

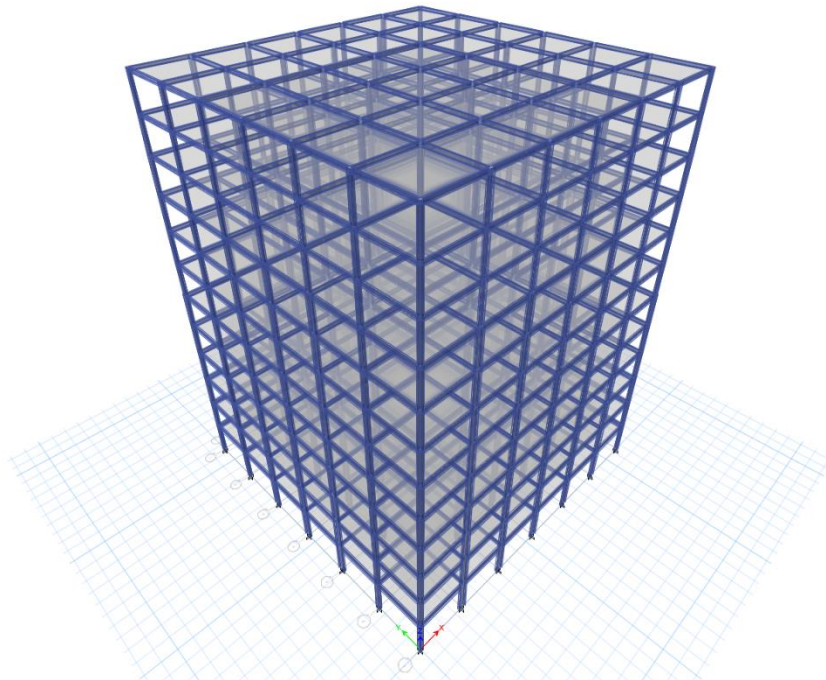


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Δωδεκαώροφου μεταλλικού  
πλαισιακού κτιρίου σύμφωνα με τους  
Ευρωκώδικες Βάσει Φασμάτων Συχνότητας  
Διαρροής



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Απόστολος Αθανασίου

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούλιος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/10

Αθανασίου Α. Δ.. (2016).  
Σχεδιασμός δωδεκαώροφου μεταλλικού πλαισιακού κτιρίου σύμφωνα με τους  
Ευρωκώδικες βάσει Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/10  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Athanasίου Α. Δ. (2016).  
Design of a 12-story steel moment resisting frame building according to Eurocodes based  
on Yield Frequency Spectra  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/10  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	4
Abstract .....	5
Ευχαριστίες .....	6
1 Εισαγωγή .....	8
1.1 Γενικά.....	8
1.2 Σκοπός.....	8
1.3 Οργάνωση Περιεχομένων.....	9
2 Αρχικός Σχεδιασμός με βάση τους Ευρωκώδικες .....	10
2.1 Γεωμετρία του κτιρίου.....	10
2.2 Στατικό σύστημα .....	11
2.2.1 Διάταξη μελών .....	11
2.2.2 Συνδέσεις μελών .....	16
2.3 Απαιτήσεις και κριτήρια συμπεριφοράς.....	17
2.3.1 Απαίτηση Μη Κατάρρευσης (Non Collapse Requirement – NCR).....	17
2.3.2 Απαίτηση Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation Requirement – DLR) .....	17
2.3.3 Σχέση μεταξύ πιθανότητας υπέρβασης σε έτη και περιόδου επαναφοράς.....	17
2.4 Δράσεις.....	18
2.4.1 Κατακόρυφες Δράσεις .....	18
2.4.2 Σεισμικές δράσεις.....	18
2.5 Συνδυασμοί Δράσεων.....	19
2.6 Προκαταρκτικός σχεδιασμός στοιχείων βαρύτητας.....	20
2.6.1 Δοκοί Βαρύτητας .....	20
2.7 Στατική κανονικότητα.....	21
2.8 Προσομοίωμα της κατασκευής .....	22
2.8.1 3D προσομοίωμα (Etabs) .....	22
2.8.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης – 3D προσομοίωμα.....	24
2.8.3 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων.....	24
2.8.4 Συνδυασμός οριζόντιων σεισμικών δράσεων .....	25
2.9 Περιορισμός των βλαβών .....	25
2.10 Αποτελέσματα ανάλυσης σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	27
2.10.1 Υπολογισμός μετακινήσεων – Φαινόμενα P-Δ.....	27
3 Αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς.....	29
3.1 Εισαγωγή.....	29
3.2 Προσομοίωμα Φορέα .....	29
3.2.1 Περαιτέρω απλοποιήσεις μοντέλου .....	29
3.2.2 Φαινόμενα P-Delta .....	31
3.2.3 Προσομοίωση στοιχείων δοκών και υποστυλωμάτων .....	33
3.2.4 Υπολογισμός χαρακτηριστικών μεγεθών τροποποιημένου μοντέλου Ibarra-Krawinkler .....	35
3.2.5 Διάγραμμα συμπεριφοράς ελατηρίων (Διάγραμμα ροπών – στρωφών).....	37
3.3 Μη γραμμική υπερωθητική στατική ανάλυση .....	39
3.4 Μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση .....	42
3.4.1 Εκτέλεση IDA .....	42
3.4.2 Επεξεργασία αποτελεσμάτων IDA (Post-processing).....	44
3.5 Στόχοι Επιτελεστικότητας.....	47
3.5.1 Επιτελεστικότητα σύμφωνα με τον EC-8.....	49
3.6 Καμπύλες Τρωτότητας.....	50

3.7	Αποτίμηση συμπεριφοράς της κατασκευής .....	51
3.7.1	Όρια Μέσης Ετήσιας Συχνότητας Υπέρβασης κατά EC-8 .....	51
3.7.2	Αριθμητικός υπολογισμός της πραγματικής Μέσης Ετήσιας Συχνότητας Υπέρβασης.....	52
3.7.3	Εκτίμηση της Μέσης Ετήσιας Συχνότητας υπέρβασης .....	53
4	Ανασχεδιασμός με τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής .....	56
4.1	Εισαγωγή.....	56
4.2	Ορισμός της μεθόδου για μονοβάθμιο σύστημα.....	56
4.3	Ορισμός της μεθόδου για πολυβάθμια συστήματα .....	58
4.4	Διαδικασία Σχεδιασμού με Φάσματα συχνότητας Διαρροής.....	60
4.4.1	Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας.....	60
4.4.2	Μετακίνηση Διαρροής .....	60
4.4.3	Όρια πλαστιμότητας μετακινήσεων και αντίστοιχες μέσες ετήσιες συχνότητες υπέρβασης (MAFs).....	61
4.4.4	Εκτίμηση διασποράς .....	61
4.5	Ανασχεδιασμός με απαίτηση για εμπιστοσύνη 85%.....	62
4.5.1	Ανασχεδιασμένος φορέας .....	63
4.5.2	Εκτίμηση του MAF.....	64
4.5.3	Καμπύλη Αντίστασης.....	65
4.6	Ανασχεδιασμός με απαίτηση εμπιστοσύνη 95%.....	67
4.6.1	Ανασχεδιασμένος φορέας .....	68
4.6.2	Εκτίμηση του MAF.....	68
4.6.3	Καμπύλη Αντίστασης.....	70
5	Συμπεράσματα.....	72
6	Βιβλιογραφία .....	73

## **Σχεδιασμός δωδεκάωροφου μεταλλικού πλαισιακού κτιρίου σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες βάσει Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής**

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

### **Περίληψη**

Τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής χρησιμοποιούνται για να επιτευχθεί ο ακριβής σχεδιασμός ενός δωδεκάωροφου μεταλλικού πλαισιακού κτιρίου καλύπτοντας στους στόχους επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8.

Η πρακτική που εφαρμόζεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό βασίζεται στην χρήση συγκεκριμένων μέτρων έντασης που είναι συζευγμένα με ελέγχους δυνάμεων και παραμορφώσεων υποβοηθούμενοι από την υιοθέτηση ενός συντελεστή συμπεριφοράς που ορίζεται από τις κανονιστικές διατάξεις. Το τελικό αποτέλεσμα είναι γενικώς αβέβαιης ποιότητας, καθώς κάποιες φορές είναι συντηρητικό, ενώ άλλες φορές είναι ανασφαλές λόγω της προσεγγιστικής φύσης της μεθόδου. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός με βάση τις Στάθμες Επιτελεστικότητας προσπαθεί αντ' αυτού να επιτύχει την συμμόρφωση της κατασκευής σε καθορισμένους από τον χρήστη στόχους επιτελεστικότητας, ενσωματώνοντας την τρωτότητα, την αβεβαιότητα και της μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής, για να προσφέρει αξιόπιστα αποτελέσματα τα οποία είναι εγγυημένα ώστε να εμφανίζουν συγκεκριμένα επίπεδα κινδύνου στους κατοίκους και τους ενδιαφερόμενους φορείς.

Η κατασκευή σχεδιάζεται με βάση την συμβατική μέθοδο σχεδιασμού, και τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι αξιοπρεπή. Η απαίτηση περιορισμού των βλαβών έλεγξε τον σχεδιασμό, και επιτεύχθηκε εμπιστοσύνη 75%. Αναζητήθηκε ένας βελτιωμένος σχεδιασμός, με αυξημένη εμπιστοσύνη, οπότε η κατασκευή ανασχεδιάστηκε χρησιμοποιώντας τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής, ορίζοντας ως επιθυμητή εμπιστοσύνη 85% και 95%

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2016/10

## **Design of a 12-story steel moment resisting frame building according to Eurocodes based on Yield Frequency Spectra**

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

### **Abstract**

Yield Frequency Spectra are employed to achieve accurately design of a 12-storey SMRF to meet the performance objectives set out by Eurocode 8.

The state-of-practice approach to seismic design is based upon the use of specific intensity levels coupled with force and deformation checks aided by the adoption of a code-regulated behavior factor. The end result is generally of inconsistent quality, sometimes are conservative, and other times unsafe, due to the approximate nature of the approach. Performance Based Seismic Design tries instead to achieve compliance of the structure to user-defined performance targets explicitly, incorporates hazard, uncertainty and nonlinear structural behavior to offer reliable solutions that are guaranteed to display tightly controlled levels of risk to inhabitants and stakeholders. The Yield Frequency Spectra (YFS) is a direct Performance Based Seismic Design approach, which provides a fast algorithm for designing a structure to fulfill any given performance objective. YFS can be computed nearly instantaneously using publicly available software, for any system whose response can be satisfactorily approximated by an equivalent nonlinear single-degree-of-freedom oscillator.

Herein, the structure is designed based on conventional design approach, and the results are decent. The Damage Limitation requirement controlled the design and it achieved a 75% confidence level. In search of an improved design with higher confidence level, the structure is redesigned using YFS, for an 85% and a 95% confidence level.

## Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας την παρούσα εργασία, θα ήθελα να ευχαριστήσω μέσα από την καρδιά μου τον Επίκουρο Καθηγητή κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, για την άψογη συνεργασία, το ειλικρινές του ενδιαφέρον, και για την εμπιστοσύνη που έδειξε στο πρόσωπο μου. Όλα αυτά συνέβαλαν στην επιτυχή ολοκλήρωση της διπλωματικής εργασίας, αλλά και στην επίτευξη των προσωπικών μου στόχων.

Επιπλέον θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, η οποία ήταν πάντα διακριτικά δίπλα μου κατά την διάρκεια των προπτυχιακών μου σπουδών και στήριξε όλες μου τις αποφάσεις.





# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Τις τελευταίες δεκαετίες, σε ολόκληρο τον κόσμο ο σχεδιασμός των κατασκευών γίνεται με βάση κανονισμούς. Ειδικότερα στην Ευρώπη και για προβλήματα αντισεισμικού σχεδιασμού χρησιμοποιείται ο Ευρωκώδικας 8, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την πλαστιμότητα των κατασκευών για την παραλαβή σεισμικών φορτίων. Στην προσπάθεια απλοποίησης των μεθόδων και περιορισμού των υπολογιστικών απαιτήσεων, ο σχεδιασμός σύμφωνα με τους κανονισμούς βασίζεται στην ελαστική ανάλυση της κατασκευής, και τα αποτελέσματα τροποποιούνται με βάση συντελεστές που έχουν προκύψει από αναλυτική και πειραματική έρευνα. Επιπλέον ο Ευρωκώδικας 8 δίνει την δυνατότητα στον μελετητή να σχεδιάσει μια κατασκευή στον Ευρωπαϊκό χώρο, με περίοδο επαναφοράς 475 ετών χωρίς να είναι σίγουρο ότι ο σχεδιασμός θα είναι αξιόπιστος (δηλαδή ότι θα ικανοποιούνται οι απαιτήσεις που έχουν οριστεί κατά τον σχεδιασμό). Όσον αφορά σεισμικές διεγέρσεις με διαφορετική περίοδο επαναφοράς, είτε λαμβάνονται υπόψη εμμέσως (μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας), είτε δεν αμελούνται εντελώς κατά τον σχεδιασμό.

Για τα συνήθη έργα πολιτικού μηχανικού (όπως τα οικοδομικά), στόχος είναι να σχεδιαστεί η κατασκευή ώστε να συμπεριφερθεί με έναν τρόπο που έχει ορίσει ο μελετητής κατά τον σχεδιασμό της. Θέλουμε να υπάρχει αντιστοιχία μεταξύ της σεισμική έντασης και των ζημιών σε μια κατασκευή. Οι μικροί (και συχνοί) σεισμοί θα πρέπει να μην προκαλούν καθόλου ζημιές στην κατασκευή, ενώ οι μεγαλύτεροι (και σπάνιοι) σεισμοί πρέπει να προκαλούν συγκεκριμένες βλάβες ώστε να μπορούν να επισκευαστούν. Σε περίπτωση ενός πολύ μεγάλου σεισμού (και πολύ σπάνιου), πρέπει σε κάθε περίπτωση να είναι προστατευμένοι οι χρήστες του κτιρίου από σοβαρούς τραυματισμούς, δηλαδή να αποφευχθεί η κατάρρευση του κτιρίου. Συνδυάζοντας την πιθανότητα εμφάνισης ενός σεισμού με τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας που εκφράζουν το επίπεδο των ζημιών προκύπτουν οι ήδη καθορισμένοι στόχοι επιτελεστικότητας.

Αυτή την στιγμή η εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής βάσει των μεθόδων που προτείνονται από τους διεθνείς κανονισμούς, δεν προσφέρουν τα εργαλεία για την επιλογή του βαθμού αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων. Έτσι για να μπορέσει μια κατασκευή να ικανοποιήσει τους στόχους επιτελεστικότητας αξιόπιστα, πρέπει ο σχεδιασμός της να γίνει με μεθόδους σχεδιασμού με βάση τις μετακινήσεις. Ο σχεδιασμός με βάση τις μετακινήσεις, είναι μια ιδιαίτερα επίπονη διαδικασία αφού απαιτεί μεγάλο αριθμό επαναλήψεων, όπου η κάθε επανάληψη έχει μεγάλο υπολογιστικό κόστος (απαίτηση σε υπολογιστικούς πόρους και χρόνο). Μία νέα μέθοδος, αυτή των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής (ΦΣΔ), την οποία εισήγαγαν στην παγκόσμια επιστημονική κοινότητα οι Vamvatsikos et al (2013) επιδιώκει να κάνει πιο εύκολη και γρήγορη την διαδικασία σχεδιασμού ενός φορέα ώστε να καλύπτει οποιουσδήποτε στόχους επιτελεστικότητας. Το ιδιαίτερο σημείο της μεθόδου που παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 4.4 είναι ότι δίνει άμεση σύγκλιση και αξιόπιστα αποτελέσματα.

## 1.2 Σκοπός

Σκοπός της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η παρουσίαση του πλαισίου της μεθόδου των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής μέσω ενός παραδείγματος εφαρμογής. Η συγκεκριμένη παρουσίαση γίνεται μέσω του σχεδιασμού ενός τετραωρόφου πλαισιακού μεταλλικού πλαισίου με βάση τους Ευρωκώδικες και ο μετέπειτα ανασχεδιασμός του φορέα με τα ΦΣΔ ώστε να αποδειχθεί αν ο αρχικός κανονιστικός σχεδιασμός ήταν ικανοποιητικός.

Το κτίριο σχεδιάζεται αρχικά ώστε να ικανοποιεί τις απαιτήσεις περιορισμού των βλαβών και της μη κατάρρευσης και εξετάζεται αν όντως ο Ευρωκώδικας δίνει τις ακριβείς οδηγίες για την ικανοποίηση της πρώτης απαίτησης. Εν τέλει, εξετάζεται για το συγκεκριμένο τουλάχιστον φορέα αν τα ΦΣΔ οδηγούν σε πιο αξιόπιστο σχεδιασμό από τους Ευρωκώδικες.

### 1.3 Οργάνωση Περιεχομένων

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

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται ο σχεδιασμός της κατασκευής σύμφωνα με τις κανονιστικές απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8. Όσον αφορά τα μη φέροντα στοιχεία, θεωρούμε αυξημένες απαιτήσεις (επειδή έχουμε ψαθυρά στοιχεία), λαμβάνοντας υπόψη μας ως μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή για τα drift των ορόφων της κατασκευής  $\theta_{\max}=0.5\%$ . Αυτή η παραδοχή για το  $\theta_{\max}$  διατηρείται για όλες τους φορείς που εξετάζονται στην παρούσα εργασία. Ειδικότερα, αναλύονται η γεωμετρία του κτιρίου και το στατικό σύστημα που επιλέγεται. Επιπλέον παρουσιάζονται οι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 που έγιναν στην κατασκευή, καθώς και τα μέλη που επιλέχθηκαν για να καλύψουν τις απαιτήσεις του κανονισμού.

Στο τρίτο κεφάλαιο, γίνεται η αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής με χρήση σύγχρονων υπολογιστικών μεθόδων, όπως η μη γραμμική στατική (pushover), και η προσαυξητική δυναμική (IDA), ανάλυση.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μέθοδος των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής και γίνεται ο ανασχεδιασμός του φορέα, θέτοντας ως στόχο εμπιστοσύνη στα αποτελέσματα 85% και 95%.

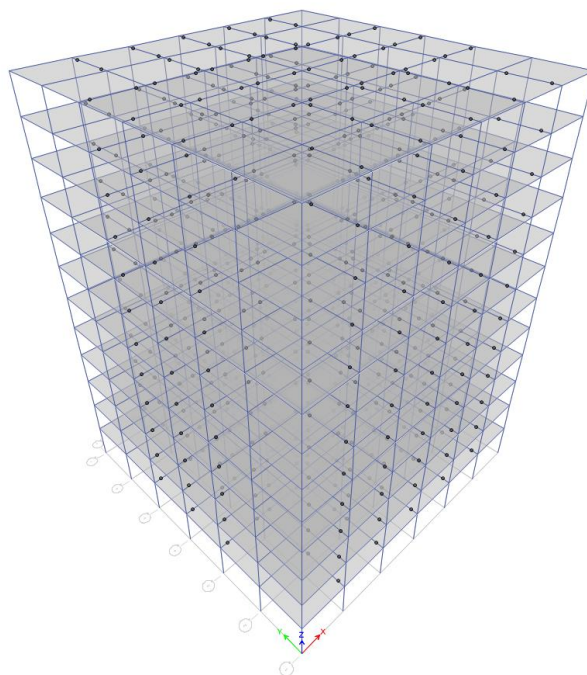
Στο πέμπτο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τα αποτελέσματα των αναλύσεων που έγιναν σε ολόκληρη την έκταση της εργασίας.

## 2 Αρχικός Σχεδιασμός με βάση τους Ευρωκώδικες

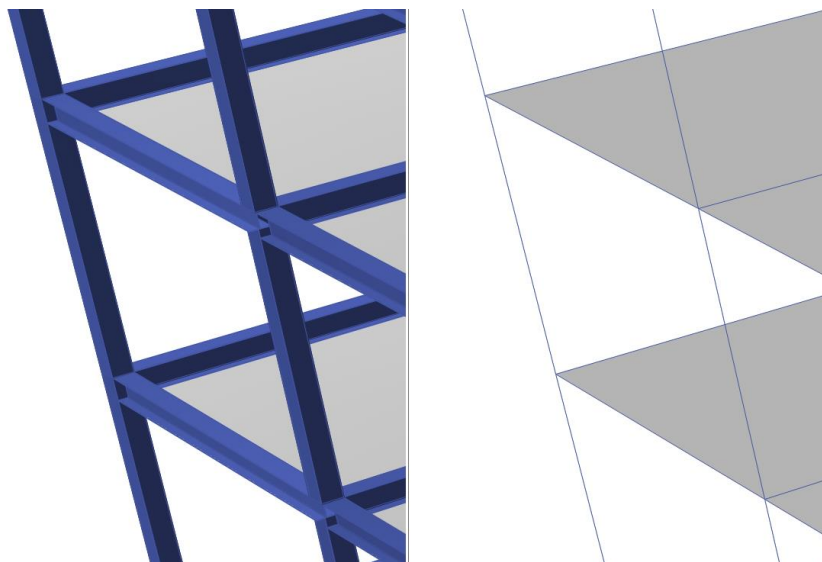
### 2.1 Γεωμετρία του κτιρίου

Το κτίριο το οποίο μελετάται στην παρούσα εργασία, είναι τετραγωνικής κάτοψης, με διαστάσεις (36m)x(36m), και αποτελείται από δώδεκα ορόφους. Το εμβαδό του κάθε ορόφου είναι  $1296\text{m}^2$ , και το υλικό από το οποίο κατασκευάζεται είναι χάλυβας S355. Τόσο στην διαμήκη, όσο και στην εγκάρσια διεύθυνση της κατασκευής υπάρχουν 6 ανοίγματα των 6.0m έκαστο. Όσον αφορά τα ύψη των ορόφων, ο πρώτος όροφος (δηλαδή από την στάθμη του εδάφους έως την στάθμη της πρώτης πλάκας σκυροδέματος) έχει ύψος 4.5m, ενώ όλοι οι υπόλοιποι όροφοι έχουν ύψος 4.0m. Επιπλέον όλα τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα στο έδαφος. Το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 48.5m. Στο Σχήμα 2.1 παρουσιάζεται η τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής, όπως αυτή σχεδιάστηκε για την στατική της ανάλυση.

Όλες οι διαστάσεις που δίνονται αναφέρονται σε αποστάσεις κόμβων του στατικού μοντέλου που εισάγεται στο πρόγραμμα ανάλυσης, δηλαδή αποστάσεις μεταξύ των κεντροβαρικών αξόνων των μελών. Τα καθαρά ύψη των ορόφων εξαρτώνται από τις αρχιτεκτονικές παρεμβάσεις και τις διαστάσεις των μελών που επιλέγονται κατά την διαστασιολόγηση. Για να γίνει κατανοητή η διαφορά αυτή στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζεται σε μεγέθυνση ένας κόμβος του κτιρίου, τόσο με το γραμμικό μοντέλο, όσο και με το μοντέλο στο οποίο τα μέλη εξωθούνται ώστε να φαίνονται ρεαλιστικά.



Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατο στατικό μοντέλο της κατασκευής. Τα μέλη εμφανίζονται με γραμμες, ενώ φαίνονται και οι ελευθερώσεις άκρων



Σχήμα 2.2: Φωτορεαλιστική απεικόνιση μελών (αριστερά), και προσομοίωση των μελών με γραμμικά στοιχεία (δεξιά)

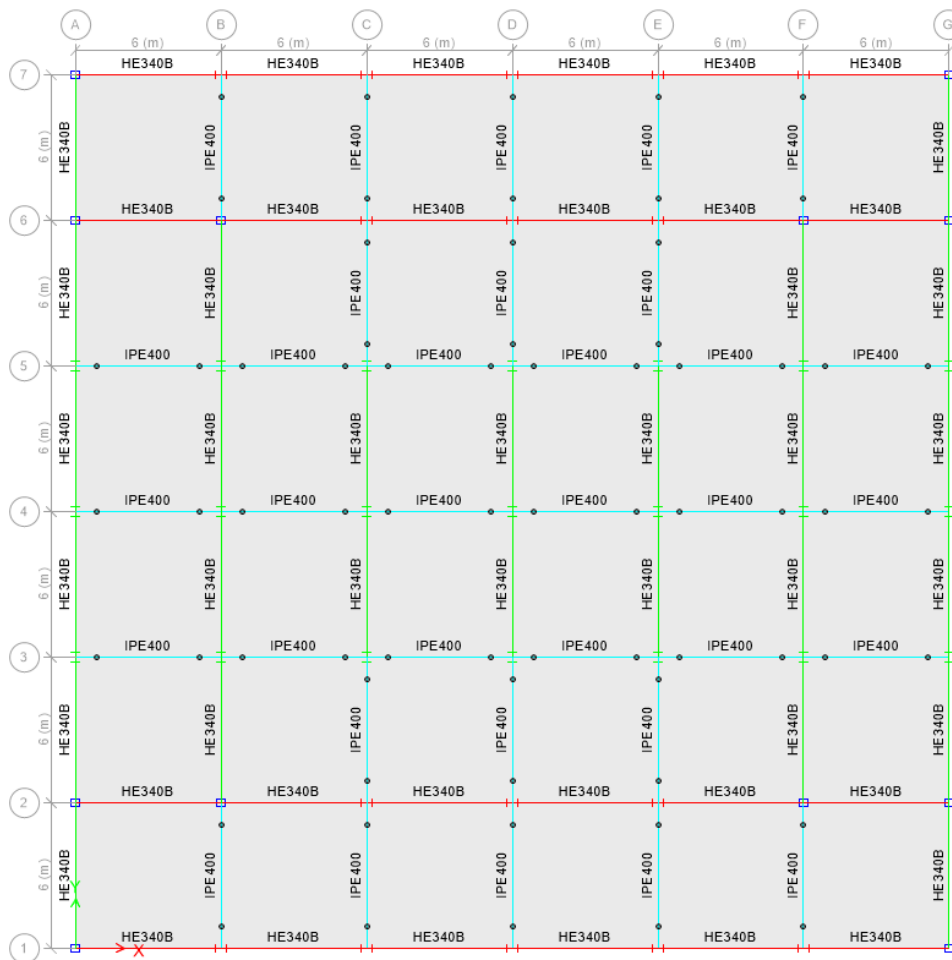
## 2.2 Στατικό σύστημα

Σε αυτή την κατασκευή επιλέχθηκε να δημιουργηθούν πλαίσια παραλαβής ροπών (MRF : Moment resisting Frames, EN1998-1/6.3.1(1)P), ώστε να παραληφθούν οι σεισμικές δράσεις. Αρχικά έγινε προσπάθεια να χρησιμοποιηθούν μόνο περιμετρικά πλαίσια παραλαβής ροπών, όμως λόγω του μεγάλου εμβαδού κατόψεως της κατασκευής, τα σεισμικά φορτία ήταν πάρα πολύ μεγάλα για να μπορέσουν να παραληφθούν μόνο από περιμετρικά πλαίσια. Επιπλέον τα περιμετρικά πλαίσια δεν προσέφεραν στην κατασκευή επαρκή πλευρική δυσκαμψία, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη πολύ μεγάλων πλευρικών παραμορφώσεων κατά την επιβολή των πλευρικών φορτίων. Έτσι αποφασίστηκε να προστεθούν και επιπλέον πλαίσια παραλαβής ροπών στο εσωτερικό της κατασκευής. Το πρόβλημα που εμφανίστηκε σε αυτή την περίπτωση στατικού μοντέλου, είναι πως ήταν αδύνατο να μορφωθούν συνδέσεις ροπής (πακτώσεις) στον κορμό των υποστυλωμάτων. Δηλαδή δεν μπορούσαν όλα τα πλαίσια να παραλαμβάνουν ροπές, και στις δύο διευθύνσεις. Σχεδιάστηκε λοιπόν μια διάταξη των υποστυλωμάτων ώστε:

1. Η δυσκαμψία της κατασκευής να είναι σχεδόν η ίδια και στις δύο διευθύνσεις
2. Να χρησιμοποιηθούν όσο το δυνατόν λιγότερα υποστυλώματα που θα παραλαμβάνουν ροπές και στις δύο διευθύνσεις

### 2.2.1 Διάταξη μελών

Οπότε κατά την διεύθυνση  $x$  επιλέγουμε τα πλαίσια 1-2-6-7 που έχουν έξι (6) ανοίγματα έκαστο για να παραλαμβάνουν τις σεισμικές ροπές, και κατά την διεύθυνση  $y$  έχουμε τα πλαίσια A-B των έξι (6) ανοιγμάτων, τα πλαίσια B-F των τεσσάρων (4) ανοιγμάτων, και τέλος τα πλαίσια C-D-E των δύο (2) ανοιγμάτων έκαστο.

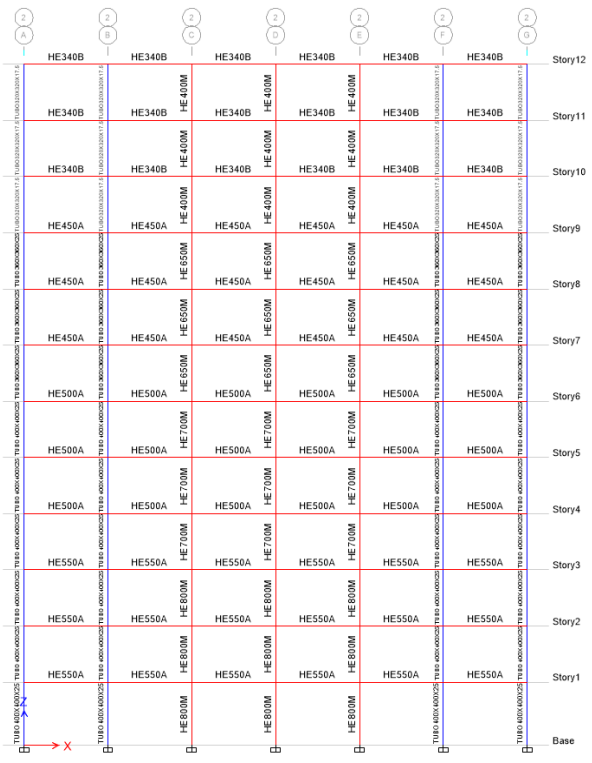


Σχήμα 2.3: Τυπική Κάτοψη ορόφου Πλαίσια παραλαβής ροπών κατά χ (κόκκινο χρώμα) και κατά y (πράσινο χρώμα)

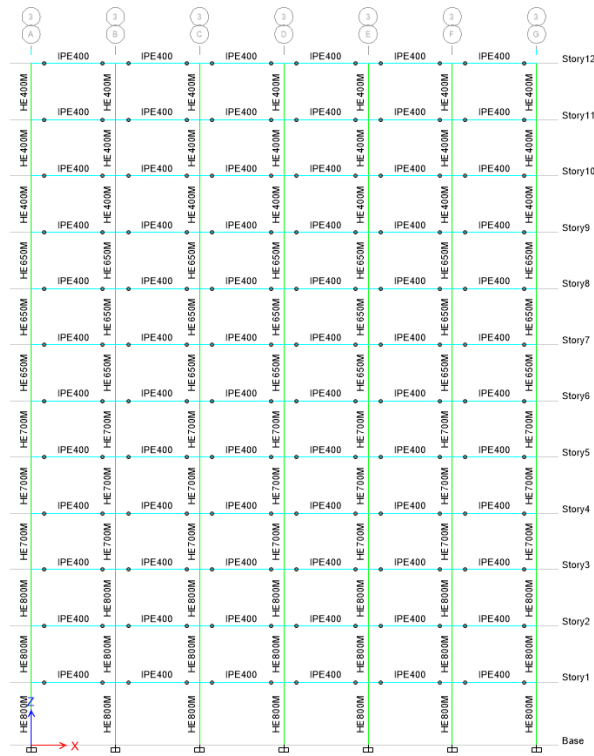
Όλες οι δοκοί οι οποίες δεν αποτελούν κομμάτι των πλαισίων παραλαβής ροπής είναι αμφιαρθρωτές (Δοκοί Βαρύτητας, εμφανίζονται με γαλάζιο χρώμα) και μαζί με τα υποστυλώματα τα οποία δεν λειτουργούν στην διεύθυνση του σεισμού (Υποστυλώματα βαρύτητας) θεωρείται ότι παραλαμβάνουν μόνο φορτία βαρύτητας (κατακόρυφα). Στο Σχήμα 2.3 φαίνονται οι ελευθερώσεις των ροπών στα άκρα των δοκών βαρύτητας (αρθρώσεις), καθώς και η διάταξη των υποστυλωμάτων. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των υποστυλωμάτων, έχουν τοποθετηθεί έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να κάμπτεται κατά στην διεύθυνση παραμόρφωσης του πλαισίου που παραλαμβάνει τις ροπές. Έτσι επιτυγχάνεται η βέλτιστη λειτουργία τους για την μεγαλύτερη δυνατή ανάληψη σεισμικής έντασης. Σε αυτό το σημείο γίνεται προφανές ότι ο φορέας μας, με αυτή την διάταξη μελών, δεν είναι πλέον συμμετρικός. Έτσι υπάρχουν διαφορές στην απόκριση της κατασκευής για τις δύο διευθύνσεις. Από την στατική ανάλυση της κατασκευής προκύπτει ότι υπάρχει μια μικρή διαφορά στην δυσκαμψία μεταξύ των δύο διευθύνσεων της κατασκευής. Για την καλύτερη κατανόηση της διάταξης των μελών παρουσιάζονται μερικές τομές (elevation view) του μοντέλου (βλέπε Σχήμα 2.4 έως Σχήμα 2.9)



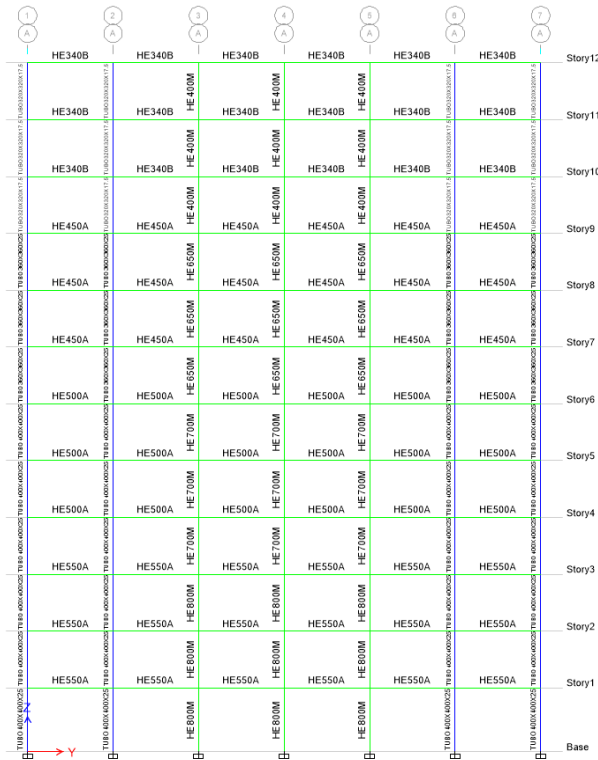
Σχήμα 2.4: Τομή περαστιάς 1



Σχήμα 2.5: Τομή περαστιάς 2

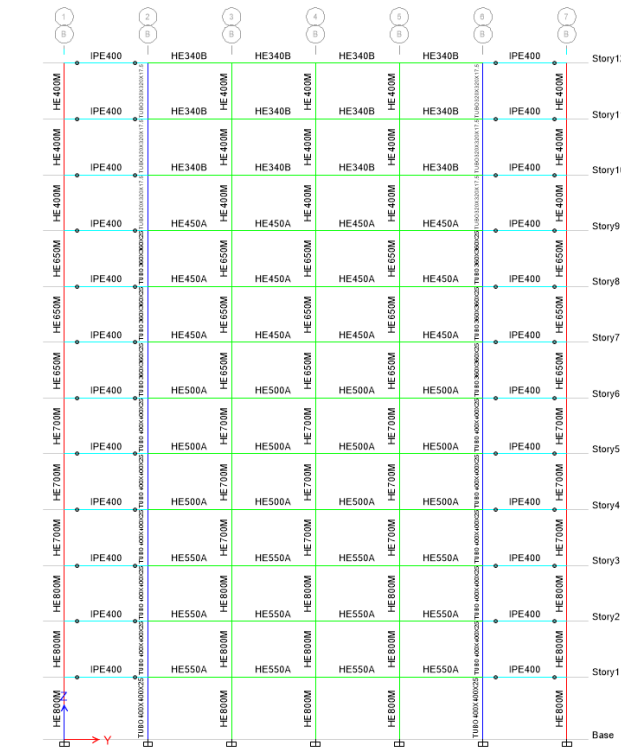


Σχήμα 2.6: Τομή περαστιάς 3

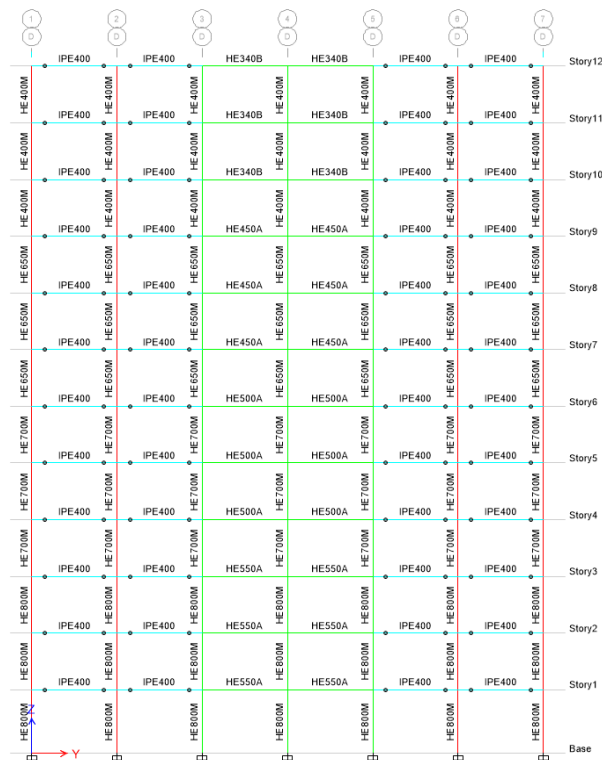


Σχήμα 2.7: Τομή περαστιάς A





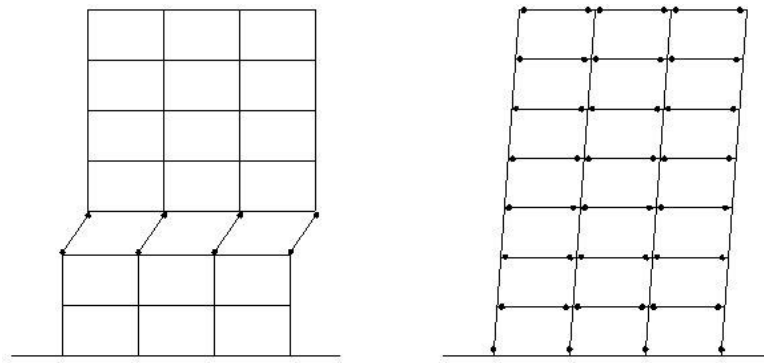
Σχήμα 2.8: Τομή περασιάς Β



Σχήμα 2.9: Τομή Περασιάς D

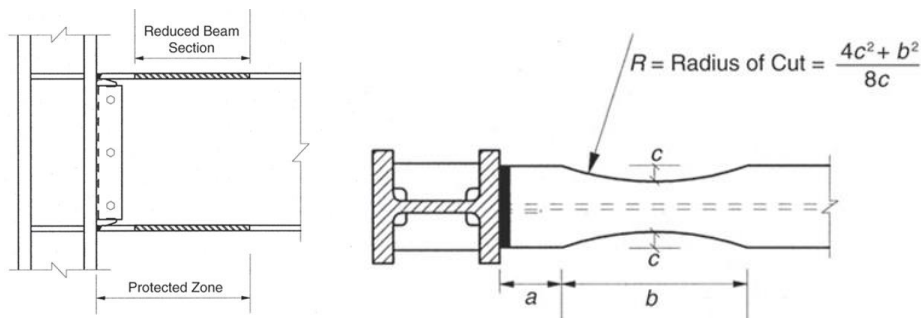
### 2.2.2 Συνδέσεις μελών

Η σύνδεση των δοκών με τα υποστυλώματα αποτελεί ένα πολύ σημαντικό κεφάλαιο στον αντισεισμικό σχεδιασμό πλαισίων παραλαβής ροπών. Για να καλύπτονται οι απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού, πρέπει πάντα οι πλαστικοποιήσεις να γίνονται στις δοκούς και ποτέ στα υποστυλώματα. Έτσι εξασφαλίζεται η σωστή διάχυση των πλαστικοποιήσεων στην κατασκευή. Με τον όρο σωστή, χαρακτηρίζεται επειδή έτσι δεν προκαλείται κάποιος μηχανισμός μερικής ή ολικής κατάρρευσης όπως αυτός που φαίνεται στο Σχήμα 2.10 (αριστερά). Στην περίπτωση του μαλακού ορόφου έχουμε τοπικό αστοχία των υποστυλωμάτων πριν από τις δοκούς. Αυτό που επιδιώκουμε εμείς με τον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι να έχουμε αστοχία από διαρροή στις δοκού πριν από τα υποστυλώματα.



Σχήμα 2.10: Μηχανισμός μαλακού ορόφου (αριστερά), σωστός τρόπος εξάπλωσης των πλαστικών αρθρώσεων στην κατασκευή (δεξιά)

Ταυτόχρονα θέλουμε να χρησιμοποιήσουμε ισχυρές δοκούς που δίνουν σημαντική πλευρική δυσκαμψία στην κατασκευή. Έτσι επιλέγουμε να χρησιμοποιήσουμε συνδέσεις μειωμένης διατομής δοκού (RBS : Reduced Beam Sections) NIST (2010a).



Σχήμα 2.11: Σύνδεση μειωμένης διατομής δοκού (RBS) NIST (2010a)

Είναι πολύ σημαντικό να σημειωθεί ότι τα μεγέθη που εμφανίζονται στο Σχήμα 2.11 ορίζονται από τον μελετητή. Στα προγράμματα στατική ανάλυσης, τα μεγέθη  $a$ , και  $b$  ορίζονται ως ποσοστά του πλάτους πέλματος ( $b_{bf}$ ), ενώ το μέγεθος  $c$  ορίζεται ως ποσοστό του ύψους της δοκού ( $d_b$ ).

## 2.3 Απαιτήσεις και κριτήρια συμπεριφοράς

Οι φορείς σε σεισμικές περιοχές σχεδιάζονται και κατασκευάζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να καλύπτονται με ικανοποιητική αξιοπιστία οι ακόλουθες απαιτήσεις (EN 1998-1/§2):

1. Απαίτηση Μη Κατάρρευσης
2. Απαίτηση Περιορισμού των Βλαβών

### 2.3.1 Απαίτηση Μη Κατάρρευσης (Non Collapse Requirement – NCR)

Ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται ώστε να αναλαμβάνει την σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένονσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με:

1. Την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης  $P_{NCR}=10\%$ , σε 50 έτη
2. Τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  ώστε να ληφθεί υπόψη διαφοροποίηση αξιοπιστίας

Για την ικανοποίηση της απαίτησης μη κατάρρευσης ελέγχεται η κατασκευή σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

### 2.3.2 Απαίτηση Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation Requirement – DLR)

Ο φορέας θα σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την «απαίτηση περιορισμού των βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης  $P_{DLR}=10\%$ , σε 10 έτη.

Για την ικανοποίηση της απαίτησης μη κατάρρευσης ελέγχεται η κατασκευή σε κατάσταση περιορισμού των βλαβών.

### 2.3.3 Σχέση μεταξύ πιθανότητας υπέρβασης σε έτη και περιόδου επαναφοράς

Η τιμή της πιθανότητας υπέρβασης  $P_R$ , σε  $T_L$  έτη ενός συγκεκριμένου επιπέδου σεισμικής δράσης σχετίζεται με την μέση περίοδο επαναφοράς,  $T_R$  αυτού του επιπέδου σεισμικής δράσης με την έκφραση:

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

Επομένως, για δεδομένη  $T_L$ , η σεισμική δράση μπορεί να καθορισθεί ισοδύναμα από την μέση περίοδο επαναφοράς της,  $T_R$ , ή από την πιθανότητα υπέρβασης της  $P_R$  σε  $T_R$  έτη. Προκύπτει ότι για το NCR η περίοδος επαναφοράς είναι 475 έτη, ενώ για το DLR είναι 95 έτη.

## 2.4 Δράσεις

### 2.4.1 Κατακόρυφες Δράσεις

Θεωρείται πως η Κατηγορία Χρήσης του κτιρίου είναι κτίρια γραφείων, δηλαδή Κατηγορίας Β (EN1991-1/Table 6.1). Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων δίνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1-1, αν και με αρκετές απλοποιήσεις. Δε λήφθηκαν υπόψη συγκεντρωμένες δράσεις αλλά μόνο ομοιόμορφα κατανεμημένες ως εξής:

1. Μόνιμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο λόγω ιδίου βάρους των πλακών και επικαλύψεων :  $g_k = 4.5 \text{ kN/m}^2$
2. Κινητό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στις πλάκες (πλην οροφής) :  
 $q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$
3. Κινητό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στην οροφή :  $q_k = 1.0 \text{ kN/m}^2$ , όπου γίνεται η παραδοχή ότι η οροφή είναι κατηγορίας Η, δηλαδή μη προσβάσιμη εκτός από τις περιπτώσεις συντήρησης και επισκευής (EN1991-1/Table 6.9 – Table 6.10).
4. Δε λαμβάνονται υπόψη δράσεις λόγω χιονιού και ανέμου ούτε κατανεμημένες δράσεις στις δοκούς από τους διαχωριστικούς τοίχους.

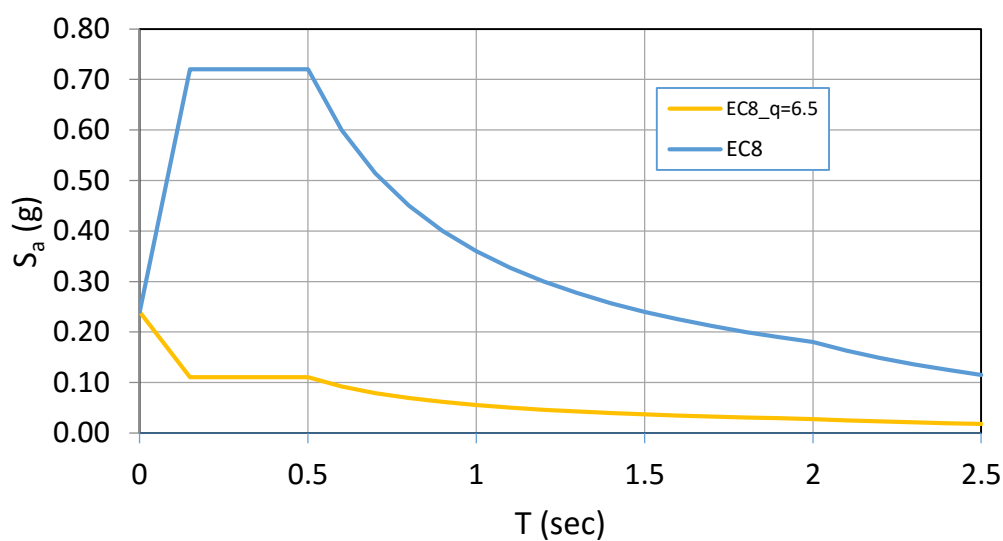
### 2.4.2 Σεισμικές δράσεις

Στοιχεία εδάφους και πληροφορίες για τις σεισμικές δράσεις (EN1998-1/§3, §4, §6):

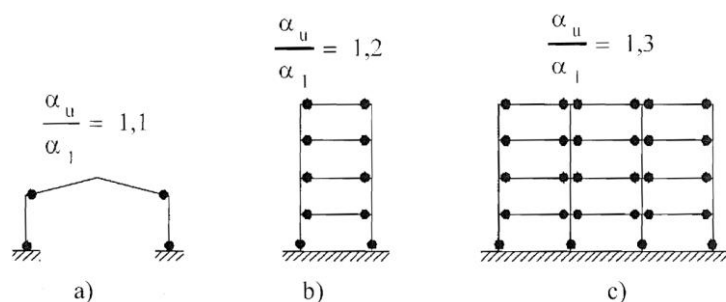
1. Επιτάχυνση εδάφους :  $a_{gR} = 0.24 g$  (Εθνικό Προσάρτημα) .
2. Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης τύπου 1 (EN1998-1/Figure 3.1).
3. Κατηγορία εδάφους Β. Επομένως, είναι :
  - $S = 1.2$
  - $T_B = 0.15s$
  - $T_C = 0.50s$
  - $T_D = 2.00s$

Τα παραπάνω ελήφθησαν από τον Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1/Table 3.2). Αν και στο ελληνικό προσάρτημα προβλέπεται  $T_D = 2.00s$  (Πίνακας 3), εδώ επιλέγεται η τιμή  $2.00s$  που είναι πιο γενική. Η διαφοροποίηση αυτή δεν επιφέρει κάποια ουσιαστική αλλαγή στα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας.

4. Κατηγορία Σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) κι επομένως συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I = 1.0$  (EN1998-1/§4.2.5).
5. Κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή (*DCH : Ductility Class High*) (EN1998-1/Table 6.1).
6. Συντελεστής συμπεριφοράς :  $q = 5 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 5 \cdot 1.3 = 6.5$  (EN1998-1/Table 6.2), όπου η τιμή  $\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$  δίνεται για πλαίσιο ροπής πολλών ορόφων ( $\geq 2$ ) και πολλών ανοιγμάτων ( $\geq 2$ ) όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.13



Σχήμα 2.12: Τα Φάσματα σχεδιασμού. Με μπλε χρώμα σημειώνεται το ελαστικό φάσμα, ενώ με κίτρινο το ανελαστικό για συντελεστή συμπεριφοράς  $q=6.5$



Σχήμα 2.13: Περιοχές πλαστικών αρθρώσεων («καταστροφής» ενέργειας) και τιμές για  $\alpha_u/\alpha_l$  (EN1998-1/Figure 6.1)

## 2.5 Συνδυασμοί Δράσεων

### Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Για τις καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια γίνεται ο εξής έλεγχος:

$$1.35G + 1.50Q, \quad (2.2)$$

Για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού γίνεται ο εξής έλεγχος:

$$G + 0.3Q + E, \quad (2.3)$$

### Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Γίνεται ο ακόλουθος έλεγχος:

$$G + Q, \quad (2.4)$$

## 2.6 Προκαταρκτικός σχεδιασμός στοιχείων βαρύτητας

Η πορεία σχεδιασμού ενός κτιρίου με βάση τον Ευρωκώδικα 8 είναι απλή και χωρίζεται σε ανεξάρτητα βήματα. Αρχικά ο μελετητής πρέπει να ελέγξει τα μέλη που δεν παραλαμβάνουν σεισμικές δυνάμεις, και δέχονται μόνο φορτία βαρύτητας. Τα μέλη αυτά είναι οι Δοκοί Βαρύτητας και τα Υποστυλώματα Βαρύτητας.

Όσον αφορά τις δοκούς, οι έλεγχοι που γίνονται είναι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, δηλαδή έλεγχοι βελών κάμψης και αντοχής σε ροπή. Αφού υπολογιστούν τα φορτία που αντιστοιχούν στα μέλη που διαστασιολογούμε λύνουμε τις εξισώσεις ως προς την ροπή αδράνειας και την ροπή αντίστασης, ώστε να επιλέξουμε μία δοκό που να καλύπτει τις απαιτήσεις του κανονισμού.

Τα υποστυλώματα βαρύτητας, λειτουργούν ως μέλη υπό καθαρή θλίψη. Για αυτόν τον λόγο πρέπει να ακολουθηθούν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 για την εύρεση της αντοχής του μέλους σε θλίψη. Αυτή η διαδικασία δεν ακολουθείται στην παρούσα εργασία, καθώς όπως έχει παρουσιαστεί στο κεφάλαιο 2.2.1 για να καλύψουμε τις απαιτήσεις του κανονισμού, δεν υπάρχουν υποστυλώματα βαρύτητας στην κατασκευή, αλλά όλα τα υποστυλώματα παραλαμβάνουν ροπές τουλάχιστον σε μια διεύθυνση.

### 2.6.1 Δοκοί Βαρύτητας

Όλες οι δοκοί βαρύτητας της κατασκευής είναι αμφιαρθρωτές κι έχουν άνοιγμα μήκους 6.0m. Η ζώνη επιρροής τους είναι επίσης 6.0m αλλά έχει τριγωνική μορφή. Γι' αυτό θα πολλαπλασιάζεται το φορτίο μ' ένα συντελεστή ίσο με το 0.75 ώστε να προκύπτει ένα περίπου ισοδύναμο κατανεμημένο φορτίο. Έχουμε λοιπόν,

$$\text{Ισοδύναμο μόνιμο φορτίο: } g = 0.75 \times 4.5 \times 6 = 20.25 \text{ kN / m}$$

$$\text{Ισοδύναμο μεταβλητό φορτίο: } q = 0.75 \times 3.0 \times 6 = 13.50 \text{ kN / m .}$$

$$\text{Ισοδύναμο μεταβλητό φορτίο οροφής: } q_{\text{roof}} = 0.75 \times 1.0 \times 6 = 4.50 \text{ kN / m .}$$

#### 2.6.1.1 Έλεγχος βελών

Για τον έλεγχο των βελών χρησιμοποιείται ο συνδυασμός σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας :

$$g + q = 20.25 + 13.50 = 33.75 \text{ kN / m ,} \quad (2.5)$$

Το βέλος μιας αμφιαρθρωτής δοκού στην οποία ασκείται κατανεμημένο φορτίο δίνεται από τη σχέση:

$$f = \frac{5 \times p \times l^4}{384 \times E \times J}, \quad (2.6)$$

Λύνοντας ως προς τη ροπή αδράνειας J της διατομής προκύπτει :

$$J = \frac{5 \times p \times l^4}{384 \times E \times \frac{l}{300}} = \frac{5 \times 300 \times p \times l^3}{384 \times E}, \quad (2.7)$$

όπου αντικαταστάθηκε το βέλος  $f$  με το μέγιστο επιτρεπόμενο  $f = \frac{l}{300}$ .  
Κάνοντας τις πράξεις δίνεται η ελάχιστη απαιτούμενη ροπή αδράνειας:

$$J = \frac{1500 \times 33.75 \times 6^3}{384 \times 210000000} = 0.00013560 m^4 = 13560 cm^4, \quad (2.8)$$

Ο περιορισμός αυτός ικανοποιείται από τη διατομή IPE400 ( $J_y = 23130 cm^4$ ).

### 2.6.1.2 Έλεγχος ροπής αντίστασης

Ο έλεγχος της ροπής αντίστασης γίνεται για το συνδυασμό σε οριακή κατάσταση αστοχίας:

$$1.35g + 1.50q = 1.35 \times 20.25 + 1.50 \times 13.50 = 47.59 kN/m, \quad (2.9)$$

Η μέγιστη ροπή μιας αμφιαρθρωτής δοκού με κατανεμημένο φορτίο είναι στο μέσον της και δίνεται από τη σχέση:

$$M_{sd} = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{47.59 \times 6^2}{8} = 214.16 kNm, \quad (2.10)$$

Πρέπει :

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \Rightarrow W_{pl,y} \times f_y \geq M_{Ed} \Rightarrow W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed}}{f_y} = \frac{214.16}{355000}, \quad (2.11)$$

$$W_{pl,y} \geq 6.033 \times 10^{-4} m^3 = 603.3 cm^3$$

Η ελάχιστη απαιτούμενη διατομή είναι η IPE300 ( $W_{pl,y} = 628.4 cm^3$ ). Επιλέγεται λοιπόν, μετά από τους ελέγχους βελών και ροπής αντίστασης η διατομή IPE400 για όλες τις δοκούς βαρύτητας.

## 2.7 Στατική κανονικότητα

Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς ή μη-κανονικούς (EN1998-1/§4.2.3). Αυτή η διάκριση έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

1. στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο δισδιάστατο προσομοίωμα ή τρισδιάστατο προσομοίωμα
2. στην μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης) ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

3. στην τιμή του συντελεστή  $q$ , που θα είναι μειωμένη για μη-κανονικά σε όψη κτίρια

Προβλέπεται από τον EN1998 η επιλογή του προσομοιώματος, η μέθοδος ανάλυσης και η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα με την κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη και σε όψη σύμφωνα με τον επόμενο Πίνακα.

Πίνακας 2.1: Επιπτώσεις στατικής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη.

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο (2D)	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο (2D)	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό (3D)	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό (3D)	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

Το κτίριο που εξετάζεται είναι κανονικό καθ' ύψος, και κατά προσέγγιση κανονικό σε κάτοψη (μπορεί η διάταξη των μελών να μην είναι ίδια και στις δύο διευθύνσεις, όμως είναι τέτοια ώστε να επιδιώκεται σχεδόν ίδια τιμή σε πλευρική δυσκαμψία). Λόγω του ύψους της κατασκευής (48.5m) κατατάσσεται στα υψηλά κτίρια, οπότε δεν μπορούμε να εφαρμόσουμε την ανάλυση οριζόντιας φόρτισης. Οπότε θα χρησιμοποιήσουμε ένα 3D προσομοίωμα στο οποίο θα γίνει ιδιομορφική φασματική ανάλυση με συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με την τιμή αναφοράς δηλαδή  $q=6.5$ .

## 2.8 Προσομοίωμα της κατασκευής

### 2.8.1 3D προσομοίωμα (Etabs)

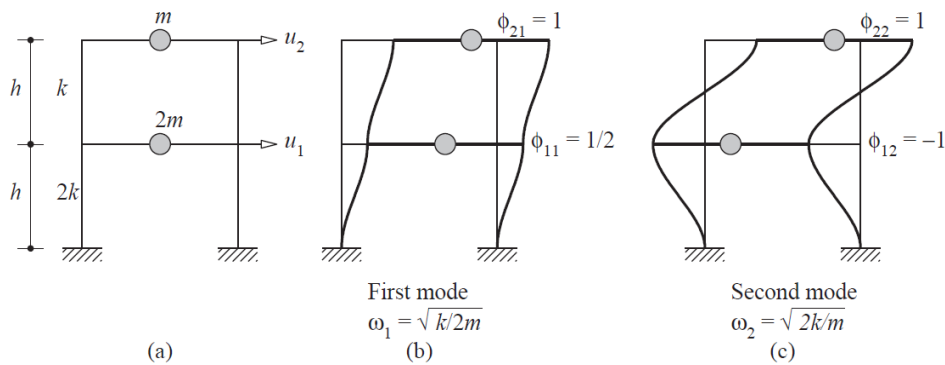
Το τρισδιάστατο προσομοίωμα έγινε στο λογισμικό στατικών αναλύσεων Etabs 2015 (Σχήμα 2.1). Από την στιγμή που έχουμε προσδιορίσει τις διατομές των μελών για τις δοκούς βαρύτητας στο κεφάλαιο 2.6.1, πρέπει να διαστασιολογήσουμε όλα εκείνα τα μέλη τα οποία παραλαμβάνουν σεισμικές δυνάμεις. Η διαδικασία της διαστασιολόγησης με βάση τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 (βλέπε κεφάλαιο 2.3.1 & 2.3.2) είναι επαναληπτική και βασίζεται στον μελετητή για την κάλυψη των απαιτήσεων. Όλα τα σύγχρονα λογισμικά προσφέρουν δυνατότητες αυτόματης διαστασιολόγησης των μελών ενός φορέα, ανάλογα με τις απαιτήσεις. Το πρόβλημα που παρουσιάζεται είναι πως ο μηχανικός πρέπει να έχει άριστη γνώση των μεθόδων που πρέπει να χρησιμοποιηθούν για να καλύψει ο φορέας τις απαιτήσεις. Επιπλέον αν κάποιος δώσει μια λίστα με μεγάλο αριθμό μελών, για να επιλέξει το πρόγραμμα, η αυτόματη διαστασιολόγηση μπορεί να διαρκέσει πολλές ώρες.

Για τους παραπάνω λόγους, η βέλτιστη διαδικασία διαστασιολόγησης είναι αυτή στην οποία ο μελετητής επιλέγει μέλη. Κάθε γραμμική ανάλυση της κατασκευής χρειάζεται μόνο μερικά δευτερόλεπτα για να ολοκληρωθεί, οπότε ο μελετητής πρέπει να ετοιμάσει ένα μοντέλο κατασκευής, να το αναλύσει, και να αξιολογήσει τα αποτελέσματα. Μία συνήθης τακτική στις μεταλλικές κατασκευές είναι η ομαδοποίηση των μελών. Δηλαδή επιλέγεται μια συγκεκριμένη διατομή για μια ομάδα μελών που έχουν κοινά χαρακτηριστικά. Έτσι και στην κατασκευή που μελετάται σε αυτή την εργασία τα μέλη ομαδοποιούνται ανά τρεις (3) ορόφους.

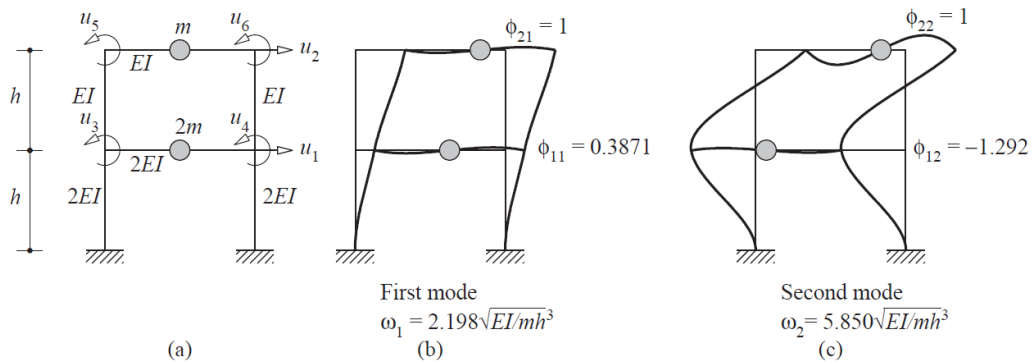
Οι βασικές αρχές που πρέπει να έχει κάποιος όταν διαστασιολογεί μεταλλικά κτίρια σε σεισμό είναι οι ακόλουθες:



1. Η διατομή των υποστυλωμάτων πρέπει να μειώνεται όσο αυξάνονται οι όροφοι. Μεγάλες δυνάμεις δέχονται μόνο οι πρώτοι όροφοι, ενώ όσο ανεβαίνουμε ορόφους τα εντατικά μεγέθη μειώνονται
2. Οι δοκοί πρέπει να είναι πάντα πιο «αδύναμες» από τα υποστυλώματα ώστε να έχουμε τις πλαστικοποιήσεις στα άκρα των δοκών. Αυτό το πετυχαίνουμε με τις συνδέσεις RBS όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 2.2.2
3. Τα υποστυλώματα έχουν πολύ μικρή συνεισφορά στην πλευρική δυσκαμψία σε σχέση με τις δοκούς. Αν πρέπει για να καλύψουμε τις απαιτήσεις DLR (κεφάλαιο 2.3.2), να μειώσουμε τις πλευρικές μετακινήσεις του κτιρίου, απλά αυξάνουμε τις διατομές των δοκών. Ενδεικτικά παρουσιάζεται στα σχήματα & πόσο επηρεάζει η δυσκαμψία των δοκών, την συνολική δυσκαμψία του πλαισίου.



Σχήμα 2.14: Παράδειγμα με άκαμπτες δοκούς. Η κατασκευή είναι πολύ δύσκαμπτη για πλευρικά φορτία. (α) δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας, (β) πρώτη ιδιομορφή, (γ) δεύτερη ιδιομορφή, Chopra (2007)



Σχήμα 2.15: Παράδειγμα με στροφικούς βαθμούς ελευθερίας. Η κατασκευή είναι σαφώς πιο εύκαμπτη πλευρικά. (α) βαθμοί ελευθερίας, (β) πρώτη ιδιομορφή, (γ) δεύτερη ιδιομορφή, Chopra (2007)

Στο τρισδιάστατο μοντέλο έχει χρησιμοποιηθεί διάφραγμα (φαίνεται με γκρι χρώμα στο Σχήμα 2.3). Στόχος της χρήσης του διαφράγματος είναι να εξασφαλίσουμε ότι οι δοκοί δεν παραμορφώνονται αξονικά. Έτσι μειώνουμε τους βαθμούς ελευθερίας της ανάλυσης μας (και κατά συνέπεια το υπολογιστικό κόστος), χωρίς να χάνουμε σε ακρίβεια αποτελεσμάτων.

## 2.8.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης – 3D προσομοίωμα

Για το τρισδιάστατο προσομοίωμα η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (EN1998-1/§4.3.3.3, MRSA= Modal Response Spectrum Analysis). Στον ΕΑΚ2003 αναφερόταν ως δυναμική φασματική. Επειδή το κτίριο είναι κανονικό και σε κάτοψη και σε όψη, θα ληφθεί η τιμή αναφοράς για το συντελεστή συμπεριφοράς, δηλαδή  $q = 6.5$ . Θα ληφθούν υπόψη και οι τυχηματικές εκκεντρότητες.

Πίνακας 2.2: Δώδεκα (12) πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης και ποσοστά δρoσών ιδιομορφικών μαζών

Ιδιομορφή	Περίοδος						
	σε sec	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	R <sub>z</sub>	Sum U <sub>x</sub>	Sum U <sub>y</sub>	Sum R <sub>z</sub>
1	2.269	0.7563	0	0	0.7563	0	0
2	2.184	0	0.7505	0	0.7563	0.7505	0
3	1.624	0	0	0.7594	0.7563	0.7505	0.7594
4	0.836	0.1215	0	0	0.8778	0.7505	0.7594
5	0.796	0	0.1244	0	0.8778	0.8748	0.7594
6	0.605	0	0	0.1191	0.8778	0.8748	0.8785
7	0.483	0.0493	0	0	0.9271	0.8748	0.8785
8	0.455	0	0.0497	0	0.9271	0.9246	0.8785
9	0.351	0	0	0.049	0.9271	0.9246	0.9275
10	0.32	0.0269	0	0	0.954	0.9246	0.9275
11	0.3	0	0.0274	0	0.954	0.952	0.9275
12	0.234	0	0	0.0267	0.954	0.952	0.9542

Η ανάλυση αυτή θα εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν ικανοποιούν τις συνθήκες για την εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (ELF). Στην περίπτωση μας η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης, δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί λόγω του μεγάλου ύψους της κατασκευής (48.5m) το οποίο είναι μεγαλύτερο από το μέγιστο επιτρεπόμενο για την εφαρμογή της μεθόδου. Θα λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση (EN1998-1/4.3.3.3). Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι 6 πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης όπως προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση όπως επίσης και τα ποσοστά των δρoσών ιδιομορφικών μαζών ανά κατεύθυνση

## 2.8.3 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων

Παρατηρείται πως μεταξύ των ιδιοπεριόδων δεν ισχύει πάντοτε η σχέση  $T_j < 0.9 \cdot T_i$ , Όπου  $T_j < T_i$  κι επομένως οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης δεν μπορούν να θεωρηθούν αμοιβαία ανεξάρτητες. Επομένως, τα αποτελέσματα των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις) δε θα συνδυαστούν με τη μέθοδο SRSS (Square Root of the Sum of the Squares), αλλά με την ακριβέστερη CQC (Complete Quadratic Combination) (EN1998-1/4.3.3.3.2).

## 2.8.4 Συνδυασμός οριζόντιων σεισμικών δράσεων

Μετά το συνδυασμό των οριζόντιων ιδιομορφικών δράσεων ανά κατεύθυνση με τη μέθοδο CQC, που αναφέρθηκε προηγουμένως, συνδυάζουμε τις δράσεις των δύο κάθετων διευθύνσεων σύμφωνα με τις ακόλουθες σχέσεις για εκτιμήσουμε τις 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 SRSS)

$E_{Edx}$  είναι τα αποτελέσματα των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις) για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση x του κτιρίου

$E_{Edy}$  είναι τα αποτελέσματα των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις) για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση y του κτιρίου (EN1998-1/4.3.3.5.1).

## 2.9 Περιορισμός των βλαβών

Η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" (DLR = Damage Limitation Requirement) θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη "απαίτηση μη-κατάρρευσης", οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση

$$d_r \cdot v \leq 0.0050h \Rightarrow \frac{0.5d_r}{h} \leq 0.50\% , \quad (2.12)$$

θεωρώντας αυξημένες απαιτήσεις για τα μη φέροντα στοιχεία (σαν να ήταν ψαθυρά) (EN1998-1/§4.4.3), όπου:

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

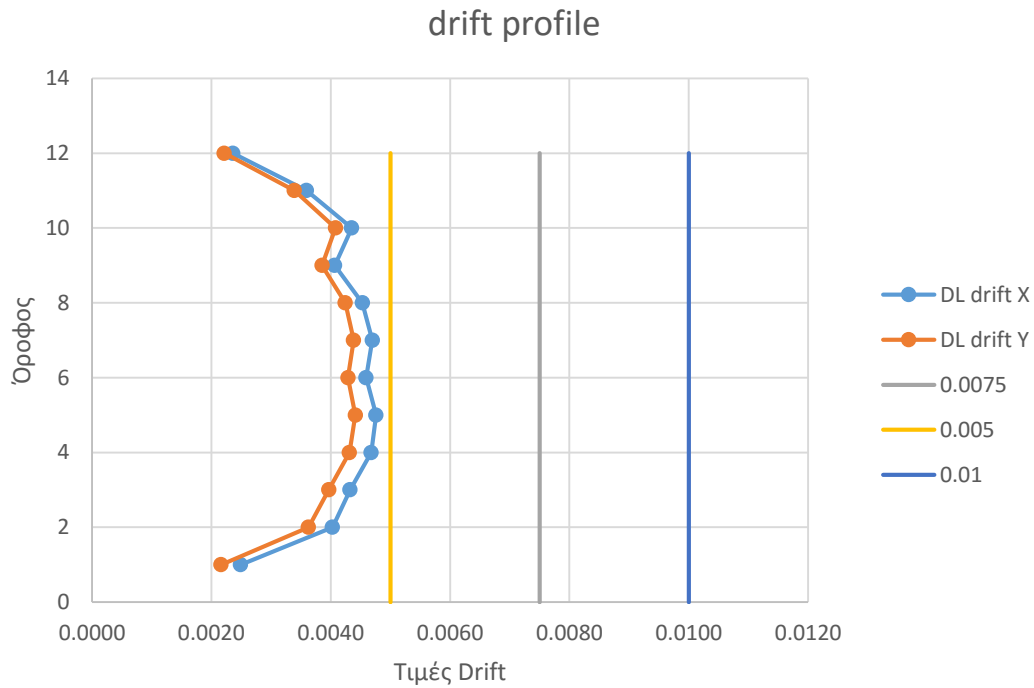
$h$  είναι το ύψος του ορόφου

$v$  είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Εδώ, για κατηγορία σπουδαιότητας II λαμβάνεται ίσος με 0.5 .

Σε αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί ότι για την κατασκευή που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών είναι αυτός ο οποίος όρισε την διαστασιολόγηση των μελών. Όσον αφορά την παραλαβή των σεισμικών φορτίων, ο φορέας ήταν ικανός να τα παραλάβει με πολύ μικρότερες διατομές, δηλαδή με μία κατασκευή η οποία είναι πολύ πιο εύκαμπτη πλευρικά. Αυτή η πλευρική ευκαμψία του φορέα, μας έδινε πολύ μεγαλύτερες σχετικές πλευρικές μετακινήσεις των ορόφων (drift), οπότε αναγκαστικά έπρεπε να αυξηθούν τα μέλη ώστε η κατασκευή να γίνει δύσκαμπτη πλευρικά.

Πίνακας 2.3: Πίνακας τιμών drift, και μεγεθών ελέγχου DL

Story	maxUX (mm)	maxUY (mm)	q	dsx (mm)	dsy (mm)	interstory drift x	interstory drift y	DL drift X	DL drift Y
12	60	56	6.5	390	362	0.0047	0.0044	0.0024	0.0022
11	57	53	6.5	371	344	0.0072	0.0068	0.0036	0.0034
10	53	49	6.5	343	317	0.0087	0.0082	0.0044	0.0041
9	47	44	6.5	308	284	0.0081	0.0077	0.0041	0.0039
8	42	39	6.5	275	253	0.0091	0.0085	0.0045	0.0042
7	37	34	6.5	239	219	0.0094	0.0088	0.0047	0.0044
6	31	28	6.5	202	184	0.0092	0.0086	0.0046	0.0043
5	25	23	6.5	165	150	0.0095	0.0088	0.0048	0.0044
4	19	18	6.5	127	115	0.0094	0.0086	0.0047	0.0043
3	14	12	6.5	89	80	0.0087	0.0079	0.0043	0.0040
2	8	7	6.5	55	48	0.0081	0.0073	0.0040	0.0036
1	3	3	6.5	22	19	0.0050	0.0043	0.0025	0.0022



Σχήμα 2.16: Απεικόνιση τιμών ελέγχου απαίτησης περιορισμού των βλαβών Drift DL (drift profile)

## 2.10 Αποτελέσματα ανάλυσης σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

### 2.10.1 Υπολογισμός μετακινήσεων – Φαινόμενα P-Δ

Επειδή γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d \cdot d_e, \quad (2.13)$$

όπου

$d_s$  είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

$q_d$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον  $q$

$d_e$  είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού.

Ο έλεγχος των φαινομένων δευτέρας τάξης (φαινόμενα «P-Δ») γίνεται σύμφωνα με τον τύπο:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}, \quad (2.14)$$

$\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

$P_{tot}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

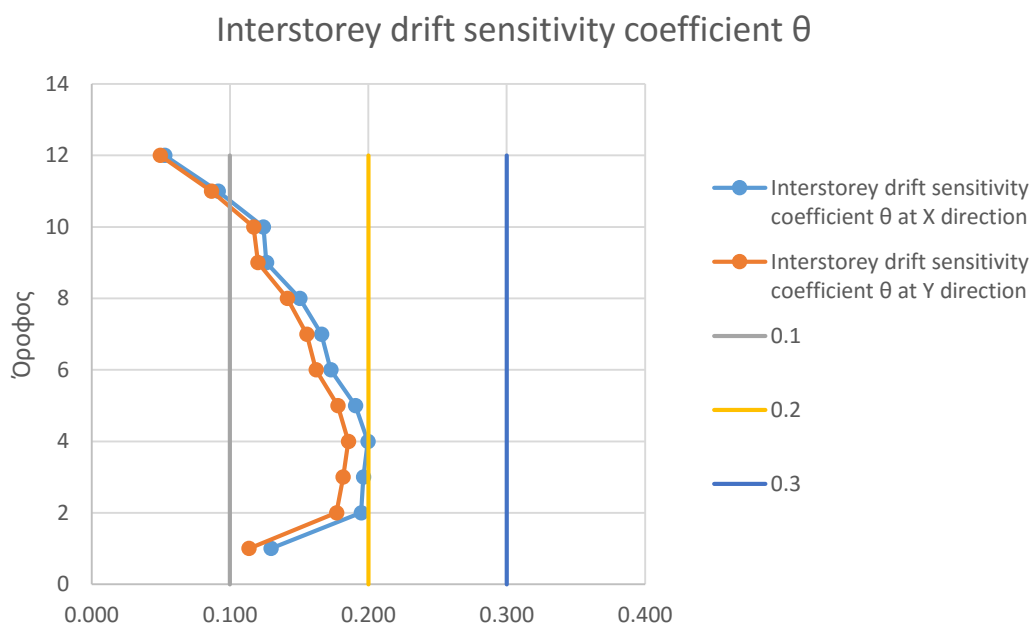
$V_{tot}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

$H$  είναι το ύψος του ορόφου.

Εάν  $0.1 < \theta \leq 0.2$ , τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $a_s = 1/(1 - \theta)$ . Η τιμή του συντελεστή  $\theta$  δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0.3.

Πίνακας 2.4: Τιμές ελέγχου φαινομένων δευτέρας τάξης (φαινόμενα P-Δ)

Story	interstory driftx	interstory drift y	P	VX	VY	Interstory drift sensitivity coefficient $\theta$ at X direction	Interstory drift sensitivity coefficient $\theta$ at Y direction
12	0.0047	0.0044	7014.34	626.74	627.9542	0.053	0.050
11	0.0072	0.0068	14790.725	1163.39	1157.748	0.091	0.087
10	0.0087	0.0082	22567.111	1581.90	1573.547	0.124	0.117
9	0.0081	0.0077	30432.466	1959.78	1952.55	0.126	0.120
8	0.0091	0.0085	38297.82	2308.23	2300.02	0.150	0.141
7	0.0094	0.0088	46163.175	2612.12	2601.843	0.166	0.156
6	0.0092	0.0086	54082.27	2875.27	2861.566	0.173	0.162
5	0.0095	0.0088	62001.359	3095.61	3076.763	0.191	0.178
4	0.0094	0.0086	69920.45	3276.08	3251.874	0.200	0.186
3	0.0087	0.0079	77906.365	3430.98	3402.156	0.196	0.182
2	0.0081	0.0073	85892.278	3553.00	3519.739	0.195	0.177
1	0.0050	0.0043	93954.063	3612.85	3576.307	0.130	0.114



Σχήμα 2.17: Απεικόνιση των τιμών ελέγχου φαινομένων δευτέρας τάξεως, μαζί με τα όρια του κανονισμού

## 3 Αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς

### 3.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται η αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς του δωδεκαώροφου κτιρίου με χρήση σύγχρονων μεθόδων ανάλυσης. Για την καλύτερη δυνατή προσομοίωση του φορέα κατασκευάζεται μη γραμμικό μοντέλο και προσδιορίζεται η μετελαστική συμπεριφορά των μελών. Έπειτα παρουσιάζονται και εκτελούνται δύο είδη αναλύσεων:

1. Μη γραμμική προσαυξητική στατική ανάλυση (static pushover analysis – SPO)
2. Μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση (incremental dynamic analysis – IDA)

Τέλος γίνεται έλεγχος ικανοποίησης των απαιτήσεων επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

### 3.2 Προσομοίωμα Φορέα

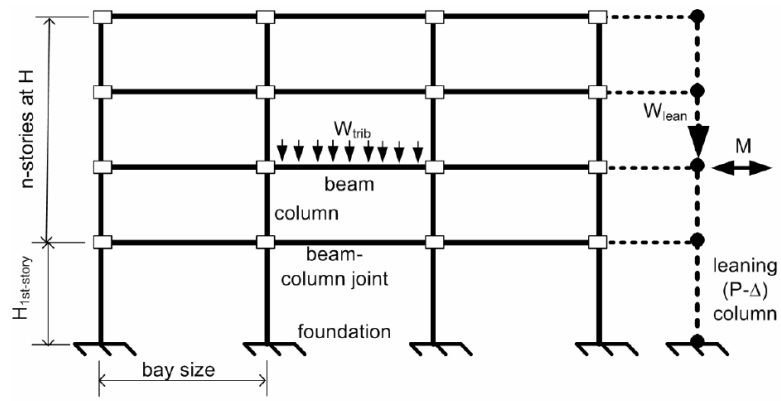
#### 3.2.1 Περαιτέρω απλοποιήσεις μοντέλου

Είναι γνωστό πως η μη γραμμική ανάλυση ενός φορέα απαιτεί πολύ περισσότερους υπολογιστικούς πόρους, και πολύ περισσότερο χρόνο για να εκτελεστεί, σε σχέση με την απλή γραμμική ανάλυση. Η απαίτηση αυτή δημιουργείται αφού για την αριθμητική επίλυση των μη γραμμικών εξισώσεων, πρέπει να υπολογίζονται ξανά τα μητρώα δυσκαμψίας των μελών. Ειδικά στην μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση όπου απαιτείται η επίλυση του φορέα για πολλές χρονοϊστορίες ο χρόνος για την εκτέλεση της ανάλυσης στον ηλεκτρονικό υπολογιστή μπορεί να χρειαστεί πολλές ώρες. Για να μειώσουμε το υπολογιστικό κόστος θα απλοποιήσουμε το μοντέλο έτσι ώστε να μην έχουμε απώλειες σε ακρίβεια αποτελεσμάτων αλλά ταυτόχρονα να καταφέρουμε να μειώσουμε δραστικά τους βαθμούς ελευθερίας του φορέα. Από την στιγμή που ο φορέας που εξετάζουμε είναι συμμετρικός και κατά τους δύο άξονες, θα τον απλοποιήσουμε αναλύοντας μόνο ένα πλαίσιο ροπής (δισδιάστατο πρόβλημα – 2D). Επιπλέον παρόλο που τα πλαίσια παραλαβής ροπών δεν είναι τα ίδια και στις δύο διευθύνσεις, επειδή όπως έχουμε δει από το προηγούμενο κεφάλαιο, έχουν σχεδόν ίδια στατική συμπεριφορά, θα αρκεστούμε στην ανάλυση ενός πλαισίου στην διεύθυνση X.

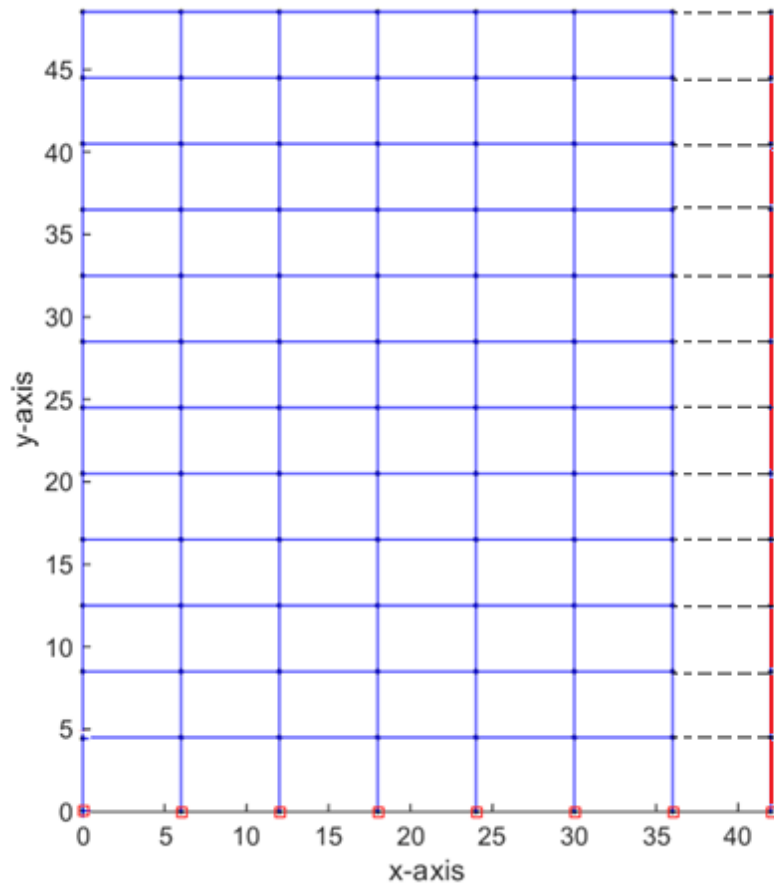
Πίνακας 3.1: Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων

Πλαίσιο	Όροφοι	(1-2-3)	(4-5-6)	(7-8-9)	(10-11-12)
Παραλαβής Ροπών	Δοκοί	HEA550	HEA500	HEA450	HEB340
	Υποστυλώματα	HEM800	HEM700	HEM650	HEM400

Ένα τέτοιο μοντέλο έχει παρουσιαστεί από τον Haselton (2006) και φαίνεται στο σχήμα 3.1. Για την περαιτέρω απλοποίηση του μοντέλου, θεωρούμε ότι το φορτίο δεν μεταφέρεται από τις πλάκες στις δοκούς  $W_{trib}$  ως κατανεμημένο, αλλά ασκείται ως συγκεντρωμένο φορτίο στις κορυφές των υποστυλωμάτων. Στο σχήμα 3.2 παρουσιάζεται ο δωδεκαώροφος φορέας που σχεδιάστηκε μέσω κώδικα για την ανάλυση στο Openses.



Σχήμα 3.1: Τετράωρο δισδιάστατο πλαίσιο (Haselton 2006).



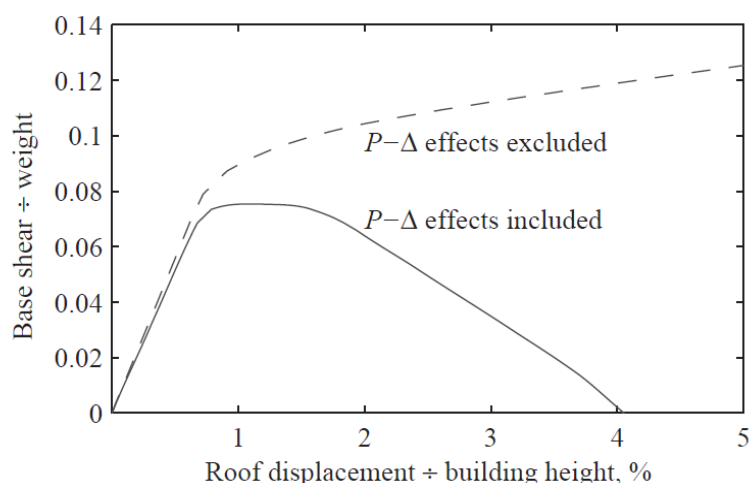
Σχήμα 3.2: Μοντέλο από το OpenSees



### 3.2.2 Φαινόμενα P-Delta

Τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως των φορτίων βαρύτητας που δρουν στην πλευρικών παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής, γνωστά και ως φαινόμενα P-Delta, μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά την σεισμική απόκριση κτιρίων στην ανελαστική τους περιοχή. Τα αποτελέσματα μίας ανάλυσης που δεν περιλαμβάνει τα φαινόμενα αυτά, μπορούν να παραπλανήσουν τον μελετητή για την αντοχή της κατασκευής. Τα φαινόμενα αυτά χωρίζονται σε δύο κατηγορίες:

1. Τα τοπικά φαινόμενα P-δ
2. Τα καθολικά φαινόμενα P-Δ



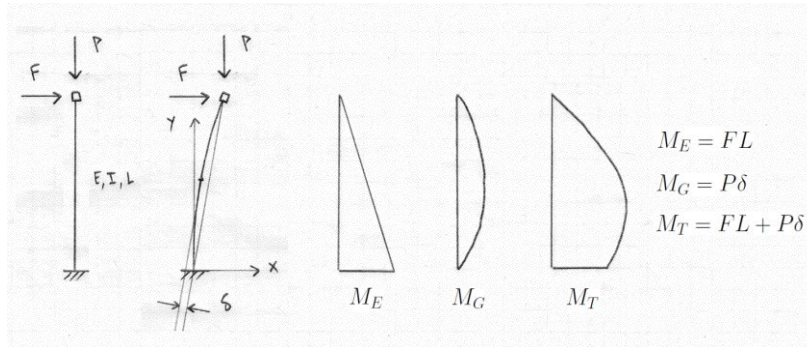
Σχήμα 3.3: Τα αποτελέσματα αναλύσεων με και χωρίς την επιρροή των φαινομένων P-Δ για το ίδιο πολυώροφο κτίριο (Chopra 2007)

Το μοντέλο προσομοίωσης που παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3.2.1 έχει και μια επιπλέον σειρά υποστυλωμάτων η οποία ονομάζεται leaning (P-Δ) column. Τα υποστυλώματα αυτά προσομοιώνονται με ελαστικά στοιχεία, με μηχανικά χαρακτηριστικά (εμβαδό και ροπή αδράνειας) όσο τα υποστυλώματα που λειτουργούν ως υποστυλώματα βαρύτητας στην διεύθυνση που εξετάζουμε. Τα υποστυλώματα αυτά συνδέονται με την υπόλοιπη κατασκευή μέσω άκαμπτων συνδέσεων που έχουν ελευθέρωση στρωφών στα δύο άκρα τους (rigid links). Στόχος αυτής της σειράς υποστυλωμάτων είναι να προσφέρει στο μοντέλο μας την πρόσθετη πλευρική δυσκαμψία των υποστυλωμάτων βαρύτητας ώστε να έχουμε αποτελέσματα όσο το δυνατόν πιο κοντά στην πραγματική συμπεριφορά του κτιρίου. Αν δεν είχε συμπεριληφθεί στην ανάλυση το lean column τότε το πλαίσιο θα ήταν λιγότερο δύσκαμπτο και από την ανάλυση pushover θα λαμβάναμε δυσμενέστερα αποτελέσματα για την αντοχή του πλαισίου σε πλευρικά φορτία (η καμπύλη ικανότητας θα ήταν πιο κάτω από την πραγματική).

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι μεγάλες διαφορές στην μετελαστική συμπεριφορά του κτιρίου εμφανίζονται και στην μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.3 η επίδραση που θα είχαν αυτά τα φαινόμενα αν η κατασκευή μας συμπεριφερόταν ελαστικά στον σεισμό θα ήταν σχεδόν αμελητέα. Το μόνο που αλλάζει στην καμπύλη ικανότητας του κτιρίου στην ελαστική περιοχή είναι η τιμή της δυσκαμψίας.

### 3.2.2.1 Τοπικά φαινόμενα P-δ

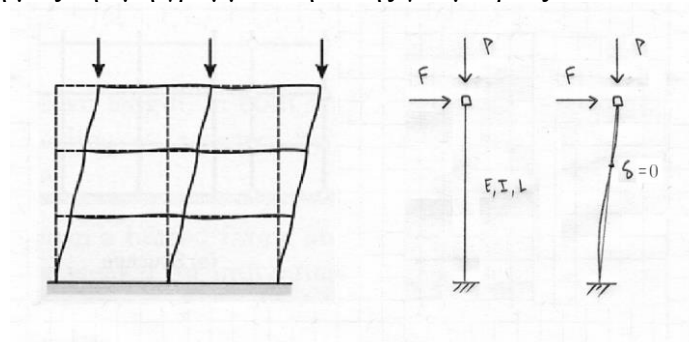
Τα τοπικά φαινόμενα P-δ σχετίζονται με την τοπική παραμόρφωση που δημιουργείται λόγω της χορδής μεταξύ των κόμβων αρχής και τέλους του στοιχείου. Ουσιαστικά αυτά τα φαινόμενα είναι σημαντικά μόνο για προβλήματα κάμψης απλής καμπυλότητας (κάμψη προβόλου) και έχουν σημαντικές επιπτώσεις στον φορέα μόνο για πολύ μεγάλες τιμές του δ. Στα προβλήματα σεισμικού σχεδιασμού δεν συναντάμε τέτοιου είδους μη γραμμικότητες γεωμετρίας. Η επίδραση των φαινομένων δευτέρας τάξεως σε έναν πρόβολο φαίνονται στο σχήμα 3.3.



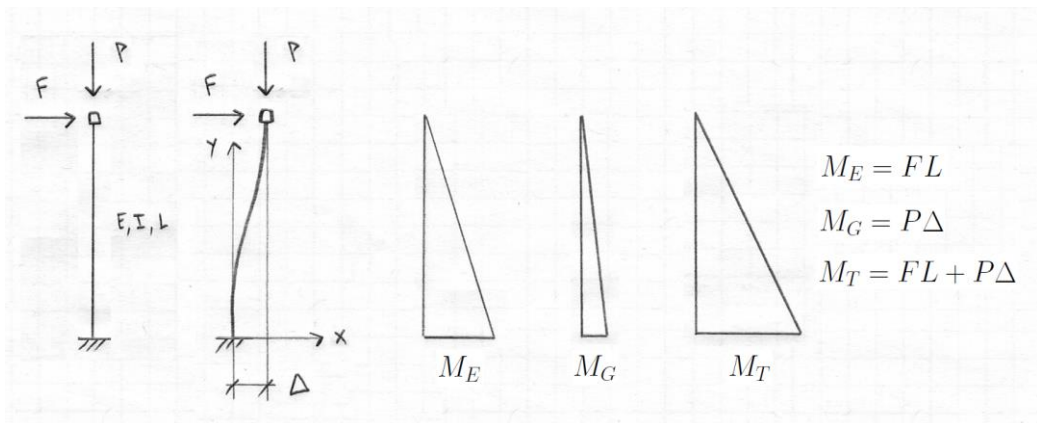
Σχήμα 3.4: Φαινόμενα P-δ σε υποστύλωμα πρόβολο (CSI Knowledge Base)

### 3.2.2.2 Καθολικά φαινόμενα P-Δ

Τα καθολικά φαινόμενα P-Δ σχετίζονται με τις μετακινήσεις που δημιουργούνται λόγω της μετακίνησης των άκρων των μελών. Τα υποστυλώματα στα πλαίσια παραλαβής ροπών είναι όπως έχουμε δει αμφίπακτα. Κατά την διάρκεια ενός σεισμού τα drift των ορόφων παίρνουν μεγάλες τιμές, και η εκκεντρότητα αυτή των αξονικών φορτίων δημιουργεί πρόσθετες ροπές δευτέρας τάξεως. Τα φαινόμενα αυτά γίνονται εντονότερα στην κατασκευή όταν τα υποστυλώματα παραλαμβάνουν μεγάλα αξονικά φορτία ή όταν οι σχετικές πλευρικές μετακινήσεις των ορόφων παίρνουν πολύ μεγάλες τιμές. Στο σχήμα 3.4 παρουσιάζεται πως τα φαινόμενα P-δ δεν επηρεάζουν ένα αμφίπακτο υποστύλωμα (διπλή καμπυλότητα), ενώ στο σχήμα 3.5 φαίνεται πια είναι η επίδραση στην δρώσα καμπτική ροπή αν λάβουμε υπ' όψη μας την μη γραμμικότητα της γεωμετρίας.



Σχήμα 3.5: Τα αμφίπακτα υποστυλώματα δεν επηρεάζονται από τα φαινόμενα P-δ (διπλή καμπυλότητα) (CSI Knowledge Base)

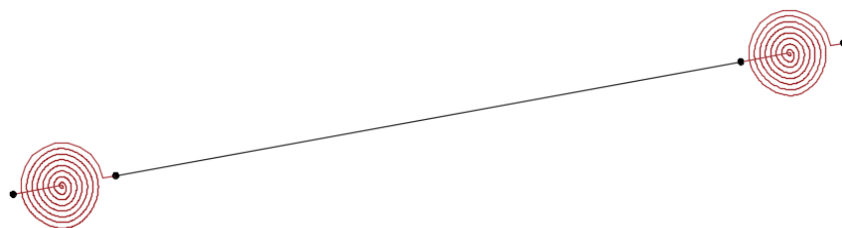


Σχήμα 3.6: Φαινόμενα P-Δ σε αμφίπακτο υποστυλώμα (CSI Knowledge Base)

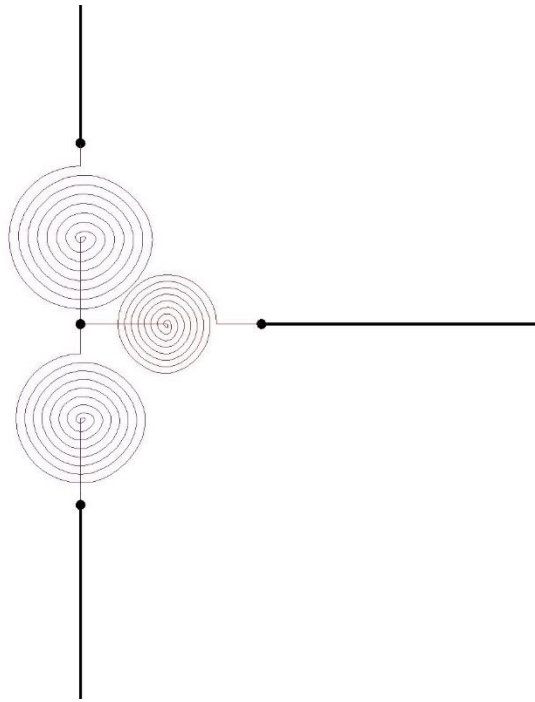
### 3.2.3 Προσομοίωση στοιχείων δοκών και υποστυλωμάτων

Η μη γραμμική συμπεριφορά των ραβδωτών στοιχείων του μοντέλου (δοκοί και υποστυλώματα) προσομοιώνεται με ισοδύναμο ελαστικό κόμβο. Τα ραβδωτά στοιχεία είναι ελαστικά (Elastic Beam – Column Element) στα άκρα των οποίων τοποθετούνται στοιχεία μηδενικού μήκους (zero Length elements) τα οποία λειτουργούν ως στροφικά ελατήρια που αντιπροσωπεύουν την μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής. Το στοιχείο με τα στροφικά ελατήρια παρουσιάζεται στο σχήμα 3.7.

Σε κάθε στροφικό ελατήριο αντιστοιχεί και ένα διάγραμμα ροπών - στροφών. Θα χρησιμοποιηθεί το τροποποιημένο μοντέλο των Ibarra & Krawinkler (2005) το οποίο παρουσιάζεται σχηματικά στο Σχήμα 3.3. Οι χαρακτηριστικές τιμές οι οποίες ορίζουν τα ευθύγραμμα τμήματα στο μοντέλο αυτό λαμβάνονται από τις σχέσεις των Lignos & Krawinkler, (2011). Οι σχέσεις αυτές προέκυψαν μετά από πειράματα σε περισσότερα από τριακόσια δομικά μέλη, και μας δίνουν μια ακριβή εικόνα για την πλαστική συμπεριφορά δομικών μελών χάλυβα. Ο υπολογισμός τους γίνεται στο κεφάλαιο 3.2.4.

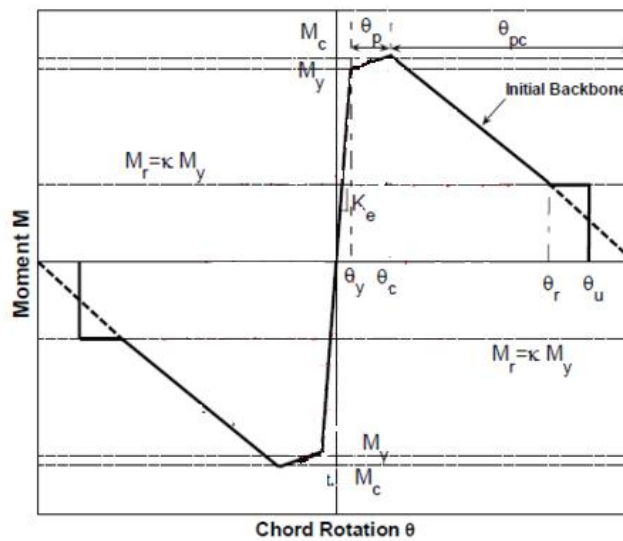


Σχήμα 3.1: Ελαστικό ραβδωτό στοιχείο με ελατήρια στα άκρα του



Σχήμα 3.2: Ενδεικτικός κόμβος σύνδεσης υποστλωμάτων - δοκού, με μη γραμμικά στροφικά ελατήρια

### Modified Ibarra Krawinkler Deterioration Model



- Effective yield strength and rotation ( $M_y$  and  $\theta_y$ )
- Effective stiffness  $K_e = M_y / \theta_y$
- Capping strength and associated rotation for monotonic loading ( $M_c$  and  $\theta_c$ )
- Pre-capping rotation capacity for monotonic loading  $\theta_p$
- Post-capping rotation capacity  $\theta_{pc}$
- Residual strength  $M_r = \kappa M_y$
- Ultimate rotation capacity  $\theta_u$

Σχήμα 3.3 Τροποποιημένο μοντέλο Ibarra & Krawinkler (2005)

### 3.2.4 Υπολογισμός χαρακτηριστικών μεγεθών τροποποιημένου μοντέλου Ibarra-Krawinkler

#### 3.2.4.1 Υποστυλώματα (οποιοσδήποτε συνδέσεις εκτός των RBS)

- Πλαστική στροφή  $\theta_p$  (Precapping)

Η πλαστική στροφή  $\theta_p$  για στοιχεία με ύψος  $102 \text{ mm} (4 \text{ in.}) \leq d \leq 914 \text{ mm} (36 \text{ in.})$  δίνεται από την σχέση:

$$\theta_p = 0.0865 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.365} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.140} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.340} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.721} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.230}, \quad (3.1)$$

Για στοιχεία με ύψος  $d \geq 533 \text{ mm} (21 \text{ in.})$ , η  $\theta_p$  δίνεται από τη σχέση:

$$\theta_p = 0.318 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.550} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.345} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.0230} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.090} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.330} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.130}, \quad (3.2)$$

- Πλαστική στροφή  $\theta_{pc}$  (Postcapping)

Η πλαστική στροφή  $\theta_{pc}$  για στοιχεία με ύψος  $102 \text{ mm} (4 \text{ in.}) \leq d \leq 914 \text{ mm} (36 \text{ in.})$  προκύπτει από τη σχέση:

$$\theta_{pc} = 5.63 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.8} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.280} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.430}, \quad (3.3)$$

Η πλαστική στροφή  $\theta_{pc}$  για στοιχεία με ύψος  $d \geq 533 \text{ mm} (21 \text{ in.})$ , προκύπτει από τη σχέση:

$$\theta_{pc} = 7.50 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.710} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.71} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.110} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.161} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.320}, \quad (3.4)$$

#### 3.2.4.2 Δοκοί (συνδέσεις RBS)

Οι πειραματικές σχέσεις των Lignos & Krawinkler (2011) για στοιχεία με συνδέσεις RBS αναφέρονται μόνο σε στοιχεία με ύψος  $d \geq 533 \text{ mm} (21 \text{ in.})$ . Επομένως, ελλείψει άλλης εξίσωσης θα χρησιμοποιηθούν αναγκαστικά οι συγκεκριμένες σχέσεις ανεξαρτήτως ικανοποίησης του κριτηρίου του ύψους.

- Πλαστική στροφή  $\theta_p$  (Pre-capping)

$$\theta_p = 0.19 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.314} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.1} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.185} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.113} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.76} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.07}, \quad (3.5)$$

- Πλαστική στροφή  $\theta_{pc}$  (Post-capping)

$$\theta_{pc} = 9.52 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.513} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.863} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.108} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.36}, \quad (3.6)$$

Στις παραπάνω σχέσεις ως μήκος  $L$  λαμβάνεται το μισό καθαρό μήκος της δοκού. Για παράδειγμα, για τις δοκούς που συνδέονται με υποστυλώματα HEB 600 ισχύει:

$$L = 0.5 \cdot (6000^{mm} - 600^{mm}) = 2700^{mm}, \quad (3.7)$$

όπου 6000mm είναι το θεωρητικό μήκος της δοκού ενώ 600mm είναι το άθροισμα των μηκών των ημιδιατομών των υποστυλωμάτων εκατέρωθεν της δοκού.

Για τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου ως μήκος  $L$  της βάσης του υποστυλώματος λαμβάνεται το 70% του καθαρού μήκους του υποστυλώματος ενώ ως μήκος  $L$  της κορυφής του υποστυλώματος λαμβάνεται το υπόλοιπο 30% του καθαρού μήκους του υποστυλώματος ως μια προσέγγιση του διαγράμματος ροπών. Δηλαδή, είναι:

$$\begin{aligned} L_1^{bottom} &= 0.7 \cdot (4500^{mm} - 600^{mm} / 2) = 2940^{mm} \\ L_1^{top} &= 0.3 \cdot (4500^{mm} - 600^{mm} / 2) = 1260^{mm} \end{aligned}, \quad (3.8)$$

Στο τέλος, λαμβάνεται μία ενιαία ισοδύναμη τιμή για την πλαστική στροφή της βάσης και της κορυφής ίση με το ημίάθροισμά τους. Για τα υποστυλώματα των υπόλοιπων ορόφων ως μήκος  $L$  του υποστυλώματος λαμβάνεται το 50% του καθαρού μήκους του υποστυλώματος. Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τα μέλη που επιλέξαμε στο μη γραμμικό μοντέλο.

Πίνακας 3.2: Χαρακτηριστικές τιμές γωνιών στροφής υποστυλωμάτων

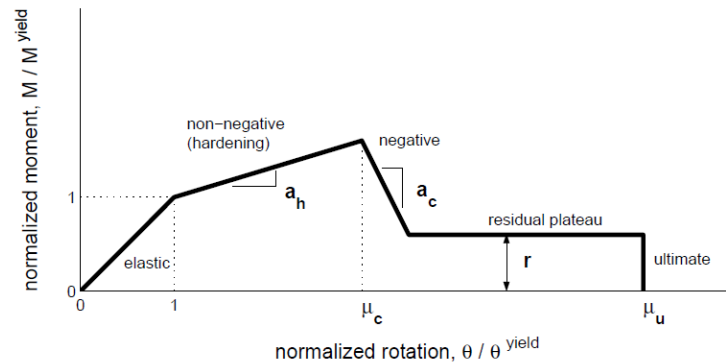
	Όροφοι	$\theta_y$	$\theta_p$	$\theta_{pc}$
HEM800	1	0.0043	0.0252	0.2069
	2-3	0.0038	0.0262	0.2069
HEM700	4-5-6	0.0044	0.0296	0.2305
HEM650	7-8-9	0.0047	0.0320	0.2450
HEM400	10-11-12	0.0073	0.057	0.4367

Πίνακας 3.3: Χαρακτηριστικές τιμές γωνιών στροφής δοκών

	Όροφοι	$\theta_y$	$\theta_p$	$\theta_{pc}$
HEA550	1-2-3	0.0051	0.0291	0.2000
HEA500	4-5-6	0.0055	0.0322	0.1995
HEA450	7-8-9	0.0061	0.0360	0.1925
HEB340	10-11-12	0.0077	0.0513	0.2400

### 3.2.5 Διάγραμμα συμπεριφοράς ελατηρίων (Διάγραμμα ροπών – στροφών)

Όπως είδαμε στο κεφάλαιο 3.2.3 για να προσομοιώσουμε την μη γραμμική συμπεριφορά των μελών, χρησιμοποιούμε ένα μοντέλο με ελατήρια. Το μοντέλο αυτό είναι γνωστό στην βιβλιογραφία ως Μοντέλο Συγκεντρωμένης Πλαστικότητας (Lumped Plasticity Model ή Point Hinge Model). Σε αυτό το σημείο θα παρουσιαστεί ο τρόπος με τον οποίο υπολογίζονται τα στοιχεία που ορίζουν την συμπεριφορά των μελών, μέσω του διαγράμματος ροπών – στροφών (Σχήμα 3.4) το οποίο εισάγουμε στο Openses. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιήθηκε και στην εργασία των Vamvatsikos & Cornell (2006)



Σχήμα 3.4: Κανονικοποιημένο διάγραμμα Ροπών – Στροφών , Vamvatsikos & Cornell (2006)

Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει μια σύντομη παρουσίαση των βασικών σχέσεων που συνδέουν τα χαρακτηριστικά μεγέθη των μελών, με τα μεγέθη που παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.4 και αντιστοιχούν στην συμπεριφορά των ελατηρίων.

Η μέση αναμενόμενη τάση διαρροής του χάλυβα λαμβάνεται ίση με:

$$F_y = 1.1 \cdot 355^{MPa} = 390.5^{MPa} , \quad (3.9)$$

Η προβλεπόμενη ροπή αντοχής (predicted bending strength) είναι ίση με:

$$M_{y,p} = F_y \cdot W_y = 390.5 \cdot W_y , \quad (3.10)$$

Όπου  $W_y$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής της εκάστοτε διατομής.

Ο λόγος της ενεργούς ροπής αντοχής προς την προβλεπόμενη ροπή αντοχής προτείνεται να λαμβάνεται ίση με 1.10 και για τα υποστυλώματα (όλες οι συνδέσεις εκτός των RBS) και για τις δοκούς (συνδέσεις RBS). Επομένως, είναι:

$$M_y / M_{y,p} = 1.10 \Rightarrow M_y = 1.10 \cdot M_{y,p} = 1.1 \cdot 390.5 \cdot W_y = 429.55 \cdot W_y, \quad (3.11)$$

Ο λόγος της μετελαστικής ροπής αντοχής προς την ενεργό ροπή αντοχής προτείνεται να λαμβάνεται επίσης ίση με 1.10 για όλα τα στοιχεία. Η  $M_c$  λαμβάνει υπόψη της την ανακυκλική κράτυνση.

$$M_c / M_y = 1.10 \Rightarrow M_c = 1.10 \cdot M_y = 1.1 \cdot 429.55 \cdot W_y = 472.505 \cdot W_y, \quad (3.12)$$

Η εναπομείνασα ροπή αντοχής λαμβάνεται ίση με το 40% της ενεργού ροπής αντοχής:

$$M_r = r \cdot M_y = 0.4 \cdot M_y = 0.4 \cdot 429.55 \cdot W_y = 171.82 \cdot W_y, \quad (3.13)$$

Ενώ η μέγιστη στροφή  $\theta_u$  λαμβάνεται οριακά μεγαλύτερη από την στροφή  $\theta_r$  (ώστε να αποφύγουμε τα προβλήματα με το pinching υλικό, που παρουσιάζονται όταν δύο σημεία έχουν την ίδια τάση διαρροής), δηλαδή:

$$\theta_u = 1.01 \cdot \theta_r = 1.01 \cdot \left( \theta_c + \frac{0.7 \cdot \theta_{pc}}{1.1} \right), \quad (3.14)$$

Όσον αφορά τις κλίσεις των τμημάτων της καμπύλης με τα κανονικοποιημένα μεγέθη οι ακόλουθες σχέσεις μας παρουσιάζουν τον τρόπο με τον οποίο υπολογίζονται συναρτήσει των χαρακτηριστικών μεγεθών των μελών της κατασκευής. Η κλίση του ελαστικού τμήματος (elastic slope) της καμπύλης είναι:

$$K_e = \frac{M_y}{\theta_y}, \quad (3.15)$$

Η κλίση του τμήματος κράτυνσης μετά την διαρροή (post-yield hardening slope) είναι:

$$a_h = \left( \frac{M_c - M_y}{\theta_p + \theta_y - \theta_y} \right) / K_e = \left( \frac{0.10 \cdot M_y}{\theta_p} \right) / K_e = \frac{0.10 \cdot M_y}{\theta_p} \cdot \frac{\theta_y}{M_y} = 0.10 \cdot \frac{\theta_y}{\theta_p}, \quad (3.16)$$

Η κλίση του φθίνοντος τμήματος δίνεται:

$$a_c = \left( \frac{0 - M_y}{\theta_{pc}} \right) / K_e = \left( \frac{-1.10 \cdot M_y}{\theta_{pc}} \right) / K_e = \frac{-1.10 \cdot M_y}{\theta_{pc}} \cdot \frac{\theta_y}{M_y} = -1.10 \cdot \frac{\theta_y}{\theta_{pc}}, \quad (3.17)$$

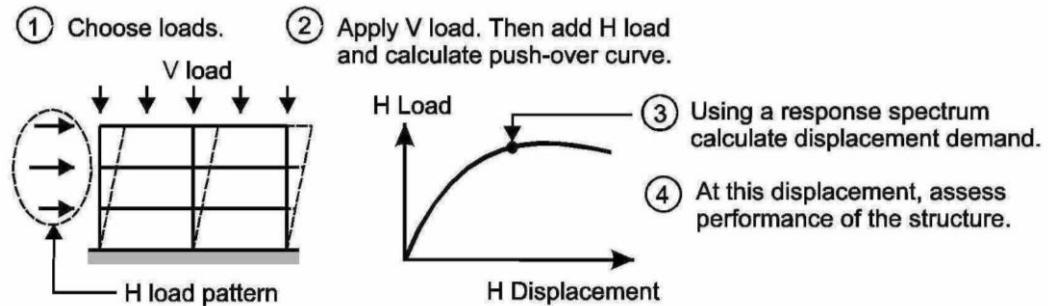
Τέλος οι πλαστιμότητες των στροφών:

$$\mu_c = \frac{\theta_c}{\theta_y} = \frac{\theta_y + \theta_p}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y}, \quad (3.18)$$



### 3.3 Μη γραμμική υπερωθητική στατική ανάλυση

Η μη γραμμική προσαυξητική στατική ανάλυση (static pushover analysis – SPO) είναι η ανάλυση η οποία σήμερα χρησιμοποιείται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής (EN1995-1/§4.3.3.4.2). Τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής ασκούνται αρχικά για να γίνει η στατική της επίλυση (μόρφωση διαγραμμάτων εντατικών μεγεθών), έπειτα επιλέγουμε μια καθ' ύψος κατανομή (pattern) για τα οριζόντια (πλευρικά) φορτία. Τα πλευρικά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή ξεκινάνε από μια μικρή τιμή, ώστε η κατασκευή να βρίσκεται στην ελαστική της περιοχή, και στην συνέχεια αυξάνονται μονοτονικά.



Σχήμα 3.5: Τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή και η καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από την στατική επίλυση (CSI Knowledge Base)

Επιλέγουμε η καθ' ύψος κατανομή των φορτίων να γίνεται σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή. Ο πίνακας του ιδιοδιανύσματος  $\vec{\varphi}$  και το κανονικοποιημένο ως προς τη μετακίνηση της οροφής ιδιοδιάνυσμα  $\vec{\Phi}$  της πρώτης ιδιομορφής δίνεται στην σχέση (3.19).

$$\vec{\varphi} = \begin{Bmatrix} 0.02827 \\ 0.02771 \\ 0.02673 \\ 0.02475 \\ 0.02216 \\ 0.01915 \\ 0.01600 \\ 0.01289 \\ 0.00971 \\ 0.00666 \\ 0.00395 \\ 0.00154 \end{Bmatrix}, \vec{\Phi} = \begin{Bmatrix} 1.00000 \\ 0.98034 \\ 0.94559 \\ 0.87560 \\ 0.78393 \\ 0.67730 \\ 0.56596 \\ 0.45607 \\ 0.34356 \\ 0.23566 \\ 0.13984 \\ 0.05444 \end{Bmatrix}, \quad (3.19)$$

Στα ιδιοδιανύσματα αυτά, στην πρώτη γραμμή έχουμε την τιμή για τον τελευταίο όροφο (12<sup>ο</sup> όροφο), ενώ στην τελευταία γραμμή έχουμε την τιμή που αναφέρεται στον πρώτο όροφο. Όσον αφορά τις μάζες για το 2D προσομοίωμα, λαμβάνουμε το 28% της μάζας του ορόφου. Αυτή η προσαύξηση (κανονικά έπρεπε να βάλουμε το 25%) έγινε ώστε η πρώτη ιδιοπερίοδος του 2D πλαισίου να είναι πιο κοντά σε αυτή του τρισδιάστατου μοντέλου. Δηλαδή με αυτόν τον τρόπο καλύπτουμε την διαφορά που προέκυψε από την χρήση στο 2D

προσομοίωμα των μιας διατομής υποστυλωμάτων για όλα τα υποστυλώματα που βρίσκονται στον ίδιο όροφο. Οι μάζες των ορόφων και οι αντίστοιχες αδρανειακές δυνάμεις (σε kN) δίνονται στην σχέση (3.20).

$$m_i = \begin{Bmatrix} m_{12} \\ m_{11} \\ m_{10} \\ m_9 \\ m_8 \\ m_7 \\ m_6 \\ m_5 \\ m_4 \\ m_3 \\ m_2 \\ m_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 202.20 \\ 231.40 \\ 231.40 \\ 232.94 \\ 234.40 \\ 234.40 \\ 235.88 \\ 236.24 \\ 236.24 \\ 237.27 \\ 237.62 \\ 238.71 \end{Bmatrix}, \bar{F}_i = m_i \cdot \Phi_i = \begin{Bmatrix} 202.20 \\ 226.85 \\ 218.81 \\ 203.96 \\ 183.75 \\ 158.76 \\ 133.50 \\ 107.74 \\ 81.16 \\ 55.92 \\ 33.23 \\ 13.00 \end{Bmatrix}, \quad (3.20)$$

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

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = \sum \bar{F}_i = 1618.89 Mgr, \quad (3.21)$$

Ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής είναι:

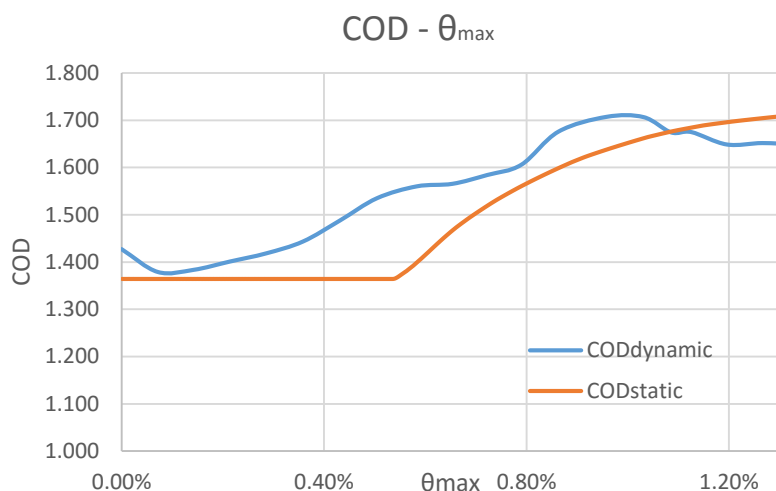
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum (m_i \cdot \Phi_i^2)} = \frac{1618.89}{1232.77} = 1.313, \quad (3.22)$$

Το ποσοστό της δράσας ιδιομορφικής μάζας για την πρώτη ιδιομορφή είναι:

$$\alpha_1 = \frac{(\sum m_i \cdot \Phi_i)^2}{\sum m_i \cdot \sum (m_i \cdot \Phi_i^2)} = \frac{1618.89}{2788.72 \cdot 1232.77} = 0.762, \quad (3.23)$$

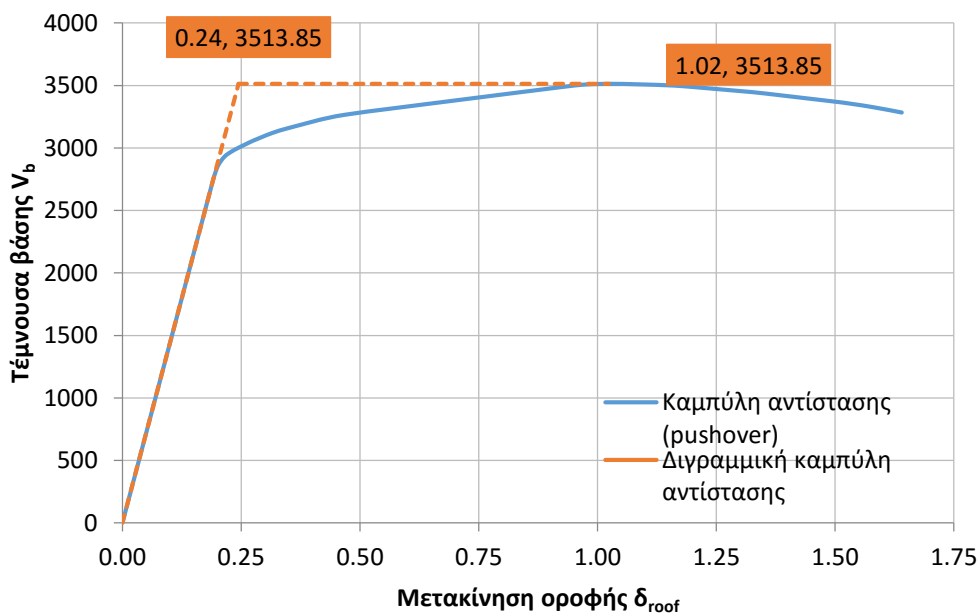
Ο στατικός και ο δυναμικός συντελεστής συγκέντρωσης μετακινήσεων (ή ανομοιομορφίας)  $COD_{static}$  και  $COD_{dynamic}$  (Coefficient of Distortion) που προέρχονται από την pushover και τις IDA αντίστοιχα φαίνονται στο Σχήμα 3.6. Οι συγκεκριμένοι συντελεστές εκφράζουν το λόγο της μέγιστης σχετικής στροφής όλων των ορόφων προς τη σχετική στρόφη της οροφής σύμφωνα με τη σχέση  $COD = \frac{\theta_{max}}{\left(\frac{\delta_y}{H}\right)}$  Moehle (1992). Η δυναμική προσαυξητική

ανάλυση (IDA) παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 3.4. Στο Σχήμα 3.6 παρουσιάζονται και οι δύο συντελεστές για εποπτικούς λόγους. Τελικά, οι δύο συντελεστές λαμβάνονται ίσοι με  $COD_{static}=1.364$  και  $COD_{dynamic}=1.50$ . Ο  $COD_{dynamic}$  υπολογίστηκε για την τιμή που αντιστοιχεί για  $\theta_{max}=0.005$  για την καμπύλη IDA<sub>50%</sub>. (Σχήμα 3.6)



Σχήμα 3.6: Συντελεστές συγκέντρωσης μετακινήσεων COD<sub>static</sub> και COD<sub>dynamic</sub>

Η Καμπύλη αντίστασης που προκύπτει από την ανάλυση Pushover (SPO curve) όπως επίσης και η διγραμμική της παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.7 . Η μετακίνηση διαρροής είναι ίση με 0.24m, η Τέμνουσα βάσης  $V_b=3513.85$ , ενώ η αρχική ελαστική δυσκαμψία είναι  $K_e=14385kN/m$ . Ο λόγος απόσβεσης λαμβάνεται ίσος με 5%.



Σχήμα 3.7: Η καμπύλη ικανότητας που προέκυψε από την στατική προσαυξητική ανάλυση (SPO curve) και η διγραμμικοποίηση της.

### 3.4 Μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση

Η μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis – εφεξής IDA) όπως παρουσιάστηκε από τους Vamvatsikos & Cornell (2002) είναι μια υπολογιστική μέθοδος ανάλυσης της σεισμικής μηχανικής για την εκτέλεση μιας ολοκληρωμένης αξιολόγησης της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία.

#### 3.4.1 Εκτέλεση IDA

##### 3.4.1.1 Μη γραμμικό προσομοίωμα

Το μη γραμμικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι το ίδιο με αυτό που χρησιμοποιήθηκε κατά την μη γραμμική προσαυξητική στατική ανάλυση. Τα στοιχεία είναι ελαστικά και στα άκρα τους έχουν μη γραμμικά στροφικά ελατήρια. Το προσομοίωμα εξακολουθεί να είναι δισδιάστατο καθώς έτσι μειώνεται δραστικά ο υπολογιστικός φόρτος (μείωση βαθμών ελευθερίας). Όλες οι παράμετροι που έχουν σχέση με την μόρφωση των μητρώων δυσκαμψίας του φορέα παραμένουν ίδιες, ενώ το μόνο που αλλάζει η διαδικασία της επίλυσης του μητρικού συστήματος εξισώσεων.

##### 3.4.1.2 Επιταχυνσιογραφήματα

Η επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων (records) πρέπει να γίνει έτσι ώστε να εκφράζουν τεκτονικά αντίστοιχα περιβάλλοντα. Αυτό σημαίνει ότι τα επιταχυνσιογραφήματα δεν απαιτείται να αναφέρονται σε γεγονότα που έχουν συμβεί στην συγκεκριμένη περιοχή όπου θα κατασκευαστεί το κτίριο που εξετάζουμε. Πρέπει στην ανάλυση να συμπεριληφθεί ένας αριθμός από διαφορετικές μορφές σεισμικών διεγέρσεων. Επιλέχθηκαν 44 καταγραφές (22 σεισμικά γεγονότα, 2 ανά κατεύθυνση) οι οποίες έχουν ανακτηθεί από το αυθεντικό σύνολο των καταγραφών του Applied technology Council Project 76 (ATC 76). Οι καταγραφές αυτές παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.4.

Έπειτα γίνεται η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων με χρήση ενός μη αρνητικού βαθμωτού συντελεστή κλιμάκωσης  $\lambda$  (Scale Factor – εφεξής: SF). Κάθε τιμή της χρονιστορίας πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή κλιμάκωσης παράγοντας μια χρονιστορία ομοίωτη στην αρχική. Προφανώς για τιμές του συντελεστή κλιμάκωσης μικρότερες της μονάδας ( $\lambda < 1$ ) έχουμε ένα «ηπιότερο» επιταχυνσιογράφημα, ενώ για τιμές μεγαλύτερες της μονάδας προκύπτει ένα «ισχυρότερο» επιταχυνσιογράφημα.

##### 3.4.1.3 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  $\lambda$  και αυξάνεται μονοτονικά με τον συντελεστή κλιμάκωσης  $\lambda$ . Για την μελέτη του δωδεκαώροφου κτιρίου επιλέγεται ως μέτρο έντασης η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής με 5% απόσβεση.

Πίνακας 3.4: Καταγραφές που υποβλήθηκαν στην IIDA

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 LA-	C,D	7.6	26	0.47	0.51
21	SanFernando	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

#### 3.4.1.4 Μέτρο Απόκρισης

Ως μέτρο απόκρισης (Engineering Demand Parameter – εφεξής: EDP) ορίζεται ένα μη αρνητικό βαθμωτό μέγεθος το οποίο χαρακτηρίζει την απόκριση της κατασκευής σε μια προκαθορισμένη σεισμική φόρτιση. Ουσιαστικά αποτελεί μια ποσότητα η οποία υπολογίζεται από την απόκριση της κατασκευής σύμφωνα με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Μερικά από τα συνηθέστερα επιλεγόμενα μέτρα απόκρισης για την αποτίμηση της συμπεριφοράς μιας κατασκευής είναι τα εξής:

1. Η Τέμνουσα Βάσης
2. Η στροφή ενός κόμβου
3. Η μέγιστη πλαστιμότητα ενός ορόφου
4. Η μέγιστη μετακίνηση της 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  $\theta_{max}$ )

Για την μελέτη του δωδεκαώροφου κτιρίου επιλέγεται ως EDP η μέγιστη εκ των σχετικών στροφών ενός ορόφου  $\theta_{max}$ .

### 3.4.1.5 Μελέτη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης μιας καταγραφής

Ως IDA για μια καταγραφή, ορίζεται η δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας) ενός μη γραμμικού προομοιώματος κατασκευής, του οποίου οι ακλόνητες στηρίξεις (πακτώσεις στην στάθμη του εδάφους), ακολουθούν την κίνηση που ορίζεται από το παραμετροποιημένο με τον συντελεστή κλιμάκωσης  $\lambda$ , επιταχυνσιογράφημα της καταγραφής. Η ανάλυση της κατασκευής γίνεται για έναν αριθμό τιμών του συντελεστή κλιμάκωσης  $\lambda$  ώστε να καλύπτεται όλο το εύρος της συμπεριφοράς της κατασκευής, από την ελαστική στην ανελαστική έως και την κατάρρευση. Στόχος των πολλαπλών επιλύσεων με διαφορετικές τιμές του συντελεστή  $\lambda$ , είναι να μπορούμε να εξάγουμε κατά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων τις διαφορετικές τιμές που λαμβάνει το Μέτρο Απόκρισης EDP για τα διάφορα επίπεδα έντασης της κλιμακούμενης χρονοϊστορίας.

### 3.4.2 Επεξεργασία αποτελεσμάτων IDA (Post-processing)

Η μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση, προσφέρει στον χρήστη έναν μεγάλο όγκο από αποτελέσματα σχετικά με την απόκριση της κατασκευής, σε κάθε χρονική στιγμή. Κατά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων, δημιουργείται η καμπύλη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA Curve), η οποία είναι μια απεικόνιση των τιμών του Μέρους Απόκρισης EDP, ως συνάρτηση του Μέρους Έντασης (IM). Το ιδιαίτερο σημείο είναι ότι στην περίπτωση μας η μεταβλητή (δηλαδή το Μέτρο Έντασης) τοποθετείται στον κατακόρυφο άξονα, ενώ το Μέτρο Απόκρισης τοποθετείται στον οριζόντιο άξονα. Αυτό γίνεται ώστε να διατηρηθεί η αντιστοιχία με την μορφή διαγραμμάτων με τα οποία είναι εξοικειωμένος ένας μηχανικός όπως τα διαγράμματα τάσεων – παραμορφώσεως, δύναμης-μετατόπισης, και η καμπύλη Pushover.

#### 3.4.2.1 Δημιουργία IDA Curve

Είναι προφανές, πως για να έχουμε μια εικόνα της απόκρισης της κατασκευής θέλουμε η καμπύλη μας να είναι συνεχής, δηλαδή για κάθε τιμή του Μέρους Έντασης να μπορούμε να έχουμε μια τιμή του Μέρους Απόκρισης. Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο Επιταχυνσιογραφήματα μέσω της κλιμάκωσης των χρονοϊστοριών, έχουμε την απόκριση της κατασκευής για συγκεκριμένες τιμές του μέτρου έντασης. Για να έχουμε μια καλή προσέγγιση της καμπύλης θα έπρεπε να εκτελέσουμε έναν πολύ μεγάλο αριθμό αναλύσεων ώστε συνδέοντας με ευθείες τα σημεία να μπορούμε να δημιουργήσουμε την καμπύλη. Όμως κάθε μη γραμμική επίλυση έχει τεράστιες απαιτήσεις τόσο σε χρόνο όσο και σε μνήμη καθώς ο όγκος των πληροφοριών που προκύπτει είναι πολύ μεγάλος. Ο πιο αποδοτικός τρόπος για την επίλυση του προβλήματος είναι η δημιουργία της καμπύλης μέσω spline η οποία ελέγχεται από ένα σύνολο διακριτών σημείων (το πολύ δώδεκα). Τα splines που χρησιμοποιούνται είναι τρίτου βαθμού, ενώ υπάρχει και απαίτηση για την συνέχεια της καμπύλης στα σημεία όπου γίνεται η σύνδεση. Η μέθοδος της παρεμβολής (interpolation) είναι ιδιαίτερα διαδεδομένη, ενώ τα splines αποτελούν μια εφαρμογή της αριθμητικής ανάλυσης που χρησιμοποιείται ευρέως σε εφαρμογές ηλεκτρονικών υπολογιστών (γραφικές αναπαραστάσεις) όπως ακριβώς και στην περίπτωση μας.

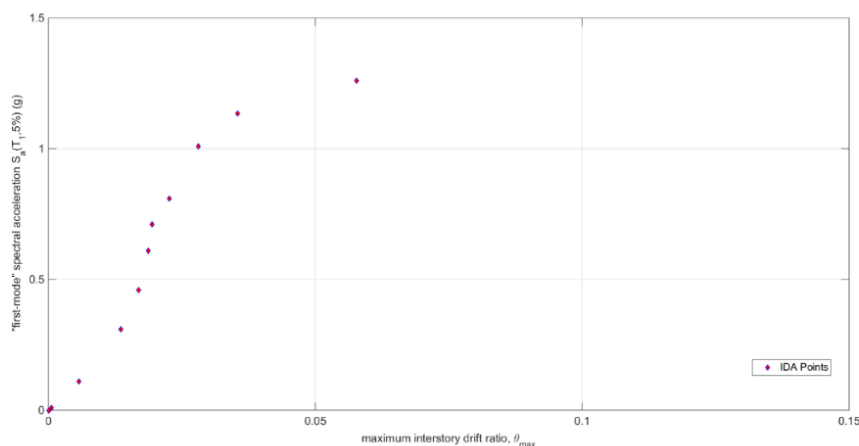
#### 3.4.2.2 Σύνολο καμπυλών IDA

Είναι γνωστό πως ένα από τα σημαντικότερα μειονεκτήματα οποιασδήποτε ανάλυσης χρονοϊστορίας, είναι πως για να μπορέσουμε να εξάγουμε συμπεράσματα για την σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής πρέπει να έχουμε κάνει αναλύσεις σε έναν μεγάλο αριθμό

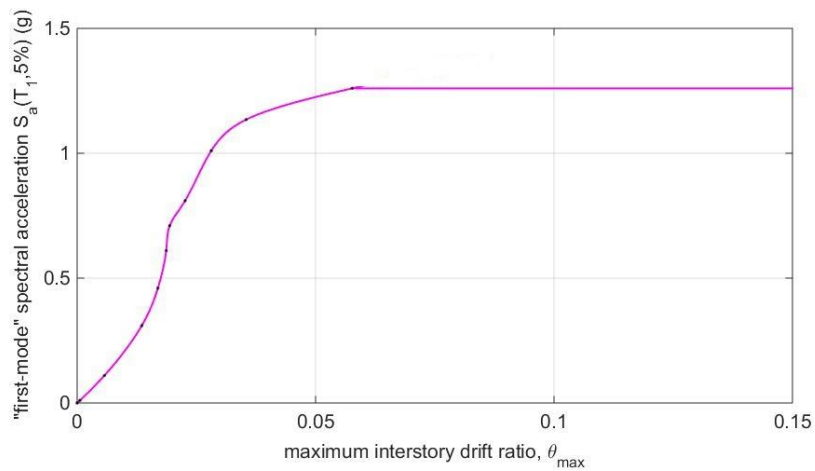
σεισμικών καταγραφών. Η μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση, για μια μόνο καταγραφή δεν μπορεί να μας δώσει σε καμία περίπτωση κάποιο στοιχείο για την συμπεριφορά της κατασκευής σε έναν μελλοντικό σεισμό. Το μόνο που μπορεί να μας προσφέρει είναι αποτελέσματα για την απόκριση της κατασκευής στο συγκεκριμένο σεισμικό γεγονός. Μέσω της χρησιμοποίησης πολλών επιταχυνσιογραφημάτων και επομένως της δημιουργίας πολλών καμπυλών IDA, λαμβάνουμε υπόψη μας την εγγενή τυχαιότητα μιας μελλοντικής εδαφικής σεισμικής διέγερσης. Με την επεξεργασία των αποτελεσμάτων (δηλαδή κατά την δημιουργία των καμπυλών IM – EDP σε κοινό διάγραμμα για το σύνολο των καταγραφών) έχουμε ένα διάγραμμα όπως αυτό που φαίνεται στο Σχήμα 3.10. Είναι εμφανές ότι η ίδια κατασκευή (μη γραμμικό προσομοίωμα) για τις διάφορες καταγραφές, το μέτρο απόκρισης παρουσιάζει έντονες διασπορές για σταθερές τιμές του μέτρου έντασης. Δηλαδή επιλέξουμε μια τιμή του μέτρου έντασης, σε αυτή αντιστοιχούν διαφορετικές τιμές του μέτρου έντασης. Αυτό μπορούμε να το κάνουμε φέρνοντας μια οριζόντια γραμμή (παράλληλη στον άξονα του μέτρου απόκρισης) και σημειώνοντας τα σημεία όπου αυτή η γραμμή τέμνει τις καμπύλες IDA που αντιστοιχούν στις διάφορες καταγραφές.

### 3.4.2.3 Ποσοστημότητα καμπυλών IDA

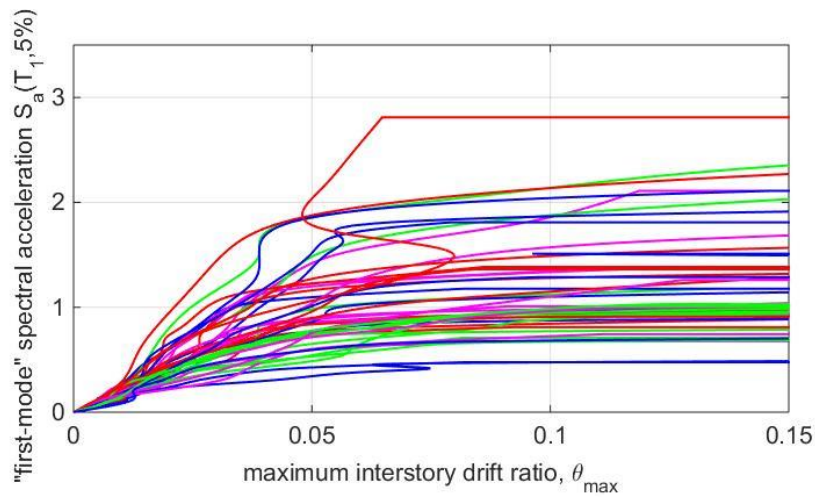
Κοιτάζοντας το σύνολο των καμπυλών είναι προφανές ότι δεν είναι εύκολα κατανοητή η συμπεριφορά της κατασκευής μέσω των πολλών καμπυλών. Ειδικά για τις μικρές τιμές του μέτρου έντασης όπου η διασπορά είναι μικρή, δεν μπορούμε να ξεχωρίσουμε καν τις καμπύλες (σχεδόν ταυτίζονται). Για να πετύχουμε την καλύτερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων, χρησιμοποιούμε τα ποσοστημότητα (quartiles). Σε αυτή την εφαρμογή έχουμε ένα σύνολο ταξινομημένων σε αύξουσα σειρά τιμών (οι τιμές του μέτρου απόκρισης) και επιλέγουμε για κάθε τιμή του IM, την τιμή του EDP η οποία αντιστοιχεί στο 16%, 50%, 84% των παρατηρήσεων (Σχήμα 3.11). Ένα απλό παράδειγμα μέσω του οποίου μπορούμε να δούμε το πόσο μας βοηθάνε τα ποσοστημότητα είναι το εξής: έστω ότι θέλουμε να προκύψει  $\theta_{\max} \leq 0.5\%$ , το 84% των καταγραφών θα πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα  $S_{a1}(T_1, 5\%) \geq 0.074g$ , το 50% σε επίπεδα  $S_{a1}(T_1, 5\%) \geq 0.097g$ , και το 16% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα  $S_{a1}(T_1, 5\%) \geq 0.118g$ .



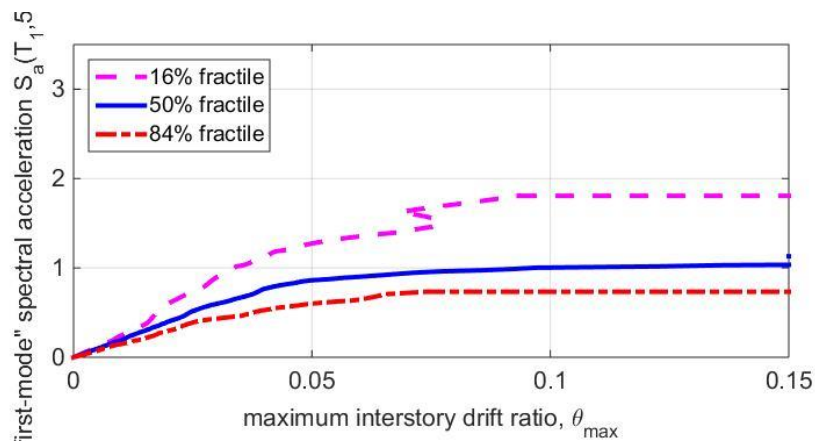
Σχήμα 3.8: Διακριτά σημεία που προκύπτουν από τη Μη Γραμμική Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση, για τις διάφορες τιμές κλιμάκωσης του



Σχήμα 3.9: Η καμπύλη IDA για μια καταγραφή, όπως προκύπτει μετά την πραιμβολή μεταξύ των δεδομένων σημείων

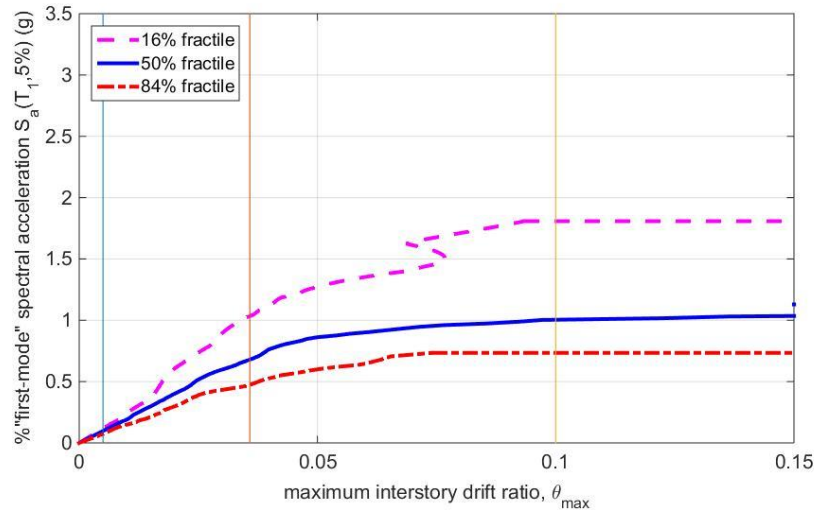


Σχήμα 3.10: Σύνολο καμπυλών IDA (IM: Φασματική επιτάχυνση 1ης ιδιομορφής – EDP: μέγιστη εσωτερική γωνία στροφής), μετά την ανάλυση για όλες τις καταγραφές

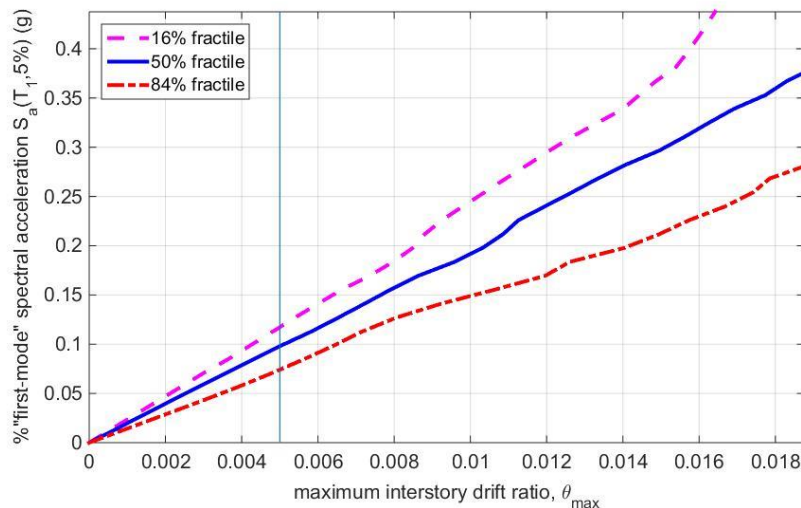


Σχήμα 3.11: Ποσοστημόρια 16%, 50% και 84% των καμπυλών IDA





Σχήμα 3.12: Το τοποθέτηση των ορίων της γωνίας πλαστικής στροφής που αντιστοιχούν στους στόχους επιτελεστικότητας ( $\theta_{\max}=0.5\%$  ή  $3.58\%$  ή  $10\%$ ).



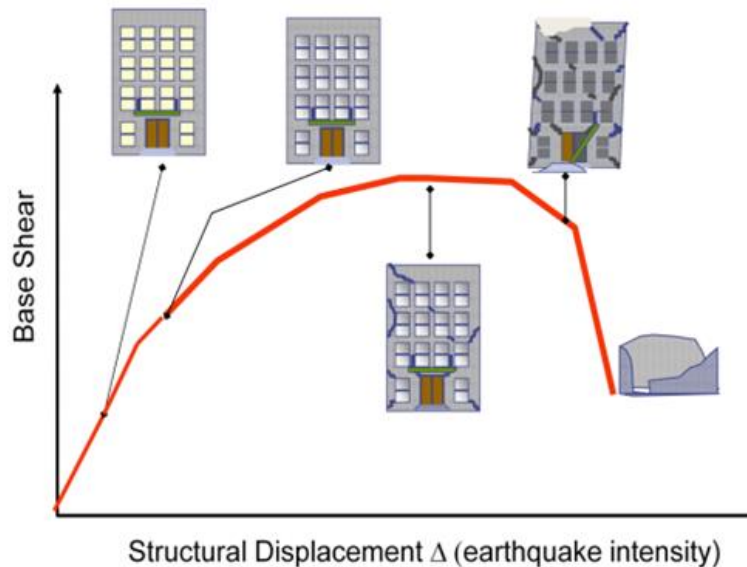
Σχήμα 3.13: Μεγέθυνση για την ευκρινέστερη απεικόνιση των τιμών της Φασματικής επιτάχυνσης  $1^{\text{ης}}$  ιδιομορφής που αντιστοιχεί στα όρια που ορίζονται από την απαίτηση περιορισμού των βλαβών.

### 3.5 Στόχοι Επιτελεστικότητας

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν εισάγει τις τελευταίες δεκαετίες την έννοια του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design). Μια κατασκευή (η οποία μπορεί να είναι ένα απλό μονώροφο κτίριο, ένα πολυώροφο κτίριο, ή ακόμη και μια γέφυρα) όταν σχεδιάζεται με βάση των στάθμων επιτελεστικότητας, κατασκευάζεται έτσι ώστε να ικανοποιεί μια σειρά από προκαθορισμένους στόχους επιτελεστικότητας, οι οποίοι συνδυάζουν το αποδεκτό επίπεδο ζημιών με την πιθανότητα εμφάνισης μιας σεισμικής διέγερσης.

Με πιο απλά λόγια, ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης ενός σεισμού (συχνός, σπάνιος, πολύ σπάνιος) θέλουμε να έχουμε συγκεκριμένη συμπεριφορά της κατασκευής εντός των ορίων της αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας. Για την καλύτερη κατανόηση του όρου στάθμη επιτελεστικότητας επιστρατεύεται το Σχήμα 3.14. Βλέπουμε μια καμπύλη ικανότητας Pushover και έχουμε για συγκεκριμένες μετακινήσεις της κορυφής του κτιρίου μια απεικόνιση των ζημιών που έχουν προκληθεί σε αυτό. Ορίζουμε λοιπόν ποια είναι τα

αποδεκτά επίπεδα ζημιών, ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής. Είναι προφανές ότι σε ένα απλό οικοδομικό έργο, θέλουμε για τους συχνούς (μικρούς) σεισμούς να μην έχουμε πολύ μικρές βλάβες, ενώ για έναν σπάνιο (ισχυρό) σεισμό να μην έχουμε σοβαρούς τραυματισμούς ατόμων. Σε περίπτωση ενός πιο σημαντικού έργου που θα πρέπει να εξυπηρετήσει τις ανάγκες της κοινωνίας άμεσα μετά από έναν σεισμό, όπως είναι ένα νοσοκομείο ή ένας πυροσβεστικός σταθμός, απαιτούμε ακόμη και σε σπάνιους σεισμούς να έχουμε πολύ μικρές βλάβες. Ειδικά στην περίπτωση μιας κατασκευής η οποία σε περίπτωση αστοχίας της μπορεί να προκαλέσει καταστροφή στο περιβάλλον της, όπως ένας πυρηνικός σταθμός, απαιτείται να έχουμε πολύ μικρές βλάβες ακόμη και στους πολύ σπάνιους σεισμούς.



Σχήμα 3.14 Στάθμες επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με ταυτόχρονη απεικόνιση του επιπέδου βλαβών στην κατασκευή (Theconstructor.org)

Η συχνότητα με την οποία εμφανίζεται ένας σεισμός είναι άμεσα συνδεδεμένη με την ένταση του. Ο Ευρωκώδικας ορίζει διαφορετικά φάσματα σχεδιασμού για κάθε επίπεδο σεισμικού κινδύνου (οι πιο συχνοί σεισμοί έχουν μικρότερη φασματική επιτάχυνση, σε σχέση με τους πιο σπάνιους σεισμούς)

Σήμερα με βάση τους κανονισμούς όπως ο Ευρωκώδικας, η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής δεν μπορεί να εκτιμήσει με μεγάλη αξιοπιστία την μεταελαστική συμπεριφορά μιας κατασκευής. Αυτό συμβαίνει διότι οι αναλύσεις οι οποίες εκτελούνται είναι οι ισοδύναμες στατικές (αναλύσεις με την μέθοδο των δυνάμεων, ασκούμε δυνάμεις στους ορόφους της κατασκευής) και με βάση αυτές τις αναλύσεις, τα αποτελέσματα που αφορούν τις μετακινήσεις πρέπει να πολλαπλασιαστούν με συντελεστές που προτείνονται από τον σεισμικό κανονισμό και έχουν προκύψει από πειραματική και αναλυτική έρευνα. Αγνοείται πλήρως δηλαδή η διασπορά που υπάρχει στην απόκριση της κατασκευής και επιπλέον τα αποτελέσματα των μετακινήσεων βασίζονται στην ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής πολλαπλασιασμένα με έναν συντελεστή πλαστιμότητας.

Είναι προφανές ότι λόγω της μεθόδου με την οποία προβλέπουμε την συμπεριφορά μιας κατασκευής, δεν μπορούμε να προβλέψουμε αν ο σχεδιασμός είναι πάντα ασφαλής.

### 3.5.1 Επιτελεστικότητα σύμφωνα με τον EC-8

Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3.5 ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας, απαιτεί τον ορισμό των:

1. Στάθμεων επιτελεστικότητας
2. Επιπέδων σεισμικού κινδύνου

Στο μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 ορίζονται οι ακόλουθες τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών:

1. Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of damage limitation), στην οποία η συνολική ζημιά χαρακτηρίζεται ως πολύ μικρή,
2. Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Limit state of significant damage), όπου η ζημιά στην κατασκευή χαρακτηρίζεται μέτρια έως σοβαρή και
3. Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (Limit state of near collapse), όπου οι ζημιές επί της κατασκευής είναι αρκετά σοβαρές.

Τα τρία επίπεδα σεισμικού κινδύνου ορίζονται ως εξής:

1. Συχνός Σεισμός (Occasional Earthquake) με περίοδο επαναφοράς 72 έτη και πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 χρόνια
2. Σπάνιος Σεισμός (Rare Earthquake) με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια και πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια
3. Πολύ Σπάνιος Σεισμός (Maximum Considered Event) με περίοδο επαναφοράς 2475 χρόνια και πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στο γεγονός της ύπαρξης μιας ασυνέπειας μεταξύ των μερών 1 και 3 του Ευρωκώδικα 8 όσον αφορά τον στόχο επιτελεστικότητας περιορισμού των βλαβών. Στο μέρος 1 το οποίο αναφέρεται σε νέες κατασκευές η κατάσταση περιορισμού των βλαβών συνδυάζεται με το συχνό σεισμό, ο οποίος θεωρείται σεισμός με περίοδο επαναφοράς 95 χρόνια (πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 10 χρόνια) ενώ στο μέρος 3 θεωρείται ως ο σεισμός με περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια (πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 χρόνια). Στην παρούσα εργασία ακολουθείται η πρώτη θεώρηση, αφού το κτίριο που μελετάμε είναι νέα κατασκευή.

Πίνακας 3.5: Καθορισμός στόχων σχεδιασμού

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Πολύ μικρές Βλάβες	Σημαντικές Βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
Συχνότητα Σεισμού - Πιθανότητα υπέρβασης σεισμική δράσης	Συχνός σεισμός 10% στα 10 χρόνια ( $T_R = 95$ χρόνια)	DL	Μη αποδεκτός στόχος	Μη αποδεκτός στόχος
	Σπάνιος σεισμός 10% στα 50 χρόνια ( $T_R = 475$ χρόνια)	Στόχος μεγαλύτερης σπουδαιότητας	CP	Μη αποδεκτός στόχος
	Πολύ Σπάνιος σεισμός 2% στα 50 χρόνια ( $T_R = 2475$ χρόνια)	Στόχος μεγαλύτερης σπουδαιότητας	Στόχος μεγαλύτερης σπουδαιότητας	NC

### 3.6 Καμπύλες Τρωτότητας

Οι καμπύλες τρωτότητας δίνουν την πιθανότητα ο υπό εξέταση φορέας να βρίσκεται ή να έχει υπερβεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης/επιτελεστικότητας για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικής έντασης. Γενικά γίνεται η παραδοχή ότι για μια δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή για ένα συγκεκριμένο  $\theta_{max}$ , τα αποτελέσματα του μέτρου έντασης που προκύπτουν από τις καμπύλες IDA ακολουθούν τη λογάριθμο-κανονική κατανομή. Η κατάσταση περιορισμού των βλαβών (DL) αντιστοιχεί σε  $\theta_{max} = 0.50\%$ , η αποφυγή κατάρρευσης (CP) σε  $\theta_{max} = 3.58\%$  (σχέση (4.10)), ενώ για την οιονεί κατάρρευση η οποία ισοδυναμεί με τη δυναμική αστάθεια όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.7 γίνεται η παραδοχή ότι αντιστοιχεί σε  $\theta_{max} = 10\%$ . Για αυτές τους τρεις στόχους επιτελεστικότητας προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές των καμπυλών IDA .

Πίνακας 3.6: Τιμές του  $S_{a,C}$  για τους στόχους επιτελεστικότητας DL, CP και NC

$\theta_{max}$	0.50%	3.58%	10.00%
$S_{a,C}^{84\%}$	0.118	1.031	1.807
$S_{a,C}^{50\%}$	0.097	0.678	1.003
$S_{a,C}^{16\%}$	0.074	0.480	0.734

Η διασπορά (φυσική αβεβαιότητα) των παραπάνω αποτελεσμάτων ορίζεται ως εξής :

$$\beta_{S_a} = \frac{\ln(S_{a,C}^{84\%}) - \ln(S_{a,C}^{16\%})}{2} = \frac{\ln(0.118) - \ln(0.074)}{2} = 0.2337, \quad (3.24)$$

και είναι ίση με 0.2337 για το DL ( $\theta_{max}=0.50\%$ )

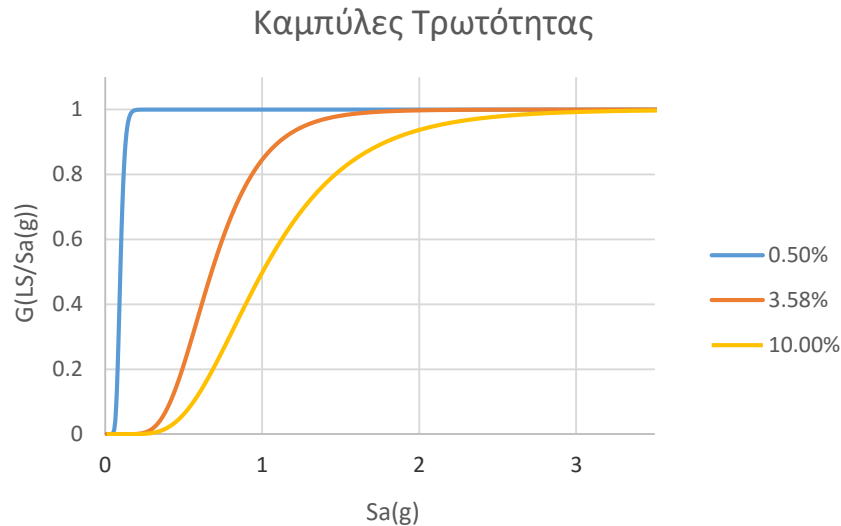
Οι καμπύλες τρωτότητας δίνονται από την αθροιστική συνάρτηση της τυποποιημένης κανονικής κατανομής  $\Phi$  (CDF Normal distribution) σύμφωνα με την επόμενη σχέση και φαίνονται στο Σχήμα 3.15.

$$F_{LS}(s_a) = P[S_{a,C} \leq s_a] = \Phi\left(\frac{\ln s_a - \ln S_{a,C}^{50\%}}{\beta_{S_{a,C}}}\right), \quad (3.25)$$

Θεωρώντας ότι η διασπορά των επιστημικών αβεβαιοτήτων είναι 20% στη διαρροή προκύπτει η ολική διασπορά σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$\beta_{TS_a} = \sqrt{\beta_{S_a}^2 + \beta_{US_a}^2} = \sqrt{0.2337^2 + 0.2^2} = 0.307, \quad (3.26)$$

Ουσιαστικά, απαραίτητα για τους υπολογισμούς μας είναι μόνο τα στοιχεία που αναφέρονται στον στόχο επιτελεστικότητας DL. Τα στοιχεία που αναφέρονται στους υπόλοιπους στόχους, δίνονται για λόγους πληρότητας. Η τιμή του  $\theta_{max}$  που αντιστοιχεί στον στόχο CP, υπολογίζεται στην σχέση (4.10). Στο Σχήμα 3.15 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας όπως προέκυψαν μετά από την εφαρμογή των παραπάνω σε υπολογιστικό φύλλο Excel.



Σχήμα 3.15: Καμπύλες Τρωτότητας φορέα

### 3.7 Αποτίμηση συμπεριφοράς της κατασκευής

#### 3.7.1 Όρια Μέσης Ετήσιας Συχνότητας Υπέρβασης κατά EC-8

Η Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης (Mean Annual Frequency of Exceedance – MAF) αποτελεί έναν εναλλακτικό τρόπο έκφρασης πιθανότητας να έχουμε υπέρβαση ενός στόχου επιτελεστικότητας. Ορίζεται ως ο αντίστροφος της περιόδου επαναφοράς όπως φαίνεται και στην επόμενη σχέση:

$$MAF^{LS} = \lambda_{LS} = \frac{1}{T_R^{LS}}, \quad (3.27)$$

(Με τον δείκτη LS – Limit State συμβολίζεται η τυχούσα στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζουμε). Μέσω του MAF μπορούμε να εκφράσουμε με έναν πιο κατανοητό τρόπο την πιθανότητα υπέρβασης σε ένα έτος. Ουσιαστικά αντικαθιστά την γνωστή έκφραση «πιθανότητα» ανά «έτη». Η περίοδος επαναφοράς έχει οριστεί ως:

$$T_{ΕΠ} = T_R = -\frac{t}{\ln(1-p)}, \quad (3.28)$$

Όπου με  $t$  συμβολίζεται η χρονική περίοδος σε έτη και με  $p$  η πιθανότητα να συμβεί το ενδεχόμενο. Ενδεικτικά για την στάθμη επιτελεστικότητας περιορισμού βλαβών Damage Limitation όπου έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα δέκα χρόνια η περίοδος επαναφοράς υπολογίζεται:

$$T_{ΕΠ} = -\frac{10}{\ln(1-0.1)} = 94.9122 \approx 95 \text{έτη}, \quad (3.29)$$

Οπότε το MAF της στάθμης επιτελεστικότητας περιορισμού των βλαβών Damage Limitation ισούται με:

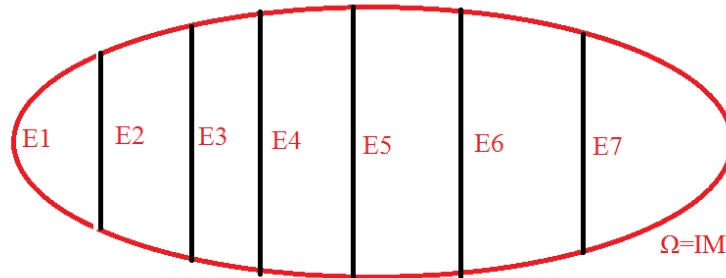
$$MAF^{DL} = \lambda_{DL} = \frac{1}{T_R^{DL}} = \frac{1}{95} = 0.010536 \approx 0.0105, \quad (3.30)$$

Όμοια υπολογίζεται το MAF για την στάθμη επιτελεστικότητας οιονεί κατάρρευση:

$$MAF^{CP} = \lambda_{CP} = \frac{1}{T_R^{CP}} = \frac{1}{475} = 0.0021, \quad (3.31)$$

### 3.7.2 Αριθμητικός υπολογισμός της πραγματικής Μέσης Ετήσιας Συχνότητας Υπέρβασης

Ο υπολογισμός του MAF γίνεται με βάση το θεώρημα ολικής πιθανότητας (Total Probability Theorem), λαμβάνοντας υπ' όψη μας την αντιστοιχία της μέσης ετήσιας συχνότητας και της πιθανότητας που παρουσιάστηκε στην προηγούμενη ενότητα. Σύμφωνα με το θεώρημα αυτό μπορούμε να συσχετίσουμε τις οριακές πιθανότητες με τις δεσμευμένες πιθανότητες.



Σχήμα 3.16: Ο διακριτοποιημένος δειγματικός χώρος, δηλαδή οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης

Άμεσα από το θεώρημα ολικής πιθανότητας έχουμε μια έκφραση για την πιθανότητα που αναζητάμε:

$$P(A) = \sum_{i=1}^N P(A | E_i) \cdot P(E_i), \quad (4.32)$$

Εάν το  $E_i$  χαρακτηρίζεται ως τυχαία (διακριτή) μεταβλητή  $X$  που παίρνει τιμές  $x_i$ :

$$P(A) = \sum_{i=1}^N P(A | x_i) \cdot P(x_i), \quad (4.33)$$

Και αν η τυχαία μεταβλητή είναι συνεχής:

$$P(A) = \int P(A | x) \cdot P(x), \quad (4.34)$$

Σε αυτό το σημείο πρέπει να χρησιμοποιήσουμε την αντιστοιχία μεταξύ πιθανοτήτων και μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης, και σε επόμενη φάση να αντικαταστήσουμε τις ονομασίες των ενδεχομένων με ονομασίες που είναι συμβατές με το πρόβλημα που εξετάζουμε.

$$\lambda(A) = \int P(A|x) \cdot d\lambda(x) \Rightarrow \lambda(D > C) = \int_0^{+\infty} P(D > C | IM = s) \cdot |d\lambda(IM = s)|, \quad (4.35)$$

Έτσι καταφέραμε να συνδέσουμε την μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης με στοιχεία που χαρακτηρίζουν την κατασκευή και την τοποθεσία στην οποία αυτή βρίσκεται. Ως στοιχείο που χαρακτηρίζει την κατασκευή θεωρούμε την τρωτότητα όπως αυτή παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3.6 ενώ για την συνάρτηση σεισμική επικινδυνότητα που χαρακτηρίζει την τοποθεσία που βρίσκεται η κατασκευή γίνεται αναφορά στο κεφάλαιο 3.7.3 . Τελικά η σχέση από την οποία παίρνουμε το MAF μιας κατασκευής είναι η ακόλουθη:

$$\lambda_{LS} = \int_0^{+\infty} P(\text{Capacity} < \text{Demand} | IM) \left| \frac{dH(IM)}{d(IM)} \right| \cdot d(IM), \quad (4.36)$$

Όπου:

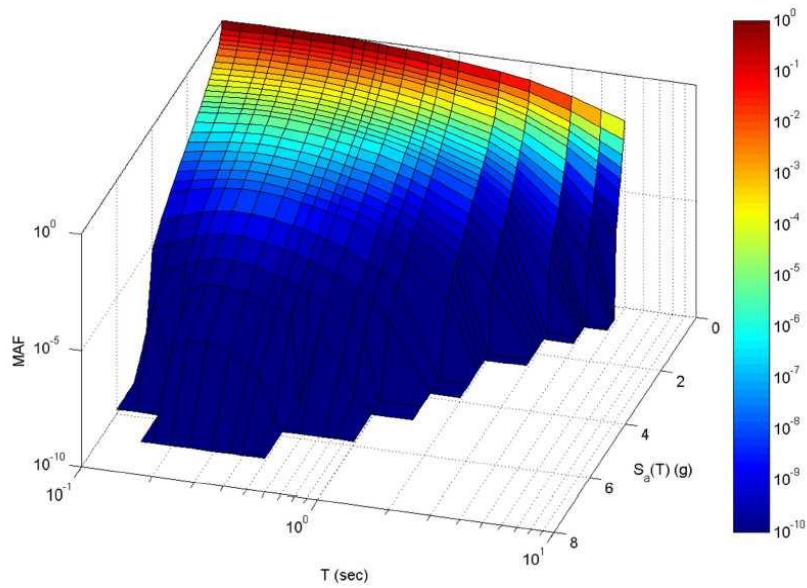
- $\lambda_{LS}$  είναι το ζητούμενο MAF για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας
- $P(\text{Capacity} < \text{Demand} | IM)$  είναι η δεσμευμένη πιθανότητα αστοχίας (τρωτότητα), ή απλούστερα η πιθανότητα υπέρβασης της οριακής κατάστασης δεδομένου του IM
- $s$  είναι το μέτρο έντασης
- $H(s)$  είναι η συνάρτηση σεισμικής επικινδυνότητας όπως αυτή εκφράζεται μέσω της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας

### 3.7.3 Εκτίμηση της Μέσης Ετήσιας Συχνότητας υπέρβασης

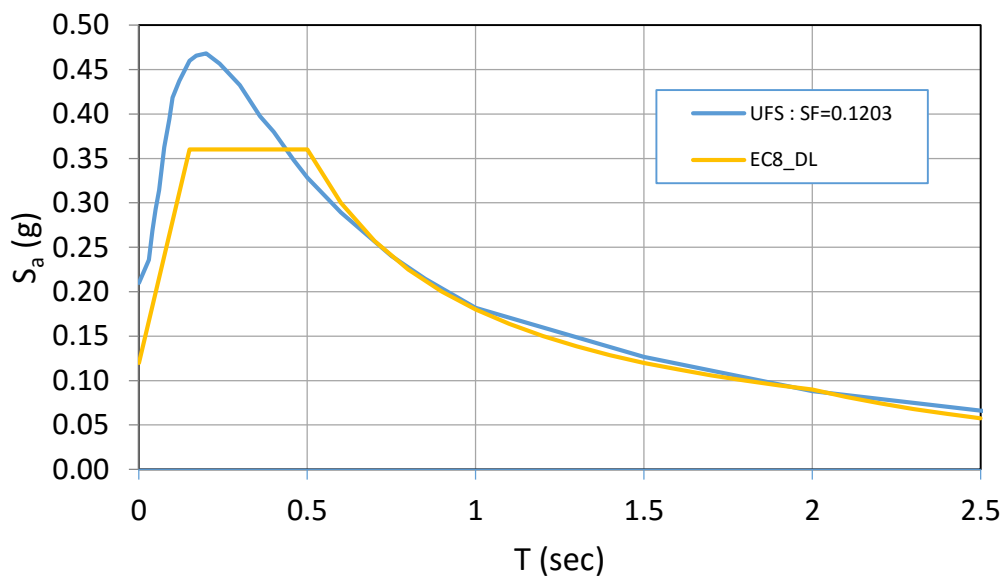
Κατ' αρχάς, για την εκτίμηση του MAF είναι αναγκαία μια επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας (Uniform Hazard Surface – UHS) μιας συγκεκριμένης περιοχής, η οποία αποτελεί ουσιαστικά ένα φάσμα σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής. Είναι μια τρισδιάστατη απεικόνιση της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης μιας οποιασδήποτε σεισμικής έντασης ενός γραμμικού ελαστικού συστήματος για όλο των πεδίο των ιδιοπεριόδων των κατασκευών. Στην παρούσα εργασία θα χρησιμοποιηθεί το UHS μιας περιοχής υψηλής σεισμικότητας (), το οποίο πολλαπλασιάζεται με τον κατάλληλο συντελεστή (Scale Factor – SF=0.1203) ώστε να συμπίπτει με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για τον στόχο επιτελεστικότητας του Damage Limitation. Λόγω του scaling που έγινε στο UHS παρατηρούμε ότι για τιμές κοντά στο 2s που είναι η πρώτη ιδιοπερίοδος της κατασκευής, οι καμπύλες σχεδόν ταυτίζονται. Για τον υπολογισμό όλων των αυτών, γίνεται εκμετάλλευση αλγορίθμων στην Matlab, καθώς και υπολογιστικών φύλλων στο Excel.

Μετά από την εκτέλεση των αλγορίθμων προκύπτει ότι  $MAF_{actual}^{DL} = 0.0083 < 0.0105$  με διάστημα εμπιστοσύνης 75.5%. Το αποτέλεσμα αυτό είναι αξιοπρεπές, αλλά θέλουμε να αυξήσουμε την εμπιστοσύνη (διάστημα εμπιστοσύνης). Στα κεφάλαια 4.5 και 4.6 γίνεται ανασχεδιασμός με απαίτηση εμπιστοσύνη 85% και 95% αντίστοιχα.

Σε αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί ότι η μάζα του πλαισίου (στο δυσδιάστατο μοντέλο) με τα μέλη που έχουμε επιλέξει είναι 169.16tn ή αλλιώς 43.50kg/m<sup>2</sup>.

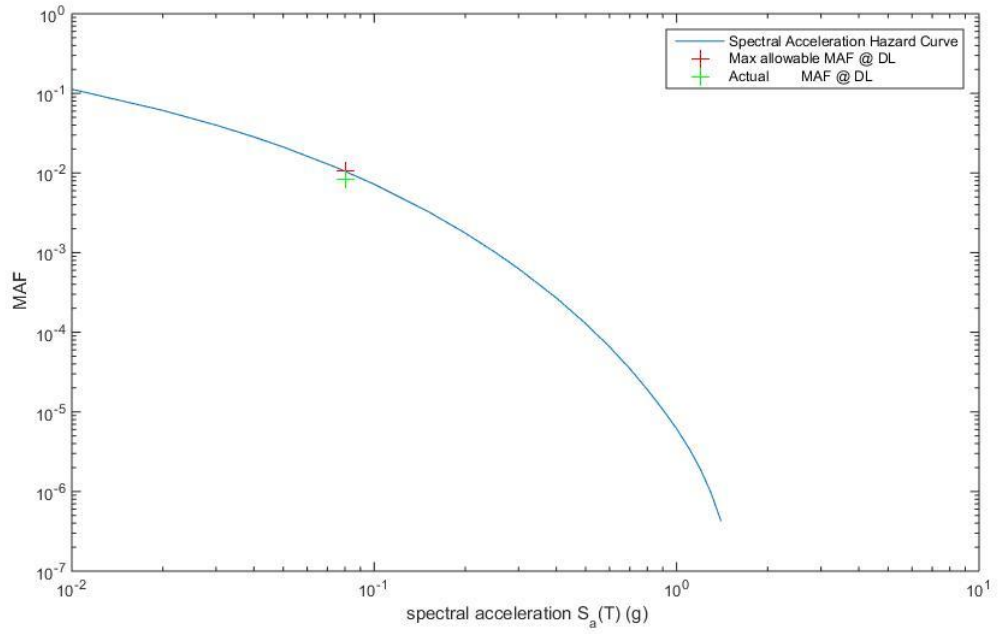


Σχήμα 3.17: Επιφάνεια Σεισμικής Επικινδυνότητας (UHS) για μια περιοχή υψηλής σεισμικότητας



Σχήμα 3.18: Σύγκριση ελαστικών φασμάτων EC8 - UHS (SF=0.1203) για το DL. Το σχήμα προκύπτει από μία οριζόντια τομή στο Σχήμα 3.17 για τιμή MAF αυτή του DL (=0.0105), και το φάσμα δίνεται αν πολλαπλασιάσουμε τις τιμές του φάσματος CP (δηλαδή το κλασσικό φάσμα που χρησιμοποιούμε) με τον συντελεστή  $\nu=0.5$





Σχήμα 3.19: Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας που προέκυψε μετά από κλιμάκωση του Φάσματος Σεισμικής επικινδυνότητας (κατακόρυφη τομή για  $T=2.1$ s).

## 4 Ανασχεδιασμός με τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής

### 4.1 Εισαγωγή

Τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής (Frequency Yield Spectra – YFS) που παρουσιάστηκαν από τους Vamvatsikos et al (2013), αποτελούν μια πρακτική και πλήρως θεωρητικά τεκμηριωμένη μέθοδο για τον σχεδιασμό ενός ανελαστικού μονοβάθμιου (Single Degree of Freedom – SDOF) ή πολυβάθμιου (Multi Degree of Freedom – MDOF) συστήματος, έναντι σε απαιτήσεις σεισμικής επιτελεστικότητας. Τα δεδομένα που απαιτούνται για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου είναι τα εξής:

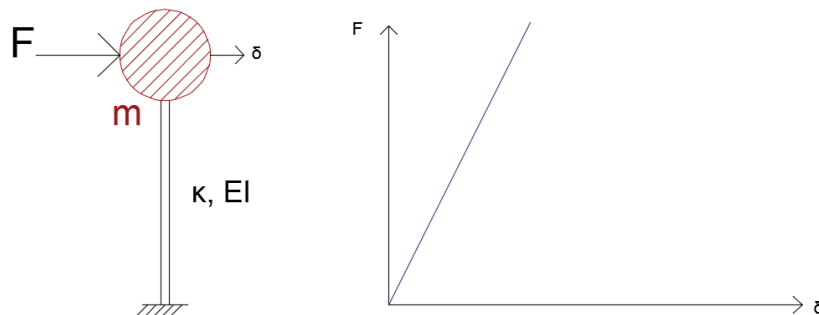
1. Η επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας (Uniform Hazard Surface – UHS) η οποία χαρακτηρίζει την περιοχή κατασκευής του κτιρίου.
2. Μία εκτίμηση για τον λόγο απόσβεσης, και την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής.
3. Την γεωμετρία και την κατανομή μάζας της κατασκευής
4. Ένα σύνολο στόχων επιτελεστικότητας που να περιλαμβάνει τα άνω όρια πλαστιμότητας μετακινήσεων και τις μέσες ετήσιες συχνότητες υπέρβασης τους.

Τα αποτελέσματα λαμβάνονται μέσω ενός διαγράμματος όπως αυτό που παρουσιάζεται στο σχήμα .

Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση της μεθόδου καθώς και ο ανασχεδιασμός του φορέα που εξετάζουμε.

### 4.2 Ορισμός της μεθόδου για μονοβάθμιο σύστημα

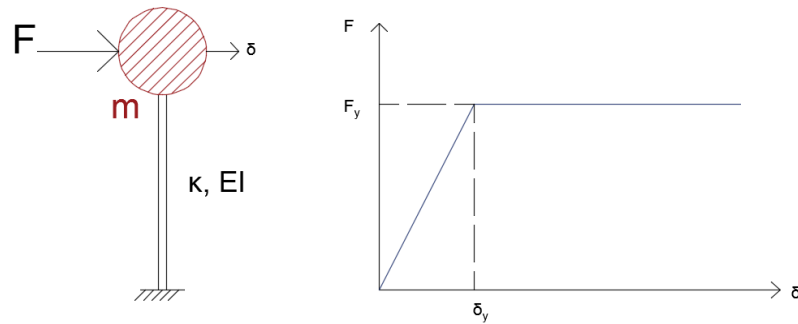
Η μέγιστη απόκριση ενός *ελαστικού μονοβάθμιου* συστήματος είναι άμεσα συνδεδεμένη με την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας φασματικής επιτάχυνσης (Σχήμα 3.19). Μέσω αυτής της καμπύλης παρουσιάζεται η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης όλων των τιμών φασματικής επιτάχυνσης για την περιοχή που βρίσκεται η κατασκευή.



Σχήμα 4.1: Μοντέλο ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος και καμπύλη δύναμης - μετακίνησης

Στην περίπτωση ενός *ανελαστικού μονοβάθμιου* συστήματος η απόκριση εξαρτάται από τις καμπύλες τρωτότητας σχετικών παραμορφώσεων ορόφων (Σχήμα 3.15), ώστε να γίνει μία εκτίμηση της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης των δεδομένων στόχων επιτελεστικότητας. Όλα αυτά έχουν χρησιμοποιηθεί εκτίμηση της απόκρισης των

συστημάτων, αλλά υστερούν όσον αφορά την απαιτούμενη γενικότητα που απαιτείται για να επιτραπεί η εφαρμογή τους στον σχεδιασμό των κατασκευών.



Σχήμα 4.2: Μοντέλο ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος και καμπύλη δύναμης - μετακίνησης

Η απαιτούμενη κανονικοποίηση θα μπορούσε να επιτευχθεί όταν για την μελέτη ενός ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος αντικαταστήσουμε τα μεγέθη που χαρακτηρίζουν την συμπεριφορά του ( δύναμη διαρροής  $F_y$  και μετακίνηση διαρροής  $\delta_y$ ) με αδιάστατους συντελεστές. Έτσι εισάγεται ο κανονικοποιημένος συντελεστής αντοχής (Base shear coefficient at yield) στην θέση της δύναμης διαρροής, και η πλαστιμότητα  $\mu$  (Σχέση 4.2) στην θέση της παραμόρφωσης.

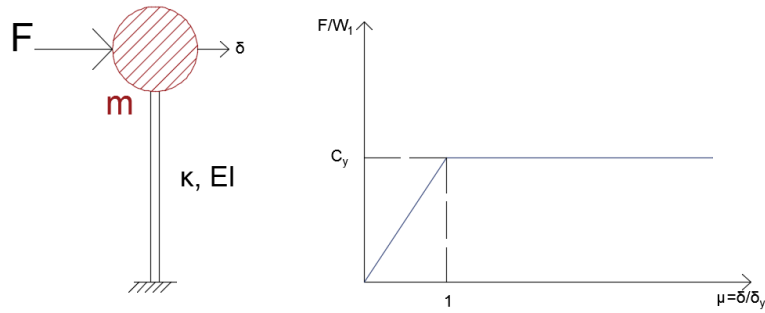
$$C_y = \frac{F_y}{W_1}, \quad (4.1)$$

$$\mu = \frac{\delta}{\delta_y}, \quad (4.2)$$

Όπου με  $F_y$  συμβολίζεται η τέμνουσα βάσης κατά την διαρροή και με  $W_1$  το βάρος του φορέα που ενεργοποιείται κατά την πρώτη ιδιομορφή. Αξίζει να σημειωθεί ότι για το μονοβάθμιο σύστημα ο συντελεστής  $C_y$  είναι αριθμητικά ισοδύναμος με το  $S_{ay}(T, \xi)/g$  όπως αποδεικνύεται και στην Σχέση 4.3

$$C_y = \frac{F_y}{W_1} = \frac{m \cdot S_{ay}(T, \xi)}{m \cdot g} = \frac{S_{ay}(T, \xi)}{g}, \quad (4.3)$$

Δηλαδή ισούται με την τιμή της φασματικής επιτάχυνσης που προκαλεί την διαρροή, εκφρασμένη σε  $g$ , για σύστημα συγκεκριμένης ιδιοπεριόδου και λόγου απόσβεσής.



Σχήμα 4.3: Η καμπύλη ικανότητας του ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος μετά την κανονικοποίηση

Αυτό που κάνει την εφαρμογή της μεθόδου των φασμάτων συχνότητας διαρροής ξεχωριστή, είναι ο ορισμός της μετακίνησης διαρροής  $\delta_y$  ως σταθερά του κάθε στατικού συστήματος. Η υπόθεση αυτή έχει βασιστεί στις παρατηρήσεις του Aschheim (2002) σχετικές με την ευστάθεια της μετακίνησης διαρροής ως παράμετρος σχεδιασμού. Με βάση λοιπόν αυτήν την υπόθεση έχουμε την δυνατότητα να αντικαταστήσουμε την ιδιοπερίοδο του συστήματος με τον κανονικοποιημένο συντελεστή αντοχής όπως αποδεικνύεται και στην σχέση 4.4

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M \cdot \delta_y^{SDOF}}{F_y}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta_y^{SDOF}}{\frac{F_y}{M}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta_y^{SDOF}}{\frac{F_y \cdot g}{W_1}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta_y^{SDOF}}{C_y \cdot g}}, \quad (4.4)$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta_y^{SDOF}}{C_y \cdot g}} \Rightarrow C_y = \frac{\delta_y^{SDOF}}{g} \left( \frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 \quad (4.5)$$

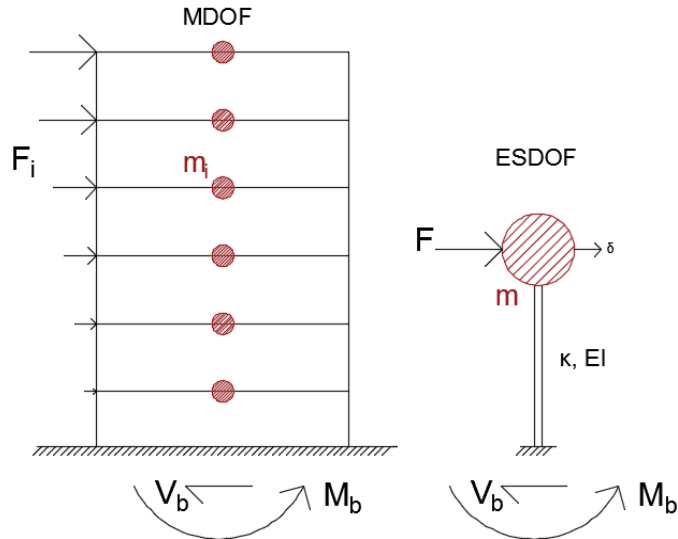
Έχοντας λοιπόν την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής, τον λόγο απόσβεσης του συστήματος, την τιμή του κανονικοποιημένου συντελεστή αντοχής  $C_y$ , και την μορφή της κανονικοποιημένης καμπύλης ικανότητας του συστήματος, μπορούμε να παράξουμε μια μονοσήμαντη απεικόνιση της απόκρισης του συστήματος για την μέση ετήσια επικινδυνότητα της οριακής κατάστασης που εξετάζουμε.

Έτσι μπορούμε με την εκτίμηση του κανονικοποιημένου συντελεστή αντοχής  $C_y$  ( η οποία προκύπτει από αριθμητική μέθοδο, και εκτελείται σε υπολογιστικά φύλλα) να πάρουμε την απαιτούμενη ιδιοπερίοδο και την τέμνουσα βάσης διαρροής, ώστε το μονοβάθμιο σύστημα να καλύπτει τις απαιτήσεις επιτελεσματικότητας που του έχουμε ορίσει. Ειδικά για το μονοβάθμιο σύστημα, η εφαρμογή της μεθόδου είναι άμεση και δεν απαιτεί καμία επαναληπτική διαδικασία σχεδιασμού.

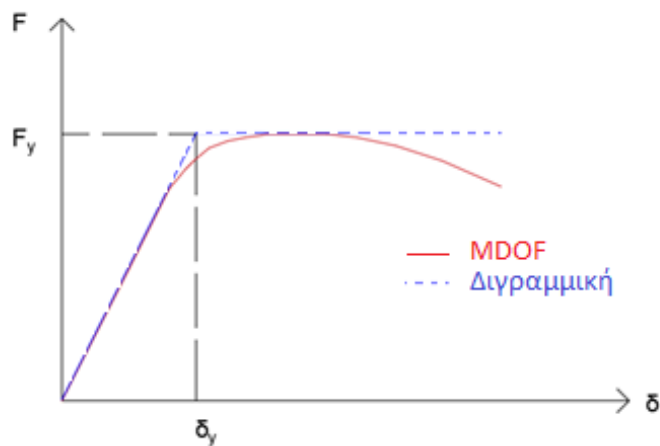
### 4.3 Ορισμός της μεθόδου για πολυβάθμια συστήματα

Όσον αφορά τα πολυβάθμια συστήματα, όπως είναι γνωστό, η διαδικασία του σχεδιασμού του απαιτεί πάντα έναν αριθμό επαναλήψεων. Με σκοπό την δραστηκή μείωση του αριθμού των επαναλήψεων προσπαθούμε να απλοποιήσουμε το πρόβλημα, εστιάζοντας σε παραμέτρους σχεδιασμού οι οποίες μένουν σταθερές ανεξάρτητα από τις λεπτομέρειες του στατικού μοντέλου που εξετάζουμε. Πρώτα λοιπόν χρησιμοποιούμε την ευστάθεια της μετακίνησης διαρροής, όπως ακριβώς κάναμε και για το μονοβάθμιο σύστημα. Έπειτα αντί

για την καμπύλη ικανότητας της πολυβάθμιας κατασκευής, η οποία είναι μη γραμμική και είναι πολύ ευαίσθητη στις διάφορες αλλαγές που γίνονται στα μέλη του φορέα, χρησιμοποιούμε το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα που χρησιμοποιείται και από όλους τους αντισεισμικούς κανονισμούς. Τέλος κάνουμε εκτιμήσεις για τις ιδιομορφικές παραμέτρους (συντελεστής συμμετοχής πρώτης ιδιομορφής  $\Gamma$ , συντελεστής συμμετοχής ιδιομορφικής μάζας  $\alpha$ , και συντελεστής συγκέντρωσης μετακινήσεων COD), οι οποίες βασίζονται στις υποθέσεις που έχουμε κάνει για την κατανομή της μάζας και το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής. Στις επόμενες επαναλήψεις διορθώνουμε τις τιμές των μεγεθών αυτών αν χρειάζεται.



Σχήμα 4.4: Πολυβάθμιο σύστημα και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα



Σχήμα 4.5: Καμπύλη Ικανότητας Πολυβάθμιου και διγραμμικοποιημένη αυτής

## 4.4 Διαδικασία Σχεδιασμού με Φάσματα συχνότητας Διαρροής

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή του παρόντος κεφαλαίου, η εφαρμογή της μεθόδου των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής απαιτεί μία σειρά από δεδομένα τα οποία συνοπτικά παρουσιάζονται παρακάτω:

1. Μία επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας, η οποία χαρακτηρίζει την περιοχή κατασκευής του κτιρίου
2. Μία εκτίμηση της μετακίνησης ή πλαστιμότητας διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου δομικού συστήματος, καθώς και την καμπύλη ικανότητας (διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης) του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος
3. Τα όρια πλαστιμότητας μετακινήσεων που σχετίζονται με τους στόχους επιτελεστικότητας που εξετάζουμε, καθώς και τις αντίστοιχες μέσες ετήσιες συχνότητες υπέρβασης τους (Mean Annual Frequences – MAFs)
4. Το μέγεθος της εκτιμώμενης διασποράς των παραπάνω ορίων

Στα επόμενα υποκεφάλαια υπολογίζονται όλες οι προαναφερθείσες παράμετροι, ώστε να μπορούμε να εκτελέσουμε τον αλγόριθμο που θα μας δώσει την απαιτούμενη αντίσταση του κτιρίου ώστε να ικανοποιούνται οι επιβαλλόμενοι στόχοι επιτελεστικότητας.

### 4.4.1 Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας

Η επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας (Uniform Hazard Surface – UHS) που χαρακτηρίζει μια περιοχή, θα είναι η ίδια με αυτή που χρησιμοποιήθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο για τον υπολογισμό της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας (Σχήμα 3.19). Η επιφάνεια αυτή θα πολλαπλασιαστεί με κατάλληλο συντελεστή (SF=0.1203) ώστε να συμπίπτει με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα για το Damage Limitation.

### 4.4.2 Μετακίνηση Διαρροής

Το πολυβάθμιο σύστημα, το αντικαθιστούμε με ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο, διγραμμικοποιώντας την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από την στατική υπερωθητική ανάλυση (Pushover). Για τον υπολογισμό της μετακίνησης διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) θα πρέπει να υπολογίσουμε τον συντελεστή συμμετοχής όλων των ιδιομορφών οποίος προκύπτει από τις καμπύλες IDA που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ουσιαστικά ο συντελεστής αυτός είναι αντίστοιχος με τον συντελεστή  $\Gamma$  της ανάλυσης Pushover με την διαφορά ότι λαμβάνει υπ' όψη του και την συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών. Η τιμή του συντελεστή  $G$  είναι:

$$G = \frac{\delta_{roof}}{\delta_{Design}} = \frac{\delta_{roof}}{\omega_1^2 \cdot \delta_{Design}} \cdot \omega_1^2 = \frac{\delta_{roof}}{S_a(T_1)} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2}{T_1^2} = 1.50, \quad (4.6)$$

Οπότε η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) είναι:

$$\delta_y^{SDOF} = \frac{\delta_y^{MDOF}}{G} = \frac{0.24}{1.50} = 0.16m, \quad (4.7)$$

#### 4.4.3 Όρια πλαστιμότητας μετακινήσεων και αντίστοιχες μέσες ετήσιες συχνότητες υπέρβασης (MAFs)

Το όριο πλαστιμότητας μετακινήσεων για το Damage Limitation προκύπτει ως εξής:

$$\mu_{\text{lim}}^{DL} = \frac{\delta_{\text{lim}}^{DL}}{\delta_y} = \frac{\frac{\theta_{\text{max}}^{DL,\text{lim}}}{COD_{\text{dynamic}}}}{\frac{\theta_{\text{roof},y}}{48.5}} = \frac{0.50\%}{\frac{1.448}{0.24}} = 0.698, \quad (4.8)$$

Ο  $COD_{\text{dynamic}}$  προέκυψε από τις IDA αντικαθιστώντας το  $COD_{\text{static}}$  της ανάλυσης pushover και λαμβάνεται ίσος με 1.448. Το αντίστοιχο όριο για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας που αναφέρεται στην απαίτηση μη κατάρρευσης όπως αυτή ορίστηκε στο κεφάλαιο

$$\mu_{\text{lim}}^{CP} = 5.00, \quad (4.9)$$

Η μέγιστη εσωτερική γωνία στροφής ορόφου για το Collapse Prevention είναι:

$$\theta_{\text{max}}^{CP,\text{lim}} = \mu_{\text{lim}}^{CP} \cdot \theta_{\text{roof},y} \cdot COD_{\text{dynamic}} = 5.00 \cdot 0.495\% \cdot 1.448 = 3.58\%, \quad (4.10)$$

#### 4.4.4 Εκτίμηση διασποράς

Η συνολική διασπορά υπολογίζεται ως άθροισμα δύο ως το άθροισμα των δύο διασπορών που διέπουν το πρόβλημα. Η πρώτη είναι η επιστημική διασπορά (epistemic uncertainty) η οποία λαμβάνεται ίση με 20% και 40 % για το DL και το CP αντιστοίχως. Μέσω της επιστημικής διασποράς λαμβάνουμε υπ' όψη μας όλους εκείνους τους παράγοντες που γνωρίζουμε πως έχουμε αμελήσει και δεν τους έχουμε συμπεριλάβει στην ανάλυση μας. Επιπλέον πρέπει να λάβουμε υπ' όψη μας και την διασπορά των επιταχύνσεων που αντιστοιχούν στην μετακίνηση (στάθμη επιτελεστικότητας) που εξετάζουμε. Η διασπορά για το DL προκύπτει από τον ακόλουθο τύπο:

$$\beta_{Sa}^{DL} = \frac{\ln(S_{a,C}^{84\%}) - \ln(S_{a,C}^{16\%})}{2} = 0.2337, \quad (4.11)$$

Οπότε ακολουθώντας τον κανόνα άθροισης των διασπορών έχουμε την συνολική διασπορά.

$$\beta_{Tsa}^{DL} = \sqrt{\beta_{Sa}^{DL} + \beta_{Usa}^{DL}} = \sqrt{0.2337^2 + 0.2^2} = 0.30, \quad (4.12)$$

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δώσουμε στο γεγονός ότι αυτή η διασπορά αντιστοιχεί στο Damage limitation, δηλαδή και για όριο πλαστιμότητας  $\mu_{\text{lim}}^{DL}$ . Ο κώδικας που χρησιμοποιείται για την επίλυση των φασμάτων συχνότητας διαρροής ζητά ως δεδομένο την διασπορά για όριο πλαστιμότητας μετακινήσεων  $\mu_{\text{lim}} = 1.00$ . Οπότε προεκτείνουμε γραμμικά για να πάρουμε την τιμή της διασποράς που αντιστοιχεί στο σωστό  $\mu_{\text{lim}}$ .

#### 4.5 Ανασχεδιασμός με απαίτηση για εμπιστοσύνη 85%

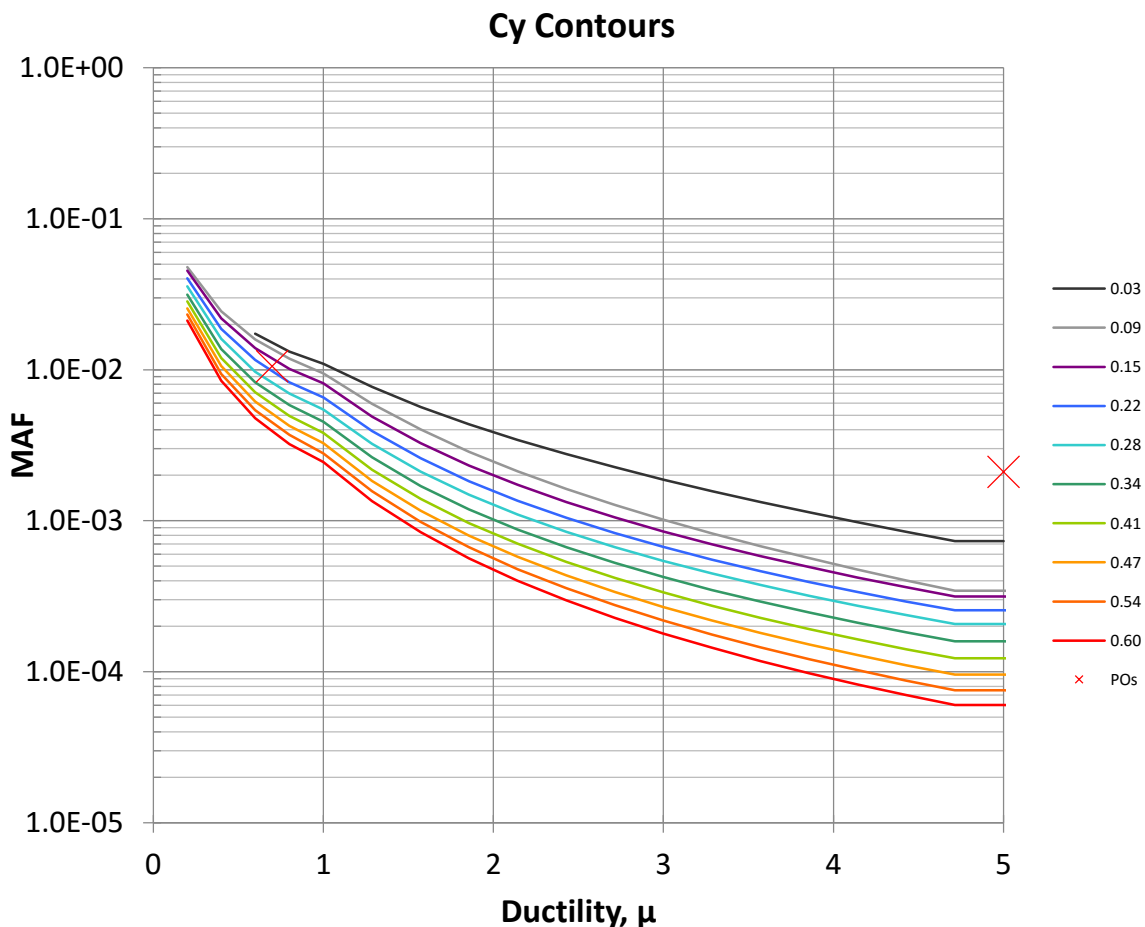
Έχοντας υπολογίσει στο προηγούμενο υποκεφάλαιο όλες τις απαιτούμενες παραμέτρους, μπορούμε να προχωρήσουμε στον ανασχεδιασμό του φορέα. Υπολογίζουμε τον κανονικοποιημένο συντελεστή αντοχής όπως το έχουμε ορίσει:

$$C_{y,actual} = \frac{F_y}{W_1} = \frac{S_{ay}(T, \xi)}{g} = \frac{\delta_y^{SDOF}}{g} \cdot \frac{4\pi^2}{T^2} = \frac{0.16}{9.81} \cdot \frac{4\pi^2}{2.12^2} = 0.143, \quad (4.13)$$

Και το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας:

$$\alpha_{1,actual} = \frac{V_y}{C_{y,actual} \cdot W} = \frac{3513.85}{0.143 \cdot (278.72 \cdot 9.81)} = 0.89, \quad (4.14)$$

Στο Σχήμα 4.6 Σχήμα 4.11 παρουσιάζονται οι ισοϋψείς καμπύλες  $C_y$  (Φάσματα Συχνότητας Διαρροής) και με παρεμβολή μεταξύ των ισοϋψών καμπυλών, λαμβάνουμε την τιμή του  $C_y$  που αντιστοιχεί στο MAF και την οριακή πλαστικότητα της στάθμης επιτελεστικότητας που εξετάζουμε. Από τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας, κρισιμότερη είναι αυτή που δίνει την μεγαλύτερη τιμή για το  $C_y$ . Για την στάθμη περιορισμού των βλαβών έχουμε  $C_y = 0.194$  ενώ για την στάθμη αποφυγή κατάρρευσης η τιμή είναι τάξεις μεγέθους μικρότερη.



Σχήμα 4.6: Καμπύλες  $C_y$  (Φάσματα Συχνότητας Διαρροής) για confidence level 85%



Επομένως έχουμε:

$$C_{y,YFS} = 0.194 > 0.143 = C_{y,actual} , \quad (4.15)$$

Αυτό που καταλαβαίνουμε αμέσως είναι ότι για να πετύχουμε τον στόχο που έχουμε θέσει το σύστημα μας πρέπει να γίνει πιο δύσκαμπτο. Άμεση συνέπεια της αύξησης της δυσκαμψιάς είναι τόσο η αύξηση της δύναμης διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, όσο και η μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου ( $T_1 \approx 1.82s$ ).

#### 4.5.1 Ανασχεδιασμένος φορέας

Για να πετύχουμε την απαίτηση του κανονικοποιημένου συντελεστή αντοχής αλλάζουμε τις επιλογές που έχουμε κάνει στα μέλη του πλαισίου. Επιλέγουμε διατομές HEM 800 για τα υποστυλώματα των έξι πρώτων ορόφων, και HEM 700 για τα υποστυλώματα από τον έβδομο μέχρι τον δωδέκατο όροφο. Όσον αφορά τις δοκούς, έχουμε για τους πρώτους τρεις ορόφους δοκούς HEA 550, ενώ για τους υπόλοιπους ορόφους έχουμε δοκούς HEA 600.

Πίνακας 4.1: Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων

Πλαίσιο	Όροφοι	(1-2-3)	(4-5-6)	(7-8-9)	(10-11-12)
Παραλαβής Ροπών	Δοκοί	HEA550	HEA600	HEA600	HEA600
	Υποστυλώματα	HEM800	HEM800	HEM700	HEM700

Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικές τιμές γωνιών στροφής υποστυλωμάτων

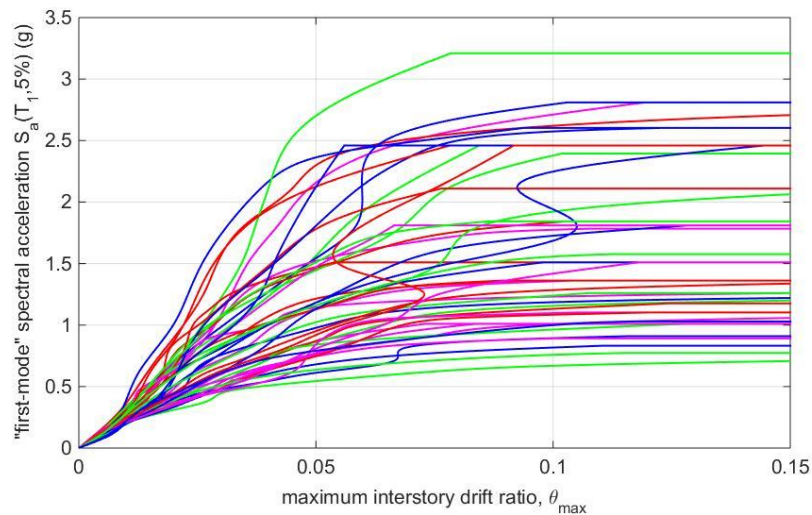
	Όροφοι	$\theta_y$	$\theta_p$	$\theta_{pc}$
HEM800	1	0.0043	0.0252	0.2069
	2-3	0.0038	0.0259	0.2069
HEM800	4-5-6	0.0038	0.0259	0.2069
HEM700	7-8-9	0.0044	0.0296	0.2305
HEM700	10-11-12	0.0044	0.0296	0.2305

Πίνακας 4.3: Χαρακτηριστικές τιμές γωνιών στροφής δοκών

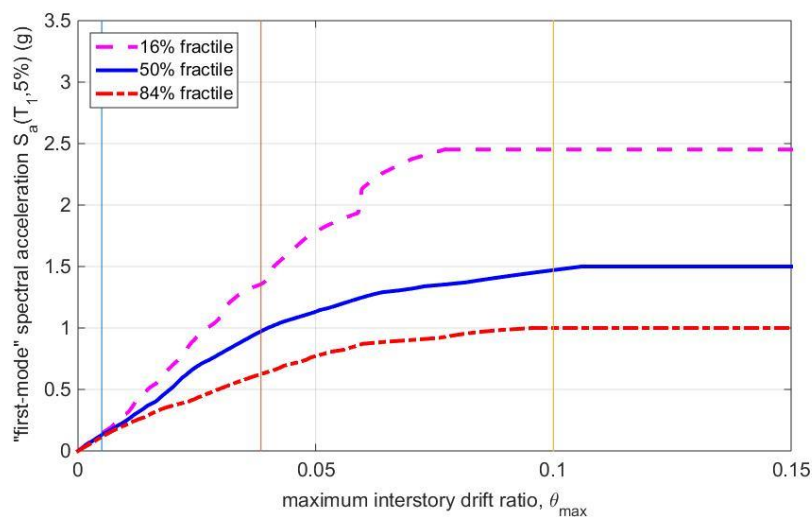
	Όροφοι	$\theta_y$	$\theta_p$	$\theta_{pc}$
HEA550	1-2-3	0.0051	0.0291	0.2000
HEA600	4-5-6	0.0047	0.0263	0.1996
HEA600	7-8-9	0.0047	0.0263	0.1996
HEA600	10-11-12	0.0047	0.0263	0.1996

#### 4.5.2 Εκτίμηση του MAF

Ο νέος φορέας έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ίση με  $T_1=1.819s$  η οποία είναι σχεδόν ίδια με την απαιτούμενη. Στα επόμενα σχήματα δίνονται οι καμπύλες IDA και τα ποσοστημόρια 15%, 50%, 84% των καμπυλών αυτών, απ' όπου προκύπτουν οι τιμές που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των νέων καμπυλών τρωτότητας. Από τον Έλεγχο του MAF προέκυψε εμπιστοσύνη 86.5%.



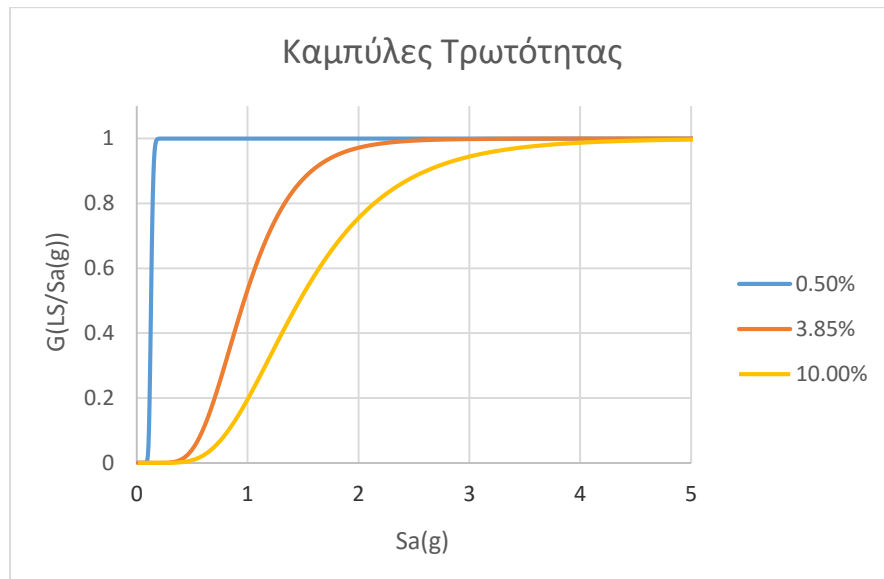
Σχήμα 4.7: Φασματική επιτάχυνση 1ης ιδιομορφής - μέγιστη εσωτερική γωνία στροφής όπως προέκυψε από τις IDA



Σχήμα 4.8: Ποσοστημόρια 16%, 50%, 84% καμπυλών IDA

Πίνακας 4.4: Τιμές του  $S_{a,C}$  για τους στόχους επιτελεστικότητας DL, CP και NC

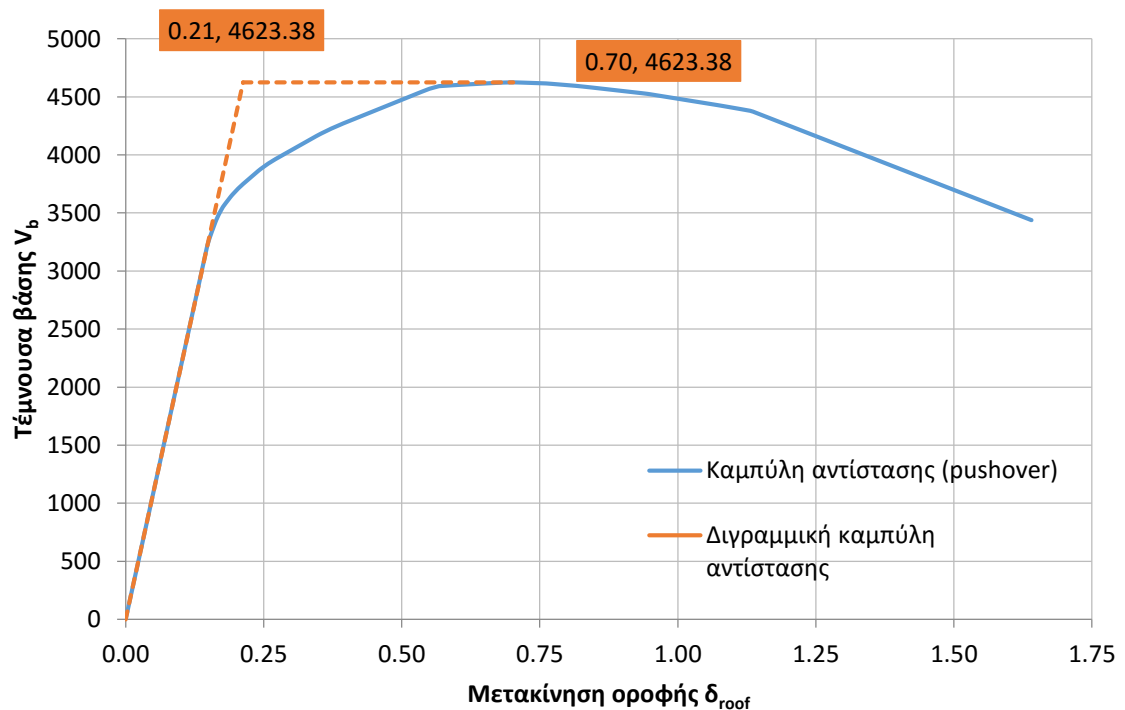
$\theta_{max}$	0.50%	3.85%	10.00%
$S_{a,C}^{84\%}$	0.1452	1.340	2.452
$S_{a,C}^{50\%}$	0.1290	0.968	1.468
$S_{a,C}^{16\%}$	0.1129	0.626	1.000



Σχήμα 4.9: Καμπύλες τρωτότητας ανασχεδιασμένου φορέα με απαίτηση εμπιστοσύνης 85%

#### 4.5.3 Καμπύλη Αντίστασης

Η καμπύλη αντίστασης του νέου φορέα, όπως προέκυψε από τη μη γραμμική στατική ανάλυση δίνεται στο ακόλουθο. Η τέμνουσα βάσης είναι ίση με και η μετατόπιση διαρροής ίση με



Σχήμα 4.10: Καμπύλη αντίστασης του νέου φορέα και διγραμμικοποίηση της

Από την καμπύλη IDA 50% προκύπτει το G:

$$G = \frac{\delta_{roof}}{\delta_{Design}} = \frac{\delta_{roof}}{\omega_1^2 \cdot \delta_{Design}} \cdot \omega_1^2 = \frac{\delta_{roof}}{S_a(T_1)} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2}{T_1^2} = 1.27, \quad (4.16)$$

Η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) είναι:

$$\delta_y^{SDOF} = \frac{\delta_y^{MDOF}}{G} = \frac{0.21}{1.27} = 0.17m, \quad (4.17)$$

Το όριο πλαστιμότητας μετακινήσεων για το Damage Limitation είναι ίσο με:

$$\mu_{lim}^{DL} = \frac{\delta_{lim}^{DL}}{\delta_y} = \frac{\frac{\theta_{max}^{DL,lim}}{COD_{dynamic}}}{\theta_{roof,y}} = \frac{0.50\%}{\frac{0.21}{48.5}} = 0.649, \quad (4.18)$$

Ο  $COD_{dynamic}$  προέκυψε από τις IDA αντικαθιστώντας το  $COD_{static}$  της ανάλυσης pushover και λαμβάνεται ίσος με 1.779. Η εσωτερική γωνία στροφής για το CP είναι:

$$\theta_{max}^{CP,lim} = \mu_{lim}^{CP} \cdot \theta_{roof,y} \cdot COD_{dynamic} = 5.00 \cdot 0.433\% \cdot 1.779 = 3.85\%, \quad (4.19)$$

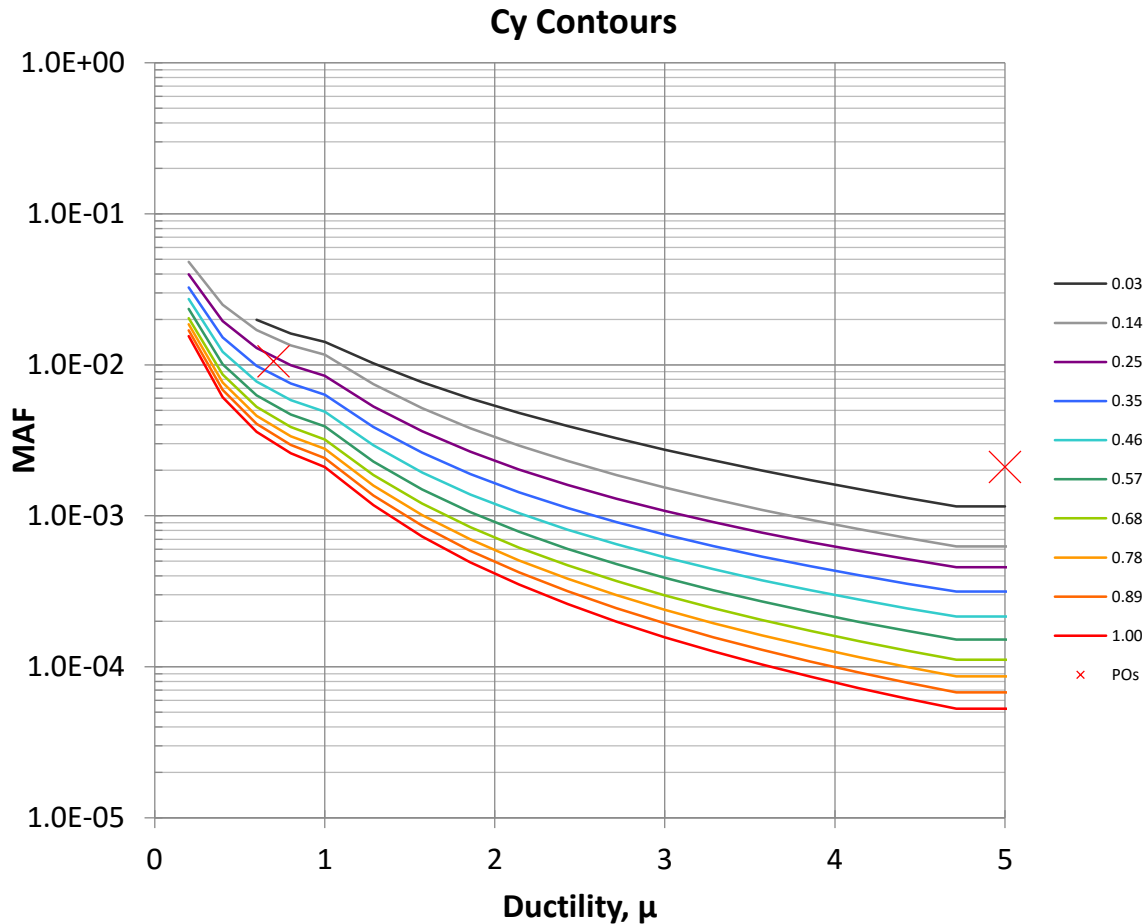
Υπολογίζουμε τον κανονικοποιημένο συντελεστή αντοχής όπως το έχουμε ορίσει:

$$C_{y,actual} = \frac{F_y}{W_1} = \frac{S_{ay}(T, \xi)}{g} = \frac{\delta_y^{SDOF}}{g} \cdot \frac{4\pi^2}{T^2} = \frac{0.17}{9.81} \cdot \frac{4\pi^2}{1.82^2} = 0.207, \quad (4.20)$$

Πολύ κοντά με αυτόν που προκύπτει από την δεύτερη επανάληψη με τα YFS,  $C_{y,YFS} = 0.213 \approx 0.207 = C_{y,actual}$  οπότε σταματάμε εδώ. Το βάρος του φορέα είναι 182.12tn ή αλλιώς 46.84kg/m<sup>2</sup>. Δηλαδή έχουμε αύξηση βάρους 7.67% σε σχέση με τον αρχικό φορέα που σχεδιάστηκε με βάση τον Ευρωκώδικα.

## 4.6 Ανασχεδιασμός με απαίτηση εμπιστοσύνη 95%

Στο Σχήμα 4.11 παρουσιάζονται οι ισοϋψείς καμπύλες  $C_y$  (Φάσματα Συχνότητας Διαρροής) και με παρεμβολή μεταξύ των ισοϋψών καμπυλών, λαμβάνουμε την τιμή του  $C_y$  που αντιστοιχεί στο MAF και την οριακή πλαστικότητα της στάθμης επιτελεστικότητας που εξετάζουμε. Από τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας, κρισιμότερη είναι αυτή που δίνει την μεγαλύτερη τιμή για το  $C_y$ . Για την στάθμη περιορισμού των βλαβών έχουμε  $C_y = 0.258$ .



Σχήμα 4.11: Καμπύλες  $C_y$  (Φάσματα Συχνότητας Διαρροής) για confidence level 95%

Επομένως έχουμε:

$$C_{y,YFS} = 0.258 > 0.143 = C_{y,actual} , \quad (4.21)$$

Αυτό που καταλαβαίνουμε αμέσως είναι ότι για να πετύχουμε τον στόχο που έχουμε θέσει το σύστημα μας πρέπει να γίνει πιο δύσκαμπτο. Άμεση συνέπεια της αύξησης της δυσκαμψίας είναι τόσο η αύξηση της δύναμης διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, όσο και η μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου ( $T_1 \approx 1.55s$ ).

#### 4.6.1 Ανασχεδιασμένος φορέας

Για να πετύχουμε την απαίτηση του κανονικοποιημένου συντελεστή αντοχής αλλάζουμε τις επιλογές που έχουμε κάνει στα μέλη του πλαισίου. Επιλέγουμε διατομές HEM 800 για τα υποστυλώματα των έξι πρώτων ορόφων, και HEM 700 για τα υποστυλώματα από τον έβδομο μέχρι τον δωδέκατο όροφο. Όσον αφορά τις δοκούς, έχουμε για τους πρώτους τρεις ορόφους δοκούς HEB 650, για τους ορόφους από τον τέταρτο μέχρι τον έκτο HEA 650 και για τους τελευταίους έξι ορόφους έχουμε δοκούς HEA 600.

Πίνακας 4.5: Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων

Πλαίσιο	Όροφοι	(1-2-3)	(4-5-6)	(7-8-9)	(10-11-12)
Παραλαβής Ροπών	Δοκοί	HEB650	HEA650	HEA600	HEA600
	Υποστυλώματα	HEM800	HEM800	HEM700	HEM700

Πίνακας 4.6: Χαρακτηριστικές τιμές γωνιών στροφής υποστυλωμάτων

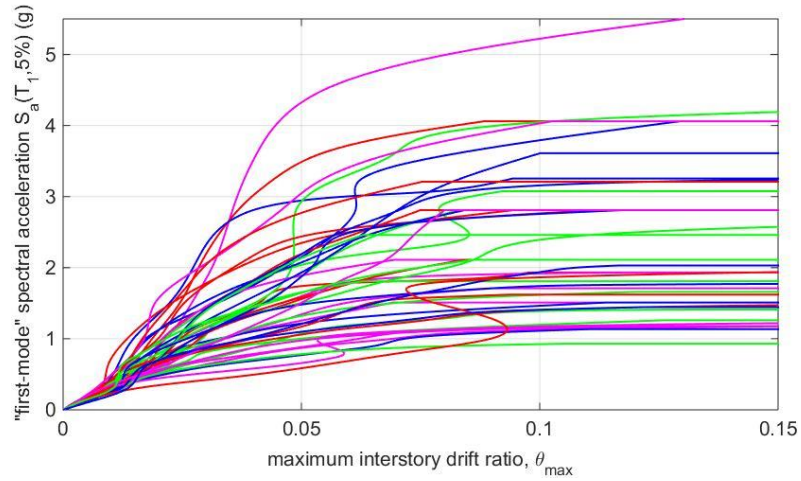
	Όροφοι	$\theta_y$	$\theta_p$	$\theta_{pc}$
HEM800	1	0.0043	0.0252	0.2069
	2-3	0.0038	0.0259	0.2069
HEM800	4-5-6	0.0038	0.0259	0.2069
HEM700	7-8-9	0.0044	0.0296	0.2305
HEM700	10-11-12	0.0044	0.0296	0.2305

Πίνακας 4.7: Χαρακτηριστικές τιμές γωνιών στροφής δοκών

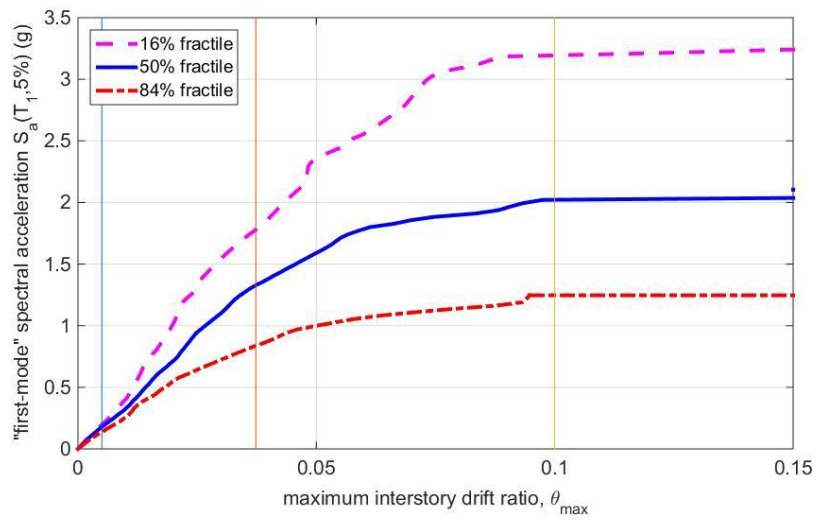
	Όροφοι	$\theta_y$	$\theta_p$	$\theta_{pc}$
HEB650	1-2-3	0.0043	0.0257	0.2557
HEA650	4-5-6	0.0044	0.0241	0.2005
HEA600	7-8-9	0.0047	0.0263	0.1996
HEA600	10-11-12	0.0047	0.0263	0.1996

#### 4.6.2 Εκτίμηση του MAF

Ο νέος φορέας έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ίση με  $T_1=1.617s$  η οποία είναι κοντά με την απαιτούμενη. Στα επόμενα σχήματα δίνονται οι καμπύλες IDA και τα ποσοστημόρια 15%, 50%, 84% των καμπυλών αυτών, απ' όπου προκύπτουν οι τιμές που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των νέων καμπυλών τρωτότητας. Προκύπτει αξιοπιστία της τάξης του 97.5%.



Σχήμα 4.12: Φασματική επιτάχυνση 1ης ιδιομορφής - μέγιστη εσωτερική γωνία στρόφισης όπως προέκυψε από τις IDA

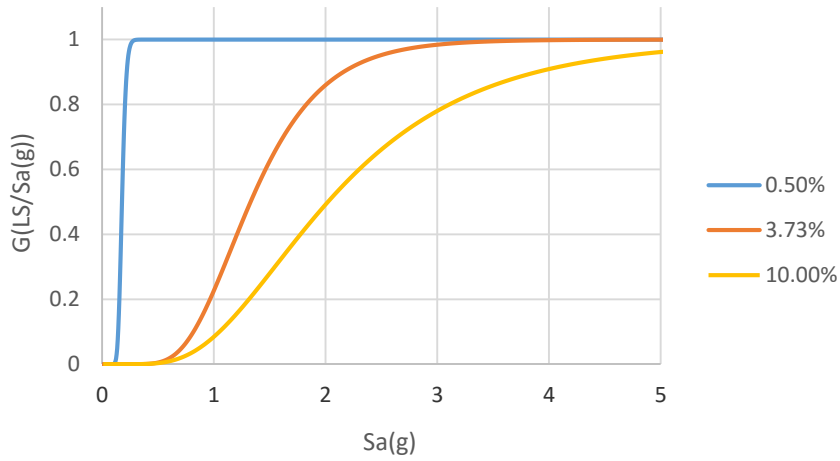


Σχήμα 4.13: Ποσοστημότητα 16%, 50%, 84% καμπυλών IDA

Πίνακας 4.8: Τιμές του  $S_{a,C}$  για τους στόχους επιτελεστικότητας DL, CP και NC

$\theta_{max}$	0.50%	3.73%	10.00%
$S_{a,C}^{84\%}$	0.193	1.772	3.184
$S_{a,C}^{50\%}$	0.178	1.329	2.021
$S_{a,C}^{16\%}$	0.138	0.831	1.146

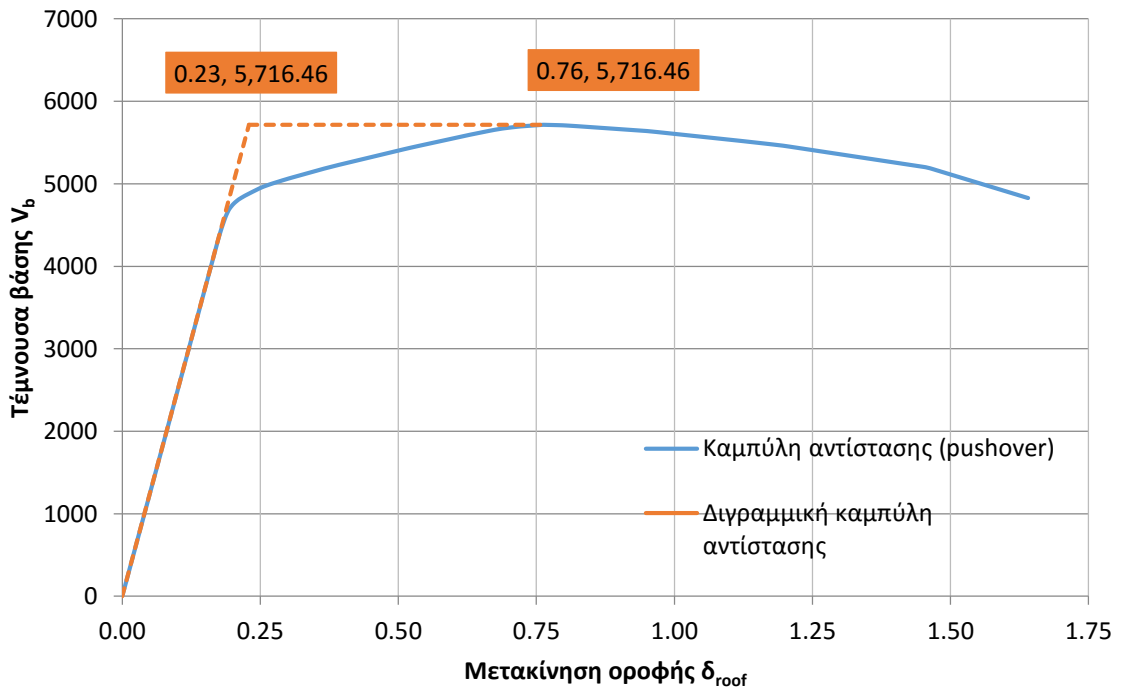
### Καμπύλες Τρωτότητας



Σχήμα 4.14: Καμπύλες τρωτότητας ανασχεδιασμένου φορέα με απαίτηση εμπιστοσύνης 95%

### 4.6.3 Καμπύλη Αντίστασης

Η καμπύλη αντίστασης του νέου φορέα, όπως προέκυψε από τη μη γραμμική στατική ανάλυση δίνεται στο ακόλουθο. Η τέμνουσα βάσης είναι ίση με και η μετατόπιση διαρροής ίση με



Σχήμα 4.15: Καμπύλη αντίστασης του νέου φορέα και διγραμμικοποίηση της



Από την καμπύλη IDA 50% προκύπτει το G:

$$G = \frac{\delta_{roof}}{\delta_{Design}} = \frac{\delta_{roof}}{\omega_1^2 \cdot \delta_{Design}} \cdot \omega_1^2 = \frac{\delta_{roof}}{S_a(T_1)} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2}{T_1^2} = 1.37 \quad (4.22)$$

Η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) είναι:

$$\delta_y^{SDOF} = \frac{\delta_y^{MDOF}}{G} = \frac{0.23}{1.37} = 0.17m \quad (4.23)$$

Το όριο πλαστιμότητας μετακινήσεων για το Damage Limitation είναι ίσο με:

$$\mu_{lim}^{DL} = \frac{\delta_{lim}^{DL}}{\delta_y} = \frac{\frac{\theta_{max}^{DL,lim}}{COD_{dynamic}}}{\theta_{roof,y}} = \frac{\frac{0.50\%}{1.574}}{\frac{0.23}{48.5}} = 0.671 \quad (4.24)$$

Ο  $COD_{dynamic}$  προέκυψε από τις IDA αντικαθιστώντας το  $COD_{static}$  της ανάλυσης pushover και λαμβάνεται ίσος με 1.574.

$$\theta_{max}^{CP,lim} = \mu_{lim}^{CP} \cdot \theta_{roof,y} \cdot COD_{dynamic} = 5.00 \cdot 0.474\% \cdot 1.574 = 3.73\% , \quad (4.25)$$

Υπολογίζουμε τον κανονικοποιημένο συντελεστή αντοχής όπως το έχουμε ορίσει:

$$C_{y,actual} = \frac{F_y}{W_1} = \frac{S_{ay}(T, \xi)}{g} = \frac{\delta_y^{SDOF}}{g} \cdot \frac{4\pi^2}{T^2} = \frac{0.17}{9.81} \cdot \frac{4\pi^2}{1.617^2} = 0.263, \quad (4.26)$$

Πολύ κοντά με αυτόν που προκύπτει από την δεύτερη επανάληψη με τα YFS,  $C_{y,YFS} = 0.252 \approx 0.263 = C_{y,actual}$  οπότε σταματάμε εδώ. Το συνολικό βάρος του φορέα είναι 204.46tn ή αλλιώς 52.60kg/m<sup>2</sup>. Δηλαδή έχουμε αύξηση τους βάρους 20.9% σε σχέση με τον αρχικό φορέα του Ευρωκώδικα.

## 5 Συμπεράσματα

Αρχικά όσον αφορά τον συμβατικό σχεδιασμό του φορέα με τον Ευρωκώδικα, η διάταξη των πλαισίων ροπής αποτελεί είναι ίσως το πιο δύσκολο κομμάτι του σχεδιασμού, καθώς οι απαιτήσεις περιορισμού βλαβών, θέτουν όρια τα οποία είναι αδύνατο να επιτευχθούν με την τοποθέτηση πλαισίων ροπής μόνο περιμετρικά. Ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών είναι αυτός που καθορίζει τον σχεδιασμό της κατασκευής, καθώς οι απαιτήσεις του δεν καλύπτονται από τα μέλη που προκύπτουν από την διαστασιολόγηση της κατασκευής σε σεισμικές δυνάμεις. Αξίζει να σημειωθεί ότι για να αποκτήσει πλευρική δυσκαμψία ένα πολυώροφο πλαίσιο, καθοριστικός παράγοντας είναι η αύξηση των διατομών των δοκών. Σε αυτό το σημείο εντοπίστηκε το μειονέκτημα που έχουν οι Ευρωπαϊκές διατομές σε σχέση με τις Αμερικάνικες Wide Flange, διότι οι Wide Flange beams προσφέρουν σειρές διατομών με σταθερό ύψος και αυξανόμενο πάχος πελμάτων. Η αύξηση του πάχους πελμάτων έχει τεράστια επιρροή στην δυσκαμψία ενός πλαισίου, κατά συνέπεια ο σχεδιασμός ενός υψηλού κτιρίου (μεγαλύτερου το δωδεκάωροφο που μελετήθηκε) με Ευρωπαϊκές διατομές είναι πάρα πολύ δύσκολος.

Σχετικά με την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής, συμπεραίνουμε ότι, αν και εφ' όσον το 50% του φάσματος σχεδιασμού αντιστοιχεί σε πιθανότητα 10% σε δέκα (10) χρόνια, πιθανότητας υπέρβασης του μέτρου έντασης, τότε για ένα MRF ο έλεγχος DL είναι γενικά αξιόπιστος (παρήγαγε αποτελέσματα συμβατά με αυτά που αναζητούμε). Ο λόγος είναι επειδή η κατασκευή συμπεριφέρεται ελαστικά, και δεν έχουμε συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Όσο πιο νωρίς ανοίγει η «βεντάλια-διασπορά» τόσο περισσότερα προβλήματα δημιουργούνται στο να συμπίπτουν τα αποτελέσματα, καθώς με την ελαστική φασματική ανάλυση δεν λαμβάνουμε υπόψη μας την διασπορά αλλά δουλεύουμε με την μέση τιμή 50%.

Στο δωδεκάωροφο κτίριο οι συντελεστές ασφαλείας και συμπεριφοράς του κανονισμού ήταν επαρκείς για να μας φέρουν σε μία λύση με 75% εμπιστοσύνη, δηλαδή έχουμε υπέρβαση του ορίου Drift 0.5% με πιθανότητα ίση ή κάτω από 10% στα 10 χρόνια και είμαστε 75% σίγουροι ότι αυτό θα επιτευχθεί (αν είχαμε 100 όμοιες κατασκευές στην ίδια σεισμική ζώνη, τότε αναμένουμε ότι 75% αυτών θα πετύχουν τον στόχο). Ο Ευρωκώδικας σχεδιάζει την κατασκευή ώστε να επιτυγχάνει συγκεκριμένες στάθμες επιτελεστικότητας. Το πρόβλημα που δημιουργείται είναι πως όταν επιτυγχάνει (διότι στην πραγματικότητα δεν επιτυγχάνει πάντα) αυτές τις στάθμες, η ακρίβεια με την οποία τις επιτυγχάνει είναι τυχούσα, καθώς ο κανονισμός δεν μας δίνει τα απαραίτητα εργαλεία για να ελέγξουμε την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Στην περίπτωση που κάποιος αρκестεί στον σχεδιασμό με σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, δεν ξέρει αν θα πετύχει (και ακόμα και αν την πετύχει, δεν θα γνωρίζει με τι ακρίβεια) την οριακή κατάσταση που ελέγχει την κατασκευή, οπότε δεν μπορεί να μιλήσει με όρους κόστους/βλαβών για την συγκεκριμένη κατασκευή.

Τέλος τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής, προσφέρουν μεγάλη ευελιξία στον μελετητή ώστε να σχεδιάζει κατασκευές για οποιοδήποτε στόχο επιτελεστικότητας. Επιπλέον παρέχεται η δυνατότητα ο φορέας να σχεδιαστεί με οποιοδήποτε επιθυμητό βαθμό εμπιστοσύνης για τη σεισμική δράση. Η παραδοχή που έγινε, σχετικά με την μετακίνηση διαρροής της κατασκευής, είδαμε πως σε γενικές γραμμές ισχύει (μικρές αποκλίσεις στην μετακίνηση διαρροής, ακόμα και για κατασκευές με μεγάλη διαφορά στην δυσκαμψία), παρόλο που οι διατομές των δοκών δεν έχουν το ίδιο ύψος σε όλους τους σχεδιασμούς. Αυτή η μικρή απόκλιση όμως δεν επηρεάζει την αποδοτικότητα της μεθόδου καθώς είδαμε πως με τις ανασχεδιασμένες κατασκευές πετυχαίνουμε τους στόχους που θέλουμε, από την πρώτη κιόλας επανάληψη.

## 6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος II». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Aschheim M. (2002). Seismic design based on the yield displacement. *Earthquake Spectra*, 18(4):581–600.
5. CEN. (2002α) European Standard EN 1990. “Eurocode: Basis of structural design.” European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
6. CEN. (2002β) European Standard EN 1991-1-1. “Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General Actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings.” European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
7. CEN. (2005α) European Standard EN 1993-1-1. “Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.” European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
8. CEN. (2004) European Standard EN 1998-1. “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.” European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
9. CEN. (2005β) European Standard EN 1998-3. “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.” European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
10. Chopra AK (2007) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ
11. Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002). “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines.” *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526–533.
12. CSI Knowledge Base, Computer and Structures, Walnut Creek, California, USA <https://wiki.csiamerica.com/>
13. FEMA. (2006), “Next-generation performance-based seismic design guidelines, program plan for new and existing buildings.” Report No. FEMA 445, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
14. FEMA. (2009), “Quantification of Building Seismic Performance Factors.” Report FEMA P695, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
15. Haselton C.B. (2006). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA
16. Ibarra L.F., and Krawinkler, H. (2005). “Global collapse of frame structures under seismic excitations”, Rep. No. TB 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
17. Jalayer, F., and Cornell, A. (2002). “A technical framework for probability-based demand and capacity factor (DCFD) seismic formats.” RMS Technical Rep. No. 43 to the PEER Center, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Stanford Univ., Stanford, Calif.

18. Jalayer F. (2003) "Direct probabilistic seismic analysis: Implementing non-linear dynamic assessments." PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
19. Kazantzi A.K., Vamvatsikos D., Lignos D.G. (2014). Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty. *Engineering Structures*, 78: 69-77.
20. Lignos, D. and Krawinkler, H. (2011). "Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading." *J. Struct. Eng.*, 137(11), 1291–1302
21. Moehle JP (1992) "Displacement-based design of RC structures subject to earthquakes", *Earthquake Spectra*, 8(3),403-428
22. NIST (2010a). "Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors." Report No NIST GCR 10-917-8, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
23. SAC Joint Venture (2000a). "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings." Report No. FEMA-350, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
24. SAC Joint Venture (2000b). "Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings." Report No. FEMA-351, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
25. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). "Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
26. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
27. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2006). "Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(12): 1489-1509.
28. Vamvatsikos D., Aschheim M.A. and 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.
29. 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.
30. Vamvatsikos D., Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece <http://users.ntua.gr/divamva/software.html>