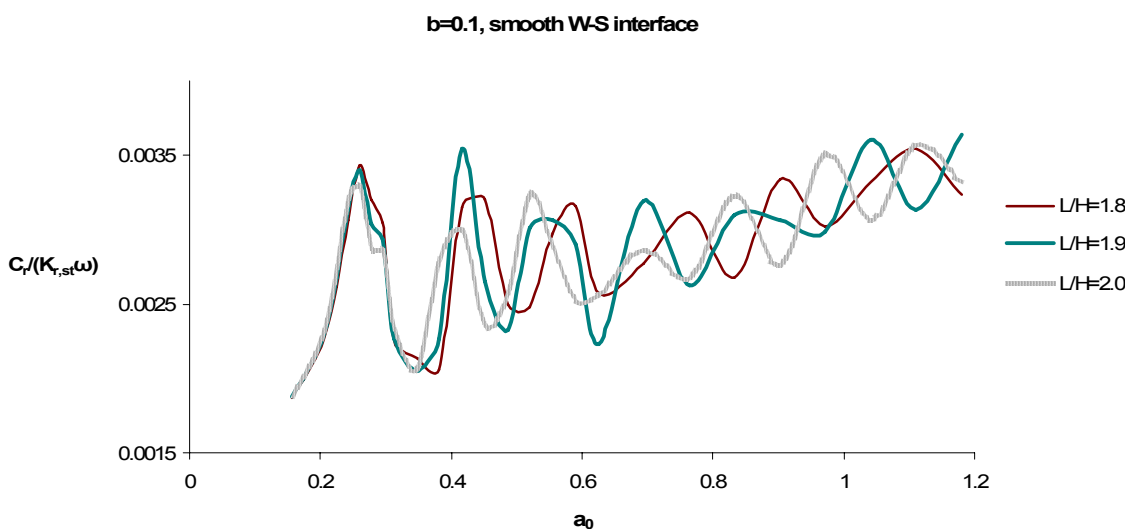
Σχήμα 3.226. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



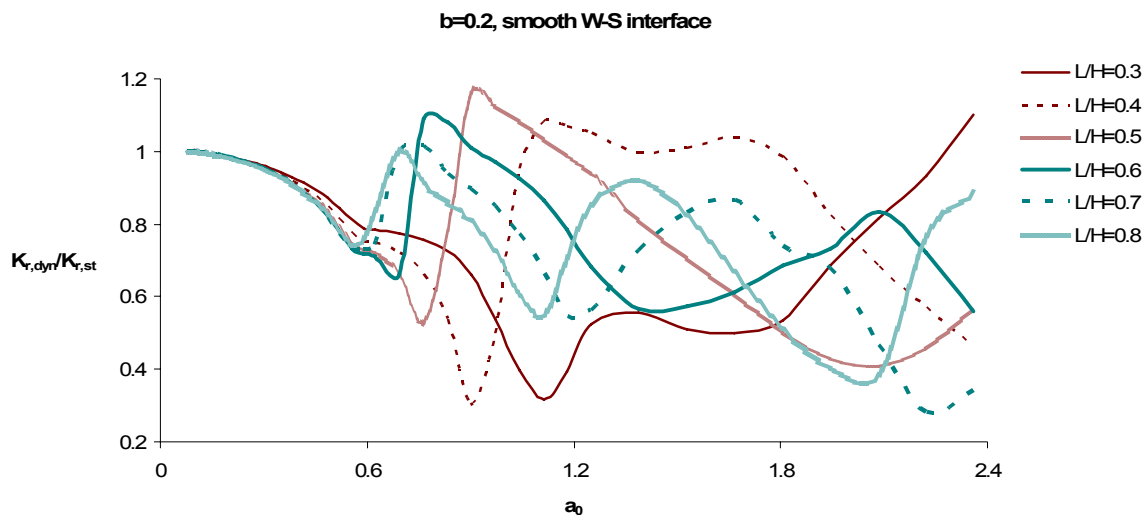
Σχήμα 3.227. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



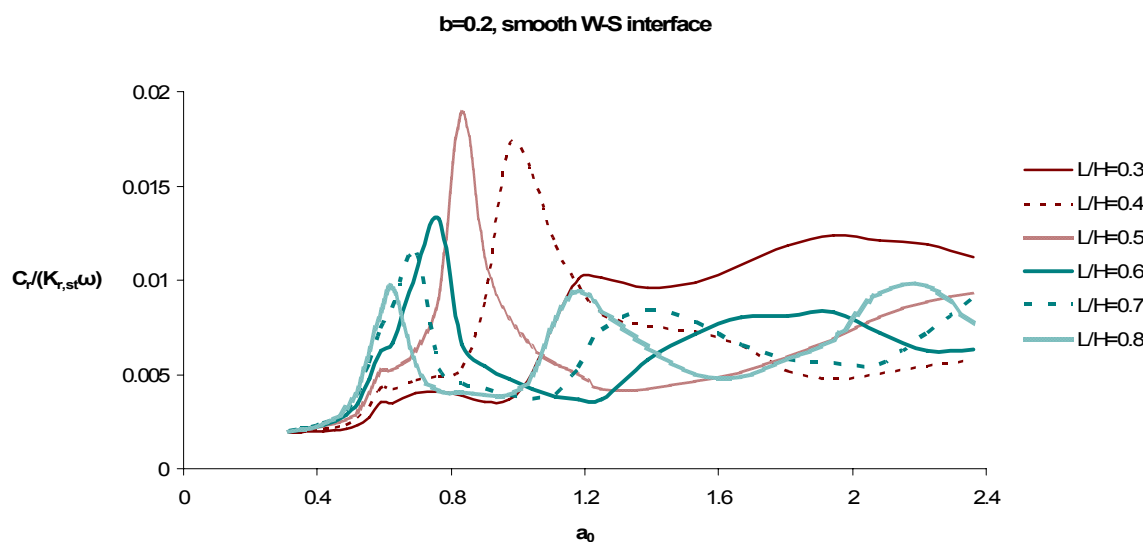
Σχήμα 3.228. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



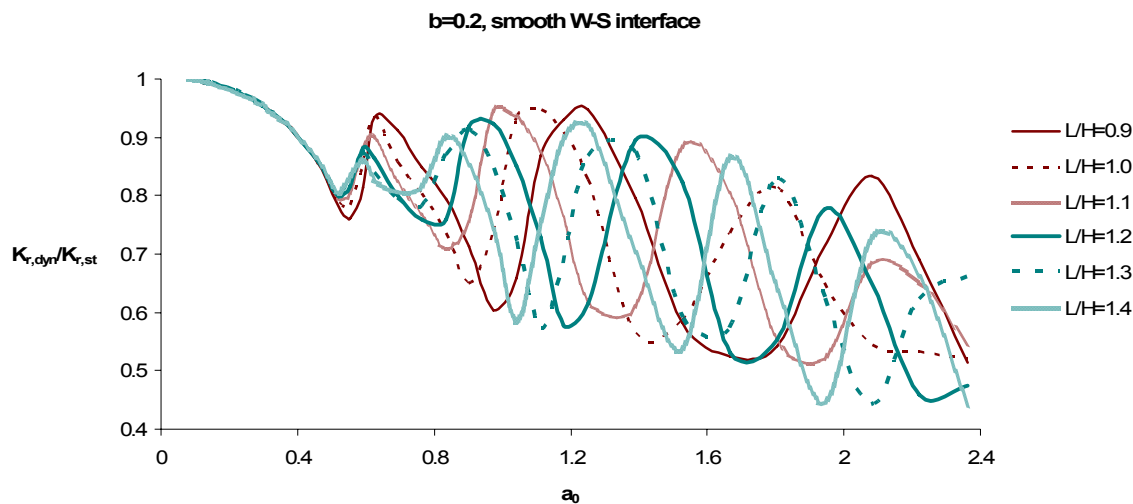
Σχήμα 3.229. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.1$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



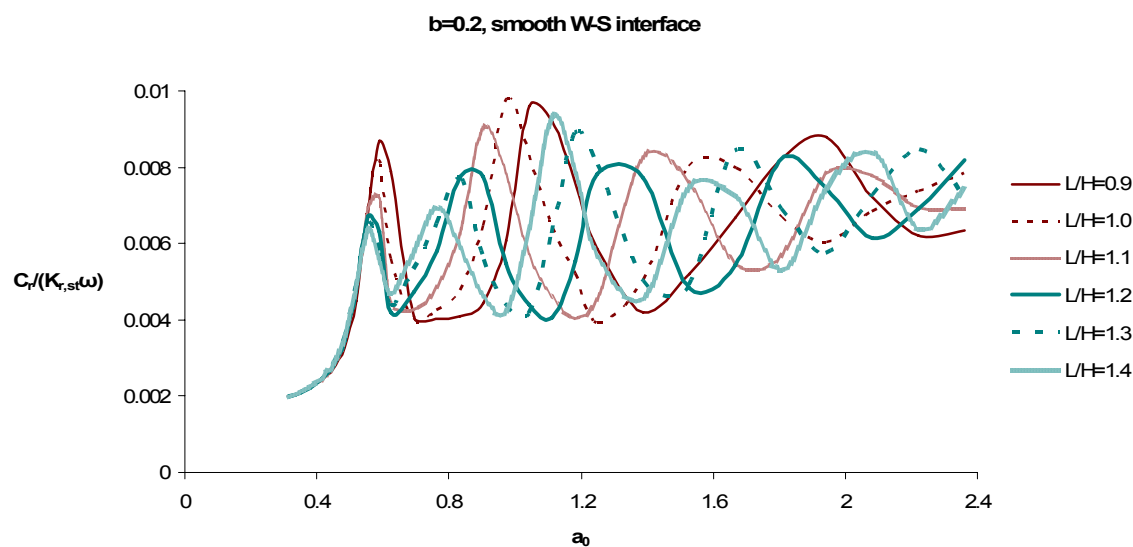
Σχήμα 3.230. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



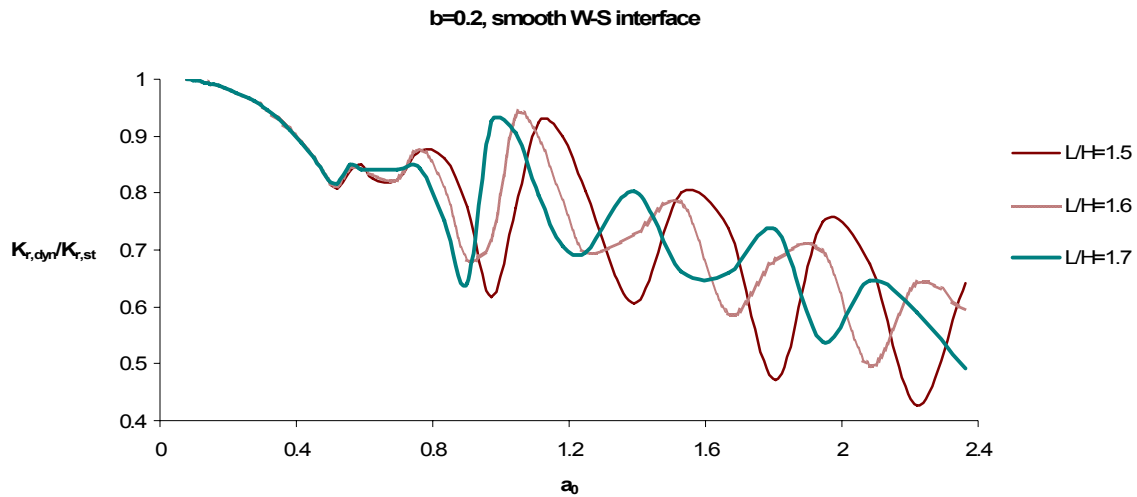
Σχήμα 3.231. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



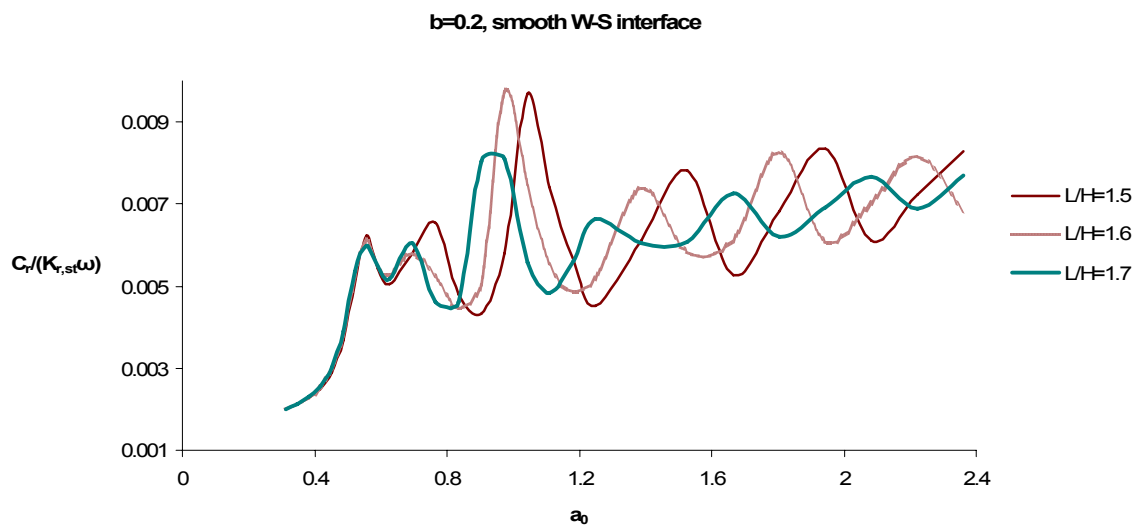
Σχήμα 3.232. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



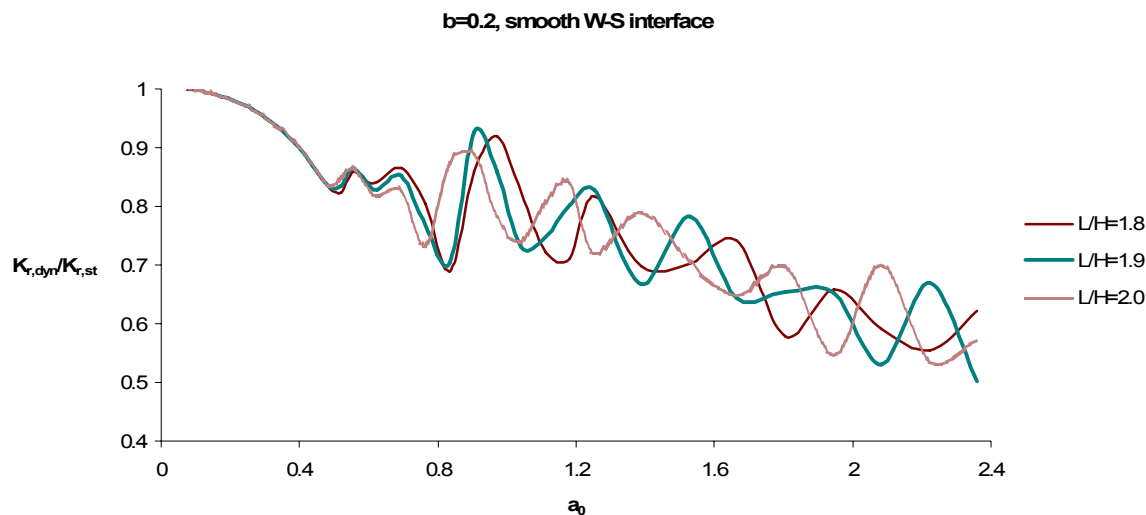
Σχήμα 3.233. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



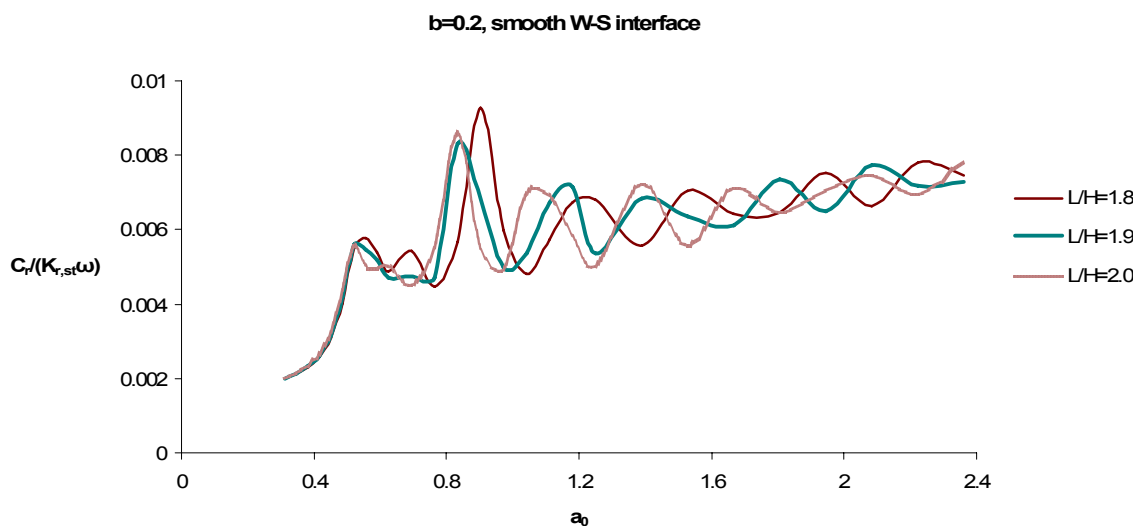
Σχήμα 3.234. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



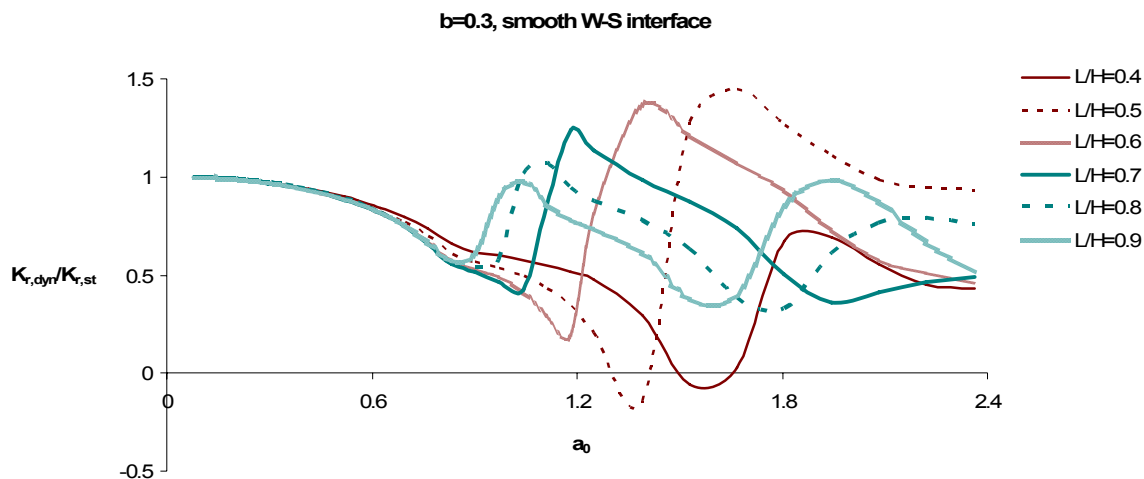
Σχήμα 3.235. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



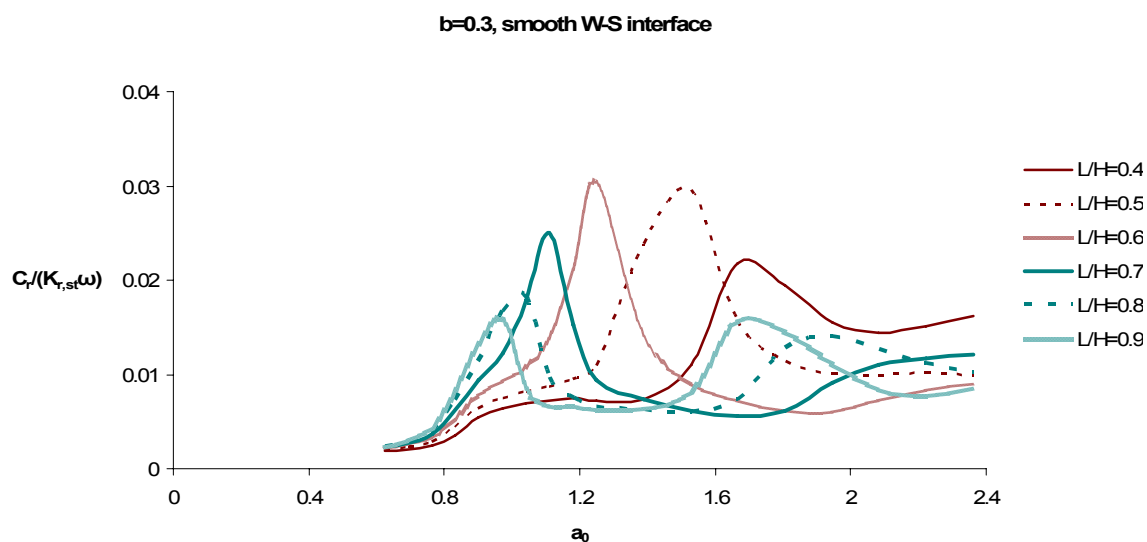
Σχήμα 3.236. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



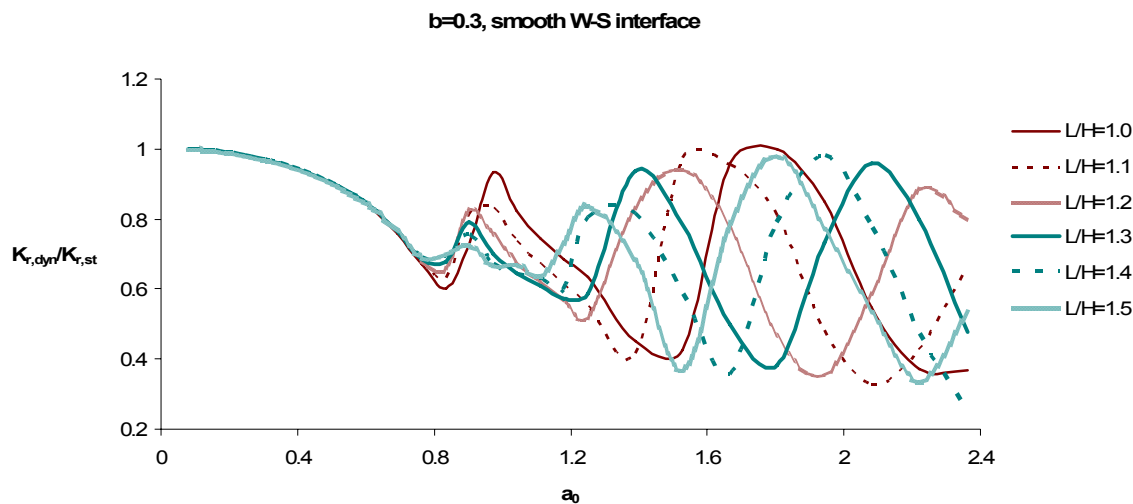
Σχήμα 3.237. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.2$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



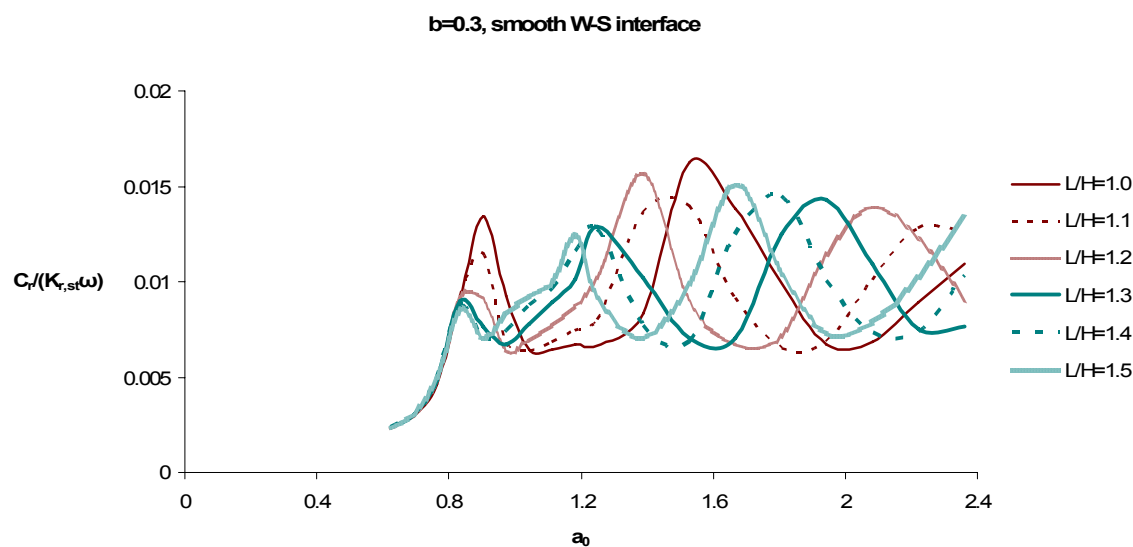
Σχήμα 3.238. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



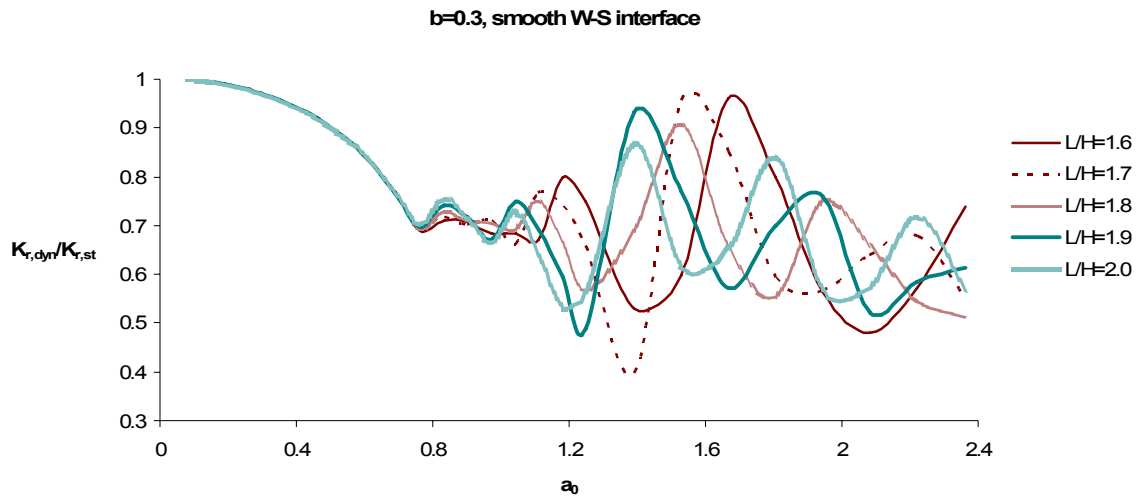
Σχήμα 3.239. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



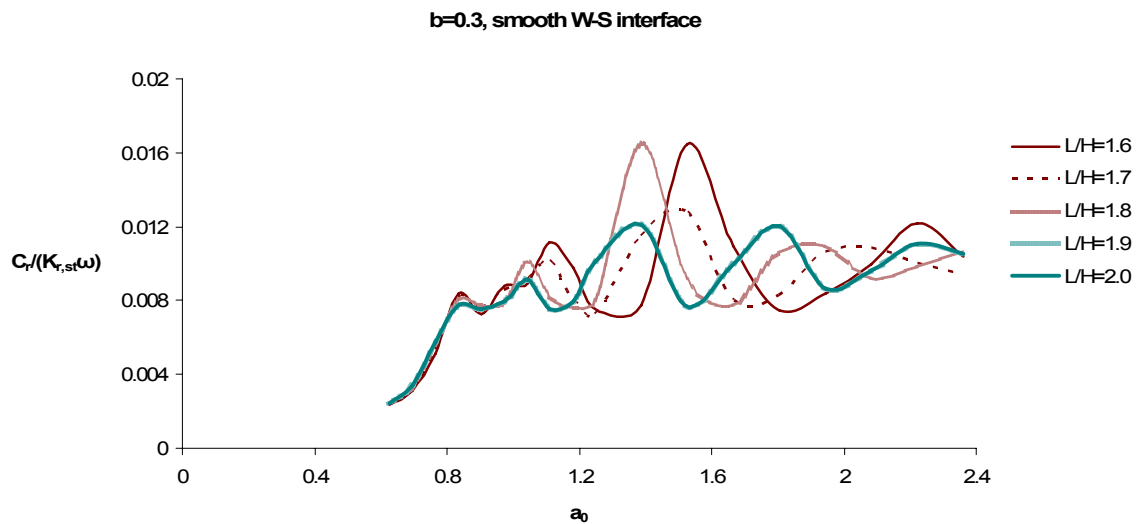
Σχήμα 3.240. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



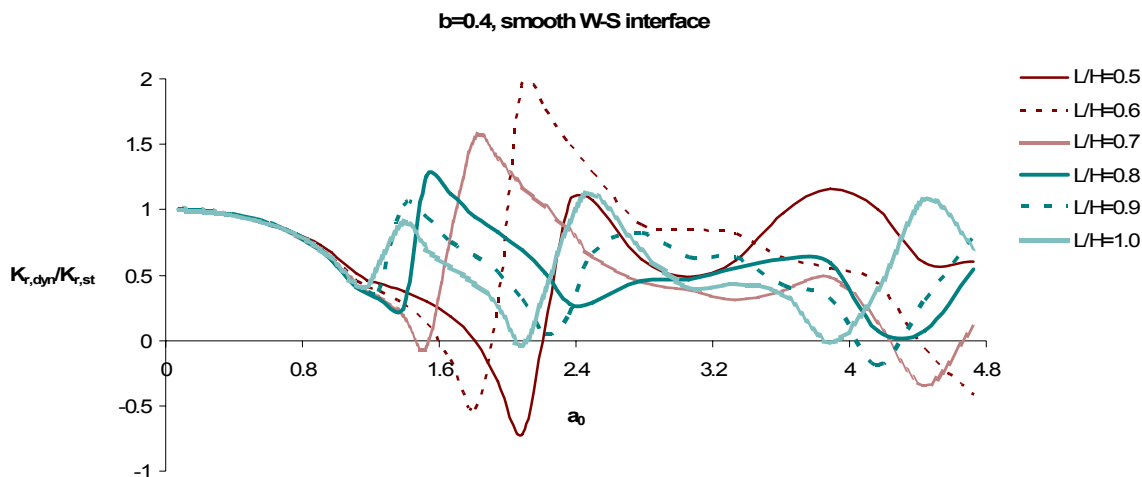
Σχήμα 3.241. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



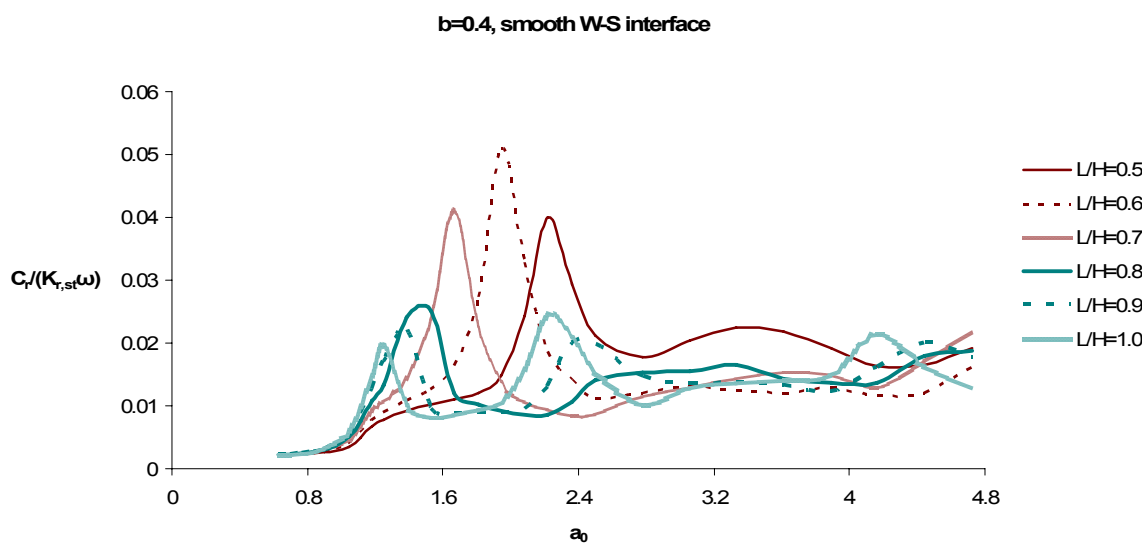
Σχήμα 3.242. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



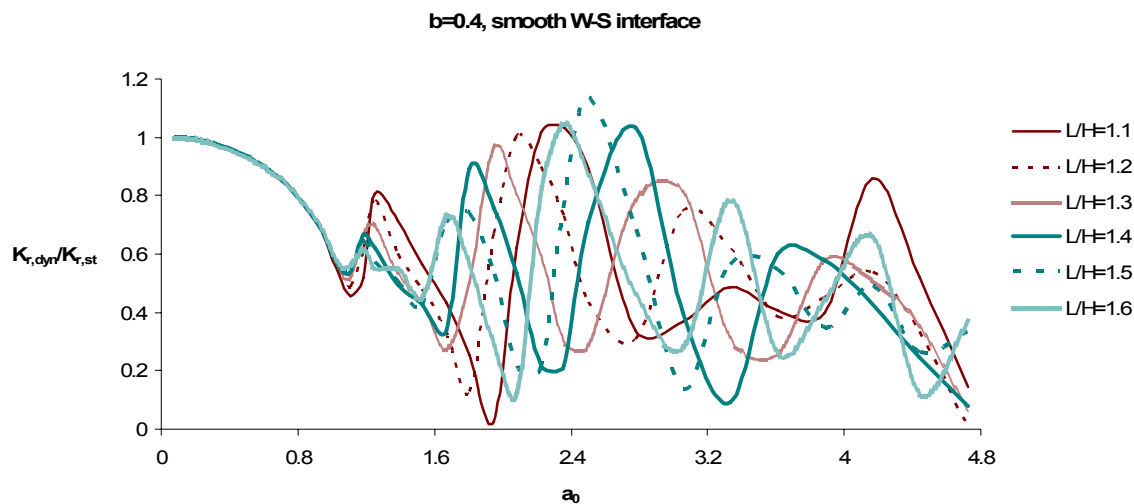
Σχήμα 3.243. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.3$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



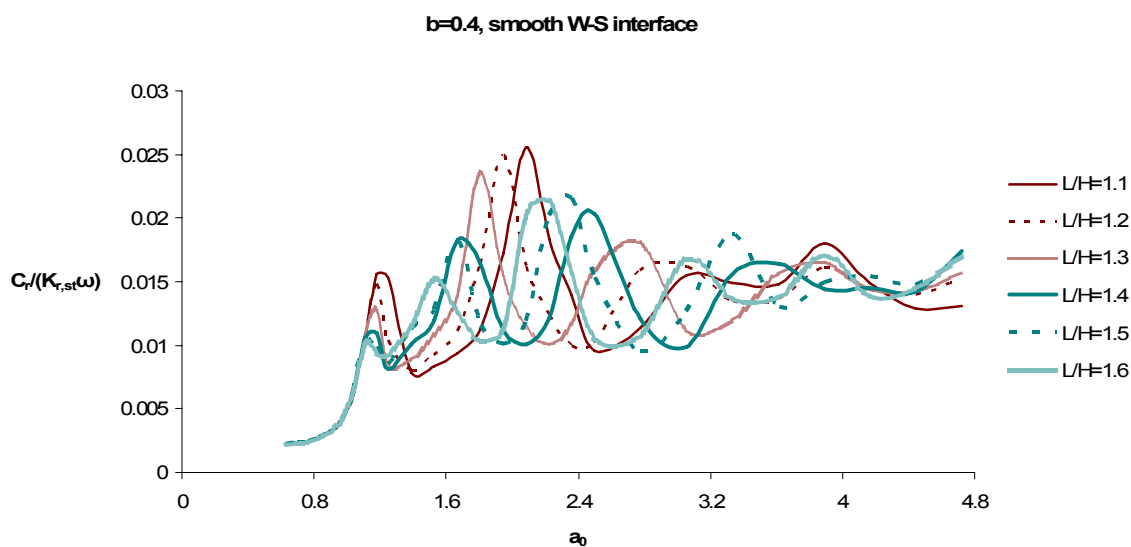
Σχήμα 3.244. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



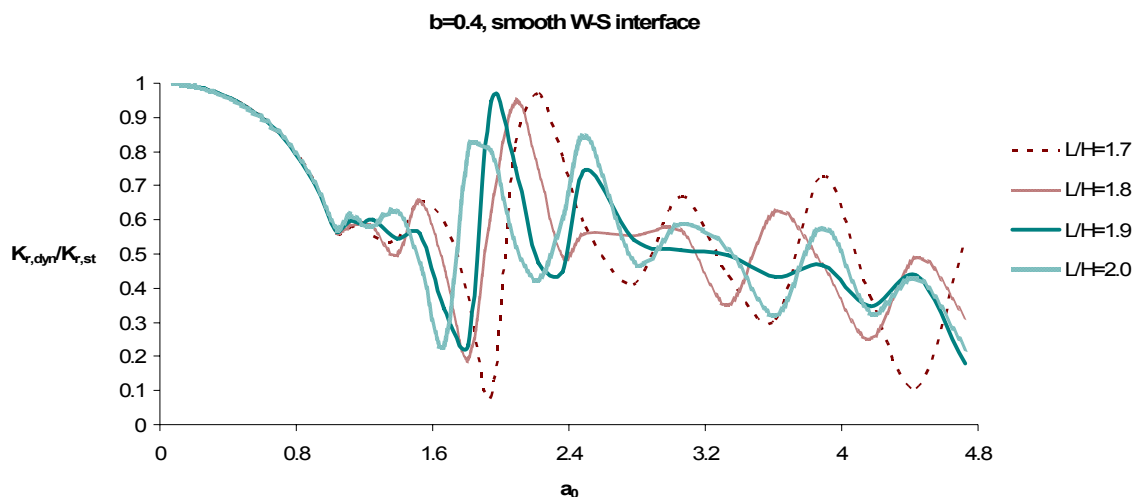
Σχήμα 3.245. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



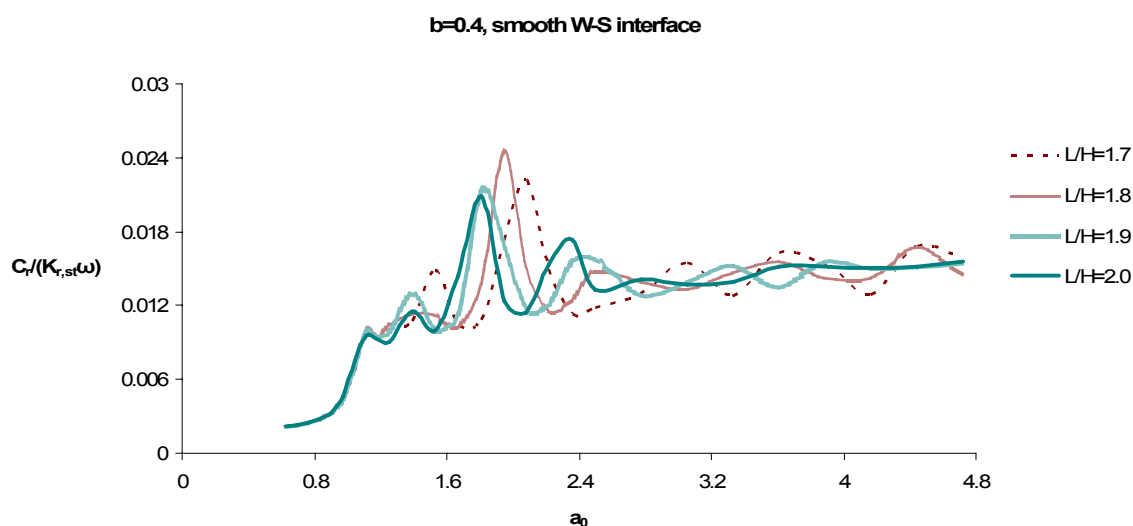
Σχήμα 3.246. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



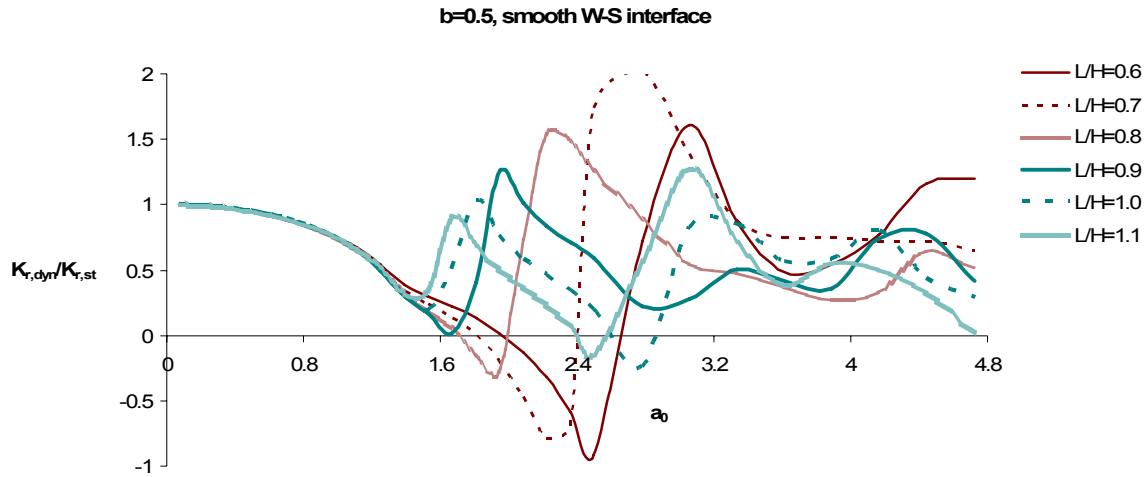
Σχήμα 3.247. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



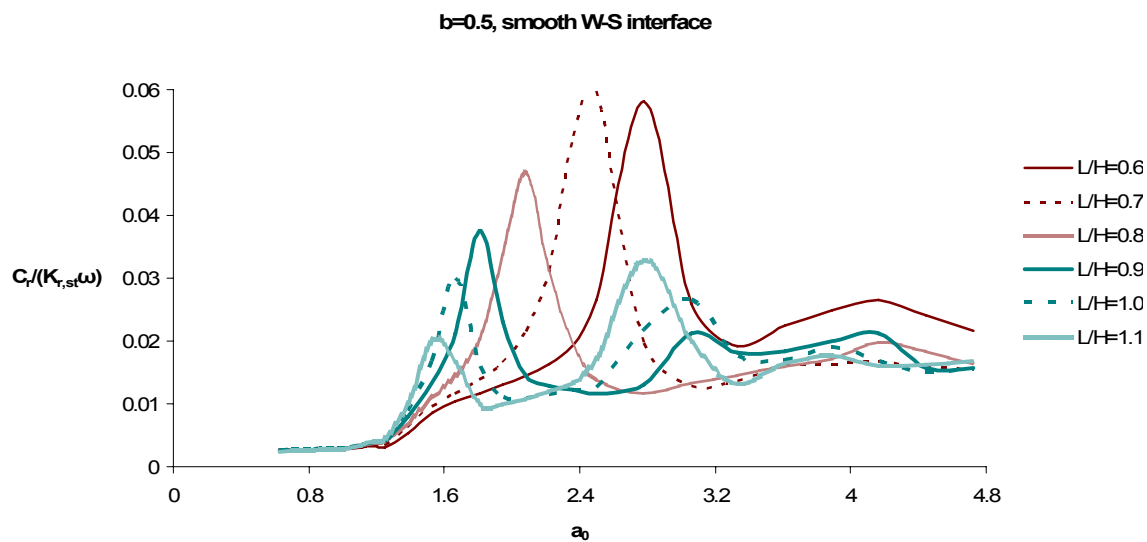
Σχήμα 3.248. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



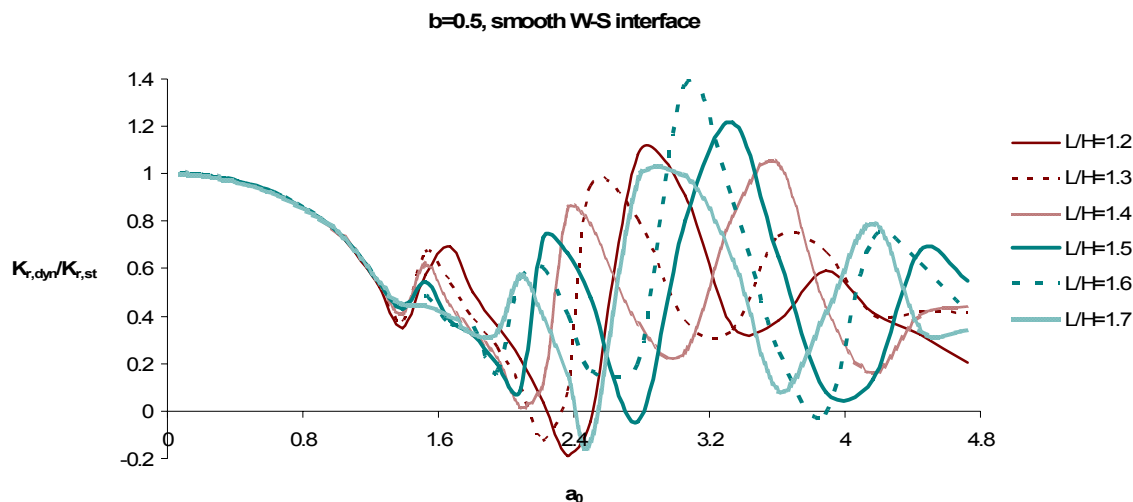
Σχήμα 3.249. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.4$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



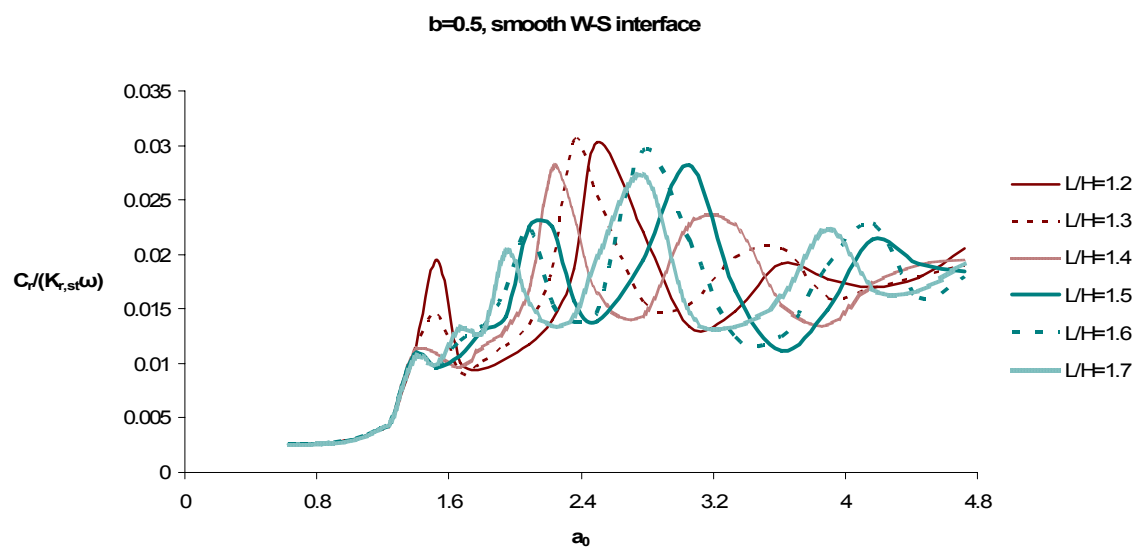
Σχήμα 3.250. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



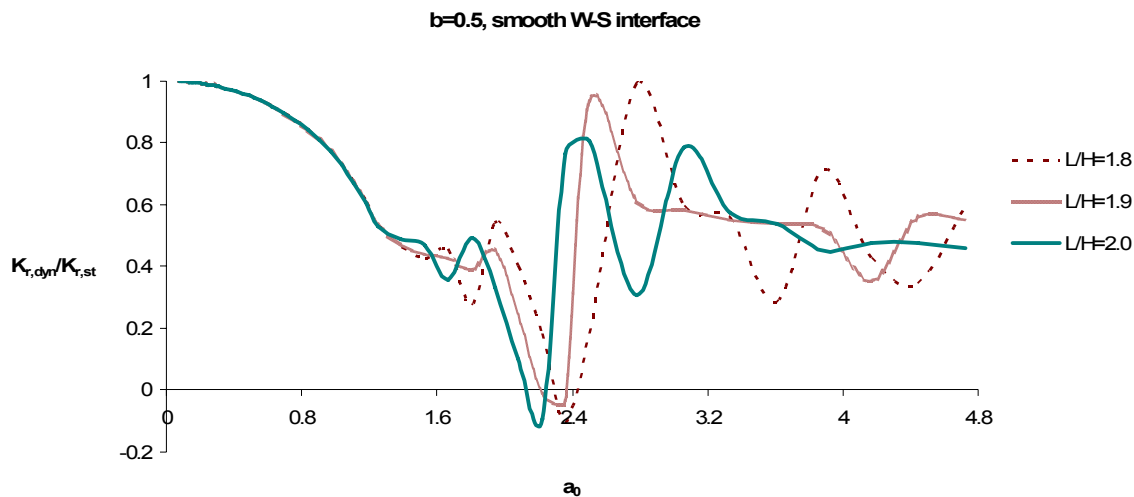
Σχήμα 3.251. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



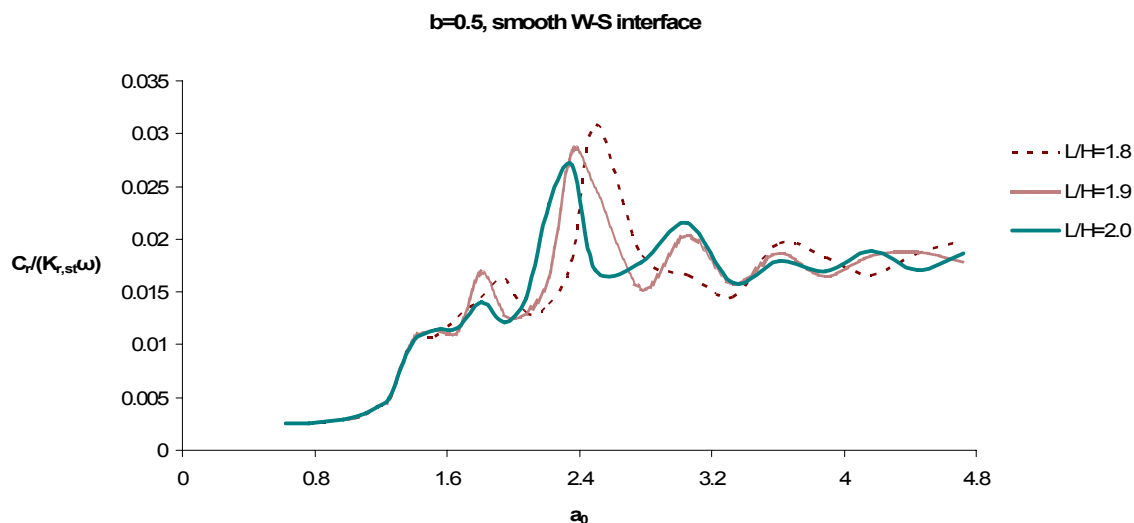
Σχήμα 3.252. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



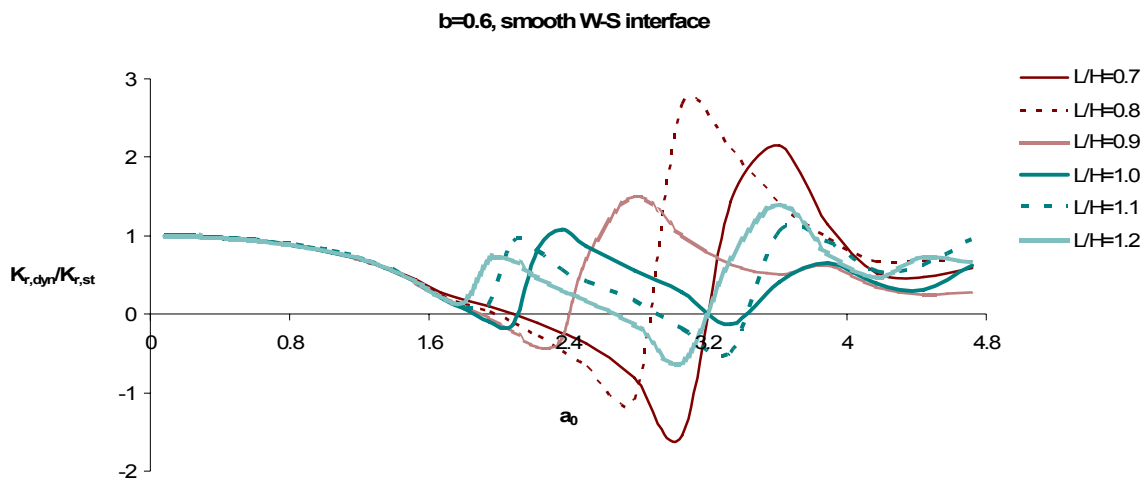
Σχήμα 3.253. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



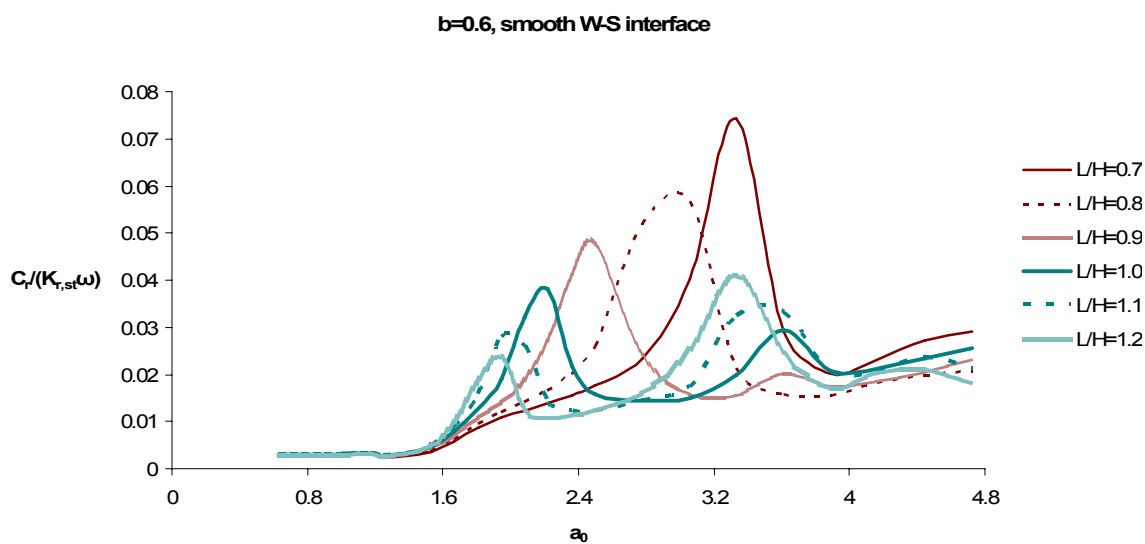
Σχήμα 3.254. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



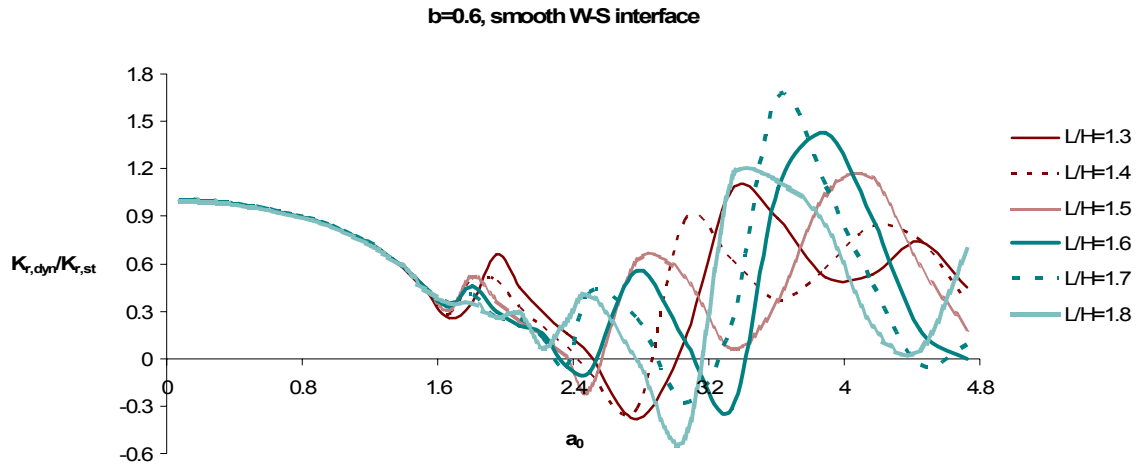
Σχήμα 3.255. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.5$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



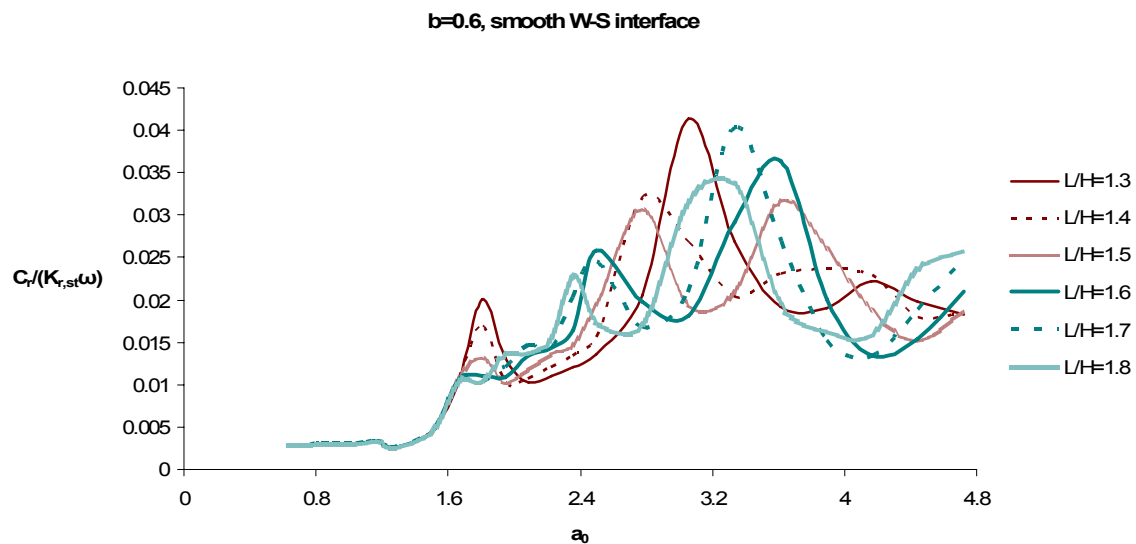
Σχήμα 3.256. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



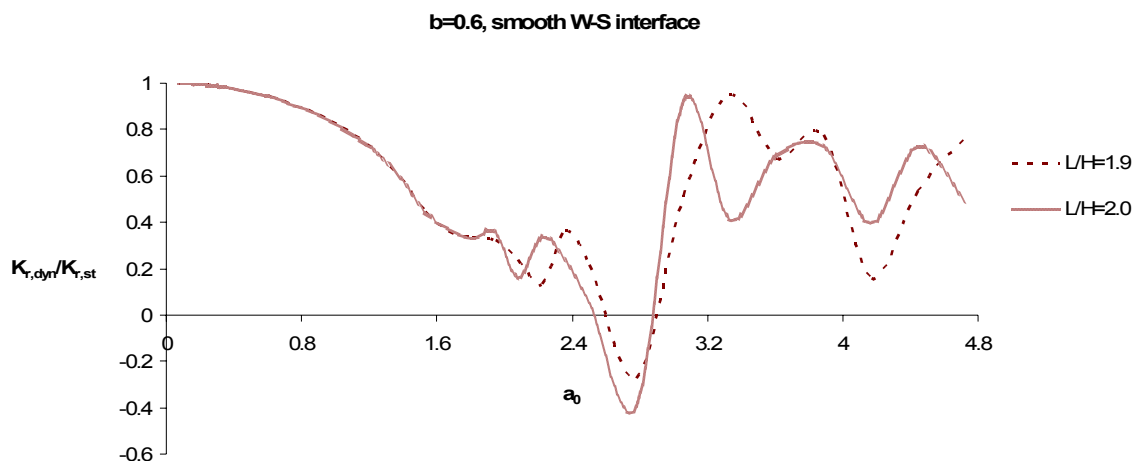
Σχήμα 3.257. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



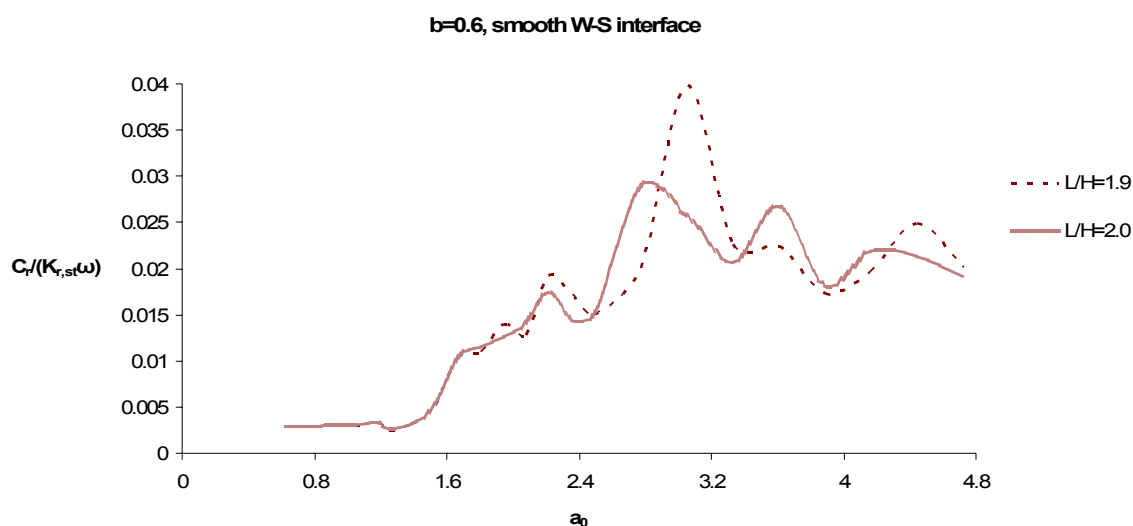
Σχήμα 3.258. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



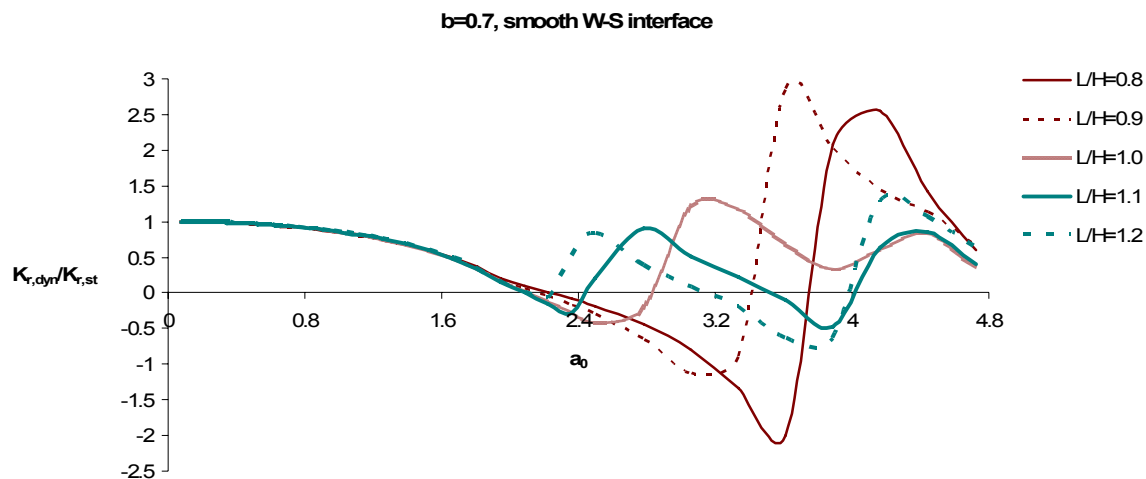
Σχήμα 3.259. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



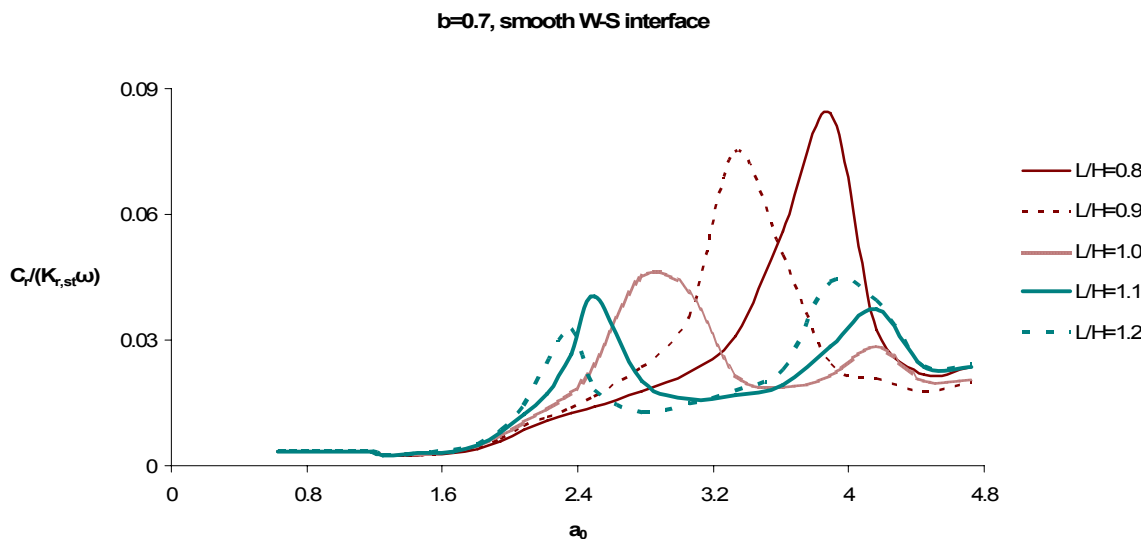
Σχήμα 3.260. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



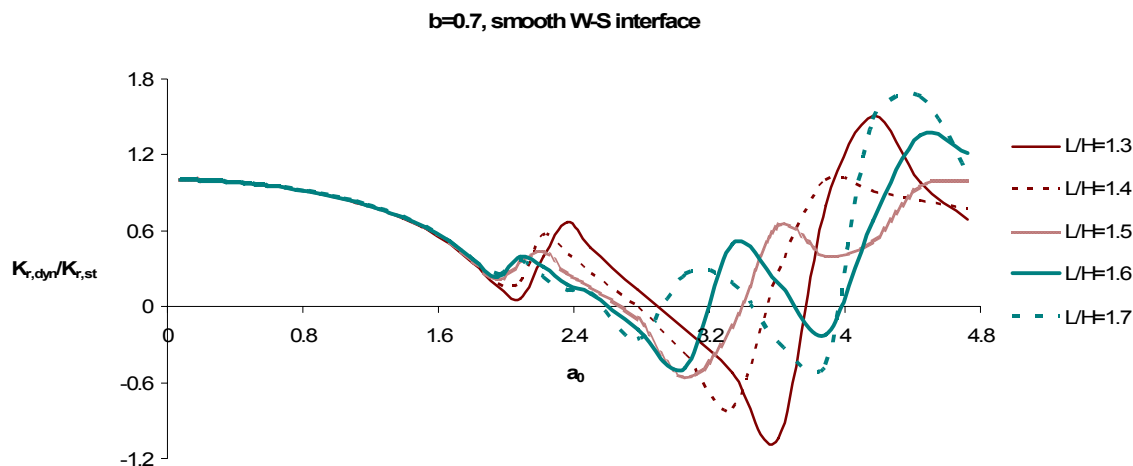
Σχήμα 3.261. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.6$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



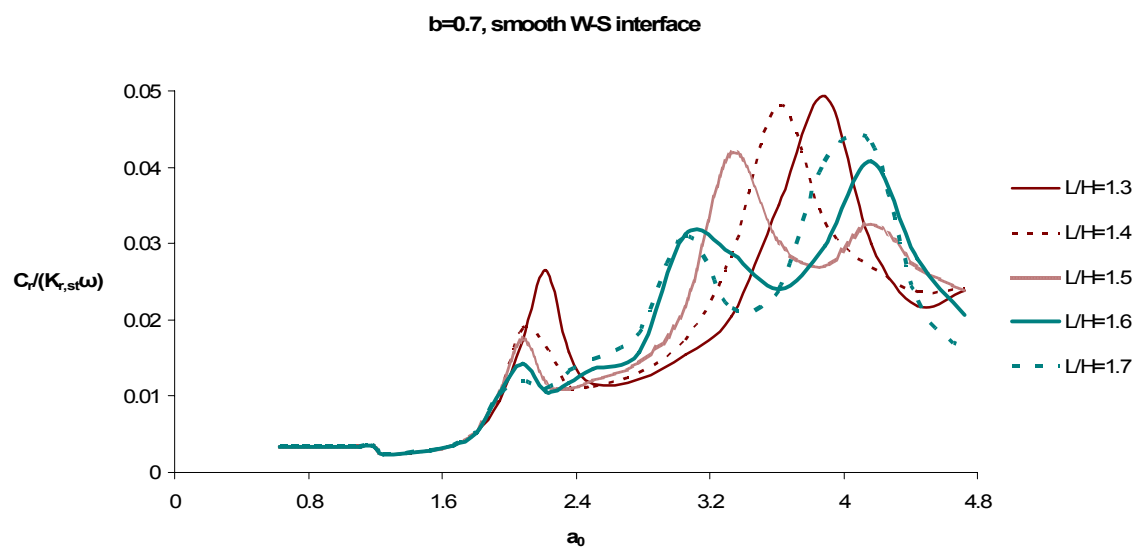
Σχήμα 3.262. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



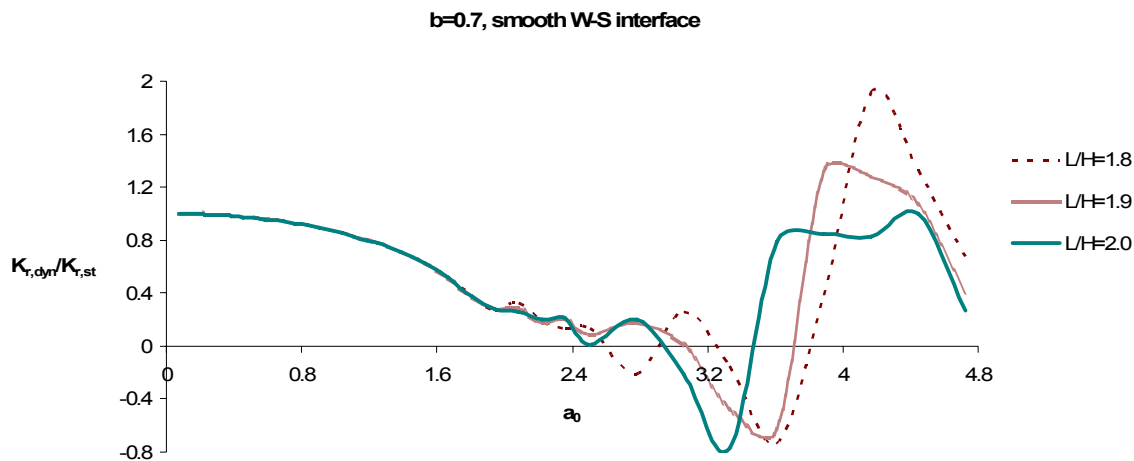
Σχήμα 3.263. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



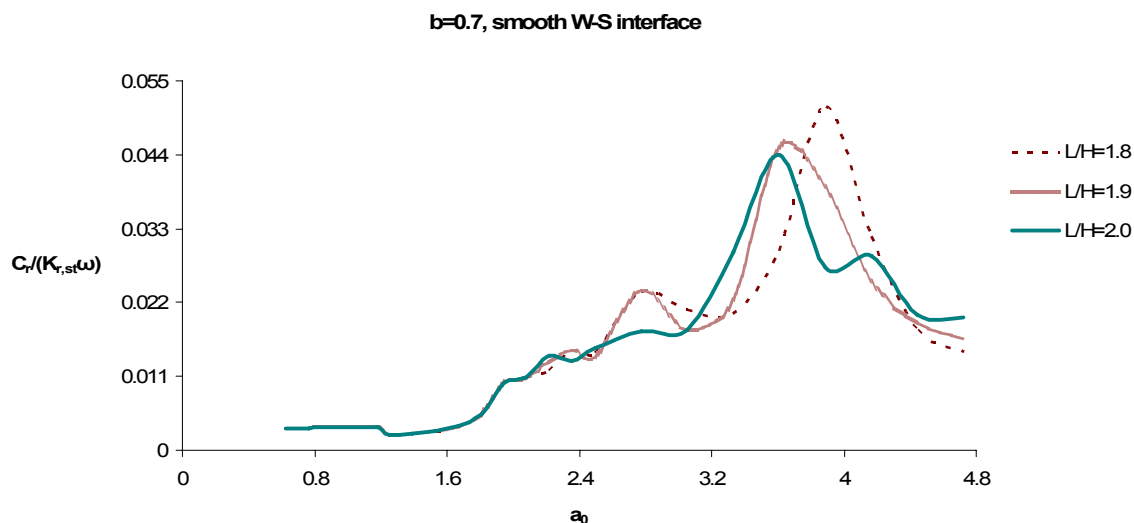
Σχήμα 3.264. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



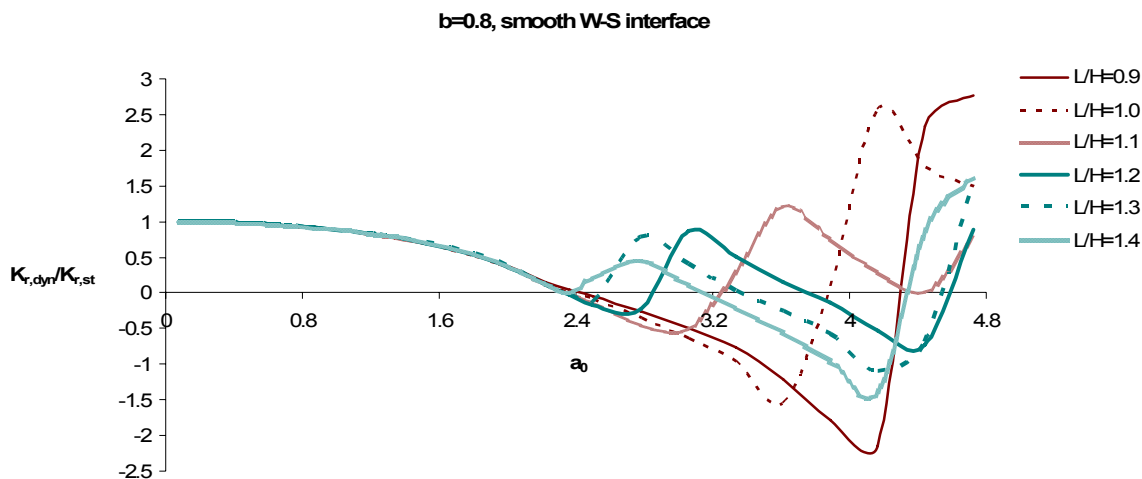
Σχήμα 3.265. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημυπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



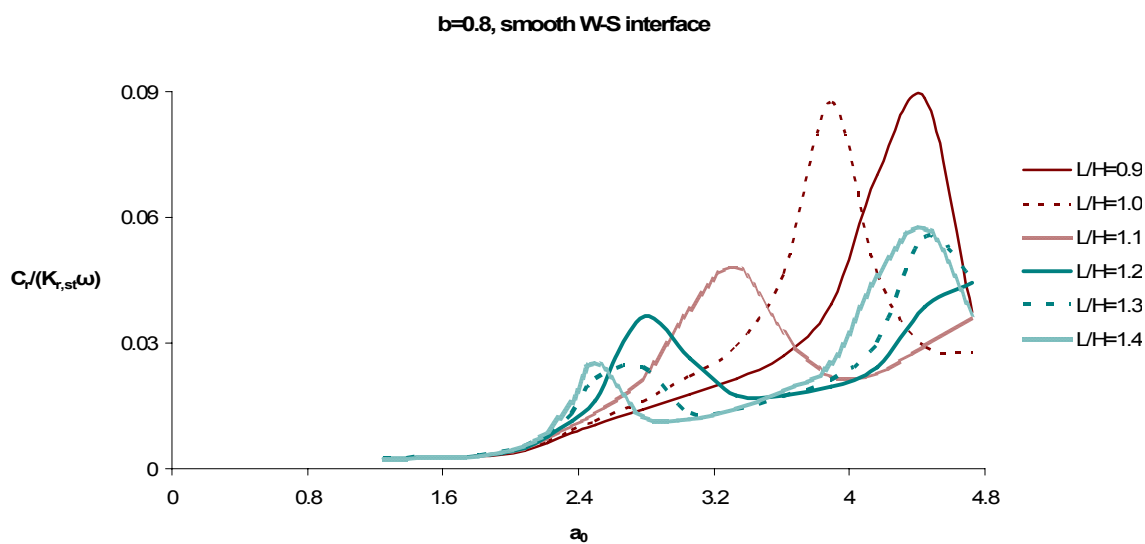
Σχήμα 3.266. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



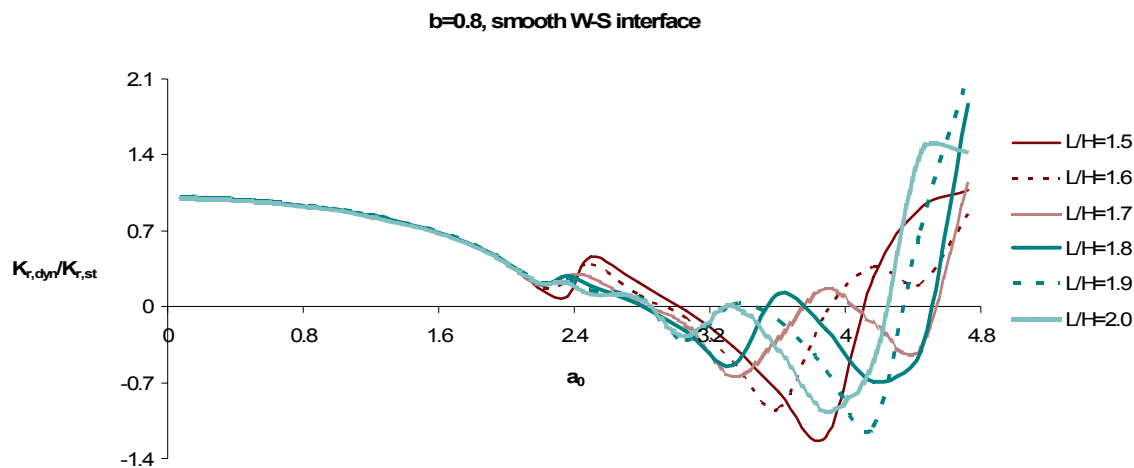
Σχήμα 3.267. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.7$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



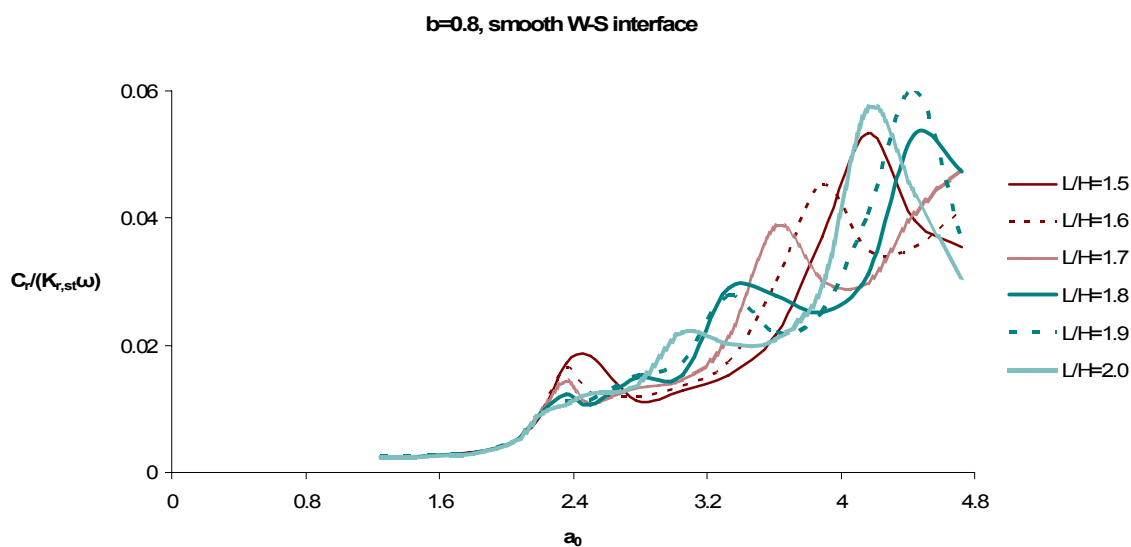
Σχήμα 3.268. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



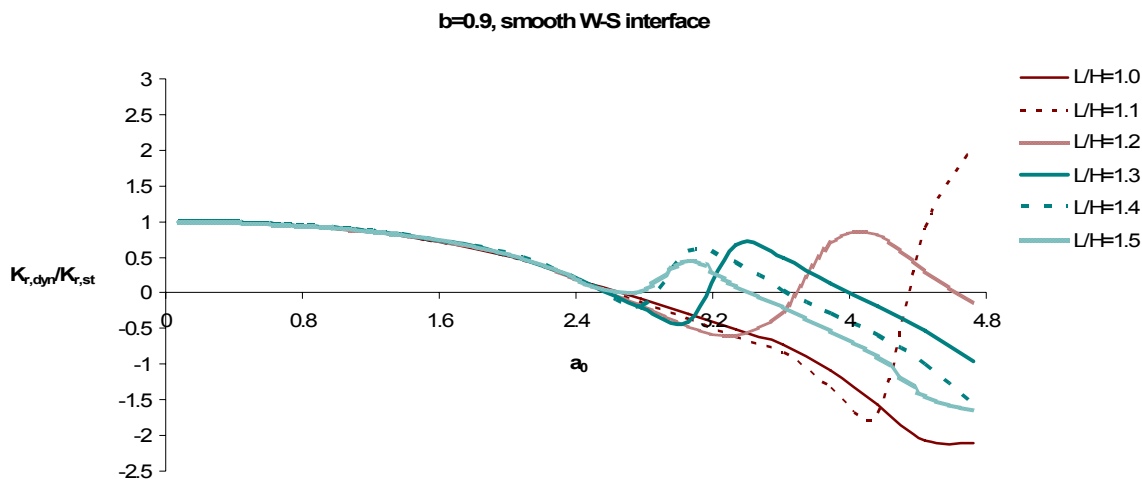
Σχήμα 3.269. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



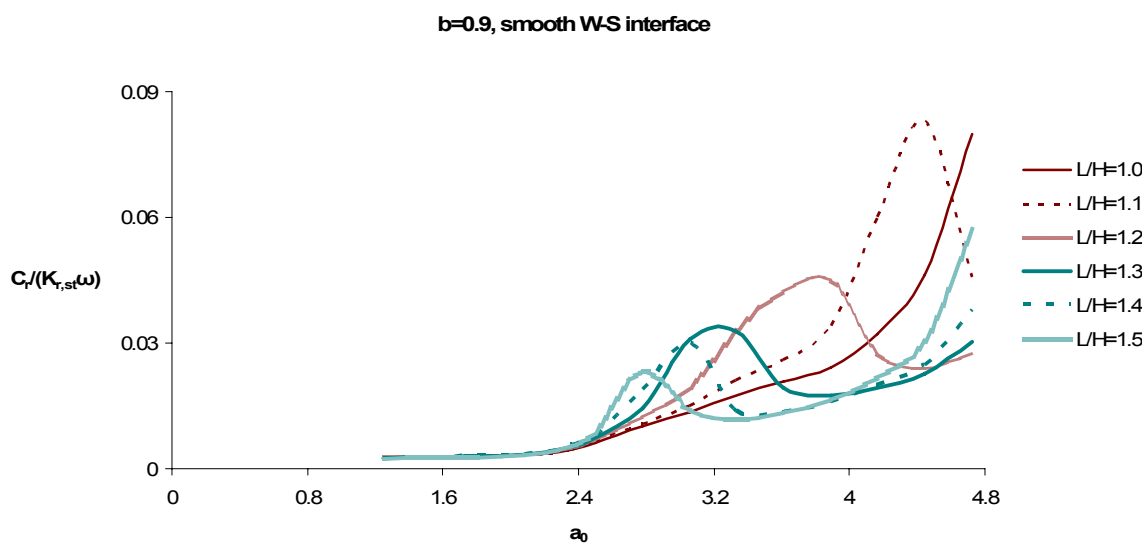
Σχήμα 3.270. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



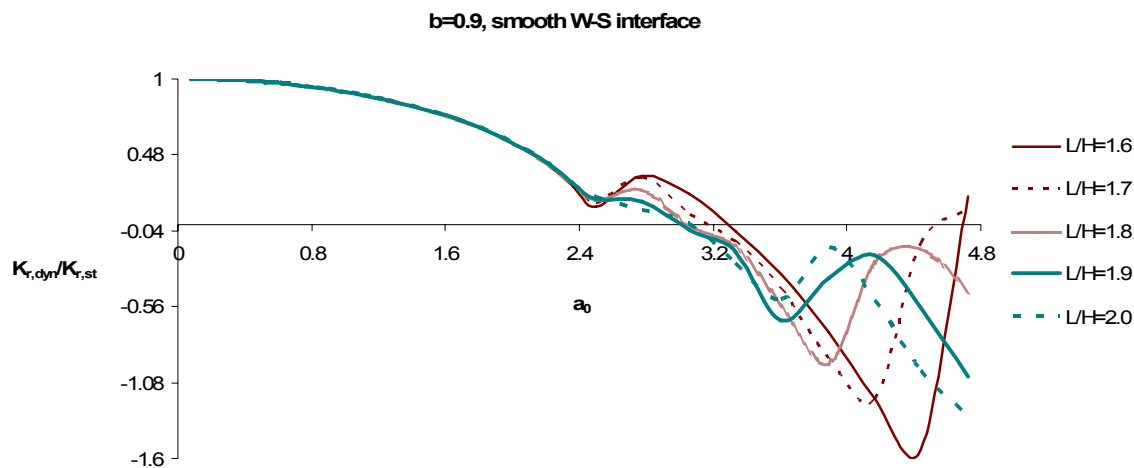
Σχήμα 3.271. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.8$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



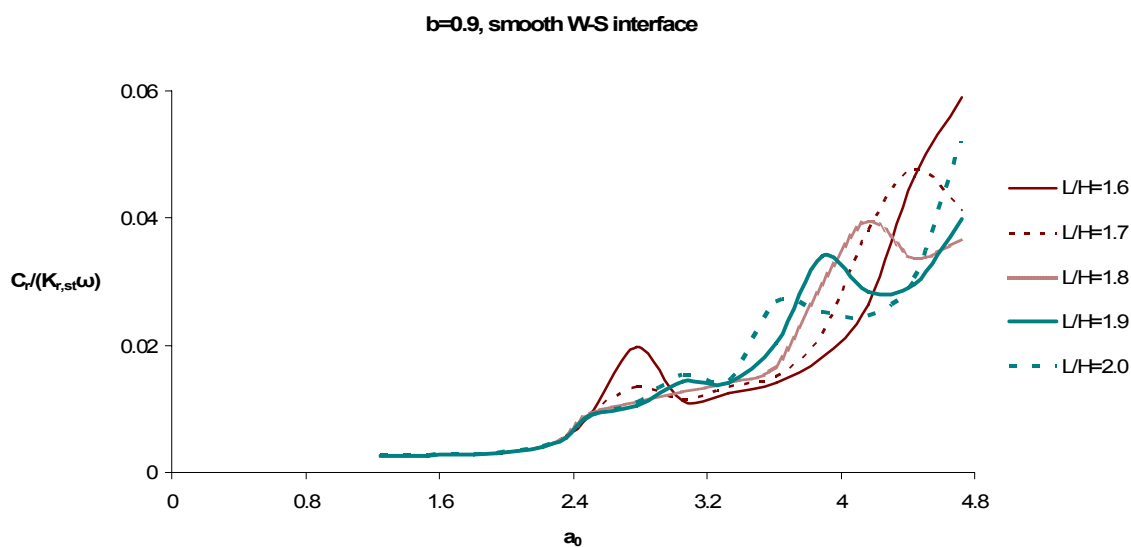
Σχήμα 3.272. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



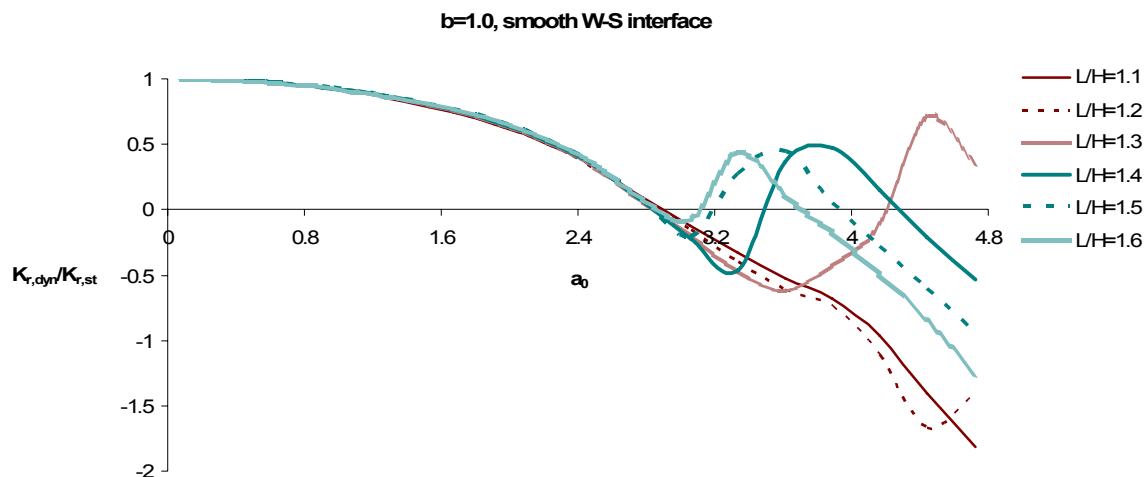
Σχήμα 3.273. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



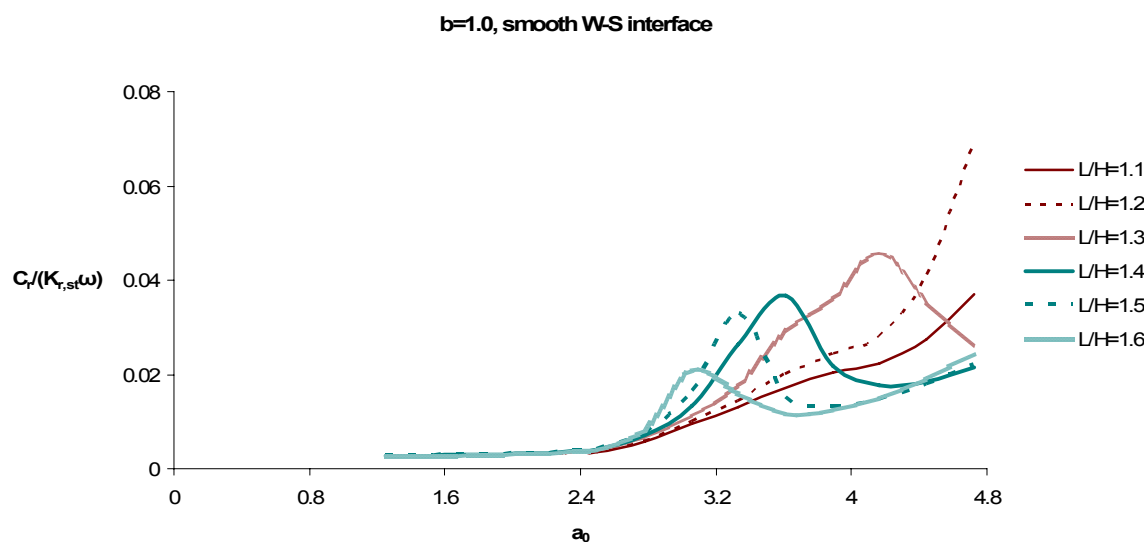
Σχήμα 3.274. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



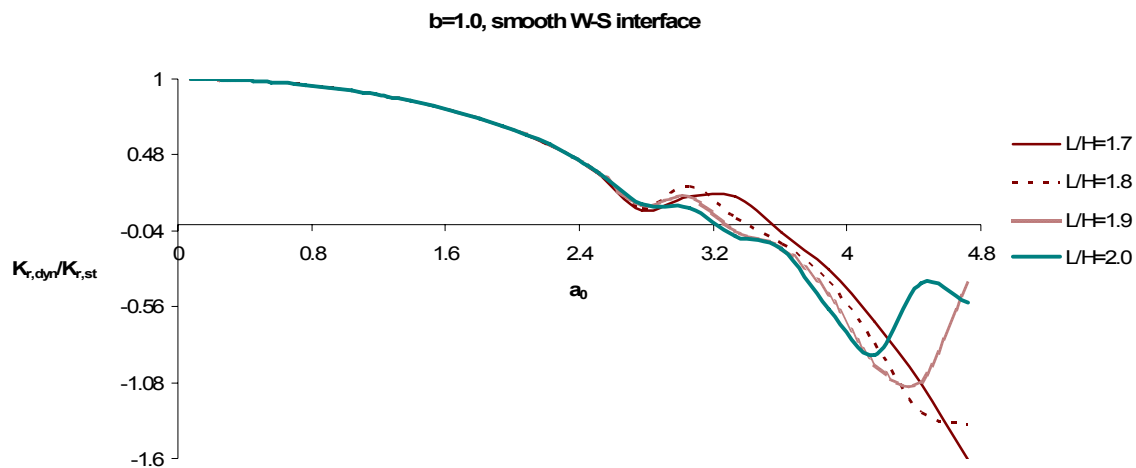
Σχήμα 3.275. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=0.9$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



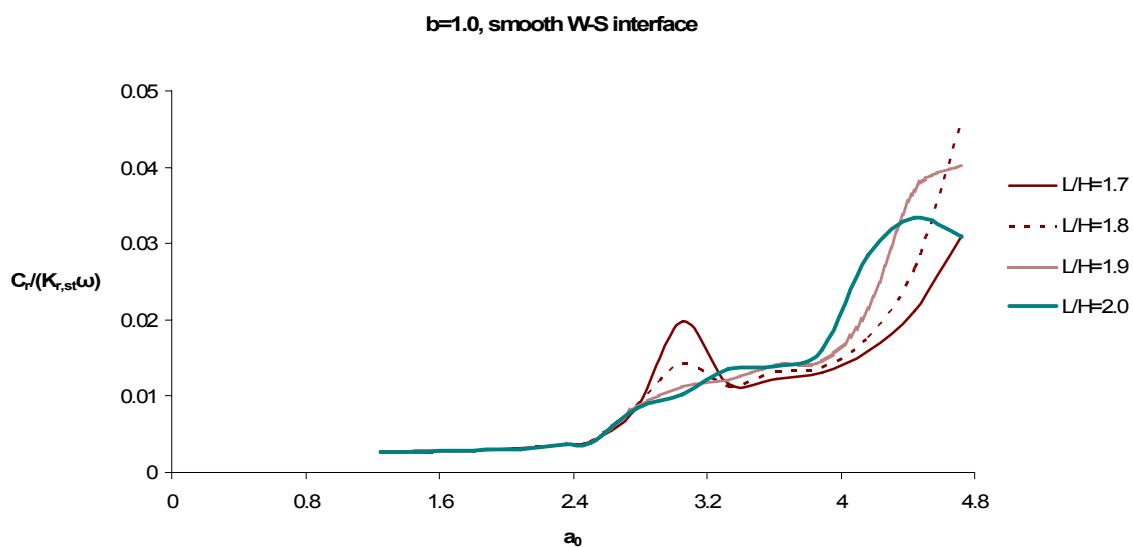
Σχήμα 3.276. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



Σχήμα 3.277. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στρώσης μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



Σχήμα 3.278. Συντελεστής $K_{r,dyn}/K_{r,st}$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .



Σχήμα 3.279. Συντελεστής $C_r/(\omega K_{r,st})$ για επιβολή αρμονικής στροφής μοναδιαίου πλάτους στο κέντρο θεμελίου αδιαστατοποιημένου ημιπλάτους $b=1.0$, επί εδαφικής στρώσης σε απόσταση L/H από τοίχο αντιστήριξης που σχηματίζει λεία διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αποτελέσματα για διάφορες τιμές του L/H .

3.5.2.5. Παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων της δυναμικής εμπέδησης

Όπως φαίνεται και από τα Σχήματα 3.48 έως 3.279, η μεταβολή των δυναμικών εμπεδήσεων συναρτήσει της συχνότητας εμφανίζει πολύπλοκες διακυμάνσεις. Αυτές οι έντονες μεταβολές οφείλονται εν μέρει στην παρουσία του άκαμπτου βραχώδους υποστρώματος σε πεπερασμένο βάθος από την εδαφική επιφάνεια (οπότε τα ελάχιστα οφείλονται σε συντονισμό της εδαφικής στρώσης), και εν μέρει στην παρουσία του τοίχου αντιστήριξης και της απόκρισης του εδάφους μεταξύ θεμελίου και τοίχου.

Παρατηρώντας τις θέσεις των ελαχίστων των καμπυλών του συντελεστή δυσκαμψίας $K_{j,dyn}/K_{j,st}$, μπορεί να γίνει άμεσα αντιληπτό ότι η παρουσία δύσκαμπτου τοίχου αντιστήριξης οδηγεί σε σύστημα τοίχου-εδάφους-θεμελίου που είναι πιο δύσκαμπτο από το μονοδιάστατο. Συνεπώς, εξηγείται εύκολα το γεγονός ότι οι συχνότητες συντονισμού στην περίπτωση του άκαμπτου τοίχου είναι γενικά μεγαλύτερες από αυτές της μονοδιάστατης περίπτωσης. Αντιθέτως, στην περίπτωση όπου σχετικά κοντά στο θεμέλιο υπάρχει εύκαμπτος τοίχος ($d_w=40$, $d_\theta=5$) τότε οι συχνότητες συντονισμού προκύπτουν μικρότερες από αυτές της μονοδιάστατης εδαφικής στρώσης. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι το σύστημα εύκαμπτου τοίχου-εδάφους-θεμελίου είναι πιο εύκαμπτο από το μονοδιάστατο σύστημα. Όλα τα προηγούμενα αφορούν την περίπτωση της επιβολής οριζόντιας μετακίνησης στο θεμέλιο. Αντίστοιχα συμπεράσματα ισχύουν και για την επιβολή στροφής, όπου όμως δεν παίζει ρόλο η ευκαμψία του τοίχου αλλά κυρίως το είδος της διεπιφάνειάς του με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Γενικά, παρατηρούμε ότι εγκόλλητη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους οδηγεί σε σύστημα πιο δύσκαμπτο από το μονοδιάστατο, και αντίθετα, όταν η διεπιφάνεια αυτή είναι λεία το σύστημα γίνεται πιο εύκαμπτο.

Ένα άλλο συμπέρασμα που μπορεί να εξαχθεί από τα διαγράμματα σχεδιασμού (από τα Σχήματα 3.48 έως 3.279) είναι ότι γενικά στη στροφική απόκριση του θεμελίου ο συντελεστής απόσβεσης είναι μικρότερος από αυτόν που ισχύει για την μετακινησιακή απόκριση. Αυτό είναι εγγενές χαρακτηριστικό των συγκεκριμένων βαθμών ελευθερίας. Στην περίπτωση της οριζόντιας μετακίνησης, η καταπόνηση του εδάφους είναι κατά κύριο λόγο διατμητική (στη οριζόντια διεύθυνση), οπότε η ενέργεια των κυμάτων που εκπέμπονται από το θεμέλιο διαφεύγει πιο εύκολα στην οριζόντια διεύθυνση (υψηλότερος συντελεστής απόσβεσης ακτινοβολίας). Ενώ την περίπτωση της στροφής το έδαφος καταπονείται κυρίως στην κατακόρυφη διεύθυνση. Όμως, η ύπαρξη του βραχώδους στρώματος σε πεπερασμένο βάθος εμποδίζει τα εκπεμπόμενα κύματα να

διαφύγουν προς τα κάτω, όπου και είναι η κατεύθυνση διάδοσής τους, με αποτέλεσμα αυτά να επιστρέφουν στο θεμέλιο και να μην μπορεί να γίνει επαρκής απόσβεση ακτινοβολίας.

3.6 ΠΡΟΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Όταν πρέπει να υπολογιστεί η δυναμική εμπέδηση ενός επιφανειακού θεμελίου, τότε υπολογίζεται αρχικά η στατική δυσκαμψία στο βαθμό ελευθερίας που απαιτείται και στη συνέχεια χρησιμοποιείται η εξ. (3.5) για να υπολογιστεί η δυναμική εμπέδηση. Για τον υπολογισμό της στατικής δυσκαμψίας χρησιμοποιούνται οι εξ. (3.8) και (3.9) για την οριζόντια μετακίνηση και τη στροφή, αντίστοιχα. Όταν το θεμέλιο βρίσκεται σε μονοδιάστατη εδαφική στρώση, τότε οι συντελεστές P_s , P_r λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα. Όταν όμως υπάρχει συνοριακή συνθήκη που περιορίζει το υποκείμενο έδαφος στην εγκάρσια διεύθυνση (π.χ., τοίχος αντιστήριξης, τοίχος υπογείου διπλανού κτιρίου, κλπ) τότε οι συντελεστές P_s , P_r λαμβάνονται από τα Σχήματα 3.5 έως 3.29 για το P_s και 3.30 έως 3.39 για το P_r .

Η δυναμική εμπέδηση υπολογίζεται εφαρμόζοντας την εξ. (3.5), όπου οι συντελεστές που υπάρχουν στις αγκύλες υπολογίζονται εύκολα από τα διαγράμματα του παρόντος κεφαλαίου. Όταν το θεμέλιο βρίσκεται σε μονοδιάστατη εδαφική στρώση, τότε οι συντελεστές λαμβάνονται από τα σχήματα 3.40 έως 3.47. Όταν υπάρχει κατακόρυφη συνοριακή συνθήκη σχετικά κοντά στο θεμέλιο, τότε οι συντελεστές της εξ. (3.5) υπολογίζονται από τα Σχήματα 3.48 έως 3.279. Υπολογίζοντας τη δυναμική εμπέδηση, ο μηχανικός μπορεί με γνωστές μεθόδους (όπως περιγράφονται στο 1^ο κεφάλαιο) να συνυπολογίσει στη δυναμική καταπόνηση και απόκριση μιας κατασκευής την επίδραση της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίου. Επιπροσθέτως, η εξαγωγή συμπερασμάτων συνολικά, δηλαδή όσον αφορά στη καταπόνηση και απόκριση του συστήματος τοίχου αντιστήριξης-εδάφους-κατασκευής, μπορεί να γίνει χρησιμοποιώντας και τα αποτελέσματα του επόμενου κεφαλαίου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Αριθμητική μελέτη της διπλής δυναμικής αλληλεπίδρασης

4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Με στόχο την εκτενή μελέτη της διπλής δυναμικής αλληλεπίδρασης μεταξύ τοίχων αντιστήριξης και κατασκευών που θεμελιώνονται στα ανάντη, θεωρήθηκε μια απλή περίπτωση τοίχου αντιστήριξης και υπερκείμενης κατασκευής που προσμοιωθήκε ως μονοβάθμιο ταλαντωτής. Το αριθμητικό προσομοίωμα που μελετήθηκε φαίνεται στο Σχήμα 4.1. Αποτελείται από μια ημιάπειρη εδαφική στρώση, ομοιογενής και ισότροπη, η οποία αντιστηρίζεται στο κατακόρυφο σύνορό της από έναν τοίχο αντιστήριξης. Η εδαφική στρώση έχει πάχος $H=8$ m, μέτρο διάτμησης $G=18$ MPa, λόγο Poisson $\nu=0.3$, και πυκνότητα $\rho=1800$ Kg/m³. Κατά μήκος του κάτω συνόρου της η εδαφική στρώση θεμελιώνεται σε άκαμπτο βράχο ο οποίος δεσμεύει τόσο την οριζόντια όσο και την κατακόρυφη συνιστώσα της μετατόπισης (πλήρης πάκτωση).

Κατά μήκος της διεπιφάνειάς του με τον τοίχο, το έδαφος μπορεί είτε να ολισθαίνει ελεύθερα χωρίς τριβές, δηλαδή για «λεία» (smooth) διεπιφάνεια, είτε να παραμένει ακίνητο στην εφαπτομενική διεύθυνση, δηλαδή να αναπτύσσονται τριβές μεταξύ του τοίχου και του εδάφους, δηλαδή για «εγκόλλητη» (bonded) διεπιφάνεια. Οι δυο αυτές περιπτώσεις εξετάστηκαν χωριστά όπως θα φανεί στη συνέχεια. Σε κάθε περίπτωση πάντως το έδαφος βρίσκεται σε συνεχή επαφή με τον τοίχο και δεν επιτρέπεται αποκόλλησή του από αυτόν. Ο τοίχος αντιστήριξης προσομοιώνεται ως δοκός πρόβολος, με τη βάση του να περιορίζεται τελείως έναντι οριζόντιας μετακίνησης και από ένα στροφικό ελατήριο όσον αφορά τη στροφή. Με κατάλληλη εκλογή της σταθεράς του ελατηρίου R_θ , μπορεί το τελευταίο να συμπεριφερθεί ως πάκτωση, ή ως ελαστικά ενδόσιμο στροφικό ελατήριο. Επίσης, ο τοίχος έχει μεταβλητό μέτρο ελαστικότητας E_w , το οποίο καθορίζεται ανάλογα με την επιθυμητή δομική του ευκαμψία.

Στο πάνω οριζόντιο σύνορο της εδαφικής στρώσης υπάρχουν συνθήκες ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους. Το αριστερό σύνορο του εδάφους εκτείνεται θεωρητικά σε άπειρη απόσταση από τον τοίχο, αλλά στα πλαίσια του αριθμητικού προσομοιώματος η απόσταση τοίχου-αριστερού συνόρου λήφθηκε ίση με 40 φορές το πάχος της εδαφικής στρώσης, δηλαδή ίση με 320 m. Καθ' ύψος του συνόρου αυτού περιορίστηκαν όλες οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις με σκοπό το σύνορο να προσομοιώνει όσο το δυνατόν ακριβέστερα τη μονοδιάστατη εδαφική απόκριση (συνθήκες «ελευθέρου πεδίου») σε μία μέση απόσταση από τον τοίχο.

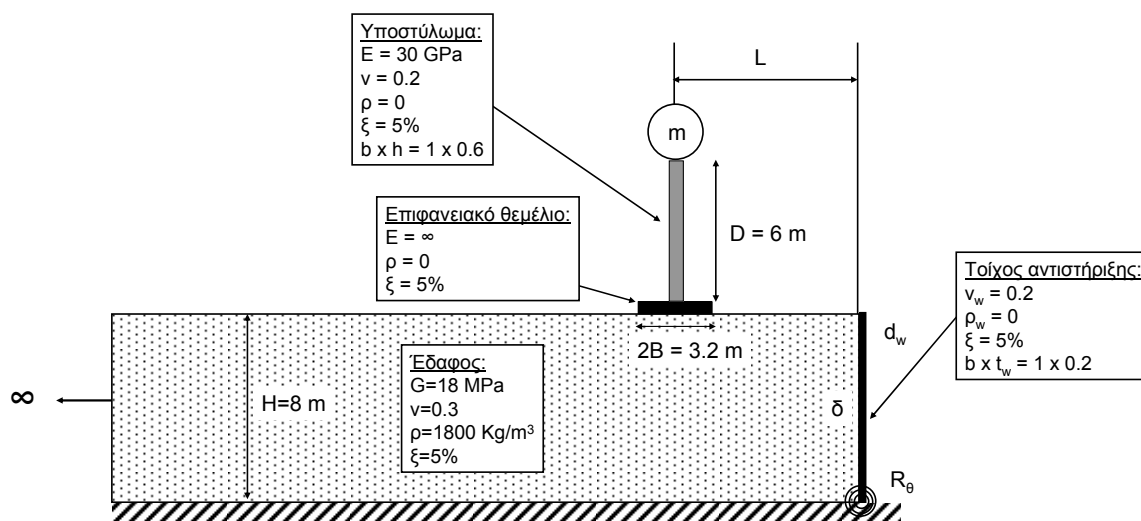
Σε απόσταση L από τη διεπιφάνεια τοίχου-αντιστηριζόμενου εδάφους θεμελιώνεται μια κατασκευή που μπορεί να προσομοιωθεί με μονοβάθμιο ταλαντωτή. Τέτοιου είδους κατασκευές μπορεί να είναι μονόροφα κτίρια, ή πολυόροφα κτίρια των οποίων η απόκριση οφείλεται κυρίως στη θεμελιώδη ιδιομορφή. Στην πρώτη περίπτωση, το ύψος της εντοπισμένης μάζας από τη θεμελίωση ισούται με το ύψος του κτιρίου. Στη δεύτερη περίπτωση το ύψος αυτό λαμβάνεται ίσο με την απόσταση του κέντρου βάρους του κτιρίου από τη θεμελίωση. Στο προσομοίωμα που μελετήθηκε στην παρούσα εργασία το ύψος αυτό λήφθηκε σταθερό και ίσο με 6 m. Στο ύψος αυτό η κατασκευή περιέχει μια σημειακή μάζα m αμελητέων διαστάσεων. Οι φυσικές ιδιότητες του υποστυλώματος είναι $E = 30 \text{ GPa}$, $\nu=0.2$, $\rho=0$, $b \times h=1 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$. Από τα προηγούμενα συνεπάγεται ότι και η ροπή αδρανείας καθώς και η δυσκαμψία του υποστυλώματος δίνονται αντίστοιχα από τις σχέσεις:

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.018 \text{ m}^4 \quad (4.1)$$

$$K = \frac{3EI}{D^3} = 7.5 \cdot 10^6 \text{ N / m} \quad (4.2)$$

και είναι σταθερές για όλες τις παραμετρικών αναλύσεις που διεξήχθησαν.

Το θεμέλιο της κατασκευής (πεδιλοδοκός απείρου μήκους στην εγκάρσια διεύθυνση) έχει διαστάσεις $2B \times b \times h=3.2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$, και το μέτρο ελαστικότητάς του έχει πολύ μεγάλη τιμή έτσι ώστε πρακτικά να θεωρείται πλήρως άκαμπτο. Το υποστυλώμα και το επιφανειακό θεμέλιο της κατασκευής είναι αβαρή και η μάζα της κατασκευής θεωρείται συγκεντρωμένη στην κορυφή του υποστυλώματος. Για τον λόγο αυτό, η κατασκευή που θεωρήθηκε στο αριθμητικό προσομοίωμα μπορεί να θεωρηθεί ότι αντιπροσωπεύει έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή.



Σχήμα 4.1. Προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για τη μελέτη της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους – κατασκευής.

Κατά μήκος της διεπιφάνειας του επιφανειακού θεμελίου της κατασκευής με το υποκείμενο έδαφος δεν υπάρχει αποκόλληση ούτε ολίσθηση, δηλαδή η διεπιφάνεια είναι πλήρως εγκόλλητη. Στη βάση του προσομοιώματος του Σχήματος 4.1 επιβάλλεται αρμονική διέγερση συχνότητας f η οποία έχει επαρκή διάρκεια, ώστε το σύστημα να περνάει σε κατάσταση ταλάντωσης σταθερού πλάτους (steady-state response). Οι αναλύσεις γίνονται στο πεδίο των συχνοτήτων, και η επιβαλλόμενη συχνότητα σαρώνει ένα διάστημα συχνοτήτων από 1 Hz έως 16 Hz. Τα αποτελέσματα στο πεδίο των συχνοτήτων δεν βλάπτουν τη γενικότητα του φαινομένου αλληλεπίδρασης που μελετάται, καθότι είναι γνωστό ότι οποιαδήποτε πραγματική ή τεχνητή χρονοιστορία διέγερσης μπορεί μέσω της ανάλυσης Fourier να αναλυθεί σε φάσμα Fourier, το οποίο δείχνει την κατανομή των πλατών στις διάφορες συχνότητες. Συνεπώς, παρέχει τη δυνατότητα να μπορεί να γραφεί η δεδομένη χρονοιστορία ως άθροισμα αρμονικών συνιστησών με επιλεγμένα πλάτη και συχνότητες. Εξάλλου όλες οι αναλύσεις της παρούσας εργασίας είναι γραμμικά ελαστικές, και ο υπολογισμός της απόκρισης μέσω φάσματος Fourier είναι θεμιτός με χρήση της αρχής της επαλληλίας.

Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το ευρύτατα διαδεδομένο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (2009). Το έδαφος διακριτοποιήθηκε με οκτακομβικά τετραγωνικά πεπερασμένα στοιχεία. Τα στοιχεία αυτά προσφέρουν το σημαντικό πλεονέκτημα της επαρκούς προσομοίωσης των διατμητικών τάσεων και παραμορφώσεων που δημιουργούνται μέσα στο έδαφος κατά τη διάρκεια της

δυναμικής φόρτισης. Αποφεύγονται έτσι αριθμητικά σφάλματα που προκύπτουν όταν χρησιμοποιούνται τετρακομβικά γραμμικά στοιχεία. Η θεμελίωση της κατασκευής και ο τοίχος αντιστήριξης προσομοιώθηκαν με τρικομβικά τετραγωνικά στοιχεία δοκού τύπου Timoshenko, ενώ το υποστυλώμα προσομοιώθηκε με δικομβικά γραμμικά στοιχεία δοκού του ίδιου τύπου. Τα στοιχεία αυτά είναι τα πιο αποτελεσματικά στο ABAQUS για την προσομοίωση των δοκών, καθώς λαμβάνουν υπόψη τους και τις εγκάρσιες διατμητικές παραμορφώσεις, οι οποίες για υψίκορμες δοκούς μπορεί να είναι σημαντικές.

Όλα τα μέρη του προσομοιώματος (κατασκευή, θεμέλιο, έδαφος, τοίχος) θεωρήθηκαν ότι έχουν λόγο κρίσιμης απόσβεσης σταθερού υστερητικού τύπου ίσο με $\xi=5\%$. Κατά την αριθμητική προσομοίωση δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή στην προσαρμογή των συντελεστών της απόσβεσης Rayleigh a και b στο θεωρούμενο διάστημα συχνοτήτων. Επειδή το διάστημα από 1 έως 16 Hz είναι σχετικά μεγάλο και η απόσβεση αποκλίνει σημαντικά από το 5% μέσα σε αυτό, το διάστημα αυτό χωρίστηκε σε τέσσερα επιμέρους διαστήματα, στο καθένα από τα οποία έγινε προσαρμογή των συντελεστών απόσβεσης Rayleigh. Αν θεωρηθεί ένα διάστημα κυκλικών συχνοτήτων από ω_1 έως ω_2 , τότε οι σταθερές Rayleigh δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$a = 2\xi \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4.3)$$

$$b = 2\xi \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4.4)$$

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να επισημανθεί ότι δεν πρέπει να υπάρξει σύγχυση μεταξύ της σταθερής υστερητικής απόσβεσης και της ιξωδοελαστικής απόσβεσης. Η τελευταία προκύπτει όταν το διάστημα συχνοτήτων ξεκινά από το 0 ($\omega_1=0$, ή εναλλακτικά $a=0$) και ακολούθως καθώς η συχνότητα σαρώνει το διάστημα $[0, \omega_2]$ η σταθερά b να παραμένει σταθερή. Απεναντίας, στην παρούσα διερεύνηση όπου θεωρείται απόσβεση σταθερού υστερητικού τύπου, χρησιμοποιήθηκαν τέσσερα διαφορετικά διαστήματα: [1,2], [2,4], [4,8], [8,16]. Στο κάθε ένα από αυτά έγινε προσαρμογή των σταθερών a , b έτσι ώστε να επιτευχθεί μια τιμή του ξ όσο το δυνατόν πλησιέστερη στο 5%. Η σάρωση των συχνοτήτων στην καθεμία από αυτές τις περιοχές έγινε με γραμμικό τρόπο χωρίζοντας σε ίσα διαστήματα.

Επιπρόσθετοι περιορισμοί προκύπτουν από την ελάχιστη πυκνότητα του δικτύου πεπερασμένων στοιχείων του εδαφικού μέσου. Η ανεπαρκής διακριτοποίηση είναι ο πιο συχνός παράγοντας σφάλματος σε αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων γενικότερα. Όταν υπάρχουν τουλάχιστον έξι μεσοκομβικά διαστήματα του δικτύου στο ελάχιστο μήκος κύματος που διαδίδεται μέσα σε αυτό το δίκτυο, τότε η ακρίβεια κρίνεται επαρκής. Σε αναλύσεις στο πεδίο των συχνοτήτων το ελάχιστο μήκος κύματος συμβαίνει για το κύμα με τη μικρότερη ταχύτητα διάδοσης για τη μέγιστη τιμή της συχνότητας που αναλύεται. Στο προσομοίωμα που μελετάται εδώ αυτό συμβαίνει για τα διατμητικά κύματα όπου $V_s=100\text{m/s}$, και για τη μεγαλύτερη συχνότητα ενδιαφέροντος που είναι $f=16\text{ Hz}$. Συνεπώς, το ελάχιστο μήκος κύματος που διαδίδεται μέσα στο έδαφος είναι $\lambda_{\min}=100/16=6.25\text{ m}$. Ως μεσοκομβικό διάστημα ορίζεται η απόσταση από ένα κόμβο του δικτύου στον πιο κοντινό γειτονικό του σε ένα στοιχείο. Αυτή ισούται με το μήκος της πλευράς του στοιχείου για γραμμικά στοιχεία και με το μισό του μήκους της πλευράς για τετραγωνικά στοιχεία. Για συγκεκριμένη μεσοκομβική απόσταση, τα τετραγωνικά στοιχεία είναι πιο ακριβή από τα γραμμικά. Η μεσοκομβική απόσταση από τα προαναφερθέντα προκύπτει ότι είναι ίση με 0.4 m . Επειδή ισχύει ότι $6.25>10\times 0.4$, άρα η διακριτοποίηση που έγινε στο δίκτυο αποδεικνύεται ότι είναι επαρκής.

4.2 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Οι βασικές παράμετροι που εξετάστηκαν κατά τις αναλύσεις του προσομοιώματος που περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα είναι οι τέσσερις που παρατίθενται στη συνέχεια.

Αδιαστατοποιημένη απόσταση από τον τοίχο

Η απόσταση του κέντρου του θεμελίου της κατασκευής L από τον τοίχο (τη διεπιφάνειά του με το έδαφος), αδιαστατοποιημένη ως προς το πάχος της εδαφικής στρώσης H , δηλαδή ο λόγος L/H .

Σχετική δομική ευκαμψία του τοίχου

Η σχετική δομική ευκαμψία του τοίχου ως προς το αντιστηριζόμενο έδαφος d_w , ορίζεται από τη σχέση:

$$d_w = \frac{GH^3}{\frac{E_w t_w^3}{12(1-\nu_w^2)}} \quad (4.5)$$

Με δεδομένες όλες τις ποσότητες στην εξ. (4.5) εκτός από το μέτρο ελαστικότητας του τοίχου E_w , είναι δυνατόν μεταβάλλοντας το τελευταίο να παίρνουμε την επιθυμητή τιμή ευκαμψίας d_w του τοίχου.

Σχετική στροφική ενδοσιμότητα

Η σχετική στροφική ενδοσιμότητα στη βάση του τοίχου d_θ , δίνεται από τη σχέση:

$$d_\theta = \frac{GH^2}{R_\theta} \quad (4.6)$$

Είναι προφανές ότι όσο αυξάνεται η ενδοσιμότητα d_θ τόσο μειώνεται η σταθερά του στροφικού ελατηρίου R_θ και αντιστρόφως.

Λόγος ιδιοπεριόδων κατασκευής-εδάφους

Οι δυναμικές ιδιότητες της κατασκευής μεταβάλλονται επειδή η μάζα m παίρνει τρεις διαφορετικές τιμές. Για κάθε τιμή της μάζας m υπολογίζεται ο λόγος της ιδιοπεριόδου της κατασκευής αν υποτεθεί ότι θεμελιώνεται σε άκαμπτο βράχο T_{str} , προς την ιδιοπερίοδο της εδαφικής στρώσης T_{soil} . Η T_{soil} υπολογίζεται ως εξής:

$$T_{soil} = \frac{4H}{V_s} = 0.32 \text{ sec} \quad (4.7)$$

Η περίοδος μονοβάθμιου ταλαντωτή, T_{str} , υπολογίζεται ως γνωστόν από τη σχέση:

$$T_{str} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K}} \quad (4.8)$$

Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη την ενδόσιμη θεμελίωσή της, T_{str}' , δίνεται από την εξ. (1.118) (βλ. κεφάλαιο 1) και ισούται με:

$$T_{str}' = T_{str} \sqrt{1 + \frac{K}{k_u} + \frac{KD^2}{k_\theta}} \quad (4.9)$$

Ο υπολογισμός των ισοδύναμων εδαφικών ελατηρίων της υπόρριξης ποσότητας με την αριθμητική μέθοδο που παρουσιάστηκε στο 3ο κεφάλαιο, δίνει τις τιμές:

$$k_u = 30670000 \text{ N / m} \quad (4.10)$$

$$k_\theta = 112500000 \text{ Nm} \quad (4.11)$$

Αντικαθιστώντας τις (4.2), (4.10) και (4.11) στην (4.9) υπολογίζεται η T_{str} συναρτήσει της T_{str}' ως εξής:

$$T_{str} = 0.523 \cdot T_{str}' \approx 0.5 \cdot T_{str}' \quad (4.12)$$

Κατά τις παραμετρικές αναλύσεις θεωρήθηκαν οι τρεις παρακάτω περιπτώσεις:

α) Λόγος $T_{str}/T_{soil}=0$. Επειδή $T_{soil} \neq 0$, αναγκαστικά θα είναι $T_{str}=0$, που σημαίνει ότι από την εξ. (4.8) και με δεδομένο ότι η δυσκαμψία του υποστυλώματος είναι μη μηδενική και πεπερασμένη για όλες τις παραμετρικές αναλύσεις, θα ισχύει $m=0$. Δηλαδή η περίπτωση αυτή αντιστοιχεί σε αβαρή κατασκευή. Αυτό δεν σημαίνει ότι παύει να υφίσταται αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Η αδρανειακή αλληλεπίδραση είναι μηδενική αλλά υπάρχει μικρή κινηματική αλληλεπίδραση μεταξύ του άκαμπτου θεμελίου και του υποκείμενου εδάφους. Η κινηματική αλληλεπίδραση αυτή επειδή το θεμέλιο είναι επιφανειακό, θεωρείται τις περισσότερες φορές αμελητέα.

β) Λόγος $T_{str}/T_{soil}=0.5$. Αντικαθιστώντας στην τελευταία σχέση την εξ. (4.12) προκύπτει ότι $T_{str}'/T_{soil}=1$. Αυτό σημαίνει ότι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής θεωρούμενης ως θεμελιωμένης σε ενδόσιμο έδαφος είναι πρακτικά ίση με την ιδιοπερίοδο της εδαφικής στρώσης πάνω στην οποία θεμελιώνεται. Συνεπώς, στις συχνότητες συντονισμού της, η κατασκευή στην περίπτωση αυτή αναμένεται να εμφανίσει τη μέγιστη δυνατή απόκριση.

γ) Λόγος $T_{str}/T_{soil}=1$. Στην περίπτωση αυτή η ιδιοπερίοδος της κατασκευής θεωρούμενης ως θεμελιωμένης σε άκαμπτο βράχο ισούται με την ιδιοπερίοδο της εδαφικής στρώσης. Κατά τον συντονισμό της εδαφικής στρώσης, η κατασκευή δεν «ακολουθεί» και συνεπώς δεν μπορεί να μεταβάλλει τις δράσεις τις οφειλόμενες στην εδαφική απόκριση (όπως π.χ. τις ωθήσεις στον τοίχο). Τα παραπάνω θα γίνουν πιο κατανοητά μέσα από το σχολιασμό των διαγραμμάτων των αποτελεσμάτων που θα ακολουθήσει στη συνέχεια του κεφαλαίου.

Η αλληλεπίδραση μεταξύ του τοίχου, του αντιστηριζόμενου εδάφους και της κατασκευής επιδρά στη δυναμική καταπόνηση και απόκριση όλων των τμημάτων του προσομοιώματος. Η αλληλεπίδραση αυτή επιδρά στη διαμόρφωση των ωθήσεων που αναπτύσσονται στον τοίχο (ορθών οριζόντιων, ορθών κατακόρυφων και διατμητικών) καθώς και στις συνιστάμενες δράσεις που αναπτύσσονται στη βάση του. Η απόκριση της επιφάνειας του εδάφους (δηλαδή η εδαφική ενίσχυση) τροποποιείται αναλόγως με την ευκαμψία του τοίχου και τις ιδιότητες της ταλαντούμενης κατασκευής. Τέλος, και η ίδια

η κατασκευή εμφανίζει τροποποιημένη απόκριση σε σχέση με αυτή που θα είχε αν το έδαφος στο οποίο θεμελιώνεται δεν περιοριζόταν από τοίχο και εκτεινόταν στο άπειρο και στις δυο κατευθύνσεις. Στη συνέχεια του κεφαλαίου θα γίνει παράθεση αποτελεσμάτων που περιγράφουν την καταπόνηση και την απόκριση των τριών τμημάτων του προσομοιώματος: του τοίχου, του εδάφους και της κατασκευής.

4.3 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΟΙΧΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Στα Σχήματα 4.2-4.13 παρατίθενται τα διαγράμματα των οιονεί-στατικών ωθήσεων που δέχεται ο τοίχος για συχνότητα διέγερσης ίση με 1 Hz. Η συχνότητα αυτή είναι σχεδόν το 1/3 της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας της εδαφικής στρώσης. Συμβολίζονται με σ_{xx} οι ορθές οριζόντιες τάσεις που ασκούνται στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους από το έδαφος, με σ_{yy} οι κατακόρυφες ορθές τάσεις που ασκούνται στην ίδια διεπιφάνεια, και με σ_{xy} οι διατμητικές τάσεις που δρουν εφαπτομενικά στη διεπιφάνεια. Στην περίπτωση όπου η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους είναι εγκόλλητη, οι διατμητικές τάσεις είναι διάφορες του μηδενός. Στην αντίθετη περίπτωση όπου το έδαφος μπορεί να ολισθαίνει ελεύθερα σε σχέση με τον τοίχο, οι διατμητικές ωθήσεις είναι μηδενικές και συνεπώς δεν εμφανίζονται στα διαγράμματα για την περίπτωση αυτή. Όλες οι ωθήσεις αδιαστατοποιούνται ως προς το γινόμενο της πυκνότητας του εδάφους, του πάχους της εδαφικής στρώσης και του πλάτους της επιτάχυνσης που επιβάλλεται στη βάση του προσομοιώματος. Σε κάθε σχήμα εμφανίζονται τρεις καμπύλες που αντιστοιχούν στις τρεις περιπτώσεις του λόγου ιδιοπεριόδων κατασκευής-εδαφικής στρώσης (T_{str}/T_{soil}). Στον κατακόρυφο άξονα παριστάνεται το ύψος από τη βάση του τοίχου, αδιαστατοποιημένο ως προς το πάχος της εδαφικής στρώσης H .

Τα αποτελέσματα των ωθήσεων που προκύπτουν από τις αναλύσεις, δεδομένου ότι στο αντιστηριζόμενο έδαφος υπάρχει απόσβεση υλικού σταθερής υστερητικής φύσεως, θα είναι εν γένει μιγαδικά, δηλ. θα αποτελούνται από ένα πραγματικό μέρος, που είναι σε φάση με τη διέγερση, και από ένα φανταστικό μέρος, το οποίο είναι 90° εκτός φάσης σε σχέση με τη διέγερση. Εντούτοις, το φανταστικό μέρος αποδείχτηκε ότι έχει χαμηλές τιμές σε σχέση με το πραγματικό, έτσι που να μπορούμε να πούμε ότι το πλάτος των ωθήσεων πρακτικά συμπίπτει με το πραγματικό τους μέρος. Αυτό αποδίδεται στο ότι η συχνότητα της διέγερσης έχει χαμηλή τιμή (οιονεί-στατική διέγερση) και συνεπώς η εκτός φάσης απόκριση του εδάφους θα είναι αμελητέα. Συνεπώς, στα παρακάτω

διαγράμματα δεν παριστάνεται το πλάτος των ωθήσεων, αλλά το πραγματικό τους μέρος. Επίσης, σχετικά με τη σύμβαση των προσήμων, οι θλιπτικές τάσεις είναι αρνητικές.

Παρατηρώντας τα διαγράμματα, μπορεί εύκολα να διαπιστωθεί ότι όσο αυξάνεται η ευκαμψία του τοίχου, τόσο μικρότερες είναι οι ορθές τάσεις (οριζόντιες ή κατακόρυφες) που αναπτύσσονται σε αυτόν. Για μεγαλύτερη απόσταση της κατασκευής από τον τοίχο ($L/H=1$) οι ωθήσεις που αντιστοιχούν σε $T_{str}/T_{soil}=1$ υπερτερούν καθ' όλο το ύψος του τοίχου έναντι των υπολοίπων. Στην περίπτωση όμως που η κατασκευή είναι πολύ κοντά στον τοίχο, οι ωθήσεις για $T_{str}/T_{soil}=1$ είναι μικρότερες από τις υπόλοιπες σε χαμηλά ύψη από τη βάση του τοίχου, ενώ κοντά στην κορυφή του είναι δραματικά μεγαλύτερες.

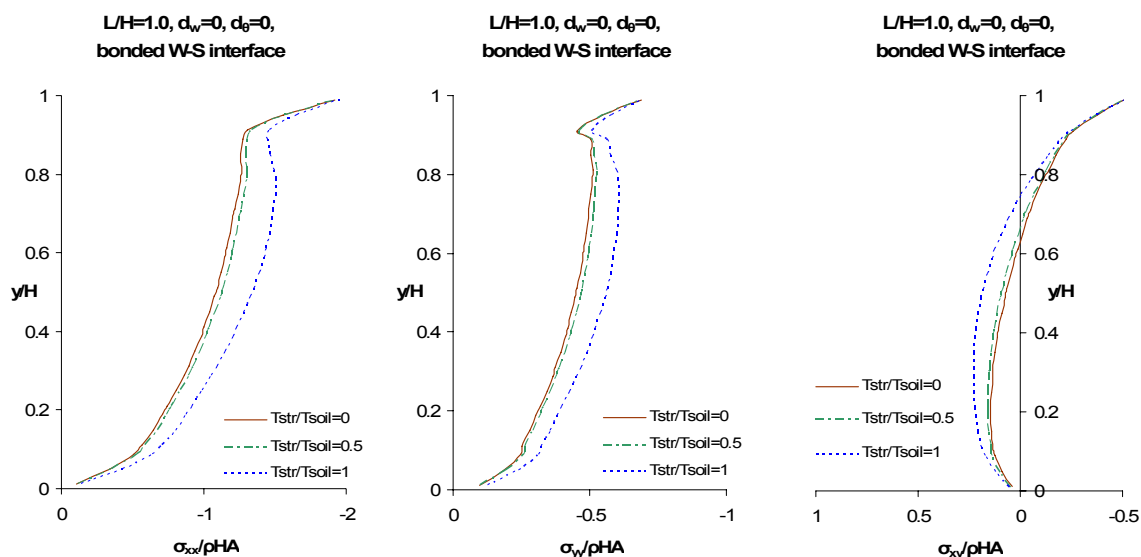
Το γεγονός ότι οι ωθήσεις είναι αυξημένες για $T_{str}/T_{soil}=1$ σε σχέση με τους δυο άλλους λόγους ιδιοπεριόδων, δείχνει ότι η ιδιοσυχνότητα του συστήματος τοίχου-εδάφους-κατασκευής όταν $T_{str}/T_{soil}=1$ είναι πλησιέστερα στην τιμή 1 Hz από τις άλλες περιπτώσεις. Αφού η παρουσία της κατασκευής μειώνει την ιδιοσυχνότητα, (υπενθυμίζεται ότι οι καμπύλες για $T_{str}/T_{soil}=0$ ουσιαστικά εκπροσωπούν την «απουσία» κατασκευής για λόγους που έχουν εξηγηθεί προηγουμένως), είναι προφανές ότι η αλληλεπίδρασή της με το έδαφος και τον τοίχο είναι κυρίως αδρανειακή αφού το επιφανειακό θεμέλιο έχει αμελητέα κινηματική αλληλεπίδραση με το υποκείμενο έδαφος.

Με την προσθήκη της κατασκευής, το έδαφος «αυξάνει» τη μάζα του και τη δυσκαμψία του (προστίθεται η κατασκευή). Αν η κατασκευή έχει μεγάλη ιδιοπερίοδο σε σχέση με το έδαφος (περίπτωση $T_{str}/T_{soil}=1$), τότε η μάζα της είναι μεγαλύτερη σχετικά με την ευκαμψία της, και τελικά στο έδαφος «προστίθεται» περισσότερο μάζα παρά δυσκαμψία. Έτσι η ιδιοσυχνότητα του εδάφους μειώνεται. Σε περιπτώσεις όπου η κατασκευή έχει μικρή ιδιοπερίοδο, τότε το σύστημα εδάφους-κατασκευής θα αυξήσει τη δυσκαμψία του χωρίς ανάλογη αύξηση της μάζας. Συνεπώς, η ιδιοσυχνότητά του είτε αυξάνει σε σχέση με την αρχική, είτε μειώνεται λιγότερο, όσο μειώνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής. Βάσει του ανωτέρω σκεπτικού, αναμένεται ότι η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα του εδάφους για την περίπτωση $T_{str}/T_{soil}=1$ να είναι μικρότερη από αυτή για $T_{str}/T_{soil}=0.5$. Έτσι εξηγούνται οι αυξημένες ορθές τάσεις στον τοίχο για $T_{str}/T_{soil}=1$. Εικάζεται ότι η προσθήκη της κατασκευής στο έδαφος με $T_{str}/T_{soil}=0.5$ δεν μεταβάλλει τις δυναμικές ιδιότητες του συστήματος εδάφους-κατασκευής, και η

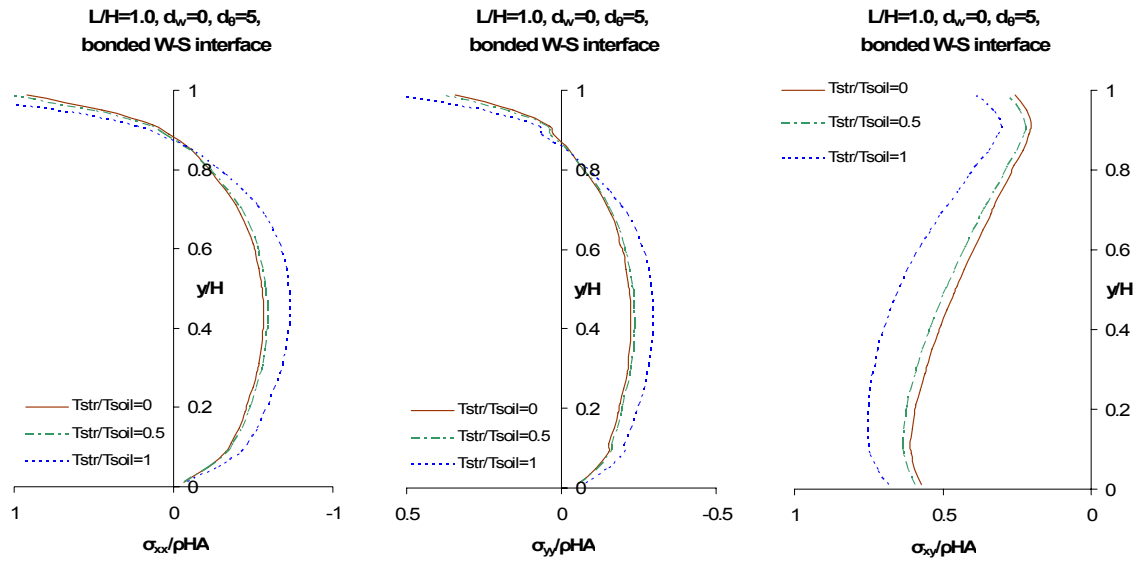
θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα παραμένει ίση με 3.125 Hz. Αυτό προκύπτει επειδή ισχύει ότι $T_{str}'/T_{soil}=1$.

Όσον αφορά στις διατμητικές τάσεις στη διεπιφάνεια, αυτές παρατηρείται ότι δεν επηρεάζονται από την ευκαμψία του τοίχου ή την ενδοσιμότητα του στροφικού ελατηρίου στη βάση του, αλλά επηρεάζονται σημαντικά από τη σχετική απόσταση της κατασκευής από τον τοίχο L/H . Υπενθυμίζεται ότι οι διατμητικές τάσεις στη διεπιφάνεια είναι θετικές όταν στο Σχήμα 4.1 το έδαφος τείνει να ολισθήσει προς τα πάνω σε σχέση με τον τοίχο.

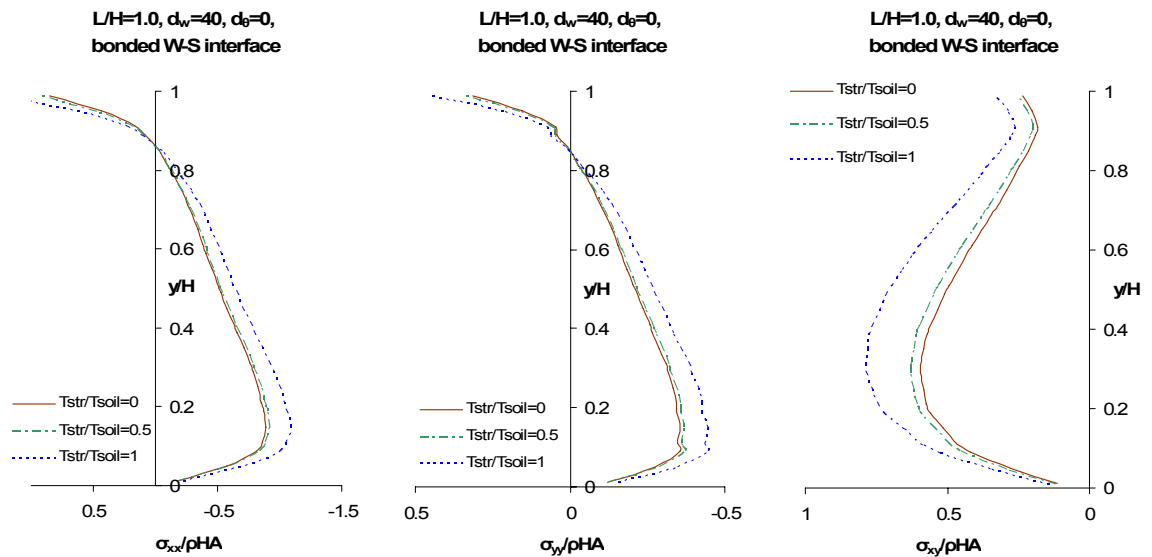
Η ανομοιομορφία στην κατανομή των ωθήσεων αυξάνεται όσο η απόσταση της κατασκευής από τον τοίχο μειώνεται. Αυτό συμβαίνει διότι στην περίπτωση που το θεμέλιο της κατασκευής απέχει επαρκώς από τον τοίχο, τότε ένα μέρος των αδρανειακών δυνάμεων που μεταβιβάζει η κατασκευή στο έδαφος παραλαμβάνεται από τον βράχο πάνω στον οποίο εδράζεται η εδαφική στρώση, ενώ το υπόλοιπο παραλαμβάνεται από τον τοίχο. Όσο μειώνεται η απόσταση L/H , τόσο μεγαλύτερο ποσοστό καταπόνησης παραλαμβάνει ο τοίχος, ενώ και το κέντρο βάρους των κατανομών των ωθήσεων ανεβαίνει προς τα πάνω.



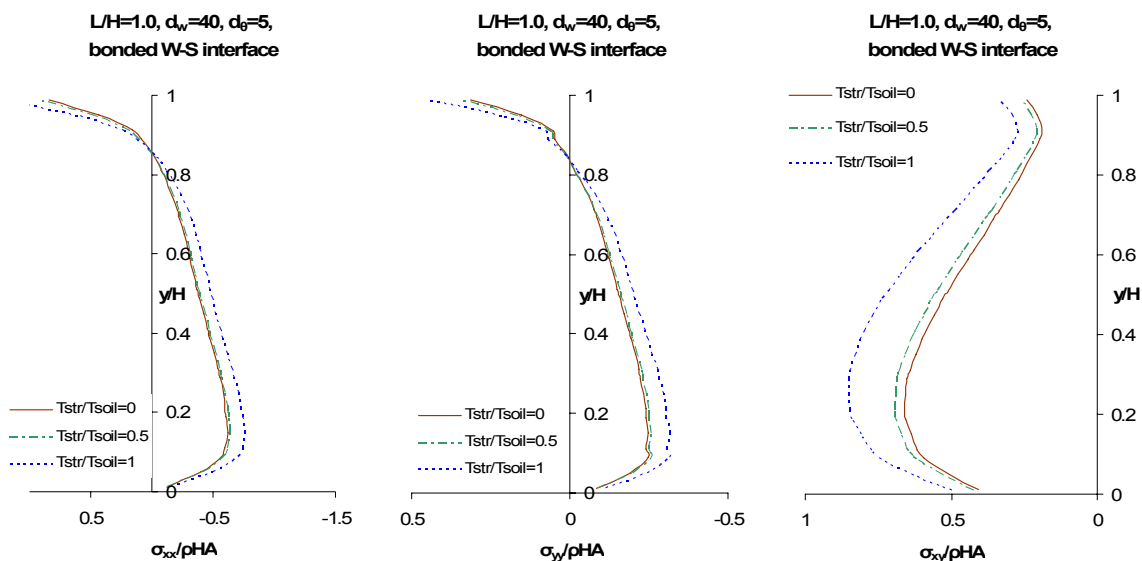
Σχήμα 4.2. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



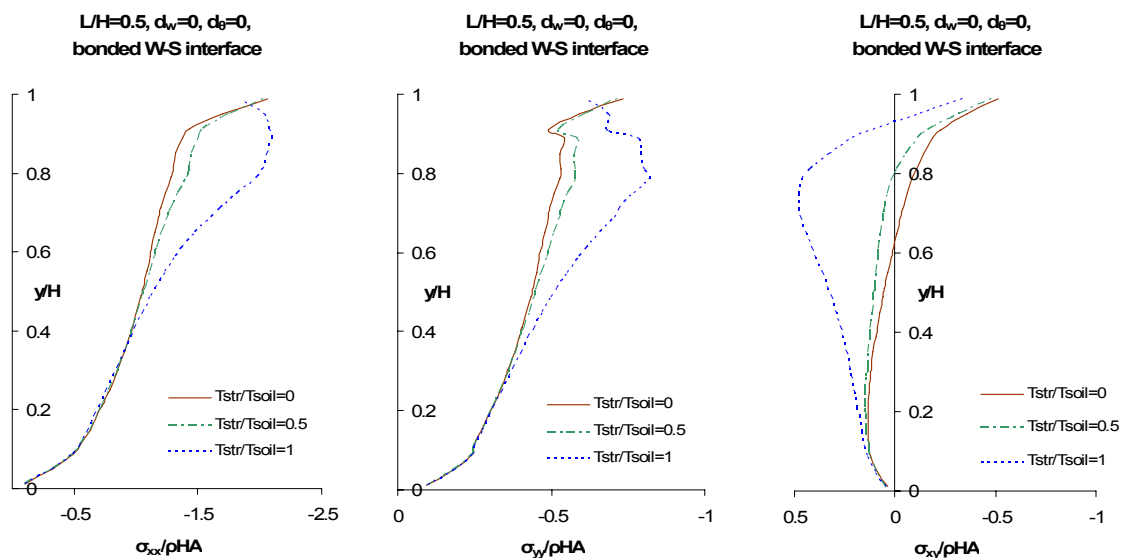
Σχήμα 4.3. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



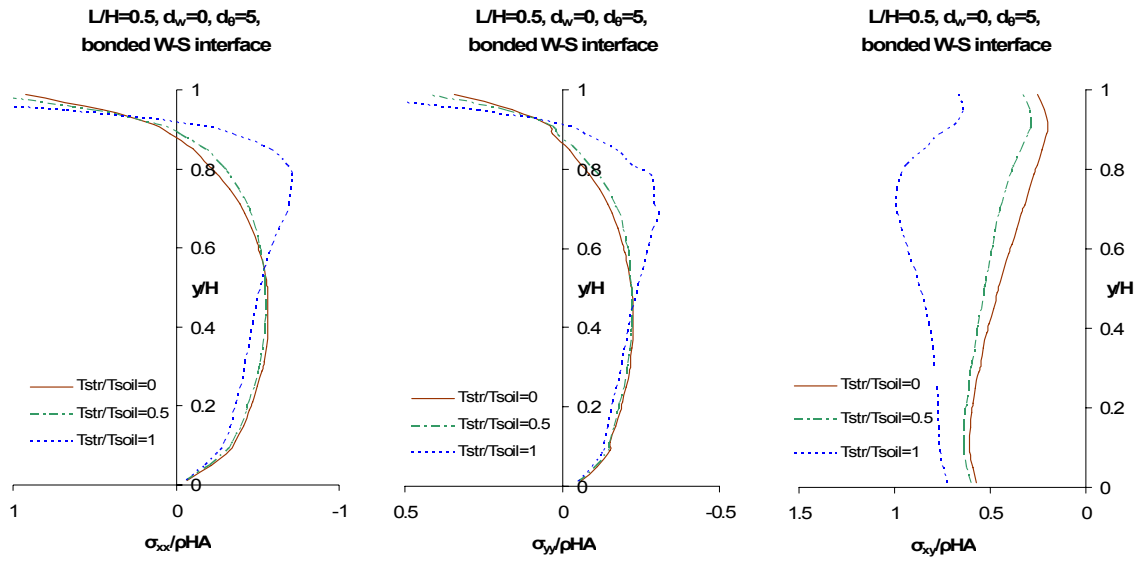
Σχήμα 4.4. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



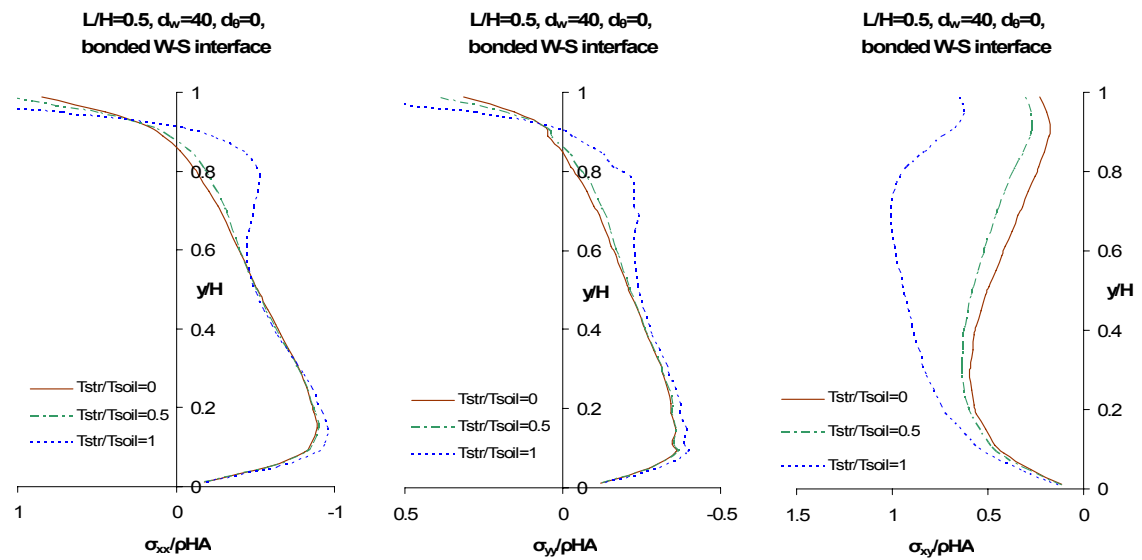
Σχήμα 4.5. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



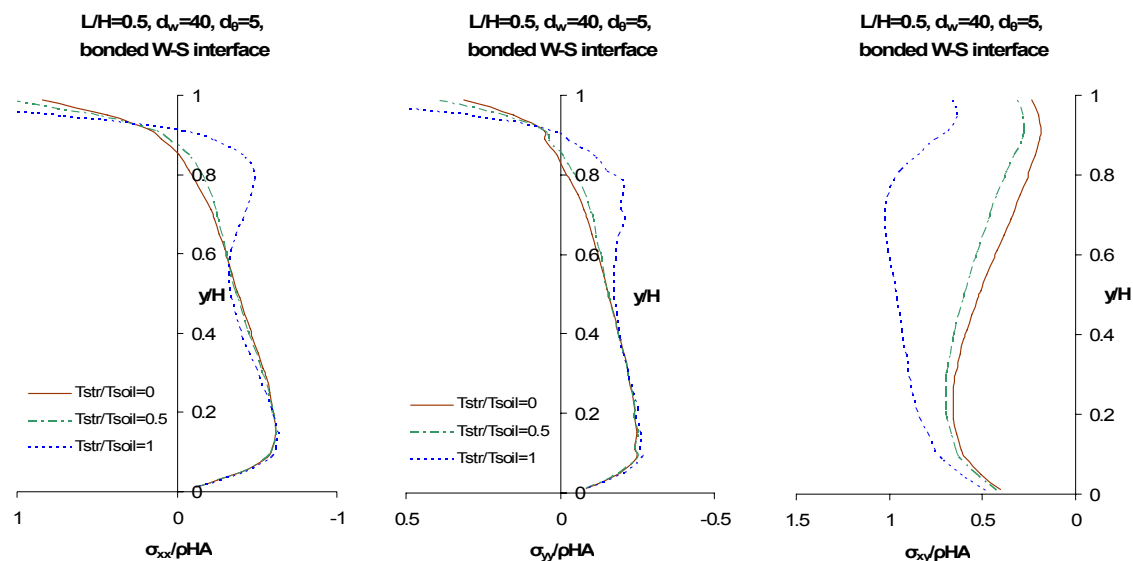
Σχήμα 4.6. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



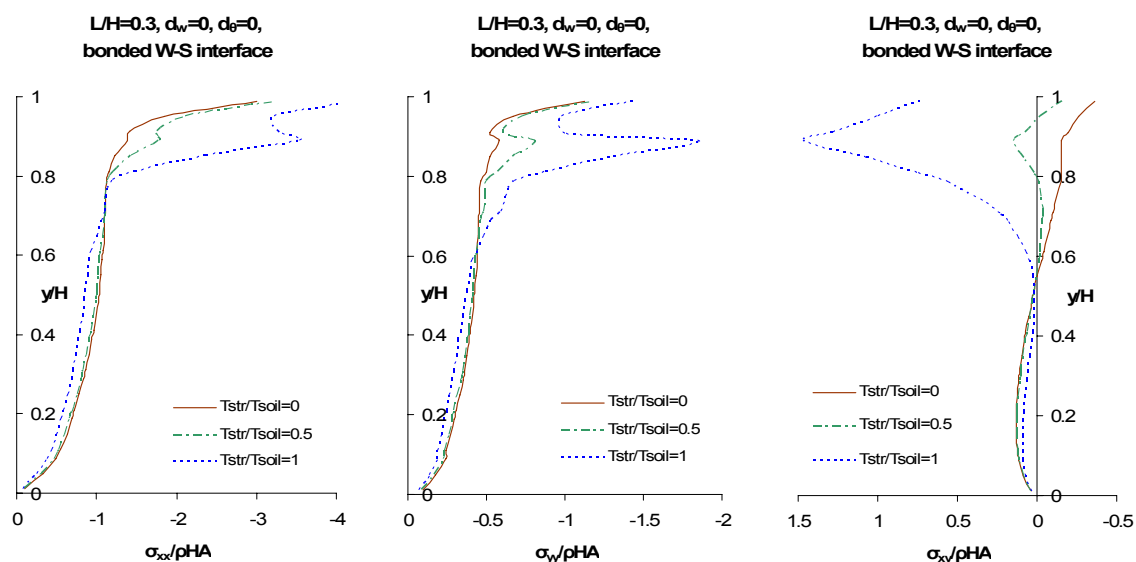
Σχήμα 4.7. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



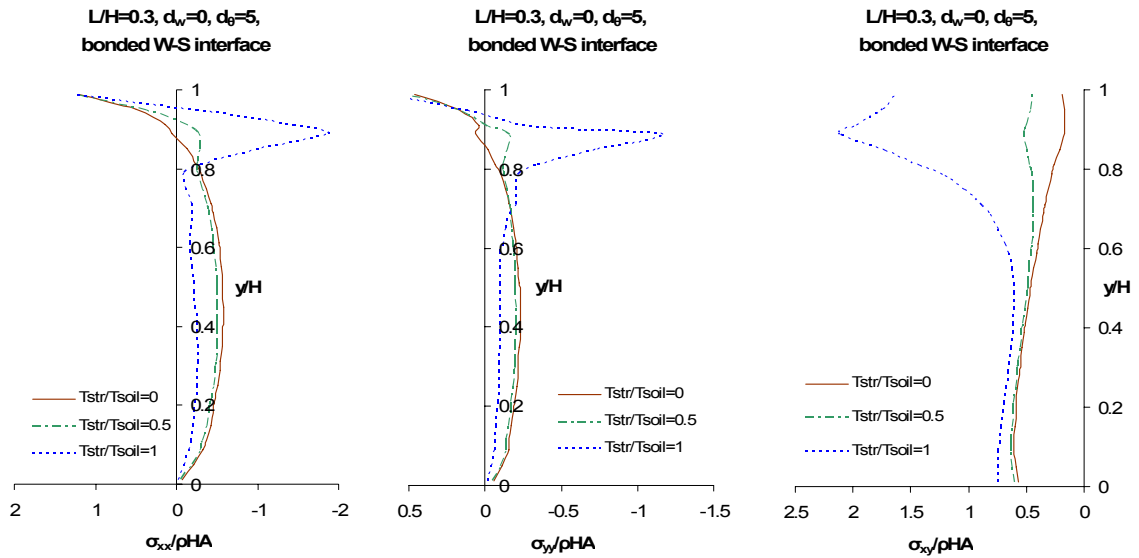
Σχήμα 4.8. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



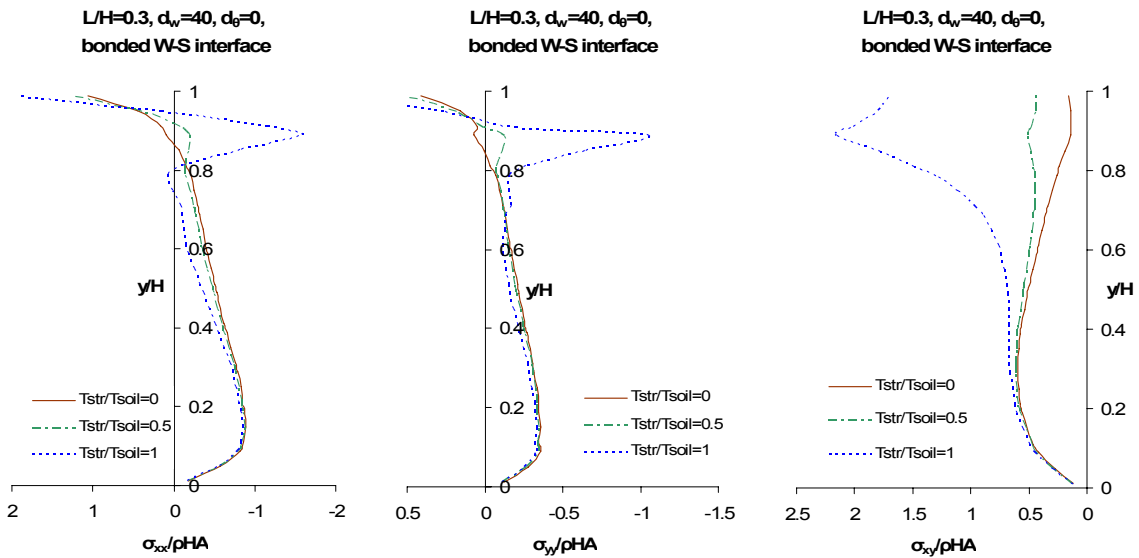
Σχήμα 4.9. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



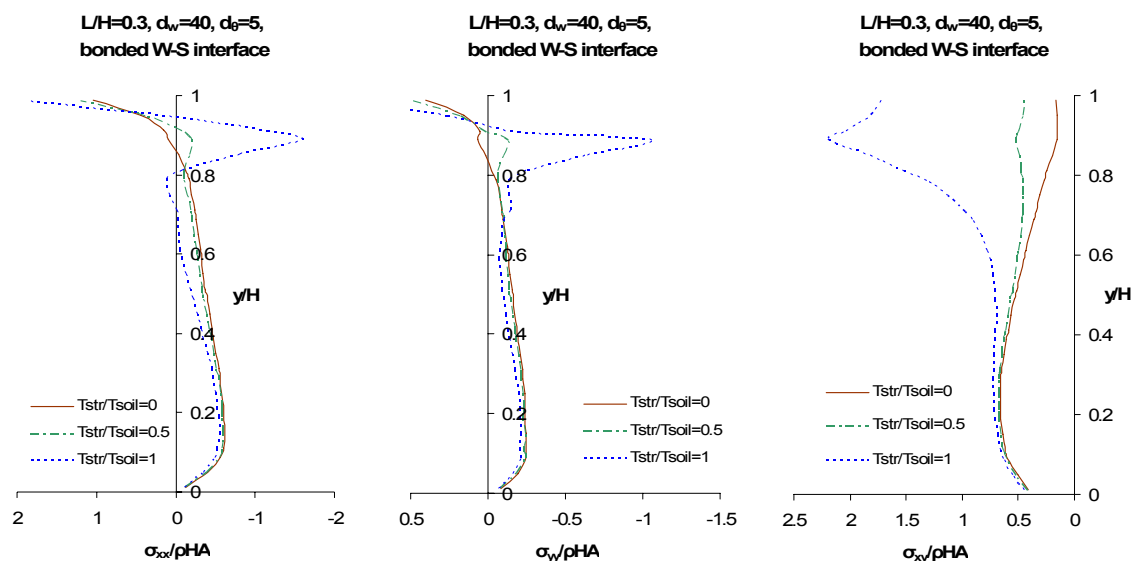
Σχήμα 4.10. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.11. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).

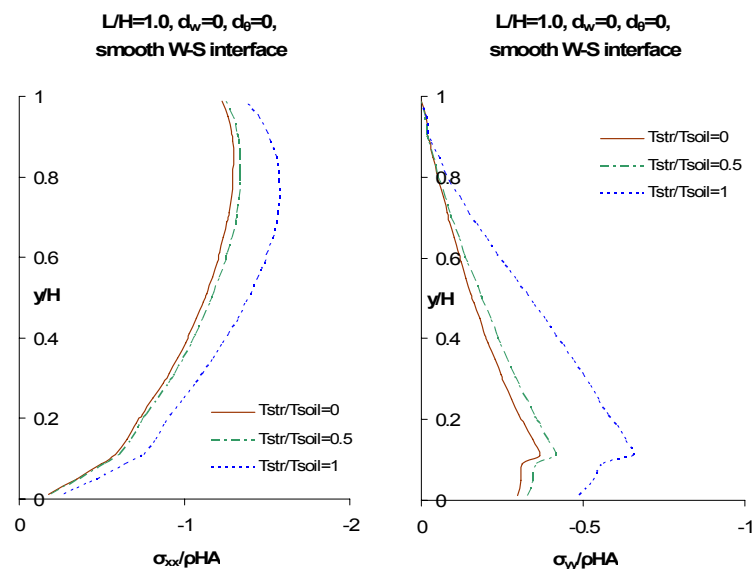


Σχήμα 4.12. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).

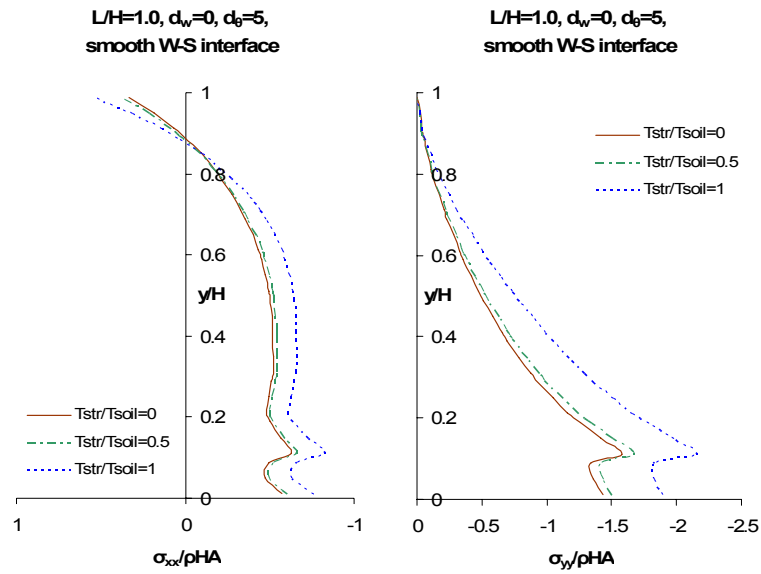


Σχήμα 4.13. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες ορθές, κάθετες ορθές, και διατμητικές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).

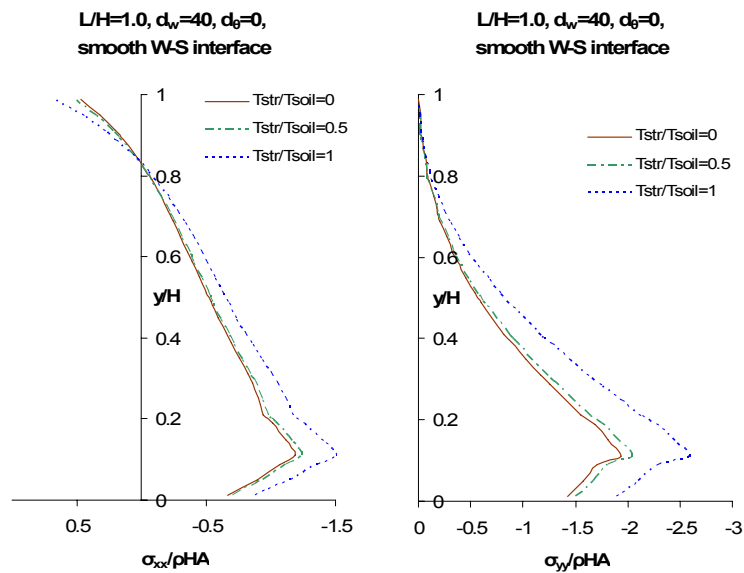
Στη συνέχεια, στα Σχήματα 4.14 έως 4.25 που ακολουθούν, παρουσιάζονται οι οιονεί-στατικές ωθήσεις στην περίπτωση όπου η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους θεωρηθεί ως λεία και για συχνότητα της ημιτονοειδούς διέγερσης ίσης με 1 Hz. Οι υπόλοιπες παράμετροι παίρνουν τιμές ανάλογες με αυτές των σχημάτων της προηγούμενης ομάδας (4.2 έως 4.13).



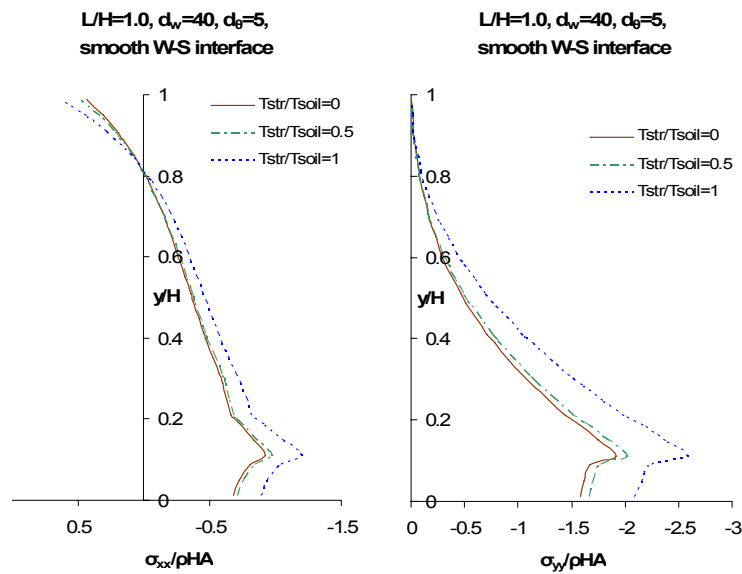
Σχήμα 4.14. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



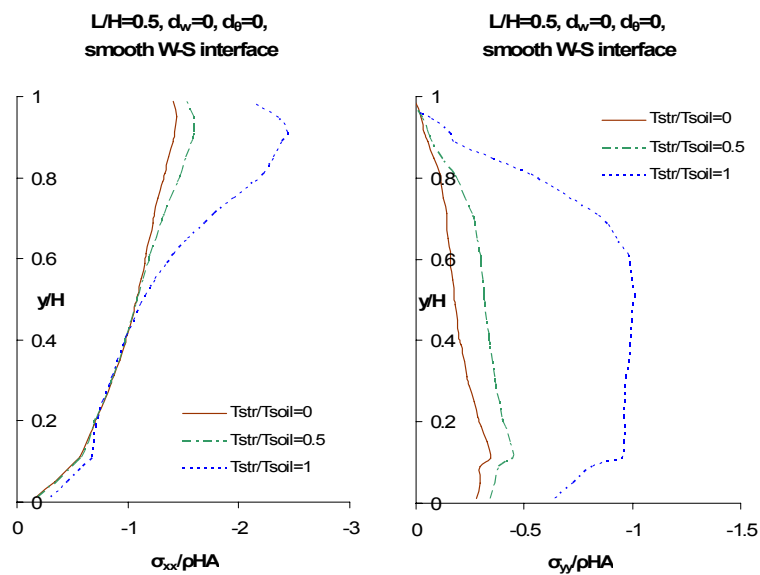
Σχήμα 4.15. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_b=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



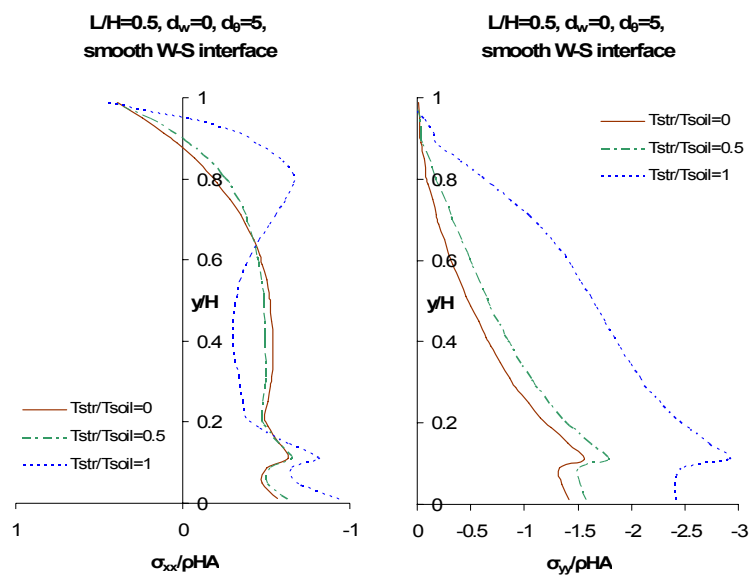
Σχήμα 4.16. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_b=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



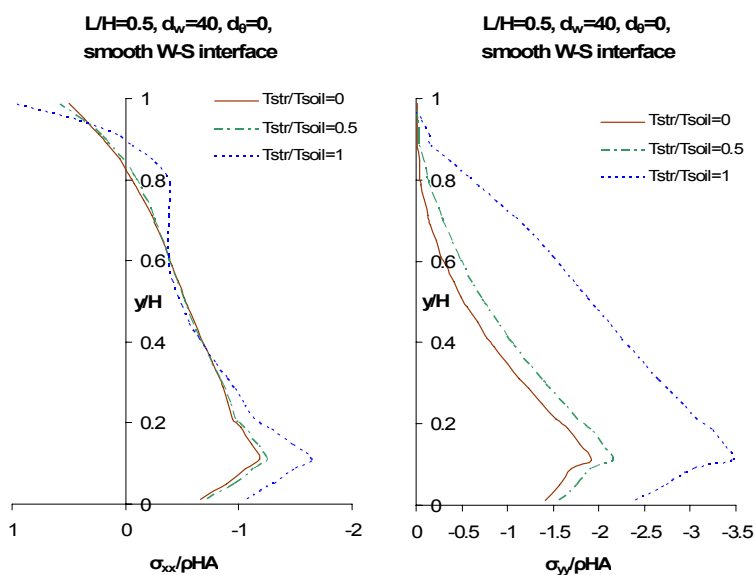
Σχήμα 4.17. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



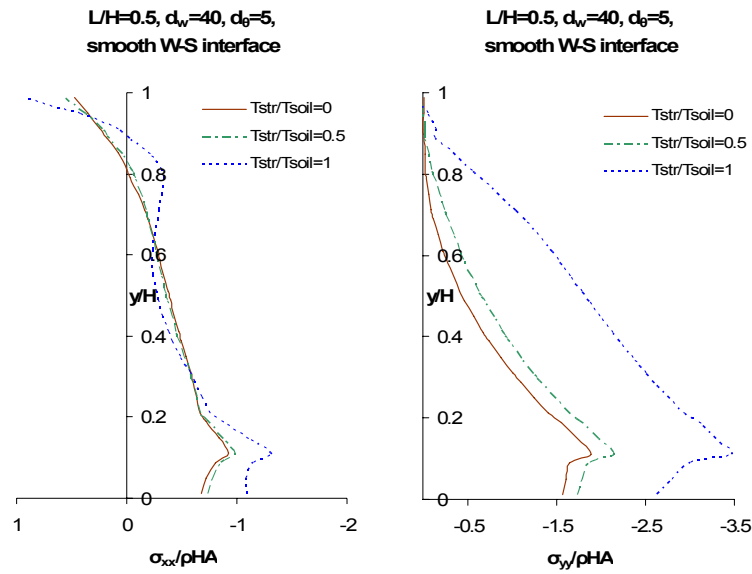
Σχήμα 4.18. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



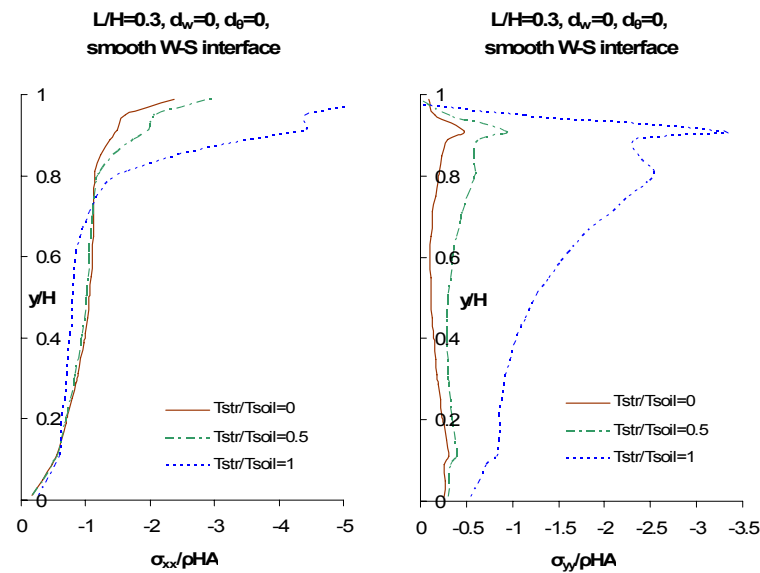
Σχήμα 4.19. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



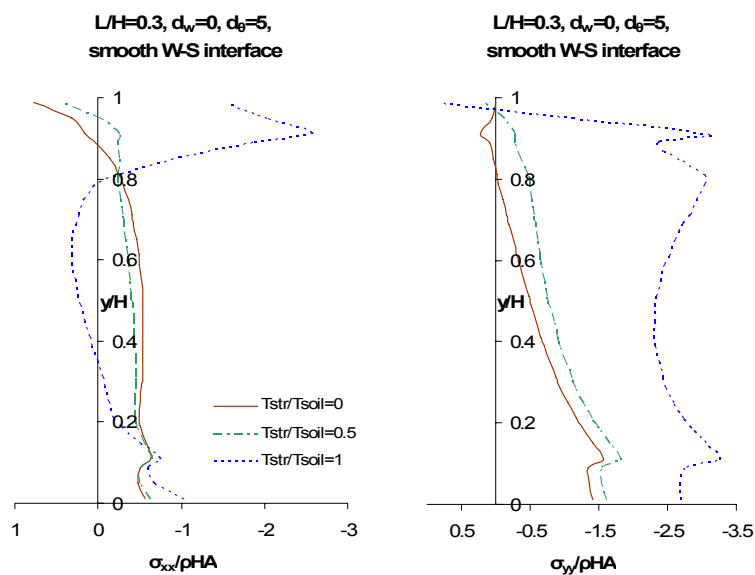
Σχήμα 4.20. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



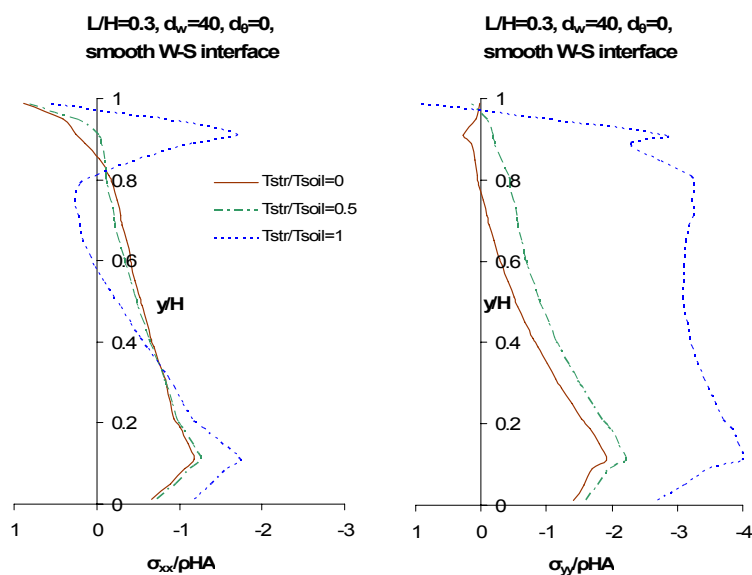
Σχήμα 4.21. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



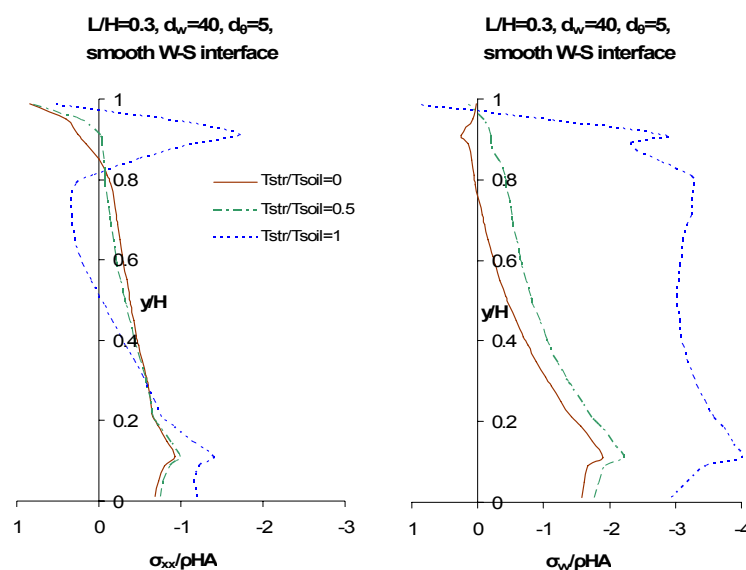
Σχήμα 4.22. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.23. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.24. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.25. Αδιαστατοποιημένες οιονεί-στατικές οριζόντιες και κάθετες ορθές ωθήσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).

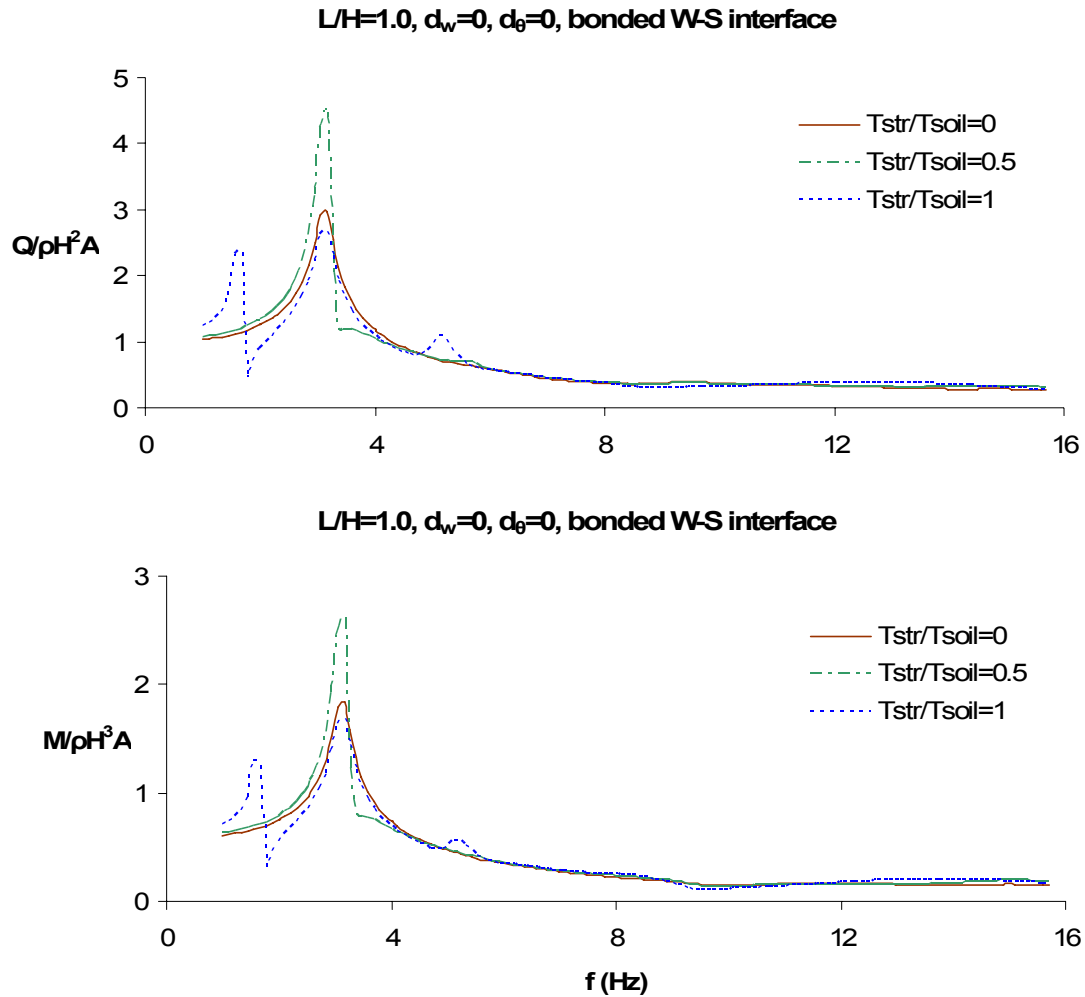
Στην περίπτωση όπου η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους είναι λεία, οι αναπτυσσόμενες οριζόντιες ορθές ωθήσεις προκύπτουν μεγαλύτερες από αυτές που αντιστοιχούν στην ίδια περίπτωση για εγκόλλητη διεπιφάνεια. Όσο μεγαλύτερη είναι η συνοχή στη διεπιφάνεια τοίχου εδάφους (ή αλλιώς όσο μεγαλύτερη είναι η «τραχύτητα» της διεπιφάνειας) τόσο πιο μειωμένες ωθήσεις αναπτύσσονται στον τοίχο. Η λεία διεπιφάνεια δρα επιβλαβώς στη δυναμική καταπόνηση του τοίχου. Μια άλλη παρατήρηση είναι ότι οι ωθήσεις για $T_{str}/T_{soil}=1$ είναι σε όλες τις περιπτώσεις αυξημένες σε σχέση με αυτές για άλλους λόγους ιδιοπεριόδων. Αυτό ενισχύει το σκεπτικό που αναπτύχθηκε προηγουμένως για την ερμηνεία αυτού του φαινομένου. Το γεγονός ότι η κατάσταση δεν αλλάζει με τη λεία διεπιφάνεια, δείχνει ότι αυτό δεν εξαρτάται από το είδος της τελευταίας.

Οι κατανομές των κατακόρυφων ορθών τάσεων στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους όταν αυτή είναι λεία αλλάζουν δραματικά συγκριτικά με τις αντίστοιχες αναλύσεις με θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας, ειδικά για την περίπτωση όπου η κατασκευή βρίσκεται κοντά στον τοίχο ($L/H=0.3$). Η μεγάλη αύξηση των κατακόρυφων ορθών τάσεων παραπέμπει σε στροφική απόκριση του θεμέλιου της κατασκευής. Στην περίπτωση της εγκόλλητης διεπιφάνειας μεγάλο μέρος της ροπής που αναπτύσσεται στο θεμέλιο παραλαμβάνεται από τον τοίχο, όπως δείχνουν οι κατανομές διατμητικών τάσεων των Σχημάτων 4.2 έως 4.13. Όταν δεν υπάρχει αυτή η διεπιφάνεια, η

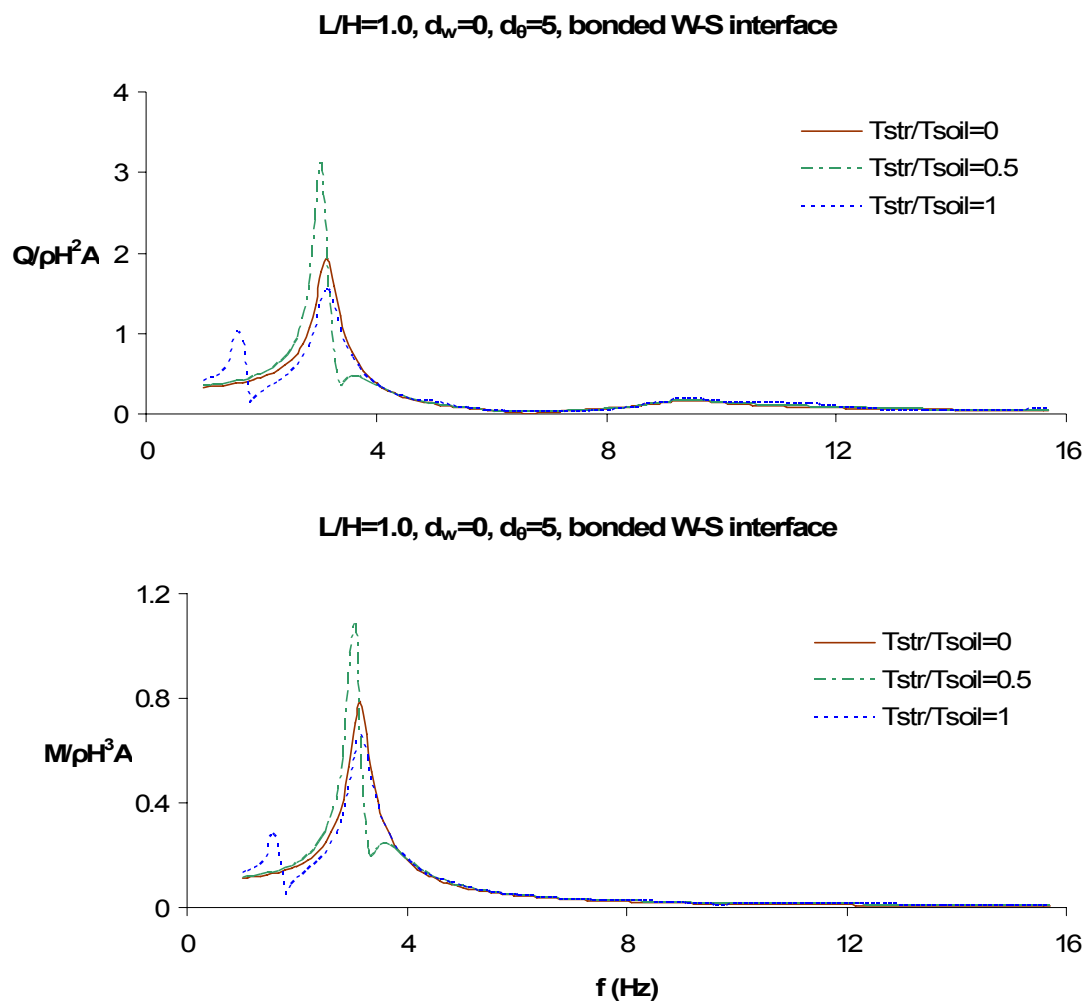
καταπόνηση περνά στο έδαφος και μέσω αυτού στον υποκείμενο βράχο. Η στροφική απόκριση της κατασκευής δεν είναι κάτι αναπάντεχο. Προκύπτει εύκολα από την εξ. (4.9) ότι η συνεισφορά του στροφικού παράγοντα KD^2/k_θ στην αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής είναι ίση με 2.4 ενώ η συνεισφορά του μετακινησιακού κλάσματος K/k_u είναι σχεδόν 10 φορές μικρότερη (0.2445). Άρα αναμένεται από αυτή την παρατήρηση ότι η αλληλεπίδραση της κατασκευής με το έδαφος θα είναι κυρίως στροφική, πράγμα που αποδεικνύεται ότι όντως συμβαίνει.

Τέλος, όσον αφορά στο σχήμα της κατανομής των οριζόντιων ορθών ωθήσεων, αυτό έχει γενικά τριγωνική μορφή όπως και στη θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας, με τη διαφορά ότι εμφανίζεται άλμα στην κλίση των κατανομών, κοντά στη βάση του τοίχου, πράγμα που στην περίπτωση της εγκόλλητης διεπιφάνειας δεν συμβαίνει. Η μεταβίβαση διατμητικών τάσεων στον τοίχο όπως φαίνεται εξομαλύνει τις κατανομές των ορθών τάσεων.

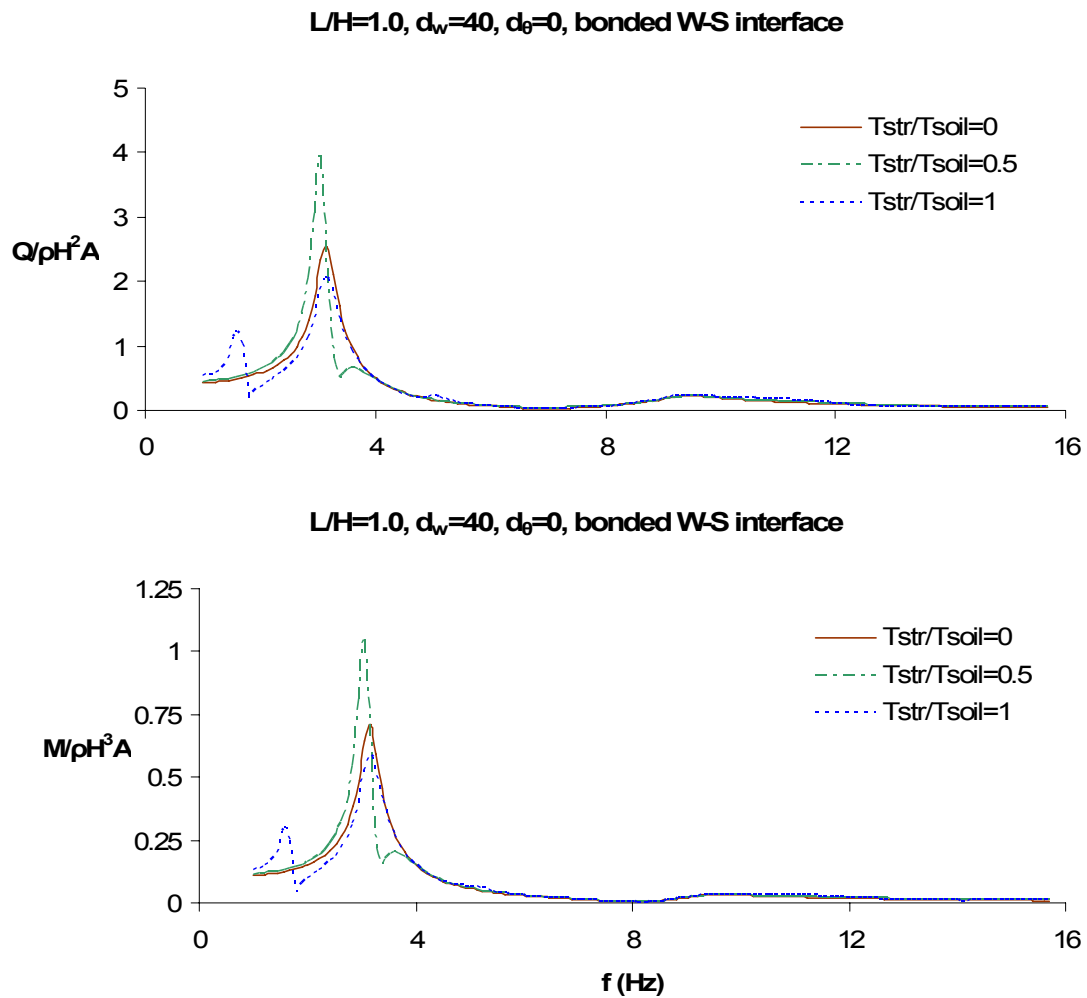
Στην ομάδα των σχημάτων 4.26 έως 4.37 παριστάνονται οι συνισταμένες δράσεις που ενεργούν στη βάση του τοίχου αντιστήριξης, οι οποίες ως γνωστόν προκύπτουν με ολοκλήρωση των ωθήσεων καθ' ύψος του τοίχου και είναι η τέμνουσα δύναμη και η ροπή ανατροπής. Αυτές παριστάνονται στα διαγράμματα συναρτήσεως της συχνότητας της αρμονικής διέγερσης για ένα φάσμα συχνοτήτων από 1 Hz έως 16 Hz. Κάθε διάγραμμα περιέχει τρεις καμπύλες που αντιστοιχούν στους τρεις λόγους ιδιοπεριόδων που εξετάστηκαν, κα' αντιστοιχία με τις ωθήσεις στον τοίχο. Στην περίπτωση αυτή, υπάρχει όμως μία διαφοροποίηση στα αποτελέσματα σε σχέση με τις ωθήσεις. Πιο συγκεκριμένα, οι γραφικές παραστάσεις παριστάνουν το πλάτος των συνισταμένων δράσεων και όχι το πραγματικό τους μέρος. Τέτοιου είδους διαγράμματα δείχνουν τις συχνότητες στις οποίες παρατηρούνται τα μέγιστα, δηλαδή τις ιδιοσυχνότητες του συστήματος.



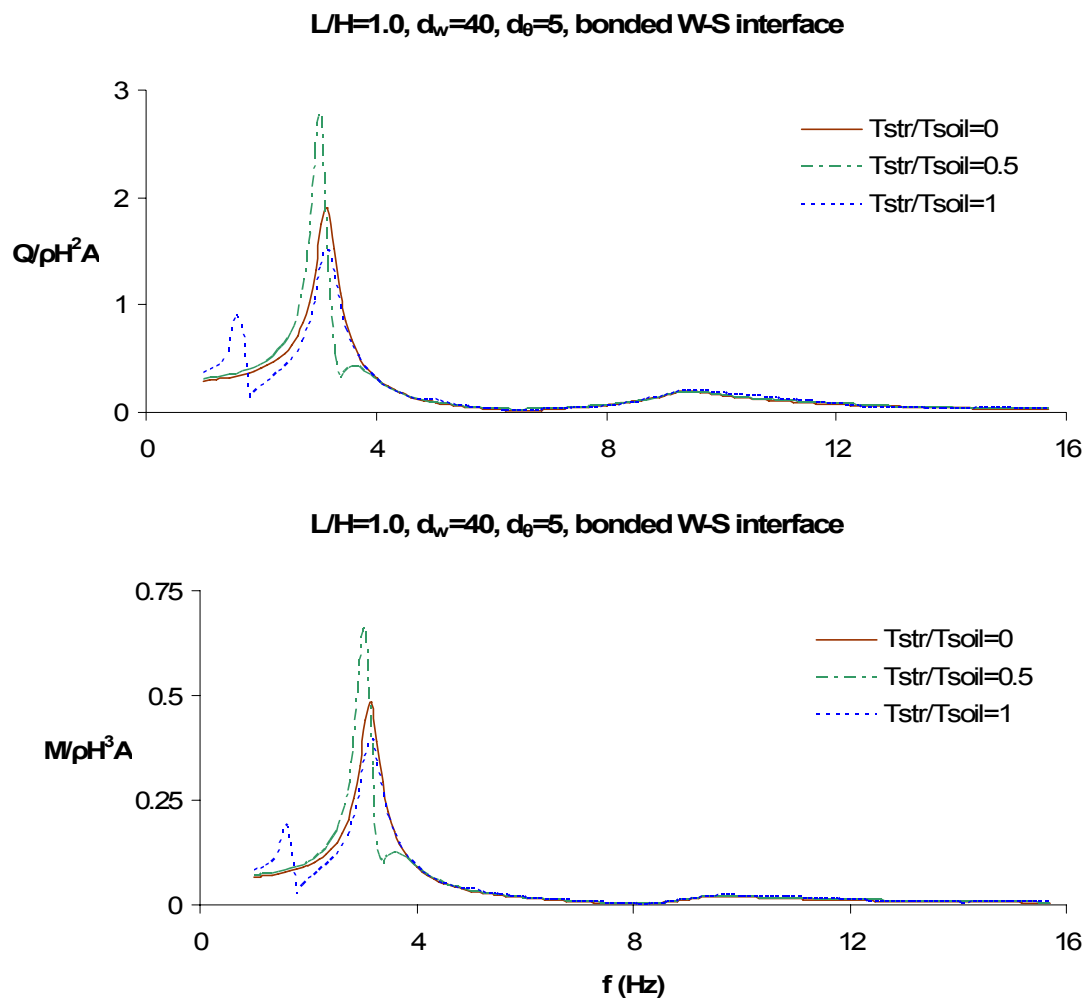
Σχήμα 4.26. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=1.0, d_w=0, d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



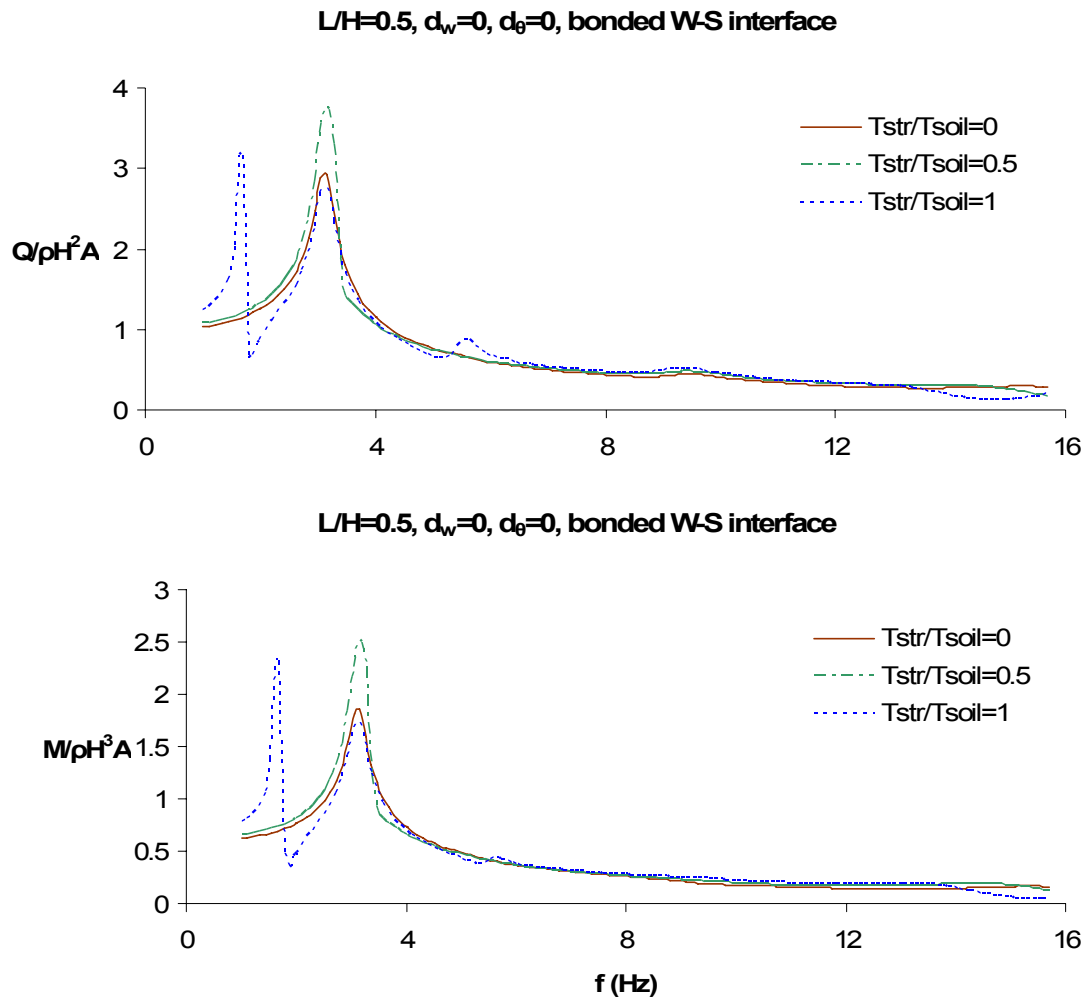
Σχήμα 4.27. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=1.0$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



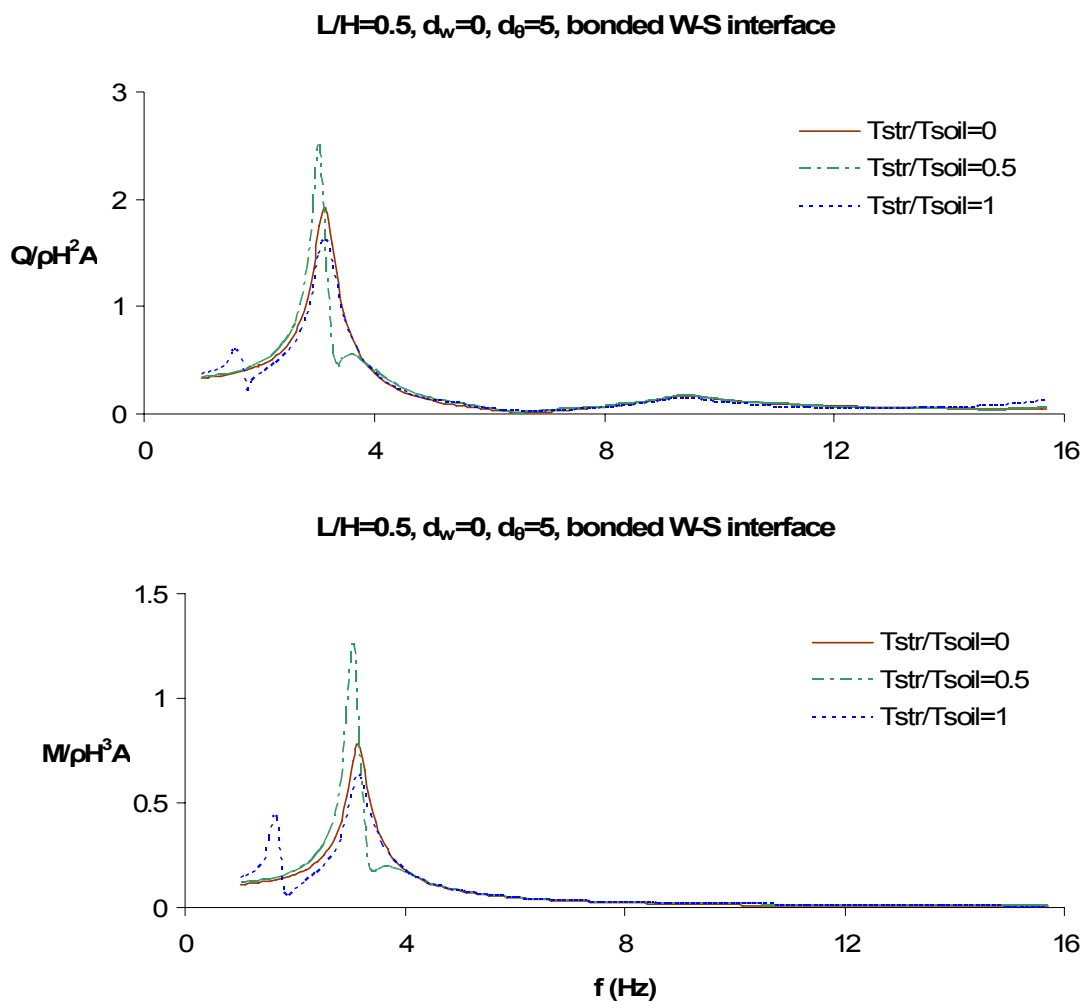
Σχήμα 4.28. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=1.0$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



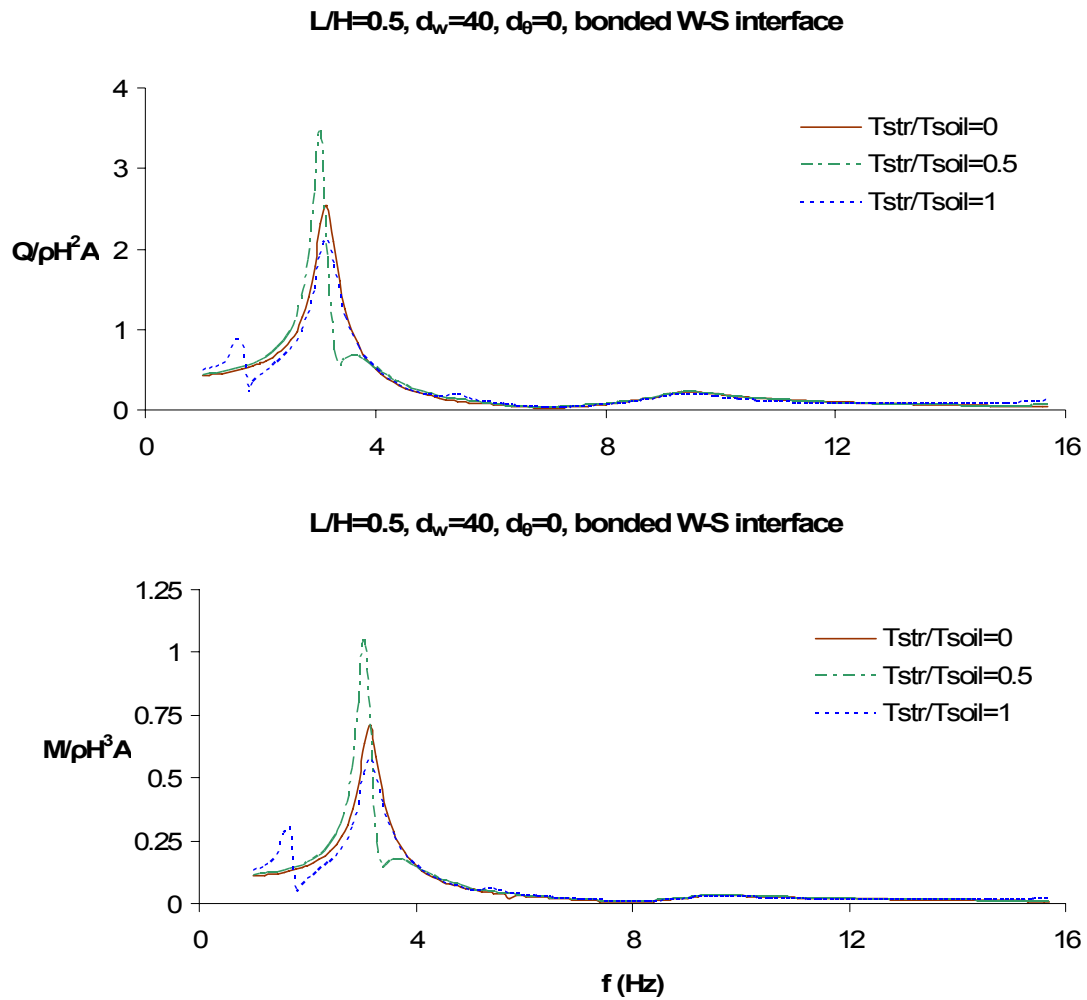
Σχήμα 4.29. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=1.0$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



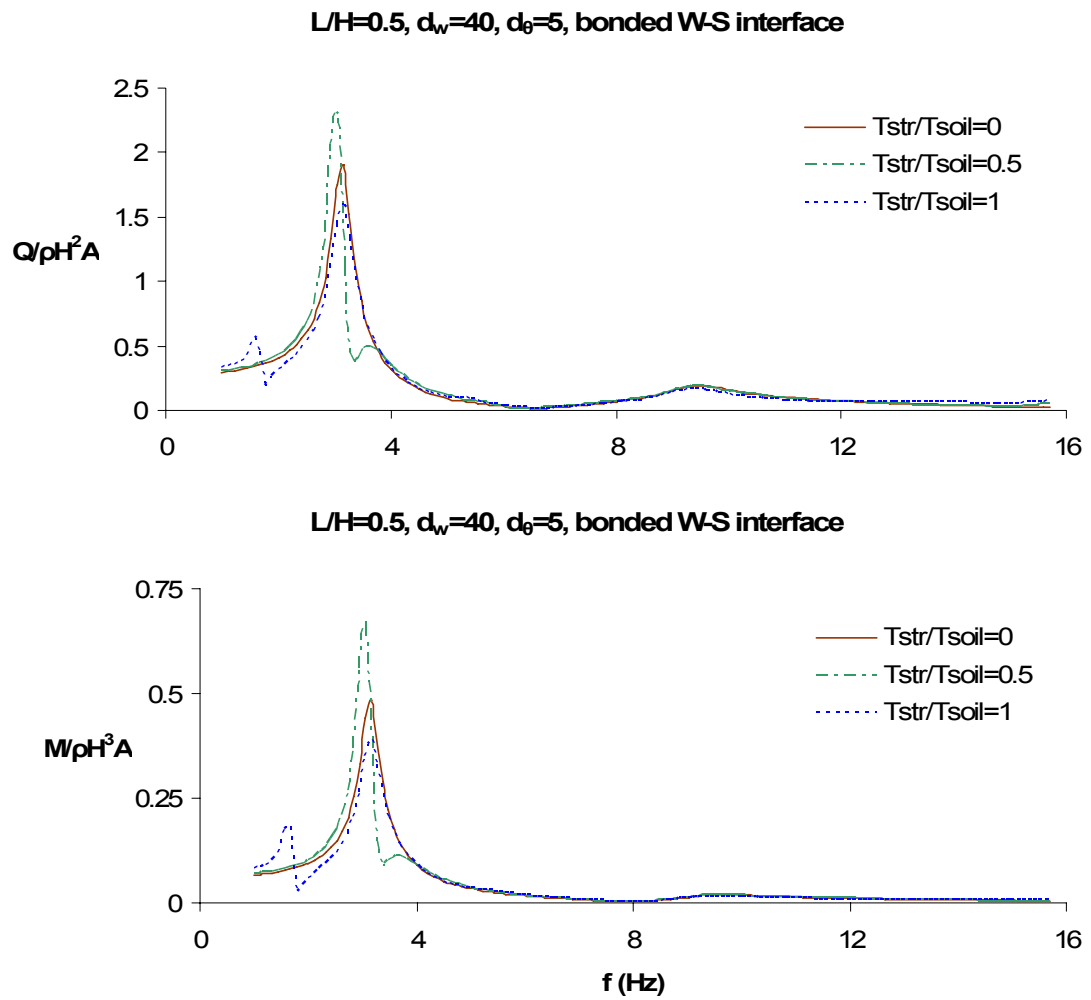
Σχήμα 4.30. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



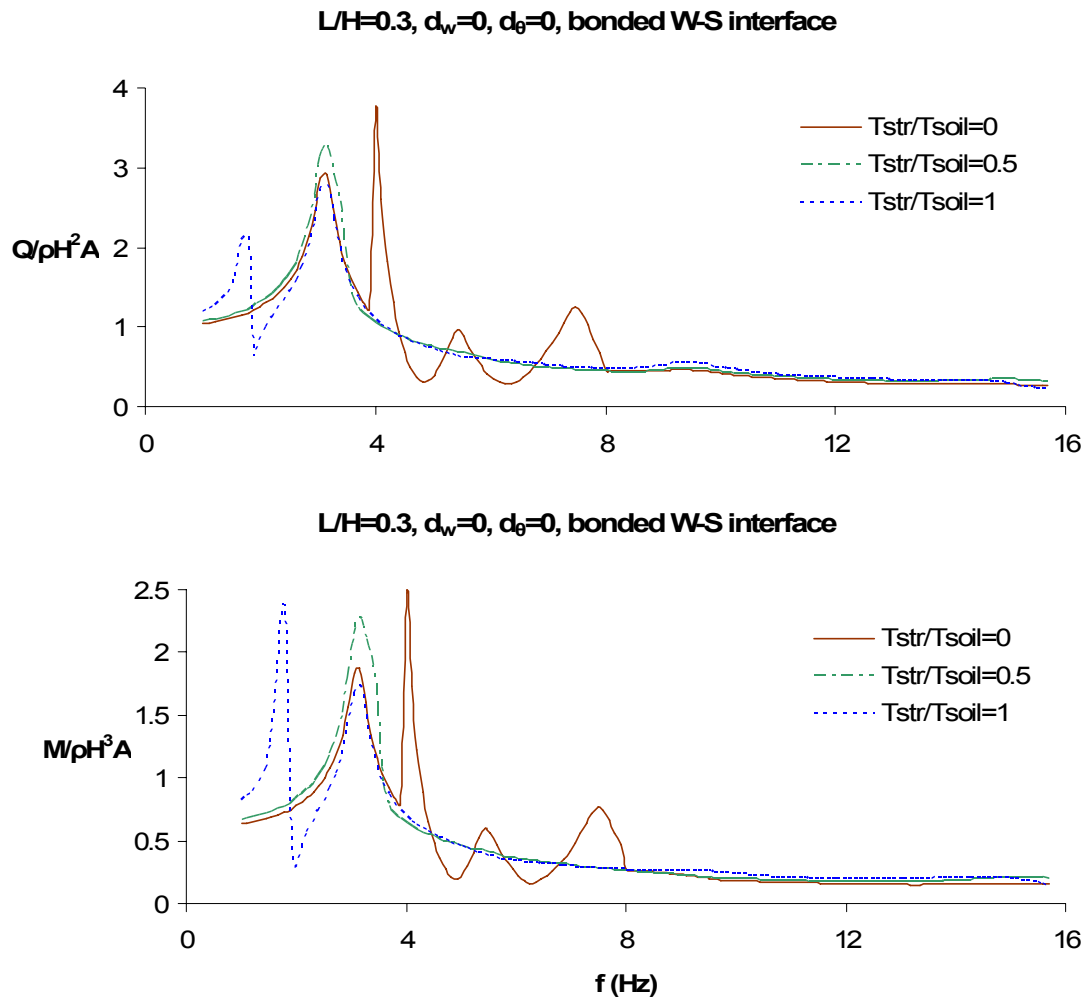
Σχήμα 4.31. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



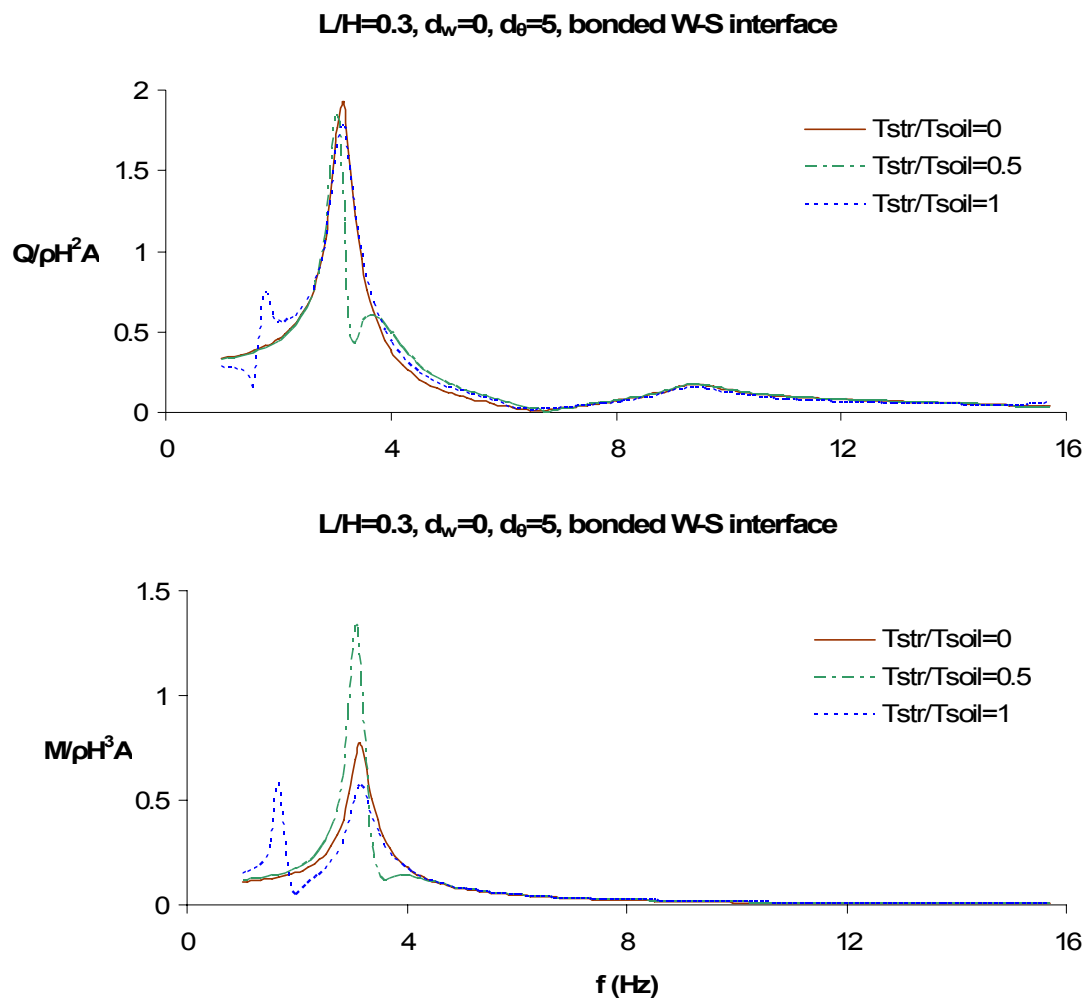
Σχήμα 4.32. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



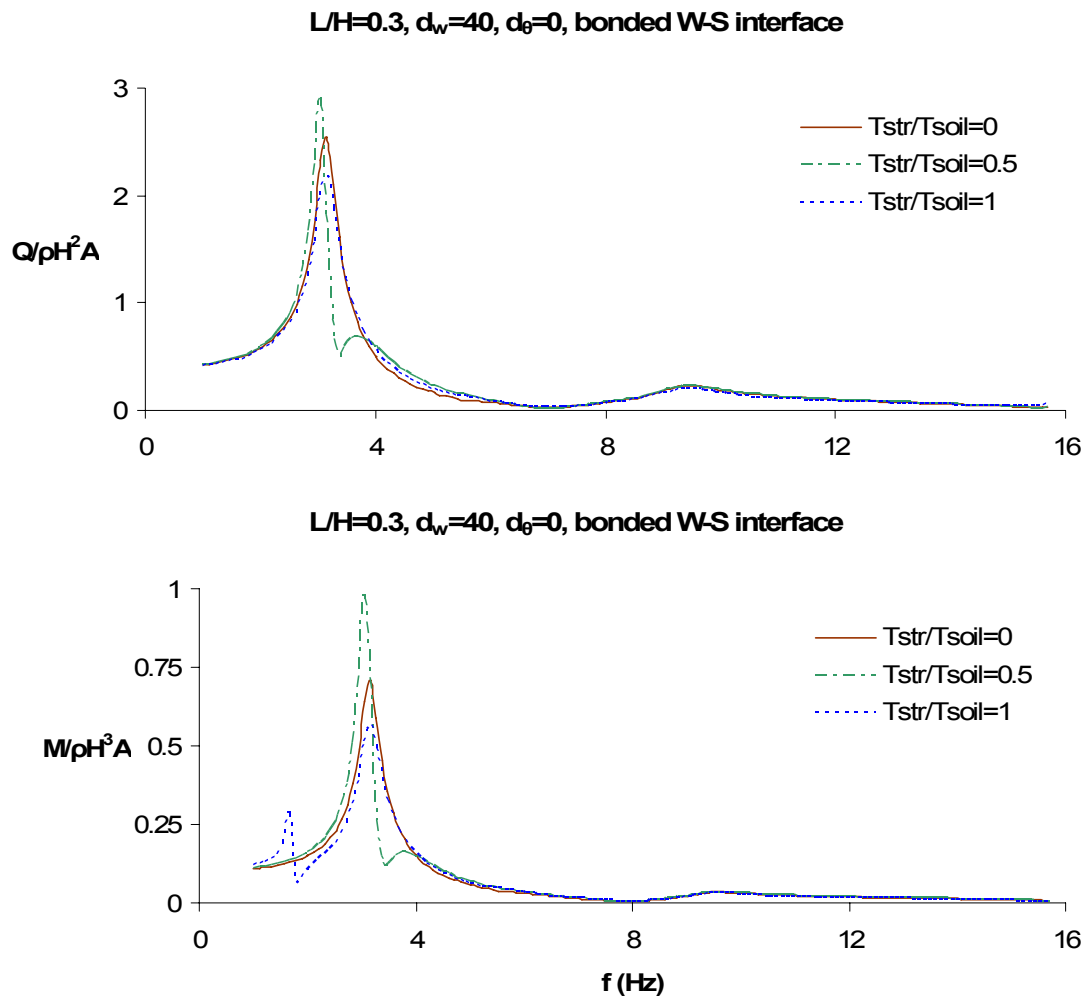
Σχήμα 4.33. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



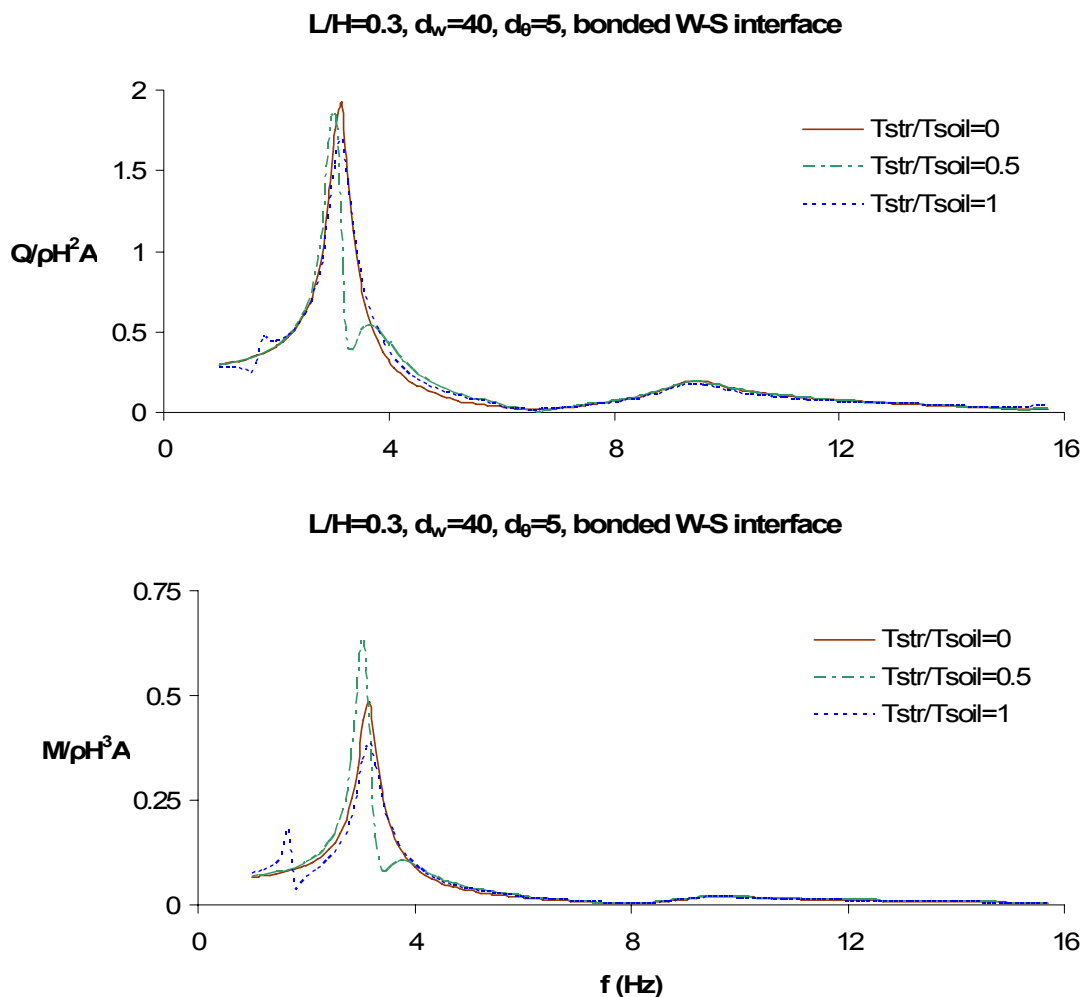
Σχήμα 4.34. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.35. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.36. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.37. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).

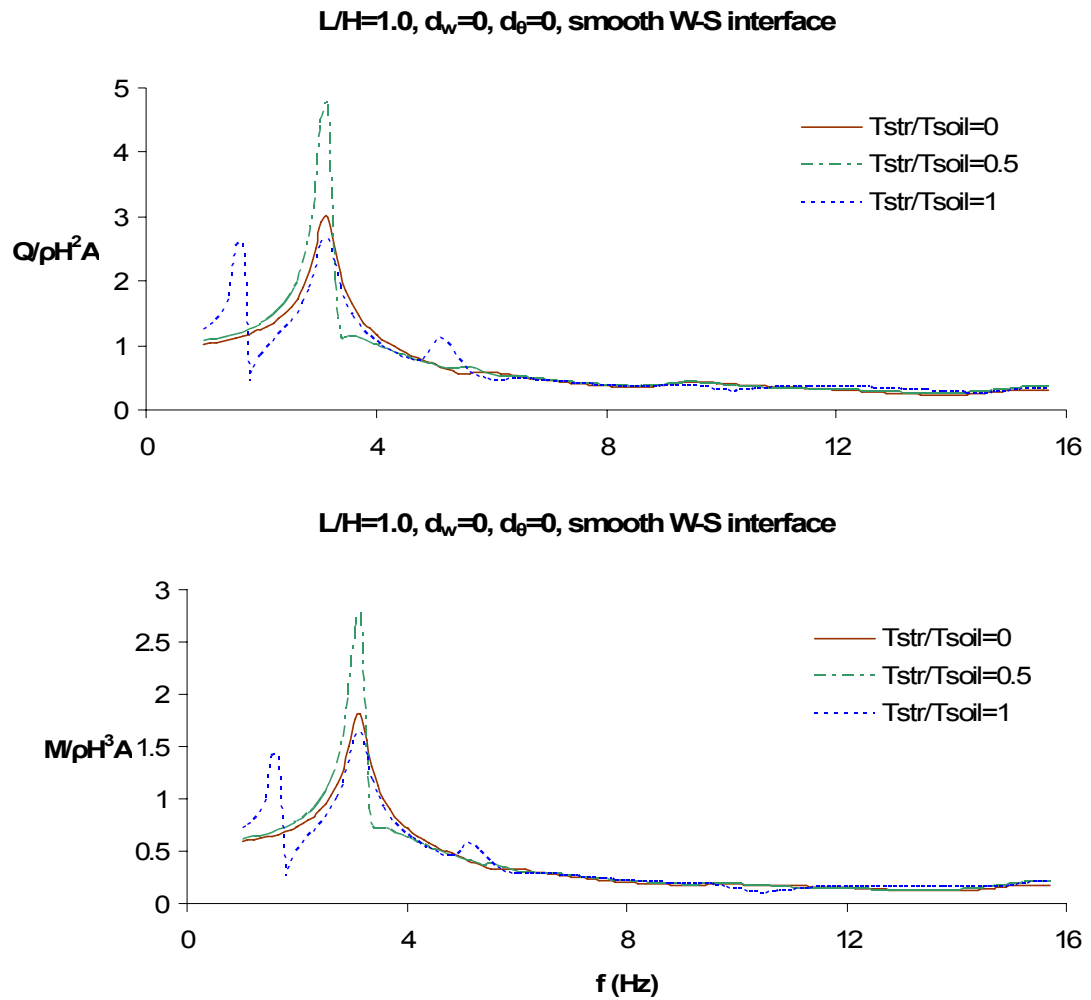
Παρατηρώντας τα διαγράμματα τέμνουσών και ροπών είναι εμφανές ότι σε όλες τις περιπτώσεις εμφανίζεται συντονισμός στη συχνότητα των 3 Hz. Όπως έχει αναφερθεί, η συχνότητα αυτή αποτελεί τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης. Σχεδόν σε όλα τα διαγράμματα που αντιστοιχούν σε λόγο περιόδων ίσο με $T_{str}/T_{soil}=1$ παρατηρείται επίσης κι ένας συντονισμός σε συχνότητα μικρότερη της προαναφερθείσας, που είναι περίπου ίση με 1.9. Αυτό αποτελεί άλλη μια επαλήθευση

της εξήγησης που δόθηκε προηγουμένως για την ερμηνεία των αυξημένων εδαφικών ωθήσεων.

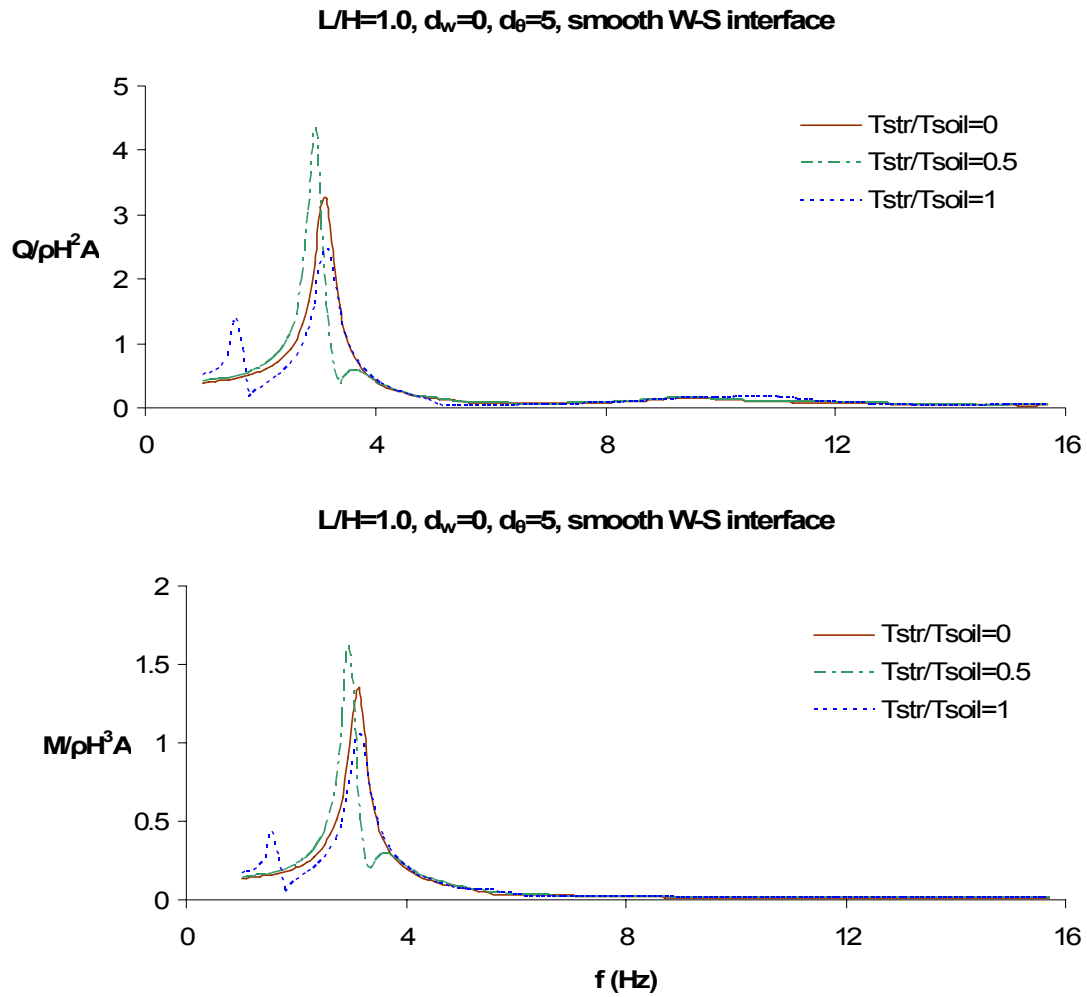
Μια ακόμα ενδιαφέρουσα παρατήρηση που προκύπτει από τα προηγούμενα διαγράμματα είναι ότι επαληθεύεται η υπόθεση ότι η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα του συστήματος εδάφους-κατασκευής για την περίπτωση $T_{str}/T_{soil}=0.5$ παραμένει ίδια με αυτή της εδαφικής στρώσης χωρίς την κατασκευή, δηλαδή την T_{soil} . Πράγματι, σχεδόν σε όλα τα διαγράμματα τεμνουσών και ροπών των σχημάτων 4.26 έως 4.37 ο συντονισμός για την περίπτωση όπου ο λόγος των ιδιοπεριοτών ισούται με $T_{str}/T_{soil}=0.5$ παρατηρείται στην ίδια συχνότητα με αυτόν για την περίπτωση $T_{str}/T_{soil}=0$ (που αντιστοιχεί στον συντονισμό της εδαφικής στρώσης, αφού στην περίπτωση αυτή δεν υπάρχει κατασκευή). Το γεγονός αυτό αποδεικνύει ότι με την προσθήκη της κατασκευής οι δυναμικές ιδιότητες του σύνθετου συστήματος εδάφους-κατασκευής που προκύπτει δεν αλλάζουν σε σύγκριση με την περίπτωση όπου η κατασκευή είναι πακτωμένη στη βάση της, ή όταν η εδαφική στρώση εξεταστεί ανεξάρτητα χωρίς τοίχο και ανωδομή. Εντούτοις, πρέπει να αναφερθεί ότι η καταπόνηση που προκύπτει για την περίπτωση $T_{str}/T_{soil}=0.5$ για τον τοίχο είναι μεγαλύτερη από τις άλλες δυο περιπτώσεις. Αυτό αποδίδεται σε φαινόμενα διπλού συντονισμού, αφού στη συγκεκριμένη ιδιοσυχνότητα, συντονίζονται ταυτόχρονα το έδαφος και η κατασκευή.

Μια τάση που εμφανίζουν οι καμπύλες συντονισμού είναι ότι μετά τη συχνότητα του συντονισμού όσο πιο εύκαμπτο είναι το εξεταζόμενο σύστημα, τόσο πιο απότομη είναι η μείωσή τους. Ο λόγος είναι ότι τα εύκαμπτα συστήματα εμφανίζουν πρόσθετες συχνότητες συντονισμού λόγω μειωμένης δυσκαμψίας. Όσο πιο κοντά είναι αυτές μεταξύ τους, τόσο πιο απότομη είναι η μεταβολή των καμπυλών. Τέλος, είναι φανερό η μείωση των συνισταμένων δράσεων για τις περιπτώσεις όπου ο τοίχος είναι εύκαμπτος ή στροφικά ενδόσιμος, σε σχέση με τον δύσκαμπτο ή/και πακτωμένο τοίχο.

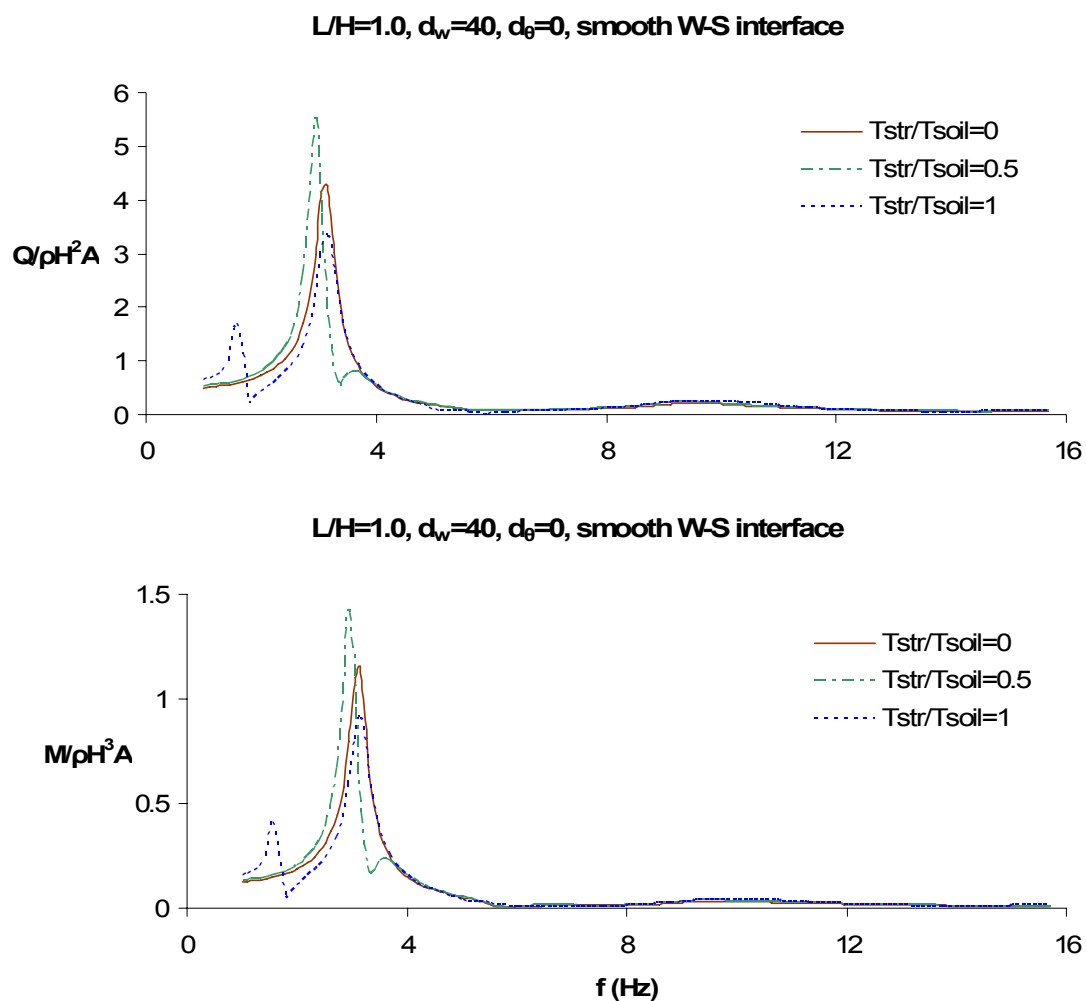
Στην ομάδα σχημάτων που παρατίθεται στη συνέχεια του κεφαλαίου παρουσιάζονται πάλι τα σχετικά διαγράμματα τεμνουσών και ροπών, αντίστοιχα με αυτά της ομάδας 4.26 έως 4.37 που προηγήθηκαν, με τη μόνη διαφορά ότι η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους θεωρείται πλέον λεία (άνευ τριβής), αντί για εγκόλλητη που θεωρήθηκε προηγουμένως.



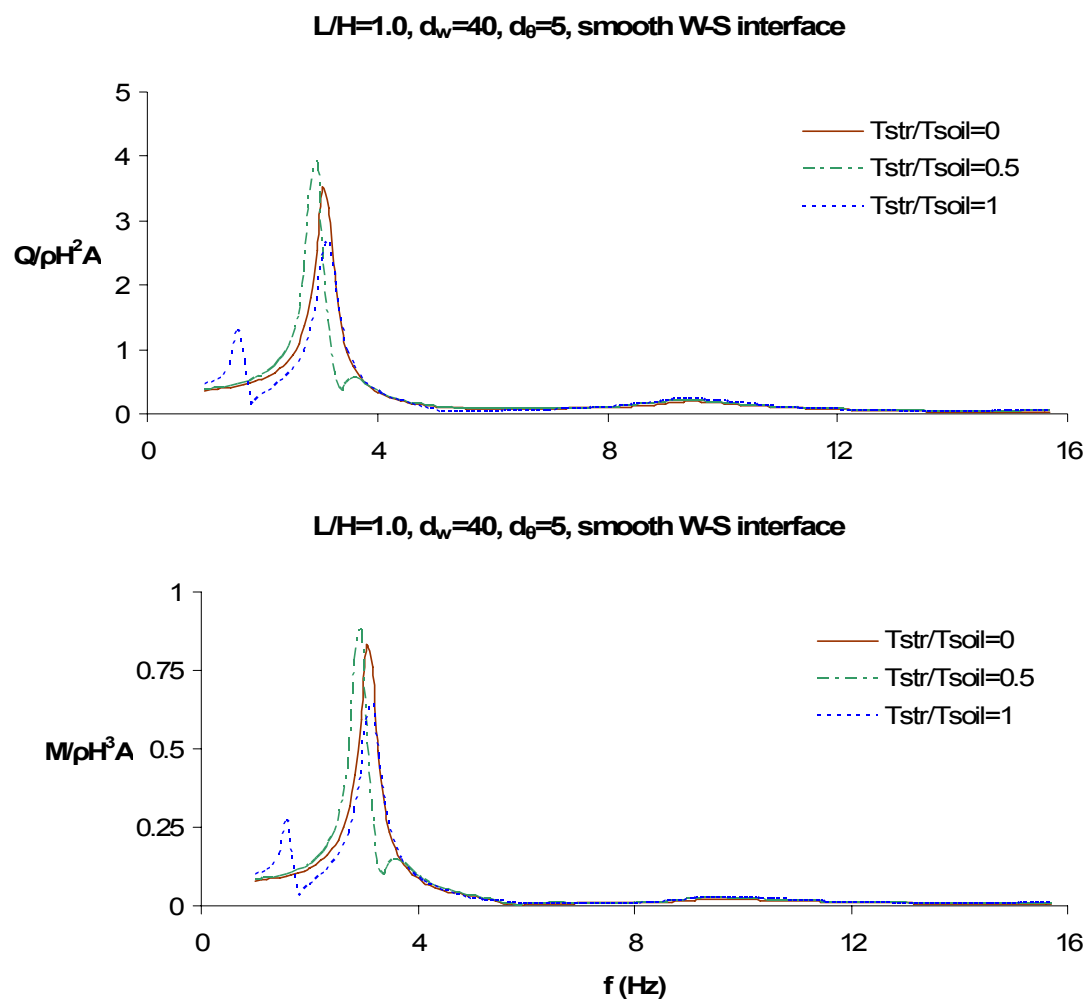
Σχήμα 4.38. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



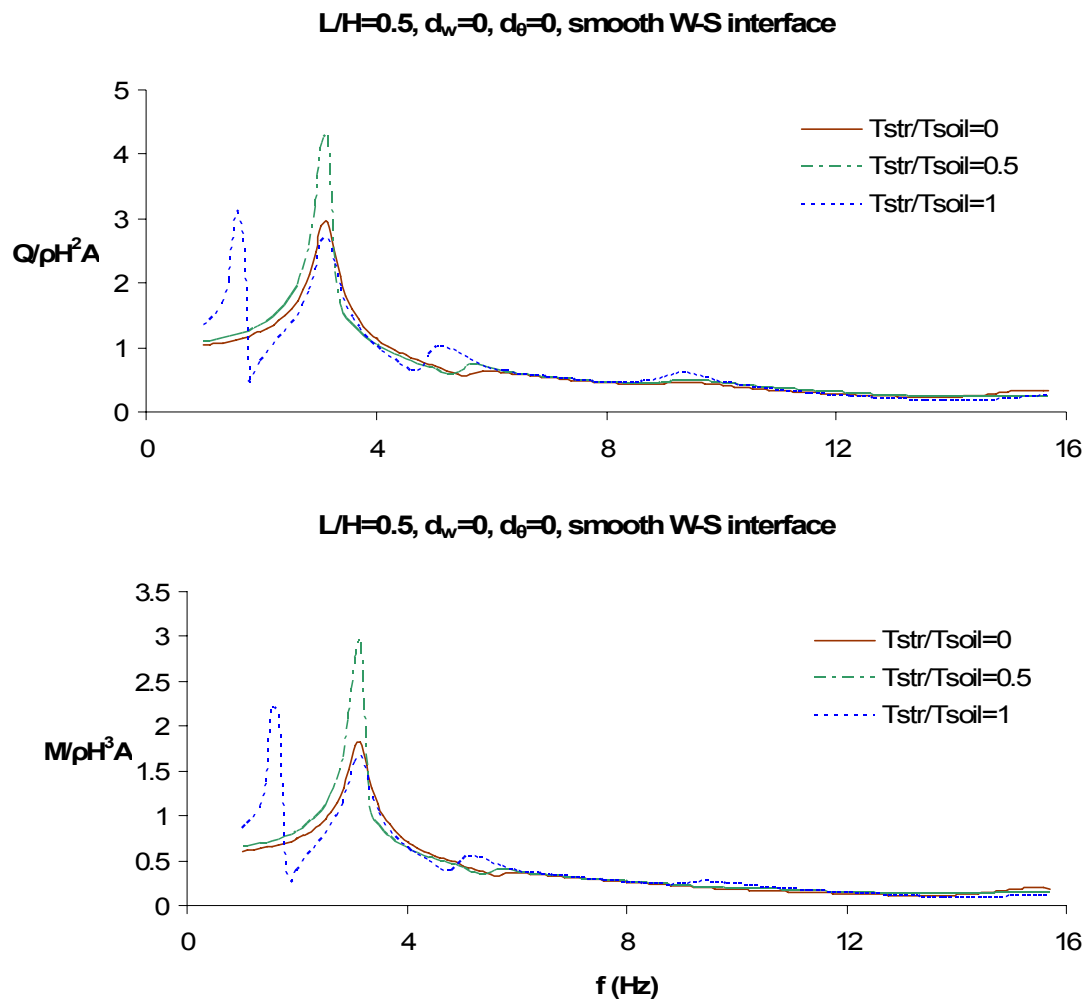
Σχήμα 4.39. Αδισστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



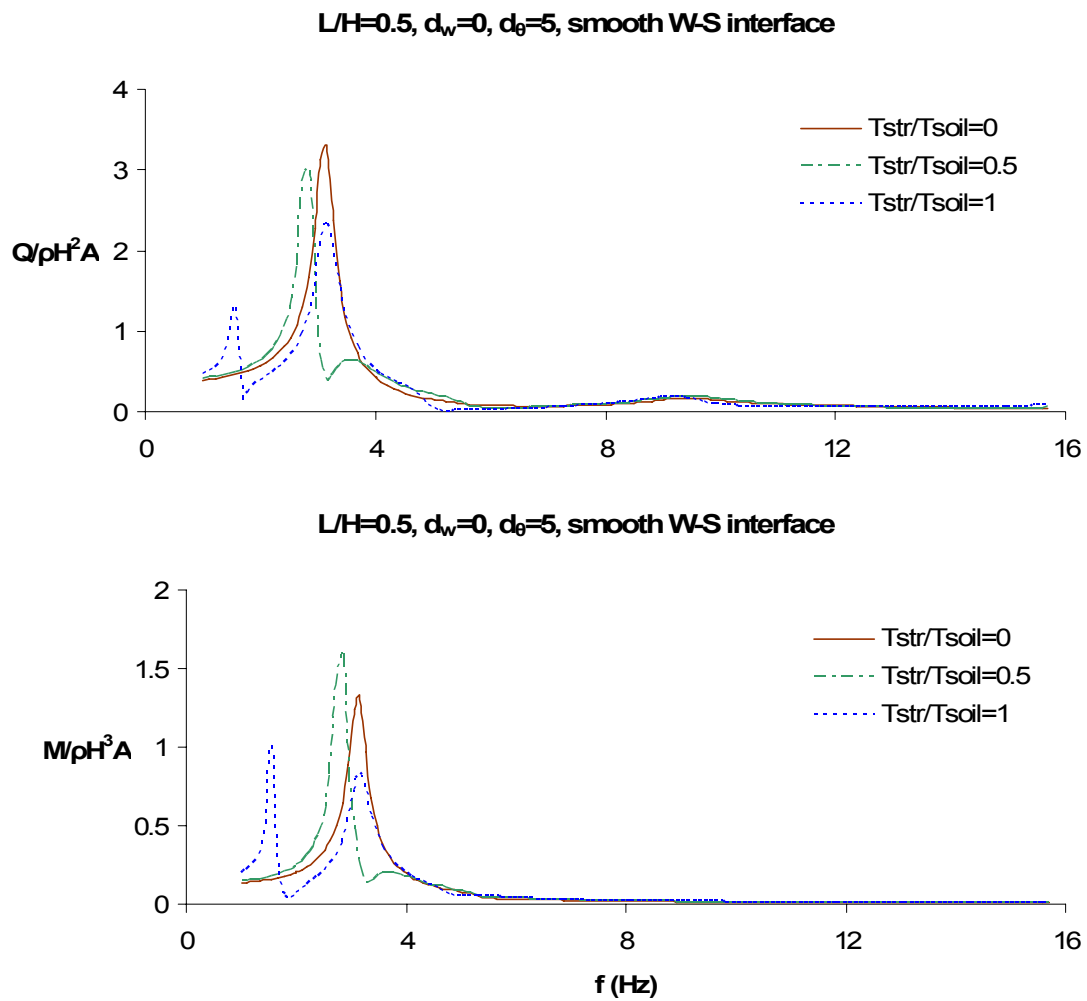
Σχήμα 4.40. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



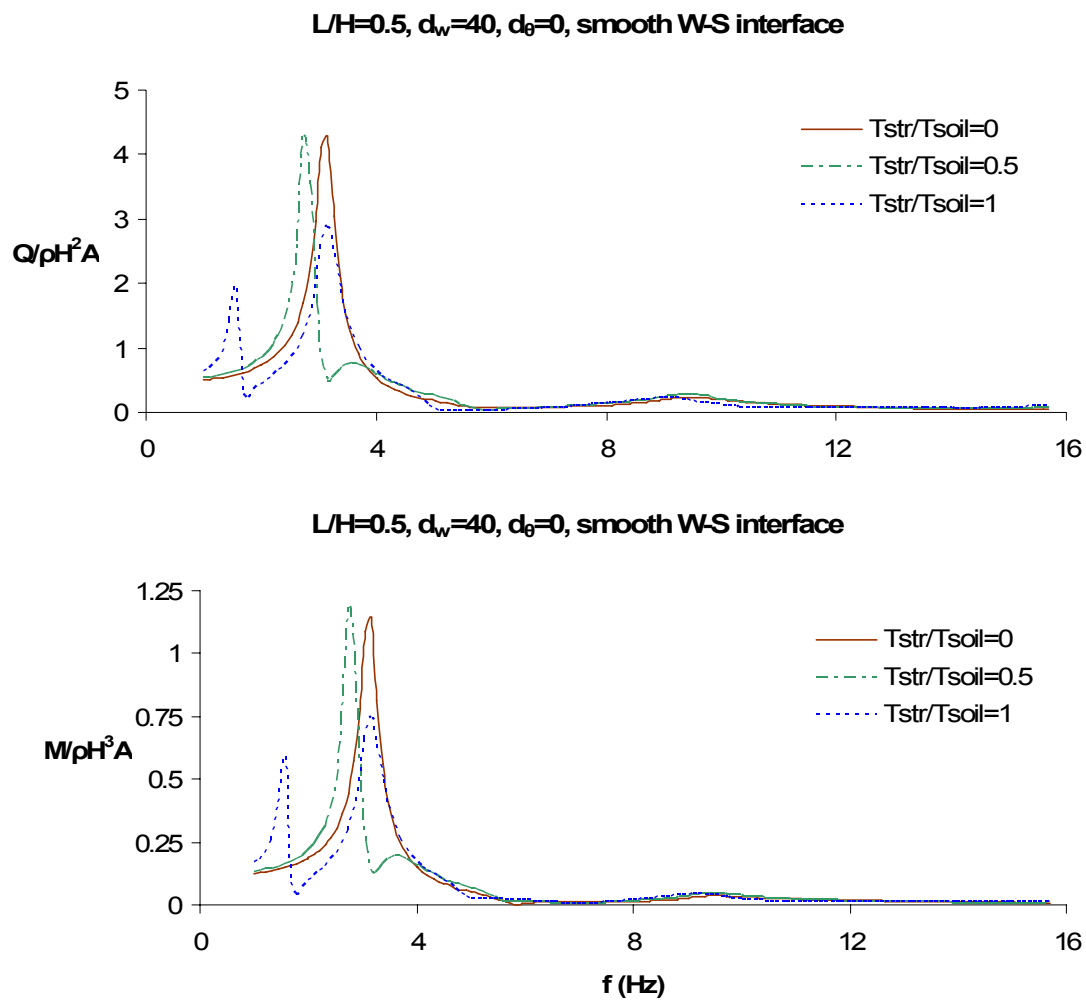
Σχήμα 4.41. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



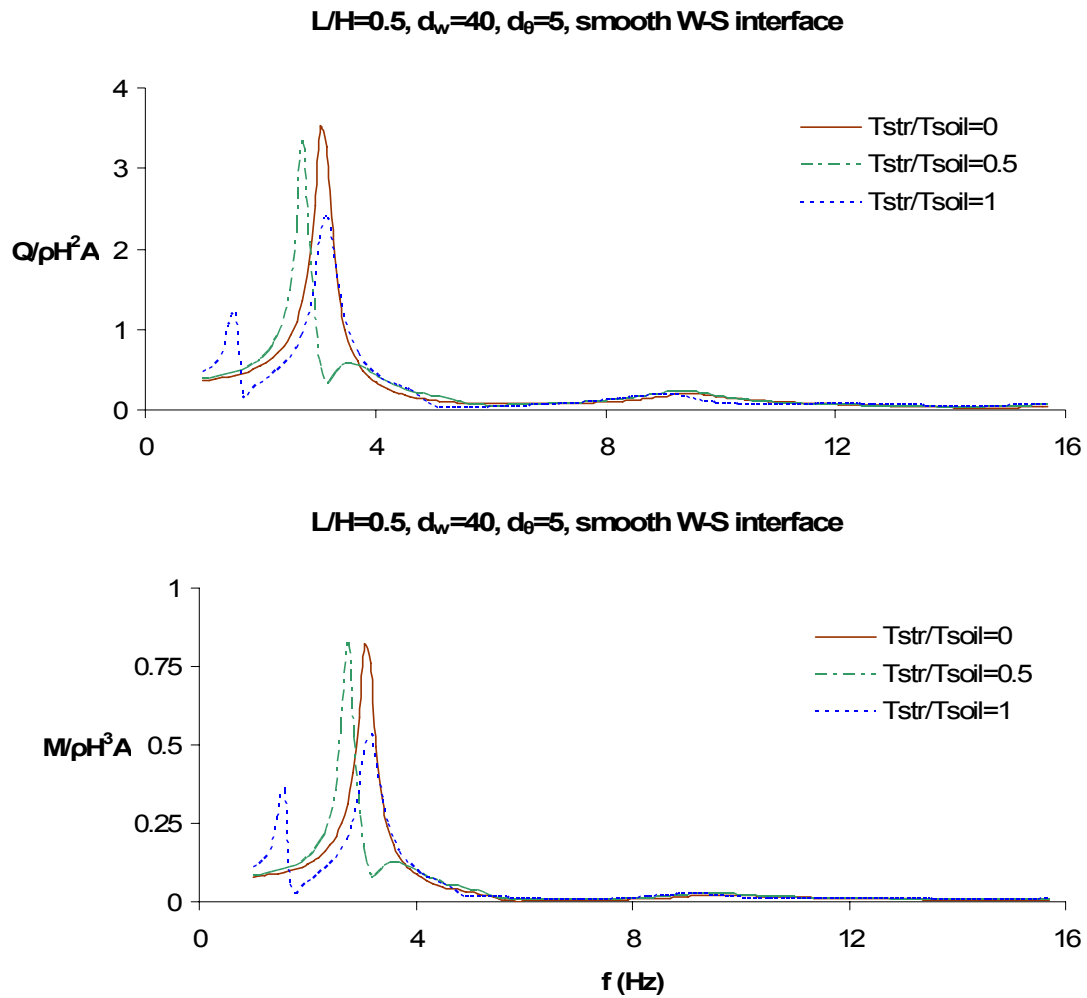
Σχήμα 4.42. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



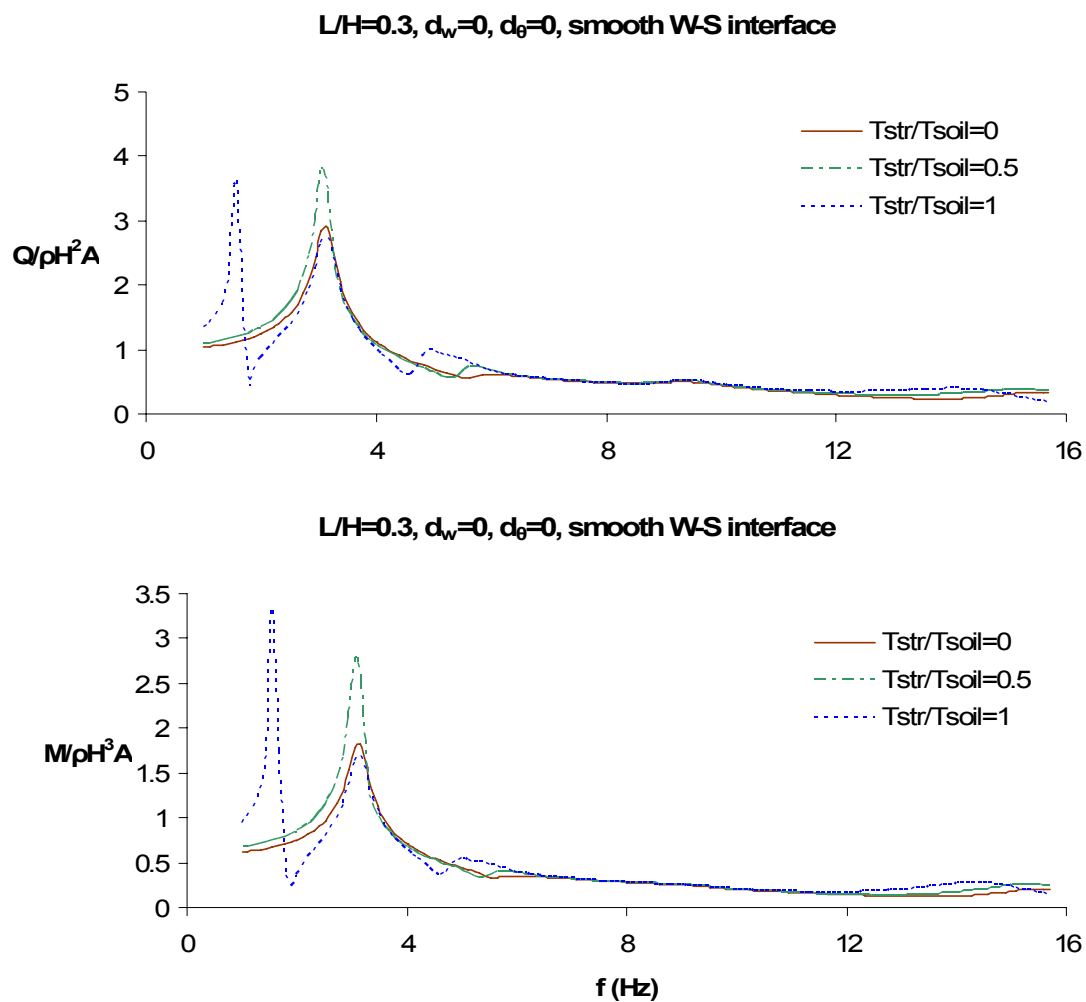
Σχήμα 4.43. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



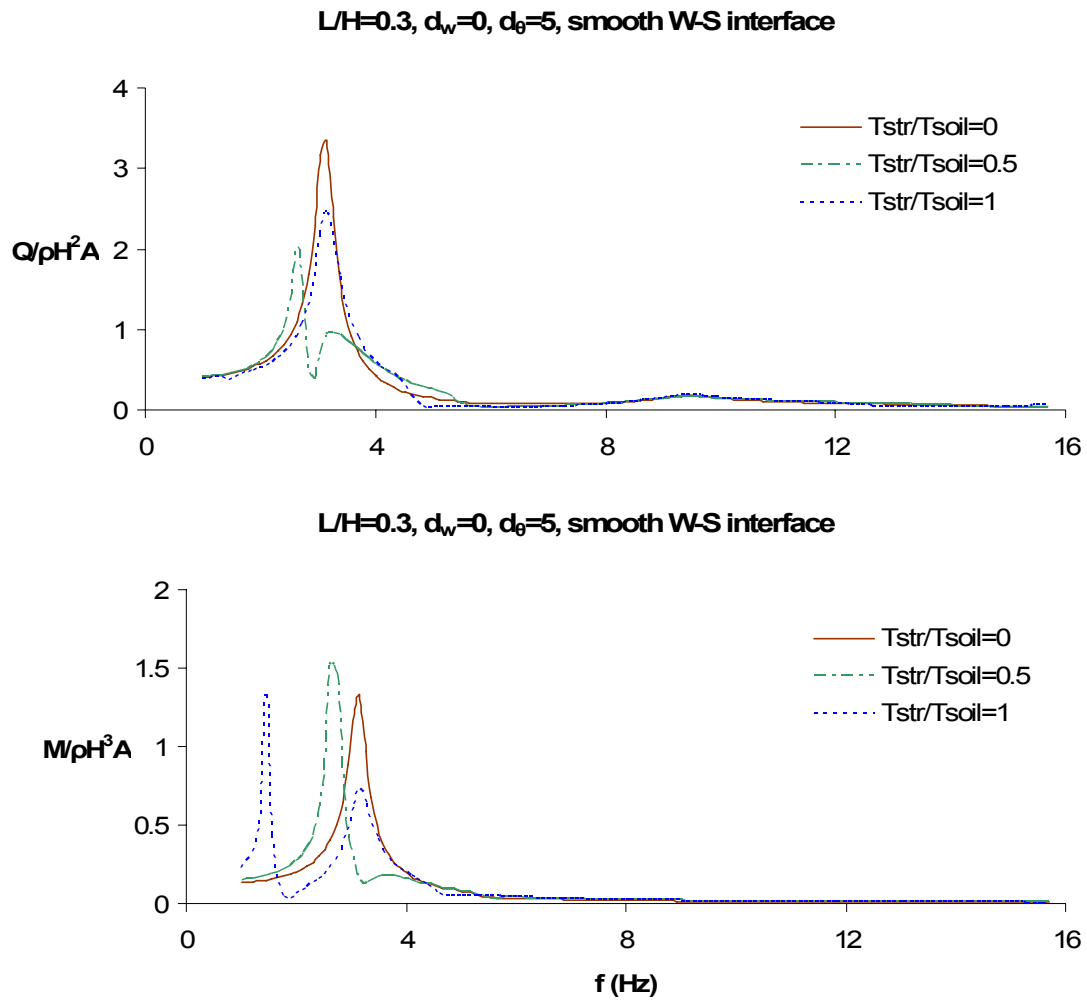
Σχήμα 4.44. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



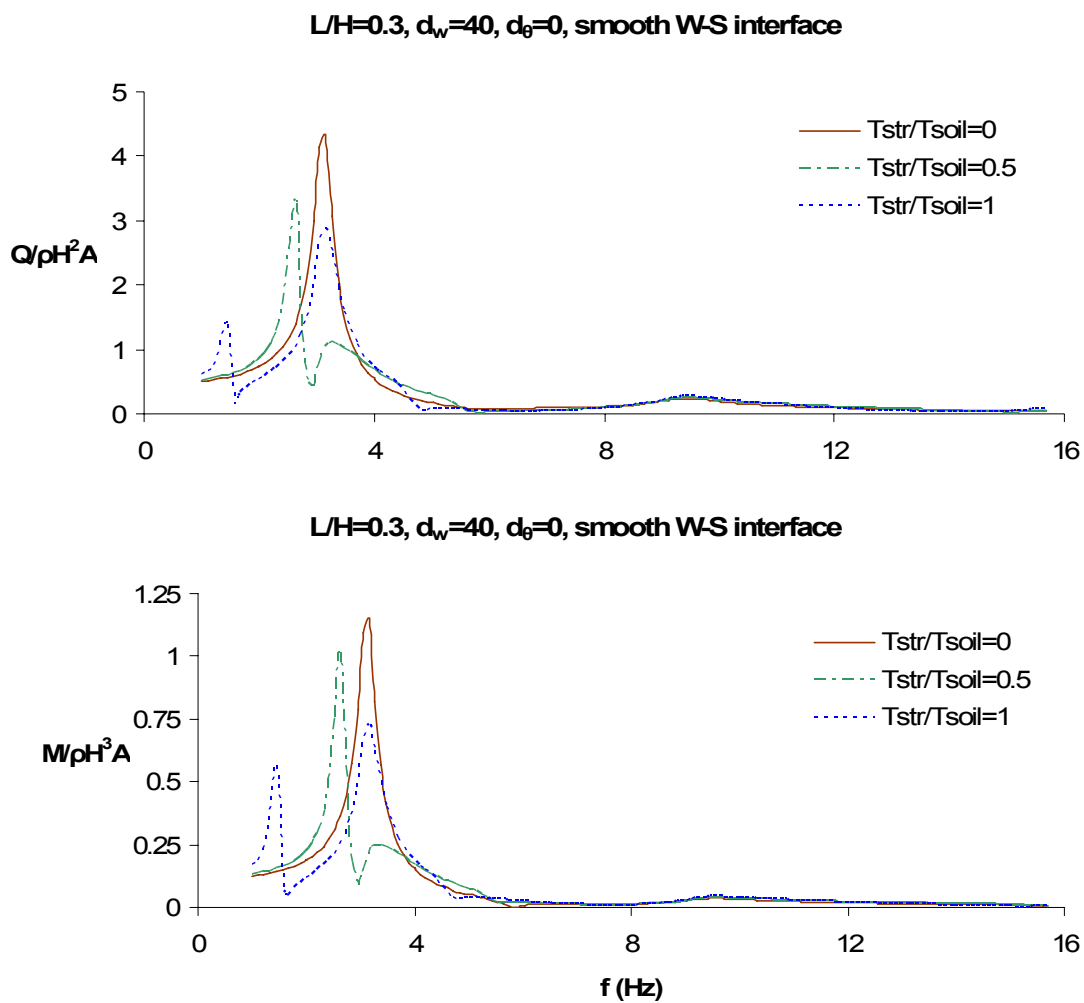
Σχήμα 4.45. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



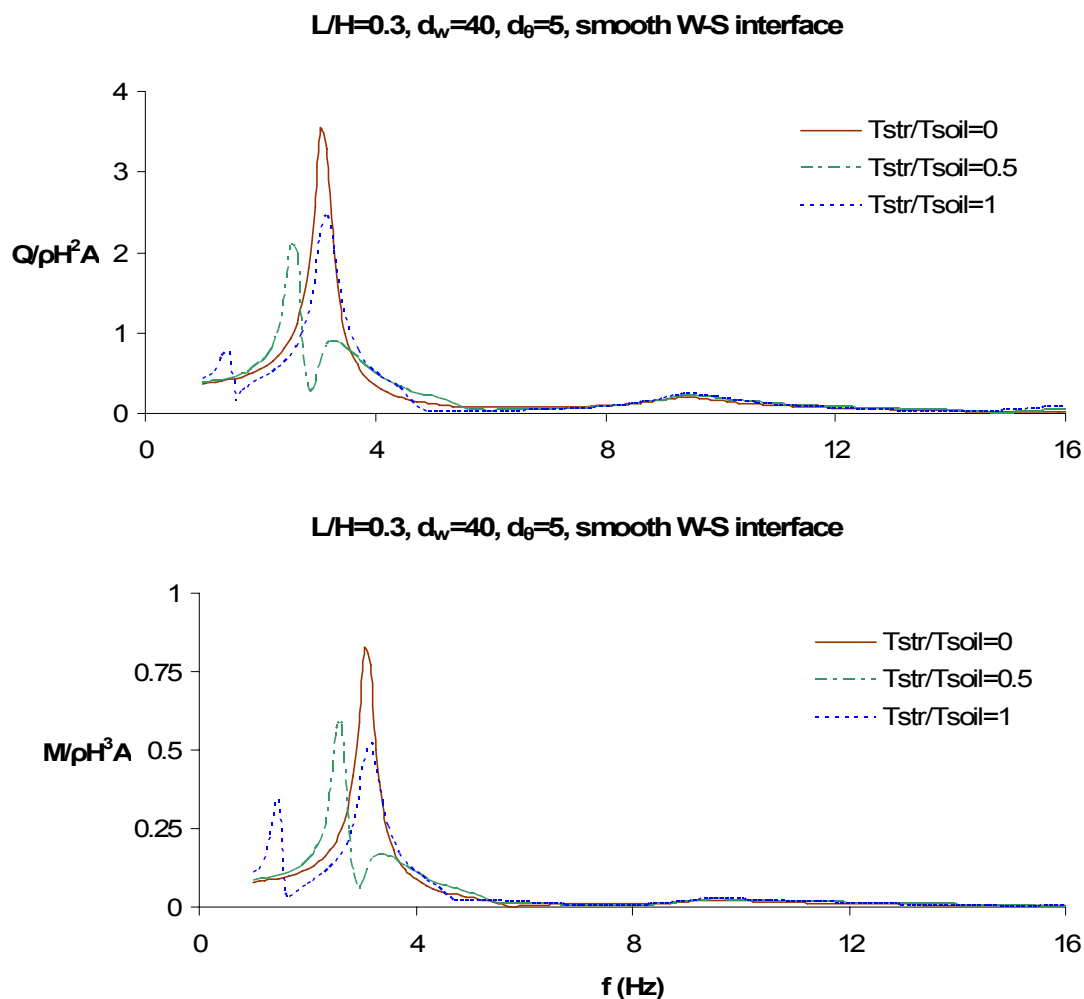
Σχήμα 4.46. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.47. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.48. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_b=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.49. Αδιαστατοποιημένη δυναμική τέμνουσα δύναμη και ροπή στη βάση του τοίχου, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).

Γενικά, παρατηρείται ότι τα διαγράμματα συντονισμού της τέμνουσας και της ροπής για την περίπτωση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους εμφανίζουν μεγαλύτερα μέγιστα στη συχνότητα συντονισμού σε σχέση με τα αντίστοιχα για εγκόλλητη διεπιφάνεια. Αυτή η μεγαλύτερη καταπόνηση, που είναι εντονότερη για εύκαμπτο τοίχο, οφείλεται στους λόγους που αναφέρθηκαν προηγουμένως κατά τον σχολιασμό των αντίστοιχων διαγραμμάτων των ωθήσεων. Η ανυπαρξία διάτμησης στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους καθορίζει την εντατική κατάσταση των εδαφικών στοιχείων που είναι πλησίον της διεπιφάνειας: η οριζόντια ορθή τάση και η κατακόρυφη ορθή τάση είναι ταυτόχρονα και κύριες τάσεις, και έτσι ο τοίχος καταπονείται στην οριζόντια διεύθυνση με τη μέγιστη τάση (δηλαδή, την κύρια). Η παρουσία διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια απομειώνει τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες ωθήσεις που ασκούνται στον τοίχο

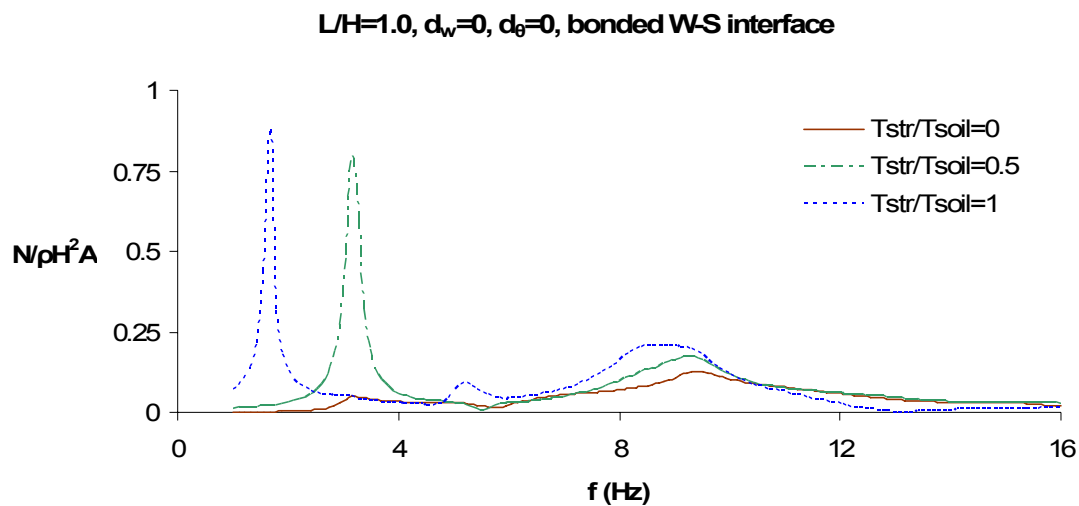
εφόσον οι διευθύνσεις των αξόνων των κυρίων τάσεων δεν είναι πλέον οριζόντιοι ή κατακόρυφοι.

Οι θέσεις των μεγίστων των καμπυλών για τις περιπτώσεις όπου $T_{str}/T_{soil}=0.5$ και 1 εμφανίζονται μετατοπισμένες προς τα αριστερά σε σχέση με την περίπτωση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους. Αυτό δικαιολογείται από το γεγονός ότι το σύστημα τοίχου-εδάφους-κατασκευής είναι πιο εύκαμπτο σε αυτήν την περίπτωση, αφού ο κινηματικός περιορισμός έναντι κατακόρυφης μετακίνησης στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους που υπάρχει στο εγκόλλητο σύστημα αυξάνει τη δυσκαμψία του όλου συστήματος.

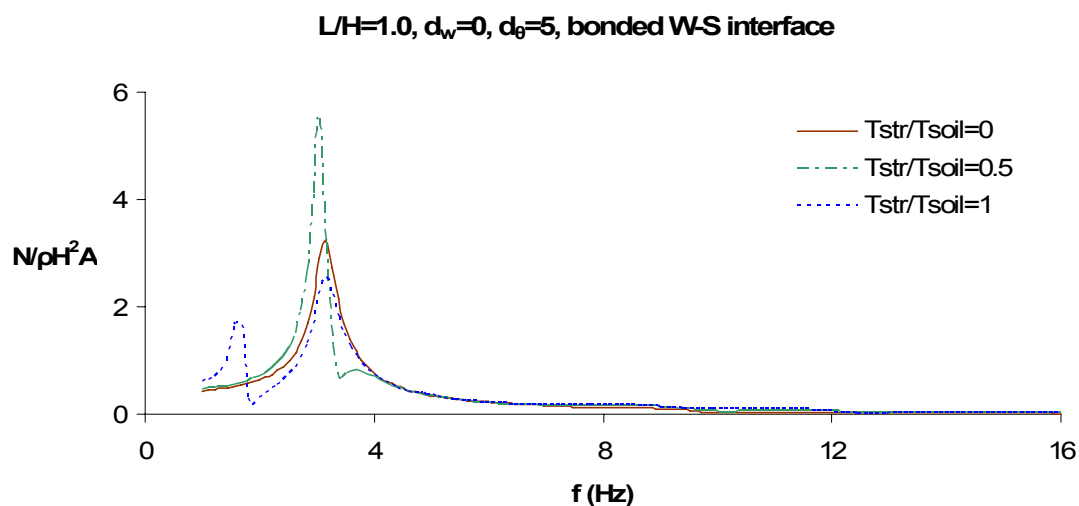
Στα σχήματα 4.38 έως 4.49 που παρουσιάζουν τα εντατικά μεγέθη για λεία διεπιφάνεια είναι προφανές ότι όσο πιο εύκαμπτος γίνεται ο τοίχος (δηλ. αυξανόμενων των d_w , d_θ) η τέμνουσα δύναμη στη βάση του τοίχου αυξάνεται, ενώ αντίθετα η ροπή μειώνεται. Στην περίπτωση της εγκόλλητης διεπιφάνειας (σχήματα 4.26 έως 4.37) η τέμνουσα δεν εμφανίζει αύξηση με την αύξηση της ευκαμψίας αλλά μείωση. Από αυτές τις δυο παρατηρήσεις προκύπτει το συμπέρασμα ότι η συνοριακή συνθήκη στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους παίζει βασικότατο ρόλο στη διαμόρφωση του ύψους πάνω από τη βάση του τοίχου, στο οποίο εφαρμόζεται η συνισταμένη εδαφική δύναμη (μοχλοβραχίονας). Για εγκόλλητη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους, ο μοχλοβραχίονας της συνισταμένης εδαφικής δύναμης δεν μεταβάλλεται αισθητά συναρτήσει των τιμών των δεικτών ευκαμψίας d_w , d_θ , ενώ στην περίπτωση της λείας διεπιφάνειας όσο αυξάνονται η ευκαμψία του τοίχου ή/και η ενδοσιμότητα του θεμελίου του, τόσο μειώνεται ο μοχλοβραχίονας, δηλαδή τόσο η συνισταμένη εδαφική δύναμη ενεργεί σε χαμηλότερο ύψος από τη βάση. Εντούτοις, ο μοχλοβραχίονας δεν εξαρτάται μόνο από το είδος της προσομοίωσης της διεπιφάνειας και την ευκαμψία/ενδοσιμότητα του τοίχου, αλλά και από άλλους παράγοντες. Για παράδειγμα, η παρουσία της κατασκευής κοντά στον τοίχο τείνει να αυξήσει το μοχλοβραχίονα λόγω της επιπρόσθετης δύναμης που αυτή επιβάλλει στον τοίχο μέσω της θεμελίωσής της. Η σύγκριση των διαγραμμάτων τέμνουσας και ροπής για τους τρεις λόγους ιδιοπεριόδων σε ένα οποιοδήποτε σχήμα επιβεβαιώνει αυτό το γεγονός.

Με ολοκλήρωση καθ' ύψος του τοίχου των διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια, προκύπτει η συνισταμένη δύναμη που ασκείται στον τοίχο στην κατακόρυφη διεύθυνση. Όπως προαναφέρθηκε, όσο πιο εύκαμπτος είναι ο τοίχος, τόσο μεγαλύτερες είναι οι

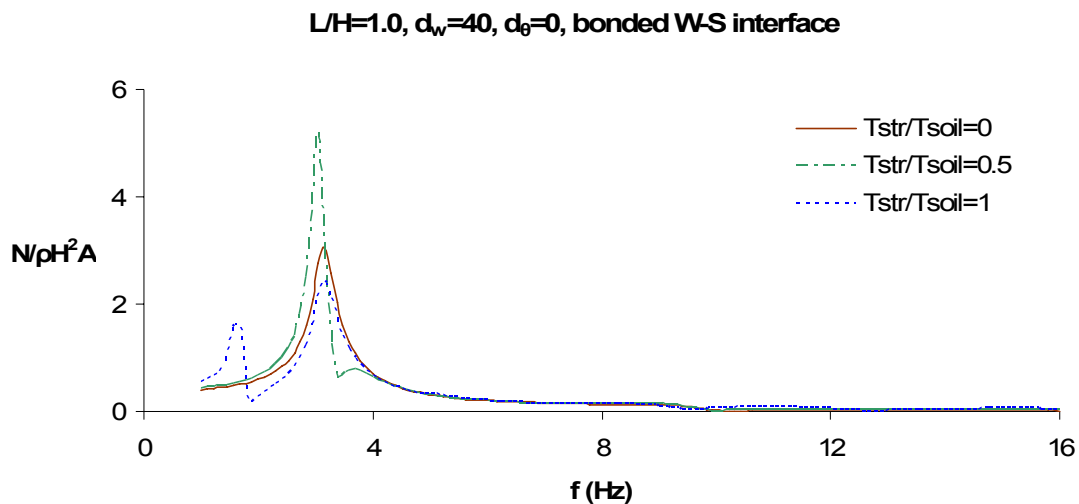
διατμητικές τάσεις που ασκούνται σε αυτόν. Το γεγονός αυτό έρχεται να επιβεβαιώσουν τα διαγράμματα τεμνουσών και ροπών στα Σχήματα 4.50 έως 4.61, τα οποία παρατίθενται στη συνέχεια. Στα διαγράμματα αυτά, παριστάνεται στον κατακόρυφο άξονα η συνισταμένη διατμητική δύναμη και στον οριζόντιο η συχνότητα της αρμονικής διέγερσης.



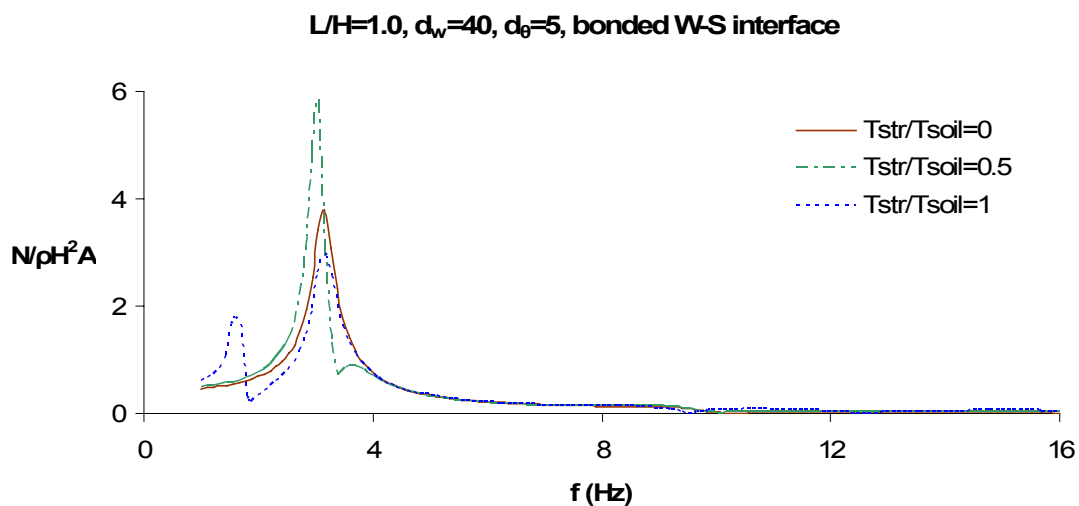
Σχήμα 4.50. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



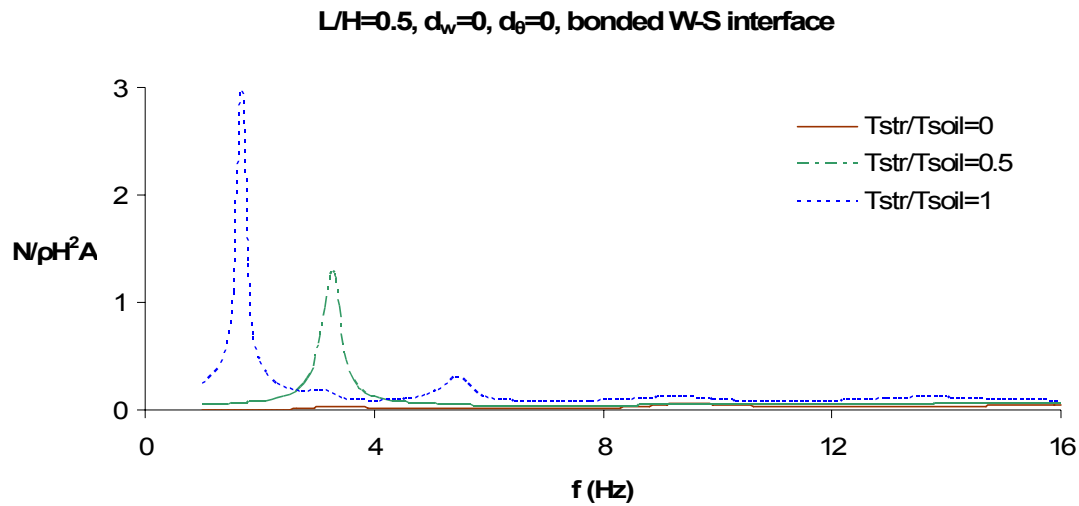
Σχήμα 4.51. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



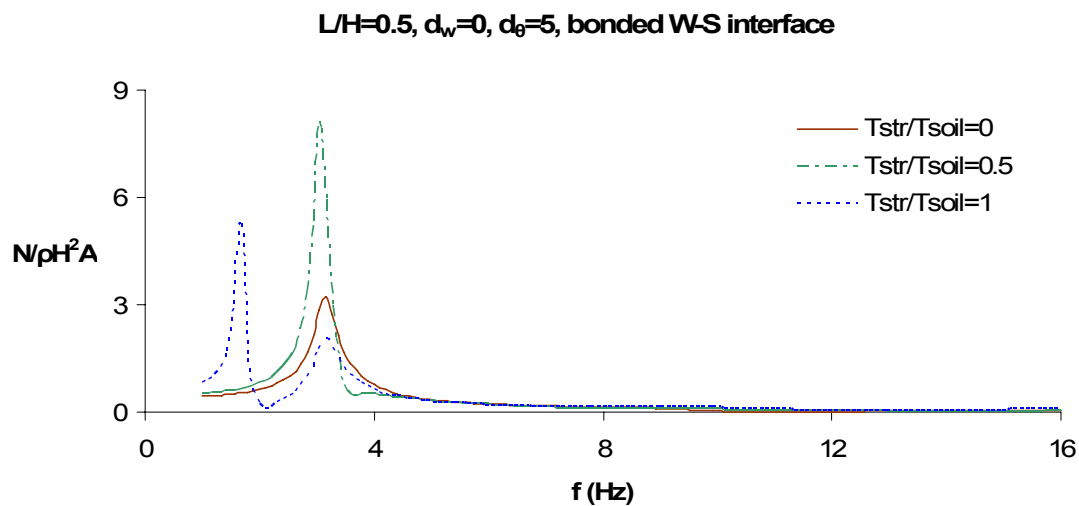
Σχήμα 4.52. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



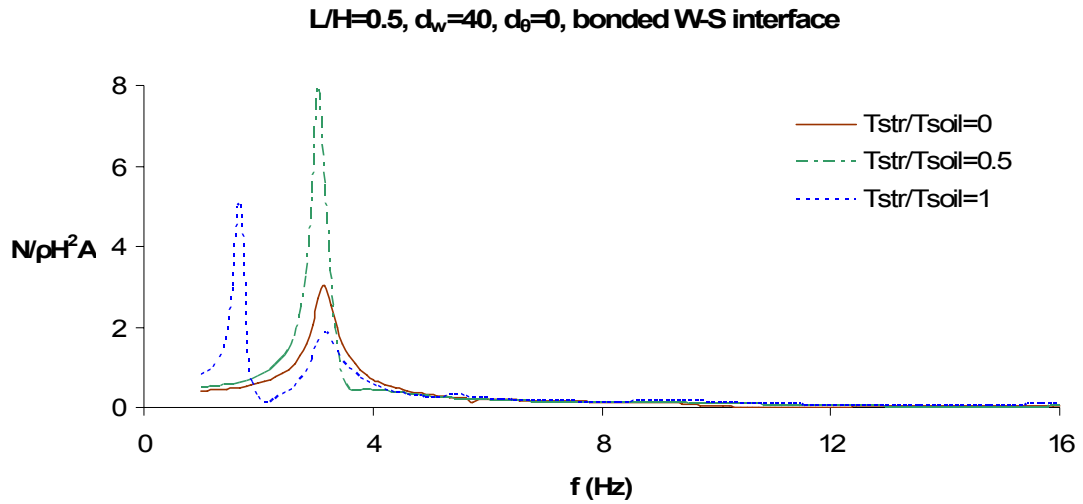
Σχήμα 4.53. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



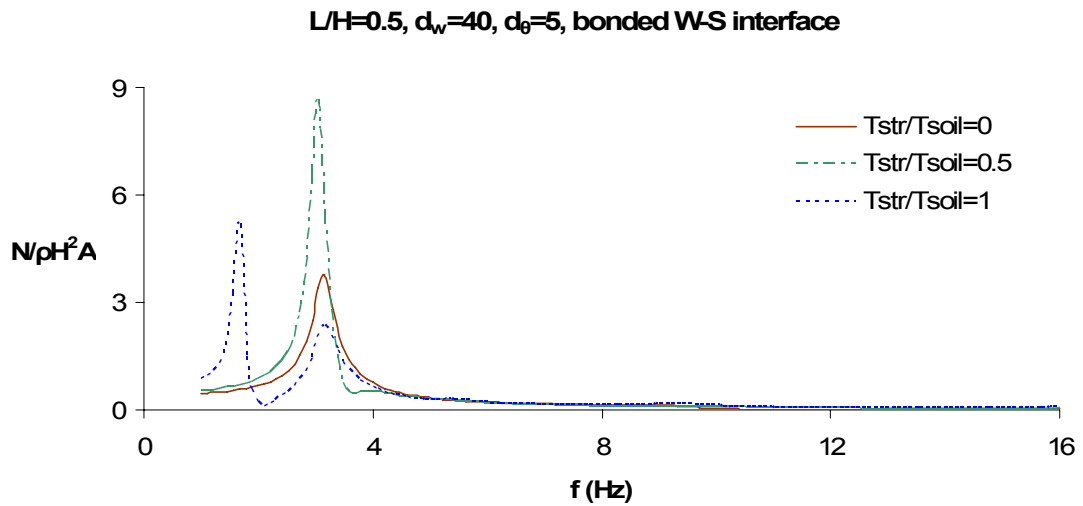
Σχήμα 4.54. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



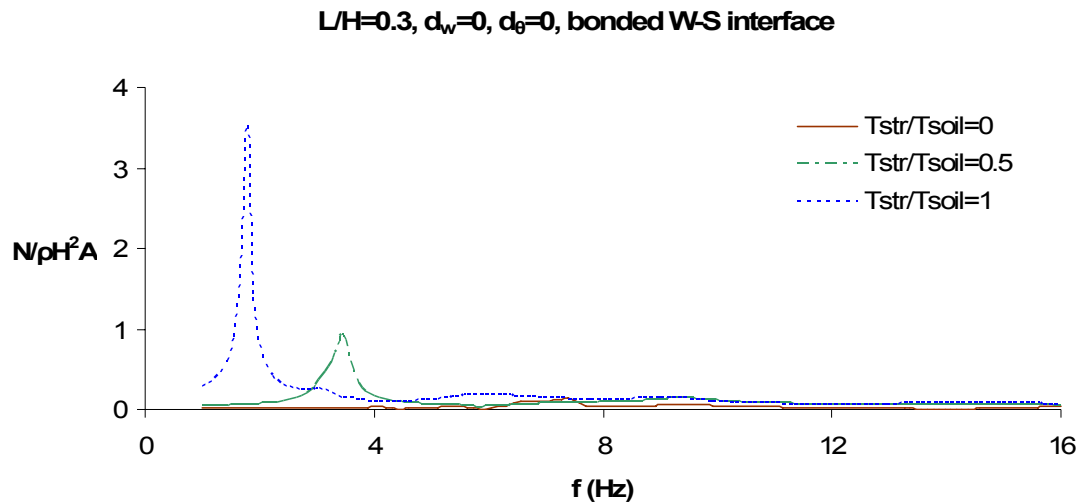
Σχήμα 4.55. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



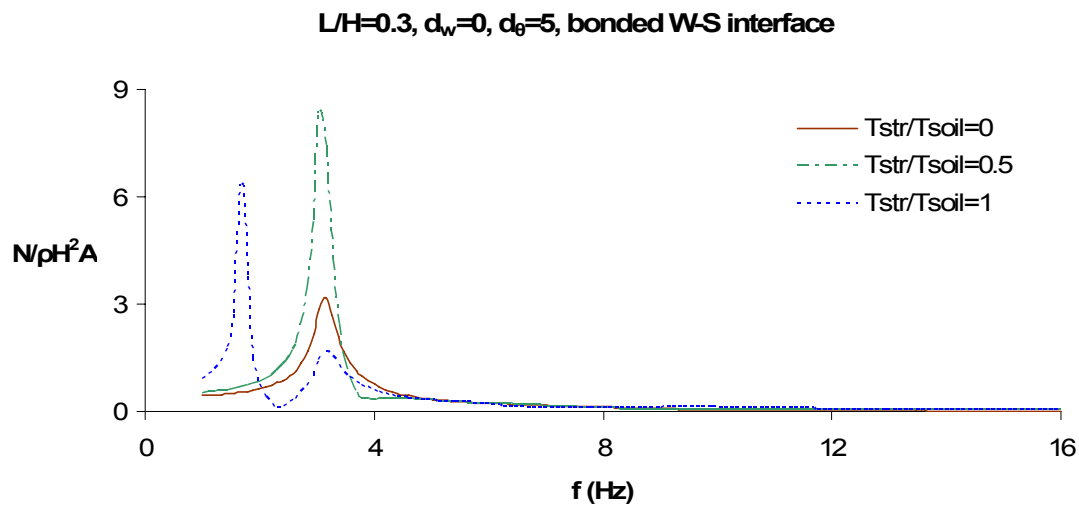
Σχήμα 4.56. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



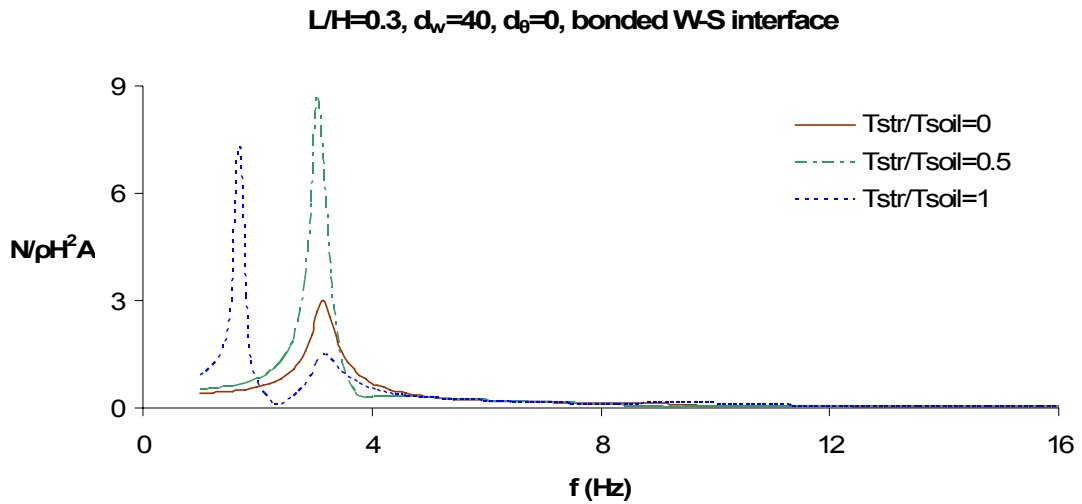
Σχήμα 4.57. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



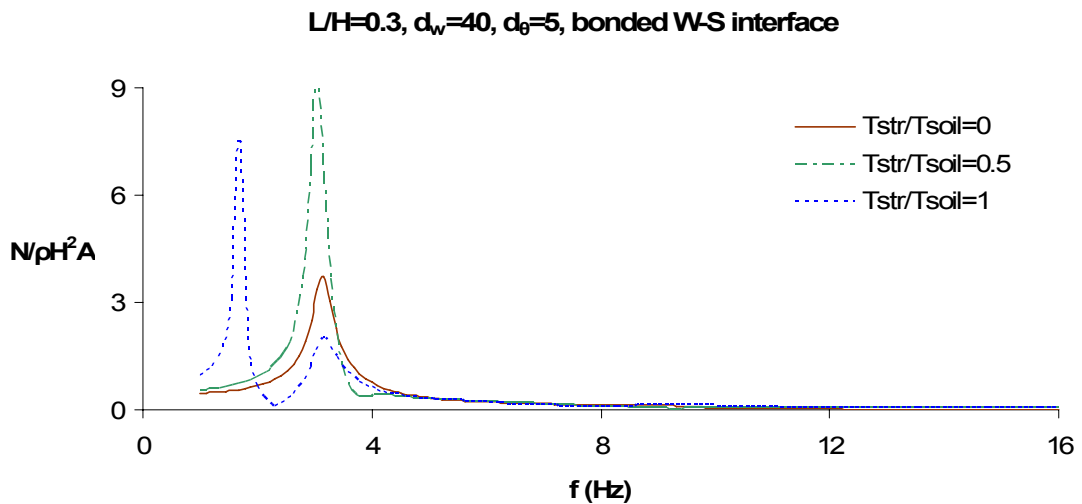
Σχήμα 4.58. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.59. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.60. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.61. Αδιαστατοποιημένη δυναμική διατμητική δύναμη στον τοίχο, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).

Μελετώντας τα Σχήματα 4.50 έως 4.61 είναι προφανές ότι στην περίπτωση που ο τοίχος είναι εύκαμπος, υπάρχει διατμητική δύναμη στη διεπιφάνειά του με το έδαφος, ακόμα και χωρίς την παρουσία κατασκευής (δηλαδή, για $T_{str}/T_{soil}=0$). Όταν ο τοίχος είναι δύσκαμπος ($d_w=d_\theta=0$) τότε η διατμητική δύναμη είναι αμελητέα όταν δεν υπάρχει κατασκευή, όπως φαίνεται από τα Σχήματα 4.50, 4.54 και 4.58. Στα ίδια σχήματα

παρατηρείται ωστόσο, ότι για λόγους ιδιοπεριόδων $T_{str}/T_{soil}=0.5$ και 1 εμφανίζεται μεγάλη αύξηση της διατμητικής δύναμης στην περίπτωση του συντονισμού, σε σχέση με την περίπτωση όπου $T_{str}/T_{soil}=0$. Το γεγονός αυτό αποτελεί απόδειξη ότι το θεμέλιο της κατασκευής καταπονείται ως επί το πλείστον στροφικά, ή με διαφορετική διατύπωση ότι η παλινδική καταπόνηση του θεμελίου κυριαρχεί στο φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής σε σχέση με την λικνιστική καταπόνηση. Στις περιπτώσεις εύκαμπτου τοίχου ο λόγος της διατμητικής δύναμης παρουσία κατασκευής προς την αντίστοιχη για $T_{str}/T_{soil}=0$ δεν έχει μεγάλη τιμή, όπως συμβαίνει στην περίπτωση $d_w=d_\theta=0$. Συνεπώς, η λικνιστική κίνηση του θεμελίου της κατασκευής ενισχύεται λόγω της ευκαμψίας του τοίχου, και κατ' επέκταση διαδραματίζει μεγαλύτερο ρόλο στη διαμόρφωση της συνολικής απόκρισης της κατασκευής.

4.4 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΟΙΧΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΤΗΝ ΕΔΑΦΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

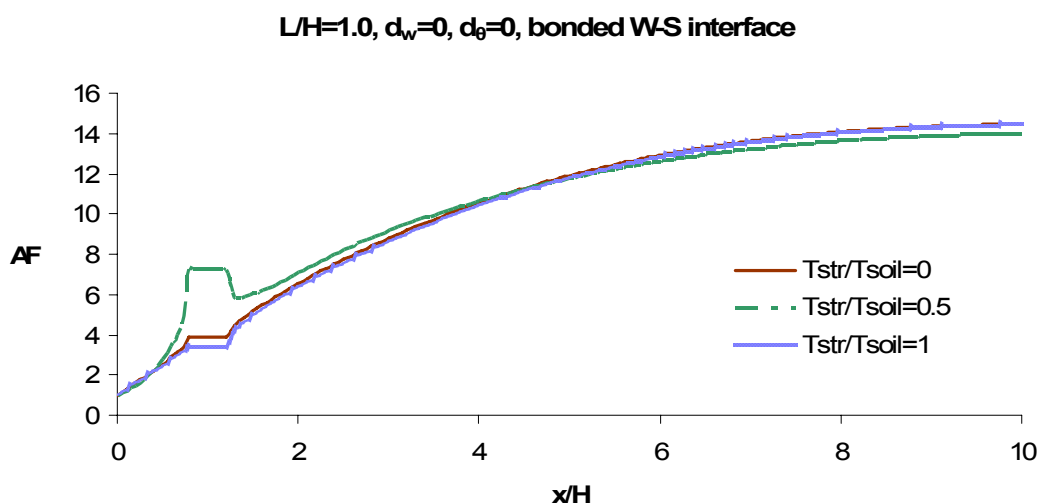
Είναι λογικό ότι η κίνηση του εδάφους στην επιφάνειά του δεν θα είναι πανομοιότυπη με αυτή που επιβάλλεται στη βάση του. Ανάλογα με τις δυναμικές ιδιότητες της εδαφικής στρώσης που εξετάζεται, των τυχόν γεωκατασκευών στα σύνορα ή στο εσωτερικό του, καθώς και των κατασκευών που θεμελιώνονται πάνω σε αυτό θα τροποποιηθεί και η επιβαλλόμενη εδαφική ενίσχυση. Ο όρος εδαφική ενίσχυση (ή απομείωση) αναφέρεται στο φαινόμενο κατά το οποίο ενώ στη βάση της εδαφικής στρώσης επιβάλλεται ένας αριθμός αρμονικών διεγέρσεων με συγκεκριμένη κατανομή πλατών συναρτήσει του συχνотικού περιεχομένου, στην επιφάνεια του εδάφους παρατηρείται ο ίδιος αριθμός αρμονικών με διαφορετική κατανομή των πλατών συναρτήσει του συχνотικού περιεχομένου. Κάποιες συχνότητες ενισχύονται (εμφανίζονται με αυξημένο πλάτος) και κάποιες άλλες απομειώνονται (εμφανίζονται με μειωμένο πλάτος). Οι συχνότητες των οποίων το πλάτος τροποποιείται είναι συνάρτηση των ιδιοσυχνοτήτων του συστήματος εδάφους-κατασκευών.

Στην παρούσα εργασία το σύστημα αυτό είναι το σύστημα τοίχου-εδάφους-κατασκευής. Με μαθηματικούς όρους, ο συντελεστής εδαφικής ενίσχυσης (Amplification Factor ή AF) ορίζεται ως ο λόγος του φάσματος Fourier της απόκρισης στην επιφάνεια του εδάφους προς το φάσμα Fourier της επιβαλλόμενης διέγερσης:

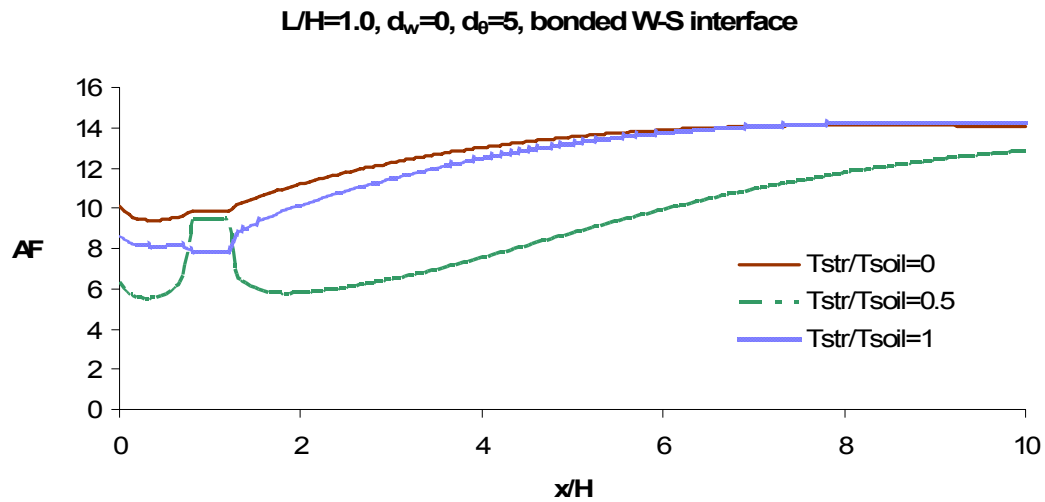
$$AF = \frac{FFT[X_s(\omega)]}{FFT[X_g(\omega)]} \quad (4.13)$$

όπου με X_s και X_g συμβολίζονται η χρονοϊστορία της μετακίνησης στην επιφάνεια του εδάφους και στη βάση όπου επιβάλλεται η διέγερση.

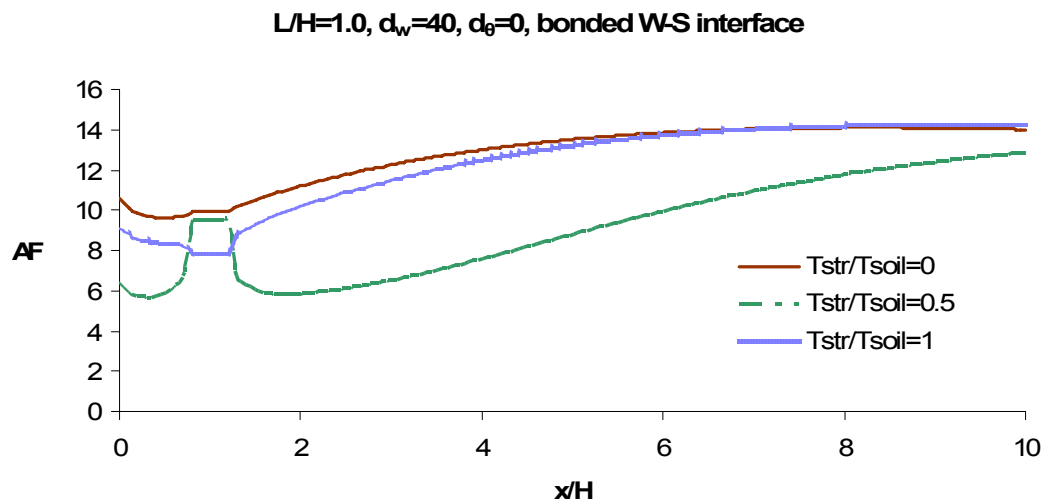
Στα επόμενα Σχήματα 4.62 έως 4.73 παρουσιάζονται τα διαγράμματα που αποτυπώνουν την εδαφική ενίσχυση κατά μήκος της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους, ξεκινώντας από την κορυφή του τοίχου και φτάνοντας μέχρι μια απόσταση ίση με 80 m ($4.10H$) από αυτόν. Στον κατακόρυφο άξονα παριστάνεται ο συντελεστής AF της εξίσωσης (4.13) και στον οριζόντιο άξονα παριστάνεται η απόσταση από την κορυφή του τοίχου, αδιαστατοποιημένη ως προς το πάχος της εδαφικής στρώσης H . Η τιμή $x/H = 0$ αντιστοιχεί στην κορυφή του τοίχου, ενώ η $x/H = 10$ σε απόσταση $10H$ από αυτόν. Η εδαφική ενίσχυση υπολογίστηκε για συχνότητα διέγερσης 3.16 Hz , περίπου ίση με τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης.



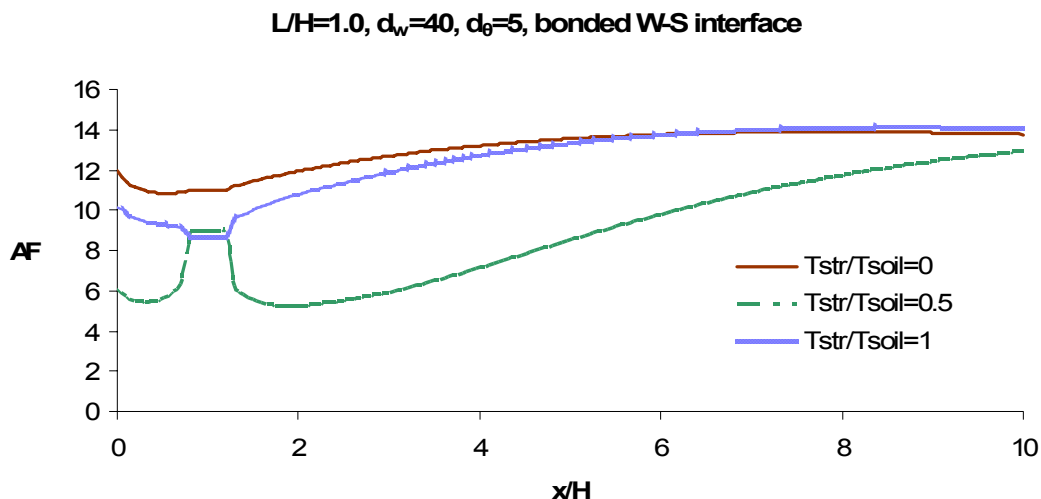
Σχήμα 4.62. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz , για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



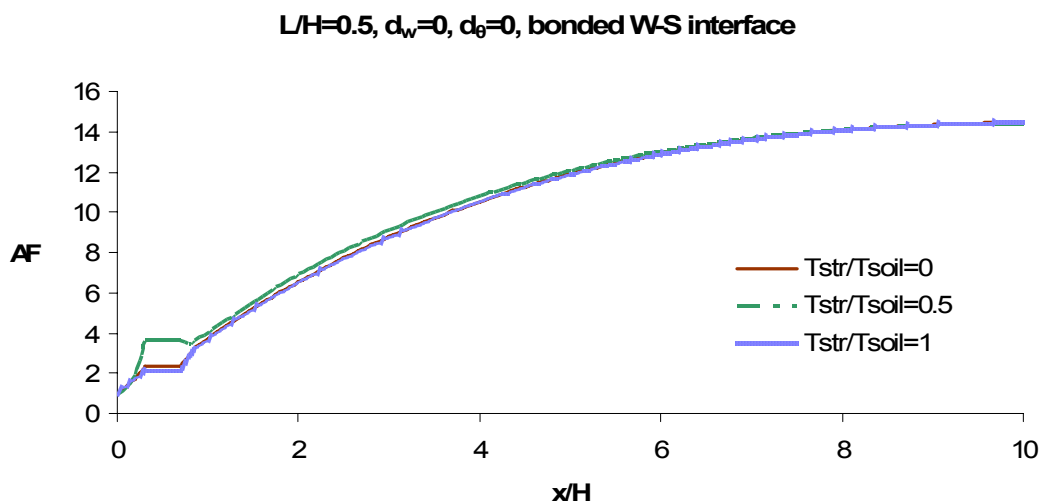
Σχήμα 4.63. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



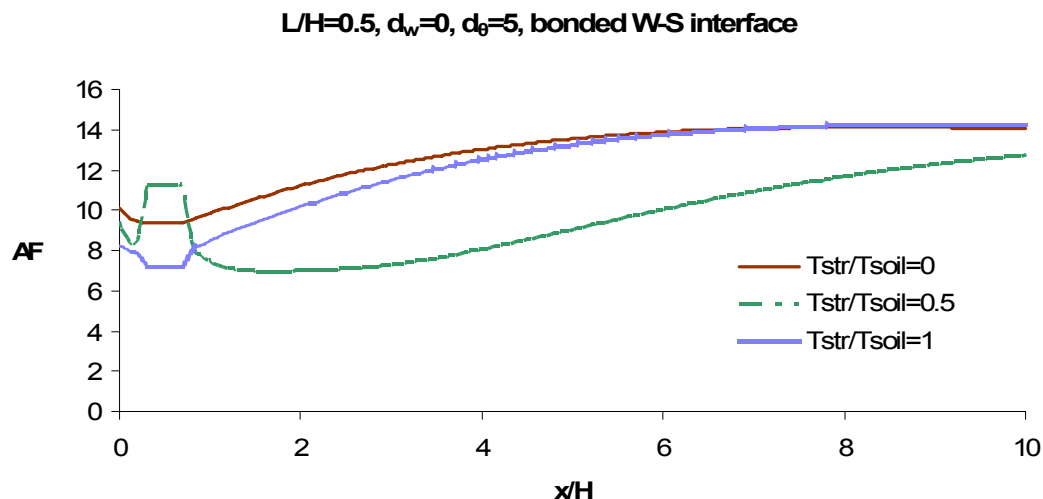
Σχήμα 4.64. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



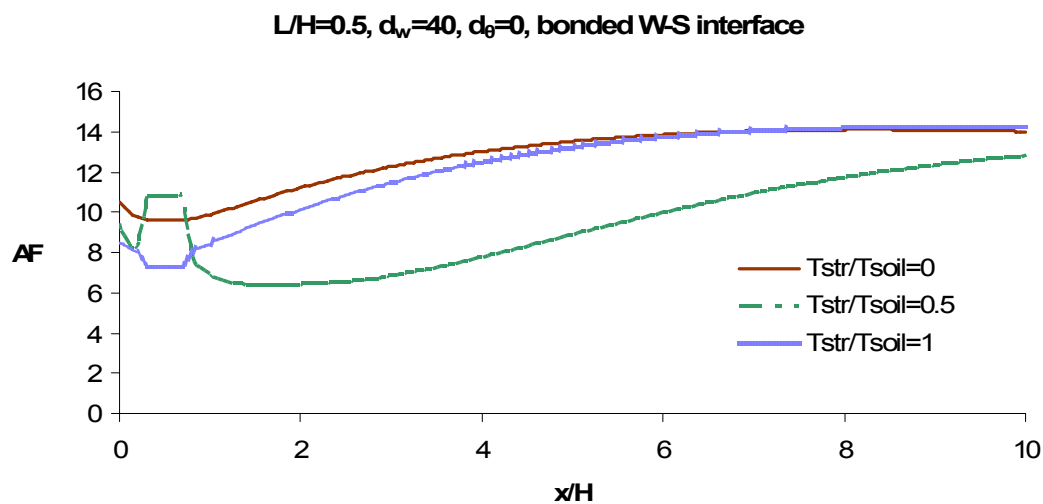
Σχήμα 4.65. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



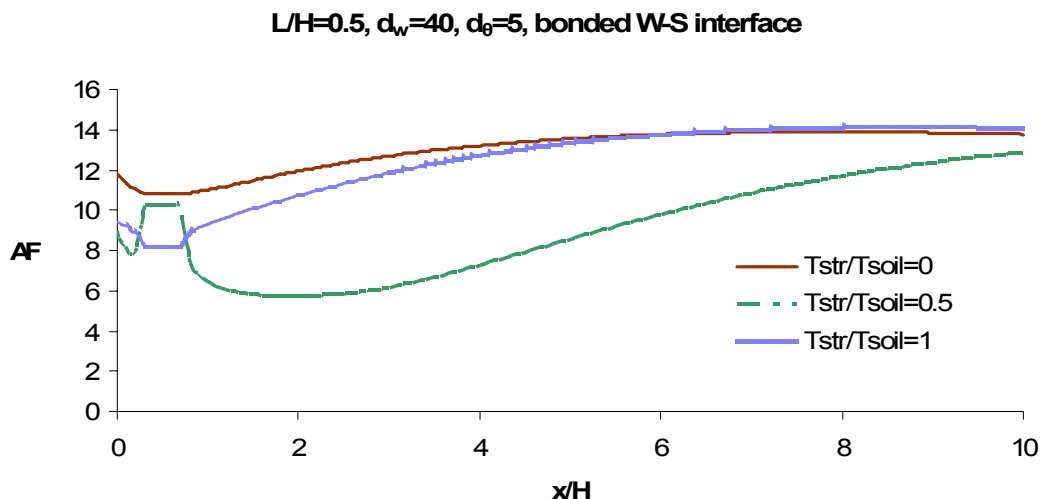
Σχήμα 4.66. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



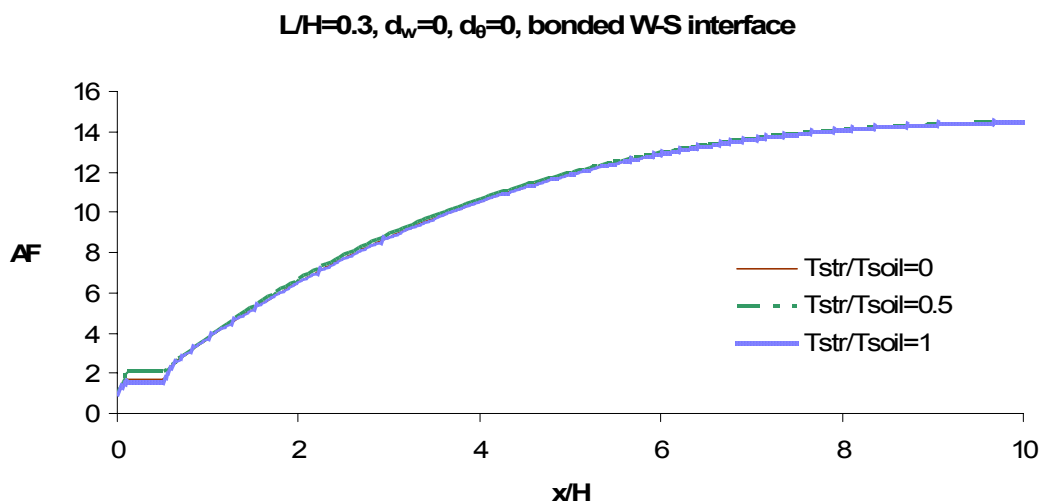
Σχήμα 4.67. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_0=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



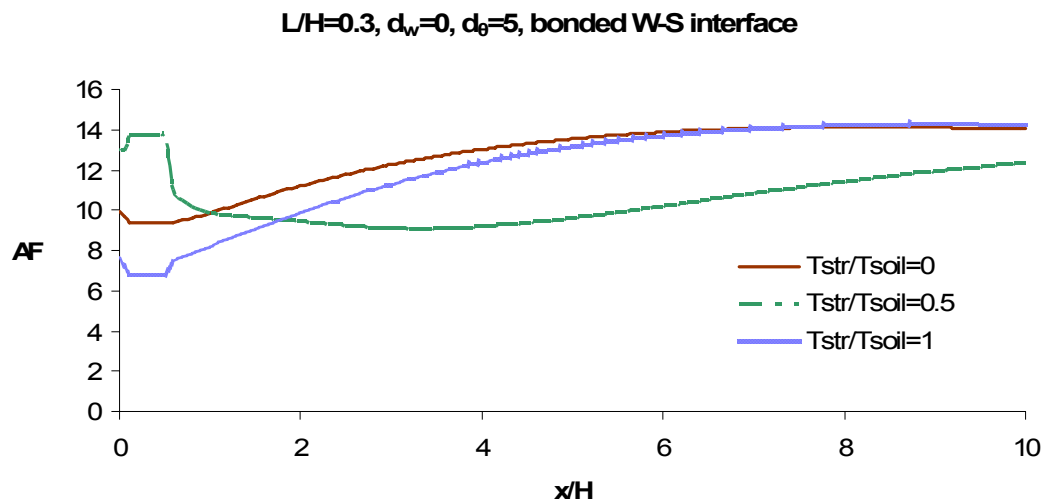
Σχήμα 4.68. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_0=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



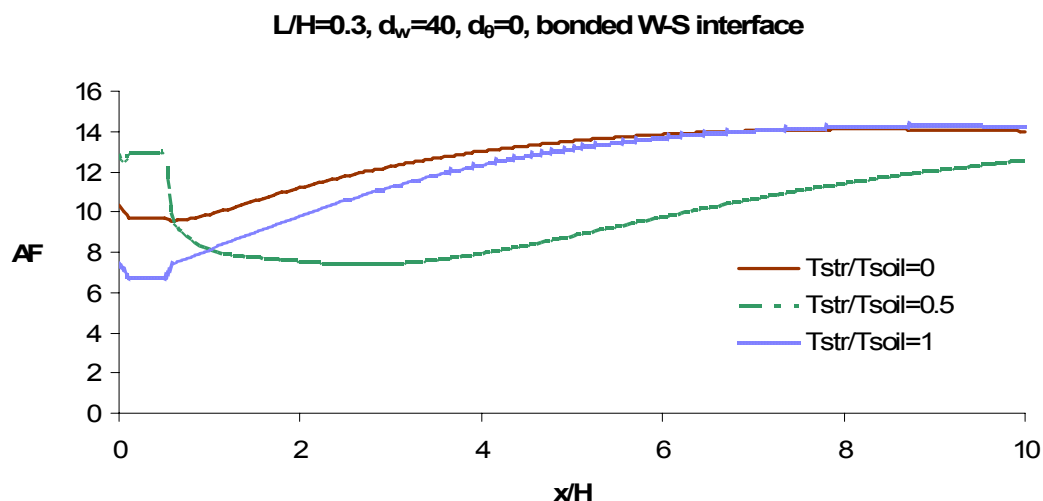
Σχήμα 4.69. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



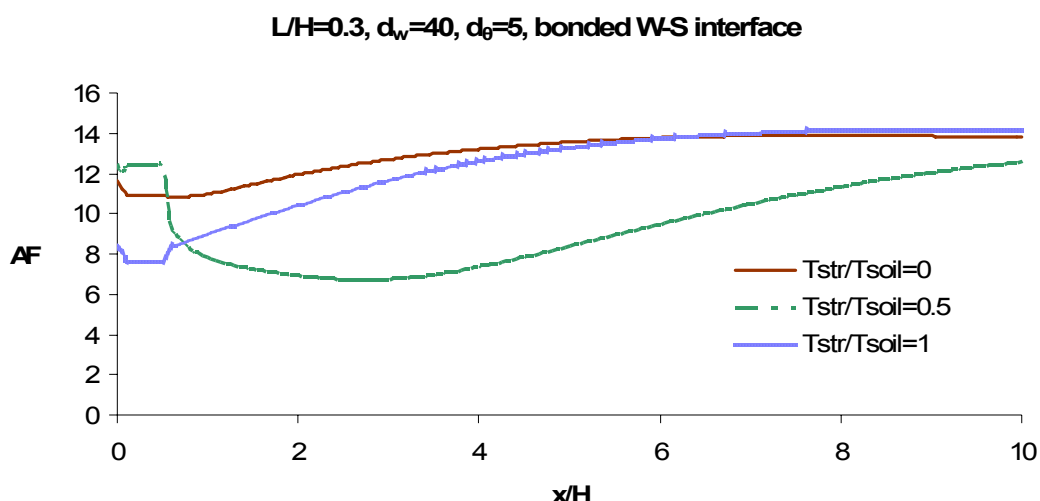
Σχήμα 4.70. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.71. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.72. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.73. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).

Σε όλα τα διαγράμματα των αποτελεσμάτων που σχετίζονται με την αποτίμηση της εδαφικής ενίσχυσης παρατηρείται ότι ένα μικρό τμήμα τους είναι οριζόντιο. Αυτό το τμήμα αντιστοιχεί στο σημείο της εδαφικής επιφάνειας όπου έχει θεμελιωθεί η κατασκευή. Επειδή η διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους λαμβάνεται σε όλες τις περιπτώσεις ως εγκόλλητη, το έδαφος και το θεμέλιο κατά μήκος της διεπιφάνειας κινούνται ουσιαστικά σε φάση, και για αυτό παρατηρείται το οριζόντιο τμήμα της καμπύλης.

Κατ' αρχάς, θα αναλυθούν τα διαγράμματα εδαφικής ενίσχυσης που αφορούν τον δόκοκαμπο τοίχο. Ενώ μπορεί να θεωρηθεί ότι οι περιπτώσεις $T_{str}/T_{soil}=0$ και $T_{str}/T_{soil}=1$ πρακτικά ταυτίζονται, δεν συμβαίνει το ίδιο με την περίπτωση $T_{str}/T_{soil}=0.5$. Όταν η κατασκευή είναι κοντά στον τοίχο ($L/H=0.3$) οι τρεις περιπτώσεις συμπίπτουν. Όσο όμως η κατασκευή με λόγο $T_{str}/T_{soil}=0.5$ απομακρύνεται από τον τοίχο τόσο αυξάνεται η ενίσχυση στην απόκριση του θεμελίου της. Όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 4.2 του παρόντος κεφαλαίου, η κατασκευή με T_{str}/T_{soil} έχει θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα (θεωρούμενη ως θεμελιωμένη σε ενδόσιμο έδαφος, όπως και πραγματικά συμβαίνει) ίση με τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης, που με τη σειρά της είναι ίση με 3.125 Hz. Η συχνότητα της διέγερσης που επιβλήθηκε στη βάση της εδαφικής στρώσης ήταν 3.16 Hz, δηλαδή κοντά στη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα. Συνεπώς, η μεγαλύτερη ενίσχυση στη θεμελίωση της κατασκευής με $T_{str}/T_{soil}=0.5$ οφείλεται σε διπλό συντονισμό του εδάφους και της υπερκείμενης κατασκευής. Γιατί όμως η ενίσχυση αυτή εξαλείφεται όσο η κατασκευή πλησιάζει προς τον τοίχο; Η

απάντηση είναι απλή: ο τοίχος είναι δύσκαμπτος, συνεπώς όταν το θεμέλιο οποιασδήποτε κατασκευής τον πλησιάζει, αυξάνεται η σταθερά του ισοδύναμου οριζόντιου εδαφικού ελατηρίου. Αποτέλεσμα αυτού του φαινομένου είναι ότι το σύστημα έδαφος-κατασκευή γίνεται πιο δύσκαμπτο, και η ιδιοσυχνότητά του γίνεται μεγαλύτερη από 3.125 Hz.

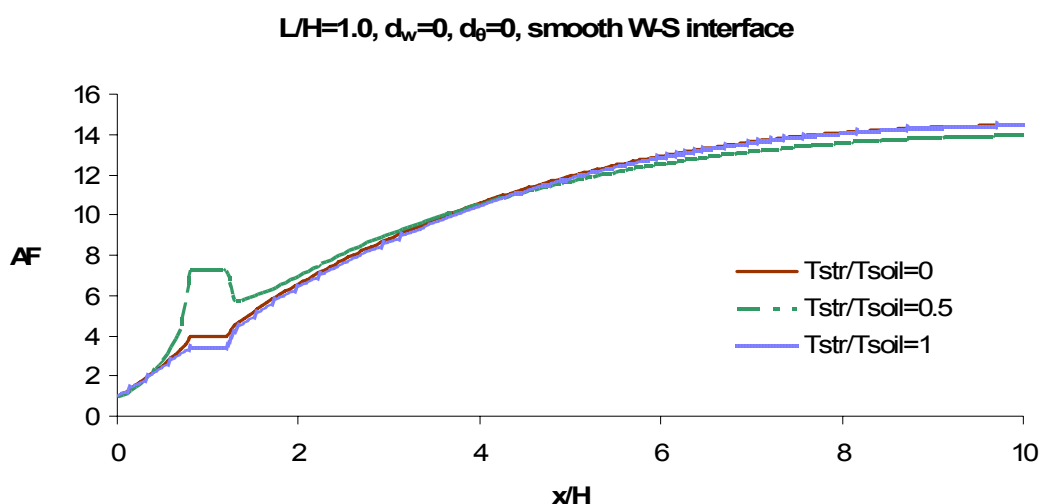
Για μεγαλύτερη απόσταση από τον τοίχο, οι καμπύλες εδαφικής ενίσχυσης λαμβάνουν μεγαλύτερες τιμές και τείνουν ασυμπτωτικά σε μια τιμή εδαφικής ενίσχυσης ανεξαρτήτως θέσης κατά μήκος της εδαφικής επιφάνειας, η οποία αντιστοιχεί σε μονοδιάστατες εδαφικές συνθήκες «ελευθέρου πεδίου». Η συμπεριφορά αυτή είναι απόλυτα δικαιολογημένη, επειδή ο τοίχος (και ειδικά ο δύσκαμπτος) ουσιαστικά επιβάλλει μια κατακόρυφη συνοριακή συνθήκη στην αντιστηριζόμενη εδαφική στρώση. Σε μακρινή απόσταση από τον τοίχο (δηλαδή, για $x/H > 10$) αποκαθίσταται η μονοδιάστατη εδαφική ενίσχυση.

Στην περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου η κατάσταση είναι κάπως πιο περίπλοκη. Αντί οι καμπύλες ενίσχυσης να ξεκινούν από τη μονάδα στην κορυφή του τοίχου (δηλαδή ούτε ενίσχυση, ούτε απομείωση), ξεκινούν από άλλη μεγαλύτερη τιμή, η οποία εξαρτάται από την ευκαμψία του τοίχου, την απόσταση της κατασκευής από αυτόν και τον λόγο των ιδιοπεριόδων εδάφους-κατασκευής. Οι καμπύλες για $T_{str}/T_{soil}=0.5$ εμφανίζουν όλες μέγιστο στο σημείο της θεμελίωσης του τοίχου. Εκατέρωθεν του μεγίστου οι κατανομές μειώνονται και για μεγαλύτερη απόσταση από τον τοίχο επανέρχονται στην τιμή της μονοδιάστατης εδαφικής ενίσχυσης. Το μέγιστο των καμπυλών για $T_{str}/T_{soil}=0.5$ οφείλεται, όπως προαναφέρθηκε, στον συντονισμό. Ωστόσο, στην περίπτωση $T_{str}/T_{soil}=1$ δεν παρατηρείται μέγιστο αλλά ελαχιστο, σχεδόν σε όλες τις καμπύλες. Η ιδιοσυχνότητα της συγκεκριμένης κατασκευής είναι μικρότερη από 3.16 Hz (ουσιαστικά, το μισό της ιδιοσυχνότητας της εδαφικής στρώσης, δηλαδή $3.125/2=1.56$ Hz, βλ. παράγραφο 4.2). Για τον λόγο αυτό η κατασκευή δεν συντονίζεται και υπάρχει απομείωση της απόκρισης της.

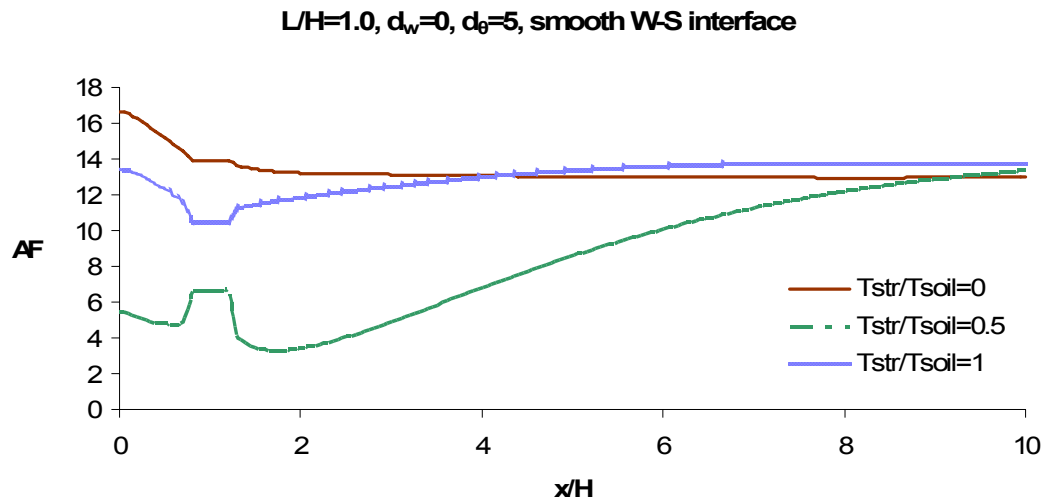
Το πιο σημαντικό συμπέρασμα που βγαίνει από τα Σχήματα 4.62 έως 4.73 είναι ότι η θεμελίωση μιας κατασκευής στο έδαφος, τροποποιεί την κίνηση που επιβάλλεται στη θεμελίωση της κατασκευής, σε σχέση με την κίνηση ελευθέρου πεδίου. Αυτή η τροποποίηση είναι ενδεικτική της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Οι καμπύλες για $T_{str}/T_{soil}=0$ παριστάνουν την κίνηση βάσης θεμελίου (KBΘ) η οποία είναι

διαφορετική από την κίνηση ελευθέρου πεδίου, αφού λαμβάνεται υπόψη η κινηματική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (για παράδειγμα, το γεγονός ότι οι καμπύλες οριζοντιώνονται στη θέση του θεμελίου είναι συνέπεια της κινηματικής αλληλεπίδρασης και μόνο αυτής). Οι καμπύλες για $T_{str}/T_{soil}=0.5$ και 1 λαμβάνουν υπόψη τους και την αδρανειακή αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Η ύπαρξη αδρανειακής αλληλεπίδρασης μπορεί να τροποποιήσει την απόκριση του θεμελίου, ενισχύοντας ή απομειώνοντάς την ανάλογα με τις δυναμικές ιδιότητες της κατασκευής και του αντιστηριζόμενου εδάφους.

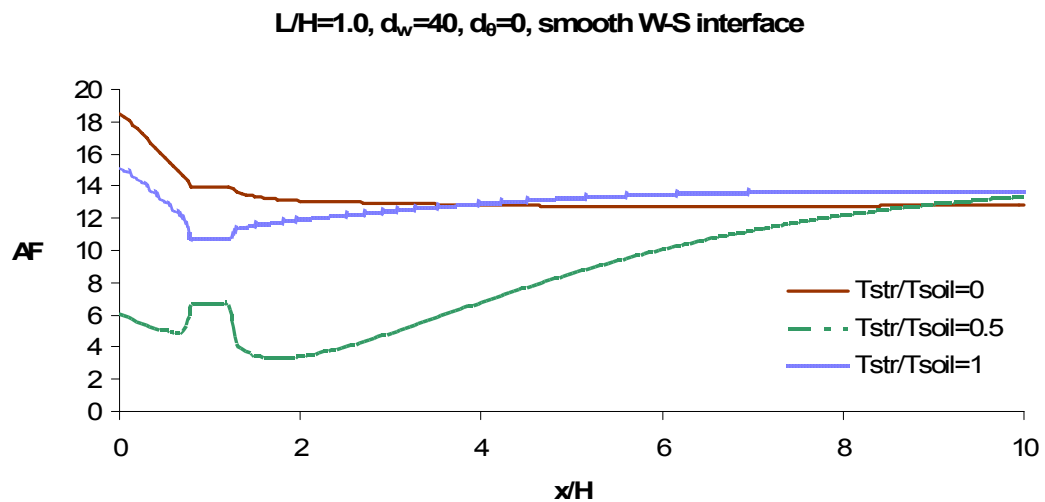
Στην ομάδα Σχημάτων 4.74 έως 4.85 που ακολουθεί παρατίθενται οι κατανομές εδαφικής ενίσχυσης, αντίστοιχες με τις προηγούμενες με τη μόνη διαφορά ότι η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους έχει θεωρηθεί ως λεία.



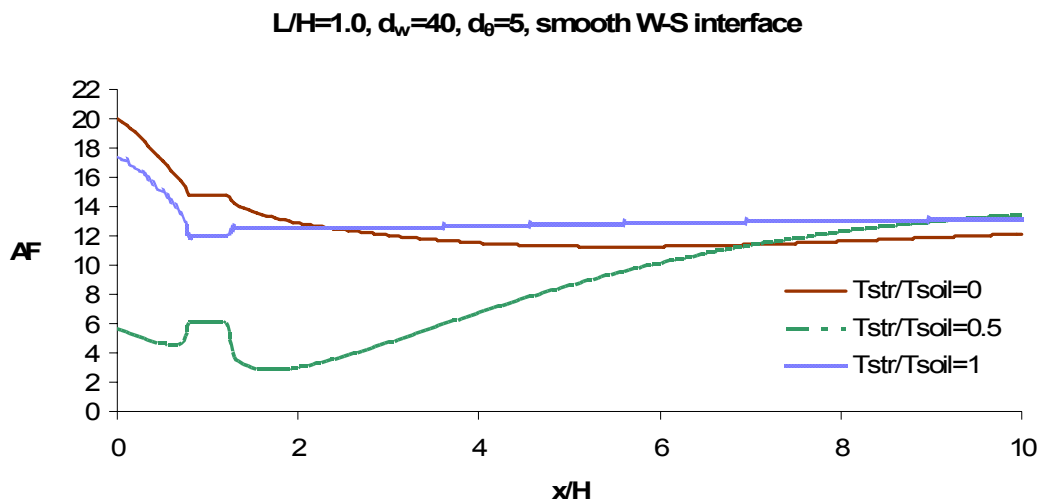
Σχήμα 4.74. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



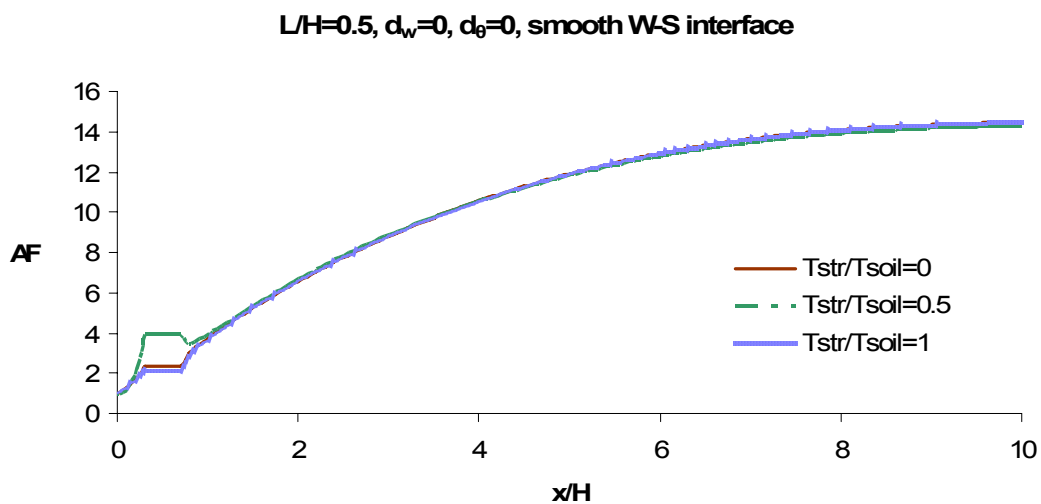
Σχήμα 4.75. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



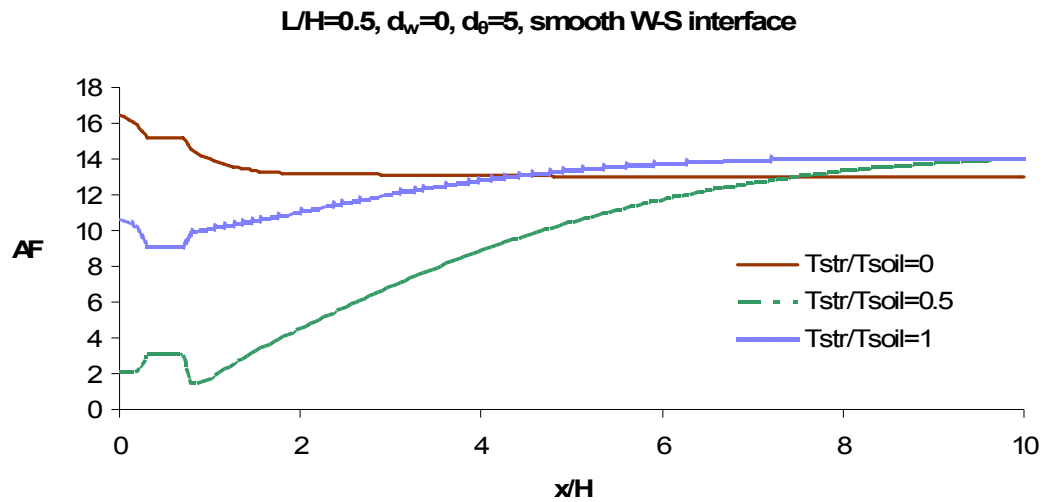
Σχήμα 4.76. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



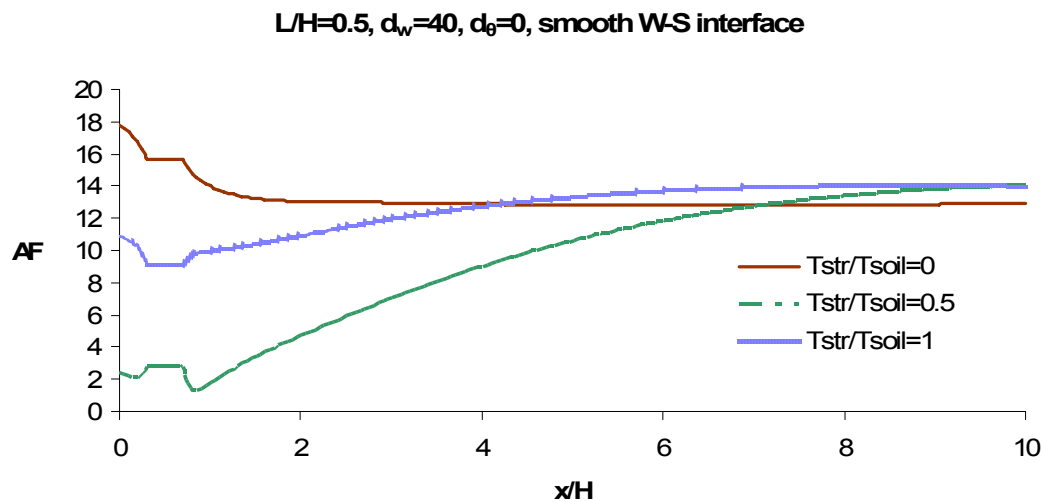
Σχήμα 4.77. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



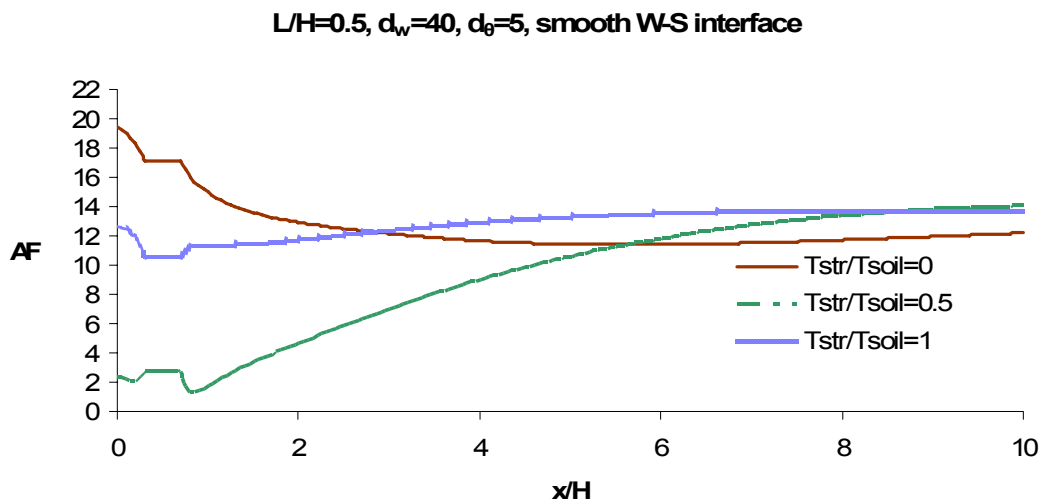
Σχήμα 4.78. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



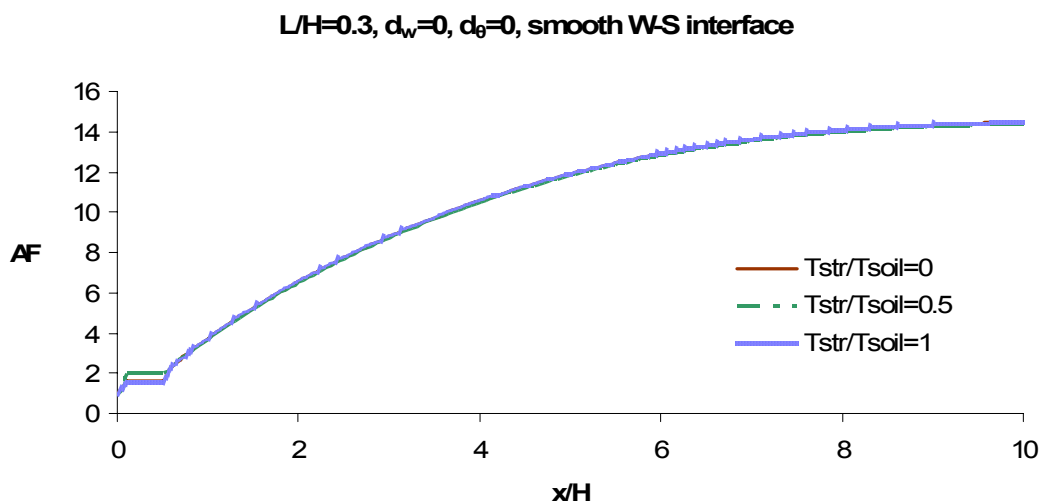
Σχήμα 4.79. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



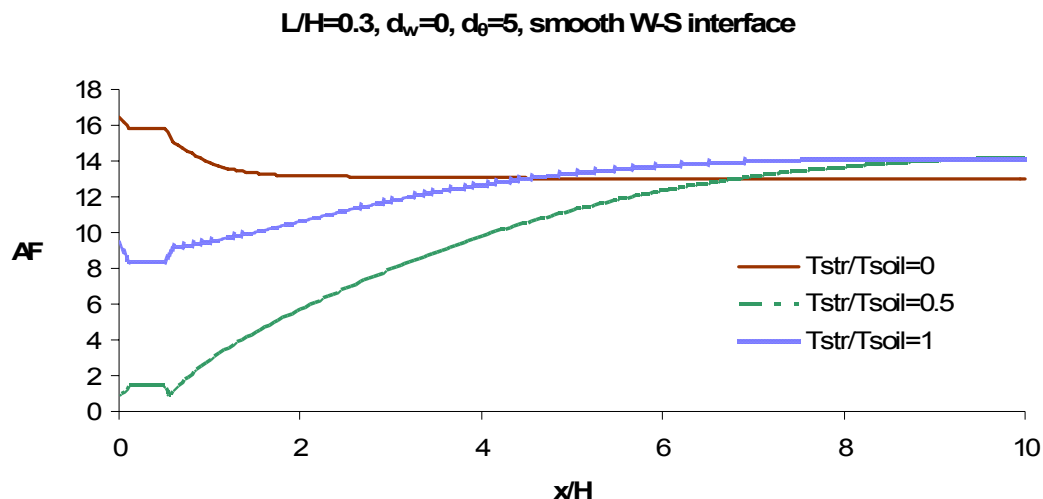
Σχήμα 4.80. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



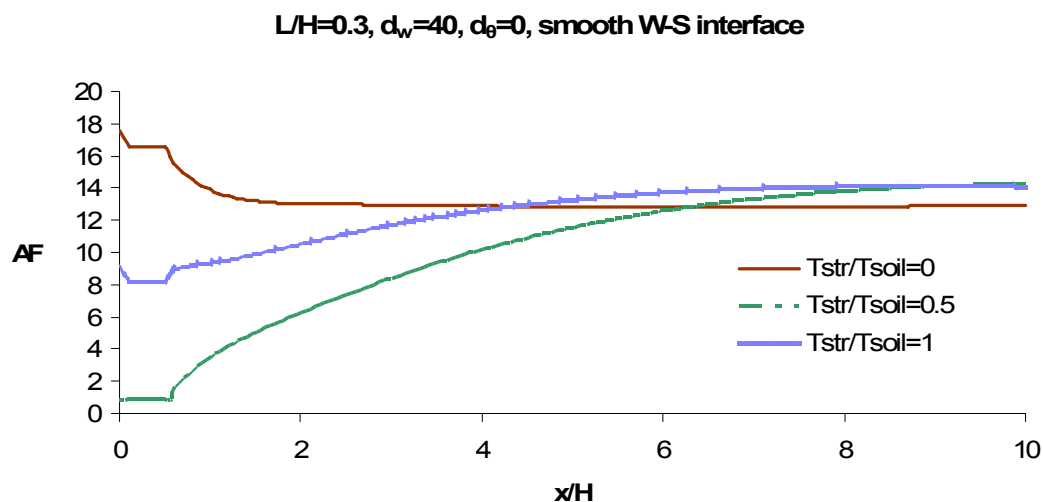
Σχήμα 4.81. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



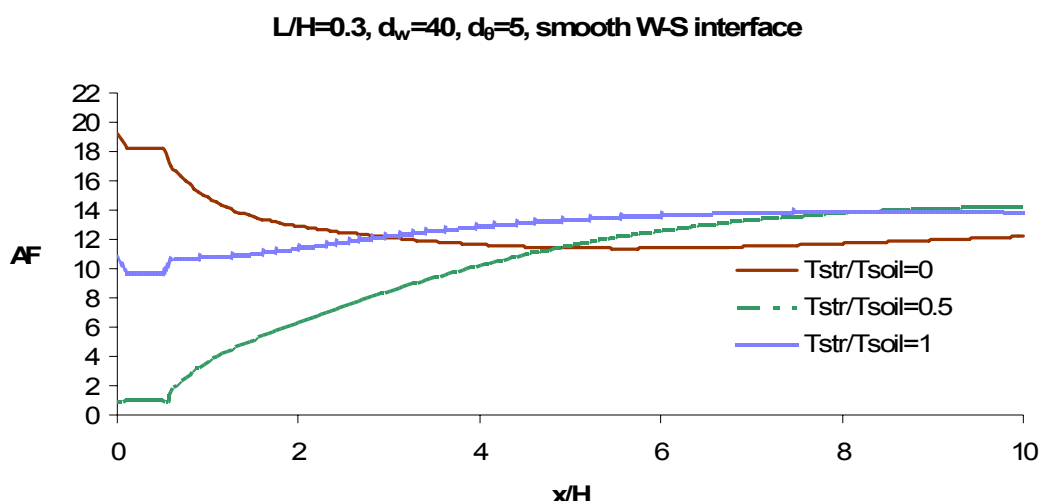
Σχήμα 4.82. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.83. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.84. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.85. Κατανομή του συντελεστή εδαφικής ενίσχυσης σε συχνότητα 3.16 Hz, για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).

Μελετώντας τα προηγούμενα διαγράμματα εξάγεται το συμπέρασμα ότι για λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους και εύκαμπτο τοίχο γενικά παρατηρούνται μεγάλες τιμές ενίσχυσης κοντά στον τοίχο. Η αυξημένη δυναμική απόκριση του τοίχου δικαιολογείται από το γεγονός ότι αυτός δέχεται μεγαλύτερη τέμνουσα δύναμη, όπως αναπτύχθηκε στην ενότητα 4.3.

Μια ακόμα ενδιαφέρουσα παρατήρηση προκύπτει από τη σύγκριση της ομάδας των σχημάτων για λεία διεπιφάνεια (4.74 έως 4.85) με τα αντίστοιχα με θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας που προηγήθηκε (4.62 έως 4.73). Πιο συγκεκριμένα, στην περίπτωση που η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους είναι λεία, παρατηρείται ότι η απόκριση του θεμελίου της κατασκευής για $T_{str}/T_{soil}=0.5$ είναι κατά πολύ μειωμένη σε σχέση με αυτή που προκύπτει για εγκόλλητη διεπιφάνεια. Το ακριβώς αντίθετο συμβαίνει με την κατασκευή που έχει λόγο ιδιοπεριόδων $T_{str}/T_{soil}=1$, όπου η απόκριση του θεμελίου της αυξάνεται. Αυτό εξηγείται λαμβάνοντας υπόψη ότι το θεμέλιο με λεία διεπιφάνεια είναι πιο εύστρεπτο, άρα το σύστημα έχει μικρότερη ιδιοσυχνότητα από το αντίστοιχο εγκόλλητο. Οπότε, ενώ το σύστημα εδάφους-κατασκευής για $T_{str}/T_{soil}=0.5$ συντονιζόταν για εγκόλλητη διεπιφάνεια, τώρα βρίσκεται εκτός συντονισμού, αφού η συχνότητα της διέγερσης παρέμεινε η ίδια, γεγονός που δικαιολογεί τη μειωμένη απόκριση. Όσον αφορά το σύστημα με $T_{str}/T_{soil}=1$, η αυξημένη απόκριση δικαιολογείται με τη σκέψη ότι πιθανώς η δεύτερη ιδιοσυχνότητα του συστήματος να

μειώνεται λόγω της λείας διεπιφάνειας, με συνέπεια η συχνότητα της διέγερσης να την πλησιάζει περισσότερο.

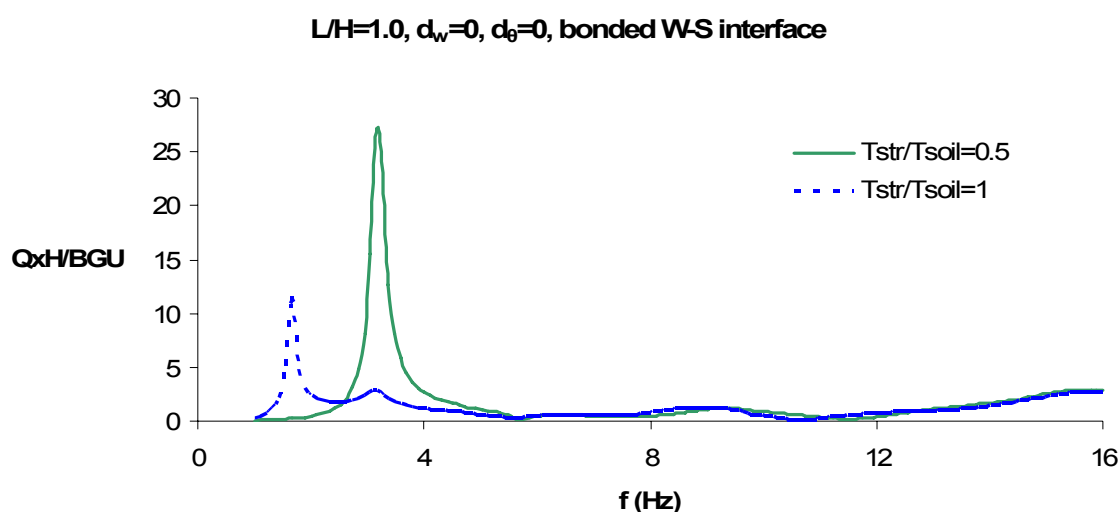
4.5 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΔΙΠΛΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η καταπόνηση των κατασκευών που υποβάλλονται σε σεισμικά φορτία γίνεται ως επί το πλείστον υπό μορφή τέμνουσας δύναμης στα υποστυλώματα των ορόφων τους. Τα υποστυλώματα κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης καταπονούνται κυρίως από τέμνουσα δύναμη και ροπή ο υπολογισμός των οποίων είναι απολύτως αναγκαίος για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους. Για τον μονοβάθμιο ταλαντωτή που θεωρήθηκε στο παρόν κεφάλαιο, υπολογίστηκε η τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για τις διάφορες περιπτώσεις απόστασης της κατασκευής από τον τοίχο και ευκαμψίας του τελευταίου. Η τέμνουσα δύναμη αδιαστατοποιήθηκε θεωρώντας ότι το έδαφος κάτω από το θεμέλιο συμπεριφέρεται ως ένα σύνολο διατμητικών προβόλων.

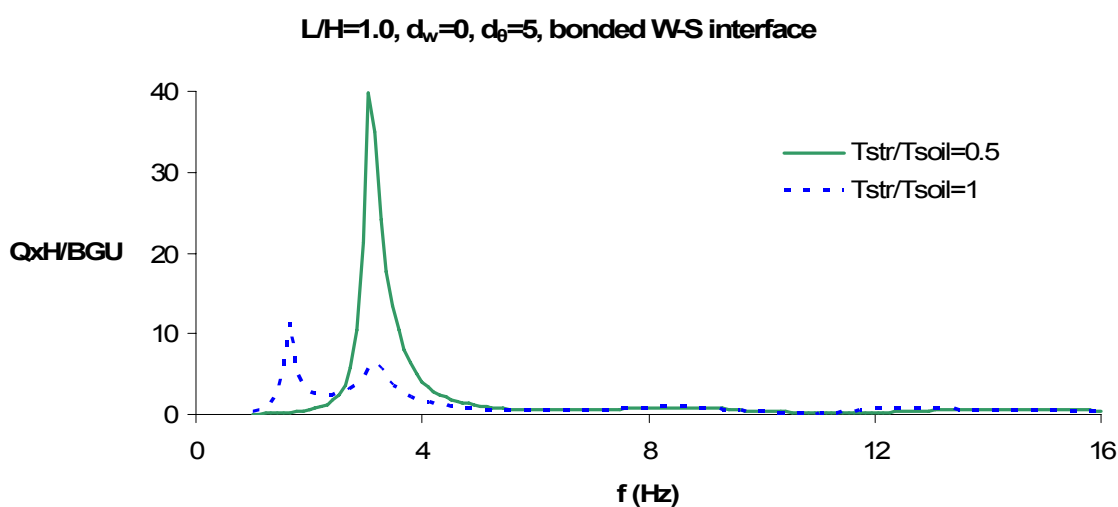
Αν υποθέσουμε ότι Q είναι η τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος, τότε οι διατμητικές τάσεις που προκαλεί το θεμέλιο στην επιφάνεια του εδάφους θα είναι $Q/(4.2*B)$. Η διατμητική παραμόρφωση του εδάφους θεωρείται απλοποιητικά ότι ισούται με τη μετατόπιση U στην επιφάνειά του προς το πάχος της εδαφικής στρώσης H , δηλαδή $\gamma=U/H$. Από τη σχέση $\tau=G\gamma$ αντικαθιστώντας κατάλληλα προκύπτει ότι $Q=2*B*G*U/H$. Υπό αυτό το πρίσμα, η αδιαστατοποίηση της τέμνουσας έγινε ως προς την ποσότητα $B*G*U/H$. Ως U θεωρήθηκε απλοποιητικά το πλάτος της μετατόπισης της επιβαλλόμενης διέγερσης. Οι διατμητικές τάσεις που ασκεί το θεμέλιο στην επιφάνεια του εδάφους μπορούν να υπολογισθούν μέσω της εξίσωσης της τέμνουσας ($Q=2*B*G*U/H$). Αυτή η προσέγγιση είναι σχετικά ακριβής σε περιπτώσεις όπου ο λόγος B/H είναι σχετικά μεγάλος, αφού μόνο τότε είναι δυνατόν ο βολβός των δυναμικών τάσεων κάτω από το θεμέλιο να τμήσει τη βάση της εδαφικής στρώσης. Για μεγάλες τιμές του λόγου B/H προσεγγίζουμε τη μονοδιάστατη φόρτιση του εδαφικού στρώματος, οπότε η εν λόγω αδιαστατοποίηση μπορεί να εφαρμοσθεί με ακρίβεια, αλλά οι συνθήκες $B/H \gg 0$ δεν συναντώνται στην πράξη επειδή τα βάθη των εδαφικών στρωμάτων είναι πολύ μεγαλύτερα από το ημιπλάτος ενός θεμελίου. Στο προσομοίωμα του Σχήματος 4.1 ισχύει ότι $B/H=0.2$, τιμή η οποία δεν εξασφαλίζει επαρκώς τη συμπεριφορά του εδάφους ως διατμητικού προβόλου. Ενδεχόμενες προσπάθειες για εύρεση ενός ακριβέστερου τρόπου αδιαστατοποίησης θα οδηγούσε σε πολύπλοκες

εκφράσεις που δεν βοηθούν στην κατανόηση των αποτελεσμάτων και δυσκολεύουν τον αντισεισμικό σχεδιασμό του σύνθετου συστήματος που εξετάζεται.

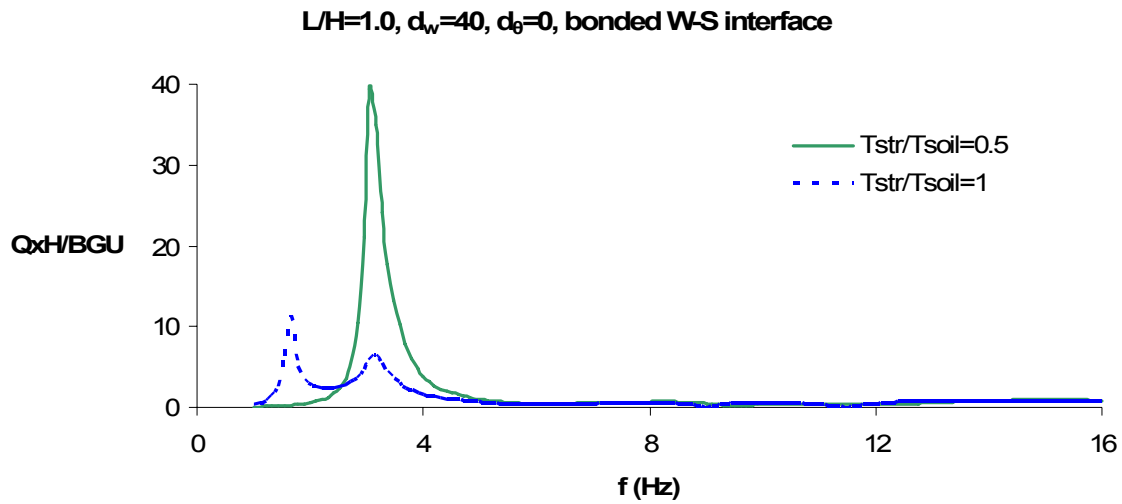
Στα Σχήματα 4.86 έως 4.97 παρουσιάζεται το πλάτος της δυναμικής τέμνουσας δύναμης στη βάση του υποστυλώματος της κατασκευής συναρτήσει της συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης, για δύο τιμές του λόγου ιδιοπεριόδων κατασκευής εδάφους ($T_{str}/T_{soil}=0.5$ και 1), αφού για $T_{str}/T_{soil}=0$ δεν ασκείται τέμνουσα στο υποστύλωμα. Η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους θεωρείται ότι είναι εγκόλλητη.



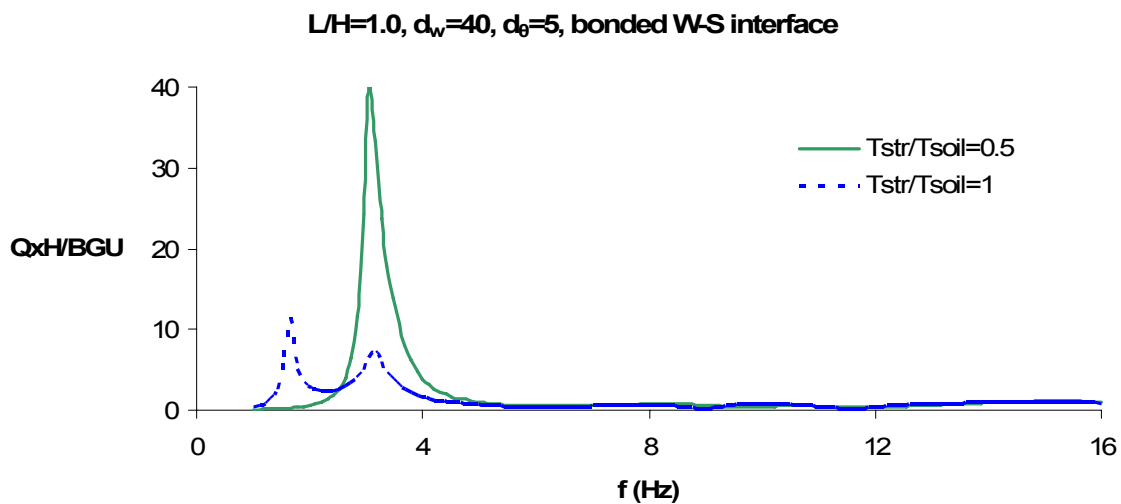
Σχήμα 4.86. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



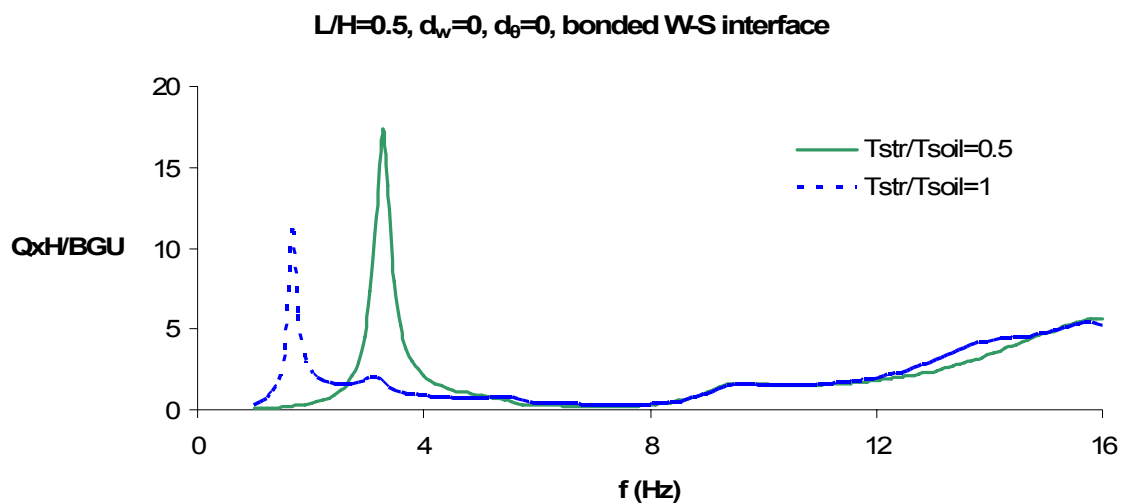
Σχήμα 4.87. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



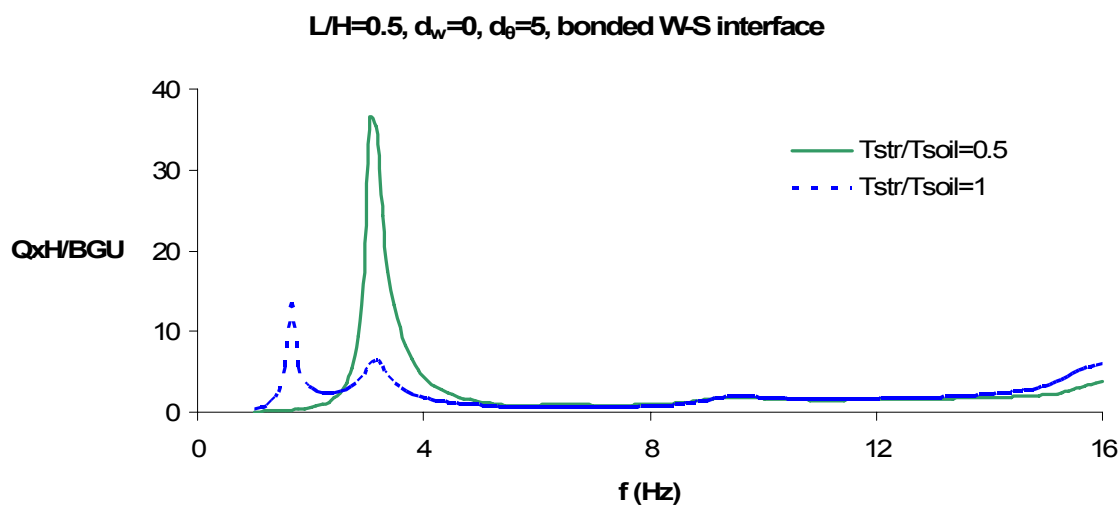
Σχήμα 4.88. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



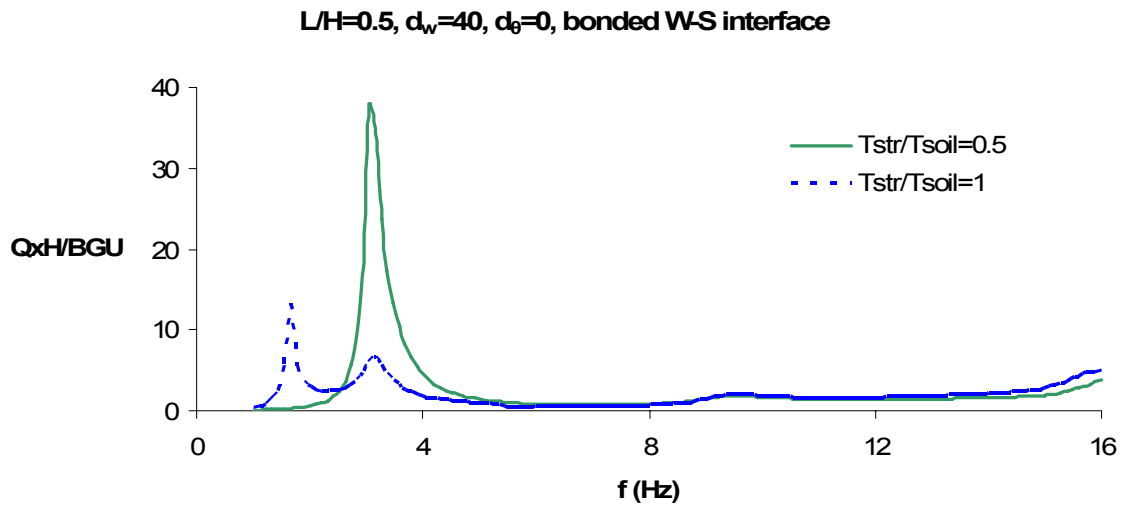
Σχήμα 4.89. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



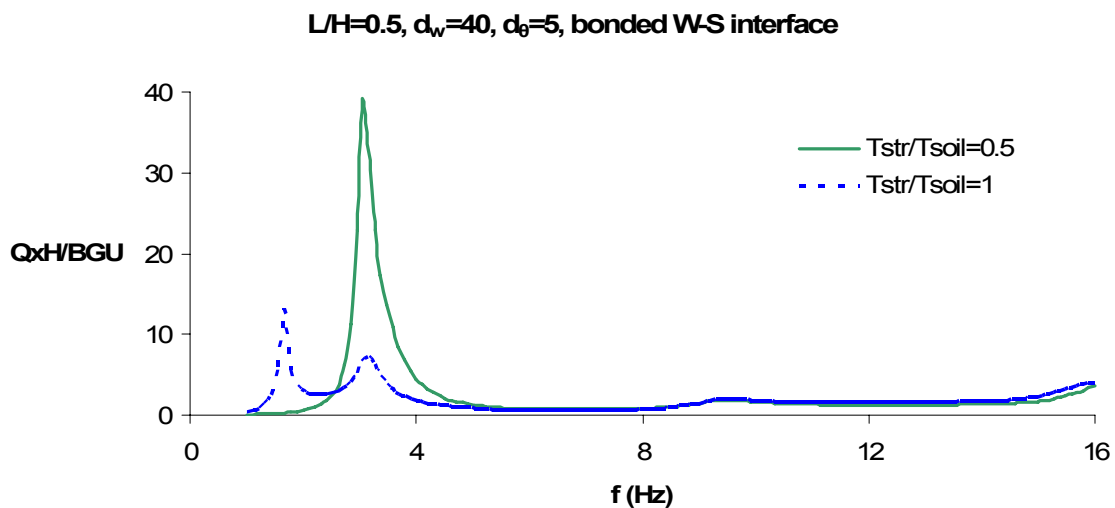
Σχήμα 4.90. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



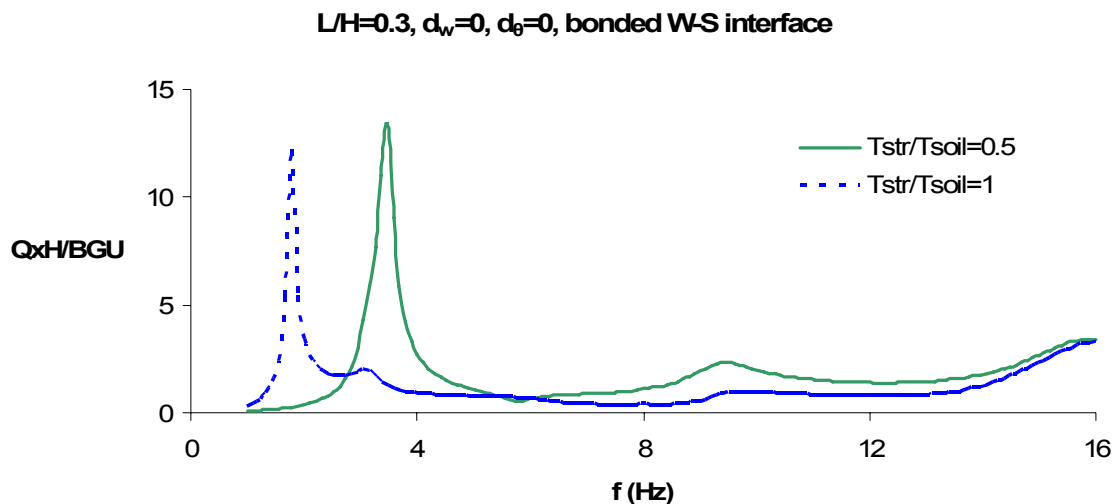
Σχήμα 4.91. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



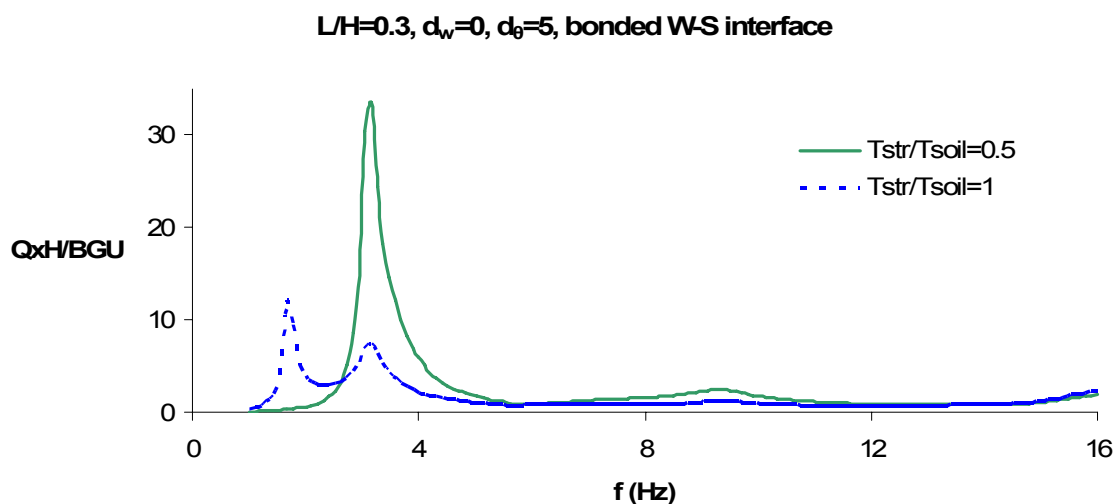
Σχήμα 4.92. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



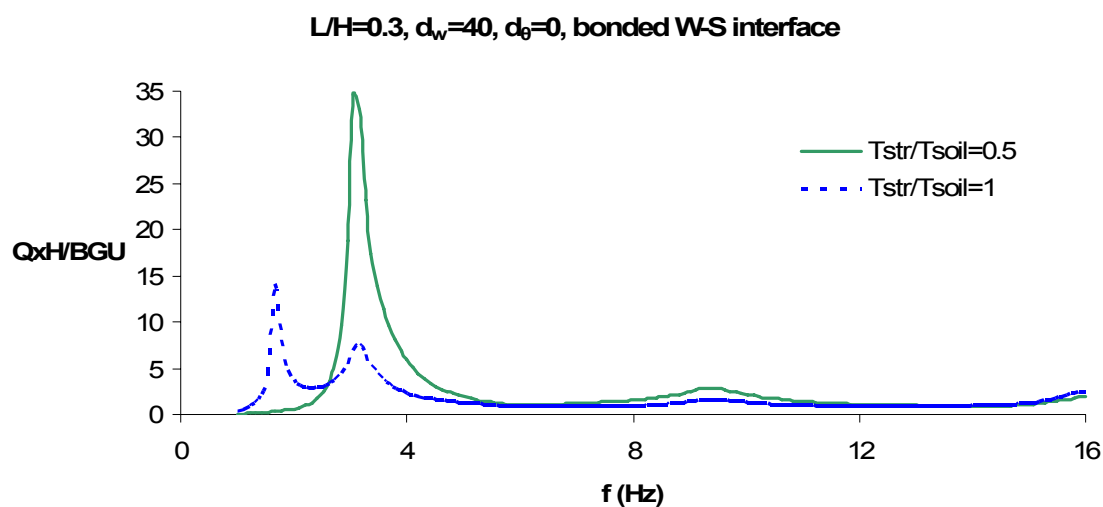
Σχήμα 4.93. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



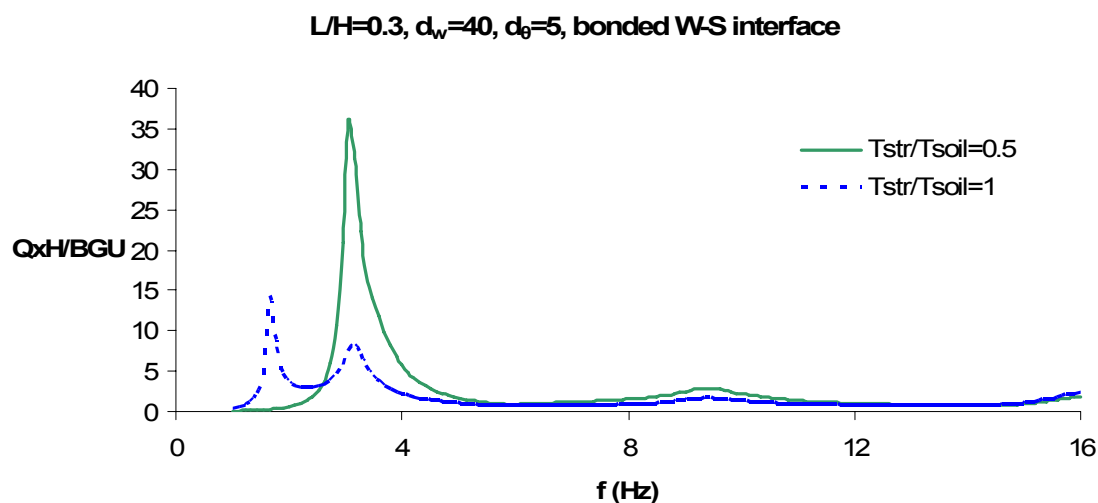
Σχήμα 4.94. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.95. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



Σχήμα 4.96. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).



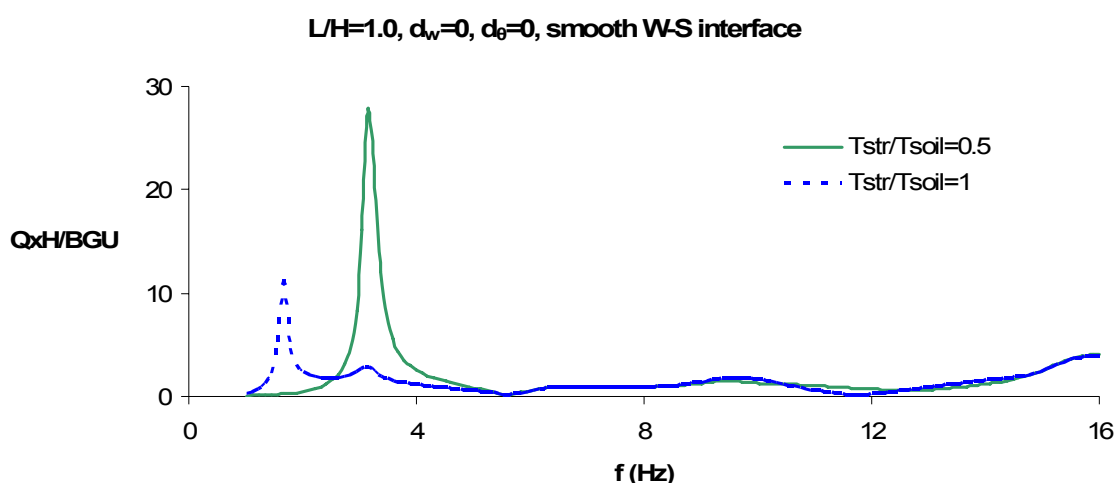
Σχήμα 4.97. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (bonded wall-soil interface).

Είναι προφανές από την ομάδα των προηγούμενων σχημάτων 4.86 έως 4.97, ότι η τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $T_{str}/T_{soil}=0.5$ μεγαλώνει καθώς αυξάνεται η ευκαμψία του τοίχου. Αυτό προκύπτει με σύγκριση των διαγραμμάτων για δύσκαμπτο τοίχο με τα αντίστοιχα διαγράμματα για εύκαμπτο τοίχο. Επίσης, για την περίπτωση όπου $T_{str}/T_{soil}=0.5$, όταν ο τοίχος είναι δύσκαμπτος τότε η

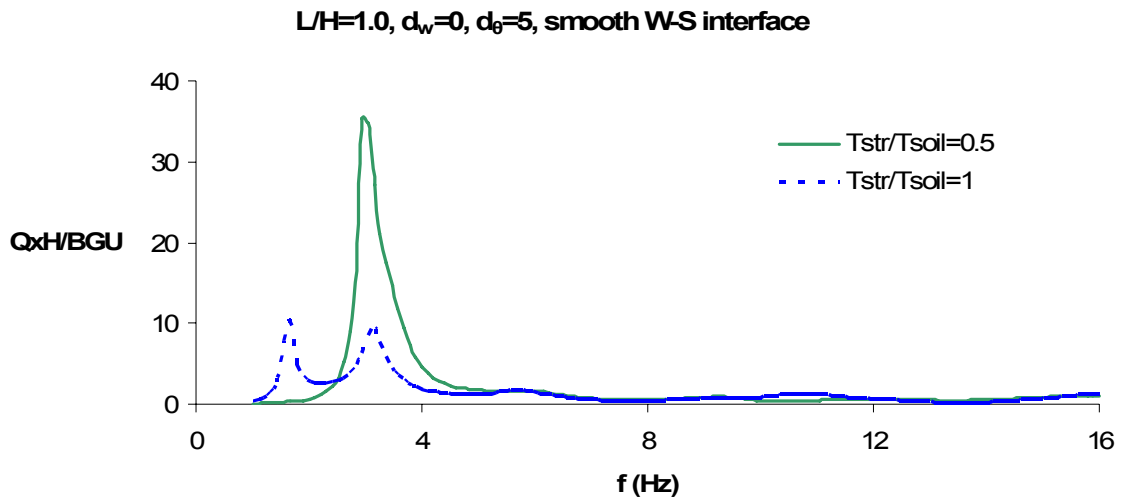
τέμνουσα βάσης αυξάνεται καθώς η κατασκευή απομακρύνεται από τον τοίχο. Αντιθέτως, η τάση αυτή δεν παρατηρείται στην περίπτωση των εύκαμπτων τοίχων. Πάντως, όλα τα μέγιστα της τέμνουσας για $T_{str}/T_{soil}=0.5$ εμφανίζονται σχεδόν στην ίδια συχνότητα, ίση με 3.125 Hz, δηλαδή τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης, που είναι ίση με αυτή της κατασκευής που εδράζεται σε ενδόσιμο έδαφος.

Παρατηρώντας τις καμπύλες συντονισμού για $T_{str}/T_{soil}=1$, είναι φανερό ότι εμφανίζουν δυο μέγιστα: ένα για συχνότητα διέγερσης ίση με την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής (θεμελιωμένης σε ενδόσιμο έδαφος) που είναι το αριστερό σε κάθε διάγραμμα, λαθώς και ένα για συχνότητα διέγερσης ίση με τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης που είναι η δεξιά κορυφή σε κάθε διάγραμμα. Γενικά, η τέμνουσα δύναμη για $T_{str}/T_{soil}=1$ είναι μικρότερη από αυτή που αντιστοιχεί για $T_{str}/T_{soil}=0.5$, με εξαίρεση την περίπτωση του δύσκαμπτου τοίχου, όπου οι τιμές των δυο μεγίστων είναι συγκρίσιμες.

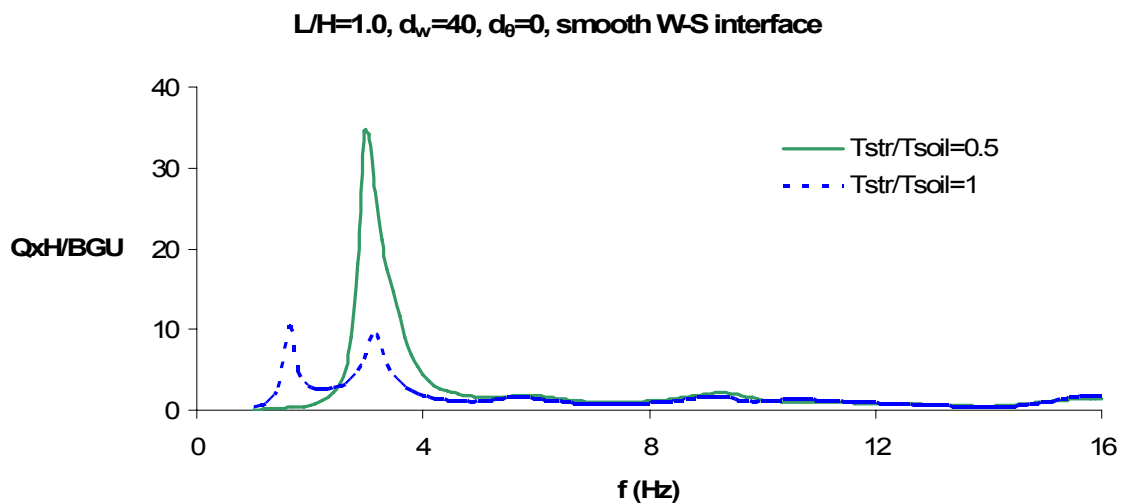
Στα Σχήματα 4.98 έως 4.109 που παρατίθενται στη συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα των τεμνουσών στη βάση του υποστυλώματος για λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους. Γενικά, στα σχήματα αυτά δεν παρατηρείται σημαντική διαφοροποίηση της τέμνουσας για λεία διεπιφάνεια σε σχέση με αυτήν που προκύπτει για εγκόλλητη διεπιφάνεια, με εξαίρεση τις περιπτώσεις εύκαμπτου τοίχου, όπου στην περίπτωση της λείας διεπιφάνειας η τέμνουσα που προκύπτει είναι μικρότερη από την αντιστοιχία με θεώρηση εγκόλλητης διεπιφάνειας.



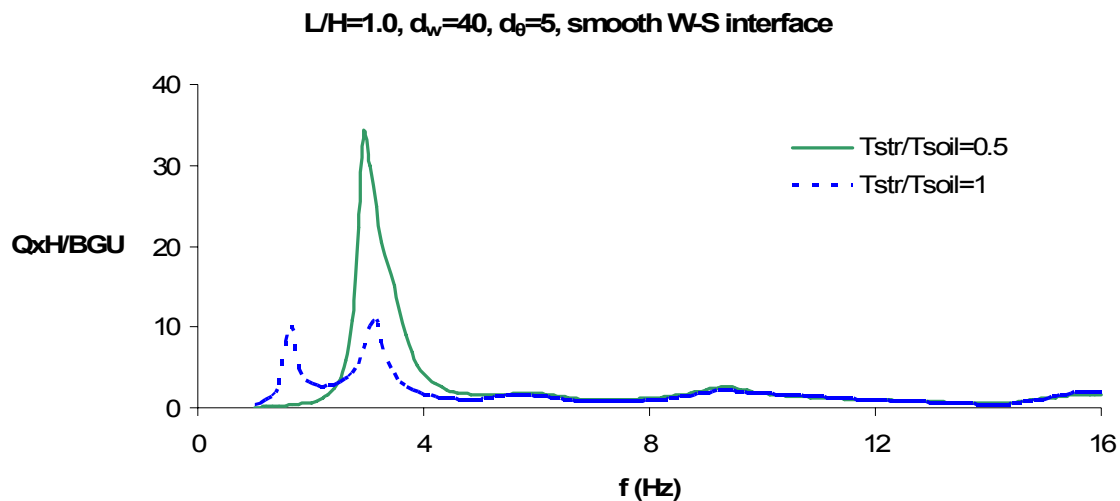
Σχήμα 4.98. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



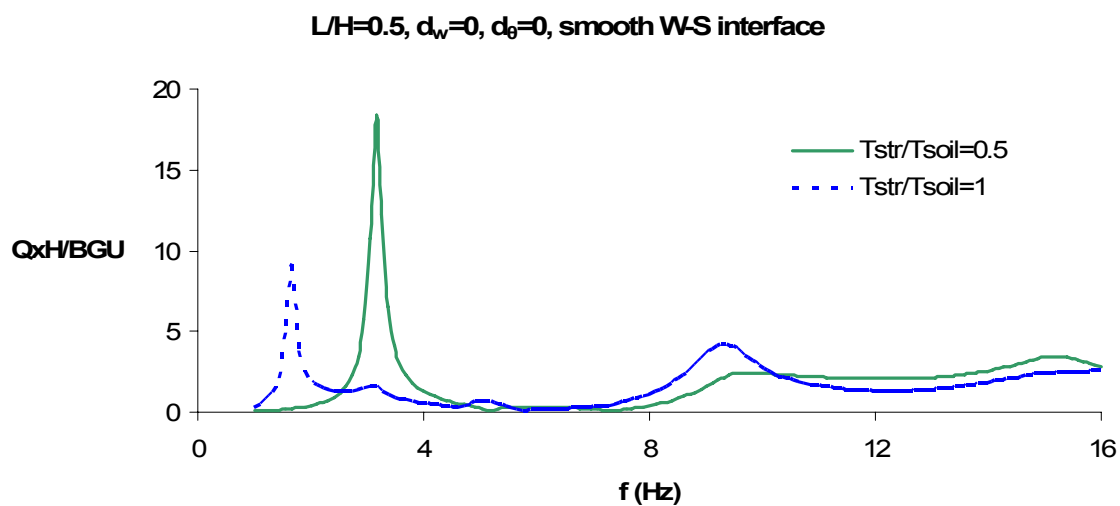
Σχήμα 4.99. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



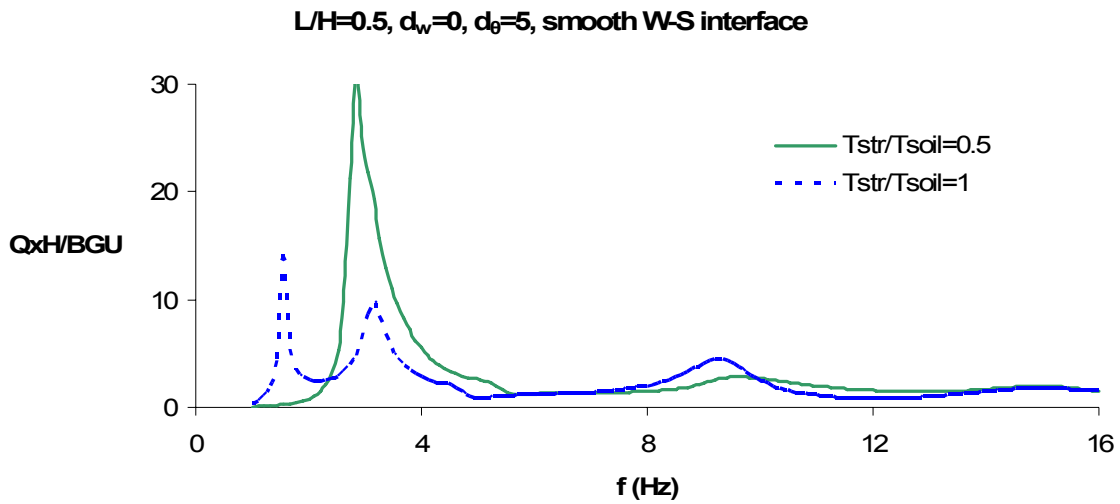
Σχήμα 4.100. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



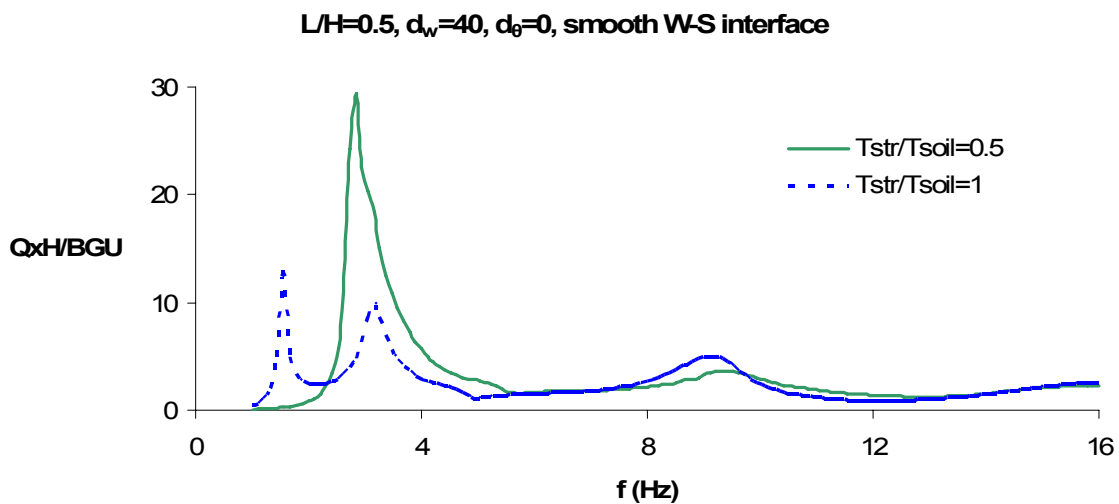
Σχήμα 4.101. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=1$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



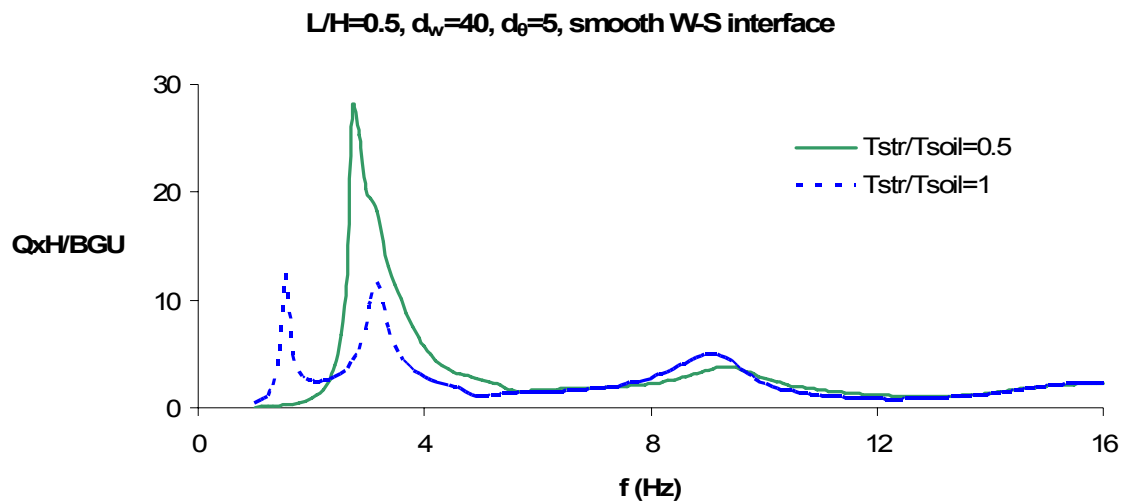
Σχήμα 4.102. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



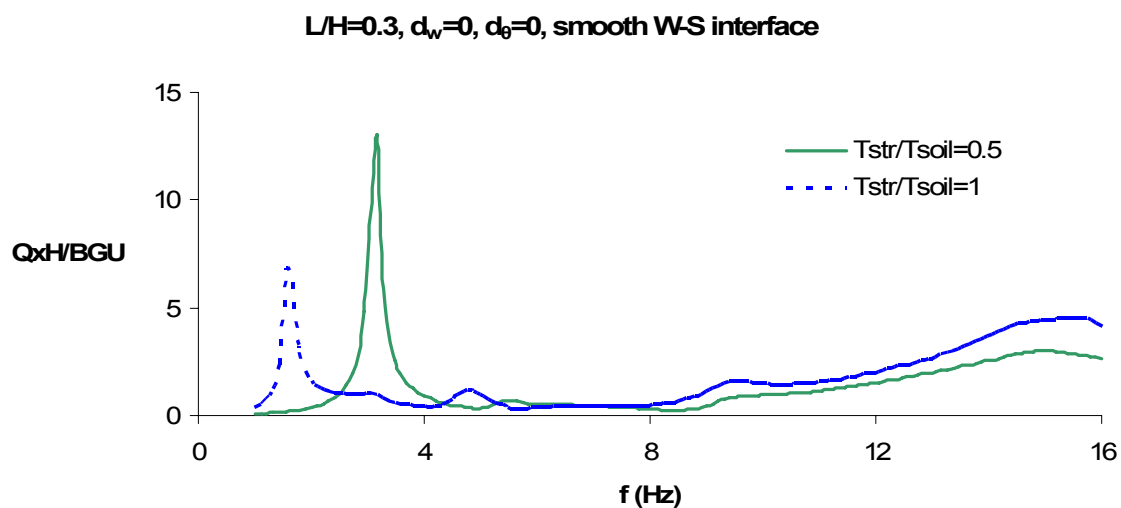
Σχήμα 4.103. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



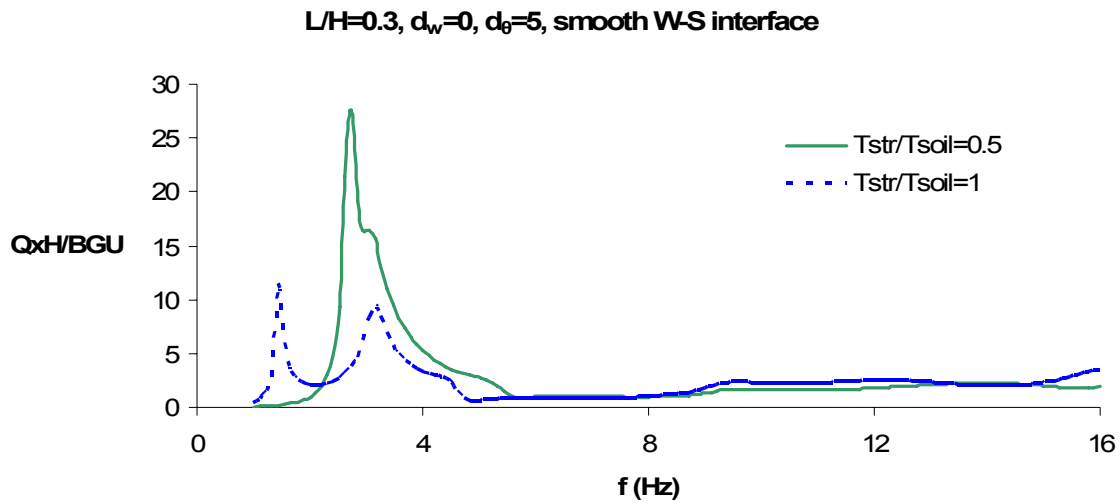
Σχήμα 4.104. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



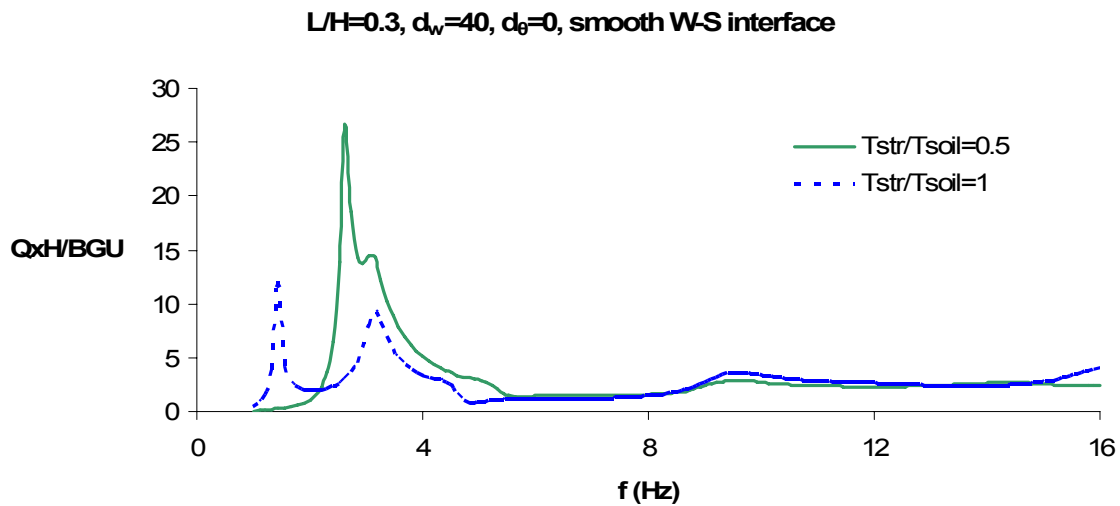
Σχήμα 4.105. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.5$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



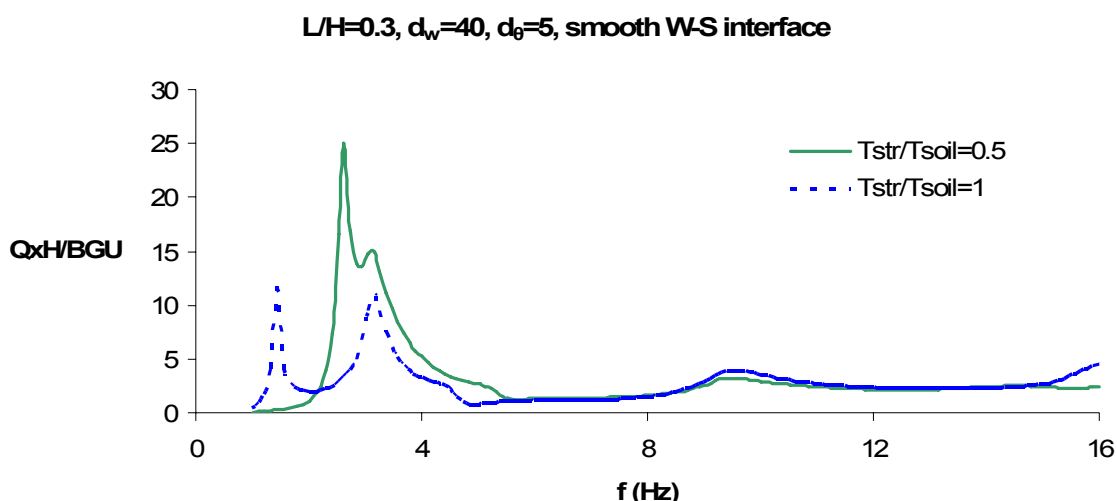
Σχήμα 4.106. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.107. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=0$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.108. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=0$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).



Σχήμα 4.109. Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος για την περίπτωση όπου $L/H=0.3$, $d_w=40$, $d_\theta=5$ και θεώρηση λείας διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (smooth wall-soil interface).

4.6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάστηκαν τα αποτελέσματα μίας εκτενούς παραμετρικής διερεύνησης, η οποία βασίστηκε σε διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις στο πεδίο των συχνοτήτων, εφαρμόζοντας τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Σκοπός των αριθμητικών αναλύσεων ήταν η μελέτη της δυναμικής απόκρισης και καταπόνησης τόσο του συστήματος τοίχου αντιστήριξης-εδάφους-κατασκευής, όσο και του καθενός από τα επιμέρους τμήματά του, προσδιορίζοντας παράλληλα και το ρόλο των κυριότερων παραμέτρων που επηρεάζουν το συγκεκριμένο πρόβλημα.

Σε γενικές γραμμές παρατηρήθηκε αυξημένη καταπόνηση του τοίχου στην περίπτωση όπου η διεπιφάνειά του με το αντιστηριζόμενο έδαφος θεωρήθηκε ως λεία. Παρόμοια εικόνα παρουσίασε και η εδαφική ενίσχυση. Τα αποτελέσματα της διερεύνησης απέδειξαν ξεκάθαρα ότι η ευκαμψία του τοίχου δρα ευεργετικά ως προς την καταπόνησή του, αλλά από την άλλη πλευρά επιδεινώνει και την καταπόνηση της κατασκευής. Το είδος της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους παίζει ρόλο αφενός διαμορφώνοντας τα δυναμικά χαρακτηριστικά του συστήματος τοίχου-εδάφους-κατασκευής (ιδιοπερίοδος) και αφετέρου καθορίζοντας τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων των τάσεων στα εδαφικά στοιχεία που βρίσκονται σε επαφή με τον τοίχο. Έτσι, για λεία διεπιφάνεια η απόσταση του μοχλοβραχίονα της συνισταμένης εδαφικής δύναμης από τη βάση του τοίχου μειώνεται. Η επιρροή του είδους της διεπιφάνειας

αυξάνεται όσο μεγαλώνει η ευκαμψία του τοίχου. Η ευκαμψία του τοίχου προσδίδει στο θεμέλιο μειωμένο ισοδύναμο εδαφικό ελατήριο οριζόντιας μετακίνησης, ενώ για λεία διεπιφάνεια γίνεται το ίδιο, σε αυτήν την περίπτωση για το ισοδύναμο στροφικό ελατήριο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Συμπεράσματα – Προτάσεις

1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Απέναντι στο φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής οι κανονισμοί έχουν διάφορες αντιμετώπισεις. Άλλοι το θεωρούν εκ προοιμίου ευεργετικό, ενώ άλλοι μπαίνουν σε μεγαλύτερη λεπτομέρεια και επισημαίνουν ότι μπορεί να είναι άλλοτε ευεργετικό και άλλοτε να έχει δυσμενείς επιδράσεις, ανάλογα με τις περιστάσεις. Υπάρχουν ιστορικά παραδείγματα όπου η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής είχε δραματικές συνέπειες (σεισμός του Mexico, 1985) κυρίως λόγω φαινομένων διπλού συντονισμού. Η αλληλεπίδραση τοίχου-αντιστηριζόμενου εδάφους-υπερκείμενης κατασκευής που πραγματεύεται η παρούσα εργασία είναι ένα φαινόμενο που αφορά τόσο τους δομοστατικούς, όσο και τους γεωτεχνικούς μηχανικούς. Η σημασία του φαινομένου της αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κατασκευής για τους δομοστατικούς μηχανικούς είναι ότι επηρεάζει την καταπόνηση και την απόκριση της κατασκευής. Για τους γεωτεχνικούς μηχανικούς η ύπαρξη της αλληλεπίδρασης συνεπάγεται τροποποιήσεις στην καταπόνηση και την απόκριση του τοίχου, λόγω της παρουσίας της υπερκείμενης κατασκευής.

Η αλληλεπίδραση τοίχου-εδάφους-κατασκευής όπως αντιμετωπίζεται από τη «δομοστατική» σκοπιά, επηρεάζει τόσο την εδαφική ενίσχυση στην επιφάνεια του εδάφους, όσο και την τέμνουσα που αναπτύσσεται στο επίπεδο της θεμελίωσης της κατασκευής. Σημαντικότερη επιρροή ασκεί ο λόγος ιδιοπεριόδων της κατασκευής (λαμβανομένης υπόψη της θεμελίωσης πάνω σε ενδόσιμο έδαφος) προς αυτήν του υποκείμενου εδάφους. Ως γνωστόν η ιδιοπερίοδος μιας κατασκευής αυξάνεται όσο πιο ενδόσιμο γίνεται το έδαφος στο οποίο θεμελιώνεται. Συνεπώς, είναι απαραίτητος ο

υπολογισμός της συνεισφοράς του κάθε βαθμού ελευθερίας του θεμελίου στην αύξηση της ιδιοπεριόδου.

Στην περίπτωση όπου ο τοίχος αντιστήριξης έχει μεγάλη δυσκαμψία, τότε η εδαφική ενίσχυση στη θέση όπου βρίσκεται το θεμέλιο της κατασκευής αυξάνεται όταν η ιδιοπερίοδος της κατασκευής (λαμβανομένης υπόψη της ενδόσιμης θεμελίωσης) γίνει (περίπου) ίση με την ιδιοπερίοδο ταλάντωσης του εδαφικού στρώματος. Η αύξηση αυτή γίνεται λιγότερο έντονη όσο η κατασκευή βρίσκεται εγγύτερα στον τοίχο. Η κατασκευή επηρεάζει την εδαφική ενίσχυση μόνο τοπικά στο θεμέλιό της. Πέρα από το θεμέλιο της κατασκευής η εδαφική απόκριση είναι πανομοιότυπη με αυτή που θα παρατηρούνταν αν στο αντιστηριζόμενο έδαφος δεν είχε θεμελιωθεί καμία κατασκευή.

Όσον αφορά στην καταπόνηση της ίδιας της κατασκευής, η τέμνουσα δύναμη στη βάση του υποστυλώματος είναι μεγαλύτερη όταν η ιδιοπερίοδος της κατασκευής γίνει περίπου ίση με την ιδιοπερίοδο του εδαφικού στρώματος. Η τέμνουσα στη βάση αυξάνεται στο συντονισμό όσο πιο ενδόσιμος γίνεται ο τοίχος, αλλά όσο η απόσταση μεταξύ θεμελίου κατασκευής και τοίχου μειώνεται τόσο μειώνεται και η αναπτυσσόμενη τέμνουσα. Όταν ο τοίχος είναι ενδόσιμος και η διεπιφάνεια θεωρηθεί ότι δεν είναι εγκόλλητη αλλά λεία, τότε παρατηρείται γενικά μείωση της τέμνουσας στην κατασκευή. Αυτή η μείωση γίνεται λιγότερο αισθητή όσο αυξάνεται η δυσκαμψία του τοίχου.

Βλέποντας το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κατασκευής από τη σκοπιά του γεωτεχνικού μηχανικού, το κύριο θέμα που ενδιαφέρει είναι η καταπόνηση του τοίχου. Δυσμενής παράγοντας που οδηγεί σε αυξημένη καταπόνηση είναι η απουσία τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους (δηλ. όταν η διεπιφάνεια είναι λεία). Η ενδοσιμότητα όμως του τοίχου δρα τις περισσότερες φορές ευεργετικά ως προς την καταπόνησή του. Όσο η κατασκευή βρίσκεται πιο κοντά στον τοίχο τόσο μειώνεται η τέμνουσα που ασκείται στη βάση του τοίχου (και η οποία προκύπτει από την ολοκλήρωση των ωθήσεων καθ' ύψος του τελευταίου) υπό συνθήκες συντονισμού. Αυτό το γεγονός ενισχύει την άποψη ότι ένα κατάλληλο προσομοίωμα για τον υπολογισμό της καταπόνησης των διαφόρων κατασκευών που αποτελούν το σύστημα τοίχου-εδάφους κατασκευής θα ήταν ένα προσομοίωμα κώνου. Το παραπάνω συμβαίνει τόσο για εγκόλλητη όσο και για λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους. Γενικά, μπορεί να ειπωθεί ότι για σεισμικές διεγέρσεις συνήθους συχνотικού περιεχομένου, η ύπαρξη γειτονικής κατασκευής έχει δυσμενή επίδραση στην καταπόνηση του τοίχου.

1.2 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Είναι δεδομένο ότι η οποιαδήποτε ερευνητική προσπάθεια είναι αδύνατο να καλύψει πλήρως ένα εξεταζόμενο αντικείμενο. Η παρούσα εργασία αποσκοπεί στο να συμβάλλει στην κατανόηση μερικών επιστημονικών θεμάτων και ταυτόχρονα να αποτελέσει το έναυσμα για την περαιτέρω εξέλιξη στο ερευνητικό πεδίο που αυτή πραγματεύεται. Με βάση τα προαναφερθέντα ευρήματα της παρούσας εργασίας οι μελλοντικές προεκτάσεις θα μπορούσαν να περιλαμβάνουν ενδεικτικά:

- την επαλήθευση των ισοδυναμικών εδαφικών ελατηρίων και αποβεστήρων που προτείνονται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών μέσω πειραμάτων ή αναλυτικών λύσεων,
- τη χρήση γεωμετρικών μη-γραμμικοτήτων στο πρόβλημα αλληλεπίδρασης, όπου μπορεί να ληφθεί υπόψη η αποκόλληση του τοίχου από το αντιστηριζόμενο έδαφος, ή του θεμελίου της κατασκευής από το έδαφος θεμελίωσης,
- την εξέταση της επιρροής της μη-γραμμικότητας του εδάφους ή/και των διαφόρων υλικών από τα οποία είναι φτιαγμένα ο τοίχος και η κατασκευή στην καταπόνηση και την απόκριση των εμπλεκόμενων κατασκευών,
- την εξέταση της αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κατασκευής για την περίπτωση όπου η θεμελίωση της κατασκευής περιλαμβάνει εγκιβωτισμένη θεμελίωση, θεμέλια ορθογωνικά διαφόρων σχημάτων, κλπ,
- επειδή μια ρεαλιστική θεμελίωση περιλαμβάνει πολλά διαφορετικά θεμέλια, ανεξάρτητα ή ενωμένα σε δοκούς, είναι σκόπιμο να εξεταστεί η αλληλεπίδραση των θεμελίων μεταξύ τους αλλά και με τον τοίχο, έτσι ώστε να είναι δυνατός ο υπολογισμός της αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-πραγματικής κατασκευής,
- τη διενέργεια τριδιάστατων δυναμικών αριθμητικών αναλύσεων σε πιο πολύπλοκες γεωμετρίες, όπου δεν είναι ρεαλιστική η προσομοίωση σε δύο διαστάσεις.

1.3 ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Στο πλαίσιο της ερευνητικής προσπάθειας κατά την εκπόνηση της παρούσας μεταπτυχιακής διατριβής προέκυψαν οι ακόλουθες επιστημονικές δημοσιεύσεις:

Psarropoulos P.N., Tsompanakis Y., and Papazafeiropoulos G., Effects of soil non-linearities on the seismic response of restrained retaining walls, *Journal of Structures and Infrastructures Engineering*, 2010. (accepted - in press)

- G. Papazafeiropoulos, Y. Tsompanakis and P.N. Psarropoulos, Retaining walls and their impact on soil-structure interaction, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics Journal*, 2010. (to be submitted)
- G. Papazafeiropoulos, Y. Tsompanakis and P.N. Psarropoulos, Open issues in retaining wall-soil-structure dynamic interaction, *CST2008: The 9th International Conference on Computational Structures Technology*, Athens, Greece, 2-5 September, 2008.
- P. N. Psarropoulos, G. Papazafeiropoulos and Y. Tsompanakis, Dynamic interaction of retaining walls with retained soil and structures, *COMPDYN - 2nd International conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering*, Rhodes, Greece, June 2009.
- G. Papazafeiropoulos, P. N. Psarropoulos, Y. Tsompanakis, Retaining wall-soil-structure interaction effects due to seismic excitation, *TC4_Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference*, Alexandria, Egypt, 2 - 3 October 2009.
- Γ. Παπαζαφειρόπουλος, Π.Ν. Ψαρρόπουλος, Γ. Τσομπανάκης Επίδραση της εδαφικής μη-γραμμικότητας στη σεισμική συμπεριφορά άκαμπτων αντιστηρίξεων, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα, 5-7 Νοεμβρίου, 2008.
- Π.Ν. Ψαρρόπουλος, Γ. Παπαζαφειρόπουλος & Γ. Τσομπανάκης, Αντισεισμικός σχεδιασμός αντιστηρίξεων και ακροβάθρων γεφυρών, 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Λευκωσία, Κύπρος, Οκτώβριος 2009.
- Γ. Παπαζαφειρόπουλος, Π.Ν. Ψαρρόπουλος, Γ. Τσομπανάκης, Μη-γραμμική δυναμική καταπόνηση τοίχων αντιστήριξης μη συνεκτικών εδαφικών στρώσεων, 6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος, Οκτώβριος 2010. (αποδεκτή προς δημοσίευση)
- Γ. Παπαζαφειρόπουλος, Π.Ν. Ψαρρόπουλος, Γ. Τσομπανάκης, Επιρροή της αλληλεπίδρασης μεταξύ τοίχου αντιστήριξης, εδάφους και αντιστηριζόμενης κατασκευής στις συναρτήσεις εμπέδησης θεμελίων, 6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος, Οκτώβριος 2010. (αποδεκτή προς δημοσίευση)

