

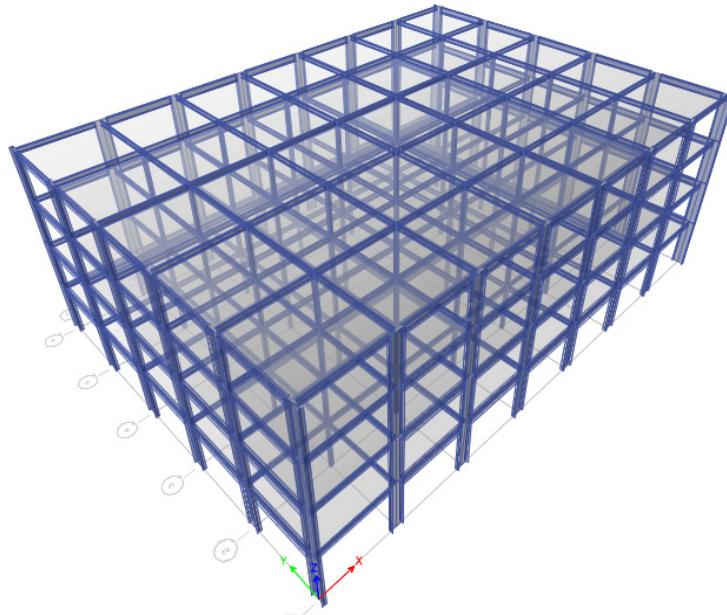


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός βάσει επιτελεστικότητας
τετραώροφου μεταλλικού πλαισιακού κτιρίου με
Φάσματα Συχνότητας Διαρροής



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΔΠΜΣ : Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών

Ζαχαρίας Δ. Χαβδούλας

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Οκτώβριος 2015

ΕΜΚ ΔΕ 2015/02

Χαβδούλας Ζ. Δ. (2015).
Σχεδιασμός βάσει επιτελεστικότητας τετραώροφου μεταλλικού πλαισιακού κτιρίου με
Φάσματα Συχνότητας Διαρροής
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/02
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Chavdoulas Z. D. (2015).
Performance-Based Design of a 4-story steel moment resisting frame building according to
Yield Frequency Spectra
Postgraduate Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2015/02
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά	7
1.2 Σκοπός	7
1.3 Οργάνωση Περιεχομένων	8
2 Αρχικός Σχεδιασμός Βάσει των Ευρωκωδίκων	9
2.1 Γεωμετρία κτιρίου	9
2.2 Στατικό σύστημα	10
2.3 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμπεριφοράς	13
2.3.1 Απαιτήση Μη Κατάρρευσης (Non Collapse Requirement – NCR)	13
2.3.2 Απαιτήση Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation Requirement – DLR)	13
2.4 Δράσεις	14
2.4.1 Κατακόρυφες Δράσεις	14
2.4.2 Σεισμικές Δράσεις	14
2.5 Συνδυασμοί Δράσεων	15
Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	15
Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	15
2.6 Προκαταρκτικός σχεδιασμός στοιχείων βαρύτητας	15
2.6.1 Δοκοί βαρύτητας	15
2.6.2 Υποστυλώματα βαρύτητας	16
2.7 Στατική κανονικότητα	18
2.8 Προσομοιώματα	19
2.8.1 2D προσομοίωμα (Opensees)	19
2.8.2 3D προσομοίωμα (Etabs2015)	21
2.8.3 Υπολογισμός μαζών	21
2.8.4 Υπολογισμός πλαστικών ροπών αντοχής δοκών με RBS	22
2.9 Μέθοδος ανάλυσης	23
2.9.1 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης – 2D προσομοίωμα (Opensees)	23
2.9.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης – 3D προσομοίωμα (Etabs2015)	25
2.10 Επίδραση Στρεπτικών Φαινομένων λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας	26
2.10.1 3D προσομοίωμα	26
2.10.2 2D Προσομοίωμα	26
2.10.3 Συντελεστής Λ	27
2.11 Αποτελέσματα ανάλυσης σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	29
2.11.1 Υπολογισμός μετακινήσεων – Φαινόμενα Ρ-Δ - Μη γραμμικό 2D προσομοίωμα	29
2.11.2 Αντοχές διατομών και μελών – Ελαστικό 3D προσομοίωμα	30
2.12 Περιορισμός των βλαβών	33
2.13 Συμπεράσματα	34
3 Αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς	35
3.1 Εισαγωγή	35
3.2 Προσομοίωμα	35
3.2.1 Υποστυλώματα (οποιοσδήποτε συνδέσεις εκτός των RBS)	36
3.2.2 Δοκοί (συνδέσεις RBS)	37
3.3 Μη γραμμική επαυξητική στατική ανάλυση	39
3.4 Μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση	41

3.4.1	Μη γραμμικό προσομοίωμα.....	41
3.4.2	Επιταχυνσιογραφήματα.....	41
3.4.3	Μέτρο Έντασης.....	41
3.4.4	Μέτρο Απόκρισης.....	42
3.4.5	Μελέτη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης μιας καταγραφής.....	42
3.4.6	Καμπύλη IDA.....	42
3.4.7	Σύνολο Καμπυλών IDA.....	43
3.5	Στόχοι επιτελεστικότητας.....	45
3.6	Καμπύλες Τρωτότητας.....	46
3.7	Εκτίμηση του πραγματικού MAF.....	47
4	Ανασχεδιασμός με τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής.....	50
4.1	Εισαγωγή.....	50
4.2	Διαδικασία Σχεδιασμού με YFS.....	50
4.2.1	Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας.....	50
4.2.2	Μετακίνηση Διαρροής.....	51
4.2.3	Όρια πλαστιμότητας μετακινήσεων και αντίστοιχα MAF.....	51
4.2.4	Εκτίμηση διασποράς.....	51
4.3	Ανασχεδιασμός με YFS.....	52
4.4	Νέος φορέας.....	53
4.4.1	Επιλογή διατομών.....	53
4.4.2	Εκτίμηση του MAF.....	54
4.4.3	Καμπύλη αντίστασης.....	56
5	Σχεδιασμός για $\theta_{max} = 0.75\%$	58
5.1	Αρχικά δεδομένα.....	58
5.2	Ανασχεδιασμός με χρήση των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής.....	59
6	Συμπεράσματα.....	62
7	Βιβλιογραφία.....	63

Σχεδιασμός βάσει επιτελεστικότητας τετραωρόφου μεταλλικού πλαισιακού κτιρίου με Φάσματα Συχνότητας Διαρροής

Χαβδούλας Ζ. Δ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Η μέθοδος των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής είναι μια εποπτική μέθοδος άμεσου σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα. Προτάθηκε από τους Βαμβάτσικος κ.ά. (2013) και προτείνει έναν πολύ εύχρηστο και γρήγορο τρόπο για το σχεδιασμό των κατασκευών για οποιαδήποτε προκαθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό ενός τετραωρόφου μεταλλικού πλαισιακού κτιρίου για τις στάθμες του περιορισμού των βλαβών και της αποφυγής κατάρρευσης όπως επιβάλλει ο Ευρωκώδικας 8.

Καθ' όλη την έκταση της εργασίας, γίνεται σχεδιασμός, αποτίμηση και ανασχεδιασμός για δύο όρια της κατάστασης περιορισμού των βλαβών (η οποία είναι και η κρισιμότερη) όπως αυτά τίθενται για τη μέγιστη ανηγμένη σχετική μετακίνηση των ορόφων (θ_{max}). Αρχικά, σχεδιάζεται ο φορέας σύμφωνα με όλες τις απαιτήσεις του κανονιστικού πλαισίου των Ευρωκωδίκων θεωρώντας αυξημένες απαιτήσεις για τα μη φέροντα στοιχεία (σαν να ήταν ψαθυρά, $\theta_{max} = 0.50\%$). Στη συνέχεια, γίνεται αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς του κτιρίου με τη βοήθεια μη γραμμικών στατικών (pushover) και δυναμικών προσαυξητικών αναλύσεων (IDA). Έχοντας ως δεδομένα από τις προηγούμενες αναλύσεις τη μετακίνηση διαρροής και την καμπύλη αντίστασης ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, γίνεται εφικτός ο ανασχεδιασμός του φορέα με τη βοήθεια των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής κι έπειτα η αντίστοιχη αποτίμηση της συμπεριφοράς του για τον έλεγχο της επάρκειας της μεθόδου. Σε όλα τα προηγούμενα στάδια, οι υπολογισμοί γίνονται αναλυτικά προσφέροντας την δυνατότητα μιας άνετης παρακολούθησης και κατανόησης του συνόλου των διαδικασιών. Στο τελευταίο μέρος της εργασίας, ακολουθείται πιο συνοπτικά η προαναφερθείσα διαδικασία «σχεδιασμού – αποτίμησης – ανασχεδιασμού» θεωρώντας τις συνήθεις απαιτήσεις για πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία ($\theta_{max} = 0.75\%$).

Δείχνεται για το δεδομένο φορέα πως οι Ευρωκωδικές δεν μπορούν πάντοτε να καλύψουν με πιστότητα μια στάθμη επιτελεστικότητας, όντας κατά περίπτωση αντικοινομικοί ή ανασφαλείς. Αντιθέτως, με τη μέθοδο των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής προσφέρεται η δυνατότητα ικανοποίησης οποιουδήποτε στόχου επιτελεστικότητας μέσω της συσχέτισης της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης μιας μετακίνησης με την απαιτούμενη αντοχή και δυσκαμψία ενός φορέα, λαμβάνοντας άμεσα υπόψη τις φυσικές και επιστημικές αβεβαιότητες.

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

POSTGRADUATE THESIS
EMK ΔΕ 2015/02

Performance-Based Design of a 4-story steel moment resisting frame building according to Yield Frequency Spectra

Chavdoulas Z. D. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The Yield Frequency Spectra (YFS) method is a direct performance-based seismic design approach. Recently introduced by Vamvatsikos et al (2013), the method provides a fast algorithm for designing a structure to fulfill any given performance objective. Herein, it is used for the design of a four-story steel moment resisting frame building to meet the damage limitation and the collapse prevention performance objectives imposed by Eurocode 8.

Two different thresholds for the damage limitation state defined by the maximum interstory drift ratio (θ_{max}) are considered for the design, assessment and redesign of the structure. At first, the structure is designed according to Eurocodes considering stricter than usual requirements for the non-structural elements attached to the structure (commensurate to brittle components $\theta_{max} = 0.50\%$). Afterwards, the building's structural performance is assessed using static pushover and incremental dynamic analyses (IDA). Given the yield displacement as well as the capacity backbone curve of an equivalent SDOF system from previous analyses, the YFS framework enables the redesign of the structure. Step-by-step calculations are presented for illustrating the processes. In the end, the whole process of "design – assessment – redesign" is repeated, for the usual Eurocode 8 requirement for ductile non-structural elements ($\theta_{max} = 0.75\%$).

It is shown that for the given structure the Eurocode design cannot always fulfill accurately any performance objective. On the contrary, this can be achieved through the YFS framework by combining the mean annual frequency (MAF) of exceeding any ductility limit with the required strength and stiffness of the structure, considering at the same time both the aleatory and epistemic sources of uncertainty.

Ευχαριστίες

Σε αυτό το σημείο αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Δημήτρη Βαμβάτσικο για την πολύτιμη βοήθεια του και τη συνεχή καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια της παρούσας εργασίας. Επιπλέον, θα ήθελα να του εκφράσω την απεριόριστη εκτίμησή μου για την ευκαιρία που μου έδωσε να εξετάσω ενδελεχώς αυτήν τη νέα αντίληψη σχεδιασμού των κατασκευών καθώς επίσης και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε παρέχοντάς μου τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσω μέρος της επιστημονικής του δουλειάς για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στους γονείς μου για την αμέριστη συμπαράστασή τους καθ' όλη τη διάρκεια του μεταπτυχιακού προγράμματος.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός των κατασκευών στην Ελλάδα και γενικότερα στην Ευρώπη γίνεται μέσω του συνόλου των κανονισμών των Ευρωκωδίκων. Πολύ βελτιωμένοι συγκριτικά με τους προγενέστερους και αρκετά «ομογενοποιημένοι» παρέχουν τη δυνατότητα στο μελετητή να σχεδιάσει μια κατασκευή για σεισμική διέγερση με περίοδο επαναφοράς 475 ετών σε οποιαδήποτε σημείο του ευρωπαϊκού χώρου, χωρίς όμως να είναι σίγουρο ότι ο σχεδιασμός θα είναι αξιόπιστος. Επιπλέον, οποιαδήποτε σεισμική διέγερση με διαφορετική περίοδο επαναφοράς είτε λαμβάνεται υπόψη εμμέσως, όπως για παράδειγμα μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας ή για συχνότερους σεισμούς μέσω της οριακής κατάστασης περιορισμού των βλαβών, είτε δεν προβλέπεται πουθενά από τις διατάξεις του.

Η σύγχρονη σκέψη στο σχεδιασμό των έργων πολιτικού μηχανικού κινείται στη λογική της μείωσης των ζημιών για συχνότερους σεισμούς και κυρίως στην άμεση σύνδεση των επιπέδων σεισμικής έντασης με τον τομέα της οικονομίας, όπως είναι για παράδειγμα το κόστος της αποκατάστασης των ζημιών ή ο χρόνος και κατ' επέκταση το κόστος από τη μη λειτουργία των χρήσεων μιας κατασκευής. Συνδυάζοντας λοιπόν, την πιθανότητα εμφάνισης ενός σεισμού με τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας που εκφράζουν το επίπεδο των ζημιών προκύπτουν οι ήδη καθορισμένοι στόχοι επιτελεστικότητας, όπως επίσης και οποιοσδήποτε άλλος επιθυμεί ο μελετητής.

Η ικανοποίηση αυτών των στόχων όμως, δεν μπορεί να επιτευχθεί με μεγάλη αξιοπιστία ακολουθώντας τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων. Κάτι τέτοιο είναι εφικτό μέσω των μεθόδων σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα, γνωστές και ως μέθοδοι σχεδιασμού με βάση τις μετακινήσεις. Τέτοιες μέθοδοι είναι επαναληπτικές και μπορεί να απαιτούν πολύ χρόνο για την κατάληξη σε μια κάπως βέλτιστη λύση. Μια από αυτές, τη μέθοδο των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής (ΦΣΔ), εισήγαγαν στην παγκόσμια επιστημονική κοινότητα οι Vamvatsikos et al (2013) [31] και φιλοδοξεί να οδηγή στον άμεσο σχεδιασμό ενός φορέα ικανοποιώντας οποιοσδήποτε στόχους επιτελεστικότητας ακόμα και σε ένα επαναληπτικό βήμα.

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 τετραώροφου 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 αναλυτικός σχεδιασμός του φορέα με βάση τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων θεωρώντας αυξημένες απαιτήσεις για τα μη φέροντα στοιχεία (σαν να ήταν ψαθυρά, $\theta_{max} = 0.50\%$). Αυτή η παραδοχή για το θ_{max} ισχύει μέχρι και το τέταρτο κεφάλαιο. Πιο συγκεκριμένα, αναλύονται η γεωμετρία του κτιρίου και το στατικό του σύστημα, οι απαιτήσεις και τα κριτήρια συμπεριφοράς που πρέπει να ικανοποιούνται, οι δράσεις που ασκούνται στο φορέα και οι συνδυασμοί τους, τα προσομοιώματα και οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν. Επιπλέον, γίνεται ο προκαταρκτικός σχεδιασμός των στοιχείων βαρύτητας και ο σχεδιασμός των στοιχείων των πλαισίων παραλαβής ροπών σε οριακή κατάσταση αστοχίας και σε κατάσταση περιορισμού των βλαβών.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται η αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς της κατασκευής με τη βοήθεια μη γραμμικών στατικών (pushover) και δυναμικών προσομοιωτικών αναλύσεων (IDA).

Στο τέταρτο κεφάλαιο αναλύεται η μέθοδος των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής και ανασχεδιάζεται ο φορέας ώστε να καλύπτει τους επιβαλλόμενους στόχους επιτελεστικότητας.

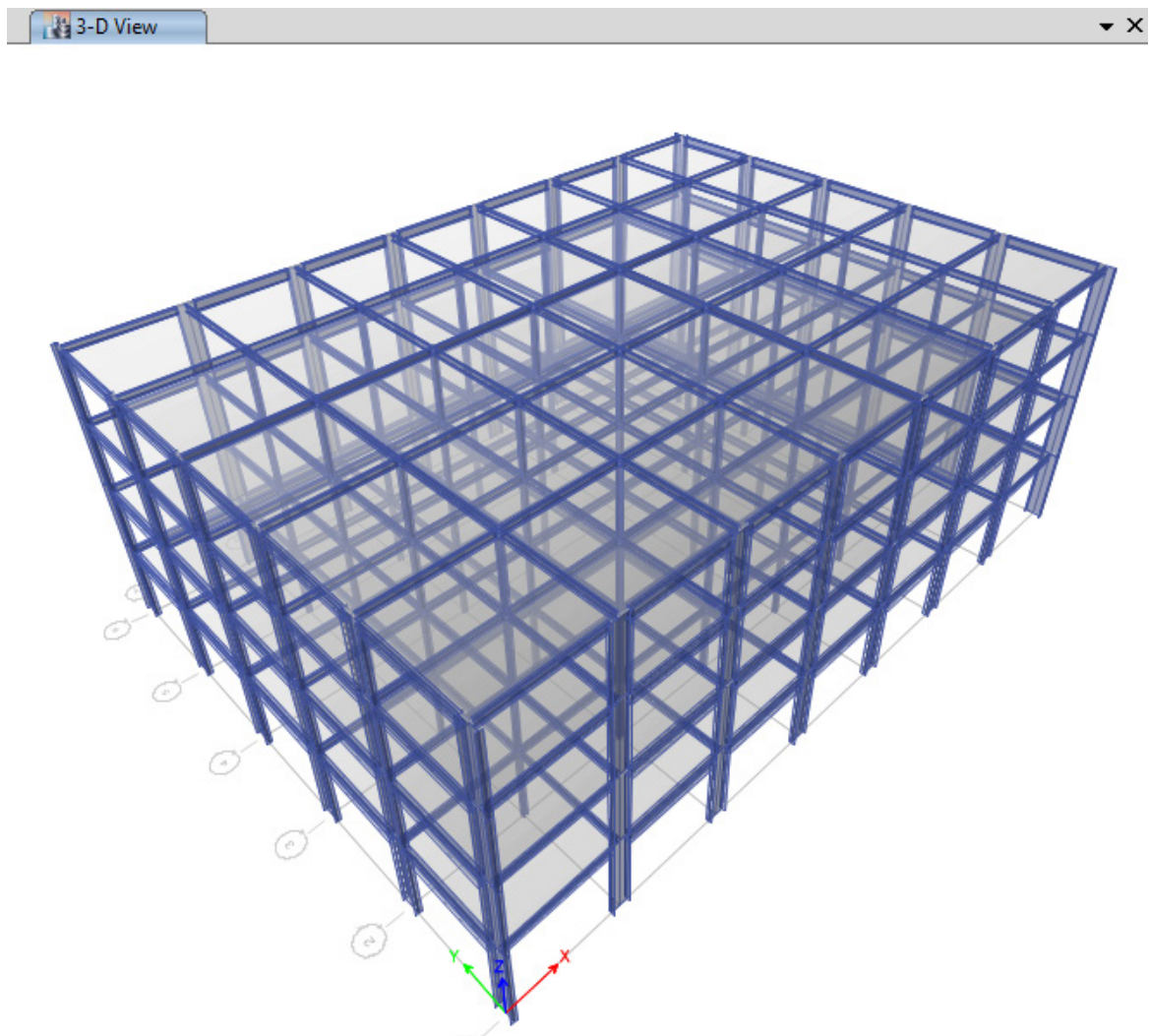
Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζεται εν συντομία ο σχεδιασμός μιας κατασκευής με βάση τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων θεωρώντας τις συνήθεις απαιτήσεις για πλάστιμα αυτή τη φορά μη φέροντα στοιχεία ($\theta_{max} = 0.75\%$). Στη συνέχεια, γίνεται η αποτίμηση της στατικής του συμπεριφοράς με τις μεθόδους που περιεγράφηκαν στο τρίτο κεφάλαιο και στο τέλος επιχειρείται ο ανασχεδιασμός του μέσω του πλαισίου των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής.

Στο έκτο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται ορισμένα συμπεράσματα που εξήχθησαν από τα προηγούμενα αποτελέσματα.

2 Αρχικός Σχεδιασμός Βάσει των Ευρωκωδίκων

2.1 Γεωμετρία κτιρίου

Η κατασκευή που μελετάται στη συγκεκριμένη μεταπτυχιακή εργασία είναι ένα τετραώροφο μεταλλικό κτίριο διαστάσεων (30m)x(42m). Στη διαμήκη διεύθυνσή του έχει 7 ανοίγματα των 6.0m, ενώ στην εγκάρσια έχει 5 ανοίγματα των 6.0m. Ο πρώτος όροφος έχει ύψος 4.5m, ενώ ο καθένας από τους υπόλοιπους τρεις 4.0m κι επομένως, το συνολικό ύψος του κτηρίου είναι 16.5m. Διευκρινίζεται πως το ύψος κάθε ορόφου μετριέται από τα κέντρα βάρους των δοκών, ενώ οι αποστάσεις των ανοιγμάτων μετριοούνται από τα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων. Επιπλέον, τα υποστυλώματα του ισογείου θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους.



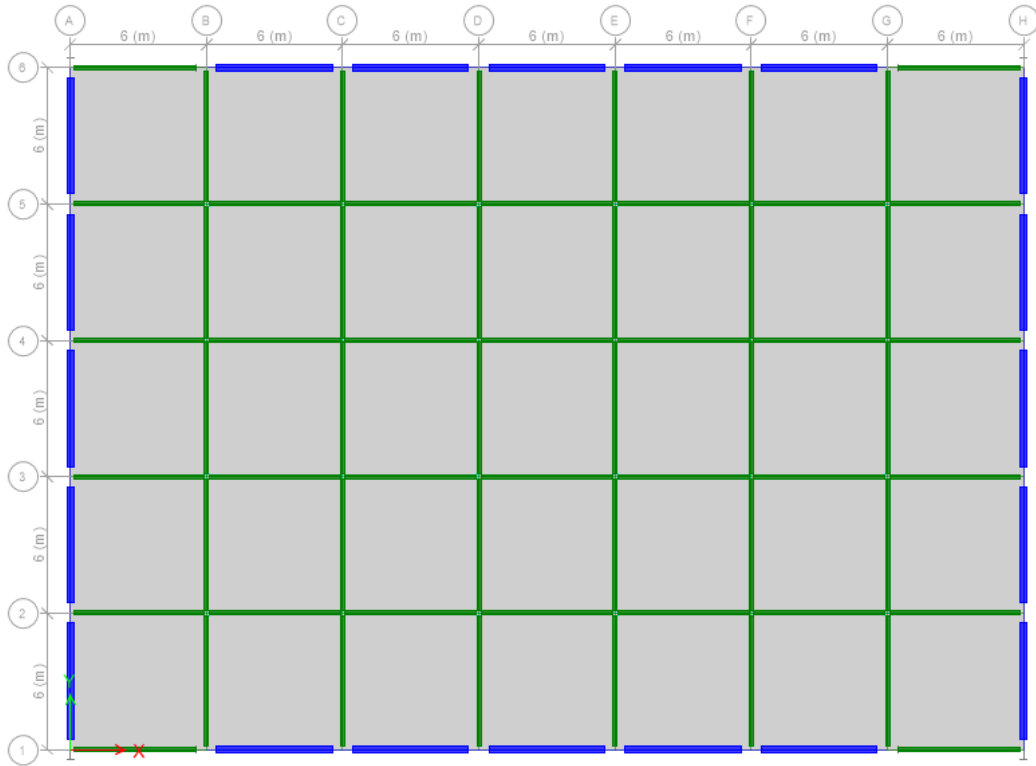
Σχήμα 2.1: Τριδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής. Τα ανοίγματα είναι 6.0m και το ύψος ορόφου 4.5m για τον πρώτο όροφο και 4.0m για τους ανώτερους.

2.2 Στατικό σύστημα

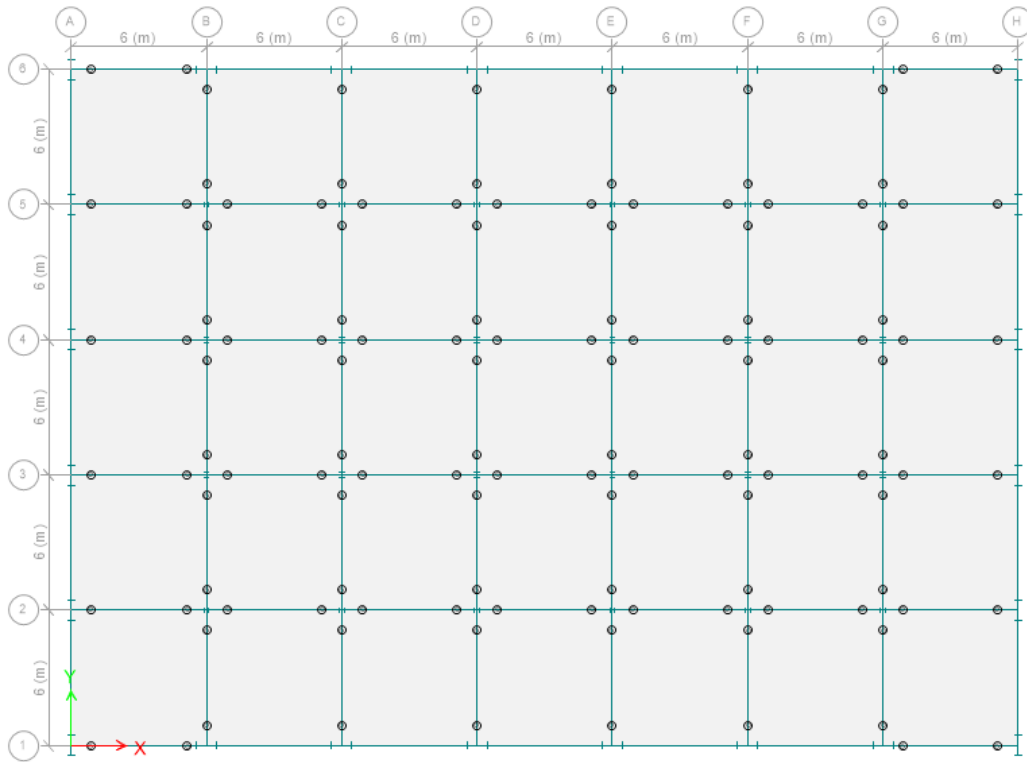
Οι σεισμικές δράσεις παραλαμβάνονται από τα περιφερειακά πλαίσια παραλαβής ροπών (MRF : Moment Resisting Frames, EN1998-1/§6.3.1(1)P), κάθε ένα από τα οποία έχει πέντε ανοίγματα των 6.0m. Συνολικά τα πλαίσια αυτά είναι τέσσερα, δύο ανά κάθε κύρια διεύθυνση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2. Όλες οι υπόλοιπες συνδέσεις θεωρούνται αρθρωτές (διατμητικές) κι επομένως όλες οι δοκοί που δεν ανήκουν στα παραπάνω πλαίσια είναι αμφιαρθρωτές (Δοκοί Βαρύτητας) και μαζί με τα εσωτερικά υποστυλώματα (Υποστυλώματα Βαρύτητας) θεωρείται ότι παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Στα επόμενα σχήματα φαίνονται οι αρθρωτές συνδέσεις, τα ακραία πλαίσια ροπής όπως επίσης και η διάταξη των υποστυλωμάτων τους (Εξωτερικά Υποστυλώματα) κατά τον ισχυρό τους άξονα σε κάθε διεύθυνση για την καλύτερη λειτουργία τους στην ανάληψη της σεισμικής έντασης. Τα εσωτερικά υποστυλώματα των σειρών 5 και 2 έχουν τον ισχυρό τους άξονα στην εγκάρσια διεύθυνση (Σχήμα 2.3), ενώ τα εκείνα των σειρών 3 και 4 έχουν τον ισχυρό τους άξονα στη διαμήκη διεύθυνση. Θα μπορούσαν να έχουν όλα τον ισχυρό τους άξονα σε μια διεύθυνση, οπότε και θα προέκυπταν μικροδιαφορές στον υπολογισμό των δύο πρώτων μεταφορικών ιδιοπεριόδων, όπως επίσης και των δύο επόμενων μη στρεπτικών κ.ο.κ.

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται οι όψεις των περιφερειακών πλαισίων στη διαμήκη διεύθυνση (x) και στην εγκάρσια (y). Στο Σχήμα 2.4 όπου φαίνεται η διαμήκης διεύθυνση είναι εμφανές πως οι ακραίες δοκοί είναι αμφιαρθρωτές σε όλους τους ορόφους ώστε να μόνο τα ενδιάμεσα ανοίγματα να συμμετέχουν στο πλαίσιο παραλαβής οριζόντιων φορτίσεων. Στο Σχήμα 2.5 και στην εγκάρσια διεύθυνση δεν τίθεται τέτοιο θέμα, αφού υπάρχουν μόνο πέντε ανοίγματα, οι δοκοί των οποίων (Εξωτερικές Δοκοί) συνδέονται με τα υποστυλώματα με συνδέσεις ροπής.

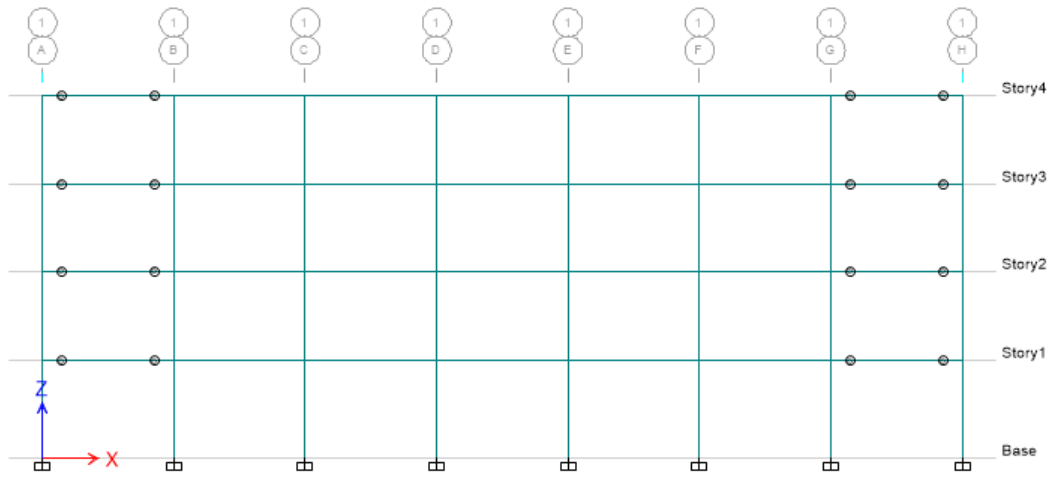
Αποφασίστηκε για απλοποίηση και μεγαλύτερη ταχύτητα της επαναληπτικής διαδικασίας σχεδιασμού – ανάλυσης τα υποστυλώματα των περιφερειακών πλαισίων να έχουν την ίδια διατομή σε όλους τους ορόφους. Θα μπορούσε για παράδειγμα να γίνεται αλλαγή της διατομής τους (splice) στο μέσον περίπου του υποστυλώματος του τρίτου ορόφου ($h=10.5m$) ή στο μέσον κάποιου άλλου ορόφου, αφού οι αξονικές δυνάμεις είναι αρκετά μικρότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες στη βάση του υποστυλώματος του ισογείου. Το μέσον ή γενικότερα κάποια ενδιάμεση θέση μεταξύ δύο διαφραγμάτων είναι βολική – συνηθέστερη θέση και για κατασκευαστικούς λόγους (ευκολία σύνδεσης) και λόγω «ηπιότερων» εντατικών μεγεθών.



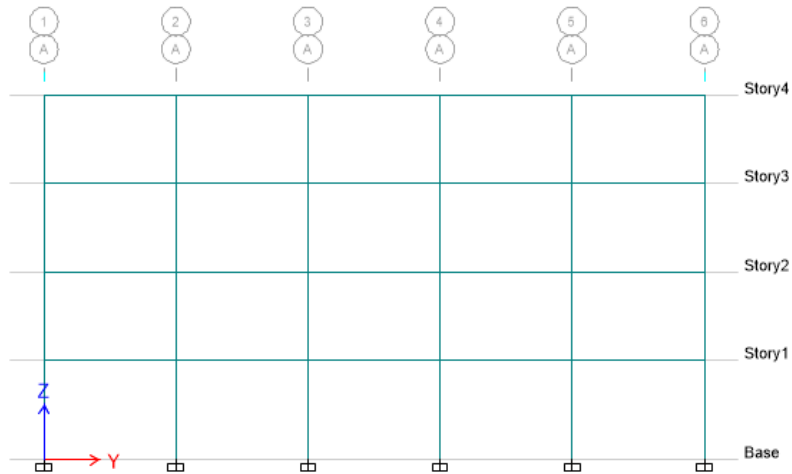
Σχήμα 2.2: Κάτοψη τυπικού (4^{ου}) ορόφου
Πλαίσια παραλαβής ροπών (μπλε χρώμα) – Πλαίσια βαρύτητας (πράσινο χρώμα).



Σχήμα 2.3: Κάτοψη τυπικού (4^{ου}) ορόφου – Διατμητικές συνδέσεις.

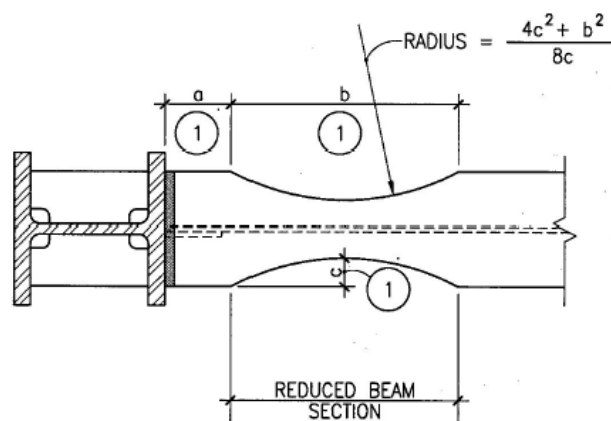


Σχήμα 2.4: Όψη πλαισίου παραλαβής ροπών στη διαμήκη διεύθυνση (x).



Σχήμα 2.5: Όψη πλαισίου παραλαβής ροπών στην εγκάρσια διεύθυνση (y).

Όσον αφορά στις δοκούς των ίδιων πλαισίων (εξωτερικές δοκοί), θα γίνεται μία επιλογή διατομής για τις δοκούς του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου κι άλλη μία για τις δοκούς του 3^{ου} και του 4^{ου}. Αξίζει να αναφερθεί εδώ πως οι συγκεκριμένες δοκοί συνδέονται με τα υποστρώματα με συνδέσεις μειωμένης διατομής δοκού (RBS : Reduced Beam Sections), όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.6.



Σχήμα 2.6: Σύνδεση μειωμένης διατομής δοκού (RBS) όπου $a = 0.625b_f$, $b = 0.75d_b$, $c = 0.25b_f$.

2.3 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμπεριφοράς

Οι φορείς σε σεισμικές περιοχές σχεδιάζονται και κατασκευάζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να καλύπτονται με ικανοποιητική αξιοπιστία οι ακόλουθες απαιτήσεις (EN1998-1/§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 παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με:

α) την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, $P_{NCR} = 10\%$, σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς, $T_{NCR} = 475$ έτη. 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 :

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1-P_R)} = -\frac{50}{\ln(1-0.1)} = 475 \text{έτη} \quad (2.1)$$

Επομένως, για δεδομένη T_L , η σεισμική δράση μπορεί να καθορισθεί ισοδύναμα από την μέση περίοδο επαναφοράς της, T_R , ή από την πιθανότητα υπέρβασής της P_R σε T_L έτη.

β) τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_i ώστε να ληφθεί υπόψη διαφοροποίηση αξιοπιστίας.

Για την ικανοποίηση της απαίτησης μη κατάρρευσης ελέγχεται η κατασκευή σε οριακή κατάσταση αστοχίας (§2.11).

2.3.2 Απαίτηση Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation Requirement – DLR)

Ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα 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 και περίοδο επαναφοράς, $T_{DLR} = 95$ έτη.

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1-P_R)} = -\frac{10}{\ln(1-0.1)} = 95 \text{έτη} \quad (2.2)$$

Για την ικανοποίηση της απαίτησης μη κατάρρευσης ελέγχεται η κατασκευή σε κατάσταση περιορισμού των βλαβών (§2.12).

2.4 Δράσεις

2.4.1 Κατακόρυφες Δράσεις

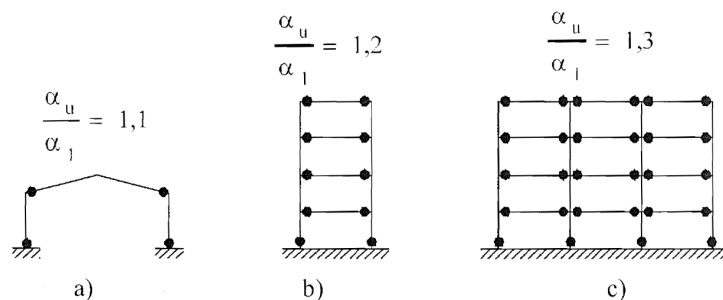
Θεωρείται πως η Κατηγορία Χρήσης του κτιρίου είναι κτίρια γραφείων, δηλαδή Κατηγορίας B (EN1991-1/Table 6.1). Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων δίνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1-1, αν και με αρκετές απλοποιήσεις. Δε λήφθηκαν υπόψη συγκεντρωμένες δράσεις αλλά μόνο ομοιόμορφα κατανεμημένες ως εξής:

1. Μόνιμο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο λόγω ιδίου βάρους των πλακών και επικαλύψεων : $g_k = 4.5kN / m^2$.
2. Κινητό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στις πλάκες (πλην οροφής) : $q_k = 3.0kN / m^2$ (EN1991-1/Table 6.2).
3. Κινητό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στην οροφή : $q = 1.0kN / m^2$, όπου γίνεται η παραδοχή ότι η οροφή είναι κατηγορίας H, δηλαδή μη προσβάσιμη εκτός από τις περιπτώσεις συντήρησης κι 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 : $a_{gR} = 0.24g$ (Εθνικό Προσάρτημα) .
2. Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης τύπου 1 (EN1998-1/Figure 3.1).
3. Κατηγορία εδάφους B. Επομένως, είναι : $S = 1.2$, $T_B = 0.15s$, $T_C = 0.5s$, $T_D = 2.0s$ (EN1998-1/Table 3.2). Αν και στο ελληνικό εθνικό προσάρτημα προβλέπεται $T_D = 2.5s$ (Πίνακας 3), εδώ επιλέγεται η τιμή 2.0s 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 (≥ 2) και πολλών ανοιγμάτων (≥ 2) όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα (EN1998-1/Figure 6.1) .



Σχήμα 2.7: Περιοχές πλαστικών αρθρώσεων («καταστροφής» ενέργειας) και τιμές για α_u/α_1 .

2.5 Συνδυασμοί Δράσεων

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Για τις καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια γίνεται ο εξής έλεγχος:

$$1.35G + 1.50Q \quad (2.3)$$

Για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού γίνεται ο εξής έλεγχος:

$$G + 0.3Q + E \quad (2.4)$$

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Γίνεται ο ακόλουθος έλεγχος:

$$G + Q \quad (2.5)$$

2.6 Προκαταρκτικός σχεδιασμός στοιχείων βαρύτητας

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,

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

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

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

2.6.1.1 Έλεγχος βελών

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

$$g + q = 20.25 + 13.50 = 33.75 \text{ kN/m} \quad (2.6)$$

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

$$f = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} \quad (2.7)$$

Λύνοντας ως προς τη ροπή αδράνειας J της διατομής προκύπτει :

$$J = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot \frac{l}{300}} = \frac{5 \cdot 300 \cdot p \cdot l^3}{384 \cdot E} \quad (2.8)$$

όπου αντικαταστάθηκε το βέλος f με το μέγιστο επιτρεπόμενο $f = \frac{l}{300}$.

Κάνοντας τις πράξεις δίνεται η ελάχιστη απαιτούμενη ροπή αδράνειας:

$$J = \frac{1500 \cdot 33.75 \cdot 6^3}{384 \cdot 210000000} = 0.00013560m^4 = 13560cm^4 \quad (2.9)$$

Ο περιορισμός αυτός ικανοποιείται από τη διατομή IPE360 ($J_y = 16270cm^4$).

2.6.1.2 Έλεγχος ροπής αντίστασης

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

$$1.35g + 1.50q = 1.35 \cdot 20.25 + 1.50 \cdot 13.50 = 47.59 kN/m \quad (2.10)$$

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

$$M_{sd} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{47.59 \cdot 6^2}{8} = 214.16 kNm \quad (2.11)$$

Πρέπει :

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \therefore W_{pl,y} \cdot f_y \geq M_{Ed} \therefore W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed}}{f_y} = \frac{214.16}{355000} \quad (2.12)$$

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

Η ελάχιστη απαιτούμενη διατομή είναι η IPE300 ($W_{pl,y} = 628.4cm^3$). Επιλέγεται λοιπόν, μετά από τους ελέγχους βελών και ροπής αντίστασης η διατομή IPE360 για όλες τις δοκούς βαρύτητας.

2.6.2 Υποστυλώματα βαρύτητας

Αρχικώς πρέπει να γίνει ο ικανοτικός έλεγχος σε όλους τους κόμβους σύμφωνα με τη σχέση:

$$\sum W_{pl,columns} \geq 1.3 \sum W_{pl,beams} \quad (2.13)$$

ο οποίος όμως στη συγκεκριμένη περίπτωση δεν είναι απαραίτητος, καθώς οι συνδέσεις είναι αρθρώσεις. Η συνθήκη όμως αυτή ελέγχεται αυτόματα στους κόμβους των πλαισίων παραλαβής ροπών από το πρόγραμμα Etabs2015.

Στη συνέχεια θα γίνει έλεγχος αντοχής διατομής σε κεντρική θλίψη για τη διατομή HEB220. Αρχικά επιλέχθηκε μια τυχαία διατομή και μετά από επαναλήψεις της διαδικασίας που ακολουθεί επιλέχθηκε η συγκεκριμένη ως βέλτιστη. Η επιφάνεια επιρροής κάθε υποστυλώματος είναι $A = 6 \cdot 6 = 36\text{m}^2$.

Τα φορτία ανά όροφο που ασκούνται σε υποστύλωμα είναι :

- Λόγω ιδίου βάρους μονίμων : $G_1 = 36 \cdot 4.5 = 162 \text{ kN/όροφο}$
- Λόγω ιδίου βάρους σκελετού: $G_2 \approx 10 \text{ kN/όροφο}$
- Λόγω κινητών φορτίων : $Q = 36 \cdot 3 = 108 \text{ kN/όροφο και}$
 $Q = 36 \cdot 1 = 36 \text{ kN στην οροφή}$

Για $G = G_1 + G_2 = 162 + 10 = 172 \text{ kN/όροφο}$, $Q = 108 \text{ kN/όροφο}$ και $Q = 36 \text{ kN}$ στην οροφή έχουμε:

$$P_{sd} = 1.35G + 1.50Q = 1.35 \cdot 172 + 1.50 \cdot 108 = 394.2 \text{ kN/όροφο και}$$

$$P_{sd} = 1.35G + 1.50Q = 1.35 \cdot 172 + 1.50 \cdot 36 = 286.2 \text{ kN στην οροφή.}$$

Στο ισόγειο επομένως είναι $P_{sd} = 3 \cdot 394.2 + 286.2 = 1468.8 \text{ kN}$.

Η λυγηρότητα του υποστυλώματος για μήκος λυγισμού ίσο με το μήκος $L_{cr} = 4.5\text{m}$ είναι :

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i_z} = \frac{450}{5.59} = 80.5 \quad (2.14)$$

Η λυγηρότητα Euler είναι :

$$\lambda_1 = 93.9 \sqrt{\frac{235}{355}} = 93.9 \cdot 0.814 = 76.4 \quad (2.15)$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα είναι:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{80.5}{76.4} = 1.054 \quad (2.16)$$

Για τη διατομή HEB220 έχουμε $\frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1.0 < 1.2$ και $t_f = 16\text{mm} < 100\text{mm}$.

Επομένως, η διατομή για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα z-z θα χρησιμοποιήσουμε την καμπύλη b , απ' την οποία για ανηγμένη λυγηρότητα ίση με 1.054 παίρνουμε $\chi \approx 0.56$. Η αξονική αντοχή του υποστυλώματος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό είναι μεγαλύτερη από τη δύναμη σχεδιασμού :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.56 \cdot 91.04 \cdot 35.5}{1.00} = 1809.9\text{kN} > 1468.8\text{kN} = N_{Ed} \quad (2.17)$$

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 διδιάστατο προσομοίωμα ή τριδιάστατο 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 και σε κάτοψη και σε ύψος, καθώς ικανοποιεί όλα τα απαραίτητα κριτήρια. Θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί λοιπόν, μόνο ένα 2D προσομοίωμα και για τις δυο διευθύνσεις και να γίνει ανάλυση οριζόντιας φόρτισης. Για λόγους πληρότητας θα χρησιμοποιηθεί κι ένα 3D προσομοίωμα όπου θα γίνει ιδιομορφική φασματική ανάλυση με συντελεστή συμπεριφοράς όμως ίσο με την τιμή αναφοράς, δηλαδή $q = 6.5$. Συγκεντρωτικά λοιπόν, είναι:

Πίνακας 2.2: Προσομοιώματα, μέθοδοι ανάλυσης, συντελεστές συμπεριφοράς και λογισμικό στατικών αναλύσεων που χρησιμοποιούνται.

Προσομοίωμα	Μέθοδος ανάλυσης	Συντελεστής συμπεριφοράς	Λογισμικό στατικών αναλύσεων
Επίπεδο (2D)	Ανάλυση οριζόντιας φόρτισης	6.5	Opensees
Χωρικό (3D)	Ιδιομορφική ανάλυση φασματικής απόκρισης	6.5	Etabs2015

Τα σχήματα που παρουσιάζονται προέρχονται όλα από το Etabs2015, ακόμα και για το 2D προσομοίωμα, καθώς είναι πιο εποπτικά από τα αντίστοιχα του Opensees.

2.8 Προσομοιώματα

2.8.1 2D προσομοίωμα (Opensees)

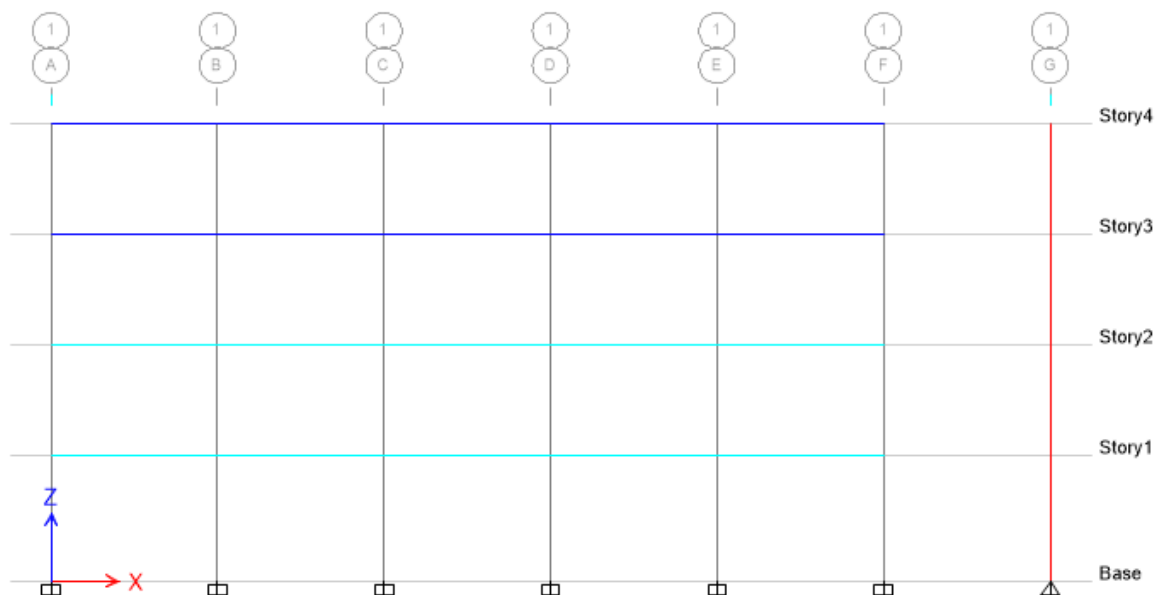
Και για τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου θα χρησιμοποιηθεί ένα κοινό διδιάστατο προσομοίωμα έξι ανοιγμάτων όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8 και προτείνεται από τη FEMA. Στο σχήμα φαίνονται οι δοκοί του 1^{ου} και του 2^{ου} ορόφου με γαλάζιο χρώμα (έχουν την ίδια διατομή και από εδώ και στο εξής θα αναφέρονται ως εξωτερικές δοκοί «12»), οι δοκοί του 3^{ου} και του 4^{ου} ορόφου με μπλε χρώμα (έχουν κι αυτές κοινή μεταξύ τους διατομή και από εδώ και στο εξής θα αναφέρονται ως εξωτερικές δοκοί «34») και οι 6 πρώτες σειρές υποστυλωμάτων με γκρίζο χρώμα (κοινή διατομή σε όλους τους ορόφους και θα αναφέρονται ως εξωτερικά υποστυλώματα).

Είναι εμφανές ότι στο προσομοίωμα υπάρχει και μια έβδομη σειρά υποστυλωμάτων με άρθρωση στη βάση (θεμελίωση) και με κόκκινο χρώμα. Τα υποστυλώματα αυτά τοποθετούνται για να λάβουν υπόψη τους τα καθολικά φαινόμενα δευτέρας τάξεως ή φαινόμενα «P-Δ» κι έχουν γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά (διατομή, ροπές αδράνειας) ίσα με το ημιάθροισμα των αντίστοιχων χαρακτηριστικών των υποστυλωμάτων βαρύτητας (HEB220) ανά όροφο (από εδώ και στο εξής θα αναφέρονται ως υποστυλώματα «P-Δ»). Το ημιάθροισμα προκύπτει από το γεγονός ότι υπάρχουν δύο πλαίσια παραλαβής ροπών ανά κατεύθυνση. Για τη σύνδεση του πλαισίου παραλαβής ροπών με τα υποστυλώματα «P-Δ» επιβάλλεται ένας περιορισμός κοινής μετατόπισης όλων των κόμβων του κάθε ορόφου. Πρόκειται ουσιαστικά για το ισοδύναμο της διαφραγματικής λειτουργίας στο διδιάστατο μοντέλο.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.9, για σεισμική διέγερση κατά τη διαμήκη διεύθυνση (x) η μισή μάζα του κτιρίου αντιστοιχεί στο κάτω πλαίσιο και η άλλη μισή στο πάνω πλαίσιο. Οι επιφάνειες επιρροής A_1 και A_2 υπολογίζονται ως εξής:

$$A_1 = 6 \cdot 6 / 2 = 18\text{m}^2, A_2 = 15 \cdot 42 - 6 \cdot A_1 = 630 - 6 \cdot 18 = 522\text{m}^2.$$

Στην κορυφή των εξωτερικών υποστυλωμάτων κάθε ορόφου ασκείται ένα συγκεντρωμένο φορτίο που αντιστοιχεί στα φορτία της επιφάνειας επιρροή A_1 , ενώ τα



Σχήμα 2.8: Απλοποιημένο 2D-προσομοίωμα.

φορτία της επιφάνειας επιρροής A_2 ασκούνται ως συγκεντρωμένα φορτία στα υποστυλώματα «P-Δ» κάθε ορόφου για να ληφθούν υπόψη τα καθολικά φαινόμενα P-Δ. Από τα φορτία αυτά υπολογίζονται και οι αντίστοιχες μάζες.

Για τα στοιχεία των πλαισίων παραλαβής ροπών επιλέγονται οι επόμενες διατομές ως εξής):

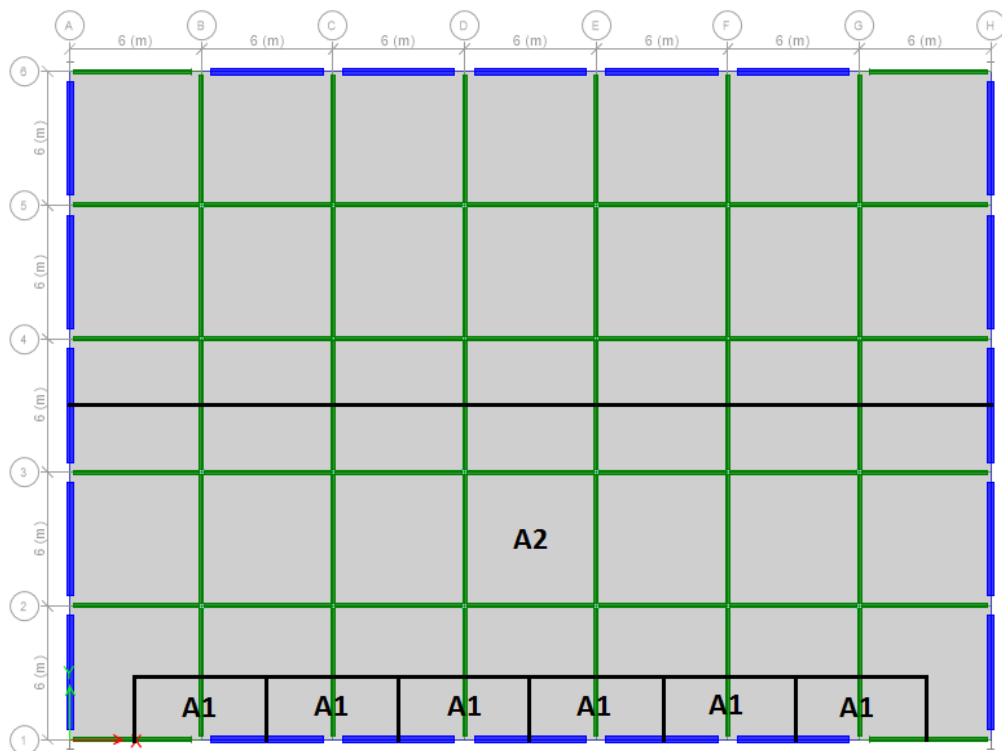
1. Για τα εξωτερικά υποστυλώματα τους ορόφους επιλέγεται η διατομή HEB900.
2. Για τις δοκούς του πρώτου και δευτέρου ορόφου (εξωτερικές δοκοί «12») επιλέγεται η διατομή HEA550.
3. Για τις δοκούς του τρίτου και τέταρτου ορόφου (εξωτερικές δοκοί «34») επιλέγεται η διατομή IPE550.

Ο Πίνακας 2.1 παρουσιάζει όλες τις διατομές του κτιρίου.

Πίνακας 2.3: Διατομές των δοκών και υποστυλωμάτων.

Πλαίσιο	Όροφος	1	2	3	4
Παραλαβής Ροπών	Δοκοί	HEA550	HEA550	IPE550	IPE550
	Υποστυλώματα	HEB900	HEB900	HEB900	HEB900
Βαρύτητας	Δοκοί	IPE360	IPE360	IPE360	IPE360
	Υποστυλώματα	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220

Ουσιαστικά οι παραπάνω επιλογές προέκυψαν μετά από επαναληπτική διαδικασία σχεδιασμού και ανάλυσης ώστε να ικανοποιούνται οι περιορισμοί του ικανοτικού σχεδιασμού των κόμβων, της επάρκειας των διατομών στα εντατικά μεγέθη των διαφόρων συνδυασμών φορτίσεως και της απαίτησης περιορισμού των βλαβών (DLR).



Σχήμα 2.9: Επιφάνειες επιρροής

2.8.2 3D προσομοίωμα (Etabs2015)

Το τριδιάστατο προσομοίωμα έγινε στο λογισμικό στατικών αναλύσεων Etabs2015 (Σχήμα 2.1). Οι διατομές που χρησιμοποιούνται είναι οι ίδιες με τις προηγούμενες για τα στοιχεία των πλαισίων παραλαβής ροπών και για τα στοιχεία βαρύτητας. Το συγκεκριμένο προσομοίωμα χρησιμοποιείται για τον ακριβέστερο έλεγχο επάρκειας των διατομών και των μελών και για τον έλεγχο του ικανοτικού σχεδιασμού των κόμβων.

2.8.3 Υπολογισμός μαζών

Οι μάζες λόγω των ιδίων βαρών των γραμμικών στοιχείων της κατασκευής δίνονται στον Πίνακα 2.4. Στον τέταρτο όροφο γίνεται η παραδοχή πως η μάζα του άνω μισού των υποστυλωμάτων ταλαντώνεται με το διάφραγμα του τετάρτου ορόφου (γι' αυτό και θεωρείται μήκος ίσο με 2m) και το κάτω μισό αντιστοιχεί στο διάφραγμα του τρίτου ορόφου. Με τον ίδιο τρόπο προκύπτουν και τα μήκη των υποστυλωμάτων στο δεύτερο και τρίτο όροφο, ενώ υπολογίζεται μήκος υποστυλωμάτων ίσο με $(4+4.5)/2 = 4.25\text{m}$ στον πρώτο όροφο.

Πίνακας 2.4: Υπολογισμός μαζών πλαισίου ανά όροφο

Στοιχεία	Πλαισίων ροπής						Βαρύτητας				
	HEB900		HEA550		IPE550		HEB220		IPE360		Άθροισμα
Μάζα/Μήκος (Mgr/m)	0.291		0.166		0.106		0.0715		0.0571		
Ποσότητα ανά όροφο	24		20		20		24		62		
Όροφος	Μήκος (m)	G_{frame} (Mgr)	Μήκος (m)	G_{frame} (Mgr)	Μήκος (m)	G_{frame} (Mgr)	Μήκος (m)	G_{frame} (Mgr)	Μήκος (m)	G_{frame} (Mgr)	G_{frame} (Mgr)
4	2	13.97	-	-	6	12.72	2	3.43	6	21.24	51.36
3	4	27.94	-	-	6	12.72	4	6.86	6	21.24	68.76
2	4	27.94	6	19.92	-	-	4	6.86	6	21.24	75.96
1	4.25	29.68	6	19.92	-	-	4.25	7.29	6	21.24	78.14
Άθροισμα	14.25	99.52	12	39.84	12	25.44	14.25	24.45	24	84.96	274.22

Στη συνέχεια δίνεται ο Πίνακας 2.5 με τον υπολογισμό των μαζών για το σεισμικό συνδυασμό φορτίσεως $G+0.3Q+E$, οι οποίες χρησιμοποιούνται και για την ιδιομορφική ανάλυση. Σε αυτό το σημείο πρέπει να αναφερθεί ότι ο Ευρωκώδικας 8 προτείνει οι μάζες της κατασκευής να προκύπτουν από το συνδυασμό $G+\psi_E \cdot Q$, όπου ο συντελεστής ψ_E είναι ο συντελεστής συνδυασμού και λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα τα μεταβλητά φορτία q να μην είναι παρόντα σ' ολόκληρο το φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού όπως επίσης και τη μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη στερεάς σύνδεσής τους (EN1998-1/§3.2.4). Είναι $\psi_E \cdot Q = \varphi \cdot \psi_2$, όπου το ψ_2 ισούται με 0.3 (EN1998-1/§4.2.4). Θα προέκυπταν λοιπόν ψ_E ίσοι με 0.15 για τους τρεις πρώτους ορόφους εάν δεν είχαν συσχετισμένες χρήσεις και 0.24 εάν είχαν συσχετισμένες, ενώ για την οροφή ο συντελεστής συνδυασμού θα ήταν ίσος με 0.3, λόγω των διαφορετικών τιμών του φ . Απλοποιητικά λήφθηκε υπόψη $\psi_E = 0.3$. Ο Πίνακας 2.6 περιέχει τις μάζες του διδιάστατου προσομοιώματος, ουσιαστικά είναι οι μισές του αντίστοιχου τριδιάστατου,

και το συνολικό αθροιστικό κατακόρυφο φορτίο σε κάθε όροφο, το οποίο θα χρειαστεί στον έλεγχο των καθολικών φαινομένων Ρ-Δ.

Πίνακας 2.5: Υπολογισμός Μαζών.

Όροφος	G_{frame} (Mgr)	G (kN/m ²)	MassG (Mgr)	Q (kN/m ²)	MassQ (Mgr)	0.3 MassQ (Mgr)	G+0.3Q ¹ (Mgr)
4	51.36	4.5	577.98	1	128.44	38.53	667.87
3	68.76	4.5	577.98	3	385.32	115.60	762.34
2	75.96	4.5	577.98	3	385.32	115.60	769.54
1	78.14	4.5	577.98	3	385.32	115.60	771.71
Άθροισμα	274.22		2311.93		1284.40	385.32	2971.47

Πίνακας 2.6: Υπολογισμός Μαζών 2D και 3D προσομοιωμάτων.

Όροφος	3D		2D	
	G+0.3Q (Mgr)	G+0.3Q (Mgr)	Φορτία Βαρύτητας (kN)	Αθροιστικά Φορτία Βαρύτητας (kN)
4	667.87	333.94	3275.93	3275.93
3	762.34	381.17	3739.27	7015.20
2	769.54	384.77	3774.59	10789.79
1	771.71	385.86	3785.26	14575.05
Άθροισμα	2971.47	1485.73	14575.05	

2.8.4 Υπολογισμός πλαστικών ροπών αντοχής δοκών με RBS

Η πλαστική ροπή αντίστασης των διατομών των δοκών των περιμετρικών πλαισίων παραλαβής ροπών δεν αντιστοιχεί σε όλη τη διατομή, αλλά στην απομειωμένη λόγω των συνδέσεων RBS και υπολογίζεται ως εξής:

$$W_{y,pl}^{RBS} = W_{y,pl} - 2 \cdot c \cdot t_f \cdot (h - t_f) \quad (2.18)$$

Για τις διατομές HEA550 και IPE550 οι πλαστικές ροπές αντίστασης και οι αντίστοιχες πλαστικές ροπές αντοχής υπολογίζονται ως εξής :

$$W_{pl,RBS,y}^{HEA550} = 4622 - 2 \cdot 0.25 \cdot 30 \cdot 2.4 \cdot (54 - 2.4) = 2764.4 \text{ cm}^3 \quad (2.19)$$

$$W_{pl,RBS,y}^{IPE550} = 2787 - 2 \cdot 0.25 \cdot 21 \cdot 1.72 \cdot (55 - 1.72) = 1824.8 \text{ cm}^3 \quad (2.20)$$

$$M_{pl,RBS,y}^{HEA550} = W_{pl,RBS,y}^{HEA550} \cdot f_y = 2764.4 \cdot 35.5 = 98136.2 \text{ kNcm} = 981.4 \text{ kNm} \quad (2.21)$$

$$M_{pl,RBS,y}^{IPE550} = W_{pl,RBS,y}^{IPE550} \cdot f_y = 1824.8 \cdot 35.5 = 64780.4 \text{ kNcm} = 647.8 \text{ kNm} \quad (2.22)$$

¹ Στο συνδυασμό G+0.3Q, το G περιλαμβάνει και το G_{frame}

2.9 Μέθοδος ανάλυσης

2.9.1 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης – 2D προσομοίωμα (Opensees)

Για το διδιάστατο προσομοίωμα η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται είναι η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (EN1998-1/§4.3.3.2 + Table 4.1, ELF = Equivalent Lateral Force Method). Στον ΕΑΚ2003 αναφερόταν ως απλοποιημένη φασματική ή ισοδύναμη στατική. Η μέθοδος εφαρμόζεται για κτίρια των οποίων η σεισμική απόκριση σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή (EN1998-1/4.3.3.2.1). Θεωρείται ότι η παραπάνω συνθήκη ικανοποιείται εφόσον ισχύουν και οι δύο ακόλουθες προϋποθέσεις :

- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος σε κάθε κύρια διεύθυνση είναι: $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2.0s \end{cases}$
- Ικανοποιούν τα κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος.

Στην παρούσα περίπτωση έχουμε $T_1 = 0.839s$ και στις δύο κύριες διευθύνσεις που ικανοποιούν τον πρώτο περιορισμό, αφού για Έδαφος Κατηγορίας Β είναι $T_c = 0.5s$, ενώ ικανοποιούνται και όλα τα κριτήρια κανονικότητας σε όψη (EN1998-1/4.2.3.3).

Τέμνουσα Δύναμη Βάσης

Η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης σε κάθε κύρια διεύθυνση προκύπτει από τον ακόλουθο τύπο (EN1998-1/4.3.3.2.2):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda, \quad (2.23)$$

όπου :

$S_d(T_1)$ είναι η επιτάχυνση σχεδιασμού που προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού για ιδιοπερίοδο T_1

T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση

m είναι η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης που αντιστοιχεί στο συνδυασμό $G + 0.3Q$

λ είναι ο συντελεστής διόρθωσης, ο οποίος ισούται με

- $\lambda = 0.85$ εάν $T_1 \leq 2 \cdot T_c = 2 \cdot 0.5 = 1.0s$ και το κτίριο έχει πάνω από δύο ορόφους,
- $\lambda = 1.0$ σε κάθε άλλη περίπτωση.

Ο συντελεστής λ εκφράζει το γεγονός ότι σε κτίρια με τουλάχιστον τρεις ορόφους και μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας σε κάθε οριζόντια διεύθυνση, η δρώσα ιδιομορφική μάζα της 1^{ης} θεμελιώδους ιδιομορφής είναι μικρότερη, κατά 15% κατά μέσον όρο, από τη συνολική μάζα του κτιρίου.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T_1 για κάθε κύρια διεύθυνση λαμβάνεται από ιδιομορφική ανάλυση. Ο Ευρωκώδικας 8 προσφέρει έναν απλοποιητικό τύπο για κτίρια ύψους μικρότερου των 40m, ο οποίος όμως δε θα χρησιμοποιηθεί στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας. Σύμφωνα με αυτόν για ύψος κτιρίου $H = 16.5m$ και $C_i = 0.085$ για χαλύβδινα κτίρια θα ήταν :

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0.085 \cdot 16.5^{3/4} = 0.696s < 0.839s, \quad (2.24)$$

Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων

Επειδή κατά την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτει ότι οι μετατοπίσεις των ορόφων σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου έχουν σχεδόν γραμμική κατανομή σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή κάθε διεύθυνσης, για την κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων στα δύο 2D προσομοιώματα θα χρησιμοποιήσουμε τον παρακάτω τύπο (EN1998-1/4.3.3.2.3) :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}, \quad (2.25)$$

όπου :

- F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i
- F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσης για κάθε διεύθυνση
- z_i, z_j είναι τα ύψη των μαζών m_i, m_j πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (εδώ η επιφάνεια του εδάφους)
- m_i, m_j οι μάζες των ορόφων για το συνδυασμό $G+0.3Q$.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής βρίσκεται ίση με $T_1 = 0.839s$ στο Opensees και $T_1 = 0.846s$ στο 3D προσομοίωμα στο Etabs2015. Από το σημείο αυτό κι έπειτα θα χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από το Opensees για το διδιάστατο προσομοίωμα, ενώ τα αποτελέσματα που προκύπτουν από το 3D προσομοίωμα του Etabs2015 χρησιμοποιούνται στους ελέγχους επάρκειας των διατομών και των μελών της κατασκευής, αλλά και για σύγκριση με εκείνα του Opensees.

Για $0.5 < T_1 < 2.0s$, η επιτάχυνση σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής (EN1998-1/§3.2.2.5 (4)P):

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0.24g \cdot 1.2 \cdot \frac{2.5}{6.5} \left[\frac{0.5}{0.839} \right] = 0.066g \quad (2.26)$$

$$S_d(T_1) > \beta \cdot a_g = 0.2 \cdot 0.24g = 0.048g$$

Η Τέμνουσα Βάσης προκύπτει:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 0.0660 \cdot 9.81 \cdot 1485.73 \cdot 1.0 = 961.98kN^2 \quad (2.27)$$

Οι σεισμικές (αδρανειακές) δυνάμεις ανά όροφο φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 2.7: Σεισμικές δυνάμεις ανά όροφο

Όροφος	m (Mgr)	z (m)	F (kN)
4	333.9	16.5	346.7
3	381.2	12.5	299.8
2	384.8	8.5	205.8
1	385.9	4.5	109.3

² Εδώ το λ αντικαθίσταται με έναν ευρύτερο συντελεστή $\lambda = 1.0$, ο οποίος λαμβάνει υπόψη και τα στρεπτικά φαινόμενα για το 2D προσομοίωμα. Περισσότερη διερεύνηση δίνεται στο υποκεφάλαιο §2.10.3.

2.9.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης – 3D προσομοίωμα (Etabs2015)

Για το τριδιάστατο προσομοίωμα η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (EN1998-1/§4.3.3.3 + Table 4.1, 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. Περισσότερες λεπτομέρειες για τη συγκεκριμένη μέθοδο δίνονται στο υποκεφάλαιο §2.10.

Η ανάλυση αυτή θα εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν ικανοποιούν τις συνθήκες για την εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (ELF). 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 δρυσών ιδιομορφικών μαζών ανά κατεύθυνση:

Πίνακας 2.8: Έξι (6) πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης και ποσοστά δρυσών ιδιομορφικών μαζών.

Ιδιομορφή	T (s)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.846	0.793	0	0	0.793	0	0
2	0.846	0	0.793	0	0.793	0.793	0
3	0.512	0	0	0.794	0.793	0.793	0.794
4	0.248	0.147	0	0	0.940	0.793	0.794
5	0.248	0	0.147	0	0.940	0.940	0.794
6	0.151	0	0	0.146	0.940	0.940	0.940

Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων

Παρατηρείται πως μεταξύ των ιδιοπεριόδων δεν ισχύει πάντοτε η σχέση $T_j \leq 0.9 \cdot T_i$, όπου $T_j \leq T_i$ 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).

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).

2.10 Επίδραση Στρεπτικών Φαινομένων λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας

2.10.1 3D προσομοίωμα

Επειδή χρησιμοποιείται τριδιάστατο προσομοίωμα, μπορούν ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης μέσω της περιβάλλουσας στρεπτικών ροπών περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου i που προκύπτουν από τη σχέση :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i, \quad (2.28)$$

όπου :

M_{ai} είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται σε κάθε όροφο i περί τον κατακόρυφο άξονά του

e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους και ισούται με $0.05 \cdot L_i$, με το L_i να είναι ίσο με τη διάσταση του ορόφου κάθετα στην αντίστοιχη διεύθυνση της σεισμικής δράσης (EN1998-1/4.3.2(1)P)

F_i είναι η σεισμική δύναμη σε κάθε όροφο σε κάθε διεύθυνση.

Οι στρεπτικές ροπές ασκούνται σε κάθε όροφο και με θετικό και με αρνητικό πρόσημο, ομόσημα σε κάθε όροφο όμως (EN1998-1/4.3.3.3.3).

Εάν η οριζόντια δυσκαμψία και η μάζα έχουν συμμετρική κατανομή σε κάτοψη και εφόσον αν η τυχηματική εκκεντρότητα δε λαμβάνεται υπόψη με ακριβέστερη μέθοδο (π.χ. μέσω της περιβάλλουσας των στρεπτικών ροπών), οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να ληφθούν υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις των επιμέρους φερόντων στοιχείων, επί συντελεστή δ :

$$\delta = 1 + 0.6 \frac{x}{L_e}, \quad (2.29)$$

όπου :

x είναι η απόσταση του εξεταζόμενου στοιχείου από το κέντρο μάζας του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη κάθετα στη διεύθυνση της αντίστοιχης σεισμικής δράσης

L_e είναι η απόσταση μεταξύ των δύο ακραίων φερόντων στοιχείων του συστήματος ανάληψης οριζόντιων φορτίων, μετρούμενη κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης.

Στην πραγματικότητα ο συντελεστής δ εφαρμόζεται από την αρχή στην τέμνουσα βάσης.

2.10.2 2D Προσομοίωμα

Όποτε χρησιμοποιούνται για την ανάλυση δύο χωριστά διδιάστατα προσομοιώματα, οι στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να ληφθούν υπόψη μέσω του διπλασιασμού της τυχηματικής εκκεντρότητας, δηλαδή $e_{ai} = 2 \cdot 0.05 \cdot L_i = 0.10 \cdot L_i$, που αντιστοιχεί σε αντικατάσταση του 0.6 με το 1.2 στην παραπάνω σχέση του συντελεστή δ , δηλαδή:

$$\delta = 1 + 1.2 \frac{x}{L_e}, \quad (2.30)$$

Για παράδειγμα, στην παρούσα εργασία, όπου μόνο τα ακραία-περιμετρικά πλαίσια συμμετέχουν στην ανάλυση των σεισμικών δράσεων, τα εντατικά μεγέθη των ακραίων υποστυλωμάτων των περιμετρικών πλαισίων θα έπρεπε να πολλαπλασιαστούν με το συντελεστή:

- $\delta = 1 + 0.6 \frac{15}{42} = 1.214$ για 3D προσομοίωμα και πιο δυσμενώς
 - $\delta = 1 + 1.2 \frac{15}{42} = 1.429$ για 2D προσομοίωμα για σεισμική διέγερση κατά x
 - $\delta = 1 + 0.6 \frac{15}{30} = 1.3$ για 3D προσομοίωμα και πιο δυσμενώς
- $\delta = 1 + 1.2 \frac{15}{30} = 1.6$ για 2D προσομοίωμα για σεισμική διέγερση κατά y.

Πίνακας 2.9: Συντελεστές δ ανά κατεύθυνση και προσομοίωμα.

Προσομοίωμα	Σεισμική διέγερση κατά x	Σεισμική διέγερση κατά y
Χωρικό (3D)	1.214	1.3
Επίπεδο (2D)	1.429	1.6

2.10.3 Συντελεστής Λ

Αυτό που παρατηρείται στον υπολογισμό της Τέμνουσας Βάσης είναι μια ασυνέχεια-ασυνέπεια λόγω αφενός του λ που αλλάζει από 0.85 σε 1.00 μόλις η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ανά κατεύθυνση ξεπεράσει την τιμή του 1.0s, γεγονός που επηρεάζει το σχεδιασμό άμεσα, γιατί οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι είναι κοντά στην περιοχή του 1.0s, αφετέρου λόγω του συντελεστή δ , ο οποίος φαίνεται να την αυξάνει υπερβολικά. Στη συνέχεια θα γίνει προσπάθεια να αποδειχθεί ότι η επιρροή αυτών των δύο συντελεστών λ και δ αναιρείται ή μπορεί να αντικατασταθεί με έναν ισοδύναμο συντελεστή, εφόσον γίνει ιδιομορφική φασματική ανάλυση. Τονίζεται πως η συγκεκριμένη διερεύνηση ισχύει μόνο για το συγκεκριμένο φορέα. Από το σημείο αυτό και στο εξής ορίζεται (αυθαίρετα) ένας ενιαίος συντελεστής $\Lambda = \lambda \cdot \delta$ ώστε να ληφθούν συνδυαστικά υπόψη οι επιρροές των φαινομένων που αναλύθηκαν προηγουμένως και εκφράζονται μέσω των λ και δ . Εξετάζουμε την περίπτωση της κύριας σεισμικής διέγερσης κατά τη διεύθυνση x με όλους τους αντίστοιχους συνδυασμούς.

Τέμνουσα Βάσης

Παρατηρείται πως για μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (ELF) με $\lambda = 0.85$ η Τέμνουσα Βάσης είναι σχεδόν ίδια με την τιμή της πλήρους φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης (MRSA) και δε θα χρειαζόταν ένας συντελεστής προσαύξησης (όπως προβλέπεται από τον EN1998-1 ο δ), εκτός ίσως από τους δύο τελευταίους ορόφους (Πίνακας 2.10). Στον τέταρτο όροφο θα χρειαζόταν ένα $\delta = 1.15$, που είναι βεβαίως πολύ μικρότερο από τις τιμές 1.3 ή 1.6 που υπολογίστηκαν προηγουμένως. Εάν όμως λάβουμε $\lambda = 1.0$, οι δυνάμεις σε όλους τους ορόφους υπερεκτιμούνται κι επομένως δεν υπάρχει ανάγκη για ένα συντελεστή $\delta > 1.0$. Ούτως ή άλλως ο έλεγχος των διατομών και των μελών θα γίνει στο τριδιάστατο προσομοίωμα. Αυτό που έχει τη μεγαλύτερη σημασία είναι η επιρροή των λ και δ στις μετακινήσεις, με βάση τις οποίες γίνεται ο έλεγχος των φαινομένων P- Δ , όπως φαίνεται στη συνέχεια.

Πίνακας 2.10: Τέμνουσα βάσης ανά μέθοδο ανάλυσης.

V_b	$G+0.3Q$				
	Ex		Ex_CQC	Ex+0.3Ey	Ex+0.3Ey+Env(MX,MY) ³
Method	ELF($\lambda=1$)	ELF($\lambda=0.85$)	MRSA		
Story4	685	582.3	674.5	674.5	674.5
Story3	1278	1086.3	1112.3	1112.3	1112.3
Story2	1684	1431.4	1424.1	1424.1	1424.1
Story1	1900	1615.0	1609	1609	1609

Μετακινήσεις

Όπως και προηγουμένως, παρατηρείται πως για ανάλυση οριζόντιας φόρτισης (ELF) με $\lambda = 0.85$ οι μετατοπίσεις κατά τη διεύθυνση x είναι μικρότερες σε σχέση με τις τιμές της πλήρους φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης (MRSA) και ουσιαστικά δε θα χρειαζόταν ένας συντελεστής προσαύξησης ή αν χρειαζόταν θα ήταν λίγο μεγαλύτερος της μονάδας ($\delta=1.09$), που και πάλι είναι μικρότερος από τις τιμές 1.3 ή 1.6. Όμως εάν λάβουμε $\lambda=1.0$, οι μετατοπίσεις σε κάθε όροφο υπερεκτιμούνται κι επομένως δεν υπάρχει ανάγκη για ένα συντελεστή $\delta > 1.0$.

Πίνακας 2.11: Μετακινήσεις ανά μέθοδο ανάλυσης

U_x	$G+0.3Q$				
	Ex		Ex_CQC	Ex+0.3Ey	Ex+0.3Ey+Env(MX,MY)
Method	ELF($\lambda=1$)	ELF($\lambda=0.85$)	MRSA		
Story4	18.8	16.0	16.0	16.0	17.4
Story3	14.4	12.2	12.1	12.1	13.1
Story2	9.1	7.7	7.6	7.6	8.2
Story1	3.7	3.1	3.0	3.0	3.3

³ Env(MX,MY): Περιβάλλουσα στρεπτικών ροπών, συνδυάζεται γραμμικά με το συνδυασμό $0.3Ex+Ey$.

Συμπέρασμα:

Υπάρχει η ανάγκη να απλοποιηθεί η ανάλυση, γιατί όπως φαίνεται στην πορεία της εργασίας χρησιμοποιούνται δύο διδιάστατα προσομοιώματα (ουσιαστικά ένα κοινό προσομοίωμα και για τις δυο διευθύνσεις) για την εξαγωγή των όποιων συμπερασμάτων. Γίνεται εμφανές λοιπόν, πως κάνοντας χρήση ενός συντελεστή $A = \lambda \cdot \delta = 1.0$ για οποιαδήποτε θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, είτε μεγαλύτερη είτε μικρότερη του 1.0s, μάλλον υπερεκτιμούνται τα αποτελέσματα των δράσεων παρά είμαστε κατά της ασφαλείας. Επομένως, στα επόμενα κεφάλαια της εργασίας παρουσιάζονται διδιάστατα μοντέλα στα οποία η Τέμνουσα Βάσης και κατ' επέκταση οι σεισμικές δράσεις ανά όροφο i προκύπτουν από τη σχέση :

$$F_{(i)} = S_d(T_1) \cdot m_{(i)} \cdot A = S_d(T_1) \cdot m_{(i)}, \quad (2.31)$$

με το A να ισούται με τη μονάδα και το $S_d(T_1)$ να προκύπτει από τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ανά κατεύθυνση. Το ίδιο έγινε και στο υποκεφάλαιο §2.9.1.

2.11 Αποτελέσματα ανάλυσης σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

2.11.1 Υπολογισμός μετακινήσεων – Φαινόμενα P-Δ - Μη γραμμικό 2D προσομοίωμα

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: :

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (2.32)$$

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:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (2.33)$$

θ 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 θ δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0.3.

Πίνακας 2.12: Υπολογισμός μετακινήσεων και έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξης.

Όροφος	d_e (mm)	d_s (mm)	d_r (mm)	F_i (kN)	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	h (m)	θ	a_s
4	18.8	122.2	28.6	346.7	346.9	3275.9	4	0.068	1.000
3	14.4	93.6	34.5	299.8	646.8	7015.2	4	0.093	1.000
2	9.1	59.2	35.0	205.8	852.7	10789.8	4	0.111	1.125
1	3.7	24.1	24.1	109.3	962.0	14575.0	4.5	0.081	1.000

Οι μετακινήσεις και στη συνέχεια οι συντελεστές θ υπολογίστηκαν από το 2D προσομοίωμα στο Opensees. Τα αντίστοιχα αποτελέσματα από το 3D προσομοίωμα στο Etabs2015 ήταν «ευνοϊκότερα» και δε χρησιμοποιήθηκαν. Ο έλεγχος όμως των δοκών όπως και των υπόλοιπων γραμμικών στοιχείων γίνεται με το τριδιάστατο προσομοίωμα στο Etabs2015. Τα πιο κρίσιμα αποτελέσματα για τον έλεγχο όλων των στοιχείων κι η εξέταση της επάρκειας τους φαίνονται στα επόμενα υποκεφάλαια.

2.11.2 Αντοχές διατομών και μελών – Ελαστικό 3D προσομοίωμα

Υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη για το σεισμικό συνδυασμό $G+0.3Q+E$. Πρώτα υπολογίζονται για τα κατακόρυφα φορτία $G+0.3Q$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$, $N_{Ed,G}$) και στη συνέχεια για τα οριζόντια σεισμικά $M_{Ed,E}$. Στα τελευταία είναι ενσωματωμένες και οι τυχηματικές εκκεντρότητες.

2.11.2.1 Δοκοί πλαισίων παραλαβής ροπών

Ο Πίνακας 2.13 παραθέτει τα αποτελέσματα των δράσεων για τις δοκούς των πλαισίων παραλαβής ροπών, HEA550 και IPE550, στα δύο τους άκρα για τα τρία πρώτα ανοίγματα (2, 3 και 4: Σχήμα 2.4). Στα δύο επόμενα ανοίγματα (5 και 6) τα αποτελέσματα είναι τα ίδια, γι' αυτό και παραλείπονται. Η τιμή που ελέγχεται με την αντοχή των διατομών προκύπτει από τον τύπο

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \alpha \cdot M_{Ed,E} \quad (2.34)$$

όπου α είναι ο συντελεστής που υπολογίστηκε προηγουμένως για κάθε όροφο και λαμβάνει υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Στην τελευταία στήλη υπολογίζεται η τιμή της υπεραντοχής Ω_i για κάθε δοκό και η ελάχιστη όλων, εδώ η τιμή 3.80, θα χρησιμοποιηθεί στον έλεγχο των υποστυλωμάτων. Η τιμή της υπεραντοχής προκύπτει από τη σχέση

$$\Omega_i = M_{pl,RBS,Rd} / M_{Ed,i} \quad (2.35)$$

Πίνακας 2.13: Υπολογισμός υπεραντοχής δοκών

Θέση	Άνοιγμα	Όροφος	$M_{Ed,G}$	$M_{Ed,E}$	α	M_{Ed}	$M_{pl,RBS,Rd}$	Ω_i
Αριστερό Άκρο	2	4	17.7	96.3	1.000	113.9	647.8	5.69
		3	20.6	123.1	1.000	143.7	647.8	4.51
		2	21.0	210.6	1.125	258.0	981.4	3.80
		1	20.8	190.1	1.000	210.8	981.4	4.65
	3	4	19.1	79.1	1.000	98.2	647.8	6.60
		3	21.0	104.0	1.000	125.0	647.8	5.18
		2	22.1	173.3	1.125	217.0	981.4	4.52
		1	22.3	155.6	1.000	177.9	981.4	5.52
	4	4	18.8	94.4	1.000	113.1	647.8	5.73
		3	20.8	125.8	1.000	146.7	647.8	4.42
		2	21.9	206.2	1.125	253.8	981.4	3.87
		1	21.9	183.3	1.000	205.1	981.4	4.78
Δεξί Άκρο	2	4	18.7	80.9	1.000	99.6	647.8	6.50
		3	20.9	107.3	1.000	128.2	647.8	5.05
		2	21.9	174.9	1.125	218.7	981.4	4.49
		1	21.9	155.3	1.000	177.1	981.4	5.54
	3	4	18.7	94.3	1.000	113.1	647.8	5.73
		3	20.9	125.7	1.000	146.6	647.8	4.42
		2	21.9	206.1	1.125	253.7	981.4	3.87
		1	21.9	183.3	1.000	205.2	981.4	4.78
	4	4	18.7	80.8	1.000	99.6	647.8	6.51
		3	20.9	107.3	1.000	128.2	647.8	5.05
		2	21.9	174.9	1.125	218.6	981.4	4.49
		1	21.9	155.3	1.000	177.1	981.4	5.54

2.11.2.2 Υποστυλώματα πλαισίων παραλαβής ροπών

Ο Πίνακας Πίνακας 2.14 παρουσιάζει τα αποτελέσματα για τα τρία πρώτα υποστυλώματα των πλαισίων ροπής στα δύο τους άκρα. Στα τρία τελευταία υποστυλώματα τα αποτελέσματα είναι τα ίδια, γι' αυτό και παραλείπονται. Η τιμή που ελέγχεται με την αντοχή των διατομών προκύπτει από τις σχέσεις (EN1998-1/§6.6.3):

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \alpha \cdot 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (2.36)$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \alpha \cdot 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (2.37)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \alpha \cdot 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (2.38)$$

όπου α είναι ο συντελεστής που υπολογίστηκε προηγουμένως για κάθε όροφο και λαμβάνει υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως, $\gamma_{ov} = 1.25$ ο συντελεστής υπεραντοχής και $\Omega = 3.80$. Επιπλέον, πρέπει να ισχύει :

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0.50 \quad (2.39)$$

Στην προτελευταία στήλη υπολογίζεται η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} . Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H- ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια για τα HEB900 (EN1993-1-1/§6.2.9.1(4)):

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \cdot 13170.5 = 3292.6kN \quad (2.40)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \cdot 77 \cdot 1.85 \cdot 35.5}{1.00} = 2528.5kN \quad (2.41)$$

Η μέγιστη αξονική δύναμη ασκείται στο κάτω άκρο του 2^{ου} υποστυλώματος του 1^{ου} ορόφου και είναι ίση με $N_{Ed} = 1821.0kN$. Επομένως, ισχύουν και οι δύο προηγούμενοι έλεγχοι και λαμβάνεται:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y = 12580 \cdot 35.5 = 446590kNcm = 4465.9kNm \quad (2.42)$$

Στην τελευταία στήλη υπολογίζεται λόγος $M_{Ed}/M_{N,Rd}$ ο οποίος πρέπει να είναι πάντα μικρότερος της μονάδας καθώς πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο (EN1993-1-1/§6.2.9.1(2)) :

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (2.43)$$

Παραλείπονται οι έλεγχοι των τεμνουσών δυνάμεων καθώς και οι έλεγχοι στην ασθενή διεύθυνση των υποστυλωμάτων καθώς ικανοποιούνται με μεγάλη ασφάλεια και δεν είναι κρίσιμοι. Τα ίδιο ισχύει και για τους ελέγχους για το συνδυασμό $1.35G+1.50Q$ όπως και για τους ελέγχους των βυθίσεων σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

Πίνακας 2.14: Εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων.

Υποστ.	Όροφος	α	$M_{Ed,G}$ (kNm)	$M_{Ed,E}$ (kNm)	M_{Ed} (kNm)	$N_{Ed,G}$ (kN)	$N_{Ed,E}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed}/M_{N,Rd}$
Κάτω Άκρο									
2	4	1.000	12.2	47.8	262.0	104.7	37.2	299.0	0.059
	3	1.000	9.6	141.6	750.3	220.6	85.3	666.7	0.168
	2	1.125	12.9	200.8	1194.2	337.8	165.8	1313.2	0.267
	1	1.000	4.1	520.3	2725.1	456.4	237.2	1696.9	0.610
3	4	1.000	0.2	91.5	478.9	105.2	0.3	106.9	0.107
	3	1.000	0.1	237.4	1241.6	220.9	1.5	228.6	0.278
	2	1.125	0.3	331.0	1947.6	339.8	1.0	345.5	0.436
	1	1.000	0.1	559.1	2924.4	460.2	0.5	463.0	0.655
4	4	1.000	0.0	93.2	487.5	104.9	0.0	105.0	0.109
	3	1.000	0.0	238.7	1248.5	220.6	0.0	220.8	0.280
	2	1.125	0.0	330.7	1945.5	339.3	0.1	339.6	0.436
	1	1.000	0.0	558.8	2922.7	459.4	0.0	459.6	0.654
Άνω Άκρο									
2	4	1.000	13.4	83.0	447.5	94.8	37.2	289.2	0.100
	3	1.000	5.8	101.7	537.6	210.7	85.3	656.9	0.120
	2	1.125	8.6	94.5	564.8	327.9	165.8	1303.3	0.126
	1	1.000	6.8	51.3	275.1	445.1	237.2	1685.6	0.062
3	4	1.000	0.4	153.2	801.8	95.3	0.3	97.0	0.180
	3	1.000	0.0	140.4	734.5	211.1	1.5	218.7	0.164
	2	1.125	0.2	166.1	977.6	329.9	1.0	335.6	0.219
	1	1.000	0.2	40.9	213.9	448.9	0.5	451.7	0.048
4	4	1.000	0.0	154.5	807.9	95.0	0.0	95.1	0.181
	3	1.000	0.0	141.7	741.1	210.7	0.0	211.0	0.166
	2	1.125	0.0	166.3	978.4	329.4	0.1	329.7	0.219
	1	1.000	0.0	40.3	210.9	448.0	0.0	448.2	0.047

2.12 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

$$d_r \nu \leq 0.0050h \therefore \frac{0.5d_r}{h} \leq 0.50\% \quad (2.44)$$

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 όπως δείχνει ο Πίνακας 2.15

h είναι το ύψος του ορόφου.

ν 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 .

Πίνακας 2.15: Έλεγχος περιορισμού των βλαβών.

Οροφος	d_r (mm)	h (m)	Έλεγχος DLR
4	28.6	4.0	0.358%
3	34.5	4.0	0.431%
2	35.0	4.0	0.493%
1	24.1	4.5	0.268%

Ελλείψει ακριβέστερων πληροφοριών, ο Ευρωκώδικας 8 λαμβάνει το συντελεστή μείωσης της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, ν , ίσο με 0.4 ή 0.5, αναλόγως της κατηγορίας σπουδαιότητας του κτιρίου. Γενικά, αυτή η απλοποίηση είναι πιθανόν να απέχει αρκετά από την πραγματικότητα και είτε να οδηγεί σε υπερδιαστασιολογημένους φορείς, είτε να είναι εναντίον της ασφαλείας.

2.13 Συμπεράσματα

Κατά το σχεδιασμό και την επιλογή των διατομών των πλαισίων παραλαβής ροπών, παρατηρήθηκε πως οι δοκοί επηρεάζουν τη δυσκαμψία του κτιρίου κι επομένως τις μετακινήσεις των ορόφων πολύ περισσότερο σε σχέση με τα υποστυλώματα. Μικρότερες διατομές στις δοκούς κατέληγαν σε μικρότερες υπεραντοχές Ω_i , ενώ η ιδιοπερίοδος ήταν μεγαλύτερη με αποτέλεσμα να μειώνονται οι σεισμικές δράσεις και να υπάρχει περιθώριο για ελαφρύτερα υποστυλώματα. Όμως, καθώς η κατασκευή γινόταν πιο εύκαμπτη, αυξάνονταν οι μετακινήσεις των ορόφων, με αποτέλεσμα να μην ικανοποιείται το κριτήριο περιορισμού των βλαβών.

Κρισιμότερος λοιπόν έλεγχος για το συγκεκριμένο κτίριο, είναι ο περιορισμός των βλαβών, ο οποίος όμως λαμβάνεται υπόψη πολύ προσεγγιστικά από τους Ευρωκώδικες μέσω του συντελεστή ν . Ακολούθως, επόμενος κρίσιμος έλεγχος είναι ο περιορισμός του θ σε τιμές μικρότερες του 0.2. Τελευταίοι και λιγότερο κρίσιμοι είναι οι έλεγχοι των αντοχών των διατομών και ο έλεγχος ικανοτικού σχεδιασμού των κόμβων. Στη συνέχεια της εργασίας, γίνονται μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας στο 2D προσομοίωμα και λαμβάνεται ακριβέστερα υπόψη ο συνήθης σεισμός.

3 Αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς

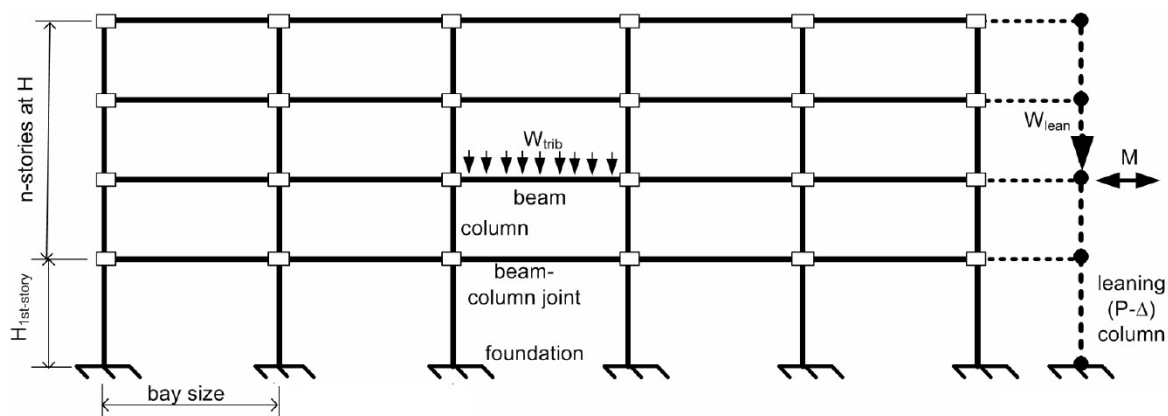
3.1 Εισαγωγή

Για να αποτιμηθεί η στατική συμπεριφορά του κτιρίου έγιναν δύο ειδών αναλύσεις:

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

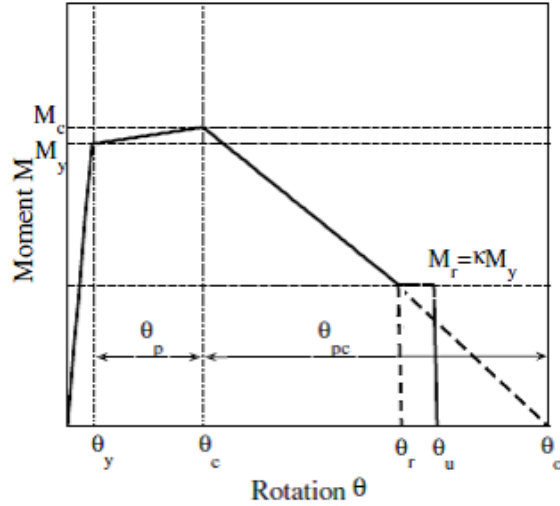
3.2 Προσομοίωμα

Για τον πραγματοποίηση των παραπάνω μη γραμμικών αναλύσεων, θα χρησιμοποιηθεί το προσομοίωμα που φαίνεται στο Σχήμα 3.1. Η μόνη διαφορά από το μοντέλο που προτείνει ο Haselton [16] είναι ότι το φορτίο που μεταφέρεται από τις πλάκες και τις δοκούς W_{trib} δε θα ασκηθεί ως κατανεμημένο στις δοκούς, αλλά ως συγκεντρωμένο στην κορυφή των υποστυλωμάτων. Σημειώνεται πως το συγκεκριμένο προσομοίωμα είναι το ίδιο με αυτό που παρουσιάστηκε ήδη στο Σχήμα 2.8.



Σχήμα 3.1: Τετραώροφο μεταλλικό πλαίσιο (από Haselton, 2006) για πέντε ανοίγματα. Τα ανοίγματα είναι 6.0m και το ύψος ορόφου 4.5m για τον πρώτο όροφο και 4.0m για τους ανώτερους.

Επιπλέον, τα στοιχεία του παραπάνω πλαισίου ροπής προσομοιώνονται με το τροποποιημένο μοντέλο των Ibarra – Krawinkler (Σχήμα 3.2) [18]. Ουσιαστικά πρόκειται για ένα διάγραμμα ροπών – στρωφών σύμφωνα με το οποίο θεωρείται ότι παραμορφώνονται όλα τα στοιχεία στα άκρα τους και λαμβάνει υπόψη. Τα μεγέθη που απεικονίζονται στο Σχήμα 3.2 επεξηγούνται στη συνέχεια και λαμβάνουν τιμές σύμφωνα με σχέσεις που προέκυψαν από πειράματα των Lignos & Krawinkler (2011) [22]. Για τις δοκούς των πλαισίων ροπής, θα χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις για τις συνδέσεις με RBS, ενώ για τα υποστυλώματα οι σχέσεις για οποιαδήποτε τύπο σύνδεσης εκτός των RBS.



Σχήμα 3.2: Τροποποιημένο μοντέλο Ibarra – Krawinkler.

3.2.1 Υποστυλώματα (οποιοσδήποτε συνδέσεις εκτός των RBS)

- Πλαστική στροφή θ_p (Precapping)

Η πλαστική στροφή θ_p για στοιχεία με ύψος $102 \text{ mm} (4 \text{ in.}) \leq d \leq 914 \text{ mm} (36 \text{ in.})$ δίνεται από τη 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 θ_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 θ_{pc} (Postcapping)

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

$$\theta_{pc} = 5.63 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.800} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.280} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.430} \quad (3.3)$$

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

$$\theta_{pc} = 7.50 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.610} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.710} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.110} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.161} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.320} \quad (3.4)$$

3.2.2 Δοκοί (συνδέσεις RBS)

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

- Πλαστική στροφή θ_p (Precapping)

Η πλαστική στροφή θ_p δίνεται από τη σχέση:

$$\theta_p = 0.19 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.314} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.100} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.185} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.113} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.760} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.070} \quad (3.5)$$

- Πλαστική στροφή θ_{pc} (Postcapping)

Η πλαστική στροφή θ_{pc} προκύπτει από τη σχέση:

$$\theta_{pc} = 9.52 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.513} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.863} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.108} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.360} \quad (3.6)$$

Στις παραπάνω σχέσεις ως μήκος L λαμβάνεται το μισό καθαρό μήκος της δοκού. Για παράδειγμα, για όλες τις δοκούς 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 ημιάθροισμά τους. Για τα υποστυλώματα των υπόλοιπων ορόφων ως μήκος L του υποστυλώματος λαμβάνεται το 50% του καθαρού μήκους του υποστυλώματος.

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:

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

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.

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

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

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

ενώ η μέγιστη στροφή θ_u λαμβάνεται οριακά μεγαλύτερη από τη στροφή θ_r , δηλαδή

$$\theta_u = 1.01 \cdot \theta_r \quad (3.14)$$

Ο Πίνακας 3.1 δείχνει τις τιμές όλων των στροφών που αναφέρθηκαν προηγουμένως ενώ ο Πίνακας 3.2 τις τιμές των υπολογιζόμενων ροπών.

Πίνακας 3.1 : Στροφές στοιχείων ανά όροφο (σε rad)

	όροφος	θ_y	θ_p	θ_{pc}	θ_c	θ_r	θ_u
HEB900	1	0.0039	0.0202	0.1591	0.0241	0.1253	0.1266
	2-3-4	0.0035	0.0199	0.1591	0.0234	0.1247	0.1259
HEA550	1-2	0.0051	0.0289	0.2000	0.0339	0.1612	0.1628
IPE550	3-4	0.0056	0.0270	0.1857	0.0325	0.1507	0.1522

Πίνακας 3.2 : Ροπές

	$W_{y,pl}$	$M_{y,p}$	M_y	M_c	M_r
	cm ³	kNm	kNm	kNm	kNm
HEB900	12580.0	4912.49	5403.74	5944.11	2161.50
HEA550	2764.4	1079.50	1187.45	1306.19	474.98
IPE550	1824.8	712.57	783.83	862.21	313.53

Υπενθυμίζεται ότι πλαστική ροπή αντοχής της κάθε δοκού δεν αντιστοιχεί σε όλη τη διατομή, αλλά στην απομειωμένη λόγω των συνδέσεων RBS και υπολογίζεται για όλες τις δοκούς στο υποκεφάλαιο §2.8.4.

3.3 Μη γραμμική επαυξητική στατική ανάλυση

Μη γραμμική επαυξητική στατική ανάλυση (static pushover analysis – SPO) είναι η ανάλυση η οποία εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων (EN1998-1/§4.3.3.4.2). Η καθ' ύψος κατανομή των οριζόντιων φορτίων γίνεται σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή όπως δείχνεται στη συνέχεια.

Το ιδιοδιάνυσμα φ και το κανονικοποιημένο ως προς τη μετακίνηση της οροφής ιδιοδιάνυσμα Φ της πρώτης ιδιομορφής είναι :

$$\bar{\varphi} = \begin{Bmatrix} 0.3895 \\ 0.2977 \\ 0.1864 \\ 0.0752 \end{Bmatrix}, \bar{\Phi} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.764 \\ 0.478 \\ 0.193 \end{Bmatrix} \quad (3.15)$$

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

$$m_i = \begin{Bmatrix} m_4 \\ m_3 \\ m_2 \\ m_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 333.94 \\ 381.17 \\ 384.77 \\ 385.86 \end{Bmatrix}, \bar{F}_i = m_i \cdot \bar{\Phi}_i = \begin{Bmatrix} 333.94 \\ 291.30 \\ 184.07 \\ 74.48 \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

Η μάζα του ισοδύναμου συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας κίνησης (SDOF : Single Degree Of Freedom) είναι:

$$m^* = \sum m_i \cdot \bar{\Phi}_i = \sum \bar{F}_i = 883.79 Mgr \quad (3.17)$$

Ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής είναι

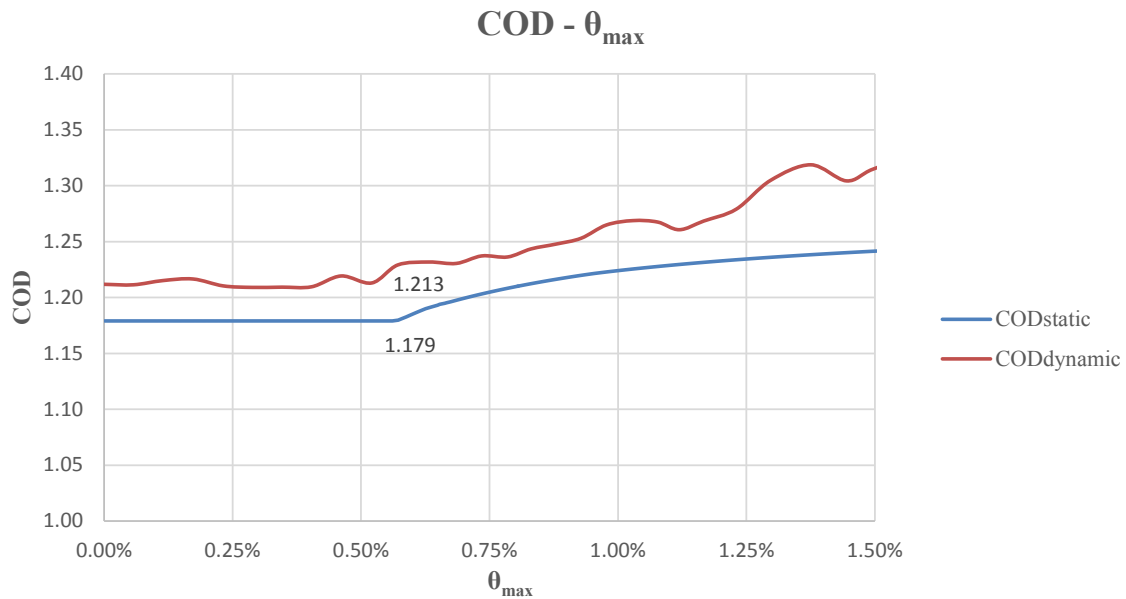
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum (m_i \cdot \bar{\Phi}_i^2)} = \frac{883.79}{659.00} = 1.341 \quad (3.18)$$

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

$$\alpha_1 = \frac{(\sum m_i \cdot \bar{\Phi}_i)^2}{\sum m_i \cdot \sum (m_i \cdot \bar{\Phi}_i^2)} = \frac{883.79^2}{1485.73 \cdot 659} = 0.798 \quad (3.19)$$

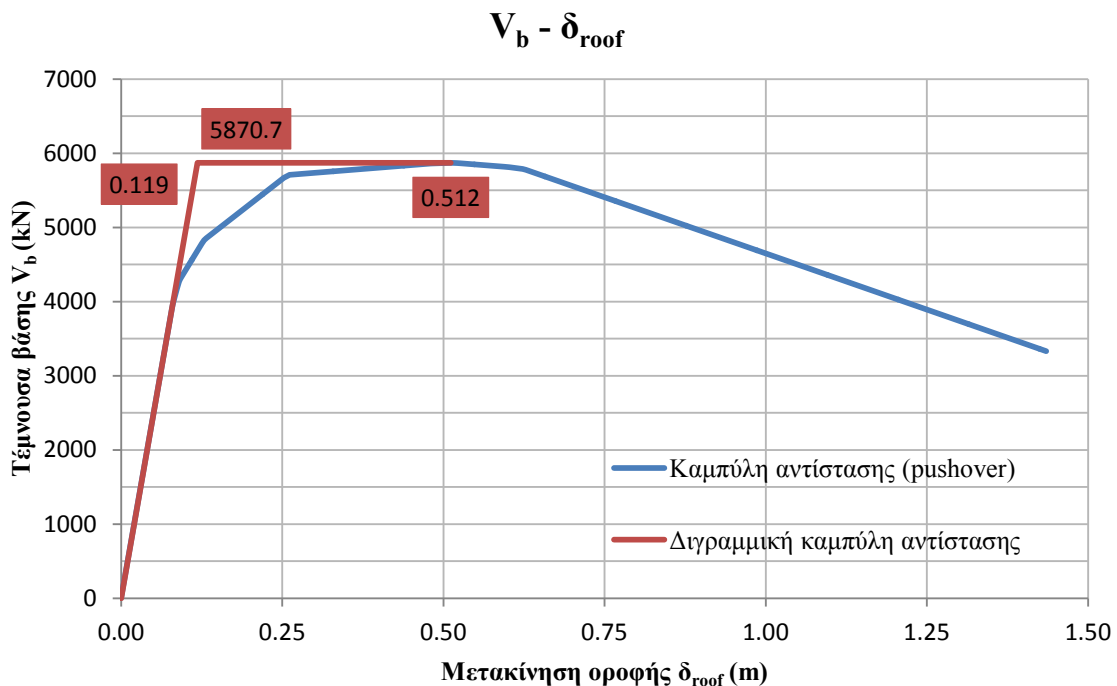
Ο στατικός και ο δυναμικός συντελεστής συγκέντρωσης μετακινήσεων (ή ανομοιομορφίας) COD_{static} και COD_{dynamic} (Coefficient of distortion) που προέρχονται από την pushover και τις IDA αντίστοιχα φαίνονται στο Σχήμα 3.3. Οι συγκεκριμένοι συντελεστές εκφράζουν το λόγο της μέγιστης σχετικής στροφής όλων των ορόφων προς τη σχετική στρόφη της οροφής σύμφωνα με τη σχέση COD = $\theta_{max}/(\delta_y/H)$ [23]. Η δυναμική προσαυξητική ανάλυση (IDA) παρουσιάζεται σε επόμενο υποκεφάλαιο (§3.4). Στο Σχήμα 3.3 φαίνονται και οι δύο συντελεστές για εποπτικούς λόγους. Τελικά, οι δύο συντελεστές

λαμβάνονται ίσοι με $COD_{static} = 1.179$ και $COD_{dynamic} = 1.213$. Ο $COD_{dynamic}$ είναι ο μέσος όρος για την ελαστική περιοχή $0 < \theta_{max} \leq 0.50\%$ για την καμπύλη IDA_{50%} (Σχήμα 3.7).



Σχήμα 3.3: Συντελεστές συγκέντρωσης μετακινήσεων COD_{static} και $COD_{dynamic}$

Η καμπύλη αντίστασης που προκύπτει από την ανάλυση pushover (SPO curve) όπως επίσης και η διγραμμικοποιημένη της παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.4. Η μετακίνηση διαρροής είναι ίση με 0.119m, η Τέμνουσα Βάσης $V_b=5870.7$ kN, ενώ η αρχική ελαστική δυσκαμψία είναι $K_e=49504.55$ kN/m. Ο λόγος απόσβεσης λαμβάνεται ίσος με 5%.



Σχήμα 3.4: Καμπύλη αντίστασης και διγραμμικοποίησή της

3.4 Μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση

Η μη γραμμική προσαυξητική δυναμική ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis – εφεξής : IDA) αποτελεί μια μέθοδο ανάλυσης η οποία υποβάλλει ένα μη γραμμικό προσομοίωμα σε μια σειρά επιταχυνσιογραφημάτων κατάλληλα κλιμακωμένων σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης ([28], [29]). Αποτελεί ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο για την εκτίμηση της μέσης ετήσιας συχνότητας (Mean Annual Frequency – MAF) υπέρβασης ενός προκαθορισμένου επιπέδου επιτελεστικότητας. Στις επόμενες σελίδες παρουσιάζεται η εφαρμογή της IDA κατά τα πρότυπα των προαναφερθεισών αναφορών.

Κατά την εφαρμογή της IDA, ακολουθούνται τα επόμενα βήματα:

1. Αρχικά, μορφώνεται ένα κατάλληλο μη γραμμικό προσομοίωμα όπως αυτό που παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.1.
2. Επιλέγεται ένα σύνολο χρονοϊστοριών καθεμιά από τις οποίες κλιμακώνεται σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης.
3. Επιλέγεται ένα Μέτρο Έντασης.
4. Επιλέγεται ένα Μέτρο Απόκρισης όπως είναι για παράδειγμα η μέγιστη σχετική γωνία στροφής όλων των ορόφων θ_{max} .
5. Γίνονται οι μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.
6. Κατασκευάζονται οι καμπύλες IDA σε ένα διάγραμμα Μέρου Απόκρισης – Μέρου Έντασης.
7. Τέλος, γίνεται η κατάλληλη επεξεργασία των αποτελεσμάτων και η εξαγωγή των αντίστοιχων συμπερασμάτων.

3.4.1 Μη γραμμικό προσομοίωμα

Όπως προαναφέρθηκε το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι αυτό που φαίνεται στο Σχήμα 3.1 κάθε στοιχείο του οποίου παραμορφώνεται στα άκρα του με βάση το διάγραμμα ροπών-στροφών Σχήμα 3.2. Το προσομοίωμα είναι το ίδιο και για τις δυο διευθύνσεις του κτιρίου.

3.4.2 Επιταχυνσιογραφήματα

Τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιούνται προέρχονται από τη βάση δεδομένων που χρησιμοποιήθηκε στο FEMA P695 [15]. Πρόκειται για 44 καταγραφές (22 σεισμικά γεγονότα, 2 ανά κατεύθυνση). Για την κλιμάκωση τους σε διάφορα επίπεδα έντασης επιλέγεται ένας μη αρνητικός βαθμωτός συντελεστής κλιμάκωσης λ (Scale Factor – εφεξής: SF). Κάθε τιμή της χρονοϊστορίας πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή κλιμάκωσης παράγοντας μια νέα τιμή της νέας χρονοϊστορίας. Για $\lambda < 1$ παράγεται ένα κλιμακούμενο προς τα κάτω «ηπιότερο» επιταχυνσιογράφημα, για $\lambda > 1$ παράγεται ένα κλιμακούμενο προς τα πάνω «ισχυρότερο», ενώ για $\lambda = 1$ παραμένει το αρχικό γνήσιο επιταχυνσιογράφημα.

3.4.3 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 λ και αυξάνεται μονοτονικά με τον συντελεστή κλιμάκωσης λ . Στην παρούσα εργασία επιλέγεται ως Μέτρο Έντασης η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής με 5% απόσβεση $S_d(T_1, 5\%)$.

3.4.4 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. Με άλλα λόγια το *EDP* είναι μια παρατηρήσιμη ποσότητα, η οποία υπολογίζεται από την απόκριση της κατασκευής κατά τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Πιθανά Μέτρα Απόκρισης θα μπορούσαν να είναι η τέμνουσα βάσης, η στροφή ενός κόμβου, η μέγιστη πλαστιμότητα ενός ορόφου, η μέγιστη μετακίνηση τα οροφής, η μέγιστη σχετική στροφή ενός ορόφου (floor peak interstory drift, $\theta_1, \dots, \theta_n$) ή η μέγιστη αυτών (maximum peak interstory drift, θ_{max}). Στην παρούσα εργασία επιλέγεται ως *EDP* η μέγιστη σχετική γωνία στροφής ενός ορόφου θ_{max} .

3.4.5 Μελέτη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης μιας καταγραφής

Ορίζεται λοιπόν, ως IDA για μια καταγραφή η μελέτη μιας δυναμικής ανάλυσης, για ένα δοθέν δομικό προσομοίωμα, παραμετροποιημένο με ένα συντελεστή κλιμάκωσης λ της δοθείσας εδαφικής ιστορίας. Γνωστή και ως δυναμική pushover (DPO), περιλαμβάνει μια σειρά δυναμικών μη γραμμικών αναλύσεων για διάφορες τιμές του συντελεστή κλιμάκωσης, του οποίου οι τιμές έχουν επιλεγεί κατά τέτοιο τρόπο ώστε να καλύπτεται όλο το εύρος της συμπεριφοράς της κατασκευής, από την ελαστική στην ανελαστική και τελικά στην κατάρρευση. Ο σκοπός είναι να καταγραφεί το Μέτρο Απόκρισης *EDP* του δομικού προσομοιώματος σε κάθε επίπεδο έντασης της κλιμακούμενης ιστορίας. Τα αποτελέσματα της απόκρισης παρουσιάζονται με μια συνεχή καμπύλη IDA σε ένα διάγραμμα Μέτρου Απόκρισης – Μέτρου Έντασης.

3.4.6 Καμπύλη IDA

Ορίζεται ως καμπύλη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA curve), η απεικόνιση του Μέτρου Απόκρισης (*EDP*), όπως αυτό καταγράφεται από τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις, με το επιλεγμένο Μέτρο Έντασης (*IM*). Αν και η ανεξάρτητη μεταβλητή είναι το μέτρο έντασης, συνηθίζεται να τοποθετούμε στον άξονα y της καμπύλης IDA το κλιμακούμενο Μέτρο Έντασης και στον άξονα x το Μέτρο Βλάβης, ακολουθώντας κατ' αυτό τον τρόπο τη συνήθη πρακτική σε εφαρμογές μηχανικού. Επομένως, η καμπύλη θα έχει αντίστοιχη μορφή με τα διαγράμματα τάσεων – παραμορφώσεων, δύναμης – μετατόπισης ή με την καμπύλη pushover.

Στο Σχήμα 3.5 γίνεται μια σύγκριση ανάμεσα στην καμπύλη IDA που αντιστοιχεί σε μια καταγραφή και στην καμπύλη που προέκυψε από την ανάλυση pushover (SPO). Η καμπύλη SPO έχει μετασχηματισθεί από την καμπύλη αντίστασης που φαίνεται στο Σχήμα 3.4. Η τέμνουσα βάσης μετατρέπεται στη φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής σύμφωνα με τη σχέση:

$$S_a(T_1, 5\%)(g) = \frac{V_b}{\alpha_1 \cdot M \cdot g} = \frac{V_b}{0.798 \cdot 1485.73 \cdot 9.81} = \frac{V_b}{120.86} \quad (3.20)$$

Παρατηρείται πως οι δύο καμπύλες ταυτίζονται στην ελαστική περιοχή. Στη συνέχεια, ενώ η καμπύλη pushover περνά στη μετελαστική κρατυνόμενη περιοχή, η καμπύλη IDA συνεχίζει να αυξάνεται σχεδόν γραμμικά ακολουθώντας τον κανόνα των ίσων μετατοπίσεων που ισχύει για κατασκευές μετρίων και μεγάλων ιδιοπεριόδων (στον Ευρωκώδικα 8 ισχύει για $T > T_C$). Όταν η καμπύλη pushover φθίνει τείνοντας προς το

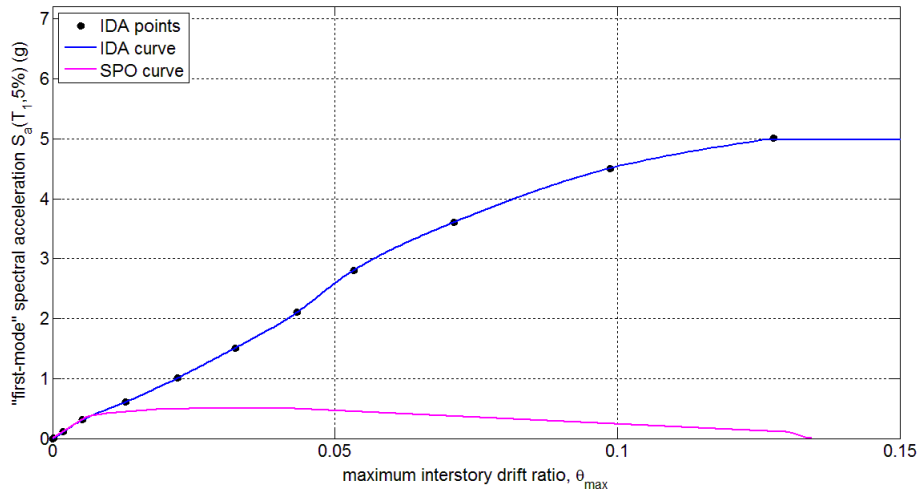
μηδέν, ξεκινά και η φθίνουσα πορεία της καμπύλης IDA μέχρι την οριζοντίωσή της, που αντιστοιχεί στην κατάσταση δυναμικής αστάθειας.

Όσον αφορά στην παραγωγή της καμπύλης IDA, αυτή προέρχεται από δέκα με δώδεκα συνήθως διακριτά σημεία, που αντιστοιχούν σε διάφορα επίπεδα έντασης και σε αντίστοιχες αναλύσεις και στη συνέχεια δημιουργείται μια spline από τα σημεία αυτά. Μελέτη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης πολλών καταγραφών. Ως μελέτη δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης πολλών καταγραφών ορίζεται ένα σύνολο από αντίστοιχες αναλύσεις μιας καταγραφής, για ένα δοθέν κατασκευαστικό μοντέλο, και για περισσότερες της μιας χρονοϊστορίες. Η συγκεκριμένη μελέτη είναι πολύ χρήσιμη, καθώς με ένα μόνο επιταχυνσιογράφημα δεν μπορεί να αποδοθεί με αξιοπιστία η απόκριση της κατασκευής σε μια μελλοντική σεισμική διέγερση.

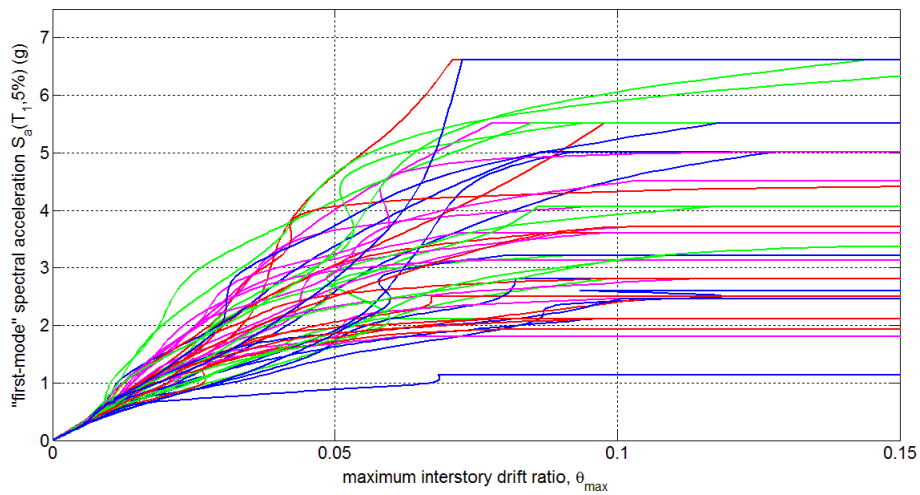
3.4.7 Σύνολο Καμπυλών IDA

Ένα τέτοιο σύνολο είναι ένα σύνολο καμπυλών δυναμικών προσαυξητικών αναλύσεων για πολλές χρονοϊστορίες και παρουσιάζεται σε ένα διάγραμμα $EDP - IM$. Δεδομένου ότι κάθε καμπύλη IDA για ένα δοθέν δομικό προσομοίωμα και μια δοθείσα σεισμική διέγερση ορίζεται προσδιοριστικά, είναι αναγκαία η χρησιμοποίηση πολλών επιταχυνσιογραφημάτων κι επομένως η δημιουργία πολλών καμπυλών IDA ώστε να ληφθεί υπόψη η εγγενής τυχαιότητα μιας μελλοντικής εδαφικής σεισμικής διέγερσης. Ένα τέτοιο σύνολο καμπυλών φαίνεται στο Σχήμα 3.6. Είναι εμφανές και αναμενόμενο ότι υπάρχει μεγάλη διασπορά της απόκρισης, μετά την ελαστική περιοχή, που οφείλεται κυρίως στη διαφορετικότητα των χρονοϊστοριών. Για την εποπτικότερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων των καμπυλών, επιλέγονται τα ποσοστημόρια 16%, 50% και 84% (Σχήμα 3.7). Για παράδειγμα, για φασματική επιτάχυνση $S_a(T_1, 5\%) = 2.0g$, το 16% των καταγραφών προκαλεί $\theta_{max} \leq 2.6\%$, το 50% $\theta_{max} \leq 3.8\%$ και το 84% $\theta_{max} \leq 6.5\%$. Επειδή οι καμπύλες είναι συνεχείς και αυξάνονται μονοτονικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν και ως εξής: για να προκύψει $\theta_{max} \leq 5.0\%$, το 84% των καταγραφών πρέπει να κλιμακωθεί σε επίπεδα $S_{a1}(T_1, 5\%) \geq 3.4g$, το 50% σε επίπεδα $S_{a1}(T_1, 5\%) \geq 2.5g$ και το 16% σε επίπεδα $S_{a1}(T_1, 5\%) \geq 1.7g$.

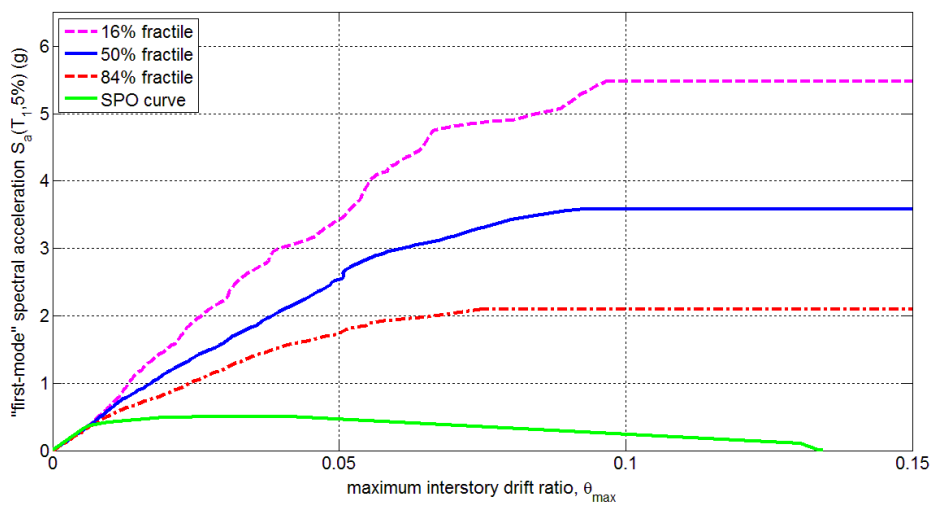
Στο Σχήμα 3.7 φαίνεται η καμπύλη αντίστασης που προέκυψε από την pushover ανάλυση και τα ποσοστημόρια 16%, 50%, και 84% όπως αυτά προέκυψαν από τις IDA. Είναι προφανές ότι με την IDA δίνεται μια πολύ καλύτερη εικόνα της απόκρισης της κατασκευής σε σχέση με την pushover. Εξ άλλου ο σεισμός είναι ένα δυναμικό φαινόμενο κάτι το οποίο δεν μπορεί να λάβει υπόψη της η στατική προσαυξητική ανάλυση μιας και πρόκειται για μια μονοτονική φόρτιση. Ενδιαφέρον παρουσιάζει και η φυσική διασπορά που γίνεται αξιοσημείωτη στις καμπύλες IDA αμέσως μετά το σημείο της πρώτης διαρροής στην καμπύλη pushover. Για τις αναλύσεις IDA και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων χρησιμοποιήθηκε λογισμικό σε Matlab που είναι προσβάσιμο στο διαδίκτυο [33].



Σχήμα 3.5: Σύγκριση καμπυλών IDA (για μια καταγραφή) και SPO



Σχήμα 3.6: Φασματική επιτάχυνση 1^{ης} ιδιομορφής ($\zeta=5\%$) – μέγιστη εσωτερική γωνία στροφής όπως προέκυψε από τις IDA



Σχήμα 3.7: Ποσοστημότητα 16%, 50%, 84% καμπυλών IDA και καμπύλη pushover

3.5 Στόχοι επιτελεστικότητας

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην ικανοποίηση μιας σειράς προκαθορισμένων στόχων επιτελεστικότητας, οι οποίοι συνδυάζουν το αποδεκτό επίπεδο ζημιών (στάθμη επιτελεστικότητας) με την πιθανότητα εμφάνισης μιας σεισμικής διέγερσης. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα έντασης της σεισμικής διέγερσης και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Στόχος του συγκεκριμένου σχεδιασμού είναι να εξασφαλιστεί ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Αντιθέτως, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών δε λαμβάνει υπόψη της με μεγάλη αξιοπιστία τη μετελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Χρησιμοποιεί τους συντελεστές σπουδαιότητας όπως επίσης και τους συντελεστές συμπεριφοράς, οι οποίοι έχουν προκύψει από πειραματική και αναλυτική έρευνα, καθώς και από τη συμπεριφορά των κτιρίων σε πραγματικούς σεισμούς, εξασφαλίζοντας ένα ελάχιστο επίπεδο ασφαλείας (προστασία ζωής και αποφυγή κατάρρευσης). Αυτή η μεθοδολογία δεν μπορεί να προβλέψει πάντοτε εάν ο σχεδιασμός είναι ασφαλής.

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 χρόνια 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.

Υπάρχει μια ασυνέπεια στον Ευρωκώδικα 8 μεταξύ των μερών 1 και 3 σχετικά με το συχνό σεισμό μιας και το ένα μέρος ασχολείται με τον αρχικό σχεδιασμό μιας νέας κατασκευής, ενώ το άλλο μέρος με την αποκατάσταση μιας ήδη υπάρχουσας. Η κατάσταση περιορισμού των βλαβών συνδυάζεται με το συχνό σεισμό, ο οποίος στο μέρος 1 θεωρείται ως ο 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, δεδομένου ότι πρόκειται για νέα κατασκευή, όπως φαίνεται και στη συνέχεια (Πίνακας 3.3).

Ο Πίνακας 3.3 παρουσιάζει τους συνδυασμούς στάθμης επιτελεστικότητας – συχνότητας σεισμού και τους αντίστοιχους στόχους επιτελεστικότητας (Performance Objective – PO) που ορίζονται και ακολουθούνται στη συνέχεια. Οι στόχοι αυτοί είναι οι εξής:

1. DL (Damage Limitation): πολύ μικρές βλάβες για σεισμό με $T_R = 95$ χρόνια.
2. CP (Collapse Prevention): σημαντικές βλάβες για σεισμό με $T_R = 475$ χρόνια.
3. NC (Near Collapse): οιονεί κατάρρευση για σεισμό με $T_R = 2475$ χρόνια.

Σε κάθε στόχο επιτελεστικότητας αντιστοιχίζεται ένα συγκεκριμένο όριο μέγιστης σχετικής στροφής ορόφου θ_{RO} , όπως φαίνεται στο επόμενο υποκεφάλαιο. Ο στόχος CP (Collapse Prevention) αναφέρεται συχνά και ως LS (Life Safety).

Πίνακας 3.3 Στόχοι επιτελεστικότητας

		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 επιτελεστικότητα, δηλαδή για ένα συγκεκριμένο θ_{max} , τα αποτελέσματα του μέτρου έντασης που προκύπτουν από τις καμπύλες IDA ακολουθούν τη λογαριθμοκανονική κατανομή. Η κατάσταση περιορισμού των βλαβών (DL) αντιστοιχεί σε $\theta_{max} = 0.50\%$, η αποφυγή κατάρρευσης (CP) σε $\theta_{max} = 4.36\%$ (Εξ. 4.5), 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 3.4).

Πίνακας 3.4 Τιμές του $S_{a,C}$ για τους στόχους επιτελεστικότητας DL, CP και NC

θ_{max}	0.50%	4.36%	10.00%
$S_{a,C}^{84\%}$	0.295	3.153	5.481
$S_{a,C}^{50\%}$	0.287	2.225	3.587
$S_{a,C}^{16\%}$	0.273	1.644	2.093

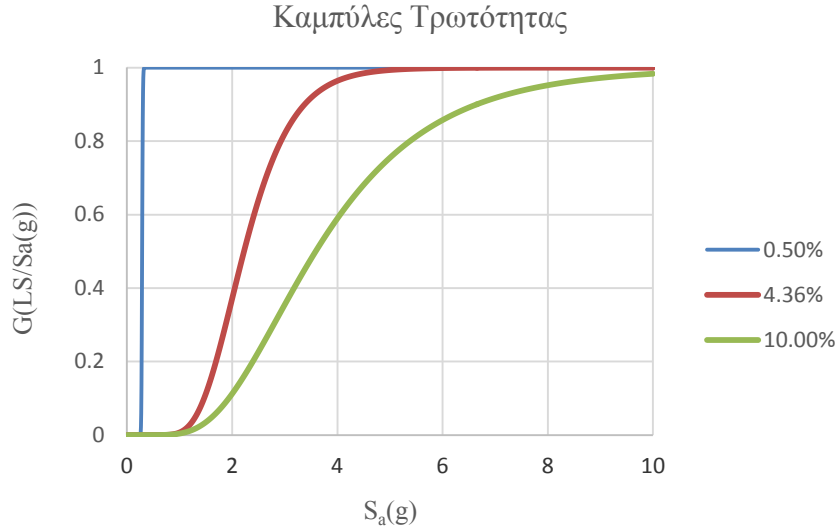
Η διασπορά (φυσική αβεβαιότητα) των παραπάνω αποτελεσμάτων ορίζεται ως εξής :

$$\beta_{S_a} = \frac{\ln(S_{a,C}^{84\%}) - \ln(S_{a,C}^{16\%})}{2} \quad (3.21)$$

και είναι ίση με 0.040 για το DL.

Οι καμπύλες τρωτότητας δίνονται από την αθροιστική συνάρτηση της τυποποιημένης κανονικής κατανομής και φαίνονται στο Σχήμα 3.8:

$$F_{LS}(s_a) = P[S_{a,c} \leq s_a] = \Phi\left(\frac{\ln s_a - \ln S_{a,C}^{50\%}}{\beta_{S_{a,c}}}\right) \quad (3.22)$$



Σχήμα 3.8: Καμπύλες τρωτότητας για τους στόχους επιτελεστικότητας DL, CP και NC

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

$$\beta_{TS_a} = \sqrt{\beta_{S_a}^2 + \beta_{US_a}^2} = \sqrt{0.04^2 + 0.20^2} = 0.204 \quad (3.23)$$

Ουσιαστικά, απαραίτητα για τους υπολογισμούς είναι μόνο τα στοιχεία που αναφέρονται στο DL. Τα στοιχεία για τους άλλους δύο στόχους επιτελεστικότητας δίνονται για λόγους πληρότητας.

3.7 Εκτίμηση του πραγματικού MAF

Ως Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης (Mean Annual Frequency of Exceedance – MAF) μιας στάθμης επιτελεστικότητας ορίζεται ο λόγος $1/T_R$, όπου T_R είναι η μέση περίοδος επαναφοράς της σεισμικής διέγερσης που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη στάθμη. Η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης για το στόχο επιτελεστικότητας DL είναι :

$$MAF^{DL} = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{95} = 0.0105 \quad (3.24)$$

Η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης για το στόχο επιτελεστικότητας CP είναι :

$$MAF^{CP} = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{475} = 0.0021 \quad (3.25)$$

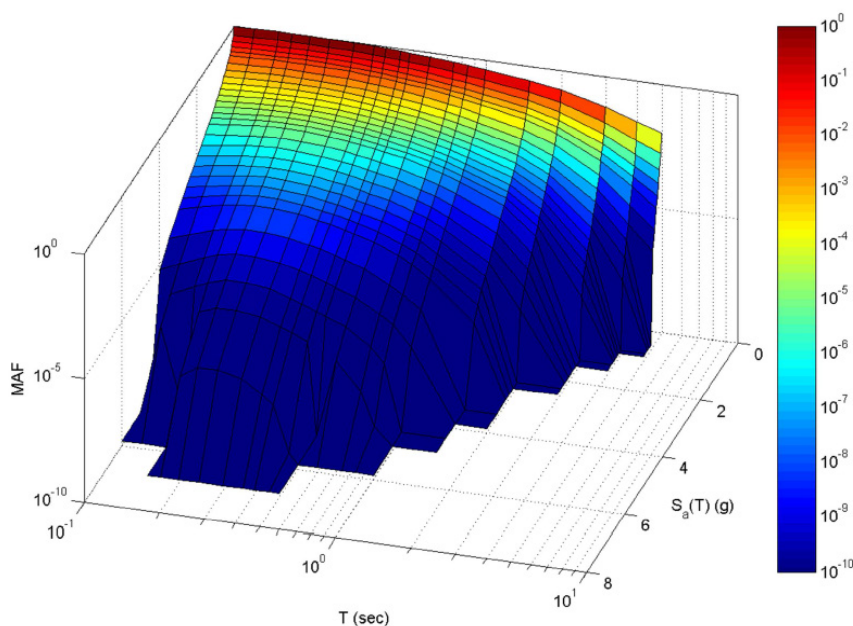
Το MAF μιας οριακής κατάστασης (limit state) υπολογίζεται αριθμητικά συνδυάζοντας την τρωτότητα με τη σεισμική επικινδυνότητα σύμφωνα με τη σχέση [20]:

$$\lambda_{LS} = \int_0^{+\infty} P(C < D|s) |dH(s)| \quad (3.26)$$

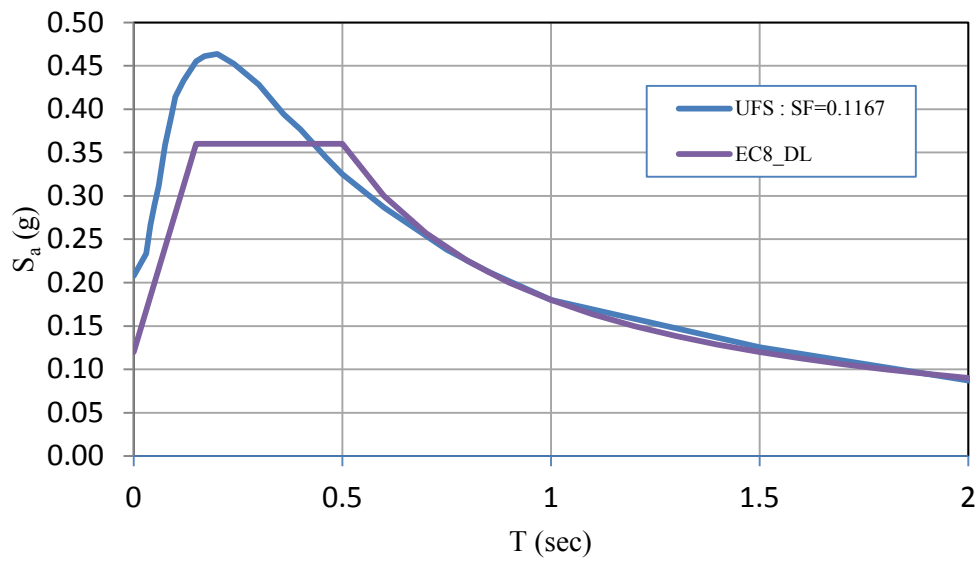
όπου $P(C < D|s)$ είναι η δεσμευμένη πιθανότητα αστοχίας ή αλλιώς τρωτότητα, s είναι το μέτρο έντασης και $H(s)$ είναι η συνάρτηση σεισμικής επικινδυνότητας όπως αυτή εκφράζεται μέσω της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας (Σχήμα 3.11). Ως λ_{LS} συνηθίζεται στη διεθνή βιβλιογραφία να αναφέρεται το MAF [32]. Θα εξεταστεί αν ακολουθώντας τους Ευρωκώδικες ισχύει ότι $MAF^{DL} < 0.0105$ μιας και η απαίτηση περιορισμού των βλαβών ήταν αυτή που καθόρισε το σχεδιασμό.

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 τριδιάστατη 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 (Σχήμα 3.9), το οποίο πολλαπλασιάζεται με τον κατάλληλο συντελεστή (Scale Factor – SF=0.1184) ώστε να συμπίπτει με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα για το στόχο επιτελεστικότητας του Damage Limitation. Για τιμές περί το 1s παρατηρείται ότι σχεδόν ταυτίζονται ! Όλα αυτά γίνονται με τη βοήθεια αλγορίθμων σε excel και Matlab.

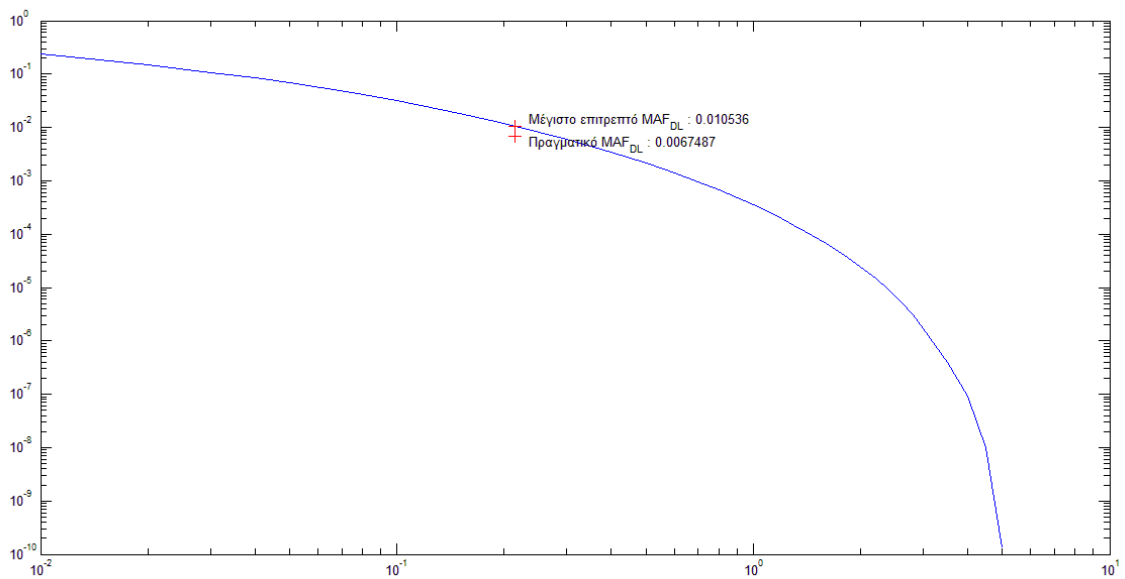
Τελικά, προκύπτει ότι $MAF^{DL} = 0.00675 < 0.0105$ (Σχήμα 3.11). Το MAF λοιπόν, είναι περίπου τα δύο τρίτα του μέγιστου επιτρεπτού. Είναι εμφανές ότι ο περιορισμός των βλαβών (DL) που ήλεγχε το σχεδιασμό της κατασκευής δεν οδήγησε σε καλά αποτελέσματα από την άποψη της οικονομίας και ο φορέας υπερδιαστασιολογήθηκε. Στη συνέχεια θα γίνει επαναδιαστασιολόγηση του κτιρίου μέσω των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής.



Σχήμα 3.9: Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας (UHS) για μια περιοχή υψηλής σεισμικότητας



Σχήμα 3.10: Σύγκριση ελαστικών φασμάτων EC8 – UHS (SF = 0.1184) για το DL



Σχήμα 3.11: Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας για $T = 0.839s$.
Υπολογισμός πραγματικού και μέγιστου επιτρεπτού MAF για το στόχο επιτελεστικότητας DL

4 Ανασχεδιασμός με τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής

4.1 Εισαγωγή

Τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής (Yield Frequency Spectra – YFS) αποτελούν μια μέθοδο αντισεισμικού σχεδιασμού βάσει επιτελεστικότητας. Έχοντας ως δεδομένα τη μετακίνηση διαρροής και την καμπύλη ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος που προκύπτει από την ανάλυση pushover, τα YFS συνδέουν της μέση ετήσια συχνότητα (MAF) υπέρβασης ενός ορίου πλαστιμότητας ή μετακίνησης με την απαιτούμενη τέμνουσα βάσης, επιτρέποντας ο σχεδιασμός να γίνεται ακόμα και σε ένα μόνο επαναληπτικό βήμα [31].

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η διαδικασία ανασχεδιασμού του φορέα που σχεδιάστηκε προηγουμένως σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Χρησιμοποιώντας κατάλληλο λογισμικό (αριθμητική μέθοδος) τα YFS μπορούν να υπολογιστούν αυτόματα για το ελαστικό – απολύτως πλαστικό ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα που προκύπτει από την ανάλυση pushover. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα η ικανοποίηση προκαθορισμένων στόχων επιτελεστικότητας που τίθενται από τον κανονισμό, περιορισμός των βλαβών (DL) και αποφυγή κατάρρευσης (CP), να μπορούν να συνδέονται άμεσα με την αντίσταση και τη δυσκαμψία της κατασκευής.

4.2 Διαδικασία Σχεδιασμού με YFS

Τα απαραίτητα στοιχεία για τον υπολογισμό των YFS είναι :

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 και το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης με το λόγο απόσβεσης.
3. Τα όρια πλαστιμότητας μετακινήσεων που σχετίζονται με τους στόχους επιτελεστικότητας καθώς επίσης και οι μέσες ετήσιες συχνότητες υπέρβασής τους.
4. Το μέγεθος της εκτιμώμενης διασποράς των ανωτέρω ορίων.

Μετά τον καθορισμό των προαναφερθεισών παραμέτρων, μέσω του πλαισίου των YFS παρέχεται στο μελετητή η απαιτούμενη αντίσταση του κτιρίου ώστε να ικανοποιούνται οι επιβαλλόμενοι στόχοι επιτελεστικότητας.

4.2.1 Επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας

Η επιφάνεια σεισμικής επικινδυνότητας (Uniform Hazard Surface – UHS) που χαρακτηρίζει μια περιοχή αναφέρθηκε σε προηγούμενο υποκεφάλαιο (§3.7). Θα χρησιμοποιηθεί το UHS που φαίνεται στο Σχήμα 3.9 κατάλληλα τροποποιημένο με το συντελεστή 0.1184 όπως εξηγήθηκε αναλυτικά προηγουμένως (§3.7).

4.2.2 Μετακίνηση Διαρροής

Για την εκτίμηση της μετακίνησης διαρροής και του διαγράμματος δύναμης – μετακίνησης θα χρησιμοποιηθεί η καμπύλη αντίστασης όπως αυτή προέκυψε από την ανάλυση pushover στο κεφάλαιο §3.3 (Σχήμα 3.4). Η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) είναι :

$$\delta_y^{SDOF} = \frac{\delta_y^{MDOF}}{G} = \frac{0.119}{1.347} = 0.088m \quad (4.1)$$

Το G είναι ο συντελεστής συμμετοχής όλων των ιδιομορφών και προέκυψε από τις IDA στο κεφάλαιο 3.4 για την ελαστική περιοχή ($0 \leq S_a(T_{eff}) \leq 0.30g$) από την καμπύλη IDA50% που δίνεται στο Σχήμα 3.7. Αντικαθιστά το συντελεστή συμμετοχής Γ που δίνεται από την ανάλυση pushover, ώστε να ληφθεί υπόψη και η συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών και δίνεται από τη σχέση :

$$G = \frac{\delta_{roof}}{S_a(T_1)} \frac{4\pi^2}{T_1^2} = 1.347 \quad (4.2)$$

Δε διαφέρει ουσιαστικά από το Γ μιας και το κτίριο που εξετάζεται είναι σχετικά χαμηλό ($G \approx \Gamma$).

4.2.3 Όρια πλαστιμότητας μετακινήσεων και αντίστοιχα MAF

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

$$\mu_{lim}^{DL} = \frac{\delta_{lim}^{DL}}{\delta_y} = \frac{\theta_{max}^{DL,lim} / COD_{dynamic}}{\theta_{roof,y}} = \frac{0.50\% / 1.213}{0.119 / 16.5} = 0.572 \quad (4.3)$$

Ο $COD_{dynamic}$ προέκυψε από τις IDA αντικαθιστώντας το COD_{static} της ανάλυσης pushover (Σχήμα 3.3) και λαμβάνεται ίσος με 1.213. Το αντίστοιχο όριο για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας που αναφέρεται στην απαίτηση μη κατάρρευσης όπως αυτή ορίστηκε στο κεφάλαιο §2.3.1 είναι:

$$\mu_{lim}^{CP} = 5.00 \quad (4.4)$$

Η μέγιστη εσωτερική γωνία στροφής για το CP είναι:

$$\theta_{max}^{CP,lim} = \mu_{lim}^{CP} \cdot \theta_{roof,y} \cdot COD_{dynamic} = 5.00 \cdot 0.72\% \cdot 1.213 = 4.36\% \quad (4.5)$$

4.2.4 Εκτίμηση διασποράς

Η επιστημική διασπορά (epistemic uncertainty) λαμβάνεται ίση με 20% και 40% για το DL και το CP αντίστοιχως.

4.3 Ανασχεδιασμός με YFS

Αφού καθορίστηκαν όλες οι προηγούμενες παράμετροι, το πλαίσιο των YFS παρέχει στο μελετητή τη δυνατότητα να επανασχεδιάσει το φορέα. Ο βασικός συντελεστής που χρησιμοποιείται είναι ο C_y , ο οποίος αποτελεί έναν κανονικοποιημένο συντελεστή αντοχής που ορίζεται ως εξής:

$$C_y = \frac{F_y}{W_1} \quad (4.6)$$

όπου F_y είναι η τέμνουσα βάσης στη διαρροή και W είναι το βάρος του φορέα που ενεργοποιείται κατά την πρώτη ιδιομορφή. Ο C_y επιτρέπει και την άμεση αντικατάσταση της ιδιοπεριόδου ως εξής:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_y^{SDOF}}{C_y g}} \quad (4.7)$$

Για τον αρχικό φορέα λοιπόν, η τιμή του είναι

$$C_{y,actual} = \frac{\delta_y^{SDOF}}{g} \frac{4\pi^2}{T^2} = \frac{0.088}{9.81} \frac{4\pi^2}{0.839^2} = 0.503 \quad (4.8)$$

$$a_{1,actual} = \frac{V_y}{C_{y,actual} \cdot W} = \frac{5870.7}{0.503 \cdot 1485.73 \cdot 9.81} = 0.801 \approx a_1 = 0.798 \quad (4.9)$$

όπου a_1 είναι το ποσοστό της πρώτης ιδιομορφικής μάζας, όπως υπολογίστηκε στο §3.3. Στο Σχήμα 4.1 δίνονται δύο τιμές, κάθε μια από τις οποίες αντιστοιχεί στους στόχους επιτελεσματικότητας που τέθηκαν προηγουμένως. Για το DL προκύπτει η τιμή $C_y = 0.297$ ενώ για το CP δίνεται μια τιμή πολύ μικρότερη του 0.01. Λαμβάνεται υπόψη η μεγαλύτερη εκ των δύο. Επομένως, είναι :

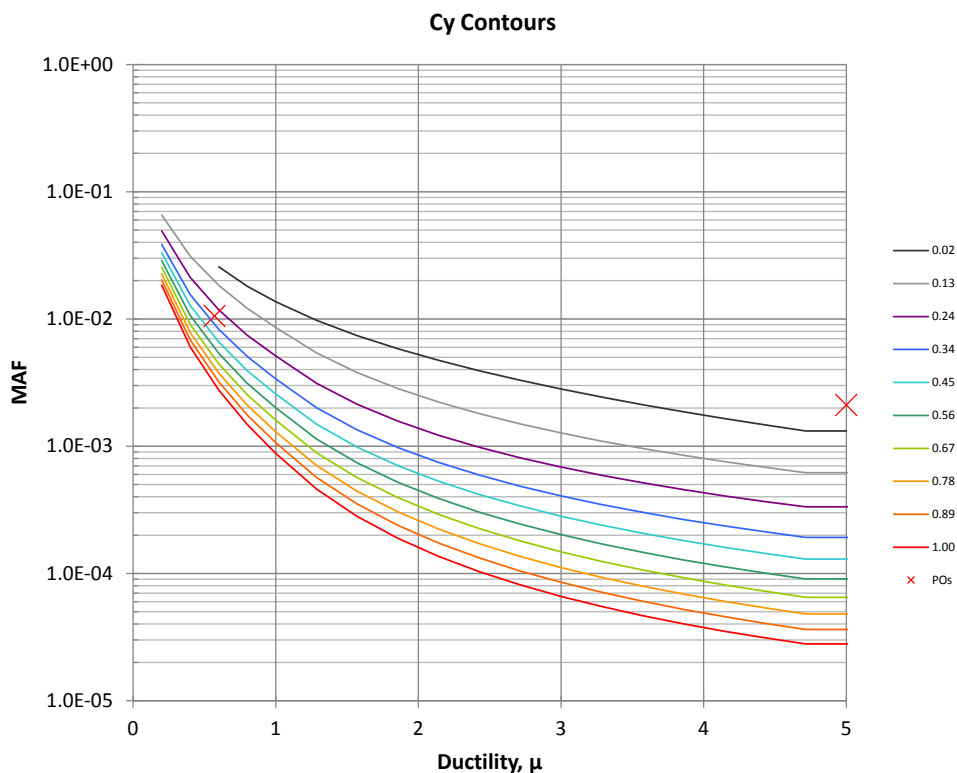
$$C_{y,YFS} = 0.297 < C_{y,actual} = 0.503 \quad (4.10)$$

$$V_{y,YFS} = a_1 \cdot C_{y,YFS} \cdot W = 0.801 \cdot 0.297 \cdot 1485.73 \cdot 9.81 = 3467.4kN \quad (4.11)$$

$$T_{YFS} = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_y^*}{C_y \cdot g}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.088}{0.297 \cdot 9.81}} = 1.092s \quad (4.12)$$

$$a_{gR,YFS} = \frac{T_{YFS} \cdot V_{y,YFS}}{T \cdot V_y} a_{gR} = \frac{1.092 \cdot 3467.4}{0.84 \cdot 5870.7} 0.24g = 0.768 \cdot 0.24g = 0.184g \quad (4.13)$$

Ο νέος φορέας θα πρέπει να σχεδιαστεί ώστε να έχει θεμελιώδη περίοδο ίση με 1.092s, η τέμνουσα βάσης του να είναι 3467.4kN, ενώ η εδαφική επιτάχυνση θα ληφθεί ίση με 0.184g. Εάν ικανοποιηθούν τα προηγούμενα δεδομένα προσεγγιστικά, τότε ο νέος σχεδιασμός θα είναι πιο κοντά στην κάλυψη του DL. Αξίζει να σημειωθεί πως η παραπάνω ανάλυση γίνεται θεωρώντας τη μέση τιμή της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας. Το πλαίσιο των ΦΣΔ παρέχει τη δυνατότητα του σχεδιασμού με ένα διάστημα εμπιστοσύνης μεγαλύτερο του 50%.



Σχήμα 4.1 Καμπύλες C_γ (Φάσματα Συχνότητας Διαρροής) για $\delta_y^* = 0.088m$

4.4 Νέος φορέας

4.4.1 Επιλογή διατομών

Για τα στοιχεία των πλαισίων παραλαβής ροπών του νέου φορέα επιλέγονται οι επόμενες διατομές ως εξής:

1. Για τα εξωτερικά υποστυλώματα σε όλους τους ορόφους επιλέγεται η διατομή HEB600.
2. Για τις δοκούς του πρώτου και δευτέρου ορόφου (εξωτερικές δοκοί «12») επιλέγεται η διατομή IPE600.
3. Για τις δοκούς του τρίτου και τέταρτου ορόφου (εξωτερικές δοκοί «34») επιλέγεται η διατομή IPE500.

Όλες οι διατομές του κτιρίου δίνονται στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 4.1: Διατομές των δοκών και υποστυλωμάτων.

Πλαίσιο	Όροφος	1	2	3	4
Παραλαβής Ροπών	Δοκοί	IPE600	IPE600	IPE500	IPE500
	Υποστυλώματα	HEB600	HEB600	HEB600	HEB600
Βαρύτητας	Δοκοί	IPE360	IPE360	IPE360	IPE360
	Υποστυλώματα	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220

Στη συνέχεια, δίνονται οι ροπές και οι στροφές στα άκρα των στοιχείων για τη διαμόρφωση των διαγραμμάτων ροπών – στροφών, όπως έγινε στο υποκεφάλαιο §3.2.

Πίνακας 4.2 : Στροφές στοιχείων ανά όροφο (σε rad)

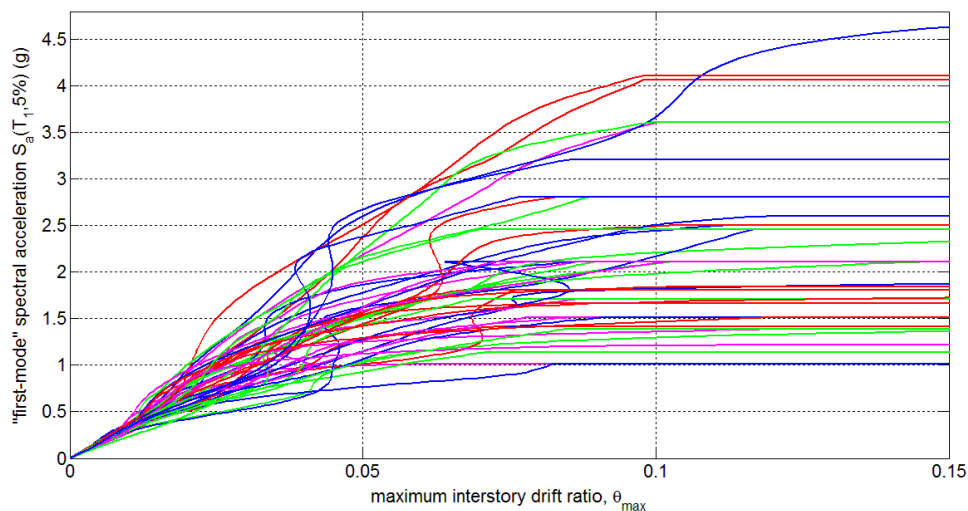
	όροφος	θ_y	θ_p	θ_{pc}	θ_c	θ_r	θ_u
HEB600	1	0.0058	0.0265	0.1810	0.0322	0.1474	0.1489
	2-3-4	0.0051	0.0262	0.1810	0.0313	0.1465	0.1479
IPE600	1-2	0.0051	0.0252	0.1927	0.0303	0.1529	0.1544
IPE500	3-4	0.0060	0.0296	0.1828	0.0356	0.1519	0.1534

Πίνακας 4.3 : Ροπές

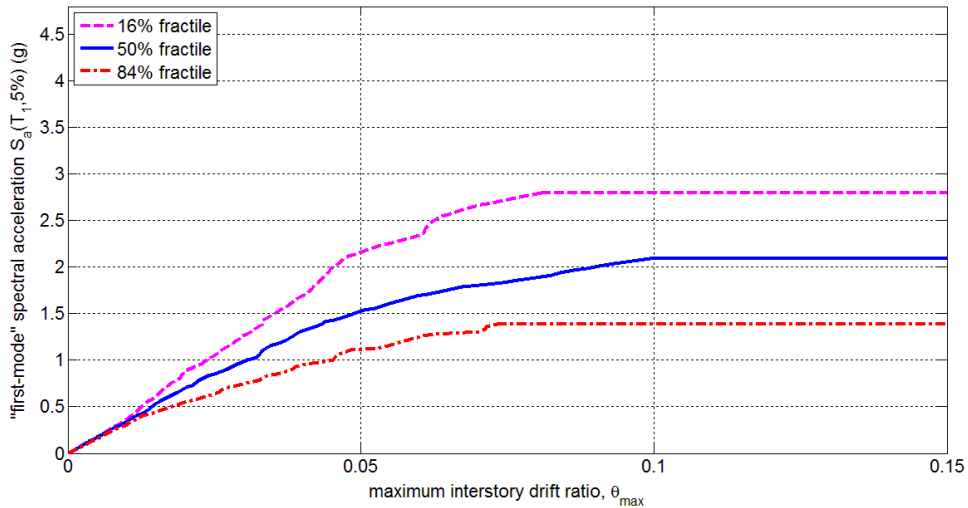
	$W_{y,pl}$ <i>cm³</i>	$M_{y,p}$ <i>kNm</i>	M_y <i>kNm</i>	M_c <i>kNm</i>	M_r <i>kNm</i>
HEB600	6425.0	2508.96	2759.86	3035.84	1103.94
IPE600	2297.7	897.26	986.98	1085.68	394.79
IPE500	1419.6	554.35	609.79	670.77	243.92

4.4.2 Εκτίμηση του MAF

Ο νέος φορέας έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ίση με $T_1=1.084s$ η οποία είναι σχεδόν ίση με την απαιτούμενη $T_1=1.092s$. Στα επόμενα σχήματα δίνονται οι καμπύλες IDA (Σχήμα 4.2) και τα ποσοστημόρια 16%, 50% και 84% των καμπυλών αυτών (Σχήμα 4.3), απ' όπου προκύπτουν και οι τιμές του παρακάτω πίνακα (Πίνακας 4.4) και οι οποίες χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των νέων καμπυλών τρωτότητας (Σχήμα 4.4).



Σχήμα 4.2: Φασματική επιτάχυνση 1^{ης} ιδιομορφής ($\zeta=5\%$) – μέγιστη εσωτερική γωνία στροφής όπως προέκυψε από τις IDA

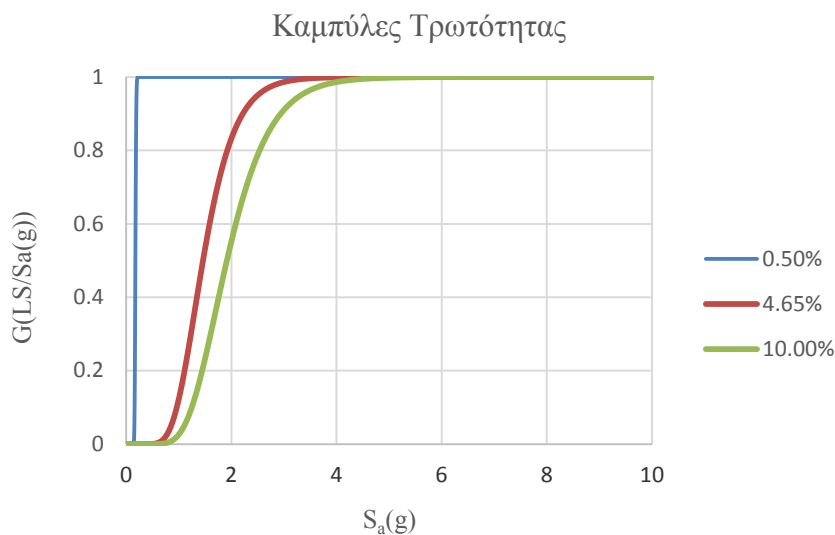


Σχήμα 4.3: Ποσοστημότητα 16%, 50%, 84% καμπυλών IDA

Πίνακας 4.4 Τιμές του $S_{a,C}$ για τις στάθμες επιτελεστικότητας DL, CP και NC

θ_{max}	0.50%	4.65%	10.00%
$S_{a,C}^{84\%}$	0.183	2.070	2.788
$S_{a,C}^{50\%}$	0.174	1.460	1.914
$S_{a,C}^{16\%}$	0.159	1.078	1.428

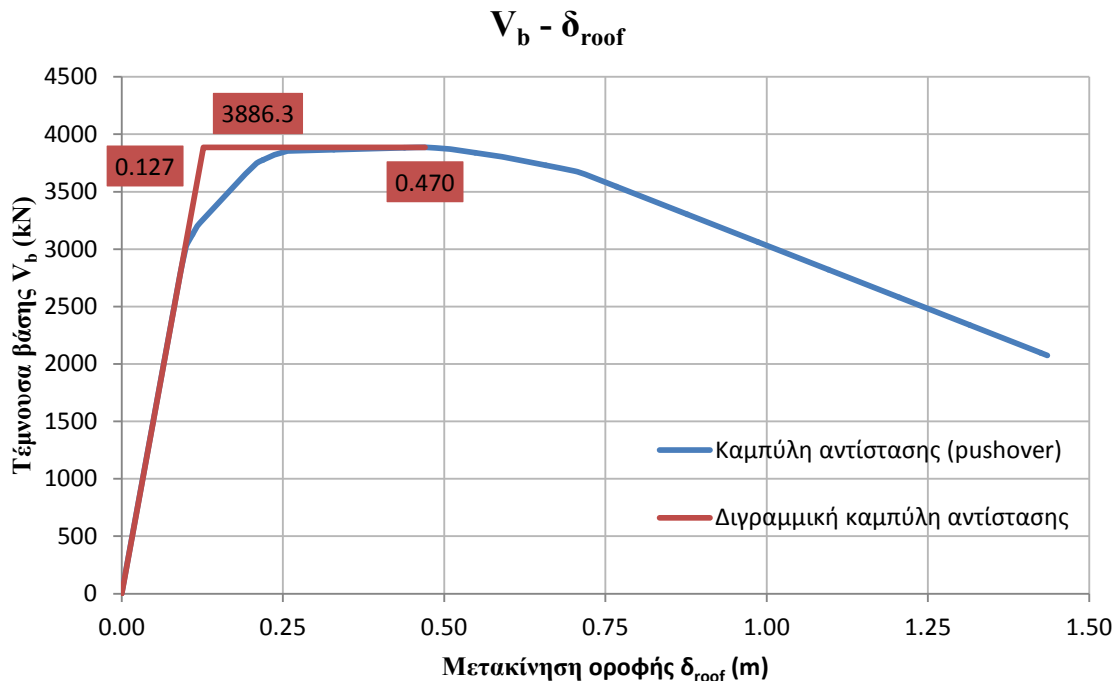
Η διασπορά για το DL προκύπτει ίση με 0.070. Το MAF του νέου φορέα προκύπτει ίσο με $0.0103 < 0.0105$. Φαίνεται λοιπόν, πως η μέθοδος των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής δίνει μια πολύ ακριβή πρώτη εκτίμηση για τα χαρακτηριστικά του ανασχεδιασμένου φορέα.



Σχήμα 4.4 Καμπύλες Τρωτότητας του νέου φορέα

4.4.3 Καμπύλη αντίστασης

Η καμπύλη αντίστασης του νέου φορέα, όπως προέκυψε από μη γραμμική στατική ανάλυση δίνεται στο ακόλουθο Σχήμα 4.5. Η τέμνουσα βάσης είναι ίση με 3886.3kN λίγο μεγαλύτερη από αυτή που απαιτούνταν 3467.4kN και η μετατόπιση διαρροής ίση με 0.127m. Το C_y προκύπτει ίσο με 0.329 λίγο μεγαλύτερο από το προβλεπόμενο 0.297.



Σχήμα 4.5: Καμπύλη αντίστασης του νέου φορέα και διγραμμικοποίησή της

Από την καμπύλη IDA50% προκύπτει το G ίσο με 1.338 (Σχήμα 4.3). Η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) είναι :

$$\delta_y^{SDOF} = \frac{\delta_y^{MDOF}}{G} = \frac{0.127}{1.338} = 0.095m \quad (4.14)$$

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

$$\mu_{lim}^{DL} = \frac{\delta_{lim}^{DL}}{\delta_y} = \frac{\theta_{max}^{DL,lim} / COD_{dynamic}}{\theta_{roof,y}} = \frac{0.50\% / 1.209}{0.127 / 16.5} = 0.537 \quad (4.15)$$

Ο $COD_{dynamic}$ προέκυψε από τις IDA αντικαθιστώντας το COD_{static} της ανάλυσης pushover και λαμβάνεται ίσος με 1.209. Το αντίστοιχο όριο για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας που αναφέρεται στην απαίτηση μη κατάρρευσης όπως αυτή ορίστηκε στο κεφάλαιο §2.3.1 είναι:

$$\mu_{lim}^{CP} = 5.00 \quad (4.16)$$

Η μέγιστη εσωτερική γωνία στροφής για το CP είναι:

$$\theta_{\max}^{CP, \lim} = \mu_{\lim}^{CP} \cdot \theta_{\text{roof}, y} \cdot COD_{\text{dynamic}} = 5.00 \cdot 0.77\% \cdot 1.210 = 4.65\% \quad (4.17)$$

Έχοντας όλα τα απαραίτητα στοιχεία γίνεται και ένα επαναληπτικό βήμα της μεθόδου. Προτείνεται ένας βελτιωμένος φορέας που θα έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ίση με $T_1=1.097\text{s}$ και $C_y = 0.316$. Επομένως, η Τέμνουσα Βάσης θα είναι 3792.4kN. Παρατηρείται πως η μέθοδος συγκλίνει και δε χρειάζεται μια σχεδιαστεί ένας άλλος φορέας. Ουσιαστικά, αυτή η δεύτερη επανάληψη είναι σαν επαλήθευση της πρώτης.

5 Σχεδιασμός για $\theta_{max} = 0.75\%$

5.1 Αρχικά δεδομένα

Όλη η προηγούμενη έκταση της εργασίας είχε ως δεδομένο ότι τα μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής λαμβάνονται σαν ψαθυρά, γεγονός που επέβαλε ως όριο για την κατάσταση περιορισμού των βλαβών το 0.50% (§2.12) σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$d_r \nu \leq 0.0050h \therefore \frac{0.5d_r}{h} \leq 0.50\% \quad (5.1)$$

Μέσω του πλαισίου των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής ο αρχικός φορέας με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ίση με $T_1=0.839s$ ανασχεδιαζόταν κι ένας νέος με $T_1=1.084s$ τον αντικαθιστούσε όντας πολύ πιο κοντά στην κάλυψη του παραπάνω ορίου.

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, γίνεται η παραδοχή ότι τα μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής είναι πλάστιμα κι έτσι το όριο 0.50% αλλάζει σε 0.75%. Οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων θα πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση (EN1998-1/4.4.3.2) :

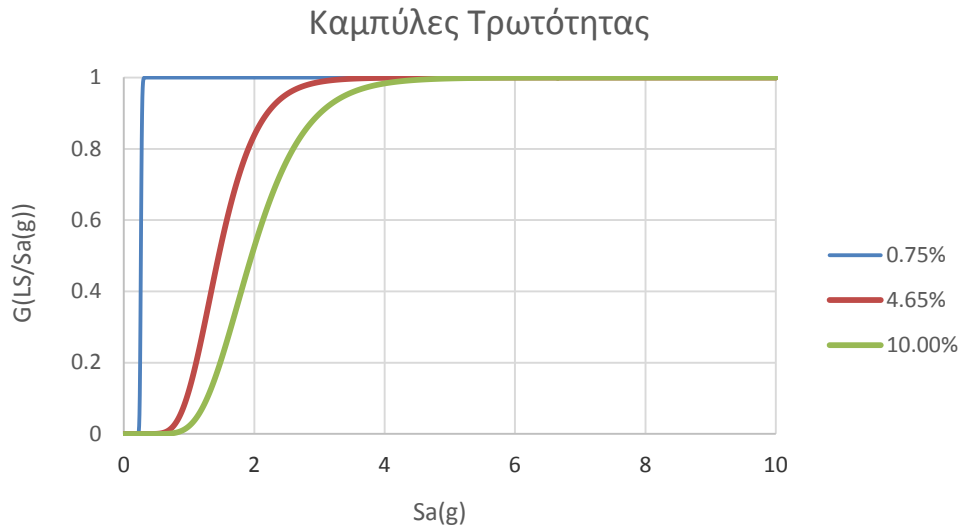
$$d_r \nu \leq 0.0075h \therefore \frac{0.5d_r}{h} \leq 0.75\% \quad (5.2)$$

Θεωρείται ως αρχικός φορέας ο φορέας του §4.4. Ο μέγιστος λόγος των σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων παρατηρείται στο δεύτερο όροφο και είναι $0.66\% < 0.75\%$. Επιπλέον, ο μέγιστος συντελεστής σχετικής ευαισθησίας θ που λαμβάνει υπόψη τα φαινόμενα P-Δ είναι ίσος με 0.178 και πάλι στο δεύτερο όροφο. Υπενθυμίζεται ένας από τους στόχους του σχεδιασμού είναι το θ να παραμένει μικρότερο από 0.20. Από τις αναλύσεις IDA που έχουν ήδη πραγματοποιηθεί και συγκεκριμένα από το Σχήμα 4.3 εξάγονται όλα τα απαραίτητα στοιχεία για τη δημιουργία των καμπυλών τρωτότητας. Τα στοιχεία αυτά παρουσιάζει ο Πίνακας 5.1.

Πίνακας 5.1 Τιμές του $S_{a,C}$ για τις στάθμες επιτελεστικότητας DL, CP και NC

θ_{max}	0.75%	4.65%	10.00%
$S_{a,C}^{84\%}$	0.272	2.070	2.788
$S_{a,C}^{50\%}$	0.258	1.460	1.914
$S_{a,C}^{16\%}$	0.236	1.078	1.428

Η φυσική διασπορά για το DL προκύπτει ίση με 0.071. Χρησιμοποιώντας το UHS που αναφέρθηκε προηγουμένως (Σχήμα 3.9) με Scale Factor $SF=0.1167$ και με τη βοήθεια αλγορίθμου σε Matlab προκύπτει το $MAF=0.0052 \ll 0.0105$. Και πάλι λοιπόν, φαίνεται ότι ο Ευρωκώδικας για το συγκεκριμένο φορέα οδηγεί σε πολύ συντηρητικές λύσεις.



Σχήμα 5.1: Καμπύλες Τρωτότητας

5.2 Ανασχεδιασμός με χρήση των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής

Η καμπύλη αντίστασης και η διγραμμικοποίησή της έχουν ήδη παρουσιαστεί στο Σχήμα 4.5. Για τον αρχικό φορέα λοιπόν, η τιμή του C_y είναι

$$C_{y,actual} = \frac{\delta_y^{SDOF}}{g} \frac{4\pi^2}{T^2} = \frac{0.095}{9.81} \frac{4\pi^2}{1.084^2} = 0.325 \quad (5.3)$$

$$a_{1,actual} = \frac{V_y}{C_{y,actual} \cdot W} = \frac{3886.3}{0.325 \cdot 1465.11 \cdot 9.81} = 0.832 \quad (5.4)$$

Η μετατόπιση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος είναι ίση με 0.127m, ενώ το όριο πλαστιμότητας μετακινήσεων για το Damage Limitation είναι ίσο με:

$$\mu_{lim}^{DL} = \frac{\delta_{lim}^{DL}}{\delta_y} = \frac{\theta_{max}^{DL,lim} / COD_{dynamic}}{\theta_{roof,y}} = \frac{0.75\% / 1.209}{0.127 / 16.5} = 0.806 \quad (5.5)$$

Έχοντας όλα τα απαραίτητα στοιχεία, τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής προτείνουν ένα φορέα που θα έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ίση με $T_1=1.668s$ και $C_y = 0.137$ (Σχήμα 5.2). Επιπλέον, η τέμνουσα βάσης θα πρέπει να είναι ίση με:

$$V_{y,YFS} = \alpha_1 \cdot C_{y,YFS} \cdot W = 0.832 \cdot 0.137 \cdot 1465.11 \cdot 9.81 = 1638.3kN \quad (5.6)$$

Για τα στοιχεία των πλαισίων παραλαβής ροπών του νέου φορέα επιλέγονται οι επόμενες διατομές ως εξής:

1. Για τα εξωτερικά υποστυλώματα σε όλους τους ορόφους επιλέγεται η διατομή HEA550.
2. Για τις δοκούς του πρώτου και δευτέρου ορόφου (εξωτερικές δοκοί «12») επιλέγεται η διατομή IPE450.
3. Για τις δοκούς του τρίτου και τέταρτου ορόφου (εξωτερικές δοκοί «34») επιλέγεται η διατομή IPE400.

Όλες τις διατομές του κτιρίου δείχνει ο Πίνακας 5.2.

Πίνακας 5.2: Διατομές των δοκών και υποστυλωμάτων.

Πλαίσιο	Όροφος	1	2	3	4
Παραλαβής Ροπών	Δοκοί	IPE450	IPE450	IPE400	IPE400
	Υποστυλώματα	HEA550	HEA550	HEA550	HEA550
Βαρύτητας	Δοκοί	IPE360	IPE360	IPE360	IPE360
	Υποστυλώματα	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220

Ο νέος αυτός φορέας έχει $T_1 = 1.584s < T_{1,YFS} = 1.668s$. Δε σχεδιάστηκε ένας φορέας κοντά στο $T_1 = 1.67s$ αλλά κατά $0.1s$ μικρότερος, γιατί αναμένεται ο συντελεστής ευαισθησίας μετακινήσεων να είναι απαγορευτικά μεγάλος. Το MAF του νέου φορέα είναι $0.0103 < 0.0105$. Η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος είναι (Σχήμα 5.3):

$$\delta_y^{SDOF} = \frac{\delta_y^{MDOF}}{G} = \frac{0.151}{1.337} = 0.113m \quad (5.7)$$

όπου το G προέκυψε από τις IDA ίσο με 1.337 , λίγο μεγαλύτερο του $\Gamma = 1.324$. Επιπλέον, είναι :

$$C_{y,actual} = \frac{\delta_y^* 4\pi^2}{g T^2} = \frac{0.113}{9.81} \frac{4\pi^2}{1.584^2} = 0.181 \quad (5.8)$$

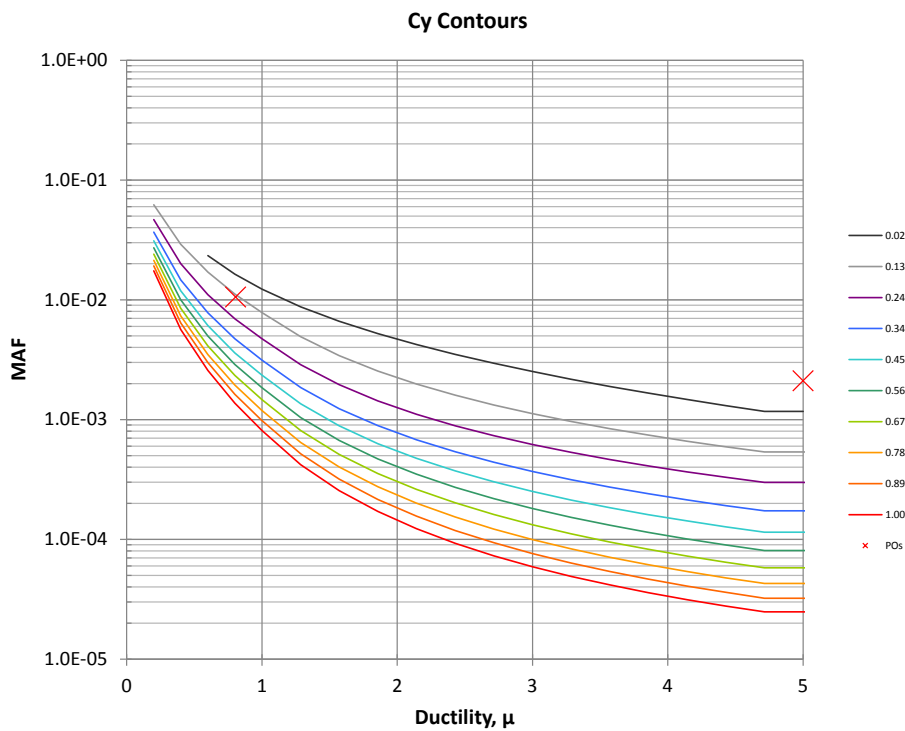
$$a_{1,actual} = \frac{V_y}{C_{y,actual} \cdot W} = \frac{2131.5}{0.181 \cdot 1448.99 \cdot 9.81} = 0.828 \quad (5.9)$$

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

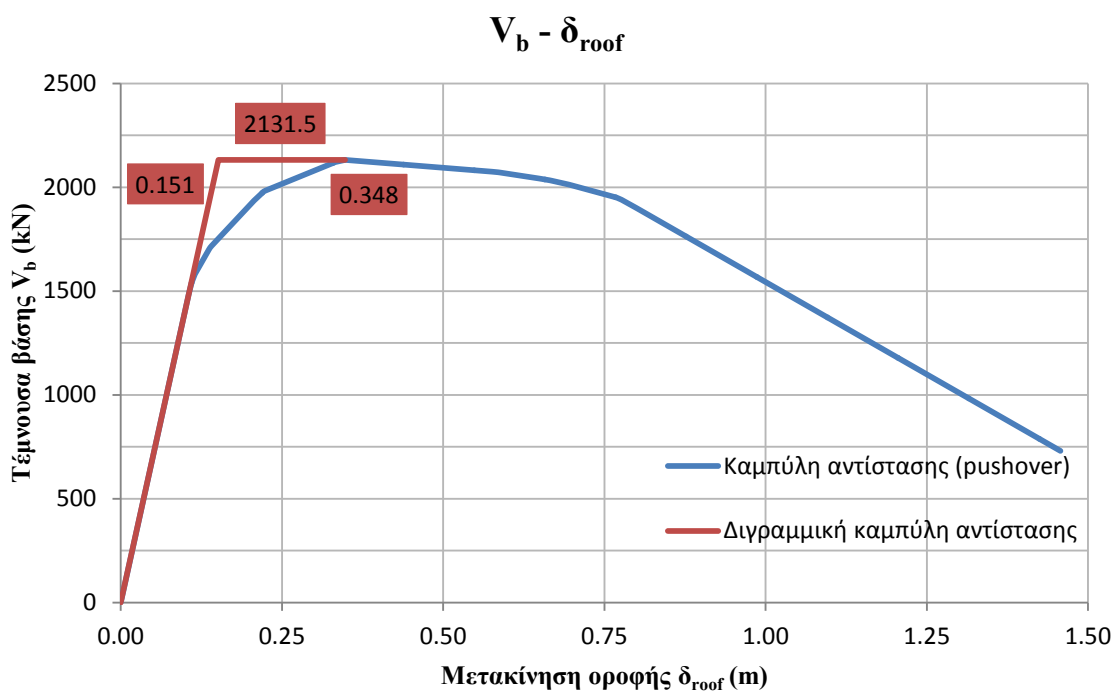
$$\mu_{lim}^{DL} = \frac{\delta_{lim}^{DL}}{\delta_y} = \frac{\theta_{max}^{DL,lim} / COD_{dynamic}}{\theta_{roof,y}} = \frac{0.75\% / 1.263}{0.151 / 16.5} = 0.649 \quad (5.10)$$

Ο $COD_{dynamic}$ προέκυψε από τις IDA ίσος με 1.263 , αντικαθιστώντας το COD_{static} της ανάλυσης pushover το οποίο υπολογίστηκε ίσος με 1.217 . Από το πλαίσιο των Φασμάτων Συχνότητας Διαρροής, προτείνεται ένας νέος φορέας με $C_y = 0.180$ και θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T_1 = 1.588s \approx 1.584s$. Η τέμνουσα βάσης του θα είναι ίση με $2118.5kN \approx 2131.5kN$. Παρατηρείται και πάλι πως η μέθοδος συγκλίνει.

Παρόλα αυτά, ο μέγιστος συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης των ορόφων προκύπτει ίσος με 0.29 , κάτι το οποίο δεν είναι αποδεκτό από τον Ευρωκώδικα. Σε τούτη την περίπτωση λοιπόν, θα ήταν πιο ορθό να μην αλλάξει ο αρχικός σχεδιασμός του φορέα ώστε να παραμείνει ο θ κάτω από το 0.2 .



Σχήμα 5.2: Καμπύλες C_y (Φάσματα Συχνότητας Διαρροής) για $\delta_y^* = 0.113m$



Σχήμα 5.3: Καμπύλη αντίστασης και διγραμμικοποίησή της

6 Συμπεράσματα

Από την ανάλυση που προηγήθηκε προκύπτουν τα εξής πολύ χρήσιμα συμπεράσματα:

1. Ο σχεδιασμός ενός σχετικά χαμηλού κανονικού μεταλλικού πλαίσιακού φορέα φαίνεται πως καθορίζεται από την κατάσταση περιορισμού των βλαβών (DLS) κι όχι από την οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS).
2. Χρησιμοποιήθηκαν δύο όρια για το DL. Και για τις δύο περιπτώσεις τα Φάσματα Συχνότητας Διαρροής προβλέπουν πολύ καλά την αντοχή και τη δυσκαμψία που πρέπει να έχει ο εκάστοτε φορέας ώστε να ικανοποιούνται οι στόχοι επιτελεστικότητας. Στην πρώτη περίπτωση θεωρώντας αυξημένες απαιτήσεις για τα μη φέροντα στοιχεία (σαν να ήταν ψαθυρά, $\theta_{max} = 0.50\%$), όπου δεν υπάρχουν πολύ έντονες μετακινήσεις κι η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξης δεν είναι πολύ μεγάλη (συντελεστής ευαισθησίας $\theta < 0.2$) ο ανασχεδιασμός γίνεται σε ένα μόνο βήμα! Στη δεύτερη περίπτωση θεωρώντας τις συνήθεις απαιτήσεις για πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία ($\theta_{max} = 0.75\%$), όπου υπάρχουν πολύ έντονες μετακινήσεις κι η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξης είναι απαγορευτική για το σχεδιασμό (συντελεστής ευαισθησίας $\theta \approx 0.3$), ο ανασχεδιασμός χρειάζεται και δεύτερο επαναληπτικό βήμα για να συγκλίνει, χωρίς όμως να χρειάζεται ο φορέας να αναδιαστασιολογηθεί.
3. Ο Ευρωκώδικας 8 δε φαίνεται να επιτυγχάνει μεγάλη αξιοπιστία στην ικανοποίηση των σταθμών επιτελεστικότητας. Παρόλα αυτά στη δεύτερη περίπτωση ο αρχικός σχεδιασμός με βάση τους Ευρωκώδικες είναι και ο τελικός μιας και τα φαινόμενα P-Δ απαγορεύουν τον ανασχεδιασμό του. Κατά περίπτωση μπορεί να είναι υπερσυντηρητικός ή και ανασφαλής.
4. Τα Φάσματα Συχνότητας διαρροής προσφέρουν μεγάλη ευελιξία στο μελετητή ώστε να σχεδιάζει κατασκευές για οποιοδήποτε στόχο επιτελεστικότητας πέρα από τους συνήθεις κάτι το οποίο δεν προβλέπεται στους Ευρωκώδικες, χωρίς να αλλάξει η διαδικασία σχεδίασης. Επιπλέον, παρέχουν τη δυνατότητα να ληφθούν άμεσα υπόψη οι αβεβαιότητες, φυσικές ή επιστημικές, καθώς και να σχεδιαστεί ένας φορέας με οποιοδήποτε επιθυμητό βαθμό εμπιστοσύνης για τη σεισμική δράση.

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2006). «Σιδηρές κατασκευές». 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. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2006). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Aschheim M. “Seismic design based on the yield displacement.” *Earthquake Spectra* 2002, 18(4), 581–600.
6. CEN. European Standard EN 1990. “Eurocode: Basis of structural design.” European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2002.
7. CEN. 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, 2002.
8. CEN. 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, 2005.
9. CEN. 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, 2004.
10. CEN. 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, 2005.
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. Chopra A.K. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1995.
13. Fajfar P. (2010), “A nonlinear analysis method for performance based seismic design.” *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592.
14. FEMA. “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, 2006.
15. FEMA, “Quantification of Building Seismic Performance Factors.” Report FEMA P695, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2009.
16. Haselton C.B. (2006). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
17. Ibarra L.F. (2003) “Global collapse of frame structures under seismic excitations.” PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
18. 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.

19. 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.
20. Jalayer F. (2003) "Direct probabilistic seismic analysis: Implementing non-linear dynamic assessments." PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
21. 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.
22. 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
23. Moehle JP (1992) "Displacement-based design of RC structures subject to earthquakes," *Earthquake Spectra*, 8(3),403–428
24. 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.
25. NIST (2010b). "Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design." Report No NIST GCR 10-917-9, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
26. 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.
27. 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.
28. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). "Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
29. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
30. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). "Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.
31. 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.
32. 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.
33. Vamvatsikos D., Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece <http://users.ntua.gr/divamva/software.html>