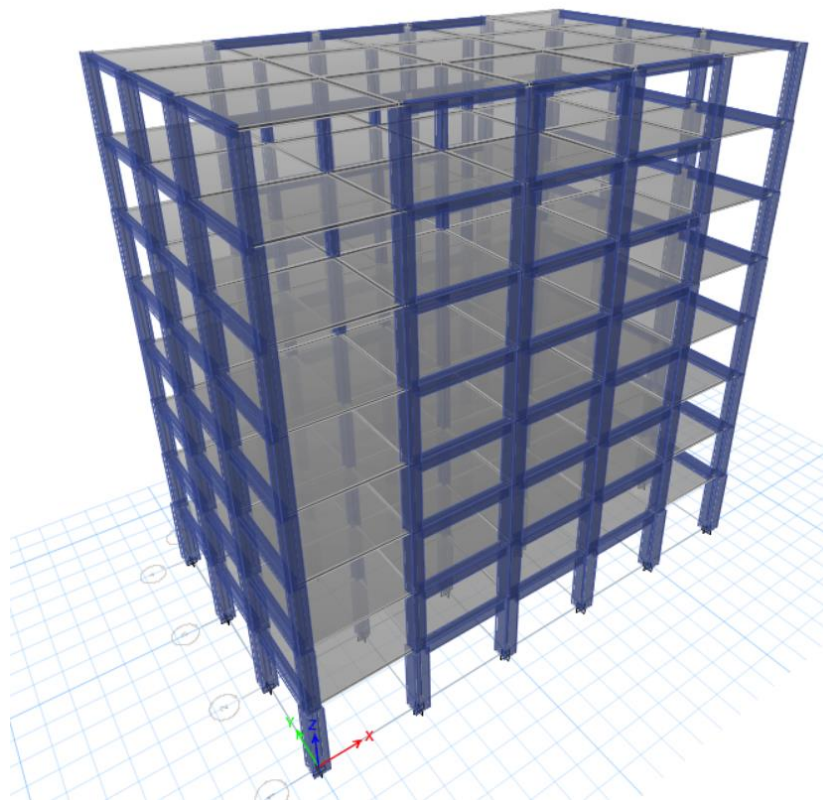




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποτίμηση Επιτελεστικότητας δύο κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με πλαισιακό φορέα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Φώτης Π. Ανδρής

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Οκτώβριος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/36

Ανδρής Φ. Π. (2016).
Αποτίμηση Επιτελεστικότητας δύο κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με πλαίσιακό
φορέα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/36
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Andris F. P (2016).
Performance assessment of two reinforced concrete moment resisting frame buildings
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/36
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά	7
1.2 Σκοπός και Οργάνωση Περιεχομένων	8
2 Σχεδιασμός του κτιρίου	11
2.1 Γεωμετρία του κτιρίου-Στατικό σύστημα	11
2.2 Απαίτηση Προστασίας Ζωής (Life Safety Requirement-LSR)	12
2.3 Υλικά κατασκευής	13
2.4 Δράσεις-Φορτία κατασκευής	13
2.4.1 Κατακόρυφες δράσεις	13
2.4.2 Σεισμικές Δράσεις	13
2.4.3 Συνδυασμοί Δράσεων	15
2.4.4 Φορτία και μάζες κατασκευής	16
2.5 Διαδικασία σχεδιασμού με Φάσματα Συχνότητας Διαρροής	16
2.5.1 Εισαγωγή	16
2.5.2 Βήματα Διαδικασίας Σχεδιασμού	18
2.6 Φάσματα Συχνότητας Διαρροής	19
2.6.1 Εισαγωγή	19
2.6.2 Διαδικασία σχεδιασμού YFS	20
2.7 Διαστάσεις Μελών	21
2.8 Οπλισμός Μελών	22
3 Μοντέλα προσομοίωσης για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς	25
3.1 Προσομοίωμα 3D στο Etabs	25
3.2 Προσομοίωμα 2D στο Opensees	25
3.2.1 Φαινόμενα Ρ-Δ	28
3.3 Γενικά για τα μοντέλα ανάλυσης πλαισιακών φορέων	28
3.4 Μοντέλο κατανεμημένης πλαστικότητας	30
3.5 Μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας	31
3.5.1 Σπονδυλική καμπύλη	32
3.5.2 Τύπος Υστέρησης	34
3.5.3 Φαινόμενο στένωσης βρόγχων	35
3.6 Προσομοίωμα 2D στο Seismostruct	36
4 Εκτέλεση Αναλύσεων	37
4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης	37
4.1.1 Περιορισμός ανηγμένης παραμόρφωσης ορόφων	38
4.1.2 Έλεγχος Φαινομένων Ρ-Δ	40
4.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση	41
4.3 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση	46
4.3.1 Επιταχυνσιογραφήματα	46
4.3.2 Προτεινόμενος τρόπος εφαρμογής	47
4.3.3 Μελέτη Δυναμικής Ανάλυσης	48
5 Αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής	51
5.1 Στόχοι Επιτελεστικότητας	51

5.2 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας.....	53
5.3 Καμπύλες Τρωτότητας.....	57
5.4 Όρια Μέσης Ετήσιας Συχνότητας Υπέρβασης σύμφωνα με τους αμερικάνικους κανονισμούς.....	60
5.4.1 Εκτίμηση της πραγματικής Μέσης Ετήσιας Συχνότητας υπέρβασης.....	60
5.4.2 Συντελεστής σχήματος φάσματος.....	63
5.5 Κατανομή Πλαστικών Αρθρώσεων στην Κατασκευή.....	65
6 Αποτίμηση Συμπεριφοράς Τετραωρόφου κτιρίου.....	69
6.1 Γεωμετρία Κτιρίου.....	69
6.2 Υλικά κατασκευής - Διαστάσεις και οπλισμοί μελών.....	70
6.3 Προσομοιώματα για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς.....	72
6.4 Αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς.....	74
6.4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος απόκρισης.....	74
6.4.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση.....	76
6.4.3 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση.....	79
6.4.4 Κατανομή Πλαστικών Αρθρώσεων στην Κατασκευή.....	85
7 Συμπεράσματα.....	89
8 Βιβλιογραφία.....	91

Αποτίμηση Επιτελεστικότητας δύο κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με πλαισιακό φορέα

Ανδρής Φ. Π. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Αποτιμάται η επιτελεστικότητα ενός οκταώροφου και ενός τετραώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με πλαισιακό φορέα τα οποία σχεδιάστηκαν στις ΗΠΑ με τη μέθοδο των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής (ΦΣΔ). Η μέθοδος ΦΣΔ αποτελεί μια πρακτική προσέγγιση για την προκαταρκτική σεισμική σχεδίαση κατασκευών βάσει επιτελεστικότητας, λαμβάνοντας υπόψη τις αβεβαιότητες. Βασική αρχή της εφαρμογής της είναι η ακριβής αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής ώστε με ελάχιστους διαδοχικούς κύκλους εφαρμογής να επιτευχθεί σύγκλιση σε μία ικανοποιητική τελική σχεδίαση. Προς τούτο, για τα εξεταζόμενα κτίρια δημιουργήθηκαν δύο εναλλακτικά προσομοιώματα: Ένα προσομοίωμα με στοιχεία δοκού-στήλου κατανεμημένης πλαστικότητας με διατομές ινών ώστε να αποδοθεί με ακρίβεια η απόκριση της κατασκευής σε χαμηλά επίπεδα έντασης καθώς και ένα με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας ώστε να περιγραφεί η συμπεριφορά της κατασκευής σε υψηλά επίπεδα έντασης. Για την ποιοτική εκτίμηση της συμπεριφοράς των προσομοιωμάτων πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover). Τέλος, εκτελέστηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση προκειμένου να εκτιμηθούν οι καμπύλες τρωτότητας και να υπολογιστεί η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης των επιθυμητών στόχων επιτελεστικότητας.

Συμπερασματικά, τα Φάσματα Συχνότητας Σχεδιασμού οδήγησαν σε επαρκώς ακριβή σχεδιασμό με πλήρη ικανοποίηση των αρχικού στόχου Προστασίας Ζωής σύμφωνα με τον Αμερικάνικο Κανονισμό, και μερική ικανοποίηση του επιπλέον στόχου Αποφυγής Καθολικής Αστάθειας, ο οποίος όμως δεν απαιτήθηκε στον αρχικό σχεδιασμό. Δεδομένης της εγγύτητας όμως του στόχου και της επιτευχθείσας επιτελεστικότητας κρίνεται ότι το πολύ με έναν επιπλέον κύκλο σχεδίασης-αποτίμησης η κατασκευή θα συγκλίνει πλήρως στον επιθυμητό σχεδιασμό.

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2016/36

**Performance assessment of two reinforced concrete moment resisting
frame buildings**

Andris F. P. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The performance of an 8-storey and a 4-storey concrete moment resisting frame buildings that were designed in USA is evaluated. The design of the two buildings is based on the Yield Frequency Spectra. This method is a direct performance-based seismic design approach and provides a fast algorithm to achieve compliance of the structure to user-defined performance targets incorporating hazard and uncertainty. On this purpose two different models for the performance simulation of the two buildings were used. A model with distributed plasticity fiber section beam-column elements to accurately capture the structural response at low intensity levels and another with lumped plasticity elements to capture the structural response at high intensity levels and at collapse. Non-linear static analyses were employed for the qualitative performance assessment of the two buildings. Finally incremental dynamic analysis was undertaken in order to estimate the fragility curves and the mean annual frequency of exceedance of the desired performance objectives.

In conclusion, Yield Frequency Spectra led to accurate design fulfilling the given performance objective of Life Safety according to the US Code. Moreover the additional objective of Global Collapse Prevention, which was not an explicit requirement at the design phase, was partly fulfilled. However, given this proximity a single step of redesign would achieve perfect fulfillment of the additional objective.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα πραγματικά να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Βαμβάτσικο Δημήτριο, Επίκουρο Καθηγητή του Εργαστηρίου μεταλλικών κατασκευών του ΕΜΠ, για την ευκαιρία που μου πρόσφερε να ασχοληθώ με το συγκεκριμένο αντικείμενο και κυρίως για τη συνεχή καθοδήγηση και επίλυση αποριών καθ' όλη τη διάρκεια της άριστης συνεργασίας μας.

Επίσης οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ από καρδιάς στους γονείς μου, τον αδερφό μου και τη Βαλεντίνα για την υπομονή και τη στήριξή τους κατά τη διάρκεια των προπτυχιακών μου σπουδών

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός των κατασκευών στην Ελλάδα αλλά και γενικότερα στον κόσμο στηρίζεται τις τελευταίες δεκαετίες στους κανονισμούς. Συγκεκριμένα στις ευρωπαϊκές χώρες χρησιμοποιείται για προβλήματα αντισεισμικού σχεδιασμού ο Ευρωκώδικας 8 ενώ στις Ηνωμένες Πολιτείες χρησιμοποιείται ο αμερικάνικος κανονισμός. Συγκεκριμένα ο Ευρωκώδικας 8 (CEN 2005) προσφέρει στο μηχανικό τη δυνατότητα να σχεδιάσει μια κατασκευή για σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 έτη χωρίς όμως να είναι βέβαιο ότι ο σχεδιασμός θα είναι επιτυχής υπό την έννοια ότι θα πληρούνται οι απαιτήσεις που έχουν τεθεί κατά τον σχεδιασμό και αν πληρούνται με τί ακρίβεια αυτό συμβαίνει.

Η βασική ιδέα στο σχεδιασμό έργων πολιτικού μηχανικού είναι η αποφυγή των βλαβών για τους συχνούς (και συνεπώς μικρούς) σεισμούς και η εμφάνιση βλαβών σε καθορισμένα σημεία της κατασκευής, ώστε να είναι και επιδιορθώσιμες, για τους σπανιότερους (και συνεπώς εντονότερους) σεισμούς. Στην περίπτωση ενός πολύ σπάνιου σεισμού επιτρέπει ο κανονισμός την εμφάνιση εκτεταμένων βλαβών αλλά προλαμβάνει οπωσδήποτε την κατάρρευση του κτιρίου ώστε να προφυλαχθούν οι χρήστες του κτιρίου από σοβαρούς τραυματισμούς. Με άλλα λόγια θέλουμε η κατασκευή να συμπεριφέρεται ελαστικά για τους συχνούς σεισμούς ενώ στους μεγάλους σεισμούς επιτρέπονται κάποιες ζημιές οι οποίες όμως ούτε είναι ψαθυρές ούτε οδηγούν σε κάποιο μηχανισμό κατάρρευσης. Η λογική συνεπώς των αντισεισμικών κανονισμών οφείλει να είναι η σύνδεση των επιπέδων σεισμικής έντασης με τον οικονομικό και τον κοινωνικό τομέα. Συνδυάζοντας την πιθανότητα εμφάνισης ενός σεισμού με τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας που εκφράζουν το επίπεδο των ζημιών στην κατασκευή προκύπτουν οι στόχοι επιτελεστικότητας (ή αλλιώς επιδιωκόμενοι στόχοι σεισμικής ικανότητας). Ως επιτελεστικότητα ορίζεται ο προσδιορισμός της καταγεγραμμένης ή της αναμενόμενης ικανότητας μιας κατασκευής να διατηρήσει τις ιδιότητές της, όπως είναι για παράδειγμα η λειτουργικότητα και η ασφάλεια, τόσο κατά τη διάρκεια όσο και μετά από έναν σεισμό. Σύμφωνα με τη FEMA 445 (2006), κάθε στόχος επιτελεστικότητας είναι μια δήλωση του αποδεκτού ρίσκου των υφιστάμενων βλαβών και των συνεπαγόμενων απωλειών σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικού κινδύνου. Στόχος του σχεδιασμού με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας είναι να επιτύχει τη συμμόρφωση της κατασκευής σε προκαθορισμένους στόχους επιτελεστικότητας (όπως είναι η άμεση χρήση ή η αποφυγή κατάρρευσης) λαμβάνοντας υπόψη την τρωτότητα και την αβεβαιότητα έτσι ώστε να προσφέρει αξιόπιστα αποτελέσματα. Σύμφωνα με τους Vamvatsikos & Aschheim (2016), ο σχεδιασμός βάσει αυτής της μεθόδου αποσκοπεί στην ικανοποίηση πολλαπλών στόχων επιτελεστικότητας μέσω της μη υπέρβασης μιας συγκεκριμένης τιμής απόκρισης της κατασκευής (στάθμης επιτελεστικότητας) σε συχνότητα υψηλότερη από τη μέγιστη επιτρεπόμενη. Παρόλο που η μέθοδος των επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κατά κόρον για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών, χρησιμοποιείται από ελάχιστους μηχανικούς για σχεδιασμό. Ο λόγος είναι ότι για να συγκλίνουν οι παράμετροι του σχεδιασμού με τους επιθυμητούς στόχους επιτελεστικότητας απαιτείται ένας μεγάλος αριθμός επαναλήψεων, σε κάθε μία από τις οποίες απαιτείται επανασχεδιασμός με τη βοήθεια μιας μη γραμμικής ανάλυσης και στη συνέχεια αποτίμηση της επιτελεστικότητας της κατασκευής.

Προϋπόθεση της επιτυχούς εφαρμογής της μεθόδου είναι η κατά το δυνατόν ακριβής πρόβλεψη της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών και κατ' επέκτασιν των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων (άρα και των ζημιών που θα προκληθούν στην κατασκευή). Δυστυχώς ο σχεδιασμός, ο οποίος στηρίζεται στους υπάρχοντες κανονισμούς δεν μπορεί να εκτιμήσει με μεγάλη αξιοπιστία τη μετελαστική συμπεριφορά μιας κατασκευής. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι δεν πραγματοποιείται ανελαστική ανάλυση αλλά γίνεται ελαστική ανάλυση με βάση μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα. Η μείωση του ελαστικού φάσματος γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q ο οποίος έχει προκύψει από πειραματική και αναλυτική έρευνα καθώς και από τη συμπεριφορά των κτιρίων σε πραγματικούς σεισμούς. Στη συνέχεια τα αποτελέσματα που αφορούν τις μετακινήσεις, τα οποία βασίζονται στην ελαστική απόκριση της κατασκευής, πολλαπλασιάζονται με έναν συντελεστή πλαστιμότητας που προτείνεται από τον κανονισμό και ο οποίος σχετίζεται με το συντελεστή συμπεριφοράς q . Αυτό ακριβώς συνιστά ένα μεγάλο αρνητικό της διαδικασίας αποτίμησης της επιτελεστικότητας των κατασκευών από τους σημερινούς μελετητές, καθώς χρησιμοποιούν κατά κύριο λόγο μια ελαστική μέθοδο όπως προτείνει και ο κανονισμός και συγκεκριμένα την ιδιομορφική ανάλυση του φάσματος απόκρισης. Σπανιότερα χρησιμοποιείται μη γραμμική ανάλυση (pushover) η οποία όμως είναι στατική και τα φορτία που ασκεί είναι μονοτονικά αυξανόμενα και όχι ανακυκλιζόμενα όπως τα φορτία που ασκεί στην πραγματικότητα ένας σεισμός. Σε ελάχιστες περιπτώσεις πραγματοποιούνται μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις, οι οποίες είναι και οι πλέον κατάλληλες για τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς ενός φορέα, καθώς το υπολογιστικό τους κόστος κρίνεται ασύμφορο για τους περισσότερους μηχανικούς.

Οι ισχύοντες κανονισμοί λοιπόν δεν μπορούν να εγγωθηθούν με μεγάλη αξιοπιστία την ικανοποίηση αυτών των στόχων. Μια μέθοδος που μπορεί να το κάνει αυτό είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας. Ωστόσο η μέθοδος αυτή είναι μια αρκετά επίπονη διαδικασία καθώς απαιτεί επαναλήψεις με μεγάλο υπολογιστικό κόστος. Μία πολύ πιο απλή και αξιόπιστη μέθοδος είναι αυτή των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής (ΦΣΔ), την οποία εισήγαγαν οι Vamvatsikos et al (2013) και επιδιώκει να οδηγή στον άμεσο σχεδιασμό ενός φορέα ακόμα και σε ένα μόνο επαναληπτικό βήμα. Άλλοι ερευνητές έχουν αναπτύξει μεθόδους βελτιστοποίησης προκειμένου να επιτύχουν γρήγορη σύγκλιση μεταξύ επανασχεδιασμού και ικανοποίησης των στόχων επιτελεστικότητας. Για παράδειγμα οι Mackie & Stojadinovic (2007) έχουν προτείνει μια μέθοδο βελτιστοποίησης για το σχεδιασμό γεφυρών με βάση τις επιτελεστικότητες ενώ οι Fragiadakis & Papadrakakis (2008) και οι Lazar & Dolsek (2012) έχουν χρησιμοποιήσει μεθόδους βελτιστοποίησης για το σχεδιασμό με βάση τις επιτελεστικότητες κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

1.2 Σκοπός και Οργάνωση Περιεχομένων

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση της επιτελεστικότητας δύο κτιρίων τα οποία σχεδιάστηκαν με τη μέθοδο των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής. Τα κτίρια είναι ένα οκταώροφο και ένα τετραώροφο πλαισιακό κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για την αποτίμηση της επιτελεστικότητας γίνεται χρήση δυο διαφορετικών μοντέλων, ένα κατανεμημένης πλαστικοποίησης (fiber) και ένα συγκεντρωμένης πλαστικοποίησης στα άκρα (lumped plasticity). Η αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς του κτιρίου πραγματοποιείται μέσα από ελαστική ανάλυση αλλά και μη γραμμικές αναλύσεις, ώστε να επιβεβαιωθεί ότι ικανοποιούνται οι στοχοι επιτελεστικότητας για τους οποίους σχεδιάζονται οι δύο κατασκευές και οι οποίοι ορίζονται από τους αμερικάνικους κανονισμούς. Συγκεκριμένα θα εστιάσουμε στο στόχο επιτελεστικότητας της προστασίας

ζωής καθώς κατά το σχεδιασμό προέκυψε ότι είναι ο κρισιμότερος στόχος. Στη συνέχεια περιγράφεται κάθε κεφάλαιο.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή στο σύγχρονο τρόπο σχεδιασμού των κατασκευών και παρουσιάζεται ο σκοπός της εργασίας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση της μεθόδου σχεδιασμού του κτιρίου όπως αυτή ακολουθήθηκε από τον M.A. Aschheim. Επίσης παρουσιάζεται η γεωμετρία και το στατικό σύστημα του κτιρίου καθώς και το τρισδιάστατο μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε στο Etabs ώστε να επαληθευθεί ο οπλισμός του κτιρίου και να εκτελεστεί ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Συγκεκριμένα παρουσιάζεται ένα μοντέλο κατανεμημένης πλαστικοποίησης (τύπου fiber) καθώς και ένα μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικοποίησης (lumped plasticity). Παρουσιάζονται επίσης τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα κάθε μοντέλου καθώς και τα δεδομένα που εισάγονται στο καθένα.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση των σύγχρονων υπολογιστικών μεθόδων (ελαστικών και ανελαστικών) που χρησιμοποιούνται, όπως η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover), και η μη γραμμική δυναμική ανάλυση (IDA). Σκοπός της ιδιομορφικής ανάλυσης είναι ο έλεγχος της τιμής του drift κάθε ορόφου όπως επίσης και του συντελεστή ευστάθειας θ .

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι στόχοι επιτελεστικότητας που καθορίζει η FEMA 273 και γίνεται η αξιοποίηση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Συγκεκριμένα χρησιμοποιείται μια διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης που προέκυψε από την pushover προκειμένου να υπολογιστεί η στοχευόμενη μετακίνηση και στη συνέχεια να προσδιοριστεί η γωνία στροφής χορδής των μελών που αντιστοιχεί σε αυτή με σκοπό να συγκριθεί με το όριο που θέτει ο EC8 και ο ΚΑΝΕΠΕ για το στόχο επιτελεστικότητας της Προστασίας ζωής. Επιπλέον αξιοποιούνται τα αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης με σκοπό να κατασκευαστούν οι καμπύλες τρωτότητας και να ελεγχθεί η πραγματική μέση ετήσια συχνότητα του σεισμού που αντιστοιχεί στο στόχο επιτελεστικότητας που μας ενδιαφέρει. Επίσης παρουσιάζονται εικόνες κατανομής της πλαστικοποίησης στην κατασκευή για διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης.

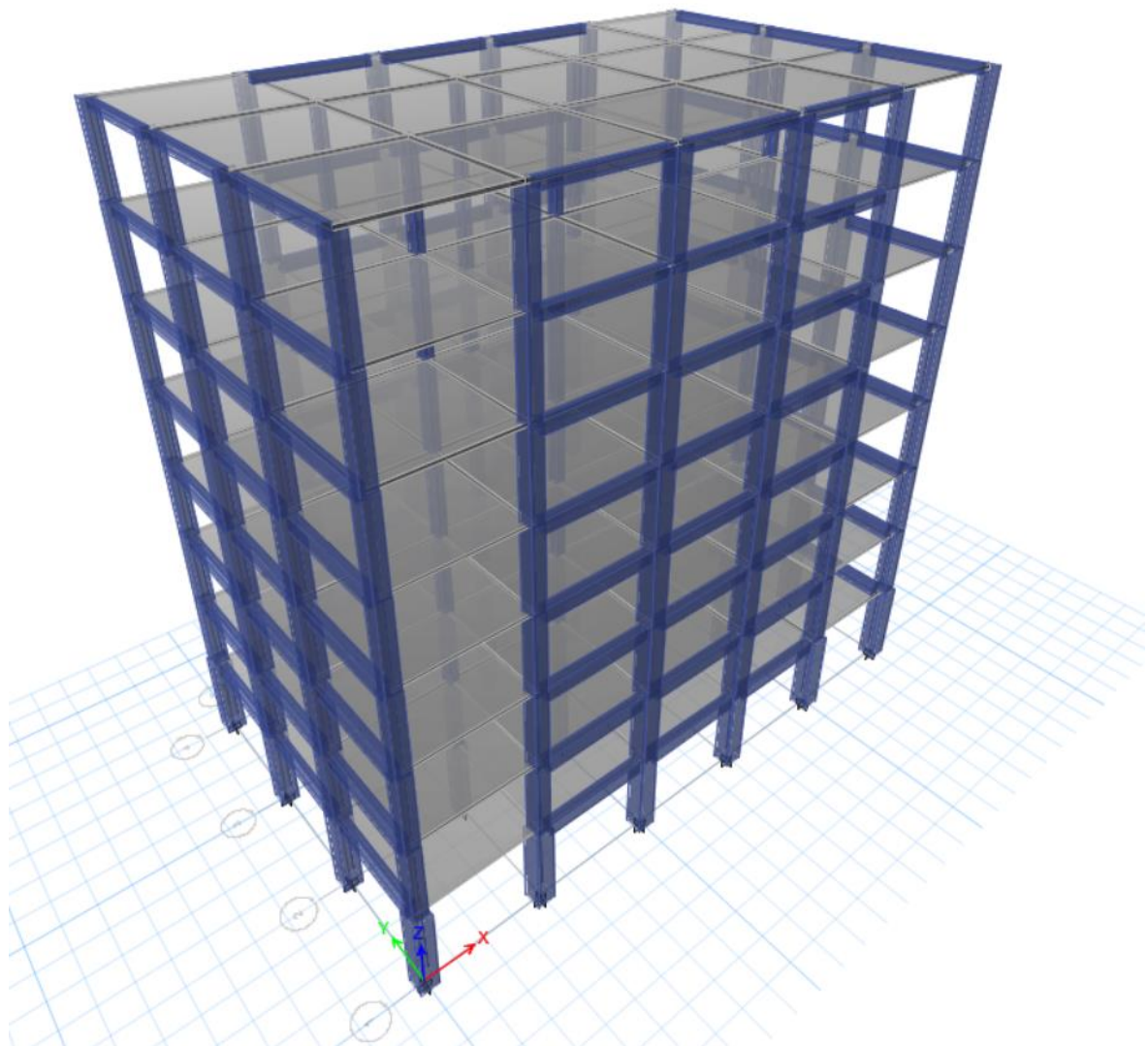
Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζεται εν συντομία τα αποτελέσματα τα οποία προέκυψαν από την αποτίμηση της επιτελεστικότητας του τετραώροφου πλαισιακού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την αποτίμηση της επιτελεστικότητας των δύο κτιρίων.

2 Σχεδιασμός του κτιρίου

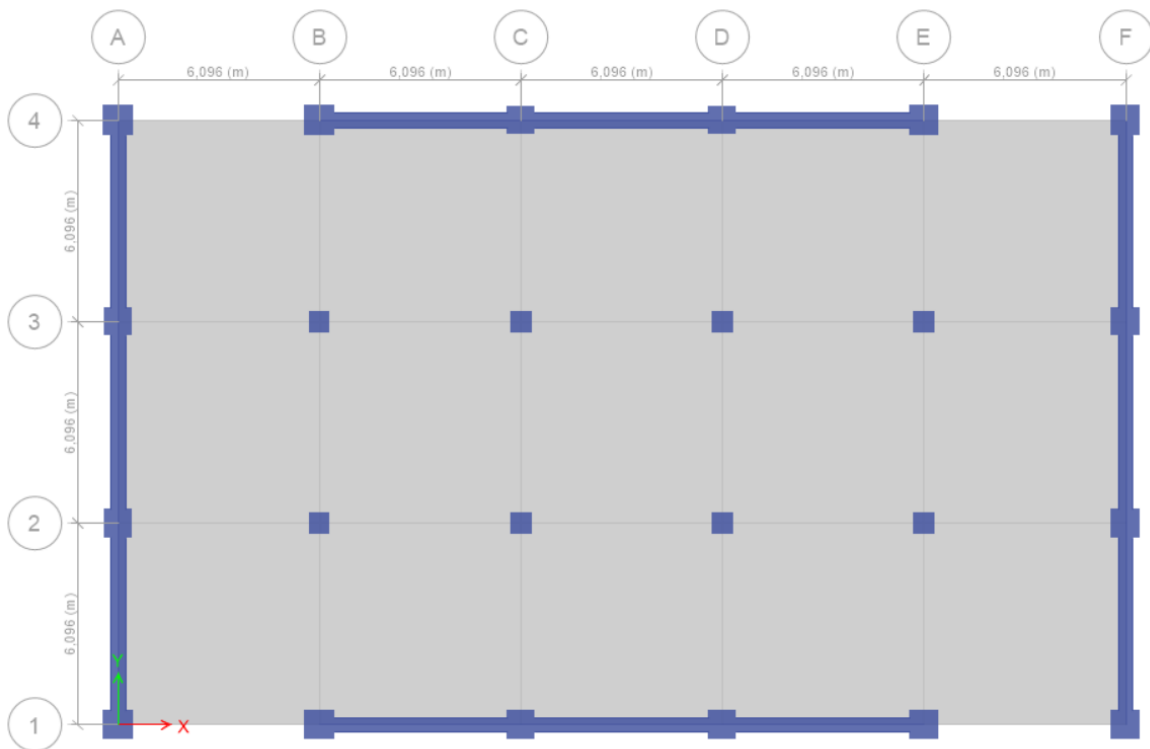
2.1 Γεωμετρία του κτιρίου-Στατικό σύστημα

Η πρώτη κατασκευή που εξετάζεται είναι ένα οκταώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα διαστάσεων (30m)x(18m). Στη διαμήκη διεύθυνσή του έχει 5 ανοίγματα των 6.0m, ενώ στην εγκάρσια διεύθυνσή του έχει 3 ανοίγματα των 6.0m. Ο πρώτος όροφος έχει ύψος 4.5m, ενώ καθένας από τους υπόλοιπους επτά έχει ύψος 4.0m και επομένως το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 32.5m. Διευκρινίζεται ότι το ύψος κάθε ορόφου μετρείται από τα κέντρα βάρους των δοκών, ενώ οι αποστάσεις των ανοιγμάτων μετριοούνται από τα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων. Επιπλέον τα υποστυλώματα του ισογείου θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους.



Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής. Τα ανοίγματα είναι 6.0m και το ύψος ορόφου 4.5m για τον πρώτο όροφο και 4.0m για τους ανώτερους.

Οι σεισμικές δράσεις παραλαμβάνονται από τα περιμετρικά πλαίσια παραλαβής ροπών, καθένα από τα οποία έχει τρία ανοίγματα των 6.0m. Συνολικά τα πλαίσια αυτά είναι τέσσερα, δύο σε κάθε διεύθυνση, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.2. Εσωτερικά του ορόφου δεν υπάρχουν δοκοί, η κατασκευή δηλαδή έχει πλάκες χωρίς δοκούς. Επιπλέον στα δύο ακραία ανοίγματα κατά την διαμήκη διεύθυνση δεν υπάρχει δοκός ούτε και στην περίμετρο. Τα εσωτερικά υποστυλώματα (υποστυλώματα βαρύτητας) θεωρείται ότι παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Τέλος, όπως θα φανεί σε επόμενο κεφάλαιο, οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των μελών μειώνονται όσο αυξάνεται ο όροφος.



Σχήμα 2.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου. Τα πλαίσια παραλαβής ροπών φαίνονται με σκούρο μπλε χρώμα ενώ όπως φαίνεται οι πλάκες είναι χωρίς δοκούς.

2.2 Απαίτηση Προστασίας Ζωής (Life Safety Requirement-LSR)

Ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε στη σεισμική δράση σχεδιασμού να μην επιτρέψει σοβαρές βλάβες στα δομικά μέλη και ενδεχομένως κάποιους τραυματισμούς, αλλά σε καμία περίπτωση δεν τίθεται σε κίνδυνο η ζωή των κατοίκων. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με:

1. Την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης $P_{LSR}=10\%$ σε 50 χρόνια.
2. Τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ώστε να ληφθεί υπόψιν διαφοροποίηση αξιοπιστίας.

Για την ικανοποίηση της απαίτησης Προστασίας Ζωής ελέγχεται η κατασκευή σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Η τιμή της πιθανότητας υπέρβασης P_R σε T_L χρόνια ενός συγκεκριμένου επιπέδου σεισμικής δράσης σχετίζεται με τη μέση περίοδο επαναφοράς T_R αυτού του επιπέδου σεισμικής δράσης με την έκφραση:

$$T_{\text{EΠ}} = T_R = -\frac{t}{\ln(1-p)} \quad (2.1)$$

όπου t είναι η χρονική διάρκεια σε χρόνια και p η πιθανότητα υπέρβασης. Επομένως για δεδομένο T_L , η σεισμική δράση μπορεί να καθορισθεί ισοδύναμα από τη μέση περίοδο επαναφοράς της T_R , ή από την πιθανότητα υπέρβασής της P_R σε T_L χρόνια. Προκύπτει ότι για την LSR η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια.

2.3 Υλικά κατασκευής

Τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος και του χάλυβα οπλισμού που χρησιμοποιήθηκαν φαίνονται παρακάτω:

Σκυρόδεμα:

- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή: $f_{ck}=35$ MPa
- Ειδικό βάρος: $\gamma=25$ kN/m³
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E=31070$ MPa

Τα χαρακτηριστικά αυτά αντιστοιχούν στην ευρωπαϊκή κλάση σκυροδέματος C35/45.

Χάλυβας Οπλισμού:

- Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής: $f_{yk}=500$ MPa
- Ειδικό βάρος: $\gamma=78,5$ kN/m³
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E=200$ GPa

Τα χαρακτηριστικά αυτά αντιστοιχούν στην ευρωπαϊκή κλάση χάλυβα οπλισμού B500C.

2.4 Δράσεις-Φορτία κατασκευής

2.4.1 Κατακόρυφες δράσεις

Θεωρείται ότι η κατηγορία χρήσης του κτιρίου είναι κτίριο γραφείων. Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων δίνονται σύμφωνα με τον ASCE 7-10. Δεν λήφθηκαν υπόψιν συγκεντρωμένες δράσεις αλλά μόνο ομοιόμορφα κατανεμημένες ως εξής:

1. Μόνιμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στις πλάκες (πλην οροφής) λόγω του ίδιου βάρους των πλακών, των επικαλύψεων και των δομικών στοιχείων: $g_k=175$ psf (=8,4kN/m²).
2. Μόνιμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στην οροφή λόγω των ιδίων βαρών: 149psf (=7,14kN/m²).
3. Κινητό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στις πλάκες: 50psf (=2,4 kN/m²).
4. Δεν λήφθηκαν υπόψιν δράσεις λόγω χιονιού και ανέμου ούτε κατανεμημένες δράσεις στις δοκούς από τους διαχωριστικούς τοίχους.

2.4.2 Σεισμικές Δράσεις

Σύμφωνα με τον ASCE 7-10, ο μηχανικός καλείται να επιλέξει τις παραμέτρους φασματικής επιτάχυνσης S_s και S_I , του μέγιστου θεωρούμενου σεισμού της περιοχής όπου σχεδιάζεται το έργο, οι οποίες αντιστοιχούν σε μικρές περιόδους και σε περίοδο ενός δευτερολέπτου αντίστοιχα. Στη συνέχεια προσδιορίζονται με βάση τις τιμές αυτές και την

κατηγορία εδάφους, οι συντελεστές F_a και F_v από τους πίνακες 11.4-1 και 11.4-2 αντίστοιχα του ASCE 7-10. Πλέον μπορούν να υπολογιστούν οι αντίστοιχες επιταχύνσεις S_{MS} και S_{M1} του μέγιστου θεωρούμενου σεισμού, λαμβάνοντας υπόψη μέσω των συντελεστών F_a και F_v τις επιρροές της κατηγορίας εδάφους, ως εξής:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.2)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.3)$$

Για να κατασκευαστεί το ελαστικό φάσμα απόκρισης που φαίνεται στο Σχήμα 2.3 χρειάζεται να υπολογιστούν οι παράμετροι της φασματικής επιτάχυνσης, του σεισμού σχεδιασμού, S_{DS} και S_{D1} καθώς και οι τιμή των περιόδων T_o και T_s από τους παρακάτω τύπους:

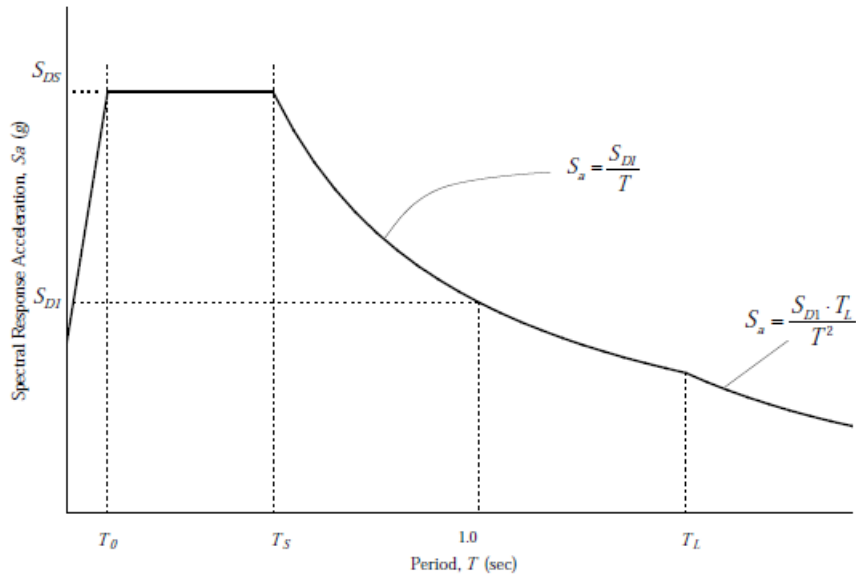
$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \quad (2.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \quad (2.5)$$

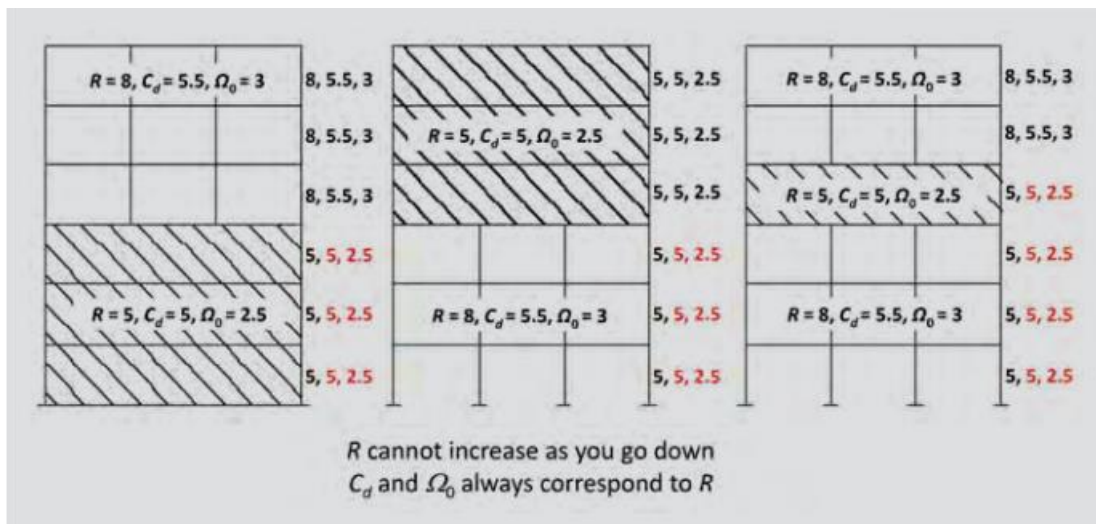
$$T_o = 0.2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.6)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.7)$$

1. Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης (Σχήμα 2.3).
2. Κατηγορία Εδάφους D. Επομένως για $S_s=1.5$ και $S_1=0.6$ προκύπτουν:
 - $S_{DS}=1.0g$
 - $S_{D1}=0.6g$
 - $T_o=0.12s$
 - $T_s=0.60s$
 - $T_L=4.00s$
3. Κατηγορία Χρήσης II (συνήθη κτίρια) και επομένως συντελεστής σπουδαιότητας $I=1,0$.
4. Συντελεστής συμπεριφοράς $R=8$ (για πλαίσιακό κτίριο σύμφωνα με ASCE 7-10).
5. Συντελεστής μεγέθυνσης των μετακινήσεων $C_d=5,5$ (για πλαίσιακό κτίριο σύμφωνα με ASCE 7-10).
6. Συντελεστής υπεραντοχής $\Omega_o=3,0$ (για πλαίσιακό κτίριο σύμφωνα με ASCE 7-10).



Σχήμα 2.3: Ελαστικό φάσμα σύμφωνα με ASCE/SEI 7-05



Σχήμα 2.4: Εικόνα όπου φαίνονται οι τιμές που λαμβάνουν τα R, C_d και Ω_0 για τα διάφορα συστήματα αντίστασης (πλαισιακό ή τοιχωματικό ή συνδυασμός τους) σε πλευρικές δυνάμεις (ASCE 7-10). Όπως φαίνεται από τις τιμές δίπλα από τις εικόνες των κτιρίων, το R δεν μπορεί σε καμία περίπτωση να αυξάνεται όσο οι όροφοι κατεβαίνουν. Τέλος τα C_d και Ω_0 παρακολουθούν τη μείωση της τιμής του R .

2.4.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Οι αμερικάνικοι κανονισμοί σε αντίθεση με τον Ευρωκώδικα 8 όπου χρησιμοποιείται για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού ο συνδυασμός $G+0,3Q$, επιτρέπουν σε έναν συνδυασμό τους να χρησιμοποιηθούν μόνο τα νεκρά φορτία G για τον προσδιορισμό των σεισμικών φορτίων.

2.4.4 Φορτία και μάζες κατασκευής

Για τις αναλύσεις που ακολουθούν χρησιμοποιήθηκαν τα φορτία του Πίνακα 2.1 τα οποία προέκυψαν μόνο από τα νεκρά φορτία. Τα φορτία αυτά κατανεμήθηκαν στα υποστυλώματα κάθε ορόφου ως συγκεντρωμένες δυνάμεις. Από τα φορτία αυτά προκύπτουν και οι μάζες της κατασκευής. Για τον τελευταίο όροφο χρησιμοποιήθηκαν το 85% των φορτίων του τυπικού ορόφου.

Πίνακας 2.1: Φορτία ορόφων.

Όροφος	Φορτία (kN)
1	4670,64
2	4670,64
3	4670,64
4	4670,64
5	4670,64
6	4670,64
7	4670,64
8	3970
Σύνολο	36664

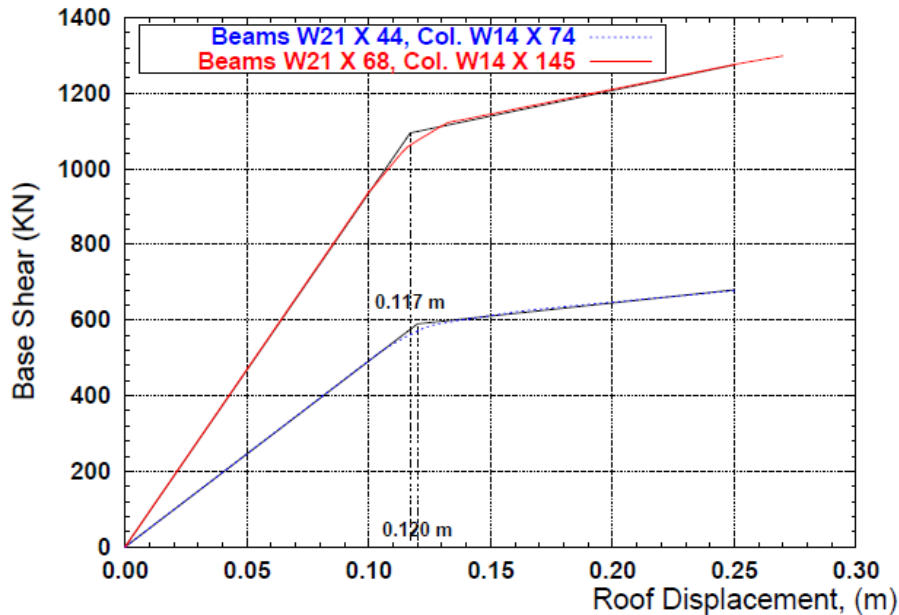
2.5 Διαδικασία σχεδιασμού με Φάσματα Συχνότητας Διαρροής

2.5.1 Εισαγωγή

Η βασική ιδέα πάνω στην οποία στηρίζεται η μεθοδολογία σχεδιασμού του Aschheim, ο οποίος έκανε το σχεδιασμό των δύο κτιρίων, είναι η εξής. Η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβαθμίου, το οποίο προκύπτει έπειτα από διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας η οποία προέκυψε από Pushover με κατανομή φορτίων σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή, είναι σταθερή για αλλαγές στην αντοχή της κατασκευής. Κατά το σχεδιασμό είναι γνωστή η συνολική γεωμετρία της κατασκευής (ανοίγματα δοκών, ύψη ορόφων κλπ.) καθώς και τα υλικά κατασκευής. Οι αλλαγές στην αντοχή της κατασκευής δεν οφείλονται στη χρήση διαφορετικών υλικών από αυτά που καθορίστηκαν στη μελέτη αλλά στην ποσότητα του υλικού που τοποθετείται (όπως για παράδειγμα παροχή περισσότερου οπλισμού από αυτόν που υπολογίστηκε κατά τη μελέτη). Όλα αυτά οδηγούν σε αλλαγές στη δυσκαμψία και κατά συνέπεια στην περίοδο ενώ ταυτόχρονα σημειώνεται ανεπαίσθητη αλλαγή στη μετακίνηση διαρροής (κάτι το οποίο φαίνεται και στο σχήμα 2.5). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η μετακίνηση της μιας ίνας ως προς την άλλη (ίνες σκυροδέματος και ίνες χάλυβα) και κατ' επέκταση η μετακίνηση διαρροής εξαρτάται κατά κύριο λόγο από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και συνεπώς επηρεάζεται πολύ λίγο από την αντοχή του συστήματος.

Ένα μεγάλο μειονέκτημα λοιπόν των μεθόδων σεισμικού σχεδιασμού με βάση την περίοδο είναι ότι απαιτείται ένας πολύ μεγάλος αριθμός επαναλήψεων ακριβώς εξαιτίας της ευαισθησίας της περιόδου σε αλλαγές της δυσκαμψίας. Αντίθετα η μέθοδος σχεδιασμού με βάση τη μετακίνηση διαρροής απαιτεί πολύ μικρότερο αριθμό επαναλήψεων. Συμπερασματικά ο σχεδιασμός για πολλαπλούς στόχους επιτελεστικότητας

μπορεί να επιτευχθεί βάσει μιας αρχικής προσέγγισης της μετακίνησης διαρροής, λαμβάνοντας υπόψη τη γεωμετρία της κατασκευής, την κατανομή της μάζας και τις ιδιότητες των υλικών. Η περίοδος υπολογίζεται από την αντοχή που απαιτείται για να ικανοποιηθεί ο στόχος επιτελεσματικότητας που διέπει. Στις επόμενες σελίδες παρουσιάζονται τα βήματα της μεθόδου σχεδιασμού που προτείνεται από τον M.A. Aschheim.



Σχήμα 2.5: Διγραμμικοποιημένες καμπύλες ικανότητας όπως αυτές προέκυψαν μετά από ανάλυση Pushover με φόρτιση βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής για δύο 4όροφα – 3ανοιγμάτων μεταλλικά πλαίσια κτίρια. Οι περίοδοι ήταν 1,13 και 0,81 για το ανίσχυρο και για το ισχυρό πλαίσιο αντίστοιχα, σημειώθηκε δηλαδή μείωση 28%, ενώ οι μετακινήσεις διαρροής ήταν 0,120 και 0,117 αντίστοιχα, μόλις 2,5% μείωση (Aschheim & Black 2000).

2.5.2 Βήματα Διαδικασίας Σχεδιασμού

Βήμα 1:

Προσεγγιστικός υπολογισμός της μετακίνησης διαρροής που θα παρατηρούταν σε μια μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) όταν το κτίριο αποκρίνεται σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η μετακίνηση διαρροής υπολογίστηκε ίση με 0,55% του συνολικού ύψους κατασκευής λαμβάνοντας υπόψιν τις ιδιότητες των υλικών.

$$\Delta y = 0,55\% \cdot H_{tot} = 0,55\% \cdot 32,5m = 0.178m, \quad (2.8)$$

Βήμα 2:

Καθορισμός της επιτρεπόμενης πλαστιμότητας για το σύστημα με βάση τους στόχους επιτελεσματικότητας. Στη συγκεκριμένη περίπτωση υπολογίστηκε $\mu=3,6$.

Βήμα 3:

Εύρεση προσεγγιστικών τιμών για τους όρους Γ_1 (συντελεστής συμμετοχής πρώτης ιδιομορφής) και a_1 (ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας της πρώτης ιδιομορφής) βασιζόμενοι σε ένα υποτιθέμενο σχήμα ιδιομορφής και στην κατανομή της μάζας αντίστοιχα. Στη συγκεκριμένη περίπτωση οι όροι αυτοί βρέθηκαν ίσοι με $\Gamma_1=1,34$ και $a_1=0,84$. Υπολογισμός της μετακίνησης διαρροής για το ισοδύναμο μονοβάθμιο ως εξής:

$$\Delta_y^* = \frac{\Delta_y}{\Gamma_1} = \frac{0.178}{1.34} = 0.133m \quad (2.9)$$

Βήμα 4:

Εισαγωγή ως δεδομένα στο Φάσμα Σημείου Διαρροής (YPS: Yield Point Spectra) της μετακίνησης διαρροής του ισοδύναμου μονοβαθμίου (Δ_y^*) και της επιτρεπόμενης πλαστιμότητας (βλέπε αντίστοιχα Βήματα 2 και 3). Από το YPS λαμβάνω την τιμή του κανονικοποιημένου συντελεστή αντοχής C_y^* ($C_y^*=0,145$ στην προκειμένη περίπτωση, βλέπε και Σχήμα 2.7) ο οποίος ορίζεται ως εξής:

$$C_y^* = \frac{F_y}{W_1} \quad (2.10)$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται ο συντελεστής της απαιτούμενης Τέμνουσας Βάσης για το πολυβάθμιο, C_y :

$$C_y = a_1 \cdot C_y^* = 0.84 \cdot 0.145 = 0.122 \quad (2.11)$$

Το YPS αποτελεί μια παραλλαγή των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής (YFS) τα οποία θα συζητηθούν στο επόμενο υποκεφάλαιο. Η διαφορά του YPS από το YFS είναι ότι στο YPS δεν λαμβάνεται υπόψη η αβεβαιότητα.

Βήμα 5:

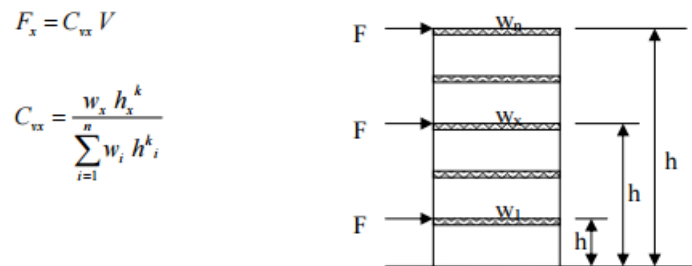
Υπολογισμός της απαιτούμενης τέμνουσας βάσης ως το γινόμενο του συντελεστή C_y και του συνολικού βάρους που αναλαμβάνει το πλαίσιο (δηλαδή το βάρος του μισού κτιρίου).

$$V_y = C_y \cdot W = 0.122 \cdot 18332kN = 2233kN \quad (2.12)$$

Βήμα 6:

Κατανομή της τέμνουσας βάσης σε όλο το ύψος της κατασκευής (Σχήμα 2.6). Υπολογισμός των απαιτούμενων πλαστικών ροπών των δοκών. Τέλος οι απαιτούμενες πλαστικές ροπές των υποστυλωμάτων υπολογίζονται μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού που προτείνει η FEMA 751, προκειμένου να ισχύει η αρχή του ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού, σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$M_{p,col} = \frac{6}{5} \cdot \frac{M_{p,beam}^+ + M_{p,beam}^-}{2} \quad (2.13)$$



Σχήμα 2.6: Κατανομή πλευρικών δυνάμεων στους ορόφους (UBC 1997).

Βήμα 7:

Υπολογισμός της ιδιοπεριόδου του ισοδύναμου μονοβαθμίου ως εξής:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_y^*}{C_y^* \cdot g}} = 2\pi \sqrt{\frac{0,133}{0,145 \cdot 9,81}} = 1,92s \quad (2.14)$$

2.6 Φάσματα Συχνότητας Διαρροής

2.6.1 Εισαγωγή

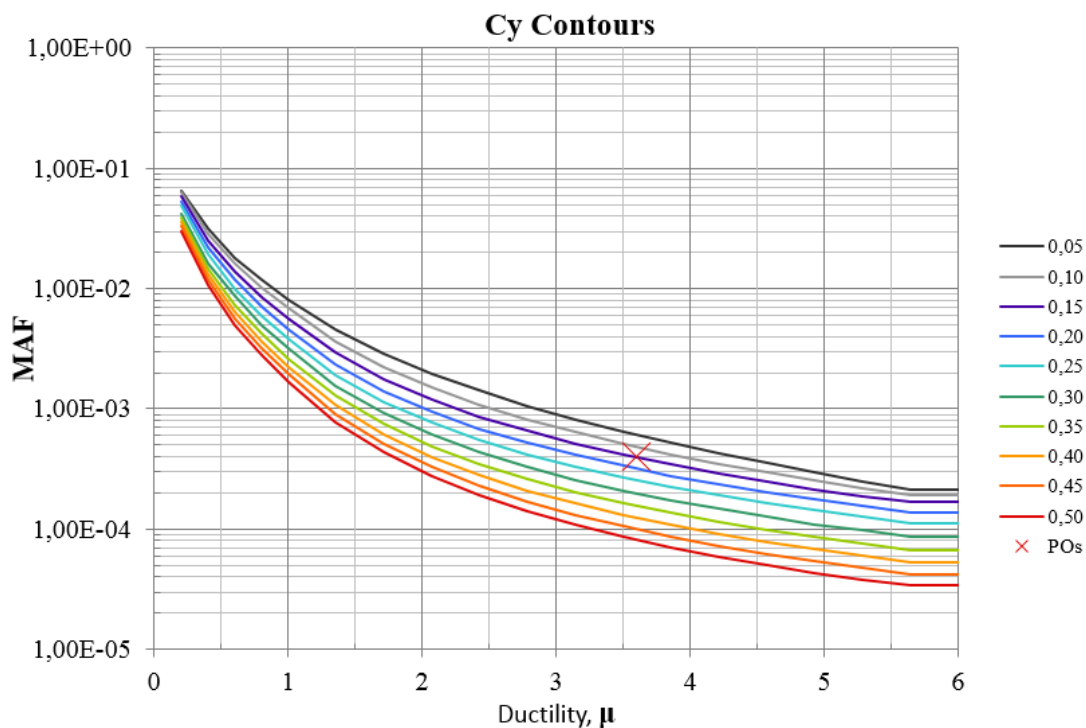
Τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής (Yield Frequency Spectra – YFS) αποτελούν μια μέθοδο αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση τις επιτελεστικότητες. Δίνοντας ως δεδομένα τη μετακίνηση διαρροής και την καμπύλη ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος που προκύπτει από μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover), τα YFS συνδέουν τη μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης (MAF) ενός ορίου πλαστιμότητας ή μετακίνησης με την απαιτούμενη τέμνουσα βάση, επιτρέποντας ο σχεδιασμός να γίνεται ακόμα και σε ένα μόνο επαναληπτικό βήμα

2.6.2 Διαδικασία σχεδιασμού YFS

Τα απαραίτητα στοιχεία για τον υπολογισμό των YFS είναι:

1. Μια επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας (η οποία θα περιγραφεί σε επόμενο κεφάλαιο) η οποία χαρακτηρίζει την περιοχή κατασκευής του κτιρίου.
2. Μια εκτίμηση της μετακίνησης ή της πλαστιμότητας διαρροής και την καμπύλη ικανότητας (διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης) του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.
3. Τα όρια πλαστιμότητας μετακινήσεων που σχετίζονται με τους στόχους επιτελεστικότητας.
4. Το μέγεθος της εκτιμώμενης διασποράς των παραπάνω ορίων.

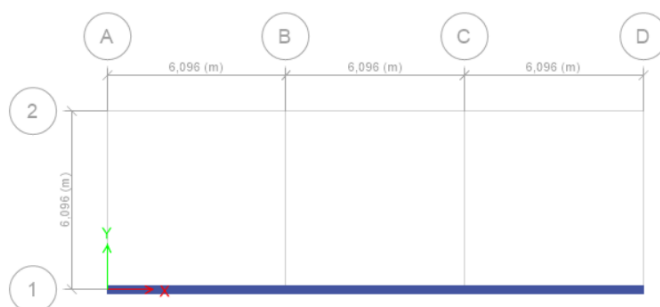
Μετά την εισαγωγή των ανωτέρω δεδομένων μπορούμε να εκτελέσουμε τον αλγόριθμο των YFS ο οποίος ως αποτέλεσμα δίνει στον μελετητή την απαιτούμενη αντίσταση του κτιρίου ώστε να ικανοποιείται ο κρισιμότερος στόχος επιτελεστικότητας, δηλαδή εκείνος με το μεγαλύτερο C_y^* . Στη συγκεκριμένη περίπτωση ο καθοριστικότερος στόχος επιτελεστικότητας ήταν ο στόχος της προστασίας ζωής (Life Safety – LS) για τον σπάνιο σεισμό με περίοδο $T_r=475$ χρόνια ή διαφορετικά ο σεισμός με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.



Σχήμα 2.7: Καμπύλες C_y (Φάσματα Συχνότητας Διαρροής) για $\delta_y^*=0,133m$. Η πλαστιμότητα για το στόχο επιτελεστικότητας LS στον σπάνιο σεισμό με πιθανότητα 10% στα 50 χρόνια είναι $\mu=3,6$. Η τιμή του C_y που τελικά προκύπτει απεικονίζεται στο σχήμα με κόκκινο x και ισούται με $C_y^*=0,145$.

2.7 Διαστάσεις Μελών

Τα υποστυλώματα των πλαισίων χωρίζονται σε ακραία (A1, D1) και ενδιάμεσα (B1, C1) (Σχήμα 2.8). Στον Πίνακα 2.2 φαίνονται οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων και των δοκών των περιμετρικών πλαισίων, ενώ στον Πίνακα 2.3 φαίνονται οι διαστάσεις των βαρυντικών υποστυλωμάτων του τρισδιάστατου προσομοιώματος.



Σχήμα 2.8: Κάτοψη δισδιάστατου προσομοιώματος.

Πίνακας 2.2: Διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών του 8-ώροφου κτιρίου. Ο λόγος για τον οποίο δεν είναι στρογγυλοποιημένες οι τιμές είναι ότι οι διαστάσεις κανονικά είναι σε in (1 in=2,54 cm).

	Υποστυλώματα		Δοκοί	
	A1 , D1	B1 , C1	A-B , B-C , C-D	
Όροφος	b , h (cm)	b , h (cm)	h (cm)	bw (cm)
1	90,88	85,5	67,82	45,21
2	70,74	85,88	67,16	44,77
3	68,35	85,31	65,91	43,94
4	66,42	83,97	63,98	42,66
5	65,74	81,68	61,21	40,81
6	64,24	78,23	57,33	38,22
7	61,44	73,25	51,61	34,41
8	56,80	66,17	42,21	28,14

Πίνακας 2.3 Διατομές των εσωτερικών-βαρυντικών υποστυλωμάτων για το 3D προσομοίωμα.

Όροφος	b , h (cm)
1	64,26
2	50,02
3	48,33
4	46,97
5	46,48
6	45,42
7	43,44
8	40,16

2.8 Οπλισμός Μελών

Στον Πίνακα 2.4 φαίνονται οι απαιτούμενοι και οι παρεχόμενοι οπλισμοί των υποστυλωμάτων και στον Πίνακα 2.5 φαίνονται οι απαιτούμενοι και οι παρεχόμενοι οπλισμοί των δοκών. Στο Σχήμα 2.9 φαίνονται οι οπλισμοί που προέκυψαν από το Etabs προς επαλήθευση των οπλισμών που υπολόγισε ο M.A Aschheim. Ο οπλισμοί αυτοί προέκυψαν από ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης όπου χρησιμοποιήθηκαν οι εξής συνδυασμοί φόρτισης χωρικής επαλληλίας:

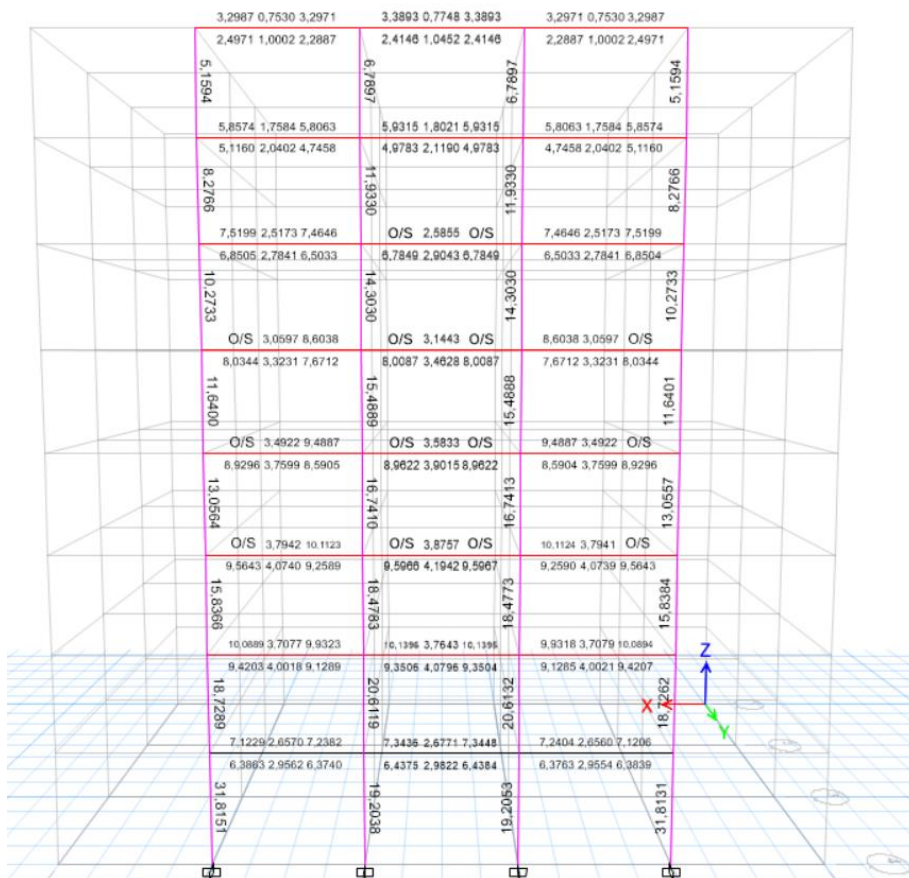
- $G+Ex+0.3Ey$
- $G+0.3Ex+Ey$

Πίνακας 2.4: Οπλισμοί των υποστυλωμάτων του 8-ώροφου κτιρίου (1 in=2,54 cm).

Υποστυλώματα								
Όροφος	A1 , D1				B1 , C1			
	As,tot,cal Aschheim (in ²)	As,tot,cal Etabs (in ²)	Bars	As,tot,prov (in ²)	As,tot,cal Aschheim (in ²)	As,tot,cal Etabs (in ²)	Bars	As,tot,prov (in ²)
1	25,6	31,81	20 no10	25,4	22,66	19,2	24 no9	24
2	15,51	18,73	12 no10	15,24	22,86	20,61	24 no9	24
3	14,48	15,84	12 no10	15,24	22,57	18,48	24 no9	24
4	13,68	13	12 no10	15,24	21,86	16,47	28 no8	22,12
5	13,4	11,64	12 no10	15,24	20,69	15,49	28 no8	22,12
6	12,79	10,27	8 no11	12,48	18,97	14,3	24 no8	18,96
7	11,7	8,28	8 no11	12,48	16,63	11,93	28 no7	16,8
8	10	5,16	8 no10	10,16	13,57	6,8	12 no10	15,24

Πίνακας 2.5: Οπλισμοί των δοκών του 8-ώροφου κτιρίου.

Δοκοί								
A-B , B-C , C-D								
Όροφος	As,top,cal Aschheim (in ²)	As,top,cal Etabs (in ²)	As,bot,cal Aschheim (in ²)	As,bot,cal Etabs (in ²)	Top Bars	As,top,prov (in ²)	Bottom Bars	As,bot,prov (in ²)
1	9,9	7,3	4,17	3	10 no9	10	10 no6	4,4
2	9,71	9,9	4,07	4	10 no9	10	10 no6	4,4
3	9,33	10,1	3,89	4,2	10 no9	10	9 no6	3,96
4	8,77	9,5	3,6	3,9	9 no9	9	9 no6	3,96
5	7,98	8,6	3,21	3,3	8 no9	8	8 no6	3,52
6	6,94	7,5	2,68	2,8	7 no9	7	7 no6	3,08
7	5,56	5,8	1,98	2	6 no9	6	5 no6	2,2
8	3,6	3,3	1,05	1	4 no9	4	3 no6	1,32

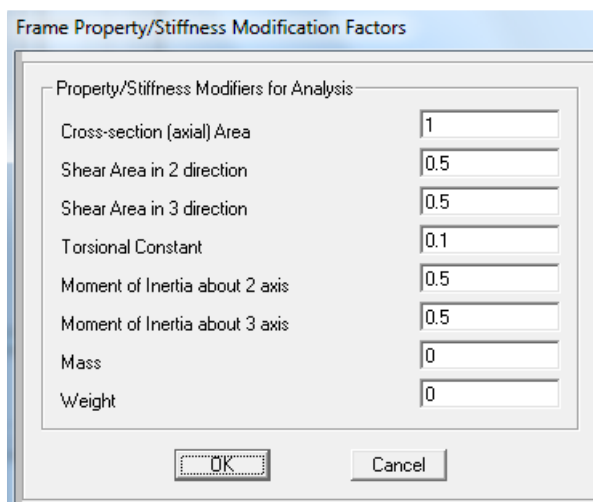


Σχήμα 2.9: Οι οπλισμοί που προέκυψαν από ιδιομορφική ανάλυση φάσματος στο Etabs. Οι τιμές είναι σε in² (1 in=2,54 cm).

3 Μοντέλα προσομοίωσης για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς

3.1 Προσομοίωμα 3D στο Etabs

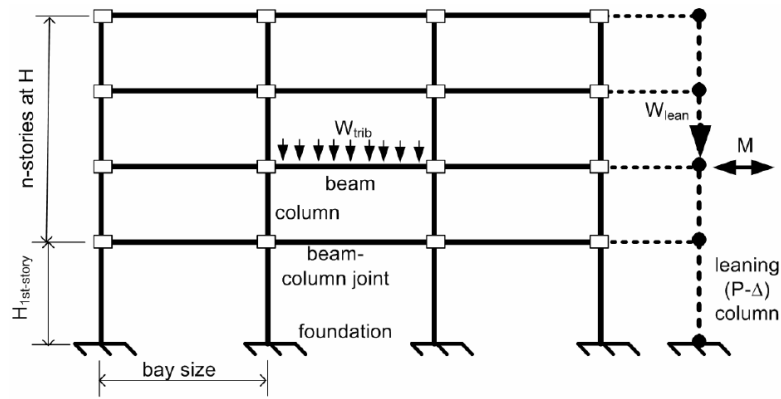
Στο τρισδιάστατο προσομοίωμα του Etabs λήφθηκαν υπόψιν συντελεστές απομείωσης για τη δυσκαμψία, τη δυστημψία και τη δυστρεψία. Οι συντελεστές αυτοί απεικονίζουν τη μείωση των αντίστοιχων χαρακτηριστικών των διατομών λόγω των ανελαστικών παραμορφώσεων και των ρηγματώσεων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Τόσο για τα υποστυλώματα όσο και για τις δοκούς χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιοι συντελεστές απομείωσης (Σχήμα 3.1)



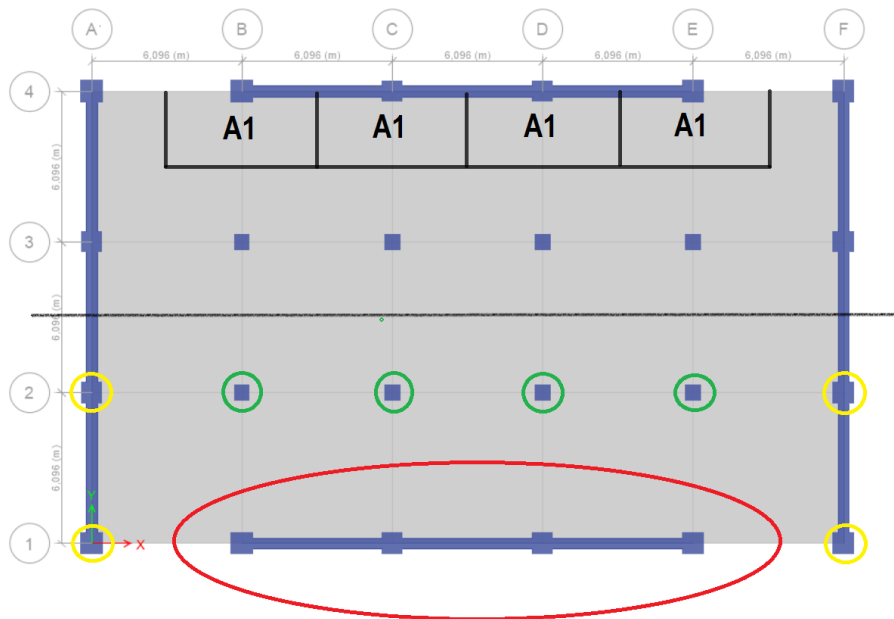
Σχήμα 3.1: Συντελεστές απομείωσης των χαρακτηριστικών των ρηγματωμένων διατομών (για υποστυλώματα και δοκούς). Σημειώνεται ότι η μάζα και το ίδιο βάρος των διατομών λαμβάνουν στην καρτέλα αυτή μηδενική τιμή καθώς έχουν ληφθεί υπόψιν σε άλλο πεδίο.

3.2 Προσομοίωμα 2D στο Opensees

Η δισδιάστατη προσομοίωση της κατασκευής βασίστηκε στο μοντέλο που προτείνει ο Haselton (2006) (σχήμα 3.2). Στο μοντέλο αυτό έχουν ληφθεί υπόψιν φαινόμενα P-Δ, τα οποία όπως θα δούμε στο επόμενο κεφάλαιο, είναι απαραίτητο να συμπεριληφθούν όταν μελετάμε την ανελαστική απόκριση κτιρίων. Η μόνη διαφορά του προσομοιώματός μας με το μοντέλο που προτείνει ο Haselton είναι ότι τα φορτία δεν επιβάλλονται ως κατανεμημένα στις δοκούς αλλά ως συγκεντρωμένα στους κόμβους.



Σχήμα 3.2: Τετραώροφο πλαίσιο σκυροδέματος (Haselton 2006).



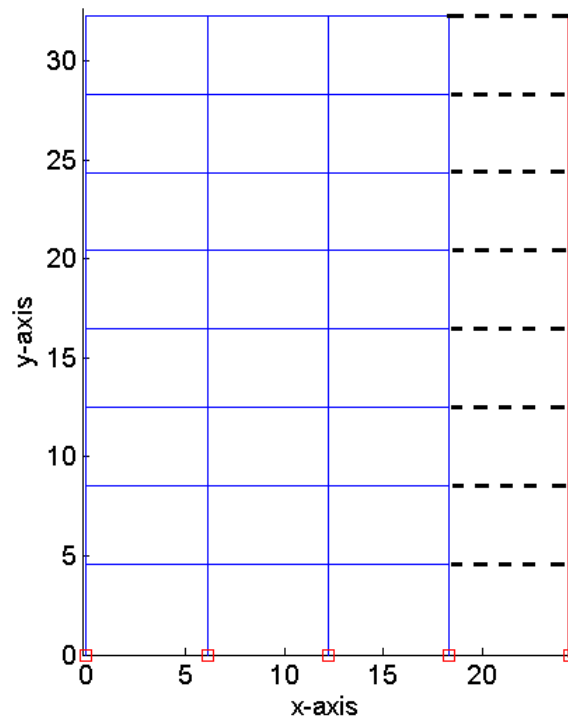
Σχήμα 3.3: Κάτοψη δορόφου. Κάθε υποστήλωμα του κατά τη διεύθυνση x πλαισίου έχει επιφάνεια επιρροής A1. Το πλαίσιο που επισημαίνεται με κόκκινο χρώμα θα χρησιμοποιηθεί για το 2D προσομοίωμα. Με πράσινο και κίτρινο χρώμα φαίνονται τα υποστηλώματα τα οποία κατά τη διεύθυνση y λειτουργούν ως βαρυτικά.

Το 2D προσομοίωμα θα αποτελείται από το πλαίσιο που επισημαίνεται με κόκκινο χρώμα στο σχήμα 3.3 καθώς και μια επιπλέον σειρά υποστηλωμάτων η οποία ονομάζεται υποστήλωμα P-Δ (leaning column) η οποία στη βάση της είναι αρθρωμένη. Τα υποστηλώματα αυτά προσομοιώνονται με ελαστικά στοιχεία, με μηχανικά χαρακτηριστικά (εμβαδόν και ροπή αδράνειας) ίσα με το άθροισμα των αντίστοιχων χαρακτηριστικών των υποστηλωμάτων που λειτουργούν ως βαρυτικά στον μισό όροφο εφόσον εξετάζουμε το ένα από τα δύο πλαίσια κατά τη διεύθυνση x . Τα υποστηλώματα αυτά είναι λοιπόν τα τέσσερα εσωτερικά υποστηλώματα του μισού ορόφου (με πράσινο χρώμα στο Σχήμα 3.3) καθώς και τα δύο ζεύγη υποστηλωμάτων τα οποία κατά τη διεύθυνση y λειτουργούν ως υποστηλώματα παραλαβής ροπής (με κίτρινο χρώμα στο Σχήμα 3.3). Οι διαστάσεις του υποστηλωματος P-Δ φαίνονται στον Πίνακα 3.1. Το υποστήλωμα αυτό συνδέεται με την υπόλοιπη κατασκευή μέσω άκαμπτων συνδέσμων (rigid links) ούτως ώστε να κινείται σαν ένα σώμα μαζί με το πλαίσιο. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως τα φορτία που θα αναλάβει το προσομοίωμα θα αντιστοιχούν στον μισό όροφο. Τα φορτία αυτά θα

επιβληθούν ως συγκεντρωμένα στους κόμβους ως εξής: κάθε ένα από τα περιμετρικά υποστυλώματα του πλαισίου κατά χ θα αναλάβει επικόμβιο φορτίο όσο αντιστοιχεί στην επιφάνεια επιρροής $A1=6*6/2=18m^2$. Όλο το υπόλοιπο φορτίο του μισού ορόφου θα επιβληθεί ως επικόμβιο στη leaning column

Πίνακας 3.1: Διαστάσεις «υποστυλώματος Ρ-Δ» σε κάθε όροφο.

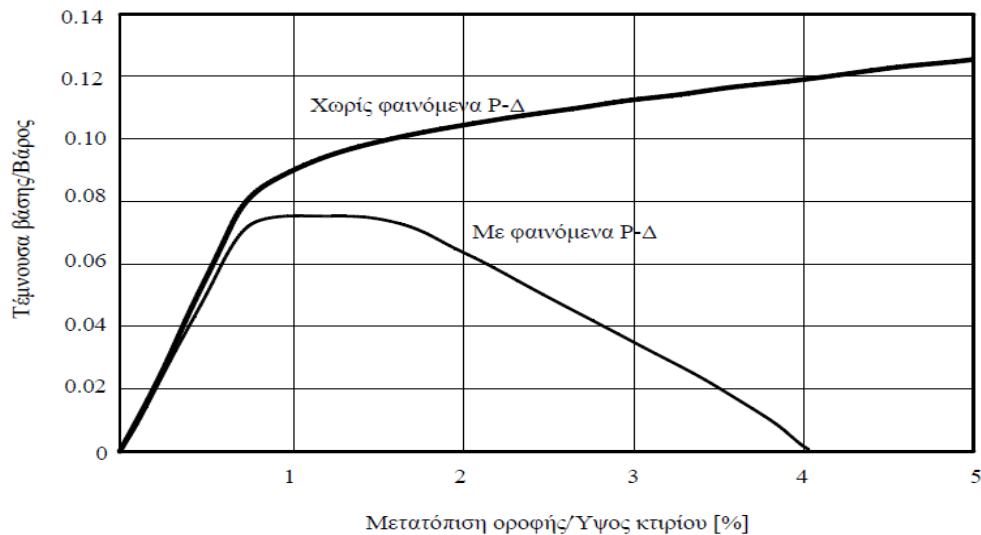
Όροφος	b,h (m)
1	1,97
2	1,75
3	1,72
4	1,68
5	1,65
6	1,59
7	1,50
8	1,37



Σχήμα 3.4: Δισδιάστατο προσομοίωμα για το opensees. Με κόκκινο χρώμα απεικονίζεται η leaning column ενώ με μαύρες διακεκομμένες οι αξονικά άκαμπτοι σύνδεσμοι.

3.2.1 Φαινόμενα P-Δ

Τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως των φορτίων βαρύτητας που δρουν στην πλευρικός παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής, γνωστά και ως φαινόμενα P-Δ, μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά τη σεισμική απόκριση κτιρίων στην ανελαστική τους περιοχή (Chopra 2007). Με ή χωρίς αυτά τα φαινόμενα, το Σχήμα 3.5 δείχνει αποτελέσματα της τέμνουσας βάσης (κανονικοποιημένης ως προς το συνολικό βάρος) με τη μετακίνηση οροφής (κανονικοποιημένης ως προς το ύψος του κτιρίου).



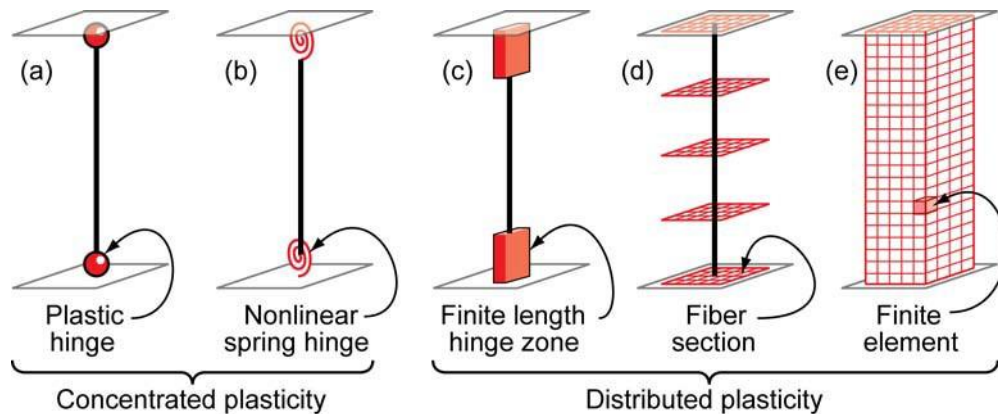
Σχήμα 3.5: Καμπύλες Pushover με και χωρίς την επιρροή των φαινομένων P-Δ (Chopra 2007).

Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 3.5 τα φαινόμενα P-Δ μειώνουν λίγο την ελαστική δυσκαμψία μιας κατασκευής και για αυτό θα είχαν μικρή επίδραση στη σεισμική απόκριση μιας κατασκευής αν αυτή παρέμενε ελαστική κατά τη διάρκεια της εδαφικής κίνησης. Αντίθετα τα φαινόμενα P-Δ έχουν τεράστια επίδραση στην μετελαστική απόκριση της κατασκευής, η οποία πλέον εμφανίζει μια μικρή περιοχή σταθερής αντοχής (plateau) καθώς και μια μειωμένη αντοχή διαρροής. Στη συνέχεια εμφανίζεται μια ταχύτατη μείωση της πλευρικής αντοχής της κατασκευής η οποία εκφράζεται μέσω της αρνητικής δυσκαμψίας. Τέλος η κατασκευή οδηγείται στην κατάρρευση (μηδενική πλευρική δυσκαμψία) για μια τιμή μετακίνησης ίση περίπου με το 4% του ύψους του κτιρίου ενώ αντίθετα η κατασκευή για την οποία δεν έχουν συμπεριληφθεί φαινόμενα P-Δ, εξακολουθεί να έχει θετική δυσκαμψία για τη μετακίνηση αυτή.

3.3 Γενικά για τα μοντέλα ανάλυσης πλαισιακών φορέων

Όπως αναφέρει ο Παπαδρακάκης (2013), η ελαστοπλαστική ανάλυση πλαισιακών φορέων μπορεί να πραγματοποιηθεί με δύο θεωρήσεις: (α) Θεώρηση κατανεμημένης πλαστικότητας (distributed plasticity) κατά την οποία η πλαστικοποίηση των διατομών επέρχεται σταδιακά ανάλογα με την ικανοποίηση του κριτηρίου διαρροής σε χαρακτηριστικά σημεία καθ' ύψος της διατομής. (β) Θεώρηση συγκεντρωμένης πλαστικότητας (lumped plasticity) όπου η διαρροή πραγματοποιείται ακαριαία σε όλα τα σημεία της ακραίας διατομής μόλις ικανοποιηθεί το κριτήριο διαρροής. Αυτός ο τρόπος μοντελοποίησης των στοιχείων στηρίζεται στην αρχή ότι μια κατασκευή η οποία

υποβάλλεται σε ισχυρές πλευρικές δυνάμεις, θα εμφανίσει τις μεγαλύτερες ανελαστικές παραμορφώσεις στα άκρα των μελών της.



Σχήμα 3.6: Μοντέλα προσομοίωσης δοκών-υποστυλωμάτων συγκεντρωμένης και κατανεμημένης πλαστικότητας. Στην περίπτωση του προσομοιώματος κατανεμημένης πλαστικότητας χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο (d) σύμφωνα με το οποίο κατά μήκος κάθε στοιχείου υπάρχουν πέντε διατομές διακριτοποιημένες σε ίνες (NIST GCR 10-917-5, 2010).

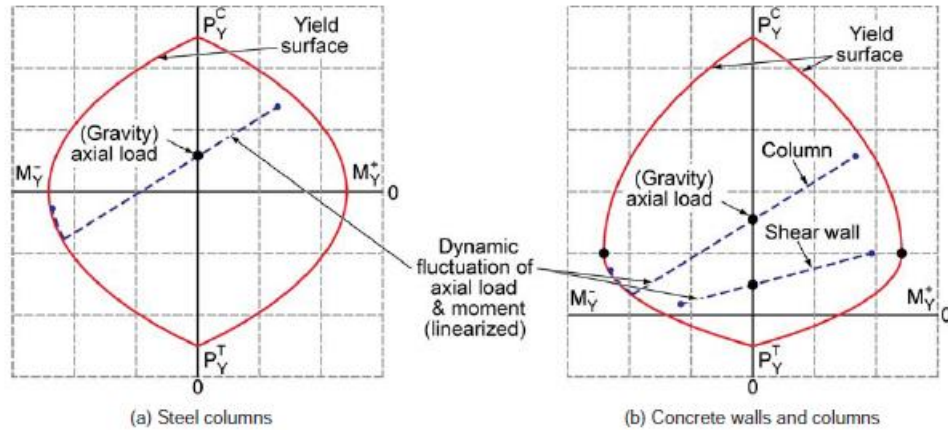
Όπως προτείνει ο Haselton (2006) αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του οκταώροφου δύο μοντέλα. Ένα μοντέλο κατανεμημένης πλαστικότητας ώστε να αποδοθεί με ακρίβεια η απόκριση της κατασκευής σε χαμηλά επίπεδα έντασης (όπου διέπει η ρωγμάτωση και η συμπεριφορά στη διαρροή) και ένα μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας ώστε να προσομοιωθεί η συνεχόμενη υποβάθμιση της αντοχής και της δυσκαμψίας και η συμπεριφορά στην κατάρρευση.

Το προσομοίωμα του κτιρίου στο Σχήμα 3.4 χρησιμοποιήθηκε και για τα δύο μοντέλα. Για το fiber μοντέλο η leaning column είναι οπωσδήποτε απαραίτητη αφού οι πρόσθετες ροπές, εξαιτίας των φαινομένων Ρ-Δ, είναι καθοριστικές για το σχεδιασμό των υποστυλωμάτων. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι σε περίπτωση που απουσίαζε αυτή, τα υποστυλώματα του πλαισίου παραλαβής ροπών θα αναλάμβαναν πολύ μεγαλύτερα αξονικά (ίσα με το βάρος του μισού ορόφου), με αποτέλεσμα να διέρρεαν πολύ ταχύτερα.

Αντίθετα στο lumped plasticity μοντέλο θα μπορούσε να είχε παραληφθεί η leaning column, καθώς (όπως θα δούμε παρακάτω) ο τύπος των hinges που έχουμε ορίσει δεν λαμβάνουν υπόψη την αλληλεπίδραση αξονικής με κάμψη. Συνεπώς ακόμη και στην περίπτωση που τα υποστυλώματα του πλαισίου παραλαβής ροπής αναλάμβαναν πολύ μεγαλύτερα αξονικά, κάτι τέτοιο δεν θα είχε επίπτωση στη διαρροή τους. Βέβαια δε θα αξιοποιούταν, στην περίπτωση αυτή, η συνεισφορά των βαρυντικών υποστυλωμάτων στη δυσκαμψία. Ακριβώς για αυτό το λόγο αλλά και για την ακριβέστερη σύγκριση των δύο τρόπων προσομοίωσης αποφασίστηκε να συμπεριληφθεί η leaning column και στο lumped plasticity μοντέλο.

Αξίζει να σημειωθεί ότι υπάρχουν τρόποι προκειμένου να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση αξονικής-κάμψης στο μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικοποίησης. Ένας τρόπος είναι να χρησιμοποιηθεί μια διατομή ινών στη θέση της πλαστικής άρθρωσης. Ένας άλλος τρόπος είναι να χρησιμοποιηθούν hinges, των οποίων η συμπεριφορά καθορίζεται από επιφάνειες διαρροής αξονικής-κάμψης, όπως αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 3.7. Ωστόσο αυτού του τύπου hinges ενώ αποδίδουν ικανοποιητικά την αρχική συμπεριφορά στη διαρροή υπό την επίδραση αξονικής και καμπτικής καταπόνησης, αδυνατούν να προσομοιώσουν με ακρίβεια την κατάσταση μετά τη διαρροή καθώς και τη συνεχώς μειούμενη αντοχή μέχρι την κατάρρευση (NIST GCR 10-917-5, 2010). Από την άλλη πλευρά hinges τα οποία προσδιορίζονται από υστερητικά μοντέλα καμπτικών

ροπών-στροφών χορδής μπορεί να μην αποτυπώνουν την αλληλεπίδραση αξονικής και κάμψης, όμως είναι ιδανικά για να αποδώσουν τη συνεχόμενη μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας και τη συμπεριφορά στην κατάρρευση (το οποίο είναι και ο λόγος για τον οποίο επιστρατεύσαμε το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικοποίησης).



Σχήμα 3.7: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής δύναμης (NIST GCR 10-917-5, 2010).

3.4 Μοντέλο κατανεμημένης πλαστικότητας

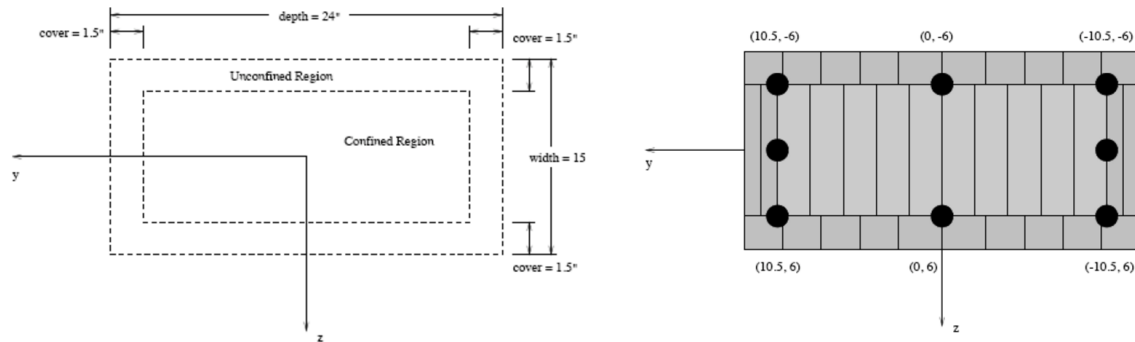
Η κατανεμημένη πλαστικότητα μπορεί να προσομοιωθεί είτε με θεώρηση της σχέσης ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής, είτε με την πολυστρωματική θεώρηση όπου τα στοιχεία δοκού υποδιαιρούνται σε λεπτές στρώσεις, παράλληλες προς τον διαμήκη άξονα του μέλους. Οι στρώσεις αυτές συμπεριφέρονται ανεξάρτητα η μία από την άλλη. Για τη μελέτη του οκταωρόφου χρησιμοποιήθηκε η πολυστρωματική θεώρηση. Η πλαστικοποίηση των διατομών επέρχεται σταδιακά ανάλογα με την ικανοποίηση του κριτηρίου διαρροής. Με τη θεώρηση αυτή δίνεται η δυνατότητα προσομοίωσης της πλαστικοποίησης τόσο καθύψος όσο και κατά μήκος των μελών του φορέα. Ακριβώς για αυτό το λόγο είναι σαφώς ακριβέστερη από τη θεώρηση της συγκεντρωμένης πλαστικότητας, απαιτεί όμως και πολύ μεγαλύτερο υπολογιστικό κόστος.

Στη πολυστρωματική θεώρηση ο φορέας συμπεριφέρεται μη γραμμικά αμέσως μετά την πλαστικοποίηση της ακρότατης ίνας της διατομής του πρώτου στοιχείου του φορέα που πλαστικοποιείται, και παραμένει στη μη γραμμική περιοχή μέχρι να καταρρεύσει ο φορέας. Ως δεδομένα εισάγονται οι ιδιότητες του σκυροδέματος, τόσο του περισφιγμένου όσο και του απερίσφιγκτου, και του χάλυβα οπλισμού. Για τα μέλη του πλαισίου, τόσο για τα υποστυλώματα όσο και για τις δοκούς, δόθηκαν στοιχεία δοκού τα οποία βασίζονται στις δυνάμεις (*Non linear beam column element*) ενώ για τα μέλη της leaning column δόθηκαν ελαστικά στοιχεία δοκού (*elastic beam column*).

Προφανώς μόνο για τα μέλη του πλαισίου χωρίστηκε η διατομή τους σε ίνες προκειμένου να προσομοιωθεί η κατανεμημένη πλαστικότητα. Συγκεκριμένα η διατομή τους χωρίστηκε σε πέντε ομάδες ινών (Σχήμα 3.8). Στη μία ομάδα ινών που βρίσκεται στο εσωτερικό της διατομής και αντιστοιχεί στο περισφιγμένο σκυρόδεμα δόθηκαν τα χαρακτηριστικά του περισφιγμένου σκυροδέματος ενώ στις άλλες τέσσερις ομάδες που βρίσκονται στο εξωτερικό της διατομής και αντιστοιχούν στο απερίσφιγκτο σκυρόδεμα δόθηκαν τα χαρακτηριστικά του απερίσφιγκτου σκυροδέματος.

Οι νόμοι των υλικών που ορίζονται τόσο για το σκυρόδεμα (περισφιγμένο και απερίσφιγκτο) όσο και για το χάλυβα οπλισμού, είναι κατάλληλα για να περιγράψουν την ανελαστική συμπεριφορά (*Uniaxial Materials*). Τέλος αξιοποιώντας τη θεώρηση της

επιπεδότητας των διατομών (Bernoulli, σύμφωνα με την οποία για γραμμικά μέλη υπό καμπτικές παραμορφώσεις, θεωρείται ότι επίπεδες διατομές που είναι κάθετες στον άξονα ενός μέλους παραμένουν επίπεδες και κάθετες στον άξονα του μέλους και μετά την παραμόρφωση), ολοκληρώνονται αριθμητικά οι ίνες καθ' ύψος της διατομής και τελικά προκύπτουν αποτελέσματα έντασης και παραμόρφωσης. Το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας χρησιμοποιήθηκε μόνο για τη μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover).



Σχήμα 3.8: Στοιχείο κατανεμημένης πλαστικότητας με πολυστρωματική θεώρηση. Ορίζονται πέντε διαφορετικές ομάδες ινών. Η μια ομάδα αντιστοιχεί στο περισφιγμένο σκυρόδεμα (στο εσωτερικό του παραλληλογράμου που ορίζει ο διαμήκης σπλισμός) και οι άλλες τέσσερις αντιστοιχούν στο απερίσφιγτο (στο εξωτερικό του παραλληλογράμου που ορίζει ο διαμήκης σπλισμός) (Silvia Mazzoni et al 2006).

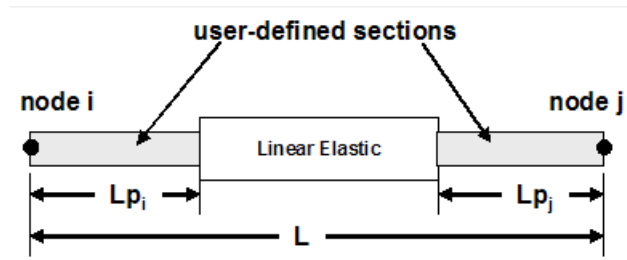
3.5 Μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας

Η θεώρηση της συγκεντρωμένης πλαστικότητας έχει το μεγάλο πλεονέκτημα της γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα από τη στιγμή που θα δημιουργηθεί μια πλαστική άρθρωση μέχρι να δημιουργηθεί η αμέσως επόμενη. Αυτό επιτρέπει να χρησιμοποιηθούν γραμμικοποιημένες σχέσεις για τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας, με αποτέλεσμα να μειώνεται σημαντικά τόσο ο υπολογιστικός φόρτος όσο και η απαίτηση μνήμης για την αποθήκευση των αρχείων που παράγονται. Υστερεί όμως σε σχέση με τη θεώρηση της κατανεμημένης πλαστικότητας όσον αφορά την ακρίβεια της προσομοίωσης της συμπεριφοράς, καθώς δεν μπορεί να προβλέψει την κατανομή της πλαστικοποίησης καθύψος της διατομής και κατά μήκος των δομικών μελών.

Για τα μέλη του πλαισίου, τόσο για τα υποστυλώματα όσο και για τις δοκούς, χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού με συγκεντρωμένη πλαστικότητα στα άκρα (*Beam with hinges* όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.9) ενώ για τα μέλη της *leaning column* δόθηκαν ελαστικά στοιχεία δοκού (*elastic beam column*) όπως ακριβώς δηλαδή έγινε και για τη *leaning column* στο fiber μοντέλο. Σε αντίθεση με το fiber μοντέλο, στο lumped plasticity μοντέλο δεν ορίζονται υλικά τα οποία αποδίδουν τη μη γραμμική συμπεριφορά του στοιχείου. Για το λόγο αυτό είναι απαραίτητος, για το μοντέλο αυτό, ο καθορισμός του νόμου που διέπει την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής. Ο νόμος αυτός περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος που σχετίζει εντατικά μεγέθη F με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις δ .

Αξίζει να αναφερθεί στο σημείο αυτό ότι μια άλλη επιλογή προσομοίωσης της ανελαστικής συμπεριφοράς των άκρων, η οποία δεν περιλαμβάνει προσδιορισμό του νόμου που διέπει την ανελαστικότητα, είναι η χρησιμοποίηση μιας διατομής fiber για την οποία ορίζονται όλα όσα αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Είναι αυτονόητο ότι ένας τέτοιος τρόπος προσομοίωσης μειώνει σημαντικά το υπολογιστικό κόστος σε σχέση

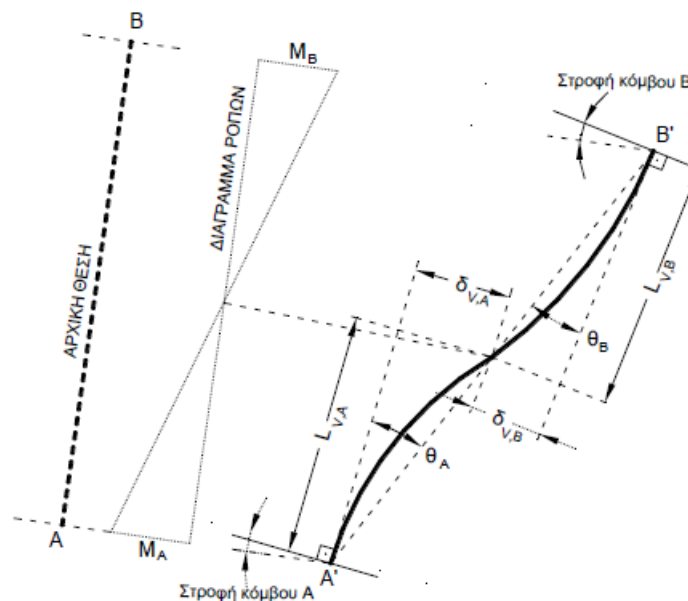
με μια μοντελοποίηση όπου το στοιχείο σε περισσότερες διατομές και όχι μόνο στις ακραίες διακριτοποιείται σε ίνες.



Σχήμα 3.9: Στοιχείο δοκού με συγκεντρωμένη πλαστικότητα στα άκρα (Silvia Mazzoni et al 2006).

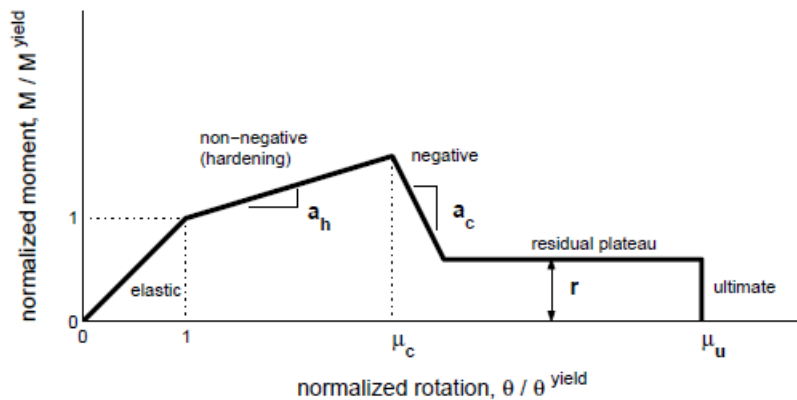
3.5.1 Σπονδυλική καμπύλη

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή του lumped plasticity μοντέλου είναι απαραίτητος, για το μοντέλο αυτό, ο καθορισμός του νόμου $F-\delta$ που διέπει την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής. Επειδή στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ (η οποία φαίνεται στο Σχήμα 3.10). Ένα τέτοιο διάγραμμα επιλέχθηκε και για την περίπτωση μελέτης του οκταωρόφου. Οι τιμές αυτών των ρομών και των γωνιακών στροφών προέκυψαν από τους τύπους των Panagiotakos & Fardis (2001) στους οποίους ως δεδομένα εισάγονται οι διαστάσεις της διατομής, οι αντοχές και τα μέτρα ελαστικότητας των υλικών, ο οπλισμός, το διατμητικό άνοιγμα του μέλους καθώς και το αξονικό φορτίο. Είναι προφανές ότι ο νόμος αυτός αφορά αποκλειστικά τα άκρα των στοιχείων της κατασκευής (τόσο υποστυλωμάτων όσο και δοκών) καθώς το σώμα του στοιχείου είναι ελαστικό. Μεταξύ των χαρακτηριστικών του νόμου (εφεξής σπονδυλική καμπύλη) που διέπει την ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου είναι ότι πάνω σε αυτό το νόμο θα βασίζεται το υστερητικό μοντέλο (Σχήμα 3.12).

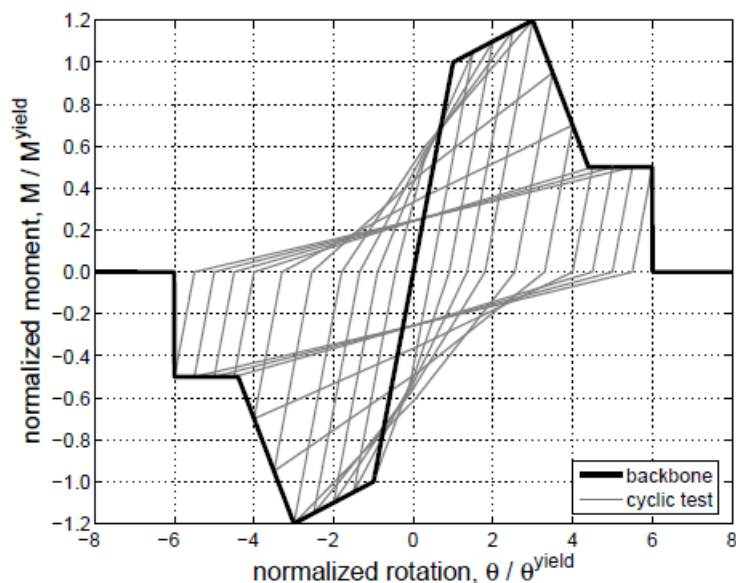


Σχήμα 3.10: Ορισμός γωνίας στροφής χορδής (Ψυχάρης 2015).

Όσον αφορά τη σπονδυλική καμπύλη, ο μηχανικός δύναται να επιλέξει μεταξύ διαφόρων τύπων καμπυλών, απο το ελαστικό-απολύτως πλαστικό μοντέλο (που είναι και το απλούστερο και θεωρεί ότι η πλαστιμότητα στις πλαστικές αρθρώσεις είναι απεριόριστη) μέχρι σύνθετα μοντέλα να οποία συμπεριλαμβάνουν κλάδο κράτυνσης ή ακόμα και κλάδους αρνητικής δυσκαμψίας και απομένουσας αντοχής. Εφόσον στόχος του μοντέλου της συγκεντρωμένης πλαστικότητας είναι να προσομοιώσει την καθολική δυναμική αστάθεια οφείλει να συμπεριληφθεί και κλάδος αρνητικής δυσκαμψίας στη σπονδυλική καμπύλη. Επιλέχθηκε λοιπόν ένα μοντέλο που αποτελείται από ένα ελαστικό, ένα κρατυνόμενο τμήμα το οποίο θα προσομοιώνει τη συμπεριφορά αμέσως μετά τη διαρροή, ένα τμήμα αρνητικής δυσκαμψίας το οποίο αποτελεί τυπικό χαρακτηριστικό των περισσότερων κατασκευών, ανεξαρτήτως αν παρουσιάζουν ψαθυρή ή πλάστιμη συμπεριφορά, οι οποίες φτάνουν τη μέγιστη αντοχή τους και στη συνέχεια υποβάλλονται σε ενδοκυκλική απομείωση και οδηγούνται σε απώλεια αντοχής και κατά συνέπεια σε αρνητική δυσκαμψία και τέλος αποτελείται από ένα τμήμα απομένουσας αντοχής το οποίο τερματίζεται με μια πτώση σε μηδενική αντοχή. Αξίζει να σημειωθεί ότι δύο άλλοι λόγοι που οδήγησαν στο να συμπεριληφθεί στη σπονδυλική καμπύλη ο κλάδος της αρνητικής δυσκαμψίας είναι τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως (P-Δ), μείωση της αντοχής των υλικών ή ακόμη ο συνδυασμός και των δύο.



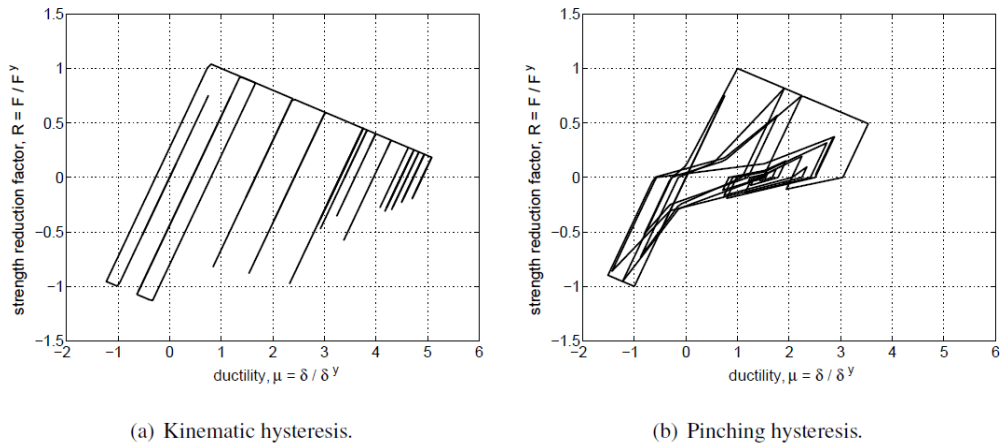
Σχήμα 3.11: Η κανονικοποιημένη σπονδυλική καμπύλη και οι έξι παράμετροι που την προσδιορίζουν η οποία χρησιμοποιήθηκε στο μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας. (Vamvatsikos & Fragiadakis 2010).



Σχήμα 3.12: Οι υστερητικοί βρόγχοι ακολουθούν τη μορφή της σπονδυλικής καμπύλης (Vamvatsikos & Fragiadakis 2010).

3.5.2 Τύπος Υστέρησης

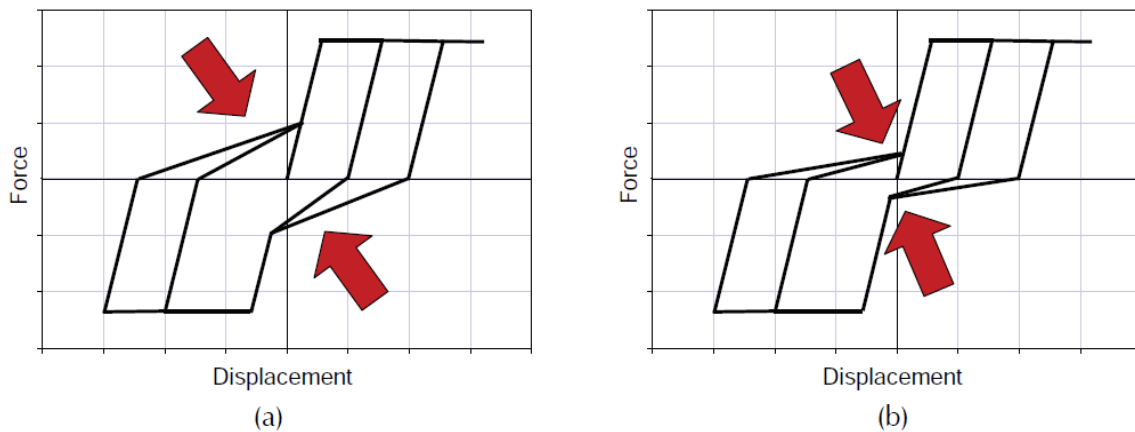
Για την υστέρηση του συστήματος καλούμαστε να επιλέξουμε μεταξύ του κινηματικού μοντέλου και του pinching το οποίο προσομοιώνει τη στένωση των υστερητικών βρόγχων. Η τυπική λύση θα ήταν να επιλεγεί ο κινηματικός κρατυνόμενος νόμος του ελαστικού-τέλεια πλαστικού συστήματος. Στην πράξη όμως ο κινηματικός νόμος δεν είναι τόσο σταθερός ούτε τόσο ρεαλιστικός όταν εμπεριέχεται στο υστερητικό μοντέλο κλάδος αρνητικής δυσκαμψίας. Όπως παρατηρήθηκε από τους Vamvatsikos & Cornell (2006) και φαίνεται και στο Σχήμα 3.13 η συμπεριφορά του κινηματικού μοντέλου υστέρησης όσον αφορά τη φόρτιση αποφόρτιση οδηγεί σε σημαντική απώλεια αντοχής η οποία πιθανόν να μην ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα. Επιπλέον οι υστερητικοί βρόχοι που παρουσιάζει δεν είναι αντιπροσωπευτικοί της σχέσης μεταξύ δύναμης και μετακίνησης που εμφανίζουν οι πραγματικές κατασκευές. Συνεπώς για τον τύπο της υστέρησης επιλέχθηκε η υστέρηση pinching (εφεξής φαινόμενο στένωσης βρόγχων).



Σχήμα 3.13: Επιρροή του υστερητικού μοντέλου στη δυναμική απόκριση μιας διγραμμικής σπονδυλικής καμπυλής με ελαστικό και αρνητικό κλάδο (Vamvatsikos & Cornell 2006).

3.5.3 Φαινόμενο στένωσης βρόγχων

Το φαινόμενο της στένωσης των βρόγχων υστέρησης (pinching) χαρακτηρίζεται από τη μεγάλη μείωση της δυσκαμψίας κατά τη διάρκεια της επαναφόρτισης αμέσως μετά την αποφόρτιση, καθώς και επαναφορά της δυσκαμψίας στην κανονική της τιμή (δηλαδή αυτή που είχε κατά την αποφόρτιση) όταν η μετακίνηση επιβάλλεται στην αντίθετη διεύθυνση. Στο οπλισμένο σκυρόδεμα το φαινόμενο αυτό οφείλεται στο άνοιγμα των ρωγμών όταν η μετακίνηση επιβάλλεται σε μια κατεύθυνση. Η επαναφορά της δυσκαμψίας στην τιμή που είχε πριν την εμφάνιση του pinching οφείλεται στο κλείσιμο των ρωγμών κατά τη διάρκεια επιβολής της μετακίνησης προς την αντίθετη κατεύθυνση.



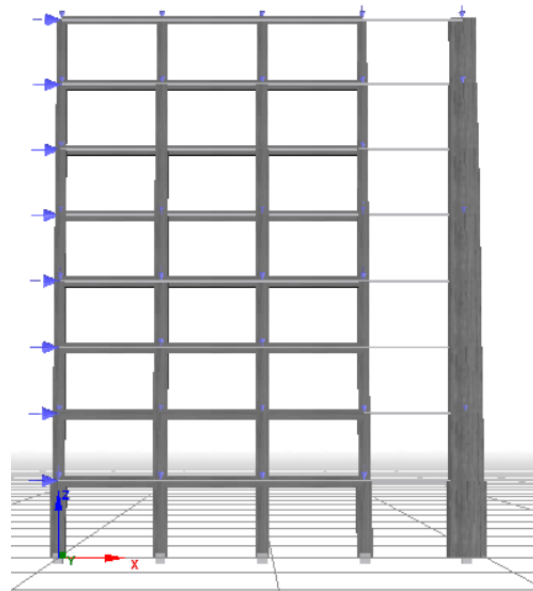
Σχήμα 3.14: Παραδείγματα Υστερητικών μοντέλων με: (a) μέτρια επίδραση του pinching στην υστερητική συμπεριφορά, και (b) πολύ μεγάλη επίδραση του pinching στην υστερητική συμπεριφορά (FEMA P440A, 2009)

Όπως ήταν αναμενόμενο μεγαλύτερη πρώτη ιδιοπερίοδο παρουσιάζει το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το μοντέλο αυτό δεν λαμβάνει υπόψιν τη μεγαλύτερη δυσκαμψία πριν τη ρωγμάτωση, καθώς κάτι τέτοιο δεν προβλέπεται από την υστερητική καμπύλη. Αντίθετα το μοντέλο κατανεμημένης πλαστικότητας τη λαμβάνει υπόψιν. Συγκεκριμένα για το μοντέλο κατανεμημένης πλαστικότητας προέκυψε $T_1=1.255s$ ενώ για το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας

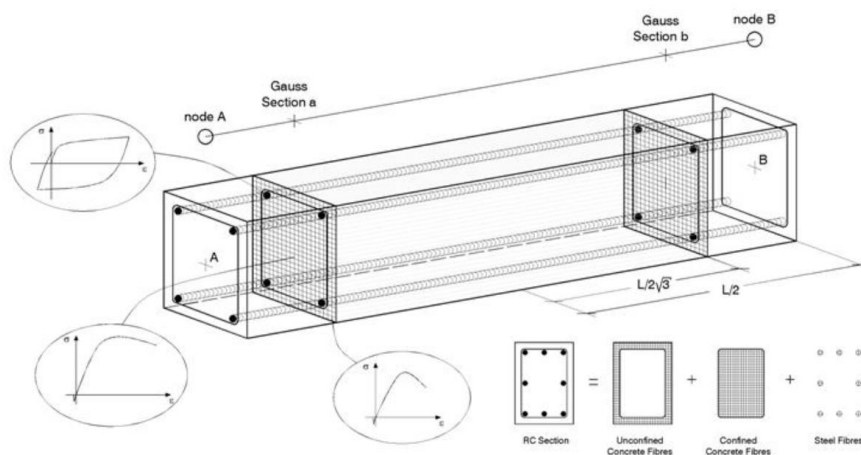
προέκυψε $T_1=1.698s$. Το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας χρησιμοποιήθηκε τόσο για την Pushover όσο και για την IDA.

3.6 Προσομοίωμα 2D στο Seismostruct

Για το προσομοίωμα στο Seismostruct χρησιμοποιήθηκαν για τα μέλη του πλαισίου ανελαστικά στοιχεία πλαισίου (τύπου fiber) που βασίζονται στις δυνάμεις (force-based elements, FB), ενώ για τα υποστυλώματα που συνιστούν τη leaning column χρησιμοποιήθηκαν ελαστικά στοιχεία πλαισίου. Επιπλέον οι κόμβοι των υποστυλωμάτων κάθε ορόφου (μαζί και με τον αντίστοιχο κόμβο της leaning column) συνδέονται μέσω άκαμπτων συνδέσμων (rigid links) ούτως ώστε να έχουν κοινή μετατόπιση. Επίσης έχουν δεσμευτεί οι βαθμοί ελευθερίας των κόμβων που αφορούν τη μετατόπιση και τις στροφές εκτός του επιπέδου xz. Τέλος οι στηρίξεις στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου του πλαισίου είναι πακτώσεις ενώ η στήριξη στη βάση της leaning column είναι άρθρωση.



Σχήμα 3.15: Εικόνα δισδιάστατου μοντέλου στο λογισμικό Seismostruct.



Σχήμα 3.16: Αναπαράσταση διατομής διακριτοποιημένης σε ίνες (SeismoSoft 2002).

4 Εκτέλεση Αναλύσεων

4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης

Η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε για το τρισδιάστατο προσομοίωμα είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (MRSA: Modal Response Spectrum Analysis). Η MRSA είναι μια ελαστική δυναμική μέθοδος η οποία υπολογίζει τη συνεισφορά καθεμίας ιδιομορφής μιας ελαστικής κατασκευής και τελικά βρίσκει τη μέγιστη σεισμική απόκρισή της. Λήφθηκαν υπόψη και τυχηματικές εκκεντρότητες. Η ανάλυση αυτή προτείνεται από τη FEMA 751 να εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν ικανοποιούν τις συνθήκες για την εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (ELF: Equivalent Lateral Force Method). Αξίζει να σημειωθεί ότι παρόλο που το οκτάωροφο πληρεί τις προϋποθέσεις για την εφαρμογή της ELF, προτιμήθηκε να χρησιμοποιηθεί η MRSA λόγω της μεγαλύτερης αξιοπιστίας.

Για την εφαρμογή της MRSA λαμβάνονται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Πρέπει με άλλα λόγια το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη να είναι τουλάχιστον 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Θα μπορούσαμε λοιπόν στη συγκεκριμένη περίπτωση να λαμβάναμε υπόψη μόνο τις 9 πρώτες ιδιομορφές και να αγνοούσαμε τις επόμενες. Στον Πίνακα 4.1 παρουσιάζονται οι 12 πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης όπως προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση όπως επίσης και τα ποσοστά των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ανά κατεύθυνση:

Πίνακας 4.1: Οι δώδεκα πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης και τα ποσοστά των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για το δόροφο.

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
1	1,278	0,7432	0	0	0,7432	0	0
2	1,276	0	0,7432	0	0,7432	0,7432	0
3	0,822	0	0	0,7475	0,7432	0,7432	0,7475
4	0,437	0,1273	0	0	0,8705	0,7432	0,7475
5	0,436	0	0,1275	0	0,8705	0,8707	0,7475
6	0,295	0	0	0,1267	0,8705	0,8707	0,8742
7	0,227	0,0563	0	0	0,9268	0,8707	0,8742
8	0,218	0	0,0562	0	0,9268	0,9269	0,8742
9	0,159	0	0	0,0548	0,9268	0,9269	0,929
10	0,142	0,0314	0	0	0,9582	0,9269	0,929
11	0,138	0	0,0314	0	0,9582	0,9583	0,929
12	0,099	0	0	0,0303	0,9582	0,9583	0,9593

Παρατηρείται ότι μεταξύ των ιδιοπεριόδων δεν ισχύει πάντα η σχέση $T_j \leq 0.9 \cdot T_i$, όπου $T_j \leq T_i$ και συνεπώς οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης δεν μπορούν να θεωρηθούν αμοιβαία ανεξάρτητες. Συνεπώς δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) για το συνδυασμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις) αλλά θα εφαρμοστεί η ακριβέστερη μέθοδος CQC (Complete Quadratic Combination). Μετά το συνδυασμό των οριζόντιων ιδιομορφικών δράσεων ανά κατεύθυνση με τη μέθοδο CQC, που προαναφέρθηκε, συνδυάζονται οι δράσεις των δύο κάθετων διευθύνσεων σύμφωνα με τις ακόλουθες σχέσεις προκειμένου να εκτιμηθούν οι μέγιστες τιμές τους:

- $E_{Edx} + 0.30E_{Edy}$
- $0.30E_{Edx} + E_{Edy}$

όπου:

"+" : αναφέρεται στο συνδυασμό των δράσεων (στην παρούσα περίπτωση με τη μέθοδο CQC).

E_{Edx} : τα αποτελέσματα των δράσεων (εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις) για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση x του κτιρίου.

E_{Edy} : τα αποτελέσματα των δράσεων (εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις) για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση y του κτιρίου.

4.1.1 Περιορισμός ανηγμένης παραμόρφωσης ορόφων

Σύμφωνα με την ASCE 7-10 (2010), η μετακίνηση του κέντρου μάζας του x ορόφου, υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση (4.1).

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I} \quad (4.1)$$

όπου:

C_d = ο συντελεστής μεγέθυνσης των μετακινήσεων

δ_{xe} = οι μετακινήσεις όπως αυτές προσδιορίστηκαν από μία ελαστική ανάλυση

I = ο συντελεστής σπουδαιότητας

Η τιμή της μετακίνησης που υπολογίστηκε από την Εξίσωση (4.1) δε θα πρέπει να ξεπερνά την τιμή:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I} \leq \Delta_\alpha \cdot h_x \quad (4.2)$$

ή διαφορετικά:

$$drift_x = \frac{\delta_x}{h_x} \leq \Delta_\alpha \quad (4.3)$$

όπου:

δ_x = η σχετική μετακίνηση του x ορόφου η οποία είναι ίση με τη διαφορά των μετακινήσεων στην κορυφή και τη βάση του ορόφου.

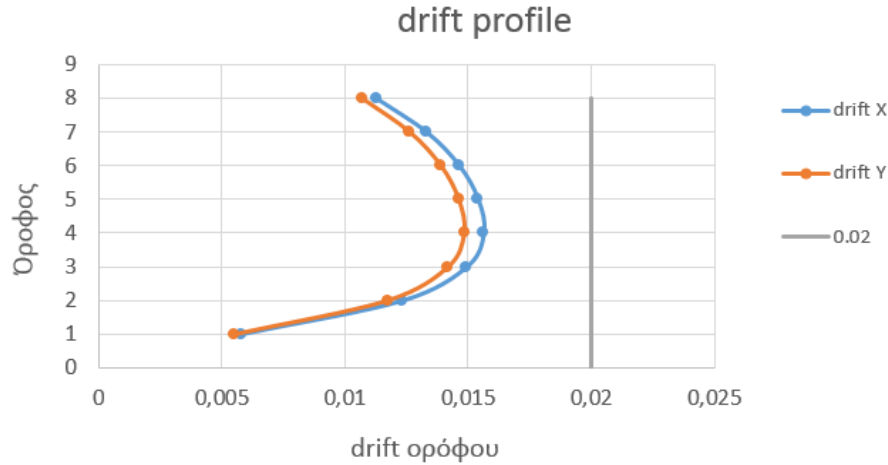
Δ_a = η μέγιστη επιτρεπόμενη ανηγμένη παραμόρφωση (drift) του ορόφου. Οι τιμές που λαμβάνει φαίνονται στον Πίνακα 4.2. Στην περίπτωση του οκταωρόφου, το οποίο είναι κατηγορίας χρήσης II, το Δ_a λαμβάνεται ίσο με 0.02. Όπως φαίνεται και στον Πίνακα 4.3 δε συμβαίνει υπέρβαση του επιτρεπόμενου drift σε κανέναν όροφο.

Πίνακας 4.2: Επιτρεπόμενη μετακίνηση ορόφου ανάλογα με την κατηγορία χρήσης και το είδος του στατικού συστήματος της κατασκευής (ASCE 7-10 2010). Το Δ_a που αναφέρθηκε προηγουμένως λαμβάνει τιμές μεταξύ 0.007 και 0.025.

Structure	Occupancy Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, 4 stories or less (etc.)	0.025h _{sx}	0.020h _{sx}	0.015h _{sx}
Masonry cantilever shear wall structures	0.010h _{sx}	0.010h _{sx}	0.010h _{sx}
Other masonry shear wall structures	0.007h _{sx}	0.007h _{sx}	0.007h _{sx}
All other structures	0.020h _{sx}	0.015h _{sx}	0.010h _{sx}

Πίνακας 4.3: Τιμές ανηγμένης παραμόρφωσης ορόφων και μέγιστο επιτρεπόμενη τιμή.

Όροφος	max U X (mm)	max U Y (mm)	Cd	dsx (mm)	dsy (mm)	h (mm)	Interstory drift x	Interstory drift y	Max allowable drift
8	75.62	71.84	5.5	415.91	395.11	4000	0.0113	0.0107	0.02
7	67.43	64.06	5.5	370.88	352.34	4000	0.0133	0.0126	0.02
6	57.76	54.87	5.5	317.69	301.81	4000	0.0146	0.0139	0.02
5	47.12	44.76	5.5	259.16	246.20	4000	0.0154	0.0146	0.02
4	35.92	34.13	5.5	197.58	187.70	4000	0.0156	0.0148	0.02
3	24.56	23.33	5.5	135.08	128.33	4000	0.0149	0.0142	0.02
2	13.71	13.02	5.5	75.35	71.58	4000	0.0123	0.0117	0.02
1	4.73	4.49	5.5	26.04	24.74	4500	0.0058	0.0055	0.02



Σχήμα 4.1: Απεικόνιση της ανηγμένης παραμόρφωσης κάθε ορόφου για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου μαζί με το όριο του κανονισμού.

4.1.2 Έλεγχος Φαινομένων P-Δ

Σύμφωνα με την ASCE 7-10 (2010), η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξεως (φαινόμενα P-Δ) στις δυνάμεις και τις μετακινήσεις των μελών του φορέα δε χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη όταν ο συντελεστής ευστάθειας θ , ο οποίος υπολογίζεται από την Εξίσωση (4.4), δεν ξεπερνά την τιμή 0.10.

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \quad (4.4)$$

όπου:

P_x = το συνολικό κατακόρυφο φορτίο στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων.

Δ = η μετακίνηση του ορόφου (προέκυψε από τη σχέση $C_d \cdot \delta_{xe}/I$).

V_x = η σεισμική τέμνουσα δύναμη του ορόφου.

h_{sx} = το ύψος του ορόφου.

C_d = ο συντελεστής μεγέθυνσης των μετακινήσεων.

Ο συντελεστής ευστάθειας θ δε θα πρέπει να ξεπερνά την τιμή θ_{max} η οποία υπολογίζεται από την Εξίσωση (4.5).

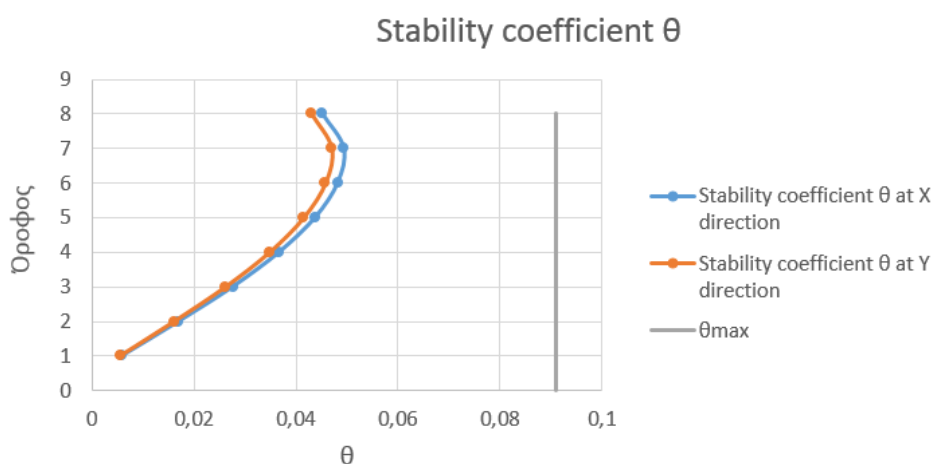
$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta \cdot C_d} \leq 0.25 \quad (4.5)$$

όπου β είναι ο λόγος της απαιτούμενης τέμνουσας του ορόφου προς τη διατιθέμενη ικανότητα παραλαβής τέμνουσας. Ο λόγος αυτός μπορεί συντηρητικά να λαμβάνεται ίσως με 1.0. Για $C_d=5.5$ και $\beta=1$ προκύπτει $\theta_{max}=0.091$. Όταν ο θ είναι μεγαλύτερος από 0.1 αλλά μικρότερος ή ίσος με την τιμή του θ_{max} , το drift του ορόφου πρέπει να πολλαπλασιαστεί με έναν επαυξητικό συντελεστή $\alpha_d=1.0/(1-\theta)$ ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή των φαινομένων P-Δ. Όταν ο θ ξεπερνά την τιμή του θ_{max} , η κατασκευή κρίνεται ως ασταθής και πρέπει να επανασχεδιαστεί εκτός αν χρησιμοποιηθεί μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας η οποία αποδεικνύει ότι η κατασκευή είναι ευσταθής. Όπως φαίνεται

και στον Πίνακα 4.4 δε συμβαίνει υπέρβαση του επιτρεπόμενου συντελεστή ευστάθειας σε κανέναν όροφο.

Πίνακας 4.4: Τιμές συντελεστών ελέγχου φαινομένων δευτέρας τάξης (φαινόμενα P-Δ).

Όροφος	dsx (mm)	dsy (mm)	P (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)	h (mm)	Stability coefficient θ at X direction	Stability coefficient θ at Y direction	θ_{max}
8	415.91	395.11	6059.75	2534.12	2536.19	4000	0.0452	0.0429	0.091
7	370.88	352.34	12819.49	4371.35	4375.86	4000	0.0494	0.0469	0.091
6	317.69	301.81	19579.25	5861.09	5867.13	4000	0.0482	0.0458	0.091
5	259.16	246.20	26338.98	7080.37	7094.51	4000	0.0438	0.0415	0.091
4	197.58	187.70	33098.75	8083.22	8091.23	4000	0.0368	0.0349	0.091
3	135.08	128.33	39858.51	8842.77	8851.55	4000	0.0277	0.0263	0.091
2	75.35	71.58	46618.25	9351.67	9361.04	4000	0.0171	0.0162	0.091
1	26.04	24.74	53378.03	9565.78	9575.39	4500	0.0058	0.0056	0.091



Σχήμα 4.2: Απεικόνιση των συντελεστών ευστάθειας θ σε κάθε όροφο και για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου μαζί με την τιμή ελέγχου.

4.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Η μη γραμμική στατική ανάλυση (static pushover analysis ή απλώς Pushover) είναι η ανάλυση την οποία χρησιμοποιούν σήμερα οι αντισεισμικοί κανονισμοί για την αποτίμηση της ευστάθειας μιας κατασκευής. Αποτέλεσμα της Pushover είναι η καμπύλη αντίστασης. Η καμπύλη αυτή εκφράζει την ικανότητα που έχει η κατασκευή να αντιστέκεται στην απαίτηση σε μετακίνηση που επιβάλλει η σεισμική δράση. Κύριος στόχος αυτής της μεθόδου είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά μέλη της κατασκευής όταν αυτή υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση. Τα μεγέθη αυτά των ανελαστικών παραμορφώσεων συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη

στάθμη επιτελεσματικότητας και τις ικανότητες των μελών. Τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης συνοψίζονται στα ακόλουθα:

Πλεονεκτήματα:

- Η ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) βοηθά στην καλύτερη εποπτεία και κατανόηση της πραγματικής απόκρισης των κατασκευών. Ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να εκτιμήσει προσεγγιστικά τις απαιτούμενες παραμορφώσεις κρίσιμων δομικών μελών, να διαπιστώσει πιθανές αδυναμίες του φορέα και να αξιολογήσει συνολικά την ευστάθεια της κατασκευής.
- Παρόλο που η μέθοδος αυτή δεν έχει την ακρίβεια της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης, καθώς τα σεισμικά φορτία (που είναι δυναμικά) τα λαμβάνει υπόψη ως στατικά, οδηγεί ωστόσο σε πολύ ακριβέστερη εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους που χρησιμοποιούνταν μέχρι σήμερα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι δίνεται στο μηχανικό η δυνατότητα να αξιοποιήσει εκτός από την ελαστική, και την ανελαστική περιοχή. Ταυτόχρονα η εφαρμογή της είναι πολύ απλούστερη από την αντίστοιχη ανελαστική δυναμική.

Μειονεκτήματα:

- Λαμβάνει υπόψη μόνο την οριζόντια συνιστώσα του σεισμού.
- Αγνοεί τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης.
- Αδυνατεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής όταν είναι σημαντική η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στη σεισμική απόκριση του φορέα. Για το λόγο αυτό, σε κατασκευές όπου η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, προτείνεται εφαρμογή της Pushover σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ανάλυση (τουλάχιστον ελαστική).
- Δεν μπορεί να εκτιμηθεί με αξιοπιστία η δυναμική απόκριση δομημάτων με μη κανονικότητες στο χώρο (σε κάτοψη, καθ' ύψος) καθώς και τριδιάστατων ασύμμετρων κατασκευών, καθώς δε λαμβάνει επαρκώς υπόψη τα στρεπτικά φαινόμενα. Για την αποτίμηση λοιπόν της συμπεριφοράς τέτοιων κατασκευών δεν αρκεί η εφαρμογή μόνο μιας ανάλυσης Pushover.
- Τα αποτελέσματα της μεθόδου εξαρτώνται σε σημαντικό βαθμό από τη μορφή του προφίλ των οριζόντιων σεισμικών φορτίων που επιλέγεται.
- Η επιλογή της μετακίνησης οροφής της κατασκευής ως παραμέτρου ελέγχου και συνολικής απόκρισης της κατασκευής θεωρείται από μέρος της επιστημονικής κοινότητας αμφισβητήσιμη. Το έργο που ορίζεται από το εμβαδόν που ορίζεται από την καμπύλη αντίστασης και τον οριζόντιο άξονα δεν έχει κάποιο φυσικό νόημα και ήδη έχει προταθεί η χρήση μιας ισοδύναμης μετακίνησης, ενεργειακά ανταποκρινόμενης (Hernández-Montes, Kwon, Aschheim 2004).

Η ανάλυση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης αποτελείται από δύο φάσεις φόρτισης. Κατά την πρώτη φάση ασκούνται τα κατακόρυφα φορτία και ακολουθεί μια στατική ανελαστική ανάλυση υπό μηδενικές αρχικές συνθήκες. Προφανώς στο στάδιο αυτό πρέπει η κατασκευή να βρίσκεται στην ελαστική περιοχή, διαφορετικά αστοχεί υπό τα κατακόρυφα φορτία. Η δεύτερη φάση συνεχίζει από το τέλος της πρώτης και περιλαμβάνει τη σταδιακή και μονότονη επιβολή αυξανόμενων οριζόντιων σεισμικών φορτίων σε κάθε όροφο του κτιρίου, έτσι ώστε να οδηγηθεί η κατασκευή από την

ελαστική περιοχή μέχρι την κατάρρευση. Τα οριζόντια (πλευρικά) αυτά φορτία ακολουθούν μια καθ' ύψος κατανομή και ουσιαστικά αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Για την παρούσα εργασία επιλέγεται μια καθ' ύψος κατανομή των φορτίων σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή. Το ιδιοδιάνυσμα $\vec{\varphi}$ και το κανονικοποιημένο ως προς τη μετακίνηση της οροφής ιδιοδιάνυσμα $\vec{\Phi}$ της πρώτης ιδιομορφής είναι:

$$\vec{\varphi} = \begin{Bmatrix} 0.2065 \\ 0.1804 \\ 0.1553 \\ 0.1293 \\ 0.1032 \\ 0.0775 \\ 0.0517 \\ 0.0258 \end{Bmatrix}, \vec{\Phi} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.874 \\ 0.752 \\ 0.626 \\ 0.500 \\ 0.375 \\ 0.250 \\ 0.125 \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

Οι μάζες των ορόφων (σε Mgr) και οι αντίστοιχες αδρανειακές δυνάμεις (σε kN) είναι:

$$\vec{m}_i = \begin{Bmatrix} m_8 \\ m_7 \\ m_6 \\ m_5 \\ m_4 \\ m_3 \\ m_2 \\ m_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 300.74 \\ 362.62 \\ 381.22 \\ 394.18 \\ 402.98 \\ 411.10 \\ 417.75 \\ 454.66 \end{Bmatrix}, \vec{F}_i = m_i \cdot \vec{\Phi}_i = \begin{Bmatrix} 300.74 \\ 316.88 \\ 286.77 \\ 246.81 \\ 201.49 \\ 154.26 \\ 104.63 \\ 56.94 \end{Bmatrix} \quad (4.7)$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η μάζα του ισοδύναμου συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας κίνησης (SDOF : Single Degree of Freedom):

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = \sum \bar{F}_i = 1668.52 Mgr \quad (4.8)$$

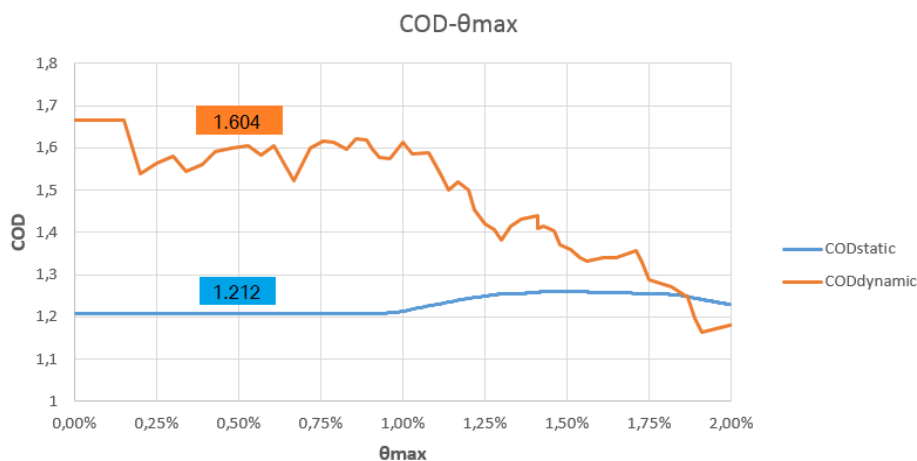
Ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής είναι:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum (m_i \cdot \Phi_i^2)} = \frac{1668.52}{1139.88} = 1.464 \quad (4.9)$$

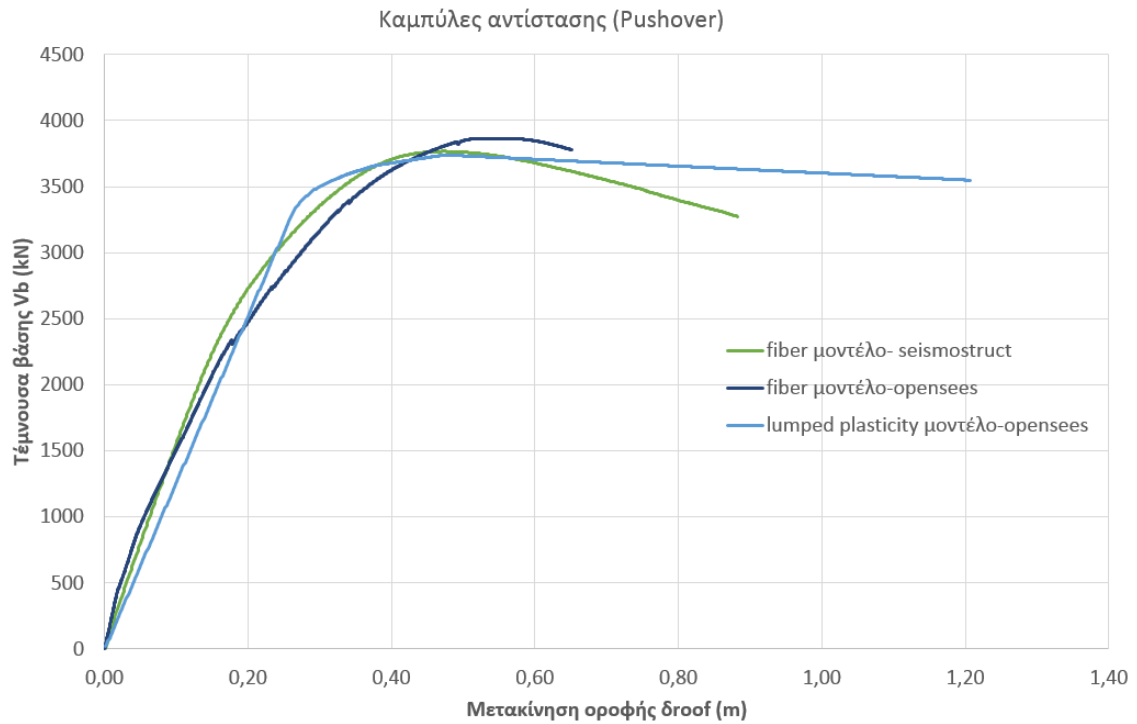
Τέλος υπολογίζεται το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας για την πρώτη ιδιομορφή:

$$a_1 = \frac{(\sum m_i \cdot \Phi_i)^2}{\sum m_i \cdot \sum (m_i \cdot \Phi_i^2)} = \frac{1668.52^2}{3125.28 \cdot 1139.88} = 0.781 \quad (4.10)$$

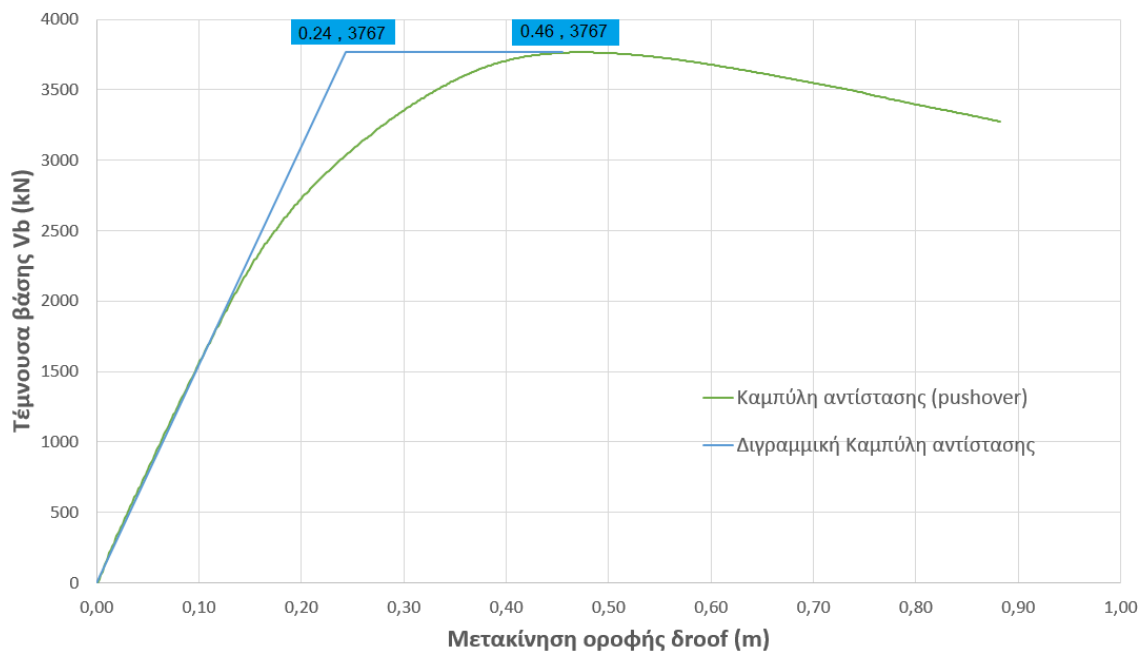
Οι τιμές των Γ και α_I είχαν εκτιμηθεί από τον Aschheim, ο οποίος χρησιμοποίησε στη φάση του σχεδιασμού μια απλοποιημένη μέθοδο, 1.34 και 0.84 αντίστοιχα. Ο στατικός και ο δυναμικός συντελεστής συγκέντρωσης των μετακινήσεων (ή ανομοιομορφίας) COD_{static} και $COD_{dynamic}$ (Coefficient Of Distortion) οι οποίοι προέρχονται από την Pushover και την IDA αντίστοιχα. Οι συγκεκριμένοι συντελεστές εκφράζουν το λόγο της μέγιστης σχετικής στροφής όλων των ορόφων προς τη σχετική στρόφη της οροφής σύμφωνα με τη σχέση $COD = \theta_{max} / (\delta_{roof} / H)$ (Moehle 1992). Μεγάλες τιμές του COD δηλώνουν ότι συμβαίνουν σημαντικές πλαστικοποιήσεις στον κρίσιμο όροφο, καθώς σε περίπτωση πλαστικοποίησης αυξάνεται το θ_{max} ενώ το θ_{roof} μένει πρακτικά σταθερό καθώς ουσιαστικά εκφράζει το μέσο όρο όλων των θ_{max} , με αποτέλεσμα να μην είναι ευαίσθητο σε μεταβολές. Η μη γραμμική δυναμική ανάλυση (IDA) παρουσιάζεται στο κεφάλαιο που ακολουθεί. Στο Σχήμα 4.3 φαίνονται και οι δύο συντελεστές για λόγους εποπτείας. Τελικά οι δύο συντελεστές λαμβάνονται ίσοι με $COD_{static} = 1.212$ και $COD_{dynamic} = 1.604$. Ο $COD_{dynamic}$ είναι ο μέσος όρος για την περιοχή $0 < \theta_{max} < 0.50\%$ για την καμπύλη IDA_{50%}. Με βάση τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω οι τιμές των συντελεστών αυτών υποδηλώνουν ότι σημειώνονται 21% και 60% παραπάνω μετακινήσεις στον κρίσιμο όροφο σε σχέση με τους υπόλοιπους ορόφους στη μη γραμμική στατική και στη μη γραμμική δυναμική μέθοδο αντίστοιχα. Οι τιμές των COD_{static} και $COD_{dynamic}$ είχαν εκτιμηθεί από τον Aschheim, ο οποίος χρησιμοποίησε στη φάση του σχεδιασμού μια απλοποιημένη μέθοδο, 1.27 και 1.9 αντίστοιχα.



Σχήμα 4.3: Συντελεστές συγκέντρωσης μετακινήσεων COD_{static} και $COD_{dynamic}$.



Σχήμα 4.4: Καμπύλες αντίστασης για τα διάφορα μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.



Σχήμα 4.5: Η καμπύλη αντίστασης που προέκυψε από το seismostruct και η αντίστοιχη διγραμμικοποίησή της.

4.3 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

Η μη γραμμική δυναμική ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis – εφεξής IDA) όπως παρουσιάστηκε από τους Vamvatsikos & Cornell (2002) αποτελεί μια μέθοδο ανάλυσης η οποία υποβάλλει την κατασκευή σε μια σειρά δυναμικών αναλύσεων κάτω από ένα σύνολο επιταχυνσιογραφημάτων κατάλληλα κλιμακούμενων σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης. Επιλέγοντας κάποιο κατάλληλο μέτρο απόκρισης, το οποίο θα χαρακτηρίζει την απόκριση της κατασκευής, και ένα μέτρο έντασης, το οποίο θα αναπαριστά τη σεισμική ένταση, μπορούμε να κατασκευάσουμε τις καμπύλες IDA του μέτρου απόκρισης για κάθε τιμή του μέτρου έντασης.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου IDA ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα :

1. Αρχικά μορφώνεται ένα κατάλληλο μη γραμμικό προσομοίωμα.
2. Επιλέγεται ένα σύνολο χρονοϊστοριών καθεμία από τις οποίες κλιμακώνεται σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης.
3. Επιλέγεται ένα Μέτρο Έντασης.
4. Επιλέγεται ένα Μέτρο Απόκρισης .
5. Γίνονται οι μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.
6. Κατασκευάζονται οι καμπύλες IDA σε ένα διάγραμμα Μέτρου Απόκρισης – Μέτρου Έντασης.
7. Τέλος, γίνεται η κατάλληλη επεξεργασία των αποτελεσμάτων και η εξαγωγή των αντίστοιχων συμπερασμάτων.

Σε αντίθεση με τη μέθοδο της Pushover, η IDA μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα. Το μοναδικό ίσως μειονέκτημα της μεθόδου είναι ο βαρύν υπολογιστικός φόρτος, κάτι το οποίο χάρη στην τεχνολογική πρόοδο αποτελεί ολοένα και μικρότερο πρόβλημα. Το μη γραμμικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι το ίδιο που χρησιμοποιήθηκε και στη μη γραμμική στατική ανάλυση. Το προσομοίωμα είναι διδιάστατο μειώνοντας κατά αυτόν τον τρόπο σημαντικά τους βαθμούς ελευθερίας. Το μεγάλο πλεονέκτημα αυτής της πρακτικής είναι ότι μειώνεται κατά πολύ ο υπολογιστικός φόρτος ο οποίος ούτως ή άλλως είναι ιδιαίτερα αυξημένος για τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις.

4.3.1 Επιταχυνσιογραφήματα

Είναι κατανοητό ότι μια ανάλυση IDA η οποία βασίζεται σε ένα μόνο επιταχυνσιογράφημα δε θα μπορούσε σε καμία περίπτωση να προσεγγίσει πλήρως τη συμπεριφορά της κατασκευής σε ένα μελλοντικό σεισμικό συμβάν. Για αυτό το λόγο είναι αναγκαίο να χρησιμοποιηθεί μια σειρά επιταχυνσιογραφημάτων. Καθένα από αυτά τα επιταχυνσιογραφήματα θα κλιμακωθεί για αρκετά επίπεδα σεισμικής έντασης. Επιλέχθηκαν λοιπόν 44 καταγραφές (22 σεισμικά γεγονότα, καθένα εξετάστηκε σε δύο κάθετες διευθύνσεις) τα οποία προέρχονται από τη βάση δεδομένων που χρησιμοποιήθηκε στο FEMA P695 και παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.5.

Η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων για διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης πραγματοποιείται μέσω ενός συντελεστή κλιμάκωσης λ . Κάθε τιμή της χρονοϊστορίας πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή κλιμάκωσης παράγοντας τελικά μια χρονοϊστορία ομοίωτη με την αρχική. Προφανώς για $\lambda < 1$ παράγεται ένα κλιμακούμενο προς τα κάτω «ηπιότερο» επιταχυνσιογράφημα, ενώ για $\lambda > 1$ έχουμε ένα επιταχυνσιογράφημα κλιμακούμενο προς τα πάνω «ισχυρότερο».

Πίνακας 4.5: Καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν για την IDA.

No	Καταγραφή	Σημείο	Έδαφος	M	R (km)	PGA(g)	PGA(g)
1	Northridge	BeverlyHills-Mulhol CanyonCountry-	C,D	6.7	17.15	0.42	0.52
2	Northridge	LostCany	C,D	6.7	12.44	0.41	0.48
3	Duzce,Turkey	Bolu	C,D	7.1	12.04	0.73	0.82
4	HectorMine	Hector	C,D	7.1	11.66	0.27	0.34
5	ImperialValley	Delta	C,D	6.5	22.03	0.24	0.35
6	ImperialValley	ElCentroArray#11	C,D	6.5	12.45	0.36	0.38
7	Kobe,Japan	Nishi-Akashi	C,D	6.9	7.08	0.51	0.5
8	Kobe,Japan	Shin-Osaka	C,D	6.9	19.15	0.24	0.21
9	Kocaeli,Turkey	Duzce	C,D	7.5	15.37	0.31	0.36
10	Kocaeli,Turkey	Arcelik	C,D	7.5	13.49	0.22	0.15
11	Landers	YermoFireStation	C,D	7.3	23.62	0.24	0.15
12	Landers	Coolwater	C,D	7.3	19.74	0.28	0.42
13	LomaPrieta	Capitola	C,D	6.9	15.23	0.53	0.44
14	LomaPrieta	GilroyArray#3	C,D	6.9	12.82	0.56	0.37
15	Manjil,Iran	Abbar	C,D	7.4	12.56	0.51	0.5
16	SuperstitionHills	ElCentroImp.Co.Cent	C,D	6.5	18.2	0.36	0.26
17	SuperstitionHills	PoeRoad(temp)	C,D	6.5	11.16	0.45	0.3
18	CapeMendocino	RioDellOverpass-FF	C,D	7	14.33	0.39	0.55
19	Chi-Chi,Taiwan	CHY101	C,D	7.6	9.96	0.35	0.44
20	Chi-Chi,Taiwan	TCU045	C,D	7.6	26	0.47	0.51
21	SanFernando	LA- HollywoodStorFF	C,D	6.6	22.77	0.21	0.17
22	Friuli.Italy	Tolmezzo	C,D	6.5	15.82	0.35	0.31

4.3.2 Προτεινόμενος τρόπος εφαρμογής

Για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων χρειάζεται να οριστούν δύο μεγέθη, το μέτρο απόκρισης και το μέτρο έντασης. Ως Μέτρο Έντασης (Intensity Measure – εφεξής *IM*) ενός κλιμακούμενου επιταχυνσιογραφήματος ορίζεται ένα μη αρνητικό μέγεθος το οποίο αποτελεί μια συνάρτηση του συντελεστή κλιμάκωσης λ και αυξάνεται μονοτονικά με το συντελεστή κλιμάκωσης λ . Για τη μελέτη του οκταώροφου κτιρίου επιλέγεται ως μέτρο έντασης η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής με 5% απόσβεση $S_a(T_1, 5\%)$.

Ως μέτρο απόκρισης (Engineering Demand Parameter – εφεξής: *EDP*) ορίζεται ένα μη αρνητικό βαθμωτό μέγεθος το οποίο καθορίζει την απόκριση της κατασκευής σε μια προκαθορισμένη σεισμική φόρτιση. Ουσιαστικά πρόκειται για ένα παρατηρήσιμο μέγεθος, το οποίο υπολογίζεται από την απόκριση της κατασκευής με βάση τα αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Μερικά από τα συνηθέστερα επιλεγόμενα μέτρα απόκρισης για την αποτίμηση της συμπεριφοράς μιας κατασκευής είναι τα ακόλουθα:

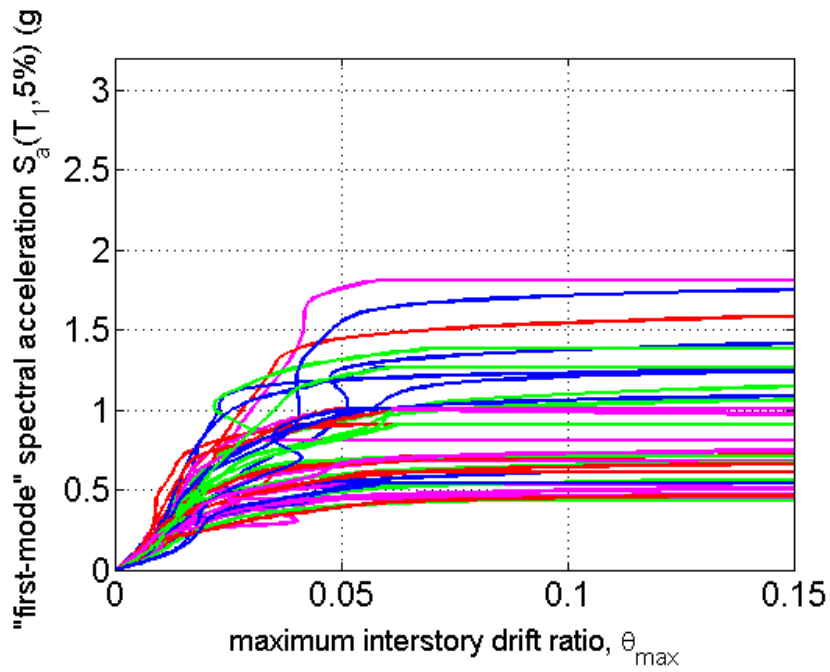
1. Η Τέμνουσα Βάσης
2. Η στροφή ενός κόμβου
3. Η μέγιστη πλαστιμότητα ενός ορόφου
4. Η μέγιστη μετακίνηση οροφής
5. Η μέγιστη σχετική στροφή ενός ορόφου (floor peak interstory drift $\theta_1, \dots, \theta_n$)
6. Η μέγιστη εκ των σχετικών στροφών ενός ορόφου (max peak interstory drift θ_{max})

Για τη μελέτη του οκταώροφου κτιρίου επιλέγεται ως *EDP* η μέγιστη εκ των σχετικών στροφών ενός ορόφου θ_{max} .

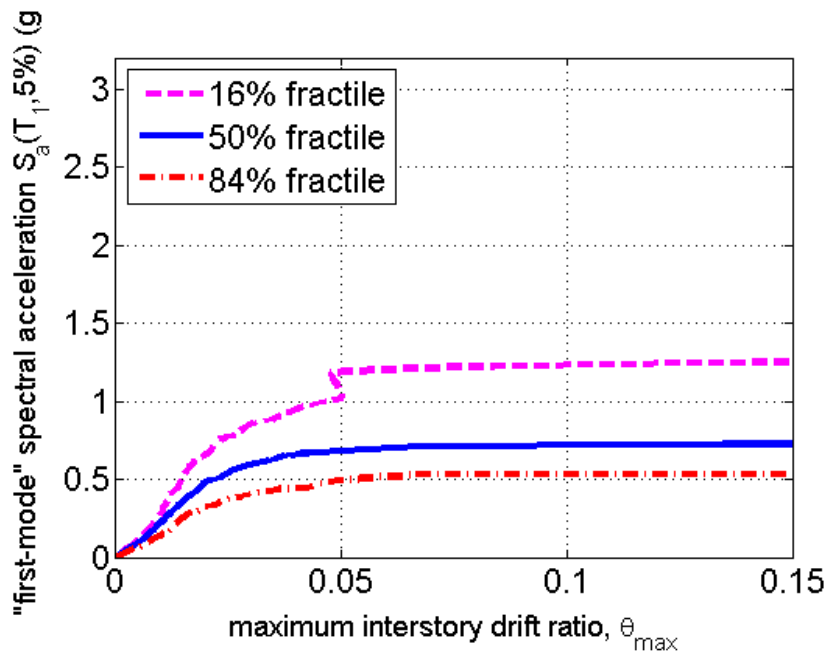
4.3.3 Μελέτη Δυναμικής Ανάλυσης

Ως IDA για μια καταγραφή, ορίζεται η δυναμική ανάλυση (ή αλλιώς ανάλυση χρονοϊστορίας) για ένα δομικό προσομοίωμα το οποίο υποβάλλεται σε κίνηση μέσω του επιταχυνσιογραφήματος της καταγραφής το οποίο όμως έχει κλιμακωθεί με ένα συντελεστή λ . Ο συντελεστής αυτός λαμβάνει μια σειρά από τιμές κατάλληλα επιλεγμένες έτσι ώστε να καλύπτεται όλο το εύρος της συμπεριφοράς της κατασκευής, από την ελαστική στην ανελαστική και τελικά στη δυναμική αστάθεια (κατάρρευση). Οι αναλύσεις αυτές έχουν στόχο να καταγραφεί η τιμή του Μέτρου Απόκρισης EDP της κατασκευής σε κάθε επίπεδο έντασης της κλιμακουμένης χρονοϊστορίας. Τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης παρουσιάζονται με μια συνεχή καμπύλη IDA σε ένα διάγραμμα Μέτρου Απόκρισης-Μέτρου Έντασης.

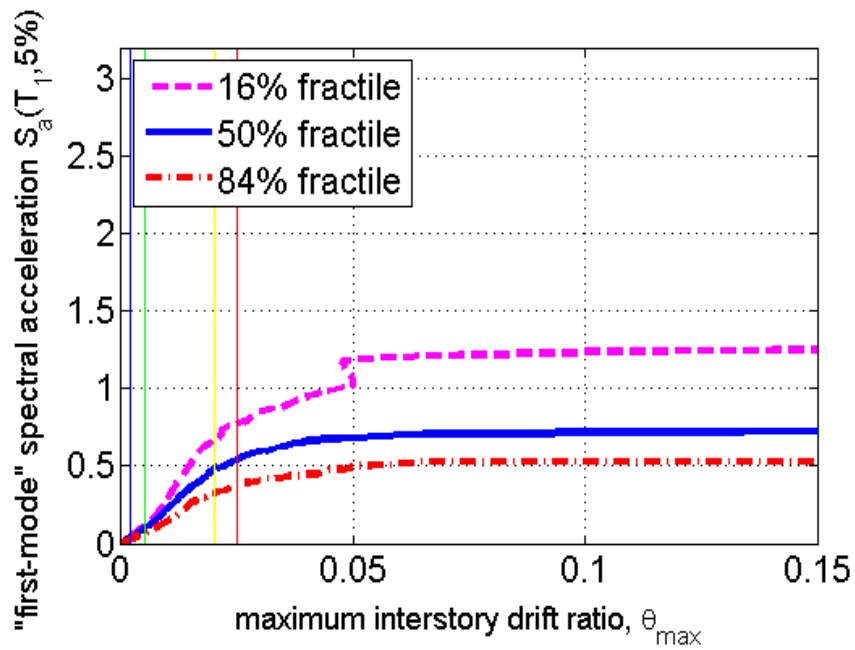
Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, μια μόνο καταγραφή δε θα μπορούσε να προσεγγίσει πλήρως τη συμπεριφορά της κατασκευής σε έναν μελλοντικό σεισμό. Για το λόγο αυτό είναι αναγκαία η χρησιμοποίηση ενός συνόλου επιταχυνσιογραφημάτων ώστε να ληφθεί υπόψιν η εγγενής τυχαιότητα ενός μελλοντικού σεισμικού συμβάντος. Αυτό βέβαια έχει ως αποτέλεσμα να παραχθούν πολλές καμπύλες IDA. Ένα τέτοιο σύνολο καμπυλών φαίνεται στο Σχήμα 4.6. Όπως ήταν και αναμενόμενο υπάρχει μεγάλη διασπορά του μέτρου απόκρισης, το οποίο αντιστοιχεί σε κάποιο μέτρο έντασης, για τις διάφορες καταγραφές. Η διασπορά αυτή γίνεται ακόμα μεγαλύτερη μετά την ελαστική περιοχή. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.7 γίνεται ομαδοποίηση για λόγους ευκρίνειας των καμπυλών IDA στα ποσοστημόρια (quartiles) 16%, 50% και 84%, ενώ στο Σχήμα 4.8 έχουν χαραχθεί επιπλέον κατακόρυφες ευθείες στα μέτρα απόκρισης τα οποία αντιστοιχούν στους στόχους επιτελεστικότητας. Από τα σχήματα αυτά υπάρχει η δυνατότητα να προσδιοριστεί η τιμή του IM για κάθε ποσοστημόριο που αντιστοιχεί σε κάποια τιμή του EDP ή και αντίστροφα. Για παράδειγμα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.9 για $\theta_{max} \leq 2.0\%$, το 84% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης $S_d(T_1, 5\%) \geq 0.336g$, το 50% σε επίπεδα $S_d(T_1, 5\%) \geq 0.494g$ και το 16% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα έντασης $S_d(T_1, 5\%) \geq 0.645g$.



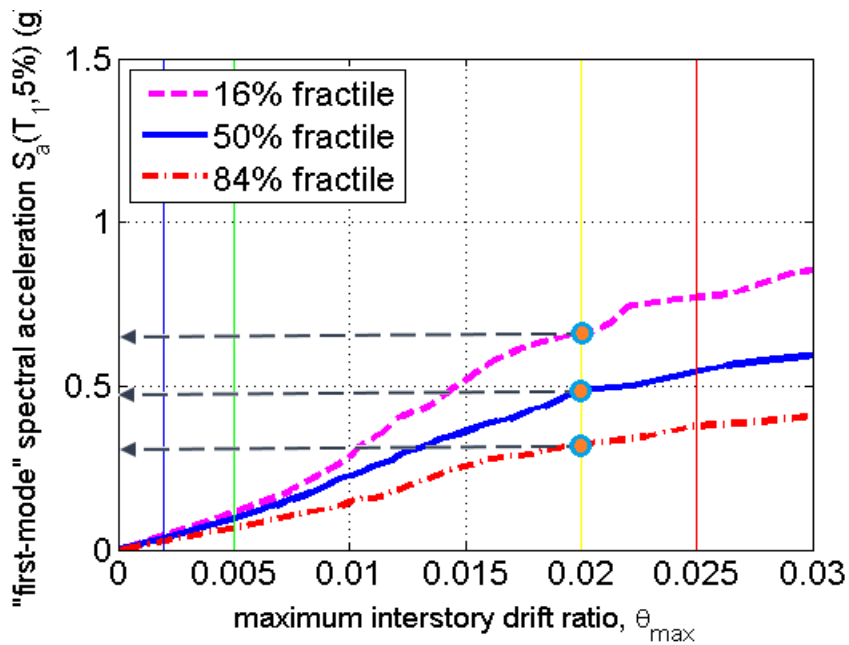
Σχήμα 4.6: Φασματική επιτάχυνση 1^{ης} ιδιομορφής ($\zeta=5\%$)-μέγιστη εσωτερική γωνία στροφής όπως προέκυψε από τις IDA.



Σχήμα 4.7: Ποσοστημόρια 16%, 50% και 84% των καμπυλών IDA.



Σχήμα 4.8: Τοποθέτηση των ορίων της γωνίας στροφής που αντιστοιχούν στους στόχους επιτελεστικότητας ($\theta_{max}=0.2\%$, 0.5% , 2% και 2.5%)



Σχήμα 4.9: Μεγέθυνση της προηγούμενης εικόνας για την καλύτερη απεικόνιση των μέτρων έντασης που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία ζωής.

5 Αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής

5.1 Στόχοι Επιτελεστικότητας

Τις τελευταίες δεκαετίες έχει καθιερωθεί στην παγκόσμια επιστημονική κοινότητα ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design). Μια κατασκευή η οποία έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας, κατασκευάζεται έτσι ώστε να ικανοποιεί μια σειρά από καθορισμένους στόχους επιτελεστικότητας, οι οποίοι συνδυάζουν το αποδεκτό επίπεδο ζημιών με την πιθανότητα εμφάνισης μιας σεισμικής διέγερσης. Με τον τρόπο αυτό εξετάζεται η συμπεριφορά της κατασκευής σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης καθώς και ο αντίστοιχος αντίκτυπος κάθε σεισμικής έντασης σε κοινωνικό και οικονομικό επίπεδο. Με άλλα λόγια ο σχεδιασμός αυτός εξασφαλίζει ένα βέλτιστο συνδυασμό ασφάλειας και οικονομίας.

Ο κύριος λόγος της εδραίωσης αυτής της καινοτόμου μεθόδου σχεδιασμού είναι ότι εξετάζεται ο πραγματικός τρόπος με τον οποίο θα συμπεριφερθεί η κατασκευή για διάφορα επίπεδα έντασης της σεισμικής διέγερσης. Αντίθετα ένας σχεδιασμός, ο οποίος στηρίζεται στους υπάρχοντες κανονισμούς, της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, δεν μπορεί να εκτιμήσει με μεγάλη αξιοπιστία τη μετελαστική συμπεριφορά της. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι δεν πραγματοποιείται ανελαστική ανάλυση αλλά γίνεται ελαστική ανάλυση με βάση μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα. Η μείωση του ελαστικού φάσματος γίνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q ο οποίος έχει προκύψει από πειραματική και αναλυτική έρευνα καθώς και από τη συμπεριφορά των κτιρίων σε πραγματικούς σεισμούς. Στη συνέχεια τα αποτελέσματα που αφορούν τις μετακινήσεις, τα οποία βασίζονται στην ελαστική απόκριση της κατασκευής, πολλαπλασιάζονται με έναν συντελεστή πλαστιμότητας που προτείνεται από τον κανονισμό και ο οποίος σχετίζεται με το συντελεστή συμπεριφοράς q . Ασφαλώς δεν μπορεί μια τέτοια μεθοδολογία να προβλέψει πάντοτε αν ο σχεδιασμός είναι ασφαλής.

Οι στόχοι επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη FEMA 273 είναι οι ακόλουθοι:

1. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας του κτιρίου (Limit state of operational performance), στην οποία τόσο τα δομικά όσο και τα μη δομικά στοιχεία της κατασκευής έχουν υποστεί αμελητέες βλάβες, οι κάτοικοι είναι ασφαλείς κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος και το κτίριο είναι διαθέσιμο για άμεση λειτουργία.
2. Οριακή κατάσταση άμεσης χρήσης του κτιρίου (Limit state of immediate occupancy), στην οποία τα δομικά στοιχεία έχουν υποστεί αμελητέες βλάβες ενώ τα μη δομικά στοιχεία έχουν υποστεί κάποιες μικρές βλάβες. Οι κάτοικοι είναι ασφαλείς κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος, το κτίριο είναι άμεσα κατοικήσιμο αλλά ίσως όχι άμεσα λειτουργικό.
3. Οριακή κατάσταση προστασία ζωής (Limit state of life safety), όπου τα δομικά στοιχεία της κατασκευής έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες και τα μη δομικά πολύ εκτεταμένες βλάβες. Μερικοί τραυματισμοί είναι πιθανόν να συμβούν κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος και το κτίριο δεν κρίνεται κατοικήσιμο μέχρι να επισκευαστεί.
4. Οριακή κατάσταση αποφυγής κατάρρευσης (Limit state of collapse prevention), όπου τα δομικά και μη δομικά στοιχεία της κατασκευής έχουν υποστεί πολύ

σημαντικές βλάβες. Υπάρχει μεγάλη πιθανότητα για τραυματισμούς αλλά όχι και για απώλεια ζωής. Η επισκευή του κτιρίου ίσως να μην είναι δυνατή.

Τα τέσσερα επίπεδα σεισμικού κινδύνου ορίζονται ως εξής:

1. Συχνός Σεισμός (Frequent Earthquake) με περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια και πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 χρόνια.
2. Λιγότερο Συχνός Σεισμός (Occasional Earthquake) με περίοδο επαναφοράς 225 χρόνια και πιθανότητα υπέρβασης 20% στα 50 χρόνια.
3. Σπάνιος Σεισμός (Rare Earthquake) με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια και πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.
4. Πολύ Σπάνιος Σεισμός (Very rare Earthquake) με περίοδο επαναφοράς 2475 χρόνια και πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια.

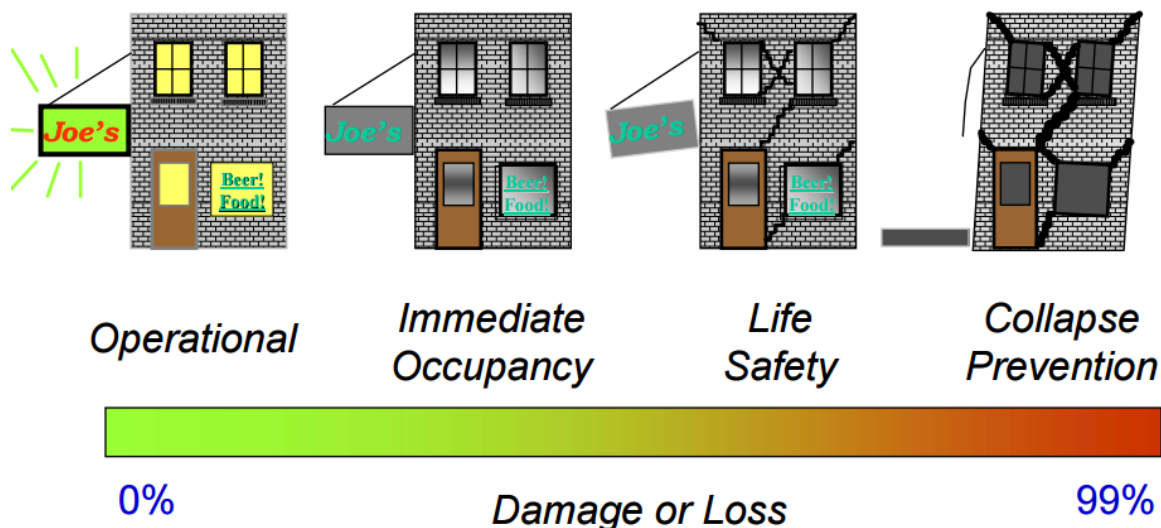
Ο Πίνακας 5.1 παρουσιάζει τους συνδυασμούς στάθμης επιτελεστικότητας – συχνότητας σεισμού και τους αντίστοιχους στόχους επιτελεστικότητας (Performance Objectives – PO).

Οι στόχοι αυτοί είναι οι εξής:

1. OP (Operational Performance): αμελητέες βλάβες για σεισμό με $T_R=72$ χρόνια.
2. IO (Immediate Occupancy): μικρές βλάβες για σεισμό με $T_R=225$ χρόνια.
3. LS (Life Safety): σημαντικές βλάβες αλλά προστασία των κατοίκων για σεισμό με $T_R=475$ χρόνια.
4. CP (Collapse Prevention): αποφυγή κατάρρευσης για σεισμό με $T_R=2475$ χρόνια.

Πίνακας 5.1: Στάθμες Επιτελεστικότητας σύμφωνα με FEMA 273.

		Στόχοι Επιτελεστικότητας			
		Λειτουργικότητα	Άμεσα κατοικήσιμο	Προστασία Ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης
Συχνότητα Σεισμού – Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης	Συχνός σεισμός 50% στα 50 χρόνια ($T_R=72$ χρόνια)	OP	Μη αποδεκτός στόχος	Μη αποδεκτός στόχος	Μη αποδεκτός στόχος
	Λιγότερο συχνός σεισμός 20% στα 50 χρόνια ($T_R=225$ χρόνια)	Στόχος μεγαλύτερης σπουδαιότητας	IO	Μη αποδεκτός στόχος	Μη αποδεκτός στόχος
	Σπάνιος σεισμός 10% στα 50 χρόνια ($T_R=475$ χρόνια)	Στόχος μεγαλύτερης σπουδαιότητας	Στόχος μεγαλύτερης σπουδαιότητας	LS	Μη αποδεκτός στόχος
	Πολύ Σπάνιος σεισμός 2% στα 50 χρόνια ($T_R=2475$ χρόνια)	Στόχος μεγαλύτερης σπουδαιότητας	Στόχος μεγαλύτερης σπουδαιότητας	Στόχος μεγαλύτερης σπουδαιότητας	CP

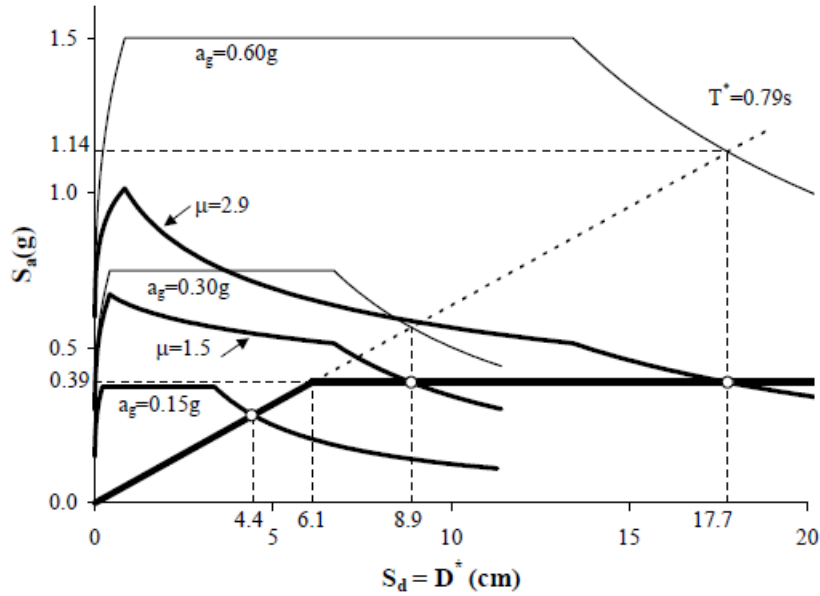


Σχήμα 5.1: Απεικόνιση επιπέδου ζημιών πάνω στην κατασκευή για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας (FEMA 451B 2007).

5.2 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

Στο κεφάλαιο αυτό θα αξιοποιηθεί η καμπύλη αντίστασης που προέκυψε από τη μέθοδο της Pushover, προκειμένου να ελέγξουμε αν τα μέλη της κατασκευής έχουν υπερβεί το στόχο επιτελεστικότητας της προστασίας ζωής. Για την περίοδο επαναφοράς του σεισμού σχεδιασμού (με $T_R=475$ χρόνια) που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο στόχο υπολογίζεται αρχικά η στοχευόμενη μετακίνηση (target displacement) της κατασκευής που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής για το συγκεκριμένο σεισμό. Στη συνέχεια για αυτή τη στοχευόμενη μετακίνηση μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης $F-\delta$ (Σχήμα 5.3) βρίσκεται κάθε στοιχείο της κατασκευής και συνεπώς να εξακριβωθεί ποια στοιχεία έχουν υπερβεί την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας.

Η φιλοσοφία υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας στηρίζεται στην εύρεση του σημείου τομής της καμπύλης ικανότητας (λέγεται και φάσμα ικανότητας καθώς είναι σε μορφή ADRS) για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν φάσματα σχεδιασμού διαφορετικής σεισμικής έντασης έτσι ώστε να προσομοιωθούν σεισμοί σχεδιασμού για διαφορετικούς στόχους επιτελεστικότητας (Σχήμα 5.2). Τελικά για την περίπτωση του οκταωρόφου υπολογίστηκε $\delta^*=0,46\text{m}$ και $\Delta=0,673\text{m}$.



Σχήμα 5.2: Καμπύλη ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου και τρία ελαστικά φάσματα διαφορετικής σεισμικής έντασης προκειμένου να ελεγχθούν τρεις διαφορετικοί στόχοι επιτελεσματικότητας (Fajfar-Eeri 2000) .

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα βήματα της μεθόδου N2 η οποία χρησιμοποιήθηκε για την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης.

1. Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου (πολυβάθμιο σύστημα) σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε ADRS. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = \frac{V}{a \cdot m_{ολ}} \quad (5.1)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \text{ή εάν } \phi_{top} \neq 1 : \quad (5.2)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \phi_{top}}$$

Όπου:

V = τέμνουσα βάσης του πολυβαθμίου

m_{ολ} = συνολική μάζα του πολυβαθμίου

α = ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας για την πρώτη ιδιομορφή

Γ = συντελεστής συμμετοχής πρώτης ιδιομορφής

Δ = μετακίνηση οροφής

2. Κατασκευή του αντίστοιχου ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος και εύρεση του σημείου (S_{dy}, S_{ay}). Στη συνέχεια μπορεί να υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος από τη σχέση:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}} \quad (5.3)$$

3. Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Για την περίοδο T^* , υπολογίζονται η ελαστική επιτάχυνση S_{ae} και η ελαστική μετακίνηση S_{de} από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο στόχο επιτελεστικότητας.

Διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

- Εάν $T^* \geq T_o = T_c$ η ανελαστική μετακίνηση ισούται με την ελαστική (αρχή ίσων μετακινήσεων):

$$\delta^* = S_{de} \quad (5.4)$$

- Εάν $T^* < T_o$, χρησιμοποιείται ο συντελεστής συμπεριφοράς $R_\mu = S_{ae}/S_{ay}$ για τον προσδιορισμό της πλαστιμότητας μ :

$$\mu = (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_o}{T^*} + 1 \quad (5.5)$$

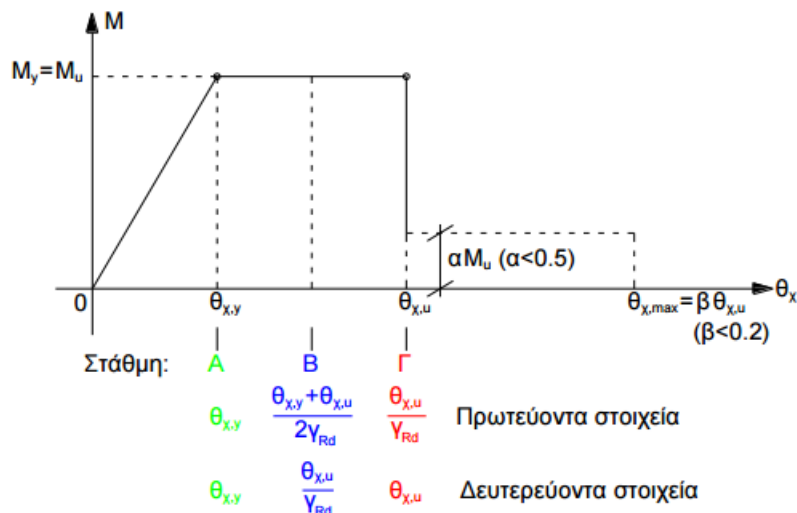
Μετά τον υπολογισμό της πλαστιμότητας, η ανελαστική μετακίνηση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\delta^* = \mu \cdot S_{dy} \quad (5.6)$$

4. Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής (πολυβάθμιο σύστημα):

$$\Delta = \Gamma \cdot \delta^* \quad (5.7)$$

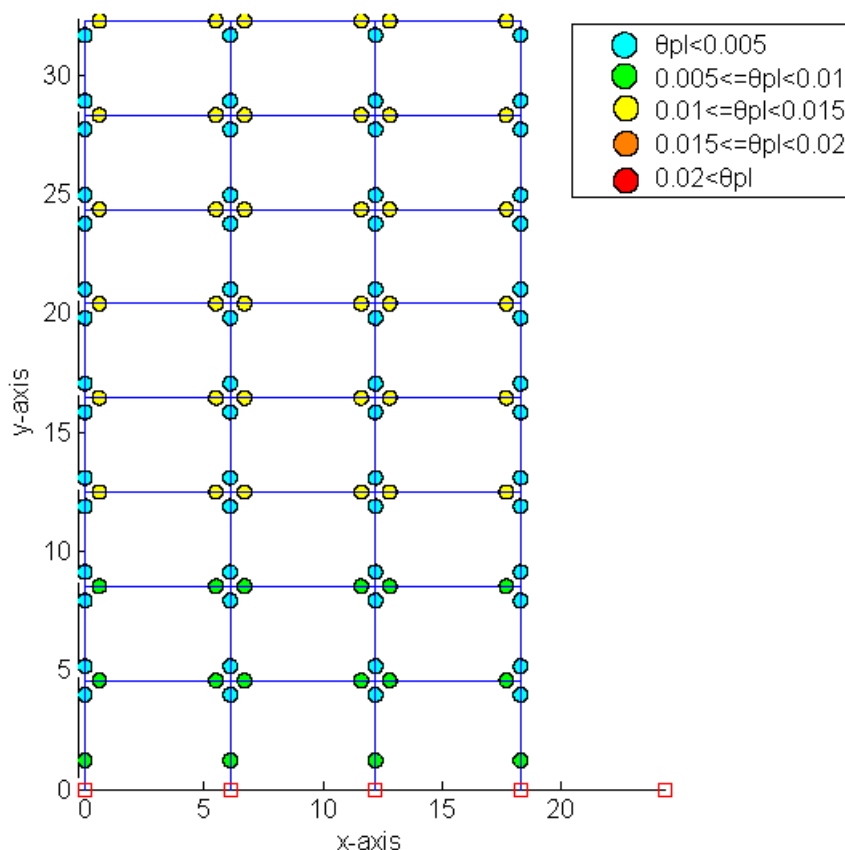
Μετά τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής για τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής, ακολούθησε η εύρεση της τέμνουσας βάσης που αντιστοιχεί σε αυτή τη μετακίνηση οροφής. Τέλος προσδιορίστηκαν για αυτή την τιμή της τέμνουσας βάσης οι γωνία στροφής χορδής που αναπτύχθηκε στα άκρα κάθε μέλους της κατασκευής και συγκρίθηκε με την οριακή γωνία στροφή χορδής που αντιστοιχεί σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας (Σχήμα 5.3). Οι τιμές των γωνιών στροφών χορδής των μελών της κατασκευής οι οποίες υπολογίστηκαν από τους τύπους των Panagiotakos & Fardis (2001) καθώς και η γωνία στροφής που αντιστοιχεί στο στόχο επιτελεστικότητας Προστασία ζωής (σύμφωνα με ΚΑΝΕΠΕ και EC8) φαίνονται στον Πίνακα 5.2. Ο έλεγχος φαίνεται στο Σχήμα 5.4. Όπως διαπιστώνεται, δεν πραγματοποιείται υπέρβαση του στόχου επιτελεστικότητας Προστασίας ζωής σε κανένα μέλος της κατασκευής για τη στοχευόμενη μετακίνηση.



Σχήμα 5.3: Διάγραμμα M-θ και όρια τιμών στροφής χορδής πρωτευόντων και δευτερευόντων στοιχείων για τις στάθμες επιτελεστικότητας άμεση χρήση μετά το σεισμό-προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης A, B και Γ αντίστοιχα σύμφωνα με ΚΑΝΕΠΕ και EC8 (ΡΑΦ-Τεχνικός οίκος λογισμικού).

Πίνακας 5.2: Τιμές θ_y , θ_u και $\theta_{ΠΖ}$ για τα υποστυλώματα και τις δοκούς.

Όροφος	Υποστυλώματα			Δοκοί		
	θ_y (rad)	θ_u (rad)	$\theta_{ΠΖ}$ (rad)	θ_y (rad)	θ_u (rad)	$\theta_{ΠΖ}$ (rad)
1	0,0057	0,0535	0,0197	0,0086	0,078	0,0289
2	0,0057	0,0543	0,02	0,0084	0,079	0,0291
3	0,0058	0,0554	0,0204	0,0082	0,084	0,0307
4	0,0059	0,0563	0,0207	0,0088	0,081	0,0299
5	0,0059	0,0574	0,0211	0,0091	0,083	0,0307
6	0,0060	0,0621	0,0227	0,0096	0,085	0,0315
7	0,0062	0,0641	0,0234	0,0094	0,092	0,0338
8	0,0065	0,0705	0,0257	0,0122	0,109	0,0404



Σχήμα 5.4: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων που αντιστοιχούν στη στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής για $\Delta=0.673\text{m}$. Η μέγιστη γωνία στροφής που σημειώθηκε είναι $\theta_{pl}<0.015$.

5.3 Καμπύλες Τρωτότητας

Στο κεφάλαιο αυτό όπως και στο επόμενο θα αξιοποιηθούν τα αποτελέσματα των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, προκειμένου να υπολογιστεί με περισσότερη ακρίβεια αν η κατασκευή έχει υπερβεί το στόχο επιτελεσματικότητας της Προστασίας ζωής. Ο λόγος είναι ότι τα συμπεράσματα που εξάγονται από επεξεργασία των αποτελεσμάτων της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης είναι πολύ πιο αξιόπιστα από αυτά των προσεγγιστικών μεθόδων που στηρίζονται στα αποτελέσματα της Pushover, καθώς οι μέθοδοι αυτοί βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Άλλωστε η παραμόρφωση της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την καθ' ύψος κατανομής φορτίων που έχει επιλεγεί.

Οι καμπύλες τρωτότητας δίνουν την πιθανότητα η υπο εξέταση κατασκευή να βρίσκεται ή να έχει υπερβεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης/επιτελεσματικότητας για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικής έντασης. Η διαδικασία χάραξης των καμπυλών αυτών απλοποιείται σημαντικά αν προεπιλεγεί η μορφή της καμπύλης που λόγω του ορισμού της τρωτότητας ακολουθεί μια στατιστική κατανομή. Γίνεται λοιπόν η παραδοχή ότι για δεδομένη στάθμη επιτελεσματικότητα, δηλαδή για κάποιο συγκεκριμένο θ_{max} , τα αποτελέσματα του μέτρου έντασης που προκύπτουν από τις καμπύλες IDA ακολουθούν τη λογαριθμοκανονική κατανομή. Σύμφωνα με τη FEMA 273, η κατάσταση της λειτουργικότητας της κατασκευής (OP) αντιστοιχεί σε $\theta_{max}=0.2\%$, η άμεση χρήση (IO) σε $\theta_{max}=0.5\%$, η προστασία ζωής σε $\theta_{max}=2.0\%$ ενώ η αποφυγή κατάρρευσης σε $\theta_{max}=2,5\%$.

Για αυτούς τους τέσσερις στόχους επιτελεσματικότητας προκύπτουν οι τιμές των μέτρων έντασης που φαίνονται στο Πίνακα 5.3.

Πίνακας 5.3: Τιμές του $S_{a,C}$ για τους στόχους επιτελεσματικότητας OP, IO, LS και CP.

θ_{max}	0,2%	0,5%	2,0%	2,5%
$S_{a,C}^{84\%}$	0,045	0,114	0,645	0,771
$S_{a,C}^{50\%}$	0,036	0,095	0,494	0,543
$S_{a,C}^{16\%}$	0,028	0,067	0,336	0,382

Σε αυτό το σημείο αξίζει να αναφερθούν τα δύο είδη αβεβαιοτήτων τα οποία οφείλει να λάβει υπόψιν ένας μηχανικός στο στάδιο της αποτίμησης της συμπεριφοράς μιας κατασκευής υπό σεισμική διέγερση. Η πρώτη κατηγορία αβεβαιότητας προέρχεται από την τυχαία φύση του φαινομένου του σεισμού, και στην περίπτωση αυτή λέγεται φυσική. Η αβεβαιότητα αυτή καλύπτει για παράδειγμα την έλλειψη ακριβούς πληροφόρησης όσον αφορά τα σεισμικά φορτία. Η δεύτερη κατηγορία αβεβαιότητας οφείλεται στην ανεπαρκή γνώση του μηχανικού πάνω σε διάφορα ζητήματα που σχετίζονται με την διαδικασία αποτίμησης της συμπεριφοράς της κατασκευής. Τέτοια ζητήματα μπορεί να είναι για παράδειγμα η προσομοίωση και οι πραγματικές ιδιότητες των υλικών μιας υπάρχουσας κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή μιλάμε για επιστημική αβεβαιότητα. Η θεμελιώδης διαφορά μεταξύ των δύο αυτών αβεβαιοτήτων είναι ότι η επιστημική αβεβαιότητα μπορεί να μειωθεί μέσω διεξαγωγής πειραμάτων. Αντίθετα η φυσική αβεβαιότητα δε γίνεται να μειωθεί μιας και στηρίζεται σε εν γένει τυχαίες παραμέτρους, όπως είναι για παράδειγμα η συχνότητα εμφάνισης και η ένταση των σεισμών, οι οποίες είναι αδύνατον να προβλεφθούν. Η διασπορά (φυσική αβεβαιότητα) των αποτελεσμάτων του Πίνακα 5.3 ως εξής:

$$\beta_{S_a} = \frac{\ln(S_{a,C}^{84\%}) - \ln(S_{a,C}^{16\%})}{2} \quad (5.8)$$

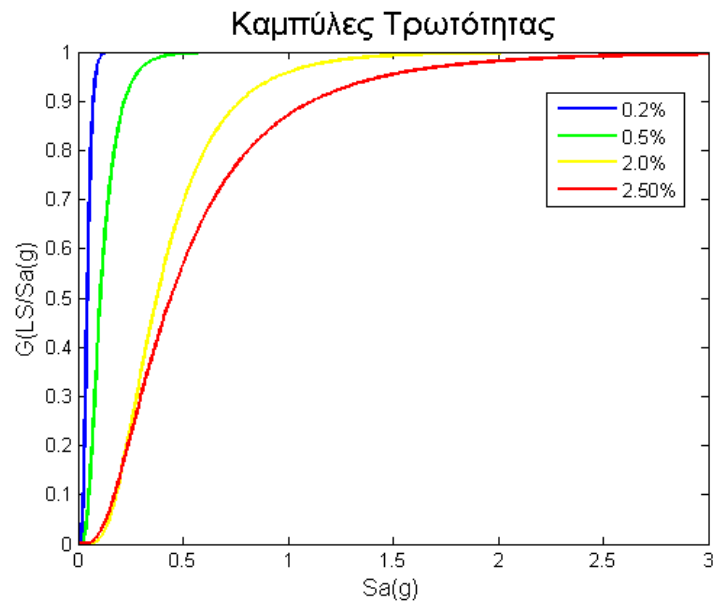
και είναι ίση με 0.326 για το LS.

Οι καμπύλες τρωτότητας δίνονται από την αθροιστική συνάρτηση της τυποποιημένης κανονικής κατανομής και φαίνονται στο Σχήμα 5.5:

$$F_{LS}(s_a) = P[S_{a,C} \leq s_a] = \Phi\left(\frac{\ln s_a - \ln S_{S_{a,C}}^{50\%}}{\beta_{S_{a,C}}}\right) \quad (5.9)$$

Θεωρώντας ότι η διασπορά των επιστημικών αβεβαιοτήτων είναι 20% για τους στόχους επιτελεσματικότητας OP,IO και 40% για τους στόχους LS,NC προκύπτει η ολική διασπορά σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

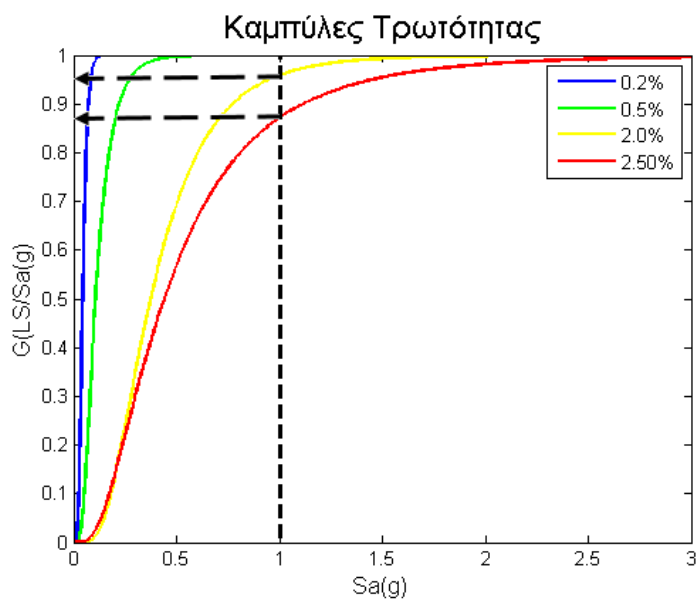
$$\beta_{TSa} = \sqrt{\beta_{Sa}^2 + \beta_{USa}^2} = \sqrt{0.326^2 + 0.40^2} = 0.516 \quad (5.10)$$



Σχήμα 5.5:Καμπύλες τρωτότητας για τους στόχους επιτελεσματικότητας OP, IO, LS και CP.

Όπως ήταν αναμενόμενο, όσο σπουδαιότερη είναι η στάθμη επιτελεσματικότητας τόσο μικρότερη είναι η πιθανότητα να βρίσκεται ή να έχει ξεπεράσει η κατασκευή τη συγκεκριμένη στάθμη για μικρά επίπεδα σεισμικής έντασης. Παρατηρείται επίσης ότι η πιθανότητα να ξεπεραστεί η στάθμη επιτελεσματικότητας OP αυξάνεται πολύ γρήγορα ακόμα και για μικρές τιμές της επιτάχυνσης.

Τα παραπάνω συμπεράσματα επαληθεύονται και από το Σχήμα 5.6, στο οποίο φαίνεται η πιθανότητα να υπερβεί η κατασκευή τις στάθμες επιτελεσματικότητας για επιτάχυνση $S_a=1g$. Έτσι η πιθανότητα υπέρβασης των στάθμεων επιτελεσματικότητας OP και IO είναι 100%, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης των στάθμεων επιτελεσματικότητας LS και CP είναι 95.87% και 87.08% αντίστοιχα.



Σχήμα 5.6:Καμπύλες τρωτότητας για τους στόχους επιτελεσματικότητας OP, IO, LS και CP και επιτάχυνση $S_a=1g$.

5.4 Όρια Μέσης Ετήσιας Συχνότητας Υπέρβασης σύμφωνα με τους αμερικάνικους κανονισμούς

Η Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης (Mean Annual Frequency of Exceedance – MAF) είναι ένας τρόπος να εκφράσουμε την πιθανότητα υπέρβασης ενός στόχου επιτελεστικότητας. Ορίζεται ως ο λόγος $1/T_R$ όπου T_R είναι η μέση περίοδος επαναφοράς της σεισμικής διέγερσης που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο στόχο επιτελεστικότητας. Το T_R ορίζεται από τη σχέση:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1-p)}, \quad (5.11)$$

όπου t είναι η χρονική διάρκεια σε χρόνια και p η πιθανότητα υπέρβασης. Ενδεικτικά για το στόχο επιτελεστικότητας της προστασίας ζωής, για την οποία η πιθανότητα υπέρβασης είναι 10% στα 50 χρόνια, η περίοδος επαναφοράς υπολογίζεται ίση με:

$$T_R^{LS} = -\frac{50}{\ln(1-0.1)} = 475 \text{έτη}, \quad (5.12)$$

και συνεπώς η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης για το στόχο LS είναι:

$$MAF^{LS} = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{475} = 0.0021, \quad (5.13)$$

5.4.1 Εκτίμηση της πραγματικής Μέσης Ετήσιας Συχνότητας υπέρβασης

Για την εκτίμηση της πραγματικής μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης είναι απαραίτητο να συνδυαστούν τα στοιχεία τα οποία χαρακτηρίζουν την κατασκευή με αυτά που χαρακτηρίζουν την τοποθεσία στην οποία βρίσκεται η κατασκευή. Ως στοιχείο που χαρακτηρίζει την κατασκευή χρησιμοποιούμε την τρωτότητα, η οποία παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 5.3. Ενώ για την περιγραφή της τοποθεσίας θα χρησιμοποιηθεί μια επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας.

Η επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας (Uniform Hazard Surface – UHS) μιας συγκεκριμένης περιοχής αποτελεί ουσιαστικά ένα φάσμα σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής. Είναι μια τρισδιάστατη απεικόνιση της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης μιας οποιασδήποτε σεισμικής έντασης ενός γραμμικού ελαστικού συστήματος για όλο το πεδίο των ιδιοπεριόδων των κατασκευών. Για την παρούσα εργασία θα χρησιμοποιηθεί το UHS μιας περιοχής υψηλής σεισμικότητας (Σχήμα 5.7). Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί ότι κάνοντας στην UHS μια κατακόρυφη τομή (δηλαδή για δεδομένη διωπερίοδο T) θα προκύψει η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας των επιταχύνσεων, ενώ κάνοντας μια οριζόντια τομή (για δεδομένο MAF) θα προκύψει το φάσμα σεισμικής επικινδυνότητας (Uniform Hazard Spectra-UHS). Στη συνέχεια πολλαπλασιάζεται το UHS με έναν κατάλληλο συντελεστή (Scale Factor – $SF=0.276$) ώστε να συμπίπτει με το φάσμα σχεδιασμού του ASCE 7-05 για το στόχο επιτελεστικότητας της Προστασίας Ζωής. Μετά την κλιμάκωση του UHS με το συντελεστή αυτόν, παρατηρείται ότι για τιμές περιόδου κοντά στο 1.698s που είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής, τα δύο φάσματα σχεδόν ταυτίζονται. Όλα αυτά γίνονται με τη βοήθεια αλγορίθμων σε excel και Matlab.

Επομένως η σχέση από την οποία προκύπτει το MAF μιας οριακής κατάστασης (limit state) είναι η ακόλουθη:

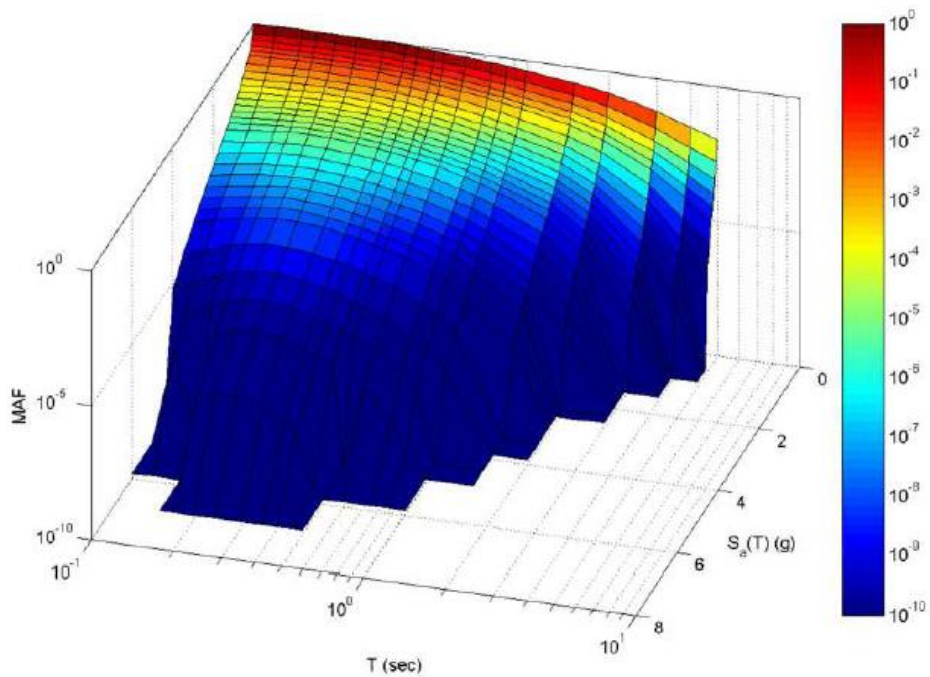
$$\lambda_{LS} = \int_0^{+\infty} P(Capacity < Demand | s) |dH(s)|, \quad (5.14)$$

όπου $P(Capacity < Demand | s)$ είναι η δεσμευμένη πιθανότητα αστοχίας ή αλλιώς τρωτότητα, s είναι το μέτρο έντασης και $H(s)$ είναι η συνάρτηση σεισμικής επικινδυνότητας όπως αυτή εκφράζεται μέσω της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας. Ως λ_{LS} συνηθίζεται να αναφέρεται στη διεθνή βιβλιογραφία το MAF . Θα εξεταστεί αν ισχύει $MAF^{LS} < 0.0021$ μιας και η απαίτηση της προστασίας ζωής είναι αυτή που καθορίζει το σχεδιασμό σύμφωνα με τον αμερικάνικο κανονισμό.

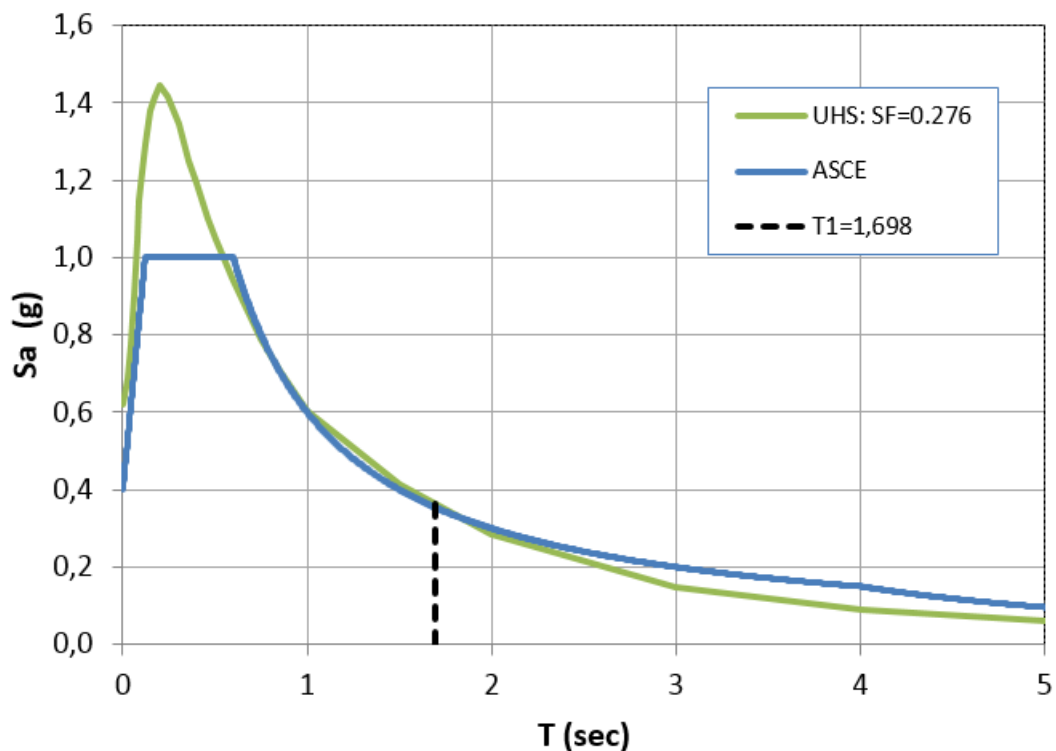
Τελικά προκύπτει $MAF^{LS} = 0.00134 < 0.0021$ (Σχήμα 5.9) με διάστημα εμπιστοσύνης 86.7%. Συνεπώς ικανοποιείται ο έλεγχος της πραγματικής μέσης ετήσιας συχνότητας για το στόχο επιτελεσματικότητας της προστασίας ζωής. Επιπλέον η FEMA ρ695 επιτρέπει μια προσαύξηση της επιτάχυνσης που αναπτύσσει η κατασκευή στην κατάρρευση μέσω ενός συντελεστή σχήματος φάσματος (Spectra Shape Factor- SSF) ο οποίος θα παρουσιαστεί στο επόμενο υποκεφάλαιο. Μετά τον προσδιορισμό του SSF για την $S_{a,c}^{50\%}$ που αντιστοιχεί στο στόχο επιτελεσματικότητας της αποφυγής της κατάρρευσης (CP) και θεωρώντας ότι το SSF έχει τιμή ίση με τη μονάδα για $\theta_{max} = 0.01$, υπολογίζεται μέσω γραμμικής παρεμβολή το SSF για την προστασία ζωής (LS) που είναι και ο στόχος επιτελεσματικότητας που μας ενδιαφέρει. Προκύπτει $SSF = 1.41$ για το CP και με γραμμική παρεμβολή $SSF = 1.15$ για το LS. Τελικά μετά την προσαύξηση της $S_{a,c}^{50\%}$ προκύπτει $MAF^{LS} = 0.000927 < 0.0021$ (Σχήμα 5.10) με διάστημα εμπιστοσύνης 96.5%. Η εισαγωγή δηλαδή του συντελεστή SSF δίνει ευνοϊκότερα αποτελέσματα. Τέλος έγινε ο έλεγχος του MAF και για την περίπτωση όπου λαμβάνεται υπόψη το SSF αλλά αγνοείται το $sf = 0.276$ με το οποίο πολλαπλασιάστηκε το UHS προκειμένου να συμπίπτει με το φάσμα του ASCE για $T = T_I$. Στην περίπτωση αυτή σημειώθηκε υπέρβαση καθώς $MAF^{LS} = 0.00336 > 0.0021$. Δηλαδή η περίπτωση αυτή είναι δυσμενέστερη από τις άλλες δύο.

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε έλεγχος του MAF για την κατάρρευση (η οποία διαφέρει από το στόχο επιτελεσματικότητας CP), δηλαδή για την τιμή του θ_{max} για την οποία οριζοντιώνονται οι καμπύλες του Σχήματος 4.7. Η τιμή αυτή προκύπτει ίση με $\theta_{max} = 0.05$. Θεωρούμε ότι στην κατάρρευση αντιστοιχεί σεισμός με πιθανότητα υπέρβασης 1% στα 50 χρόνια και επομένως με $MAF = 0.000201$. Προκειμένου να πλησιάσει το UHS που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 1% στα 50 χρόνια το φάσμα του ASCE για $T = T_I$ χρησιμοποιήθηκε το sf που προέκυψε από την LS.

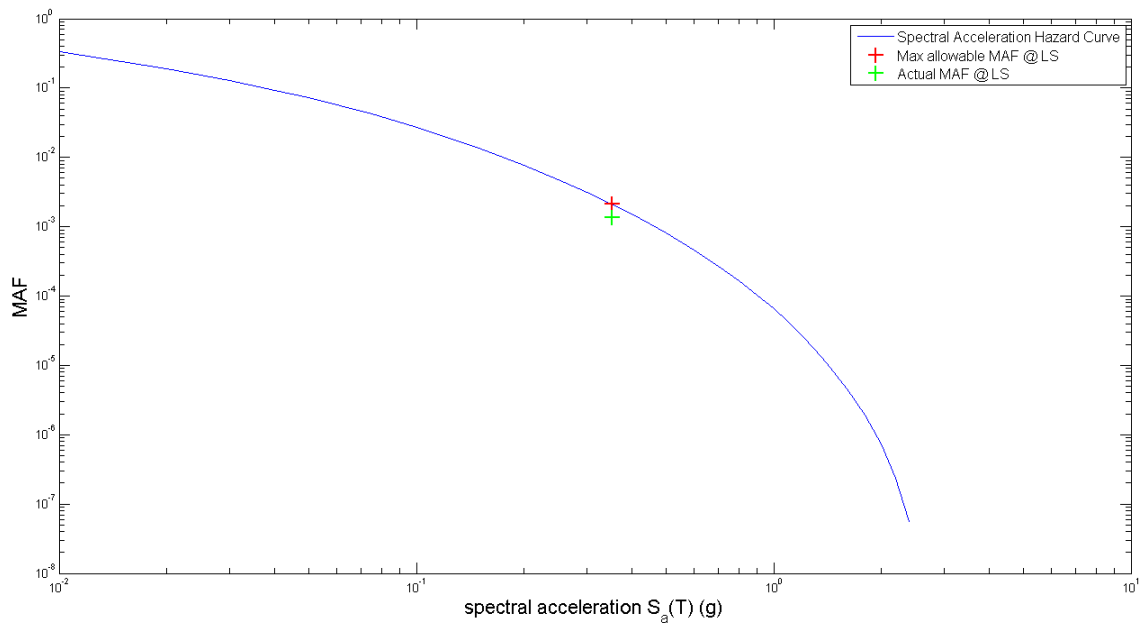
Προκύπτει $MAF^{collapse} = 0.000742 > 0.000201$. Στη συνέχεια έγινε ο έλεγχος λαμβάνοντας υπόψη και το $SSF = 1.41$. Για την περίπτωση αυτή προκύπτει $MAF^{collapse} = 0.000278 > 0.000201$, σημειώνεται δηλαδή στην περίπτωση αυτή μια μικρή υπέρβαση. Τέλος έγινε ο έλεγχος του MAF και για την περίπτωση όπου λαμβάνεται υπόψη το SSF αλλά αγνοείται το sf . Όπως και στην LS σημειώνεται υπέρβαση καθώς $MAF^{collapse} = 0.00101 > 0.000201$.



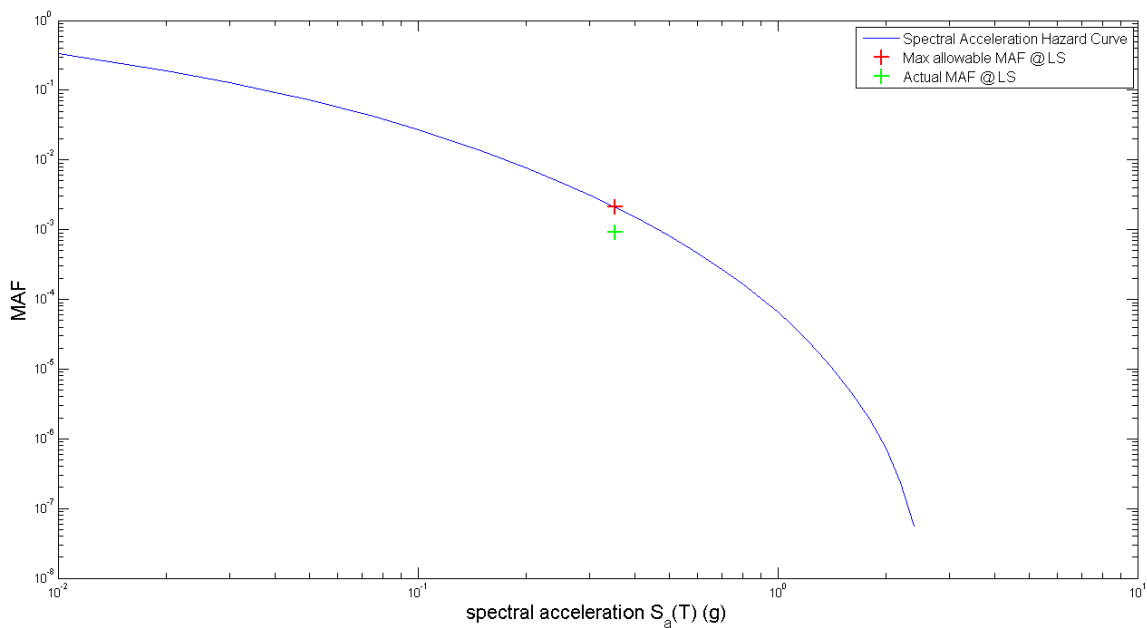
Σχήμα 5.7: Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας (UHS) για μια περιοχή υψηλής σεισμικότητας (Vamvatsikos & Aschheim 2016).



Σχήμα 5.8: Σύγκριση ελαστικών φασμάτων ASCE-UHS ($SF=0.276$) για LS. Το UHS προέκυψε από μια οριζόντια τομή στο Σχήμα 5.7 για τιμή του MAF ίση με 0.0021 (LS). Για $T=T_1=1.698$ s τα δύο φάσματα πρακτικά ταυτίζονται.



Σχήμα 5.9: Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας (κατακόρυφη τομή του Σχήματος 5.7 για $T=1.698s$). Απεικόνιση πραγματικού και μέγιστου επιτρεπόμενου MAF για το στόχο επιτελεστικότητας LS .

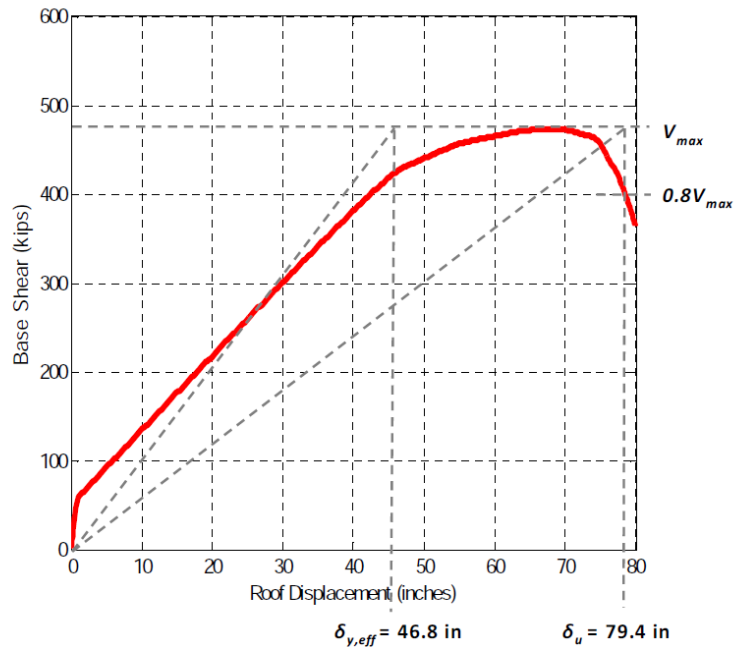


Σχήμα 5.10: Υπολογισμός πραγματικού MAF για το στόχο επιτελεστικότητας LS μετά τη διόρθωση του S_a με το SSF .

5.4.2 Συντελεστής σχήματος φάσματος

Σύμφωνα με τη FEMA P695 (2009), ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να προσαυξήσει την επιτάχυνση που αναπτύσσει η κατασκευή στην κατάρρευση μέσω ενός συντελεστή σχήματος φάσματος SSF προκειμένου να διορθωθεί το σχήμα του φάσματος που προέκυψε από τις καταγραφές για ισχυρούς σεισμούς (οι οποίες είναι οι 44 καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν για τη δυναμική ανάλυση του οκταώροφου), επειδή η συχνότητά τους διαφέρει από αυτή των σεισμών μικρότερης έντασης. Ο συντελεστής αυτός είναι μια

συνάρτηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_1 , της πλαστιμότητας μ_τ και της σεισμικής κατηγορίας σχεδιασμού. Η πλαστιμότητα μ_τ προκύπτει από την καμπύλη της Pushover σύμφωνα με τον τρόπο που φαίνεται στο Σχήμα 5.11. Στη συνέχεια υπολογίζεται από τον πίνακα που φαίνεται στο Σχήμα 5.12 το SSF που αντιστοιχεί στο στόχο επιτελεστικότητας της αποφυγής κατάρρευσης.



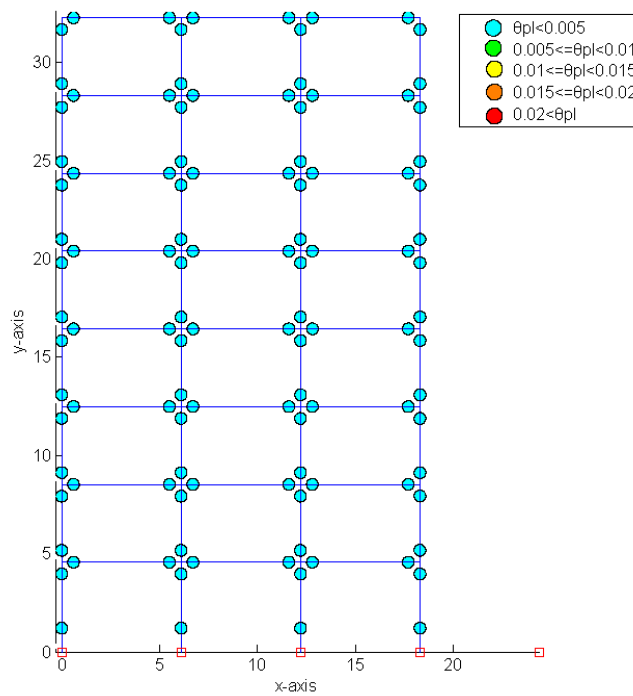
Σχήμα 5.11: Τρόπος προσδιορισμού δ_u και $\delta_{y,eff}$. Στη συνέχεια υπολογίζεται το μ_τ ως το πηλίκο αυτών (FEMA P695, 2009)

T (sec.)	Period-Based Ductility, μ_τ							
	1.0	1.1	1.5	2	3	4	6	≥ 8
≤ 0.5	1.00	1.05	1.1	1.13	1.18	1.22	1.28	1.33
0.6	1.00	1.05	1.11	1.14	1.2	1.24	1.3	1.36
0.7	1.00	1.06	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.38
0.8	1.00	1.06	1.12	1.16	1.22	1.27	1.35	1.41
0.9	1.00	1.06	1.13	1.17	1.24	1.29	1.37	1.44
1.0	1.00	1.07	1.13	1.18	1.25	1.31	1.39	1.46
1.1	1.00	1.07	1.14	1.19	1.27	1.32	1.41	1.49
1.2	1.00	1.07	1.15	1.2	1.28	1.34	1.44	1.52
1.3	1.00	1.08	1.16	1.21	1.29	1.36	1.46	1.55
1.4	1.00	1.08	1.16	1.22	1.31	1.38	1.49	1.58
≥ 1.5	1.00	1.08	1.17	1.23	1.32	1.4	1.51	1.61

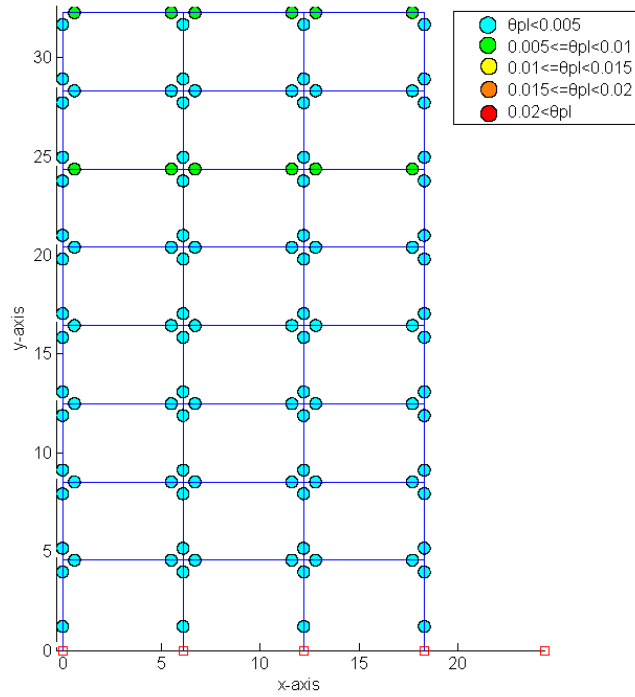
Σχήμα 5.12: Πίνακας για τον προσδιορισμό του SSF για σεισμική κατηγορία σχεδιασμού D_{max} (FEMA p695, 2009).

5.5 Κατανομή Πλαστικών Αρθρώσεων στην Κατασκευή

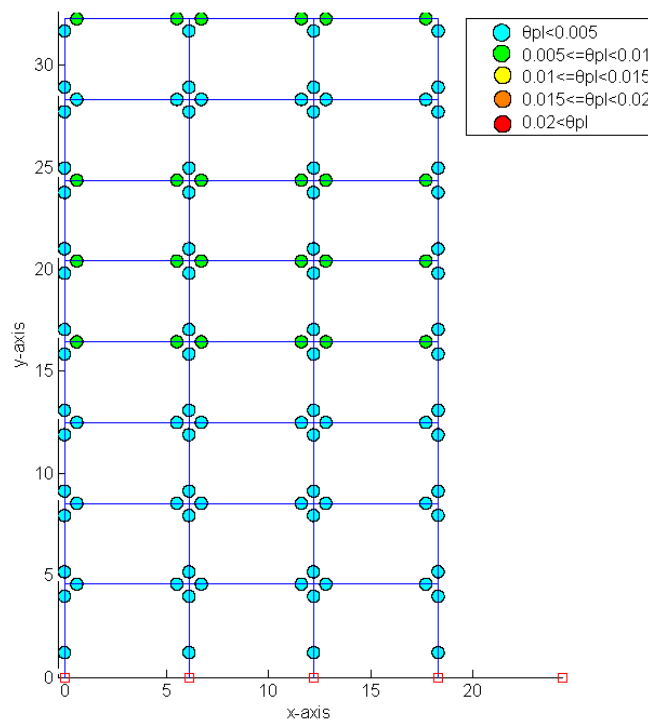
Στα επόμενα σχήματα απεικονίζεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά μέλη του φορέα όταν η κατασκευή υποβάλλεται σε δυναμική ανάλυση. Τα στιγμιότυπα που επιλέχθηκαν είναι για διάφορες τιμές του μέτρου έντασης από 0.2g μέχρι και 0.8g. Τιμές επιτάχυνσης μικρότερης του 0.2g αμελήθηκαν καθώς για αυτές τις τιμές η κατασκευή παρέμενε ελαστική. Για την απεικόνιση του μεγέθους της σχηματιζόμενης πλαστικής άρθρωσης χρησιμοποιήθηκαν διάφοροι χρωματισμοί, οι οποίοι ερμηνεύονται στο υπόμνημα που συνοδεύουν κάθε εικόνα. Παρατηρούμε ότι ο κινηματικός μηχανισμός διαρροής της κατασκευής περιγράφεται μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (Σχήμα 5.19(c)), που είναι και ο επιθυμητός μηχανισμός απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας.



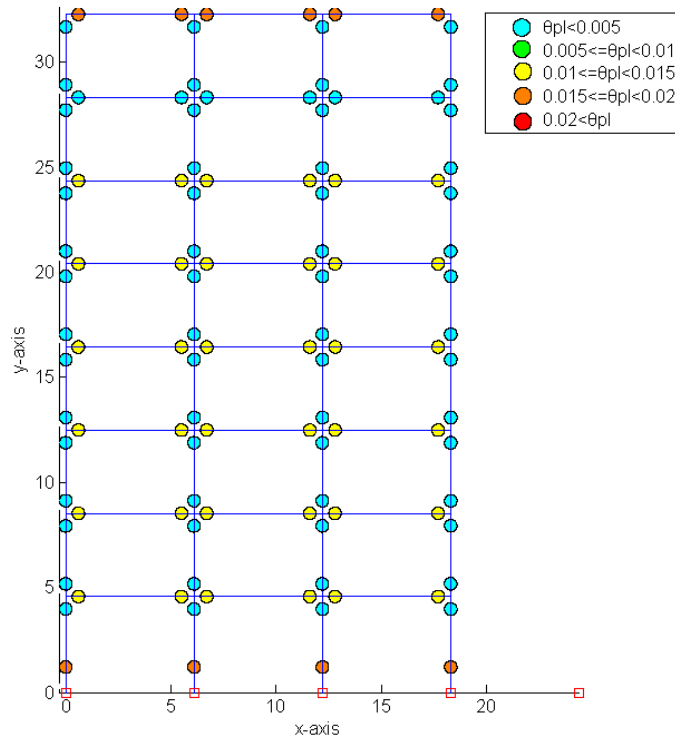
Σχήμα 5.13: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a=0,2g$.



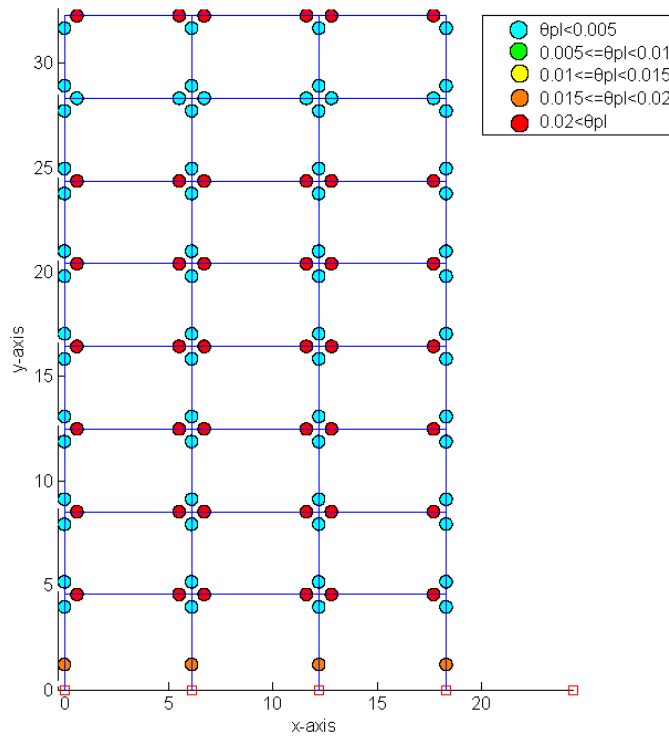
Σχήμα 5.14: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 0,3g$.



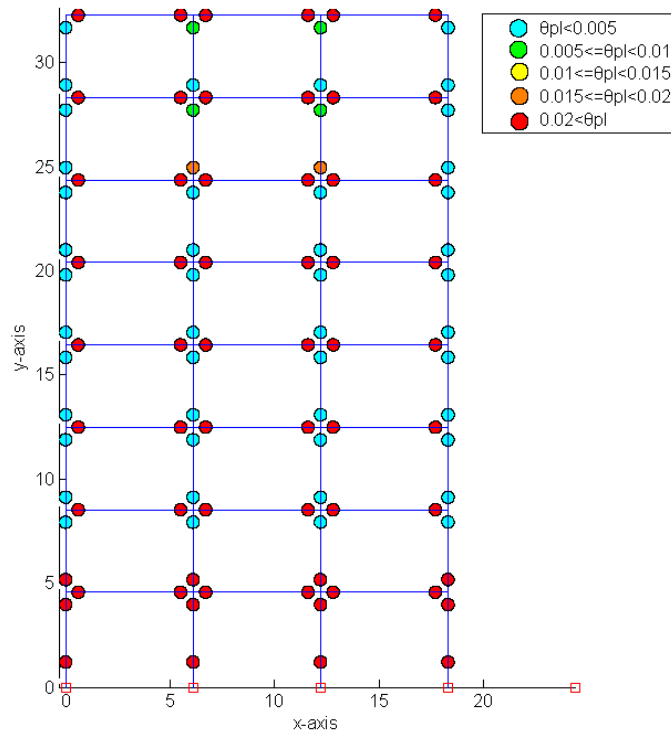
Σχήμα 5.15: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 0,4g$.



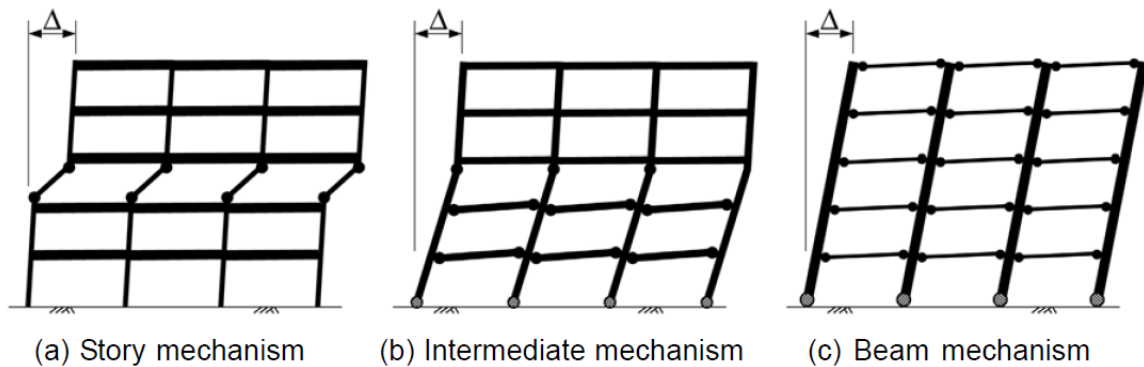
Σχήμα 5.16: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 0,6g$.



Σχήμα 5.17: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 0,7g$.



Σχήμα 5.18: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 0,8g$.

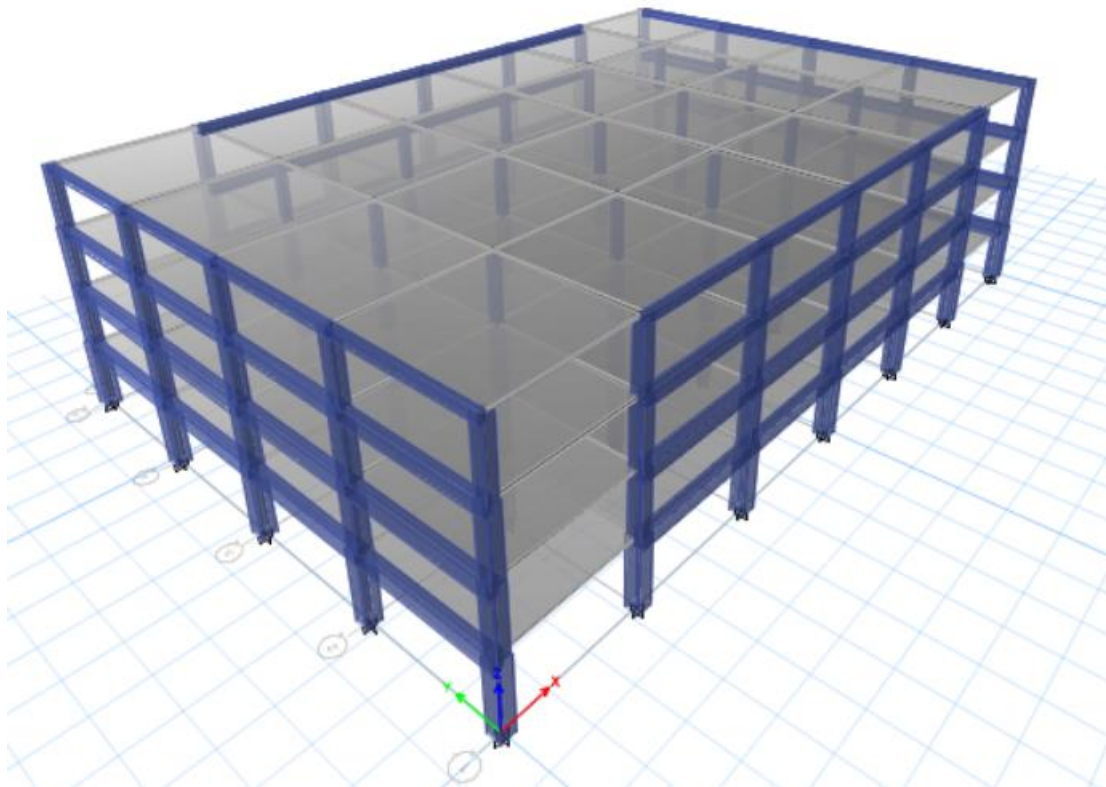


Σχήμα 5.19: Ο σχεδιασμός των πλαισίων παραλαβής ροπών αποσκοπεί στην αποφυγή του μηχανισμού ορόφου (a) και στην επίδιωξη είτε ενός ενδιάμεσου μηχανισμού (b) είτε ενός μηχανισμού σύμφωνα με τον οποίο αστοχούν μόνο οι δοκοί (c) (NIST GCR 8-917-1, 2008).

6 Αποτίμηση Συμπεριφοράς Τετραώροφου κτιρίου

6.1 Γεωμετρία Κτιριού

Το δεύτερο κτίριο που εξετάζεται είναι ένα τετραώροφο με κάτοψη (54m)x(36m). Στη διαμήκη διεύθυνση έχει 6 ανοίγματα των 9.0m, ενώ στην εγκάρσια διεύθυνση έχει 5 ανοίγματα των 9.0m. Η κάτοψη του κτιρίου είναι δηλαδή (54m)x(45m). Ο πρώτος όροφος έχει ύψος 4.5m ενώ ο καθένας από τους υπόλοιπους τρεις ορόφους έχει ύψος 4.0m. Συνολικά δηλαδή έχει ύψος 16,5m. Οι πλάκες δεν έχουν δοκούς. Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους.



Σχήμα 6.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής. Τα ανοίγματα είναι 9.0m και το ύψος είναι 4.5m και 4.0m για τον πρώτο και τους υπόλοιπους ορόφους αντίστοιχα

6.2 Υλικά κατασκευής - Διαστάσεις και οπλισμοί μελών

Παρακάτω παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος καθώς και του χάλυβα οπλισμού που χρησιμοποιήθηκε. Τα υποστυλώματα των πλαισίων χωρίζονται σε ακραία (A1, E1) και ενδιάμεσα (B1, C1, D1) (Σχήμα 6.2). Στον Πίνακα 6.1 φαίνονται οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων και των δοκών των περιμετρικών πλαισίων, ενώ στον Πίνακα 6.2 φαίνονται οι διαστάσεις των βαρυντικών υποστυλωμάτων του τρισδιάστατου προσομοιώματος. Στον Πίνακα 6.3 φαίνονται οι απαιτούμενοι και οι παρεχόμενοι οπλισμοί των υποστυλωμάτων και στον Πίνακα 6.4 φαίνονται οι απαιτούμενοι και οι παρεχόμενοι οπλισμοί των δοκών. Στο Σχήμα 6.3 φαίνονται οι οπλισμοί που προέκυψαν από το Etabs ενώ στον Πίνακα 6.5 φαίνονται τα φορτία κάθε ορόφου.

Σκυρόδεμα:

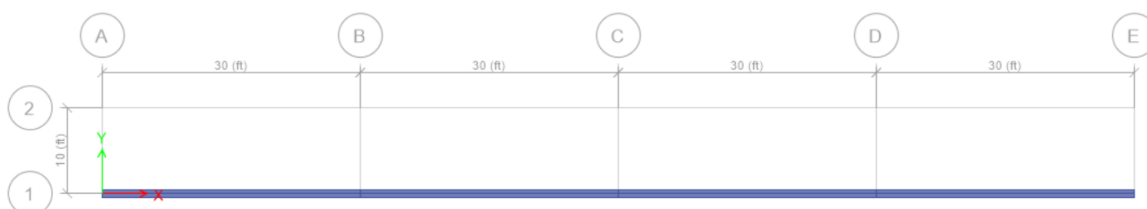
- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή : $f_{ck}=35$ MPa
- Ειδικό βάρος: $\gamma=25$ kN/m³
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E=31685$ MPa

Τα χαρακτηριστικά αυτά αντιστοιχούν στην ευρωπαϊκή κλάση σκυροδέματος C35/45.

Χάλυβας Οπλισμού:

- Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής : $f_{yk}=500$ MPa
- Ειδικό βάρος: $\gamma=78,5$ kN/m³
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E=200$ GPa

Τα χαρακτηριστικά αυτά αντιστοιχούν στην ευρωπαϊκή κλάση χάλυβα οπλισμού B500C.



Σχήμα 6.2: Κάτοψη δισδιάστατου προσομοιώματος.

Πίνακας 6.1: Διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών του 4-ώροφου κτιρίου.

Όροφος	Υποστυλώματα		Δοκοί	
	A1 , E1	B1 , C1 , D1	A-B ,B-C, C-D, D-E	
	b , h (cm)	b , h (cm)	h (cm)	bw (cm)
1	91,44	91,44	91,44	60,96
2	81,28	81,28	91,44	60,96
3	76,2	76,2	81,28	45,72
4	66,04	66,04	55,88	35,56

Πίνακας 6.2: Διατομές των εσωτερικών-βαρυντικών υποστυλωμάτων για το 3D προσομοίωμα.

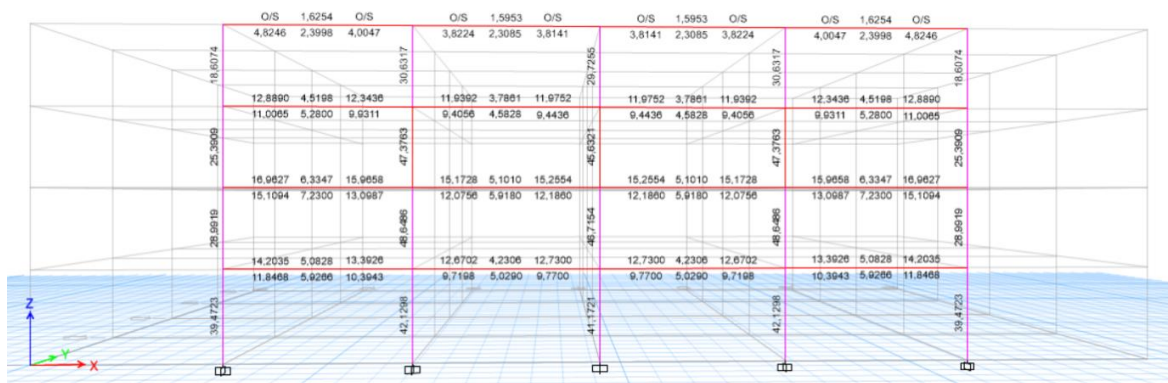
Όροφος	b , h (cm)
1	64,65
2	57,47
3	53,88
4	46,70

Πίνακας 6.3: Οπλισμοί των υποστυλωμάτων του 4-ώροφου κτιρίου.

Υποστυλώματα								
Όροφος	A1 , E1				B1 , C1 , D1			
	As,tot,cal Aschheim (in ²)	As,tot,cal Etabs (in ²)	Bars	As,tot,prov (in ²)	As,tot,cal Aschheim (in ²)	As,tot,cal Etabs (in ²)	Bars	As,tot,prov (in ²)
1	19,23	39,47	16 no10	20,32	47,73	42,12	36 no10	45,72
2	16,17	29	16 no10	20,32	27,7	48,65	24 no10	30,48
3	16,97	25,4	16 no10	20,32	29,84	47,37	24 no10	30,48
4	13,36	18,6	12 no10	15,24	23,79	30,63	20 no10	25,4

Πίνακας 6.4: Οπλισμοί των δοκών του 4-ώροφου κτιρίου.

Δοκοί								
A-B , B-C , C-D , D-E								
Όροφος	As,top,cal Aschheim (in ²)	As,top,cal Etabs (in ²)	As,bot,cal Aschheim (in ²)	As,bot,cal Etabs (in ²)	Top Bars	As,top,prov (in ²)	Bottom Bars	As,bot,prov (in ²)
1	16,38	14,2	7,48	5,92	16 no9	16	10 no8	7,9
2	15,34	16,96	6,67	7,23	16 no9	16	9 no8	7,11
3	11,96	12,88	5,07	5,28	12 no9	12	7 no8	5,53
4	5,66	6,2	2	2,4	6 no9	6	3 no8	2,37



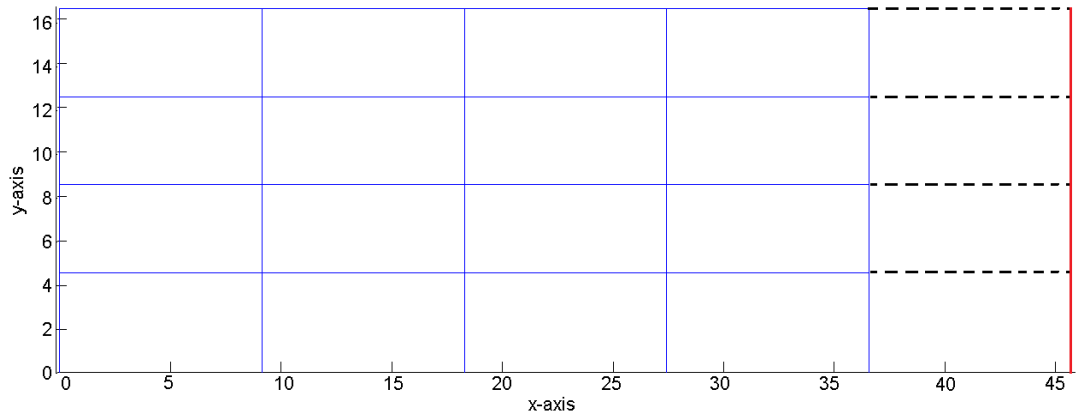
Σχήμα 6.3: Οι οπλισμοί που προέκυψαν από ιδιομορφική ανάλυση φάσματος στο Etabs. Οι τιμές είναι σε in^2 .

Πίνακας 6.5: Φορτία ορόφων.

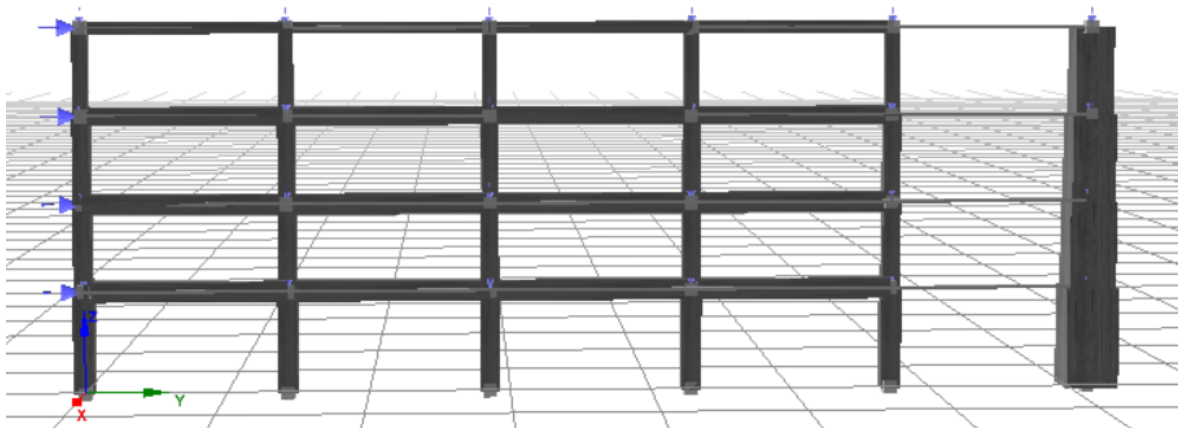
Όροφος	Φορτία (kN)
1	16814
2	16814
3	16814
4	16814
Σύνολο	67258

6.3 Προσομοιώματα για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς

Στα πλαίσια αποτίμησης της στατικής συμπεριφοράς του Τετραώροφου κτιρίου πραγματοποιήθηκαν όπως και στην περίπτωση του Οκταώροφου τρία είδη αναλύσεων. Μια ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, στην οποία χρησιμοποιήθηκε το τρισδιάστατο προσομοίωμα του Etabs το οποίο φαίνεται στο Σχήμα 6.1, μια μη γραμμική στατική ανάλυση στην οποία χρησιμοποιήθηκε τόσο το δισδιάστατο προσομοίωμα στο OpenSees το οποίο παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.4, όσο και το διασδιάστατο προσομοίωμα στο Seismostruct που φαίνεται στο Σχήμα 6.5. Αξίζει να σημειωθεί ότι στο OpenSees χρησιμοποιήθηκαν δύο μοντέλα, ένα κατανεμημένης και ένα συγκεντρωμένης πλαστικότητας ενώ στο Seismostruct χρησιμοποιήθηκε ένα μοντέλο κατανεμημένης πλαστικότητας. Ο λόγος για τον οποίο χρησιμοποιήθηκαν για την Pushover τρία μοντέλα προσομοίωσης σε δύο διαφορετικά λογισμικά είναι να αυξηθεί η αξιοπιστία των παραγόμενων αποτελεσμάτων. Τέλος πραγματοποιήθηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση για την οποία χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας του OpenSees. Ομοίως με πριν μεγαλύτερη πρώτη ιδιοπερίοδο παρουσιάζει το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας με $T_1=1.17\text{s}$ ενώ το μοντέλο κατανεμημένης πλαστικότητας έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T_1=0.786$.



Σχήμα 6.4: Δισδιάστατο προσομοίωμα στο opensees.



Σχήμα 6.5: Εικόνα δισδιάστατου μοντέλου στο λογισμικό Seismostruct.

6.4 Αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς

6.4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος απόκρισης

Στον Πίνακα 6.6 παρουσιάζονται οι 12 πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης όπως προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση όπως επίσης και τα ποσοστά των δρυσών ιδιομορφικών μαζών ανά κατεύθυνση:

Πίνακας 6.6: Οι δώδεκα πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης και τα ποσοστά των δρυσών ιδιομορφικών μαζών για το 4-ώροφο.

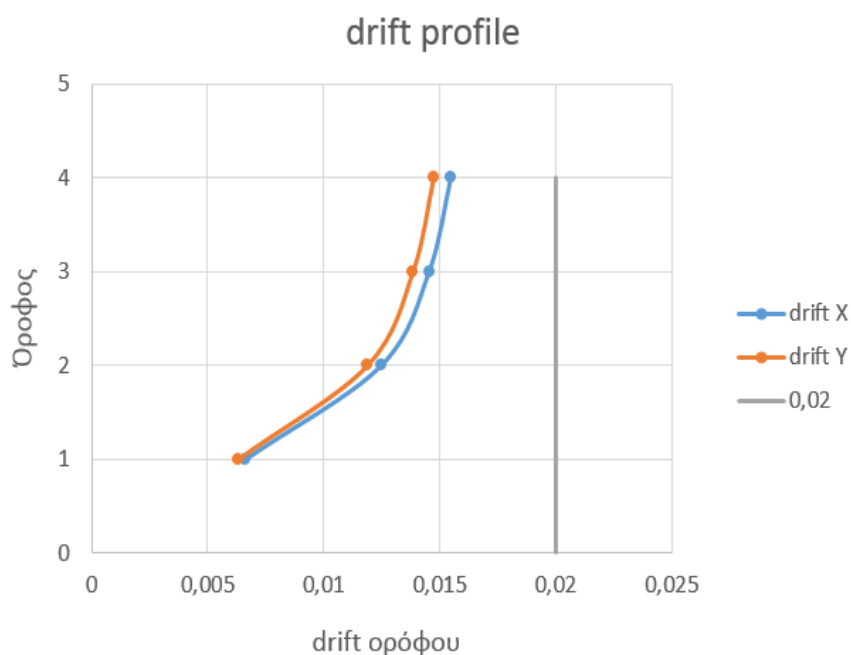
Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
1	0,772	0,7538	0	0	0,7538	0	0
2	0,771	0	0,754	0	0,7538	0,754	0
3	0,496	0	0	0,762	0,7538	0,754	0,762
4	0,256	0,16	0	0	0,9138	0,754	0,762
5	0,234	0	0,1599	0	0,9138	0,9139	0,762
6	0,178	0	0	0,1564	0,9138	0,9139	0,9185
7	0,119	0,0597	0	0	0,9736	0,9139	0,9185
8	0,107	0	0,0597	0	0,9736	0,9736	0,9185
9	0,086	0	0	0,0565	0,9736	0,9736	0,975
10	0,068	0,0264	0	0	1	0,9736	0,975
11	0,049	0	0,0264	0	1	1	0,975
12	0,051	0	0	0,025	1	1	1

Παρατηρώντας τον Πίνακα 6.6 βλέπουμε ότι ήδη από την 6^η ιδιομορφή επιτυγχάνεται δρώσα ιδιομορφική μάζα $m^* \geq 0.90 * M_{tot}$. Ενώ κάτι τέτοιο στο οκταώροφο επιτεύχθηκε στην 9^η ιδιομορφή. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το τετραώροφο και γενικότερα τα χαμηλά κτίρια είναι πιο κοντά στο ισοδύναμο μονοβάθμιο. Συνεπώς η συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών σε αυτά τα κτίρια δεν είναι τόσο σημαντική.

Όπως και για το οκταώροφο αξιοποιήθηκαν τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης ώστε να γίνει ο έλεγχος της ανηγμένης παραμόρφωσης και του συντελεστή ευστάθειας θ κάθε ορόφου. Οι έλεγχοι αυτοί παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.6 και 6.7 αντίστοιχα. Όπως συμπεραίνεται, δεν παρατηρείται υπέρβαση ούτε του drift ούτε του συντελεστή ευστάθειας θ σε κανέναν όροφο του κτιρίου.

Πίνακας 6.7: Τιμές ανηγμένης παραμόρφωσης ορόφων και μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή.

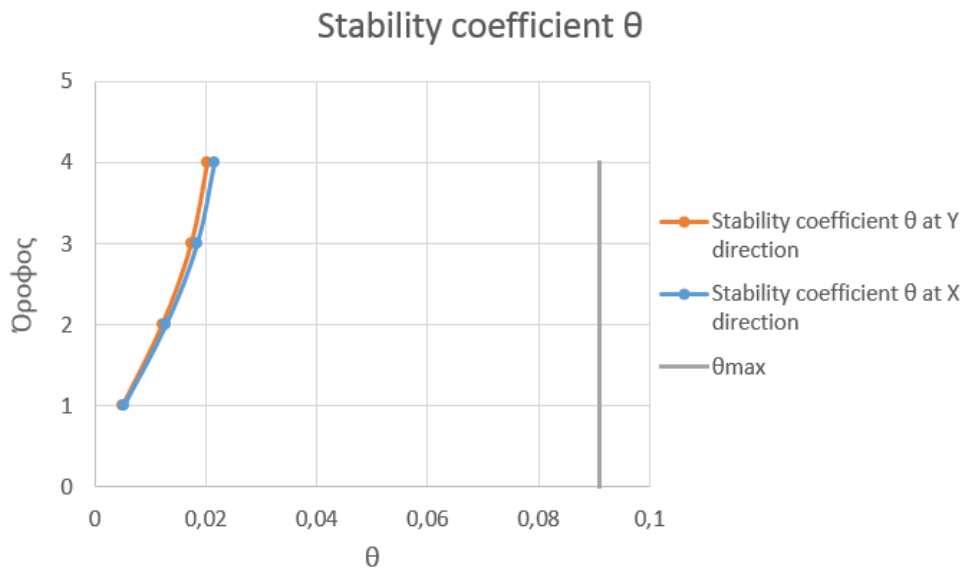
Όροφος	max U X (mm)	max U Y (mm)	Cd	dsx (mm)	dsy (mm)	h (mm)	Interstory drift x	Interstory drift y	Max allowable drift
4	36.37	34.55	5.5	200.04	190.04	4000	0.0155	0.0147	0.02
3	25.11	23.85	5.5	138.05	131.15	4000	0.0146	0.0138	0.02
2	14.51	13.79	5.5	79.81	75.82	4000	0.0125	0.0119	0.02
1	5.42	5.15	5.5	29.83	28.34	4500	0.0066	0.0063	0.02



Σχήμα 6.6: Απεικόνιση της ανηγμένης παραμόρφωσης κάθε ορόφου για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου μαζί με το όριο του κανονισμού.

Πίνακας 6.8: Τιμές συντελεστών ελέγχου φαινομένων δευτέρας τάξης (φαινόμενα P-Δ).

Όροφος	dsx (mm)	dsy (mm)	P (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)	h (mm)	Stability coefficient θ at X direction	Stability coefficient θ at Y direction	θmax
4	200.04	190.04	23904.82	10107.71	10120.89	4000	0.022	0.020	0.091
3	138.05	131.15	47809.64	16252.62	16281.94	4000	0.018	0.018	0.091
2	79.81	75.82	71714.45	20166.64	20182.49	4000	0.013	0.012	0.091
1	29.83	28.34	97420.02	21946.22	21983.07	4500	0.005	0.005	0.091



Σχήμα 6.7: Απεικόνιση των συντελεστών ευστάθειας θ σε κάθε ορόφο και για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου μαζί με την τιμή ελέγχου.

6.4.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Ομοίως με πριν επιλέγεται μια καθ' ύψος κατανομή των φορτίων σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή. Το ιδιοδιάνυσμα φ και το κανονικοποιημένο ως προς τη μετακίνηση της οροφής ιδιοδιάνυσμα Φ της πρώτης ιδιομορφής είναι:

$$\vec{\varphi} = \begin{Bmatrix} 0.3875 \\ 0.2930 \\ 0.1985 \\ 0.1039 \end{Bmatrix}, \vec{\Phi} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.756 \\ 0.512 \\ 0.268 \end{Bmatrix} \quad (6.1)$$

Οι μάζες των ορόφων (σε Mgr) και οι αντίστοιχες αδρανειακές δυνάμεις (σε kN) είναι:

$$\vec{m}_i = \begin{Bmatrix} m_4 \\ m_3 \\ m_2 \\ m_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 931.79 \\ 963.95 \\ 987.95 \\ 1027.19 \end{Bmatrix}, \vec{F}_i = m_i \cdot \Phi_i = \begin{Bmatrix} 931.79 \\ 728.84 \\ 506.02 \\ 275.59 \end{Bmatrix} \quad (6.2)$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η μάζα του ισοδύναμου συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας (SDOF : Single Degree of Freedom):

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = \sum \bar{F}_i = 244225Mgr \quad (6.3)$$

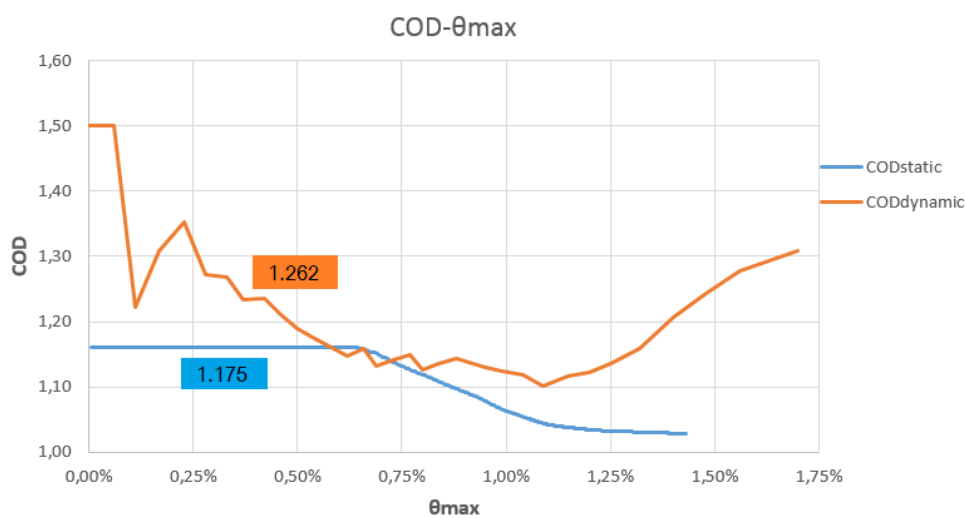
Ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής είναι:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum (m_i \cdot \Phi_i^2)} = \frac{244225}{1816} = 1.344 \quad (6.4)$$

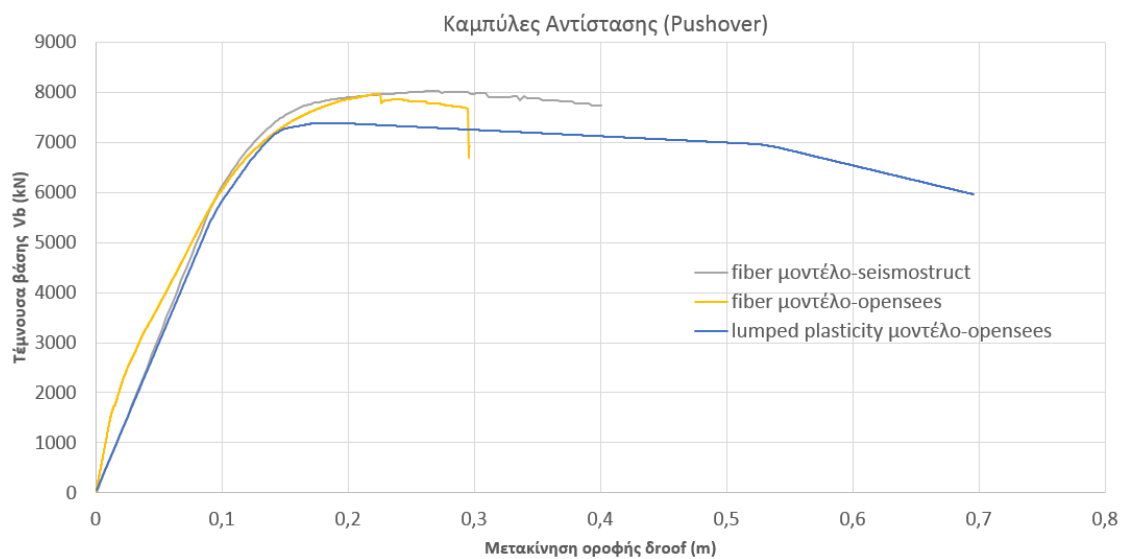
Τέλος υπολογίζεται το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας για την πρώτη ιδιομορφή:

$$a_1 = \frac{(\sum m_i \cdot \Phi_i)^2}{\sum m_i \cdot \sum (m_i \cdot \Phi_i^2)} = \frac{2442.25^2}{3910.89 \cdot 1816} = 0.839 \quad (6.5)$$

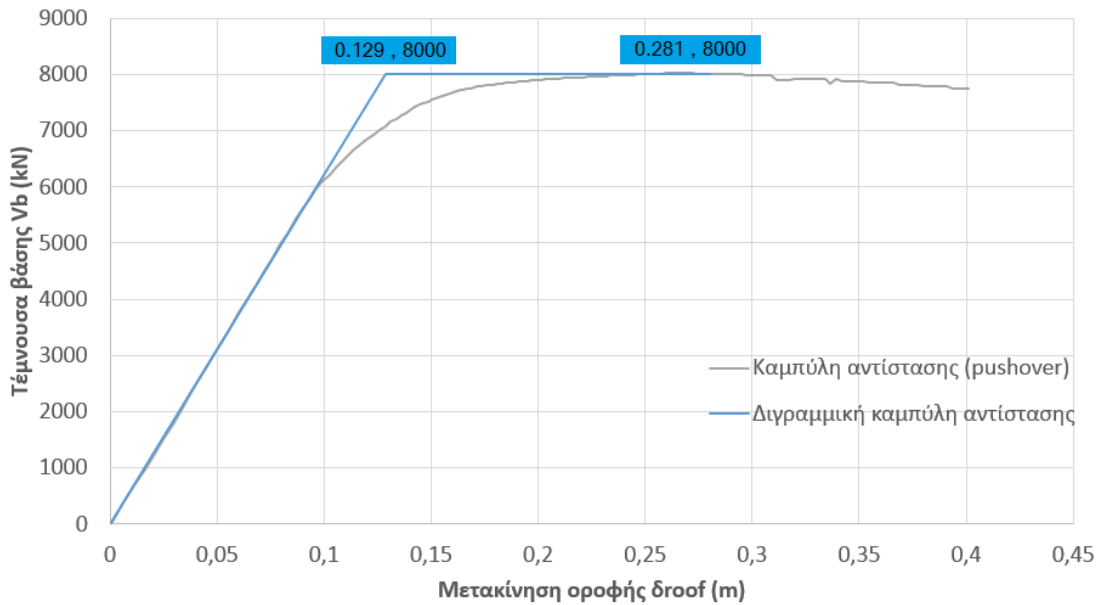
Οι τιμές των Γ και a_1 είχαν εκτιμηθεί από τον Aschheim, ο οποίος χρησιμοποίησε στη φάση του σχεδιασμού μια απλοποιημένη μέθοδο, 1.34 και 0.84 αντίστοιχα.



Σχήμα 6.8: Συντελεστές συγκέντρωσης μετακινήσεων COD_{static} και $COD_{dynamic}$.



Σχήμα 6.9: Καμπύλες αντίστασης για τα διάφορα μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

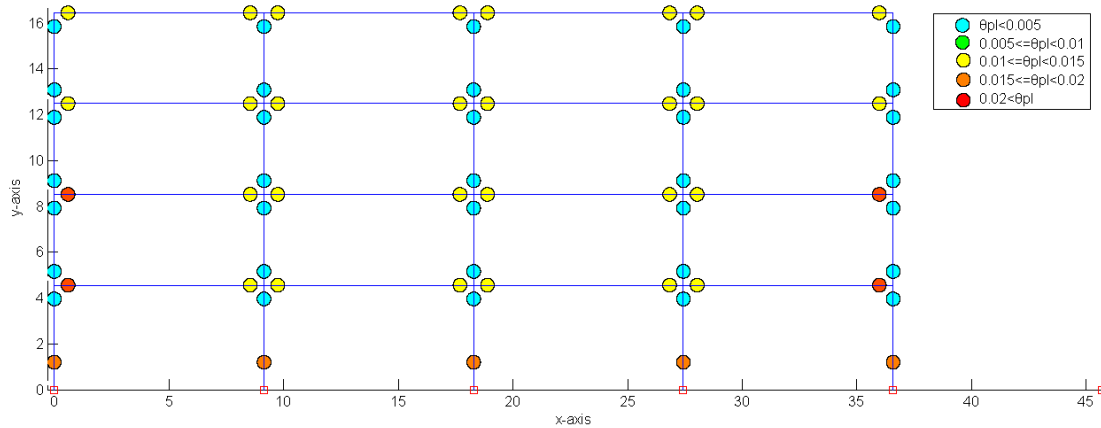


Σχήμα 6.10: Η καμπύλη αντίστασης που προέκυψε από το seismostruct και η αντίστοιχη διγραμμικοποίησή της.

Ομοίως με πριν αξιοποιήθηκε η καμπύλη αντίστασης, που προέκυψε από την Pushover, ώστε να υπολογιστεί με χρήση της μεθόδου N2 η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεσματικότητας Προστασία Ζωής. Τελικά για την περίπτωση του οκταώροφου υπολογίστηκε $\delta^*=0,278m$ και $\Delta=0,374m$. Στη συνέχεια για την τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί σε αυτή τη μετακίνηση ελέγχθηκε κάθε στοιχείο της κατασκευής ώστε να εξακριβωθεί αν έχει υπερβεί τη γωνία στροφή χορδής που αντιστοιχεί σε αυτό το στόχο επιτελεσματικότητας. Οι τιμές των γωνιών στροφών των μελών της κατασκευής οι οποίες υπολογίστηκαν από τους τύπους των Panagiotakos & Fardis (2001) καθώς και η γωνία στροφής που αντιστοιχεί στο στόχο επιτελεσματικότητας Προστασία ζωής (σύμφωνα με ΚΑΝΕΠΕ και EC8) φαίνονται στον Πίνακα 6.9. Ο έλεγχος φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Όπως διαπιστώνεται, δεν πραγματοποιείται υπέρβαση του στόχου επιτελεσματικότητας Προστασίας ζωής σε κανένα μέλος της κατασκευής για τη στοχευόμενη μετακίνηση.

Πίνακας 6.9: Τιμές θ_y , θ_u και $\theta_{ΠΖ}$ για τα υποστυλώματα και τις δοκούς.

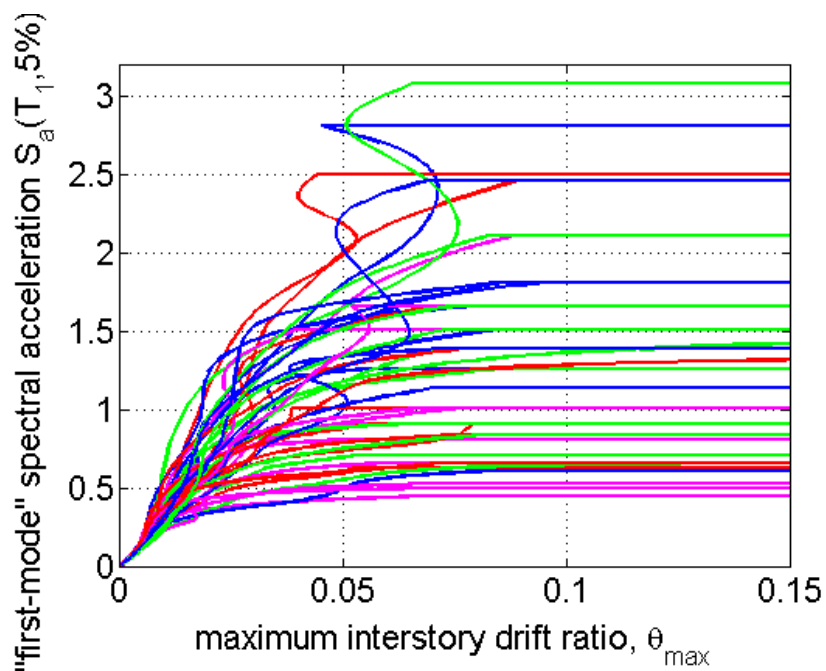
Όροφος	Υποστυλώματα			Δοκοί		
	θ_y (rad)	θ_u (rad)	$\theta_{ΠΖ}$ (rad)	θ_y (rad)	θ_u (rad)	$\theta_{ΠΖ}$ (rad)
1	0,0055	0,0559	0,0204	0,0089	0,0825	0,0304
2	0,0055	0,0554	0,0203	0,0088	0,0800	0,0296
3	0,0057	0,0567	0,0208	0,0095	0,0845	0,0313
4	0,0063	0,0609	0,0224	0,0137	0,0926	0,0354



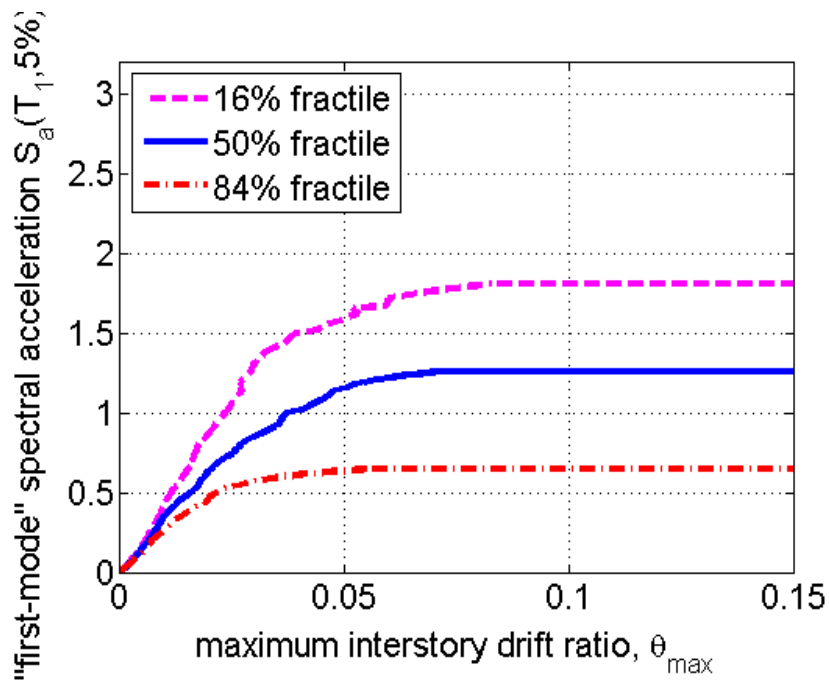
Σχήμα 6.11: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων που αντιστοιχούν στη στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής $\Delta=0.374m$. Η μέγιστη γωνία στροφής που σημειώθηκε είναι $\theta_{pl}<0.02$.

6.4.3 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

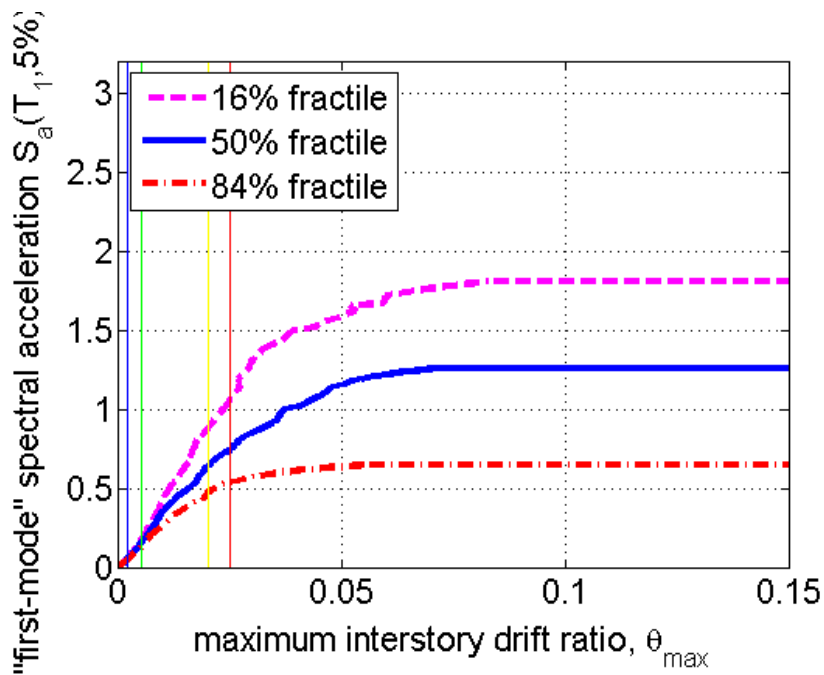
Στο Σχήμα 6.12 παρουσιάζονται το σύνολο καμπυλών IDA, στο Σχήμα 6.13 οι καμπύλες IDA ομαδοποιημένες σε ποσοστημόρια των 16%,50% και 84 % και στο Σχήμα 6.14 οι ομαδοποιημένες καμπύλες IDA μαζί με τις στάθμες επιτελεστικότητας.



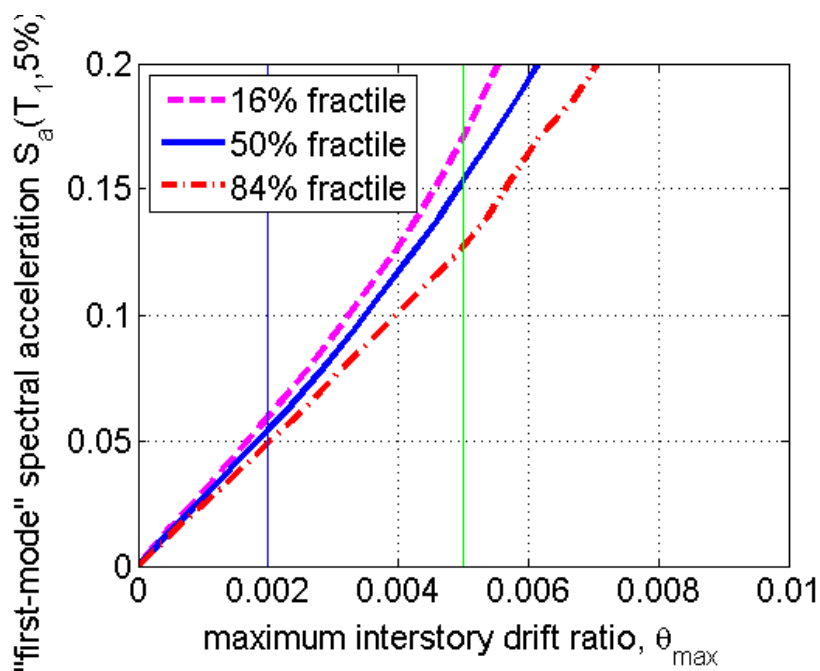
Σχήμα 6.12: Φασματική επιτάχυνση 1^{ης} ιδιομορφής ($\zeta=5\%$)-μέγιστη εσωτερική γωνία στροφής όπως προέκυψε από τις IDA.



Σχήμα 6.13: Ποσοστημόρια 16%, 50% και 84% των καμπυλών IDA.



Σχήμα 6.14: Τοποθέτηση των ορίων της γωνίας στροφής που αντιστοιχούν στους στόχους επιτελεσματικότητας ($\theta_{max}=0.2\%$, 0.5% , 2% και 2.5%)

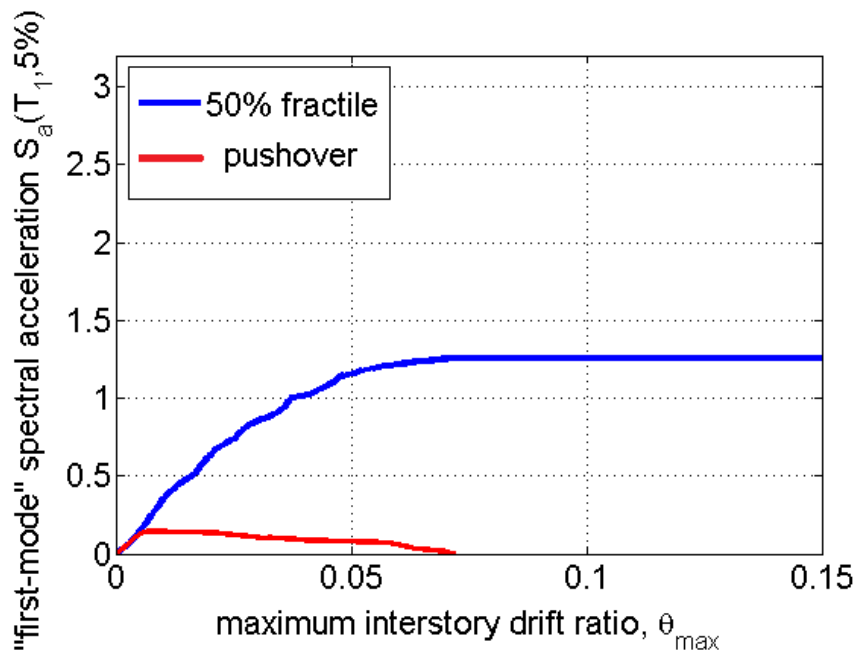


Σχήμα 6.15: Μεγέθυνση του Σχήματος 6.14 για την καλύτερη απεικόνιση των γωνιών στροφής που αντιστοιχούν στους στόχους επιτελεστικότητας Λειτουργικότητα του κτιρίου και Άμεση χρήση.

Στο Σχήμα 6.16 πραγματοποιείται μια σύγκριση ανάμεσα στην καμπύλη του ποσοστημορίου 50% των καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν στην IDA και στην καμπύλη που προέκυψε από τη μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover). Η καμπύλη pushover έχει μετασχηματιστεί από την καμπύλη αντίστασης του μοντέλου συγκεντρωμένης πλαστικότητας καθώς αυτό το μοντέλο χρησιμοποιήθηκε και για τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Η τέμνουσα βάσης μετατρέπεται στη φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής σύμφωνα με τη σχέση:

$$S_a(T_1, 5\%)(g) = \frac{V_b}{a_1 \cdot M \cdot g} = \frac{V_b}{0.839 \cdot 391089 \cdot 9.81} = \frac{V_b}{32189} \quad (6.6)$$

Παρατηρώντας τις δύο καμπύλες, διαπιστώνεται ότι αυτές ταυτίζονται στην ελαστική περιοχή. Έπειτα, ενώ η καμπύλη pushover περνά στην ανελαστική περιοχή, η καμπύλη IDA συνεχίζει να αυξάνεται σχεδόν γραμμικά ακολουθώντας τον κανόνα των ίσων μετατοπίσεων ο οποίος ισχύει για κατασκευές με θεμελιώδη περίοδο $T_1 > T_c$. Όταν η καμπύλη pushover φθίνει τείνοντας προς τη μηδενική τέμνουσα βάσης, ξεκινά η καθοδική πορεία της καμπύλης IDA μέχρι την οριζοντίωσή της, η οποία δηλώνει την κατάσταση δυναμικής αστάθειας. Στην καμπύλη της pushover η κατάρρευση εκδηλώνεται με μηδενισμό της τέμνουσας βάσης και συνεπώς και της φασματικής επιτάχυνσης.

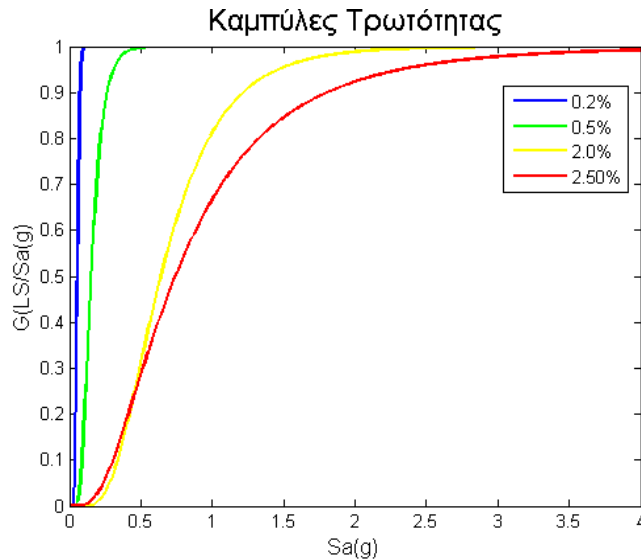


Σχήμα 6.16: Σύγκριση καμπύλης ποσοστημορίου 50% των καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν στην IDA και της καμπύλης pushover .

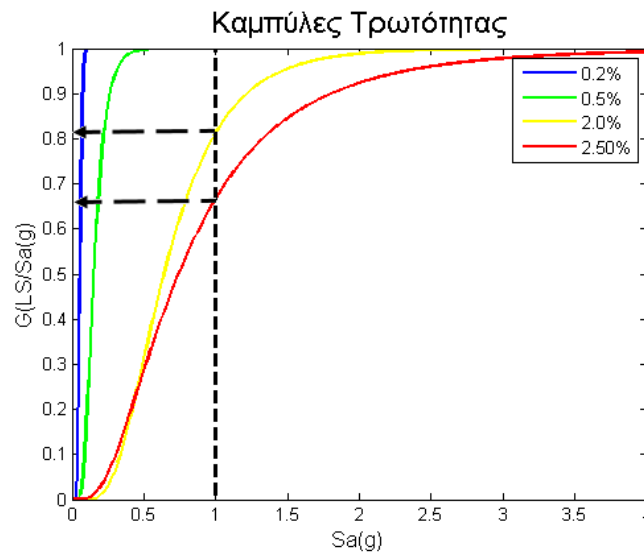
Στα πλαίσια εξαγωγής συμπερασμάτων από τα αποτελέσματα της IDA, κατασκευάστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας με σκοπό να υπολογιστεί η πιθανότητα υπέρβασης καθενός από τους τέσσερις στόχους επιτελεσματικότητας για δεδομένο επίπεδο σεισμικής έντασης. Για αυτούς τους τέσσερις στόχους επιτελεσματικότητας προκύπτουν οι τιμές φασματικής επιτάχυνσης του Σχήματος 6.10. Στο Σχήμα 6.18 φαίνεται η πιθανότητα να υπερβεί η κατασκευή τις στάθμες επιτελεσματικότητας για επιτάχυνση $S_a=1g$. Έτσι η πιθανότητα υπέρβασης των OP και IO είναι 100%, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης των στάθμων επιτελεσματικότητας LS και CP είναι 81.12% και 66.75% αντίστοιχα.

Πίνακας 6.10: Τιμές του $S_{a,C}$ για τους στόχους επιτελεσματικότητας OP, IO, LS και CP.

θ_{max}	0,2%	0,5%	2,0%	2,5%
$S_{a,C}^{84\%}$	0,063	0,172	0,855	1,093
$S_{a,C}^{50\%}$	0,055	0,153	0,698	0,746
$S_{a,C}^{16\%}$	0,049	0,128	0,535	0,547



Σχήμα 6.17: Καμπύλες τρωτότητας για τους στόχους επιτελεστικότητας OP, IO, LS και CP .

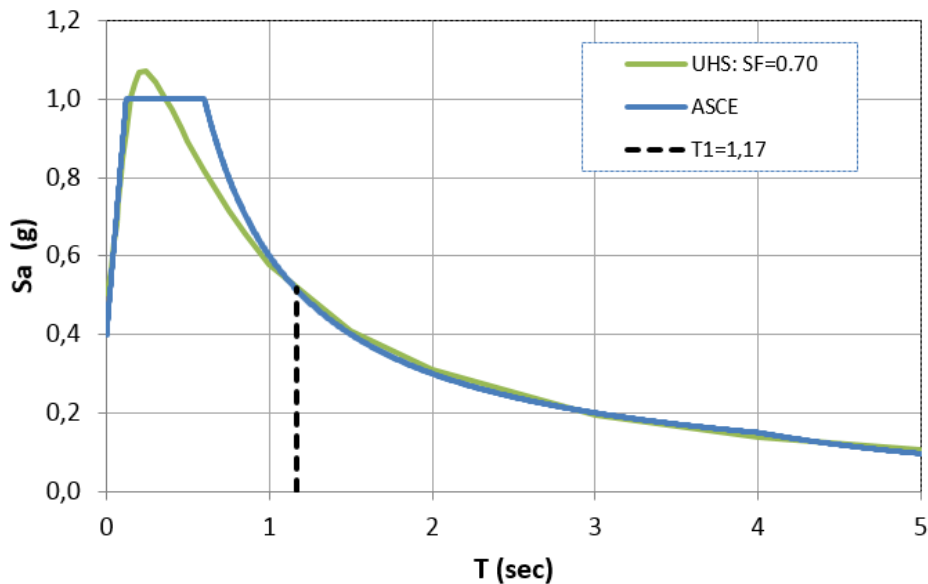


Σχήμα 6.18: Καμπύλες τρωτότητας για τους στόχους επιτελεστικότητας OP, IO, LS και CP και επιτάχυνση $S_a=1g$.

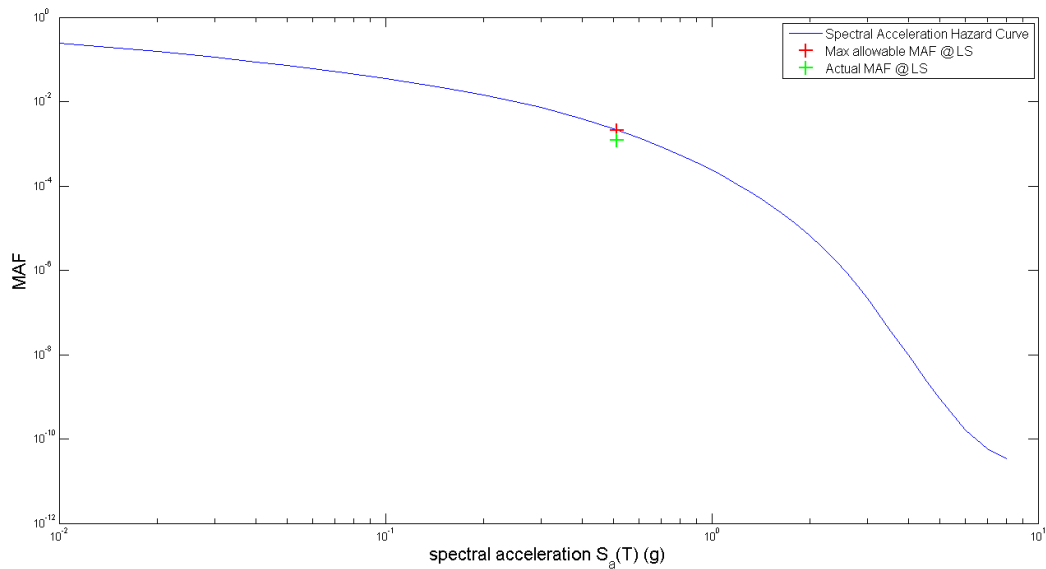
Προκύπτει $MAF^{LS}=0.0012 < 0.0021$ (Σχήμα 6.20) με διάστημα εμπιστοσύνης 89.7%. Συνεπώς ικανοποιείται ο έλεγχος της μέσης ετήσιας συχνότητας για το στόχο επιτελεστικότητας της προστασίας ζωής. Όπως και για το οκταώροφο, θα υπολογιστεί για το τετραώροφο ο συντελεστής φάσματος σχήματος με τον οποίο θα πολλαπλασιαστεί το $S_{a,C}^{50\%}$ του στόχου επιτελεστικότητας της προστασίας ζωής έτσι ώστε να διορθωθεί το σχήμα του φάσματος που προέκυψε από τις καταγραφές ισχυρών σεισμών που χρησιμοποιήθηκαν. Τελικά προκύπτει $SSF=1.375$ για το CP και με γραμμική παρεμβολή $SSF=1.10$ για το LS. Μετά την προσαύξηση της $S_{a,C}^{50\%}$ προκύπτει $MAF^{LS}=0.00093 < 0.0021$ (Σχήμα 6.21) με διάστημα εμπιστοσύνης 96%. Όπως και πριν έγινε ο έλεγχος του MAF και για την περίπτωση όπου λαμβάνεται υπόψη το SSF αλλά αγνοείται το $sf=0.70$ με το οποίο πολλαπλασιάστηκε το UHS προκειμένου να συμπίπτει με

το φάσμα του ASCE για $T=T_1$. Στην περίπτωση αυτή υπολογίστηκε $MAF^{LS}=0.00131<0.0021$ με διάστημα εμπιστοσύνης 86%. Δηλαδή για το τετραώροφο ικανοποιείται ο έλεγχος της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης ακόμα και για το δυσμενή συνδυασμό.

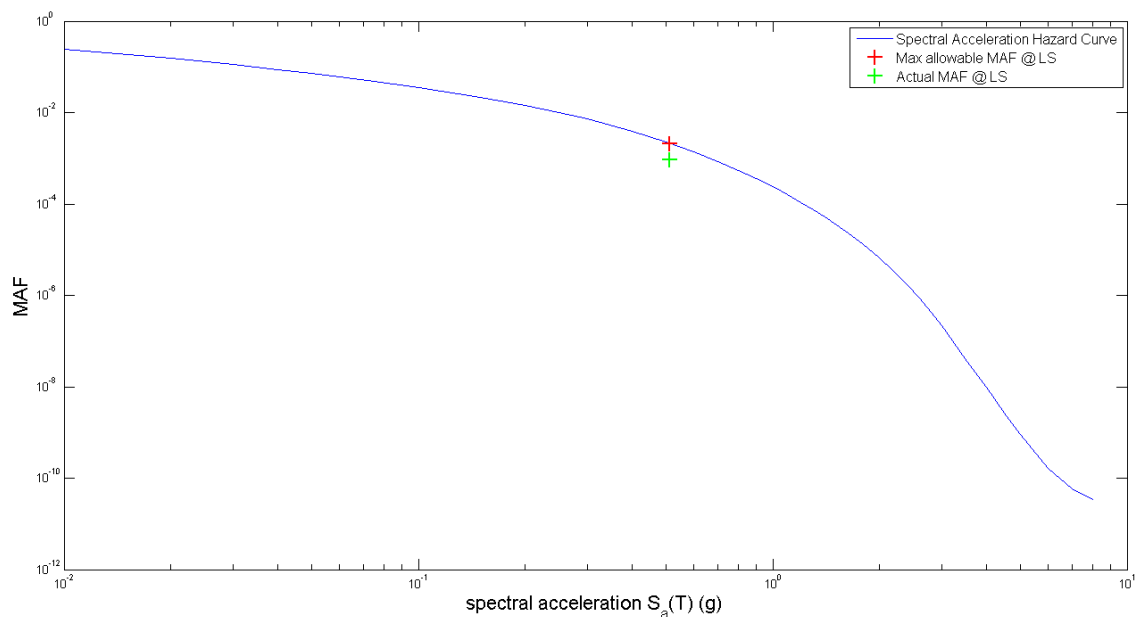
Όπως και στο οκταώροφο, πραγματοποιήθηκε έλεγχος του MAF για την κατάρρευση (η οποία διαφέρει από το στόχο επιτελεστικότητας CP), δηλαδή για την τιμή του θ_{max} για την οποία οριζοντιώνονται οι καμπύλες του Σχήματος 6.13. Η τιμή αυτή προκύπτει ίση με $\theta_{max}=0.07$. Προκειμένου να πλησιάσει το UHS που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 1% στα 50 χρόνια το φάσμα του ASCE για $T=T_1$ χρησιμοποιήθηκε το $sf=0.70$ που προέκυψε από την LS. Προκύπτει $MAF^{collapse}=0.000463>0.000201$. Στη συνέχεια έγινε ο έλεγχος λαμβάνοντας υπόψη και το $SSF=1.375$. Για την περίπτωση αυτή προκύπτει $MAF^{collapse}=0.000177<0.000201$ με διάστημα εμπιστοσύνης 68.4%. Τέλος έγινε ο έλεγχος του MAF και για την περίπτωση όπου λαμβάνεται υπόψη το SSF αλλά αγνοείται το $sf=0.70$. Τελικά σημειώνεται μικρή υπέρβαση καθώς $MAF^{collapse}=0.000253>0.000201$.



Σχήμα 6.19: Σύγκριση ελαστικών φασμάτων ASCE-UHS (SF=0.70) για LS. Το UHS προέκυψε από μια οριζόντια τομή στο Σχήμα 5.7 για τιμή του MAF ίση με 0.0021 (LS). Για $T=T_1=1.17s$ τα δύο φάσματα πρακτικά ταυτίζονται.



Σχήμα 6.20: Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας (κατακόρυφη τομή του Σχήματος 5.7 για $T=1.17s$). Απεικόνιση πραγματικού και μέγιστου επιτρεπόμενου MAF για το στόχο επιτελεστικότητας LS.

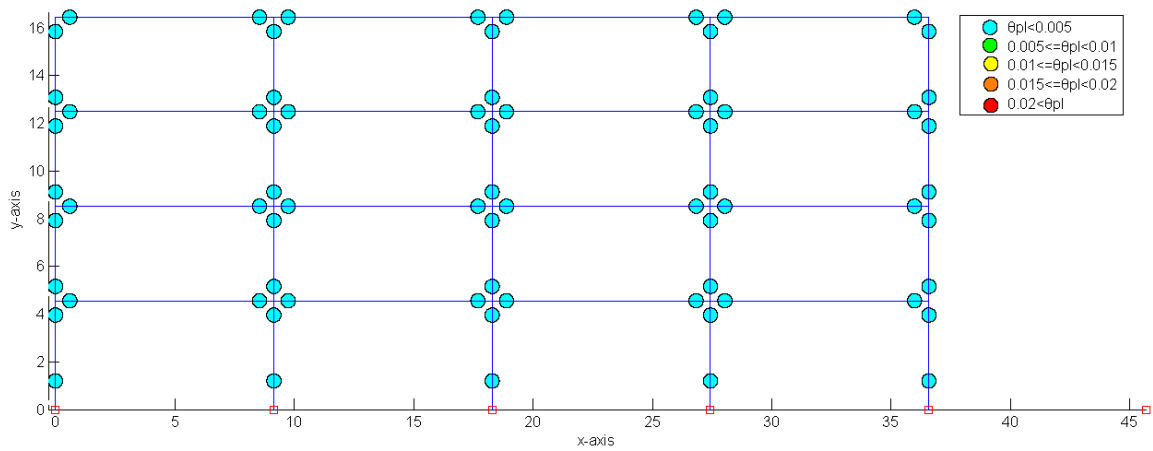


Σχήμα 6.21: Υπολογισμός πραγματικού MAF για το στόχο επιτελεστικότητας LS μετά τη διόρθωση του S_a με το SSF .

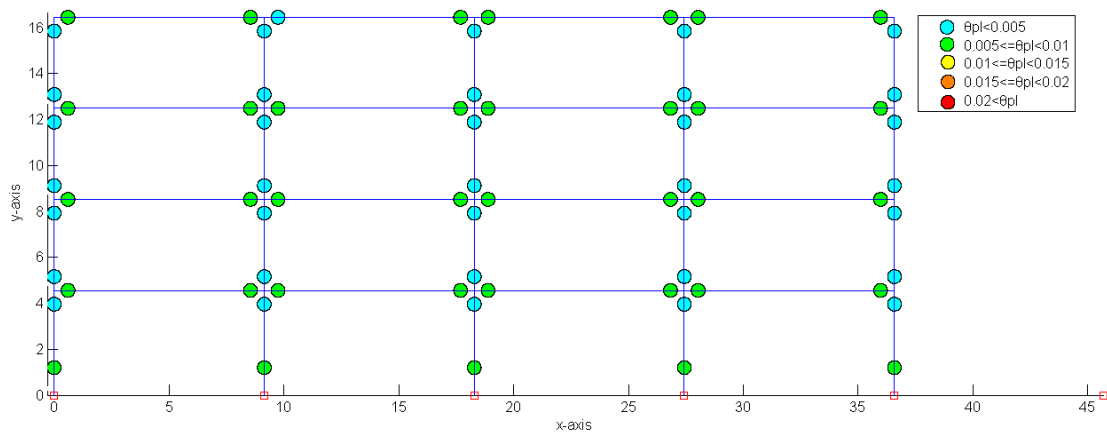
6.4.4 Κατανομή Πλαστικών Αρθρώσεων στην Κατασκευή

Στα επόμενα σχήματα απεικονίζεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά μέλη του φορέα όταν η κατασκευή υποβάλλεται σε δυναμική ανάλυση. Τα στιγμιότυπα που επιλέχθηκαν είναι για διάφορες τιμές του μέτρου έντασης. Τιμές επιτάχυνσης μικρότερης του 0.4g αμελήθηκαν καθώς για αυτές τις τιμές η κατασκευή παρέμενε ελαστική. Για την απεικόνιση του μεγέθους της σχηματιζόμενης πλαστικής άρθρωσης χρησιμοποιήθηκαν διάφοροι χρωματισμοί, οι οποίοι ερμηνεύονται στο υπόμνημα που συνοδεύουν κάθε εικόνα. Παρατηρούμε ότι ο κινηματικός μηχανισμός

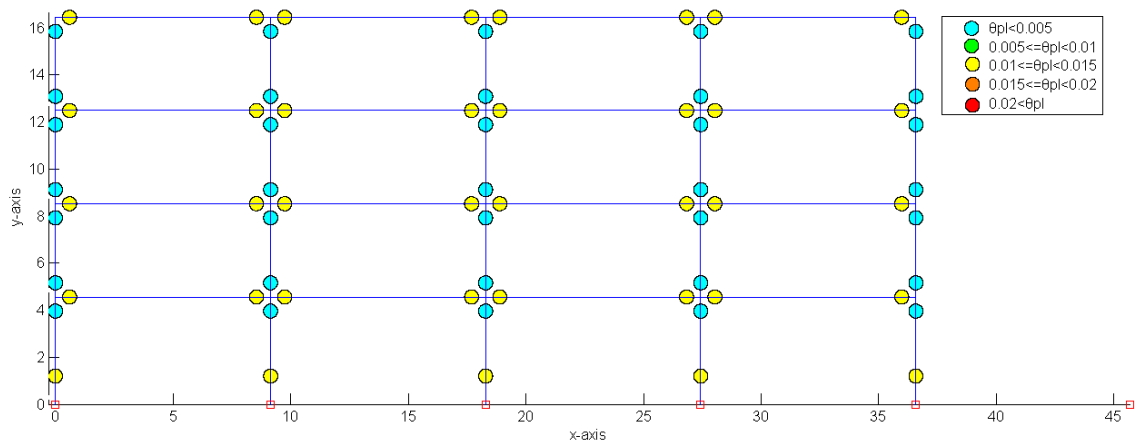
διαρροής της κατασκευής περιγράφεται μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (Σχήμα 5.19(c)), που είναι και ο επιθυμητός μηχανισμός απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας.



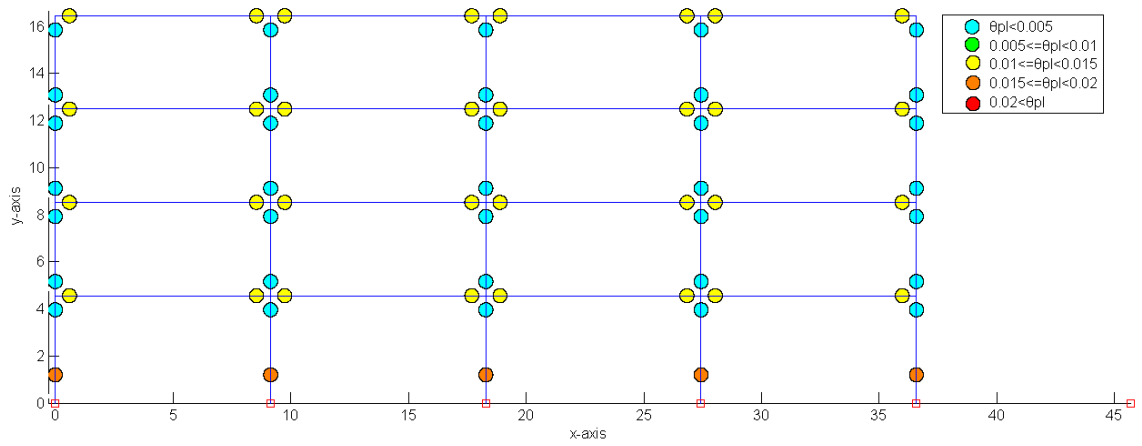
Σχήμα 6.22: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 0,4g$.



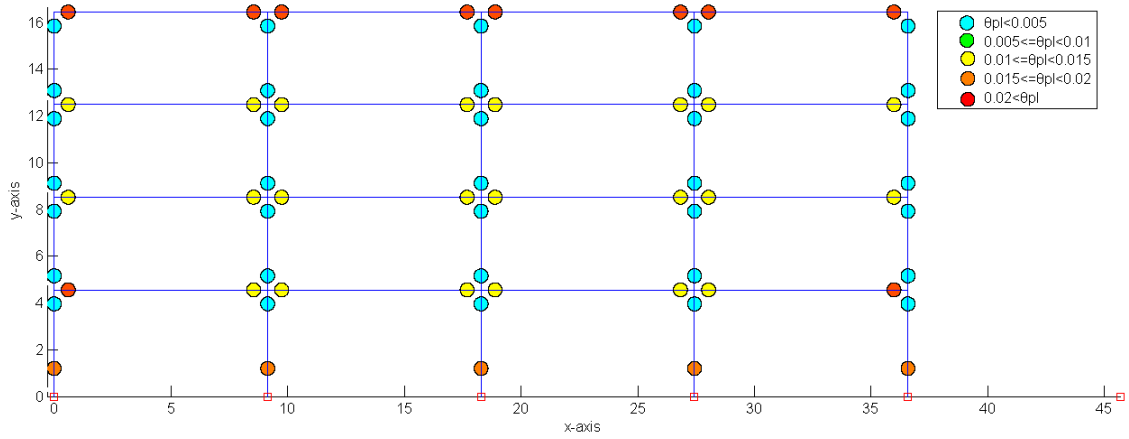
Σχήμα 6.23: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 0,6g$.



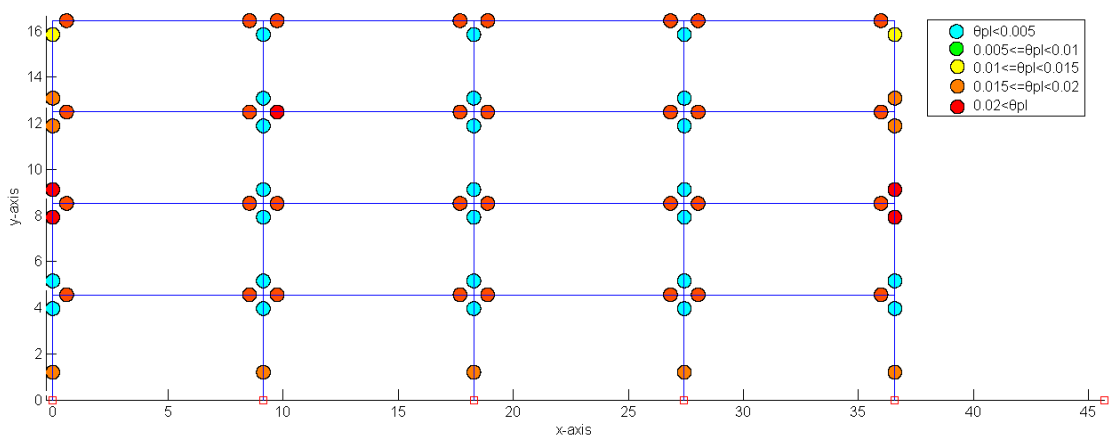
Σχήμα 6.24: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 0,7g$.



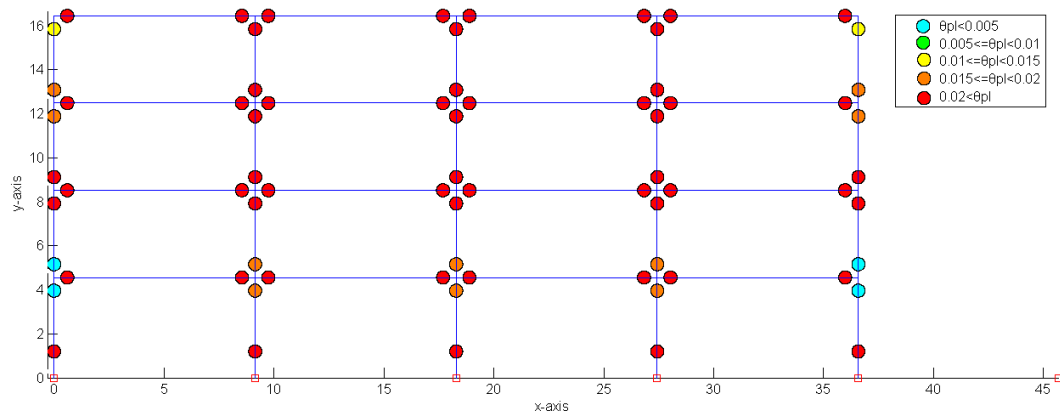
Σχήμα 6.25: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 0,8g$.



Σχήμα 6.26: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 0,9g$.



Σχήμα 6.27: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 1,0g$.



Σχήμα 6.28: Εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων για $S_a = 1,1g$.

7 Συμπεράσματα

Από την ανάλυση που προηγήθηκε προκύπτουν τα εξής χρήσιμα συμπεράσματα:

1. Τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής οδήγησαν σε ακριβή σχεδιασμό με ικανοποίηση του κρίσιμου στόχου επιτελεσματικότητας χωρίς να είναι απαραίτητη η χρήση του συντελεστή *SSF* που προτείνεται από τη FEMA P695. Επίσης για το τετραώροφο κτίριο ικανοποιήθηκε και ο στόχος επιτελεσματικότητας αποφυγής καθολικής αστάθειας. Ωστόσο για την ικανοποίηση αυτού του στόχου χρειάστηκε να ληφθεί υπόψη ο συντελεστής *SSF*. Στο οκταώροφο σημειώθηκε μικρή υπέρβαση του δεύτερου στόχου. Δεδομένης της εγγύτητας όμως του στόχου κρίνεται ότι το πολύ με έναν επιπλέον κύκλο σχεδίασης-αποτίμησης η κατασκευή θα ικανοποιεί πλήρως και αυτόν το στόχο.
2. Όπως προέκυψε από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων της ιδιομορφικής ανάλυσης του φάσματος απόκρισης, δεν είναι κρίσιμος ο έλεγχος του συντελεστή ευστάθειας θ , ειδικά για το τετραώροφο καθώς τα φαινόμενα P- Δ δεν έχουν μεγάλη επίδραση στα χαμηλά κτίρια.
3. Όπως φαίνεται από τις εικόνες κατανομής πλαστικών αρθρώσεων και των δύο κτιρίων, κρίνεται επιτυχημένος ο ικανοτικός σχεδιασμός των κόμβων των κτιρίων καθώς για όλα τα επίπεδα σεισμικής έντασης τηρείται η αρχή της ασθενούς δοκού-ισχυρού υποστυλώματος αφού η στροφή που αναπτύσσεται στις δοκούς είναι μεγαλύτερη από τη στροφή που αναπτύσσεται στα γειτονικά υποστυλώματα. Επίσης ο κινηματικός μηχανισμός διαρροής της κατασκευής περιγράφεται μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς που είναι και ο επιθυμητός μηχανισμός κατάρρευσης. Τέλος πραγματοποιείται ικανοποιητική εξάπλωση πλαστικών αρθρώσεων. Δεν δημιουργείται σε καμία σεισμική ένταση μαλακός όροφος.
4. Επιπλέον το γεγονός ότι οι κόμβοι των στοιχείων έχουν ικανότητα να αναπτύξουν μεγάλη στροφή χορδής διαρροής και αστοχίας μαρτυρά ότι διατίθεται επαρκής πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές, αποτρέπεται ο τοπικός λυγισμός θλιβόμενων ράβδων στις πιθανές κρίσιμες περιοχές και τέλος ότι έχουν χρησιμοποιηθεί κατάλληλες ποιότητες σκυροδέματος και χάλυβα.
5. Τόσο οι εικόνες κατανομής πλαστικών αρθρώσεων στην κατασκευή όσο και οι καμπύλες τρωτότητας έδειξαν ότι η οκταώροφη κατασκευή υπερβαίνει τη στάθμη επιτελεσματικότητας της Προστασίας ζωής σε μικρότερη σεισμική ένταση σε σύγκριση με το Τετραώροφο. Οι καμπύλες τρωτότητας έδειξαν ότι για επιτάχυνση $S_a=1.0g$ η πιθανότητα υπέρβασης του στόχου αυτού είναι για το Οκταώροφο 95.87% και για το Τετραώροφο είναι 81.12%, ενώ η κατανομή πλαστικών αρθρώσεων έδειξαν ότι στο Οκταώροφο η πρώτη υπέρβαση της τιμής της στροφής χορδής που αντιστοιχεί σε αυτό το στόχο επιτελεσματικότητας συμβαίνει σε επιτάχυνση $S_a=0.8g$ ενώ στο Τετραώροφο σε επιτάχυνση $S_a=1.0g$. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι στην Οκταώροφη κατασκευή έχουν εντονότερη επίδραση τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως P- Δ τα οποία οδηγούν σε μεγάλα θ_{max} .
6. Μέσω των εργαλείων που χρησιμοποιήθηκαν μας δίνεται η πληροφορία του διαστήματος εμπιστοσύνης που αντιστοιχεί στην ικανοποίηση του ελέγχου. Αντίθετα οι κανονισμοί ακόμα και όταν επιτυγχάνει τους στόχους επιτελεσματικότητας, δεν προσφέρει τα απαραίτητα μέσα προκειμένου να ελεγχθεί η

αξιοπιστία των αποτελεσμάτων. Αυτό σημαίνει με άλλα λόγια ότι ο ενδιαφερόμενος για την αποτίμηση μιας κατασκευής δεν μπορεί να αξιολογήσει το κόστος και τις βλάβες καθώς δεν μπορεί να γνωρίζει την ακρίβεια με την οποία επιτυγχάνεται ο έλεγχος υπέρβασης της ετήσιας συχνότητας υπέρβασης.

7. Τέλος για τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις παρουσιάστηκε αδυναμία του μοντέλου κατανεμημένης πλαστικότητας να τις εκτελέσει ακόμα και όταν στα δεδομένα του μοντέλου πραγματοποιούνταν μικρές αλλαγές. Ακόμα και όταν εκτελούνταν οι αναλύσεις αυτές, το υπολογιστικό κόστος ήταν σημαντικά μεγαλύτερο από το αντίστοιχο που παρατηρήθηκε όταν χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Με άλλα λόγια το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας κρίνεται το πλέον ρεαλιστικό εργαλείο για αυτές τις αναλύσεις.

8 Βιβλιογραφία

1. Παπαδρακάκης Μ. (2013). «Μαθήματα Στατικής V Πλαστική ανάλυση ραβδωτών φορέων, Σύγχρονες μέθοδοι». Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα.
2. Ψυχάρης Γ.Ν. (2015). «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας». Σημειώσεις για το μάθημα του 9^{ου} εξαμήνου, Αθήνα.
3. ASCE 41-06 (2006). “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.” American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
4. ASCE 7-10 (2010). “Minimum Design Loads for Buildings and other Structures.” American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
5. Aschheim M.A., Black E.F. (2000). “Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation.” *Earthquake Spectra*, 16(2), 317–336.
6. Aschheim M.A. (2002) “Seismic Design Based on the Yield Displacement.” *Earthquake Spectra*, 18(4), 581–600.
7. Chopra AK. (2007) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ
8. CSI Knowledge Base, Computer and Structures, Walnut Creek, California, USA, <https://wiki.csiamerica.com/>
9. Fajfar P., Eeri M. (2000). “A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design.” *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592.
10. FEMA 273 (1997). “NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
11. FEMA 445 (2006). “Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines, Program Plan for New and Existing Buildings.” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
12. FEMA 451B (2007). “NEHRP Recommended Provisions for New Buildings and other Structures: Training and Instructional Materials.” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
13. FEMA P440A (2009). “Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response.” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
14. FEMA P695 (2009). “Quantification of Building Seismic Performance Factors.” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
15. FEMA 750 (2009). “NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures.” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
16. FEMA 751 (2012). “NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples.” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
17. Fragiadakis M, Papadarakakis M. (2008). “Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures. ” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 37: 825–844.
18. Haselton C.B. (2006). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
19. Hernández-Montes E., Kwon OS., Aschheim M.A. (2004). “An Energy-Based Formulation for First- and Multiple-Mode Nonlinear Static (Pushover) Analyses.” *Journal of Earthquake Engineering*, 8(1), 69-88.
20. Jalayer F. (2003). “Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.

21. Lazar N, Dolsek .M. (2012). "Risk-based seismic design - An alternative to current standards for earthquake-resistant design of buildings." Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
22. Mackie KR, Stojadinovic B. (2007). "Performance-based seismic bridge design for damage and loss limit states. " Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36: 1953–1971.
23. Moehle JP (1992). "Displacement-based design of RC structures subject to earthquakes." Earthquake Spectra, 8(3), 403-428.
24. NIST (2008). "Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames." Report No NIST GCR 8-917-1, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
25. NIST (2010). "Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design." Report No NIST GCR 10-917-5, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
26. Panagiotakos TB., Fardis MN. (2001). "Deformations of reinforced concrete at yielding and ultimate." ACI Structural Journal 2001, 98(2), 135-147
27. SeismoSoft (2002). "SeismoStruct User Manual for version 7.0"
28. Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves, et al. (2006). "OpenSees Command Language Manual."
29. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). "Incremental Dynamic Analysis." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491–514.
30. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." Earthquake Spectra, 20(2), 523–553.
31. Vamvatsikos D., Akkar S., Miranda E. (2009). "Strength Reduction Factors for the Dynamic Instability of Oscillators with Non-Trivial Backbones." Proceedings of the COMPDYN 2009 Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes, Greece.
32. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). "Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 39(2), 141-163.
33. Vamvatsikos D., Aschheim M.A., Kazantzi A.K. (2013). "Direct performance-based seismic design using yield frequency spectra." Proceedings of the Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics (VEESD 2013), Vienna, Austria.
34. Vamvatsikos D., Aschheim M.A (2014). "A code-compatible application of Yield Frequency Spectra for direct performance-based design." Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey.
35. Vamvatsikos D., Aschheim M.A. (2016). "Performance-based seismic design via Yield Frequency Spectra." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 45(11): 1759-1778.
36. Vamvatsikos D., Personal Website. Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece, <http://users.ntua.gr/divamva/software.html>