



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
«ΑΕΙΦΟΡΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΟΥ  
ΚΑΙ ΑΛΛΩΝ ΦΥΣΙΚΩΝ ΚΙΝΔΥΝΩΝ» Α.Σ.Τ.Ε  
ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



Μεταπτυχιακή  
**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**Τρωτότητα μεταλλικών κατασκευών  
λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση  
εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής**

**Παρασκευή Τσουμάνη**  
Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ.

Επιβλέπων  
**Δημήτριος Πιτιλάκης**  
Αναπληρωτής Καθηγητής Α.Π.Θ.

Θεσσαλονίκη, Φεβρουάριος 2023





ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
«ΑΕΙΦΟΡΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΟΥ  
ΚΑΙ ΑΛΛΩΝ ΦΥΣΙΚΩΝ ΚΙΝΔΥΝΩΝ» Α.Σ.Τ.Ε  
ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



Μεταπτυχιακή  
**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**Τρωτότητα μεταλλικών κατασκευών  
λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση  
εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής**

**Παρασκευή Τσουμάνη**

Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ.

**Τριμελής Εξεταστική Επιτροπή**

Δημήτριος Πιτιλάκης, Αναπληρωτής Καθηγητής Α.Π.Θ. (επιβλέπων)

Αναστάσιος Αναστασιάδης, Καθηγητής Α.Π.Θ.

Κυριαζής Πιτιλάκης, Ομότιμος Καθηγητής Α.Π.Θ.

Θεσσαλονίκη, Φεβρουάριος 2023





## Περίληψη

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας εκτιμάται η επιρροή της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους και της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης – ανωδομής στη σεισμική απόκριση και τρωτότητα μεταλλικών κατασκευών.

Για τη διερεύνηση των επιπτώσεων των παραπάνω φαινομένων, εξετάστηκε ένα μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF) καθώς και ένα μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF). Τα συγκεκριμένα πλαίσια προσομοιώθηκαν ως εξιδανικευμένες δισδιάστατες κατασκευές μέσω των λογισμικών ανοικτού κώδικα Frame Modeler-2D και OpenSees. Κατά την αριθμητική προσομοίωση των μοντέλων λήφθηκε υπόψη τόσο η μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής όσο και τα φαινόμενα P-Δ.

Προκειμένου να υλοποιηθούν τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της αλληλεπίδρασης χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation (BNWF). Βάσει της συγκεκριμένης μεθόδου, το μοντέλο θεμελίωσης αποτελείται από ένα σύστημα ανεξάρτητων κατακόρυφων μη γραμμικών ελατηρίων, τα οποία βρίσκονται σε μικρή απόσταση μεταξύ τους, καθώς επίσης και από δύο οριζόντια ελατήρια. Επιπλέον, για τη συνεκτίμηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους στη σεισμική απόκριση των μεταλλικών πλαισίων, επιλέχθηκαν έξι (6) διαφορετικά αργιλικά προφίλ, τα οποία προσομοιώθηκαν με πεπερασμένα επιφανειακά στοιχεία μέσω του OpenSees.

Στη συνέχεια διενεργήθηκαν επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις (Incremental Dynamic Analysis) με την εφαρμογή έντεκα (11) πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων κλιμακούμενης έντασης, οδηγώντας συνολικά σε 220 δυναμικές αναλύσεις για κάθε σύστημα εδάφους-θεμελίωσης. Η ανάλυση των μεταλλικών πλαισίων πραγματοποιήθηκε για δύο διαφορετικές συνθήκες σύνδεσης της ανωδομής με τη θεμελίωση : α) συνθήκες πακτωμένης βάσης επί εδάφους και β) συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης επί μη γραμμικών ελατηρίων τύπου BNWF. Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων παρουσιάστηκαν και αξιολογήθηκαν τόσο με βάση τη σχετική μετατόπιση των ορόφων όσο και με βάση τη ροπή-στροφή στα άκρα δοκών και υποστυλωμάτων.

Ακολούθησε η εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας των μεταλλικών πλαισίων, κατασκευάζοντας τις καμπύλες τρωτότητας τόσο σε όρους πιθανοτήτων (Fragility curves) όσο και σε όρους δείκτη βλάβη/απωλειών (Vulnerability curves). Οι εν λόγω καμπύλες υπολογίστηκαν συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης στο βραχώδες υπόβαθρο (PGA), για τέσσερις διαφορετικές στάθμες βλάβης.

Για την επεξεργασία και ανάλυση των αποτελεσμάτων καθώς και για την κατασκευή των καμπυλών τρωτότητας, χρησιμοποιήθηκε η γλώσσα προγραμματισμού Python και τα προγραμματιστικά εργαλεία που προσφέρει.

Από τη διεξοδική ανάλυση και σύγκριση των αποτελεσμάτων, καταδεικνύεται η σημαντική συνεισφορά των τοπικών εδαφικών συνθηκών και της δυναμικής αλληλεπίδρασης στη σεισμική συμπεριφορά των μεταλλικών κατασκευών. Για το λόγο αυτό καθίσταται επιτακτική η ανάγκη συνεκτίμησης των παραπάνω φαινομένων στο σύνολο των αναλύσεων που διενεργούνται για τα μεταλλικά πλαίσια.

*Λέξεις κλειδιά: Αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής, Εδαφική ενίσχυση, Μεταλλικά πλαίσια ροπής (MRF), Μεταλλικά πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF), Καμπύλες τρωτότητας*



## Abstract

This diploma thesis is aimed to assess the influence of soil-structure interaction and non-linear behavior of the soil on the seismic response and vulnerability of steel structures.

To investigate the effects of the above phenomena, a steel moment-resisting frame (MRF) as well as a concentrically braced frame (CBF) were considered. These specific frames were simulated as idealized two-dimensional structures through the open-source software Frame Modeler-2D and OpenSees. During the numerical simulation of the models, both the non-linear behavior of the structure and the P-Delta effects were taken into account.

The Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation (BNWF) method was chosen to simulate the inertial characteristics of the interaction. Based on this method, the foundation model consists of a system of vertical independent non-linear springs, located at a short distance from each other, as well as two horizontal springs. In addition, to account for the non-linear behavior of the soil in the seismic response of the steel frames, six (6) different clay soil profiles were selected, which were simulated with finite surface elements through OpenSees.

Then Incremental Dynamic Analyses (IDA) were carried out by applying eleven (11) real earthquake records of escalating intensity, leading to a total of 220 dynamic analyses for each soil-foundation system. The analysis of the steel frames was held for two different conditions of connection of the superstructure to the foundation: a) fixed-base considering soil characteristics and b) Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation spring type-elements. The results obtained of the dynamic analyses were indicatively presented and discussed based on both the relative displacement of the floors and the moment-rotation at the ends of the beams and columns.

This was followed by the assessment of the seismic fragility of the steel frames, constructing the fragility curves both in terms of probability (Fragility curves) and in terms of damage/loss index (Vulnerability curves). These curves were estimated as a function of rock outcropping peak ground acceleration for four limit states.

For the processing and analysis of the results as well as for the construction of the vulnerability curves, the Python programming language and the programming tools it offers were used.

From the thorough analysis and comparison of the results, the significant contribution of site effects and soil-structure interaction to the seismic behavior of steel structures is demonstrated. For this reason, the need to consider the above phenomena in all the analyses carried out for the steel frames becomes imperative.

*Key words: Soil-structure interaction, Site amplification, Steel Moment resisting frames (MRF), Steel Concentrically braced frames (CBF), Fragility and Vulnerability curves*



## Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του μεταπτυχιακού προγράμματος σπουδών «Αειφόρος Σχεδιασμός Τεχνικών Έργων έναντι σεισμού και άλλων φυσικών κινδύνων (Α.Σ.Τ.Ε)», του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης. Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να ευχαριστήσω τους παράγοντες που συνετέλεσαν στην υλοποίησή της καθώς και όσους με στήριξαν καθ' όλη τη διάρκεια της πραγματοποίησης της.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Πιτιλάκη Δημήτριο, για την παροχή υλικού και γνώσεων, την έμπρακτη βοήθεια καθώς και την επιστημονική καθοδήγηση που μου παρείχε αδιάκοπα καθ' όλη τη διάρκεια της εργασίας μου. Επιπλέον, ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω και στον μεταδιδακτορικό ερευνητή, Πετρίδη Χρήστο, του οποίου η συμβολή στην πορεία και διεκπαίρωση της εργασίας μου ήταν καθοριστική και πολύτιμη.

Παράλληλα, θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στο Ίδρυμα Μποδοσάκη, για την ευκαιρία που μου προσέφερε να πραγματοποιήσω τις μεταπτυχιακές μου σπουδές, μέσω της χορήγησης υποτροφίας.

Τέλος, ευχαριστώ την οικογένεια μου για τη στήριξη και συμπαράσταση που μου παρείχε κατά τη διάρκεια των σπουδών μου.



# Περιεχόμενα

Περίληψη .....	4
Abstract .....	6
Ευχαριστίες .....	8
Περιεχόμενα.....	10
Κατάλογος σχημάτων.....	13
Κατάλογος πινάκων .....	20
Κεφάλαιο 1 <sup>ο</sup> .....	21
Εισαγωγή.....	21
1.1. Αντικείμενο και στόχος διπλωματικής εργασίας.....	21
1.2. Διάρθρωση διπλωματικής εργασίας .....	21
Κεφάλαιο 2 <sup>ο</sup> .....	23
Βιβλιογραφική επισκόπηση .....	23
2.1. Αντισεισμικός σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών βάσει EC8.....	23
2.1.1. Στατικά συστήματα παραλαβής οριζοντίων ωθήσεων και συντελεστές συμπεριφοράς.....	24
2.1.2. Κανόνες σχεδιασμού και διαμόρφωσης λεπτομερειών για πλαίσια παραλαβής ροπών (MRF). 26	
2.1.3. Κανόνες σχεδιασμού και διαμόρφωση λεπτομερειών για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF).....	27
2.2. Δυναμική Αλληλεπίδραση Εδάφους-Θεμελίωσης-Ανωδομής .....	28
2.2.1. Φυσική του φαινομένου της αλληλεπίδρασης.....	28
2.2.2. Κύρια αποτελέσματα αλληλεπίδρασης .....	31
2.2.3. Μέθοδοι ανάλυσης .....	33
2.2.3.1. Άμεση μέθοδος .....	33
2.2.3.2. Μέθοδος αποσυζευγμένων συστημάτων.....	34
2.2.4. Κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση .....	35
2.2.4.1. Κινηματική αλληλεπίδραση .....	36
2.2.4.2. Δυναμικοί δείκτες εμπέδησης .....	37
2.2.4.3. Αδρανειακή αλληλεπίδραση .....	39
2.3. Σεισμική τρωτότητα .....	39
2.3.1.1. Μέθοδοι εκτίμησης σεισμικής τρωτότητας.....	40
2.3.1.2. Στάθμες βλάβης .....	41
2.3.1.1. Μέτρο έντασης .....	42
2.3.1.2. Παράμετροι βλάβης και δείκτης βλάβης.....	42
2.3.1.3. Υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας.....	42
Κεφάλαιο 3 <sup>ο</sup> .....	44
Αριθμητική προσομοίωση εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής .....	44

3.1.	Λογισμικά προσομοίωσης (OpenSees & Frame-Modeler 2D).....	44
3.2.	Προσομοίωση μεταλλικών πλαισίων.....	44
3.3.	Προσομοίωση εδαφικής στήλης.....	49
3.4.	Προσομοίωση συστήματος εδάφους - θεμελίωσης.....	51
3.5.	Σεισμικές καταγραφές .....	54
3.6.	Επαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA) .....	55
<b>Κεφάλαιο 4° .....</b>		<b>56</b>
<b>Αποτελέσματα αναλύσεων και συμπεράσματα .....</b>		<b>56</b>
4.1.	Μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF).....	56
4.1.1.	Ιδιομορφική ανάλυση .....	56
4.1.2.	Στατική μη γραμμική ανάλυση.....	57
4.1.1.	Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις .....	58
4.1.1.1.	Σχετική μετακίνηση ορόφων.....	58
4.1.1.2.	Ροπή – Στροφή στα άκρα δοκού και υποστυλώματος .....	61
4.2.	Μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF) .....	64
4.2.1.	Ιδιομορφική ανάλυση .....	64
4.2.2.	Στατική μη γραμμική ανάλυση.....	65
4.2.1.	Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις .....	65
4.2.1.1.	Σχετική μετακίνηση ορόφων.....	65
4.2.1.1.	Ροπή – Στροφή στα άκρα δοκού και υποστυλώματος .....	69
4.3.	Σύγκριση μεταλλικών πλαισίων.....	71
<b>Κεφάλαιο 5° .....</b>		<b>73</b>
<b>Εκτίμηση τρωτότητας υπό μελέτη μεταλλικών πλαισίων .....</b>		<b>73</b>
5.1.	Αναλυτικός υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας σε όρους πιθανότητας και απωλειών .....	73
5.2.	Μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF).....	77
5.2.1.	Καμπύλες τρωτότητας σε όρους πιθανότητας (Fragility curves) .....	77
5.2.1.1.	Η επιρροή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων Vs.....	77
5.2.1.2.	Η επιρροή της στάθμης βλάβης.....	79
5.2.2.	Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών (Vulnerability curves) .....	80
5.2.3.	Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης.....	81
5.1.	Μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF) .....	83
5.1.1.	Καμπύλες τρωτότητας σε όρους πιθανότητας (Fragility curves) .....	83
5.1.1.1.	Η επιρροή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων Vs.....	83
5.1.1.1.	Η επιρροή της στάθμης βλάβης.....	85
5.1.1.	Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών (Vulnerability curves) .....	86
5.1.1.	Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης.....	87
5.2.	Σύγκριση μεταλλικών πλαισίων.....	89



5.2.1.	Καμπύλες τρωτότητας σε όρους πιθανότητας (Fragility curves) .....	89
5.2.2.	Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών (Vulnerability curves) .....	90
5.2.3.	Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης .....	91
<b>Κεφάλαιο 6° .....</b>		<b>92</b>
<b>Συμπεράσματα .....</b>		<b>92</b>
6.1.	Γενικά συμπεράσματα για MRF και CBF .....	92
6.2.	Συγκριτικά συμπεράσματα για MRF και CBF .....	94
<b>Κεφάλαιο 7° .....</b>		<b>95</b>
<b>Προτάσεις για μελλοντική έρευνα.....</b>		<b>95</b>
<b>Βιβλιογραφία .....</b>		<b>96</b>
<b>Παράρτημα Α: Επιλεγθείσες Σεισμικές Διεγέρσεις .....</b>		<b>100</b>
<b>Παράρτημα Β: Fragility curves .....</b>		<b>102</b>
Β.1.	Καμπύλες τρωτότητας μεταλλικού πλαισίου ροπής (MRF).....	102
Β.2.	Καμπύλες τρωτότητας μεταλλικού πλαισίου με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF).....	104
<b>Παράρτημα Γ: Vulnerability curves.....</b>		<b>107</b>
Γ.1.	Καμπύλες τρωτότητας μεταλλικού πλαισίου ροπής .....	107
Γ.2.	Καμπύλες τρωτότητας μεταλλικού πλαισίου με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF) .....	109

## Κατάλογος σχημάτων

Σχήμα 2-1: Πλαίσια παραλαβής ροπών (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε δοκούς και στη βάση των υποστυλωμάτων) (CEN, 2004).....	24
Σχήμα 2-2: Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας μόνο σε εφελκόμενες διαγώνιους) (CEN, 2004) .....	24
Σχήμα 2-3: Πλαίσια με συνδέσμους μορφής V χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε εφελκόμενες και θλιβόμενες διαγώνιους) (CEN, 2004).....	24
Σχήμα 2-4: Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε συνδέσμους κάμψης ή τέμνουσας) (CEN, 2004).....	25
Σχήμα 2-5: Ανεστραμμένο εκκρεμές: α) ζώνες απόδοσης ενέργειας στη βάση υποστυλωμάτων, β) ζώνες απόδοσης ενέργειας σε υποστυλώματα (CEN, 2004).....	25
Σχήμα 2-6: Απομειωμένες διατομές Reduced Beam Sections (NIST, 2010).....	26
Σχήμα 2-7: Σχηματική αναπαράσταση του προβλήματος δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής (Taddei, 2015) .....	29
Σχήμα 2-8: Τυπικός μονοβάθμιος ταλαντωτής στη δυναμική των κατασκευών (Πιτιλάκης Δ. , 2022).	29
Σχήμα 2-9: Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής στη δυναμική των ταλαντώσεων (τροποποιημένο από (Stewart, Fenves, & Seed, 1999)) .....	30
Σχήμα 2-10: Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου του συστήματος στη φασματική τιμή της επιτάχυνσης σχεδιασμού, για συντελεστή κρίσιμης απόσβεσης της κατασκευής 5% (Πιτιλάκης Δ. , 2022).....	31
Σχήμα 2-11: Αύξηση της ιδιοπεριόδου (αριστερά) και διαφοροποίηση του συντελεστή απόσβεσης (δεξιά) του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή [ (Veletsos & Nair, 1975), (Bielak, 1975) τροποποιημένο από (Stewart, Fenves, & Seed, 1999)].....	32
Σχήμα 2-12: Προσομοίωση συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία (NIST, Soil-structure Interaction for Building Structures, Report No. NIST GCR 12-917-21, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, Washington D.C., 2012) .....	33
Σχήμα 2-13: Σχηματική απεικόνιση χωρισμού συστήματος εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής σε υποσυστήματα για την ανάλυση με τη μέθοδο αποσυσζευγμένων Συστημάτων (Bode, Hirschauer, & Savidis, 2002) .....	34
Σχήμα 2-14: α)Φαινόμενο δυναμικής αλληλεπίδρασης β) αποσύνθεση σε κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση γ) ανάλυση αδρανειακής αλληλεπίδρασης σε 2 βήματα (τροποποιημένο από (Kausel, Roesset, & Christian., 1976) και (Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006) .....	35
Σχήμα 2-15: Τρόπος υπολογισμού διαφοροποιημένης κίνησης εισαγωγής στη θεμελίωση (FIM) (Πιτιλάκης Δ. , 2022).....	37
Σχήμα 2-16: Καμπύλες τρωτότητας για τις τέσσερις στάθμες βλάβης (slight, moderate, extensive, complete) (NIBS, 2004).....	40
Σχήμα 2-17: Καμπύλη αντίστασης και στάθμες επιτελεστικότητας κατά (FEMA 273, 1997).....	41
Σχήμα 3-1: Δισδιάστατη προσομοίωση πλαισίων (MRF αριστερά και CBF δεξιά) βάσει (Dr. Ahmed Elkady, 2021).....	45

Σχήμα 3-2: Ελαστικό στοιχείο δοκού-υποστυλώματος με στροφικά ελατήρια στα άκρα.....	45
Σχήμα 3-3: Τροποποιημένο μοντέλο κατά (Ibarra & Krawinkler, 2005) .....	46
Σχήμα 3-4: Προσομοίωση Panel Zone (FRAME MODELER 2D, An Open Source Platform for the 2-Dimensional Modeling and Seismic).....	46
Σχήμα 3-5: Σύνδεση μειωμένης διατομής δοκού (RBS) (NIST, 2010).....	47
Σχήμα 3-6: Γεωμετρικές παράμετροι που χρησιμοποιούνται για τον καθορισμό της σύνδεσης στήριξης CBF (FRAME MODELER 2D, An Open Source Platform for the 2-Dimensional Modeling and Seismic) .	47
Σχήμα 3-7: Αποτελέσματα αναλύσεων με και χωρίς την επιρροή των P-Δ φαινομένων για το ίδιο κτίριο (Chopra 2007) .....	48
Σχήμα 3-8: Σχηματική αναπαράσταση μεταλλικού πλαισίου ροπής (MRF) .....	49
Σχήμα 3-9: Σχηματική αναπαράσταση μεταλλικού πλαισίου με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας.....	49
Σχήμα 3-10: Προσομοίωση εδαφικής στήλης (Opensees wiki).....	50
Σχήμα 3-11: Σχηματική αναπαράσταση απόκρισης εδάφους-θεμελίωσης με τη μέθοδο BNWF (Kazemi, Asgarkhani, & Jankowski, 2022) .....	51
Σχήμα 3-12: Παραμορφώσεις στις οποίες υπόκειται η θεμελίωση (Raychowdhury P. , 2008) .....	52
Σχήμα 3-13: Μεταβλητή ένταση δυσκαμψίας κατά μήκος της θεμελίωσης (Raychowdhury & Hutchinson, 2008).....	52
Σχήμα 3-14: Πέντε διαφορετικές συνθήκες θεμελίωσης: a) Πακτωμένη βάση, b) ελαστική βάση με με περιορισμό ολίσθησης, c) ελαστική βάση με επιτρεπόμενη ολίσθηση, d) μη γραμμική ανελαστική βάση με περιορισμό ολίσθησης, e) μη γραμμική ανελαστική βάση με επιτρεπόμενη ολίσθηση.....	53
Σχήμα 3-15: Κανονικοποιημένα φάσματα ελαστικής απόκρισης, κανονικοποιημένο μέσο φάσμα απόκρισης και φάσμα αναφοράς Τύπου 1 του EC8 για τον τύπο εδάφους A. (Pitilakis & Petridis, 2018) .....	54
Σχήμα 4-1: Καμπύλη στατικής μη γραμμικής ανάλυσης (Καμπύλη Pushover) για το μεταλλικό MRF, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης.....	58
Σχήμα 4-2: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό MRF, για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD_59), με μέτρο έντασης $1.0 \text{ m/s}^2$ στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης.....	58
Σχήμα 4-3: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό MRF, για τη σεισμική καταγραφή 2 (ISESD_223), με μέτρο έντασης $1.0 \text{ m/s}^2$ στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης.....	58
Σχήμα 4-4: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό MRF, για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA_1108), με μέτρο έντασης $1.0 \text{ m/s}^2$ στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης.....	59
Σχήμα 4-5: Ζεύγη PGA- maxDrift πρώτου και δευτέρου ορόφου του μεταλλικού MRF σε συνθήκες ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης , επί αργλικού εδάφους με $V_s=150 \text{ m/s}$ , για τις έντεκα (11) σεισμικές καταγραφές .....	60

Σχήμα 4-6: Ζεύγη PGA-maxDrift από την επαυξητική δυναμική ανάλυση του μεταλλικού MRF, επί έξι (6) διαφορετικών αργλικών εδαφικών .Τα σημεία με μαύρο «x» αναφέρονται σε συνθήκες πακτωμένης (Fix) θεμελίωσης, ενώ τα σημεία με κόκκινο γέμισμα αναφέρονται σε συνθήκες ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	60
Σχήμα 4-7: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό MRF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD_59), με μέτρο έντασης 1.0 m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με Vs=180 m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	61
Σχήμα 4-8: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό MRF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA_1108), με μέτρο έντασης 1.0 m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με Vs=180 m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	61
Σχήμα 4-9: Κανονικοποιημένο φάσμα ελαστικής απόκρισης σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου, για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD_59), με μέτρο έντασης 1.0 m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με Vs=180 m/s.....	62
Σχήμα 4-10: Κανονικοποιημένο φάσμα ελαστικής απόκρισης σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA_1108), με μέτρο έντασης 1.0 m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με Vs=180 m/s.....	62
Σχήμα 4-11: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό MRF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD_59), με μέτρο έντασης 3.0 m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με Vs=300 m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	63
Σχήμα 4-12: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό MRF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA_1108), με μέτρο έντασης 3.0 m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με Vs=300 m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	63
Σχήμα 4-13: Καμπύλη στατικής μη γραμμικής ανάλυσης (Καμπύλη Pushover) για το μεταλλικό CBF, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης.....	65
Σχήμα 4-14: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό CBF, για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD_59), με μέτρο έντασης 1.0 m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με Vs=300 m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης.....	66
Σχήμα 4-15: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό CBF, για τη σεισμική καταγραφή 2 (ISESD_223), με μέτρο έντασης 1.0 m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με Vs=300 m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης.....	66
Σχήμα 4-16: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό CBF, για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA_1108), με μέτρο έντασης 1.0 m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με Vs=300 m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης.....	66

Σχήμα 4-17: Ζεύγη PGA- maxDrift πρώτου και δευτέρου ορόφου του μεταλλικού CBF σε συνθήκες ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s, για τις έντεκα (11) σεισμικές καταγραφές .....	67
Σχήμα 4-18: Ζεύγη PGA-maxDrift από την επαυξητική δυναμική ανάλυση του μεταλλικού CBF, επί πέντε (5) διαφορετικών αργιλικών εδαφικών .Τα σημεία με μαύρο «x» αναφέρονται σε συνθήκες πακτωμένης (Fix) θεμελίωσης, ενώ τα σημεία με κόκκινο γέμισμα αναφέρονται σε συνθήκες ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	68
Σχήμα 4-19: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό CBF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD_59), με μέτρο έντασης $1.0$ m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=180$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	69
Σχήμα 4-20: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό CBF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA_1108), με μέτρο έντασης $1.0$ m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=180$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	69
Σχήμα 4-21: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό CBF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD_59), με μέτρο έντασης $3.0$ m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=300$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	70
Σχήμα 4-22: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό CBF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA_1108), με μέτρο έντασης $3.0$ m/s <sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=300$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	70
Σχήμα 4-23: Καμπύλη στατικής μη γραμμικής ανάλυσης (Καμπύλη Pushover) για τα μεταλλικά CBF και MRF, σε συνθήκες πακτωμένης θεμελίωσης .....	71
Σχήμα 4-24: Ζεύγη PGA-maxDrift από την επαυξητική δυναμική ανάλυση για το μεταλλικό MRF, επί πέντε (5) διαφορετικών αργιλικών εδαφικών , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης.....	72
Σχήμα 4-25: Ζεύγη PGA-maxDrift από την επαυξητική δυναμική ανάλυση για το μεταλλικό CBF, επί πέντε (5) διαφορετικών αργιλικών εδαφικών , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης.....	72
Σχήμα 5-1 : Καμπύλη απόκρισης IDA .....	74
Σχήμα 5-2: Διάγραμμα εξέλιξης βλάβης (Αποτελέσματα των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων αυξανόμενης έντασης) .....	75
Σχήμα 5-3: Υπολογισμός πιθανοτήτων εμφάνισης των διαφόρων σταθμών βλάβης για ένα δεδομένο επίπεδο έντασης (Πιτιλάκης & Αργυρούδης, 2022).....	76
Σχήμα 5-4:Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, στην περίπτωση πακτωμένης θεμελίωσης, για τρία αργιλικά εδαφικά προφίλ διαφορετικής δυσστησίας .....	77
Σχήμα 5-5: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, στην περίπτωση ενδόσιμης θεμελίωσης, για τρία αργιλικά εδαφικά προφίλ διαφορετικής δυσστησίας .....	77

Σχήμα 5-6: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	78
Σχήμα 5-7: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=360$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	78
Σχήμα 5-8: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=300$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex). Οι μαύρες κατακόρυφες γραμμές υποδεικνύουν την επιπρόσθετη πιθανότητα υπέρβασης μιας στάθμης βλάβης εξαιτίας της αλληλεπίδρασης.....	80
Σχήμα 5-9: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους δείκτη βλάβη για το μεταλλικό MRF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	81
Σχήμα 5-10: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους δείκτη βλάβη για το μεταλλικό MRF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=360$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	81
Σχήμα 5-11: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για το μεταλλικό MRF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s και για σεισμικό σενάριο με $PGA= 2.0$ m/s <sup>2</sup> , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	82
Σχήμα 5-12: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για το μεταλλικό MRF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=360$ m/s και για σεισμικό σενάριο με $PGA= 2.0$ m/s <sup>2</sup> , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	82
Σχήμα 5-13:Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, στην περίπτωση πακτωμένης θεμελίωσης, για τρία αργιλικά εδαφικά προφίλ διαφορετικής δυσστησίας .....	83
Σχήμα 5-14: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, στην περίπτωση ενδόσιμης θεμελίωσης, για τρία αργιλικά εδαφικά προφίλ διαφορετικής δυσστησίας .....	83
Σχήμα 5-15: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	84
Σχήμα 5-16: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=360$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	84
Σχήμα 5-17: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=300$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex). Οι μαύρες κατακόρυφες γραμμές υποδεικνύουν την επιπρόσθετη πιθανότητα υπέρβασης μιας στάθμης βλάβης εξαιτίας της αλληλεπίδρασης.....	86
Σχήμα 5-18: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους δείκτη βλάβη για το μεταλλικό CBF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex) .....	87
Σχήμα 5-19: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους δείκτη βλάβη για το μεταλλικό CBF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=360$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex) .....	87
Σχήμα 5-20: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για το μεταλλικό MRF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης.....	88



Σχήμα 5-21: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για το μεταλλικό MRF , επί αργιλικού εδάφους με $V_s=360$ m/s και για σεισμικό σενάριο με $PGA= 1.5$ m/s <sup>2</sup> , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης .....	88
Σχήμα 5-22: Καμπύλες τρωτότητας επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s , για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης , , συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών MRF και CBF .....	89
Σχήμα 5-23: Καμπύλες τρωτότητας επί αργιλικού εδάφους με $V_s=300$ m/s , για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης, συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών MRF και CBF .....	89
Σχήμα 5-24: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους δείκτη βλάβη, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s , για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης, συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών MRF και CBF .....	90
Σχήμα 5-25: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους δείκτη βλάβη, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=300$ m/s , για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης, συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών MRF και CBF .....	90
Σχήμα 5-26: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s, για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης και για σεισμικό σενάριο με $PGA= 1.5$ m/s <sup>2</sup> , συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών MRF και CBF .....	91
Σχήμα 5-27: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=300$ m/s, για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης και για σεισμικό σενάριο με $PGA= 1.5$ m/s <sup>2</sup> , συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών MRF και CBF .....	91
Σχήμα 8-1: Χρονοϊστορίες εδαφικής επιτάχυνσης των σεισμικών καταγραφών 1 έως 6 .....	100
Σχήμα 8-2: Χρονοϊστορίες εδαφικής επιτάχυνσης των σεισμικών καταγραφών 7 έως 11 .....	101
Σχήμα 9-1 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	102
Σχήμα 9-2 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=180$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	102
Σχήμα 9-3 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=250$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	103
Σχήμα 9-4 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=300$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	103
Σχήμα 9-5 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=250$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	104
Σχήμα 9-6 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	104
Σχήμα 9-7 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=180$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	105
Σχήμα 9-8 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με $V_s=250$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης.....	105

Σχήμα 9-9 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=180$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	106
Σχήμα 9-10 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=250$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης.....	106
Σχήμα 10-1 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	107
Σχήμα 10-2 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=180$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	107
Σχήμα 10-3 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=250$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	108
Σχήμα 10-4 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=300$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	108
Σχήμα 10-5 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=250$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	109
Σχήμα 10-6 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=150$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	109
Σχήμα 10-7 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=180$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	110
Σχήμα 10-8 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=250$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης.....	110
Σχήμα 10-9 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=180$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex).....	111
Σχήμα 10-10 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργλικού εδάφους με $V_s=250$ m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης.....	111



## Κατάλογος πινάκων

Πίνακας 2-1: Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς (CEN, 2004).....	23
Πίνακας 2-2: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη.....	25
Πίνακας 2-3: Σχέσεις υπολογισμού στατικής δυσκαμψίας για επιφανειακές θεμελιώσεις (NIST, 2012) .....	38
Πίνακας 2-4: Σχέσεις υπολογισμού συντελεστή δυναμικής δυσκαμψίας και δείκτη απόσβεσης για επιφανειακή θεμελίωση (NIST, 2012) .....	38
Πίνακας 2-5: Σχέσεις υπολογισμού της στατικής δυσκαμψίας, του δείκτη δυναμικής δυσκαμψίας και του συντελεστή απόσβεσης για τυχαίο θεμέλιο εδραζόμενο σε επιφανειακά σε ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο (Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006).....	39
Πίνακας 3-1: Επιλεχθείσες διατομές δοκών και υποστυλωμάτων ανά όροφο (American Wide Flange Beams ASTM A6).....	45
Πίνακας 3-2: Εδαφικά Προφίλ.....	50
Πίνακας 3-3: Σεισμικές καταγραφές.....	54
Πίνακας 4-1: Υπολογισμός σχετικής δυσκαμψίας εδάφους, θεμελίωσης και κατασκευής και εκτίμηση της ενδεχόμενης επιρροής της αλληλεπίδρασης στο μεταλλικό MRF .....	57
Πίνακας 4-2: Ιδιοπερίοδοι πακτωμένου και εύκαμπτου συστήματος, όπως προέκυψαν από τις ιδιομορφικές αναλύσεις για το μεταλλικό MRF.....	57
Πίνακας 4-3: Υπολογισμός σχετικής δυσκαμψίας εδάφους θεμελίωσης και κατασκευής και εκτίμηση της ενδεχόμενης επιρροής της αλληλεπίδρασης στο μεταλλικό CBF.....	64
Πίνακας 4-4: Ιδιοπερίοδοι πακτωμένου και εύκαμπτου συστήματος, όπως προέκυψαν από τις ιδιομορφικές αναλύσεις για το μεταλλικό CBF.....	64
Πίνακας 5-1: Οριακές τιμές Drift (Elkady, Ghimire, & Lignos).....	74
Πίνακας 5-2: Δείκτης απωλειών για κάθε στάθμης βλάβης (NIBS, 2004) .....	76
Πίνακας 5-3: Διαφορά (%) της PGA ( $m/s^2$ ) για πιθανότητα υπέρβασης 50%, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης και ενδόσιμης θεμελίωσης.....	80
Πίνακας 5-4: Διαφορά (%) της PGA ( $m/s^2$ ) για πιθανότητα υπέρβασης 50%, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης και ενδόσιμης θεμελίωσης.....	86

# Κεφάλαιο 1<sup>ο</sup>

## Εισαγωγή

### 1.1. Αντικείμενο και στόχος διπλωματικής εργασίας

Τα τελευταία έτη η ανέγερση μεταλλικών κατασκευών αποτελεί μια συνήθη πρακτική και κερδίζει συνεχώς έδαφος, τόσο στην Ελλάδα όσο και σε παγκόσμια κλίμακα. Λόγω των πλεονεκτημάτων που παρουσιάζουν τα κτίρια από χαλύβδινο σκελετό, συχνά προτιμώνται έναντι άλλων κατασκευών με κύριο υλικό το σκυρόδεμα.

Μέχρι σήμερα, η σεισμική απόκριση και τρωτότητα των εν λόγω κτιρίων έχει μελετηθεί διεξοδικά από διάφορους ερευνητές όπως (Gurta & Krawinkler, 1999) (Elkady & Lignos, 2015) (Flores FX, Charney F, & Lopez-Garcia D., 2014). Στην πλειονότητα των αναλύσεων που πραγματοποιούνται, γίνεται θεώρηση πλήρους πάκτωσης στο έδαφος θεμελίωσης, αγνοώντας τις επιπτώσεις της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής και των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Ωστόσο, από τη διεξαγωγή εκτεταμένης επιστημονικής έρευνας (Akhoondi & Behnamfar, 2021) (Mashhadi S, Asadi A, Homaei F, & Tajammolian H, 2021), έχει αποδειχθεί ότι τα φαινόμενα αυτά μεταβάλλουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά των κατασκευών και κατ' επέκταση τη σεισμική τους συμπεριφορά. Ακόμη και αν ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση, υπεισέρχονται περαιτέρω αβεβαιότητες ως προς τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους.

Η εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας αποτελεί ένα εξαιρετικά σημαντικό εργαλείο για τον προσδιορισμό των αναμενόμενων βλαβών και τη μείωση της σεισμικής επικινδυνότητας. Εξαιτίας της σημασίας της στην παγκόσμια διαχείριση σεισμικών κινδύνων, είναι πολύ σημαντικό να γίνεται μια πιο ρεαλιστική εκτίμηση της τρωτότητας, λαμβάνοντας υπόψη πιο καθοριστικούς παράγοντες σε σχέση με τη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων.

Ο σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι να διερευνήσει την επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης και της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους στην εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας χαλύβδινων κτιρίων, εξετάζοντας δύο εξιδανικευμένα δισδιάστατα μεταλλικά πλαίσια. Η επίδραση του εδάφους στην εδαφική κίνηση εισαγωγής στη θεμελίωση λαμβάνεται υπόψη μέσω μοντέλου ψευδο-1D πεπερασμένων στοιχείων, ενώ τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής συνεκτιμώνται με τη βοήθεια μη γραμμικών ελατηρίων τύπου BNWF (Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation).

### 1.2. Διάρθρωση διπλωματικής εργασίας

Η διάρθρωση και η πορεία της διπλωματικής εργασίας περιγράφονται συνοπτικά παρακάτω.

Το παρόν κεφάλαιο (1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο) αποτελεί μια εισαγωγή, παρουσιάζοντας τα διάφορα θέματα που θα συζητηθούν στο πλαίσιο της εργασίας.

Το 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο παρέχει μια βιβλιογραφική επισκόπηση των βασικότερων εννοιών που θα παρουσιαστούν και θα διερευνηθούν στην παρούσα εργασία. Αρχικά, γίνεται αναφορά στον αντισεισμικό σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών βάσει του Ευρωκώδικα 8 (CEN, 2004), ενώ ιδιαίτερη προσοχή δίνεται στις διατάξεις που διέπουν τα μεταλλικά πλαίσια ροπής (MRF) και τα μεταλλικά πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF). Ακολουθεί η ανάλυση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής. Μελετάται το θεωρητικό υπόβαθρο του φαινομένου, η διάκριση του σε μηχανισμούς κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης

καθώς και η αναμενόμενη επιρροή του στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών. Το συγκεκριμένο κεφάλαιο ολοκληρώνεται με την περιγραφή της σεισμικής τρωτότητας και του τρόπου υπολογισμού των καμπυλών τρωτότητας.

Το **3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** παρουσιάζει τη μεθοδολογία που ακολουθείται για τη διερεύνηση της επιρροής της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους και της αλληλεπίδρασης στη σεισμική απόκριση των κατασκευών. Περιγράφεται αναλυτικά η αριθμητική προσομοίωση των μοντέλων με τη χρήση του προγράμματος Frame Modeler-2D και του λογισμικού ανοιχτού κώδικα OpenSees. Ιδιαίτερη αναφορά γίνεται και στην Επαυξητική Δυναμική Ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis), η οποία επιτρέπει την εκτέλεση μεγάλου αριθμού αναλύσεων για διαφορετικές εντάσεις σεισμικών καταγραφών.

Το **4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** παρέχει τα αποτελέσματα που εξάγονται από τις επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις και τα οποία αξιολογούνται τόσο με βάση τη σχετική μετατόπιση ορόφων (Drift) όσο και με βάση την αναπτυσσόμενη ροπή-στροφή στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων. Επίσης, τα αποτελέσματα συνοδεύονται από σύντομο σχολιασμό, προκειμένου να περιγραφούν οι μηχανισμοί βλάβης που προκαλούνται.

Το **5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** αναφέρεται στον αναλυτικό υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας τόσο σε όρους πιθανότητας (Fragility curves) όσο και σε όρους απωλειών (Vulnerability curves). Επιχειρείται μια συγκριτική παρουσίαση μεταξύ των καμπυλών, ώστε να επισημανθεί η επίδραση των διαφόρων παραμέτρων (έδαφος, συνθήκη θεμελίωσης, στάθμη βλάβης) στη σεισμική τρωτότητα των μεταλλικών πλαισίων.

Το **6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** συνοψίζει όλα όσα υλοποιήθηκαν στη διπλωματική εργασία και περιλαμβάνει τα συμπεράσματα που απορρέουν από το σχολιασμό των αποτελεσμάτων.

Τέλος, το **7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** παραθέτει ενδεικτικές προτάσεις για μελλοντικές έρευνες, με σκοπό την τεκμηρίωση των αποτελεσμάτων και συμπερασμάτων που εξήχθησαν.

## Κεφάλαιο 2<sup>ο</sup>

### Βιβλιογραφική επισκόπηση

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο παρέχεται μια βιβλιογραφική επισκόπηση σχετικά με τον αντισεισμικό σχεδιασμό μεταλλικών πλαισίων, τη δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής και την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας. Αναφέρονται βασικές διατάξεις που διέπουν τον αντισεισμικό κανονισμό βάσει Ευρωκώδικα 8 (CEN, 2004) καθώς και οι παράμετροι που εμπλέκονται σε μια διαδικασία εκτίμησης σεισμικού κινδύνου. Γίνεται επίσης, περιγραφή του φαινομένου της αλληλεπίδρασης και των κυρίων αποτελεσμάτων της στη δυναμική απόκριση της κατασκευής.

#### 2.1. Αντισεισμικός σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών βάσει EC8

Η φιλοσοφία του Ευρωκώδικα 8 για την κατασκευή ανθεκτικών μεταλλικών κατασκευών έναντι του σεισμού βασίζεται στον καθορισμό βασικών διατάξεων για τη συμπεριφορά απόσβεσης των μελών της κατασκευής. Ανάλογα με το στατικό σύστημα παραλαβής οριζοντίων ωθήσεων που θα επιλεγεί, καθορίζονται τα μέλη που θα λειτουργήσουν ως ζώνες απόσβεσης της ανακυκλιζόμενης σεισμικής φόρτισης.

Σύμφωνα με τον EC8 τα αντισεισμικά κτίρια από χάλυβα σχεδιάζονται με βάση μία από τις ακόλουθες αρχές:

- Αρχή (α) : Περιορισμένη πλαστική συμπεριφορά
- Αρχή (β) : Πλάστικη συμπεριφορά

Ως πλαστική συμπεριφορά ορίζεται η παραλαβή σεισμικών δυνάμεων με απόσβεση ενέργειας. Η ικανότητα ενός δομικού στοιχείου να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς των δομικών του μελών, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του εκφράζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Με τον συγκεκριμένο συντελεστή καθορίζεται η απομείωση των σεισμικών φορτίων. Στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 2-1) παρουσιάζεται το φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας.

Πίνακας 2-1: Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς (CEN, 2004)

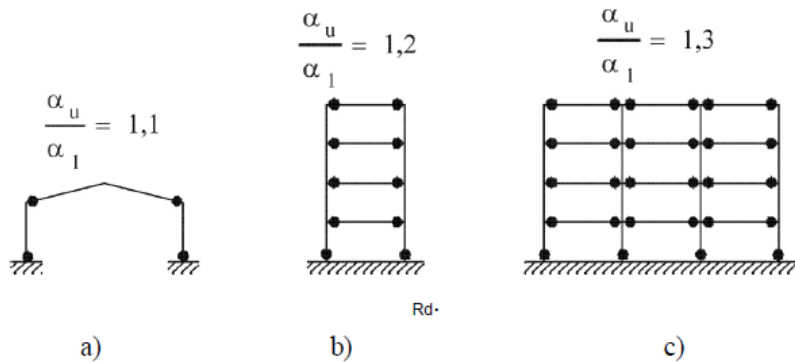
Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$
Αρχή (α) : Περιορισμένη πλαστική συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1.5 - 2$
Αρχή (β) : Πλάστικη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Μέτρια)	$\leq 4$ επίσης περιορίζεται από τις τιμές του Πίνακα 6.2
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 6.3

### 2.1.1. Στατικά συστήματα παραλαβής οριζοντίων ωθήσεων και συντελεστές συμπεριφοράς

Τα χαλύβδινα κτίρια κατατάσσονται σε διάφορα στατικά συστήματα παραλαβής οριζοντίων ωθήσεων, ανάλογα με τη συμπεριφορά του κυρίως αντισεισμικού τους φορέα υπό σεισμικές δράσεις (CEN, 2004). Στη συνέχεια παρουσιάζονται συνοπτικά τα κυριότερα δομικά συστήματα. Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνονται και οι λόγοι  $\alpha_u/\alpha_1$  που χρησιμοποιούνται για κατασκευές υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας.

#### A. Πλαίσια παραλαβής ροπής (MRFs)

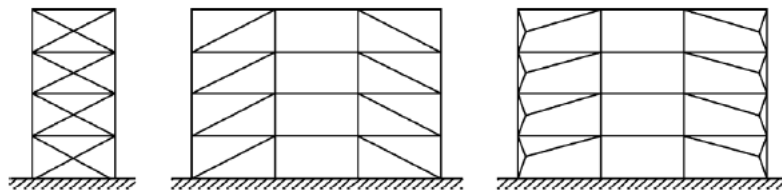
Είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία δρουν κατά καμπτικό κυρίως τρόπο (CEN, 2004).



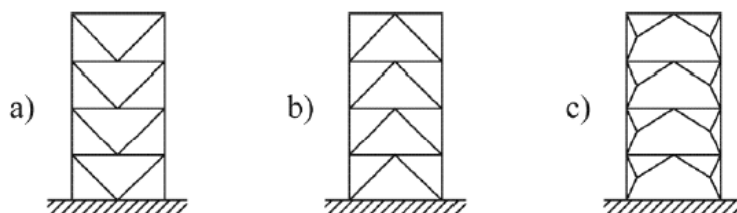
Σχήμα 2-1: Πλαίσια παραλαβής ροπών (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε δοκούς και στη βάση των υποστυλωμάτων) (CEN, 2004)

#### B. Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBFs)

Είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις (CEN, 2004).



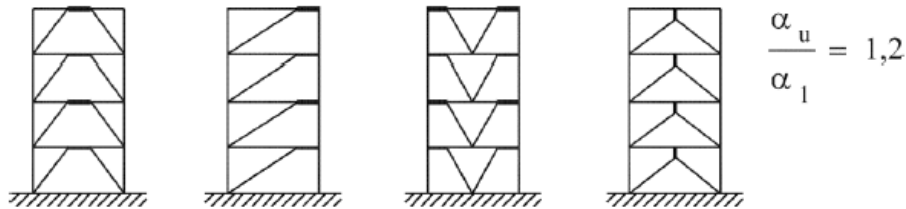
Σχήμα 2-2: Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας μόνο σε εφελκυσόμενες διαγώνιους) (CEN, 2004)



Σχήμα 2-3: Πλαίσια με συνδέσμους μορφής V χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε εφελκυσόμενες και θλιβόμενες διαγώνιους) (CEN, 2004)

**Γ. Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους (EBFs)**

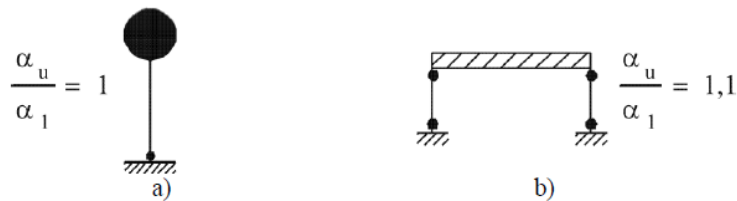
Είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από αξονικά φορτιζόμενα μέλη, και στα οποία η εκκεντρότητα της διάταξης είναι τέτοια ώστε η ενέργεια να μπορεί να αποσβένεται σε σεισμικούς συνδέσμους είτε μέσω ανακυκλικής κάμψης είτε μέσω ανακυκλικής τέμνουσας (CEN, 2004).



Σχήμα 2-4: Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε συνδέσμους κάμψης ή τέμνουσας) (CEN, 2004)

**Δ. Συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς**

Είναι εκείνα στα οποία οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων (CEN, 2004).



Σχήμα 2-5: Ανεστραμμένο εκκρεμές: α) ζώνες απόδοσης ενέργειας στη βάση υποστυλωμάτων, β) ζώνες απόδοσης ενέργειας σε υποστυλώματα (CEN, 2004)

Για κτίρια κανονικά καθ’ ύψος, οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς λαμβάνονται από τον ακόλουθο πίνακα (Πίνακας 2-2), ανάλογα με το δομικό σύστημα του φορέα και την κατηγορία πλαστιμότητας. Ειδικά, για μη κανονικό καθ’ ύψος κτίριο, οι οριακές τιμές του q, θα πρέπει να μειώνονται κατά 20%.

Πίνακας 2-2: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

Στατικός τύπος	Κατηγορία πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	5 α <sub>u</sub> /α <sub>1</sub>
β) Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2.5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	5 α <sub>u</sub> /α <sub>1</sub>
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	2 α <sub>u</sub> /α <sub>1</sub>

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα μελετηθούν πλαίσια ροπής (MRF) και πλαίσια με χιαστί συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF), για αυτό και ακολουθούν κάποιες ειδικές διατάξεις για αυτές τις δύο κατηγορίες δομικών συστημάτων.

### 2.1.2. Κανόνες σχεδιασμού και διαμόρφωσης λεπτομερειών για πλαίσια παραλαβής ροπών (MRF)

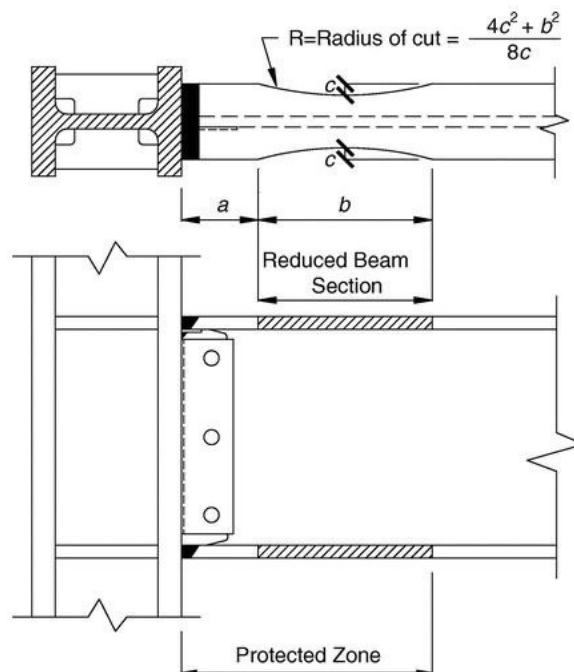
Θεμελιώδης απαίτηση για τον σχεδιασμό των μεταλλικών πλαισίων ροπής κατά EC8, αποτελεί ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς ή στις συνδέσεις των δοκών, όχι όμως στους στύλους. Εξαιρέσεις στις οποίες δεν ισχύει η συγκεκριμένη απαίτηση αποτελούν οι βάσεις των πλαισίων, οι τελευταίοι όροφοι πολυώροφων κτιρίων και τα μονώροφα πλαίσια.

Σε κάθε περίπτωση τα MRFs χαρακτηρίζονται από μεγάλη ευκαμψία, με αποτέλεσμα να είναι καθοριστικοί οι έλεγχοι λειτουργικότητας ΟΚΛ (περιορισμού βλαβών στην περίπτωση του σεισμού) για την επιλογή διατομών.

Για τα πλαστικά μέλη (δοκοί) των MRFs απαιτείται να γίνεται έλεγχος στρέβλωσης και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, με την υπόθεση ότι έχει σχηματιστεί μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο το οποίο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι το εκείνο το οποίο δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Τα μη πλαστικά μέλη (υποστυλώματα) θα πρέπει να ελέγχονται υπό θλίψη με ικανοτική επαύξηση και τα φατνώματα κορμού να ελέγχονται σε διατμητική αντοχή και διατμητικό λυγισμό.

Προκειμένου να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων εκτός των συνδέσεων, οι αμερικάνικοι κανονισμοί προβλέπουν τη χρήση απομειωμένων διατομών δοκών πλησίον των στύλων. Στη διεθνή βιβλιογραφία, οι συγκεκριμένες δοκοί χαρακτηρίζονται ως Reduced Beam Sections (RBS). Παραδείγματα απομειωμένων διατομών δίνονται στο Σχήμα 2-6.



Σχήμα 2-6: Απομειωμένες διατομές Reduced Beam Sections (NIST, 2010)



### 2.1.3. Κανόνες σχεδιασμού και διαμόρφωση λεπτομερειών για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF)

Στους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF), οι ράβδοι συντρέχουν στους κόμβους και σχηματίζουν δικτύωμα, στο οποίο δεν αναπτύσσονται ροπές λόγω εκκεντρότητας των σημείων συνάντησης των ράβδων (ουσιαστικά των διαγώνιων).

Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF) σχεδιάζονται ώστε η διαρροή των εφελκυσμένων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από την αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων (CEN, 2004). Επίσης, θεμελιώδη απαίτηση κατά τον σχεδιασμό αποτελεί η ομοιογένεια δυσκαμψίας κάθε ορόφου υπό αναστροφή φορτίου. Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσμων τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης (CEN, 2004). Κατά τον σχεδιασμό τα φορτία βαρύτητας παραλαμβάνονται μόνο από τις δοκούς και τα υποστυλώματα χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα μέλη των συνδέσμων.

#### Ειδικές διατάξεις για πλαίσια με Χ συνδέσμους

- Μήκος λυγισμού εντός επιπέδου : το μισό του συνολικού μήκους τους
- Μήκος λυγισμού εκτός επιπέδου : το μισό του συνολικού μήκους τους με βάση τον εκτιμώμενο βαθμό «πάκτωσης» (δυσκαμψίας) της διαγωνίου μεταξύ του 0.7 L (σύσταση AISC) και ολόκληρου του L (ποτέ το 0.5L).
- Σε πλαίσια με χιαστί συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$ , όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 θα πρέπει να περιορίζεται σε  $1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$ . Το όριο του 1.3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκυσόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκυσόμενη διαγώνιος (CEN, 2004).
- Κατά την μονότονη καταπόνηση η εφελκυσόμενη διαγώνιος ασκεί μια επιρροή επαναφοράς στη θλιβόμενη, η οποία απουσιάζει κατά την ανακυκλιζόμενη καταπόνηση (για πλαστική συμπεριφορά). Συνεπώς, κατά τον αντισεισμικό υπολογισμό το μήκος λυγισμού εκτός επιπέδου πρέπει να βάλετε ολόκληρο και όχι το μισό γεωμετρικό μήκος
- Στο μέσον της διακοπτόμενης διαγωνίου απαιτείται πλήρης αποκατάσταση. Η σύνδεση πρέπει να αποκαθιστά την  $M_{pl}$  είτε με μεγάλων διαστάσεων κομβόελασμα είτε με διπλά κομβοελάσματα ώστε να μην σχηματίζεται ασθενής διατομή.

Μια παραλλαγή των χιαστί συνδέσμων αποτελεί ο διασπασμένος Χ-σύνδεσμος (split X-bracing) που εκτείνεται σε 2 φατνώματα και έχει μικρότερα μήκη για τον λυγισμό εκτός επιπέδου των ράβδων των διαγωνίων. Ο σύνδεσμος αυτός επιτρέπει τη διάταξη διαμήκους στοιχείου στο μέσον του ύψους του στύλου που μειώνει τα εκτός επιπέδου μήκη λυγισμού των στηλών (Μπίσμπος, 2022).



## 2.2. Δυναμική Αλληλεπίδραση Εδάφους-Θεμελίωσης-Ανωδομής

Στην παρούσα ενότητα θα μελετηθεί το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής. Αρχικά, περιγράφεται η φυσική του φαινομένου και η αναμενόμενη επιρροή του στην απόκριση των κατασκευών και στη συνέχεια παρουσιάζονται οι διάφοροι μέθοδοι ανάλυσης του.

### 2.2.1. Φυσική του φαινομένου της αλληλεπίδρασης

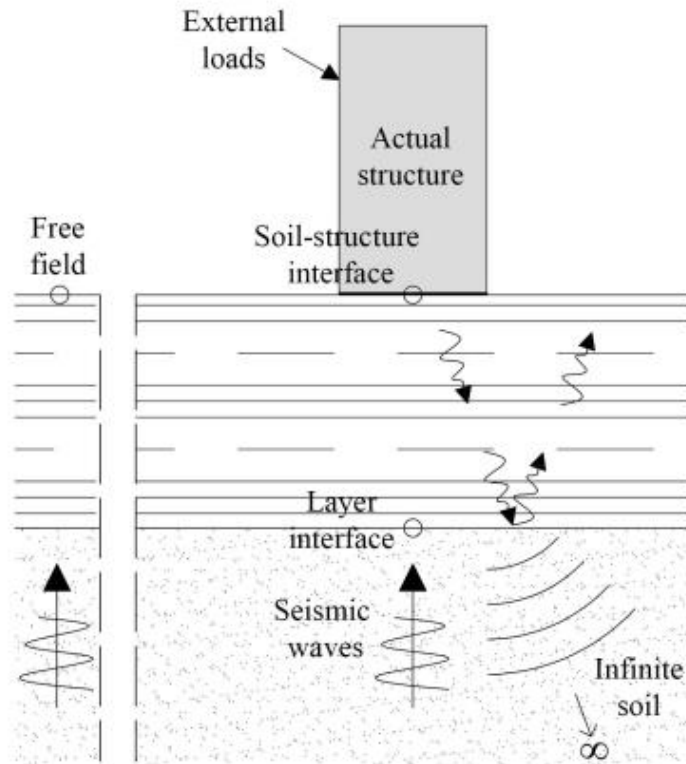
Κατά τη συνήθη πρακτική, ο σχεδιασμός των κατασκευών και των τεχνικών έργων πραγματοποιείται θεωρώντας την κατασκευή πλήρως πακτωμένη στο έδαφος θεμελίωσης, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η παρουσία της υπερκείμενης κατασκευής. Η ανάλυση περιλαμβάνει τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης του εδάφους σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου και στη συνέχεια η απόκριση αυτή αποτελεί την κίνηση εισαγωγής στη θεμελίωση, δηλαδή την κίνηση στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Η παραπάνω θεώρηση είναι ρεαλιστική μόνο σε ειδικές περιπτώσεις θεμελίωσης σε βραχώδη εδάφη καθώς η υψηλή δυσκαμψία του βραχώδους υποβάθρου πληροί την υπόθεση της πλήρους πάκτωσης (εφόσον δεν υπάρχει αποκόλληση ή κύλιση του συστήματος θεμελίωσης-κατασκευής). Σε όλα τα υπόλοιπα εδάφη, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ενδοσιμότητας και της μεταβολής των χαρακτηριστικών του εδάφους, ώστε να επιτευχθεί μια πιο ρεαλιστική προσέγγιση της ανάλυσης.

Αν η ίδια κατασκευή υποβληθεί στην ίδια σεισμική φόρτιση αλλά είναι θεμελιωμένη σε παραμορφώσιμο έδαφος τότε θα έχει εντελώς διαφορετική συμπεριφορά εξαιτίας της ενδοσιμότητας του εδάφους. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, απελευθερώνεται ενέργεια η οποία διαδίδεται με τη μορφή κυμάτων. Τα κύματα αυτά μπορούν να θεωρηθούν ελαστικά και διακρίνονται στα εγκάρσια (ή διατμητικά) κύματα S και τα διαμήκη (ή διαστολής-συστολής) κύματα P. Τα σεισμικά κύματα μεταδίδονται από το έδαφος προς την κατασκευή, προσπίπτουν στη θεμελίωση και διασκορπίζονται προς όλες τις κατευθύνσεις, αναγκάζοντας τη θεμελίωση με την κατασκευή να ταλάντωθούν (Σχήμα 2-7). Οι αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή λόγω της ταλάντωσης της θεμελίωσης αυξάνουν την τέμνουσα βάση, τα κατακόρυφα φορτία καθώς και τις καμπτικές ροπές που ασκούνται στη θεμελίωση και μέσω αυτής μεταφέρονται στο έδαφος. Συνεπώς, εκτός από το κυματικό πεδίο στο έδαφος θεμελίωσης λόγω του σεισμικού κραδασμού, δημιουργείται ένα επιπρόσθετο κυματικό πεδίο εξαιτίας της ανάκλασης των σεισμικών κυμάτων στη θεμελίωση και του κυματικού πεδίου λόγω της ταλάντωσης της θεμελίωσης-κατασκευής.

Όπως γίνεται αντιληπτό, το έδαφος διαδραματίζει πάρα πολύ σημαντικό ρόλο στην ταλάντωση της κατασκευής. Η κίνηση εισαγωγής στη θεμελίωση είναι διαφοροποιημένη σε σχέση με την κίνηση σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου στην επιφάνεια του εδάφους, εξαιτίας τόσο της σκέδασης των σεισμικών κυμάτων όσο και των σχετικών μετατοπίσεων και στροφών μεταξύ της θεμελίωσης και του εδάφους. Η δυναμική απόκριση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής, λοιπόν, δεν εξαρτάται μόνο από τα δυναμικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά και από τα δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης.

Ως δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής ορίζεται η αμοιβαία αλληλεπίδραση του εδάφους της θεμελίωσης και της κατασκευής με αποτέλεσμα τη διαφοροποίηση της απόκρισης του συστήματος σε δυναμική φόρτιση. Στη διεθνή βιβλιογραφία χρησιμοποιείται ο όρος "Soil-Structure Interaction (SSI)".

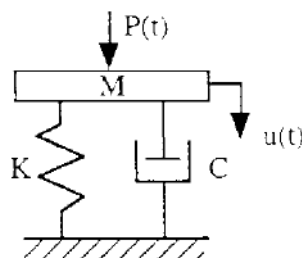


Σχήμα 2-7: Σχηματική αναπαράσταση του προβλήματος δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής (Taddei, 2015)

Προκειμένου να γίνει κατανοητό το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης, θα χρησιμοποιηθεί ένας ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής, ο οποίος αποτελεί τον απλούστερο τρόπο προσομοίωσης ενός συστήματος στη δυναμική των κατασκευών (Chorpa, 2001).

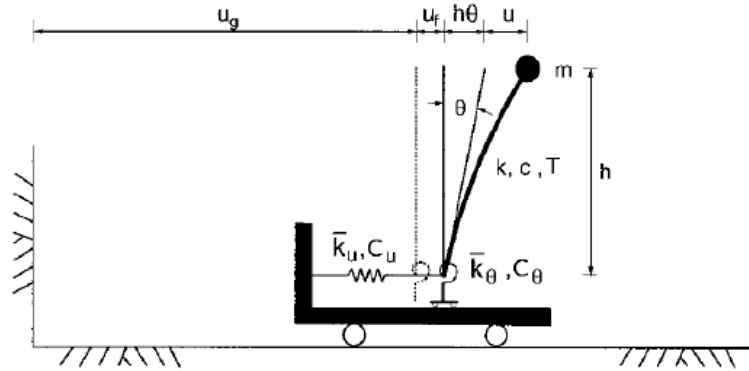
Ένας τυπικός μονοβάθμιος ταλαντωτής αποτελείται από μια μάζα  $m$ , έχοντας δυσκαμψία  $k$  και συντελεστή απόσβεσης  $c$  (Σχήμα 2-8). Στην περίπτωση που η θεμελίωση της κατασκευής είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με το έδαφος και το τελευταίο είναι τοπικά απαραμόρφωτο, μοναδικός βαθμός ελευθερίας του συστήματος είναι η οριζόντια μετακίνηση της μάζας. Συνεπώς, το σύστημα θεμελίωσης-κατασκευής θεωρείται πλήρως πακτωμένο και η ιδιοπερίοδος του χαρακτηρίζεται από τη σχέση :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (2.1)$$



Σχήμα 2-8: Τυπικός μονοβάθμιος ταλαντωτής στη δυναμική των κατασκευών (Πιτιλάκης Δ. , 2022)

Στην περίπτωση όμως που συνυπολογισθεί η ενδοσιμότητα του εδάφους, επιτρέπεται η σχετική μετακίνηση της θεμελίωσης σε σχέση με το έδαφος. Η θεμελίωση πλέον δύναται να μετακινείται οριζόντια κατά  $u$  αλλά και να στρέφεται κατά  $\theta$  εξαιτίας της ευκαμψία της, επιφέροντας έτσι αύξηση των βαθμών ελευθερίας του συστήματος (Σχήμα 2-9)



Σχήμα 2-9: Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής στη δυναμική των ταλαντώσεων (τροποποιημένο από (Stewart, Fenves, & Seed, 1999))

Η ιδιοπερίοδος του εύκαμπτου πλέον συστήματος και ο συντελεστής κρίσιμης απόσβεσης προσεγγίζονται από τις σχέσεις (Veletsos & Nair, 1975):

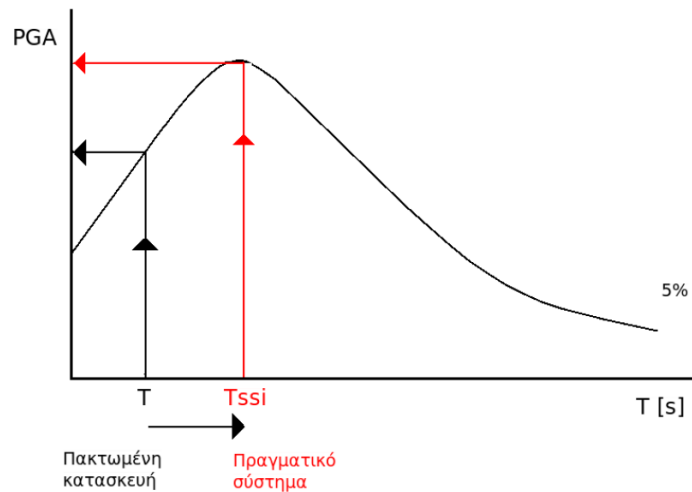
$$T_{SSI} = T \sqrt{1 + \frac{k}{k_u} * (1 + \frac{\overline{k_u} * h^2}{\overline{k_\theta}})} \quad (2.2)$$

$$\beta_{SSI} = \beta_o + \left(\frac{T_{SSI}}{T}\right)^{-3} * \beta \quad (2.3)$$

Όπου,

- $T$  και  $k$  η ιδιοπερίοδος και η δυσκαμψία του πακτωμένου συστήματος αντίστοιχα
- $h$  το ύψος της κατασκευής
- $\overline{k_u}$  και  $\overline{k_\theta}$  αντιπροσωπεύουν τη δυσκαμψία της θεμελίωσης σε παλινδική και λικνιστική ταλάντωση
- $\beta_o$  Ένας συντελεστής κρίσιμης απόσβεσης ο οποίος εκφράζει τη συνολική απόσβεση του συστήματος και υπολογίζεται από διαγράμματα
- $\beta$  ο συντελεστής κρίσιμης απόσβεσης της πακτωμένες κατασκευής

Παρατηρώντας την εξίσωση 2.2, γίνεται αντιληπτό ότι η ιδιοπερίοδος του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής θα είναι πάντοτε μεγαλύτερη της ιδιοπεριόδου του πακτωμένου συστήματος, δεδομένου ότι το ριζικό είναι πάντα μεγαλύτερο της μονάδας (Σχήμα 2-10).



Σχήμα 2-10: Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου του συστήματος στη φασματική τιμή της επιτάχυνσης σχεδιασμού, για συντελεστή κρίσιμης απόσβεσης της κατασκευής 5% (Πιτιλάκης Δ. , 2022)

### 2.2.2. Κύρια αποτελέσματα αλληλεπίδρασης

Τα δύο κύρια αποτελέσματα της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής (Veletsos & Meek, 1974) είναι:

- Η αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής εξαιτίας της ενδοσιμότητας του εδάφους. Το σύστημα έχει πλέον περισσότερους βαθμούς ελευθερίας σε σχέση με τον ισοδύναμο πλήρως πακτωμένο μονοβάθμιο ταλαντωτή και κατ' επέκταση είναι πιο εύκαμπτο.
- Η αύξηση της απόσβεσης του συστήματος λόγω γεωμετρικής απόσβεσης. Η γεωμετρική απόσβεση είναι ιξώδους μορφής και οφείλεται στην ενέργεια που μεταφέρεται μακριά από την θεμελίωση μέσω του κυματικού πεδίου που δημιουργείται λόγω της ταλάντωσης της κατασκευής.

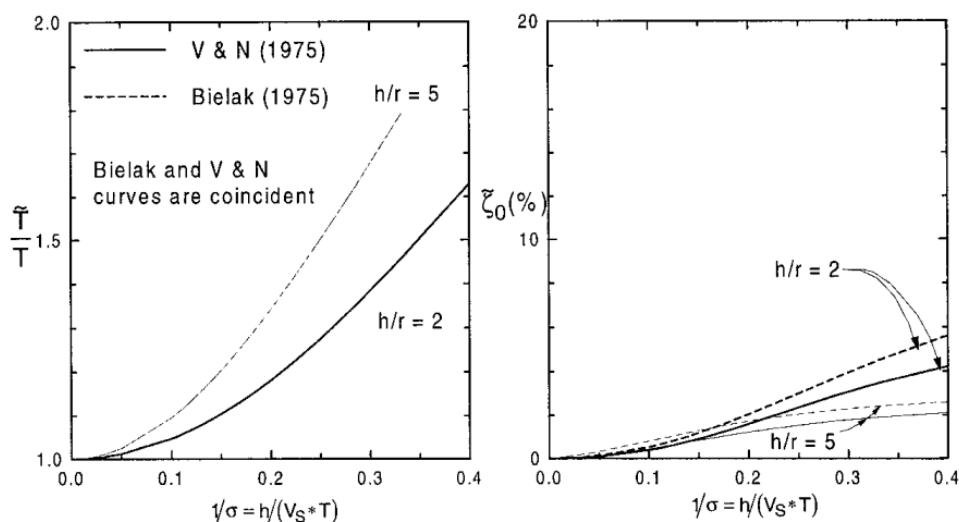
Οι παράγοντες που διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στο φαινόμενο της αλληλεπίδρασης είναι οι εξής (Veletsos & Meek, 1974):

- Η σχετική δυσκαμψία  $\sigma = \frac{V_s}{f_o * h}$  μεταξύ του εδάφους θεμελίωσης και της κατασκευής
- ο λόγος  $h/r$  του ύψους  $h$  της κατασκευής προς την χαρακτηριστική διάσταση  $r$  της θεμελίωσης (π.χ. ακτίνα κυκλικού θεμελίου)
- η σχέση  $\frac{f_p}{f_o}$  μεταξύ της ιδιοσυχνότητας του παλμού εισαγωγής  $f_p$  και της θεμελιώδους συχνότητας του συστήματος θεμελίωσης-κατασκευής  $f_o$
- ο λόγος  $\delta = \frac{m}{\rho * \pi * r^2 * h}$  της σχετικής μάζας της κατασκευής προς τη σχετική μάζα του εδάφους θεμελίωσης
- ο λόγος  $\frac{m_f}{m}$  της μάζας της θεμελίωσης  $m_f$  προς τη μάζα της κατασκευής
- ο συντελεστής κρίσιμης απόσβεσης  $\beta$  της πλήρως πακτωμένης κατασκευής
- ο λόγος του Poisson  $\nu$  του εδάφους

Σύμφωνα με τον (Veletsos A. , 1977) οι σημαντικότεροι παράμετροι που επηρεάζουν το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης, στην περίπτωση που το έδαφος θεωρηθεί γραμμικά ελαστικό είναι η σχετική δυσκαμψία, η λυγηρότητα και ο λόγος των συχνοτήτων.

Με βάση τους παραπάνω παράγοντες μπορεί να γίνει μια αρχική εκτίμηση για το πόσο μεγάλη θα είναι η επιρροή του φαινομένου της αλληλεπίδρασης, και όχι για το αν θα είναι ευμενής ή δυσμενής. Συγκεκριμένα, το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης είναι εντονότερο όταν ο λόγος της σχετικής δυσκαμψίας είναι μεγαλύτερος του 0.1 (Stewart, Fenves, & Seed, 1999). Όσον αφορά την επιρροή στην δυναμική απόκριση της κατασκευής, αυτή εξαρτάται από την αύξηση της ιδιοπεριόδου  $T$  και το σημείο του φάσματος στο οποίο μεταπίπτει το σύστημα.

Στο Σχήμα 2-11 παρουσιάζονται διαγραμματικά τα δύο βασικά αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης (αύξηση της ιδιοπεριόδου και της απόσβεσης) σε σχέση με τη σχετική δυσκαμψία του εδάφους και της ανωδομής. Παρατηρείται ότι, όσο πιο εύκαμπτο είναι το έδαφος και ταυτόχρονα πιο δύσκαμπτη η κατασκευή (μεγάλος λόγος  $1/\sigma$ ), τόσο μεγαλύτερη είναι και η αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος. Επιπλέον, γίνεται εμφανές ότι η συνολική απόσβεση του συστήματος αυξάνεται με τη μείωση της δυσκαμψίας του εδάφους. Από το ίδιο σχήμα, συμπεραίνεται εύκολα ότι η αύξηση της ιδιοπεριόδου είναι μεγαλύτερη σε κατασκευές με μεγάλο λόγο λυγηρότητας  $h/r$ , ενώ το αντίθετο συμβαίνει στην περίπτωση της απόσβεσης όπου η αύξηση είναι μεγαλύτερη για μικρό λόγο  $h/r$ .



Σχήμα 2-11: Αύξηση της ιδιοπεριόδου (αριστερά) και διαφοροποίηση του συντελεστή απόσβεσης (δεξιά) του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή [ (Veletsos & Nair, 1975), (Bielak, 1975) τροποποιημένο από (Stewart, Fenves, & Seed, 1999)]

Με βάση παλαιότερες μελέτες, τα αποτελέσματα της δυναμικής αλληλεπίδρασης θεωρούνται ευμενή για την απόκριση της κατασκευής, καθώς η αύξηση της ιδιοπεριόδου οδηγεί σε απομάκρυνση από την κρίσιμη περιοχή του ελαστικού φάσματος απόκρισης των κανονισμών. Ωστόσο, έχουν αναφερθεί περιπτώσεις, στις οποίες τα αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης είχαν ολέθριες επιπτώσεις. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η πτώση της γέφυρας αυτοκινητοδρόμου στο Hanshin λόγω του καταστροφικού σεισμού του Kobe στην Ιαπωνία το 1995 (Gazetas & Mylonakis, 1998), όπου η αύξηση της ιδιοπεριόδου οδήγησε σε υψηλότερες τιμές φασματικής επιτάχυνσης και κατ' επέκταση σεισμικών φορτίων. Η έρευνα έχει αποδείξει ότι η δυναμική αλληλεπίδραση μπορεί να είναι είτε ευεργετική είτε επιζήμια για τη σεισμική απόκριση των κατασκευών. (Mylonakis & Gazetas, 2000).

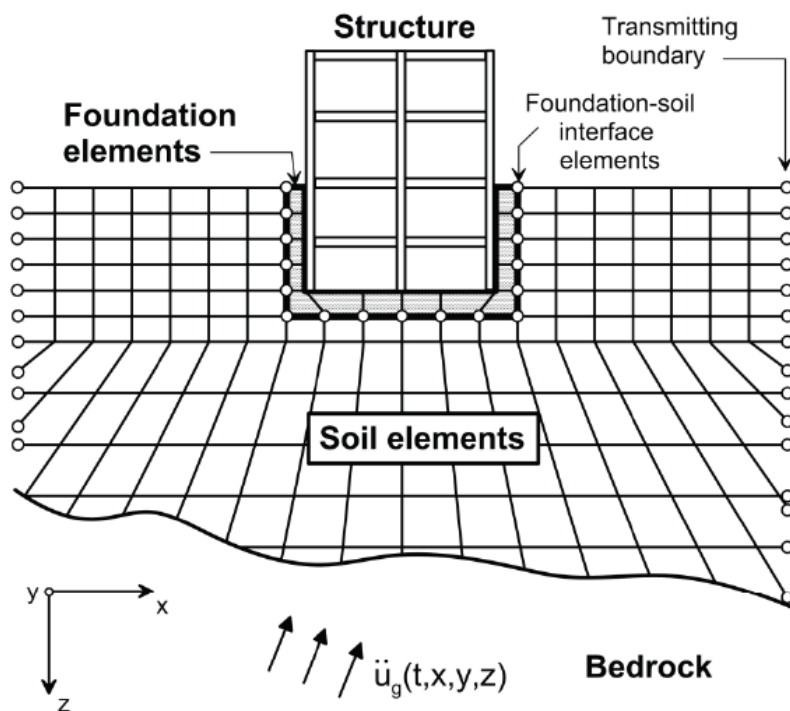
### 2.2.3. Μέθοδοι ανάλυσης

Το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής είναι ιδιαίτερα περίπλοκο καθώς η απόκριση του συνολικού συστήματος εξαρτάται τόσο από το έδαφος όσο και από την κατασκευή. Για την επίλυση του προβλήματος έχουν προταθεί δύο βασικές μέθοδοι ανάλυσης και προσομοίωσης (Wolf, 1985):

- Η άμεση μέθοδος (direct method)
- Η μέθοδος αποσυζευγμένων συστημάτων (substructure method)

#### 2.2.3.1. Άμεση μέθοδος

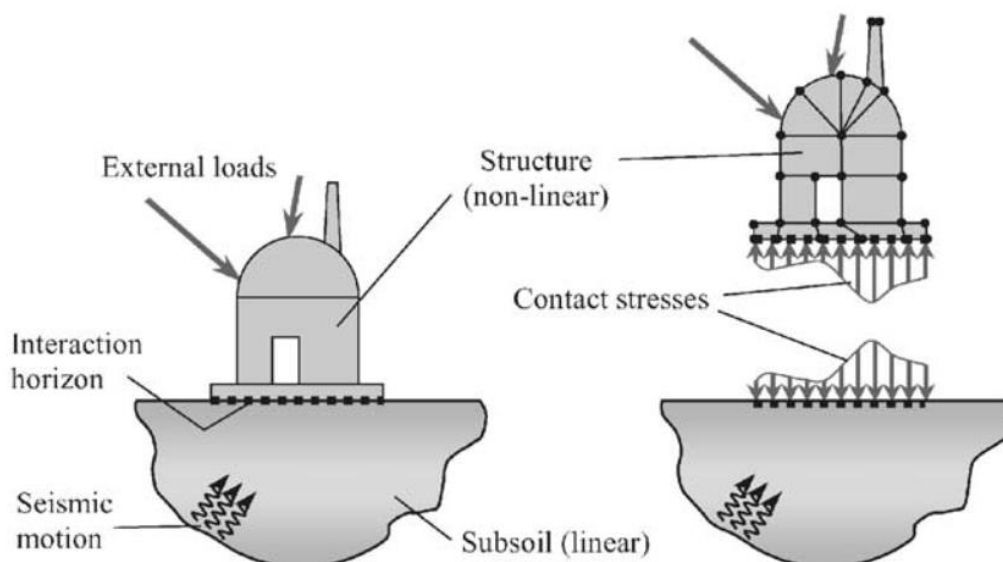
Στην περίπτωση της άμεσης μεθόδου, το έδαφος και η κατασκευή αντιμετωπίζονται ως ένα ενιαίο σύνολο και αναλύονται σε ένα υπολογιστικό βήμα με τη βοήθεια περασμένων στοιχείων (Σχήμα 2-12). Το κύριο πλεονέκτημα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι δύναται να συμπεριλάβει στην ανάλυση τυχόν ετερογένειες ως προς τη γεωμετρία και το υλικό του εδάφους και της κατασκευής ενώ παράλληλα δίνει τη δυνατότητα ανάλυσης μη γραμμικών υλικών. Η ανάλυση πραγματοποιείται είτε στο πεδίο του χρόνου είτε στο πεδίο των συχνοτήτων. Ωστόσο, μια ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία χαρακτηρίζεται από μεγάλο υπολογιστικό κόστος και δυσκολία εποπτικού ελέγχου των αποτελεσμάτων, σε σύγκριση με απλουστευμένες μεθόδους.



Σχήμα 2-12: Προσομοίωση συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία (NIST, Soil-structure Interaction for Building Structures, Report No. NIST GCR 12-917-21, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, Washington D.C., 2012)

### 2.2.3.2. Μέθοδος αποσυζευγμένων συστημάτων

Η δεύτερη μέθοδος ανάλυσης της δυναμικής αλληλεπίδρασης είναι η μέθοδος των αποσυζευγμένων συστημάτων. Στην εν λόγω μέθοδο η ανάλυση πραγματοποιείται σε διαδοχικά στάδια. Αρχικά, το πλήρες σύστημα χωρίζεται σε επιμέρους υποσυστήματα, συνήθως σε αυτό του εδάφους-θεμελίωσης και σε αυτό του συστήματος θεμελίωσης-κατασκευής. Στη συνέχεια, η απόκριση κάθε υποσυστήματος υπολογίζεται με τη βέλτιστη μέθοδο και εν τέλει υπολογίζεται η συνολική απόκριση του συστήματος, με βάση την αρχή της επαλληλίας που ισχύει για γραμμική συμπεριφορά (Σχήμα 2-13). Η επίλυση του προβλήματος πραγματοποιείται στο πεδίο των συχνοτήτων και θεωρείται πιο αποτελεσματική από την αριθμητική ολοκλήρωση στο πεδίο του χρόνου. Η μέθοδος αποσυζευγμένων συστημάτων υπερτερεί έναντι της άμεσης μεθόδου λόγω του μειωμένου υπολογιστικού κόστους αλλά και της απλότητας των μοντέλων προσομοίωσης. Στα μειονεκτήματα της μεθόδου συμπεριλαμβάνεται η αδυναμία εκτέλεσης μη γραμμικής ανελαστικής ανάλυσης, όπως συμβαίνει στην περίπτωση της άμεσης μεθόδου με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων. (Πιτιλάκης Δ. , 2022)



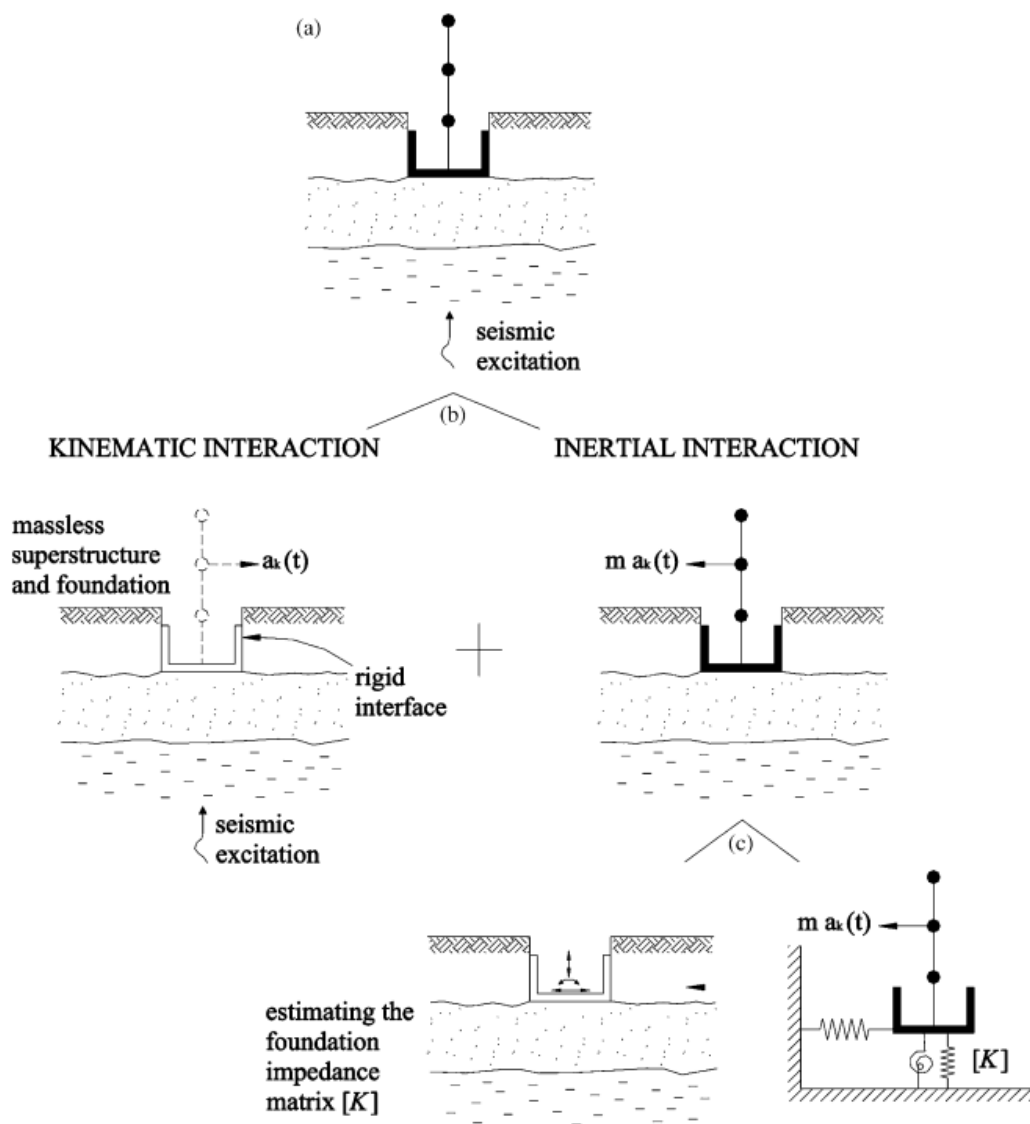
Σχήμα 2-13: Σχηματική απεικόνιση χωρισμού συστήματος εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής σε υποσυστήματα για την ανάλυση με τη μέθοδο αποσυζευγμένων Συστημάτων (Bode, Hirschauer, & Savidis, 2002)

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος των αποσυζευγμένων συστημάτων ως απλούστερη και πιο εποπτική για τον έλεγχο των αποτελεσμάτων.



### 2.2.4. Κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενη παράγραφο, όταν ένα σύστημα εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής διεγερθεί από ένα σεισμικό γεγονός, το έδαφος γειτονικά της θεμελίωσης παραμορφώνεται, αναγκάζοντας την κατασκευή με τη θεμελίωση ένα ταλαντωθούν. Οι αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή προκαλούν μετακινήσεις και στροφές στο υποκείμενο έδαφος θεμελίωσης και μεταβιβάζονται πίσω στο έδαφος στήριξης. Τα 2 παραπάνω φαινόμενα συμβαίνουν ταυτόχρονα. Ωστόσο, για να είναι περισσότερο εποπτικό το πρόβλημα της δυναμικής αλληλεπίδρασης, χωρίζονται σε 2 επιμέρους φαινόμενα: την **κινηματική αλληλεπίδραση** (kinematic interaction) και την **αδρανειακή αλληλεπίδραση** (inertial interaction) [ (Gazetas, 1983) (Pecker, 1984)]. Ο συνδυαστικός κρίκος μεταξύ των 2 παραπάνω φαινομένων είναι οι **δυναμικοί δείκτες εμπέδησης της θεμελίωσης** (dynamic impedance functions).



Σχήμα 2-14: α) Φαινόμενο δυναμικής αλληλεπίδρασης β) αποσύνθεση σε κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση γ) ανάλυση αδρανειακής αλληλεπίδρασης σε 2 βήματα (τροποποιημένο από (Kausel, Roesset, & Christian., 1976) και (Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006)



Με βάση το (Σχήμα 2-14), τα βήματα υπολογισμού του προβλήματος της δυναμικής αλληλεπίδρασης είναι τα εξής:

- Υπολογισμός της διαφοροποιημένης κίνησης εισαγωγής στη θεμελίωση λόγω κινηματικής αλληλεπίδρασης
- Υπολογισμός των δεικτών εμπέδησης, στην άκαμπτη διεπιφάνεια του εδάφους με τη θεμελίωση
- Υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής για τους δείκτες εμπέδησης που υπολογίστηκαν στο δεύτερο βήμα, υποβαλλόμενη στη διαφοροποιημένη κίνηση εισαγωγής που υπολογίστηκε στο πρώτο βήμα.

Παρακάτω αναλύονται με περισσότερη λεπτομέρεια τα δύο αλληλοεπιδρώντα φαινόμενα.

#### 2.2.4.1. Κινηματική αλληλεπίδραση

Η κινηματική αλληλεπίδραση αφορά τη διαφοροποιημένη κίνηση εισαγωγής στη θεμελίωση σε σχέση με τις συνθήκες ελευθέρου πεδίου. Μπορεί να θεωρηθεί σαν την απόκριση του συστήματος όταν η θεμελίωση και η ανωδομή δεν έχουν μάζα και η θεμελίωση είναι άρρηκτα δεμένη με το έδαφος θεμελίωσης. Η μεταβολή της κίνησης εισαγωγής στη θεμελίωση μπορεί να οφείλεται σε παράγοντες όπως η πρόσπτωση των σεισμικών κυμάτων υπό κλίση στη θεμελίωση, η ύπαρξη εγκιβωτισμένης θεμελίωσης ή πασσαλοθεμελίωσης (Stewart, Fenves, & Seed, 1999).

Στη διεθνή βιβλιογραφία η κίνηση εισαγωγή στη θεμελίωση συναντάται με τον όρο Foundation Input Motion (FIM) και συνίσταται από δύο συνιστώσες μία μεταφορική και μία στροφική. Η στροφική συνιστώσα οφείλεται στην ταλάντωση του εδάφους κάτω από ασύμμετρη θεμελίωση όπως επίσης και στο πιθανώς κεκλιμένο κυματικό πεδίο (Kim & Stewart, 2003).

Για τον υπολογισμό της μεταφορικής  $U_{KI}$  και στροφικής  $\Phi_{KI}$  συνιστώσας της κινηματικής αλληλεπίδρασης χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις από τη βιβλιογραφία:

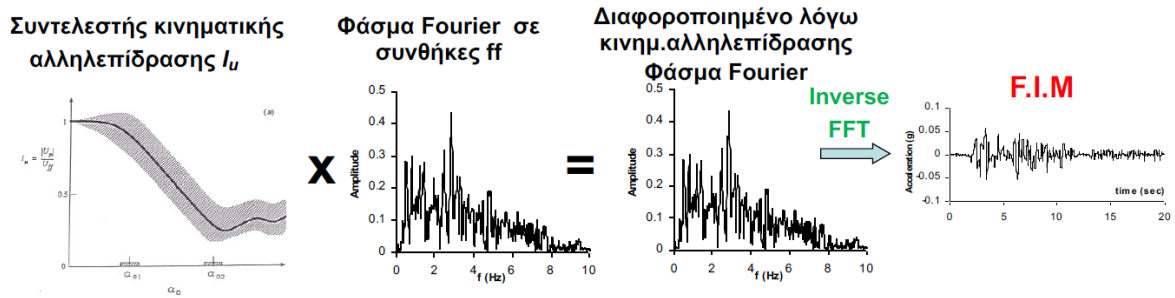
$$U_{KI} = U_{ff} * I_U(\omega) \quad (2.4)$$

$$\Phi_{KI} = \frac{U_{ff}}{r} * I_\Phi(\omega) \quad (2.5)$$

Όπου,

- $U_{ff}$ : Η κίνηση σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου
- $r$ : το μήκος της ισοδύναμης ακτίνας θεμελίωσης
- $I_U(\omega)$ : η συνάρτηση μεταφοράς για τη μεταφορική συνιστώσα
- $I_\Phi(\omega)$ : η συνάρτηση μεταφοράς για τη λικνιστική συνιστώσα

Οι συναρτήσεις μεταφοράς συνδέουν την κίνηση εισαγωγής στη θεμελίωση σε σχέση με την κίνηση στην επιφάνεια του εδάφους σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου. Αρχικά, υπολογίζεται το φάσμα Fourier της κίνησης σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου και στη συνέχεια πολλαπλασιάζεται με τις συναρτήσεις μεταφοράς. Με αυτόν τον τρόπο, προκύπτει το διαφοροποιημένο φάσμα Fourier λόγω της κινηματικής αλληλεπίδρασης, με αντιστροφή του οποίου υπολογίζεται τελικά η διαφοροποιημένη κίνηση εισαγωγής στη θεμελίωση (FIM) (Σχήμα 2-15)



Σχήμα 2-15: Τρόπος υπολογισμού διαφοροποιημένης κίνησης εισαγωγής στη θεμελίωση (FIM) (Πιτιλάκης Δ. , 2022)

### 2.2.4.2. Δυναμικοί δείκτες εμπέδησης

Οι δυναμικοί δείκτες εμπέδησης υποκαθιστούν το σύστημα εδάφους-θεμελίωσης και κατά συνέπεια τα αντίστοιχα ελατήρια και αποσβεστήρες, στα οποία θεωρείται ότι εδράζεται η κατασκευή. Αποτυπώνουν τη δυσκαμψία και την απόσβεση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης. Οι παράγοντες από τους οποίους εξαρτώνται είναι οι εξής:

- Στρωματογραφία (βάθος βραχώδους υποβάθρου)
- Βάθος θεμελίωσης (επιφανειακή, εγκιβωτισμένη)
- Γεωμετρία θεμελίωσης (κυκλική, τετραγωνική, πεδילוδοκός)
- Εδαφικό ιδιότητες ( Vs, G)

Ο μιγαδικός δείκτης εμπέδησης S της θεμελίωσης δίνεται από τη σχέση (Gazetas , 1991):

$$S = K_{dyn} + i * \omega * C \quad (2.6)$$

Όπου,

- $K_{dyn}$ : δείκτης δυναμικής δυσκαμψίας
- $\omega$ : κυκλική ιδιοσυχνότητα
- $C$ : συντελεστής απόσβεσης που εκφράζει τη συνολική απόσβεση του συστήματος (υστερητική και γεωμετρική)

Ο δείκτης δυναμικής δυσκαμψίας δίνεται από τη σχέση:

$$K_{dyn} = K_{stat} * k(\omega) \quad (2.7)$$

Όπου,

- $K_{stat}$ : στατική δυσκαμψία
- $k(\omega)$  : συντελεστής δυναμικής δυσκαμψίας

Τέλος, η συνολική απόσβεση δίνεται από τη σχέση:

$$C = C_{rad} + 2 * \xi * \frac{K_{dyn}}{\omega} \quad (2.8)$$

Όπου,

- $C_{rad}$ : γεωμετρική απόσβεση
- $\xi$  : συντελεστής στερητικής απόσβεσης

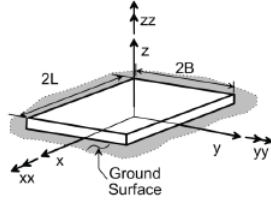
Για τον υπολογισμό των παραμέτρων των δυναμικών δεικτών εμπέδησης μπορούν να χρησιμοποιηθούν διάφοροι πίνακες και σχέσεις που προτείνονται στη βιβλιογραφία. Ενδεικτικά παρατίθενται κάποιοι πίνακες από (NIST, Soil-structure Interaction for Building Structures, Report No. NIST GCR 12-917-21, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, Washington D.C., 2012) και (Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006).

Πίνακας 2-3: Σχέσεις υπολογισμού στατικής δυσκαμψίας για επιφανειακές θεμελιώσεις (NIST, 2012)

Table 2-2a Elastic Solutions for Static Stiffness of Rigid Footings at the Ground Surface		
Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$K_{z, nr} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 3.1 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$K_{z, nr} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Translation along y-axis	$K_{y, nr} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left( \frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	$K_{y, nr} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Translation along x-axis	$K_{x, nr} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$K_{x, nr} = K_{y, nr} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left( 1 - \frac{B}{L} \right)$
Torsion about z-axis	$K_{z, nr} = GB^3 \left[ 4.25 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$	$K_{z, nr} = GJ_i^{0.75} \left[ 4 + 11 \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10.7} \right]$
Rocking about y-axis	$K_{yy, nr} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.73 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$K_{yy, nr} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$
Rocking about x-axis	$K_{xx, nr} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.2 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$K_{xx, nr} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[ 2.4 + 0.5 \left( \frac{B}{L} \right) \right]$

Notes:

Axes should be oriented such that  $L \geq B$ .  
 $I_i$  = area moment of inertia of soil-foundation contact,  
*i* denotes which axis to take the surface around.  
 $J_i = I_x + I_y$  polar moment of inertia of soil-foundation contact surface.  
 $G$  = shear modulus (reduced for large strain effects, e.g., Table 2-1).



Πίνακας 2-4: Σχέσεις υπολογισμού συντελεστή δυναμικής δυσκαμψίας και δείκτη απόσβεσης για επιφανειακή θεμελίωση (NIST, 2012)

Table 2-3a Dynamic Stiffness Modifiers and Radiation Damping Ratios for Rigid Footings (adapted from Pais and Kausel, 1988)		
Degree of Freedom	Surface Stiffness Modifiers	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\alpha_z = 1.0 - \frac{\left( 0.4 + \frac{0.2}{L/B} \right) a_0^2}{\left( \frac{10}{1+3(L/B-1)} \right) + a_0^2}$	$\beta_z = \left[ \frac{4\psi(L/B)}{(K_{z, nr} / GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\alpha_y = 1.0$	$\beta_y = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{yy, nr} / GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\alpha_x = 1.0$	$\beta_x = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{xx, nr} / GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\alpha_{zz} = 1.0 - \frac{\left( 0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1} \right) a_0^2}{\left( \frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)} \right) + a_0^2}$	$\beta_{zz} = \frac{(4/3) \left[ (L/B)^3 + (L/B) \right] a_0^2}{(K_{z, nr} / GB^3) \left[ \left( \frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rocking about y-axis	$\alpha_{yy} = 1.0 - \frac{0.55a_0^2}{\left( \frac{0.6 + 1.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2}$	$\beta_{yy} = \frac{(4\psi/3) (L/B)^3 a_0^2}{(K_{yy, nr} / GB^3) \left[ \left( \frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rocking about x-axis	$\alpha_{xx} = 1.0 - \frac{\left( 0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1} \right) a_0^2}{\left( 2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2}$	$\beta_{xx} = \frac{(4\psi/3) (L/B) a_0^2}{(K_{xx, nr} / GB^3) \left[ \left( 2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

Notes:

Orient axes such that  $L \geq B$ .  
 Soil hysteretic damping,  $\beta_s$ , is additive to foundation radiation damping,  $\beta$ .  
 $a_0 = \omega B / V_s$ ;  $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$ ;  $\psi \leq 2.5$

Πίνακας 2-5: Σχέσεις υπολογισμού της στατικής δυσκαμψίας, του δείκτη δυναμικής δυσκαμψίας και του συντελεστή απόσβεσης για τυχαίο θεμέλιο εδραζόμενο σε επιφανειακά σε ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο (Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006)

Vibration mode	Dynamic stiffness $\mathcal{K} = Kk(\omega)$		Radiation dashpot coefficient $C$ (General shapes)
	Static stiffness $K$	Dynamic stiffness coefficient $k$ (General shape; $0 \leq a_0 \leq 2$ ) <sup>b</sup>	
Vertical, $z$	General shape (foundation-soil contact surface area = $A_b$ with equivalent rectangle $2L \times 2B$ ; $L > B$ ) <sup>a</sup> $K_z = \frac{2GL}{1-\nu} (0.73 + 1.54\chi^{0.75})$ with $\chi = \frac{a_0}{4B}$	Square $L = B$ $K_z = \frac{4.54GB}{1-\nu}$	$k_z = k_z(\frac{L}{B}, \nu, a_0)$ plotted in Graph a $C_z = (\rho V_{1a} A_b) \bar{c}_z$ $\bar{c}_z = \bar{c}_z(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph c
Horizontal, $y$ (lateral direction)	$K_y = \frac{2GL}{1-\nu} (2 + 2.5\chi^{0.85})$	$K_y = \frac{9GB}{2-\nu}$	$k_y = k_y(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph b $C_y = (\rho V_{1a} A_b) \bar{c}_y$ $\bar{c}_y = \bar{c}_y(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph d
Horizontal, $x$ (longitudinal direction)	$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL (1 - \frac{B}{L})$	$K_x = K_y$	$k_x \approx 1$ $C_x \approx \rho V_{1a} A_b$
Rocking, $rx$ (around $x$ axis)	$K_{rx} = \frac{G}{1-\nu} / 0.75 (\frac{I_{bx}}{B})^{0.25} (2.4 + 0.5\frac{B}{L})$ with $I_{bx}$ = area moment of inertia of foundation-soil contact surface around $x$ axis	$K_{rx} = \frac{0.45GB^3}{1-\nu}$	$k_{rx} = 1 - 0.20a_0$ $C_{rx} = (\rho V_{1a} I_{bx}) \bar{c}_{rx}$ $\bar{c}_{rx} = \bar{c}_{rx}(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph e
Rocking, $ry$ (around $y$ axis)	$K_{ry} = \frac{G}{1-\nu} / 0.75 [3(\frac{I_{by}}{B})^{0.15}]$ with $I_{by}$ = area moment of inertia of foundation-soil contact surface around $y$ axis	$K_{ry} = K_{rx}$	$k_{ry} \approx 1 - 0.30a_0$ $\nu \approx 0.5$ : $k_{ry} \approx 1 - 0.25a_0 (\frac{L}{B})^{0.30}$ $C_{ry} = (\rho V_{1a} I_{by}) \bar{c}_{ry}$ $\bar{c}_{ry} = \bar{c}_{ry}(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph f
Torsional	$K_t = GJ_t^{0.75} [4 + 11(1 - \frac{B}{L})^{10}]$ with $J_t = I_{bx} + I_{by}$ , polar moment of inertia of foundation-soil contact surface	$K_t = 8.3GB^3$	$k_t \approx 1 - 0.14a_0$ $C_t = (\rho V_{1a} J_t) \bar{c}_t$ $\bar{c}_t = \bar{c}_t(\frac{L}{B}, a_0)$ plotted in Graph g

<sup>a</sup>Note that as  $L/B \rightarrow \infty$  (strip footing) the theoretical values of  $K_z$  and  $K_y \rightarrow 0$ ; values computed from the two given formulas correspond to footing of  $L/B \approx 20$ .  
<sup>b</sup> $a_0 = \omega B / V_{1a}$ .

### 2.2.4.3. Αδρανειακή αλληλεπίδραση

Εφόσον έχει προσδιοριστεί η διαφοροποιημένη κίνηση εισαγωγής στη θεμελίωση αλλά και οι δυναμικοί δείκτες εμπέδησης, ακολουθεί το στάδιο της αδρανειακής αλληλεπίδρασης.

Κατά την αδρανειακή ανάλυση υπολογίζεται η απόκριση της ανωδομής εδραζόμενης στα ελατήρια και τους αποσβεστήρες που υπολογίστηκαν στο δεύτερο στάδιο και διεγερόμενης υπό την διαφοροποιημένη κίνηση εισαγωγής (FIIM). Με βάση τους (Aviles & Suarez., 2002) έχει αποδειχθεί ότι η αδρανειακή αλληλεπίδραση είναι ιδιαίτερα σημαντική σε σχέση με την κινηματική για συνήθεις κατασκευές με συνήθεις θεμελιώσεις.

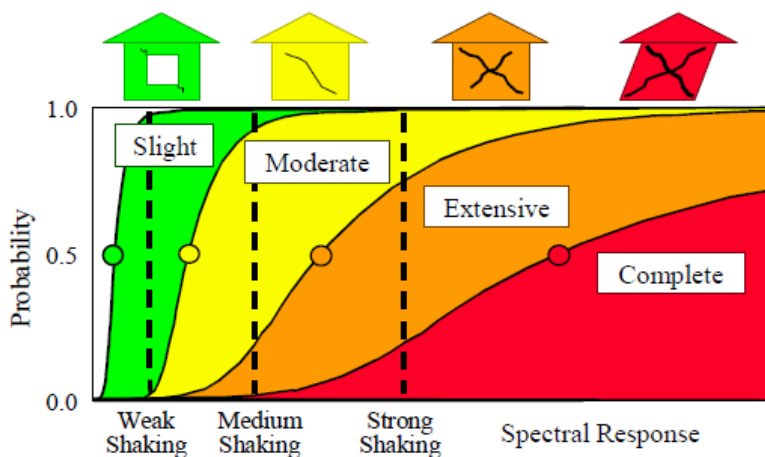
## 2.3. Σεισμική τρωτότητα

Ως φυσική τρωτότητα ή ευαλότητα (vulnerability) ορίζεται ο βαθμός της ευπάθειας των εκτιθέμενων στοιχείων απέναντι σε φυσικούς κινδύνους. Η τρωτότητα των κατασκευών εξαρτάται από διάφορους παράγοντες ανάμεσα στους οποίους συγκαταλέγονται οι εξής:

- Τυπολογία – στατικό σύστημα
- Υλικό δομικών τύπων
- Είδος φόρτισης και επιλογή κατάλληλων δεικτών μέτρησης της έντασης (IM) (intensity Measures)
- Επιλογή ορίων και επιπέδων βλάβης (DS Damage States) για κάθε τυπολογία και είδος κατασκευής
- Μέθοδος ανάλυσης

Προκειμένου να εκτιμηθεί η σεισμική τρωτότητα, χρησιμοποιούνται οι καμπύλες τρωτότητας ή θραυστότητας (fragility curves), οι οποίες εκφράζονται σε όρους πιθανότητας. Αντιπροσωπεύουν την πιθανότητα υπέρβασης μιας προκαθορισμένης στάθμης βλάβης, ως συνάρτηση μιας παραμέτρου, η οποία περιγράφει την απόκριση της κατασκευής υπό σεισμική διέγερση δεδομένης έντασης (Crowley,

Pinho,, & Uilenreef, 2019a). Ουσιαστικά, οι καμπύλες τρωτότητας εξαρτώνται από δύο παραμέτρους, την παράμετρο της σεισμικής έντασης (IM) και την παράμετρο των βλαβών που θα προκληθούν. Στο Σχήμα 2-16 απεικονίζεται ένα παράδειγμα καμπυλών τρωτότητας για 4 διαφορετικές στάθμες βλάβης (slight, moderate, extensive, complete). Όπως γίνεται εμφανές, για καθένα από τα τρία διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης (weak, medium and strong shaking) διαφοροποιούνται οι πιθανότητες να εμφανιστεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης.



Σχήμα 2-16: Καμπύλες τρωτότητας για τις τέσσερις στάθμες βλάβης (slight, moderate, extensive, complete) (NIBS, 2004)

### 2.3.1.1. Μέθοδοι εκτίμησης σεισμικής τρωτότητας

Οι κυριότερες μέθοδοι εκτίμησης της σεισμικής τρωτότητας περιγράφονται αναλυτικά στη συνέχεια και είναι οι εξής :

- Εμπειρικές μέθοδοι
- Αναλυτικές μέθοδοι
- 
- Υβριδικές μέθοδοι
- Πειραματικές μέθοδοι

Όσον αφορά τις εμπειρικές μεθόδους, περιλαμβάνουν συνήθως έναν οπτικό έλεγχο των προς αποτίμηση κατασκευών. Βασίζονται στη στατιστική επεξεργασία στοιχείων από παλαιότερους σεισμικούς κραδασμούς. Διακρίνονται α) στις μεθόδους ταξινόμησης, την ένταξη δηλαδή κάθε κατασκευής σε μια συγκεκριμένη κατηγορία τρωτότητας αλλά και β) σε μεθόδους αξιολόγησης, την βαθμολόγηση δηλαδή της κατασκευής σε σχέση με τη σεισμική επάρκεια της χρησιμοποιώντας ένα κατάλληλο σύνολο εμπειρικών κριτηρίων. Το πλεονέκτημα των συγκεκριμένων μεθόδων έγκειται στο ότι οι καμπύλες τρωτότητας προκύπτουν από την πραγματική συμπεριφορά των κατασκευών (Πιτιλάκης & Αργυρούδης, 2022).

Η πλέον ακριβέστερη αλλά ταυτόχρονα απαιτητική μέθοδος για την εκτίμηση των καμπυλών τρωτότητας αποτελεί η αναλυτική μέθοδος. Εφαρμόζεται συνήθως σε μεμονωμένα κτίρια όταν χρειάζονται λεπτομερή στοιχεία. Κατά την διενέργεια των αναλυτικών μεθόδων αρχικά προσδιορίζονται οι παράμετροι έντασης και στη συνέχεια προσομοιώνεται η κατασκευή με το καταλληλότερο αριθμητικό μοντέλο. Ακολουθεί η ανάλυση του μοντέλου με κατάλληλη υπολογιστική διαδικασία και τέλος η μετεπεξεργασία των αποτελεσμάτων ανάλυσης, ώστε με βάση τις δομικές

παραμέτρους να εκτιμηθεί ο βαθμός βλάβης τόσο στο κάθε στοιχείο αλλά και στο σύνολο της κατασκευής. Για τη διενέργεια της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης δύναται να χρησιμοποιηθούν είτε φυσικά είτε τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα (Πιτιλάκης & Αργυρούδης, 2022). Ο κύριος στόχος των παραπάνω μεθόδων είναι η όσο το δυνατόν καλύτερη προσέγγιση της πραγματικής ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Για να μπορέσει να επιτευχθεί αυτό θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν τουλάχιστον τρία επιταχυνσιογραφήματα κατά την ανελαστική δυναμική ανάλυση, εφόσον μια ανελαστική απόκριση επηρεάζεται από τα χαρακτηριστικά της εκάστοτε χρονοϊστορίας. Να σημειωθεί ότι στη παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκαν 11 πραγματικές σεισμικές καταγραφές.

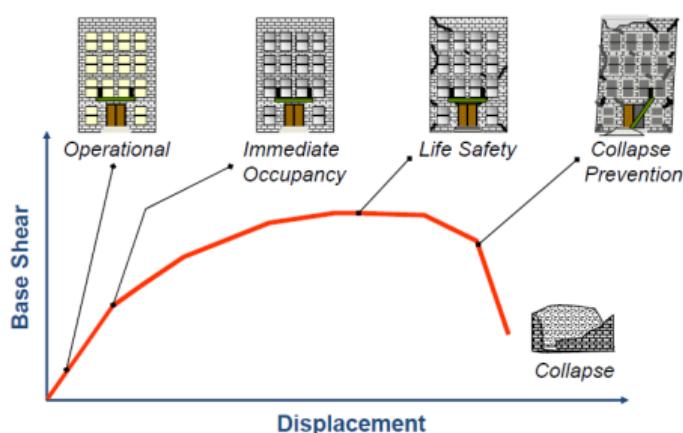
Οι υβριδικές μέθοδοι, όπως υποδηλώνει και το όνομά τους, συνδυάζουν τόσο τις εμπειρικές όσο και τις αναλυτικές μεθόδους. Στόχος των μεθόδων αυτών είναι η εξάλειψη των μειονεκτημάτων της εκάστοτε μεθόδου και η δημιουργία καμπυλών τρωτότητας που να ανταποκρίνονται όσο το δυνατόν περισσότερο στην πραγματικότητα.

Τέλος, οι πειραματικές μέθοδοι απαρτίζονται από ένα σύνολο είτε επί τόπου είτε εργαστηριακών δοκιμών προκειμένου να προσδιοριστούν τα χαρακτηριστικά της εξεταζόμενης κατασκευής. Σε αρκετές περιπτώσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν συμπληρωματικά με τις αναλυτικές μεθόδους που αναφέρθηκαν παραπάνω.

### 2.3.1.2. Στάθμες βλάβης

Με βάση όσα αναφέρθηκαν περί καμπυλών τρωτότητας, γίνεται αντιληπτό ότι για τον υπολογισμό τους απαιτείται η επιλογή τριών (3) βασικών παραμέτρων: α) των σταθμών βλάβης, β) της παραμέτρου βλάβης και γ) του μέτρου έντασης. Αρχικά, οι στάθμες βλάβης, αποτελούν τα κριτήρια επιτελεσματικότητας με βάση τα οποία ορίζονται τα όρια μεταξύ των διαφορετικών καταστάσεων βλάβης. Στη διεθνή βιβλιογραφία οι στάθμες βλάβης αναφέρονται ως Damage States (DS). Για παράδειγμα, η (FEMA 273, 1997) ορίζει τέσσερις στάθμες βλάβης, οι οποίες απεικονίζονται στο Σχήμα 2-17.

- Operational-(OP) : αμελητέες βλάβη στην κατασκευή
- Immediate Occupancy-(IO): άμεση χρήση μετά το σεισμό
- Life safety-(LS): Προστασία ζωής
- Collapse Prevention-(CP): αποφυγή οίονει κατάρρευσης



Σχήμα 2-17: Καμπύλη αντίστασης και στάθμες επιτελεσματικότητας κατά (FEMA 273, 1997)



### 2.3.1.1. Μέτρο έντασης

Ως μέτρο έντασης (*Intensity Measure-IM*) ορίζεται το χαρακτηριστικό της σεισμικής εδαφικής κίνησης το οποίο επιλέγεται για την ποσοτικοποίηση της έντασης του σεισμού. Έχουν προταθεί διάφορα μέτρα έντασης όπως η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA, η μέγιστη εδαφική ταχύτητα PGV, η φασματική επιτάχυνση της κατασκευής με απόσβεση 5% Sa, η διάρκεια της σεισμικής διέγερσης κ.α. Η επιλογή της παραμέτρου σεισμικής έντασης εξαρτάται από:

- την τυπολογία της κατασκευής
- τη μέθοδο ανάλυσης τρωτότητας
- την ικανότητα να περιγράψει καλά την τρωτότητα μιας κατασκευής σε ικανό στατιστικό δείγμα. Δεν ταιριάζουν όλες οι πιθανές παράμετροι σε όλες κατασκευές. Κάποιες είναι στατιστικά και φυσικώς πιο αποτελεσματικές

### 2.3.1.2. Παράμετροι βλάβης και δείκτης βλάβης

Ως παράμετρος βλάβης (*Engineering Demand Parameter-EDP*) ορίζεται η παράμετρος η οποία θα χρησιμοποιηθεί για την κατάδειξη του επιπέδου των βλαβών. Οι συγκεκριμένες παράμετροι χαρακτηρίζονται ως δομικές και ποικίλουν. Ενδέχεται να είναι ανηγμένες παραμορφώσεις, καμπυλότητες, στροφές, μετακινήσεις ή σχετικά βέλη ορόφων. Επίσης θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η οικονομική παράμετρος δηλαδή το κόστος αποκατάστασης προς το κόστος ανακατασκευής.

Συχνά η παράμετρος βλάβης (EDP) συγχέεται με τον όρο δείκτη βλάβης (*dm*). Ο δείκτης βλάβης σχετίζεται συνήθως με το κόστος επισκευής προς το κόστος αντικατάστασης και εκφράζεται βάσει της ακόλουθης σχέσης:

$$d_{mj} = \sum_{i=1}^4 P_{ij} * d_i \quad (2.9)$$

Όπου,

- $d_{mj}$ : ο δείκτης βλάβης (λαμβάνοντας τιμές από 0: καμία βλάβη έως 1: «οιωνεί» κατάρρευση) που αντιστοιχεί σε επίπεδο IM j
- $P_{ij}$ : η διακριτή πιθανότητα βλάβης για κάθε στάθμη βλάβης
- $d_i$ : ο δείκτης βλάβης σε κάθε μία από τις καθορισμένες στάθμες βλάβης

### 2.3.1.3. Υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, οι καμπύλες τρωτότητας περιγράφουν την πιθανότητα η βλάβη μιας κατασκευής να είναι ίση ή μεγαλύτερη από ένα ορισμένο επίπεδο βλάβης, για μια δεδομένη σεισμική ένταση. Για τη δημιουργία των καμπυλών τρωτότητας χρησιμοποιείται η λογαριθμική συνάρτηση κατανομής η οποία περιγράφεται από τη σχέση (Ibarra & Krawinkler, 2005) :

$$P(DS|IM) = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \ln(\overline{IM})}{\beta}\right) \quad (2.10)$$

Όπου,

- $\Phi$ : η συνάρτηση της τυπικής κανονικής αθροιστικής κατανομής
- $IM$ : το μέτρο έντασης του κινδύνου

- $\overline{IM}$  : η διάμεσος τιμή του μέτρου έντασης του κινδύνου, που απαιτείται για να προκληθεί η DS στάθμη βλάβης
- $\beta$  : η τυπική απόκλιση του φυσικού αλγορίθμου του παραπάνω μέτρου έντασης, η οποία χαρακτηρίζει τη συνολική διαφορά που σχετίζεται με κάθε καμπύλη τρωτότητας
- $DS$  : η στάθμη βλάβης

Κατά τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας υπεισέρχονται αβεβαιότητες, οι οποίες προσδιορίζονται μέσω της παραμέτρου  $\beta$ . Η συνολική αβεβαιότητα οποιασδήποτε δεδομένης οριακής κατάστασης, περιγράφεται από την ακόλουθη σχέση, λαμβάνοντας υπόψη και τις 3 πηγές αβεβαιότητας (NIBS, 2004):

$$\beta = \sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2 + \beta_{DS}^2} \quad (2.11)$$

Όπου,

- $\beta_d$ : αβεβαιότητα στη σεισμική απαίτηση και στα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης σεισμικής φόρτισης (υπολογίζεται από τη διασπορά των αποτελεσμάτων των αναλογιστικών δυναμικών αναλύσεων)
- $\beta_c$ : αβεβαιότητα στην αντοχή και διαθέσιμη απόκριση της κατασκευής
  - Για κτίρια παλιών κανονισμών  $\beta=0.30$  Hazus (NIBS, 2004)
  - Για κτίρια ΕΑΚ ή παρόμοια  $\beta=0.25$  Hazus (NIBS, 2004)
- $\beta_{DS}$  : αβεβαιότητα στον ορισμό των σταθμών βλάβης
  - Για όλα τα κτίρια και όλες τις στάθμες βλάβης  $\beta=0.40$  Hazus (NIBS, 2004)

Στο κεφάλαιο 5 θα παρουσιαστεί αναλυτικά η διαδικασία σχεδιασμού καμπυλών τρωτότητας για τα υπό μελέτη μεταλλικά πλαίσια (MRF και CBF).



## Κεφάλαιο 3<sup>ο</sup>

### Αριθμητική προσομοίωση εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η εκτίμηση της επιρροής της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής αλλά και της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους στην απόκριση μεταλλικών κατασκευών. Για το λόγο αυτό εξετάστηκαν εξιδανικευμένα 2D διώροφα μεταλλικά πλαίσια (MRF και CBF) ενός ανοίγματος. Τα χαλύβδινα πλαίσια προσομοιώθηκαν τόσο επί πακτωμένης βάσης όσο και επί μη γραμμικών ελατηρίων τύπου BNWF (Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation), λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του εδάφους και στις δύο περιπτώσεις. Στις ενότητες που ακολουθούν περιγράφονται τα λογισμικά αλλά και η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την προσομοίωση του συστήματος εδάφους-κατασκευής.

#### 3.1. Λογισμικά προσομοίωσης (OpenSees & Frame-Modeler 2D)

Το υπολογιστικό εργαλείο που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση των μοντέλων και τη διεξαγωγή των αναλύσεων είναι το λογισμικό OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), το οποίο έχει αναπτυχθεί στο πανεπιστήμιο του Berkeley της California. Πρόκειται για ένα λογισμικό ανοικτού κώδικα, με το οποίο επιτυγχάνεται η προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης δομικών και γεωτεχνικών συστημάτων μέσω πεπερασμένων στοιχείων. Είναι κυρίως γραμμένο σε γλώσσα προγραμματισμού C++ και χρησιμοποιεί αρκετές αριθμητικές βιβλιοθήκες Fortran για την επίλυση γραμμικών εξισώσεων (OpenSees (Open System for Earthquake Engineering)). Προσφέρει μια πληθώρα αλγορίθμων και διαδικασιών ανάλυσης μη γραμμικών προβλημάτων, τόσο για δυναμικά όσο και για στατικά φορτία.

Για τη δημιουργία των μοντέλων στο OpenSees, χρησιμοποιείται ένα αρχείο κώδικα που βασίζεται στη γλώσσα προγραμματισμού TCL. Μέσα στο συγκεκριμένο αρχείο παρέχονται όλες οι πληροφορίες που χρειάζονται για να περιγραφεί η γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά των υπό μελέτη συστημάτων καθώς και για να οριστούν οι τύποι ανάλυσης (στατική ή δυναμική) που θα υλοποιηθούν. Το OpenSees είναι πρόγραμμα χωρίς γραφικό περιβάλλον, οπότε δεν παρέχεται η δυνατότητα οπτικής εποπτείας του μοντέλου από τον εκάστοτε χρήση.

Για την προσομοίωση των μεταλλικών κατασκευών χρησιμοποιήθηκε, επίσης, ένα αυτόνομο λογισμικό ανοικτού κώδικα βασισμένο στη γλώσσα προγραμματισμού MATLAB. Το λογισμικό αυτό ονομάζεται Frame Modeler-2D (FM-2D) και στοχεύει στην επιτάχυνση της αριθμητικής μοντελοποίησης και ανάλυσης κτιρίων από χαλύβδινο σκελετό. Κάνοντας χρήση του λογισμικού OpenSEES, που αναλύθηκε προηγουμένως, δημιουργεί δισδιάστατα αριθμητικά μοντέλα μεταλλικών κτιρίων και πραγματοποιεί ένα πλήθος μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης.

#### 3.2. Προσομοίωση μεταλλικών πλαισίων

Στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία, μελετήθηκε ένα μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF) καθώς και ένα μεταλλικό πλαίσιο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF). Τα εν λόγω πλαίσια αποτελούνται από δύο (2) ορόφους και ένα άνοιγμα και το υλικό από τα οποία είναι κατασκευασμένα είναι δομικός χάλυβας. Όσον αφορά τα ύψη των ορόφων, ο πρώτος όροφος (από τη στάθμη του εδάφους έως τη στάθμη της πρώτης πλάκας) έχει ύψος 4.6 m και ο δεύτερος (από τη στάθμη της πρώτης έως τη στάθμη της δεύτερης πλάκας) έχει ύψος 3.7 m. Ο φέρων οργανισμός των πλαισίων αποτελείται από μεταλλικές δοκούς και μεταλλικά υποστυλώματα, οι διατομές των οποίων φαίνονται στον Πίνακα 3-1.

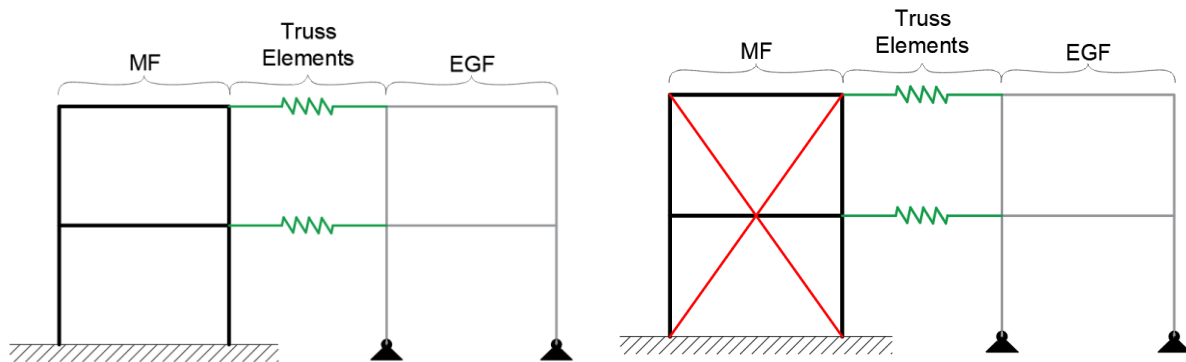
Πίνακας 3-1: Επιλεγθείσες διατομές δοκών και υποστυλωμάτων ανά όροφο (American Wide Flange Beams ASTM A6)

Όροφος	Ύψος (m)	Διατομή στύλων	Διατομή δοκών
1	4.6	W24x131	W27x102
2	3.7	W24x131	W27x102

- Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα :  $E_s=205 \text{ kN/mm}^2$
- Αντοχή διαρροής χάλυβα :  $F_y=0.345 \text{ kN/mm}^2$
- Λόγος του Poisson :  $\nu=0.40$

Τα χαλύβδινα υποστυλώματα είναι συνδεδεμένα στο σύστημα θεμελίωσης μέσω μεταλλικής πλάκας έδρασης και κοχλιώσεων. Η θεμελίωση αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα οπλισμένου σκυροδέματος χωρίς συνδετήριες δοκούς. Πιο συγκεκριμένα, το πλάτος της τετραγωνικής θεμελίωσης είναι 3.50 m, το βάθος της ισούται με 1 m και το υλικό είναι τυπικό οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37.

Για την προσομοίωση των πλαισίων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Frame-2D σε συνδυασμό με το λογισμικό ανοικτού κώδικα OpenSees. Το λογισμικό εξιδανικεύει ένα δεδομένο κτίριο από χαλύβδινο σκελετό ως δισδιάστατο αριθμητικό μοντέλο, προκειμένου να μειωθεί το υπολογιστικό κόστος. Ειδικότερα το εξιδανικευμένο μοντέλο αποτελείται από τα κύρια πλαίσια που αντιστέκονται σε πλευρική δύναμη στην εξεταζόμενη διεύθυνση και από ένα ισοδύναμο βαρυτικό πλαίσιο (EGF) για την προσομοίωση των φαινομένων P-δ (Σχήμα 3-1). Τα κύρια πλαίσια (MF) μπορεί να είναι είτε MRF είτε CBF.

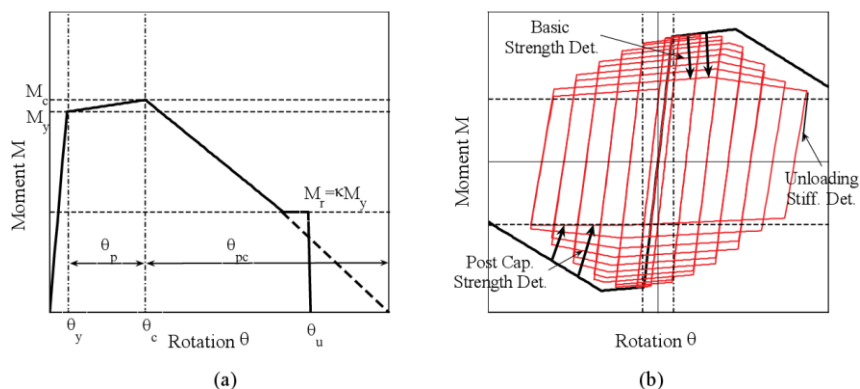


Σχήμα 3-1: Δισδιάστατη προσομοίωση πλαισίων (MRF αριστερά και CBF δεξιά) βάσει (Dr. Ahmed Elkady, 2021)

Τόσο οι δοκοί όσο και τα υποστυλώματα των κυρίων πλαισίων, μοντελοποιούνται ως ελαστικά στοιχεία με μη γραμμικά στροφικά ελατήρια («zero-length») στα άκρα τους (Σχήμα 3-2). Τα ελατήρια αντιπροσωπεύουν τη μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής και σε αυτά αποδίδεται το μοντέλο συμπεριφοράς Modified Ibarra-Medina-Krawinkler (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005) (Lignos & Krawinkler, 2011) (Σχήμα 3-3). Το μοντέλο αυτό προσομοιώνει ρητά την κυκλική απομείωση της καμπτικής αντοχής και δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων του μεταλλικού πλαισίου.



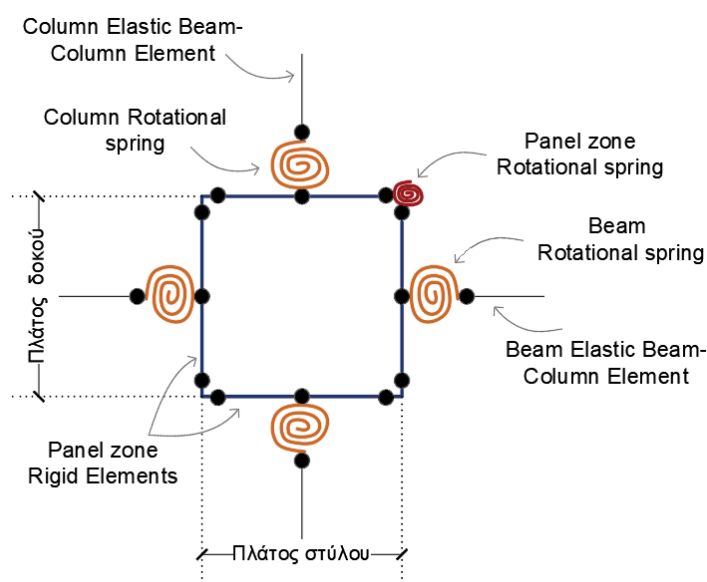
Σχήμα 3-2: Ελαστικό στοιχείο δοκού-υποστυλώματος με στροφικά ελατήρια στα άκρα



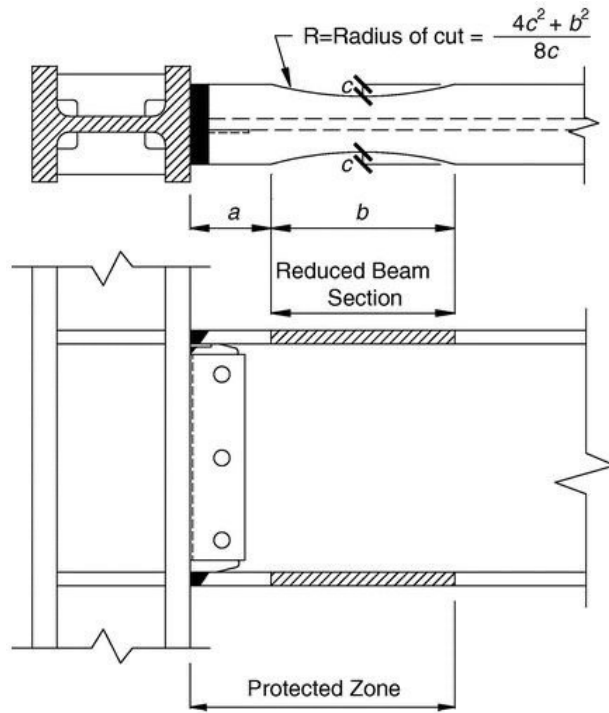
Σχήμα 3-3: Τροποποιημένο μοντέλο κατά (Ibarra & Krawinkler, 2005)

Οι συνδέσεις των μελών (δοκών-υποστυλωμάτων) αποτελούν ένα πολύ σημαντικό κεφάλαιο στον αντισεισμικό σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών. Στην περίπτωση των MRF θα χρησιμοποιηθούν δοκοί με μειωμένη διατομή (RBS)(Σχήμα 3-5) και στην περίπτωση των CBF, χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας (Σχήμα 3-6). Οι δοκοί μειωμένης διατομής προσδίδουν σημαντική πλευρική δυσκαμψία στην κατασκευή και εξασφαλίζουν ότι ο σχηματισμός της πλαστικής άρθρωσης θα συμβεί μακριά από τα υποστυλώματα, προστατεύοντας την ακεραιότητά τους.

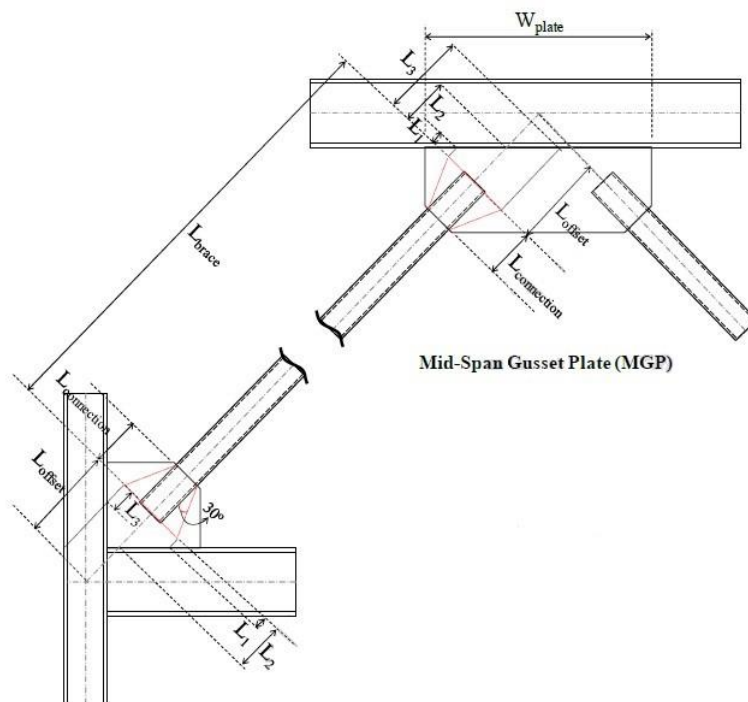
Τα panel zone αποτελούν την περιοχή που τέμνονται οι δοκοί και τα υποστυλώματα και μοντελοποιούνται σύμφωνα με την προσέγγιση των (Gurta & Krawinkler, 1999), με τη χρήση του τριγωνικού μοντέλου ζωνών-πλαισίων του (Krawinkler, 1978). Το panel zone παραμορφώνεται κυρίως σε διάτμηση λόγω των αντίθετων ροπών που αναπτύσσονται στις δοκούς και στα υποστυλώματα. Για να αποτυπωθούν αυτές οι παραμορφώσεις, χρησιμοποιείται ένα ορθογώνιο που αποτελείται από οκτώ πολύ άκαμπτα ελαστικά στοιχεία δοκού-υποστυλώματος και ένα στοιχείο μηδενικού μήκους που χρησιμεύει ως περιστροφικό ελατήριο για να αναπαραστήσει τις διατμητικές παραμορφώσεις ( Σχήμα 3-4).



Σχήμα 3-4: Προσομοίωση Panel Zone (FRAME MODELER 2D, An Open Source Platform for the 2-Dimensional Modeling and Seismic)

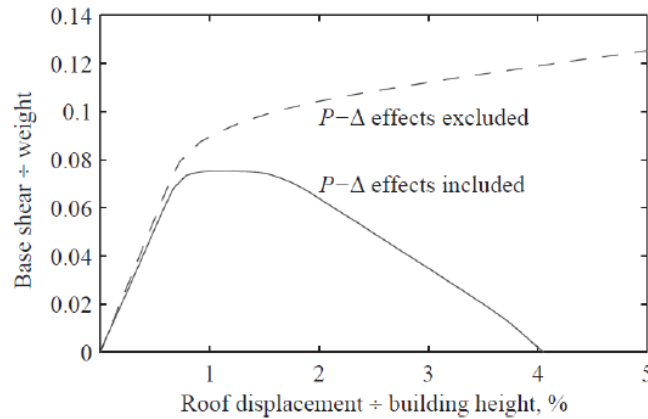


Σχήμα 3-5: Σύνδεση μειωμένης διατομής δοκού (RBS) (NIST, 2010)



Σχήμα 3-6: Γεωμετρικές παράμετροι που χρησιμοποιούνται για τον καθορισμό της σύνδεσης στήριξης CBF (FRAME MODELER 2D, An Open Source Platform for the 2-Dimensional Modeling and Seismic)

Επιπλέον, ένα ισοδύναμο πλαίσιο με φορτία βαρύτητας συνδέεται με τα χαλύβδινα πλαίσια μέσω αξονικά अपαραμόρφωτων συνδέσμων για να προσομοιωθούν οι αποσταθεροποιητικές επιδράσεις της βαρύτητας στην απόκριση των πλαισίων. Τα φαινόμενα δευτέρας τάξης επηρεάζουν σημαντικά την σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών στην ανελαστική τους περιοχή. Η ανάλυση μια κατασκευής που δεν περιλαμβάνει την επιρροή των φαινομένων P-δ, μπορεί να οδηγήσει σε λανθασμένα αποτελέσματα (Σχήμα 3-7).

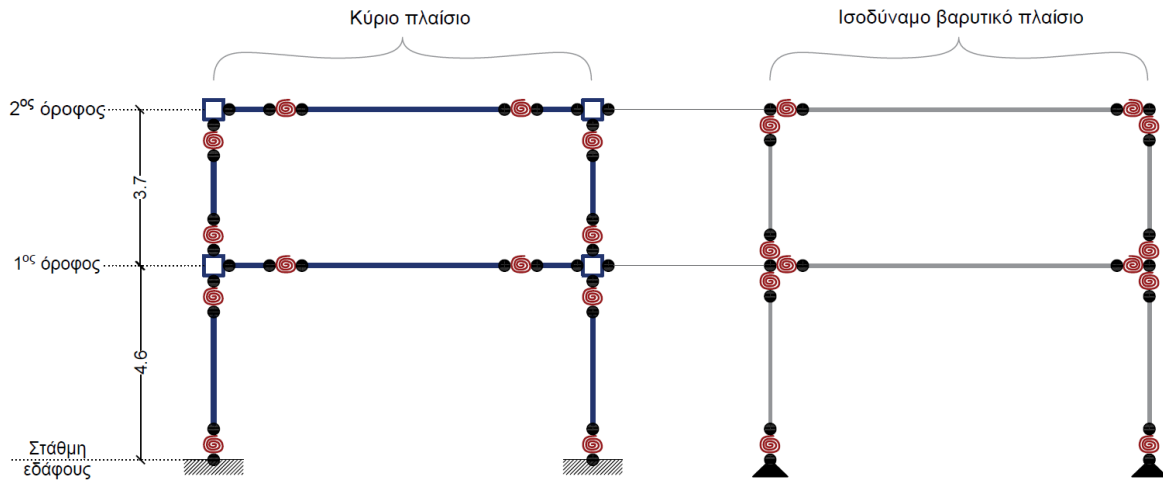


Σχήμα 3-7: Αποτελέσματα αναλύσεων με και χωρίς την επιρροή των P-Δ φαινομένων για το ίδιο κτίριο (Chopra 2007)

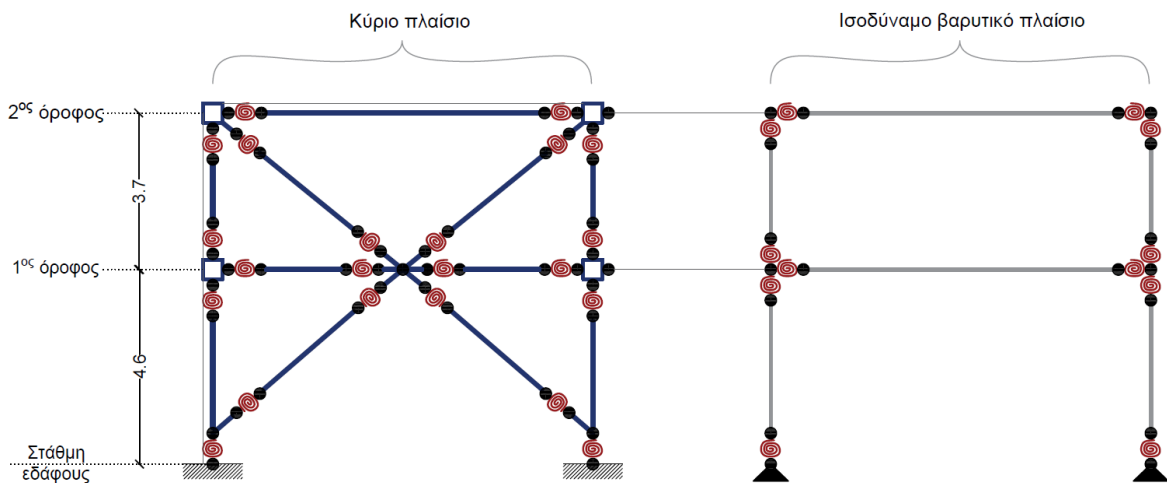
Οι στύλοι που απαρτίζουν το ισοδύναμο βαρυτικό πλαίσιο, προσομοιώνονται ως ελαστικά στοιχεία δοκού-υποστυλώματος. Η τιμή της ροπής αδράνειας τους είναι περίπου δύο τάξεις μεγέθους μεγαλύτερη από την αντίστοιχη των στύλων του κύριου πλαισίου ώστε να αντιπροσωπεύουν τη συνολική επίδραση όλων των στύλων βαρύτητας. Η σύνδεση των συγκεκριμένων υποστυλωμάτων με τα σημεία τομής με τις δοκούς επιτυγχάνεται με περιστροφικά ελατήρια μηδενικού μήκους, με πολύ μικρές τιμές ακαμψίας, έτσι ώστε οι στύλοι να μην προσελκύουν σημαντικές ροπές (OpenSees wiki). Το ισοδύναμο πλαίσιο βαρύτητας συνδέεται με την υπόλοιπη κατασκευή μέσω άκαμπτων στοιχείων δοκού (truss elements), που έχουν απελευθέρωση στροφών στα δύο άκρα τους.

Η υστερητική απόσβεση υλικού της κατασκευής προσομοιώθηκε μέσω του μοντέλου γραμμικής απόσβεσης κατά Rayleigh. Βάσει του συγκεκριμένου μοντέλου, η απόσβεση θεωρείται ανάλογη της συχνότητας ενώ στην πραγματικότητα παραμένει σταθερή. Για να είναι λοιπόν όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική η προσομοίωση, επιλέγονται δύο τιμές συχνότητων στις οποίες η απόσβεση κατά Rayleigh θα διατηρείται σταθερή. Επιλέχθηκε λόγος απόσβεσης 2% για την πρώτη και δεύτερη ιδιοπερίοδο του πακτωμένου πλαισίου.

Με βάση όλα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, προσομοιώθηκαν τα υπό μελέτη μεταλλικά πλαίσια, η σχηματική αναπαράσταση των οποίων φαίνεται στα παρακάτω σχήματα (Σχήμα 3-8 και Σχήμα 3-9). Η προσέγγιση είναι σύμφωνη με προηγούμενες σχετικές μελέτες για χαλύβδινα πλαίσια (Elkady & Lignos, 2015).



Σχήμα 3-8: Σχηματική αναπαράσταση μεταλλικού πλαισίου ροπής (MRF)



Σχήμα 3-9: Σχηματική αναπαράσταση μεταλλικού πλαισίου με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας

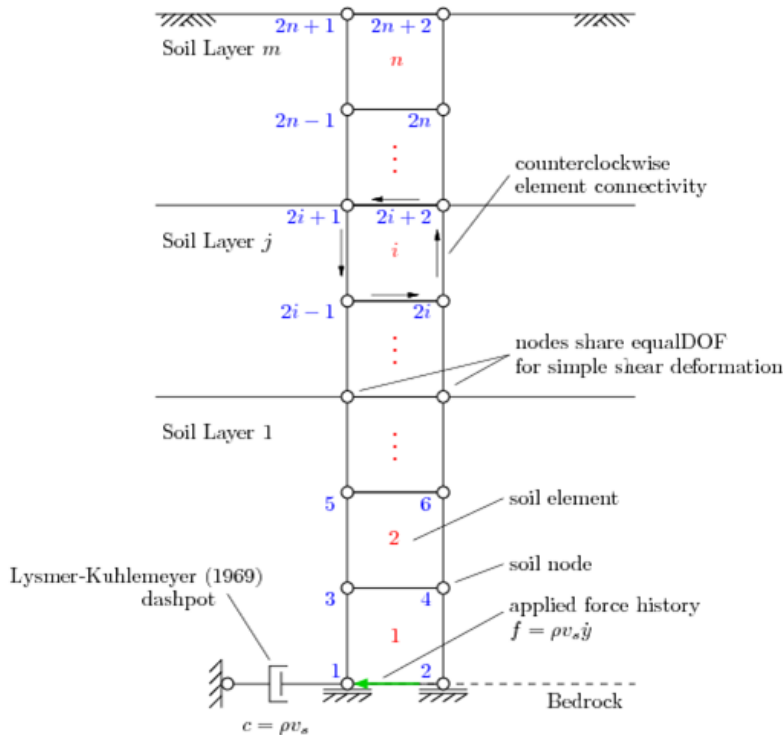
### 3.3. Προσομοίωση εδαφικής στήλης

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους στην εκτίμηση της τρωτότητας των μεταλλικών κατασκευών, επιλέχθηκαν έξι (6) διαφορετικά αργιλικά προφίλ. Τα προφίλ χαρακτηρίζονται από διαφορετικές ταχύτητες διατμητικών κυμάτων στα πρώτα 30 m βάθους ( $V_{s,30}$ ), καλύπτοντας ποιοτικά το εύρος από πολύ σκληρή έως πολύ μαλακή άργιλο. Τα χαρακτηριστικά του εδάφους επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την απόσβεση του γεωτεχνικού τμήματος της θεμελίωσης, δηλαδή το σύστημα εδάφους- θεμελίωσης (NIST, 2012). Ο Πίνακας 5-1 παρουσιάζει τα προφίλ εδάφους που εξετάστηκαν ως προς την αντίστοιχη ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $V_{s,30}$ .

Πίνακας 3-2: Εδαφικά Προφίλ

Εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ						
No.	1	2	3	4	5	6
$V_{s,30}$ (m/s)	450	360	300	250	180	150
Type (EC8)	B	C	C	C	D	D

Το εδαφικό προφίλ πάνω στο οποίο εδράζεται η εκάστοτε μεταλλική κατασκευή προσομοιώνεται με πεπερασμένα επιφανειακά στοιχεία, χρησιμοποιώντας το OpenSees. Ως παράδειγμα αναφοράς για την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκε το «Site Response Analysis of a Layered Soil Column (Total Stress Analysis)» από το OpenSees wiki (OpenSees wiki). Στο Σχήμα 3-10 δίνεται μια σχηματική αναπαράσταση του μοντέλου εδαφικής στήλης.



Σχήμα 3-10: Προσομοίωση εδαφικής στήλης (OpenSees wiki)

Πιο συγκεκριμένα, τα δισδιάστατα στοιχεία «Quad» με δύο βαθμούς ελευθερίας, χρησιμοποιούνται για τη μοντελοποίηση ενός ψευδό-1D εδαφικού προφίλ (Σχήμα 3-10). Οι δύο κόμβοι στη βάση της εδαφικής στήλης είναι πακτωμένοι κατά την κατακόρυφη διεύθυνση λόγω της ύπαρξης του βραχώδους υποβάθρου ενώ κατά την οριζόντια διεύθυνση συνδέονται μεταξύ τους μέσω της εντολής «equalDOF», για να έχουν κοινή κατακόρυφη και οριζόντια μετακίνηση. Η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους λήφθηκε υπόψη μέσω του υλικού «PressureIndependMultiYield», το οποίο αφορά αργιλικό έδαφος.

Χρησιμοποιείται ένα μεμονωμένο στοιχείο μηδενικού μήκους «zerolength» για τον ορισμό του αποσβεστήρα (dashpot) κατά (LysmerJ. & Kuhlemeyer, 1969), με υλικό ιξώδους συμπεριφοράς («viscous uniaxial material»). Επομένως, η κίνηση εισαγωγής στη βάση του εδαφικού προφίλ ορίζεται σε όρους ταχύτητας. Η αντίστοιχη χρονοϊστορία σε όρους δύναμης προκύπτει πολλαπλασιάζοντας τις γνωστές χρονοϊστορίες ταχύτητας με έναν σταθερό παράγοντα που έχει οριστεί ως το γινόμενο του



εμβαδού της βάσης της στήλης του εδάφους με το ειδικό βάρος και την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων του υποκείμενου βράχου.

Το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων προσδιορίζεται εξασφαλίζοντας ότι επαρκής αριθμός στοιχείων (>10) «χωρούν» στο μήκος κύματος του εξεταζόμενου σεισμού. Αυτό εγγυάται ότι το μοντέλο είναι επαρκώς «τεμαχισμένο», έτσι ώστε τα επιθυμητά χαρακτηριστικά των κυμάτων που διαδίδονται να συνεκτιμώνται πλήρως κατά τη διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης.

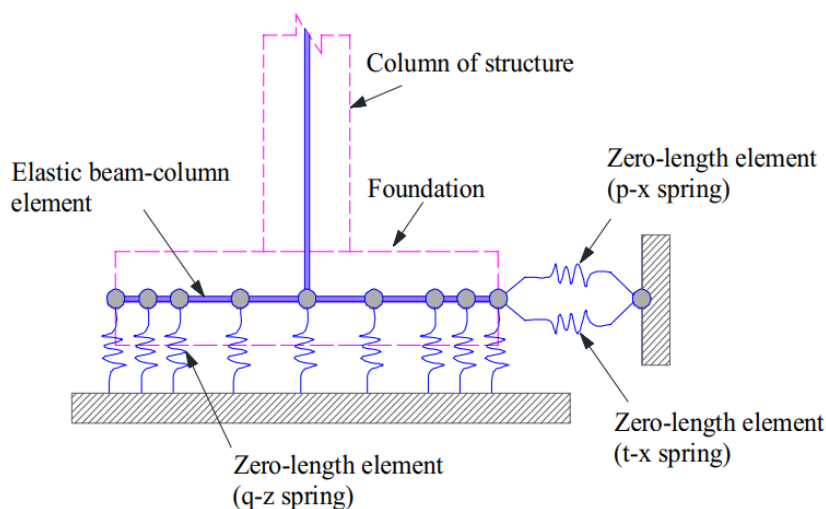
Το μοντέλο της εδαφικής στήλης υποβάλλεται σε μονοδιάστατη ανάλυση, για τη μεταφορά των σεισμικών διεγέρσεων από το βραχώδες υπόβαθρο προς την ελεύθερη επιφάνεια. Ουσιαστικά, με το πέρας κάθε δυναμικής ανάλυσης, προκύπτουν οι χρονοσειρές της επιτάχυνσης που αντιστοιχούν σε συνθήκες ελευθερίου πεδίου.

Στόχος της εργασίας είναι η επισήμανση της επιρροής τόσο της αλληλεπίδρασης όσο και της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους. Για το λόγο αυτό, οι μεταλλικές κατασκευές αναλύθηκαν με την καταγραφή της εδαφικής κίνησης σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

### 3.4. Προσομοίωση συστήματος εδάφους - θεμελίωσης

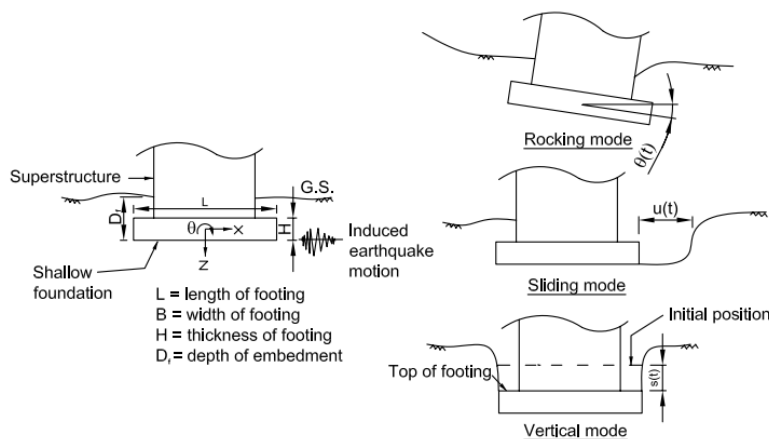
Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης, χρησιμοποιείται το μοντέλο Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation (BNWF) (Harden & Hutchinson, 2009). Πρόκειται για ένα απλοποιημένο μοντέλο, το οποίο κατασκευάστηκε με βάση τη μέθοδο της αποσύζευξης και του οποίου οι παράμετροι έχουν βαθμονομηθεί μέσω πειραμάτων φυγοκέντρωσης (Harden & Hutchinson, 2009).

Για να επιτευχθεί η προσομοίωση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης με τη μέθοδο BNWF χρησιμοποιείται η εντολή *ShallowFoundationGen*, η οποία είναι ενσωματωμένη στο λογισμικό *OpenSees*. Όπως φαίνεται στο (Σχήμα 3-11), το μοντέλο θεμελίωσης αποτελείται από κατακόρυφα ανεξάρτητα μη γραμμικά ελατήρια που βρίσκονται σε μικρή απόσταση μεταξύ τους καθώς επίσης και από δύο οριζόντια ελατήρια. Τα κατακόρυφα ελατήρια (*q-z springs*) είναι κατανομημένα κατά μήκος του θεμελίου και προσομοιώνουν τις πλευρικές, κατακόρυφες και στρωφικές παραμορφώσεις του συστήματος (Σχήμα 3-12). Τα δύο οριζόντια ελατήρια (*t-x* & *p-x springs*) στην άκρη του θεμελίου προσομοιώνουν την αντίσταση έναντι ολίσθησης και παθητικής ώθησης αντίστοιχα. Μέσω των ελατηρίων (*p-x springs*) λαμβάνεται υπόψη η παθητική πίεση στην περίπτωση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων.



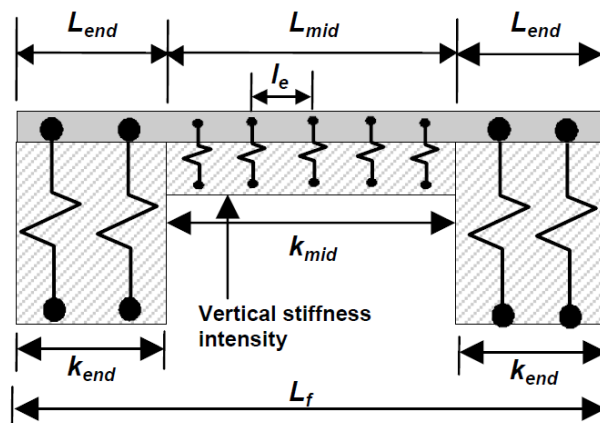
Σχήμα 3-11: Σχηματική αναπαράσταση απόκρισης εδάφους-θεμελίωσης με τη μέθοδο BNWF (Kazemi, Asgarkhani, & Jankowski, 2022)





Σχήμα 3-12: Παραμορφώσεις στις οποίες υπόκειται η θεμελίωση (Raychowdhury P., 2008)

Να σημειωθεί ότι στο μοντέλο χρησιμοποιείται μια μεταβαλλόμενη κατανομή δυσκαμψίας κατά μήκος της θεμελίωσης, για να ληφθεί υπόψη η μεγαλύτερη αντίδραση που δέχονται τα άκρα του θεμελίου, καθώς υπόκειται σε πλευρικά φορτία (Σχήμα 3-13). Το (ATC-40, 1996) προτείνει η τελική περιοχή ( $L_{end}$ ), που χαρακτηρίζεται από υψηλότερη ακαμψία, να επεκτείνεται σε μήκος  $B/6$  (όπου  $B$  το πλάτος του τετραγωνικού θεμελίου) από το κάθε άκρο.

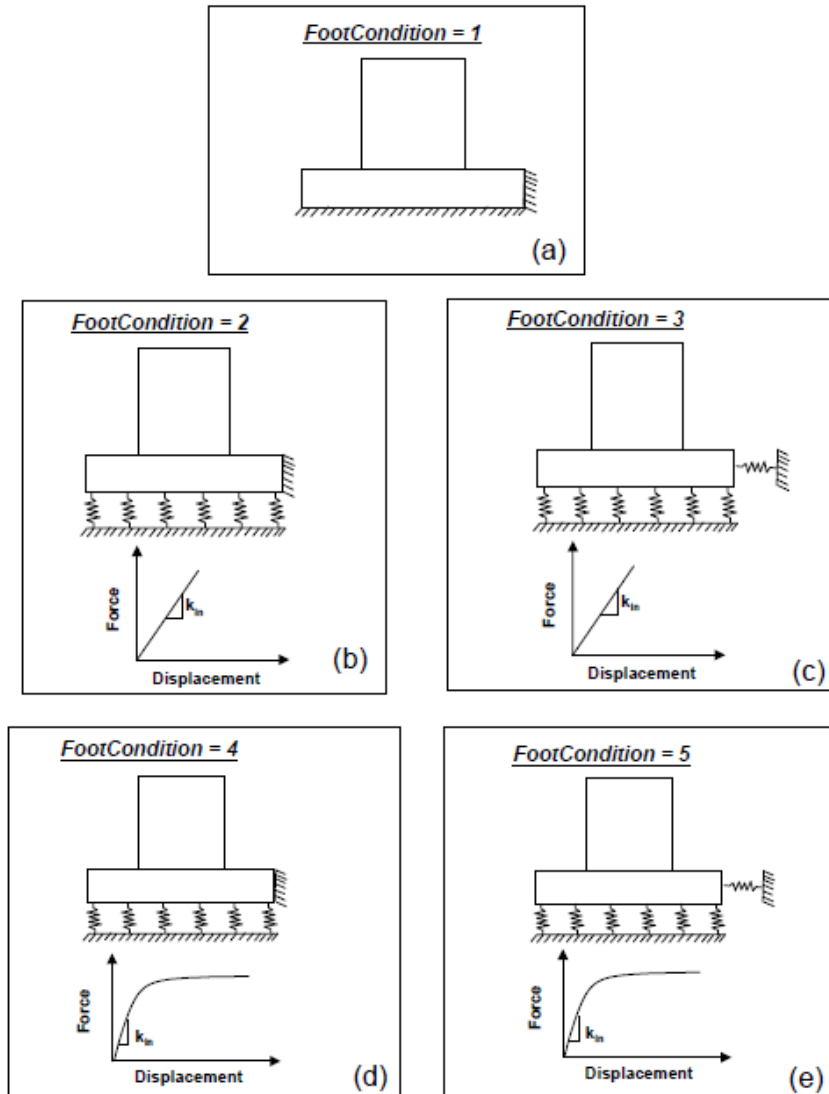


Σχήμα 3-13: Μεταβλητή ένταση δυσκαμψίας κατά μήκος της θεμελίωσης (Raychowddhury & Hutchinson, 2008)

Για την εφαρμογή της εντολής ShallowFoundationGen θα πρέπει να έχει προηγηθεί η δημιουργία ενός ξεχωριστού αρχείου, το οποίο θα περιλαμβάνει δεδομένα για τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της θεμελίωσης αλλά και τα χαρακτηριστικά του υποκείμενου εδάφους. Εφόσον ολοκληρωθεί η περιγραφή του εδάφους και της θεμελίωσης, ο χρήστης θα πρέπει να επιλέξει το αν η θεμελίωση θα συμπεριφερθεί ελαστικά ή ανελαστικά (δηλαδή το αν θα ληφθούν υπόψη οι τυχόν μη γραμμικότητες). Αυτό επιτυγχάνεται επιλέγοντας μια εκ των πέντε συνθηκών θεμελίωσης (footing conditions) (Raychowddhury & Hutchinson, 2008) που αναλύονται στη συνέχεια και παρουσιάζονται σχηματικά στο (Σχήμα 3-14):

- a) πλήρως πακτωμένη θεμελίωση
- b) ελαστική γραμμική συμπεριφορά των κατανεμημένων κατακόρυφων ελατηρίων και πακτωμένη θεμελίωση κατά την οριζόντια θεμελίωση
- c) ελαστική γραμμική συμπεριφορά των κατανεμημένων κατακόρυφων ελατηρίων και του οριζόντιου ελατηρίου

- d) μη γραμμική ανελαστική συμπεριφορά των κατανεμημένων κατακόρυφων ελατηρίων και πακτωμένη θεμελίωση κατά την οριζόντια θεμελίωση
- e) μη γραμμική ανελαστική συμπεριφορά των κατανεμημένων κατακόρυφων ελατηρίων και του οριζόντιου ελατηρίου



Σχήμα 3-14: Πέντε διαφορετικές συνθήκες θεμελίωσης: α) Πακτωμένη βάση, β) ελαστική βάση με με περιορισμό ολίσθησης, γ) ελαστική βάση με επιτρεπόμενη ολίσθηση, δ) μη γραμμική ανελαστική βάση με περιορισμό ολίσθησης, ε) μη γραμμική ανελαστική βάση με επιτρεπόμενη ολίσθηση (Raychowdhury & Hutchinson, 2008)

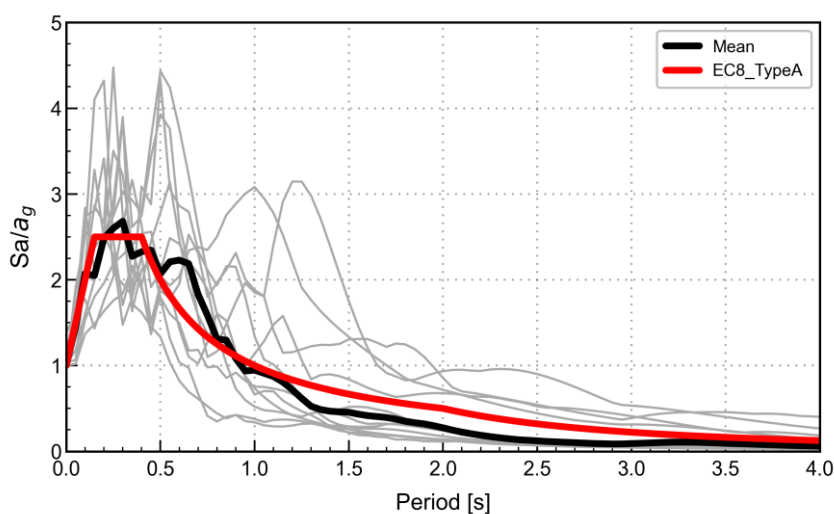
### 3.5. Σεισμικές καταγραφές

Για τη διεξαγωγή της δυναμικής ανάλυσης επιλέχθηκαν έντεκα (11) πραγματικές σεισμικές καταγραφές, οι οποίες αντιπροσωπεύουν έντεκα ανεξάρτητα σεισμικά συμβάντα. Οι εν λόγω χρονοϊστορίες είναι καταγεγραμμένες στο βραχώδες υπόβαθρο σύμφωνα με την κατηγοριοποίηση των εδαφών κατά EC8. Οι καταγραφές αντιπροσωπεύουν την εδαφική κίνηση του υποκείμενου βραχώδους υπόβαθρου εξαλείφοντας την επιρροή και τις αβεβαιότητες του εδάφους. Αποκλείστηκαν σκόπιμα τυχόν διπλά σεισμικά συμβάντα ώστε να προκύψει ένα σύνολο στατιστικά ανεξάρτητων καταγραφών. Όλα τα σεισμικά γεγονότα που χρησιμοποιήθηκαν είχαν μέγεθος ροπής  $M_w > 5.5$  και ως εκ τούτου σχετίζονται με το φάσμα τύπου 1 κατά EC8. Ο Πίνακας 3-3 συνοψίζει το σύνολο των εδαφικών κινήσεων που επιλέχθηκαν.

Πίνακας 3-3: Σεισμικές καταγραφές

#	Θέση	Κωδικός στη βάση	Repi (km)	Mw	PGA (m/s <sup>2</sup> )	V <sub>s,30</sub> (m/s)
1	Tabas/Iran	ESMD_59	12.00	7.35	3.16	826.00
2	Montenegro/Montenegro	ISESD_223	21.00	6.90	1.77	1083.00
3	App.Lucano/Italy	ITACA_614	9.80	5.60	1.62	1024.00
4	Kobe/Japan	NGA_1108	25.40	6.90	2.85	1043.00
5	Sierra Madre/Mexico	NGA_1645	6.46	5.61	2.71	821.69
6	Loma Prieta/USA	NGA_3548	20.35	6.93	4.12	1070.34
7	Whittier Narrows/USA	NGA_680	13.85	5.99	1.10	969.07
8	Northridge/USA	NGA_994	25.42	6.69	2.84	1015.88
9	Izmit/Turkey	T-NSMP_1109	3.40	7.60	1.65	826.11
10	East Sicily/Italy	ITACA_314	28.30	5.60	0.61	871.00
11	Western Tottori/Japan	KIK_Net_3775	31.37	6.60	1.55	967.27

Στο σχήμα που ακολουθεί, παρουσιάζονται τα κανονικοποιημένα φάσματα ελαστικής απόκρισης για τις προαναφερθείσες εδαφικές κινήσεις, το κανονικοποιημένο μέσο φάσμα απόκρισης και το φάσμα αναφοράς Τύπου 1 του EC8 για τον τύπο εδάφους A.



Σχήμα 3-15: Κανονικοποιημένα φάσματα ελαστικής απόκρισης, κανονικοποιημένο μέσο φάσμα απόκρισης και φάσμα αναφοράς Τύπου 1 του EC8 για τον τύπο εδάφους A. (Pitilakis & Petridis, 2018)

### 3.6. Επαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA)

Έχοντας ολοκληρώσει την προσομοίωση των κατασκευών, του εδάφους αλλά και της θεμελίωσης θα πρέπει να επιλεγεί και η κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης προκειμένου να εκτιμηθεί η σεισμική απόκριση των πλαισίων υπό διαφορετικά επίπεδα έντασης της εδαφικής κίνησης. Στην παρούσα διπλωματική εργασία επιλέγεται η επαυξητική δυναμική ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis, IDA), έτσι ώστε να περιγραφεί η δομική συμπεριφορά των μοντέλων κατά τη φόρτιση λόγω του σεισμού (Vamvatsikos & Cornell, 2004). Στην πραγματικότητα διάφοροι μέθοδοι στη βιβλιογραφία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση των κατασκευών ωστόσο η επαυξητική δυναμική ανάλυση επιτρέπει τη διεξαγωγή μεγάλου αριθμού αναλύσεων για διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης, χωρίς την ανάγκη για πολλές καταγραφές εδαφικής κίνησης. Η IDA, λοιπόν, αποτελεί ιδανική λύση σε περίπτωση έλλειψης επαρκούς αριθμού καταγραφών στο βραχύδες υπόβαθρο.

Η επαυξητική δυναμική ανάλυση αποτελεί μια μη γραμμική μέθοδο κατά την οποία οι διαθέσιμες σεισμικές καταγραφές κλιμακώνονται με αυξανόμενη ένταση. Πιο συγκεκριμένα, κάθε μία από τις 11 σεισμικές καταγραφές, που αναφέρθηκαν προηγουμένως, κλιμακώνεται από 0.50 έως 10.0  $m/s^2$  και αυξάνεται κατά ένα σταθερό βήμα 0.50  $m/s^2$ , οδηγώντας συνολικά σε 220 δυναμικές αναλύσεις για κάθε σύστημα εδάφους-θεμελίωσης. Ως μέτρο έντασης (IM) της σεισμικής κίνησης επιλέγεται η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που καταγράφηκε επί βραχώδους υποβάθρου ενώ ως παράμετρος βλάβης (EDP) επιλέγεται η μέγιστη σχετική μετατόπιση ορόφου (maxDrift). Όπως έχει αποδειχθεί από προηγούμενους ερευνητές (Kazantzi AK & Vamvatsikos D, 2015), η PGA δεν αποτελεί πάντα το βέλτιστο μέτρο έντασης. Ωστόσο η επιλογή της σε συνθήκες βράχου διευκολύνει το να κατανοηθεί καλύτερα η επιρροή τόσο της αλληλεπίδρασης όσο και της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους.

Δεδομένου ότι η ένταση της εδαφικής κίνησης αυξάνεται σταθερά, κατανοούνται καλύτερα οι μεταβολές στη δομική απόκριση των κατασκευών σε όλο το εύρος έντασης των σεισμικών καταπονήσεων. Επίσης, δίνεται η δυνατότητα σύγκρισης πολλών σεισμικών διεγέρσεων με διαφορετικά συχνοτικά περιεχόμενα.

Να σημειωθεί ότι το κάθε μεταλλικό πλαίσιο αρχικά επιλύεται για τα φορτία βαρύτητας και στη συνέχεια εκτελούνται οι επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις. Τα φορτία βαρύτητας εφαρμόζονται με τη χρήση στατικής ανάλυσης πολλαπλών βημάτων και παραμένουν στο μοντέλο ως αρχική κατάσταση για τη δυναμική ανάλυση που θα ακολουθήσει.

Τα μοντέλα προσομοιώνονται τόσο επί πακτωμένης βάσης όσο και επιφανειακής θεμελίωσης, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του εδάφους και στις δύο περιπτώσεις. Ως κίνηση εισαγωγής στη βάση των μεταλλικών πλαισίων, τόσο για την εφαρμογή πακτωμένης έδρασης όσο και για την εφαρμογή με συνεκτίμηση της αλληλεπίδρασης, θα θεωρηθεί η κίνηση σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

Για την επεξεργασία και ανάλυση των αποτελεσμάτων που παρουσιάζονται στη συνέχεια καθώς και για την κατασκευή των καμπυλών τρωτότητας, χρησιμοποιήθηκε η γλώσσα προγραμματισμού Python και τα προγραμματιστικά εργαλεία που προσφέρει.

## Κεφάλαιο 4°

### Αποτελέσματα αναλύσεων και συμπεράσματα

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα που εξήχθησαν τόσο από τη μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) όσο και από τις επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις (Incremental Dynamic Analysis). Δεδομένου του μεγάλου αριθμού αναλύσεων (220 δυναμικές αναλύσεις για κάθε σύστημα εδάφους-θεμελίωσης) θα παρουσιαστούν ενδεικτικά αποτελέσματα για ορισμένες από τις σεισμικές καταγραφές. Τα αποτελέσματα θα παρουσιαστούν και θα αξιολογηθούν τόσο με βάση τη σχετική μετατόπιση ορόφων όσο και με βάση τις αναπτυσσόμενες ροπές-στροφές στα άκρα δοκών και υποστυλωμάτων. Οι συγκεκριμένες παράμετροι επιλέγονται σκόπιμα, καθώς αποτελούν αντιπροσωπευτικά μεγέθη της βλάβης μιας κατασκευής και συχνά προτιμώνται ως δείκτες βλάβης (EDP) στη βιβλιογραφία. Στα διαγράμματα που ακολουθούν, η σύμβαση επισήμανσης των αποτελεσμάτων έχει ως εξής: Η περίπτωση πακτωμένης θεμελίωσης σημειώνεται ως «Fix» ενώ η περίπτωση ενδόσιμης θεμελίωσης επί μη γραμμικών ελατηρίων σημειώνεται ως «Flex». Παράλληλα, δίνονται πληροφορίες για την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων και το μέτρο σεισμικής έντασης (PGA). Για παράδειγμα, η επισήμανση «Fix(300.0)-1-1.0» αναφέρεται στη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD\_59), με μέτρο έντασης  $1.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $V_s=300 \text{ m/s}$ . Όσον αφορά τις μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων, συμβολίζονται ως SDR1 και SDR2 υποδηλώνοντας τον πρώτο και το δεύτερο όροφο αντίστοιχα.

#### 4.1. Μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF)

##### 4.1.1. Ιδιομορφική ανάλυση

Αρχικά, από την ιδιομορφική ανάλυση του μεταλλικού πλαισίου ροπής (MRF) υπό συνθήκες πάκτωσης, προέκυψε η ιδιοπερίοδος του πακτωμένου συστήματος ίση με  $T_{\text{Fix}}=0.793\text{s}$ . Με βάση αυτή την ιδιοπερίοδο, έγινε μια αρχική εκτίμηση για την επιρροή του φαινομένου της αλληλεπίδρασης, υπολογίζοντας τη σχετική δυσκαμψία ( $1/\sigma$ ) μεταξύ εδάφους και θεμελίωσης. Με βάση τις τιμές του λόγου ( $1/\sigma$ ) εκτιμάται το πόσο μεγάλη θα είναι η επιρροή, και όχι για το αν θα είναι ευμενής ή δυσμενής. Συγκεκριμένα, το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης είναι εντονότερο όταν ο λόγος της σχετικής δυσκαμψίας είναι μεγαλύτερος του 0.10 (Stewart, Fenves, & Seed, 1999). Όσον αφορά την επιρροή στην δυναμική απόκριση της κατασκευής, αυτή εξαρτάται από την αύξηση της ιδιοπεριόδου  $T$  και το σημείο του φάσματος στο οποίο μεταπίπτει το σύστημα. Στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 4-1) παρουσιάζονται οι τιμές που προέκυψαν για κάθε αργιλικό προφίλ, υποδηλώνοντας ότι η δυναμική αλληλεπίδραση αναμένεται να έχει μεγαλύτερη επιρροή σε μαλακότερα εδαφικά στρώματα, όπου ο λόγος ( $1/\sigma$ ) πλησιάζει περισσότερο την τιμή 0.10.

Στη συνέχεια, από τη διεξαγωγή των ιδιομορφικών αναλύσεων, υπό συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης (μέσω των μη γραμμικών ελατηρίων τύπου BNWF), προέκυψαν οι ιδιοπερίοδοι των εύκαμπτων πλέον συστημάτων, οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 4-2. Όπως ήταν αναμενόμενο, το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης οδήγησε σε αύξηση των ιδιοπεριόδων, εξαιτίας της αύξησης της ενδοσιμότητας του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης. Επίσης, στην περίπτωση των μαλακών-χαλαρών εδαφικών προφίλ παρατηρήθηκε μεγαλύτερη αύξηση της ιδιοπεριόδου σε σχέση με τα πιο σκληρά εδάφη, κάτι που είχε εκτιμηθεί προηγουμένως μέσω του υπολογισμού της σχετικής δυσκαμψίας.

Πίνακας 4-1: Υπολογισμός σχετικής δυσκαμψίας εδάφους, θεμελίωσης και κατασκευής και εκτίμηση της ενδεχόμενης επιρροής της αλληλεπίδρασης στο μεταλλικό MRF

Σχετική δυσκαμψία		
Vs (m/s)	1/σ	Επιρροή
150	0.069	<0.10
180	0.058	<0.10
250	0.042	<0.10
300	0.035	<0.10
360	0.029	<0.10
450	0.023	<0.10

Πίνακας 4-2: Ιδιοπερίοδοι πακτωμένου και εύκαμπτου συστήματος, όπως προέκυψαν από τις ιδιομορφικές αναλύσεις για το μεταλλικό MRF

Ιδιοπερίοδοι πακτωμένου και εύκαμπτου συστήματος		
Vs (m/s)	T <sub>Fix</sub> (s)	T <sub>Flex</sub> (s)
150	0.793	0.972
180	0.793	0.918
250	0.793	0.859
300	0.793	0.840
360	0.793	0.829
450	0.793	0.819

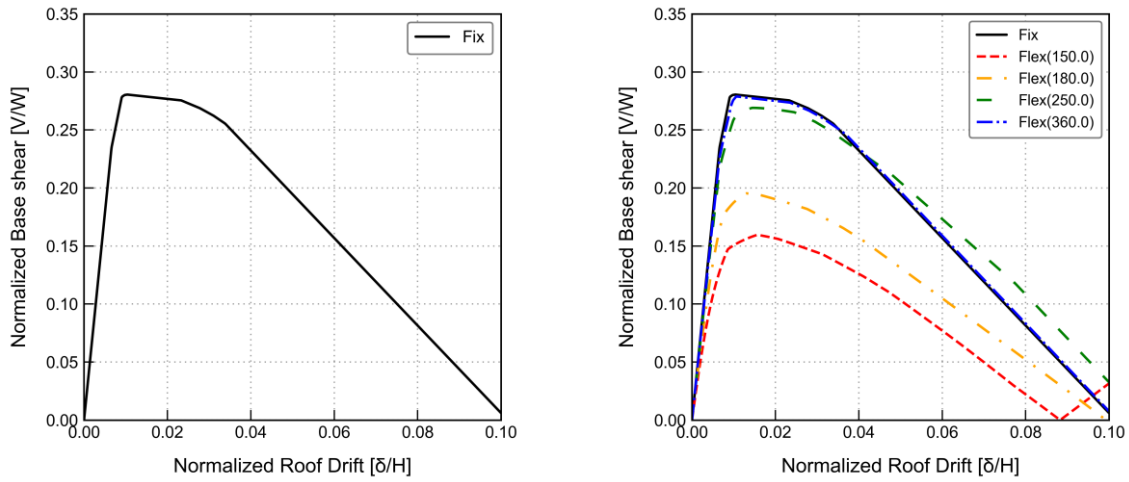
#### 4.1.2. Στατική μη γραμμική ανάλυση

Για την περαιτέρω εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του μεταλλικού πλαισίου πραγματοποιήθηκε στατική μη γραμμική ανάλυση ή αλλιώς Pushover Analysis. Στόχος υπολογισμού της καμπύλης Pushover είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων πριν την κατάρρευση της εκάστοτε κατασκευής. Στο Σχήμα 4-1 παρατίθενται οι καμπύλες αντίστασης που προέκυψαν από τις αναλύσεις τόσο για την περίπτωση πακτωμένης όσο και ενδόσιμης θεμελίωσης.

Στις καμπύλες απεικονίζεται η κανονικοποιημένη τέμνουσα βάσης V/W (όπου W το συνολικό βάρος της κατασκευής) σε σχέση με το λόγο σχετικής μετατόπισης οροφής δ/H (όπου H το συνολικό ύψος της κατασκευής). Το μεταλλικό πλαίσιο MRF καταδεικνύει έναν πλήρη μηχανισμό κατάρρευσης της δοκού, εξαιτίας της απομείωσης της αντοχής των χαλύβδινων δοκών με τη χρήση RBS. Ανάλογα με το υποκείμενο εδαφικό προφίλ και τις συνθήκες πάκτωσης αλλάζει και η συμπεριφορά του πλαισίου. Στην περίπτωση πακτωμένης θεμελίωσης, το πλαίσιο οδηγείται σε μηχανισμό κατάρρευσης για ποσοστό σχετικής μετακίνησης οροφής περίπου ίσο με 3%, ενώ σε μαλακότερα εδάφη η αντοχή των δοκών μειώνεται και κατά συνέπεια η κατάρρευση επέρχεται σε μικρότερα αναπτυσσόμενα Drift.

Η καμπύλη Pushover αποτελεί μια πρώτη εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής και δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί αποκλειστικά λόγω των αβεβαιοτήτων της.

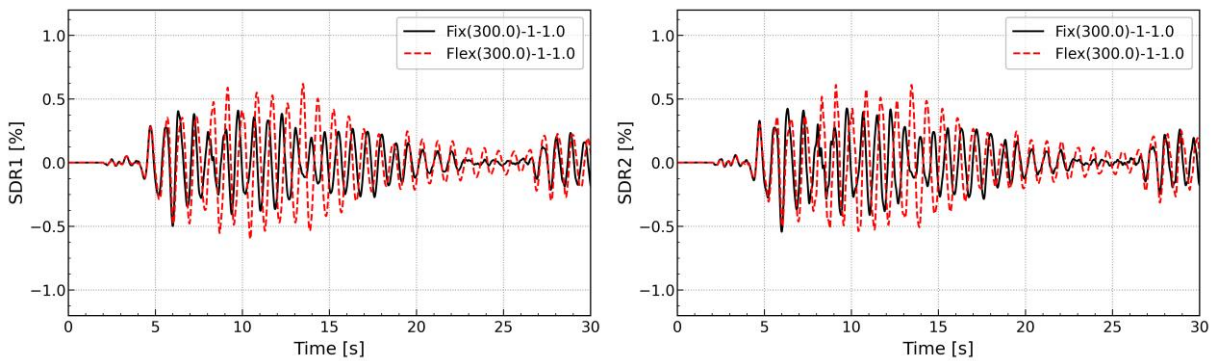




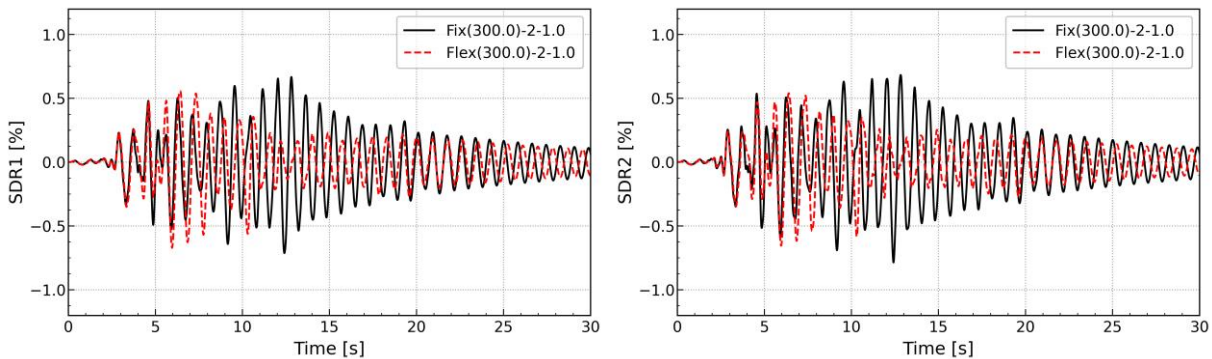
Σχήμα 4-1: Καμπύλη στατικής μη γραμμικής ανάλυσης (Καμπύλη Pushover) για το μεταλλικό MRF, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

### 4.1.1. Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις

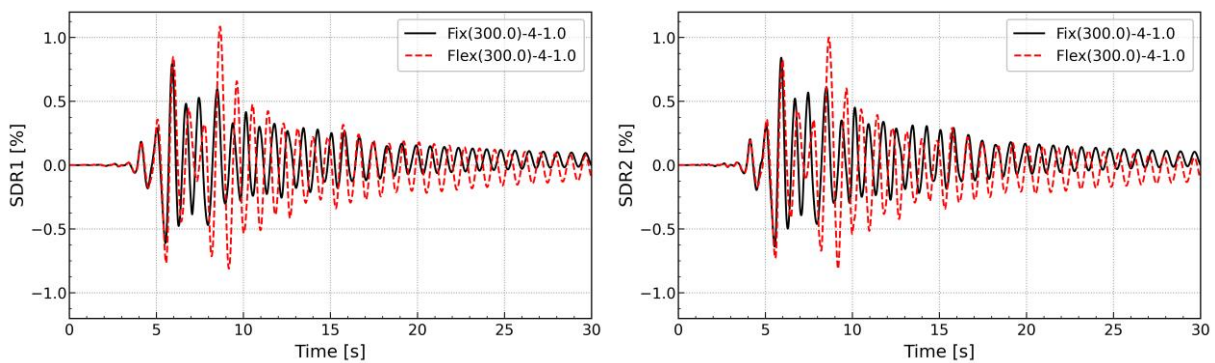
#### 4.1.1.1. Σχετική μετακίνηση ορόφων



Σχήμα 4-2: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό MRF, για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD\_59), με μέτρο έντασης  $1.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



Σχήμα 4-3: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό MRF, για τη σεισμική καταγραφή 2 (ISESD\_223), με μέτρο έντασης  $1.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



Σχήμα 4-4: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δεύτερου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό MRF, για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA\_1108), με μέτρο έντασης  $1.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

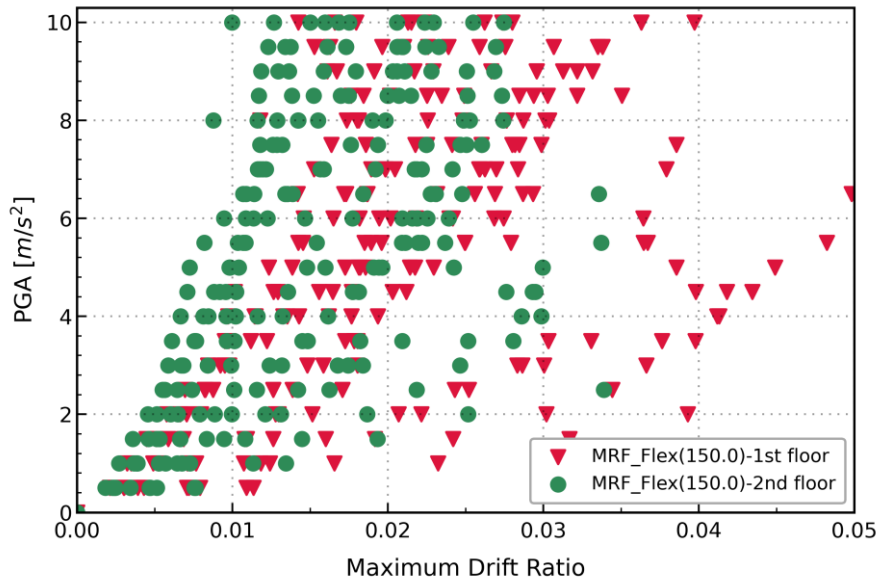
Αναφορικά με τα Σχήματα 4.2-4.4, παρατηρείται ότι το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης οδηγεί σε αυξημένες απαιτήσεις σχετικής μετατόπισης των ορόφων. Το γεγονός ότι το πακτωμένο σύστημα μετατρέπεται πλέον σε ένα σύστημα με περισσότερους βαθμούς ελευθερίας, το καθιστά πιο εύκαμπτο και κατά συνέπεια επιρρεπές σε μεγαλύτερες μετακινήσεις. Όπως έχει αποδειχθεί, κατασκευές που είναι θεμελιωμένες σε εδαφικά προφίλ μικρότερης δυστημσίας υποβάλλονται σε μεγαλύτερα πλάτη ταλάντωσης εξαιτίας της ενίσχυσης του σεισμικού κραδασμού, και κατά συνέπεια σε μεγαλύτερα Drifts. Ωστόσο η συγκεκριμένη παρατήρηση ισχύει για μέτριας έντασης εδαφική επιτάχυνση ( $PGA < 0.2g$ ) στο βραχώδες υπόβαθρο γιατί στην περίπτωση μιας πολύ ισχυρής διέγερσης η κατάσταση αλλάζει και μπορεί να οδηγήσει σε μείωση της εδαφικής ενίσχυσης (Bazzurro & Cornell, 2004).

Να σημειωθεί ότι η συγκέντρωση SDR δεν συνδυάζεται πάντα με υπέρβαση της αντίστοιχης τιμής για κατασκευές επί πακτωμένης βάσης (Σχήμα 4-3). Στο σύνολο των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, κατά κύριο λόγο η αλληλεπίδραση οδηγούσε σε μεγαλύτερες τιμές σχετικής μετατόπισης ορόφων σε σχέση με την θεώρηση πακτωμένης βάσης (Σχήμα 4-2 και Σχήμα 4-4). Ωστόσο υπήρχαν και εξαιρέσεις (Σχήμα 4-3), όπου οι σχετικές μετατοπίσεις ορόφων στην περίπτωση πακτωμένης θεμελίωσης λάμβαναν μεγαλύτερες τιμές.

Στο Σχήμα 4-5 παρουσιάζονται τα ζεύγη μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) και μέγιστης μετατόπισης (maxDrift) τόσο του πρώτου (πράσινο χρώμα) όσο και του δεύτερου (κόκκινο χρώμα) ορόφου, για συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης, επί αργιλικού εδάφους με ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $150 \text{ m/s}$ . Όπως γίνεται αντιληπτό, το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης οδηγεί σε μεγαλύτερες σχετικές μετατοπίσεις του πρώτου ορόφου, ανακουφίζοντας τους ανώτερους. Η συγκεκριμένη παρατήρηση έχει διατυπωθεί και από προηγούμενους ερευνητές για μεταλλικές κατασκευές (Πετρίδης, Λιγνός, & Πιτιλάκης, 2022) όπως και για κατασκευές από σπλισμένο σκυρόδεμα (Behnamfar & Banizadeh, 2016) και (Petridis & Pitilakis, 2020). Το γεγονός αυτό αποδίδεται στην δυνατότητα στροφής και μετακίνησης της θεμελίωσης, η οποία με τη σειρά της επιτρέπει την ανάπτυξη μεγαλύτερου βαθμού σχετικής μετατόπισης ορόφου.

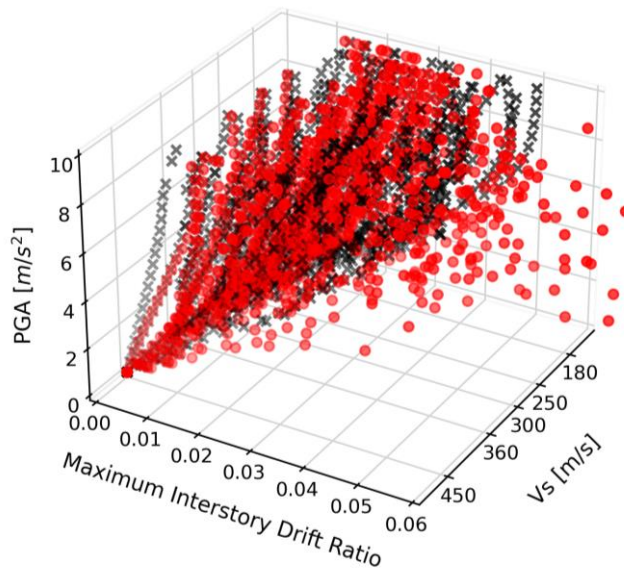
Το φαινόμενο που περιεγράφηκε παραπάνω είναι πάρα πολύ σημαντικό καθώς στο σχεδιασμό το εξιδανικευμένο πακτωμένο μοντέλο θα ικανοποιούσε τις απαιτήσεις πλευρικής σχετικής μετακίνησης. Στην πραγματικότητα, όμως, η εδαφική αλληλεπίδραση έχει ενισχύσει τις αντίστοιχες απαιτήσεις και επομένως θα μπορούσε να είναι επιζήμιο για τα μεταλλικά πλαίσια MRF. Συμπεραίνεται, λοιπόν, ότι η ενίσχυση των Drift των χαμηλότερων ορόφων δικαιολογεί την ανάπτυξη βλαβών εξαιτίας της συνδυαστικής δράσης της αλληλεπίδρασης και των φαινομένων εδαφικής ενίσχυσης.





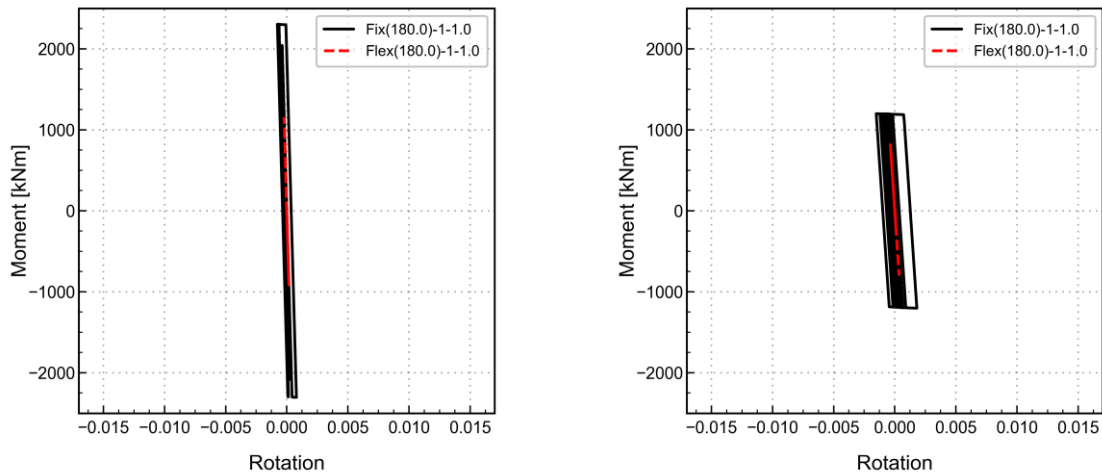
Σχήμα 4-5: Ζεύγη PGA- maxDrift πρώτου και δευτέρου ορόφου του μεταλλικού MRF σε συνθήκες ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, για τις έντεκα (11) σεισμικές καταγραφές

Στο Σχήμα 4-6 παρουσιάζονται τα ζεύγη PGA-maxDrift που προέκυψαν από όλες τις επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για το μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF). Παρατηρείται ότι οι αναλύσεις σε συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης (κόκκινο χρώμα) οδηγούν σε υψηλότερες τιμές σχετικής μετατόπισης ορόφων. Το γεγονός αυτό αποδίδεται στην επιρροή τόσο της δυναμικής αλληλεπίδρασης όσο και των φαινομένων εδαφικής ενίσχυσης. Εξαιτίας της αυξημένης επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδαφικού προφίλ, εισάγονται μεγαλύτερα σεισμικά φορτία στην κατασκευή, οδηγώντας σε μεγαλύτερα Drift.

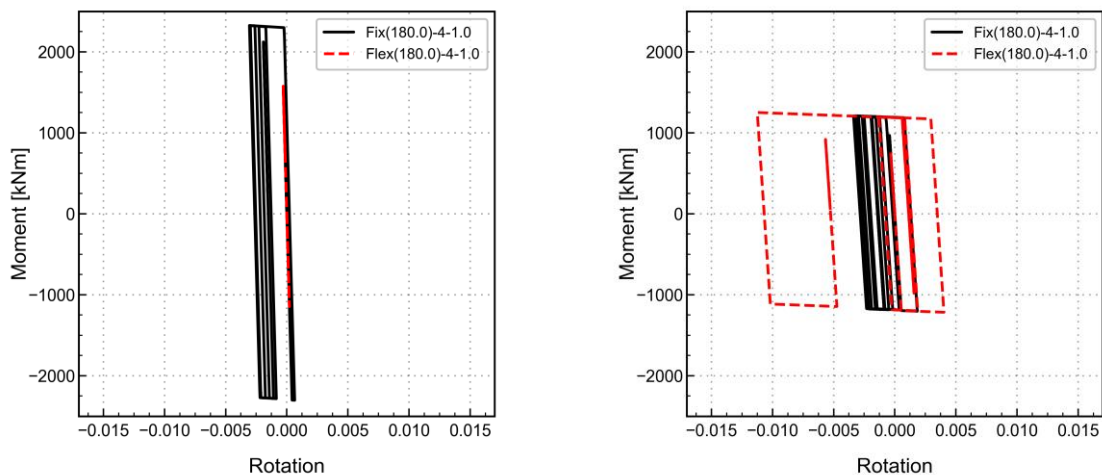


Σχήμα 4-6: Ζεύγη PGA-maxDrift από την επαυξητική δυναμική ανάλυση του μεταλλικού MRF, επί έξι (6) διαφορετικών αργιλικών εδαφικών. Τα σημεία με μαύρο «x» αναφέρονται σε συνθήκες πακτωμένης (Fix) θεμελίωσης, ενώ τα σημεία με κόκκινο γέμισμα αναφέρονται σε συνθήκες ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

#### 4.1.1.2. Ροπή – Στροφή στα άκρα δοκού και υποστυλώματος



Σχήμα 4-7: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό MRF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD\_59), με μέτρο έντασης  $1.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=180 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

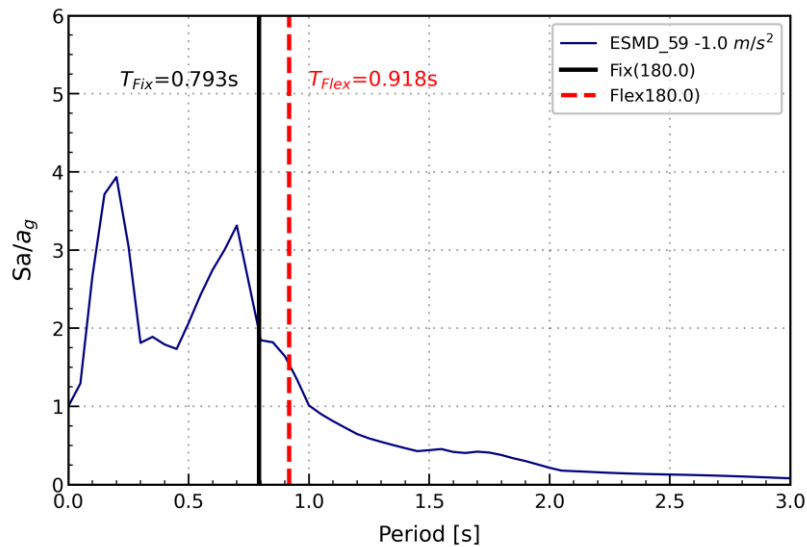


Σχήμα 4-8: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό MRF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA\_1108), με μέτρο έντασης  $1.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=180 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

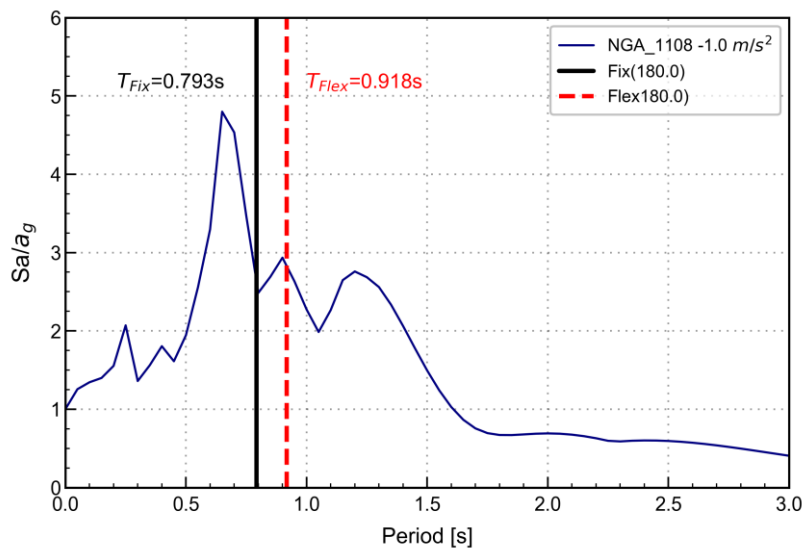
Στα παραπάνω σχήματα (Σχήμα 4-7 και Σχήμα 4-8) απεικονίζεται η σχέση ροπής-στροφής στη βάση των στύλων και στα άκρα των δοκών του πρώτου ορόφου. Συγκρίνοντας τις συνθήκες πακτωμένης και ενδόσιμης θεμελίωσης, παρατηρείται ότι η αλληλεπίδραση «ανακουφίζει» τις βάσεις των υποστυλωμάτων ως προς τις αναπτυσσόμενες ροπές. Ουσιαστικά, καθώς η πλήρης πάκτωση μετατρέπεται σε ενδόσιμη στήριξη, μέσω των μη γραμμικών ελατηρίων, οδηγεί σε παραλαβή μειωμένης ροπής από την πλευρά των υποστυλωμάτων καθώς η θεμελίωση έχει πλέον τη δυνατότητα στροφής.

Ενώ στα υποστυλώματα η αλληλεπίδραση δρα ευεργετικά, δεν συμβαίνει το ίδιο και στην περίπτωση των δοκών. Βάσει του σχήματος 4.8, φαίνεται ότι οι αυξημένες απαιτήσεις σχετικής μετατόπισης ορόφου, αυξάνουν αισθητά και τις απαιτήσεις σε όρους ροπής-στροφής. Εξάιρεση

αποτελεί η περίπτωση που απεικονίζεται στο Σχήμα 4-7, όπου τα άκρα των δοκών του πρώτου ορόφου αναπτύσσουν μικρότερες στροφές στην περίπτωση της ενδόσιμης θεμελίωσης. Παρατηρείται, δηλαδή, ότι αναφερόμενοι στο ίδιο εδαφικό προφίλ ( $V_s=180$  m/s) και στο ίδιο μέτρο σεισμικής έντασης ( $1.0$  m/s<sup>2</sup>), δύο διαφορετικές σεισμικές καταγραφές οδηγούν σε διαφορετικά αποτελέσματα ως προς την απόκριση των δοκών. Η επιρροή της αλληλεπίδρασης στην δυναμική απόκριση της κατασκευής, εξαρτάται από την αύξηση της ιδιοπεριόδου  $T$  και το σημείο του φάσματος στο οποίο μεταπίπτει το σύστημα. Στην περίπτωση της σεισμικής καταγραφής 1 (Σχήμα 4-9), η αύξηση της ιδιοπεριόδου οδηγεί σε μειωμένα σεισμικά φορτία καθώς το σύστημα μεταπίπτει σε φθίνοντα κλάδο του φάσματος. Στη σεισμική καταγραφή 4 (Σχήμα 4-10), όμως, η αλληλεπίδραση έχει δυσμενή επιρροή, αυξάνοντας τη φασματική επιτάχυνση και κατ' επέκταση τα επιβαλλόμενα φορτία.



Σχήμα 4-9: Κανονικοποιημένο φάσμα ελαστικής απόκρισης σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου, για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD\_59), με μέτρο έντασης  $1.0$  m/s<sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=180$  m/s

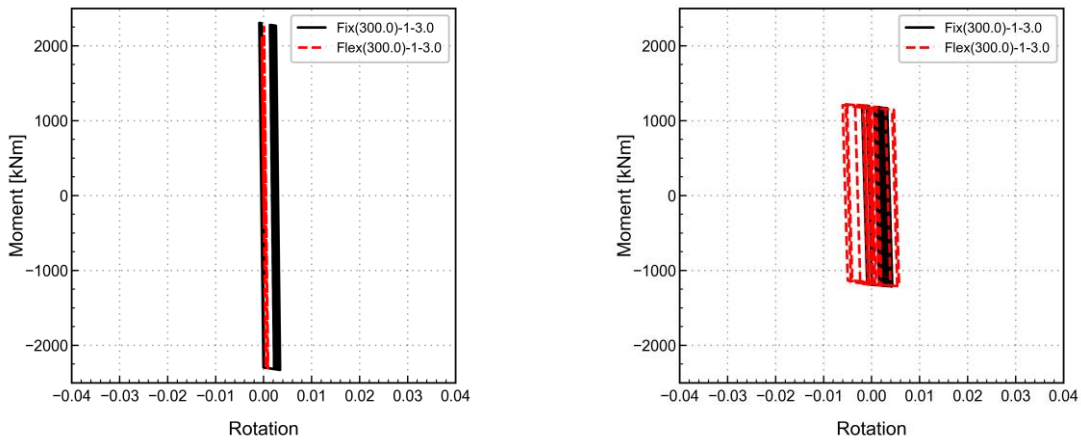


Σχήμα 4-10: Κανονικοποιημένο φάσμα ελαστικής απόκρισης σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA\_1108), με μέτρο έντασης  $1.0$  m/s<sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=180$  m/s

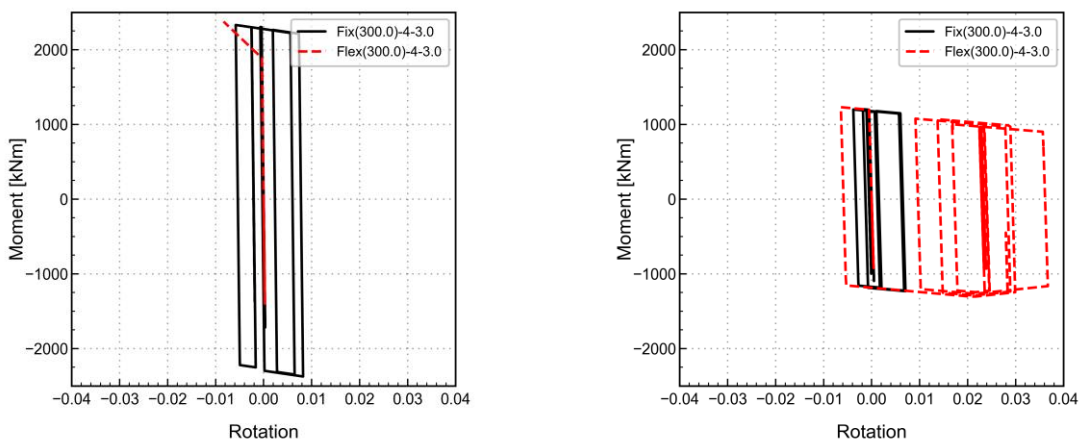
Επομένως γίνεται αντιληπτό ότι η απόκριση των δοκών δεν ακολουθεί κάποιο συγκεκριμένο μοτίβο αλλά επηρεάζεται από το συχνοτικό περιεχόμενο της εκάστοτε σεισμική διέγερσης. Ανάλογα με τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, το υποκείμενο έδαφος αλλά και τη σεισμική διέγερση η αλληλεπίδραση δύναται να οδηγήσει είτε σε αυξημένα είτε σε μειωμένα φορτία στην κατασκευή, όπως φάνηκε και τα προηγούμενα ελαστικά φάσματα.

Κατά τη διαστασιολόγηση των δοκών θα πρέπει να ληφθεί σοβαρά υπόψη αυτό το φαινόμενο και ενδεχομένως να επιλεγούν μεγαλύτερες διατομές για να προσδώσουν την απαραίτητη αντοχή στις δοκούς. Το γεγονός ότι οι στύλοι ανακουφίζονται και παραλαμβάνουν μειωμένες ροπές, δε σημαίνει ότι θα πρέπει διαστασιολογηθούν διαφορετικά. Εξάλλου θα πρέπει να τηρείται ο ικανοτικός λόγος και να υπάρχει ισορροπία στο σύστημα. Επίσης, με βάση τη θεμελιώδη απαίτηση του αντισεισμικού κανονισμού των μεταλλικών MRFs, οι πλαστικές αρθρώσεις θα πρέπει να σχηματιστούν στις δοκούς και σε καμία περίπτωση στα υποστύλωματα.

Σε μεγαλύτερης έντασης σεισμικές διεγέρσεις (Σχήμα 4-11 και Σχήμα 4-12), οι δοκοί βιώνουν υψηλότερες ανελαστικές παραμορφώσεις εξαιτίας της αλληλεπίδρασης. Το γεγονός ότι η στύλοι παραλαμβάνουν μειωμένη ροπή, συνοδεύεται από αύξηση της αναλαμβανόμενης ροπής στις θέσεις των άκρων των δοκών.



Σχήμα 4-11: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό MRF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD\_59), με μέτρο έντασης  $3.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



Σχήμα 4-12: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό MRF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA\_1108), με μέτρο έντασης  $3.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

## 4.2. Μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF)

### 4.2.1. Ιδιομορφική ανάλυση

Ανάλογη διαδικασία ακολουθήθηκε και για την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης του μεταλλικού πλαισίου με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Αρχικά, από την ιδιομορφική ανάλυση του μεταλλικού πλαισίου CBF υπό συνθήκες πάκτωσης, προέκυψε η ιδιοπερίοδος του πακτωμένου συστήματος ίση με  $T_{Fix}=0.778s$ . Με βάση αυτή την ιδιοπερίοδο, έγινε μια αρχική εκτίμηση για την επιρροή του φαινομένου της αλληλεπίδρασης, υπολογίζοντας τη σχετική δυσκαμψία ( $1/\sigma$ ) μεταξύ εδάφους και θεμελίωσης. Με βάση τις τιμές του λόγου ( $1/\sigma$ ) εκτιμάται το πόσο μεγάλη θα είναι η επιρροή, και όχι για το αν θα είναι ευμενής ή δυσμενής. Συγκεκριμένα, το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης είναι εντονότερο όταν ο λόγος της σχετικής δυσκαμψίας είναι μεγαλύτερος του 0.10 (Stewart, Fenves, & Seed, 1999). Στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 4-3) παρουσιάζονται οι τιμές που προέκυψαν για κάθε αργιλικό προφίλ, υποδηλώνοντας ότι η δυναμική αλληλεπίδραση αναμένεται να έχει μεγαλύτερη επιρροή σε μαλακότερα εδαφικά στρώματα, όπου ο λόγος ( $1/\sigma$ ) πλησιάζει περισσότερο την τιμή 0.10.

Στη συνέχεια, από τη διεξαγωγή των ιδιομορφικών αναλύσεων, υπό συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης, προέκυψαν οι ιδιοπερίοδοι των εύκαμπτων πλέον συστημάτων, οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 4-4. Όπως ήταν αναμενόμενο, το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης οδήγησε σε αύξηση των ιδιοπεριοδών, εξαιτίας της αύξησης της ενδοσιμότητας του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης. Επίσης, στην περίπτωση των μαλακών-χαλαρών εδαφικών προφίλ παρατηρήθηκε μεγαλύτερη αύξηση της ιδιοπεριόδου σε σχέση με τα πιο σκληρά εδάφη, κάτι που είχε εκτιμηθεί προηγουμένως μέσω του υπολογισμού της σχετικής δυσκαμψίας.

Πίνακας 4-3: Υπολογισμός σχετικής δυσκαμψίας εδάφους θεμελίωσης και κατασκευής και εκτίμηση της ενδεχόμενης επιρροής της αλληλεπίδρασης στο μεταλλικό CBF

Σχετική δυσκαμψία		
Vs (m/s)	1/σ	Επιρροή
150	0.071	<0.10
180	0.059	<0.10
250	0.042	<0.10
300	0.035	<0.10
360	0.029	<0.10
450	0.024	<0.10

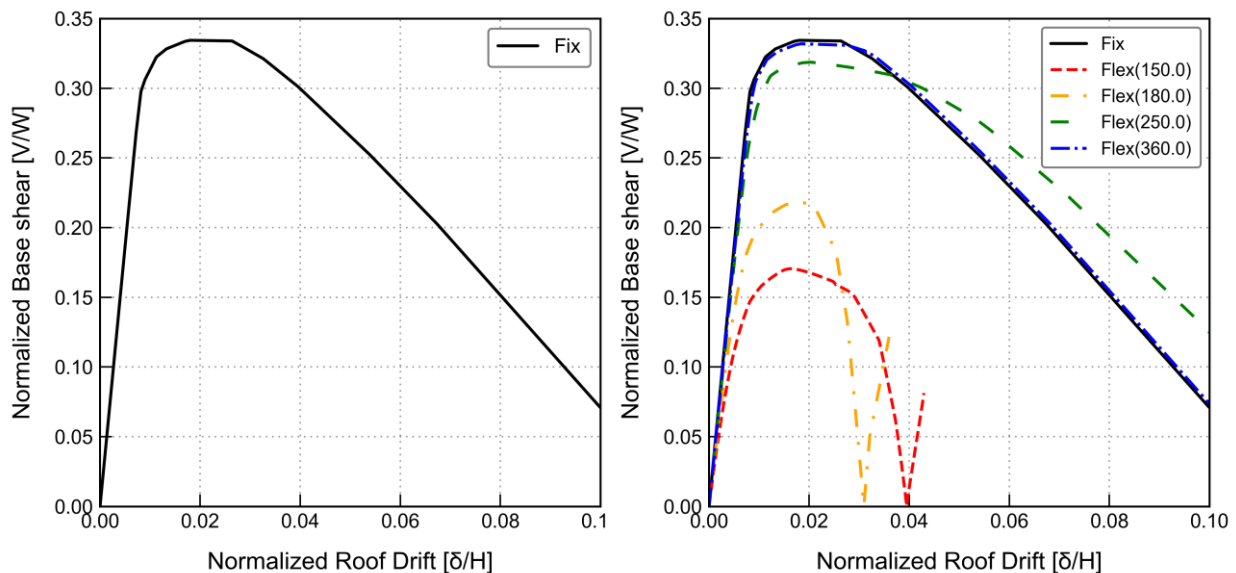
Πίνακας 4-4: Ιδιοπερίοδοι πακτωμένου και εύκαμπτου συστήματος, όπως προέκυψαν από τις ιδιομορφικές αναλύσεις για το μεταλλικό CBF

Ιδιοπερίοδοι πακτωμένου και εύκαμπτου συστήματος		
Vs (m/s)	$T_{Fix}$ (s)	$T_{Flex}$ (s)
150	0.778	0.957
180	0.778	0.903
250	0.778	0.844
300	0.778	0.825
360	0.778	0.814
450	0.778	0.80

### 4.2.2. Στατική μη γραμμική ανάλυση

Για την περαιτέρω εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του μεταλλικού πλαισίου πραγματοποιήθηκε στατική μη γραμμική ανάλυση ή αλλιώς Pushover Analysis. Μέσω της καμπύλης Pushover λαμβάνονται αποτελέσματα για την αντοχή του πλαισίου σε πλευρικά φορτία

Στο Σχήμα 4-13 παρατίθενται οι καμπύλες αντίστασης που προέκυψαν από τις αναλύσεις τόσο για την περίπτωση πακτωμένης όσο και ενδόσιμης θεμελίωσης. Στις καμπύλες απεικονίζεται η κανονικοποιημένη τέμνουσα βάσης  $V/W$  (όπου  $W$  το συνολικό βάρος της κατασκευής) σε σχέση με το λόγο σχετικής μετατόπισης οροφής  $\delta/H$  (όπου  $H$  το συνολικό ύψος της κατασκευής). Ανάλογα με το υποκείμενο εδαφικό προφίλ και τις συνθήκες πάκτωσης αλλάζει και η συμπεριφορά του πλαισίου. Στην περίπτωση πακτωμένης θεμελίωσης, το πλαίσιο οδηγείται σε μηχανισμό κατάρρευσης για ποσοστό σχετικής μετακίνησης οροφής περίπου ίσο με 3.5%, ενώ σε μαλακότερα εδάφη η κατάρρευση επέρχεται σε μικρότερα αναπτυσσόμενα Drift.



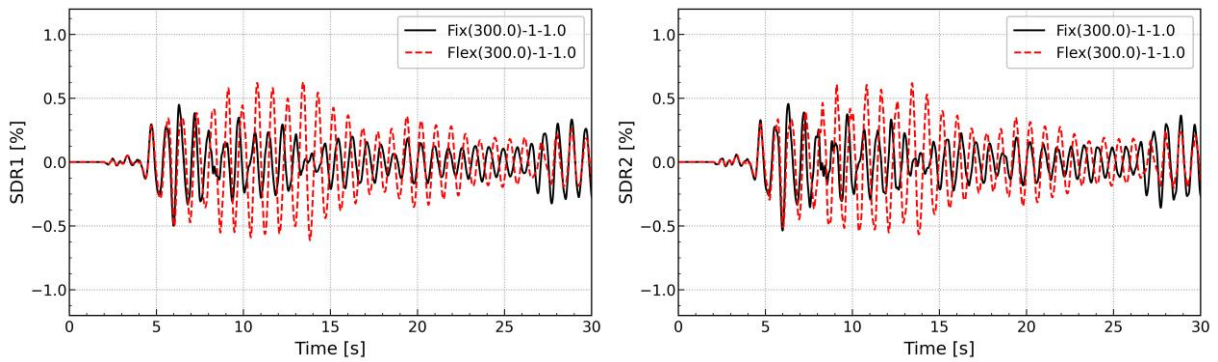
Σχήμα 4-13: Καμπύλη στατικής μη γραμμικής ανάλυσης (Καμπύλη Pushover) για το μεταλλικό CBF, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

### 4.2.1. Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις

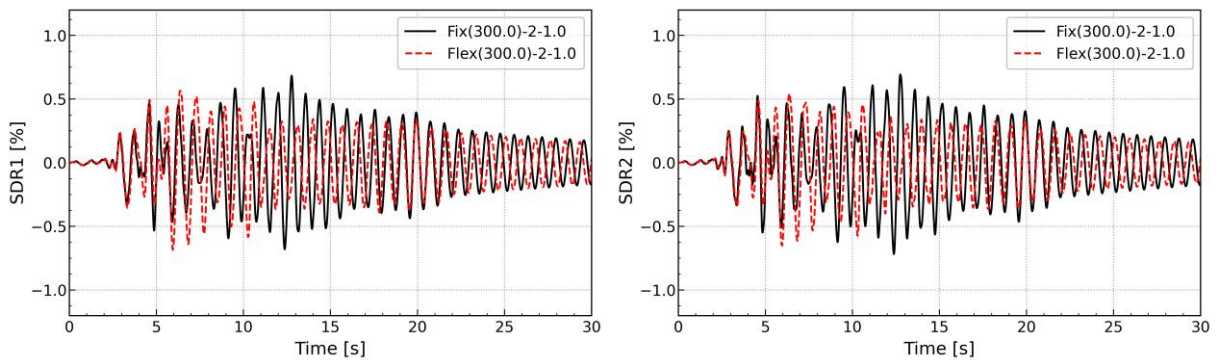
#### 4.2.1.1. Σχετική μετακίνηση ορόφων

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις του μεταλλικού πλαισίου CBF. Όπως θα αποδειχθεί και στη συνέχεια, η αλληλεπίδραση επηρεάζει παρόμοια τα δύο μεταλλικά πλαίσια οδηγώντας σε περίπου ίδια αποτελέσματα.

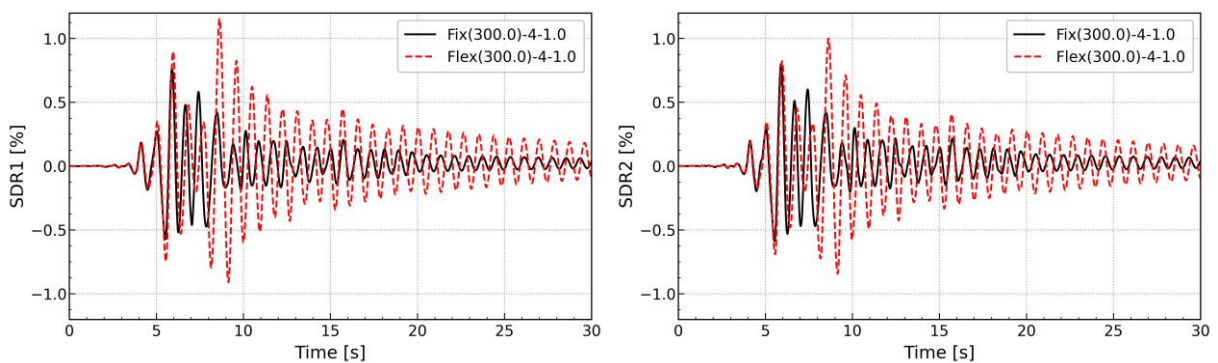




Σχήμα 4-14: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό CBF, για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD\_59), με μέτρο έντασης  $1.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



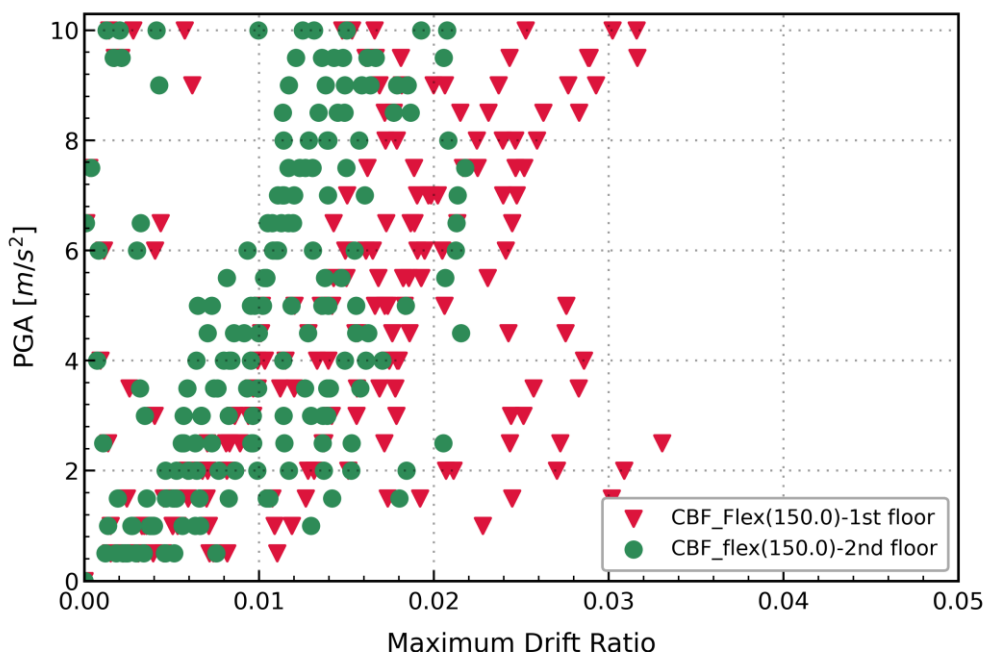
Σχήμα 4-15: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό CBF, για τη σεισμική καταγραφή 2 (ISESD\_223), με μέτρο έντασης  $1.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



Σχήμα 4-16: Σχετική μετακίνηση πρώτου (αριστερά) και δευτέρου (δεξιά) ορόφου για το μεταλλικό CBF, για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA\_1108), με μέτρο έντασης  $1.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

Αναφορικά με τα Σχήματα 4.14-4.16, παρατηρείται ότι το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης οδηγεί σε αυξημένες απαιτήσεις σχετικής μετατόπισης των ορόφων. Το γεγονός ότι το πακτωμένο σύστημα μετατρέπεται πλέον σε ένα σύστημα με περισσότερους βαθμούς ελευθερίας, το καθιστά πιο εύκαμπτο και κατά συνέπεια επιρρεπές σε μεγαλύτερες μετακινήσεις. Όπως έχει αποδειχθεί, κατασκευές που είναι θεμελιωμένες σε εδαφικά προφίλ μικρότερης δυσστησίας υποβάλλονται σε μεγαλύτερα πλάτη ταλάντωσης εξαιτίας της ενίσχυσης του σεισμικού κραδασμού, και κατά συνέπεια σε μεγαλύτερα Drifts. Ωστόσο η συγκεκριμένη παρατήρηση ισχύει για μέτριας έντασης εδαφική επιτάχυνση ( $PGA < 0.2g$ ) στο βραχώδες υπόβαθρο γιατί στην περίπτωση μιας πολύ ισχυρής διέγερσης η κατάσταση αλλάζει και μπορεί να οδηγήσει σε μείωση της εδαφικής ενίσχυσης.

Να σημειωθεί ότι η συγκέντρωση SDR δεν συνδυάζεται πάντα με υπέρβαση της αντίστοιχης τιμής για κατασκευές επί πακτωμένης βάσης (Σχήμα 4-15). Στο σύνολο των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, κατά κύριο λόγο η αλληλεπίδραση οδηγούσε σε μεγαλύτερες τιμές σχετικής μετατόπισης ορόφων σε σχέση με την θεώρηση πακτωμένης βάσης (Σχήμα 4-14 και Σχήμα 4-16). Ωστόσο υπήρχαν και εξαιρέσεις (Σχήμα 4-15), όπου οι σχετικές μετατοπίσεις ορόφων στην περίπτωση πακτωμένης θεμελίωσης λάμβαναν μεγαλύτερες τιμές.



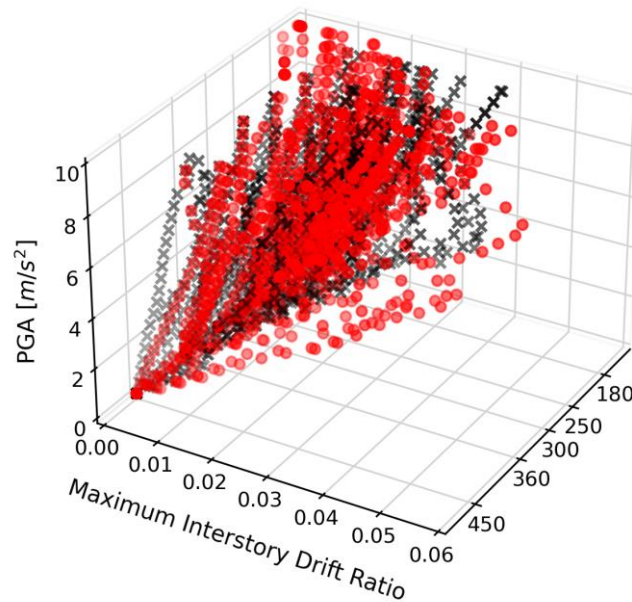
Σχήμα 4-17: Ζεύγη PGA- maxDrift πρώτου και δευτέρου ορόφου του μεταλλικού CBF σε συνθήκες ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, για τις έντεκα (11) σεισμικές καταγραφές

Στο Σχήμα 4-17 παρουσιάζονται τα ζεύγη μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) και μέγιστης μετατόπισης (maxDrift) τόσο του πρώτου (πράσινο χρώμα) όσο και του δεύτερου (κόκκινο χρώμα) ορόφου, για συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης, επί αργιλικού εδάφους με ταχύτητα διατμητικών κυμάτων 150 m/s. Όπως γίνεται αντιληπτό, το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης οδηγεί σε μεγαλύτερες σχετικές μετατοπίσεις του πρώτου ορόφου, ανακουφίζοντας τους ανώτερους. Η συγκεκριμένη παρατήρηση έχει διατυπωθεί και από προηγούμενους ερευνητές για μεταλλικές κατασκευές (Πετρίδης, Λιγνός, & Πιτιλάκης, 2022) όπως και για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα (Behnamfar & Banizadeh, 2016) και (Petridis & Pitilakis, 2020). Το γεγονός αυτό αποδίδεται στην δυνατότητα στροφής και μετακίνησης της θεμελίωσης, η οποία με τη σειρά της επιτρέπει την ανάπτυξη μεγαλύτερου βαθμού σχετικής μετατόπισης ορόφου.



Το φαινόμενο που περιεγράφηκε παραπάνω είναι πάρα πολύ σημαντικό καθώς στο σχεδιασμό το εξιδανικευμένο πακτωμένο μοντέλο θα ικανοποιούσε τις απαιτήσεις πλευρικής σχετικής μετακίνησης. Στην πραγματικότητα, όμως, η εδαφική αλληλεπίδραση έχει ενισχύσει τις αντίστοιχες απαιτήσεις και επομένως θα μπορούσε να είναι επιζήμιο για τα μεταλλικά πλαίσια MRF. Συμπεραίνεται, λοιπόν, ότι η ενίσχυση των Drift των χαμηλότερων ορόφων δικαιολογεί την ανάπτυξη βλαβών εξαιτίας της συνδυαστικής δράσης της αλληλεπίδρασης και των φαινομένων εδαφικής ενίσχυσης.

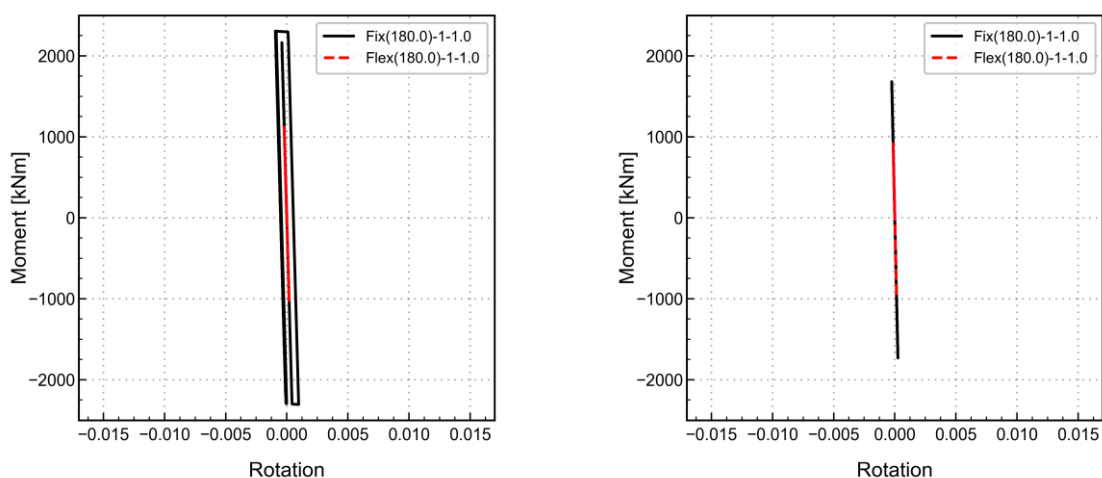
Στο Σχήμα 4-18 παρουσιάζονται τα ζεύγη PGA-maxDrift που προέκυψαν από όλες τις επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για το μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF). Παρατηρείται ότι οι αναλύσεις σε συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης (κόκκινο χρώμα) οδηγούν σε υψηλότερες τιμές σχετικής μετατόπισης ορόφων. Το γεγονός αυτό αποδίδεται στην επιρροή τόσο της δυναμικής αλληλεπίδρασης όσο και των φαινομένων εδαφικής ενίσχυσης. Εξαιτίας της αυξημένης επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδαφικού προφίλ, εισάγονται μεγαλύτερα σεισμικά φορτία στην κατασκευή, οδηγώντας σε μεγαλύτερα Drift.



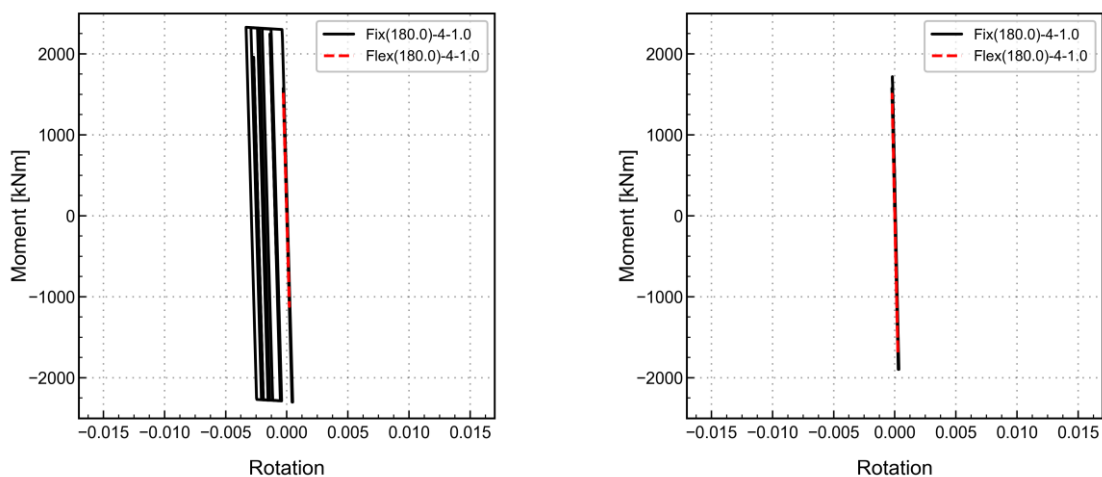
Σχήμα 4-18: Ζεύγη PGA-maxDrift από την επαυξητική δυναμική ανάλυση του μεταλλικού CBF, επί πέντε (5) διαφορετικών αργιλικών εδαφικών. Τα σημεία με μαύρο «x» αναφέρονται σε συνθήκες πακτωμένης (Fix) θεμελίωσης, ενώ τα σημεία με κόκκινο γέμισμα αναφέρονται σε συνθήκες ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

### 4.2.1.1. Ροπή – Στροφή στα άκρα δοκού και υποστυλώματος

Στα παρακάτω σχήματα (Σχήμα 4-19 και Σχήμα 4-20) απεικονίζεται η σχέση ροπής-στροφής στη βάση των στύλων και στα άκρα των δοκών του πρώτου ορόφου. Συγκρίνοντας τις συνθήκες πακτωμένης και ενδόσιμης θεμελίωσης, παρατηρείται ότι η αλληλεπίδραση «ανακουφίζει» τις βάσεις των υποστυλωμάτων ως προς τις αναπτυσσόμενες ροπές. Ουσιαστικά, καθώς η πλήρης πάκτωση μετατρέπεται σε ενδόσιμη στήριξη, μέσω των μη γραμμικών ελατηρίων, οδηγεί σε παραλαβή μειωμένης ροπής από την πλευρά των υποστυλωμάτων καθώς η θεμελίωση έχει πλέον τη δυνατότητα στροφής. Εξίσου ευεργετική φαίνεται να είναι η επιρροή της αλληλεπίδρασης και στα άκρα των δοκών του πρώτου ορόφου. Λόγω της σύνδεσης με τους χιαστί συνδέσμους έχουν περιοριστεί αισθητά οι αναπτυσσόμενες στροφές, σε σχέση με το μεταλλικό πλαίσιο ροπής που παρουσιάστηκε προηγουμένως.



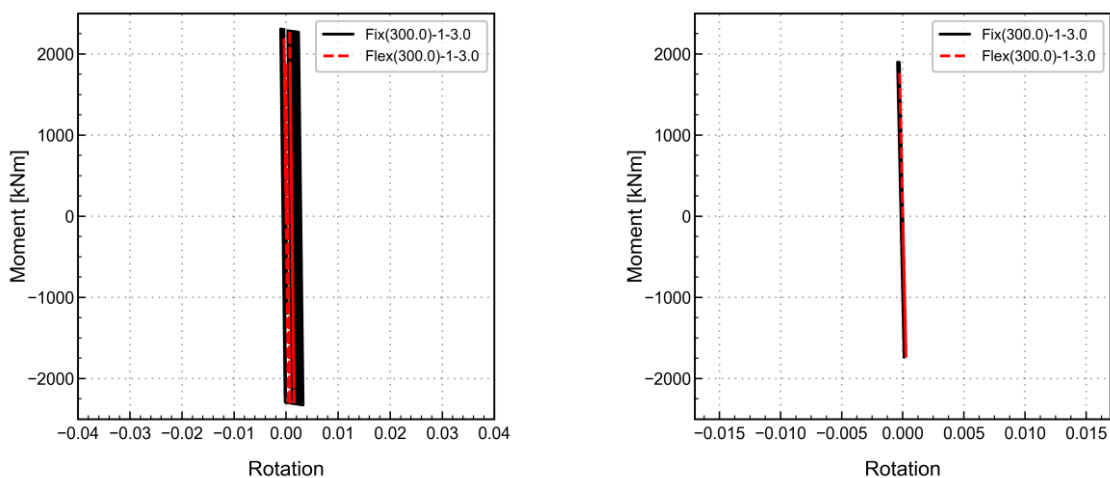
Σχήμα 4-19: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό CBF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD\_59), με μέτρο έντασης 1.0 m/s<sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με Vs=180 m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



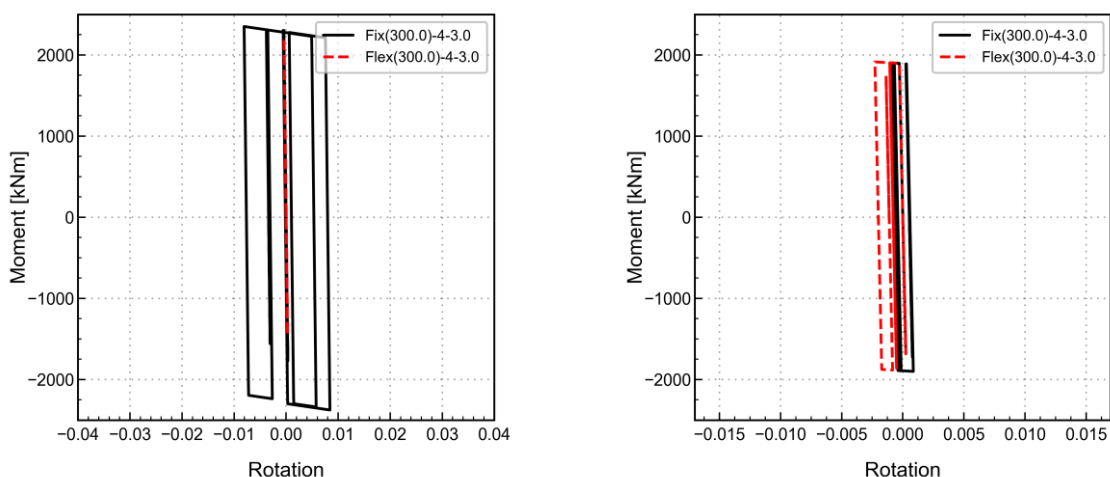
Σχήμα 4-20: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό CBF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA\_1108), με μέτρο έντασης 1.0 m/s<sup>2</sup> στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με Vs=180 m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

Στην περίπτωση μεγαλύτερης έντασης σεισμικού κραδασμού (Σχήμα 4-21 και Σχήμα 4-22), οι βάσεις των στύλων συνεχίζουν να παρουσιάζουν ανακουφιστική δράση ενώ οι δοκοί βιώνουν υψηλότερες ανελαστικές παραμορφώσεις εξαιτίας της αλληλεπίδρασης. Το γεγονός ότι τα υποστρώματα παραλαμβάνουν μειωμένη ροπή εξαιτίας της στροφής της θεμελίωσης, συνοδεύεται από αύξηση της αναλαμβανόμενης ροπής στις θέσεις των άκρων των δοκών.

Η απόκριση δοκών, λοιπόν, εξαρτάται πάλι από το συχνοτικό περιεχόμενο της εκάστοτε σεισμική διέγερσης. Ανάλογα με τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, το υποκείμενο έδαφος αλλά και τη σεισμική διέγερση η αλληλεπίδραση δύναται να οδηγήσει είτε σε αυξημένα είτε σε μειωμένα φορτία στην κατασκευή. Επομένως, για να εκτιμηθεί εάν οι ροπές στα άκρα των δοκών υπερβαίνουν πάντα τις αντίστοιχες τιμές για πακτωμένης έδρασης κατασκευή θα πρέπει να ληφθούν υπόψη περισσότεροι παράγοντες. Εξάλλου το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης είναι πολυσύνθετο.



Σχήμα 4-21: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό CBF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 1 (ESMD\_59), με μέτρο έντασης  $3.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

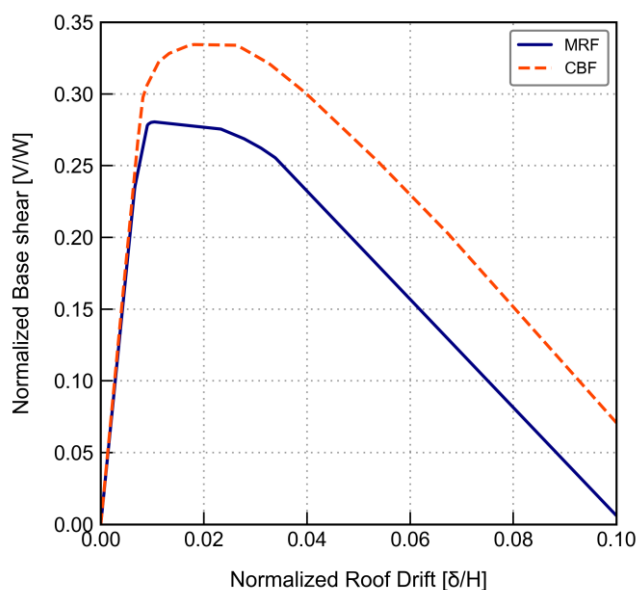


Σχήμα 4-22: Διαγράμματα ροπής-στροφής για το μεταλλικό CBF στη βάση στύλου (αριστερά) και στο άκρο δοκού του πρώτου ορόφου (δεξιά), για τη σεισμική καταγραφή 4 (NGA\_1108), με μέτρο έντασης  $3.0 \text{ m/s}^2$  στο βραχώδες υπόβαθρο, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

### 4.3. Σύγκριση μεταλλικών πλαισίων

Μετά την αναλυτική περιγραφή της απόκρισης του κάθε μεταλλικού πλαισίου ξεχωριστά, θα επιχειρηθεί μια σύγκριση μεταξύ τους, ώστε να διερευνηθεί η επιρροή της αλληλεπίδρασης. Αρχικά, συγκρίνοντας τις ιδιομορφικές αναλύσεις των δύο πλαισίων, παρατηρείται ότι οι ιδιοπερίοδοι του μεταλλικού CBF, τόσο στην περίπτωση πακτωμένης όσο και ενδόσιμης θεμελίωσης παρουσιάζουν μικρότερες τιμές σε σχέση με το MRF. Το αποτέλεσμα αυτό είναι αναμενόμενο καθώς οι χιαστί σύνδεσμοι προσδίδουν μεγαλύτερη δυσκαμψία συμβάλλοντας στην μείωση των ιδιοπεριοδών.

Παράλληλα, από το Σχήμα 4-23 που απεικονίζονται οι καμπύλες Pushover σε συνθήκες πακτωμένης θεμελίωσης, συμπεραίνεται ότι το μεταλλικό CBF θα παρουσιάσει καλύτερη συμπεριφορά σε πλευρικά φορτία, καθώς οδηγείται σε μηχανισμό κατάρρευσης σε μεγαλύτερο ποσοστό σχετικής μετακίνησης οροφής, σε σχέση με το μεταλλικό MRF.



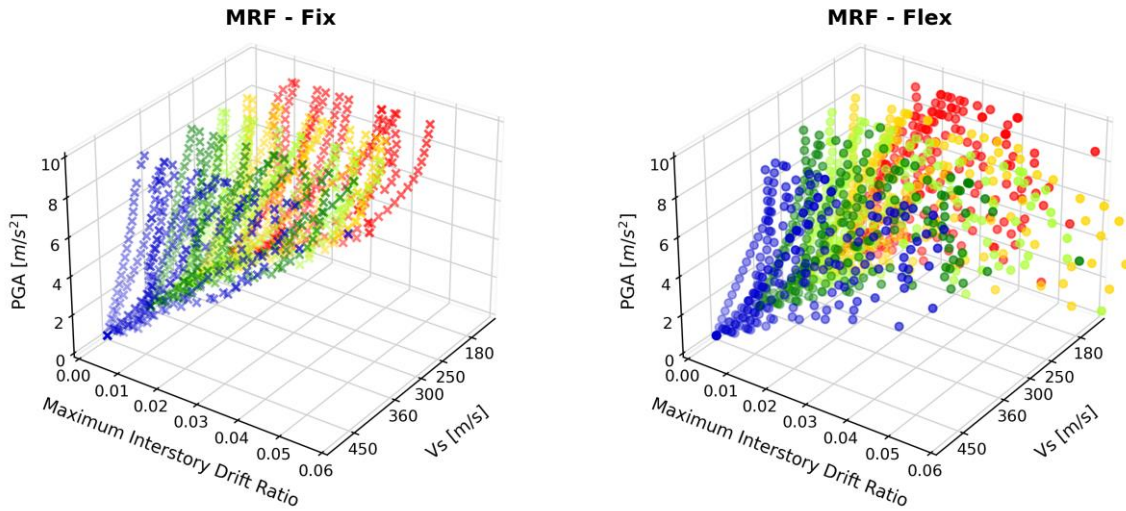
Σχήμα 4-23: Καμπύλη στατικής μη γραμμικής ανάλυσης (Καμπύλη Pushover) για τα μεταλλικά CBF και MRF, σε συνθήκες πακτωμένης θεμελίωσης

Στα σχήματα που ακολουθούν (Σχήμα 4-24 και Σχήμα 4-25) παρουσιάζονται τα ζεύγη PGA-maxDrift που προέκυψαν από όλες τις επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις που διενεργήθηκαν για τα μεταλλικά πλαίσια (11 σεισμικές καταγραφές x 20 κλιμακούμενα μέτρα σεισμικής έντασης x 6 εδαφικά προφίλ).

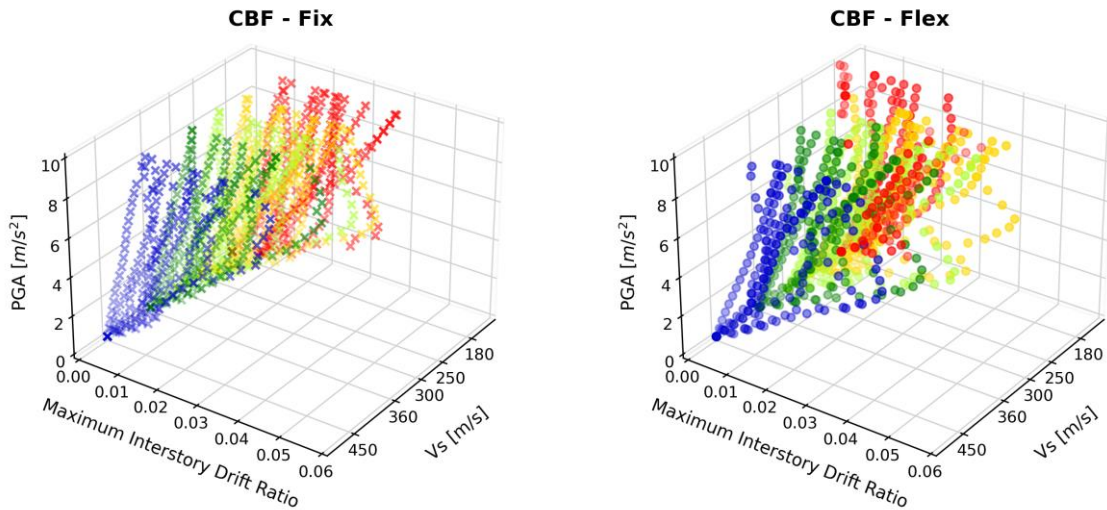
Αρχικά, εξετάζοντας μόνο τα διαγράμματα που αφορούν την πακτωμένη κατάσταση γίνεται εμφανές ότι τα αναπτυσσόμενα Drift αυξάνονται με την αύξηση του μέτρου σεισμικής έντασης. Επίσης, χαλαρά εδαφικά προφίλ μικρής δυσστησίας οδηγούν σε μεγαλύτερες τιμές σχετικής μετακίνησης ορόφων τόσο στο μεταλλικό MRF όσο και στο μεταλλικό CBF. Γενικότερα, υπό συνθήκες πακτωμένης βάσης δεν παρουσιάζονται μεγάλες διαφορές στην απόκριση των δύο πλαισίων. Το μεταλλικό MRF εμφανίζει ελαφρώς αυξημένες τιμές σχετικής μετακίνησης ορόφου.

Συγκρίνοντας τις συνθήκες ενδόσιμης και πακτωμένης θεμελίωσης, παρατηρείται ότι η αλληλεπίδραση οδήγησε σε μεγαλύτερες απαιτήσεις σχετικής μετακίνησης ορόφων και για τα δύο μεταλλικά πλαίσια. Το συγκεκριμένο συμπέρασμα αναφέρθηκε και προηγουμένως στο σχολιασμό των διαγραμμάτων που αφορούσαν μεμονωμένες σεισμικές καταγραφές. Για παράδειγμα, στην περίπτωση του MRF, τα μέγιστα αναπτυσσόμενα drifts σε συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης φτάνουν μέχρι και τα 6%, ενώ για πακτωμένη βάση οι αντίστοιχες τιμές κυμαίνονται μέχρι το 4%.

Από την ανάλυση των δύο πλαισίων προκύπτει ότι το μεταλλικό πλαίσιο ροπής εμφανίζει μεγαλύτερες τιμές σχετικών μετακινήσεων ορόφων και ειδικά στην περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Το γεγονός αυτό θα δικαιολογήσει στη συνέχεια την ανάπτυξη περισσότερων βλαβών στο μεταλλικό MRF.



Σχήμα 4-24: Ζεύγη PGA-maxDrift από την επαυξητική δυναμική ανάλυση για το μεταλλικό MRF, επί πέντε (5) διαφορετικών αργιλικών εδαφικών, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης



Σχήμα 4-25: Ζεύγη PGA-maxDrift από την επαυξητική δυναμική ανάλυση για το μεταλλικό CBF, επί πέντε (5) διαφορετικών αργιλικών εδαφικών, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης



## Κεφάλαιο 5°

### Εκτίμηση τρωτότητας υπό μελέτη μεταλλικών πλαισίων

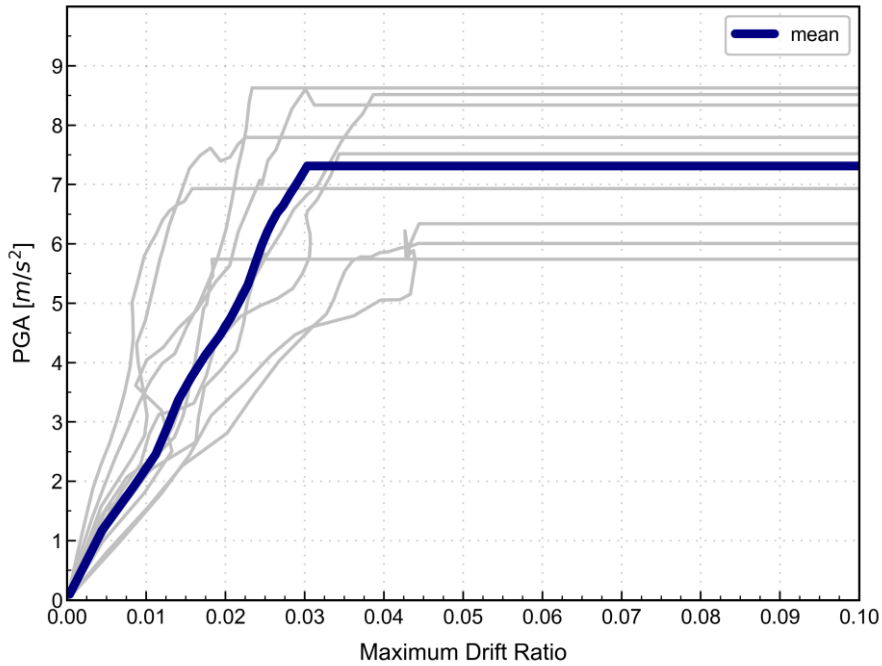
#### 5.1. Αναλυτικός υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας σε όρους πιθανότητας και απωλειών

Στο κεφάλαιο 2 (βιβλιογραφική επισκόπηση), περιεγράφηκαν οι βασικές αρχές που διέπουν τις καμπύλες τρωτότητας καθώς επίσης και το θεωρητικό υπόβαθρο για την κατασκευή τους. Στο παρόν κεφάλαιο, θα υπολογιστούν αναλυτικά οι καμπύλες τρωτότητας των υπό μελέτη μεταλλικών πλαισίων τόσο σε όρους πιθανότητας (fragility curves) όσο και σε όρους απωλειών (vulnerability curves).

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, ως μέτρο έντασης (IM) επιλέχθηκε η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) που καταγράφηκε επί βραχώδους υποβάθρου ενώ ως παράμετρος βλάβης (EDP) επιλέχθηκε ο μέγιστος λόγος της σχετικής μετατόπισης ορόφου (Drift %). Η επιλογή της PGA ως μέτρο έντασης της σεισμικής διέγερσης έγινε σκόπιμα, προκειμένου να επισημανθούν τόσο οι επιπτώσεις της αλληλεπίδρασης όσο και της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους. Επίσης, η συγκεκριμένη επιλογή αποσκοπεί και σε λόγους απλότητας και αποδοτικότητας, δεδομένου ότι υπάρχει μια καλή συσχέτιση μεταξύ της παραμέτρου βλάβης και της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης. Επόμενο σημαντικό βήμα για την εκτίμηση της τρωτότητας αποτελεί ο ορισμός των σταθμών βλάβης (DS). Για μεταλλικές κατασκευές χαμηλού ύψους (1-3 όροφοι), οι στάθμες βλάβης που προτείνονται κατά Hazus (NIBS, 2004) είναι οι εξής:

- **Slight damage-SD** (μικρές βλάβες): Ελάχιστες παραμορφώσεις στις συνδέσεις ή ρωγμές στις συγκολλήσεις
- **Moderate damage-MD** (μέτριες βλάβες): Ορισμένα χαλύβδινα μέλη έχουν διαρρεύσει και παρουσιάζουν μόνιμες περιστροφές στις συνδέσεις. Λίγες συγκολλημένες συνδέσεις μπορεί να παρουσιάσουν μεγάλες ρωγμές
- **Extensive damage-ED** (εκτεταμένες βλάβες): Τα περισσότερα χαλύβδινα μέλη έχουν υπερβεί την ικανότητα απόδοσης τους με αποτέλεσμα τη σημαντική μόνιμη πλευρική παραμόρφωση της κατασκευής. Μερική κατάρρευση τμημάτων της κατασκευής είναι δυνατή
- **Complete damage-CD** (πλήρεις βλάβες): Μερική ή ολική κατάρρευση της κατασκευής

Εφόσον έχουν επιλεγεί οι τέσσερις (4) στάθμες βλάβης, θα πρέπει να προσδιοριστούν οι οριακές τιμές της παραμέτρου βλάβης (Drift) μέσω των καμπυλών απόκρισης IDA και της σχετικής βιβλιογραφίας. Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο, από την διεξαγωγή των επαυξητικών δυναμικών αναλύσεων προκύπτουν οι καμπύλες απόκρισης για κάθε μια σεισμική καταγραφή (Καμπύλες IDA). Κάθε καμπύλη IDA συνίσταται από ζεύγη μέτρου έντασης (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση επί βραχώδους υποβάθρου) και παραμέτρου βλάβης (μέγιστη σχετική μετατόπιση ορόφου) (Σχήμα 5-1). Σύμφωνα με τους (Vamvatsikos & Cornell, 2004), η κύρια ιδέα είναι να τοποθετηθεί η στάθμη βλάβης CD σε ένα σημείο που η καμπύλη IDA τείνει να γίνει επίπεδη, αλλά σε αρκετά μικρότερες τιμές maxDrift, ώστε το δομικό μοντέλο να παραμείνει αξιόπιστο. Οι τιμές που προτείνονται από τους (Elkady, Ghimire, & Lignos) πληρούν τις παραπάνω απαιτήσεις και για αυτό θα χρησιμοποιηθούν



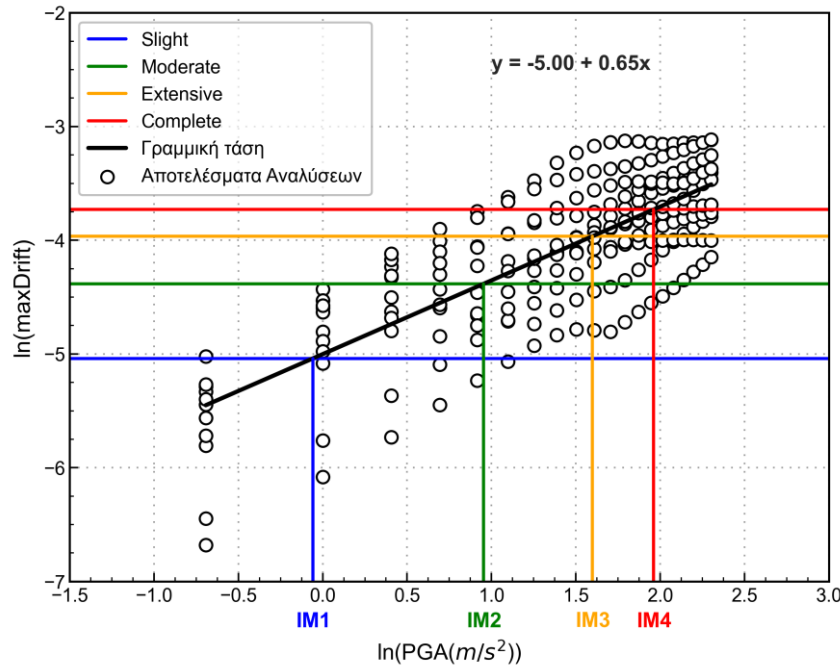
Σχήμα 5-1 : Καμπύλη απόκρισης IDA

Πίνακας 5-1: Οριακές τιμές Drift (Elkady, Ghimire, & Lignos)

Στάθμη βλάβης	Οριακή τιμή(Drift)
Slight Damage	0.0062
Moderate Damage	0.015
Extensive Damage	0.023
Complete Damage	0.029

Οι παράμετροι των καμπυλών τρωτότητας ( $\overline{IM}$  και  $\beta$ ) υπολογίζονται με ανάλυση παλινδρόμησης των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις. Αρχικά, δημιουργείται το διάγραμμα διασποράς (Σχήμα 5-2), το οποίο συνδέει τα ζεύγη  $\ln(\max\text{Drift}) - \ln(\text{PGA})$  και στη συνέχεια υπολογίζεται η γραμμή τάσης, η οποία θα πρέπει να προσαρμόζεται με τον καλύτερο δυνατό τρόπο στα ζεύγη τιμών. Κατόπιν, βάσει της τομής των λογαριθμικών τιμών του Πίνακας 5-1 και της γραμμής τάσης, υπολογίζονται οι διάμεσοι για κάθε στάθμη βλάβης. Από το διάγραμμα εξέλιξης βλάβης προκύπτει επίσης η τιμή της αβεβαιότητας  $\beta_d$ , υπολογίζοντας τη διασπορά των λογαρίθμων των ζευγών σε σχέση με την ευθεία προσαρμογής. Έχοντας υπολογίσει τις δύο βασικές παραμέτρους που χαρακτηρίζουν μια καμπύλη τρωτότητας, είναι εύκολο πλέον να κατασκευαστεί χρησιμοποιώντας την εξίσωση (5.1):

$$P(DS|IM) = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \ln(\overline{IM})}{\beta}\right) \quad (5.1)$$



Σχήμα 5-2: Διάγραμμα εξέλιξης βλάβης (Αποτελέσματα των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων αυξανόμενης έντασης)

Ακολουθεί ο υπολογισμός των καμπυλών τρωτότητας σε όρους απωλειών (ή όρους δείκτη βλάβης). Ο δείκτης βλάβης (loss ratio) εκφράζει το βαθμό βλάβης που έχει υποστεί το κάθε εκτιθέμενο στοιχείο στον κίνδυνο. Ουσιαστικά, ορίζεται ως το ποσοστό του κόστους επισκευής προς το κόστος ανακατασκευής. Για παράδειγμα, το να εμφανίσει μια κατασκευή, για δεδομένη ένταση σεισμού, στάθμη βλάβης “Complete Damage”, συνεπάγεται κατάρρευση και εως εκ τούτου αντικατάσταση. Επομένως, ο δείκτης απωλειών θα ισούται με 100%. Αντίστοιχα, για κατασκευή με μηδενικές βλάβες η τιμή του δείκτη απωλειών θα ισούται με μηδέν (0). Ο μέσος δείκτης απωλειών για μια δεδομένη σεισμική ένταση υπολογίζεται με βάση τις πιθανότητες εμφάνισης κάθε στάθμη βλάβης και τον αντίστοιχο δείκτη απωλειών που ορίζεται ανάλογα με τις στάθμες βλάβης.

$$d_m = \sum_{i=1}^4 P_i * d_i \quad (5.2)$$

Όπου,

- $d_m$ : ο δείκτης απωλειών (loss ratio)
- $P_i$  : η πιθανότητα εμφάνισης βλάβης για κάθε στάθμη βλάβης
- $d_i$  : η κεντρική τιμή του δείκτη απωλειών σε κάθε μία από τις καθορισμένες στάθμες βλάβης
- $n = 4$  : για τις 4 στάθμες βλάβης που ορίστηκαν

Για τη διακύμανση του δείκτη απωλειών και τον υπολογισμό της κεντρικής τιμής του (Πίνακας 5-2) χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές που προτείνονται από Hazus (NIBS, 2004).



Πίνακας 5-2: Δείκτης απωλειών για κάθε στάθμης βλάβης (NIBS, 2004)

Στάθμη βλάβης	Διακύμανση δείκτη απωλειών	Κεντρική τιμή δείκτη απωλειών (di)
No damage	0%	0
Slight damage	0-5 (%)	2.5
Moderate damage	5-25 (%)	15
Extensive damage	25-100 (%)	62.5
Complete damage	100%	100

Η πιθανότητα μια κατασκευή μια υποστεί τις διάφορες στάθμες βλάβης, για ένα συγκεκριμένο επίπεδο έντασης, απεικονίζεται στο Σχήμα 5-3 και δίνεται από τους ακόλουθους τύπους:

$$P0_{(=No\ Damage)} = 1.0 - P(DS \geq slight\ damage) \quad (5.3)$$

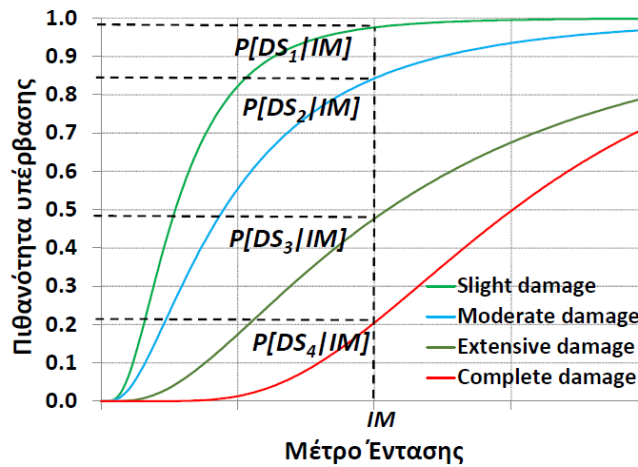
$$P2_{(=Slight\ Damage)} = P(DS \geq slight\ damage) - P(DS \geq moderate\ damage) \quad (5.4)$$

$$P3_{(=Moderate\ Damage)} = P(DS \geq moderate\ damage) - P(DS \geq extensive\ damage) \quad (5.5)$$

$$P4_{(=Extensive\ Damage)} = P(DS \geq extensive\ damage) - P(DS \geq complete\ damage) \quad (5.6)$$

$$P5_{(=Complete\ Damage)} = P(DS \geq complete\ damage) \quad (5.7)$$

Το συνολικό άθροισμα των παραπάνω πιθανοτήτων, για κάθε τιμή της PGA που εξετάζεται θα πρέπει να ισούται με τη μονάδα 1.0.



Σχήμα 5-3: Υπολογισμός πιθανοτήτων εμφάνισης των διαφόρων σταθμών βλάβης για ένα δεδομένο επίπεδο έντασης (Πιτιλάκης & Αργυρούδης, 2022)

Η τιμή του δείκτη απωλειών (dm) για κάθε μέτρο έντασης (PGA), υπολογίστηκε πολλαπλασιάζοντας την πιθανότητα εμφάνισης της εκάστοτε βλάβης με τις αντίστοιχες τιμές του Πίνακα 5-2, και αθροίζοντας το σύνολο αυτών.

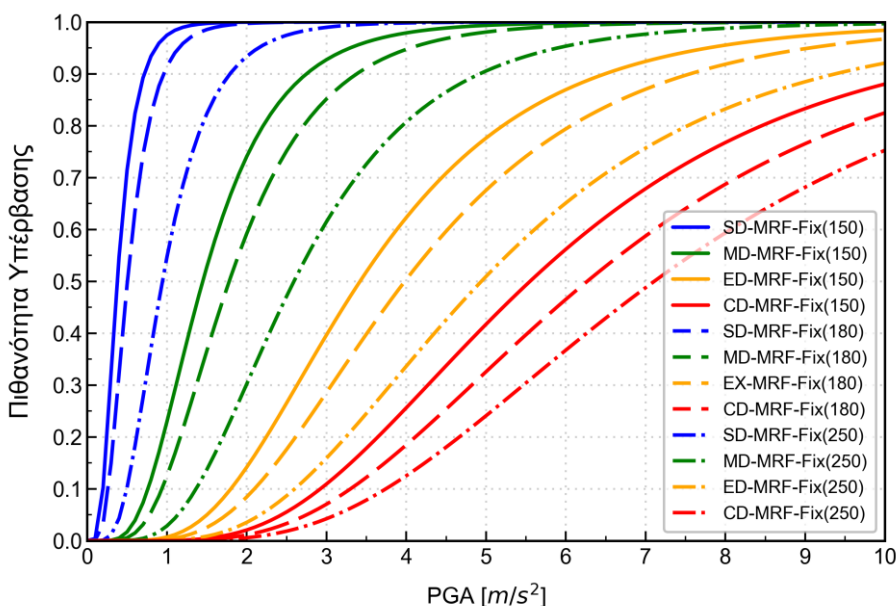
Η παραπάνω διαδικασία υπολογισμού των καμπυλών τρωτότητας ακολουθήθηκε και για τα δύο μεταλλικά πλαίσια (MRF και CBF), για πέντε (5) αργιλικά εδάφη και για δύο συνθήκες θεμελίωσης (πακτωμένη και ενδόσιμη). Στην επόμενη ενότητα, παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας που εξήχθησαν και τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την ανάλυση τους.

## 5.2. Μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF)

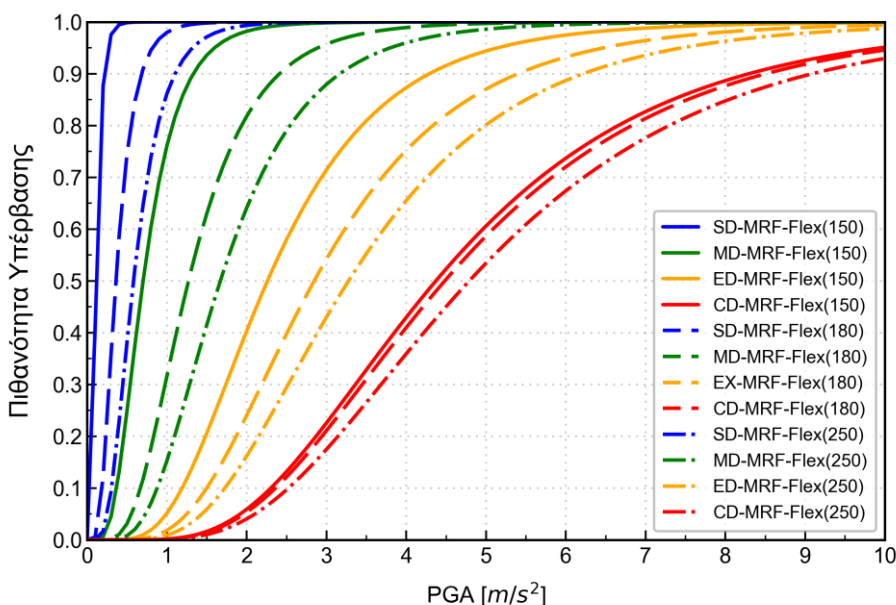
Στη συγκεκριμένη ενότητα θα παρουσιαστούν και θα αξιολογηθούν ενδεικτικά ορισμένες από τις καμπύλες τρωτότητας, προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης και της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους στην σεισμική τρωτότητα του μεταλλικού πλαισίου ροπής. Το σύνολο των καμπυλών τρωτότητας που εξήχθησαν για τα πέντε εδαφικά προφίλ παρατίθεται στο Παράρτημα Β και Γ.

### 5.2.1. Καμπύλες τρωτότητας σε όρους πιθανότητας (Fragility curves)

#### 5.2.1.1. Η επιρροή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων $V_s$

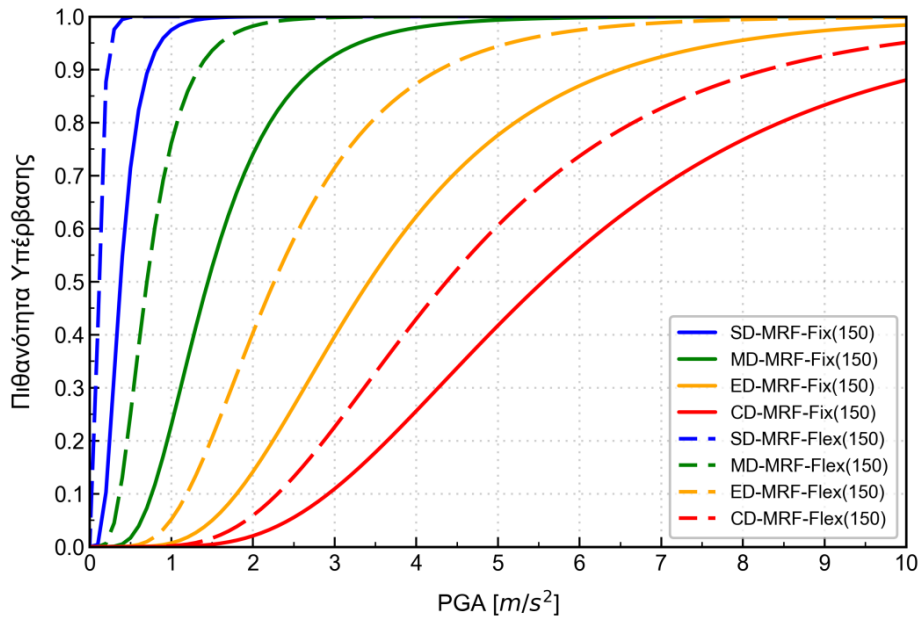


Σχήμα 5-4: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, στην περίπτωση πακτωμένης θεμελίωσης, για τρία αργιλικά εδαφικά προφίλ διαφορετικής δυστημσίας

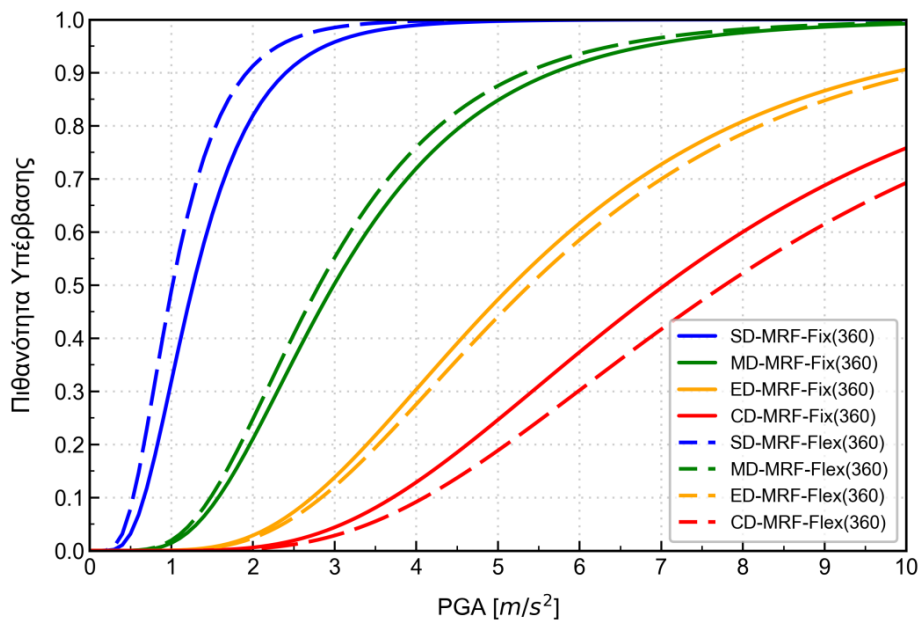


Σχήμα 5-5: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, στην περίπτωση ενδόσιμης θεμελίωσης, για τρία αργιλικά εδαφικά προφίλ διαφορετικής δυστημσίας

Στο Σχήμα 5-4 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας για τρία διαφορετικά αργιλικά εδάφη, σε συνθήκες πακτωμένης θεμελίωσης, όπου λαμβάνονται υπόψη μόνο οι μη γραμμικότητες του εδάφους. Όπως φαίνεται ξεκάθαρα, η τρωτότητα αυξάνεται με τη μείωση της εδαφικής δυσκαμψίας. Όσο πιο μικρή δυστημσία έχει ένα εδαφικό προφίλ, τόσο πιο μεγάλη είναι η πιθανότητα εμφάνισης βλάβης για ένα δεδομένο μέτρο σεισμικής έντασης και για ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης. Ακολουθεί το Σχήμα 5-5, όπου παρουσιάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες για θεμελίωση επί μη γραμμικών ελατηρίων τύπου BNWF. Παρατηρείται ότι η συνδυαστική δράση αλληλεπίδρασης και εδαφικής ενίσχυσης οδηγεί σε ακόμη μεγαλύτερες πιθανότητες υπέρβασης ενός συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης.



Σχήμα 5-6: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex)



Σχήμα 5-7: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=360$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex)

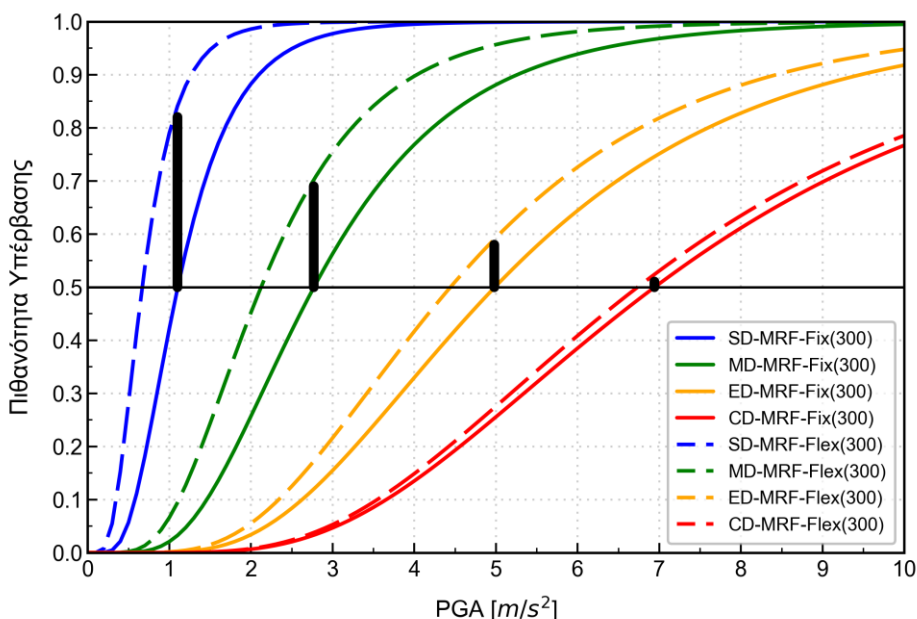
Στα παραπάνω σχήματα (Σχήμα 5-6 και Σχήμα 5-7) φαίνονται οι καμπύλες τρωτότητας που εξήχθησαν για τέσσερις στάθμες βλάβης λαμβάνοντας υπόψη συνθήκες πακτωμένης και ενδόσιμης θεμελίωσης, για αργιλικά προφίλ με ταχύτητες διατμητικών κυμάτων  $V_s=150$  m/s και  $V_s=360$  m/s αντίστοιχα. Επιλέχθηκε σκόπιμα ένα πολύ μαλακό και ένα πολύ σκληρό έδαφος για τη σύγκριση, για να ναι ξεκάθαρη η επιρροή της αλληλεπίδρασης σε όλο το εύρος δυσκαμψίας της αργίλου.

Παρατηρήθηκε ότι τα μαλακότερα εδαφικά προφίλ έχουν αυξημένη πιθανότητα εμφάνισης βλάβης σε σχέση με τα πιο δύσκαμπτα. Οι χαλαροί εδαφικοί σχηματισμοί ενισχύουν τον σεισμικό κραδασμό, υποβάλλοντας την κατασκευή σε μεγαλύτερα πλάτη ταλάντωσης. Ειδικά, για μικρής έντασης σεισμική διέγερση αναμένεται μεγάλη εδαφική ενίσχυση. Εξαιτίας των μεγαλύτερων σεισμικών φορτίων που εισάγονται στην κατασκευή, αναπτύσσονται μεγάλες σχετικές μετακινήσεις ορόφων και κατά συνέπεια οι βλάβες είναι αναπόφευκτες. Οπότε, είναι αναμενόμενο, το μεταλλικό πλαίσιο MRF να καθίσταται περισσότερο τρωτό στις περιπτώσεις αργιλικών εδαφών μικρής δυσστησίας.

Η επιρροή της αλληλεπίδρασης είναι περισσότερο εμφανής στην περίπτωση των μαλακών εδαφικών προφίλ. Μάλιστα, στις περισσότερες περιπτώσεις αυξάνει τις πιθανότητες εμφάνισης βλάβης (Σχήμα 5-6), καθιστώντας την κατασκευή πιο τρωτή σε συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης. Εξαιρεση αποτελούν τα πολύ σκληρά εδάφη και για μεγάλες στάθμες βλάβης, όπου η επιρροή της αλληλεπίδρασης φαίνεται να είναι ευεργετική (Σχήμα 5-7). Αυτό αποδίδεται στο γεγονός ότι σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις ( $PGA > 0.3g$ ), δεν βρισκόμαστε πλέον στην περιοχή της γραμμικής ελαστικότητας. Η έντονη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, διαφοροποιεί σημαντικά το φαινόμενο της ενίσχυσης και οδηγεί σε απομείωση του, όπως αποδείχθηκε από τους (Bazzurro & Cornell, 2004). Εξαιτίας της απομείωσης της εδαφικής ενίσχυσης παρατηρείται μείωση της κορυφαίας επιτάχυνσης και μετατόπιση της ιδιοπεριόδου της εδαφικής στήλης σε υψηλότερες τιμές. Σε συνδυασμό με την αύξηση της ιδιοπεριόδου που προκαλεί η αλληλεπίδραση, οδηγούμαστε σε μια υπερβολικά επιμήκη φυσική περίοδο της κατασκευής, που εντοπίζεται στον φθίνοντα κλάδο του φάσματος ελαστικής απόκρισης. Κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει στην περίπτωση των μαλακών εδαφικών προφίλ, όπου οι έντονες εδαφικές ενισχύσεις αφαιρούν οποιοδήποτε ευεργετικό αποτέλεσμα από την αύξηση της ιδιοπεριόδου λόγω αλληλεπίδρασης.

### 5.2.1.2. Η επιρροή της στάθμης βλάβης

Το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης σε συνδυασμό με τη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους επηρεάζει διαφορετικά την πιθανότητα υπέρβασης για διαφορετικές στάθμες βλάβης. Όπως θα αποδειχθεί στη συνέχεια η επιρροή των παραπάνω φαινομένων είναι καθοριστική για μικρότερες στάθμες βλάβης. Αυτό συμβαίνει καθώς τα επίπεδα «Slight» και «Moderate» χαρακτηρίζονται από μικρές τιμές της παραμέτρου βλάβης (δηλαδή του Drift). Επομένως, είναι πιο ευαίσθητες, ακόμη και σε μικρές αλλαγές που επιφέρει το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης. Για να διαπιστωθεί η παραπάνω παρατήρηση χρησιμοποιούνται οι κατακόρυφες μαύρες γραμμές του σχήματος 5-8, οι οποίες εκτιμούν την επιπρόσθετη πιθανότητα υπέρβασης μια δεδομένης στάθμης βλάβης. Ως όριο αναφοράς χρησιμοποιήθηκε η πιθανότητα υπέρβασης 50%.



Σχήμα 5-8: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex). Οι μαύρες κατακόρυφες γραμμές υποδεικνύουν την επιπρόσθετη πιθανότητα υπέρβασης μιας στάθμης βλάβης εξαιτίας της αλληλεπίδρασης

Επίσης, στον πίνακα 5-3 φαίνονται οι ποσοστιαίες διαφορές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για πιθανότητα υπέρβασης 50%, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης και ενδόσιμης θεμελίωσης. Ουσιαστικά, η PGA που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης βλάβης 50% αντιπροσωπεύει τη μέση τιμή των καμπυλών τρωτότητας.

Πίνακας 5-3: Διαφορά (%) της PGA ( $m/s^2$ ) για πιθανότητα υπέρβασης 50%, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης και ενδόσιμης θεμελίωσης

Διαφορά (%) της PGA για πιθανότητα υπέρβασης 50%				
$V_s$ (m/s)	SD	MD	ED	CD
150	72.77%	55.65%	39.46%	27.86%
300	39.49%	23.37%	10.90%	3.01%

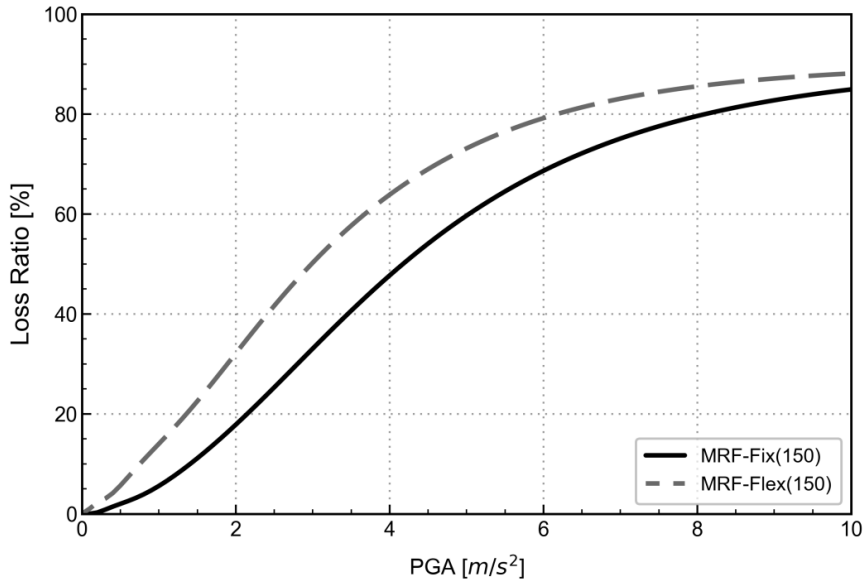
Από τα συνδυαστικά αποτελέσματα του πίνακα 5-3 και του σχήματος 5-8, προκύπτει ότι η επιρροή της αλληλεπίδρασης είναι πιο έντονη στις στάθμες βλάβης SD και MD και φθίνει καθώς προχωράμε σε μεγαλύτερες στάθμες. Επίσης, επαληθεύεται η διαπίστωση ότι στην περίπτωση των χαλαρών εδαφικών σχηματισμών, τα αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης είναι περισσότερο εμφανή. Για την ίδια πιθανότητα εμφάνισης ενός δεδομένου επιπέδου βλάβης η τιμή του μέτρου έντασης (PGA) μειώνεται αισθητά (Πίνακας 5-3). Δηλαδή, το μεταλλικό πλαίσιο σε συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης θα εμφανίσει τις ίδιες βλάβες με το πακτωμένο μοντέλο αλλά σε μικρότερες τιμές σεισμικής έντασης. Η ενίσχυση των drifts των χαμηλότερων ορόφων δικαιολογεί το παραπάνω φαινόμενο.

### 5.2.2. Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών (Vulnerability curves)

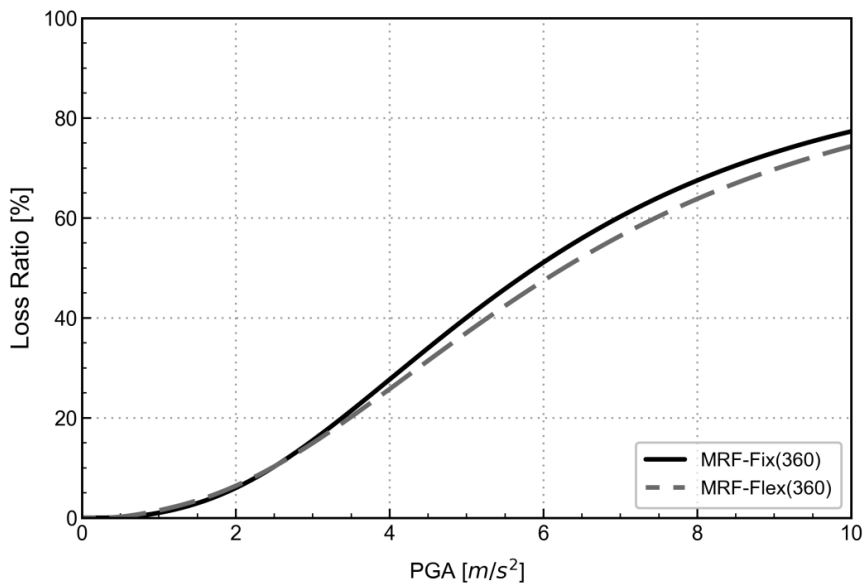
Για να συσχετιστούν ακόμη περισσότερο οι αναμενόμενες απώλειες με τη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους και το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης, υπολογίζονται οι καμπύλες τρωτότητας σε όρους δείκτη βλάβης (loss ratio).

Το Σχήμα 5-9 δείχνει τις καμπύλες τρωτότητας του μεταλλικού πλαισίου ροπής (MRF) εδραζόμενο επί αργιλικού εδάφους με ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $V_s=150$  m/s, ενώ το Σχήμα 5-10 αναφέρεται σε ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $V_s=360$  m/s. Στην περίπτωση κατασκευής επί μαλακού εδαφικού

σχηματισμού, παρατηρείται αύξηση των αναμενόμενων απωλειών της τάξης του 10-15 (%). Για πιο δύσκαμπτα εδάφη, η επιρροή της αλληλεπίδρασης είναι ευεργετική καθώς οδηγεί σε μικρότερες απώλειες σε σχέση με την περίπτωση πακτωμένης βάσης. Όπως ειπώθηκε και προηγουμένως, η έντονη εδαφική ενίσχυση στην περίπτωση των μαλακών εδαφών παίζει καθοριστικό ρόλο στην ανάπτυξη μεγαλύτερων βλαβών/απωλειών.



Σχήμα 5-9: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



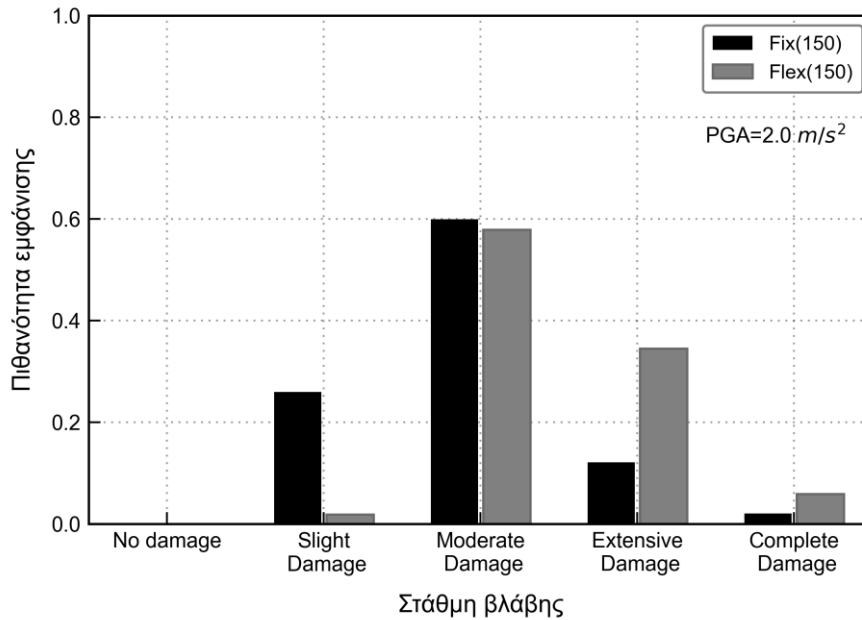
Σχήμα 5-10: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=360$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

### 5.2.3. Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης

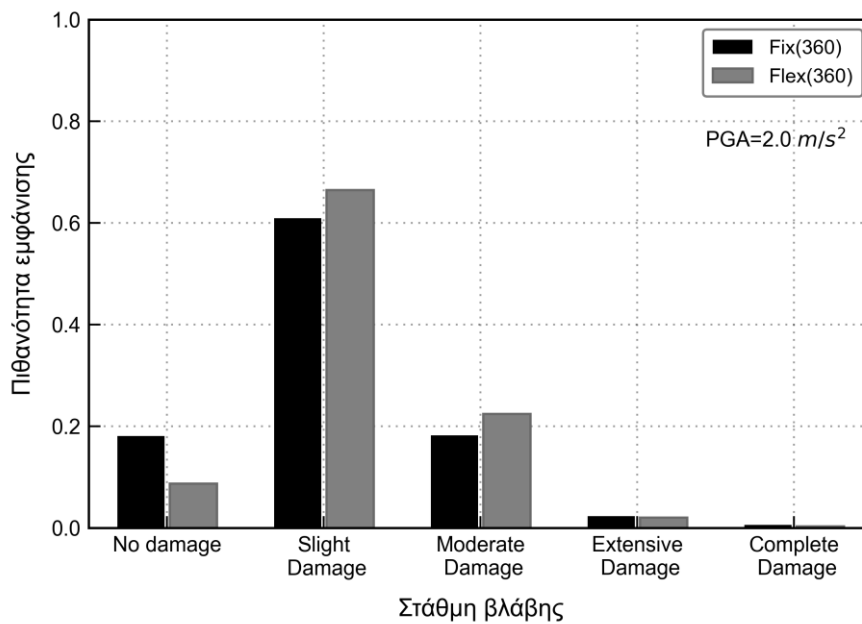
Στα διαγράμματα που ακολουθούν εκτιμώνται οι πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για ένα συγκεκριμένο σεισμικό σενάριο με μέτρο έντασης  $PGA=2.0$  m/s<sup>2</sup>, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης για δύο αργιλικά εδαφικά προφίλ.



Με βάση το Σχήμα 5-11, παρατηρείται ότι για δεδομένο σεισμικό σενάριο, οι πιθανότητες να εμφανιστεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης είναι αρκετά αυξημένες στην περίπτωση ενδόσιμης θεμελίωσης (γκρι χρώμα) σε σχέση με την θεώρηση πακτωμένης βάσης (μαύρο χρώμα). Σε ένα πιο δύσκαμπτο έδαφος (Σχήμα 5-12), πάλι η πιθανότητα να εμφανιστεί βλάβη στην περίπτωση της ενδόσιμης θεμελίωσης είναι μεγαλύτερη, Ωστόσο, σε ένα έδαφος μεγαλύτερης δυσστησίας, είναι πιο πιθανό να προκληθούν μικρές ή καθόλου βλάβες, σε αντίθεση με τα χαλαρά εδαφικά προφίλ όπου οι αναμενόμενες βλάβες είναι μέτριες ή εκτεταμένες.



Σχήμα 5-11: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s και για σεισμικό σενάριο με  $PGA= 2.0$  m/s<sup>2</sup>, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



Σχήμα 5-12: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=360$  m/s και για σεισμικό σενάριο με  $PGA= 2.0$  m/s<sup>2</sup>, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

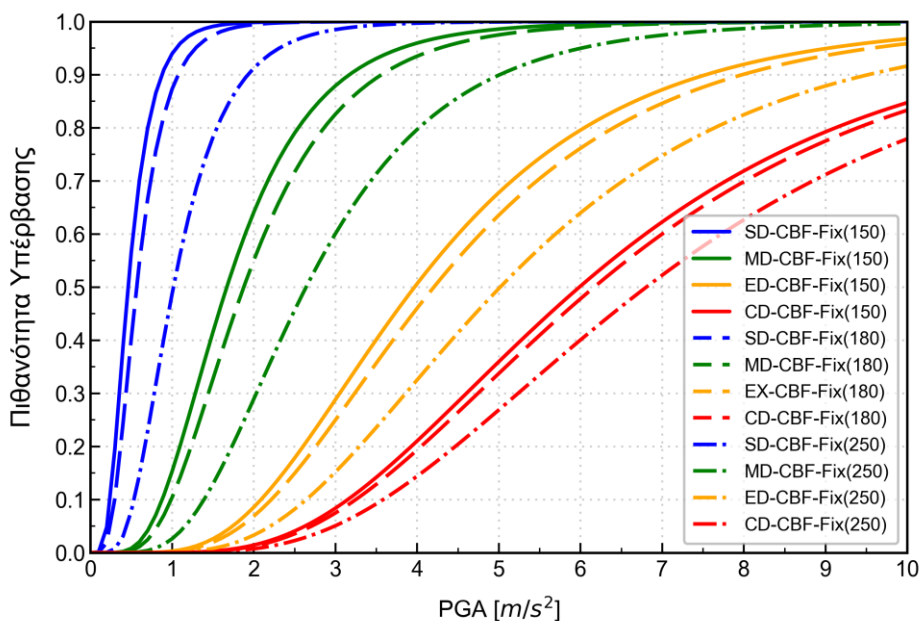


## 5.1. Μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF)

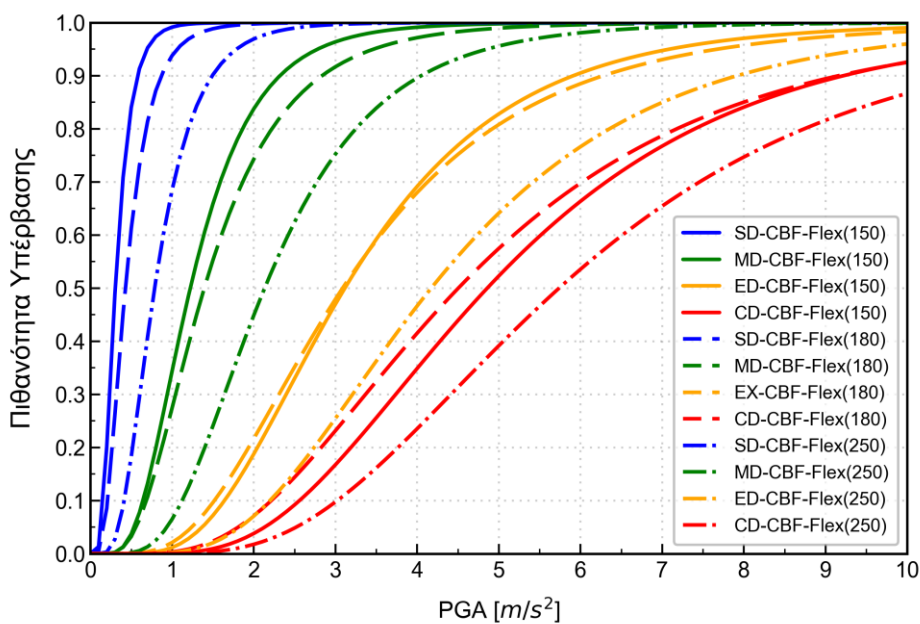
Ανάλογη διαδικασία για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας ακολουθήθηκε και για το μεταλλικό πλαίσιο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF). Και στη συγκεκριμένη ενότητα θα παρουσιαστούν ενδεικτικά διαγράμματα ενώ το σύνολο των καμπυλών τρωτότητας που εξήχθησαν για τα πέντε εδαφικά προφίλ παρατίθεται στο Παράρτημα Β και Γ.

### 5.1.1. Καμπύλες τρωτότητας σε όρους πιθανότητας (Fragility curves)

#### 5.1.1.1. Η επιρροή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων Vs

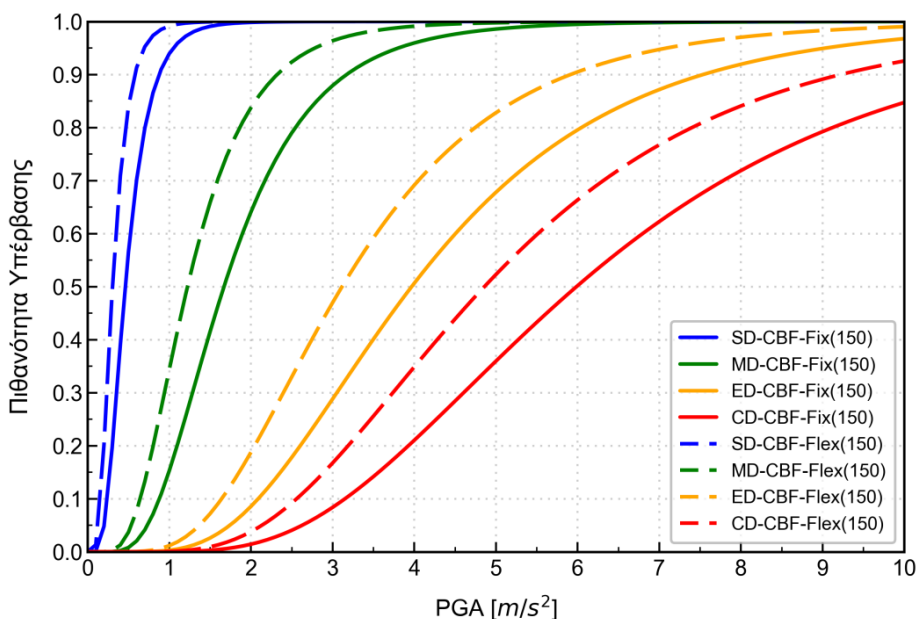


Σχήμα 5-13: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, στην περίπτωση πακτωμένης θεμελίωσης, για τρία αργιλικά εδαφικά προφίλ διαφορετικής δυσστησίας

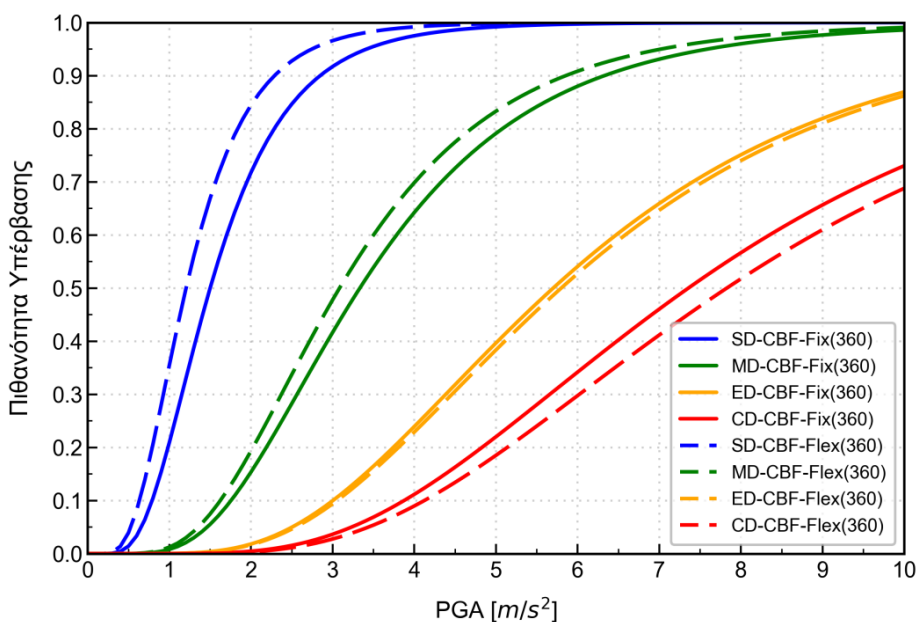


Σχήμα 5-14: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, στην περίπτωση ενδόσιμης θεμελίωσης, για τρία αργιλικά εδαφικά προφίλ διαφορετικής δυσστησίας

Στο Σχήμα 5-13 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας για τρία διαφορετικά αργιλικά εδάφη, σε συνθήκες πακτωμένης θεμελίωσης, όπου λαμβάνονται υπόψη μόνο οι μη γραμμικότητες του εδάφους. Όπως παρατηρήθηκε και στο μεταλλικό πλαίσιο ροπής, η τρωτότητα του CBF αυξάνεται με τη μείωση της εδαφικής δυσκαμψίας. Όσο πιο μικρή δυστημοσία έχει ένα εδαφικό προφίλ, τόσο πιο μεγάλη είναι η πιθανότητα εμφάνισης βλάβης για ένα δεδομένο μέτρο σεισμικής έντασης και για ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης. Ακολουθεί το Σχήμα 5-14, όπου παρουσιάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες για θεμελίωση επί μη γραμμικών ελατηρίων τύπου BNWF. Παρατηρείται ότι η συνδυαστική δράση αλληλεπίδρασης και εδαφικής ενίσχυσης οδηγεί σε ακόμη μεγαλύτερες πιθανότητες υπέρβασης ενός συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης.



Σχήμα 5-15: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex)



Σχήμα 5-16: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=360$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex)

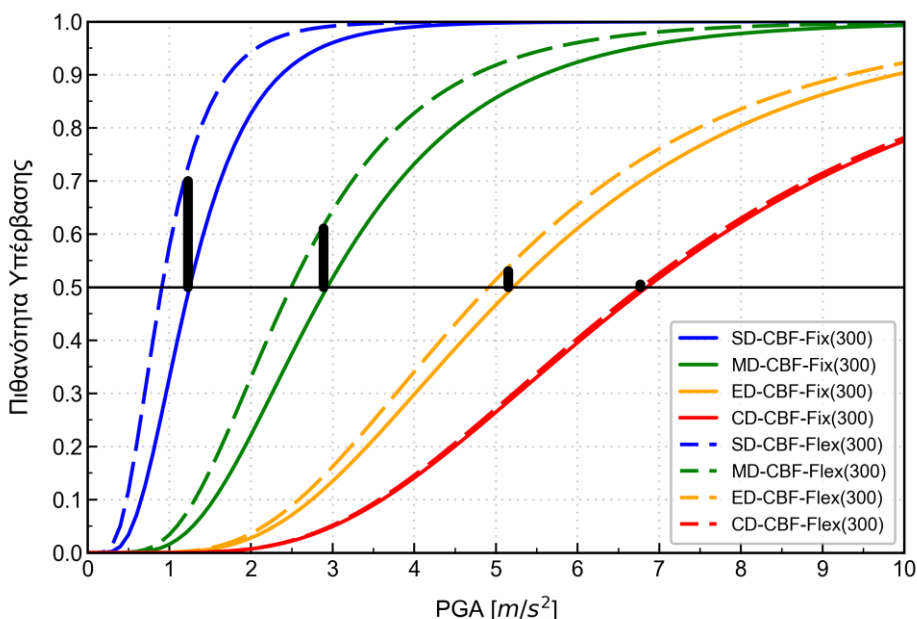
Στο Σχήμα 5-15 και Σχήμα 5-16 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας που εξήχθησαν για τέσσερις στάθμες βλάβης λαμβάνοντας υπόψη συνθήκες πακτωμένης και ενδόσιμης θεμελίωσης, για αργιλικά προφίλ με ταχύτητες διατμητικών κυμάτων  $V_s=150$  m/s και  $V_s=360$  m/s αντίστοιχα. Επιλέχθηκε σκόπιμα ένα πολύ μαλακό και ένα πολύ σκληρό έδαφος για τη σύγκριση, για να ναι ξεκάθαρη η επιρροή της αλληλεπίδρασης σε όλο το εύρος δυσκαμψίας της αργίλου.

Παρατηρήθηκε ότι εδαφικά προφίλ μειωμένης δυσκαμψίας έχουν αυξημένη πιθανότητα εμφάνισης βλάβης σε σχέση με τα πιο δύσκαμπτα. Οι χαλαροί εδαφικοί σχηματισμοί ενισχύουν τον σεισμικό κραδασμό, υποβάλλοντας την κατασκευή σε μεγαλύτερα πλάτη ταλάντωσης. Ειδικά, για μικρής έντασης σεισμική διέγερση αναμένεται μεγάλη εδαφική ενίσχυση. Εξαιτίας των μεγαλύτερων σεισμικών φορτίων που εισάγονται στην κατασκευή, αναπτύσσονται μεγάλες σχετικές μετακινήσεις ορόφων και κατά συνέπεια οι βλάβες είναι αναπόφευκτες. Οπότε, είναι αναμενόμενο, το μεταλλικό πλαίσιο CBF να καθίσταται περισσότερο τρωτό στις περιπτώσεις αργιλικών εδαφών μικρής δυστημψίας.

Η επιρροή της αλληλεπίδρασης είναι περισσότερο εμφανής στην περίπτωση των μαλακών εδαφικών προφίλ. Μάλιστα, στις περισσότερες περιπτώσεις αυξάνει τις πιθανότητες εμφάνισης βλάβης (Σχήμα 5-15), καθιστώντας την κατασκευή πιο τρωτή σε συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης. Εξαιρεση αποτελούν τα πολύ σκληρά εδάφη και για μεγάλες στάθμες βλάβης, όπου η επιρροή της αλληλεπίδρασης φαίνεται να είναι ευεργετική (Σχήμα 5-16). Αυτό αποδίδεται στο γεγονός ότι σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις ( $PGA > 0.3g$ ), δεν βρισκόμαστε πλέον στην περιοχή της γραμμικής ελαστικότητας. Η έντονη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, διαφοροποιεί σημαντικά το φαινόμενο της ενίσχυσης και οδηγεί σε απομείωση του, όπως αποδείχθηκε από τους (Bazzurro & Cornell, 2004). Εξαιτίας της απομείωσης της εδαφικής ενίσχυσης παρατηρείται μείωση της κορυφαίας επιτάχυνσης και μετατόπιση της ιδιοπεριόδου της εδαφικής στήλης σε υψηλότερες τιμές. Σε συνδυασμό με την αύξηση της ιδιοπεριόδου που προκαλεί η αλληλεπίδραση, οδηγούμαστε σε μια υπερβολικά επιμήκη φυσική περίοδο της κατασκευής, που εντοπίζεται στον φθίνοντα κλάδο του φάσματος ελαστικής απόκρισης. Κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει στην περίπτωση των μαλακών εδαφικών προφίλ, όπου οι έντονες εδαφικές ενισχύσεις αφαιρούν οποιοδήποτε ευεργετικό αποτέλεσμα από την αύξηση της ιδιοπεριόδου λόγω αλληλεπίδρασης.

#### **5.1.1.1. Η επιρροή της στάθμης βλάβης**

Το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης σε συνδυασμό με τη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους επηρεάζει διαφορετικά την πιθανότητα υπέρβασης για διαφορετικές στάθμες βλάβης. Η επιρροή των δύο παραπάνω φαινομένων είναι καθοριστική για μικρότερες στάθμες βλάβης. Αυτό συμβαίνει καθώς τα επίπεδα «Slight» και «Moderate» χαρακτηρίζονται από μικρές τιμές της παραμέτρου βλάβης (δηλαδή του Drift). Επομένως, είναι πιο ευαίσθητες, ακόμη και σε μικρές αλλαγές που επιφέρει το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης. Για να διαπιστωθεί η παραπάνω παρατήρηση χρησιμοποιούνται οι κατακόρυφες μαύρες γραμμές του σχήματος 5-17, οι οποίες εκτιμούν την επιπρόσθετη πιθανότητα υπέρβασης μια δεδομένης στάθμης βλάβης. Ως όριο αναφοράς χρησιμοποιήθηκε η πιθανότητα υπέρβασης 50%.



Σχήμα 5-17: Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex). Οι μαύρες κατακόρυφες γραμμές υποδεικνύουν την επιπρόσθετη πιθανότητα υπέρβασης μιας στάθμης βλάβης εξαιτίας της αλληλεπίδρασης

Επίσης, στον πίνακα 5-4 φαίνονται οι ποσοστιαίες διαφορές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για πιθανότητα υπέρβασης 50%, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης και ενδόσιμης θεμελίωσης. Ουσιαστικά, η PGA που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης βλάβης 50% αντιπροσωπεύει τη μέση τιμή των καμπυλών τρωτότητας.

Πίνακας 5-4: Διαφορά (%) της PGA ( $m/s^2$ ) για πιθανότητα υπέρβασης 50%, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης και ενδόσιμης θεμελίωσης

Διαφορά (%) της PGA για πιθανότητα υπέρβασης 50%				
	DS1	DS2	DS3	DS4
150	32.89%	25.55%	20.17%	17.49%
300	29.30%	17.49%	8.46%	3.83%

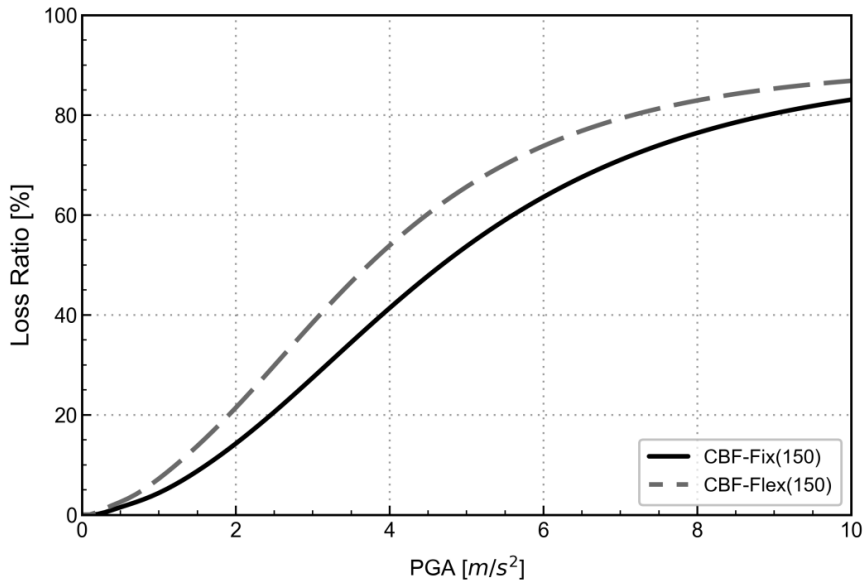
Από τα συνδυαστικά αποτελέσματα του Πίνακας 5-4 και του σχήματος 5-17 προκύπτει ότι η επιρροή της αλληλεπίδρασης είναι πιο έντονη στις στάθμες βλάβης SD και MD και φθίνει καθώς προχωράμε σε μεγαλύτερες στάθμες. Επίσης, επαληθεύεται η διαπίστωση ότι στην περίπτωση των χαλαρών εδαφικών σχηματισμών, τα αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης είναι περισσότερα εμφανή. Για την ίδια πιθανότητα εμφάνισης ενός δεδομένου επιπέδου βλάβης η τιμή του μέτρου έντασης (PGA) μειώνεται αισθητά (Πίνακας 5-4). Δηλαδή, το μεταλλικό πλαίσιο σε συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης θα εμφανίσει τις ίδιες βλάβες με το πακτωμένο μοντέλο αλλά σε μικρότερες τιμές σεισμικής έντασης. Η ενίσχυση των drifts των χαμηλότερων ορόφων δικαιολογεί το παραπάνω φαινόμενο.

### 5.1.1. Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών (Vulnerability curves)

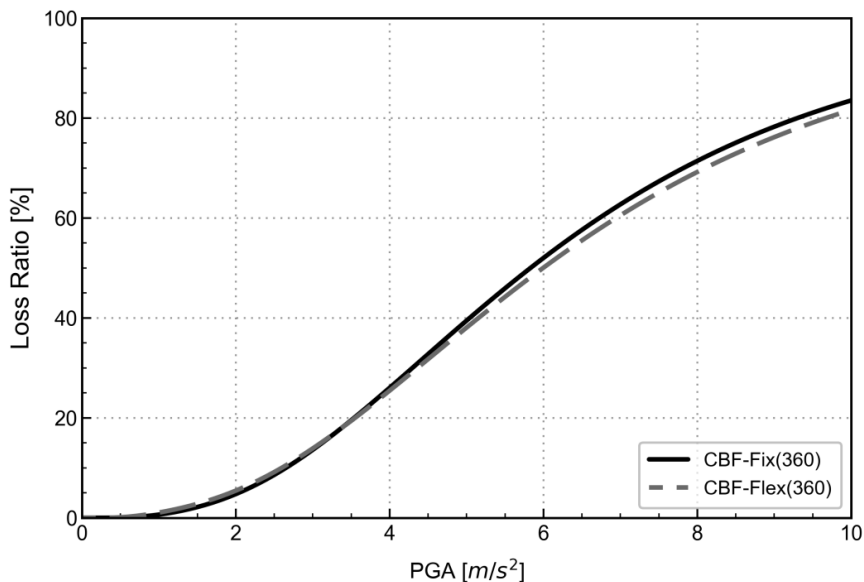
Για να συσχετιστούν ακόμη περισσότερο οι αναμενόμενες απώλειες με τη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους και το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης, υπολογίζονται οι καμπύλες τρωτότητας σε όρους δείκτη βλάβης (loss ratio).

Το Σχήμα 5-18 δείχνει τις καμπύλες τρωτότητας του μεταλλικού πλαισίου ροπής (MRF) εδραζόμενο επί αργιλικού εδάφους με ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $V_s=150$  m/s, ενώ το Σχήμα 5-19 αναφέρεται

σε ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $V_s=360$  m/s. Στην περίπτωση κατασκευής επί μαλακού εδαφικού σχηματισμού, παρατηρείται αύξηση των αναμενόμενων απωλειών της τάξης του 10-15 (%). Για πιο δύσκαμπτα εδάφη, η επιρροή της αλληλεπίδρασης είναι ευεργετική καθώς οδηγεί σε μικρότερες απώλειες σε σχέση με την περίπτωση πακτωμένης βάσης. Όπως ειπώθηκε και προηγουμένως, η έντονη εδαφική ενίσχυση στην περίπτωση των μαλακών εδαφών παίζει καθοριστικό ρόλο στην ανάπτυξη μεγαλύτερων βλαβών/απωλειών.



Σχήμα 5-18: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex)

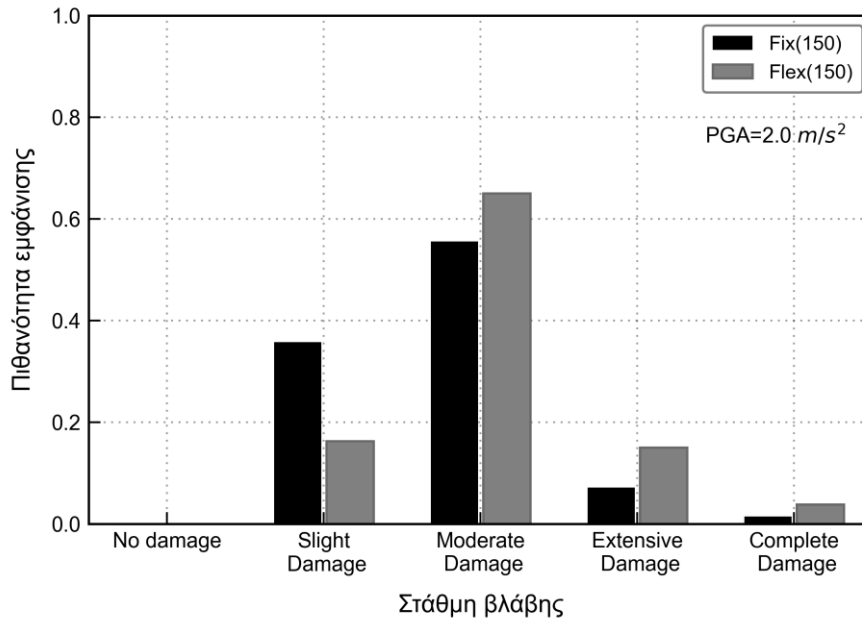


Σχήμα 5-19: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=360$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex)

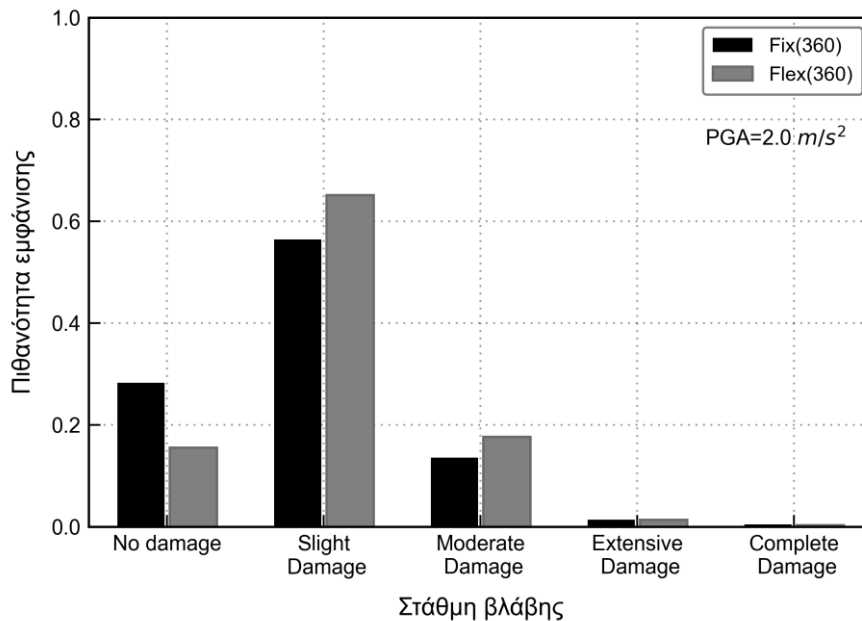
### 5.1.1. Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης

Στα διαγράμματα που ακολουθούν εκτιμώνται οι πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για ένα συγκεκριμένο σεισμικό σενάριο με μέτρο έντασης  $PGA=2.0$   $m/s^2$ , συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης για δύο αργιλικά εδαφικά προφίλ.

Με βάση το Σχήμα 5-20, παρατηρείται ότι για δεδομένο σεισμικό σενάριο, οι πιθανότητες να εμφανιστεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης είναι αρκετά αυξημένες στην περίπτωση ενδόσιμης θεμελίωσης (γκρι χρώμα) σε σχέση με την θεώρηση πακτωμένης βάσης (μαύρο χρώμα). Σε ένα πιο δύσκαμπτο έδαφος (Σχήμα 5-21), πάλι η πιθανότητα να εμφανιστεί βλάβη στην περίπτωση της ενδόσιμης θεμελίωσης είναι μεγαλύτερη, Ωστόσο, σε ένα έδαφος μεγαλύτερης δυσστησίας, είναι πιο πιθανό να προκληθούν μικρές ή καθόλου βλάβες, σε αντίθεση με τα χαλαρά εδαφικά προφίλ όπου οι αναμενόμενες βλάβες είναι μέτριες ή εκτεταμένες.



Σχήμα 5-20: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με Vs=150 m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



Σχήμα 5-21: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με Vs=360 m/s και για σεισμικό σενάριο με PGA= 1.5 m/s², συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

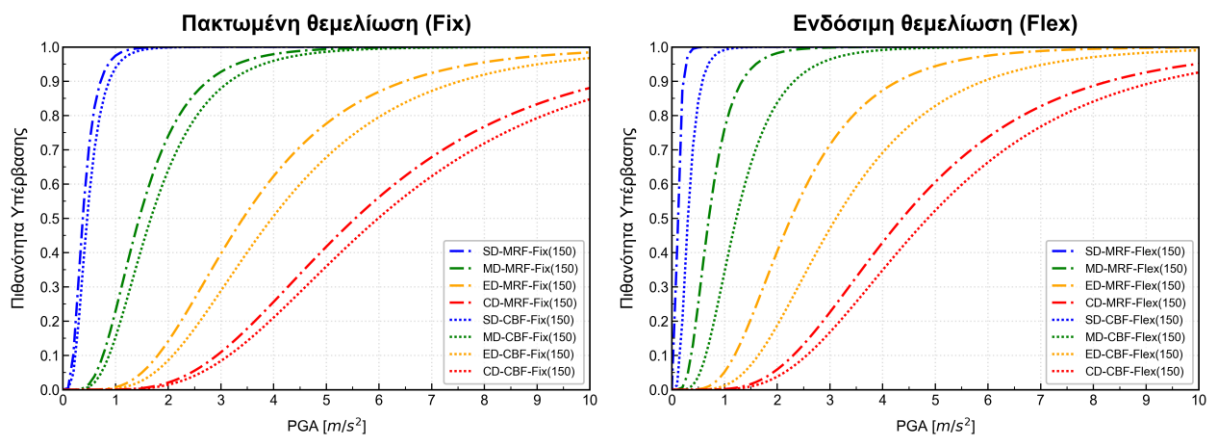


## 5.2. Σύγκριση μεταλλικών πλαισίων

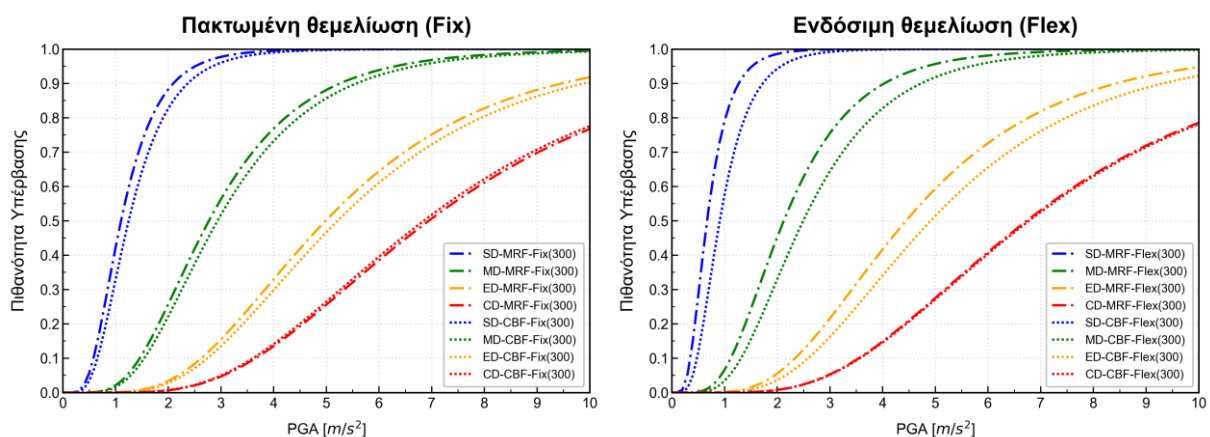
### 5.2.1. Καμπύλες τρωτότητας σε όρους πιθανότητας (Fragility curves)

Στην παρούσα ενότητα θα γίνει μια σύγκριση ως προς τη σεισμική τρωτότητα των δύο διαφορετικών μεταλλικών πλαισίων, τόσο σε συνθήκες ενδόσιμης όσο και πακτωμένης θεμελίωσης.

Αρχικά, με βάση το Σχήμα 5-22, γίνεται αντιληπτό ότι το μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF) εμφανίζει μεγαλύτερη τρωτότητα από ότι το μεταλλικό CBF. Μάλιστα, σε συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης η σεισμική τρωτότητα του MRF παρουσιάζει μεγαλύτερη αύξηση. Η χρήση μη γραμμικών ελατηρίων τύπου BNWF οδηγεί σε μεγαλύτερες πιθανότητες εμφάνισης ενός δεδομένου επιπέδου βλάβης. Η επιπλέον δυσκαμψία, λοιπόν, που παρέχουν οι χιαστί σύνδεσμοι, στην περίπτωση του πλαισίου CBF, λειτουργούν καταλυτικά για την καλύτερη απόκριση του σε μια ενδεχόμενη σεισμική διέγερση. Σε ένα πιο σκληρό εδαφικό προφίλ όμως (Σχήμα 5-23), η συμπεριφορά των δύο πλαισίων δεν παρουσιάζει τόσο μεγάλη διαφορά. Το μεταλλικό πλαίσιο ροπής εξακολουθεί να είναι περισσότερο τρωτό καθώς στην περίπτωση του αναπτύσσονται μεγαλύτερες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων.



Σχήμα 5-22: Καμπύλες τρωτότητας επί αργλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης, συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών MRF και CBF



Σχήμα 5-23: Καμπύλες τρωτότητας επί αργλικού εδάφους με  $V_s=300$  m/s, για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης, συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών MRF και CBF

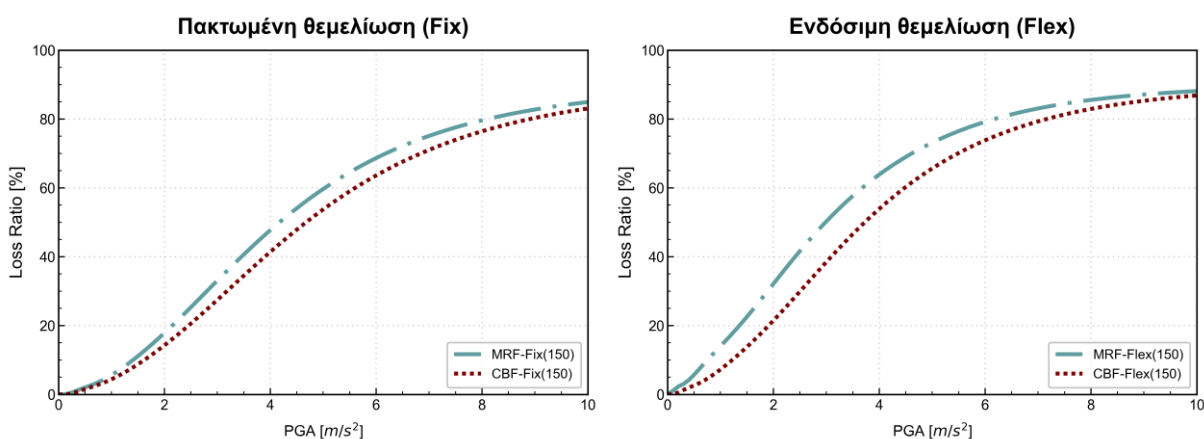


### 5.2.2. Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών (Vulnerability curves)

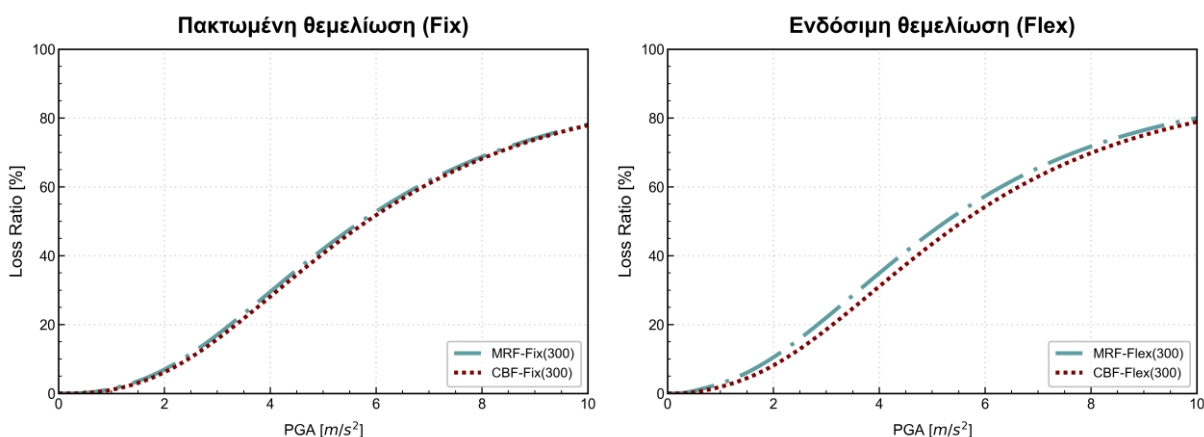
Για την περαιτέρω διερεύνηση της σεισμικής τρωτότητας των δύο μεταλλικών πλαισίων, υπολογίστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας και σε όρους δείκτη βλάβη (Vulnerability curves) ώστε να εκτιμηθούν οι αναμενόμενες απώλειες.

Στο Σχήμα 5-24 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας, στην περίπτωση έδρασης των κατασκευών επί μαλακού εδαφικού σχηματισμού. Όπως είναι εμφανές, το ποσοστό αναμενομένων απωλειών για το μεταλλικό πλαίσιο ροπής είναι περίπου 5 % υψηλότερο σε συνθήκες πακτωμένης θεμελίωσης και 15 % υψηλότερο σε συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης, σε σχέση με το μεταλλικό CBF. Το γεγονός ότι το μεταλλικό MRF καθίσταται περισσότερο τρωτό σε σχέση με το πλαίσιο με τους χιαστί συνδέσμους, οφείλεται στο γεγονός ότι στην περίπτωση του πρώτου αναπτύσσονται μεγαλύτερες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων και κατά συνέπεια μεγαλύτερες βλάβες.

Για εδαφικά προφίλ μεγαλύτερης δυστημσίας, η σεισμική απόκριση των δύο πλαισίων παρουσιάζει αρκετές ομοιότητες καθώς τα ποσοστά των αναμενομένων απωλειών είναι σχεδόν ίδια.



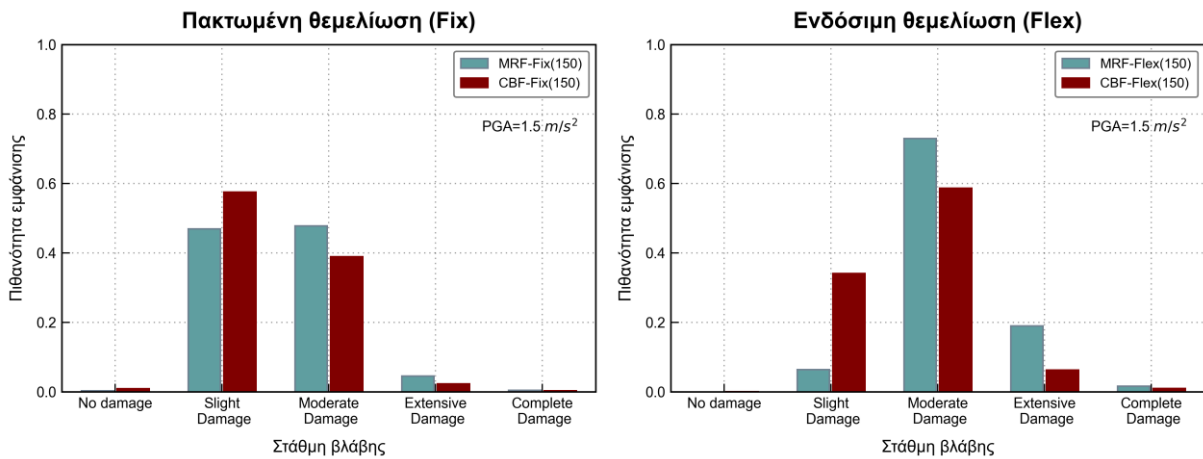
Σχήμα 5-24: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης, συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών πλαισίων MRF και CBF



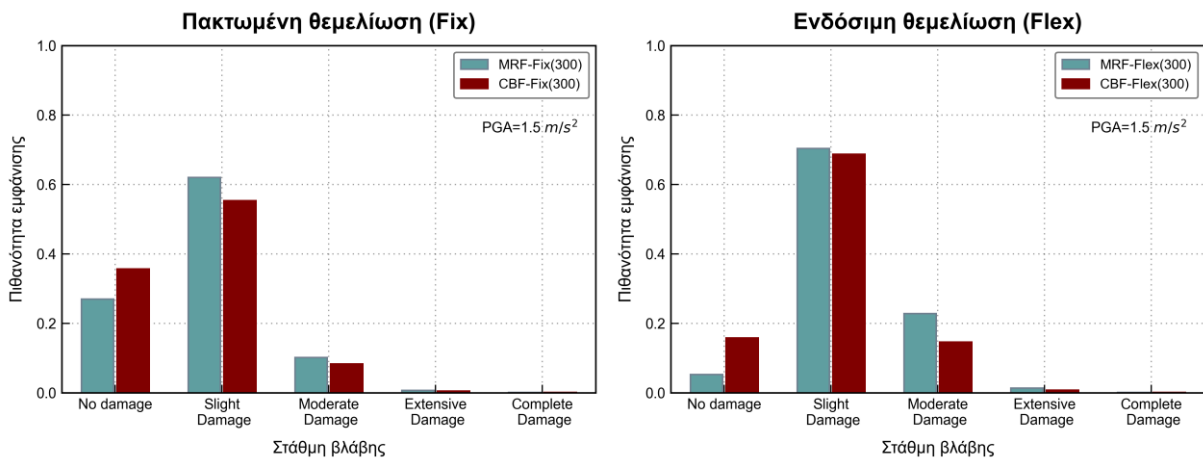
Σχήμα 5-25: Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=300$  m/s, για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης, συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών πλαισίων MRF και CBF

### 5.2.3. Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης

Στα παρακάτω διαγράμματα (Σχήμα 5-26 και Σχήμα 5-27) απεικονίζονται οι πιθανότητες εμφάνισης βλάβης για ένα δεδομένο σεισμικό σενάριο με μέτρο έντασης  $PGA=1.5 \text{ m/s}^2$ . Στο Σχήμα 5-26, επιβεβαιώνεται η τρωτότητα των MRFs, σε σύγκριση με τα CBFs, καθώς οι πιθανότητες εμφάνισης ενός δεδομένου επιπέδου βλάβης είναι υψηλότερες. Επίσης, στην περίπτωση του CBF είναι περισσότερο πιθανό να προκληθούν μικρές ή μέτριες βλάβες, σε αντίθεση με το MRF όπου οι αναμενόμενες βλάβες μετατοπίζονται σε μεγαλύτερες στάθμες βλάβης.



Σχήμα 5-26: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=150 \text{ m/s}$ , για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης και για σεισμικό σενάριο με  $PGA= 1.5 \text{ m/s}^2$ , συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών πλαισίων MRF και CBF



Σχήμα 5-27: Πιθανότητες εμφάνισης βλάβης, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=300 \text{ m/s}$ , για συνθήκες πακτωμένης (αριστερά) και ενδόσιμης (δεξιά) θεμελίωσης και για σεισμικό σενάριο με  $PGA= 1.5 \text{ m/s}^2$ , συγκρίνοντας την τρωτότητα των μεταλλικών πλαισίων MRF και CBF

## Κεφάλαιο 6°

### Συμπεράσματα

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν η εκτίμηση της επιρροής της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής και της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους στη σεισμική απόκριση και τρωτότητα μεταλλικών πλαισίων.

Για τη διερεύνηση των επιπτώσεων των παραπάνω φαινομένων, εξετάστηκε ένα μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF) καθώς και ένα μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF), τα οποία προσομοιώθηκαν ως δισδιάστατες κατασκευές μέσω των λογισμικών Frame Modeler-2D και OpenSees. Κατά την αριθμητική προσομοίωση των πλαισίων λήφθηκε υπόψη τόσο η μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής, με την τοποθέτηση μη γραμμικών στροφικών ελατηρίων στα άκρα των δομικών στοιχείων, όσο και τα φαινόμενα P-Δ. Για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης επιλέχθηκε η μέθοδος Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation (BNWF) ενώ για την απεικόνιση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους εφαρμόστηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων για τη διαμόρφωση ομοιογενούς εδαφικής στήλης.

Στη συνέχεια διενεργήθηκαν επαυξητικές δυναμικές αναλύσεις (Incremental Dynamic Analysis) με την εφαρμογή έντεκα (11) πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων κλιμακούμενης έντασης, οδηγώντας συνολικά σε 220 δυναμικές αναλύσεις για κάθε σύστημα εδάφους-θεμελίωσης. Η ανάλυση των μεταλλικών πλαισίων πραγματοποιήθηκε για δύο διαφορετικές συνθήκες σύνδεσης της ανωδομής με τη θεμελίωση : α) συνθήκες πακτωμένης βάσης επί ενδόσιμου εδάφους και β) συνθήκες ενδόσιμης θεμελίωσης επί μη γραμμικών ελατηρίων τύπου BNWF.

Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων παρουσιάστηκαν και αξιολογήθηκαν τόσο με βάση τη σχετική μετατόπιση των ορόφων όσο και με βάση τη ροπή-στροφή στα άκρα δοκών και στύλου. Για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας κατασκευάστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας τόσο σε όρους πιθανοτήτων (Fragility curves) όσο και σε όρους δείκτη βλάβη/απωλειών (Vulnerability curves).

Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη σύγκριση και αξιολόγηση των παραπάνω αποτελεσμάτων καταδεικνύοντας την επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης και της εδαφικής ενίσχυσης στην απόκριση μεταλλικών πλαισίων. Αρχικά, θα αναφερθούν κάποια γενικά συμπεράσματα που ισχύουν και για τα δύο μεταλλικά πλαίσια και στη συνέχεια θα επιχειρηθεί μια σύγκριση μεταξύ τους.

#### 6.1. Γενικά συμπεράσματα για MRF και CBF

Αρχικά, στην πλειονότητα των περιπτώσεων που εξετάστηκαν, η αλληλεπίδραση οδηγούσε σε μεγαλύτερες τιμές σχετικής μετατόπισης ορόφων, σε σχέση με την θεώρηση πακτωμένης βάσης. Το γεγονός ότι το εύκαμπτο πλέον σύστημα έχει περισσότερους βαθμούς ελευθερίας, το καθιστά επιρρεπές σε μεγαλύτερες μετακινήσεις. Σε συνδυασμό με το φαινόμενο εδαφικής ενίσχυσης που υποβάλλει την κατασκευή σε μεγαλύτερα πλάτη ταλάντωσης, είναι αναμενόμενο να αυξηθούν και τα αναπτυσσόμενα drifts. Βέβαια, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι η ενίσχυση του σεισμικού κραδασμού αναμένεται σε μέτριας έντασης εδαφική επιτάχυνση, γιατί στην περίπτωση μιας πολύ ισχυρής διέγερσης το συχνοτικό περιεχόμενο αλλάζει και μπορεί να οδηγήσει σε μείωση της εδαφικής ενίσχυσης (Bazzurro and Cornell 2004). Να σημειωθεί ότι υπήρξαν και εξαιρέσεις, όπου οι σχετικές μετατοπίσεις ορόφων στην περίπτωση πακτωμένης θεμελίωσης λάμβαναν μεγαλύτερες τιμές.

Επίσης, αναδείχθηκε η συγκέντρωση μεγαλύτερων σχετικών μετακινήσεων στον πρώτο όροφο, ανακουφίζοντας τον ανώτερο. Η συγκεκριμένη παρατήρηση έχει διατυπωθεί και από προηγούμενους ερευνητές για μεταλλικές κατασκευές (Πετρίδης, Λιγνός, & Πιτιλάκης, 2022) όπως και για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα (Behnamfar & Banizadeh, 2016) και (Petridis & Pitilakis, 2020). Το γεγονός αυτό αποδίδεται στην δυνατότητα στροφής και μετακίνησης της θεμελίωσης, η οποία με τη σειρά της υποβάλλει τον πρώτο όροφο σε μεγαλύτερου βαθμού σχετικές μετατοπίσεις.

Όσον αφορά την απόκριση των δομικών στοιχείων, παρατηρήθηκε μείωση των καμπτικών απαιτήσεων στις βάσεις των υποστυλωμάτων, ανακουφίζοντας τις από τις αναπτυσσόμενες ροπές. Ουσιαστικά, η δυνατότητα στροφής και παραλαβής ροπής από την πλευρά της θεμελίωσης, οδηγεί σε μείωση της αναλαμβανόμενης ροπής στον πόδα των υποστυλωμάτων. Το ότι η πλήρης πάκτωση μετατρέπεται σε ενδόσιμη στήριξη, μέσω των μη γραμμικών ελατηρίων, επιδρά ευεργετικά στην περίπτωση των στύλων.

Δεν συμβαίνει το ίδιο, όμως και στην περίπτωση των δοκών, όπου η απόκριση στα άκρα τους δεν ακολουθεί κάποιο συγκεκριμένο μοτίβο. Πιο συγκεκριμένα, η συμπεριφορά των δοκών επηρεάζεται από το συχνοτικό περιεχόμενο της εκάστοτε σεισμικής διέγερσης, οδηγώντας άλλοτε σε υψηλότερες ανελαστικές απαιτήσεις και άλλοτε σε μειωμένα ζεύγη ροπών-στροφών. Ανάλογα με τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, το υποκείμενο έδαφος αλλά και τη σεισμική διέγερση η αλληλεπίδραση δύναται να οδηγήσει είτε σε αυξημένα είτε σε μειωμένα φορτία στην κατασκευή, επηρεάζοντας την σεισμική συμπεριφορά των δοκών. Κατά τη διαστασιολόγηση, λοιπόν, ίσως θα πρέπει να επιλεγούν μεγαλύτερες διατομές για να προσδώσουν την απαραίτητη αντοχή στις δοκούς. Το γεγονός ότι οι στύλοι ανακουφίζονται και παραλαμβάνουν μειωμένες ροπές, δε σημαίνει ότι θα πρέπει διαστασιολογηθούν διαφορετικά. Εξάλλου θα πρέπει να τηρείται ο ικανοτικός λόγος και να υπάρχει ισορροπία στο σύστημα. Επίσης, με βάση τη θεμελιώδη απαίτηση του αντισεισμικού κανονισμού των μεταλλικών MRFs, οι πλαστικές αρθρώσεις θα πρέπει να σχηματιστούν στις δοκούς και σε καμία περίπτωση στα υποστυλώματα.

Αναφορικά με τη σεισμική τρωτότητα των μεταλλικών πλαισίων, παρατηρήθηκε αύξηση στις περιπτώσεις μαλακών αργιλικών εδαφών. Με τη μείωση της εδαφικής δυσστησίας, αυξάνονται οι εδαφικές παραμορφώσεις και η κατασκευή υποβάλλεται σε μεγαλύτερα πλάτη ταλάντωσης. Εξαιτίας των υψηλότερων σεισμικών φορτίων που εισάγονται στην κατασκευή, αναπτύσσονται μεγάλες σχετικές μετακινήσεις ορόφων και κατά συνέπεια οι βλάβες είναι αναπόφευκτες.

Από τη σύγκριση των καμπυλών τρωτότητας σε συνθήκες ενδόσιμης και πακτωμένης βάσης, παρατηρήθηκε ότι η συνδυαστική δράση αλληλεπίδρασης και μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους οδηγεί σε ακόμη μεγαλύτερες πιθανότητες υπέρβασης ενός δεδομένου επιπέδου βλάβης. Το γεγονός αυτό αποδίδεται στην ενίσχυση των σχετικών μετατοπίσεων (Drifts) των χαμηλότερων ορόφων και δικαιολογεί την ανάπτυξη περισσότερων βλαβών στην περίπτωση της ενδόσιμης στήριξης. Το συγκεκριμένο συμπέρασμα είναι περισσότερο εμφανές στην περίπτωση των χαλαρών εδαφικών προφίλ, όπου οι αναμενόμενες απώλειες παρουσιάζουν αύξηση της τάξης του 15%.

Στην περίπτωση των δύσκαμπτων εδαφών, η αλληλεπίδραση είναι καθοριστική μόνο για τις μικρές στάθμες βλάβης καθώς σε μεγαλύτερες στάθμες η επιρροή της φαίνεται να είναι ευεργετική. Αυτό αποδίδεται στο γεγονός ότι σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις ( $PGA > 0.3g$ ), δεν βρισκόμαστε πλέον στην περιοχή της γραμμικής ελαστικότητας. Η έντονη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, διαφοροποιεί σημαντικά το φαινόμενο της ενίσχυσης και οδηγεί σε μείωση της κορυφαίας επιτάχυνσης καθώς και σε μετατόπιση της ιδιοπεριόδου της εδαφικής στήλης σε υψηλότερες τιμές. Σε συνδυασμό με την αύξηση της ιδιοπεριόδου που προκαλεί η αλληλεπίδραση, οδηγούμαστε σε μια

υπερβολικά επιμήκη φυσική περίοδο της κατασκευής, που εντοπίζεται στον φθίνοντα κλάδο του φάσματος ελαστικής απόκρισης.

Τέλος, το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης σε συνδυασμό με τη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους επηρεάζει διαφορετικά την πιθανότητα υπέρβασης για διαφορετικές στάθμες βλάβης. Η επιρροή των δύο παραπάνω φαινομένων είναι καθοριστική για μικρότερες στάθμες βλάβης. Αυτό συμβαίνει καθώς τα επίπεδα «Slight» και «Moderate» χαρακτηρίζονται από μικρές τιμές της παραμέτρου βλάβης (δηλαδή του Drift). Επομένως, είναι πιο ευαίσθητες, ακόμη και σε μικρές αλλαγές που επιφέρει το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης.

## 6.2. Συγκριτικά συμπεράσματα για MRF και CBF

Στη συγκεκριμένη ενότητα θα επιχειρηθεί μια σύγκριση μεταξύ των δύο διαφορετικών μεταλλικών πλαισίων. Αρχικά, από τη σύγκριση των καμπυλών Pushover προέκυψε ότι το μεταλλικό CBF αναμένεται να παρουσιάσει καλύτερη συμπεριφορά σε πλευρικά φορτία, καθώς οδηγείται σε μηχανισμό κατάρρευσης σε μεγαλύτερο ποσοστό σχετικής μετακίνησης οροφής, σε σχέση με το μεταλλικό MRF.

Όσον αφορά τα αναπτυσσόμενα Drifts, υπό συνθήκες πακτωμένης βάσης, δεν παρουσιάζονται μεγάλες διαφορές στην απόκριση των δύο πλαισίων. Το μεταλλικό MRF εμφανίζει ελαφρώς αυξημένες τιμές σχετικής μετακίνησης ορόφου. Στην περίπτωση όμως ενδόσιμης στήριξης παρατηρούνται μεγαλύτερες διαφορές στις σχετικές μετακινήσεις ορόφων. Μάλιστα, στο μεταλλικό πλαίσιο ροπής τα maxDrift φτάνουν σε ποσοστό 6%, σε αντίθεση με το μεταλλικό CBF όπου φτάνουν έως 4%. Η επιπλέον δυσκαμψία, λοιπόν, που παρέχουν οι σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα, στην περίπτωση του πλαισίου CBF, λειτουργούν καταλυτικά για την καλύτερη απόκριση του σε μια ενδεχόμενη σεισμική διέγερση.

Ως προς τη σεισμική τρωτότητα των δύο διαφορετικών πλαισίων, γίνεται αντιληπτό ότι το μεταλλικό πλαίσιο ροπής (MRF) εμφανίζει μεγαλύτερη τρωτότητα από ότι το CBF. Τα μεγαλύτερα αναπτυσσόμενα Drift καθώς και τα μεγαλύτερα ζεύγη ροπών-στροφών στην περίπτωση του MRF οδηγούν σε πρόσθετες ζημιές και κατά συνέπεια το καθιστούν περισσότερο τρωτό. Σε πιο σκληρό εδαφικό προφίλ, η τρωτότητα των δύο πλαισίων δεν παρουσιάζει τόσο μεγάλη διαφορά. Το μεταλλικό πλαίσιο ροπής εξακολουθεί να είναι περισσότερο τρωτό καθώς στην περίπτωση του αναπτύσσονται μεγαλύτερες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων.

*Η επιρροή της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους και της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής διερευνήθηκαν για διαφορετικά επίπεδα βλάβης και διαφορετικά εδαφικά προφίλ. Λαμβάνοντας υπόψη όλα όσα αναφέρθηκαν στην παρούσα διπλωματική εργασία, συμπεραίνεται ότι η συνεισφορά των παραπάνω φαινομένων στη σεισμική απόκριση και τρωτότητα των μεταλλικών κατασκευών είναι ιδιαιτέρως σημαντική. Για το λόγο αυτό καθίσταται επιτακτική η ανάγκη συνεκτίμησης της αλληλεπίδρασης και των τοπικών εδαφικών συνθηκών στο σύνολο των αναλύσεων που διενεργούνται για τα μεταλλικά πλαίσια.*

## Κεφάλαιο 7<sup>ο</sup>

### Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Προκειμένου να τεκμηριωθούν τα συμπεράσματα που εξήχθησαν παραπάνω, θα πρέπει να διεξαχθούν περαιτέρω μελέτες. Στη συνέχεια παρατίθενται ενδεικτικές προτάσεις για μελλοντικές έρευνες:

- Ανάλυση των μεταλλικών πλαισίων και για άλλα εδαφικά προφίλ, εκτός από αυτά της αργίλου. Θα μπορούσε να διερευνηθεί η απόκριση και η σεισμική τρωτότητα υπό αμμωδών εδαφικών στρώσεων.
- Προσομοίωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών της αλληλεπίδρασης μέσω ελαστικών ελατηρίων και αποσβεστήρων. Μια απλουστευμένη (αλλά συνηθισμένη στην πράξη) τεχνική περιλαμβάνει τη χρήση 3 ξεχωριστών γραμμικών ελατηρίων για κάθε πέδιλο για την προσομοίωση της οριζόντιας, κατακόρυφης και περιστροφικής δυσκαμψίας.
- Ανάλυση περισσότερων τυπολογιών μεταλλικών κατασκευών. Θα είχε ιδιαίτερο ενδιαφέρον να διερευνηθεί πως αποκρίνονται πλαίσια με περισσότερους από δύο ορόφους ή και με περισσότερα ανοίγματα.
- Μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς μεταλλικών πλαισίων με συνδέσμους V-Bracings.
- Αριθμητική προσομοίωση των κατασκευών με 3D μοντέλα, προκειμένου να επιτευχθεί πιο ρεαλιστική προσέγγιση του προβλήματος

## Βιβλιογραφία

- Akhoondi, M., & Behnamfar, F. (2021). Seismic fragility curves of steel structures including soil-structure interaction and variation of soil parameters, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council (ATC).
- Aviles, J., & Suarez, M. (2002). Effective periods and dampings of building-foundation systems including seismic wave effects. *Engineering Structures*, 24:553–562,.
- Bazzurro, P., & Cornell, C. (2004). Ground-Motion Amplification in Nonlinear Soil Sites with Uncertain Properties, *Bulletin of The Seismological Society of America*, 94: 2090-2109.
- Behnamfar, F., & Banizadeh, M. (2016). Effects of soil-structure interaction on distribution of seismic vulnerability in RC structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* ; 80: 73–86.
- Bielak, J. (1975). 'Dynamic behavior of structures with embedded foundations.' *J. Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, 3(3), 259–274.
- Bode, C., Hirschauer, R., & Savidis, S. (2002). Soil-structure interaction in the time domain using halfspace Green's functions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(4):283–295.
- CEN. (2004). EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels.
- Chopra, A. K. (2001). *Dynamics of Structures*. Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, NJ, U.S.A.
- Crowley, H., Pinho, R., & Uilenreef, J. (2019a). Probabilistic damage assessment of buildings due to induced seismicity. *Bulletin of Earthquake Engineering* 17. doi:10.1007/s10518-018-0462-1.
- Dr. Ahmed Elkady. (2021). *FRAME MODELER 2D*, An Open Source Platform for the 2-Dimensional Modeling and Seismic.
- Elkady, A., Ghimire, S., & Lignos, D. G. (χ.χ.). *Fragility Curves for Wide-Flange Steel Columns and Implications on Building-Specific Earthquake-Induced Loss Assessment*.
- Elkady, A., & Lignos, D. G. (2015). Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames. *Earthquake Engrg Struct. Dyn.*; 44: 1289– 1307.
- FEMA 273. (1997). *Nehr Guidelines for the Seismic Rehabilitation of buildings*.
- Flores FX, Charney F, & Lopez-Garcia D. (2014). Influence of the gravity framing system on the collapse performance of special steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research* 2014; 101: 351–362.
- Gazetas, G. (1991). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering Division - ASCE*, 117(9):1363–1381.
- Gazetas, G. (1983). Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2(1):2–42.

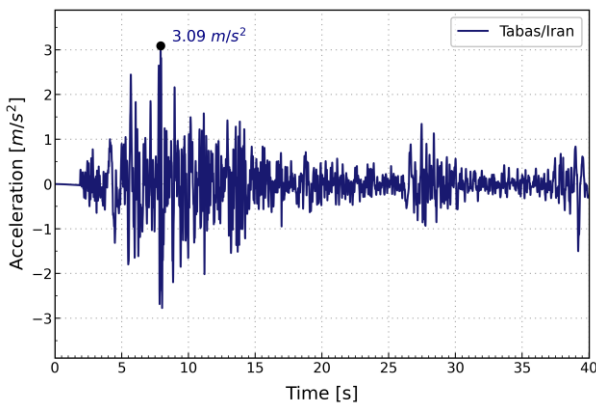


- Gazetas, G., & Mylonakis, G. (1998). Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues. In Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Geo-Institute ASCE Conference, volume II, pages 1119–1174, Seattle, U.S.A. A.S.C.E.
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (1999). Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, Technical Report 132. The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
- Halabian, A., & Naggar., M. (2002). Effect of non-linear soil-structure interaction on seismic response of tall slender structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Harden, C., & Hutchinson, T. (2009). Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation Modeling of Shallow, Rocking-Dominated Footings, *Earthquake Spectra*, 25(2), 277–300.
- Ibarra, L. F., & Krawinkler, H. (2005). Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations. Tech.rep.
- Ibarra, L., Medina, R., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2005; 34(12): 1489-1511.
- Kausel, E., Roesset, J., & Christian., J. (1976). Nonlinear behavior in soil-structure interaction. *Journal of Geotechnical Engineering Division - ASCE*, 102(GT12): 1159–1178.
- Kazantzi AK, & Vamvatsikos D. (2015). Intensity measure selection for vulnerability studies of building classes. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2015; 44: 2677– 2694.
- Kazemi, F., Asgarkhani, N., & Jankowski, R. (2022). Probabilistic assessment of SMRFs with infill masonry walls incorporating nonlinear soil-structure interaction.
- Kim, S., & Stewart, J. (2003). Kinematic soil-structure interaction from strong motion recordings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(4): 323-335.
- Krawinkler, H. (1978). Shear in beam Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engineering Journal*; 15: 82-91.
- Lignos, D., & Krawinkler, H. (2011). Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading, ASCE, *Journal of Structural Engineering* 2011; 137(11): 1291-1302.
- LysmerJ., & Kuhlemeyer, A. (1969). "Πεπερασμένο δυναμικό μοντέλο για άπειρα μέσα," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE* , 95 , 859-877.
- Mashhadi S, Asadi A, Homaei F, & Tajammolian H. (2021). Seismic response of mid-rise steel MRFs: the role of geometrical irregularity, frequency components of near-fault records, and soil-structure interaction. *Bull. Earthquake Eng.* 2021; 19: 3571–3595.
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3):277–301.
- Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9):824–853.
- NIBS. (2004). National Institute of Building Sciences (NIBS), 2004. Direct physical damage—general building stock. HAZUS-MH Technical manual, Chapter 5. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

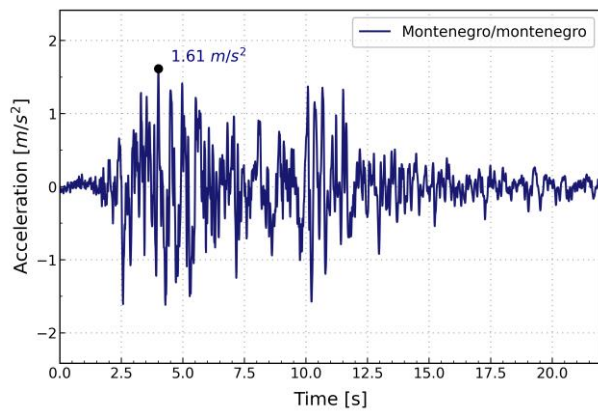
- NIST. (2010). Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors.” Report No NIST GCR 10-917-8, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
- NIST. (2012). Soil-structure Interaction for Building Structures, Report No. NIST GCR 12-917-21, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, Washington D.C.
- OpenSees (Open System for Earthquake Engineering). (χ.χ.). <https://opensees.berkeley.edu/>.
- OpenSees wiki. (χ.χ.). [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pushover\\_Analysis\\_of\\_2-Story\\_Moment\\_Frame](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pushover_Analysis_of_2-Story_Moment_Frame).
- Opensees wiki. (χ.χ.). [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Site\\_Response\\_Analysis\\_of\\_a\\_Layered\\_Soil\\_Column\\_\(Total\\_Stress\\_Analysis\)](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Site_Response_Analysis_of_a_Layered_Soil_Column_(Total_Stress_Analysis)).
- Pecker, A. (1984). *Dynamique des Sols*. Presses Ponts et Chaussees. Paris, France.
- Petridis, C., & Pitilakis, D. (2020). Fragility curve modifiers for reinforced concrete dual buildings, including nonlinear site effects and soil-structure interaction. *Earthquake Spectra* 2020; 36(4), 1930–1951.
- Petridis, C., & Pitilakis, D. (2021). Large-scale seismic risk assessment integrating nonlinear soil behavior and soil–structure interaction effects. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, 6423–6441.
- Pitilakis, D., & Petridis, C. (2018). Soil-structure interaction effect on earthquake vulnerability assessment of moment resisting frames: The role of the soil .
- Raychowdhury, P., & Hutchinson, T. C. (2008). Shallow FoundationGen Opensees Documentation.
- Raychowdhury, P. (2008). Nonlinear Winkler-based Shallow Foundation Model for Performance Assessment of Seismically Loaded Structures.
- Raychowdhury, P., & Hutchinson, T. (2009). Performance evaluation of a nonlinear Winkler-based shallow foundation model using centrifuge test results. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2009; 38 (5): 679-698.
- Stewart, J., Fenves, G. L., & Seed, R. B. (1999). Seismic soil-structure interaction in buildings i: Analytical methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1):26–37.
- Taddei, F. (2015). Numerical Investigation of Soil-Structure Interaction for Onshore Wind Turbines Grounded on a Layered Soil.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2004). Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra* 2004; 20 (2): 523-553.
- Veletsos, A. (1977). Dynamics of structure-foundation systems, pages 333–361. Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs,NJ.
- Veletsos, A., & Meek, J. (1974). Dynamic behavior of building-foundation systems.*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3:121–138.
- Veletsos, A. S., & Nair, V. (1975). Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of The Structural Division*, 101(ST1):109–129.
- Wolf, J. (1985). *Dynamic Soil-Structure interaction*. Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, U.S.A.,.

- Μπίσμπος, Χ. (2022). Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα και ειδικές διατάξεις EC8, Σημειώσεις μαθήματος ΑΣΤΕ10.
- Πετρίδης, Χ., Λιγνός, Δ., & Πιτιλάκης, Δ. (2022). Επιρροή της Δυναμικής Αλληλεπίδρασης Εδάφους-Θεμελίωσης-Ανωδομής στην απόκριση μεταλλικών πλαισίων: προκαταρκτική ανάλυση.
- Πιτιλάκης, Δ. (2022). Δυναμική Αλληλεπίδραση Εδάφους – Θεμελίωσης – Κατασκευής. Θεσσαλονίκη.
- Πιτιλάκης, Κ., & Αργυρούδης, Σ. (2022). Τρωτότητα και διακινδύνευση τεχνικών έργων έναντι σεισμού, Σημειώσεις ΑΣΤΕ09.

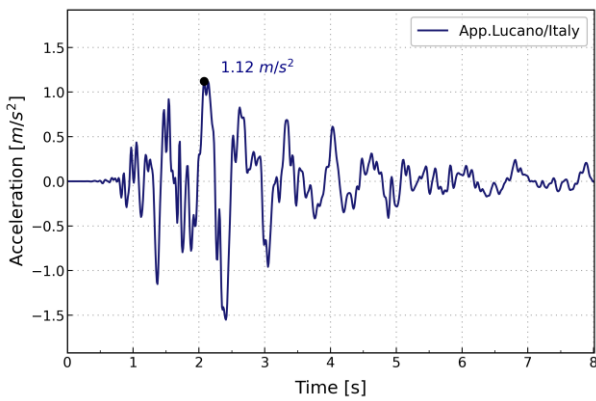
## Παράρτημα Α: Επιλεγθείσες Σεισμικές Διεγέρσεις



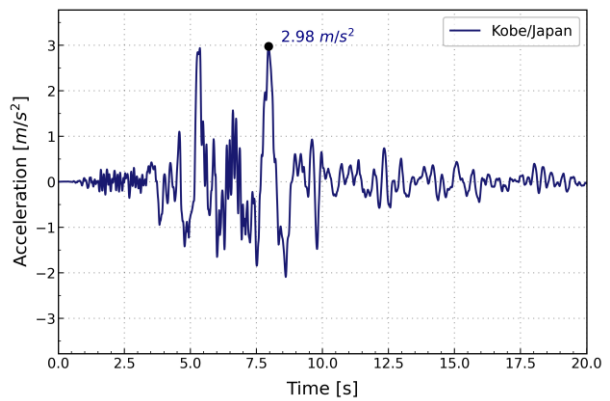
Καταγραφή 1: ESMD\_59 (Tabas/Iran)



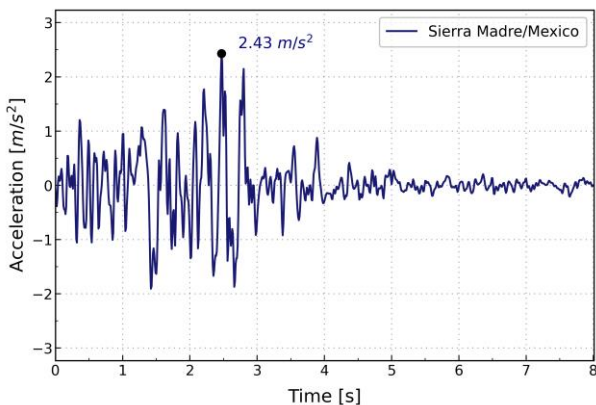
Καταγραφή 2: ISESD\_223 (Montenegro/ Montenegro)



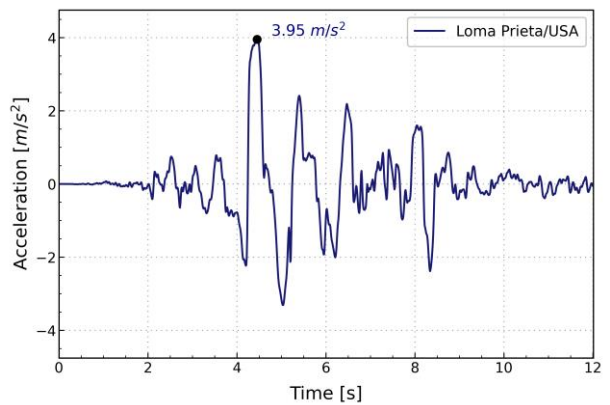
Καταγραφή 3: ITACA\_614 (App.Lucano/Italy)



Καταγραφή 4: NGA\_1108 (Kobe/Japan)

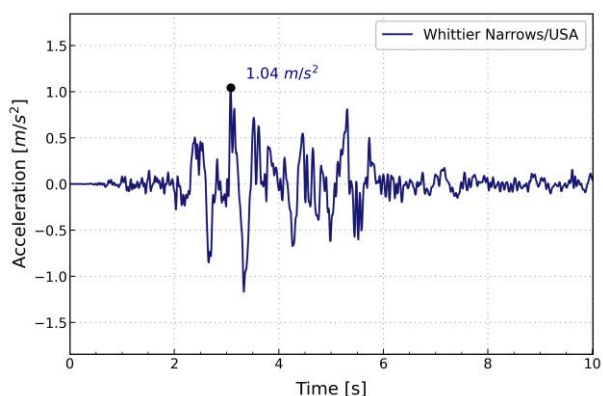


Καταγραφή 5: NGA\_1645 (Sierra Madre/Mexico)

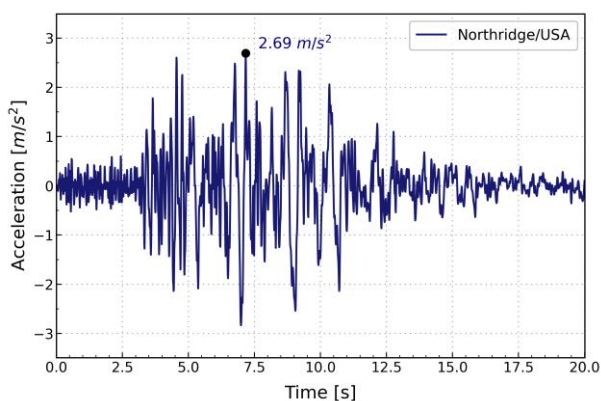


Καταγραφή 6: NGA\_3548 (Loma Prieta/USA)

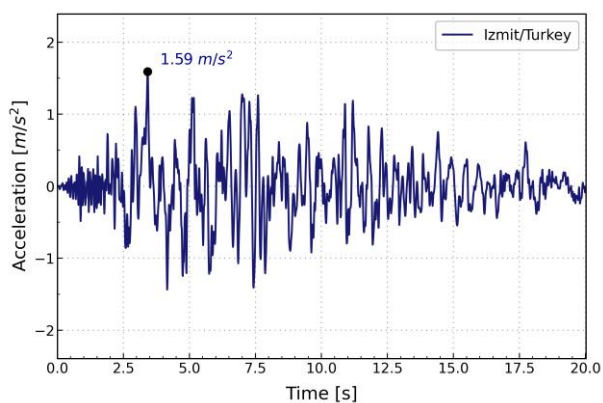
Σχήμα 8-1: Χρονοϊστορίες εδαφικής επιτάχυνσης των σεισμικών καταγραφών 1 έως 6



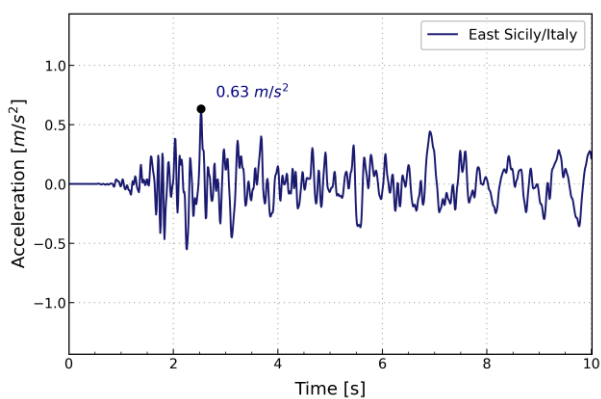
Καταγραφή 7: NGA\_680 (Whittier Narrows/USA)



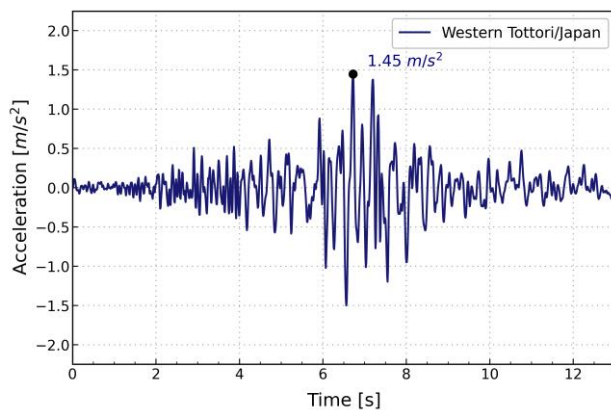
Καταγραφή 8: NGA\_994 (Northridge/USA)



Καταγραφή 9: T-NSMP\_1109 (Izmit/Turkey)



Καταγραφή 10: ITACA\_314 (East Sicily/Italy)

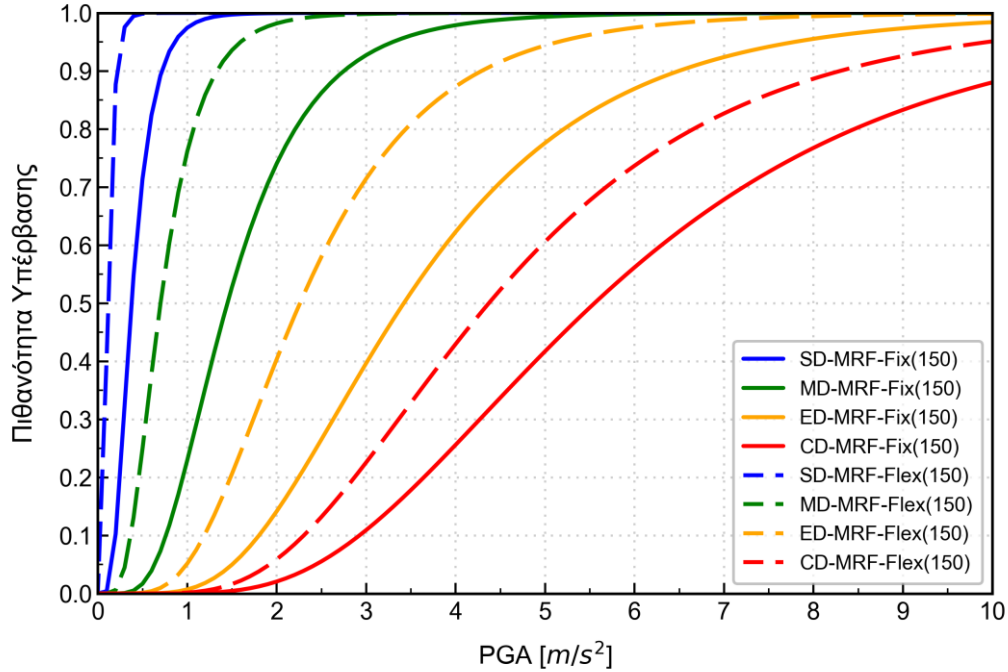


Καταγραφή 11: KIK\_Net\_3775 (Western Tottori/Japan)

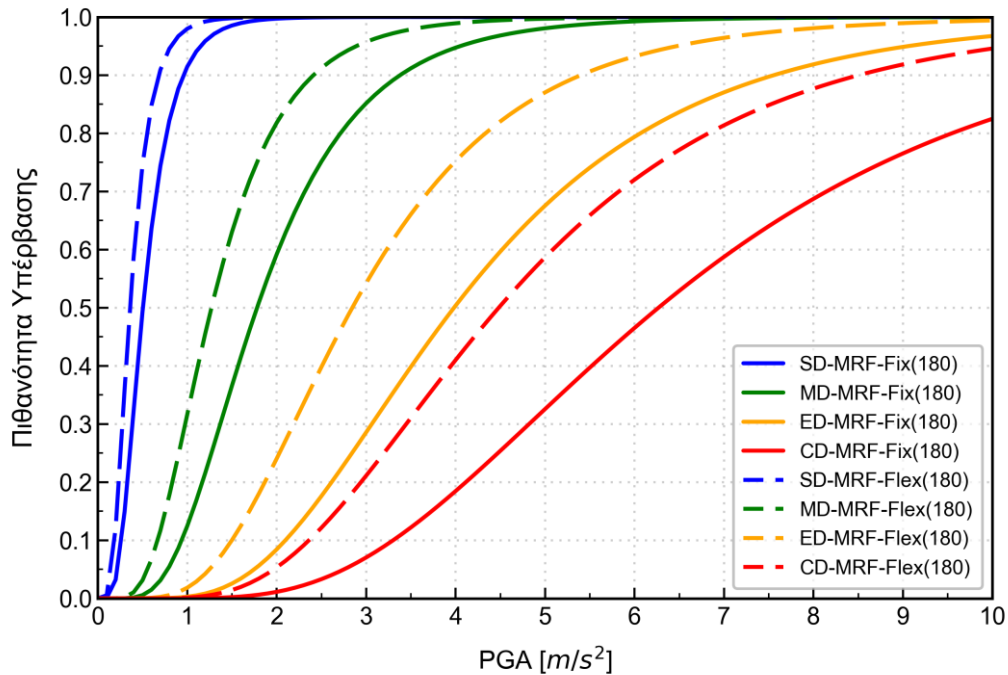
Σχήμα 8-2: Χρονοϊστορίες εδαφικής επιτάχυνσης των σεισμικών καταγραφών 7 έως 11

## Παράρτημα Β: Fragility curves

### Β.1. Καμπύλες τρωτότητας μεταλλικού πλαισίου ροπής (MRF)

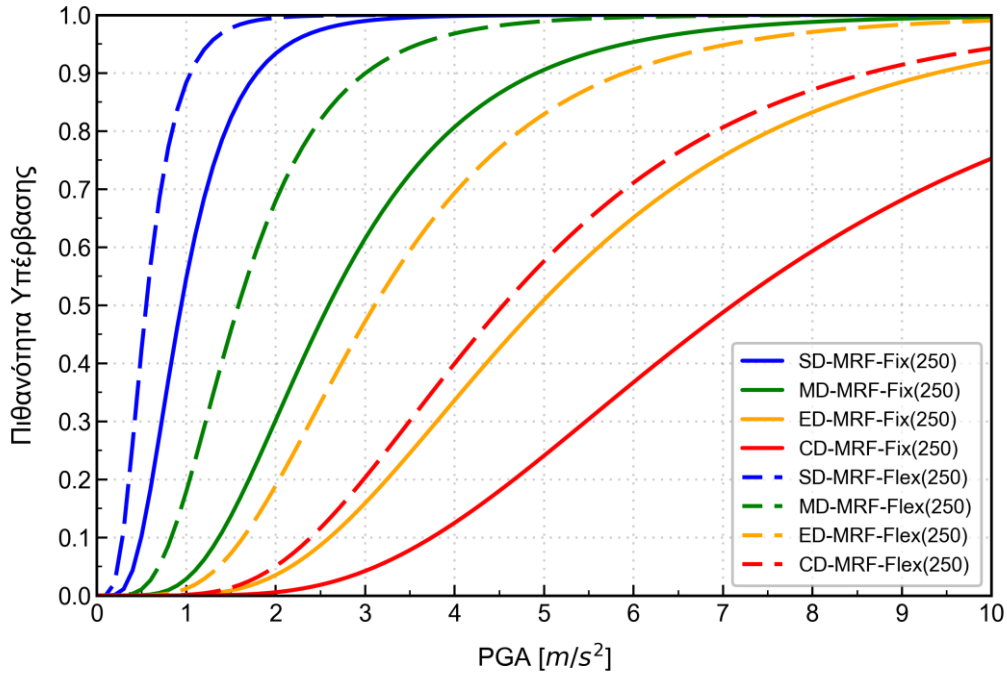


Σχήμα 9-1 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

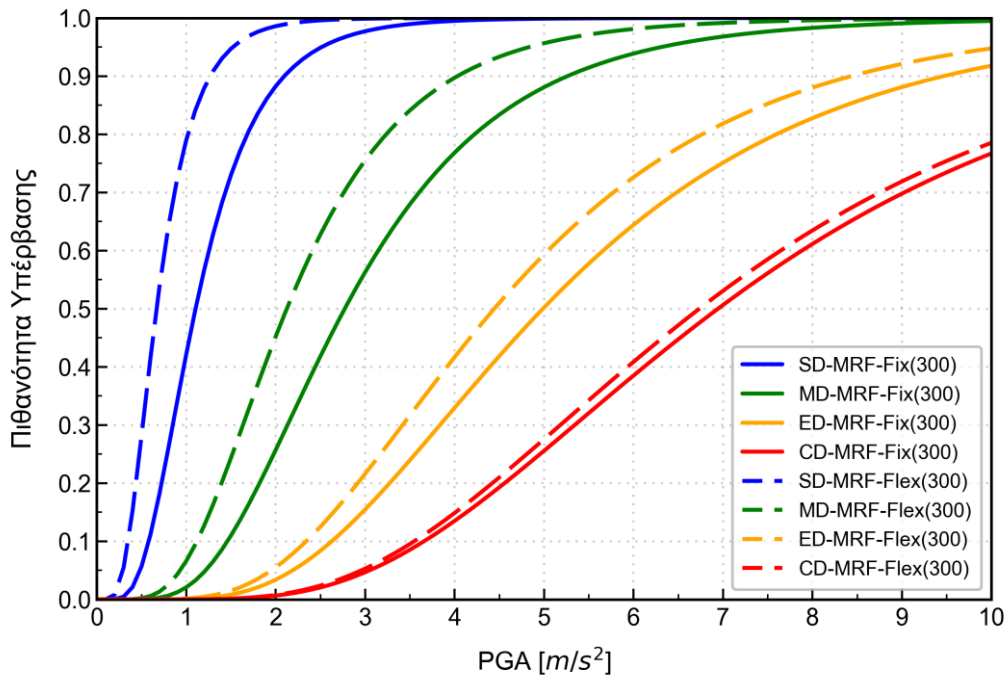


Σχήμα 9-2 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=180$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



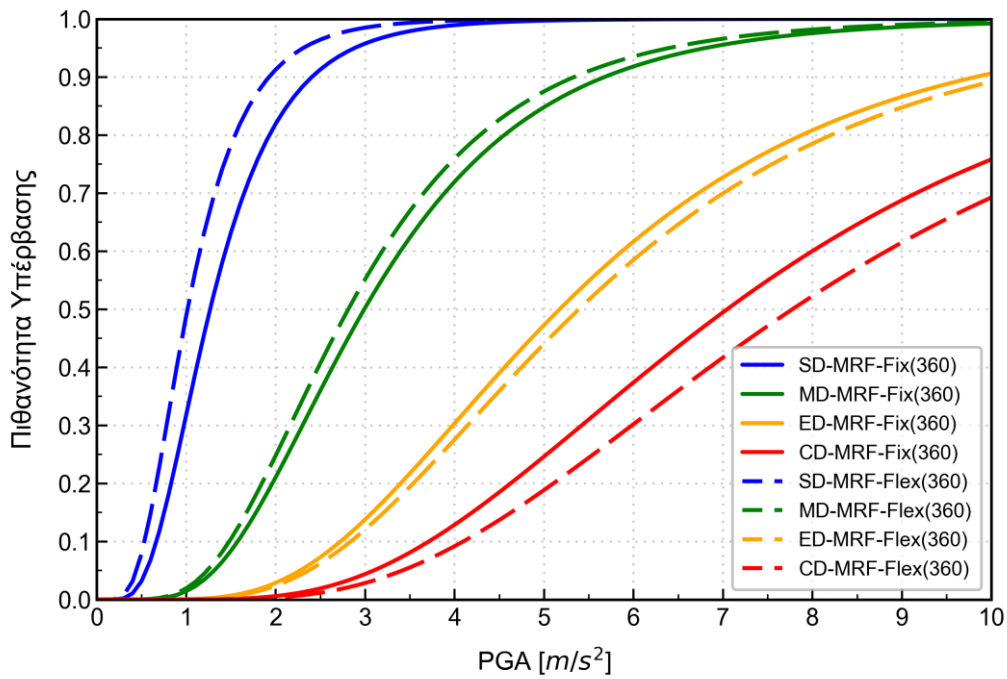


Σχήμα 9-3 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=250$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



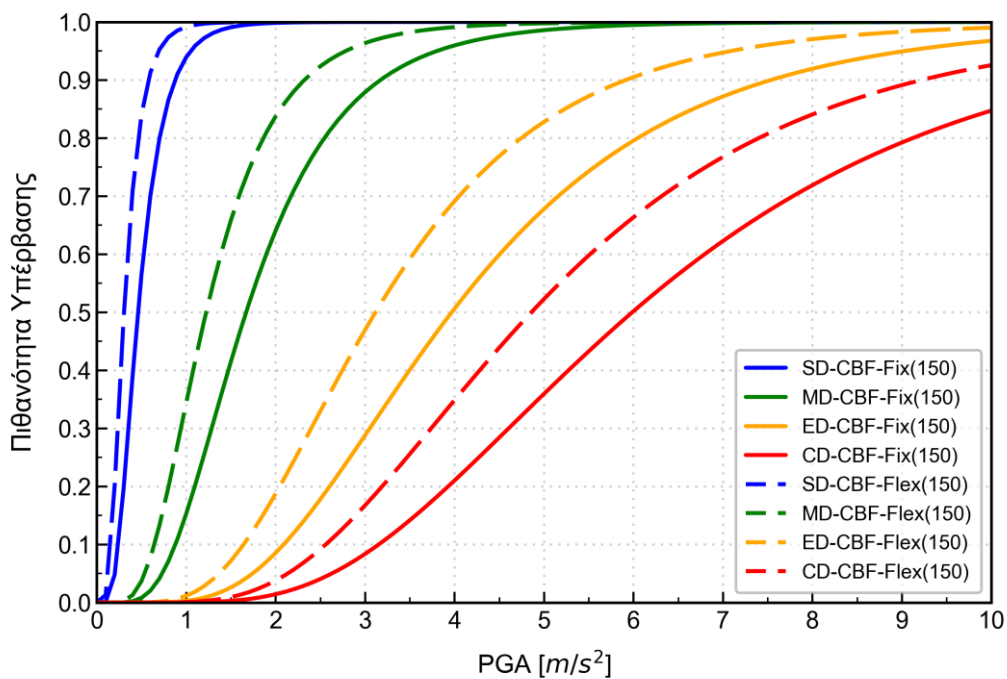
Σχήμα 9-4 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



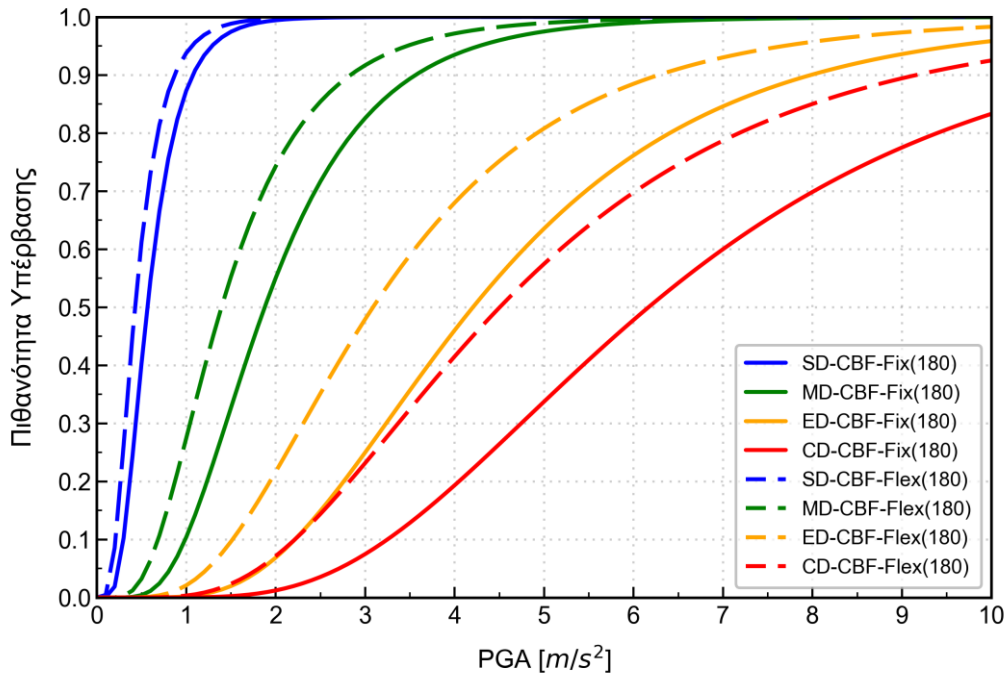


Σχήμα 9-5 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό MRF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=360$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

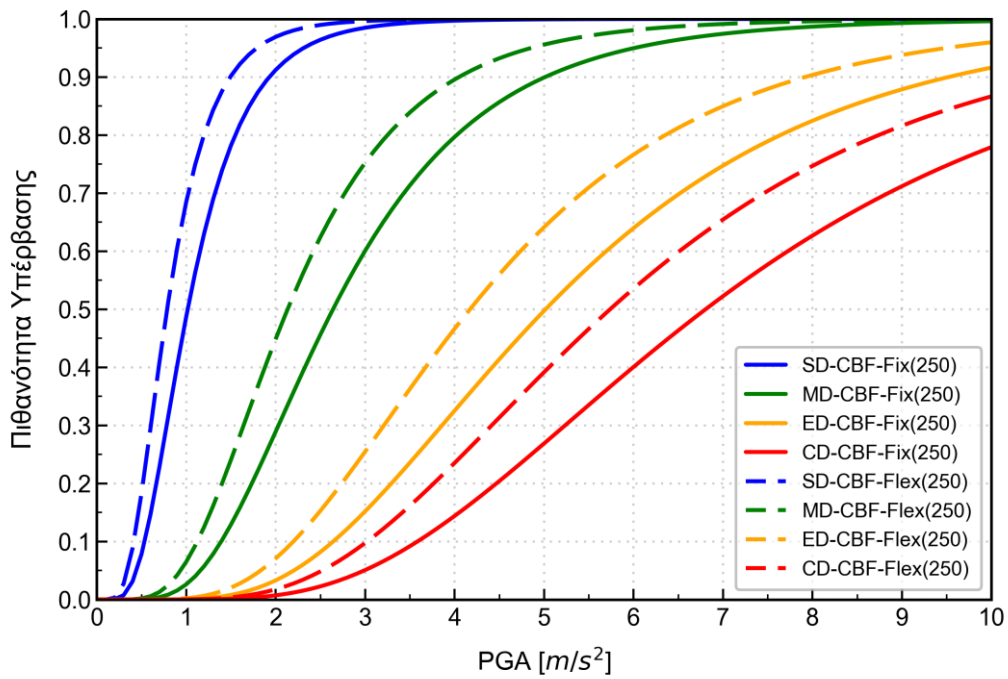
## B.2. Καμπύλες τρωτότητας μεταλλικού πλαισίου με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF)



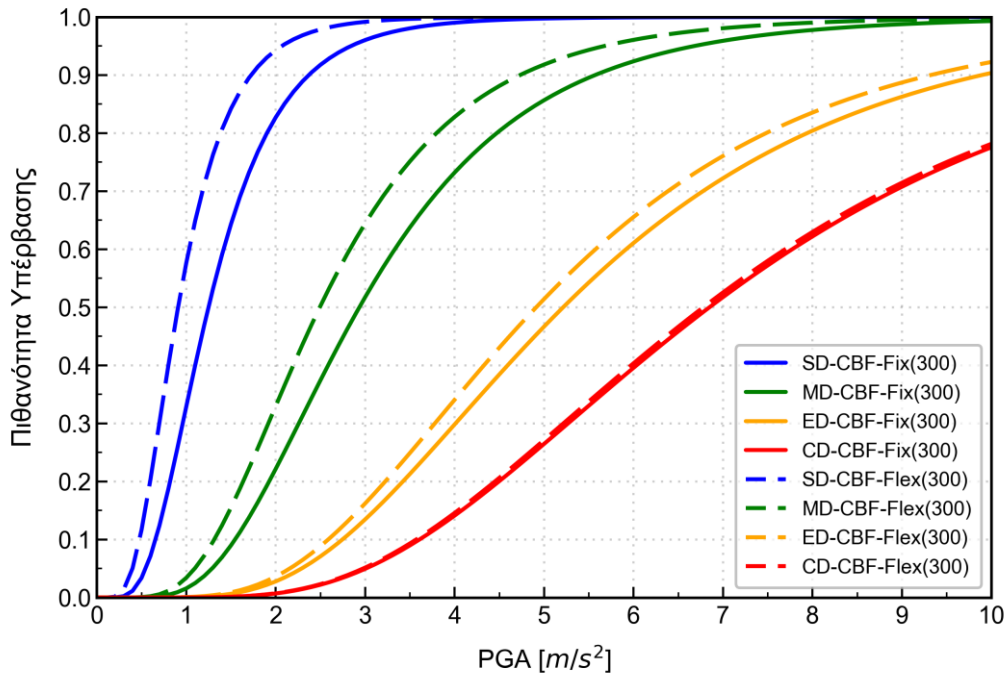
Σχήμα 9-6 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



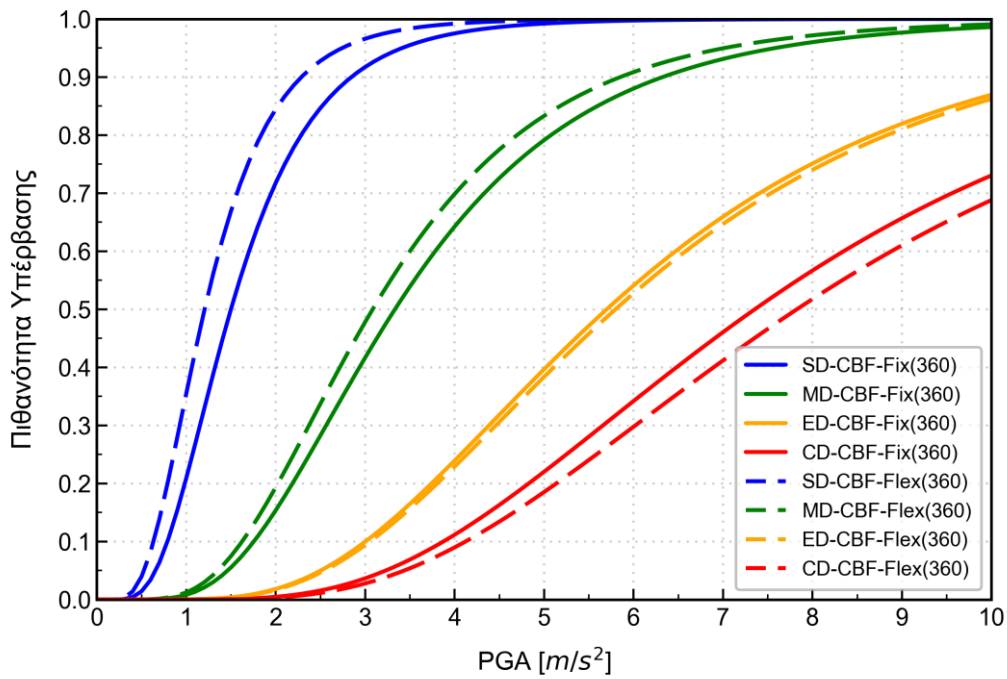
Σχήμα 9-7 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=180$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



Σχήμα 9-8 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=250$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



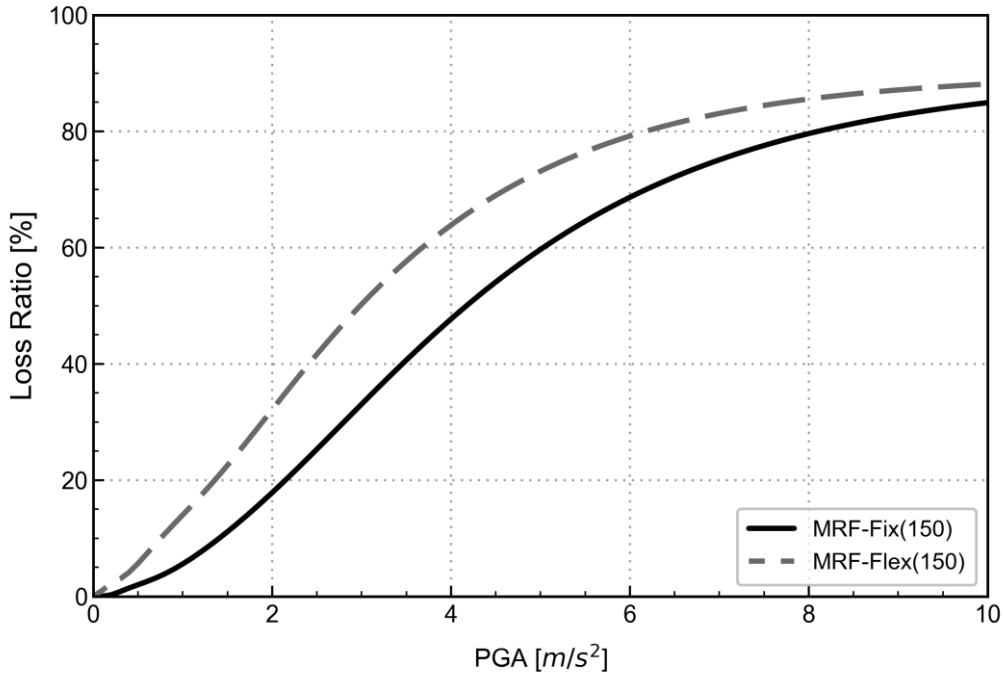
Σχήμα 9-9 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



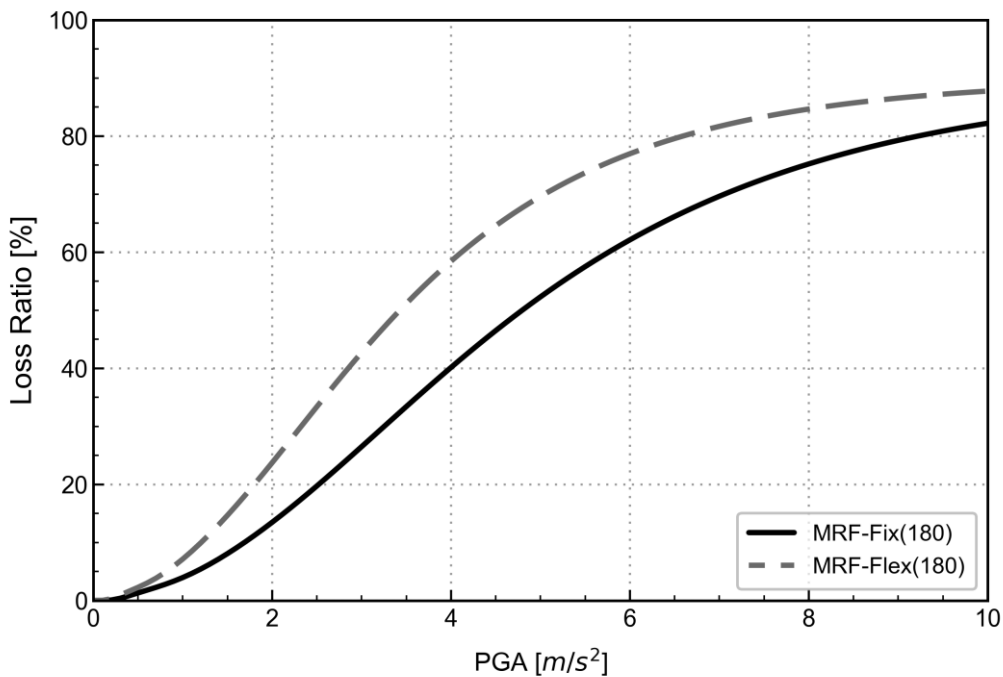
Σχήμα 9-10 : Καμπύλες τρωτότητας για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=360$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

## Παράρτημα Γ: Vulnerability curves

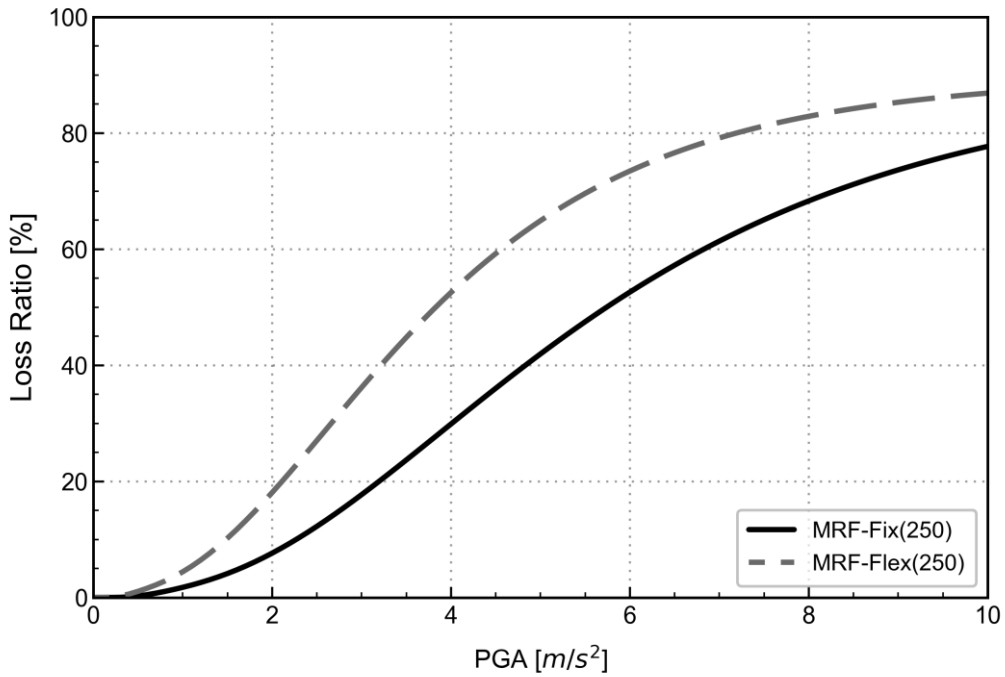
### Γ.1. Καμπύλες τρωτότητας μεταλλικού πλαισίου ροπής (MRF)



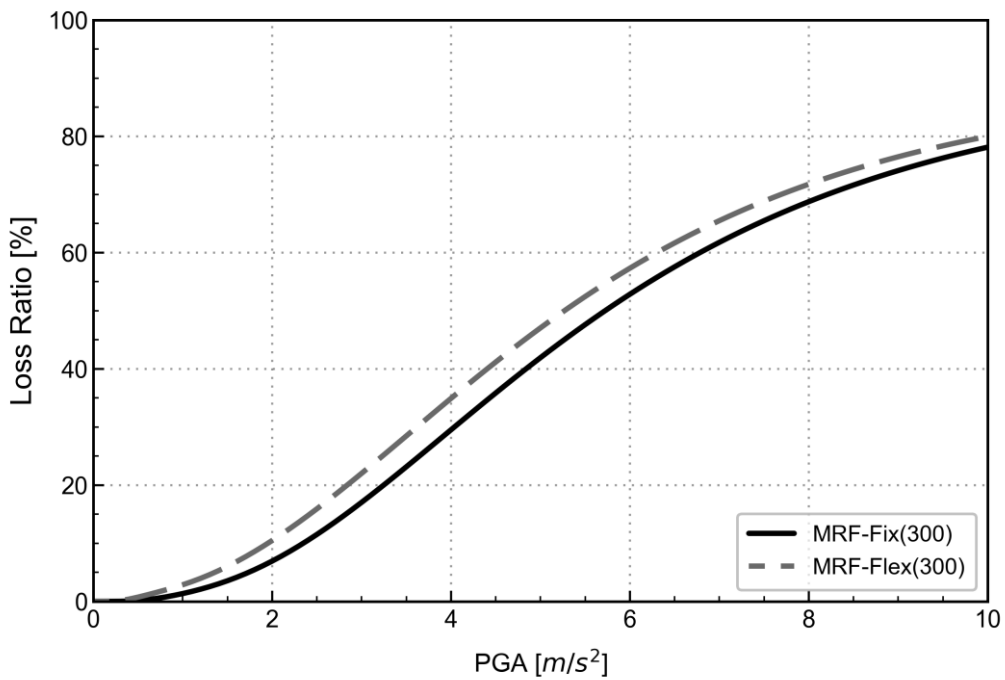
Σχήμα 10-1 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



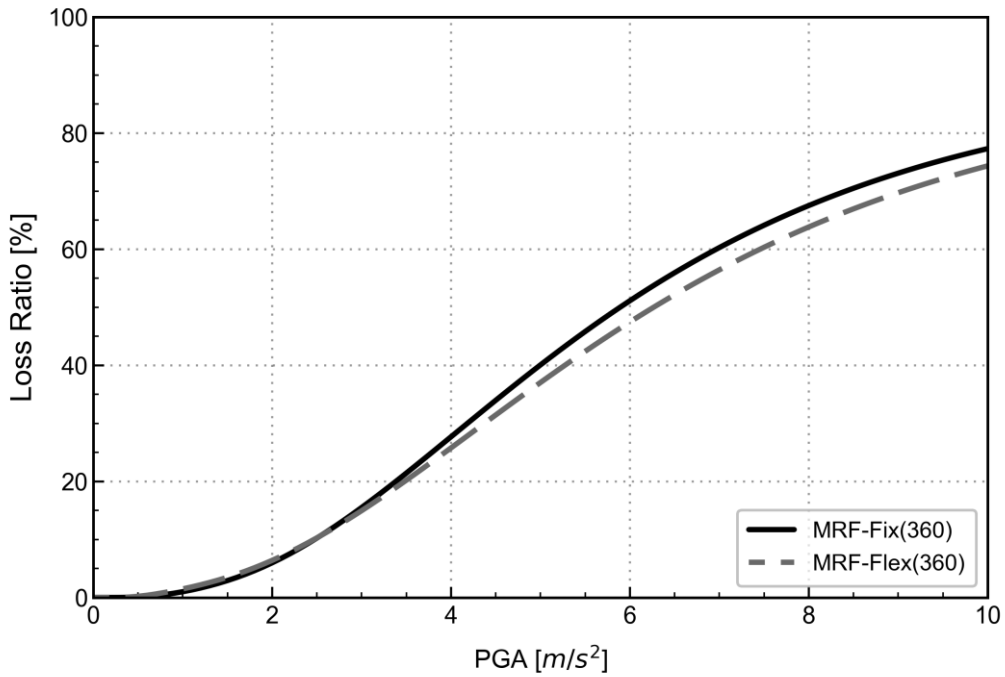
Σχήμα 10-2 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=180$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



Σχήμα 10-3 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=250$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

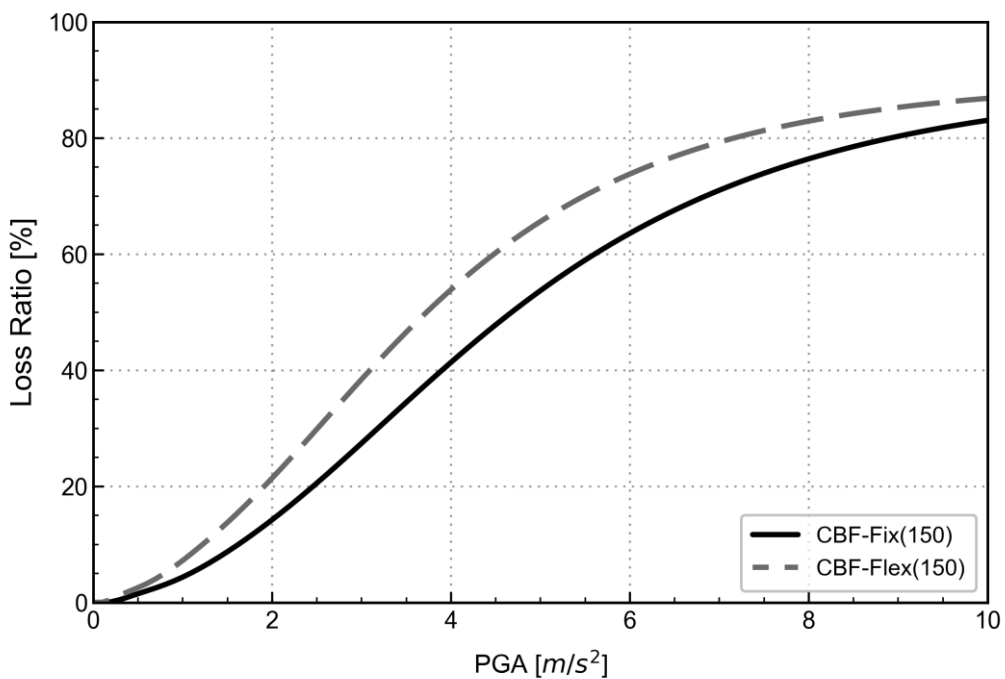


Σχήμα 10-4 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=300$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης θεμελίωσης (Flex)

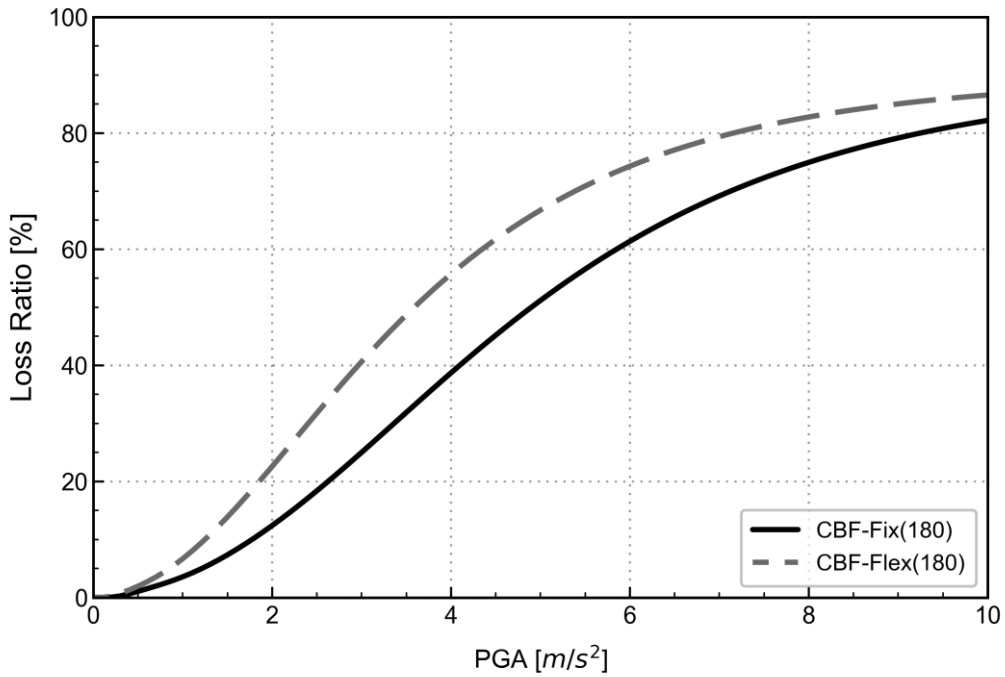


Σχήμα 10-5 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό MRF, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=360$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

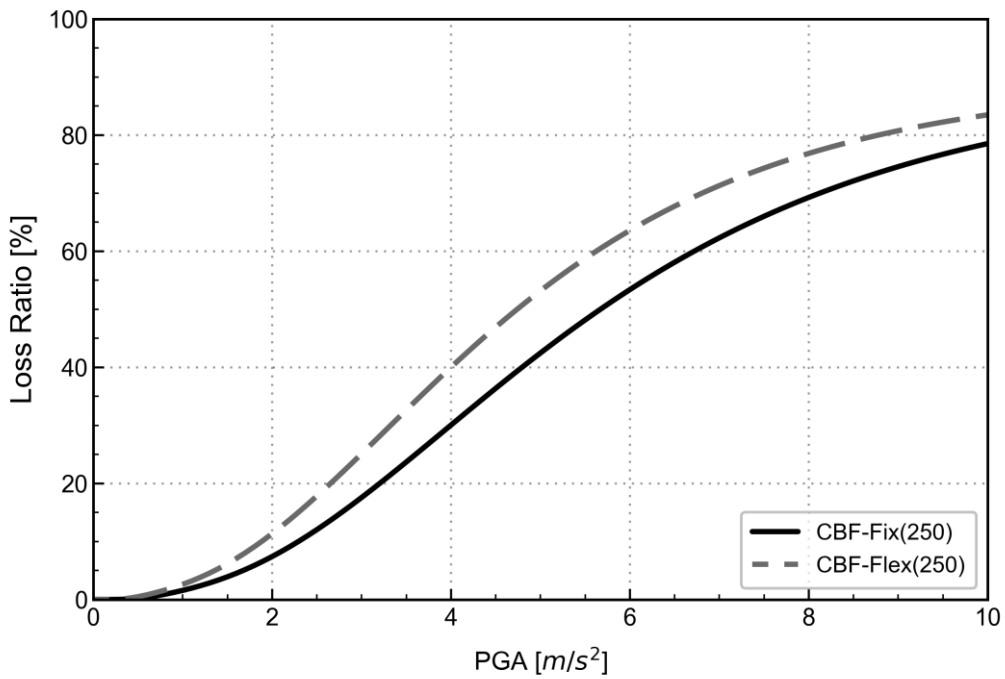
## Γ.2. Καμπύλες τρωτότητας μεταλλικού πλαισίου με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (CBF)



Σχήμα 10-6 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργλικού εδάφους με  $V_s=150$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

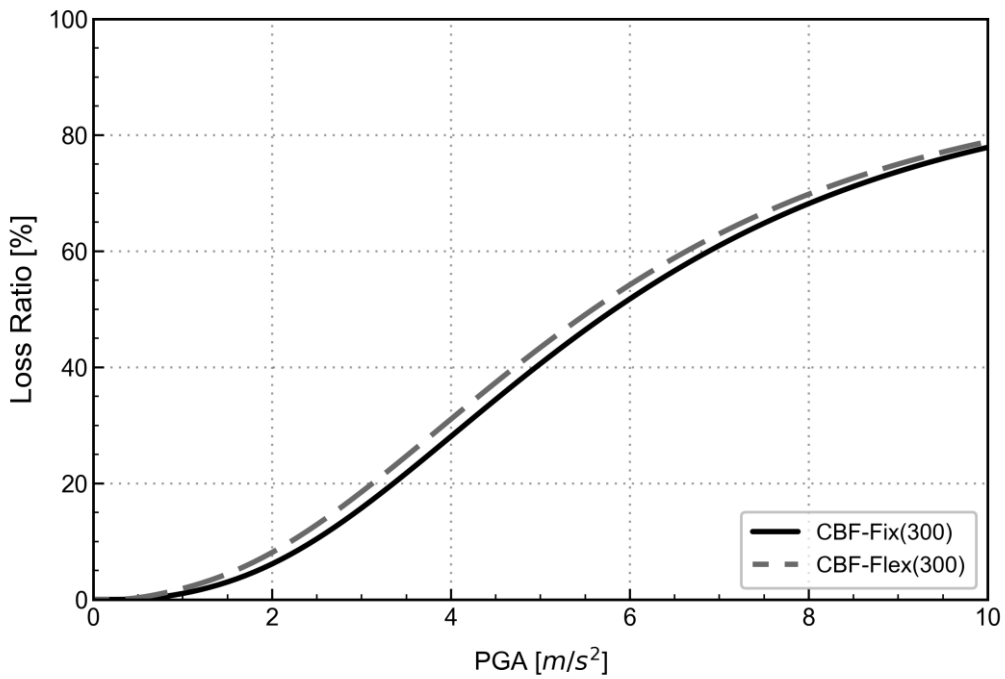


Σχήμα 10-7 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=180$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης

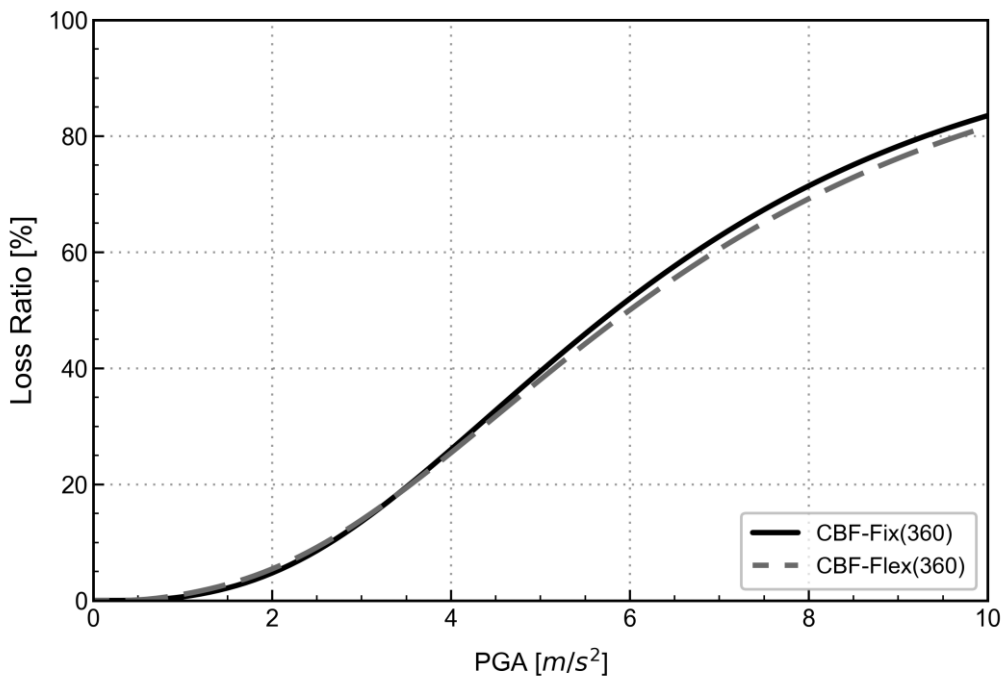


Σχήμα 10-8 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=250$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης





Σχήμα 10-9 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=300$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης



Σχήμα 10-10 : Καμπύλες τρωτότητας σε όρους απωλειών για το μεταλλικό CBF, επί αργιλικού εδάφους με  $V_s=360$  m/s, συγκρίνοντας συνθήκες πακτωμένης (Fix) και ενδόσιμης (Flex) θεμελίωσης