

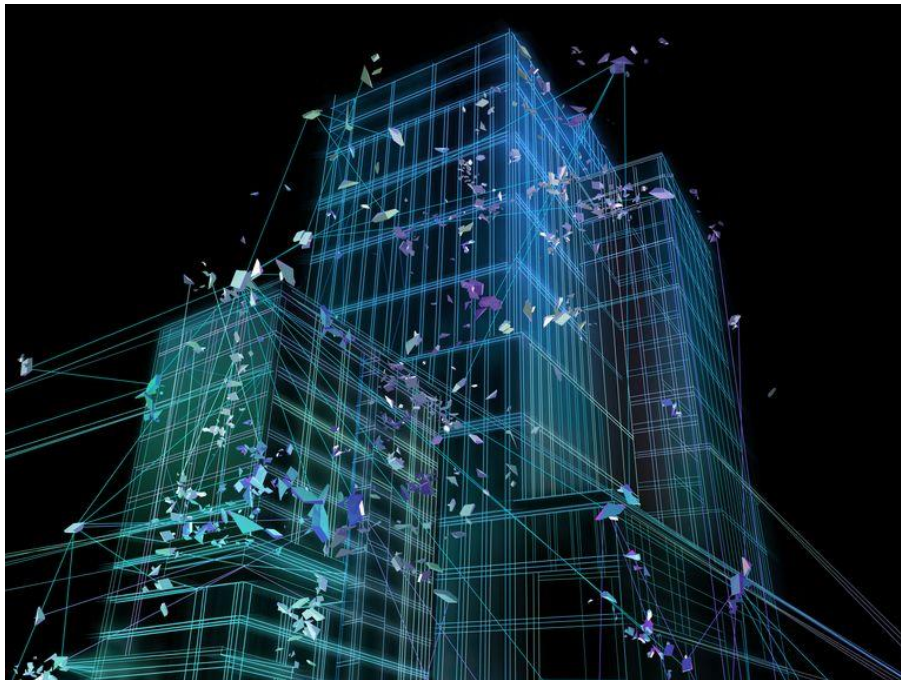


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών με Χρήση Απλοποιημένων Αριθμητικών Μεθόδων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Δημήτρης Α. Άρης

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Μάρτιος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/03

Άρης Δ. Α. (2017).
Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών με Χρήση Απλοποιημένων Αριθμητικών Μεθόδων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/03
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Aris D. A. (2017).
Seismic Loss Assessment for Buildings using Simplified Computational Methods
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017/03
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	2
Abstract	3
Ευχαριστίες	4
1 Εισαγωγή	5
1.1 Γενικά.....	5
1.2 Στόχος εργασίας	7
1.3 Οργάνωση περιεχομένων	8
2 Βιβλιογραφική επισκόπηση.....	9
2.1 Εργασίας Ιδιομορφική Ανάλυση.....	9
2.2 Μέθοδοι ανάλυσης χρονοϊστορίας.....	11
2.2.1 Ανάλυση Απόκρισης Χρονοϊστορίας.....	11
2.2.2 Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση.....	12
2.3 Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση	14
2.4 Γενικά για την συμπεριφορά του κτηρίου.....	16
2.4.1 Μέγιστη Εκτροπή Ορόφου θ_i	17
2.4.2 Μέγιστη Επιτάχυνση Ορόφου a_i	17
3 Απλοποιημένες Μέθοδοι Ανάλυσης.....	18
3.1 Απλοποιημένο 3-παραμετρικό μοντέλο Miranda.....	18
3.1.1 1 ^η Μέθοδος - Μαθηματική απόδοση μοντέλου.....	19
3.1.2 Εκτίμηση συντελεστή δυσκαμψίας α_o	20
3.1.3 Δυναμικές ιδιότητες του συνεχούς μοντέλου.....	20
3.1.4 Υπολογισμός Ανηγμένων Σχετικών Μετακινήσεων Ορόφου θ_i	23
3.1.5 Υπολογισμός Μέγιστης Επιτάχυνσης Ορόφου a_i	24
3.2 Παράδειγμα υπολογισμού θ_i & a_i σε δωδεκάωροφο κτήριο Ω.Σ.	25
3.2.1 Διαγράμματα Μέγιστων Παραμορφώσεων Ορόφου θ_i	27
3.2.2 Διαγράμματα Μέγιστων Σχετικών Επιταχύνσεων Ορόφου a_i	30
3.3 Απλοποιημένη Μέθοδος FEMA P58	33
3.4 2 ^η Μέθοδος – Μέθοδος FEMA P58	34
3.5 3 ^η Μέθοδος – Διόρθωση ελαστικών αποτελεσμάτων Miranda.....	40
4 Σύγκριση των 3 μεθόδων.....	44
4.1 Αποτελέσματα ανάλυσης απόκρισης χρονοϊστορίας	45
4.2 Ανάπτυξη των 3 μεθόδων για ιδιομορφική φασματική ανάλυση.	48
4.3 Σύγκριση 3 μεθόδων για τις εξεταζόμενους συνδυασμούς ιδιομορφικής ανάλυσης	53
5 Μεθοδολογία Hazus	65
5.1 Γενικά.....	65
5.1.1 Ορισμός Επίπεδων Βλάβης - Damage States.....	65
5.1.2 Καμπύλες Τρωτότητας - Fragility Curves	65
6 Συμπεράσματα.....	69
Βιβλιογραφία.....	71

Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών με Χρήση Απλοποιημένων Αριθμητικών Μεθόδων

Άρης Δ. Α. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Αναλύεται ένα απλοποιημένο τριπαραμετρικό μοντέλο πάνω στο οποίο αναπτύσσονται τρεις προσεγγιστικές αριθμητικές μέθοδοι, για την εκτίμηση της απόκρισης ενός πολυώροφου κτηρίου σε σεισμική διέγερση. Το μοντέλο αποτελείται από δύο συνεχείς δοκούς και συγκεκριμένα ένα καμπτικό και ένα διατμητικό πρόβολο που συνδέονται με άκαμπτες ράβδους καθ' όλο τους το ύψος. Η περίοδος, η απόσβεση και η σχετική δυσκαμψία της μίας δοκού ως προς την άλλη επιτρέπουν στο προσομοίωμα να αποδώσει τα χαρακτηριστικά δυσκαμψίας από καθαρά πλαισιακών έως και τοιχωματικών κτηρίων καθώς και τις αντίστοιχες ιδιομορφές. Από τις τρεις αναπτυσσόμενες προσεγγιστικές μεθόδους, η πρώτη προβλέπει ελαστική απόκριση με τη συμμετοχή 3 ιδιομορφών ενώ η δεύτερη και η τρίτη μέθοδος βασίζονται στα ελαστικά αποτελέσματα της πρώτης και με χρήση εκθετικών διορθωτικών συντελεστών, που τροποποιούν την ελαστική απόκριση, για να προσεγγισθεί η ανελαστική. Συγκεκριμένα, η 2^η μέθοδος χρησιμοποιεί την 1^η ιδιομορφή ενώ η 3^η μέθοδος χρησιμοποιεί και τις 3 ιδιομορφές της 1^{ης} μεθόδου.

Για την εκτίμηση της απόκρισης του κτηρίου, μετά από διέγερση του από ικανό πλήθος σεισμικών καταγραφών, έγινε χρήση της ανάλυσης απόκρισης χρονοϊστορίας και της ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης, ξεχωριστά και σε σύγκριση μεταξύ τους. Επιπρόσθετα στο τέλος γίνεται σύγκριση των 3 μεθόδων με χρήση ικανοτικής δυναμικής ανάλυσης. Οι μέθοδοι δοκιμάστηκαν σε 12ώροφο κτήριο οπλισμένου σκυροδέματος, συμμετρικής κάτοψης. Τα αποτελέσματα των αποκρίσεων που προέκυψαν καθ' ύψος του 12ώροφου κτηρίου παρέχουν μια ικανοποιητική εικόνα της συμπεριφοράς του, δεδομένου του μικρού πλήθους δεδομένων που απαιτήθηκε, τον περιορισμένο αριθμό ιδιομορφών (3) που χρησιμοποιήθηκαν καθώς και του εύλογου χρόνου απόδοσης των αποτελεσμάτων. Οι μεθοδολογίες παρουσίασαν σύγκλιση σε ικανοποιητικό βαθμό, όσον αφορά τις εκτιμήσεις εκτροπής ορόφου, ενώ για τις επιταχύνσεις ορόφου, υπήρχε η αντίστοιχη επιθυμητή σύγκλιση σε επίπεδο κυρίως ανελαστικών αποτελεσμάτων.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2017/03

Seismic Loss Assessment for Buildings using Simplified Computational Methods

Aris D. A. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

A simplified 3-parameter model is analyzed, on which three approximate computational methods are developed for the assessment of the seismic response of a multistory building. The model is a combination of two continuous beams, a flexural and a shear cantilever, connected with axially rigid links throughout their height. The period, the damping and the stiffness ratio from one beam to the other, allows the simulation to adopt the stiffness characteristics and the corresponding modes of moment, shear, braced as well as dual frame systems. The 1st of the three approximate methods, that takes into account 3 modes, provides the elastic seismic response of the building, while the 2nd and the 3rd method are based on the elastic results of the 1st method and by using exponential coefficients they modify the elastic response to the approximated inelastic. Specifically the 2nd method uses only the first mode while the 3rd method adopts the three modes of the first method.

The assessment of the building's response, after exposing the models in an adequate number of seismic recordings, is calculated using the modal response time history and modal spectral analysis, separately and in comparison. Also assessments on floor's level response were calculated using the incremental dynamic analysis. The described methods were developed on a 12 story reinforced concrete building. The obtained results of the building's analysis were quite adequate given the small amount of data, the limited number of modes (3) and the reasonable output time needed for the response results. The methodologies presented an adequate convergence concerning the interstory drift ratio (IDR or θ_i) while the peak floor acceleration (PFA or α_i) results presented a desirable convergence mainly on inelastic response.

Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας, νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω τους ανθρώπους που συνέβαλαν και βοήθησαν με διαφορετικό τρόπο ο καθένας, κατά την διάρκεια των σπουδών μου.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της εργασίας κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Επίκουρο Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών ΕΜΠ, για την ανάθεση ενός πραγματικά ενδιαφέροντος θέματος, το οποίο ανταποκρίνεται στις σύγχρονες ανάγκες και τους προβληματισμούς που αντιμετωπίζει ένας μηχανικός, και αισθάνομαι ειλικρινά τυχερός που είχα την ευκαιρία να το αναπτύξω. Ακόμη θέλω να εκφράσω την ειλικρινή ευγνωμοσύνη μου για την στήριξη και την κατανόηση σε κάθε πρόβλημα που προέκυπτε και τις γνώσεις που έλαβα μετά από κάθε συζήτηση που είχαμε. Στο τέλος της συνεργασίας μας αισθάνομαι βαθειά κερδισμένος, καθώς έλαβα πολύ χρήσιμες γνώσεις και μαθήματα που θα μου φανούν χρήσιμα ως νέο μηχανικό. Του είμαι ειλικρινά ευγνώμων.

Ακόμη, δεν θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω τους φίλους μου και συμφοιτητές μου, για τις ωραίες στιγμές που μοιράστηκα μαζί τους και για την παρουσία τους σε αυτό το όμορφο οδοιπορικό των φοιτητικών μας χρόνων. Αισθάνομαι πολύ τυχερός που τους γνώρισα, τους εύχομαι να είναι πάντα καλά και να συνεχίσουμε να μοιραζόμαστε ωραίες στιγμές στο μέλλον.

Επιπλέον, ευχαριστώ πολύ την κοπέλα μου Ιωάννα, η οποία δεν έφυγε ποτέ από δίπλα μου, που με στήριξε σε κάθε δύσκολη στιγμή και που το χαμόγελο της ήταν και είναι το κίνητρο μου σε κάθε προσπάθεια.

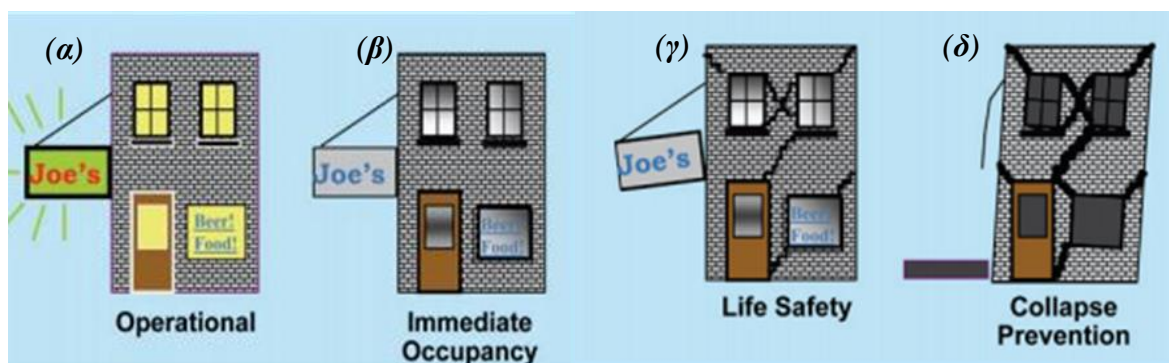
Ευχαριστώ επίσης τον αδερφό μου Κώστα, για την εμπιστοσύνη και τις πάντα χρήσιμες συμβουλές του, για την στήριξη και τις ωραίες συζητήσεις στο τηλέφωνο που μείωναν την μεταξύ μας απόσταση.

Εν κατακλείδι, θέλω να εκφράσω την απέραντη ευγνωμοσύνη μου στους γονείς μου Τάσο και Λίνα, οι οποίοι ήταν και είναι πάντα δίπλα μου, στηρίζουν κάθε απόφασή μου, εμπιστεύονται τις επιλογές μου και ανεξάρτητα από τις δυσκολίες που αντιμετώπιζαν δεν μου στερήθηκε ποτέ και τίποτα. Ευχαριστώ για την αμέριστη αγάπη, την κατανόηση, την ηθική και υλική συμπαράσταση τους όλα αυτά τα χρόνια. Ελπίζω με την ολοκλήρωση των σπουδών μου να τους έκανα λίγο περήφανους. Αυτή η διπλωματική εργασία αφιερώνεται στους γονείς μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

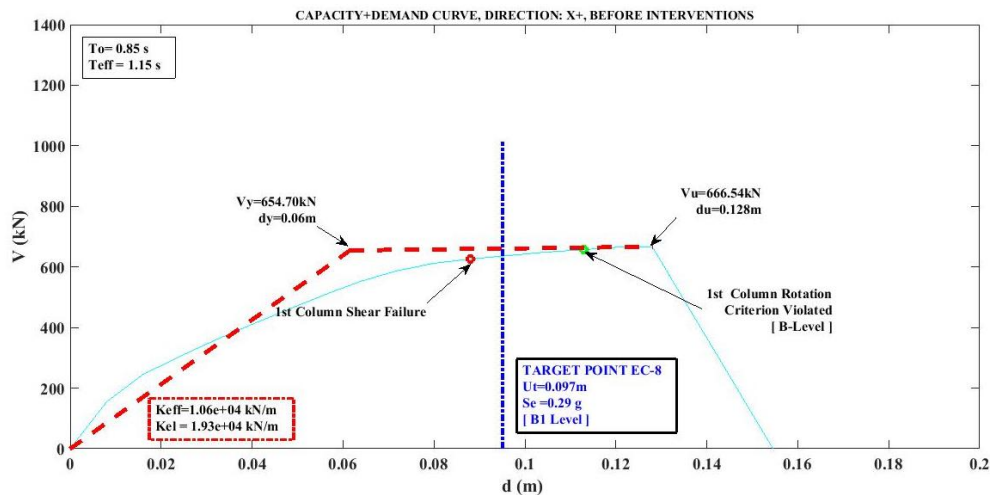
Η εκτίμηση της συμπεριφοράς ενός κτηρίου μετά από ένα σεισμό αποτελεί ένα αντικείμενο με μεγάλο ενδιαφέρον στην κοινότητα των μηχανικών, ωστόσο η αμφιβολία τέτοιων εκτιμήσεων που συνδέονται με ένα τόσο αβέβαιο φαινόμενο όπως είναι ο σεισμός, υπάρχει και είναι εύλογη. Στην παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται η περιγραφή 3 απλοποιημένων μεθόδων και των αντίστοιχων προτεινόμενων διαδικασιών, για την εκτίμηση της πιθανοτικής σεισμικής συμπεριφοράς ενός μεμονωμένου πολυώροφου κτηρίου, λαμβάνοντας υπόψη τα δομικά και μη δομικά στοιχεία του. Οι προτεινόμενες μέθοδοι εφαρμόζονται σε νέα κτήρια (φάση σχεδιασμού) ώστε αυτά να παρουσιάσουν τα επιθυμητά επίπεδα απόδοσης, καθώς και σε υπάρχοντα κτήρια στα οποία θέλουμε να βελτιώσουμε την συμπεριφορά τους. Βασικό πλεονέκτημα αυτών των μεθόδων είναι η δυνατότητα εφαρμογής τους σε κάθε είδος κτηρίου ανεξάρτητου ηλικίας, κατασκευής και πληρότητας.



Σχήμα 1.1: Σημεία επιτελεσματικότητας σεισμού : α) Λειτουργικό, β) Άμεση χρήση, γ) Ασφάλεια Ζωής, δ) Οιονεί Κατάρρευση (από FEMA P-58-1, 2012).

Η διαδικασία με την οποία σήμερα γίνεται ο καθορισμός του στόχου με τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Αναλυτικότερα, ορίζονται οι στάθμες επιτελεσματικότητας, δηλαδή τα επίπεδα βλάβης που ορίζουν τη δυνατότητα χρήσης του κτηρίου μετά από το σεισμό οι οποίες φαίνονται στο Σχήμα 1.1. Για κάθε στάθμη ο μηχανικός ορίζει ένα ανεκτό όριο ζημιάς-απώλειας (π.χ. μετακίνηση ορόφου) και συγκρίνοντας το με την εκάστοτε στάθμη επιτελεσματικότητας γνωρίζει το βαθμό στον οποίο ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του. Στην πράξη ο έλεγχος αυτό γίνεται με τον έλεγχο διαρροής του πρώτου δομικού στοιχείου δοκού ή υποστυλώματος σε σχέση με τη στοχευόμενη μετακίνηση (*target point*) πάνω στην καμπύλη αντοχής του κτηρίου. Γενικά η διαρροή του πρώτου υποστυλώματος ισοδυναμεί με οιονεί κατάρρευση του κτηρίου, ενώ σημεία κοντά στο όριο διαρροής της δοκού ορίζουν την ασφαλή χρήση του κτηρίου. Σημεία πριν την διαρροή της δοκού αντιστοιχούν στην δυνατότητα άμεσης χρήσης του κτηρίου.

Ωστόσο, αμφιβολίες σχετικά με την ακρίβεια και την αξιοπιστία των διαθέσιμων αναλυτικών διαδικασιών ως προς την απόκριση του κτηρίου, τον βαθμό συντηρητικότητας που διέπουν τα κριτήρια αποδοχής των αντίστοιχων αποτελεσμάτων, την αδυναμία αξιόπιστης εφαρμογής και οικονομικότητας αυτών των μεθόδων σε καινούργια κτήρια αλλά και η ανάγκη για εναλλακτικούς τρόπους απόδοσης της συμπεριφοράς του κτηρίου, η οποία θα είναι πιο ουσιώδης και χρήσιμοι για τον μηχανικό, διευκολύνοντας την διαδικασία λήψης των αποφάσεων, χρήζει την ανάγκη ανάπτυξης νέων πιο απλοποιημένων και κατανοητών μεθοδολογιών.



Σχήμα 1.2 Σημεία επιτελεστικότητας και στοχευόμενη μετακίνηση πάνω στην καμπύλη αντοχής κτηρίου.

Οι αναπτυσσόμενες στην παρούσα διπλωματική μέθοδοι, αποσκοπούν μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης ενός κτηρίου με σεισμική διέγερση του, να παρέχουν στον μηχανικό μια εκτενέστερη και πληρέστερη εικόνα της απόκρισης του κτηρίου. Με μικρό αριθμό δεδομένων, από το εκάστοτε κτήριο όπως η γεωμετρία (ύψος ορόφων) και τα δυναμικά του χαρακτηριστικά (Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος T_1 , όριο διαρροής V_y , συνολικό βάρος W) και μία πληθώρα σεισμικών καταγραφών, αποτιμάται πλήρως η καθ' ύψος συμπεριφορά του υπό εξέταση κάθε φορά πολυώροφου κτηρίου. Η εκτίμηση και τα αντίστοιχα συμπεράσματα γίνονται σε επίπεδο κτηρίου και όχι μέλους, το οποίο είναι ενθαρρυντικό για την ορθότερη εξαγωγή συμπερασμάτων.

Η ανάγκη για πιο αξιόπιστα και εύχρηστα μοντέλα αποκτά μεγαλύτερη σημασία όταν συνδυάζεται με το οικονομικό αντίκτυπο που αφήνει πίσω του ένας σεισμός. Η οικονομική απώλεια επιδιόρθωσης των ζημιών, των υλικών, η αναστολή λειτουργίας του κτηρίου και τα τρέχοντα έξοδα ενοικίων και μισθών αυξάνουν το κόστος κατακόρυφα. Η πρόγνωση του οικονομικού μεγέθους αποτελεί σημαντικό παράγοντα ακόμα και για την λήψη απόφασης κατασκευής ενός κτηρίου ειδικά σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας (π.χ σπουδαιότητα III κατά ΕΚ8). Οι σεισμικές και οι κατά συνέπεια οικονομικές απώλειες είναι πολύ στενά συνυφασμένες, και γι αυτόν ακριβώς το λόγο η κατά το δυνατόν έγκυρη πρόβλεψη τους αποτελεί χρήσιμο εργαλείο για κάθε κατασκευαστή, χρήστη και διαχειριστή κατασκευής.

Την τελευταία δεκαετία πραγματοποιείται πληθώρα ερευνών πάνω στην πρόβλεψη των σεισμικών απωλειών με τη χρήση απλών μεθόδων. Πρωτοπόρος στην προσπάθεια αυτή είναι η FEMA (Federal Emergency Management Agency) με προτάσεις και απλοποιημένα μοντέλα, ένα από τα οποία παρουσιάζεται και στο παρόν. Ενώ και η απλοποιημένη μέθοδος των (Miranda and Akkar 2006) με τίτλο Generalized Interstory

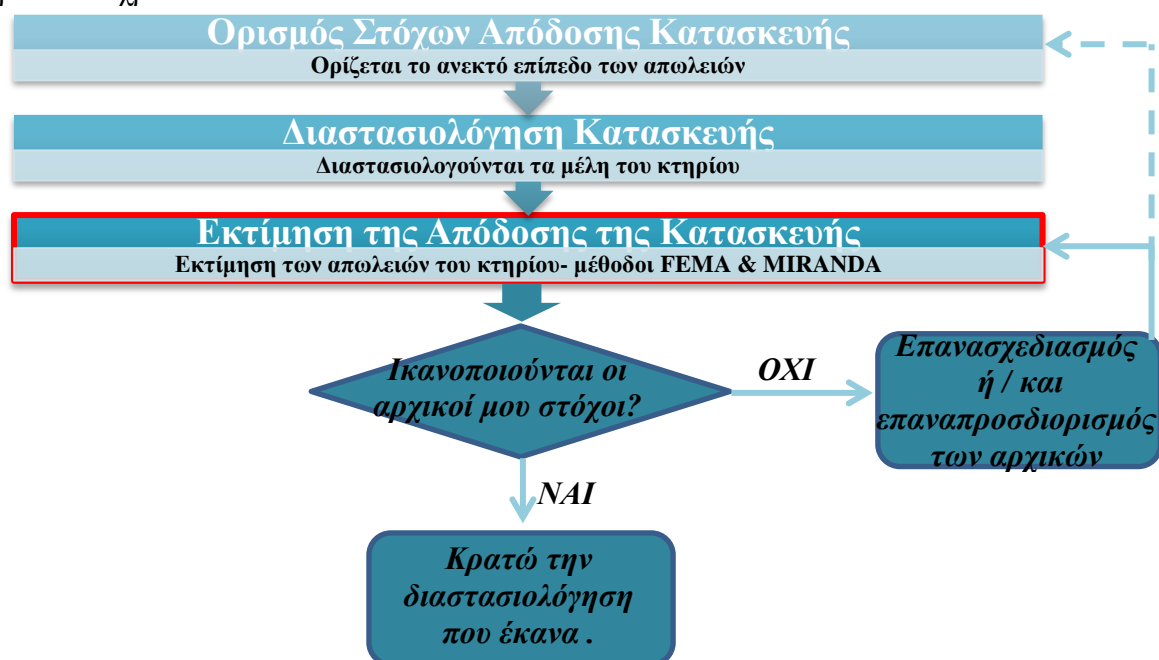
Drift Spectrum αναλύεται και παρουσιάζεται ξεχωριστά αλλά και σε σύγκριση με την μέθοδο που προτείνει η FEMA. Για την απόδοση των αποτελεσμάτων γίνεται χρήση κώδικα Matlab.

1.2 Στόχος εργασίας

Με την παρούσα διπλωματική εργασία επιχειρείται η εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου, μέσω 2 απλοποιημένων υπολογιστικών μεθόδων, με σκοπό την βελτιστοποίηση της διαδικασίας εκτίμησης και επεξεργασίας των αποτελεσμάτων σε εύλογο χρονικό διάστημα για μικρό αριθμό δεδομένων. Με άλλα λόγια, επιδιώκεται η περαιτέρω απλοποίηση της διαδικασίας ελέγχου του σχεδιασμού ή επανασχεδιασμού ενός κτηρίου, η οποία αποτελεί το κομμάτι που επηρεάζει σε μεγαλύτερο βαθμό τη λήψη των αποφάσεων και συνεπώς την ποιότητα της κατασκευής.

Κατά τη διαδικασία του σχεδιασμού επιλέγονται οι επιθυμητοί στόχοι απόδοσης που θέλουμε να χαρακτηρίζει το κτήριο μας. Στη συνέχεια στον προκαταρκτικό σχεδιασμό διαστασιολογούμε τα μέλη, στην περίπτωση του νέου κτηρίου ή ενισχύομαι τα υπάρχοντα στην περίπτωση του υφιστάμενου κτηρίου. Ακολουθεί η εκτίμηση της ικανοτικής απόδοσης του κτηρίου-εκτίμηση των απωλειών με βάση τη διαστασιολόγηση που κάναμε. Εν τέλει αξιολογούμε τα αποτελέσματα, τα οποία αν ικανοποιούν τους αρχικούς στόχους μου διατηρούμε την αρχική διαστασιολόγηση που κάναμε, διαφορετικά επαναδιαστασιολογούμε και επανεξετάζουμε μέχρι οι στόχοι μας να ικανοποιηθούν. Η περιγραφόμενη διαδικασία απεικονίζεται καλύτερα στο παρακάτω σχεδιάγραμμα.

Η εργασία αυτή επικεντρώνεται στο κομμάτι της εκτίμησης των απωλειών, δηλαδή στην εξαγωγή αξιόπιστων αποτελεσμάτων, δηλαδή των σχετικών ανηγμένων μετακινήσεων και επιταχύνσεων για κάθε όροφο, με εύκολο τρόπο, μικρό αριθμό δεδομένων σε βέλτιστο χρόνο.



Σχήμα 1.3: Ανάπτυξη διαδικασίας ελέγχου στη φάση Σχεδιασμού

1.3 Οργάνωση περιεχομένων

Στο δεύτερο κεφάλαιο αποδίδεται μέσω βιβλιογραφικής επισκόπησης το υπόβαθρο των αναλύσεων που αναπτύσσονται. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζονται οι μέθοδοι Ανάλυσης Απόκρισης Χρονοϊστορία, η Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση και η μέθοδος Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης. Γίνεται επίσης αναφορά των 2 ειδών απόκρισης που επιθυμούμε να λάβουμε από το κτήριο και που εξυπηρετεί η γνώση καθενός εξ αυτών.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι 2 απλοποιημένες μέθοδοι, για τις οποίες γίνεται λόγος στην παρούσα εργασία. Αναπτύσσεται αρχικά η μέθοδος Miranda μαζί με τα αποτελέσματα της για το 12ώροφο κτήριο, στη συνέχεια η μέθοδος που προτείνεται από τη FEMA P58 με τις αντίστοιχες σχέσεις υπολογισμού και τα αποτελέσματα.

Στο τέταρτο κεφάλαιο οι 2 αναπτυσσόμενες μέθοδοι κατηγοριοποιούνται και αναλύονται σε 3, από τις οποίες εξάγονται οι οι ελαστικές τιμές της μεθόδου Miranda, οι ανελαστικές από τη μέθοδο της FEMA με χρήση της πρώτης ιδιομορφής από τη μέθοδο Miranda και οι ανελαστικές της μεθόδου Miranda με μια τροποποίηση των εκθετικών συντελεστών της FEMA.

2 Βιβλιογραφική επισκόπηση

2.1 Εργασίας Ιδιομορφική Ανάλυση

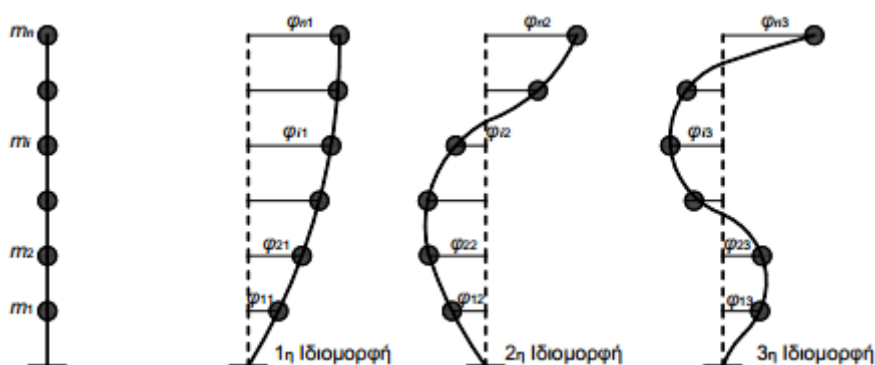
Με την ιδιομορφική ανάλυση μετατρέπουμε την απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος σε άθροισμα αποκρίσεων μονοβάθμιων ταλαντωτών. Σε επίπεδο κτηρίων και σε συνδυασμό με τα φάσματα απόκρισης, τα οποία αναφέρονται σε μονοβάθμιους ταλαντωτές, λαμβάνοντας υπόψη την συμβολή της κάθε ιδιομορφής, υπολογίζουμε με ικανοποιητική προσέγγιση μετακινήσεις ορόφων και εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού.

Πιο συγκεκριμένα σύμφωνα Chopra A.K. (2010). με η κίνηση της κατασκευής οποιαδήποτε χρονική στιγμή t μπορεί να γραφεί ως άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεων δηλαδή:

$$u(t) = \sum_i Y_i(t)\varphi_i, \quad (2.1)$$

Το δεξιό μέρος της εξίσωσης εκφράζει τη συμμετοχή κάθε κανονικής μορφής στην συνολική απόκριση και ονομάζεται ιδιομορφική απόκριση. Η Εξίσωση (2.1) προκύπτει ως γινόμενο 2 συναρτήσεων :

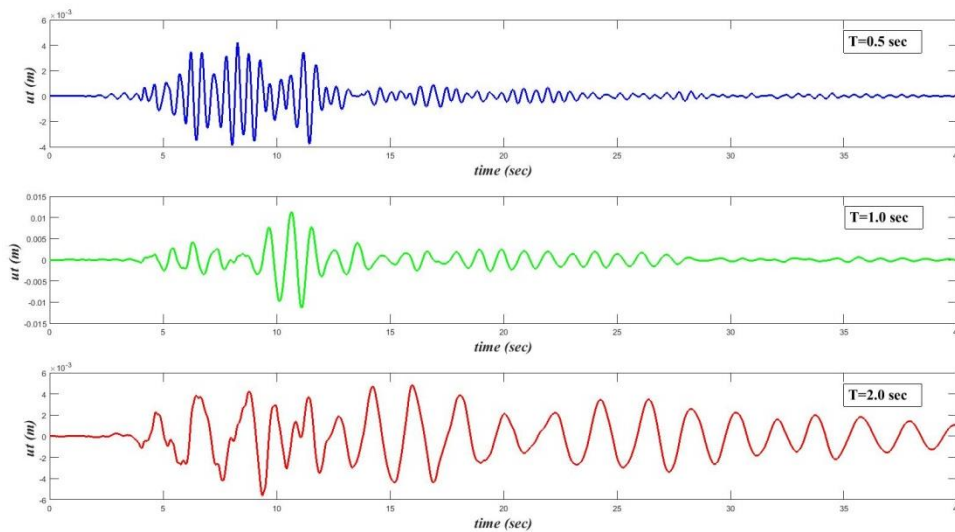
- Της συνάρτησης χρόνου $Y_i(t)$, η οποία ονομάζεται ιδιομορφική μετακίνηση και είναι ίδια για όλους τους βαθμούς ελευθερίας, και
- Μια συνάρτησης χώρου, της ιδιομορφής φ_i η οποία καθορίζει το πώς τροποποιείται η ιδιομορφική μετακίνηση σε κάθε βαθμό ελευθερίας και η οποία γενικά θεωρείται γνωστή.



Σχήμα 2.1: Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές ενός κτηρίου, (από Chopra.A.K 2001)

Για τον υπολογισμό των μετακινήσεων $u(t)$ αρκεί να υπολογιστούν οι ιδιομορφικές μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην συγκεκριμένη διέγερση. Πιο συγκεκριμένα για την εξίσωση κίνησης:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -Mr\ddot{x}_g, \quad (2.2)$$



Σχήμα 2.2: Φάσμα απόκρισης για ιδιοπεριόδους $T_1 = 0.5, 1.0, 2.0$ sec.

Αντικαθιστώντας την Εξίσωση (2.1) και λαμβάνοντας υπόψη τα κριτήρια ορθογωνικότητας των ιδιομορφών που χαρακτηρίζει τα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας και θεωρώντας ότι ισχύει και το ίδιο για το μητρώο απόσβεσης προκύπτει:

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\zeta_i\omega_i\dot{Y}_i(t) + \omega_i^2 Y_i(t) = -\Gamma_i\ddot{x}_g, \quad (2.3)$$

Όπου

$$\Gamma_i = \frac{\varphi_i^T Mr}{\varphi_i^T M \varphi_i}, \quad (2.4)$$

Η παράμετρος Γ_i είναι ο συντελεστής συμμετοχής της i ιδιομορφής, ο οποίος δεν εξαρτάται από τη σεισμική διέγερση, αλλά εξαρτάται από διεύθυνση την οποία αυτή ενεργεί, αφού επηρεάζεται από το διάνυσμα κατεύθυνσης r .

Συνεπώς η Εξίσωση (2.3) δηλώνει ότι η ιδιομορφική μετακίνηση $Y_i(t)$ της i κανονικής μορφής ισούται με τη μετακίνηση ενός μονοβάθμιου συστήματος με τα δυναμικά χαρακτηριστικά (ιδιοσυχνότητα ω και συντελεστή απόσβεσης C) της κανονικής μορφής, εάν αυτός διεγερθεί με τα δεδομένη σεισμική διέγερση πολλαπλασιασμένη επί το συντελεστή συμμετοχής της ιδιομορφής. Συνεπώς μπορούμε απλοποιητικά να λάβουμε ότι:

$$Y_i(t) = \Gamma_i D(t) \quad (2.5)$$

Αντικαθιστώντας στην Εξίσωση (2.1) η μετακίνηση υπολογίζεται τελικά από τη σχέση:

$$u(t) = \sum_i \Gamma_i(t) \varphi_i D(t) \quad (2.6)$$

2.2 Μέθοδοι ανάλυσης χρονοϊστορίας

Η ιδιομορφική ανάλυση απαιτεί, όπως αναφέραμε προηγουμένως, ένα φάσμα απόκρισης για να εκτιμήσουμε τις μετακινήσεις ενός κτηρίου σύμφωνα με την σεισμική διέγερση που αυτό δέχτηκε. Ωστόσο ο τρόπος με τον οποίο θα αξιοποιήσουμε το φάσμα απόκρισης που έχουμε επηρεάζει το παραγόμενο αποτέλεσμα και μπορεί να δώσει ανάλογα με την περίπτωση αναλυτικά ή πιο συντηρητικά αποτελέσματα.

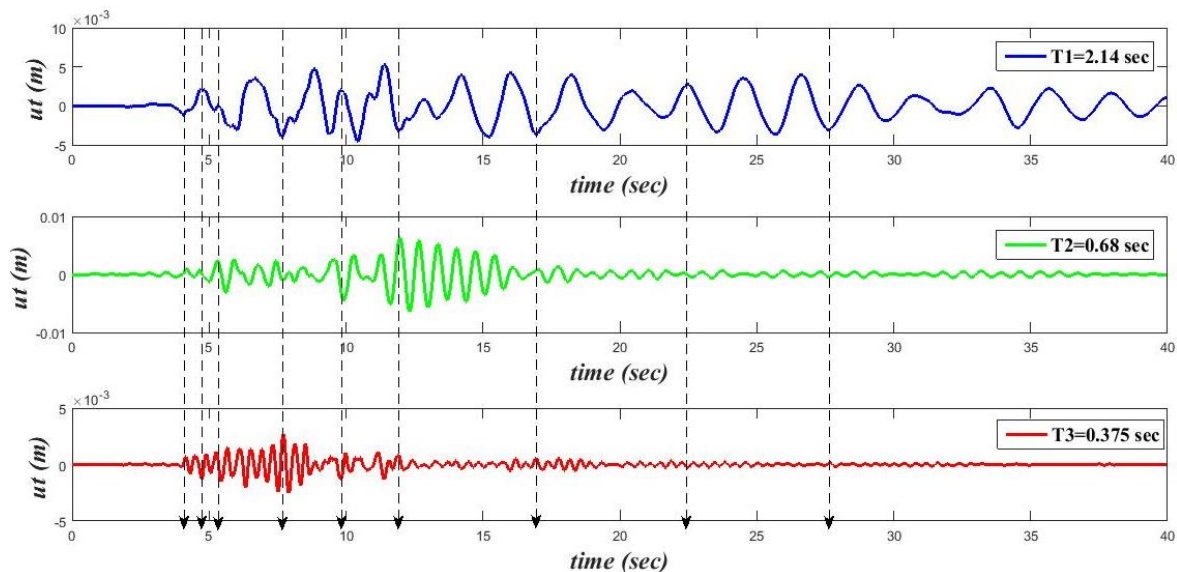
2.2.1 Ανάλυση Απόκρισης Χρονοϊστορίας

Στην περίπτωση αυτή η ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζει τις μετακινήσεις όπως περιγράφεται στην Εξίσωση (2.1), λαμβάνοντας υπόψη την μετακίνηση σε κάθε χρονικό βήμα dt της χρονοϊστορίας. Για παράδειγμα, για κτήριο στο οποίο γνωρίζω τις 3 πρώτες ιδιομορφές, τους αντίστοιχους συντελεστές συμμετοχής και «σαρώνοντας» το φάσμα απόκρισης όπως φαίνεται στο σχήμα, μετακίνηση υπολογίζεται ως εξής:

$$u(t) = \sum_i \Gamma_i \Phi_i D(t) = \Gamma_1 \Phi_1 D(t) + \Gamma_2 \Phi_2 D(t) + \Gamma_3 \Phi_3 D(t) \quad (2.7)$$

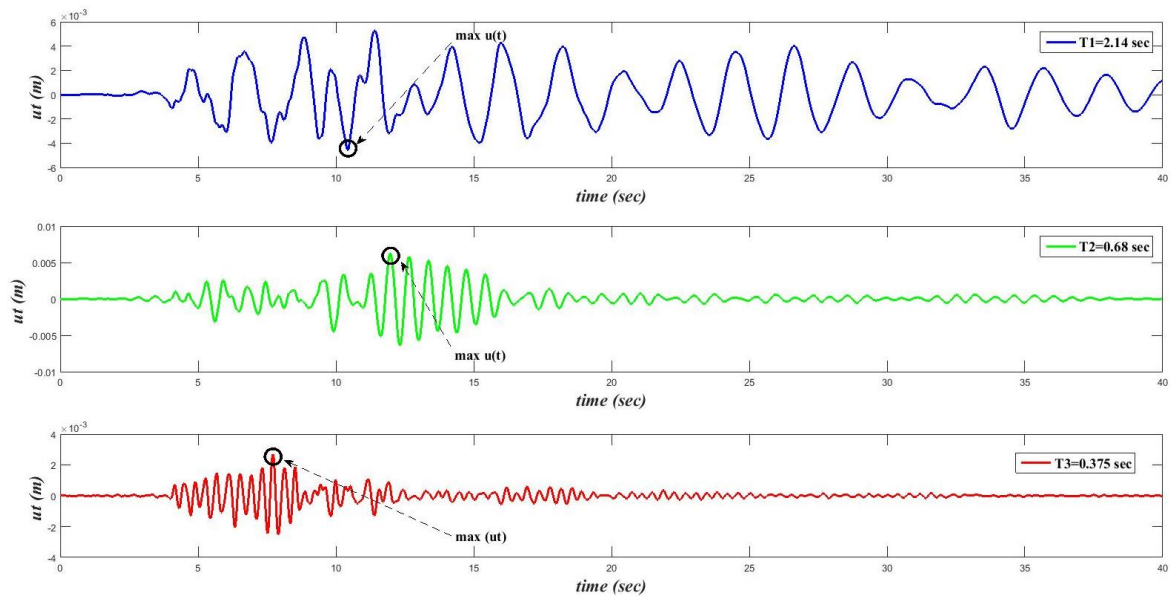
Όπου $D(t)$ η μετακίνηση μονοβάθμιου ταλαντωτή για αντίστοιχη ιδιοπερίοδο T_1, T_2, T_3 και χρονικό διάστημα ίσο με αυτό της σεισμικής διέγερσης.

Υπολογίζονται δηλαδή σε πραγματικό χρόνο οι μετακινήσεις του κτηρίου για κάθε ιδιομορφή, στο βαθμό που αυτή συμμετέχει. Εκτιμάται ότι αυτός ο τρόπος ανάλυσης, αποτελεί την πιο πιστή απεικόνιση της συμπεριφοράς ενός κτηρίου κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Ωστόσο, πρέπει να είμαστε εξαιρετικά προσεκτικοί σε περιπτώσεις όπου οι μέγιστες τιμές ενός φάσματος βρίσκονται πολύ κοντά, και υπάρχει ο κίνδυνος αγνόησης της περίπτωσης της σύμπτωσης των μεγίστων.



Σχήμα 2.3: Ιδιομορφική Ανάλυση για κάθε βήμα dt της χρονοϊστορίας του φάσματος απόκρισης για τις 3 πρώτες ιδιομορφές

2.2.2 Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση



Σχήμα 2.4: Μέγιστες τιμές του φάσματος απόκρισης, οι οποίες χρησιμοποιούνται στον ιδιομορφικό συνδυασμό αποκρίσεων

Η προκειμένη περίπτωση αποτελεί μια πιο συντηρητική εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου, η οποία στην ιδιομορφική ανάλυση χρονοϊστορίας του κτηρίου λαμβάνει τις μέγιστες τιμές του φάσματος απόκρισης. Υπάρχουν 2 τρόποι συνδυασμού ιδιομορφικών αποκρίσεων:

2.2.2.1 Μέθοδος SRSS

Η απλούστερη μέθοδος συνδυασμού μέγιστων τιμών είναι με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων, γνωστή και ως *SRSS* από τα αρχικά του αντίστοιχου αγγλικού όρου: Square Root of the Sum of the Squares. Σύμφωνα με τη μέθοδο *SRSS*, εάν E_i είναι η τιμή τυχαίου μεγέθους E (π.χ. ροπή, αξονική ή τέμνουσα δύναμη στο άκρον κάποιου μέλους) που προέκυψε από την επίλυση της i ιδιομορφής, η πιθανή ακραία τιμή exE του μεγέθους E που προκύπτει από τη συμμετοχή των k πρώτων ιδιομορφών υπολογίζεται από τη σχέση:

$$exE = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (2.8)$$

Στο παράδειγμα των 3 γνωστών ιδιομορφών για την μέθοδο *SRSS* θα έχω:

$$u(t) = \sqrt{(\Gamma_1 \Phi_1 \max D(t))^2 + (\Gamma_2 \Phi_2 \max D(t))^2 + (\Gamma_3 \Phi_3 \max D(t))^2} \quad (2.9)$$

Η μέθοδος *SRSS* δίνει καλά αποτελέσματα και επιτρέπεται να εφαρμόζεται εάν όλες οι ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι ανεξάρτητες. Δύο ιδιομορφές i και j θεωρούνται ανεξάρτητες εάν $T_i \leq 0.9 \cdot T_j$ (για $T_i \leq T_j$), αλλιώς θεωρούνται εξαρτημένες.

2.2.2.2 Μέθοδος CQC

Εάν οι ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν είναι ανεξάρτητες απαιτούνται ακριβέστερες μέθοδοι συνδυασμού τους. Μία τέτοια μέθοδος, η οποία χρησιμοποιείται ευρέως στην πράξη, είναι ο πλήρης τετραγωνικός συνδυασμός γνωστός και ως *CQC* από τα αρχικά του αντίστοιχου αγγλικού όρου: Complete Quadratic Combination. Σύμφωνα με τη μέθοδο *CQC*, η πιθανή ακραία τιμή του exE του μεγέθους E υπολογίζεται από τη σχέση:

$$exE = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \varepsilon_{ij} E_i E_j}, \quad (2.10)$$

όπου ε_{ij} ο συντελεστής συσχέτισης των ιδιομορφών i και j που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j} (\zeta_i \omega_i + \zeta_j \omega_j) \omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 - \omega_j^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \omega_i^2 \omega_j^2} \quad (2.11)$$

και E_i, E_j είναι οι τιμές του μεγέθους E που προέκυψαν από την επίλυση για τις ιδιομορφές i και j αντίστοιχα. Συνήθως, όλες οι ιδιομορφές έχουν την ίδια απόσβεση ζ . Σε αυτή την περίπτωση, και θέτοντας $r = \omega_i/\omega_j$ η σχέση 2.11 γίνεται:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2 r^{3/2} (1+r)}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)^2} \quad (2.12)$$

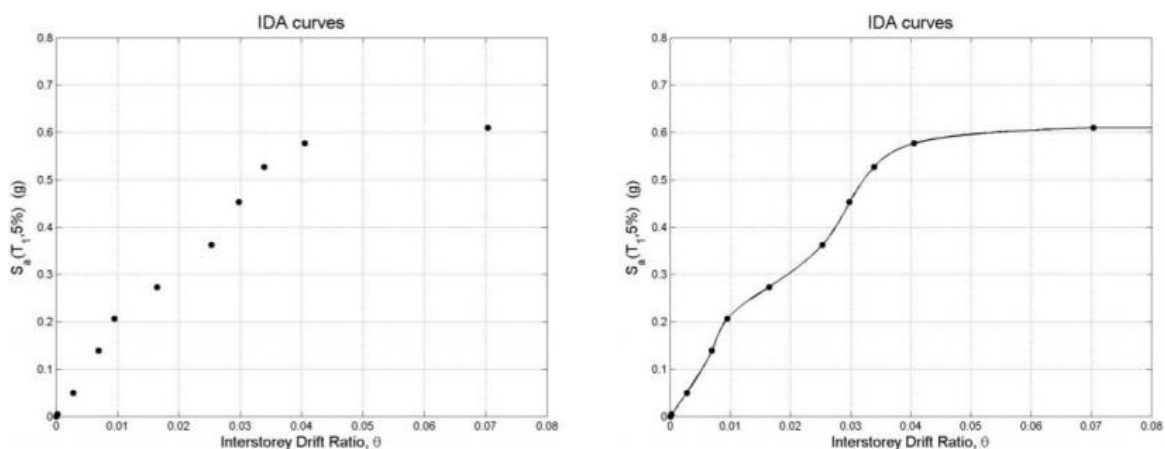
Προσοχή όμως καθότι στην παραπάνω Εξίσωση (2.12) θα πρέπει να ισχύει:

- $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$
- $\varepsilon_{ii} = \varepsilon_{jj} = 1$

2.3 Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση

Η Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (IDA) (Χατζηδάκη Α. 2016) αποτελεί μια παραμετρική μέθοδο ανάλυσης η οποία εκτιμά με διεξοδικό τρόπο την συμπεριφορά του κτηρίου σε σεισμική φόρτιση, υποβάλλοντας το μη γραμμικό προσομοίωμα του κτηρίου σε μία σειρά επιταχυνσιογραφημάτων, καθένα από τα οποία κλιμακώνεται με τρόπο κατάλληλο σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης. Συγκεκριμένα, θεωρώντας ότι έχουμε την ιστορία της επιτάχυνσης μιας εδαφικής κίνησης, και ορίζοντας το μη κλιμακούμενο επιταχυνσιογράφημα ως a_1 , δηλαδή ένα διάνυσμα με στοιχεία $a_1(t_i)$, $t_i = 0, t_1, \dots, t_{n-1}$, μπορούμε με ομοιόμορφη αυξομείωση του εύρους της καταγραφής με ένα θετικό συντελεστή κλιμάκωσης $\lambda \in [0, +\infty)$, να λάβουμε ένα φάσμα επιταχυνσιογραφημάτων που δίνετε από την σχέση $a_\lambda = \lambda \times a_1$.

Ο βαθμωτός συντελεστής λ (Scale Factor SF) ενός κλιμακούμενου επιταχυνσιογραφήματος a_λ είναι ο θετικός συντελεστής ο οποίος πολλαπλασιάζεται με κάθε τιμή της ιστορίας, παράγοντας έτσι μία νέα τιμή. Για $\lambda < 1$ παράγεται ένα κλιμακούμενο προς τα κάτω «ηπιότερο» επιταχυνσιογράφημα, για $\lambda > 1$ παράγεται ένα κλιμακούμενο προς τα πάνω «ασχυρότερο» επιταχυνσιογράφημα, ενώ για $\lambda = 1$ το αρχικό επιταχυνσιογράφημα a_1 παραμένει ως έχει. Οι τιμές του συντελεστή κλιμάκωσης λ επιλέγονται ώστε να καλύπτεται συνολικά το εύρος συμπεριφοράς της κατασκευής, από την ελαστικότητα στη διαρροή και εν τέλει μέχρι και τη δυναμική αστάθεια. Η αποτύπωση των αποτελεσμάτων γίνεται σε ένα διάγραμμα Μέτρου Απόκρισης - Μέτρου Έντασης με τη μορφή διακριτών σημείων. Τα σημεία αυτά έπειτα ενώνονται με κατάλληλη συνεχή γραμμή και έτσι παράγεται η καμπύλη IDA, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.5: Διαδικασία αποτύπωσης καμπύλης IDA, (από Chatzidaki .A BStthesis2016)

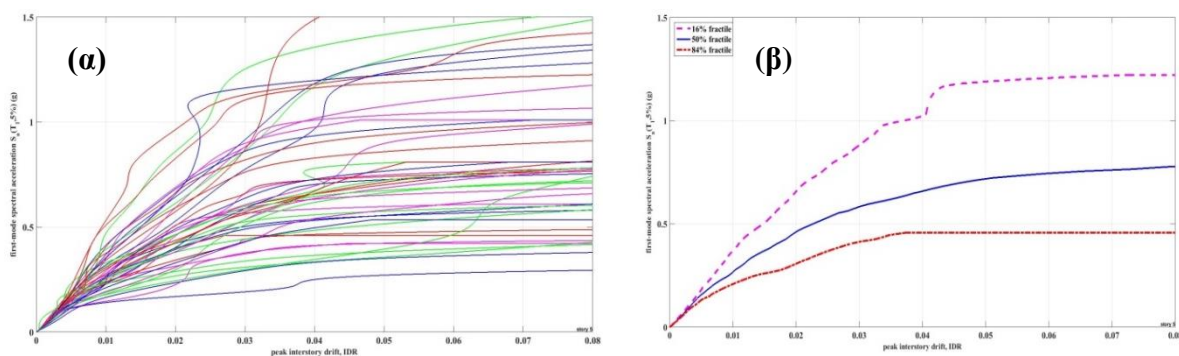
Το μέτρο έντασης (Intensity Measure IM) χαρακτηρίζει την εδαφική κίνηση και αποτελεί μια ποσοτικοποίηση της έντασης του σεισμού. Ανάμεσα στα πολλαπλά μεγέθη που έχουν προταθεί για την ποσοτικοποίηση αυτή της σεισμικής έντασης είναι το μέγεθος της σεισμικής ροπής, η διάρκεια του σεισμού, η τροποποιημένη ένταση Mercalli κ.α., η χρήση των οποίων όμως καθιστά δύσκολη την προσαρμογή των εδαφικών καταγραφών στην επιθυμητή ένταση. Καταλληλότερα μεγέθη όσον αφορά την δυνατότητα προσαρμογής τους είναι για παράδειγμα η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration – PGA), η μέγιστη εδαφική ταχύτητα (Peak Ground Velocity – PGV) και η φασματική επιτάχυνση στην πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής με απόσβεση $\zeta = 5\%$, $S_a(T_1, 5\%)$. Η τελευταία αποτελεί την επικρατέστερη επιλογή, καθώς καλύπτει την

ευαισθησία συνηθισμένων κατασκευών με μεγάλη συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στο συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης κοντά στην ιδιοσυχνότητα τους και παρουσιάζει έτσι μικρότερη διασπορά στις αποκρίσεις.

Το μέτρο απόκρισης (Damage Measure DM ή Engineering Demand Parameter EDP) είναι το μέγεθος που χαρακτηρίζει την απόκριση της κατασκευής σε μία προκαθορισμένη φόρτιση και προκύπτει από τη δυναμική ανάλυση του κτηρίου. Μεγέθη που χρησιμοποιούνται για αυτό το σκοπό είναι η τέμνουσα βάσης, η στροφή ενός κόμβου, η μέγιστη πλαστιμότητα ενός ορόφου, η μέγιστη μετακίνηση της οροφής κ.ά. Στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιείται η ανηγμένη σχετική μετακίνηση ορόφου θ_i (Intersory Drift Ratio – IDR) για κύρια δομικά στοιχεία και η μέγιστη επιτάχυνση ορόφου α_i (Peak Floor Acceleration – PFA) για δευτερεύοντα μη δομικά στοιχεία καθώς αυτά τα δύο μεγέθη αντιπροσωπεύουν ικανοποιητικά τις αντίστοιχες βλάβες δομικών και μη δομικών στοιχείων.

Οι παραπάνω παράμετροι που συντελούν στη δημιουργία των καμπυλών IDA , ποια είναι όμως η λειτουργία τους ; Η κάθε καμπύλη IDA αφορά μια συγκεκριμένη σεισμική διέγερση στη οποία το μοντέλο της κατασκευής υποβάλλεται και για αυτό δεν μπορεί να προσδιορισθεί εκ των προτέρων η απόκριση της σε διαφορετικές εδαφικές κινήσεις . Συνεπώς είναι απαραίτητη η χρήση πολλαπλών επιταχυνσιογραφημάτων ώστε να παραχθούν πολλές καμπύλες IDA και να αποδοθεί με αξιοπιστία η απόκριση της κατασκευής σε μία μελλοντική διέγερση (multi record IDA study).

Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται ένα διάγραμμα IDA με $IM = S_a(T_1, 5\%)$ και $DM = IDR$ ή θ_i για πολλές χρονοϊστορίες. Παρατηρείται ότι υπάρχει μεγάλη διασπορά της απόκρισης μετά την ελαστική περιοχή η οποία οφείλεται στη διαφορετικότητα των χρονοϊστοριών. Για καλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων των καμπυλών, συνίσταται να απεικονίζονται τα ποσοστημόρια 16%, 50% και 84% των καμπυλών IDA τα οποία ενδεικτικά παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.6



Σχήμα 2.6: α) Διαγράμμα IDA για οροφή κτηρίου β) αντίστοιχα ποσοστημόρια των 16%, 50% & 84%

2.4 Γενικά για την συμπεριφορά του κτηρίου

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς μιας κατασκευής μετά από την ιδιομορφική ανάλυσή της, δηλαδή για δυναμική- μεταβλητή με το χρόνο έκθεση του προσομοιώματος της κατασκευής σε μεταβλητή με το χρόνο φόρτιση, απαιτείται η γνώση μέγιστης παραμόρφωση ορόφου θ_i , για τα φέροντα μέλη της κατασκευής, και της μέγιστης επιτάχυνσης των ορόφων a_i , για τα μη φέροντα στοιχεία της. Τα δύο αυτά μεγέθη μπορούν να δώσουν μια ολοκληρωμένη εικόνα για το επίπεδο της ζημιάς που έχει υποστεί το προς εξέταση οικοδόμημα.



Εικόνα 1 Κτήριο με εκτεταμένες ζημιές μετά από σεισμό. Η μετακίνηση ορόφου προκαλεί απώλειες στα κύρια δομικά στοιχεία του κτηρίου. (από <http://sekainoura.net/wp-content/uploads/2016/05/eedf30ffecd4fac865a5569b4a1abaf3.jpg>-%E2%91%A2-2016%E5%B9%B44%E6%9C%8815%E3%80%9C16%E6%97%A5.html)

Τα όρια που θέτει ο ευρωκώδικας 8 αφορούν την ανηγμένη μετακίνηση ορόφου θ_i και κατ' επέκταση για την επιτάχυνση ορόφου a_i , ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι των μη δομικών στοιχείων, αλλά και τον τρόπο που αλληλεπιδρούν – συνδέονται με τα κύρια δομικά μέλη της κατασκευής . Πιο συγκεκριμένα τα όρια των κατά (European Committee for Standardization 2004) είναι:

- 0,50%: για κτήρια που συνδέονται με μη δομικά στοιχεία από εύθραυστα ψαθυρά υλικά.
- 0,75%: για κτήρια που αποτελούνται από όλκιμα μη δομικά στοιχεία.
- 1,00%: για κτήρια με μη δομικά στοιχεία εδραζόμενα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις των κύριων δομικών στοιχείων ή για κτήρια που δεν έχουν μη δομικά μέλη.

2.4.1 Μέγιστη Εκτροπή Ορόφου θ_i

Αποτελεί ένα μέγεθος με το οποίο εκτιμάται το επίπεδο της ζημιάς των κρίσιμων στοιχείων ενός κτηρίου (σε σύγκριση με τα όρια που επιβάλλει οι κανονισμοί) .

Ως κρίσιμα στοιχεία του κτηρίου θεωρούμε κατά κύριο λόγο τα φέροντα στοιχεία του, δηλαδή δοκούς, πλάκες και υποστυλώματα, καθώς και μη φέροντα στοιχεία των οποίων όμως η κατασκευαστική αρτιότητα είναι σημαντική για την ασφάλεια, την άμεση χρήση και λειτουργία του κτιρίου μετά από ένα σεισμό, όπως για παράδειγμα τα κουφώματα, πόρτες και παράθυρα, υαλοπίνακες, ψευδοροφές, εσωτερικά χωρίσματα, καλύμματα κλιμάκων κ.α.

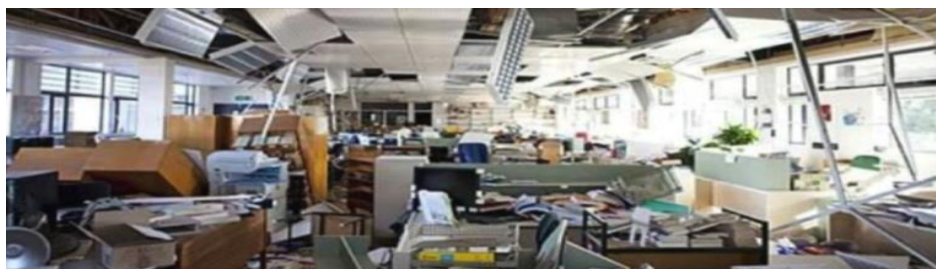


Εικόνα 2: α) Παραμόρφωση ορόφου θ_i σε διώροφο κτήριο, β) εκτεταμένες ζημιές από επιτάχυνση ορόφου (από <http://www.eucentre.it/non-structural-elements/?lang=en>)

2.4.2 Μέγιστη Επιτάχυνση Ορόφου a_i

Οι ζημιές σε μη δομικά στοιχεία (non-structural components) και σε περιεχόμενα κτηρίων (building contents) που παρατηρήθηκαν σε σχετικά πρόσφατους σεισμούς στην Αμερική είχαν πρωτοφανές οικονομικό αντίκτυπο. Συνεπώς, η έκθεση αυτών των στοιχείων σε μεγάλες επιταχύνσεις είναι κρίσιμο να περιορισθεί, γι' αυτό το λόγο απαιτείται ο υπολογισμός των σχετικών επιταχύνσεων των ορόφων.

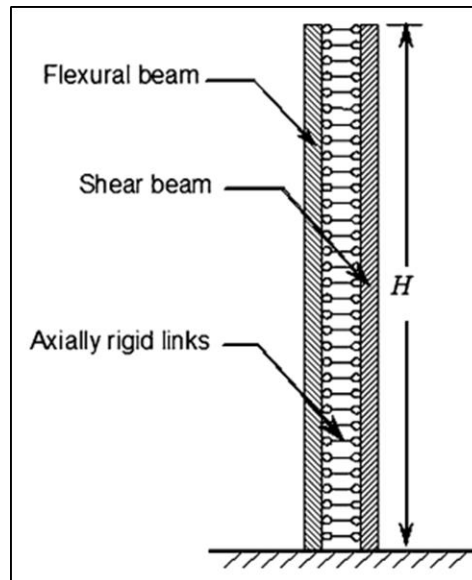
Μερικά παραδείγματα μη δομικών στοιχείων που είναι ευαίσθητα σε επιτάχυνση είναι οι ψευδοροφές, τα φωτιστικά σώματα, οι πυροσβεστικές φωλιές, οι σωληνώσεις, τα συστήματα κλιματισμού, οι ανελκυστήρες, οι σχάρες καλωδίων κ.ά. Ομοίως περιεχόμενα κτηρίων (building contents) ευαίσθητα σε επιτάχυνση είναι οι βιβλιοθήκες, τα συστήματα υπολογιστών, ανεξάρτητα συστήματα παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας σε περίπτωση ανάγκης, πίνακες ελέγχου, αντλίες κ.ά.



Εικόνα 3: Εκτεταμένες ζημιές σε περιεχόμενα κτηρίου γραφείων (από http://www.nzherald.co.nz/nz/news/image.cfm?c_id=1&gal_cid=1&gallery_id=113731#7076988)

3 Απλοποιημένες Μέθοδοι Ανάλυσης

3.1 Απλοποιημένο 3-παραμετρικό μοντέλο Miranda



Σχήμα 3.1: Απλοποιημένο μοντέλο διατμητικής και καμπτικής δοκού συνδεδεμένες με αξονικά άκαμπτους συνδέσμους (από Miranda και Akkar 2006).

Η μέθοδος που εξετάζεται για τον υπολογισμό της μέγιστης σχετικής μετακίνησης οροφής, των ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων των ορόφων (Interstory Drift Ratio – *IDR*) ή θ_i και της μέγιστης σχετικής επιτάχυνσης ορόφων (Peak Floor Acceleration – *PFA*) ή a_i αντίστοιχα βασίζεται σε ένα απλοποιημένο συνεχές μοντέλο, με ομοιόμορφη κατανομή βάρους και δυσκαμψίας καθ' ύψος, το οποίο αποτελείται από μια καμπτική και μια διατμητική δοκό συνδεδεμένες με άκαμπτους αξονικά συνδέσμους Σχήμα 3.1

Όσον αφορά τη συμπεριφορά του κτηρίου, αυτή βασίζεται στο απλοποιημένο μοντέλο της διατμητικής δοκού που ανέπτυξε ο (Iwan 1997) φάσμα εκτροπής ορόφων (drift spectrum), και το οποίο έκαναν πιο προσιτό στην χρήση και στην κατανόηση του για τους μηχανικούς (Chopra and Chintanapakdee 2001), αποδεικνύοντας ότι και οι συμβατικές τεχνικές φασματικής ανάλυσης ενδείκνυνται για το μοντέλο του Iwan καθώς, για επαρκώς μεγάλο αριθμό ιδιομορφών υπάρχει σύγκλιση με τη μέθοδο διάδοσης των κυμάτων που ο Iwan χρησιμοποιεί.

Ωστόσο, η διατμητική δοκός του Iwan ενδείκνυται κυρίως για κτίρια στα οποία η δυσκαμψία των δοκών είναι σημαντικά μεγαλύτερη των υποστυλωμάτων ενώ οι αξονικές παραμορφώσεις των υποστυλωμάτων θεωρούνται αμελητέες (Moment-Resisting Frame Buildings), γι αυτό το λόγο ο Miranda υιοθετεί το μοντέλο Σχήμα 3.1 ξεπερνώντας αυτή την αδυναμία και το πρόβλημα των παραμενουσών μετακινήσεων (residual drifts), υιοθετώντας μια νέα τεχνική μετονομαζόμενη σε Φάσμα Γενικευμένης Ανηγμένης Μετακίνησης Ορόφου (Generalized Interstory Drift Spectrum).

Η μέθοδος αυτή επεκτείνεται σε περισσότερα είδη κτιρίων, βασισμένη σε μία παράμετρο, έναν συντελεστή α_o , ο οποίος για διαφορές τιμές του αποδίδει στο μοντέλο συμπεριφορά από καθαρά καμπτική, σε ενδιάμεσων καταστάσεων συνδυασμού καμπτικής

και διατμητικής έως καθαρά διατμητικής συμπεριφοράς. Ακόμα όπως παρουσιάζεται παρακάτω, λαμβάνονται υπόψη οι τρεις πρώτες ιδιομορφές του κτηρίου.

3.1.1 1^η Μέθοδος - Μαθηματική απόδοση μοντέλου

Η απόκριση του μη αποσβενόμενου ομοιόμορφου μοντέλου Σχήμα 3.1 όταν αυτό εκτίθεται σε οριζόντια εδαφική επιτάχυνση $\ddot{u}_g(t)$ δίνεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\frac{\rho}{EI} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} + \frac{1}{H^4} \frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^2} - \frac{\alpha^2}{H^4} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} = - \frac{\rho}{EI} \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \quad (3.1)$$

Όπου:

- ρ = κατανεμημένη μάζα καθ' ύψος του κτηρίου
- H = το συνολικό ύψος του κτηρίου
- $u(x,t)$ = η οριζόντια μετακίνηση σε χρόνο t , για το ανηγμένο ύψος του κτηρίου $x = z/H$, το οποίο κυμαίνεται από 0 για την βάση του κτηρίου έως 1 για την οροφή.
- EI = καμπτική δυσκαμψία της καμπτικής δοκού
- α = συντελεστής αναλογίας της πλευρικής δυσκαμψίας ο οποίος προσδιορίζεται ως εξής:

$$\alpha_o = H \sqrt{\frac{GA}{EI}}, \quad (3.2)$$

όπου:

- H = το συνολικό ύψος του κτηρίου
- GA = η διατμητική δυσκαμψία της διατμητικής δοκού.
- EI = καμπτική δυσκαμψία της καμπτικής δοκού.

Ο συντελεστής α_o είναι αδιάστατος και συντελεί στον έλεγχο του βαθμού συμμετοχής της καμπτικής και της διατμητικής παραμορφωσιμότητας του συνεχούς μοντέλου και συνεπώς και της σχηματικής του απεικόνισης. Συγκεκριμένα για α_o ίσο με μηδέν προσομοιάζεται ένα καθαρά καμπτικό μοντέλο (flexural- Euler-Bernoulli beam), ενώ για τιμή του α_o , θεωρητικά στο άπειρο, αντιστοιχεί σε ένα καθαρό διατμητικό μοντέλο.

Τα είδη κτηρίων τα οποία αντιστοιχούν καλύτερα στις διάφορες τιμές του συντελεστή α_o για την πρώτη ιδιομορφή τους, υπήρξαν αντικείμενο μελέτης των (Miranda and Reyes 2002). Πιο συγκεκριμένα παρατηρήθηκε, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.1, ότι τοιχωματικά κτίρια (Shear Wall) και πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας (Braced Frames) αντιστοιχούν σε τιμές του α_o από 0 έως 2. Κτήρια με 2 συστήματα δυσκαμψίας (Dual Structural Systems Frames) τα οποία αποτελούνται από συνδυασμό πλαισίων (Moment-Resisting Frames) και τοιχωματικών κτιρίων (Shear Wall) ή κτιρίων αποτελούμενα από πλαισιακούς φορείς (Moment-Resisting Frames) και ενισχυμένα πλαίσια (Braced Frames) αντιστοιχούν καλύτερα σε τιμές του α_o από 1,5 έως 5, ενώ για τυπικά κτίρια πλαίσια (Moment-Resisting Frames) οι τιμές του α_o βρίσκονται μεταξύ 5 και 20.

3.1.2 Εκτίμηση συντελεστή δυσκαμψίας α_o

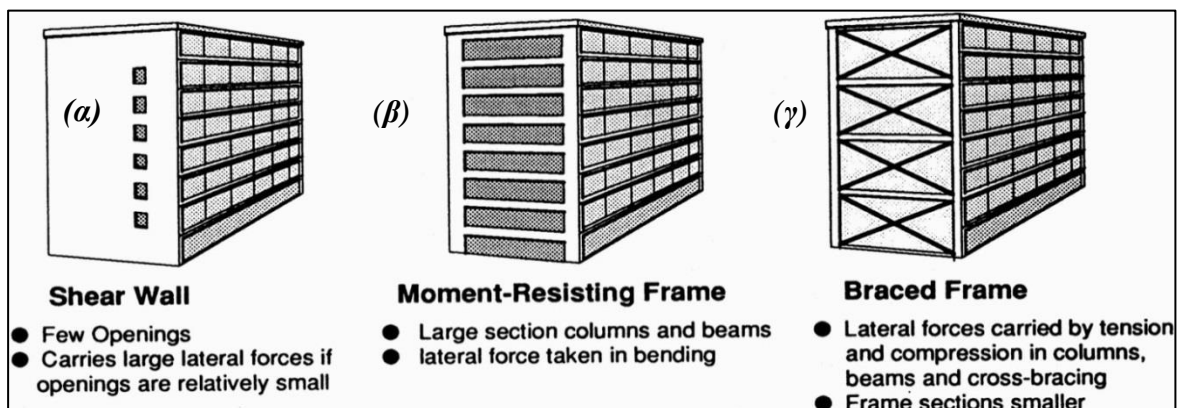
Ο συντελεστής α_o ο οποίος επηρεάζει σε κάθε περίπτωση την συμμετοχή της κάθε δοκού καμπτική και διατμητική, στην συνολική συμπεριφορά του μοντέλου είναι ο κρίσιμος συντελεστής για τους υπολογισμούς μας. Ο υπολογισμός του σε επίπεδο στοιχείων – δοκών προκύπτει εύκολα, ωστόσο όταν πρόκειται για ένα κτήριο η πολυπλοκότητα των υπολογισμών αυξάνει δραματικά. Γι' αυτό το λόγο όπως φαίνεται στα παραδείγματα των (Miranda and Taghavi 2005) η επιλογή του α_o γίνεται με βάση τον τύπο του κτηρίου Shear Wall / Braced Frames - Moment-Resisting Frames ή Dual Structural Systems. Οι τιμές του α_o προέκυψαν από εμπειρικά δεδομένα και παρατηρήσεις και οι διάφορες τιμές του ανάλογα με το κτήριο φαίνονται στο Σχήμα 3.1 ενώ ο τρόπος επιλογής της σωστής τιμής είναι προσεγγιστικός. Πιο συγκεκριμένα:

- I. Αρχικά γίνεται η κατάταξη του κτηρίου σε μία από τις εικονιζόμενες κατηγορίες κτηρίου,
- II. παίρνουμε το μέσο όρο των τιμών του α_o που προτείνεται, π.χ. για Dual Structural System $\alpha_o = 1,5 \sim 5$ παίρνουμε τον μέσο όρο $\alpha_o = 3,25$,
- III. από την εμπειρία μας μπορούμε να κρίνουμε, ανάλογα με τη συμμετοχή των διάφορων μελών του κτηρίου, τοίχοι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κ.ά, μπορούμε να αυξομειώσουμε την τιμή του α_o στο άνω ή κάτω όριο εκεί που θεωρούμε ότι προσομοιάζεται καλύτερα. Δηλαδή η παραπάνω τιμή $\alpha_o = 3,25$ για ένα μεικτό κτήριο Dual Structural System με πιο έντονη τοιχωματική συμπεριφορά μπορούμε να λάβουμε π.χ $\alpha_o = 2,75$.

Αν δεν μπορούμε να κρίνουμε ο μέσος όρος δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα, καθώς η απόκλιση από την ακριβή τιμή είναι πολύ μικρή.

3.1.3 Δυναμικές ιδιότητες του συνεχούς μοντέλου

Για τον υπολογισμό των κρίσιμων στοιχείων για εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων για το κτήριο μας, δηλαδή της ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ορόφου θ_i και της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου α_i , απαιτείται η γνώση των συντελεστών συμμετοχής Γ_i , των ιδιομορφών του κτηρίου Φ_i , της πρώτης ιδιοπεριόδου T_1 .



Σχήμα 3.2: Τιμές α_o για διάφορα είδη κτηρίων. α) Shear Wall $\alpha_o : 0 \sim 2$, β) Moment-Resisting Frames $\alpha_o : 5 \sim 20$, γ) Braced Frames $\alpha_o : 0 \sim 2$. - Για Dual Structural Systems $\alpha_o : 1.5 \sim 5$

Όπως προέκυψε από τους (Miranda and Taghavi 2005) οι ιδιομορφές για κάθε ιδιοπερίοδο Γ_i προκύπτουν από την παρακάτω κανονικοποιημένη εξίσωση για $x_i=1$

$$\Phi_i = \frac{\sin(\gamma_i x) - \gamma_i * (a_o^2 + \gamma_i^2)^{-1/2} \sinh(x\sqrt{a_o^2 + \gamma_i^2}) + \eta_i [\cosh(x\sqrt{a_o^2 + \gamma_i^2}) - \cos(\gamma_i x)]}{\sin(\gamma_i) - \gamma_i * (a_o^2 + \gamma_i^2)^{-1/2} \sinh(\sqrt{a_o^2 + \gamma_i^2}) + \eta_i [\cosh(\sqrt{a_o^2 + \gamma_i^2}) - \cos(\gamma_i)]} \quad (3.3)$$

Όπου

$$\eta_i = \frac{\gamma_i^2 \sin(\gamma_i) + \gamma_i * \sqrt{a_o^2 + \gamma_i^2} \sinh(\sqrt{a_o^2 + \gamma_i^2})}{\gamma_i^2 \cos(\gamma_i) + (a_o^2 + \gamma_i^2) \cosh(\sqrt{a_o^2 + \gamma_i^2})} \quad (3.4)$$

Οι ιδιοτιμές των παραμέτρων γ_i συσχετίζονται με κάθε $i^{\text{στη}}$ ιδιομορφή του κτηρίου και προκύπτουν από την επίλυση της εξίσωσης:

$$2 + [2 + \frac{\alpha_o^4}{\gamma_i^2(\gamma_i^2 + \alpha_o^2)}] \cos(\gamma_i) \cosh(\sqrt{\gamma_i^2 + \alpha_o^2}) + [\frac{\alpha_o^4}{\gamma_i^2(\gamma_i^2 + \alpha_o^2)} \sin(\gamma_i) \sinh(\sqrt{\gamma_i^2 + \alpha_o^2})] = 0, \quad (3.5)$$

ακόμη αν είναι γνώστη η πρώτη ιδιοπερίοδος T_1 του κτηρίου οι υπόλοιπες μπορούν να υπολογιστούν από την εξής σχέση:

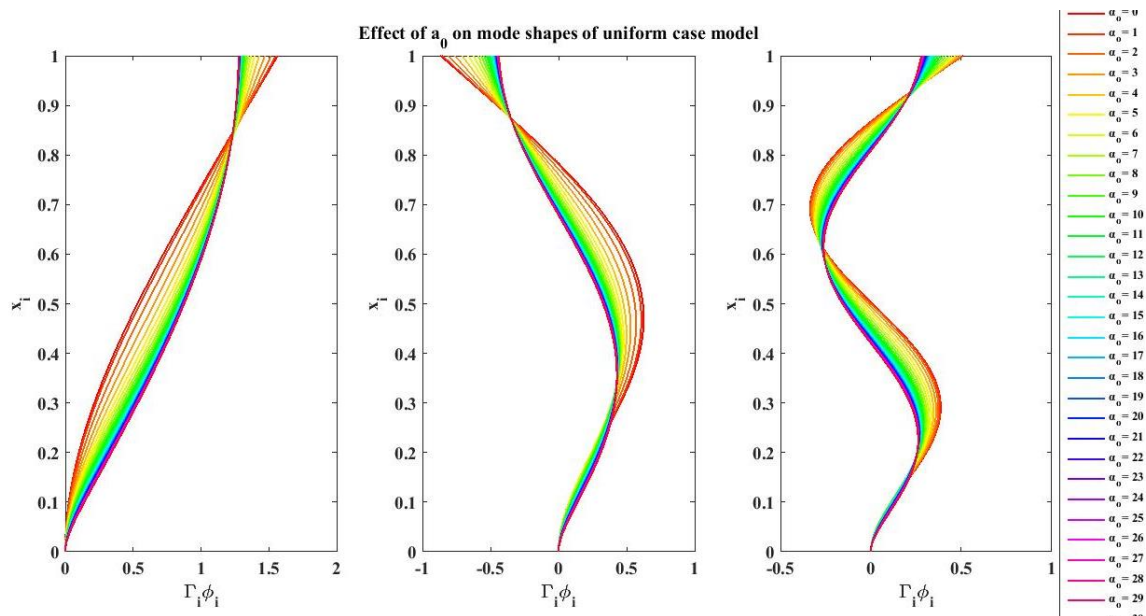
$$\frac{T_i}{T_1} = \frac{\gamma_1 \sqrt{\gamma_1^2 + \alpha_o^2}}{\gamma_i \sqrt{\gamma_i^2 + \alpha_o^2}} \quad (3.6)$$

Διαφορετικά, εάν δεν είναι γνωστή η T_1 , είναι εφικτός ο υπολογισμός των ιδιοσυχνοτήτων της κατασκευής μέσω της σχέσης:

$$\omega_i^2 = \frac{EI}{\rho H^4} \gamma_i^2 (\gamma_i^2 + \alpha_o^2), \quad (3.7)$$

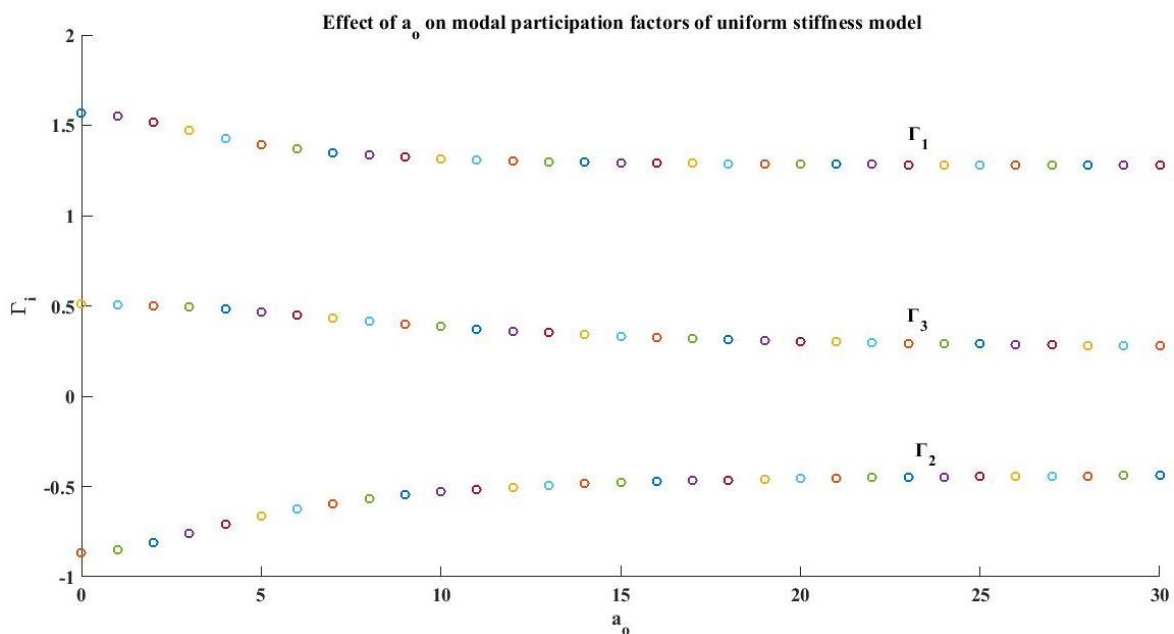
ενώ ο συντελεστής συμμετοχής Γ_i δίνεται από την σχέση

$$\Gamma_i = \frac{\int_0^1 \Phi_i(x) dx}{\int_0^1 \Phi_i^2(x) dx} \quad (3.8)$$

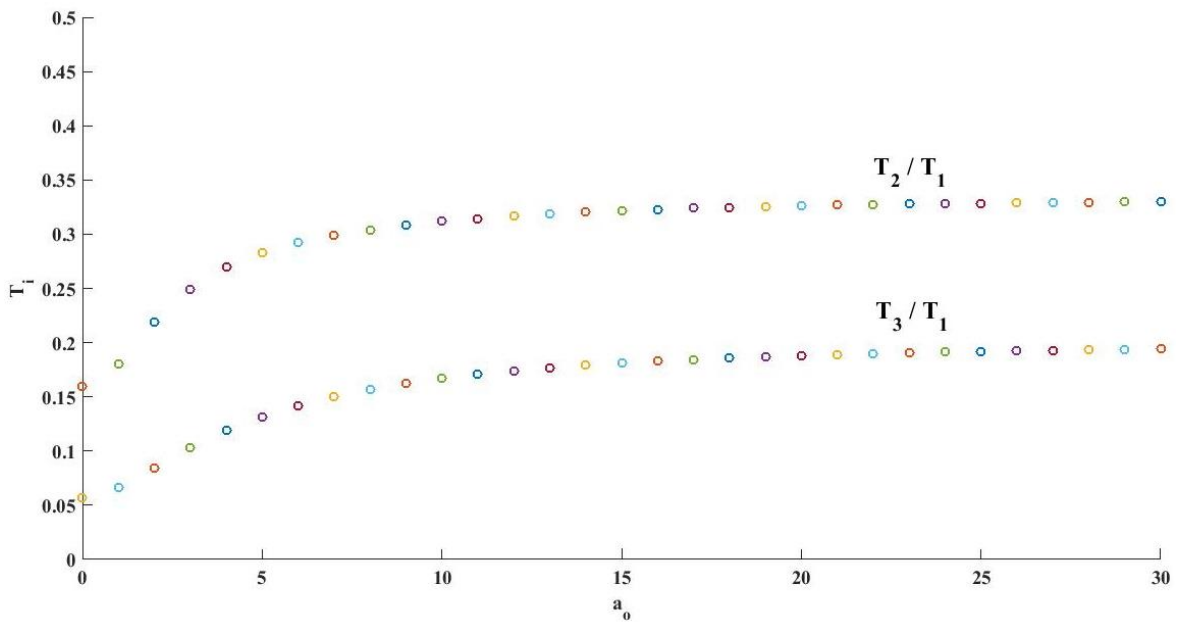


Σχήμα 3.2: Επίρροή του συντελεστή a_0 στην ιδιομορφική συμπεριφορά του μοντέλου με ομοιόμορφη καθ' ύψος δυσκαμψία.

Μια πρώτη γεύση της ιδιομορφικής συμπεριφοράς μια κατασκευής η συμπεριφορά της οποίας επηρεάζεται από τη συντελεστή a_0 φαίνεται στα παραπάνω διαγράμματα, στο οποία απεικονίζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές καθ' ύψος ενός κτηρίου για τιμές του a_0 από 0 έως 30. Ακόμη παρακάτω απεικονίζεται σχηματικά η διακύμανση των τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς:



Σχήμα 3.3: Επίδραση του συντελεστή δυσκαμψίας a_0 , στις τιμές των συντελεστών συμπεριφοράς Γ_i .



Σχήμα 3.4: Επίδραση του συντελεστή δυσκαμψίας στις τιμές του λόγου των ιδιοτιμών T_i .

3.1.4 Υπολογισμός Ανηγμένων Σχετικών Μετακινήσεων Ορόφου θ_i

Στα κτήρια η ανηγμένη μετακίνηση ορόφου θ_i υπολογίζεται ως η διαφορά της μετακίνησης των επίπεδων ενός ορόφου διαιρεμένα με το ύψος του ορόφου. Επομένως με βάση την κανονικοποιημένη μετακίνηση των ορόφων όπως επισημαίνεται στο Miranda-akkar ο υπολογισμός της ανηγμένης μετακίνησης ορόφου δίνεται από την σχέση:

$$\theta_i(j,t) = \frac{1}{h} \sum_1^n \Gamma_i [\Phi_i(j+1) - \Phi_i(j)] D_i(t) \quad (3.9)$$

Όπου

- $\Phi_{(j+1)}$ και $\Phi_{(j)}$ είναι το πλάτος ταλάντωσης για την $i^{\text{στη}}$ περίοδο στους ορόφους $(j+1)$ και (j) αντίστοιχα και υπολογίζεται ακριβώς όπως περιγράφηκε παραπάνω.

Σχήμα 3.5: Εύρος τιμών των ιδιοπεριοδών της 2ης και 3ης ιδιομορφής με γνωστή την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1 για τις διάφορες τιμές του a_0 .

- Γ_i ο συντελεστής συμπεριφοράς για την i ιδιομορφή
- h το ύψος του ορόφου
- $D_i(t)$ η σχετική μετακίνηση απόκρισης ενός μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) περιόδου T_i
- $n =$ αριθμός ορόφων

Η προσέγγιση του Φάσματος της Γενικευμένης Ανηγμένης Μετακίνησης Ορόφου ή καλύτερα της Generalized Interstory Drift Spectrum αφορά όπως περιγράφηκε παραπάνω ένα ομοιόμορφο κτήριο με ομοιόμορφα κατανεμημένο βάρος και δυσκαμψία καθ' ύψος, ενώ η τα αποτελέσματα της απόκρισης του είναι ελαστικά. Στην Βιβλιογραφία υπάρχει αναφορά σε ανελαστικές προσεγγίσεις οι οποίες όμως δεν αποτελούν μέρος αυτής της διπλωματικής και η διερεύνηση τους αποτελεί αντικείμενο μελλοντικής μελέτης

3.1.5 Υπολογισμός Μέγιστης Επιτάχυνσης Ορόφου α_i

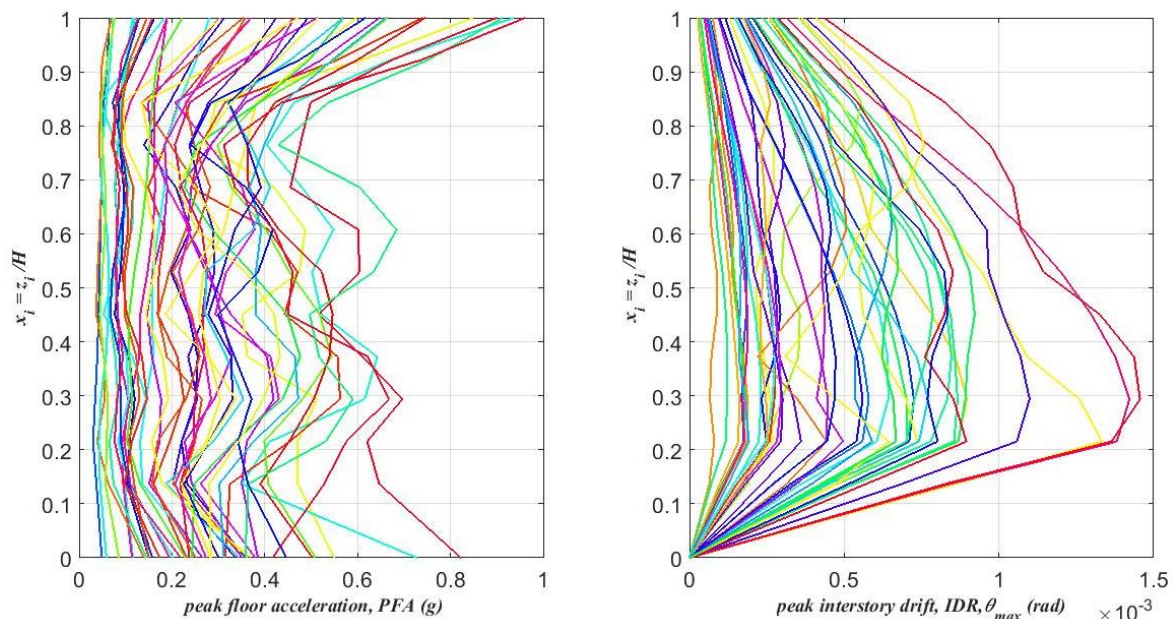
Σε κάθε ύψος του κτηρίου υπολογίζεται η απόλυτη επιτάχυνση ορόφου σύμφωνα με (Miranda and Taghavi 2005) με τρόπο ο οποίος περιγράφεται στον παρακάτω τύπο:

$$\alpha_i(x,t) \cong \ddot{u}(x,t) = \ddot{u}_g(t) + \sum_1^n \Gamma_i \Phi_i \ddot{D}_i(t) \quad (3.10)$$

Όπου:

- $\alpha_i(x,t) \cong \ddot{u}(x,t)$ η απόλυτη επιτάχυνση εδάφους
- $\ddot{D}_i(t)$ η σχετική επιτάχυνση απόκρισης ενός μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) περιόδου T_i
- $\ddot{u}_g(t)$ η επιτάχυνση εδάφους $PGA = PFA_0 = \alpha_{(i=0)}$
- $\Phi_{(x)}$ είναι το πλάτος ταλάντωσης για την $i^{\text{στη}}$ περίοδο στον όροφο x .
- Γ_i ο συντελεστής συμπεριφοράς για την i ιδιομορφή
- h το ύψος του ορόφου
- n = αριθμός ορόφων

Και σε αυτήν την περίπτωση για τον προσεγγιστικό υπολογισμό της α_i με τη χρήση 3 παραμέτρων ($\ddot{D}_i(t)$, $\ddot{u}_g(t)$, $\Gamma_i \Phi_{(x)}$) θεωρούμε ομοιόμορφη κατανομή βάρους και δυσκαμψίας καθ' ύψος του κτηρίου. Επίσης τα αποτελέσματα απόκρισης είναι κι αυτά ελαστικά όπως οι μέγιστες παραμορφώσεις ορόφων θ_i .



Σχήμα 3.6: α_i & θ_i για 12ώροφο κτήριο το οποίο υποβλήθηκε σε σεισμική διέγερση 44 καταγραφών.

3.2 Παράδειγμα υπολογισμού θ_i & α_i σε δωδεκάωροφο κτήριο Ω.Σ.

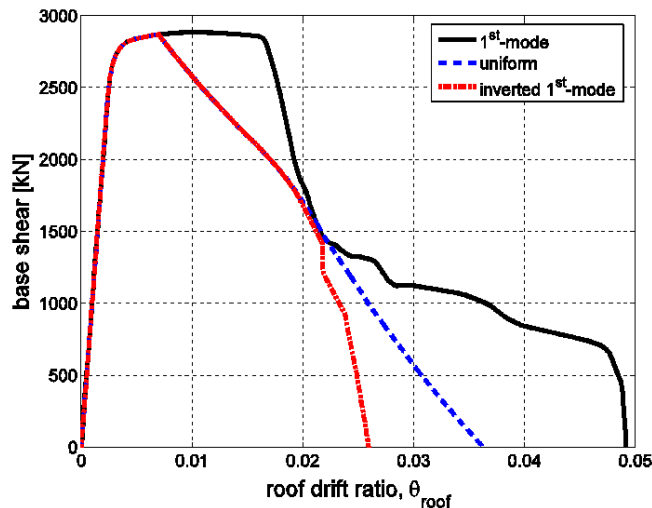
Table with 12 rows (Floor 1 to Floor 12) and multiple columns containing structural data such as floor level, height, and other parameters.

Πίνακας 1: Χαρακτηριστικά 12ώροφου κτηρίου.

Κτήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος	
Αριθμός ορόφων, i	12
Ύψος πρώτου ορόφου, h_1 (m)	6.911
Ύψος υπόλοιπων ορόφων, h_i (m)	3.962
$X = h_1/h_i$	1.744
Συνολικό Ύψος Κτηρίου (m)	50.5
Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος, T_1 (sec)	2.14
Πλάτος κάθε ανοίγματος (m)	6,096

Πίνακας 2: Ιδιοπερίοδοι απλοποιημένης μεθόδου και από στατικό πρόγραμμα.

Ιδιοπερίοδοι	Αλοποποιημένη μέθοδος	Ακριβής Τιμή
T1	2,14	2,14
T2	0,63	0,73

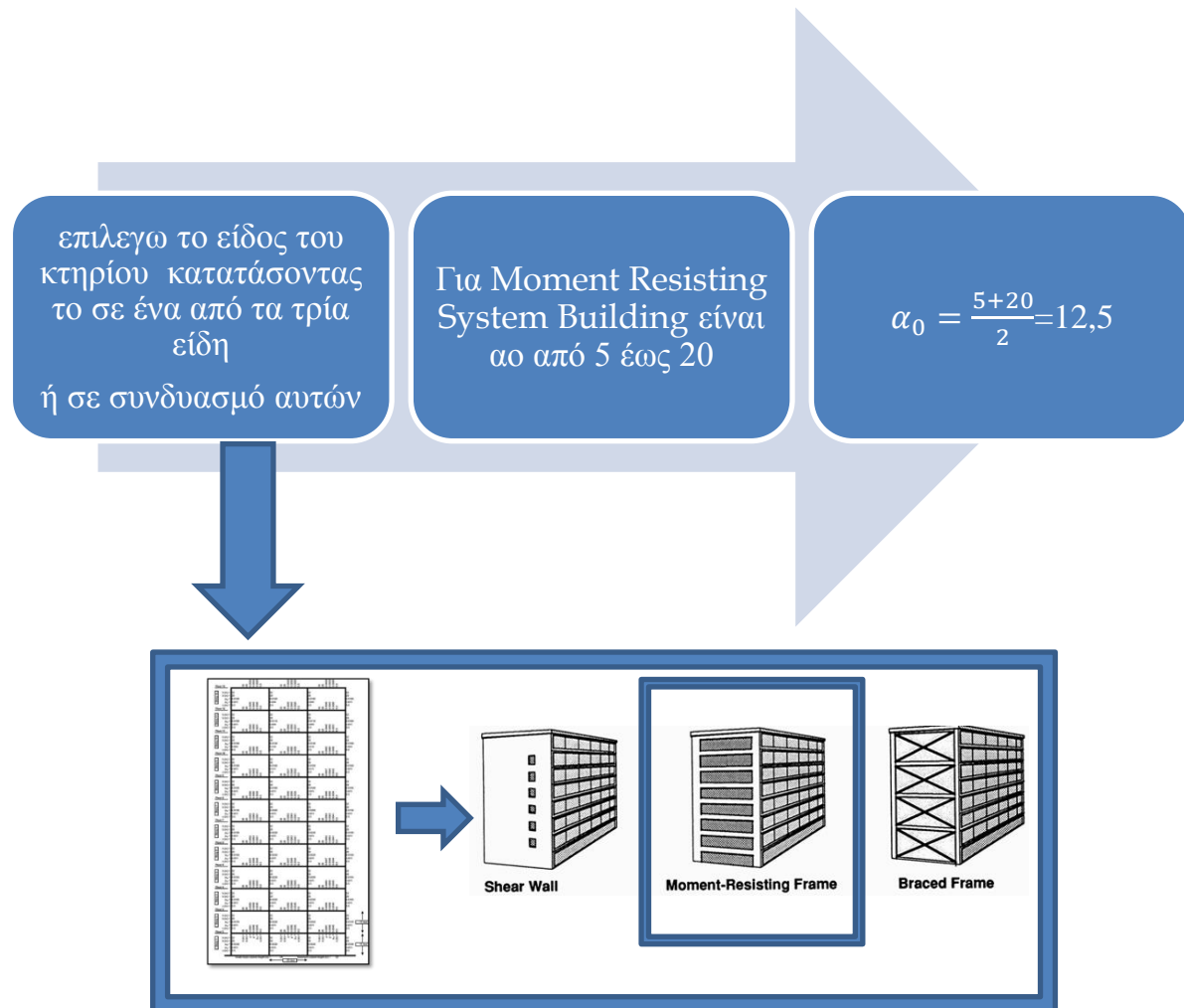


Σχήμα 3.7: Καμπύλη αντοχής κτηρίου (pushover)(από HIGHRISE CASE STUDY GEM REVA.)

Σε αυτό το υποκεφάλαιο πραγματοποιείται η εξαγωγή των ανηγμένων μετακινήσεων ενός 12ώροφου κτηρίου με χρήση των σχέσεων των (Miranda and Akkar 2006) για μια πρώτη σχηματική αποτύπωση των σχετικών μετακινήσεων και επιταχύνσεων καθ' ύψος του κτηρίου χρήση ενός δυναμικού στατικού προγράμματος, όπως το Etabs προκύπτει η

καμπύλη αντοχής (Push Over) του κτηρίου η οποία δίνει δύναμη ίση με $V_y = 2750$ kN και συνολικό βάρος $W = 38359,90$ kN..

Τα μέχρι τώρα δεδομένα προέρχονται από 1) την γεωμετρία του κτηρίου (συνολικό ύψος H και ύψος ορόφων h_i καθώς και το βάρος W) και 2) από τα αποτελέσματα προσομοίωσης T_1 και V_y από ένα απλό στατικό πρόγραμμα, που με τη σειρά του απαιτεί μόνο τα γεωμετρικά στοιχεία του κτηρίου και κάποιες απλές εύλογες υποθέσεις για την αντοχή των υλικών. Συγκεκριμένα για την μέθοδο που εξετάζουμε απαιτείται η γνώση της γεωμετρίας και της ιδιοπερίοδου T .



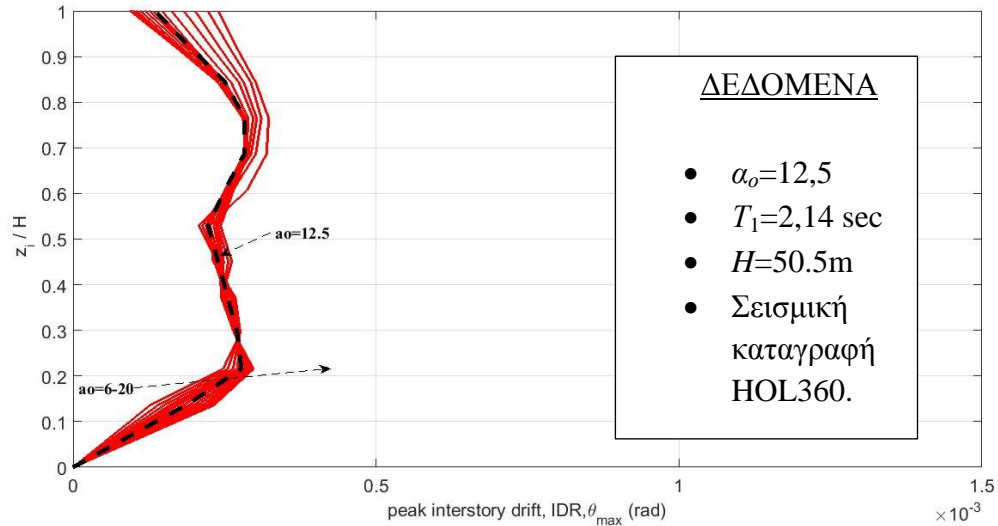
Σχήμα 3.8: Διαδικασία υπολογισμού συντελεστή δυσκαμψίας α_o .

Θα δείξουμε ότι λόγω της μικρής απόκλισης από την μέση τιμή, λαμβάνοντας την μέση τιμή, εφόσον η μορφή του κτηρίου δεν μας επιτρέπει να αποφανθούμε με ακρίβεια στην επιλογή της σωστής τιμής του α_o , έχω αξιόπιστα αποτελέσματα. Τέτοιες περιπτώσεις αφορούν κυρίως μεικτά συστήματα κτηρίων που δεν διακρίνεται εύκολα ποιο χαρακτηριστικό του κτηρίου υπερισχύει. Για τον προσεγγιστικό χαρακτήρα της των υπολογισμών η μέση τιμή κρίνεται ικανοποιητική.

Στην επόμενη σελίδα φαίνονται τα καθ' ύψος διαγράμματα σχετικής μετακίνησης ορόφου θ_i για την μέση τιμή του α_o καθώς και για διάφορες χαρακτηριστικές τιμές του α_o , με σταθερή ιδιοπερίοδο κτηρίου T με σκοπό την εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων. Επίσης, γίνονται δοκιμές με δεδομένη τιμή του συντελεστή δυσκαμψίας α_o , «πειράζοντας» την

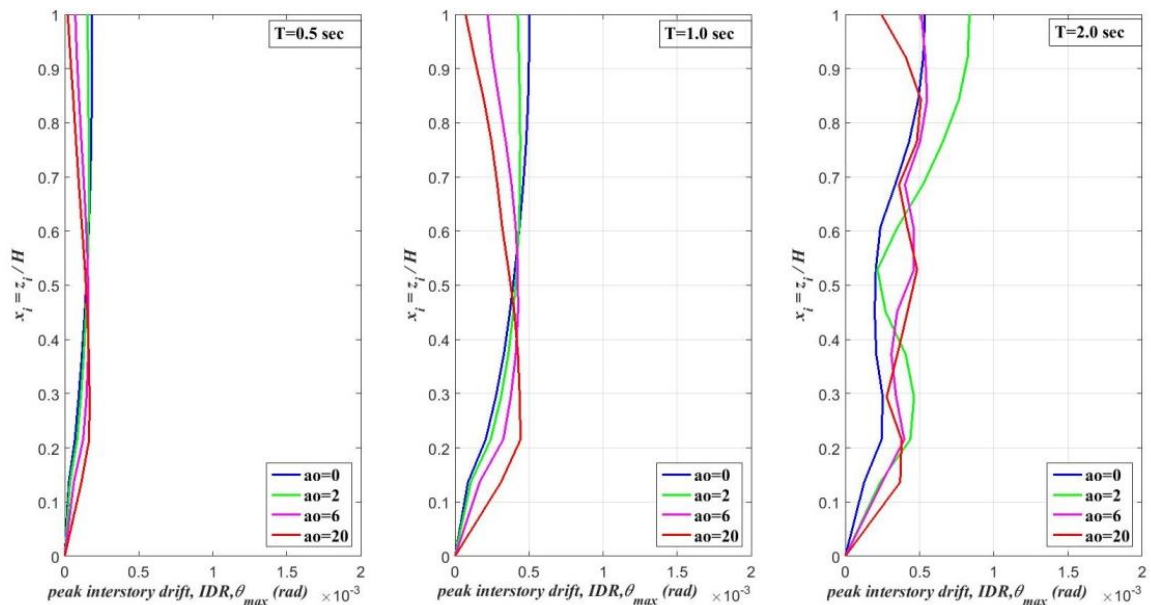
ιδιοπερίοδο T . Αντιστοιχεί διαδικασία ακολουθεί για τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων α_i .

3.2.1 Διαγράμματα Μέγιστων Παραμορφώσεων Ορόφου θ_i

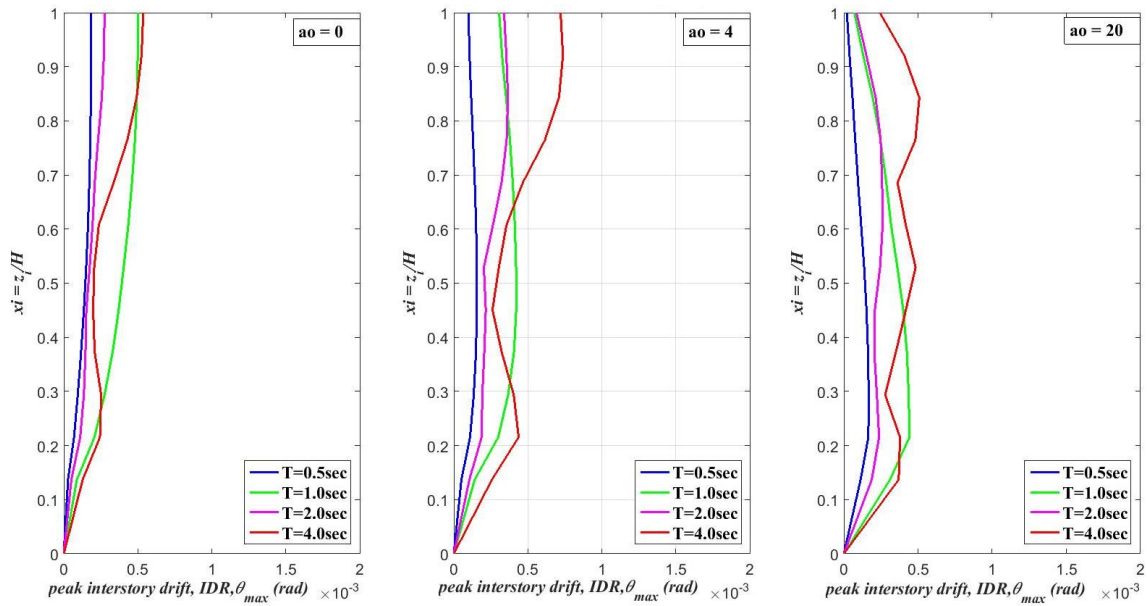


Σχήμα 3.9: θ_i καθ' ύψος 12ώροφου κτηρίου από Ω.Σ. με τιμές του $\alpha_o = 6\sim 20$. Με μαύρο χρώμα φαίνεται η μέση τιμή $\alpha_o = 12,5$.

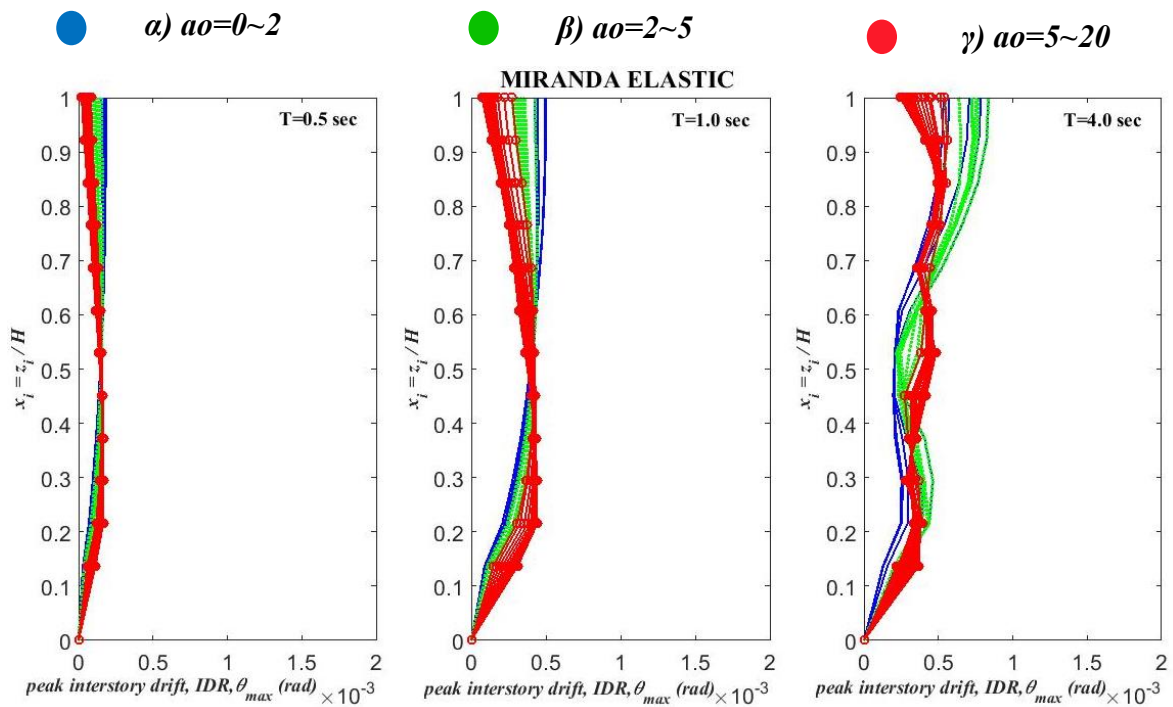
Στο Σχήμα 3.9 φαίνεται η καθ' ύψος σχετική μετακίνηση κτηρίου τύπου Moment Resisting Frame ($\alpha_o = 5\sim 20$). Με κόκκινο χρώμα διακρίνεται η απόκλιση των τιμών του α_o από την μέση τιμή $\alpha_o = 12,5$ με το μαύρο χρώμα. Η απόκλιση είναι αρκετά μικρή, της τάξεως του 10^{-4} , γεγονός που σημαίνει ότι λαμβάνοντας την μέση τιμή του α_o η απόκλιση από την ακριβή τιμή του α_o είναι ελάχιστη.



Σχήμα 3.10: θ_i καθ' ύψος του κτηρίου για διάφορες τιμές του α_o .



Σχήμα 3.11: θ_i καθ' ύψος του κτηρίου για διάφορες τιμές του T_1 .

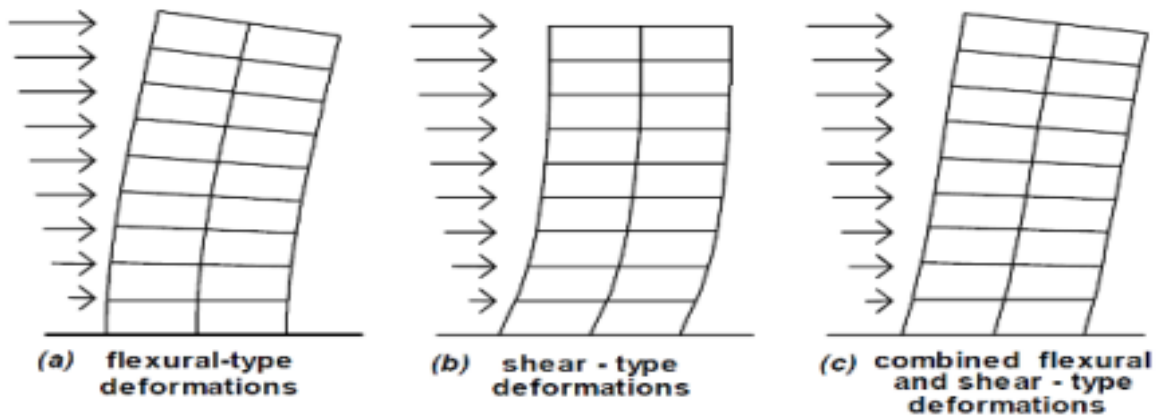


Σχήμα 3.12: Επαλήθευση εύρους τιμών α_o . α) Για $\alpha_o=0\sim 2$ διατμητική συμπεριφορά κτηρίου/Braced / Shear Wall Frames. β) Για $\alpha_o=2\sim 5$ η συμπεριφορά του κτηρίου κυμαίνεται από διατμητική σε καμπτική/ Dual Frame Systems γ) Για $\alpha_o=5\sim 20$ καμπτική συμπεριφορά του κτηρίου \ Moment Resisting Frames.

Παρατηρούμε ότι τα εύρη τιμών του α_o ταιριάζουν σε αυτές που ορίσαμε για κάθε κτήριο σελ.20 όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.12 Πιο συγκεκριμένα, απεικονίζεται η διατμητική συμπεριφορά για α_o από 0 έως 2 που αποδίδεται κυρίως σε τοιχωματικά και ενισχυμένα κτήρια «Shear Wall & Braced Frames», για ενδιάμεσες καταστάσεις καμπτο-διατμητικής συμπεριφοράς που αποδίδεται σε μεικτού τύπου κτηρίων «Dual Systems

Frames» παρατηρείται τιμή α_0 από 2 έως 5. Ενώ για πλαισιακές κατασκευές με άκαμπτες συνδέσεις κόμβων «Moment Resisting Systems» που παρουσιάζουν καμπτική συμπεριφορά απέναντι στο σεισμό οι τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας α_0 κυμαίνονται για α_0 από 0 έως 20. Για τιμές του α_0 μεγαλύτερες του 20 έχω σχεδόν ταύτιση των διαγραμμάτων.

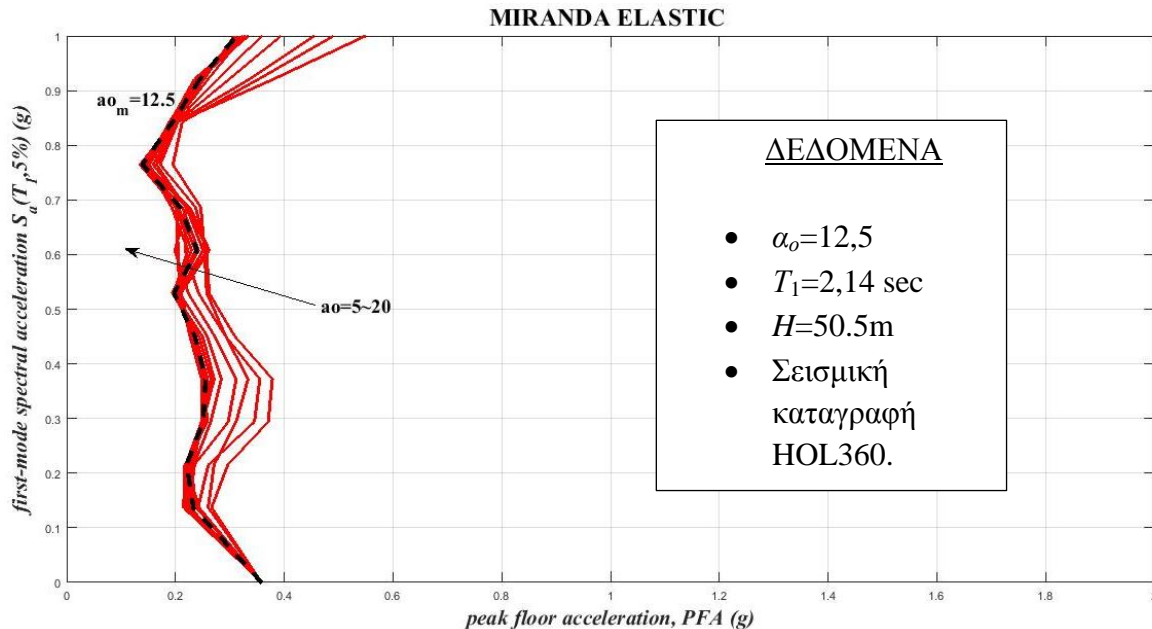
Ακόμη παρατηρούμε στο Σχήμα 3.14 ότι για μεγάλες ιδιοπεριόδους $T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$, δηλαδή για πιο εύκαμπτα κτήρια, έχω έντονη ανηγμένη μετακίνηση καθ' ύψος του κτηρίου, για κάθε όροφο, συγκριτικά με πιο δύσκαμπτα κτήρια, μικρών ιδιοπεριόδων T_1 , όπου έχω πιο ομαλή καθ' ύψος παραμόρφωση.



Σχήμα 3.13: Πλευρική Παραμόρφωση πολυώροφων Κτηρίων (από Miranda & Akkar (2006)).

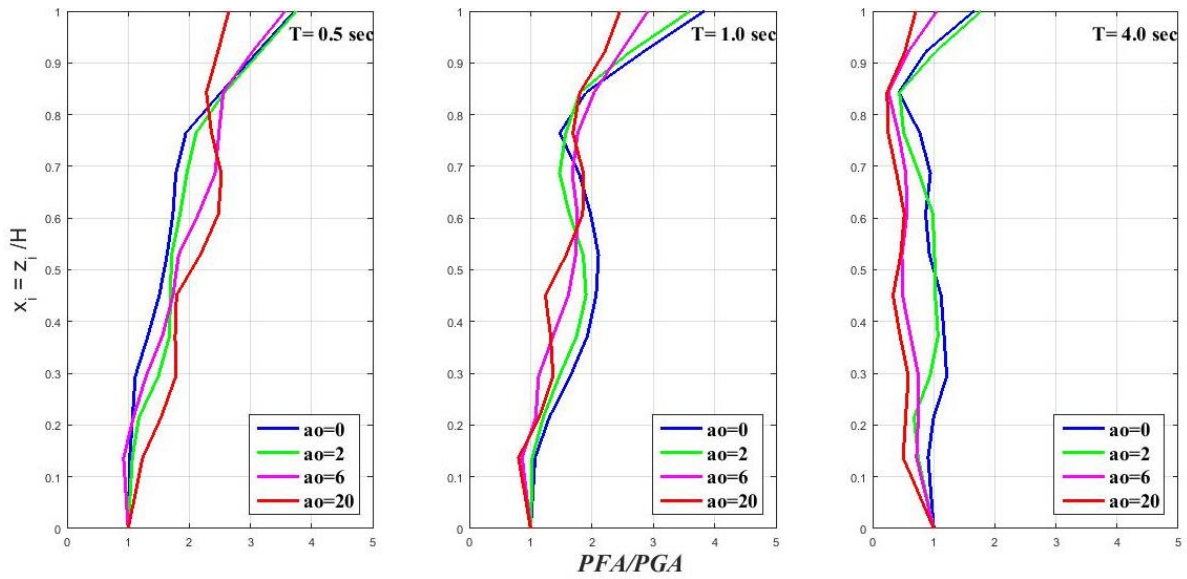
3.2.2 Διαγράμματα Μέγιστων Σχετικών Επιταχύνσεων Ορόφου α_i

Στο συγκεκριμένο υποκεφάλαιο θα αποτυπώσουμε τα αποτελέσματα της μεθόδου που ανέπτυξαν οι (Miranda and Akkar 2006) όπου με χρήση των παραπάνω σχέσεων ιδιομορφικής ανάλυσης και από την Εξίσωση (2.10) προσεγγίζουν τις μέγιστες επιταχύνσεις κάθε επιπέδου. Για τα δεδομένα του προηγούμενου κτηρίου αναλύουμε και εξάγουμε τις ανά όροφο επιταχύνσεις όπως αυτές φαίνονται στο παρακάτω διάγραμμα.

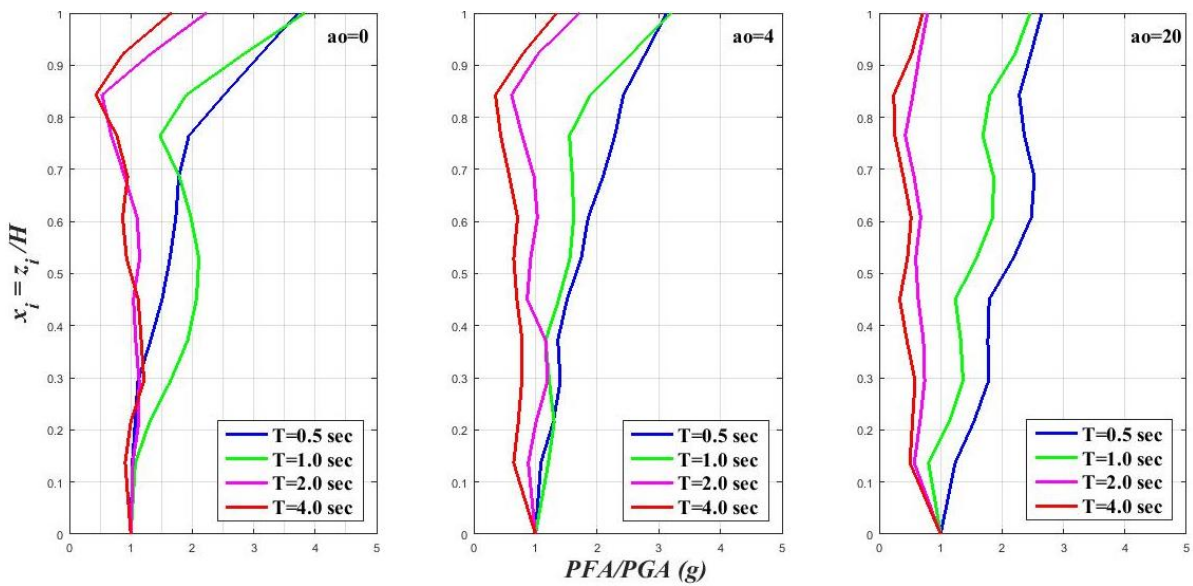


Σχήμα 3.14: Μέγιστες επιταχύνσεις για κάθε όροφο του 12ώροφου κτηρίου. Με μαύρη διακεκομμένη γραμμή φαίνεται η μέση τιμή $\alpha_o = 12.5$ ενώ με κόκκινο χρώμα οι τιμές του συντελεστή α_o από 5 έως 20, για πλαίσιο κτήρια δηλαδή με δύσκαμπτους κόμβους\ Moment Resisting Frames.

Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση των μέγιστων ανά όροφο επιταχύνσεων α_i η μέση τιμή $\alpha_o = 12.5$ έχει απόκλιση μεγέθους περίπου 0,1 g από την ακραία τιμή $\alpha_o = 5$ για κτήρια τύπου Moment Resisting Frames.. Ωστόσο, από το διάγραμμα φαίνεται επίσης ότι διαφοροποίηση υπάρχει στις τιμές του συντελεστή α_o από 5 έως 8, εκεί δηλαδή που παρατηρούμε τα μεγάλα κενά ανάμεσα στις γραμμές του διαγράμματος, για την περίπτωση όπου δηλαδή το κτήριο έχει χαρακτηριστικά κτηρίων μεικτού τύπου, δηλαδή τοιχωμάτων ή συνδέσμους δύσκαμπτης. Ακόμη για τιμές του α_o από 9 έως 20 οι γραμμές του διαγράμματος σχεδόν ταυτίζονται με την μέση τιμή. Συνεπώς μπορούμε να συμπεράνουμε ότι στην περίπτωση όπου δεν εμφανίζονται καθόλου τοιχωματικά μέλη ή σύνδεσμοι δύσκαμπτης χιαστί, τύπου Λ κ.ά. μπορούμε να λάβουμε την μέση τιμή καθώς οι αποκλίσεις μπορούν να θεωρηθούν αμελητέες. Για την περίπτωση όπου έχω κάποια από τα προαναφερθέντα μέλη είτε μέσω της εμπειρίας του κρίνω αν αυτά επηρεάζουν σημαντικά την δύσκαμπτη συμπεριφορά του κτηρίου όποτε λαμβάνω ανάλογη τιμή του α_o , είτε λαμβάνω τη μέση τιμή έχοντας υπόψη ότι μπορώ να έχω μέγιστη θετική απόκλιση στις επιταχύνσεις όχι μεγαλύτερη από 0.1 g. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ένας τρόπος ελέγχου της επιλογής σωστού συντελεστή δύσκαμπτης. Παρακάτω απεικονίζονται τα διαγράμματα του λόγου PFA_i/PGA όπου $PFA_i = \alpha_i$ και $PGA = PFA_0 = \alpha_{i=0}$



Σχήμα 3.15: λόγος PFA_i/PGA καθ' ύψος του κτηρίου για διάφορες τιμές του α_o .



Σχήμα 3.16: λόγος λόγος PFA_i/PGA καθ' ύψος του κτηρίου για διάφορες τιμές της ιδιοπεριόδου T_1 .

Συγκεντρώνουμε τις διάφορες τιμές που λαμβάνει ο λόγος PFA_i/PGA για τις διάφορες τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_1 και τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας α_o , για την περίπτωση του 12ώροφου κτηρίου που εξετάζουμε.

Πίνακας 3.1: Μέγιστες τιμές του λόγου PFA_i/PGA καθ' ύψος του κτηρίου, για τα διάφορες τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας α_0 και για τα διάφορες τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_1 για 12ώροφο κτήριο.

Moment Resisting Frame	α_0	T_1	$\max PFA_i/PGA$
	$\alpha_0=0-2$	0.5	3.8
		1	3.8
		2	2.1
		4	1.8
	$\alpha_0=2-5$	0.5	3.8
		1	3.8
		2	1.8
		4	1.8
	$\alpha_0=5-20$	0.5	3.8
		1	3.8
		2	1.5
		4	1.5

3.3 Απλοποιημένη Μέθοδος FEMA P58

Η Federal Emergency Management Agency ή FEMA, στη λογική των πρακτικών της οποίας κυμαίνεται και η παρούσα διπλωματική, προτείνει ένα απλοποιημένο μοντέλο το οποίο συμβάλει στην περαιτέρω απλοποίηση της διαδικασίας σχεδιασμού, όπως αυτή περιγράφηκε στην παράγραφο 1.2. Η απλοποίηση αφορά το κομμάτι του ελέγχου της σεισμικής συμπεριφοράς και συγκεκριμένα της εκτίμησης των σεισμικών απωλειών θ_i και α_i .

Οι κατασκευές θεωρείται ότι έχουν ανεξάρτητες ανά διεύθυνση αποκρίσεις για κάθε ένα από τους 2 οριζόντιους άξονες, οι οποίοι ορίζονται ως X και Y, επίσης οι ανά διεύθυνση αναλύσεις γίνονται ξεχωριστά για κάθε διεύθυνση και όχι ταυτόχρονα. Η επιρροή της κατακόρυφης μετακίνησης του σεισμού, η στρέψη και η αλληλεπίδραση κατασκευής εδάφους αμελείται.

Η απλοποιημένη διαδικασία περιορίζεται στην δυνατότητα να εκτιμά μη γραμμική απόκριση. Οι παραδοχές οι οποίες πρέπει να τονιστούν για την διαδικασία της απλοποιημένης ανάλυσης περιλαμβάνουν:

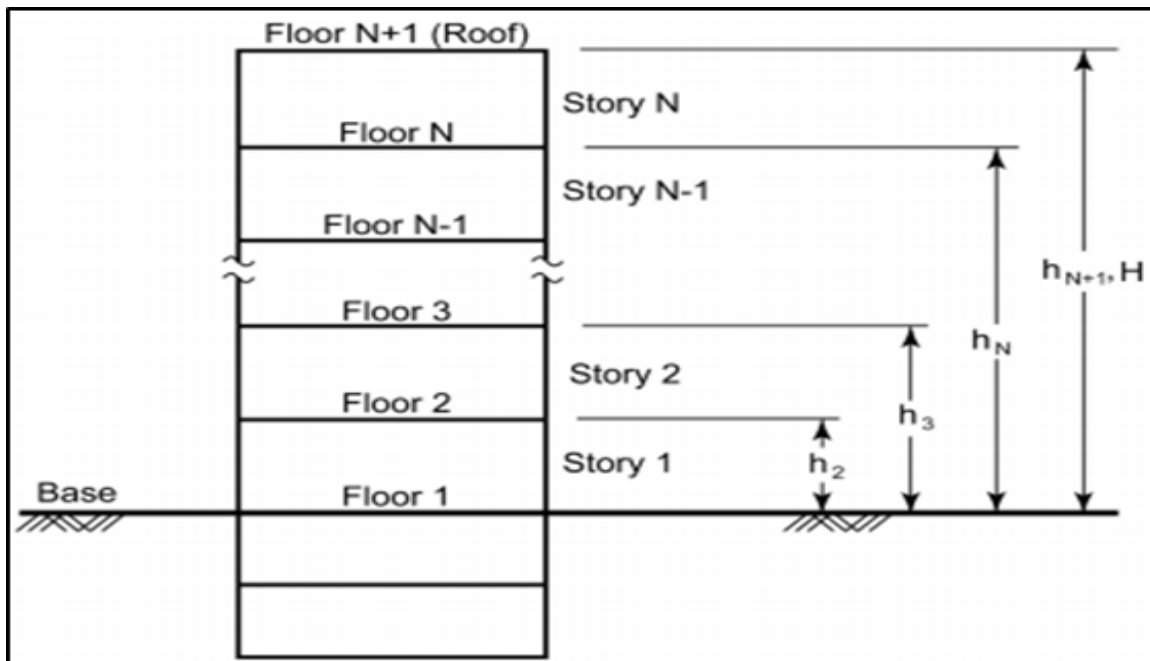
- Τα πλαισιωτά συστήματα (Framing Systems) είναι ανεξάρτητα κατά μήκος κάθε οριζόντιου άξονα του κτιρίου και η απόκριση τους σε κάθε άξονα είναι επίσης ανεξάρτητη, ενώ η στρεπτική απόκριση μπορεί να αμεληθεί.
- Το κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος (δηλαδή δε υπάρχουν ουσιώδης ασυνέχειες στην αντοχή και την δυσκαμψία της κατασκευής).
- Η σχετική μετακίνηση ορόφου (story drift ratio) δεν μπορεί να ξεπερνά περισσότερο από 4 φορές την αντίστοιχη σχετική μετακίνηση διαρροής, υπέρμετρη απομείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας δεν υφίσταται, ενώ οι παραδοχές διγραμμικής ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς γίνονται σε λογικά πλαίσια.
- Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων περιορίζονται στο 4%, όριο κάτω από το οποίο οι επιδράσεις P-delta μπορούν να θεωρηθούν αμελητέες.
- Το κτίριο αποτελείται κατά το μέγιστο από 15 ορόφους, ενώ οι υψηλότερες περίοδοι συνεισφοράς στην απόκριση θεωρούνται αμελητέες.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης με το απλοποιημένο μοντέλο ενός κτιρίου, που δεν πληρεί τις παραπάνω προϋποθέσεις κρίνονται αναξιόπιστα. Ακόμη και για κτίρια τα οποία διαθέτουν τις προαναφερθείσες προϋποθέσεις, η διαδικασία της απλοποιημένης ανάλυσης θα έχει ως αποτέλεσμα επιδράσεις στην συμπεριφορά καθώς και υπολογιστικές απώλειες οι οποίες είναι κάπως διαφορετικές από εκείνες της χρήσης μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης.

Τα μαθηματικά μοντέλα για απλοποιημένη ανάλυση πρέπει να αντιπροσωπεύουν με τρόπο κατάλληλο την κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας στο σύνολο του κτιρίου. Όλα τα στοιχεία τα οποία συνεισφέρουν σημαντικά στην πλευρική αντοχή ή δυσκαμψία πρέπει να συμπεριληφθούν στο μοντέλο, είτε είναι κύρια στατικά στοιχεία ή μη στατικά (δευτερεύοντα μέλη) είτε είναι μέρος του συστήματος που συνθέτουν την σεισμική δύναμη αντίστασης. Η Αμερικάνικη Κοινότητα Πολιτικών Μηχανικών (ASCE 2007) παρέχει οδηγίες για μοντελοποίηση της αντοχής και της δυσκαμψίας τυπικών δομικών στοιχείων κατάλληλα για χρήση σε μεθόδους απλοποιημένης ανάλυσης.

Το μαθηματικό μοντέλο χρησιμοποιείται για να ορίσει την κύρια ιδιοπερίοδο και την πρώτη ιδιομορφή σε κάθε μία από τις ορθογωνικές διευθύνσεις. Αυτές οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των ψευδο-πλευρικών δυνάμεων οι

οποίες εφαρμόζονται στην στατική ανάλυση του μοντέλου για τον καθορισμό των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων. Αυτή η πληροφορία μαζί με εκτιμήσεις της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (Peak Ground Acceleration - *PGA*) και την δύναμη διαρροής του κτηρίου και με διόρθωση τους όπως περιγράφεται παρακάτω, χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό μέσω εκτιμήσεων της μέγιστης σχετικής μετακίνησης του ορόφου (Peak Story Drift Ratio), της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου (Peak Floor Acceleration) σε κάθε ορθογώνια διεύθυνση. Η κωδικοποίηση των γεωμετρικών μεγεθών φαίνονται στο παρακάτω σχήμα, όπου αποτυπώνεται το απλοποιημένο μοντέλο της FEMA με τα παραπάνω χαρακτηριστικά και τις παραδοχές.



Σχήμα 3.17: Γεωμετρία Μοντέλου FEMA (από FEMA P-58-1, 2012).

3.4 2^η Μέθοδος – Μέθοδος FEMA P58

Στην προσπάθεια περαιτέρω απλοποίησης της διαδικασίας εκτίμησης των σεισμικών απωλειών στην φάση σχεδιασμού, επιχειρείται μια τροποποίηση στην απλοποιημένη διαδικασία, όπως την προτείνει η FEMA. Πιο συγκεκριμένα, διατηρώντας την κωδικοποίηση του μοντέλου, λαμβάνουμε από το στατικό πρόγραμμα την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1 , το συνολικό βάρος W (kN) και την δύναμη διαρροής του κτηρίου V_y (kN) αλλά όχι και τα αποτελέσματα θ_i και a_i , τις ελαστικές τιμές των οποίων τις λαμβάνουμε από την απλοποιημένη μέθοδο Miranda, για μία ή τρεις ιδιομορφές, όπως αυτή περιγράφηκε στο κεφάλαιο 3. Ορίζονται για αυτό το λόγο τρεις μέθοδοι ανάλυσης για την διακριτοποίηση των αποτελεσμάτων μας

Η μέθοδος αυτή αποτελεί την ακριβή εφαρμογή της μεθόδου FEMA με τη διαφορά που αναφέραμε παραπάνω, δηλαδή της χρήσης των ελαστικών αποτελεσμάτων της μεθόδου Miranda, αντί της χρήσης αποτελεσμάτων από στατικό πρόγραμμα. Απαιτείται προσοχή καθώς λαμβάνουμε μόνο την 1^η ιδιομορφή, για θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1 , από τις 3 που υπολογίζει ο Miranda.

Η FEMA λοιπόν, και στις δύο περιπτώσεις, λαμβάνει την πρώτη ιδιομορφή η οποία αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1 με τα αντίστοιχα ελαστικά αποτελέσματα θ_i και α_i , τα οποία διορθώνει με χρήση εκθετικών διορθωτικών συντελεστών, και στα οποία προσδίδει τα χαρακτηριστικά των ανώτερων ιδιομορφών. Πάνω σε αυτή τη λογική βασίζεται όλη η μεθοδολογία της FEMA.

Για κάθε τύπο κτηρίου Moment/Braced/ Dual Frame προσαρμόζονται και οι αντίστοιχοι διορθωτικοί συντελεστές. Ακόμη ανάλογα με τον αριθμό των ορόφων του κτηρίου, γίνεται ένας περαιτέρω διαχωρισμός των συντελεστών για 1) κτήρια έως 9 ορόφους και 2) για κτήρια από 10 έως 15 ορόφους. Οι συντελεστές αυτοί, οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τα διάφορα χαρακτηριστικά κάθε τύπου κτηρίου και αποδίδουν στα αποτελέσματα την επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών, φαίνονται στους 2 πίνακες που ακολουθούν.

Πίνακας 3.2: Κτήρια έως 9 ορόφους.

Demand	Frame Type	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
$IDR-\theta_i$	Braced	0.90	-0.12	-0.012	-2.65	2.09	0
	Moment	0.75	-0.044	-0.010	-2.58	2.30	0
	Wall	0.92	-0.036	-0.058	-2.56	1.39	0
$PFA-\alpha_i$	Braced	0.66	-0.27	-0.089	0.075	0	0
	Moment	0.66	-0.25	-0.080	-0.039	0	0
	Wall	0.66	-0.15	-0.084	-0.26	0.57	0

Πίνακας 3.3: Κτήρια από 10 έως 15 ορόφους

Demand	Frame Type	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
$IDR-\theta_i$	Braced	1.91	-0.12	-0.077	-3.78	6.43	-3.42
	Moment	0.67	-0.044	-0.098	-1.37	1.71	-0.57
	Wall	0.86	-0.036	-0.076	-4.58	6.88	-3.24
$PFA-\alpha_i$	Braced	0.44	-0.27	-0.052	3.24	-9.71	6.83
	Moment	0.34	-0.25	-0.062	2.86	-7.43	5.10
	Wall	-0.13	-0.15	-0.10	7.79	-17.52	11.04

Η διόρθωση για να λάβουμε υπόψη τις ανώτερες ιδιομορφές που συμμετέχουν στην συμπεριφορά του κτηρίου για την ανηγμένη σχετική μετακίνηση ορόφου θ_i δίνεται από τη σχέση :

$$\theta_{INELASTIC} = C_1 \cdot C_2 \cdot \theta^* \exp(a_0 + a_1 T_1 + a_2 S + a_3 \frac{h_{i+1}}{H} + a_4 (\frac{h_{i+1}}{H})^2 + a_5 (\frac{h_{i+1}}{H})^3), \text{ για } S \geq 1 \quad (3.11)$$

$$\alpha_{INELASTIC} = PGA \exp(a_0 + a_1 T_1 + a_2 S + a_3 \frac{h_i}{H} + a_4 (\frac{h_i}{H})^2 + a_5 (\frac{h_i}{H})^3), \text{ για } S \geq 1 \quad (3.12)$$

Όπου :

- θ^* = το ελαστικό θ_i για την 1^η ιδιομορφή κατά Miranda
- $PGA = \alpha_{i=0}$ μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους, δεδομένο από σεισμική καταγραφή
- α_i = οι διορθωτικοί συντελεστές για κάθε τύπο κτηρίου. (Προσοχή να μην γίνει σύγχυση με την μέγιστη επιτάχυνση ορόφου ομοίως α_i)
- T_1 = θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτηρίου
- h = υψόμετρο επίπεδου / ορόφου
- H = συνολικό ύψος κτηρίου
- S = συντελεστής ο οποίος εκφράζεται ως μία ανηγμένη δύναμη, που αντιπροσωπεύει την ένταση του σεισμού και υπολογίζεται ως εξής :

$$S = \frac{S_\alpha(T_1, 5\%)W}{V_y g}, \quad (3.13)$$

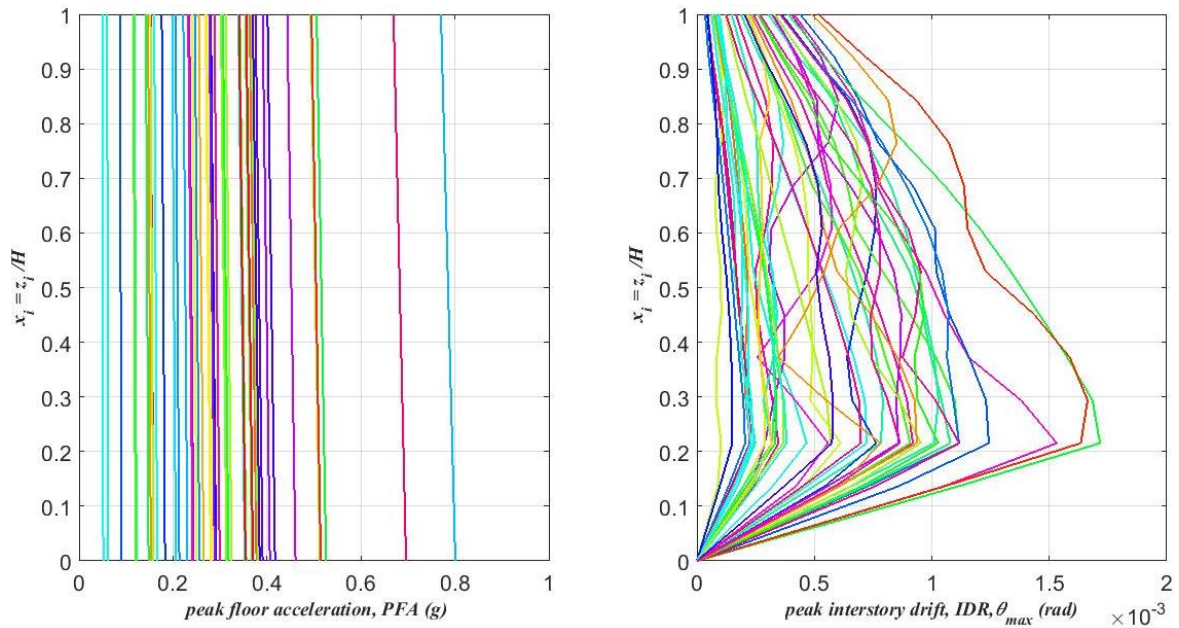
Για τιμές του S μικρότερες του 1, το κτήριο μου συμπεριφέρεται ελαστικά και λαμβάνουμε πάντα $S=1$ στην Εξίσωση (4.3) και Εξίσωση (4.4).

$$\begin{aligned} C_1 &= 1 + \frac{(S-1)}{0.04 * a}, & \text{για } T \leq 0.2 \text{ sec} \\ C_1 &= 1 + \frac{(S-1)}{a * T_1^2}, & \text{για } T \leq 1.0 \text{ sec} \\ C_1 &= 1, & \text{για } T \geq 1.0 \text{ sec} \end{aligned} \quad (3.14)$$

Και

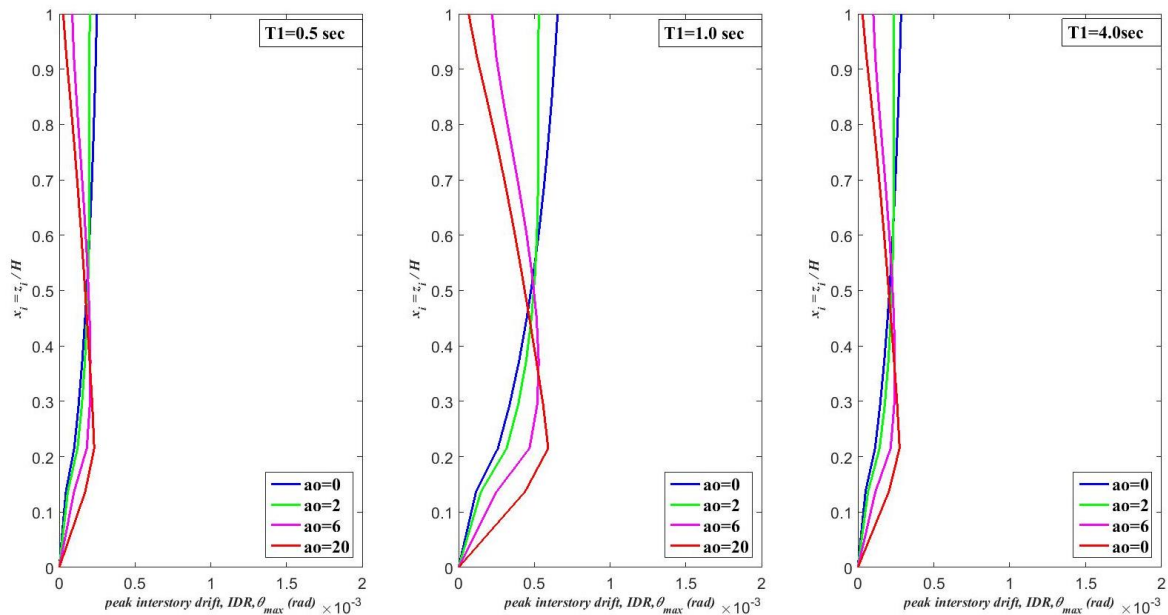
$$\begin{aligned} C_2 &= 1 + \frac{(S-1)^2}{32}, & \text{για } T \leq 0.2 \text{ sec} \\ C_2 &= 1 + \frac{1}{800} \frac{(S-1)}{T_1^2}, & \text{για } T \leq 1.0 \text{ sec} \\ C_2 &= 1, & \text{για } T \geq 1.0 \text{ sec} \end{aligned} \quad (3.15)$$

- C_1, C_2 = Διορθωτικοί συντελεστές που λαμβάνουν υπόψη την κατηγορία εδάφους A,B,C,D και E με $\alpha=130, 130, 90, 90$ και 60 αντίστοιχα.

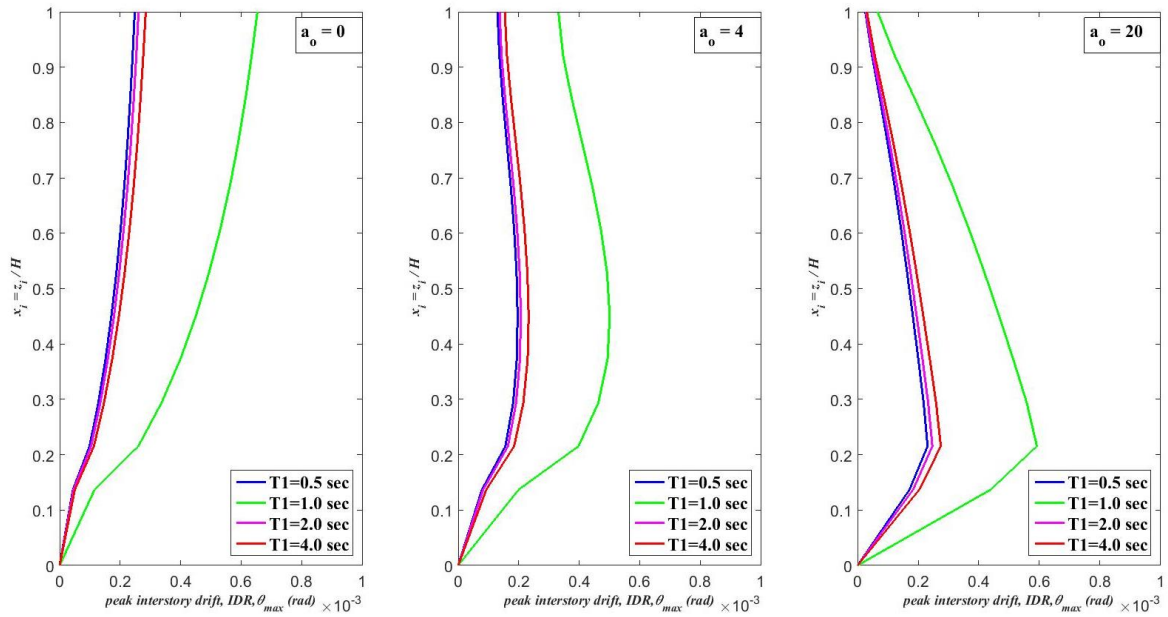


Σχήμα 3.18: Αποτελέσματα α_i & θ_i 2^{ης} Μεθόδου για 12ώροφο κτήριο το οποίο διεγείρεται από 44 σεισμικές καταγραφές .

Αναλύουμε τη συμπεριφορά του κτηρίου με εκτίμηση των θ_i και α_i , για διάφορες τιμές του συντελεστή α_0 του Miranda και για διαφορετικές τιμές των ιδιοπεριόδων T_1 , με τη διόρθωση της 2ης μεθόδου FEMA P58, για τη σεισμική καταγραφή HOL360 για το 12ώροφο κτήριο από Ω.Σ. του παραδείγματος στη σελ 25.

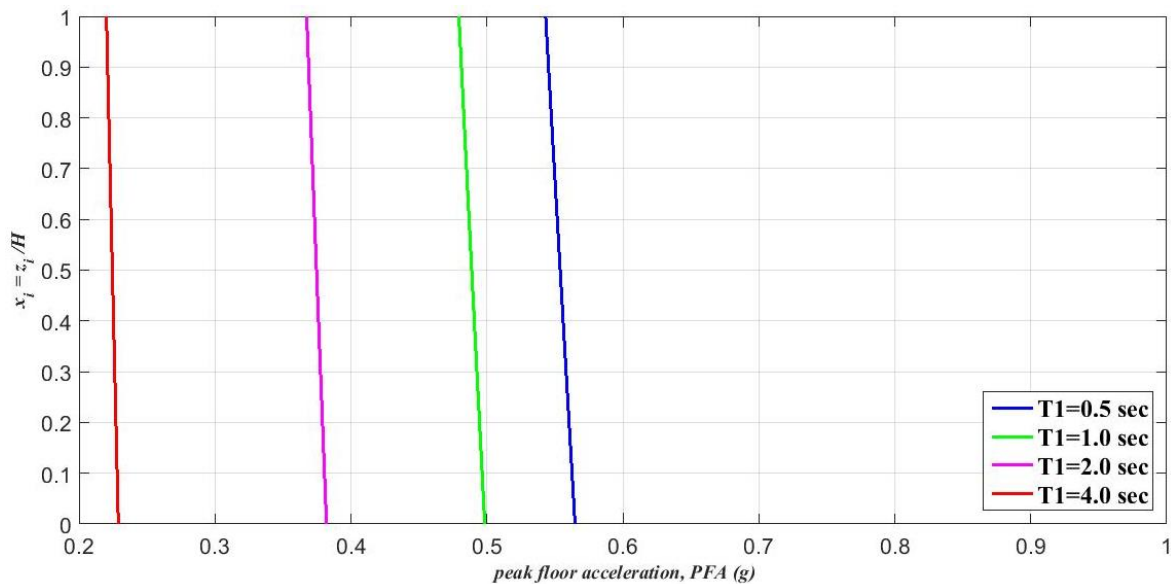


Σχήμα 3.19: Καθ' ύψος τιμές των θ_i για διάφορες τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας. Διόρθωση FEMA.

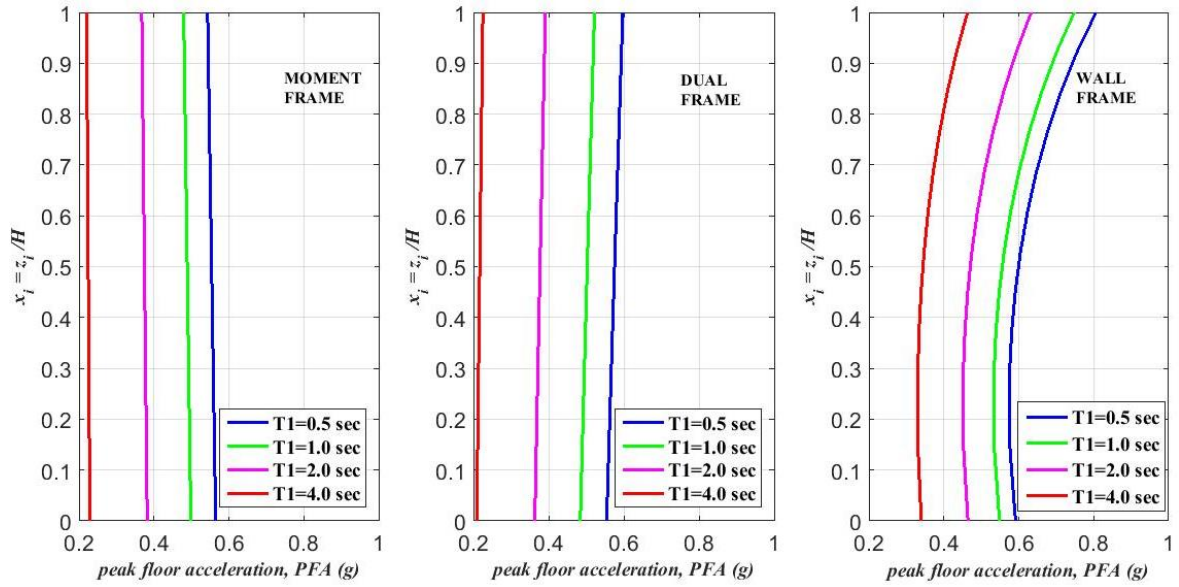


Σχήμα 3.20: θ_i καθ' ύψος του κτηρίου για διάφορες τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_1 . Διόρθωση FEMA.

Οι μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων θ_i δεν εξαρτώνται από το συντελεστή δυσκαμψίας α_o , αλλά από την μέγιστη επιτάχυνση εδάφους $PGA = \alpha_{i=0}$ τον συντελεστή ανηγμένης δύναμης S και κατά συνέπεια από την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1 .



Σχήμα 3.21: α_i καθ' ύψος του κτηρίου για διάφορες τιμές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_1 . Διόρθωση FEMA.



Σχήμα 3.22: α_i καθ' ύψος του κτηρίου για διάφορες τιμές της ιδιοπερίοδο T_1 για τους τρεις τύπους πλαισιακών φορέων.

3.5 3^η Μέθοδος – Διόρθωση ελαστικών αποτελεσμάτων Miranda

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί και τις τρεις ιδιομορφές και τα αντίστοιχα ελαστικά αποτελέσματα (θ_i & α_i) της μεθόδου Miranda. Η διαφορά με την δεύτερη μέθοδο, είναι ότι εδώ λαμβάνονται υπόψη οι ανώτερες τρεις πρώτες ιδιομορφές από την μέθοδο Miranda και τα αντίστοιχα ελαστικά αποτελέσματα των θ_i και α_i τα οποία και διορθώνονται σε ανελαστικά. Η διόρθωση βασίζεται στην μέθοδο FEMA με τη χρήση ενός εκθετικού συντελεστή διόρθωσης ο οποίος λαμβάνει την τιμή α_2 για κάθε περίπτωση από Πίνακα 3.2: Κτήρια έως 9 ορόφους, και Πίνακα 3.3: Κτήρια από 10 έως 15 ορόφους.

Ο συντελεστής α_2 ο οποίος συσχετίζεται με τον συντελεστή ανηγμένης δύναμης S είναι αυτός ο οποίος προσδίδει την ανελαστικότητα που επιθυμούμε στη σχετική ανηγμένη μετακίνηση θ_i και στην μέγιστη επιτάχυνση ορόφου, για τιμές του $S > 1$ που ανήκουν στην ανελαστική περιοχή. Οι υπόλοιποι συντελεστές α_i των πινάκων, οι οποίοι δεν συμμετέχουν σε αυτή τη μέθοδο, λειτουργούν για την συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών στη συμπεριφορά του μοντέλου.

Στην συγκεκριμένη μέθοδο η ανελαστικότητα στα ελαστικά αποτελέσματα της μεθόδου Miranda υπολογίζεται από τις παρακάτω 2 εξισώσεις για α_i :

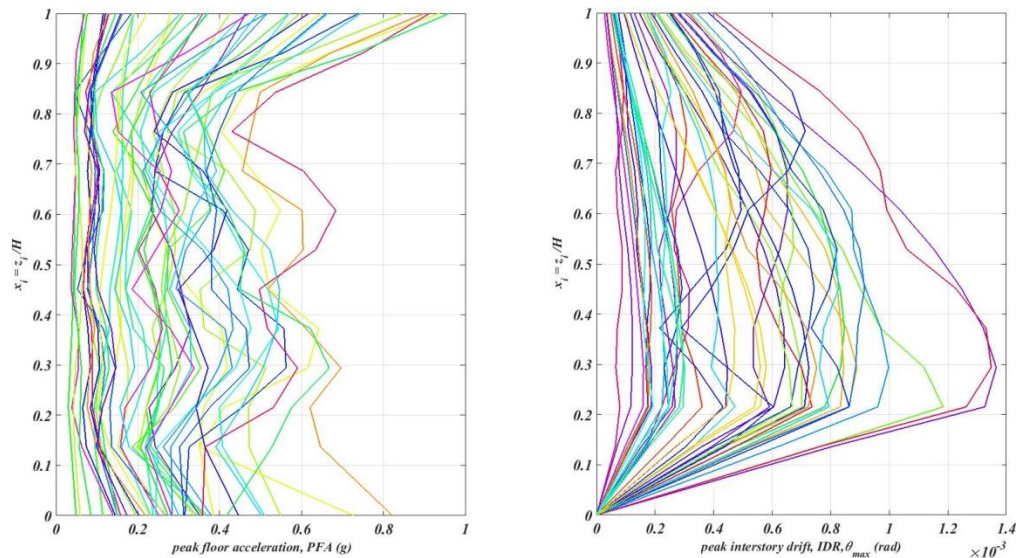
$$\theta_{INELASTIC} = C_1 \cdot C_2 \cdot \theta_i^* \cdot \exp(\alpha_2(S-1)), \text{ για } S \geq 1 \quad (3.16)$$

$$\theta_{INELASTIC} = \theta_i^* = \theta_{ELASTIC}, \quad \text{για } S \leq 1$$

και α_i αντίστοιχα:

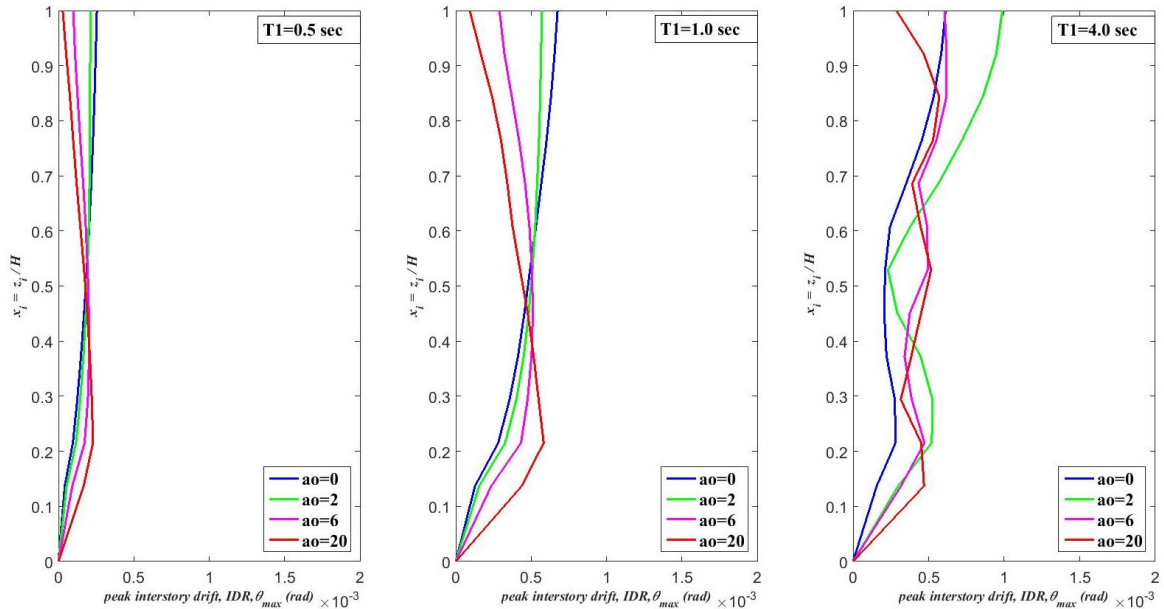
$$\alpha_{INELASTIC} = \alpha_i^* \exp(\alpha_2(S-1)), \quad \text{για } S \geq 1 \quad (3.17)$$

$$\alpha_{INELASTIC} = \alpha_i^* = \alpha_{ELASTIC}, \quad \text{για } S \leq 1$$



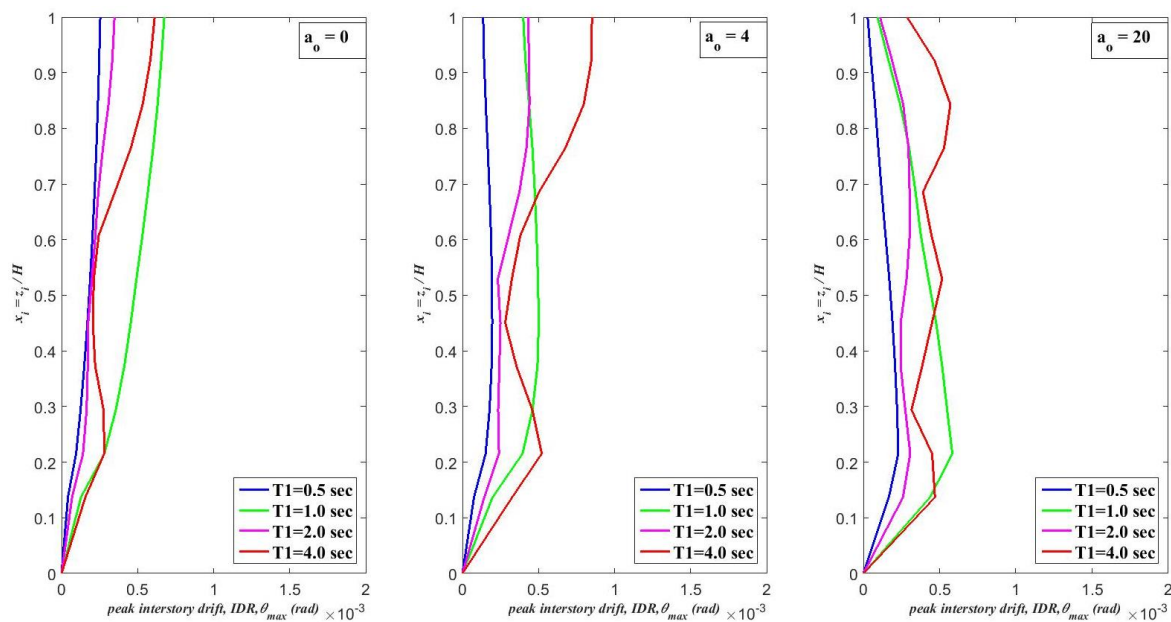
Σχήμα 3.23: Αποτελέσματα α_i & θ_i 3^{ης} Μεθόδου για 12ώροφο κτήριο το οποίο διεγείρεται από 44 σεισμικές καταγραφές.

Αναλύουμε και για την 3^η μέθοδο τα καθ' ύψος αποτελέσματα των θ_i και a_i για διάφορες τιμές του συντελεστή a_0 του Miranda και για διαφορετικές τιμές των ιδιοπεριόδων T_1 , με τη διόρθωση της 3^{ης} μεθόδου FEMA P58, για τη σεισμική καταγραφή HOL360 για το 12ώροφο κτήριο από Ω.Σ. του παραδείγματος στη σελ 25.



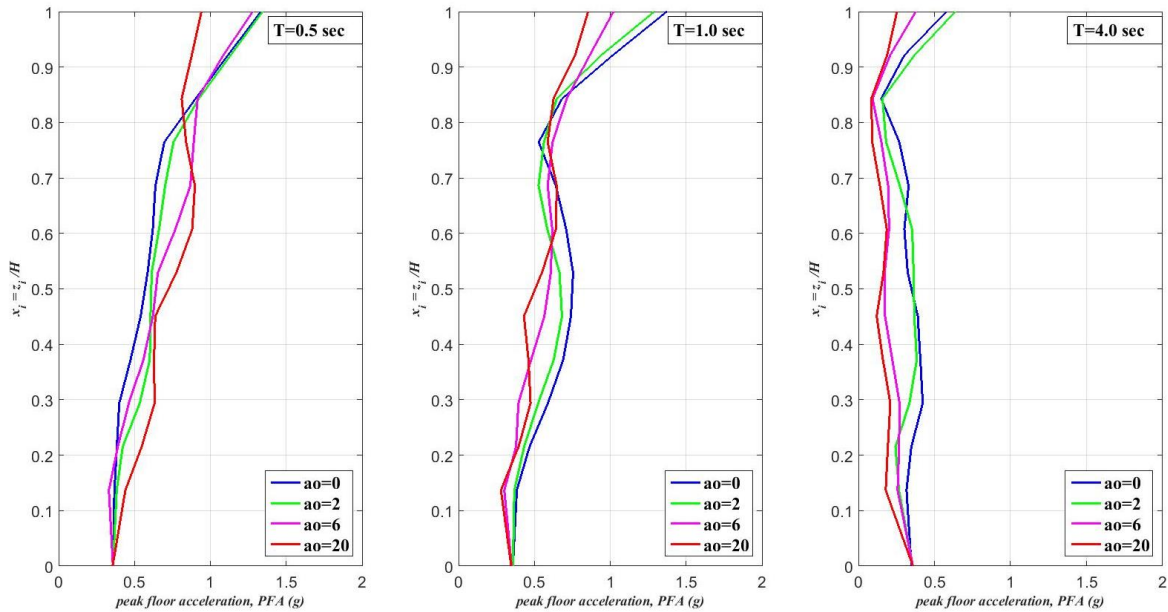
Σχήμα 3.24: Καθ' ύψος τιμές των θ_i για διάφορες τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας. 3^η Μέθοδος.

Στα διαγράμματα φαίνονται οι ανελαστικές μέγιστες τιμές της εκτροπής για κάθε όροφο καθ' ύψος του 12ώροφου κτηρίου.



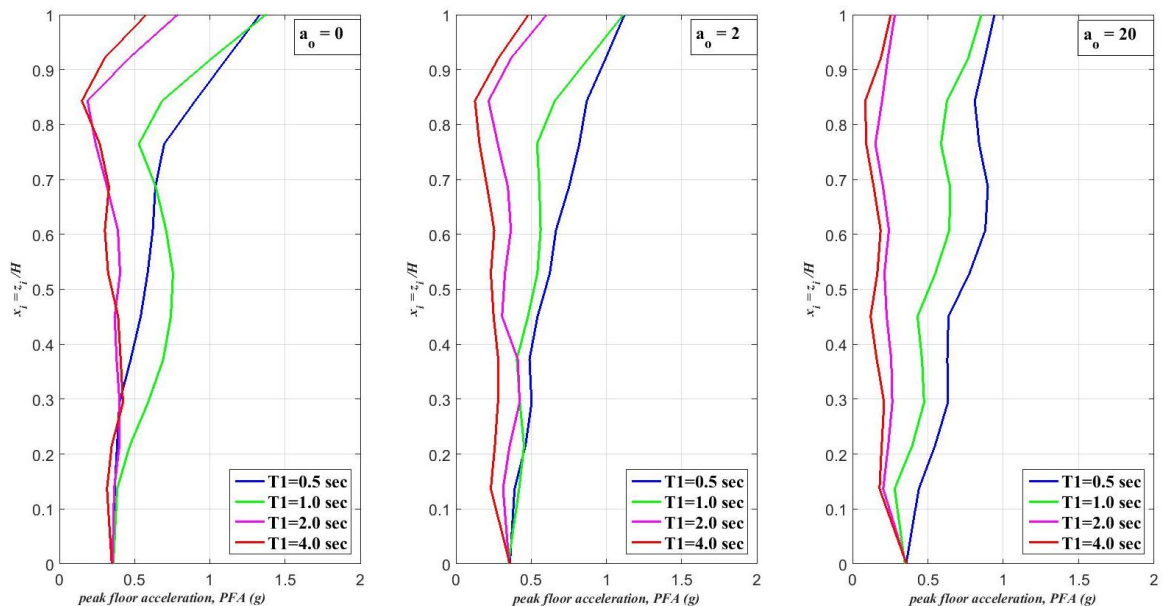
Σχήμα 3.25: Καθ' ύψος τιμές των θ_i για διάφορες τιμές της ιδιοπεριόδου T_1 . 3^η Μέθοδος.

Επίσης παρουσιάζονται τα ανελαστικά αποτελέσματα των μέγιστων επιταχύνσεων ορόφου που δίνει η 3^η μέθοδος καθ' ύψος του κτηρίου.

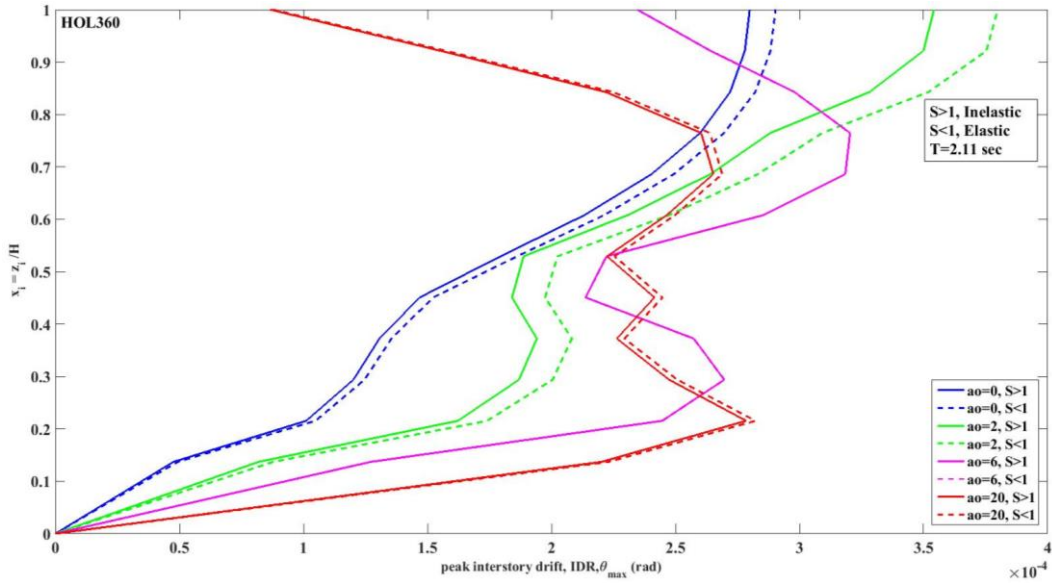


Σχήμα 3.26: Καθ' ύψος τιμές των α_i για διάφορες τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας. 3^η Μέθοδος.

Παρατηρούμε ότι οι καμπύλες της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου σχεδόν ταυτίζονται με αυτές της πρώτης μεθόδου που παρουσιάζονται στη μέθοδο 1 για της ελαστικές του Miranda στο Σχήμα 3.26. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι για τη συγκεκριμένη χρονοϊστορία, τα χαρακτηριστικά του συγκεκριμένου 12ώροφου κτηρίου (T_1, V_y, W) προκύπτει $S=1,14$ περίπου ίσο με 1. Στην επόμενη σελίδα, και σε μεγαλύτερη κλίμακα διαγράμματος, φαίνεται ότι οι ελαστικές με τις ανελαστικές τιμές διαφέρουν ακόμα και τιμές κοντά στο $S=1$,

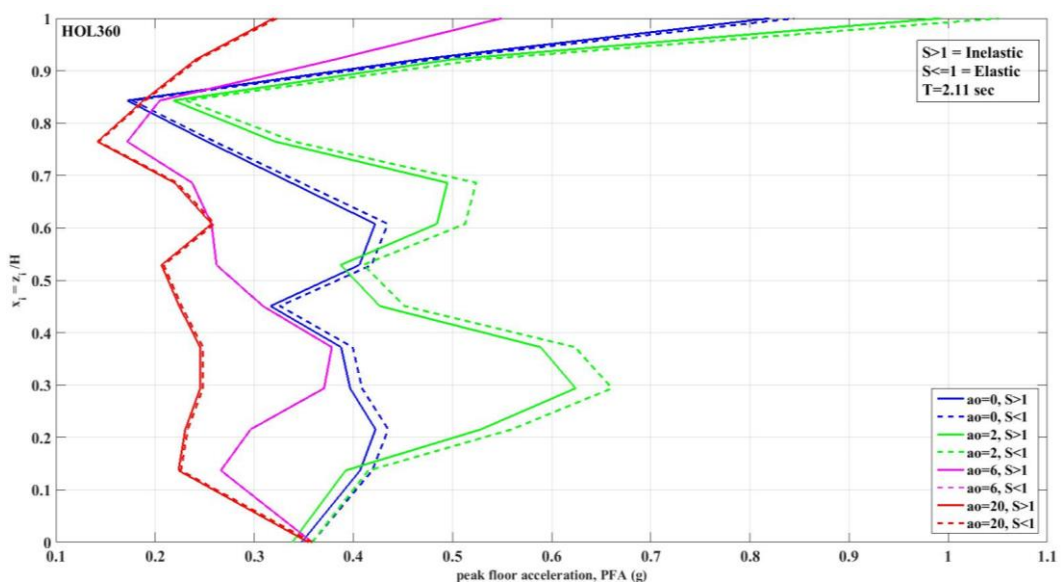


Σχήμα 3.27: Καθ' ύψος τιμές των α_i για διάφορες τιμές της ιδιοπεριόδου T_1 . 3^η Μέθοδος



Σχήμα 3.28: Σύγκριση αποτελεσμάτων θ_i 1^{ης} και 3^{ης} Μεθόδου.

Παρατηρούμε ότι για τιμές $\alpha_o=6$ και $\alpha_o=20$ τα ανελαστικά με τα ελαστικά διαγράμματα σχεδόν ταυτίζονται. Αυτό οφείλεται στην πολύ καλή προσέγγιση της μεθόδου Miranda, καθώς 1) με τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών προσεγγίζει τα ανελαστικά αποτελέσματα που προκύπτουν από την 3^η μέθοδο λόγω του εκθετικού συντελεστή με εκθέτη τη μεταβλητή α_2 του Πίνακα 3.3: Κτήρια από 10 έως 15 ορόφους και 2) με σωστή εκτίμηση του συντελεστή α_o προκύπτουν πολύ ικανοποιητικές προσεγγίσεις σημασία της σωστής εκτίμησης του συντελεστή δυσκαμψίας α_o φαίνεται στη διαφορά των ελαστικών και των ανελαστικών (διορθωμένων) τιμών των διαγραμμάτων, κυρίως στις 2 άλλες περιπτώσεις λαμβάνονται τιμές ($\alpha_o=0$ και $\alpha_o=2$) που δεν συμφωνούν με την μεθοδολογία Miranda, όπου για Moment Frames λαμβάνουμε α_o από 6 έως 20, και παρατηρείται συνεπώς μεγάλη απόκλιση στα αποτελέσματα των 2 μεθόδων.



Σχήμα 3.29: Σύγκριση αποτελεσμάτων a_i 1^{ης} και 3^{ης} Μεθόδου.

4 Σύγκριση των 3 μεθόδων

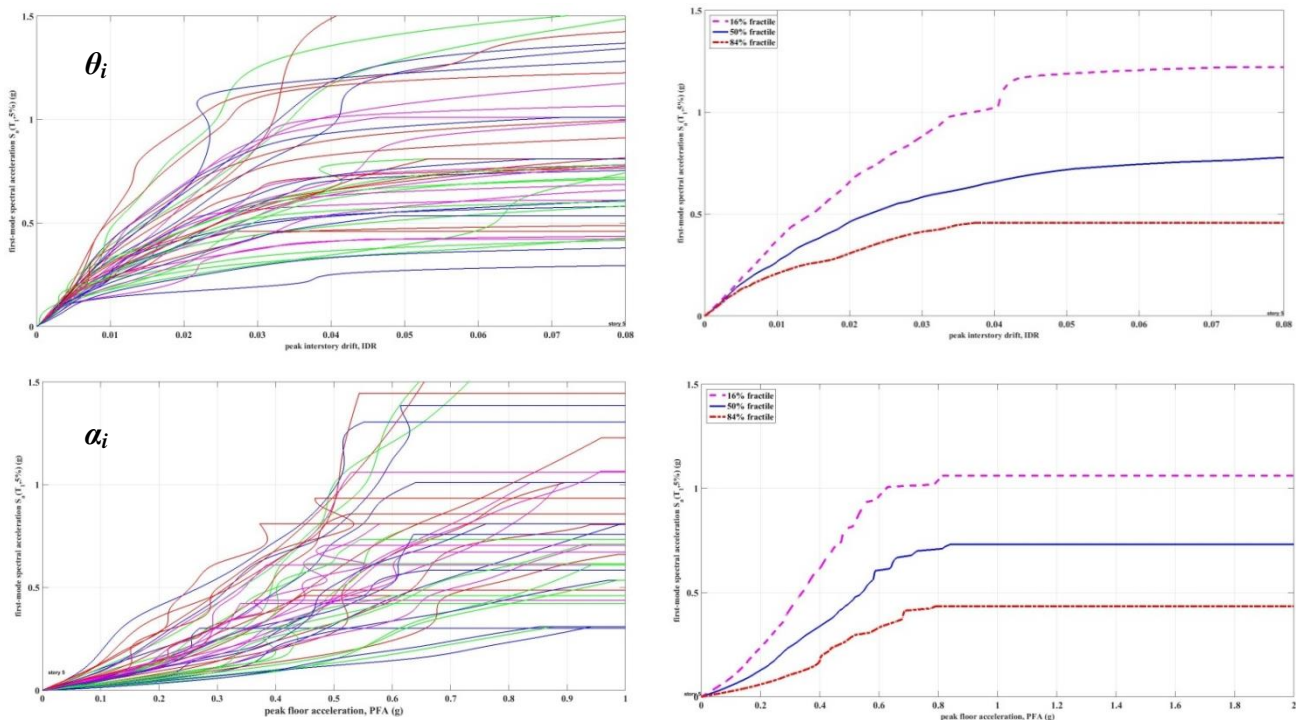
Σε αυτό το κεφάλαιο πραγματοποιείται η σύγκριση των 3 μεθοδολογιών (1, 2 και 3) του προηγούμενου κεφαλαίου με σκοπό την καλύτερη κατανόηση τους, την επισύναψη των διαφορών τους καθώς και της δημιουργίας ενός ασφαλούς εύρους τιμών το οποίο θα χαρακτηρίζει την ποιότητα των εκτιμήσεων μας.

Εργαλείο στην προσπάθεια μας αυτή θα αποτελέσει η μέθοδος Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) με τα αντίστοιχα διαγράμματα της μεθόδου, στην οποία υποβάλλουμε το κτήριο μας σε μία σειρά επιταχυνσιογραφημάτων, με κλιμάκωση της έντασης του σεισμού κάθε φορά και για κάθε όροφο, πολλαπλασιάζοντας με έναν βαθμωτό συντελεστή λ κάθε τιμή της χρονοϊστορίας παράγοντας τις τιμές έντασης που θέλουμε. Η διαδικασία περιγράφηκε συνοπτικά στην σελ 14 και έπειτα.

Η ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο Ανάλυσης Απόκρισης Χρονοϊστορίας, ωστόσο θα παρουσιαστεί και η πιο συντηρητική μέθοδος της Ιδιομορφικής Φασματικής Ανάλυσης (SRSS) για την πληρότητα των αποτελεσμάτων και της σύγκρισης των μεθοδολογιών.

Για τον κατατοπισμό του αναγνώστη, δίνονται τα διαγράμματα IDA από την ανάλυση με τα ακριβή αποτελέσματα του 12ώροφου κτηρίου που εξετάζουμε στην παρούσα διπλωματική, ώστε να δημιουργηθεί η βάση σύγκρισης των απλοποιημένων μεθοδολογιών που εξετάζουμε.

Αρχικά δίνονται αριστερά τα διαγράμματα IDA για θ_i για 44 καταγραφές σεισμού και τα δεξιά τα ποσοστημόρια του 16%, 50% και 84% των ίδιων διαγραμμάτων για καλύτερη εποπτεία. Από κάτω ακολουθούν με την ίδια σειρά τα διαγράμματα α_i .



Σχήμα 4.1 Διαγράμματα Ικανοτικής Δυναμικής ανάλυσης για τον 6^ο όροφο του 12ώροφου κτηρίου από Ω.Σ.

4.1 Αποτελέσματα ανάλυσης απόκρισης χρονοϊστορίας

Για την ορθότερη σύγκριση των μεθοδολογιών πρέπει να επισημάνουμε εκ νέου την ισχυρή συσχέτιση της 1^{ης} με την 3^η μέθοδο. Για ελαστική συμπεριφορά του κτηρίου οι μέθοδοι ταυτίζονται, ενώ μετά τη διαρροή του κτηρίου έχουμε διαχωρισμό της καμπύλης της 3^{ης} μεθόδου, η οποία λαμβάνει της διορθωμένες ανελαστικές τιμές της. Η 2^η μέθοδος διαφέρει σημαντικά, όπως φαίνεται και στο Κεφάλαιο 3.4, των άλλων μεθόδων, και στόχος μας είναι η επισήμανση των διαφορών τους.

I. Σχετικά με τις μέγιστες μετακινήσεις ορόφων θ_i .

Παρατηρούμε σχετική σύγκλιση των μεθόδων για τους χαμηλούς ορόφους, ενώ όσο ανεβαίνουμε ψηλότερα, από τον 6^ο όροφο και πάνω υπάρχει μεγάλη απόκλιση της 2^{ης} μεθόδου από την 1^η και 3^η αντίστοιχα. Οι 2 τελευταίες ωστόσο διαχωρίζονται μετά το όριο διαρροής, το οποίο ορίζεται για το συντελεστή ανηγμένης δύναμης σεισμού $S=1$, Εξίσωση (4.5), από την οποία προκύπτει φασματική επιτάχυνση ίση με:

$$S = \frac{S_\alpha(T_1, 5\%)W}{V_y g} \Leftrightarrow 1 = \frac{S_\alpha(T_1, 5\%) * 36833.78}{2750 * 9.81} \Leftrightarrow S_\alpha(T_1, 5\%) = S_{\alpha_y} = 0.77 g$$

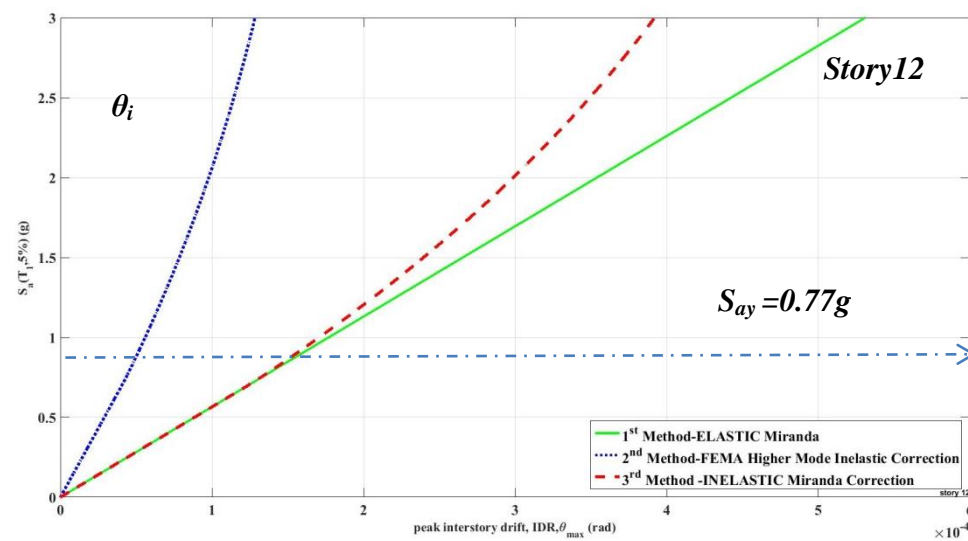
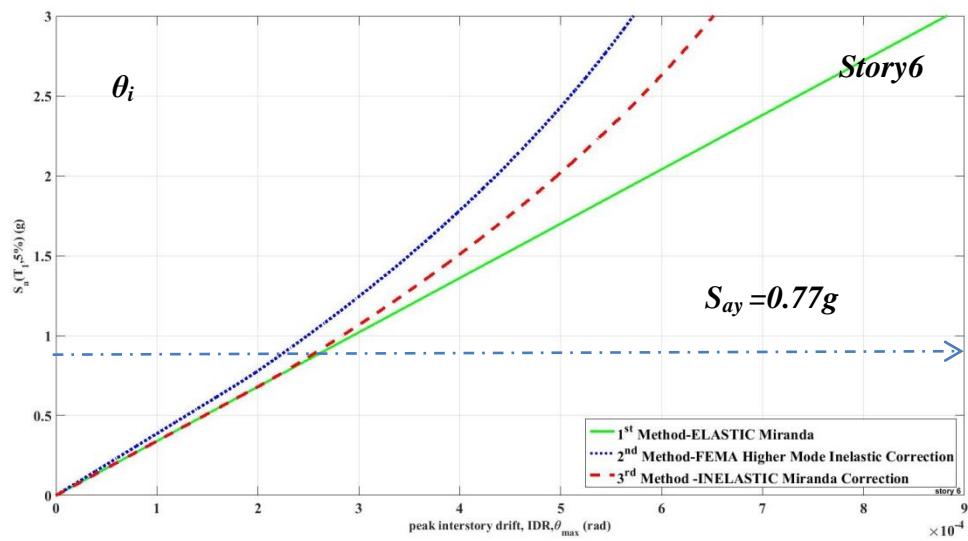
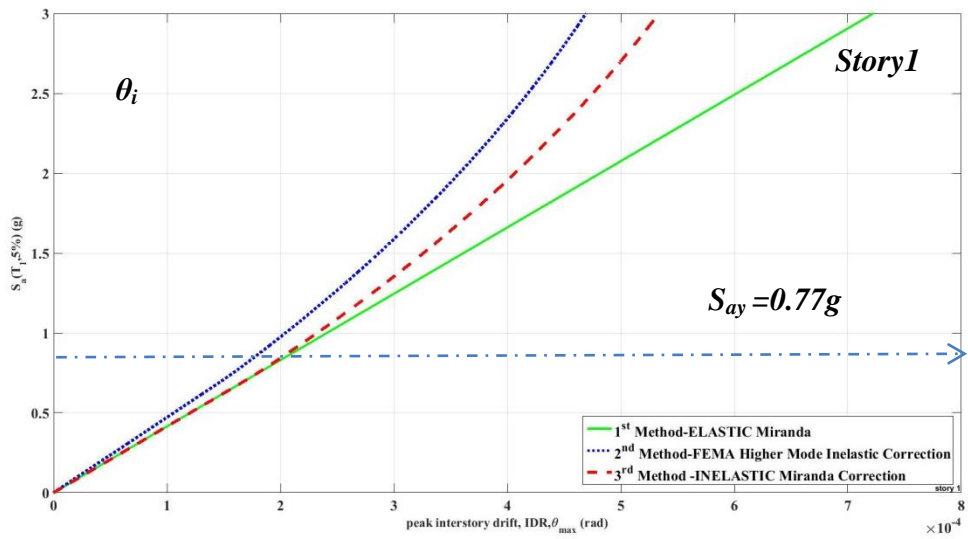
Μετά το όριο διαρροής $S = 1$, στην 2^η και 3^η μέθοδο γίνεται ο διαχωρισμός των ελαστικών τιμών ($S < 1$) από τις ανελαστικές ($S > 1$). Η 1^η μέθοδος παρουσιάζει ελαστικά αποτελέσματα σε όλο της το μήκος.

Η συμμετοχή των ανωτέρων ιδιομορφών από την διόρθωση της FEMA φαίνεται ότι λειτουργεί καλύτερα σε χαμηλότερα κτήρια, στα οποία η πρώτη ιδιομορφή χαρακτηρίζει μεγάλο ποσοστό της συμπεριφοράς του κτηρίου, ενώ αντίθετα σε πολυώροφα και υψηλότερα κτήρια, η συμμετοχή ανωτέρων ιδιομορφών είναι απαραίτητη για την ορθότερη και πληρέστερη εκτίμηση της συμπεριφοράς του κτηρίου.

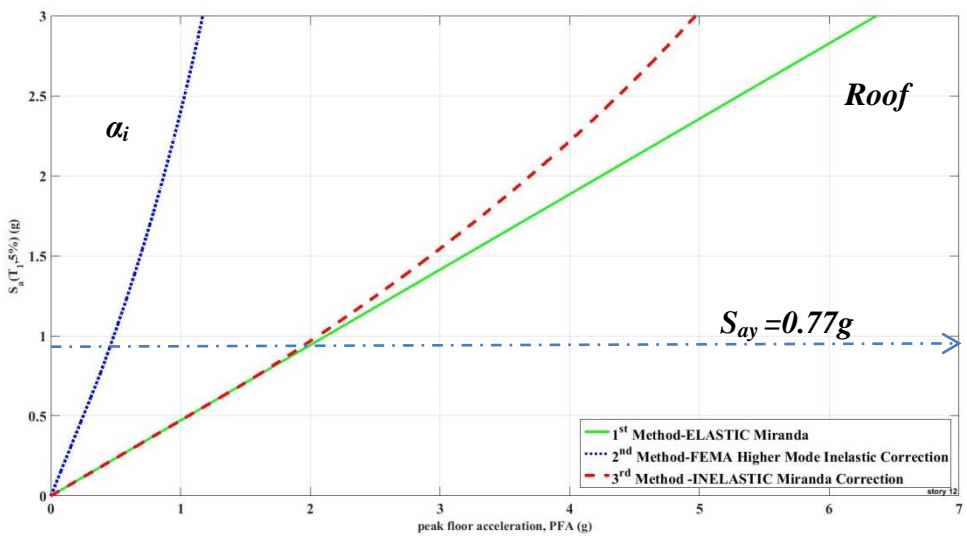
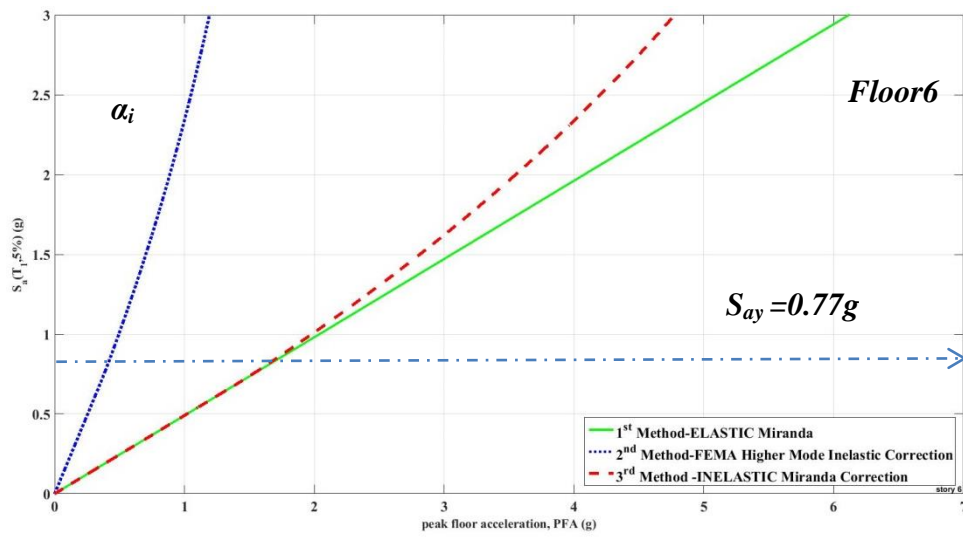
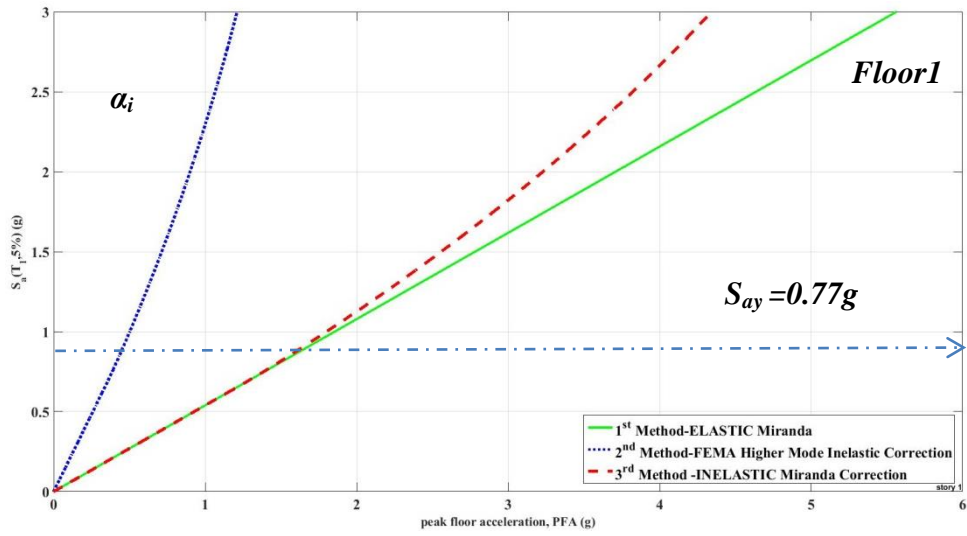
II. Σχετικά με τις μέγιστες επιταχύνσεις ορόφου α_i .

Παρατηρούμαι ότι υπάρχει μεγάλη απόκλιση της 2^{ης} μεθόδου των αποτελεσμάτων της FEMA με τις υπόλοιπες μεθόδους για κάθε όροφο, γεγονός που οφείλεται και την διαφορετική προσέγγιση της μεθόδου 2 από τις μεθόδους 1 και 3, η ακριβέστερα της μεθόδου FEMA σε σχέση με τη μέθοδο του Miranda. Πιο συγκεκριμένα, η μέθοδος της FEMA υπολογίζει της επιταχύνσεις ορόφων σύμφωνα με την μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (PGA) πάνω στην οποία προσαρμόζει και τους διορθωτικούς συντελεστές της (κεφάλαιο 3.4). Από την άλλη η μέθοδος Miranda λαμβάνει την επιρροή της κάθε ιδιομορφής σε συνδυασμό με την απόλυτη επιτάχυνση (σχετική $\ddot{D}(t)$ και εδάφους \ddot{u}_g) (Κεφάλαιο 3.1.5)

Ωστόσο οι ελαστικές τιμές επιταχύνσεων σε επίπεδο κτηρίων είναι τάξεις μεγέθους μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες ανελαστικές που υφίστανται πραγματικά, οπότε μπορούμε να πούμε ότι αναμέναμε τις διαφορές αυτές και τις αποδεχόμαστε με κριτήριο τον διαφορετικό τρόπο προσέγγισης της κάθε μεθόδου.



Σχήμα 4.2: Αποτελέσματα θ_i διαγραμμάτων IDA για την ανάλυση απόκρισης χρονοϊστορίας για τον 1^ο, 6^ο & 12^ο όροφο.



Σχήμα 4.3: Αποτελέσματα α_i διαγραμμμάτων IDA για την ανάλυση απόκρισης χρονοϊστορίας για τον 1^ο, 6^ο & 12^ο όροφο.

4.2 Ανάπτυξη των 3 μεθόδων για ιδιομορφική φασματική ανάλυση.

Για την συγκεκριμένη μέθοδο ανάλυσης όπως αυτή περιγράφηκε στο κεφάλαιο 2.2.2.1 και τα αντίστοιχα συντηρητικά αποτελέσματα για την μέθοδο SRSS ,έγιναν οι εξής τροποποιήσεις στους υπολογισμούς των μέγιστων σχετικών ανηγμένων μετακινήσεων θ_i και των μέγιστων επιταχύνσεων ορόφου a_i αντίστοιχα.

Αρχικά οι εκτροπές των ορόφων θ_i υπολογίστηκαν ως εξής για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές :

$$\theta_i = \sqrt{(\Gamma_1 \Phi_1 \max D(t))^2 + (\Gamma_2 \Phi_2 \max D(t))^2 + (\Gamma_3 \Phi_3 \max D(t))^2} \quad , \quad (4.1)$$

Λόγω της συμμετοχής της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους PGA αναπτύχθηκαν 2 τρόποι εκτίμησης της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου, με διαφορετική προσέγγιση για την συμμετοχή της επιτάχυνσης ορόφου στους υπολογισμούς.

- I. Στην πρώτη προσέγγιση λαμβάνεται η απόλυτη επιτάχυνση ($\max \ddot{D}(t) + \ddot{u}_g$) για κάθε ιδιομορφή :

$$\alpha_i = \left\{ \left[\Gamma_1 \Phi_1 (\max \ddot{D}_1(t) + PGA) \right]^2 + \left[\Gamma_2 \Phi_2 (\max \ddot{D}_2(t) + PGA) \right]^2 + \left[\Gamma_3 \Phi_3 (\max \ddot{D}_3(t) + PGA) \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (4.2)$$

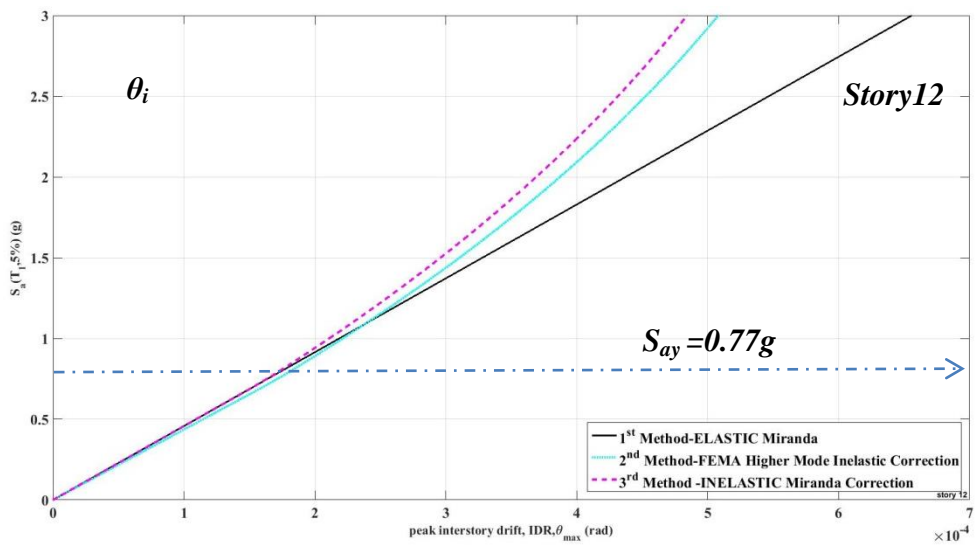
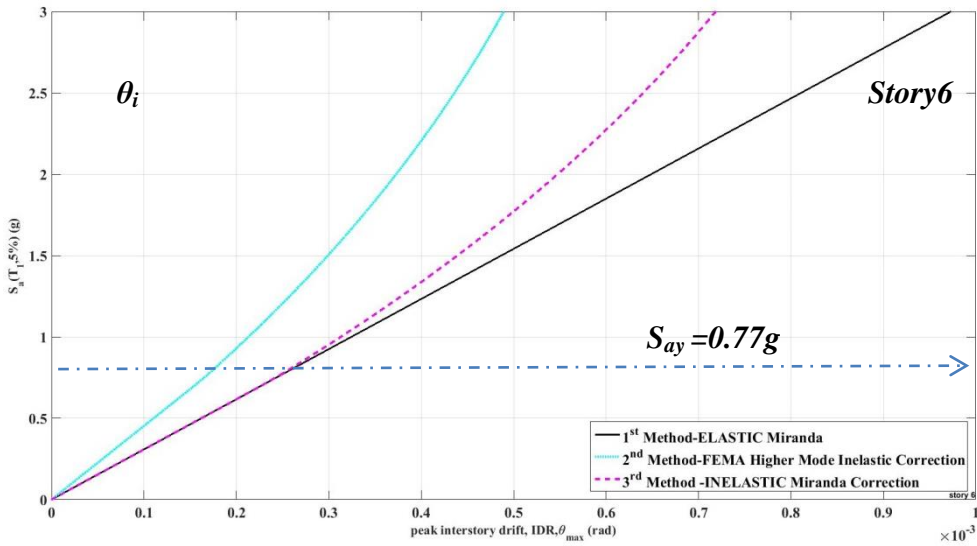
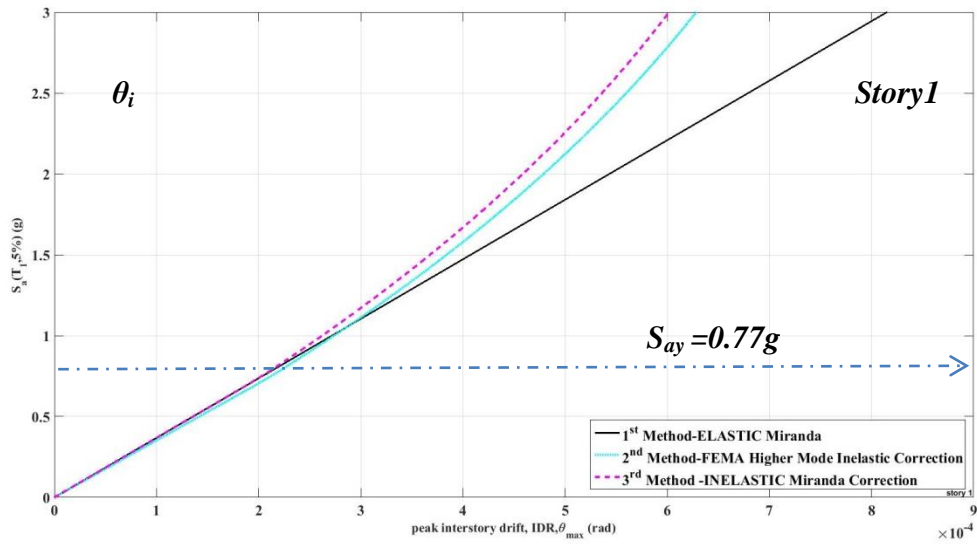
- II. Η δεύτερη προσέγγιση λαμβάνει μία φορά τη συμμετοχή της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους PGA και για κάθε ιδιομορφή τη συμμετοχή της σχετικής της μέγιστης επιτάχυνσης $\max \ddot{D}(t)$ ως εξής:

$$\alpha_i = \sqrt{\left[\Gamma_1 \Phi_1 \max \ddot{D}_1(t) \right]^2 + \left[\Gamma_2 \Phi_2 \max \ddot{D}_2(t) \right]^2 + \left[\Gamma_3 \Phi_3 \max \ddot{D}_3(t) \right]^2 + PGA^2} \quad , \quad (4.3)$$

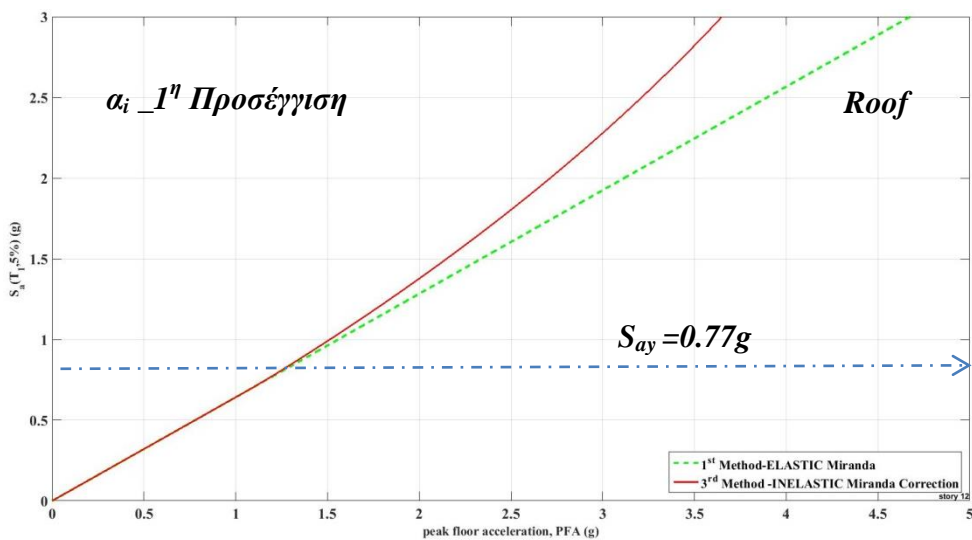
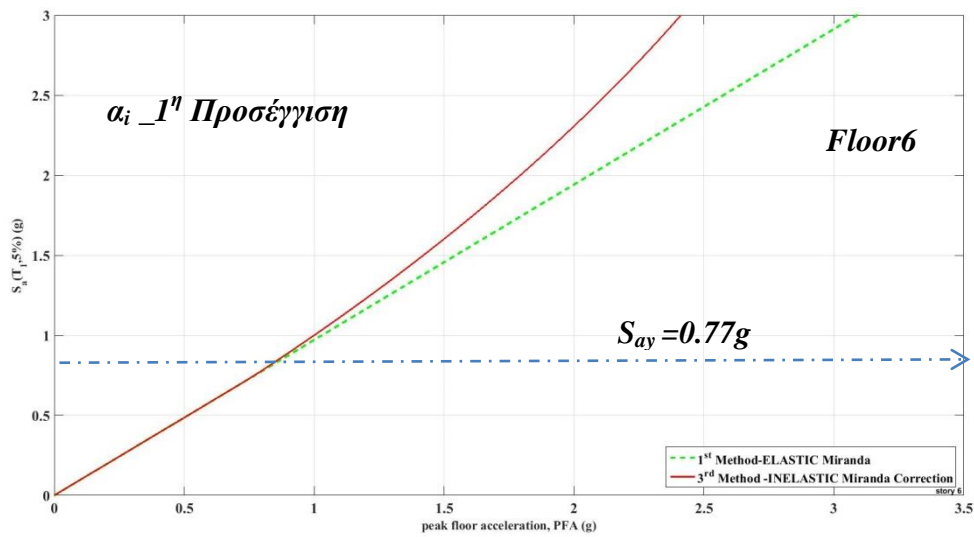
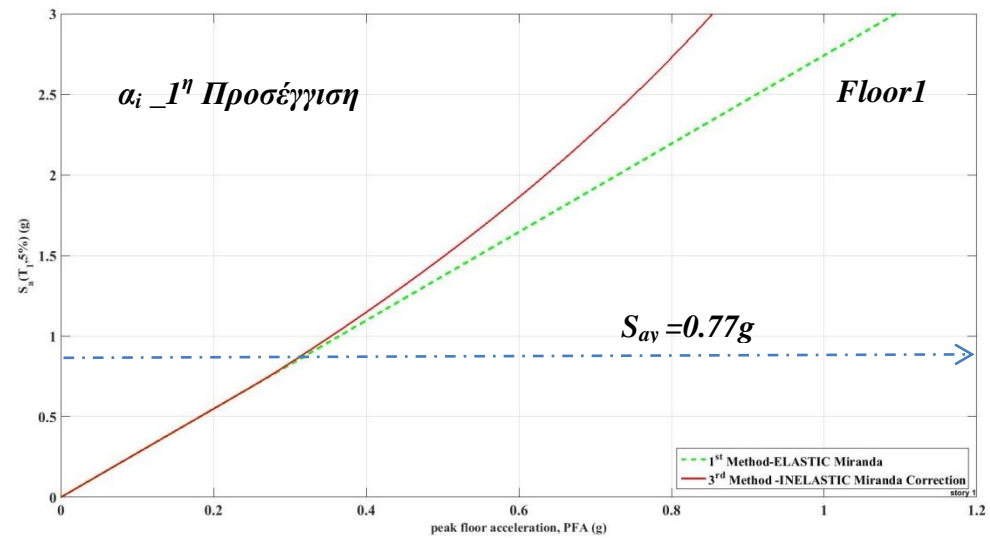
Αυτός ο τρόπος εκτίμησης των εκτροπών και των επιταχύνσεων των ορόφων με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, χρησιμοποιείται ευρέως στην πράξη καθώς είναι απλούστερος και χρονικά πιο δόκιμος σε σχέση με την ανάλυση χρονοϊστορίας. Θα ήταν συνεπώς σημαντική παράλειψη να μην παρουσιάσουμε και τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης, παρόλο που αποτελεί μια συντηρητική προσέγγιση των εκτιμήσεων μας.

Η μέθοδος της ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης χρησιμοποιείται όπως είπαμε κατά κόρον και συνεπώς η εξέταση των αναπτυσσόμενων μεθόδων, πάνω στην λογική αυτής της κρίνεται ουσιαστική και απαραίτητη για τα συμπεράσματα μας. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τους διακριτούς ορόφους αρχικά για τα διαγράμματα θ_i και στην περίπτωση των μέγιστων επιταχύνσεων ορόφων α_i , αναπτύσσονται οι 2 προσεγγίσεις ξεχωριστά αλλά και σε σύγκριση μεταξύ τους .

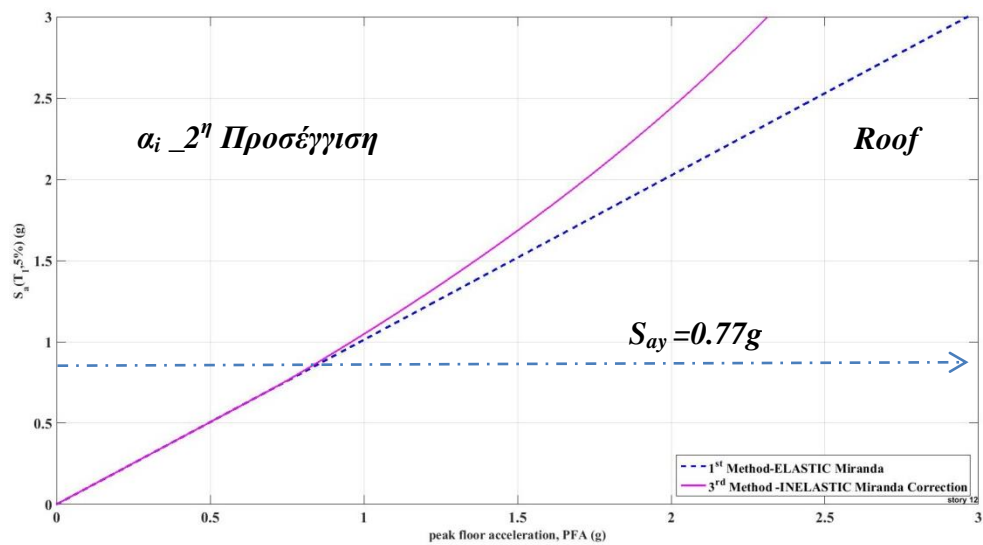
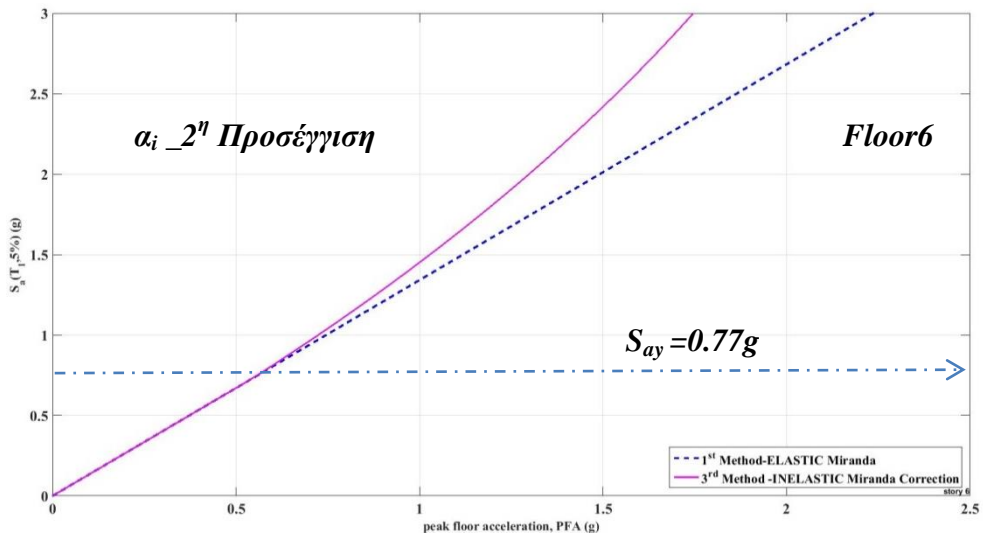
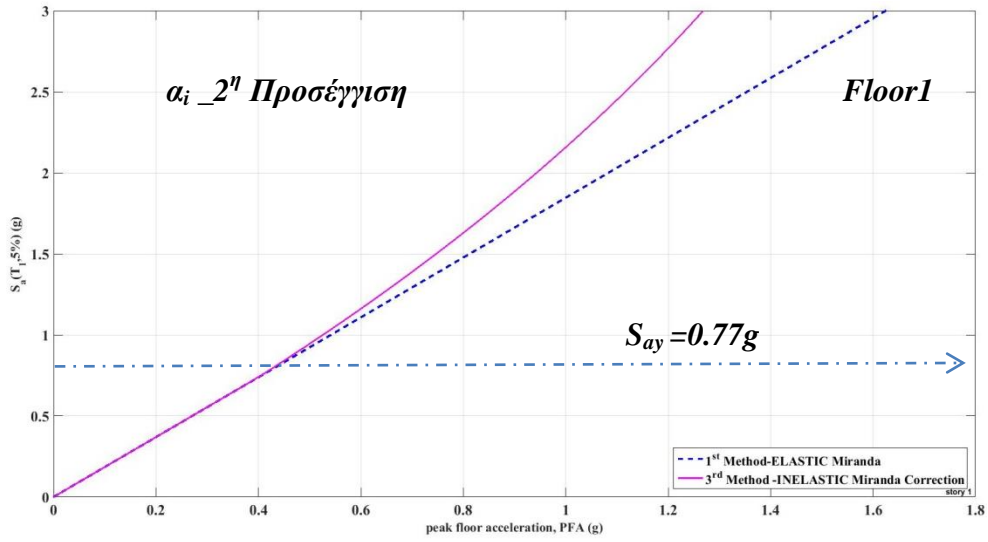
Επισημαίνεται ότι στην περίπτωση των θ_i αναπτύσσονται και οι τρεις μέθοδοι, ενώ στην περίπτωση των α_i μόνοι η 1^η και 3^η μέθοδος. Η 2^η μέθοδος λόγω της προσέγγισης που κάνει η FEMA με το να χρησιμοποιεί μόνο την μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους για την εκτίμηση των επιταχύνσεων ορόφου , δεν έχει νόημα καθώς στηρίζεται σε μία μόνο παράμετρο και αυτό ξεφεύγει από την λογική της ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων SRSS.



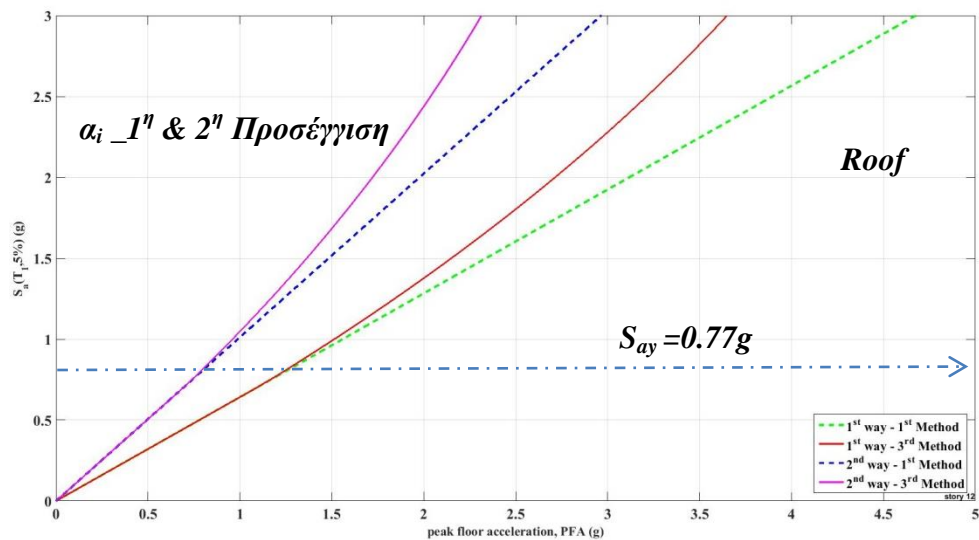
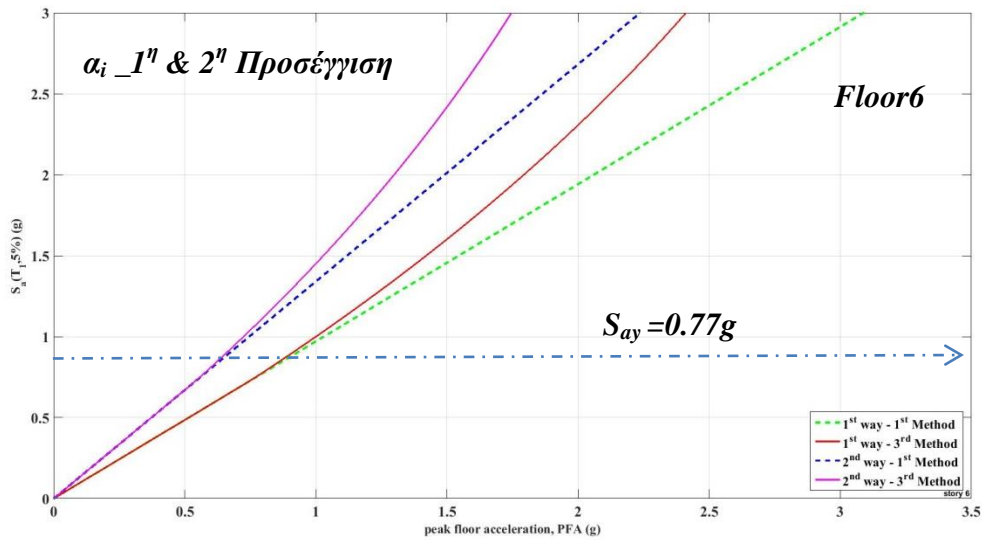
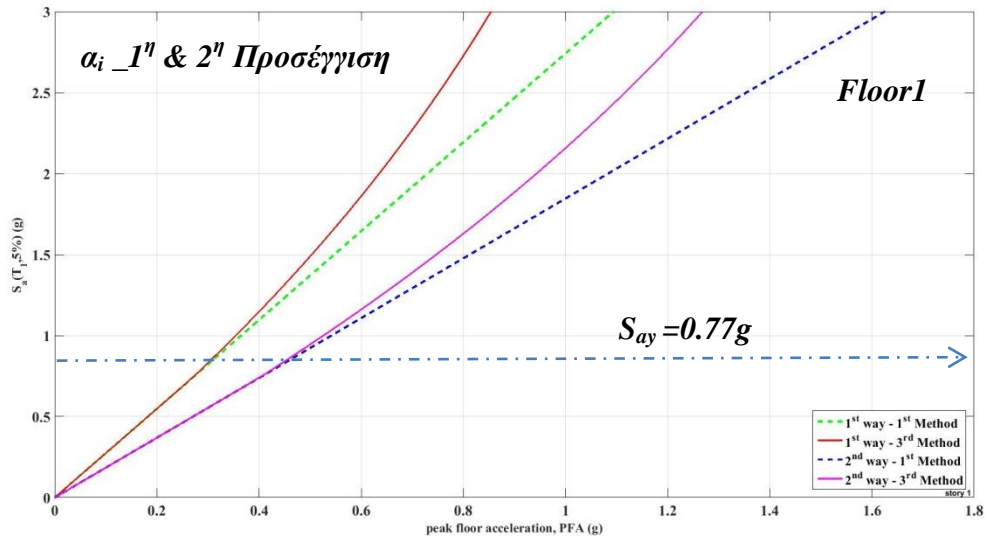
Σχήμα 4.4: Αποτελέσματα θ_i διαγραμμάτων IDA για την ιδιομορφική φασματική ανάλυση για τον 1^ο, 6^ο & 12^ο όροφο.



Σχήμα 4.5: Αποτελέσματα α_i διαγραμμάτων IDA για την ιδιομορφική φασματική ανάλυση για τον 1^ο, 6^ο & 12^ο όροφο, με χρήση της σχέσης 1^{ης} προσέγγισης.



Σχήμα 4.6: Σύγκριση αποτελεσμάτων α_i για την ιδιομορφική φασματική ανάλυση για τον 1^ο, 6^ο & 12^ο όροφο, με χρήση της σχέσης 2^{ης} προσέγγισης.



Σχήμα 4.7: Σύγκριση αποτελεσμάτων α_i για την ιδιομορφική φασματική ανάλυση για τον 1^ο, 6^ο & 12^ο όροφο, με χρήση της σχέσης 1^{ης} & 2^{ης} προσέγγιση.

Τα διαγράμματα θί παρουσιάζουν καλή προσέγγιση μεταξύ τους για κάθε μία από τις 3 μεθόδους με μικρή απόκλιση μεταξύ τους. Όσον αφορά τα διαγράμματα των α_i παρατηρούμε ότι η 1η προσέγγιση δίνει αποτελέσματα με μεγαλύτερες επιταχύνσεις από την αντίστοιχη της 2ης προσέγγισης, και τα οποία είναι πιο κοντά σε αυτά της ανάλυσης απόκρισης χρονοϊστορίας.

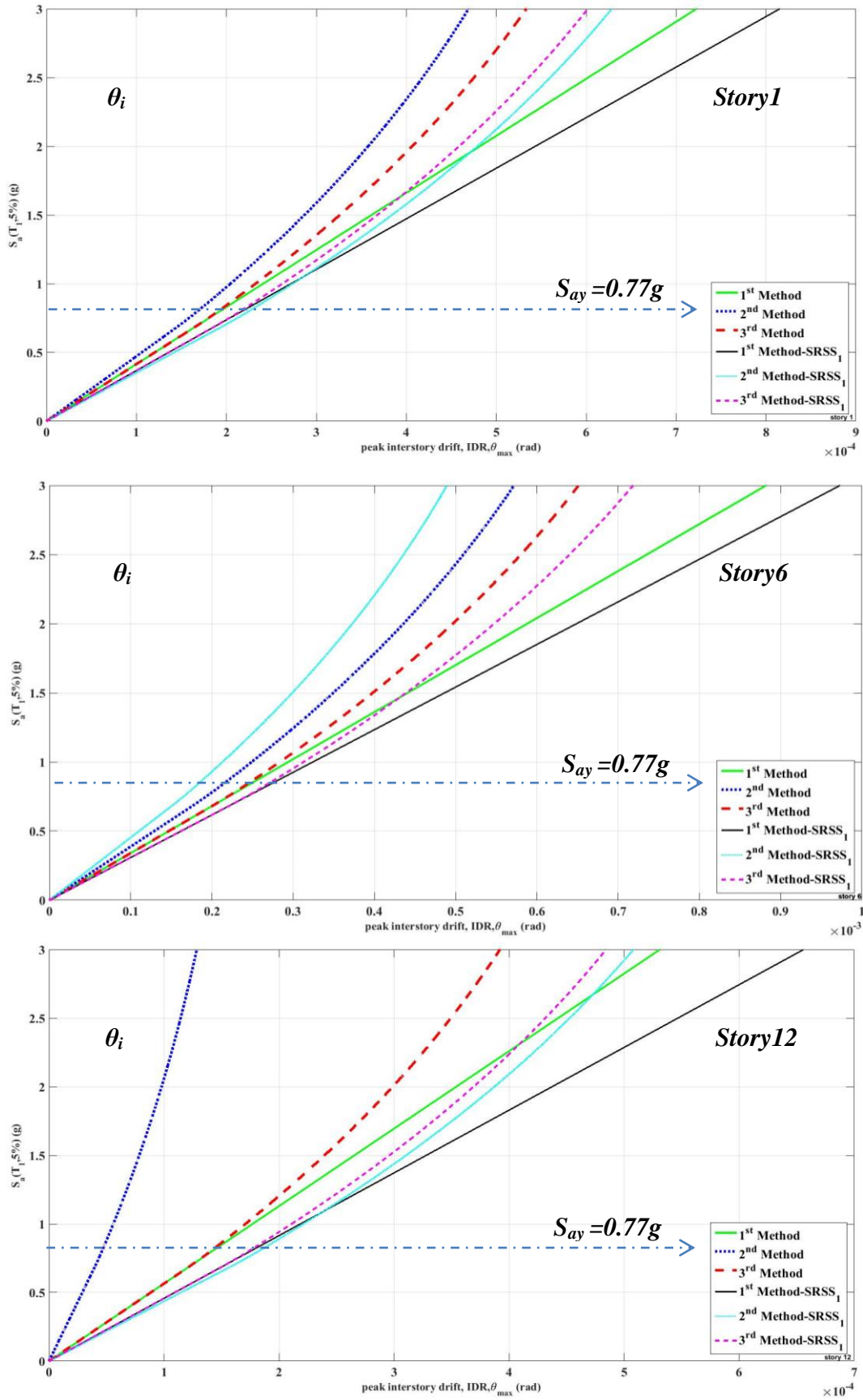
4.3 Σύγκριση 3 μεθόδων για τις εξεταζόμενους συνδυασμούς ιδιομορφικής ανάλυσης

Προκειμένου να έχουμε μια πιο ξεκάθαρη εικόνα σχετικά με τα αποτελέσματα των εξεταζόμενων 3 μεθόδων και των αντίστοιχων 2 συνδυασμών ιδιομορφικής ανάλυσης (ανάλυση απόκρισης χρονοϊστορίας και ιδιομορφική φασματική ανάλυση), παρουσιάζονται συνοπτικά στον επόμενο πίνακα οι μαθηματικοί τύποι που χρησιμοποιήθηκαν, ενώ στις 2 επόμενες σελίδες παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα διαγράμματα κάθε μεθόδου και κάθε ανάλυσης.

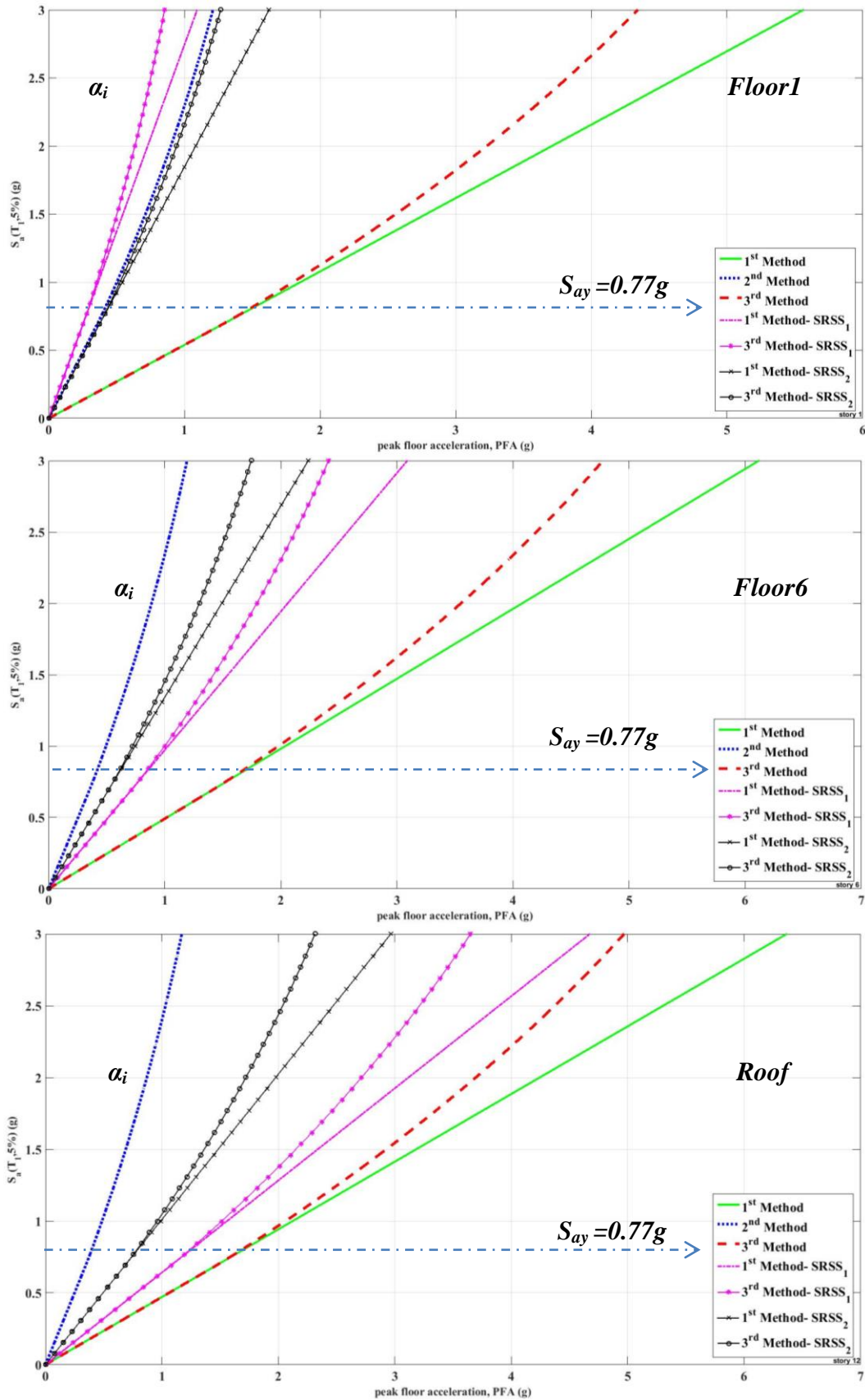
Υπενθυμίζουμε ότι για τιμές της ανηγμένης δύναμης $S < 1$, δηλαδή για ελαστική συμπεριφορά του κτηρίου, στην 1^η και 3^η μέθοδο ισχύει $\theta_{INELASTIC} = \theta_{ELASTIC}$, ενώ για την δεύτερη μέθοδο θέτουμε $S = 1$ συντελεστή. Για $S > 1$ και για υπέρβαση του ορίου διαρροής του κτηρίου ισχύουν οι σχέσεις που παρουσιάζονται στον πίνακα.

Πίνακας 4.1: Συγκεντρωτικός πίνακας τυπολογίου μεθοδολογιών και συνδυασμού ιδιομορφών.

Μέθοδος	Ανάλυση Απόκρισης Χρονοϊστορίας	Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση (SRSS) 1 ^η Προσέγγιση	Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση (SRSS) 2 ^η Προσέγγιση
1 ^η	$\theta_{ELASTIC}(j, t) = \theta_i^* = \frac{1}{h} \sum_1^n \Gamma_i [\Phi_i(j+1) - \Phi_i(j)] D_i(t)$		
2 ^η	$\theta_{INELASTIC} = C_1 \cdot C_2 \cdot \theta_i^* \exp(a_0 + a_1 T_1 + a_2 S + a_3 \frac{h_{i+1}}{H} + a_4 (\frac{h_{i+1}}{H})^2 + a_5 (\frac{h_{i+1}}{H})^3)$		$\theta_i = \sqrt{\sum_{i=1}^n \Gamma_i^2 \cdot \Phi_i^2 \cdot \max D_i^2}$
3 ^η	$\theta_{INELASTIC} = C_1 \cdot C_2 \cdot \theta_i^* \cdot \exp(a_2(S-1))$		
1 ^η	$\alpha_{ELASTIC}(x, t) = \alpha_i^* \cong \ddot{u}(x, t) = \ddot{u}_g(t) + \sum_1^n \Gamma_i \Phi_i \ddot{D}_i(t)$		
2 ^η	$\alpha_{INELASTIC} = PGA \exp(a_0 + a_1 T_1 + a_2 S + a_3 \frac{h_i}{H} + a_4 (\frac{h_i}{H})^2 + a_5 (\frac{h_i}{H})^3)$	$\alpha_i = \sqrt{\sum_{i=1}^n \Gamma_i^2 \cdot \Phi_i^2 \cdot (\max D_i + PGA)^2}$	$\alpha_i = \sqrt{PGA^2 + \sum_{i=1}^n \Gamma_i^2 \cdot \Phi_i^2 \cdot \max D_i^2}$
3 ^η	$\alpha_{INELASTIC} = PFA \exp(a_2(S-1))$		



Σχήμα 4.8: Σύγκριση των αποτελεσμάτων θ_i για κάθε μία από τις 3 αναπτυσσόμενες μεθόδους και τους 2 τρόπους ανάλυσης.



Σχήμα 4.9: Σύγκριση των αποτελεσμάτων α_i για κάθε μία από τις 3 αναπτυσσόμενες μεθόδους και τους 2 τρόπους ανάλυσης.

Σύγκριση συνδυασμού ιδιομορφών για τις 3 εξεταζόμενες μεθόδους

I. Σχετικά με τις μέγιστες εκτροπές ορόφων θ_i

Παρατηρείται ότι οι 2 μορφές ανάλυσης, (ανάλυση απόκρισης χρονοϊστορίας και ιδιομορφική φασματική ανάλυση) έχουν σχετικά μικρή απόκλιση μεταξύ τους, κυρίως στους χαμηλότερους ορόφους και για τις 3 μεθόδους. Ωστόσο η 2^η μέθοδος της FEMA για τη ιδιομορφική φασματική ανάλυση παρουσιάζει σύγκλιση με τις υπόλοιπες μεθόδους, ενώ για την ανάλυση απόκρισης χρονοϊστορίας έχει μεγάλη απόκλιση, καθώς φαίνεται πως η συμμετοχή των ανωτέρων ιδιομορφών από την διόρθωση της FEMA λειτουργεί καλύτερα σε χαμηλότερα κτήρια, στα οποία η πρώτη ιδιομορφή χαρακτηρίζει μεγάλο ποσοστό της συμπεριφοράς του κτηρίου, ενώ αντίθετα σε πολυώροφα και υψηλότερα κτήρια, η συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών είναι απαραίτητη για την ορθότερη και πληρέστερη εκτίμηση της συμπεριφοράς του κτηρίου.

II. Σχετικά με τις μέγιστες επιταχύνσεις των ορόφων a_i .

Επισημαίνεται ότι οι ελαστικές τιμές που δίνουν οι μέθοδοι 1 και 3, σε επίπεδο ανάλυσης κτηρίου έχουν εύλογα μεγάλη απόκλιση από τις αντίστοιχες ανελαστικές μιας και λαμβάνονται υπόψη οι αποσβετικές ιδιότητες του κτηρίου όταν αυτό διεγείρεται σεισμικά.

Ακόμη η διαφορετική προσέγγιση της 2^{ης} μεθόδου της FEMA όπου βασίζεται στην μέγιστη επιτάχυνση εδάφους *PGA* φαίνεται να ταιριάζει με τις προσεγγίσεις της ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης με τις οποίες παρουσιάζει πολύ μικρές αποκλίσεις στο χαμηλότερους ορόφους, ενώ στου υψηλότερους παρατηρείται πιο έντονη μεταξύ τους απόκλιση. Η ανάγκη για συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών σε υψηλότερα κτήρια αποτυπώνεται στην απόκλιση που έχουν οι μέθοδοι μεταξύ τους στην οροφή του κτηρίου.

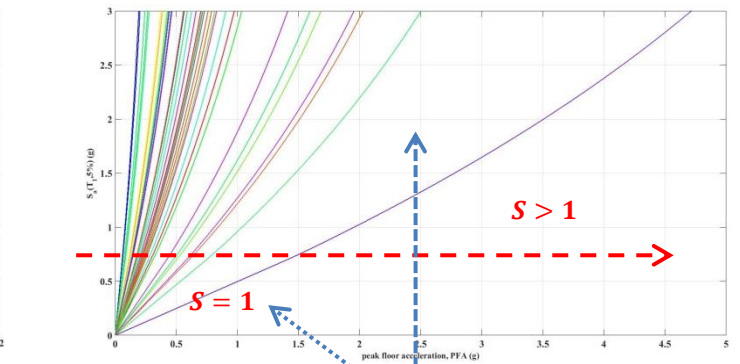
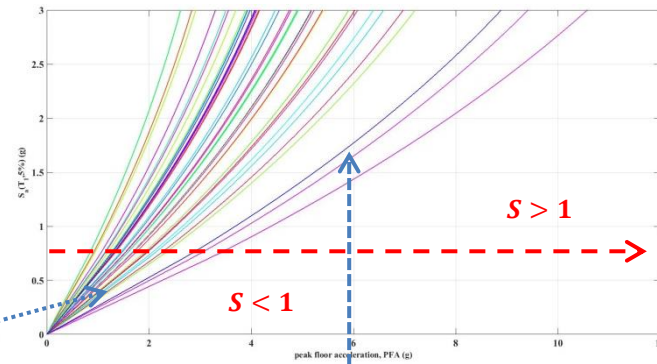
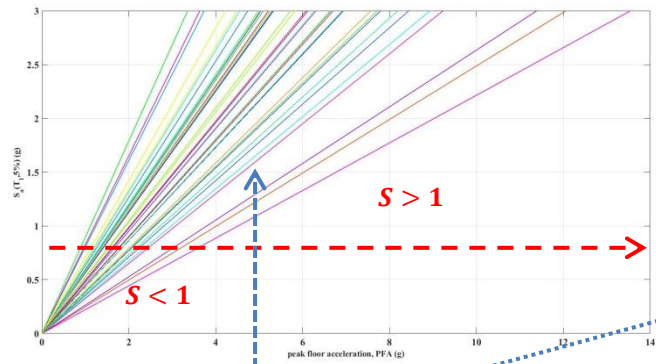
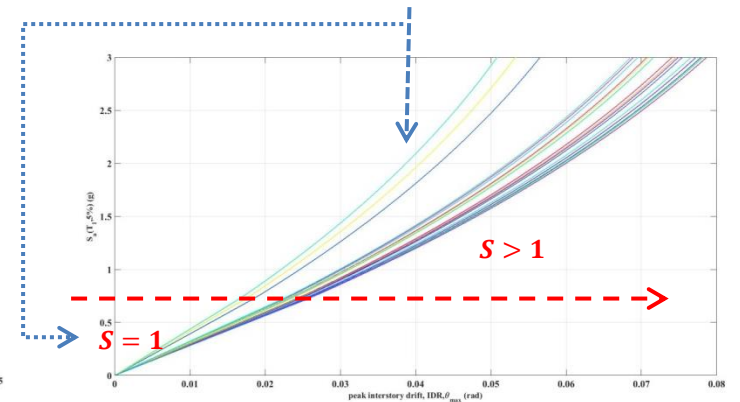
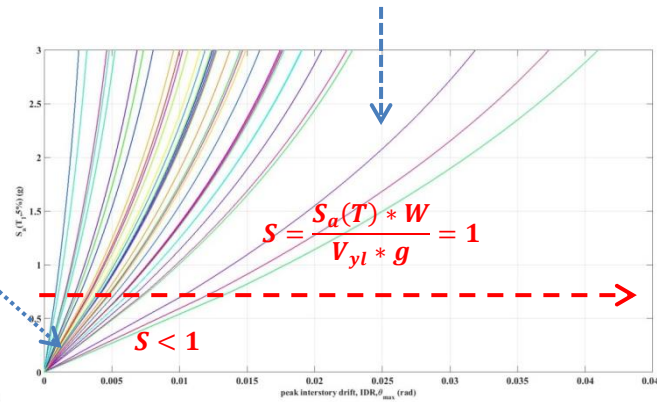
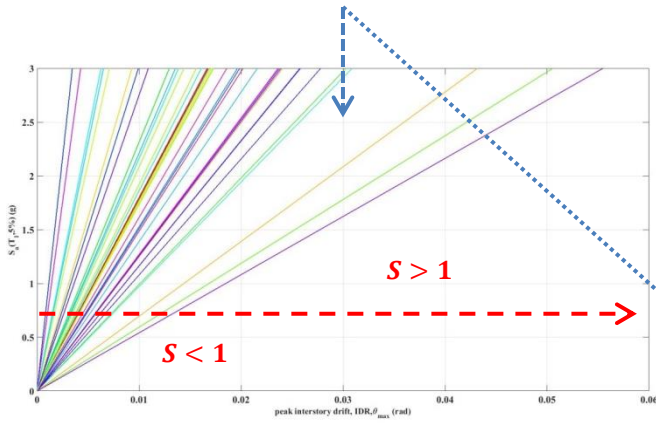
Στη συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα IDA για κάθε μεθοδολογία που αναπτύχθηκε προηγουμένως, αρχικά συγκεντρωτικά και στην συνέχεια για κάθε διακριτό όροφο της 12ώροφης κατασκευής. Από αυτά τα διαγράμματα, στα οποία αποτυπώνονται οι αποκρίσεις του κτηρίου για διέγερση του με 44 σεισμικές καταγραφές, διακρίνονται καλύτερα οι διαφορές που επισημάνθηκαν προηγουμένως, σχετικά με τη σύγκλιση των μεθοδολογιών καθώς και της ευαισθησίας της οποίας παρουσιάζουν στη διέγερση.

Διακρίνεται επίσης το εύρος των τιμών στο οποίο κυμαίνεται η απόκριση του κτηρίου για κάθε όροφο ξεχωριστά, πληροφορία ιδιαίτερη σημαντική για τις εκτιμήσεις μας και για τη διαδικασία λήψης των αποφάσεων, στη φάση του σχεδιασμού.

$$\theta_i^*(j,t) = \frac{1}{h} \sum_1^n \Gamma_i [\Phi_i(j+1) - \Phi_i(j)] D_i(t)$$

$$\theta_{INELASTIC} = C_1 \cdot C_2 \cdot \theta_i^* \cdot \exp(\alpha_2(S-1))$$

$$\theta_{INELASTIC} = C_1 \cdot C_2 \cdot \theta_i^* \exp(a_0 + a_1 T_1 + a_2 S + a_3 \frac{h_{i+1}}{H} + a_4 (\frac{h_{i+1}}{H})^2 + a_5 (\frac{h_{i+1}}{H})^3)$$

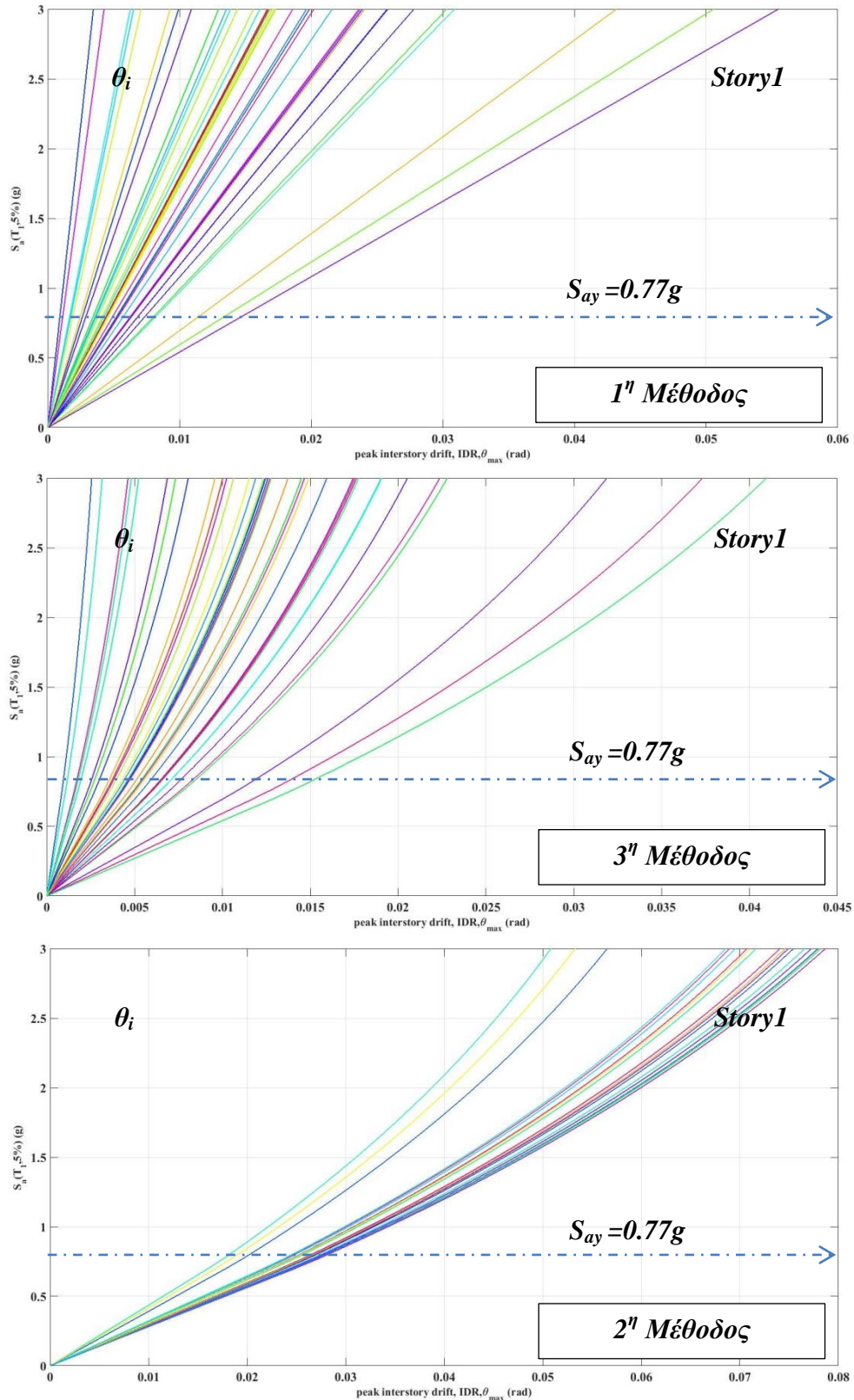


$$\alpha_i^*(x,t) \cong \ddot{u}(x,t) = \ddot{u}_g(t) + \sum_1^n \Gamma_i \Phi_i \ddot{D}_i(t)$$

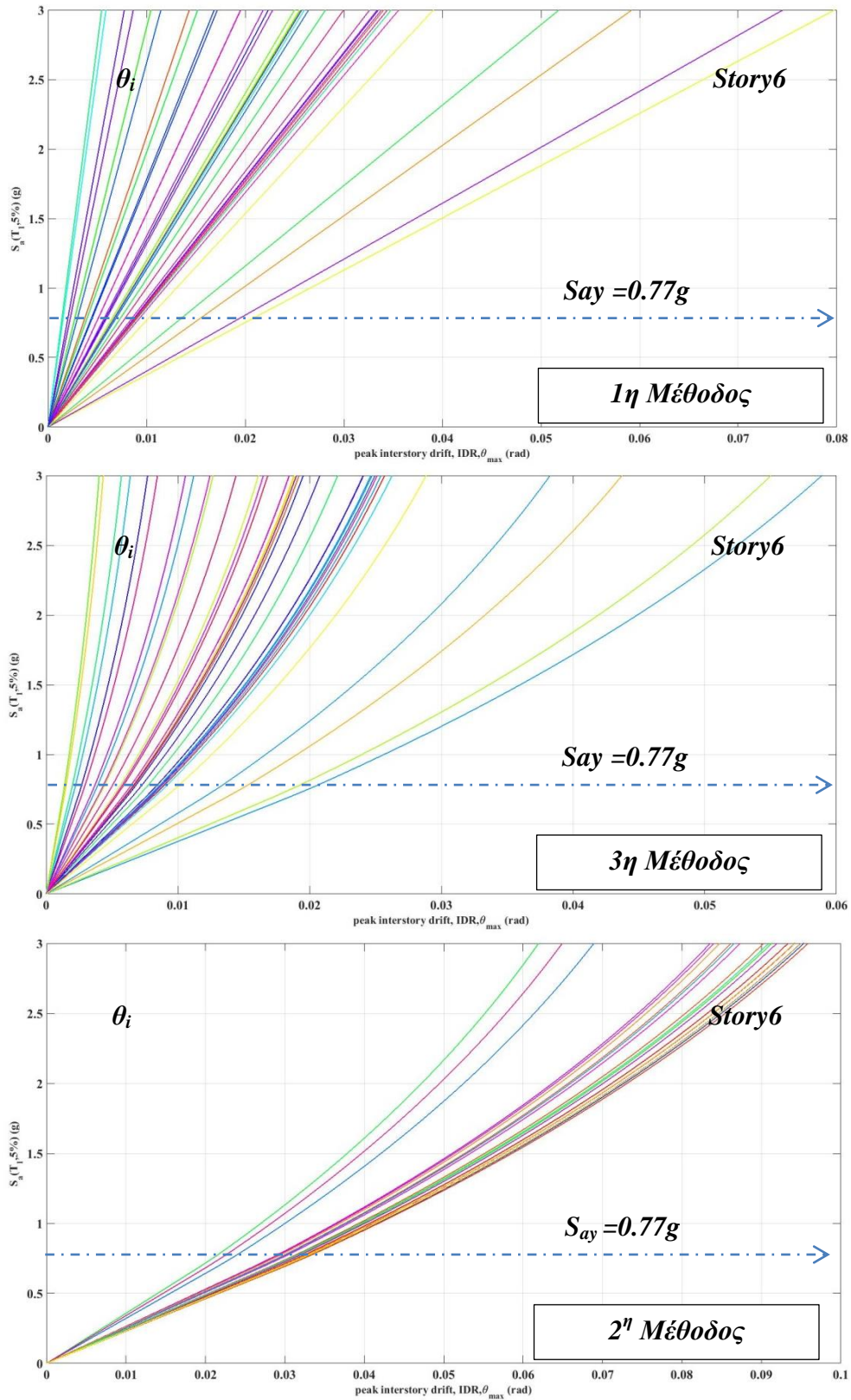
$$\alpha_{INELASTIC} = \alpha_i^* \cdot \exp(a_2(S-1))$$

$$\alpha_{INELASTIC} = PGA \cdot \exp(a_0 + a_1 T_1 + a_2 S + a_3 \frac{h_i}{H} + a_4 (\frac{h_i}{H})^2 + a_5 (\frac{h_i}{H})^3)$$

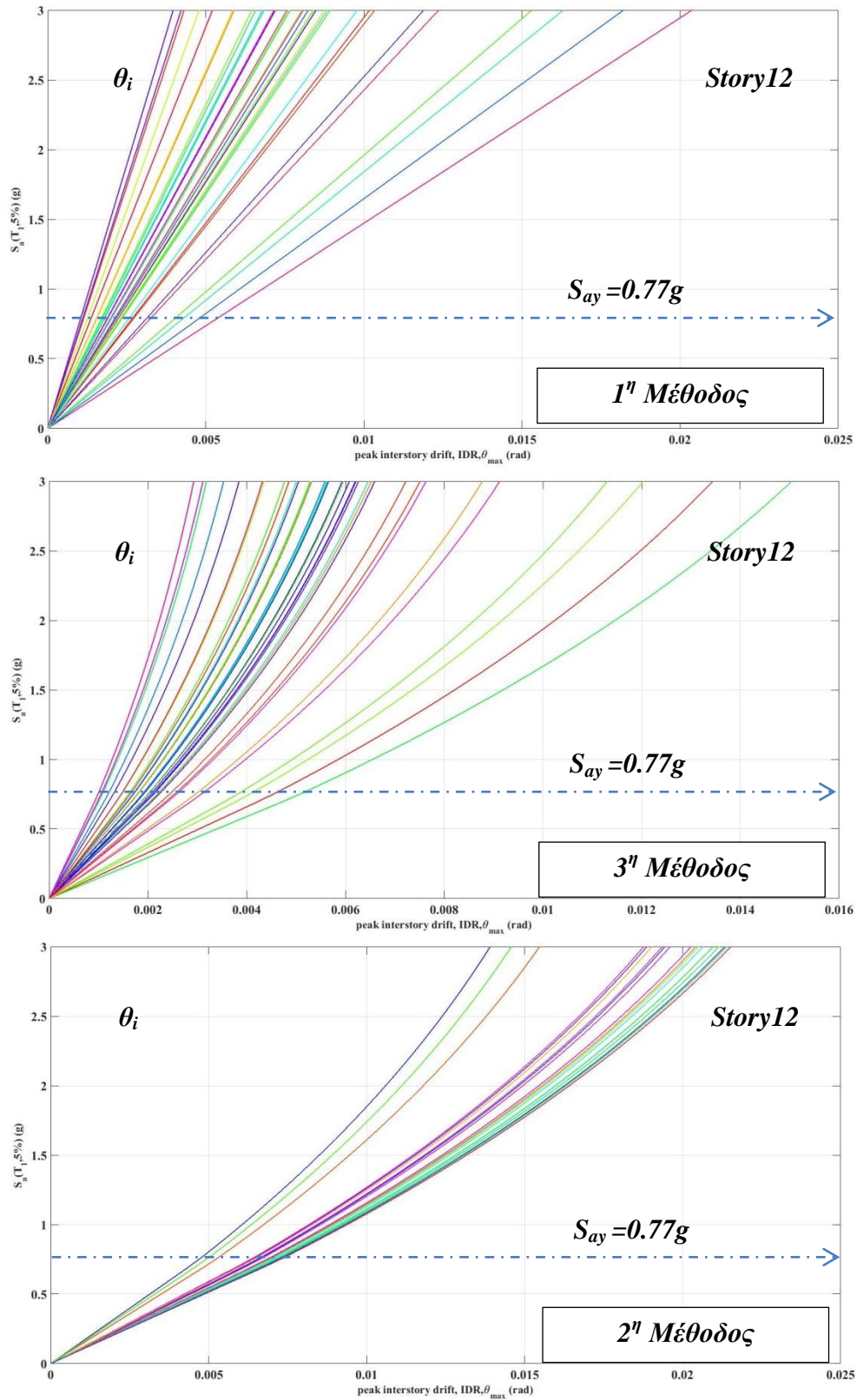
Σχήμα 4.10: Συγκεντρωτικό διάγραμμα των 3 μεθόδων με τα διαγράμματα και το αντίστοιχο τυπολόγιο.



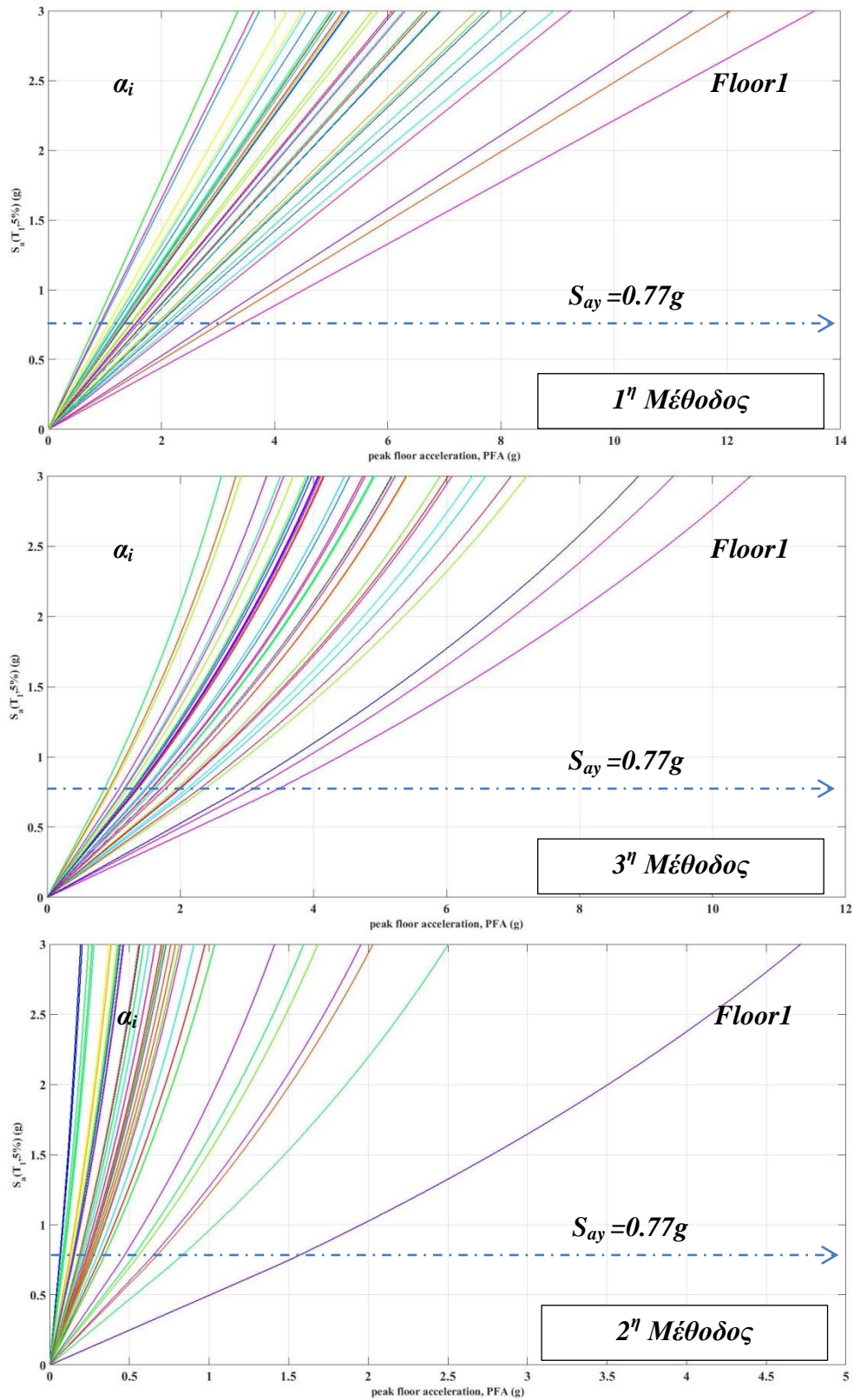
Σχήμα 4.11: Οι μέγιστες παραμορφώσεις ορόφων θ_i για κάθε την 1^η, 3^η και 2^η μέθοδο για τον πρώτο όροφο και για 44 καταγραφές.



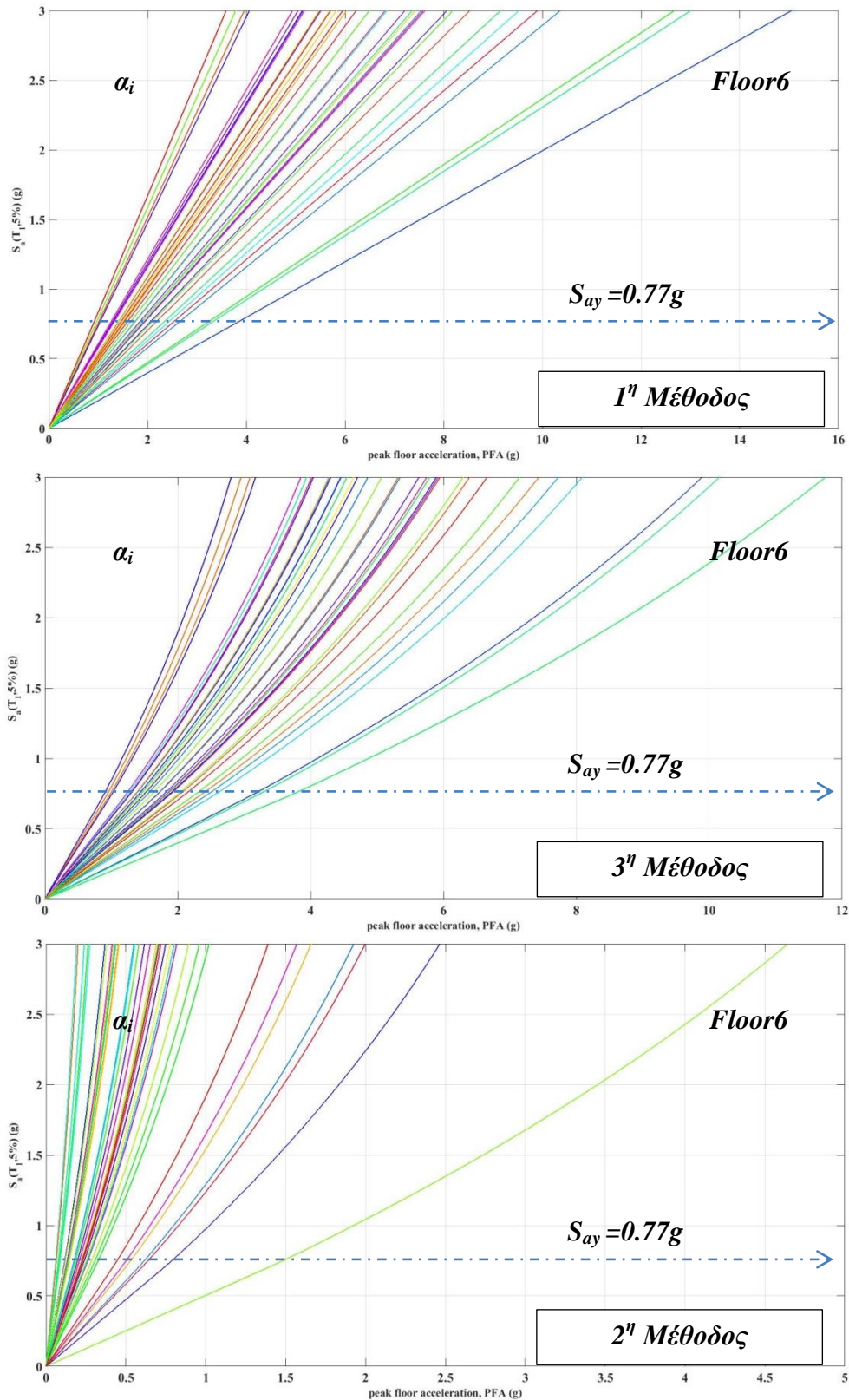
Σχήμα 4.12: Οι μέγιστες εκτροπές ορόφων θ_i για κάθε την 1^η, 3^η και 2^η μέθοδο για τον δεύτερο όροφο και για 44 καταγραφές.



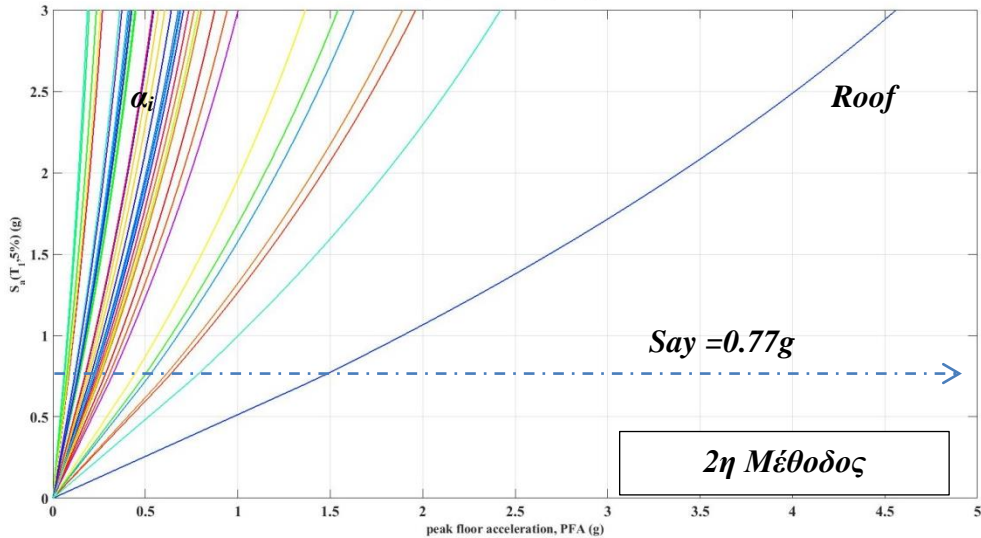
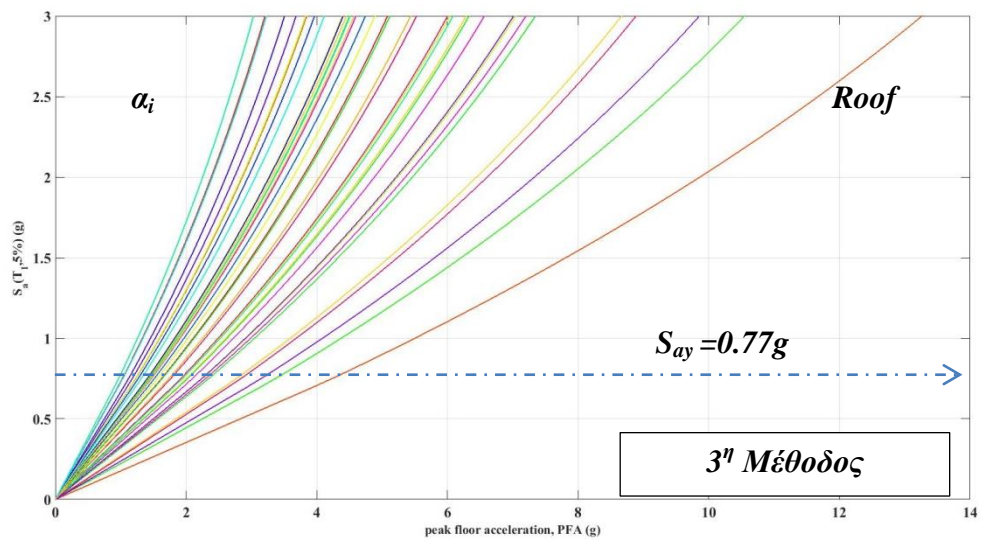
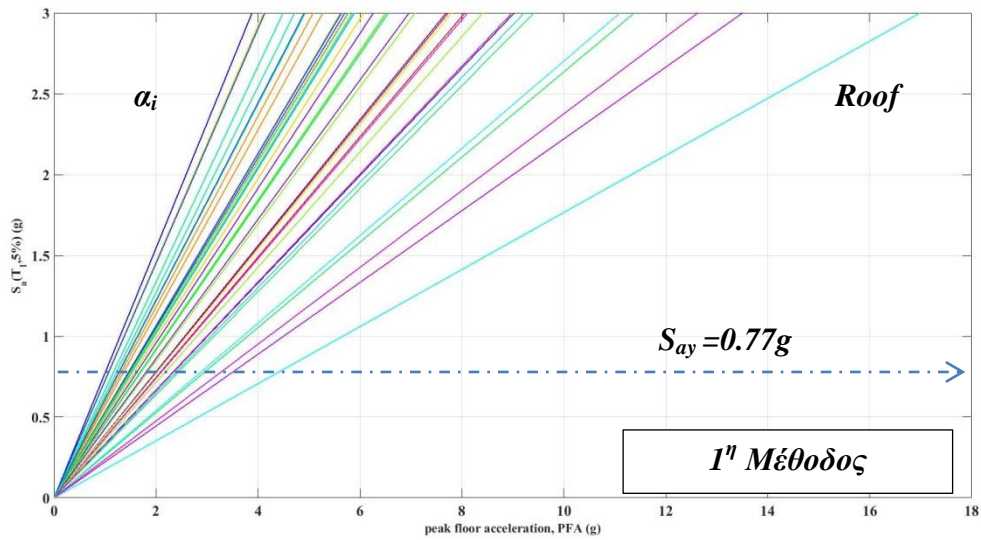
Σχήμα 4.13: Οι μέγιστες εκτροπές ορόφων θ_i για κάθε την 1^η, 3^η και 2^η μέθοδο για τον δωδέκατο όροφο και για 44 καταγραφές.



Σχήμα 4.14: Οι μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων α_i για κάθε την 1^η, 3^η και 2^η μέθοδο για τον πρώτο όροφο και για 44 καταγραφές.



Σχήμα 4.15: Οι μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων α_i για κάθε την 1^η, 3^η και 2^η μέθοδο για τον έκτο όροφο και για 44 καταγραφές.



Σχήμα 4.16: Οι μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων α_i για κάθε την 1^η, 3^η και 2^η μέθοδο για την όροφη του κτηρίου και για 44 καταγραφές

5 Μεθοδολογία Hazus

5.1 Γενικά

Η μεθοδολογία Hazus (Manual n.d.) για δεδομένο επίπεδο σεισμικής έντασης επιχειρεί την εκτίμηση ζημιών και απωλειών που προκαλούνται σε πολυώροφες κατασκευές. Αρχικά διαχωρίζονται και κατανέμονται τα διάφορα κτήρια σε ομάδες με παρόμοια χαρακτηριστικά ζημιών απωλειών, όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.1. Οι ομάδες αυτές, βασίζονται στην κατηγοριοποίηση που εφαρμόζεται στο (Fema 2011), με επιπλέον υποδιαίρεση τους ανάλογα και με το ύψος του κτηρίου, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή των ιδιοπεριόδων καθώς και άλλων χαρακτηριστικών που επηρεάζονται από αυτό.

5.1.1 Ορισμός Επίπεδων Βλάβης - Damage States.

Το επίπεδο βλάβης που μπορεί να υποστεί ένα κτήριο, χαρακτηρίζεται και κυμαίνεται από καθόλου βλάβης έως και πλήρη κατάρρευση. Επειδή όμως δεν είναι πρακτικό το επίπεδο βλάβης να προσδιορίζεται ως μία συνεχή συνάρτηση της παραμόρφωσής του κτηρίου, χρησιμοποιούνται του γενικευμένα εύρη τιμών για τον προσδιορισμό. Γι αυτό το λόγο η έκταση και η σοβαρότητα της ζημιάς στα δομικά στοιχεία περιγράφεται από τα ακόλουθα πέντε εύρη επιπέδων βλάβης « *Damage States – DS* »:

- DS0 → Καθόλου Βλάβες
- DS1 → Ελαφρές Βλάβες
- DS2 → Μέτριες Βλάβες
- DS3 → Εκτεταμένες Βλάβες
- DS4 → Πλήρεις Βλάβες

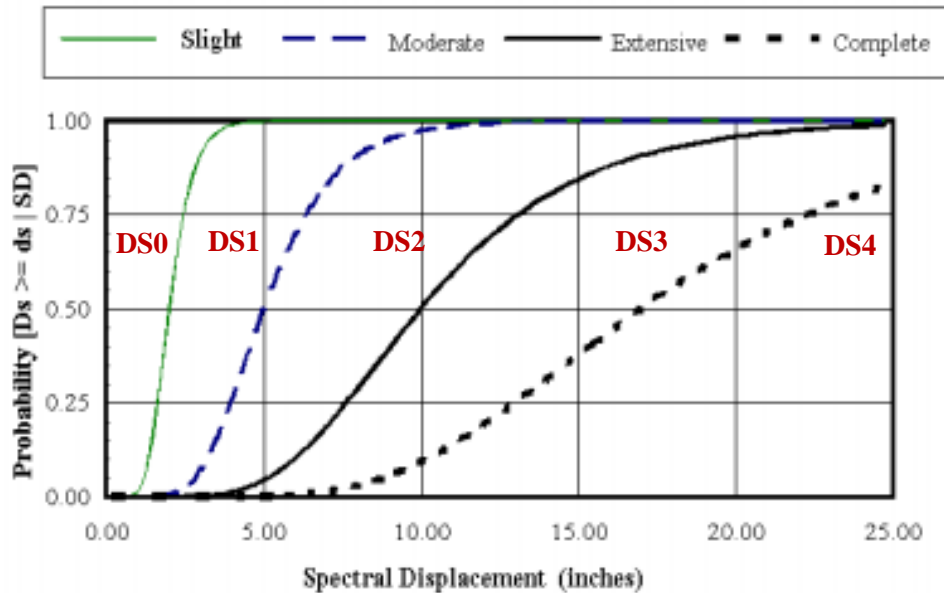
5.1.2 Καμπύλες Τρωτότητας - Fragility Curves

Οι καμπύλες αυτές με λογαριθμοκανονική αθροιστική κατανομή με διάμεσο θ , τυπική απόκλιση (διασπορά) β , υπολογίζουν την αθροιστική πιθανότητα μία κατασκευή να βρίσκεται ή να έχει υπερβεί ένα επίπεδο βλάβης *DS* για δεδομένο επίπεδο σεισμικής έντασης. Οι καμπύλες τρωτότητας περιγράφονται από την ακόλουθη μαθηματική σχέση:

$$F_i(D) = \Phi\left(\frac{\ln(D/\theta_i)}{\beta_i}\right), \quad (5.1)$$

- $F_i(D)$ = η δεσμευμένη πιθανότητα η κατασκευή να βρεθεί στη στάθμη βλάβης i , για δεδομένο μέτρο απόκρισης D_i .
- Φ = τυπική κανονική αθροιστική συνάρτηση.

- θ_i = η διάμεσος της πιθανοτικής κατανομής που αντιστοιχεί στο όριο καθ' ενός από τα επίπεδα βλάβης.
- β_i = η λογαριθμική τυπική απόκλιση που σχετίζεται με το επίπεδο βλάβης DS



Σχήμα 5.1 Διάγραμμα καμπυλών τρωτότητας με τις αντίστοιχες περιοχές επιπέδου βλαβών

Η δεσμευμένη πιθανότητα η κατασκευή να βρίσκεται ή να έχει υπερβεί ένα επίπεδο βλάβης, DS, δεδομένης της φασματικής μετατόπισης (ή άλλης παραμέτρου όπως η επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής) προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$P[ds | S_D] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (5.2)$$

Όπου :

- $S_{d,ds}$ = η μέση τιμή της φασματικής μετατόπισης στην οποία το κτήριο φτάνει στο όριο του επιπέδου βλάβης ds.
- β_{ds} = η λογαριθμική τυπική απόκλιση του επιπέδου βλάβης ds.
- Φ = η τυπική κανονική αθροιστική συνάρτηση.

Το άθροισμα των επιμέρους πιθανοτήτων για κάθε επίπεδο βλάβης πρέπει πάντα να είναι 100%.

Οι καμπύλες τρωτότητας για το δομικό σύστημα των κτηρίων καθορίζονται από τη μέση τιμή της ανηγμένης σχετικής μετακίνησης που αντιστοιχεί στο όριο κάθε επιπέδου βλάβης. Σε γενικές γραμμές, οι τιμές αυτές είναι διαφορετικές για κάθε ομάδα κτηρίων (συμπεριλαμβανομένου και του ύψους) και για κάθε επίπεδο αντισεισμικού σχεδιασμού, αφού τα κτήρια έχουν διαφορετική ποιότητα κατασκευής, με αποτέλεσμα να αναμένεται να συμπεριφερθούν διαφορετικά κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Στη μεθοδολογία Hazus

παρέχονται πληροφορίες για τρία επίπεδα αντισεισμικού σχεδιασμού, τα οποία αναφέρονται ως Υψηλός, Μέτριος και Χαμηλός σχεδιασμός.

Η συνολική αβεβαιότητα κάθε επιπέδου βλάβης, β_{ds} , καθορίζεται από το συνδυασμό των ακόλουθων τριών παραμέτρων:

- από την αβεβαιότητα που προκύπτει κατά τον υπολογισμό του ορίου πάνω από το οποίο η κατασκευή υπερβαίνει κάποιο επίπεδο βλάβης ($\beta_{M(Sds)}=0.4$ για κάθε επίπεδο βλάβης σε όλες τις ομάδες κτηρίων)
- από την αβεβαιότητα που υπάρχει κατά την εκτίμηση της απόκρισης κάθε ομάδας κτηρίων ($\beta_c=0.30$ για τα κτήρια που έχουν σχεδιαστεί πριν τον κανονισμό και 0.25 για τα υπόλοιπα), και
- από την αβεβαιότητα που αφορά στην απόκριση εξαιτίας της χωρικής μεταβλητότητας των απαιτήσεων που προκύπτουν από την εδαφική κίνηση, β_D .

Κάθε μία από αυτές τις παραμέτρους αυτές θεωρείται πως ακολουθεί τη λογαριθμοκανονική κατανομή

Πίνακας 5.1: Δομικοί τύποι κτηρίων μεθοδολογίας Hazus

α/α	Σήμανση	Περιγραφή	Ύψος			
			Εύρος		Τυπικό	
			Όνομα	Όροφοι	Όροφοι	Πόδια
1	W1	Εύλο, ελαφρύς Φ/Ο (≤5,000 sq.ft.)		1-2	1	14
2	W2	Εύλο, Εμπορικό και Βιομηχανικό (>5,000 sq. Ft.)		Όλα	2	24
3	S1L	Μεταλλική κατασκευή, πλαίσιακό δομικό σύστημα	Χαμηλά	1-3	2	24
4	S1M		Μεσαία	4-7	5	60
5	S1H		Υψηλά	8+	13	156
6	S2L	Μεταλλική κατασκευή, ενισχυμένο δομικό σύστημα	Χαμηλά	1-3	2	24
7	S2M		Μεσαία	4-7	5	60
8	S2H		Υψηλά	8+	13	156
9	S3	Μεταλλική ελαφρά κατασκευή		Όλα	1	15
10	S4L	Μεταλλική κατασκευή με επί τόπου συνδεόμενα τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος	Χαμηλά	1-3	2	24
11	S4M		Μεσαία	4-7	5	60
12	S4H		Υψηλά	8+	13	156
13	S5L	Μεταλλική κατασκευή με άοπλη τοιχοπλήρωση	Χαμηλά	1-3	2	24
14	S5M		Μεσαία	4-7	5	60
15	S5H		Υψηλά	8+	13	156
16	C1L	Οπλισμένο σκυρόδεμα, πλαίσιακό σύστημα	Χαμηλά	1-3	2	20
17	C1M		Μεσαία	4-7	5	50
18	C1H		Υψηλά	8+	12	120
19	C2L	Οπλισμένο σκυρόδεμα, μικτό σύστημα (τοιχία)	Χαμηλά	1-3	2	20
20	C2M		Μεσαία	4-7	5	50
21	C2H		Υψηλά	8+	12	120
22	C3L	Οπλισμένο σκυρόδεμα, πλαίσιακό σύστημα με τοιχοπληρώσεις	Χαμηλά	1-3	1-3	20
23	C3M		Μεσαία	4-7	4-7	50
24	C3H		Υψηλά	8+	8+	120
25	PC1	Προκατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα με επί τόπου συνδεόμενα τοιχώματα		Όλα	1	15
26	PC2L	Προκατασκευή από οπλισμένα πλαίσια σκυροδέματος	Χαμηλά	1-3	2	20
27	PC2M		Μεσαία	4-7	5	50
28	PC2H		Υψηλά	8+	12	120
29	RM1L	Οπλισμένη φέρουσα τοιχοποιία με ξύλινα ή μεταλλικά διαφράγματα	Χαμηλά	1-3	2	20
30	RM1M		Μεσαία	4+	5	50
31	RM2L	Οπλισμένη φέρουσα τοιχοποιία με προκατασκευασμένα διαφράγματα από σκυρόδεμα	Χαμηλά	1-3	2	20
32	RM2M		Μεσαία	4-7	5	50
33	RM2H		Υψηλά	8+	12	120
34	URML	Άοπλη φέρουσα τοιχοποιία	Χαμηλά	1-2	1	15
35	URMM		Μεσαία	3+	3	35
36	MH	Λυόμενες κατοικίες		Όλα	1	10

6 Συμπεράσματα

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελεί μια προσπάθεια απλοποίησης της διαδικασίας ελέγχου της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής στη φάση σχεδιασμού, για καινούργια κατασκευή, ή επανασχεδιασμού για υπάρχουσα. Στο πλαίσιο αυτής της προσπάθειας και στα όρια της παρούσας διπλωματικής, προτείνονται και αναλύονται 3 απλοποιημένες μέθοδοι βασιζόμενες σε ένα τριπαραμετρικό μοντέλο, οι οποίες αποδίδουν την απόκριση του κτηρίου μετά από σεισμική διέγερση του.

Η διαδικασία του ελέγχου αποτελεί το πιο σημαντικό στάδιο στη φάση του σχεδιασμού, και κατ' επέκταση στην τελική κατασκευή των κτηρίων, καθώς εκεί εντοπίζεται η ορθότητα των επιλογών που έχει κάνει ο μηχανικός, σχετικά με την διαστασιολόγηση και διαρρύθμιση των δομικών και μη δομικών μελών του κτηρίου. Η ανάγκη για πιο ακριβείς αναλύσεις (στατικές δυναμικές) απαιτεί με τη σειρά της δημιουργία μη γραμμικών μοντέλων, το κόστος των οποίων συνήθως κρίνεται απαγορευτικό. Επίσης, οι συνήθειες στατικές μέθοδοι (pushover) δεν παράγουν επιταχύνσεις ορόφων για την εκτίμηση ζημιών σε περιεχόμενα κτηρίων. Για απλοποιημένες εκτιμήσεις, π.χ. σε μεγάλης κλίμακας αποτίμηση ζημιών, χρειάζονται απλοποιημένες μέθοδοι, που δεν απαιτούν λεπτομερές μοντέλο. Εδώ παρουσιάζουμε μια προσπάθεια να αξιοποιήσουμε το ελαστικό τριπαραμετρικό προσομοίωμα Miranda με τη μέθοδο της FEMA P-58 για εκτίμηση της ανελαστικής απόκρισης.

Με απλές αριθμητικές μεθόδους, με πολύ μικρό αριθμό δεδομένων και με την δυνατότητα διέγερσης των μοντέλων με πληθώρα σεισμικών καταγραφών δίνεται η δυνατότητα μιας πιο διευρυμένης εικόνας της απόκρισης του υπό σχεδιασμό ή υπό εξέταση κτηρίου. Λαμβάνοντας υπόψη της παραδοχές και τους περιορισμούς σε κάθε περίπτωση δίνεται η δυνατότητα πιο στοχευμένων εκτιμήσεων και μάλιστα σε επίπεδο ορόφου, σε εύλογο χρόνο και για αμελητέο υπολογιστικό κόπο.

Οι μεθοδολογίες βασίζονται στην ίδια περίπου λογική, όπου ένα μοντέλο με χρήση ενός συντελεστή δυσκαμψίας την περίπτωση του Miranda, αποκρίνεται όπως ένα πολυώροφο κτήριο, ενώ με τη χρήση εκθετικών συντελεστών αποδίδεται η αντίστοιχη συμπεριφορά στο κανονικό κτήριο της FEMA P58. Στη περίπτωση του Miranda ο συντελεστής δυσκαμψίας επηρεάζει τη συνεισφορά της καμπτικής και δύσκαμπτης δοκού στο μοντέλο των 2 δοκών, και ανάλογα με το αν ο συντελεστής αυτός βρίσκεται σε συγκεκριμένα όρια τιμών, αναπτύσσει και την αντίστοιχη συμπεριφορά με το τύπο του πολυώροφου κτηρίου, για την οποία έχουν αντιστοιχηθεί τα εύρη αυτών των τιμών. Οι μεθοδολογίες βασίζονται στην λογική της FEMA P58 η οποία με τη χρήση εκθετικών συντελεστών, οι οποίοι έχουν υπολογισθεί και προσαρμόσκει για κάθε τύπο κτηρίου, αποδίδουν στα ελαστικά αποτελέσματα της ανάλυσης του απλού μοντέλου, την αντίστοιχη συμπεριφορά σε σεισμό του κάθε τύπου κτηρίου..

Σε επίπεδο αποτελεσμάτων έγινε ανάπτυξη των μεθοδολογιών με ανάλυση απόκρισης ιστορίας και με ιδιομορφική φασματική ανάλυση, από τις οποίες προέκυψε η καθ' ύψος απόκριση του κτηρίου, δηλαδή η μέγιστη εκτροπή ορόφου θ_i και η μέγιστη επιτάχυνση ορόφου α_i . Επιπροσθέτως αναλύθηκε σε επίπεδο ορόφου η σεισμική απόκριση του με την μέθοδο της ικανοτικής δυναμικής ανάλυσης, για 44 σεισμικές καταγραφές.

Οι παρατηρήσεις στα προκύπτοντα αποτελέσματα αφορούν αρχικά το βαθμό σύγκλισης των 3 μεθοδολογιών που στις οποίες κατηγοριοποιήθηκαν οι μέθοδοι Miranda και FEMA. Για τις παραμορφώσεις ορόφου θ_i , εμφανίστηκε σύγκλιση κυρίως στα ανελαστικά αποτελέσματα της 2^{ης} και 3^{ης} μεθόδου, ενώ στα ελαστικά υπήρχε μικρή απόκλιση στους κάτω ορόφους η οποία γινόταν πιο έντονη στους υψηλότερους ορόφους. Αντίστοιχη συμπεριφορά παρατηρήθηκε και στις μέγιστες επιταχύνσεις ορόφου a_i , με πιο έντονη απόκλιση ελαστικών από τις αντίστοιχες ανελαστικές τιμές. Σε επίπεδο ανελαστικών αποτελεσμάτων υπήρχε πολύ καλή σύγκλιση, καθώς λαμβάνεται υπόψη η αποσβετική ικανότητα του κτηρίου, σε αντίθεση με τις ελαστικές τιμές. Ωστόσο η 2^η μέθοδος της FEMA κυρίως στους άνω ορόφους απέκλινε σημαντικά από τις υπόλοιπες. Σχετικά με τις μεθόδους ανάλυσης (ανάλυση απόκρισης χρονοϊστορίας και ιδιομορφική φασματική ανάλυση) παρατηρήθηκε πολύ καλή σύγκλιση και για τις 2 μεθόδους ανάλυσης σε επίπεδο μέγιστης εκτροπής ορόφων θ_i , ενώ για τις μέγιστες επιταχύνσεις παρατηρήθηκε σημαντικά καλύτερη σύγκλιση για τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης.

Από τις παρατηρήσεις που έγιναν προκύπτει ότι δεδομένου της απλότητας των υπολογιστικών διαδικασιών που αναπτύσσονται λαμβάνουμε ικανοποιητικά αποτελέσματα σε αμελητέο χρόνο και πλήθος δεδομένων. Ωστόσο, παρατηρούνται αποκλίσεις κυρίως στους υψηλότερους ορόφους, η οποία οφείλεται στον μικρό αριθμό ιδιομορφών και δεδομένων που χρησιμοποιούνται. Ως εκ τούτου κρίνεται ότι η συμμετοχή περαιτέρω ιδιομορφών θα συνέβαλε σε πιο ακριβείς εκτιμήσεις και σε μείωση των τυχόν αποκλίσεων των μεθοδολογιών. Παρόλα αυτά, η προσθήκη αυτών των χαρακτηριστικών στις υπάρχουσες μεθόδους, ξεφεύγει από τα όρια της παρούσας εργασίας και επαφίεται σε μελλοντικές προσπάθειες συνάδελφων φοιτητών μηχανικών, με την ελπίδα ότι οι βάσεις που ετέθησαν εδώ και εμπλούτισαν τις υπάρχουσες να αποτελέσουν χρήσιμο οδηγό στις προσπάθειες τους.

Βιβλιογραφία

1. Χατζηδάκη Α. (2016). «Αποτίμηση Απωλειών σε Ζωές από τη Σεισμική Καταπόνηση Πολυώροφων Μεταλλικών Κτιρίων », Αθήνα.
2. ASCE (2007). “Seismic rehabilitation of existing buildings.” ASCE, 41-06. Virginia.
3. Chopra A.K. (2010). «Δυναμική των κατασκευών, 2η Ελληνική επανέκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιουρίδης, Αθήνα.
4. Chopra A. K., and Chintanapakdee C. (2001). “Drift spectrum vs. modal analysis of structural response to near-fault ground motions.” *Earthquake Spectra*, 17(2), 221–234.
5. European Committee for Standardization. (2004). “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings.” European Committee for Standardization.
6. FEMA, (2011a). “Advanced Engineering Building Module (AEBM) User Manual” Technical report U.S. Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency.
7. FEMA, (2011b). “Earthquake Model Technical Manual.” Technical report U.S. Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency FEMA, (2012a). “FEMA P-58-1: Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology.” Federal Emergency Management Agency (FEMA)
8. FEMA (2012b). “FEMA P-58-2: Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 2 – Implementation.” Federal Emergency Management Agency (FEMA)
9. Iwan W.D. (1997). “Drift Spectrum: Measure of Demand for Earthquake Ground Motions.” *Journal of Structural Engineering*, 123(4), 397–404.
10. Miranda E., and Akkar S.D. (2006). “Generalized Interstory Drift Spectrum.” *Journal of Structural Engineering*, 132(6), 840–852.
11. Miranda E., and Reyes C.J. (2002). “Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness.” *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 840–849.
12. Miranda E., and Taghavi S. (2005). “Approximate floor acceleration demands in multistory buildings. I: Formulation.” *Journal of structural engineering*, 131(2), 203–211.
13. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
14. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). “Applied Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
15. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). “Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.
16. Vamvatsikos D., Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece <http://users.ntua.gr/divamva/software.html>