

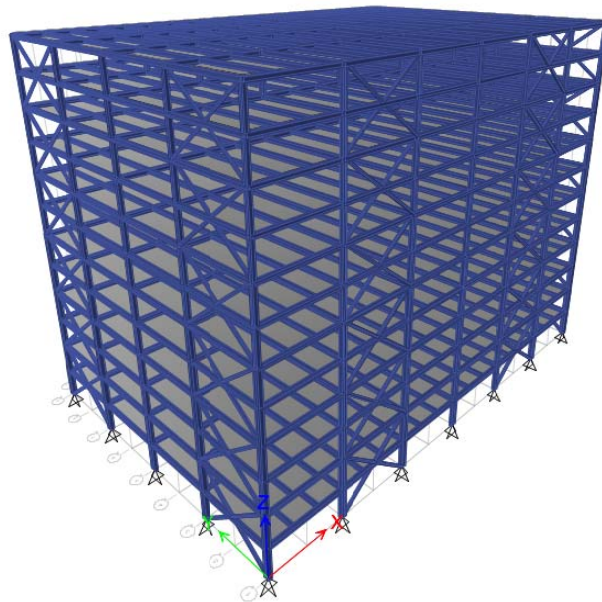


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς κανονικών  
πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων με χιαστί  
συνδέσμους δυσκαμψίας



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Στέλλα Δ. Πύρζα

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Απρίλιος 2016

ΕΜΚ ΜΕ 2016/01

Πύρζα Σ. Δ. (2016).  
Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς κανονικών πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων με  
χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας  
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2016/01  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Pyrza S. D. (2016).  
Quantification of seismic performance factor of regular multistory steel buildings with  
concentrically X-braced frames  
Msc Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2016/01  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	2
Abstract .....	3
Ευχαριστίες .....	4
1 Εισαγωγή .....	5
2 Μεθοδολογία αποτίμησης συντελεστή συμπεριφοράς .....	11
2.1 Αποτίμηση συμπεριφοράς .....	17
2.2 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς $g$ .....	22
3 Διατάξεις του EC8 .....	23
3.1 Διατάξεις που αφορούν τα κτίρια γενικά .....	24
3.2 Διατάξεις για κτίρια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας .....	25
4 Σχεδιασμός κτιρίων .....	27
4.1 Σχεδιασμός και αποτελέσματα τριώροφου κτιρίου .....	28
4.2 Σχεδιασμός και αποτελέσματα εξώροφου κτιρίου .....	32
4.3 Σχεδιασμός και αποτελέσματα δωδεκαώροφου κτιρίου .....	35
4.4 Σχεδιασμός και αποτελέσματα ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου .....	39
5 Μη γραμμική ανάλυση .....	43
5.1 Ιδιομορφική ανάλυση με το Opensees .....	45
5.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis) .....	46
5.3 Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (IDA) .....	48
6 Αποτίμηση συμπεριφοράς κτιρίων .....	58
6.1 Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς μέσω της Pushover .....	58
6.2 Αποτίμηση συμπεριφοράς με όρους συχνότητας υπέρβασης .....	59
6.3 Αποτίμηση συμπεριφοράς μέσω FEMA P695 και εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς ..	63
7 Συμπεράσματα .....	65
8 Βιβλιογραφία .....	67

## **Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς κανονικών πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας**

Πύρζα Σ. Δ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

### **Περίληψη**

Η σεισμική κίνηση στην επιφάνεια του εδάφους αναπαρίσταται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Όμως οι φορείς έχουν στην πραγματικότητα την ικανότητα να ανθίστανται στις σεισμικές δράσεις, στη μη γραμμική περιοχή. Προκειμένου λοιπόν να αποφευχθεί η εκτέλεση μίας απόλυτα ανελαστικής ανάλυσης στον σχεδιασμό, η ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των μελών της λαμβάνεται υπόψη με την εκτέλεση μίας ελαστικής ανάλυσης υπό σεισμικό φορτίο μειωμένο μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς. Για τα συνήθη είδη συστημάτων ανάληψης οριζοντίων φορτίων, οι αντισεισμικοί κανονισμοί προτείνουν και τον ανάλογο συντελεστή συμπεριφοράς. Για νέα ή η συνήθη συστήματα, όπου υπάρχει έλλειψη δεδομένων και εμπειρίας από πραγματικές σεισμικές συνθήκες, η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς καθορίζει σε μεγάλο βαθμό το σχεδιασμό, όμως παρά τη σπουδαιότητά της, δεν υπόκειται σε κανόνες στις περισσότερες χώρες, εισάγοντας σημαντικές αβεβαιότητες.

Στους Αμερικάνικους Κανονισμούς, η εκτίμηση των συντελεστών συμπεριφοράς διέπεται από τις οδηγίες FEMA695. Σε μία προσπάθεια εισαγωγής μίας αντίστοιχης μεθοδολογίας για τον Ευρωκώδικα 8, εξετάζεται και αξιολογείται η τιμή συντελεστή συμπεριφοράς που προτείνει ο Ευρωκώδικας για κτίρια με κεντρικούς χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Σχεδιάζονται τρία μεταλλικά κτίρια τριών, έξι και δώδεκα ορόφων με χαμηλή, μέση και υψηλή ιδιοπερίοδο αντίστοιχα και διαστασιολογούνται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Ακολουθώντας, πραγματοποιούνται μη γραμμικές αναλύσεις βάσει των οποίων, αποτιμάται η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στο σχεδιασμό και εκτιμάται μέσω καταλλήλων σχέσεων η πραγματική τιμή του. Η αξιολόγηση συμπληρώνεται με την αποτίμηση της συμπεριφοράς των κτιρίων κάνοντας χρήση εναλλακτικών μεθοδολογιών ως προς το μέτρο έντασης, την εκτίμηση της αβεβαιότητας και τη χρήση καμπυλών σεισμικής επικινδυνότητας και εκτιμάται τελικώς το κατά πόσο έγινε ένας σχεδιασμός που να ικανοποιεί την απαίτηση για ασφάλεια έναντι κατάρρευσης.

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

MSC THESIS  
EMK ME 2016/01

## **Quantification of seismic performance factor of regular multistory steel buildings with concentrically X-braced frames**

Pyrza S. D. (supervised by Vamvatsikos D.)

### **Abstract**

The seismic motion on the ground surface is represented by the elastic response spectrum. Structures, though, have the ability to resist seismic actions in the non-linear range. In order to avoid the implementation of a fully non linear analysis in design, the ability of the structure to dissipate energy through the ductile performance of its members is considered through the execution of an elastic analysis using seismic loads reduced via the behavior factor. Depending on the lateral load resisting system, seismic codes propose values for the behavior factor that may be used in the design. The selection of the value of the behavior factor has a great impact on the design, its estimation, though, is not subject to any rigorous rules for most countries, leaving large margins of uncertainty, especially for newly introduced lateral-loading systems where experience is lacking.

In US codes, the evaluation of seismic performance factors has been largely standardized with the introduction of FEMA695 guidelines. In an attempt to propose a similar methodology for Eurocode 8, the value of behavior factor which Eurocode 8 proposes for steel buildings with concentrically X-braced frames is examined. Three buildings of three, six and twelve stories with low, medium and high period are designed accordingly to the provisions of Eurocode 8. Consequently, non linear analysis is executed in order to evaluate the value of behavior factor used in the design. The evaluation is completed with the assessment of the building behavior using alternative approaches regarding the intensity measure, the quantification of uncertainty and the use of seismic hazard curves in order to find the currently offered margin of safety against collapse.

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή της μεταπτυχιακής μου εργασίας, κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο για την ανάθεση ενός τόσο ενδιαφέροντος θέματος, για την εμπιστοσύνη που έδειξε απέναντί μου και για την αμέριστη βοήθεια που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια της εργασίας. Επίσης ευχαριστώ τον κ. Ιωάννη Βάγια, Καθηγητή και τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών για την διάθεση του χρόνου τους στην εξέταση της μεταπτυχιακής μου εργασίας.

# 1 Εισαγωγή

Οι σύγχρονες κατασκευές σχεδιάζονται ώστε να ανθίστανται στις σεισμικές δράσεις μέσω της ανάπτυξης πλαστικών παραμορφώσεων στα μέλη των συστημάτων απορρόφησης ενέργειας. Υπολογιστικά, αυτό λαμβάνεται υπόψη μέσω της χρήσης ενός συντελεστή  $R$  με βάση τους Αμερικάνικους Κανονισμούς ή  $q$  με βάση τον Ευρωκώδικα 8 που συμπεριλαμβάνουν την επιρροή της πλαστιμότητας που δύνανται να αναπτύξουν τα μέλη της κατασκευής, προκειμένου να επιτευχθεί μία απλούστερη και ουσιαστικά ελαστική διαδικασία σχεδιασμού. Η έννοια του συντελεστή συμπεριφοράς έχει εισαχθεί σε διάφορους αντισεισμικούς κανονισμούς παγκοσμίως και οι τιμές οι οποίες χρησιμοποιούνται στον σχεδιασμό προτείνονται από τους πίνακες του εκάστοτε κανονισμού ανάλογα με το σύστημα απορρόφησης ενέργειας που εξετάζεται.

Οι συντελεστές συμπεριφοράς που προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 8 και τους Αμερικάνικους Κανονισμούς για συστήματα δυσκαμψίας σε κτίρια από χάλυβα δίνονται στον Πίνακα 1.1. Οι ίδιες τιμές των συντελεστών συμπεριφοράς  $q$  του Ευρωκώδικα 8 που βασίζονται στις δυνάμεις προτείνονται και ως συντελεστές συμπεριφοράς  $q_d$  με βάση τις μετακινήσεις. Στους Αμερικάνικους Κανονισμούς ορίζεται ο συντελεστής παραμόρφωσης  $C_d$  που στοχεύει στην πρόβλεψη των αναμενόμενων μέγιστων μετακινήσεων που παράγονται από τις δυνάμεις σχεδιασμού και είναι συνήθως μικρότερος από τον συντελεστή συμπεριφοράς  $R$ .

Πίνακας 1.1 Συντελεστές που χρησιμοποιούνται στον σχεδιασμό κατά EC8 και ASCE

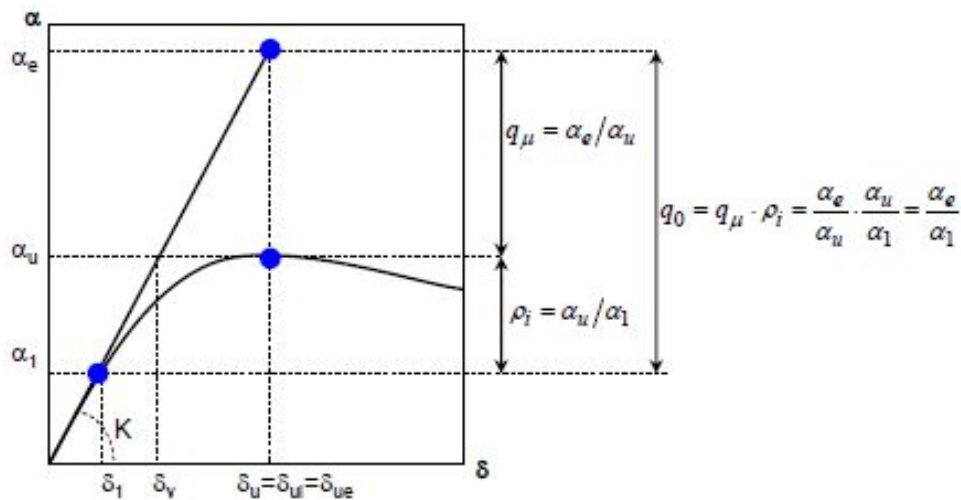
<b>ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8</b>	<b>Κατηγορία Πλαστιμότητας</b>	<b><math>q</math></b>	<b><math>q_d</math></b>
Μη σεισμικά συστήματα	DCL (Με βάση τον Ευρωκώδικα 3)	1.5-2.0	1.5-2.0
Πλαίσια ροπής	DCM	4.0	4.0
	DCH	$5a_u/a_1$	$5a_u/a_1$
Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	DCM	4.0	4.0
	DCH		
Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	DCM	2.0	2.0
	DCH	2.5	2.5
Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	DCM	4.0	4.0
	DCH	$5a_u/a_1$	$5a_u/a_1$
<b>Αμερικάνικοι Κανονισμοί</b>	<b>Τύπος Πλαισίου</b>	<b><math>R</math></b>	<b><math>C_d</math></b>
Μη σεισμικά συστήματα	Με βάση τον AISC	3.0	3.0
	OMF	3.5	3.0
Πλαίσια ροπής	IMF	4.5	4.0
	SMF	8.0	5.5
	OSCBF	5.0	4.5
Κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SCBF	6.0	5.0
	EBF	7.0	4.0

Όσον αφορά τον Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής συμπεριφοράς,  $q$ , ορίζεται ως η προσέγγιση της αναλογίας των σεισμικών δράσεων που θα αναλάμβανε η κατασκευή αν η απόκρισή της ήταν εξ ολοκλήρου ελαστική με 5% απόσβεση, προς τις σεισμικές δράσεις που θα αναληφθούν στο σχεδιασμό, με ένα συμβατικό ελαστικό μοντέλο ανάλυσης, με στόχο την εξασφάλιση μίας ικανοποιητικής απόκρισης της κατασκευής. Σε ορισμένες περιπτώσεις, στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς,  $q$ , εισάγεται ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής  $\alpha_u/\alpha_1$  ώστε να συμπεριληφθεί η παρουσία πλεονάσματος δύναμης και οι συντελεστές  $\alpha_1$  και  $\alpha_u$  ορίζονται ως ακολούθως:

$\alpha_1$  η τιμή που αντιστοιχεί στην ανάπτυξη της πρώτης πλαστικής άρθρωσης σε οποιοδήποτε μέλος του συστήματος, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές.

$\alpha_u$  η τιμή που αντιστοιχεί στην ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων σε έναν αριθμό διατομών ώστε να οδηγηθεί το σύστημα σε κατάρρευση, ενώ όλες οι άλλες δυνάμεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές.

Μία λογική εκτίμηση της τιμής του πολλαπλασιαστικού συντελεστή  $\alpha_u/\alpha_1$  μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω της εκτέλεσης Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης (Pushover). Στην περίπτωση απουσίας ενός λεπτομερούς υπολογισμού, ο Ευρωκώδικας 8 προτείνει προσεγγιστικές τιμές για τον συντελεστή αυτό, συνήθως μεταξύ 1.1 και 1.3. Στο Σχήμα 1.1 περιγράφεται ο υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς με βάση τον Ευρωκώδικα 8, καθώς επίσης και οι παράμετροι που τον απαρτίζουν.

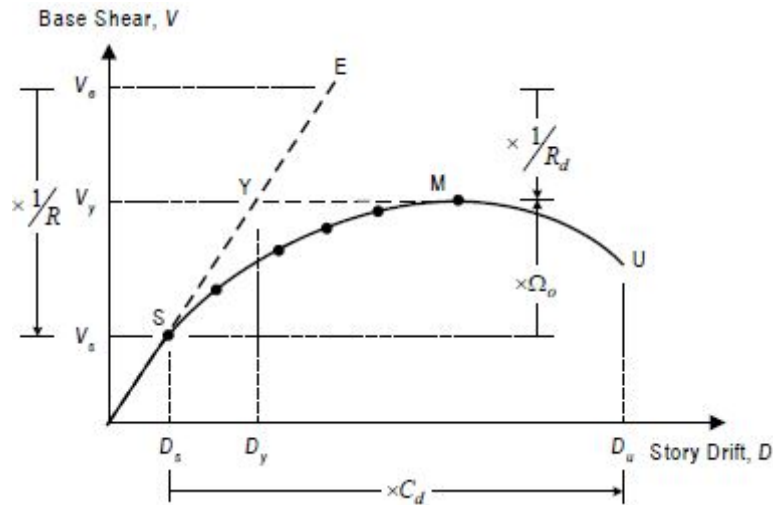


Σχήμα 1.1 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  με βάση τον Ευρωκώδικα 8

Στους Αμερικάνικους Κανονισμούς, ο συντελεστής συμπεριφοράς, που αναφέρεται ως  $R$ , αποσκοπεί στο να υπολογίζει το πλεόνασμα δύναμης και την πλαστιμότητα. Προκειμένου να εκτιμηθούν οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε μέλη που ελέγχονται με βάση τις δυνάμεις, οι δυνάμεις απόκρισης στο επίπεδο δύναμης σχεδιασμού συνδυάζονται με έναν συντελεστή υπεραντοχής,  $\Omega_o$ . Στις διατάξεις των Αμερικάνικων κανονισμών ανάλογα με την κατηγορία του συστήματος απορρόφησης ενέργειας δίνεται από πίνακες μία συγκεκριμένη τιμή για την παράμετρο υπεραντοχής,  $\Omega_o$ . Οι αναλυτικές σχέσεις με βάση τις οποίες πραγματοποιείται ο υπολογισμός των



προαναφερθέντων συντελεστών μέσω μίας τυπικής καμπύλης ικανότητας δίνεται στο Σχήμα 1.2.



Σχήμα 1.2 Σεισμικοί συντελεστές που ορίζονται στους Αμερικάνικους Κανονισμούς

Η ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια, ως αποτέλεσμα της πλαστιμότητας εκφράζεται με την μείωση της ελαστικής δύναμης σχεδιασμού  $V_E$  σε ένα επίπεδο δύναμης  $V_y$  μέσω του συντελεστή πλαστιμότητας  $Rd$  όπου:

$$R_d = \frac{V_E}{V_y} \quad (1.1)$$

Ο συνολικός συντελεστής συμπεριφοράς δίνεται από τη σχέση:

$$R = \frac{V_E}{V_s} = \frac{V_E}{V_y} \frac{V_y}{V_s} = R_d \Omega_o \quad (1.2)$$

Ο συντελεστής παραμόρφωσης  $C_d$ , που αντιπροσωπεύει τον λόγο μεταξύ της μέγιστης μετακίνησης,  $D_u$  και της μετακίνησης σχεδιασμού,  $D_s$  είναι:

$$C_d = \frac{D_u}{D_s} = \frac{D_u}{D_y} \frac{D_y}{D_s} \quad (1.3)$$

Στην παραπάνω σχέση ο λόγος  $D_u/D_y = \mu$  αντιπροσωπεύει την πλαστιμότητα και

$$\frac{D_y}{D_s} = \frac{V_y}{V_s} = \Omega_o \quad (1.4)$$

όπου  $V_s$  είναι η οριζόντια δύναμη που υπολογίζεται στον σχεδιασμό. Η μετακίνηση διαρροής,  $D_y$ , προκύπτει μέσω της διγραμμικοποίησης της καμπύλης Pushover. Οι Κώδικες προτείνουν διαφορετικές προσεγγίσεις για τον υπολογισμό της μετακίνησης διαρροής, οδηγώντας σε διαφορετικούς ορισμούς του  $D_y$ .

Ο συντελεστής παραμόρφωσης,  $C_d$ , μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει της πλαστιμότητας και των Σχέσεων 1.3 και 1.4 με βάση την ακόλουθη Σχέση:

$$C_d = \mu \Omega_o \quad (1.5)$$

Επομένως, βάσει των Σχέσεων 1.2 και 1.5 ο λόγος του συντελεστή συμπεριφοράς  $R$  προς τον συντελεστή παραμόρφωσης  $C_d$  μπορεί να εκφραστεί με βάση την παρακάτω σχέση:

$$\frac{R}{C_d} = \frac{R_d \Omega_o}{\mu \Omega_o} = \frac{R_d}{\mu} \quad (1.6)$$

Ο συντελεστής πλαστιμότητας  $R_d$  καθορίζει σε πολύ μεγάλο βαθμό την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς και αποτελεί μία συνάρτηση των χαρακτηριστικών της κατασκευής, συμπεριλαμβανομένης της πλαστιμότητας, της απόσβεσης και της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου καθώς επίσης και των χαρακτηριστικών του σεισμού.

Σύμφωνα με τους Newmark and Hall [38]:

$$R_d = 1 \text{ για } T < 0.2 \text{ sec} \quad (1.7)$$

$$R_d = \sqrt{2\mu - 1} \text{ για } 0.2 \text{ sec} < T < 0.5 \text{ sec} \quad (1.8)$$

$$R_d = \mu \text{ για } T > 0.5 \text{ sec} \quad (1.9)$$

όπου:

$\mu$  η πλαστιμότητα της κατασκευής

$T$  η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής

Σύμφωνα με τους Krawinkler and Nassar [27]:

$$R_d = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (1.10)$$

όπου:

$$c(T, \alpha) = \frac{T^\alpha}{1} + T^\alpha + b/T \quad (1.11)$$

$\mu$  η πλαστιμότητα της κατασκευής,

$T$  η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής,

$\alpha$  η δυσκαμψία μετά τη διαρροή ως ποσοστό (%).

Σύμφωνα με τον Fajfar [19]:

$$R_d = (\mu - 1)T/T_c + 1 \text{ για } T < T_c \quad (1.12)$$

$$R_d = \mu \text{ για } T \geq T_c \quad (1.13)$$

όπου:

$\mu$  η πλαστιμότητα της κατασκευής

$T$  η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής

$T_c$  η χαρακτηριστική περίοδος της εδαφικής κίνησης.

Βάσει των διατάξεων του NEHRP 2001 (NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures), της FEMA 369 [20] ο συντελεστής  $\Omega_o$  προτείνεται να υποδιαιρείται σε συνιστώσες ώστε:

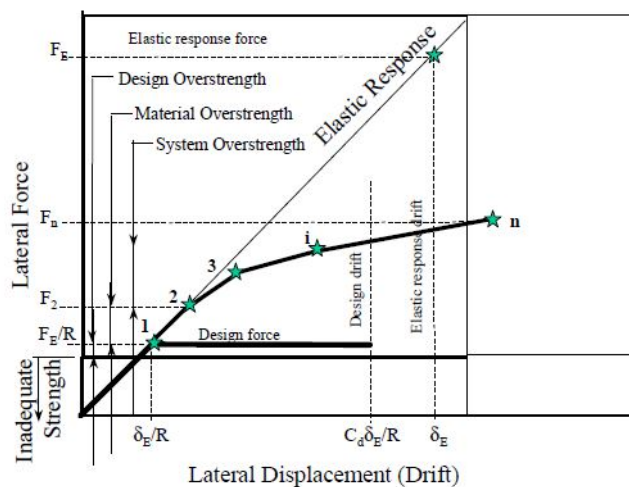
$$\Omega_o = \Omega_D \Omega_M \Omega_S \quad (1.14)$$

όπου:

$\Omega_D$  ο συντελεστής υπεραντοχής σχεδιασμού ο οποίος αντιπροσωπεύει τη διαφορά ανάμεσα στην οριζόντια τέμνουσα βάσης στην οποία αντιστοιχεί η πρώτη σημαντική διαρροή (Σημείο 1 του Σχήματος 1.3) και την ελάχιστη προσδιοριζόμενη τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού  $F_E/R$ .

$\Omega_M$  ο συντελεστής που αντιπροσωπεύει την υπεραντοχή του υλικού και αναπαρίσταται στο σχήμα από το λόγο  $F_2/F_1$  όπου  $F_2$  και  $F_1$  είναι αντίστοιχα η οριζόντια δύναμη στα σημεία 2 και 1 της καμπύλης.

$\Omega_S$  ο συντελεστής που αντιπροσωπεύει τον λόγο της μέγιστης δύναμης στην οποία η κατασκευή είναι ικανή να αντισταθεί,  $F_n$ , προς την πραγματική δύναμη στην οποία πραγματοποιείται η διαρροή,  $F_2$  και εξαρτάται από τον βαθμό στον οποίο ο σχεδιαστής έχει βελτιστοποιήσει τα διάφορα μέλη της κατασκευής που συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων.



Σχήμα 1.3 Υπολογισμός του συντελεστή υπεραντοχής  $\Omega_o$  βάσει FEMA369

Αφού προηγηθεί ο σχεδιασμός του κτιρίου και θεωρώντας έναν συγκεκριμένο συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα με τα όσα προτείνονται από τον εκάστοτε κανονισμό, η πραγματική ικανότητα της κατασκευής καθώς επίσης και η υπεραντοχή μπορούν να προσεγγιστούν μέσω της εκτέλεσης μη γραμμικών στατικών ή δυναμικών αναλύσεων ή και του συνδυασμού τους. Εκτενείς μελέτες διερεύνησης του συντελεστή συμπεριφοράς και των παραμέτρων που τον απαρτίζουν έχουν γίνει στο παρελθόν για παράδειγμα από τους Miranda and Bertero (1994) [33], CEB (1997) [11], Karpos (1999) [25], Mwafy and Elnashai (2002) [37], Maheri and Akbari (2003) [31]. Επιπλέον, έρευνες σχετικά με την επιρροή των παραμέτρων που χρησιμοποιούνται στα υλικά, όπως είναι η κράτυνση, η μεταβολή της δυσκαμψίας ή η υστερητική συμπεριφορά έχουν πραγματοποιηθεί από τους Lee et al. (1999) [28], Borzi and Elnashai (2000) [9] και Miranda and Ruiz-Garcia (2002) [34]. Μέθοδοι αποτίμησης του συντελεστή συμπεριφοράς μέσω πιθανοτικών αναλύσεων έχουν αναπτυχθεί από τους Colangelo et.al (1995) [17], Bento and Azevedo(2000) [6], Chryssanthopoulos et al. (2000) [15], Thomos and Trezos(2005) [44,45]. Στην βιβλιογραφία υπάρχει επίσης πληθώρα ερευνών σχετικά με τον συντελεστή υπεραντοχής για παράδειγμα από τους Uang(1991) [48], Mitchell and Paultre(1994) [35], Rahgozar and Humar(1998) [42], Bruneau et. al. (1998) [10] και Mitchell et.al (2003) [36].

## 2 Μεθοδολογία αποτίμησης συντελεστή συμπεριφοράς

Η πορεία που ακολουθείται στην παρούσα εργασία προκειμένου να εκτιμηθεί ο συντελεστής συμπεριφοράς στηρίζεται στην μεθοδολογία που αναπτύχθηκε στην αναφορά της FEMA695 [22] το 2010 και προτείνεται να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τους κανονισμούς με βάση τους οποίους γίνεται ο σχεδιασμός ώστε να δώσει τα ελάχιστα επιτρεπόμενα κριτήρια σχεδιασμού όσον αφορά τα συστήματα αντισεισμικής προστασίας των κατασκευών που χρησιμοποιούνται σήμερα. Η μεθοδολογία βασίζεται στα κριτήρια σχεδιασμού των διατάξεων του NEHRP (NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures), της FEMA 2004a [21] καθώς επίσης και των αντισεισμικών διατάξεων του ASCE 7-05 [4] και στοχεύει στην όσο το δυνατόν καλύτερη εκτίμηση της πραγματικής συμπεριφοράς του κτιρίου το οποίο έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τις διατάξεις που ορίζουν οι Κανονισμοί και την αξιολόγηση των παραμέτρων που χρησιμοποιούνται στις τις διατάξεις αυτές.

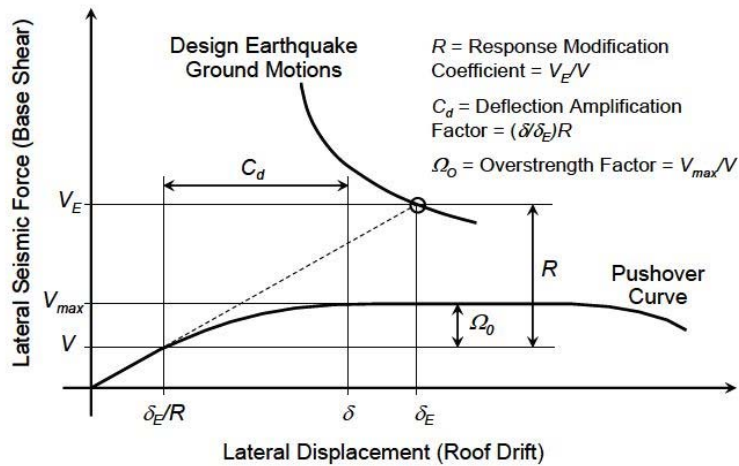
Η Μεθοδολογία συνάδει με την απαίτηση μίας αποδεκτής χαμηλής πιθανότητας κατάρρευσης της κατασκευής ενώ υπόκειται στις μέγιστες θεωρούμενες εδαφικές επιταχύνσεις MCE (Maximum Considered Earthquake Ground Motions). Σε μία ανάλυση σεισμικής επικινδυνότητας ο μέγιστος θεωρούμενος σεισμός για μία συγκεκριμένη περιοχή είναι ένας σεισμός που αναμένεται να πραγματοποιηθεί μία φορά σε περίπου 2500 χρόνια και έχει πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια.

Οι διαδικασίες που ακολουθούνται στηρίζονται στους ορισμούς των συντελεστών σεισμικής συμπεριφοράς  $R$ ,  $\Omega_o$  και  $C_d$  που δίνονται στις διατάξεις του ASCE/SEI 7-05 και το υπόβαθρο των συντελεστών που περιγράφεται στον NEHRP. Στο Σχήμα 2.1 περιγράφονται οι σεισμικοί συντελεστές συμπεριφοράς και ο τρόπος αξιοποίησης τους στην Μεθοδολογία. Στον οριζόντιο άξονα είναι η οριζόντια μετακίνηση και στον κατακόρυφο η οριζόντια δύναμη στη βάση του συστήματος. Ο όρος  $V_E$  αντιπροσωπεύει το επίπεδο δύναμης που θα αναπτυσσόταν στο σύστημα, αν αυτό παρέμενε γραμμικά ελαστικό στον σεισμό σχεδιασμού. Ο όρος  $V_{max}$  αντιπροσωπεύει την πραγματική, μέγιστη δύναμη του συστήματος σε διαρροή και ο όρος  $V$  είναι η δύναμη που υπολογίζεται στο σχεδιασμό. Ο συντελεστής συμπεριφοράς,  $R$ , ορίζεται ως ο λόγος του επιπέδου δύναμης που θα αναπτυσσόταν στο σύστημα στις εδαφικές επιταχύνσεις σχεδιασμού εάν αυτό παρέμενε ελαστικό προς την σεισμική δύναμη που απαιτείται στον σχεδιασμό και δίνεται από τη Σχέση:

$$R = \frac{V_E}{V} \quad (2.1)$$

Ο συντελεστής υπεραντοχής,  $\Omega_o$ , είναι ο λόγος της μέγιστης δύναμης του συστήματος σε διαρροή προς την δύναμη σχεδιασμού:

$$\Omega_o = \frac{V_{max}}{V} \quad (2.2)$$

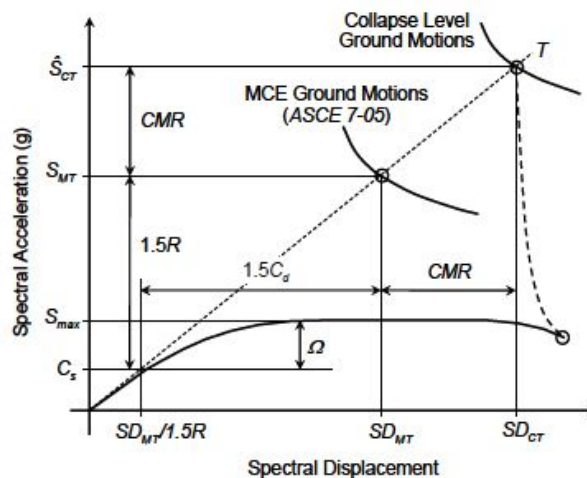


Σχήμα 2.1 Συντελεστές  $R$ ,  $\Omega_0$  και  $C_d$  όπως ορίζονται από τις διατάξεις του NEHRP (FEMA 2004b)

Στο παραπάνω σχήμα, ο όρος  $\delta_E/R$  αντιπροσωπεύει την μετακίνηση κορυφής του συστήματος που ανταποκρίνεται στην τέμνουσα βάσης σχεδιασμού,  $V$  και ο όρος  $\delta$  αντιπροσωπεύει την μέγιστη μετακίνηση κορυφής του συστήματος. Ο συντελεστής  $C_d$  με βάση το σχήμα συσχετίζεται με τον συντελεστή συμπεριφοράς  $R$  με βάση τη Σχέση:

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \quad (2.3)$$

Στο Σχήμα 2.2 περιγράφονται οι σεισμικοί συντελεστές όπως ορίζονται με βάση την FEMAP695 και η σχέση τους με τις μέγιστες θεωρούμενες εδαφικές επιταχύνσεις σχεδιασμού βάσει ASCE/SEI 7-05 καθώς επίσης και η σχέση τους με τις επιταχύνσεις που οδηγούν στην κατάρρευση. Όπως φαίνεται από το σχήμα παραλληλιζονται οι έννοιες της καμπύλης Pushover χρησιμοποιώντας φασματικές συντεταγμένες.



Σχήμα 2.2 Σεισμικοί συντελεστές όπως ορίζονται από τη Μεθοδολογία FEMA P695

Η μετατροπή σε φασματικές συντεταγμένες βασίζεται στην υπόθεση ότι το 100% του συμμετέχοντος βάρους της κατασκευής,  $W$ , συμμετέχει στην θεμελιώδη ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο,  $T$ , σύμφωνα με τη σχέση:

$$V = C_s W \quad (2.4)$$

Ο όρος  $S_{MT}$  είναι η μέγιστη θεωρούμενη ελαστική φασματική επιτάχυνση βάσει της ιδιοπεριόδου,  $T$ , του συστήματος, η  $S_{max}$  αντιστοιχεί στην μέγιστη δύναμη του συστήματος σε διαρροή κανονικοποιημένη ως προς το βάρος,  $W$ , και ο όρος  $C_s$  είναι η σταθερά απόκρισης που δίνεται από τη σχέση:

$$C_s = \frac{S_{MT}}{1.5R} \quad (2.5)$$

Η τιμή 1.5 στην παραπάνω σχέση λαμβάνει υπόψη την επιτάχυνση σχεδιασμού βάσει του ASCE/SEI 7-05, που ισούται με τα 2/3 των εδαφικών επιταχύνσεων MCE (Maximum Considered Earthquake).

Ο συντελεστής υπεραντοχής,  $\Omega$ , ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης δύναμης του συστήματος διαρροής κανονικοποιημένης ως προς το βάρος, προς τον συντελεστή απόκρισης  $C_s$  και δίνεται από τη σχέση:

$$\Omega = \frac{S_{max}}{C_s} \quad (2.6)$$

Προκειμένου να αξιολογηθεί η συμπεριφορά του κτιρίου, ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

1. Ανάπτυξη του μοντέλου
2. Πραγματοποίηση Ιδιομορφικής Ανάλυσης
3. Πραγματοποίηση Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης (Pushover)
4. Πραγματοποίηση Μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA)
5. Αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς με βάση τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων

Αφού προηγηθεί η Ιδιομορφική Ανάλυση με την οποία εξάγεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος,  $T_1$ , του συστήματος, στη συνέχεια πραγματοποιείται η Μη Γραμμική Στατική ανάλυση (Pushover) προκειμένου να προσδιοριστούν η μέγιστη τέμνουσα βάσης  $V_{max}$  και ο συντελεστής υπεραντοχής  $\Omega$ . Από την καμπύλη της Pushover προσδιορίζεται επίσης η μετακίνηση διαρροής  $\delta_{y,eff}$ , που αντιστοιχεί στην μέγιστη τέμνουσα που αναπτύσσεται στο σύστημα, η μετακίνηση  $\delta_u$  που αντιστοιχεί στο 80% της μέγιστης τέμνουσας και η πλαστιμότητα  $\mu_T$ . Η μετακίνηση διαρροής,  $\delta_{y,eff}$ , προσδιορίζεται στη Μεθοδολογία με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\delta_{y,eff} = C_o \frac{V_{max}}{W} \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] T^2 \quad (2.7)$$

όπου:

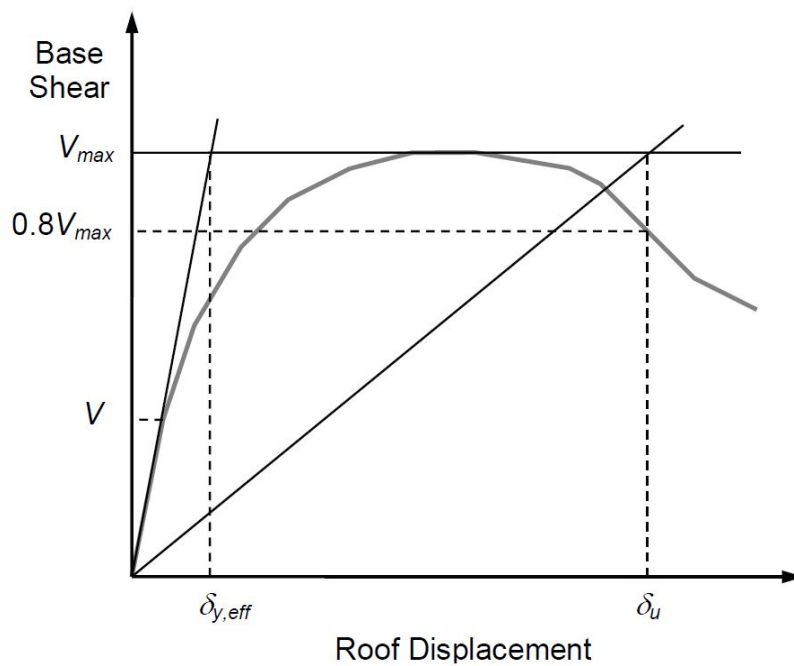
$V_{max}/W$  η μέγιστη τέμνουσα στη βάση, κανονικοποιημένη ως προς το βάρος

$T$  η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής

$C_o$  συντελεστής που συσχετίζει την μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος με την μετακίνηση κορυφής και δίνεται από την σχέση:

$$C_o = \varphi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \varphi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \varphi_{1,x}^2} \quad (2.8)$$

όπου  $m_x$  είναι η μάζα στο επίπεδο  $x$  και  $\varphi_{1,x}$ ,  $\varphi_{1,r}$  είναι η ιδιομορφή ανά όροφο και στην κορυφή αντίστοιχα.  $N$  είναι ο αριθμός των ορόφων. Στο Σχήμα 2.3 απεικονίζεται μία ιδεατή καμπύλη pushover και ορίζονται τα μεγέθη που προαναφέρθηκαν.



Σχήμα 2.3 Ιδεατή καμπύλη pushover (FEMA P695)

Ο συντελεστής υπεραντοχής,  $\Omega$ , ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης τέμνουσας βάσης  $V_{max}$  που αναπτύσσεται στην pushover προς την τέμνουσα βάσης σχεδιασμού  $V$ .

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (2.9)$$

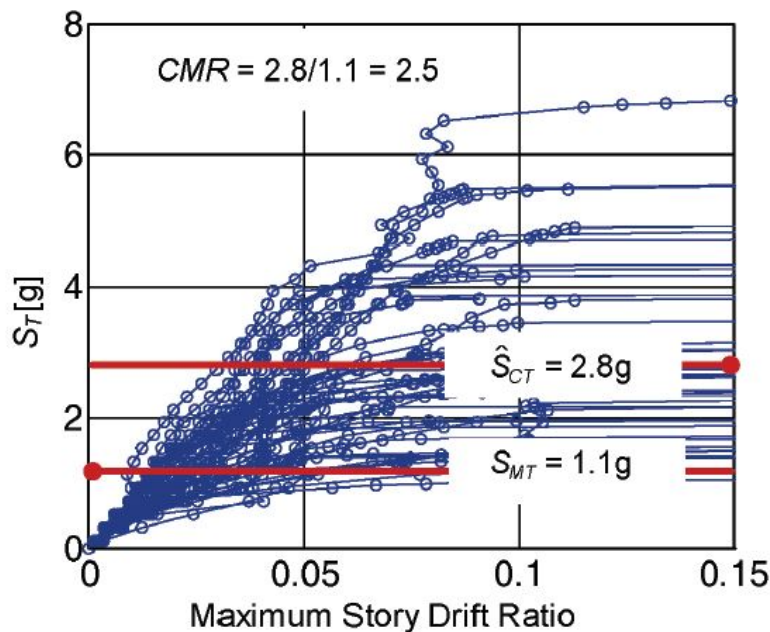


Η πλαστιμότητα,  $\mu_T$ , ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης μετακίνησης προς την μετακίνηση διαρροής του ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος.

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (2.10)$$

Η μη γραμμική δυναμική ανάλυση πραγματοποιείται προκειμένου να εξαχθούν η διάμεση κατάρρευση  $\hat{S}_{CT}$  και ο συντελεστής κατάρρευσης, CMR για δεδομένη μέγιστη θεωρούμενη φασματική επιτάχυνση  $S_{MT}$ . Η μέση επιτάχυνση κατάρρευσης,  $\hat{S}_{CT}$  υπολογίζεται μέσω της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) (Vamvatsikos και Cornell, 2002) [50], στην οποία ανεξάρτητες σεισμικές καταγραφές κλιμακώνονται καταλλήλως σε αυξανόμενες εντάσεις μέχρι η κατασκευή να φτάσει στην κατάρρευση. Παράδειγμα αποτελεσμάτων που προέκυψαν από μία ομάδα καταγραφών απεικονίζεται στο Σχήμα 2.4 όπου κάθε σημείο της καμπύλης αντιπροσωπεύει τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής ανάλυσης ενός μοντέλου που υπόκειται σε μία καταγραφή η οποία έχει κλιμακωθεί σε ένα κατάλληλο μέτρο έντασης. Στον κατακόρυφο άξονα απεικονίζεται η φασματική επιτάχυνση της καταγραφής ενός στον οριζόντιο η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου που εντοπίζεται στην ανάλυση. Αφού έχουν εξαχθεί τα αποτελέσματα της IDA, ο λόγος CMR βρίσκεται από την Σχέση:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (2.11)$$



Σχήμα 2.4 Παράδειγμα καμπύλης IDA (FEMA P695)

Για των προσδιορισμό των καμπύλων της IDA, η μεθοδολογία FEMAP695 χρησιμοποιεί σαν μέτρο έντασης τη φασματική επιτάχυνση  $S_a(T_1)$  που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή, με 5% απόσβεση. Αν και η συχνά χρησιμοποιούμενη  $S_a(T_1, 5\%)$  φαίνεται να είναι αποτελεσματική για τα κτίρια με χαμηλές και μέσες περιόδους, όσον αφορά τα κτίρια με υψηλές περιόδους παρατηρείται σημαντική διασπορά στην απόκρισή τους και αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι το μέτρο έντασης αυτό δεν δύναται να αντιπροσωπεύσει σημαντικές φασματικές επιταχύνσεις των ανώτερων ιδιομορφών όπως και της επιμηκυμένης πρώτης ιδιομορφής (λόγω βλαβών στην ανελαστική περιοχή) που φαίνεται σε αρκετές περιπτώσεις να ασκούν σημαντική επιρροή. Έτσι, οι καμπύλες IDA όταν παρουσιάζονται σε όρους  $S_a(T_1, 5\%)$  εμφανίζουν μεγάλες αποκλίσεις από καταγραφή σε καταγραφή με αποτέλεσμα την απαίτηση της χρήσης μεγάλου αριθμού καταγραφών προκειμένου να επιτευχθούν αξιόπιστα αποτελέσματα. Λαμβάνοντας, ωστόσο, υπόψη τις διαφορές μεταξύ των φασματικών σχημάτων και ενσωματώνοντας τις πολλές φασματικές τιμές στο μέτρο έντασης παρατηρείται σημαντική μείωση της απόκλισης ανάμεσα στις καμπύλες της IDA.

Όμως, παρά τη σημαντική διόρθωση της διάμεσης ικανότητας κατάρρευσης μέσω της χρήσης του συντελεστή σχήματος φάσματος SSF, η χρήση του  $S_a(T_1)$  ως μέτρου έντασης, κρίνεται συχνά ως αναποτελεσματική όσον αφορά τις σύγχρονες κατασκευές όπου χρειάζονται σημαντικά υψηλά επίπεδα έντασης και κατά συνέπεια μεγάλους συντελεστές κλιμάκωσης προκειμένου να φτάσουν στην κατάρρευση. Άλλωστε, η πλειοψηφία των βάσεων δεδομένων των εδαφικών καταγραφών περιέχουν κυρίως χαμηλής έως μέσης έντασης καταγραφές, έτσι είναι αναπόφευκτη η χρήση υψηλού συντελεστή κλιμάκωσης προκειμένου να φτάσουν στην κατάρρευση οι καλά σχεδιασμένες κατασκευές. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω καθώς επίσης και το γεγονός ότι η απόκριση των πολυβάθμιων συστημάτων είναι ευαίσθητη σε πολλαπλές ιδιοπεριόδους  $T_i$ , κρίνεται αναγκαία η χρήση ενός μέτρου έντασης που θα λαμβάνει υπόψη τις ελαστικές φασματικές επιταχύνσεις μέσα από ένα συγκεκριμένο διάστημα ιδιοπεριόδων. Η χρήση μίας μέσης τιμής φασματικής επιτάχυνσης αποδεικνύεται ως ένα πολύ πρακτικότερο μέσο πρόβλεψης της απόκρισης, συγκριτικά με το συμβατικό κλιμακωμένο μέτρο έντασης. Η μέση επιτάχυνση,  $AvgS_a$ , που μπορεί να προσδιοριστεί με διαφορετικές εκφράσεις, σύμφωνα με τους Biachini et al. [7] ορίζεται ως ο γεωμετρικός μέσος των συντεταγμένων των φασματικών επιταχύνσεων με 5% απόσβεση ως:

$$AvgS_a(T_1, \dots, T_n) = \left( \prod_{i=1}^n S_a(T_i) \right)^{1/n} \quad (2.12)$$

όπου  $T_1, \dots, T_n$  είναι οι  $n$  περίοδοι ενδιαφέροντος. Λαμβάνοντας τον λογάριθμο και στις δύο μεριές της εξίσωσης, η  $AvgS_a$  μπορεί να εκφραστεί με βάση την ακόλουθη φόρμουλα:

$$\ln AvgS_a(T_1, \dots, T_n) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln S_a(T_i) \quad (2.13)$$

Αρχικά, το μέτρο αυτό εισήχθη από τους Cordova et al. [18] ως ο γεωμετρικός μέσος των επιταχύνσεων που υπολογίζονται για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και το διπλάσιό της ενώ στη συνέχεια το μέτρο αυτό βελτιώθηκε με την εισαγωγή ενός ενισχυμένου εύρους

ιδιοπεριόδων μέσω των προτάσεων διαφόρων ερευνών που πραγματοποιήθηκαν για παράδειγμα από τους Tsantaki and Adam [47], Shakib and Pirizadeh [43], Kazantzi and Vamvatsikos [26], Bojorquez and Iervolino [8]. Στην παρούσα διερεύνηση, σαν μέτρο έντασης χρησιμοποιείται ο γεωμετρικός μέσος των επιταχύνσεων που προκύπτουν ανάμεσα σε ένα εύρος ιδιοπεριόδων από  $T_2$  έως  $1.5T_1$ .

Η αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς πραγματοποιείται κάνοντας χρήση τόσο της τιμής της φασματικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο όσο και του γεωμετρικού μέσου φασματικών επιταχύνσεων που αντιστοιχούν στο διάστημα ιδιοπεριόδων που προαναφέρθηκε. Στην πρώτη περίπτωση χρησιμοποιούνται οι καταγραφές λαμβάνοντας υπόψη τον συντελεστή φασματικού σχήματος, *SSF* ενώ στην δεύτερη περίπτωση δεν χρησιμοποιείται συντελεστής φασματικού σχήματος *SSF*.

## 2.1 Αποτίμηση συμπεριφοράς

Κατόπιν της ολοκλήρωσης των μη γραμμικών αναλύσεων πραγματοποιείται η αξιοποίηση των αποτελεσμάτων που εξήχθησαν, ώστε να εκτιμηθεί η συμπεριφορά των κτιρίων και κατά συνέπεια η αξιοπιστία του σχεδιασμού. Η αποτίμηση της συμπεριφοράς πραγματοποιείται με μία σειρά από μεθόδους με σκοπό την σύγκριση των αποτελεσμάτων. Στην περίπτωση που οι αποτιμήσεις δεν δίνουν συντηρητικά αποτελέσματα, θα πρέπει να γίνει επαναπροσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς που επιλέχθηκε στον σχεδιασμό μέσω προσεγγιστικών μεθόδων και επανασχεδιασμός με μία προτεινόμενη νέα τιμή για τον συντελεστή αυτό.

Η μεθοδολογία FEMAP695 αναγνωρίζει το γεγονός ότι η ικανότητα της κατασκευής έναντι κατάρρευσης και ο υπολογισμός του συντελεστή κατάρρευσης, *CMR*, επηρεάζονται σε πολύ σημαντικό βαθμό από το φασματικό σχήμα της ομάδας καταγραφών. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή του φασματικού σχήματος, ο συντελεστής κατάρρευσης, τροποποιείται καταλλήλως μέσω του συντελεστή σχήματος *SSF* προκειμένου να προσαρμοστεί στον συντελεστή *ACMR* μέσω της Σχέσης:

$$ACMR_i = SSF_i \times CMR_i \quad (2.14)$$

Στην αξιολόγηση εισάγεται επίσης η έννοια της συνολικής αβεβαιότητας,  $\theta_{TOT}$ , που βασίζεται στην αξιολόγηση των απαιτήσεων σχεδιασμού καθώς επίσης και στην αξιολόγηση της ποιότητας του μοντέλου. Τέλος προσδιορίζονται τα αποδεκτά όρια του προσαρμοσμένου συντελεστή κατάρρευσης, *ACMR10%* και *ACMR20%*, που βασίζονται στην αβεβαιότητα,  $\theta_{TOT}$ .

Ο συντελεστής σχήματος, *SSF*, είναι μία συνάρτηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, *T*, της πλαστιμότητας,  $\mu_T$ , καθώς επίσης και της σεισμικότητας της περιοχής με βάση την οποία σχεδιάζεται η κατασκευή. Λαμβάνοντας υπόψη την σεισμικότητα της περιοχής, πλαστιμότητα  $\mu_T$  και την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του συστήματος, *T*, η μεθοδολογία προτείνει τους Πίνακες 2.1 και 2.2 προκειμένου να εξαχθεί μία τιμή για τον συντελεστή σχήματος, *SSF*.

Πίνακας 2.1 Συντελεστής σχήματος για περιοχές με Χαμηλή Σεισμικότητα

T(sec)	Πλαστιμότητα, $\mu_T$							
	1	1.1	1.5	2	3	4	6	$\geq 8$
$\leq 0.5$	1.00	1.02	1.04	1.06	1.08	1.09	1.12	1.14
<b>0.6</b>	1.00	1.02	1.05	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16
<b>0.7</b>	1.00	1.03	1.06	1.08	1.10	1.12	1.15	1.18
<b>0.8</b>	1.00	1.03	1.06	1.08	1.11	1.14	1.17	1.20
<b>0.9</b>	1.00	1.03	1.07	1.09	1.13	1.15	1.19	1.22
<b>1</b>	1.00	1.04	1.08	1.10	1.14	1.17	1.21	1.25
<b>1.1</b>	1.00	1.04	1.08	1.11	1.15	1.18	1.23	1.27
<b>1.2</b>	1.00	1.04	1.09	1.12	1.17	1.20	1.25	1.30
<b>1.3</b>	1.00	1.05	1.10	1.13	1.18	1.22	1.27	1.32
<b>1.4</b>	1.00	1.05	1.10	1.14	1.19	1.23	1.30	1.35
$\geq 1.5$	1.00	1.05	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.37

Πίνακας 2.2 Συντελεστής Σχήματος για περιοχές με Υψηλή Σεισμικότητα

T(sec)	Πλαστιμότητα, $\mu_T$							
	1	1.1	1.5	2	3	4	6	$\geq 8$
$\leq 0.5$	1.00	1.05	1.10	1.13	1.18	1.22	1.28	1.33
0.6	1.00	1.05	1.11	1.14	1.20	1.24	1.30	1.36
0.7	1.00	1.06	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.38
0.8	1.00	1.06	1.12	1.16	1.22	1.27	1.35	1.41
0.9	1.00	1.06	1.13	1.17	1.24	1.29	1.37	1.44
1	1.00	1.07	1.13	1.18	1.25	1.31	1.39	1.46
1.1	1.00	1.07	1.14	1.19	1.27	1.32	1.41	1.49
1.2	1.00	1.07	1.15	1.20	1.28	1.34	1.44	1.52
1.3	1.00	1.08	1.16	1.21	1.29	1.36	1.46	1.55
1.4	1.00	1.08	1.16	1.22	1.31	1.38	1.49	1.58
$\geq 1.5$	1.00	1.08	1.17	1.23	1.32	1.40	1.51	1.61

Η τρωτότητα του κάθε συστήματος που εξετάζεται προσδιορίζεται από την μεταβλητή,  $S_{CT}$  η οποία λαμβάνεται ως ίση με το αποτέλεσμα της μέσης τιμής των επιταχύνσεων που οδηγούν σε κατάρρευση,  $\hat{S}_{CT}$ , όπως αυτή υπολογίστηκε από την μη γραμμική δυναμική ανάλυση και την μεταβλητή  $\lambda_{TOT}$  η οποία θεωρείται ότι είναι λογαριθμοκανονικά κατανομημένη με μία μέση τιμή και μία διασπορά  $\beta_{TOT}$ . Ο συντελεστής διασποράς  $\beta_{TOT}$  προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (2.15)$$

όπου:

$\beta_{TOT}$  η συνολική αβεβαιότητα του συστήματος (0.275-0.950)

$\beta_{RTR}$  η αβεβαιότητα λόγω καταγραφών (0.20-0.40)

$\beta_{DR}$  η αβεβαιότητα λόγω σχεδιασμού (0.10-0.50)

$\beta_{TD}$  η αβεβαιότητα λόγω δεδομένων που σχετίζονται με την κατάρρευση (0.10-0.50)

$\beta_{MDL}$  η αβεβαιότητα λόγω αστοχίας του μοντέλου (0.10-0.50)

Για συστήματα με πλαστιμότητα  $\mu_T \geq 3$  η μεθοδολογία προτείνει βάσει πινάκων συγκεκριμένες τιμές για την αβεβαιότητα,  $\beta_{TOT}$  και κάθε πίνακας ανταποκρίνεται σε μία διαφορετική ποιότητα μοντέλου κατατάσσοντας τα σε κατηγορίες (A) Υψηλή, (B) Καλή, (C) Ικανοποιητική, (D) Χαμηλή. Οι τιμές δίνονται στους Πίνακες που ακολουθούν.

Πίνακας 2.3 Συνολική Αβεβαιότητα για Ποιότητα Προσομοιώματος A

Ποιότητα δεδομένων	Ποιότητα Σχεδιασμού			
	A	B	C	D
A	0.425	0.475	0.550	0.650
B	0.475	0.500	0.575	0.675
C	0.550	0.575	0.650	0.725
D	0.650	0.675	0.725	0.825

Πίνακας 2.4 Συνολική Αβεβαιότητα για Ποιότητα Προσομοιώματος B

Ποιότητα δεδομένων	Ποιότητα Σχεδιασμού			
	A	B	C	D
A	0.475	0.500	0.575	0.675
B	0.500	0.525	0.600	0.700
C	0.575	0.600	0.675	0.750
D	0.675	0.700	0.750	0.825

Πίνακας 2.5 Συνολική Αβεβαιότητα για Ποιότητα Προσομοιώματος C

Ποιότητα δεδομένων	Ποιότητα Σχεδιασμού			
	A	B	C	D
A	0.550	0.575	0.650	0.725
B	0.575	0.600	0.675	0.750
C	0.650	0.675	0.725	0.800
D	0.725	0.750	0.800	0.875

Πίνακας 2.6 Συνολική Αβεβαιότητα για Ποιότητα Προσομοιώματος D

Ποιότητα δεδομένων	Ποιότητα Σχεδιασμού			
	A	B	C	D
A	0.650	0.675	0.725	0.825
B	0.675	0.700	0.750	0.825
C	0.725	0.750	0.800	0.875
D	0.825	0.825	0.875	0.950

Οι αποδεκτές τιμές του συντελεστή κατάρρευσης βασίζονται στην συνολική αβεβαιότητα και στις προσδιορισμένες τιμές της αποδεκτής πιθανότητας κατάρρευσης. Στηρίζονται στην υπόθεση ότι η κατανομή των μέτρων έντασης είναι λογαριθμοκανονική, με μία μέση τιμή  $S_{CT}$  και μία διασπορά ίση με την συνολική αβεβαιότητα του συστήματος,  $\beta_{TOT}$ . Στον πίνακα εμφανίζονται οι αποδεκτές τιμές του προσαρμοσμένου συντελεστή κατάρρευσης  $ACMR_{10\%}$  και  $ACMR_{20\%}$  που βασίζεται στην συνολική αβεβαιότητα και τις τιμές της αποδεκτής πιθανότητας κατάρρευσης, λαμβανόμενες ως 10% και 20% αντίστοιχα. Το  $ACMR_{10\%}$  είναι η μέγιστη επιτρεπτή τιμή που θα πρέπει να λαμβάνεται όταν το δείγμα είναι μία ομάδα κτιρίων ανάλογα με την διάκριση τους σε ιδιοπεριόδους (χαμηλοπερίοδα, υψηλοπερίοδα) ενώ το  $ACMR_{20\%}$  είναι η μέγιστη τιμή που θα πρέπει να λαμβάνεται όταν εξετάζεται ένα συγκεκριμένο κτίριο.

Πίνακας 2.7 Αποδεκτές τιμές  $ACMR_{10\%}$  και  $ACMR_{20\%}$

Συνολική αβεβαιότητα	Πιθανότητα κατάρρευσης	
	10% ( $ACMR_{10\%}$ )	20% ( $ACMR_{20\%}$ )
0.275	1.42	1.26
0.300	1.47	1.29
0.325	1.52	1.31
0.350	1.57	1.34
0.375	1.62	1.37
0.400	1.67	1.4
0.425	1.72	1.43
0.450	1.78	1.46
0.475	1.84	1.49
0.500	1.90	1.52
0.525	1.96	1.56
0.550	2.02	1.59
0.575	2.09	1.62
0.600	2.16	1.66
0.625	2.23	1.69
0.650	2.30	1.73
0.675	2.38	1.76
0.700	2.45	1.80
0.725	2.53	1.84
0.750	2.61	1.88

0.775	2.70	1.92
0.800	2.79	1.96
0.825	2.88	2.00
0.850	2.97	2.04
0.875	3.07	2.09
0.900	3.17	2.13
0.925	3.27	2.18
0.950	3.38	2.22

Εκτός από τη μεθοδολογία που ακολουθείται στην FEMAP695 για την αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς, η γενικότερη συμπεριφορά των κτιρίων αποτιμάται με όρους ετήσιας συχνότητας υπέρβασης ενός δεδομένου σημείου επιτελεστικότητας. Το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 ανταποκρίνεται στην στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασία ζωής" (Στάθμη LS του Πίνακα 2.8), που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια. Η αποτίμηση πραγματοποιείται αξιοποιώντας τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής ανάλυσης και στην προκειμένη περίπτωση το σημείο επιτελεστικότητας που εξετάζεται είναι η αποφυγή κατάρρευσης, στην οποία αντιστοιχεί πιθανότητα υπέρβασης 1% ή 2% στα 50 χρόνια, δηλαδή η στάθμη CP (Collapse Prevention) στον Πίνακα 2.8.

Πίνακας 2.8 Στάθμες επιτελεστικότητας ανάλογα με το αποδεκτό επίπεδο βλαβών

		<b>Επίπεδο επιτελεστικότητας</b>		
		<b>Πλήρης λειτουργικότητα</b>	<b>Προστασία ζωής</b>	<b>Οιονεί κατάρρευση</b>
<b>Επίπεδο σεισμού σχεδιασμού</b>	<b>Συχνός 95 χρόνια</b>	DL		
	<b>Σπάνιος 475 χρόνια</b>		LS	
	<b>Πολύ σπάνιος 2475 χρόνια</b>			CP

Για τον προσδιορισμό του MAF απαιτείται η κατάρτιση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας μίας συγκεκριμένης περιοχής. Το φάσμα της περιοχής που χρησιμοποιείται κλιμακώνεται κατάλληλα μέσω ενός συντελεστή  $\alpha$  προκειμένου να προσαρμοστεί στο ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8. Στην περίπτωση αυτή εξετάζεται αν ικανοποιείται η συνθήκη  $MAF_{collapse} < MAF_{lim}$  όπου  $MAF_{collapse}$  είναι υπολογιζόμενη ετήσια συχνότητα υπέρβασης που αντιστοιχεί στην κατάρρευση ενώ το  $MAF_{lim}$  είναι ετήσια συχνότητα υπέρβασης που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 1 ή 2% στα 50

χρόνια. Η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης για πιθανότητα υπέρβασης δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας 1 και 2% στα 50 χρόνια υπολογίζεται από τις Σχέσεις:

$$MAF_{lim} = MAF_{2\% \text{ στα } 50 \text{ χρ.}} = \frac{-\ln(1-0.02)}{50} = 0.0004 \quad (2.16)$$

$$MAF_{lim} = MAF_{1\% \text{ στα } 50 \text{ χρ.}} = \frac{-\ln(1-0.01)}{50} = 0.0002 \quad (2.17)$$

## 2.2 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς $q$

Μία αρχική τιμή για τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  είναι δυνατόν να εκτιμηθεί μέσω της χρήσης διαφόρων προσεγγιστικών σχέσεων αξιοποιώντας είτε τα αποτελέσματα της Pushover είτε της Ικανοτικής Δυναμικής ανάλυσης ή τον συνδυασμό τους. Βάσει της Pushover, μία πιθανή προσέγγιση του  $q$  μπορεί να γίνει μέσω της σχέσης:

$$q = \frac{V_E}{V} = \Omega \cdot \mu_T \quad (2.18)$$

όπου:

$\Omega$  ο συντελεστής υπεραντοχής  
 $\mu_T$  η πλαστιμότητα

Μέσω της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης σε συνδυασμό με τη μεθοδολογία FEMAP695, γίνεται μία προσπάθεια προσέγγισης μίας πιθανής βέλτιστης τιμής για τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  συναρτήσεως του συντελεστή κατάρρευσης ACMR, του αποδεκτού συντελεστή κατάρρευσης acc. ACMR και της τιμής του  $q$  που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό. Η συνάρτηση αυτή υπολογίζεται μέσω της σχέσης:

$$q = \frac{ACMR}{Acc.ACMR} \cdot q_{design} \quad (2.19)$$



### 3 Διατάξεις του EC8

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$  προσδιορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (3.4)$$

όπου:

$q$  ο συντελεστής συμπεριφοράς

$a_g$  η εδαφική επιτάχυνση ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

$S$  ο συντελεστής εδάφους

$T_B$  η περίοδος του κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  η περίοδος του άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$  η περίοδος που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

Τα κτίρια που διαστασιολογούνται σύμφωνα με τις αντισεισμικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 και ανήκουν σε σειсмоγενείς περιοχές θα πρέπει να κατατάσσονται σε δύο Κατηγορίες Πλαστιμότητας ΚΠΜ (Μέση Πλαστιμότητα) ή ΚΠΥ (Υψηλή Πλαστιμότητα). Η επιλογή της Κατηγορίας Πλαστιμότητας με βάση την οποία θα σχεδιαστεί η κατασκευή είναι μία από τις παραμέτρους που επηρεάζουν τον συντελεστή συμπεριφοράς που θα πρέπει να επιλεγεί. Οι δύο αυτές κατηγορίες ανταποκρίνονται σε μία αυξημένη ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια μέσω των πλαστικών μηχανισμών που αναπτύσσονται. Όσον αφορά τα μεταλλικά κτίρια τα οποία έχουν διαγώνιους χιαστί συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα λαμβάνεται  $q=4$  και στις δύο περιπτώσεις Κατηγορίας Πλαστιμότητας.

Ο σεισμός λόγω του χωρικού συνδυασμού των δύο οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης θα πρέπει να υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τους δύο ακόλουθους συνδυασμούς:

$$\begin{aligned} \text{Σεισμός κατά την Χ διεύθυνση: } & E_{Edx} + 0.30E_{Edy} \\ \text{Σεισμός κατά την Υ διεύθυνση: } & E_{Edy} + 0.30E_{Edx} \end{aligned}$$

Ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων υπολογίζεται με βάση την ακόλουθη έκφραση:

$$E_d = E_{Ed} + \Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.5)$$

όπου:

$G_{k,j}$  η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράσης j

$Q_{k,i}$  η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

$\psi_{E,i}$  ο συντελεστής συνδυασμού της μεταβλητής δράσης i ( $\psi_{E,i}=0.3$  για συνήθεις κατηγορίες κτηρίων).

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι αβεβαιότητες όσον αφορά το κέντρο μάζας και της χωρικής ποικιλομορφίας της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο μάζας σε κάθε όροφο i θα πρέπει να θεωρείται μετακινημένο σε σχέση με την πραγματική του θέση σε κάθε διεύθυνση με μία τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i \quad (3.6)$$

όπου:

$e_{ai}$  η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου i από την πραγματική της θέση, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους

$L_i$  η διάσταση του ορόφου κάθετα στην διεύθυνση της σεισμικής δράσης

### 3.1 Διατάξεις που αφορούν τα κτίρια γενικά

Όσον αφορά την μετακίνηση των ορόφων, θα πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη περιορισμού των βλαβών:

$$d_r \nu \leq 0.0075h \quad (3.7)$$

όπου:

$h$  το ύψος του ορόφου

$d_r$  η μετακίνηση σχεδιασμού των ορόφων, που ορίζεται ως η διαφορά  $ds$  μεταξύ της μέσης μετακίνησης της κορυφής και της βάσης του ορόφου και  $ds=q \cdot de$

$de$  η μετακίνηση των ίδιων σημείων του στατικού συστήματος, όπως ορίζεται από την γραμμική ανάλυση με χρήση του φάσματος απόκρισης σχεδιασμού

$q$  ο συντελεστής συμπεριφοράς

$\nu=0.5$  με βάση το εθνικό προσάρτημα

Τα φαινόμενα δευτέρας τάξης (P-Delta) δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη αν ικανοποιείται η συνθήκη:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \quad (3.8)$$

Αν  $0.1 < \theta \leq 0.2$  τα φαινόμενα δευτέρας τάξης λαμβάνονται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας την σχετική σεισμική δράση με έναν συντελεστή  $\alpha$  ίσο με  $1/(1-\theta)$ .  
Για  $0.2 < \theta \leq 0.3$  θα πρέπει η ανάλυση να πραγματοποιηθεί λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα P-Delta.

### 3.2 Διατάξεις για κτίρια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

Οι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε οι διαγώνιοι εφελκόμενοι σύνδεσμοι να διαρρέουν πριν την αστοχία των συνδέσεων και πριν την διαρροή των δοκών ή των υποστυλωμάτων και τον λυγισμό των θλιβόμενων διαγωνίων. Για πλαίσια με χιαστί συνδέσμους, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι, ενώ για πλαίσια με συνδέσμους τύπου V, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, τόσο οι εφελκόμενοι, όσο και οι θλιβόμενοι σύνδεσμοι.

Για κτίρια με περισσότερους από δυο ορόφους η ανηγμένη λυγηρότητα των διαγωνίων θα πρέπει να βρίσκεται μεταξύ των ορίων:

$$1,3 < \lambda \leq 2 \quad (3.9)$$

όπου η ανηγμένη λυγηρότητα,  $\lambda$ , δίνεται από τη σχέση :

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (3.10)$$

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$  το κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού

$L_{cr}$  το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

$A$  το εμβαδόν της διατομής της διαγωνίου

$f_y$  το όριο διαρροής του χάλυβα

Η αντοχή των συνδέσμων σε διαρροή, θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε:

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed} \quad (3.11)$$

όπου :

$A$  το εμβαδόν της διατομής της διαγωνίου

$f_y$  το όριο διαρροής του χάλυβα

$\gamma_{M0}=1.00$

$N_{Ed}$  η αξονική δύναμη που λαμβάνουν οι διαγώνιοι στον σεισμό σχεδιασμού

Οι δοκοί και τα υποστύλωματα που αναλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να ικανοποιούν την συνθήκη:

$$N_{pl}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (3.12)$$

όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  είναι η αντοχή της δοκού ή του υποστυλώματος λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση με την ροπή λόγω του σεισμικού συνδυασμού.

$N_{Ed,G}$  η αξονική δύναμη που λαμβάνει η δοκός ή το υποσύλωμα λόγω των μη-σεισμικών δράσεων που περιλαμβάνονται στον σεισμικό συνδυασμό.

$N_{Ed,E}$  η αξονική δύναμη που λαμβάνεται από την δοκό ή το υποσύλωμα λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού

$\gamma_{ov}=1.25$  ο ικανοτικός συντελεστής

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή  $\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$  ανάμεσα σε όλες τις διαγωνίους του συστήματος.

Προκειμένου να εξασφαλισθεί η ομοιογενής συμπεριφορά των διαγωνίων θα πρέπει να ελεγχθεί ότι η μέγιστη τιμή  $\Omega$  δεν διαφέρει από την ελάχιστη περισσότερο από 25%.

Όσον αφορά τα πλαίσια με συνδέσμους τύπου V λαμβάνονται υπόψη και οι εφελκόμενοι και οι διαγώνιοι σύνδεσμοι και οι δοκοί θα πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αντιστέκονται σε όλες τις μη σεισμικές δυνάμεις χωρίς να ληφθεί υπόψη η ενδιάμεση υποστήριξη που δίνεται από τους διαγωνίους και στην κάθετη σεισμική δύναμη που εφαρμόζεται στη δοκό από τους συνδέσμους μετά τον λυγισμό της θλιβόμενης διαγωνίου. Αυτή η δράση υπολογίζεται χρησιμοποιώντας την  $N_{pl}$  για την διαγώνιο σε εφελκυσμό και  $\gamma_{Rb} N_{pl,Rd}$  για τον θλιβόμενο σύνδεσμο. Ο συντελεστής  $\gamma_{Rb}$  χρησιμοποιείται για να εκτιμηθεί η μεταλυγισμική αντοχή των θλιβόμενων διαγωνίων και η προτεινόμενη τιμή είναι 0.3.

## 4 Σχεδιασμός κτιρίων

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση κτιρίων με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας οι οποίοι τοποθετούνται ανά δύο ορόφους. Συγκεκριμένα, εξετάζονται τρεις περιπτώσεις κτιρίων, κανονικών σε κάτοψη και ύψος με βάση αντίστοιχα κτίρια που περιγράφονται στην αναφορά του NIST GCR 10-917-8 [39] χρησιμοποιώντας Ευρωπαϊκές διατομές. Τα κτίρια που εξετάζονται είναι τριών, έξι και δώδεκα ορόφων ώστε να εξαχθούν πληροφορίες για κτίρια με χαμηλή, μέση και υψηλή ιδιοπερίοδο αντίστοιχα. Οι διαστάσεις κάτοψης είναι 54x36m για όλα τα κτίρια, το ύψος των ορόφων είναι 3.5 m και το άνοιγμα των πλαισίων 9 m. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι S355. Η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε με βάση το τρισδιάστατο προσομοίωμα των κτιρίων με τη βοήθεια του λογισμικού ETABS. Οι δοκοί μορφώνονται ως σύμμικτες και οι συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα είναι συνδέσεις τέμνουσας. Οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων στο έδαφος μορφώνονται ως αρθρωτές. Τα βαρυτικά φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στον σχεδιασμό των κτιρίων δίνονται στον Πίνακα 4.1.

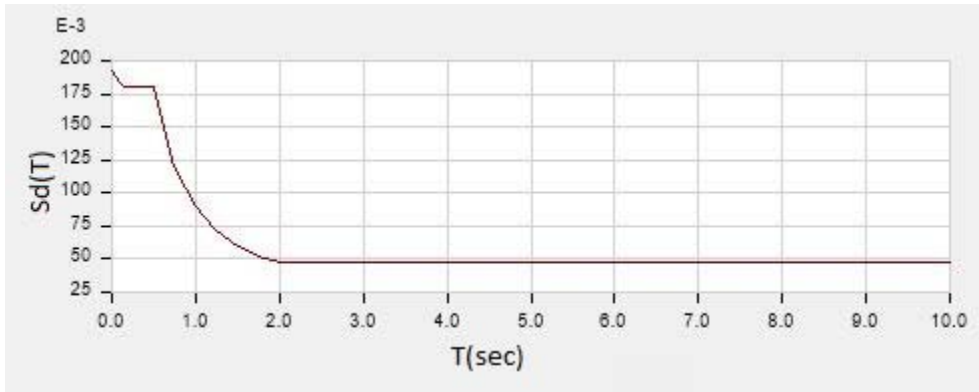
Πίνακας 4.1 Βαρυτικά φορτία κτιρίων

<b>Φορτία Στέγης</b>	
Πλάκα σκυροδέματος	3.11 kN/m <sup>2</sup>
Επιπρόσθετα μόνιμα φορτία	0.9 kN/m <sup>2</sup>
Κινητά φορτία	2 kN/m <sup>2</sup>
<b>Φορτία Ορόφου</b>	
Πλάκα σκυροδέματος	3.11 kN/m <sup>2</sup>
Επιπρόσθετα μόνιμα φορτία	1.8 kN/m <sup>2</sup>
Κινητά φορτία	2 kN/m <sup>2</sup>

Ο σχεδιασμός των κτιρίων έναντι σεισμού έγινε με την φασματική μέθοδο ανάλυσης. Προκειμένου να χρησιμοποιηθεί η φασματική μέθοδος ανάλυσης σε συνδυασμό με την απαίτηση της συμμετοχής μόνο των εφελκόμενων διαγωνίων στην ανάληψη της σεισμικής δύναμης, έγινε η παραδοχή της προσομοίωσης και των θλιβόμενων και των εφελκόμενων διαγωνίων με μείωση του εμβαδού των διατομών στο 1/2. Η δύναμη των διαγωνίων που υπολογίζεται από το λογισμικό διπλασιάζεται. Το ίδιο ισχύει και για τη θλιπτική δύναμη που υπολογίζεται ότι αναλαμβάνουν τα υποστυλώματα λόγω των διαγωνίων. Ο σχεδιασμός έναντι σεισμού έγινε με βάση τις παρακάτω παραδοχές για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού :

Πίνακας 4.2 Φάσμα Σχεδιασμού

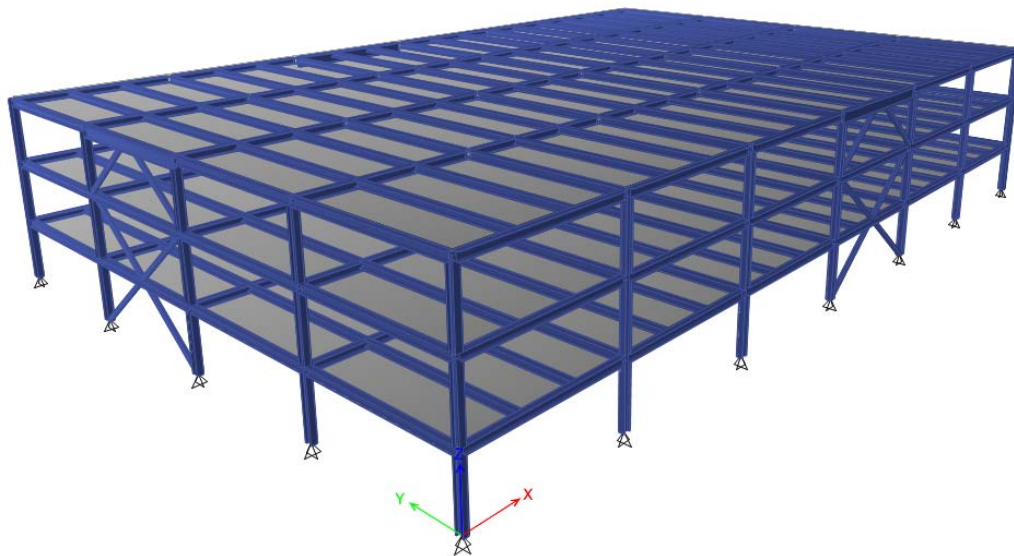
Κατηγορία σπουδαιότητας	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Κατηγορία εδάφους	Συντελεστής συμπεριφοράς
II	II	B	
$\gamma=1.00$	$\alpha_g=0.24g$	$S=1.20$	$q=4$



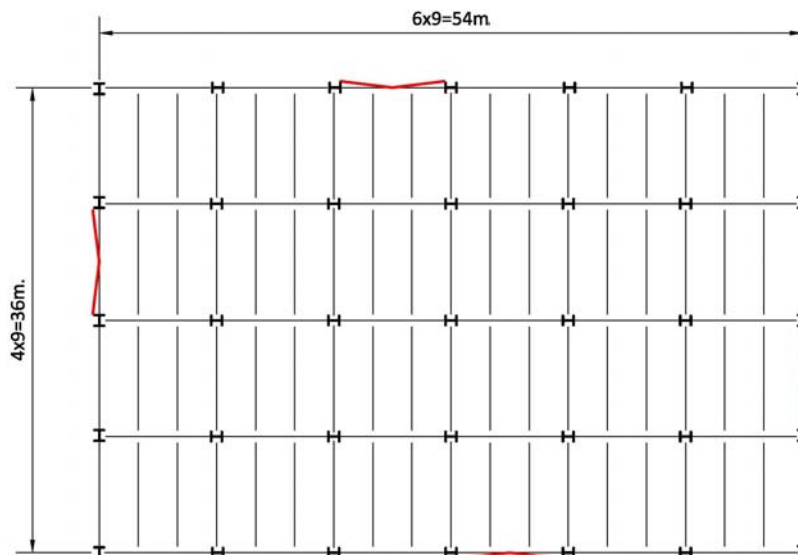
Σχήμα 4.1 Φάσμα σχεδιασμού

#### 4.1 Σχεδιασμός και αποτελέσματα τριώροφου κτιρίου

Στο Σχήμα 4.2 απεικονίζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του τριώροφου κτιρίου. Περιμετρικά του κτιρίου διατάσσονται συστήματα με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, ένα ανά όψη, όπως υποδεικνύεται στην κάτοψη του Σχήματος 4.3. Στον Πίνακα 4.3 δίνονται οι διατομές των μελών που χρησιμοποιήθηκαν στο τριώροφο κτίριο.



Σχήμα 4.2 Τρισδιάστατο προσομοίωμα τριώροφου κτιρίου



Σχήμα 4.3 Κάτοψη τριώροφου κτιρίου

Πίνακας 4.3 Διατομές μελών φατνωμάτων με συνδέσμους

Όροφος	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Υποστυλώματα	Δοκοί
3	SHS140x10	HEB360	HEM600
2	SHS140x14.2	HEB360	HEA450
1	SHS140x16	HEB360	HEA360

Πίνακας 4.4 Ιδιομορφική Ανάλυση τριώροφου κτιρίου

Αρ. Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Ποσοστό συμμετοχής	
		κατά x	κατά y
1	0.841	0.00%	86.80%
2	0.841	86.73%	0.00%
3	0.500	0.00%	0.00%
4	0.312	0.00%	11.19%
5	0.302	11.33%	0.00%
6	0.187	0.00%	0.00%
7	0.178	0.00%	2.01%
8	0.162	1.94%	0.00%
9	0.111	0.00%	0.00%

Πίνακας 4.5 Έλεγχος περιορισμού των βλαβών

Όροφος	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	$\frac{v \cdot d_r}{h}$	Επιτρεπόμενο $\frac{v \cdot d_r}{h}$
3	24.90	99.60	29.60	0.0042	
2	17.50	70.00	34.40	0.0049	0.0075
1	8.90	35.60	35.60	0.0051	

Πίνακας 4.6 Έλεγχος επιρροής φαινομένων P-Delta

Όροφος	$P_{tot}$ (kN)	$V$ (kN)	$d_r$ (mm)	$\theta$
3	10108.91	1565.61	29.60	0.05
2	21922.71	2601.79	34.40	0.08
1	33729.59	3274.86	35.60	0.10

Πίνακας 4.7 Έλεγχος συνδέσμων δυσκαμψίας

Όροφος	Διατομή	$\lambda$	$N_{pl}$ (kN)	$N_{Ed}$ (kN)	$\Omega$
3	SHS140x10	1.40	1846.00	1095.72	1.68
2	SHS140x14.2	1.44	2536.63	1660.24	1.53
1	SHS140x16	1.46	2817.28	2041.49	<b>1.38</b>

Πίνακας 4.8 Έλεγχος υποστυλωμάτων στο σεισμικό συνδυασμό

Όροφος	Διατομή	$\chi$	$N_{pl, Rd}$ (kN)	$N_{Ed, (G+0,3Q)}$ (kN)	$1,1 \times 1,25 \times \Omega \times N_{Ed, E}$ (kN)	$N_{TOT}$ (kN)	$\chi \frac{N_{pl}}{N_{TOT}}$
3	HEB360	0.81	6425.50	178.13	0.00	178.13	29.36
2	HEB360	0.81	6425.50	482.35	3123.43	3605.78	1.45
1	HEB360	0.81	6425.50	665.98	3123.43	3789.41	1.38

Πίνακας 4.9 Έλεγχος κεφαλοδοκού δευτέρου ορόφου στο σεισμικό συνδυασμό

Όροφος	Διατομή	$1,1 \times 1,25 \times \Omega \times N_{Ed, E}$ (kN)	$M_{Ed, (G+0,3Q)}$ (kNm)	$M_{N, Rd}$ (kNm)	Έλεγχος
2	HEA450	2485.61	223.5	811.064	1.44



Στον τρίτο όροφο οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι τύπου ανεστραμμένου V επομένως τόσο οι δοκός όσο και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θα πρέπει να ικανοποιούν τις προβλέψεις του Ευρωκώδικα 8 για τα συγκεκριμένα συστήματα. Στην ειδική αυτή περίπτωση ελέγχεται το θλιβόμενο μέλος του συνδέσμου έναντι λυγισμού καθώς επίσης και η δοκός έναντι αστοχίας σε κάμψη και αξονική. Η θλιπτική δύναμη που ασκείται στο θλιβόμενο μέλος λόγω του σεισμικού συνδυασμού είναι  $N_{Ed}=657.48kN$ . Η αντοχή της θλιβόμενης διαγωνίου του τρίτου ορόφου έναντι λυγισμού είναι:

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = 0.417 \cdot \frac{52 \cdot 35.5}{1.00} = 769.79kN > 657.48kN \quad (4.1)$$

Η ροπή που ασκείται στη δοκό από τους συνδέσμους μετά τον λυγισμό του θλιβόμενου μέλους υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη την αντοχή των εφελκυσόμενων διαγωνίων μείον το 30% της αντοχής των θλιβόμενων διαγωνίων. Η ασκούμενη τέμνουσα είναι:

$$V_{Ed} = (N_{pl} - 0.3N_{b,Rd}) \cdot \sin\alpha = 991.44kN < 0.5V_{pl} = 1534.12kN \quad (4.2)$$

επομένως δε λαμβάνεται υπόψη η απομείωση στη ροπή λόγω αλληλεπίδρασης με τη διατμητική δύναμη. Η προκύπτουσα αξονική είναι:

$$N_{Ed} = (N_{pl} - 0.3N_{b,Rd}) \cdot \cos\alpha = 1274.93kN < 0.5h_w t_w f_y = 2012.85kN \quad (4.3)$$

και  $N_{Ed} < 0.25N_{pl} = 3227.84$  kN επομένως δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα γ-γ. Η ασκούμενη ροπή είναι:

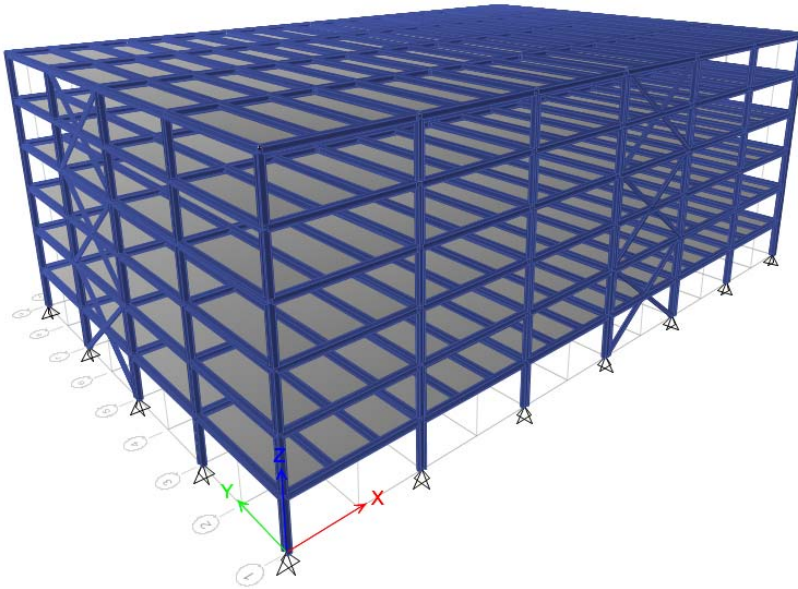
$$M_{Ed,E} = (N_{pl} - 0.3N_{b,Rd}) \cdot \sin\alpha \cdot \frac{l}{4} = 2230.74kNm \quad (4.4)$$

και η ροπή που ασκείται στη δοκό λόγω των μη σεισμικών φορτίων που ασκούνται στον σεισμικό συνδυασμό είναι  $M_{Ed,(G+0.3Q)}=196.48$  kNm. Η ροπή αντοχής της δοκού του τρίτου ορόφου είναι:

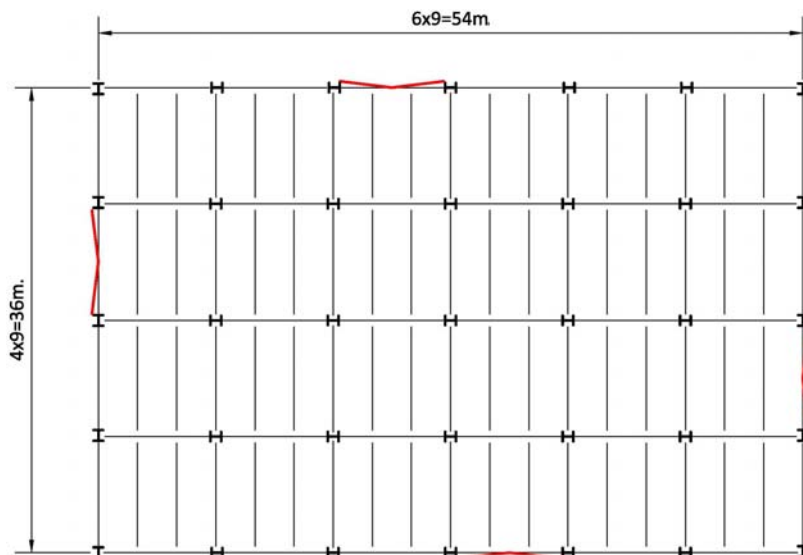
$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{8772 \cdot 35.5}{1.00} = 3114.06kNm > 2230.74 + 196.48 = 2427.22kNm \quad (4.5)$$

## 4.2 Σχεδιασμός και αποτελέσματα εξώροφου κτιρίου

Στο Σχήμα 4.4 απεικονίζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του εξώροφου κτιρίου. Περιμετρικά του κτιρίου διατάσσονται συστήματα με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, ένα ανά όψη, όπως υποδεικνύεται στην κάτοψη του Σχήματος 4.5. Στον Πίνακα 4.10 δίνονται οι διατομές των μελών που χρησιμοποιήθηκαν στο εξώροφο κτίριο.



Σχήμα 4.4 Τρισδιάστατο προσομοίωμα εξώροφου κτιρίου



Σχήμα 4.5 Κάτοψη εξώροφου κτιρίου

Πίνακας 4.10 Διατομές μελών φαντωμάτων με συνδέσμους

Όροφος	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Υποστυλώματα	Δοκοί
6	SHS140x7.1	HEA450	HEA360
5	SHS140x8	HEA450	HEA360
4	SHS140x14.2	HEB500	HEA450
3	SHS140x14.2	HEB500	HEA360
2	SHS150x16	HEM550	HEB450
1	SHS150x16	HEM550	HEA360

Πίνακας 4.11 Ιδιομορφική ανάλυση εξώροφου κτιρίου

Αρ. Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Ποσοστόσυμμετοχής κατά x	Ποσοστόσυμμετοχής κατά y
1	1.647	0.00%	79.43%
2	1.647	79.53%	0.00%
3	0.978	0.00%	0.00%
4	0.600	0.00%	13.80%
5	0.592	13.77%	0.00%
6	0.358	0.00%	0.00%
7	0.336	0.00%	4.09%
8	0.323	4.08%	0.00%
9	0.235	0.00%	1.56%
10	0.216	1.57%	0.00%
11	0.203	0.00%	0.00%
12	0.171	0.00%	0.78%
13	0.153	0.73%	0.00%
14	0.145	0.00%	0.00%
15	0.131	0.00%	0.34%
16	0.117	0.32%	0.00%
17	0.106	0.00%	0.00%

Πίνακας 4.12 Έλεγχος περιορισμού των βλαβών

Όροφος	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	$\frac{v \cdot d_r}{h}$	Επιτρεπόμενο $\frac{v \cdot d_r}{h}$
6	52.30	209.20	33.20	0.0047	0.0075
5	44.00	176.00	36.40	0.0052	
4	34.90	139.60	34.00	0.0049	
3	26.40	105.60	35.20	0.0050	
2	17.60	70.40	35.60	0.0051	
1	8.70	34.80	34.80	0.0050	

Πίνακας 4.13 Έλεγχος επιρροής φαινομένων P-Delta

Όροφος	$P_{tot}$ (kN)	V (kN)	$d_r$ (mm)	$\theta$	$\alpha$
6	10042.02	1254.28	33.20	0.08	1.00
5	21835.22	1908.55	36.40	0.12	1.14
4	33689.16	2279.32	34.00	0.14	1.17
3	45533.40	2649.14	35.20	0.17	1.21
2	57440.60	3068.22	35.60	0.19	1.24
1	69327.01	3425.05	34.80	0.20	1.25

Πίνακας 4.14 Έλεγχος συνδέσμων δυσκαμψίας

Όροφος	Διατομή	$\lambda$	$N_{pl}$ (kN)	$N_{Ed}$ (kN)	$\Omega$
6	SHS140x7.1	1.37	1339.90	965.51	1.39
5	SHS140x8.0	1.38	1499.52	1160.82	1.29
4	SHS140x14.2	1.44	2536.63	1854.64	1.37
3	SHS140x14.2	1.44	2536.63	1942.31	1.31
2	SHS150x16.0	1.35	3044.48	2457.75	1.24
1	SHS150x16.0	1.35	3044.48	2725.16	<b>1.12</b>

Πίνακας 4.15 Έλεγχος υποστυλωμάτων στο σεισμικό συνδυασμό

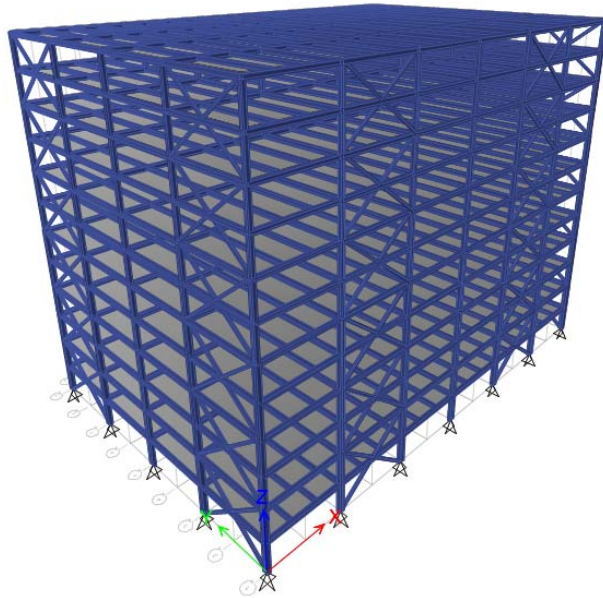
Όροφος	Διατομή	$\chi$	$N_{pl, Rd}$ (kN)	$N_{Ed, (G+0,3Q)}$ (kN)	$1,1\chi 1,25\chi\Omega\chi N_{Ed, E}$ (kN)	$N_{TOT}$ (kN)	$\chi \frac{N_{pl}}{N_{TOT}}$
6	HEA450	0.85	6319.00	237.80	874.80	1112.60	4.85
5	HEA450	0.85	6319.00	423.41	917.54	1340.95	4.02
4	HEB500	0.85	8484.50	729.43	3696.49	4425.92	1.64
3	HEB500	0.85	8484.50	915.96	3827.35	4743.31	1.53
2	HEM550	0.86	12567.00	1238.15	7664.19	8902.33	1.21
1	HEM550	0.86	12567.00	1427.99	7768.14	9196.13	1.18

Πίνακας 4.16 Έλεγχος κεφαλοδοκών στο σεισμικό συνδυασμό

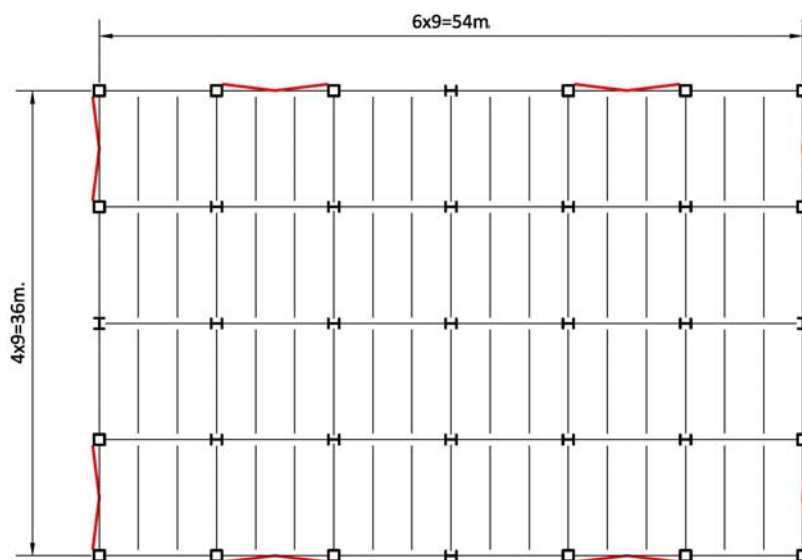
Όροφος	Διατομή	$1,1\chi 1,25\chi\Omega\chi N_{Ed, E}$ (kN)	$M_{Ed, (G+0,3Q)}$ (kNm)	$M_{N, Rd}$ (kNm)	Έλεγχος
6	HEA360	1266.36	193.48	640.90	1.58
4	HEA450	2624.66	227.20	781.64	1.37
2	HEB450	3679.41	226.92	864.45	1.32

### 4.3 Σχεδιασμός και αποτελέσματα δωδεκαώροφου κτιρίου

Στο σχήμα 4.6 απεικονίζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του δωδεκαώροφου κτιρίου. Περιμετρικά του κτιρίου διατάσσονται δυο συστήματα με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας ανά όψη, όπως υποδεικνύεται στην κάτοψη του Σχήματος 4.7. Στον Πίνακα 4.17 δίνονται οι διατομές των μελών που χρησιμοποιήθηκαν στο δωδεκαώροφο κτίριο.



Σχήμα 4.6 Τρισδιάστατο προσομοίωμα δωδεκαώροφου κτιρίου



Σχήμα 4.7 Κάτοψη δωδεκαώροφου κτιρίου

Πίνακας 4.17 Διατομές μελών φατνωμάτων με συνδέσμους

Όροφος	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Υποστυλώματα	Δοκοί
12	SHS120X5	SHS600X20	HEA360
11	SHS120X5	SHS600X20	HEA360
10	SHS140X10	SHS600X20	HEA400
9	SHS140X10	SHS600X20	HEA360
8	SHS150X11	SHS600X20	HEA450
7	SHS150X11	SHS600X20	HEA360
6	SHS150X14.2	SHS600X25	HEA450
5	SHS150X14.2	SHS600X25	HEA360
4	SHS150X14.2	SHS600X30	HEB450
3	SHS150X14.2	SHS600X30	HEA360
2	SHS150X16	SHS600X35	HEB450
1	SHS150X16	SHS600X35	HEA360

Πίνακας 4.18 Ιδιομορφική Ανάλυση δωδεκάωροφου κτιρίου

Αρ. Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Ποσοστόσυμμετοχής κατά x	Ποσοστόσυμμετοχής κατά y
1	2.442	0.00%	75.41%
2	2.442	75.47%	0.00%
3	1.455	0.00%	0.00%
4	0.858	0.00%	14.75%
5	0.854	14.67%	0.00%
6	0.515	0.00%	0.00%
7	0.481	0.00%	4.46%
8	0.475	4.46%	0.00%
9	0.318	0.00%	2.39%
10	0.311	2.35%	0.00%
11	0.294	0.00%	0.00%
12	0.228	0.00%	1.23%
13	0.220	1.23%	0.00%
14	0.198	0.00%	0.00%
15	0.171	0.00%	0.68%
16	0.164	0.68%	0.00%
17	0.145	0.00%	0.00%
18	0.136	0.00%	0.43%
19	0.129	0.44%	0.00%
20	0.111	0.00%	0.00%

Πίνακας 4.19 Έλεγχος περιορισμού των βλαβών

Όροφος	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	$\frac{v \cdot d_r}{h}$	Επιτρεπόμενο $\frac{v \cdot d_r}{h}$
12	104.60	418.40	35.60	0.0051	0.0075
11	95.70	382.80	37.20	0.0053	
10	86.40	345.60	35.60	0.0051	
9	77.50	310.00	36.40	0.0052	
8	68.40	273.60	36.80	0.0053	
7	59.20	236.80	36.40	0.0052	
6	50.10	200.40	35.20	0.0050	
5	41.30	165.20	34.00	0.0049	
4	32.80	131.20	34.80	0.0050	
3	24.10	96.40	33.60	0.0048	
2	15.70	62.80	32.00	0.0046	
1	7.70	30.80	30.80	0.0044	

Πίνακας 4.20 Έλεγχος επιρροής φαινομένων P-Delta

Όροφος	$P_{tot}$ (kN)	$V$ (kN)	$d_r$ (mm)	$\theta$	$\alpha$
12	10175.74	1294.71	35.60	0.08	1.00
11	22101.08	2139.81	37.20	0.11	1.12
10	34075.10	2703.80	35.60	0.13	1.15
9	46040.26	3188.51	36.40	0.15	1.18
8	58039.94	3622.38	36.80	0.17	1.20
7	70020.23	4010.85	36.40	0.18	1.22
6	82149.10	4356.29	35.20	0.19	1.23
5	94258.57	4679.25	34.00	0.20	1.24
4	106461.21	4991.43	34.80	0.21	1.27
3	118622.27	5300.47	33.60	0.21	1.27
2	130882.20	5591.73	32.00	0.21	1.27
1	143100.56	5892.48	30.80	0.21	1.27

Πίνακας 4.21 Έλεγχος συνδέσμων δυσκαμψίας

Όροφος	Διατομή	$\lambda$	$N_{pl}$ (kN)	$N_{Ed}$ (kN)	$\Omega$
12	SHS120X5	1.59	816.50	522.22	1.56
11	SHS120X5	1.59	816.50	535.01	1.53
10	SHS140X10	1.40	1846.00	1165.38	1.58
9	SHS140X10	1.40	1846.00	1206.56	1.53
8	SHS150X11	1.31	2171.18	1433.01	1.52
7	SHS150X11	1.31	2171.18	1435.67	1.51
6	SHS150X14.2	1.34	2738.27	1798.32	1.52
5	SHS150X14.2	1.34	2738.27	1847.04	1.48
4	SHS150X14.2	1.34	2738.27	1996.55	1.37
3	SHS150X14.2	1.34	2738.27	2084.11	1.31
2	SHS150X16	1.35	3044.48	2304.02	1.32
1	SHS150X16	1.35	3044.48	2417.31	<b>1.26</b>

Πίνακας 4.22 Έλεγχος υποστυλωμάτων στο σεισμικό συνδυασμό

Όροφος	Διατομή	$\chi$	$N_{pl, Rd}$ (kN)	$N_{Ed, (G+0,3Q)}$ (kN)	$1,1\chi 1,25\chi \Omega \chi N_{Ed, E}$ (kN)	$N_{TOT}$ (kN)	$\chi \frac{N_{pl}}{N_{TOT}}$
12	SHS600X20	1.00	16472.00	253.41	503.97	757.38	21.75
11	SHS600X20	1.00	16472.00	451.77	566.12	1017.89	16.18
10	SHS600X20	1.00	16472.00	769.79	2361.35	3131.14	5.26
9	SHS600X20	1.00	16472.00	965.29	2422.44	3387.73	4.86
8	SHS600X20	1.00	16472.00	1286.28	5098.34	6384.62	2.58
7	SHS600X20	1.00	16472.00	1481.24	5179.91	6661.15	2.47
6	SHS600X25	1.00	20412.50	1807.72	8471.22	10278.94	1.99
5	SHS600X25	1.00	20412.50	2004.86	8534.73	10539.59	1.94
4	SHS600X30	1.00	24282.00	2342.62	12549.24	14891.86	1.63
3	SHS600X30	1.00	24282.00	2542.28	12593.59	15135.87	1.60
2	SHS600X35	1.00	28080.50	2880.25	16884.20	19764.45	1.42
1	SHS600X35	1.00	28080.50	3082.60	16877.96	19960.56	1.41

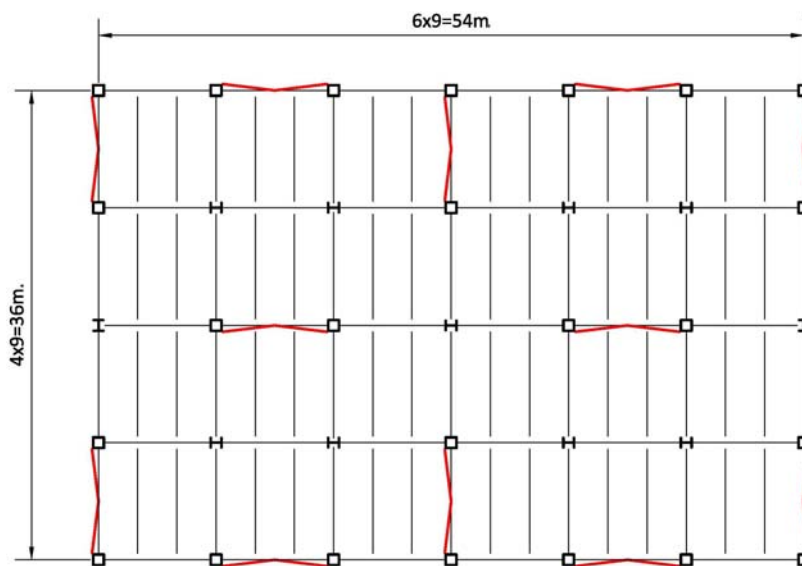
Πίνακας 4.23 Έλεγχος κεφαλοδοκών στο σεισμικό συνδυασμό

Όροφος	Διατομή	$1,1\chi 1,25\chi \Omega \chi N_{Ed, E}$ (kN)	$M_{Ed, (G+0,3Q)}$ (kNm)	$M_{N, Rd}$ (kNm)	Έλεγχος
12	HEA360	713.53	187.82	734.06	2.17
10	HEA400	1826.44	221.72	716.62	1.55
8	HEA450	2354.67	223.00	838.77	1.56
6	HEA450	3032.19	223.00	695.42	1.29
4	HEB450	3462.21	225.72	910.71	1.45
2	HEB450	4005.20	225.72	795.08	1.29



#### 4.4 Σχεδιασμος και αποτελέσματα ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου

Προκειμένου να μειωθεί η επιρροή των φαινομένων P-Delta, το δωδεκαώροφο κτίριο ενισχύεται προσθέτοντας δύο επιπλέον συστήματα με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας ανά διεύθυνση όπως υποδεικνύεται στην κάτοψη του σχήματος 4.8. Στον Πίνακα 4.24 δίνονται οι διατομές των μελών που χρησιμοποιήθηκαν στο ενισχυμένο δωδεκαώροφο κτίριο. Στους ελέγχους έναντι σεισμού εξετάζονται τα μέλη στο μέσο του κτιρίου ως τα δυσμενέστερα.



Σχήμα 4.8 Κάτοψη ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου

Πίνακας 4.24 Διατομές μελών φαντωμάτων με συνδέσμους

Όροφος	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Υποστυλώματα	Δοκοί
12	SHS100X5.4	SHS500X20	HEA360
11	SHS100X4	SHS500X20	HEA360
10	SHS120X7.1	SHS500X20	HEA400
9	SHS120X7.1	SHS500X20	HEA360
8	SHS140X8	SHS500X20	HEA450
7	SHS140X8	SHS500X20	HEA360
6	SHS140X10	SHS500X25	HEA450
5	SHS140X10	SHS500X25	HEA360
4	SHS140X10	SHS500X30	HEB450
3	SHS140X10	SHS500X30	HEA360
2	SHS140X12.5	SHS500X35	HEB450
1	SHS140X12.5	SHS500X35	HEA360

Πίνακας 4.25 Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου

Αρ. Ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος Τ (sec)	Ποσοστόσυμμετοχής κατά χ	Ποσοστόσυμμετοχής κατά γ
1	2.351	0.00%	75.20%
2	2.351	75.23%	0.00%
3	1.711	0.00%	0.00%
4	0.836	0.00%	14.52%
5	0.834	14.49%	0.00%
6	0.611	0.00%	0.00%
7	0.469	0.00%	4.65%
8	0.466	4.65%	0.00%
9	0.346	0.00%	0.00%
10	0.317	0.00%	2.48%
11	0.313	2.45%	0.00%
12	0.236	0.00%	0.00%
13	0.231	0.00%	1.33%
14	0.227	1.32%	0.00%
15	0.175	0.00%	0.71%
16	0.174	0.00%	0.00%
17	0.172	0.71%	0.00%
18	0.141	0.00%	0.44%
19	0.137	0.44%	0.00%
20	0.134	0.00%	0.00%

Πίνακας 4.26 Έλεγχος περιορισμού των βλαβών

Όροφος	$d_e$ (mm)	$d_s$ (mm)	$d_r$ (mm)	$\frac{v \cdot d_r}{h}$	Επιτρεπόμενο $\frac{v \cdot d_r}{h}$
12	94.10	376.40	29.20	0.0042	
11	86.80	347.20	32.40	0.0046	
10	78.70	314.80	32.40	0.0046	
9	70.60	282.40	33.20	0.0047	
8	62.30	249.20	32.80	0.0047	
7	54.10	216.40	32.80	0.0047	
6	45.90	183.60	31.60	0.0045	0.0075
5	38.00	152.00	32.00	0.0046	
4	30.00	120.00	32.00	0.0046	
3	22.00	88.00	31.60	0.0045	
2	14.10	56.40	28.80	0.0041	
1	6.90	27.60	27.60	0.0039	

Πίνακας 4.27 Έλεγχος επιρροής φαινομένων P-Delta

Όροφος	$P_{tot}$ (kN)	V (kN)	$d_r$ (mm)	$\theta$	$\alpha$
12	10198.57	1287.01	29.20	0.07	1.00
11	22141.39	2160.22	32.40	0.09	1.00
10	34113.07	2728.75	32.40	0.12	1.13
9	46084.75	3205.86	33.20	0.14	1.16
8	58085.48	3629.86	32.80	0.15	1.18
7	70072.92	4015.94	32.80	0.16	1.20
6	82183.37	4359.69	31.60	0.17	1.21
5	94280.52	4682.01	32.00	0.18	1.23
4	106466.98	4995.38	32.00	0.19	1.24
3	118624.34	5306.57	31.60	0.20	1.25
2	130882.39	5599.06	28.80	0.19	1.24
1	143111.34	5812.95	27.60	0.19	1.24

Πίνακας 4.28 Έλεγχος συνδέσμων δυσκαμψίας

Όροφος	Διατομή	$\lambda$	$N_{pl}$ (kN)	$N_{Ed}$ (kN)	$\Omega$
12	SHS100X5.4	1.93	725.39	446.12	1.63
11	SHS100X4	1.90	545.28	325.59	1.67
10	SHS120X7.1	1.62	1138.26	778.52	1.46
9	SHS120X7.1	1.62	1138.26	706.46	1.61
8	SHS140X8	1.38	1499.52	1000.29	1.50
7	SHS140X8	1.38	1499.52	949.25	1.58
6	SHS140X10	1.40	1846.00	1209.82	1.53
5	SHS140X10	1.40	1846.00	1211.01	1.52
4	SHS140X10	1.40	1846.00	1351.76	<b>1.37</b>
3	SHS140X10	1.40	1846.00	1339.52	1.38
2	SHS140X12.5	1.43	2263.13	1575.91	1.44
1	SHS140X12.5	1.43	2263.13	1564.77	1.45

Πίνακας 4.29 Έλεγχος υποστυλωμάτων στο σεισμικό συνδυασμό

Όροφος	Διατομή	$\chi$	$N_{pl, Rd}$ (kN)	$N_{Ed, (G+0,3Q)}$ (kN)	$1,1 \times 1,25 \times \Omega \times \chi \times N_{Ed, E}$ (kN)	$N_{TOT}$ (kN)	$\chi \frac{N_{pl}}{N_{TOT}}$
12	SHS500X20	0.99	13632.00	486.61	422.72	909.33	14.84
11	SHS500X20	0.99	13632.00	861.18	436.16	1297.34	10.40
10	SHS500X20	0.99	13632.00	1459.18	1628.41	3087.59	4.37
9	SHS500X20	0.99	13632.00	1828.30	1667.31	3495.61	3.86
8	SHS500X20	0.99	13632.00	2434.65	3466.37	5901.02	2.29
7	SHS500X20	0.99	13632.00	2801.72	3522.55	6324.27	2.13
6	SHS500X25	0.99	16862.50	3417.12	5734.88	9152.00	1.82
5	SHS500X25	0.99	16862.50	3784.86	5832.66	9617.52	1.74
4	SHS500X30	0.99	20022.00	4412.59	8483.64	12896.23	1.54
3	SHS500X30	0.99	20022.00	4782.32	8557.66	13339.98	1.49
2	SHS500X35	0.99	23110.50	5401.89	11330.40	16732.29	1.37
1	SHS500X35	0.99	23110.50	5772.70	11355.60	17128.30	1.34

Πίνακας 4.30 Έλεγχος κεφαλοδοκών στο σεισμικό συνδυασμό

Όροφος	Διατομή	$1,1 \times 1,25 \times \Omega \times \chi \times N_{Ed, E}$ (kN)	$M_{Ed, (G+0,3Q)}$ (kNm)	$M_{N, Rd}$ (kNm)	Έλεγχος
12	HEA360	707.73	372.77	735.04	1.38
10	HEA400	1304.35	439.6	814.61	1.26
8	HEA450	1743.41	440.71	968.1	1.36
6	HEA450	2160.01	440.71	879.95	1.22
4	HEB450	2487.38	442.03	1118.29	1.41
2	HEB450	2890.82	442.03	1032.38	1.29

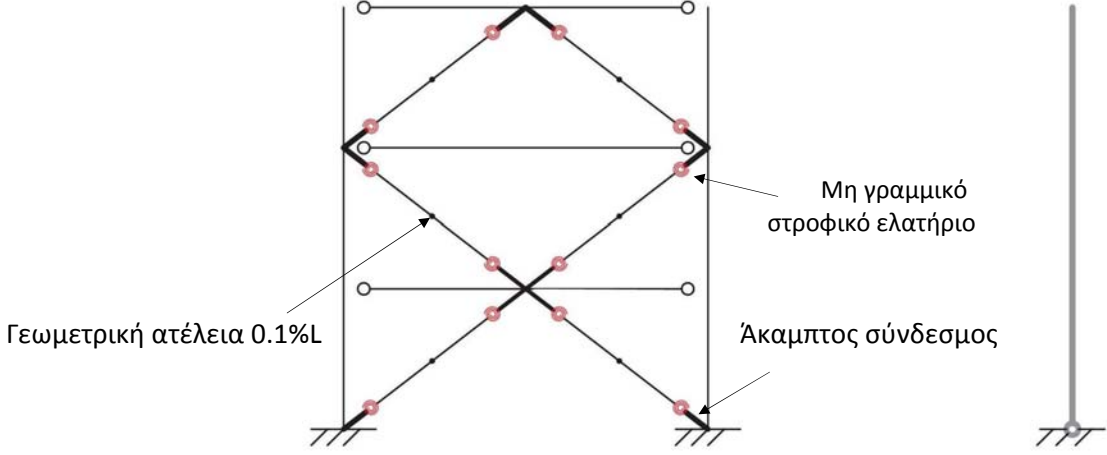
## 5 Μη γραμμική ανάλυση

Προκειμένου να πραγματοποιηθούν οι Μη Γραμμικές Αναλύσεις τα κτίρια προσομοιώθηκαν με τη χρήση δισδιάστατου μοντέλου στο λογισμικό Opensees [40] που επιτρέπει την δημιουργία εφαρμογών πεπερασμένων στοιχείων με σκοπό την προσομοίωση συστημάτων που υπόκεινται σε σεισμούς. Στο Σχήμα 5.1 απεικονίζεται το δισδιάστατο μοντέλο που προσομοιώθηκε στο Opensees. Για την εκτέλεση των Μη Γραμμικών Αναλύσεων προσομοιώνονται και οι θλιβόμενοι και οι εφελκυσμένοι σύνδεσμοι.

Οι συνδέσεις των συνδέσμων δυσκαμψίας με το πλαίσιο, καθώς επίσης και οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα, μορφώθηκαν ως αρθρωτές. Τα υποστυλώματα μορφώθηκαν ως πακτωμένα στο έδαφος, καθώς το έλασμα των συνδέσεων θεωρείται ότι προσφέρει σημαντική δυσκαμψία στις στηρίξεις. Τα βαρυτικά φορτία εισάγονται στο μοντέλο με τη χρήση ενός στύλου (leaning column). Τα φορτία του στύλου είναι αυτά που αναλογούν στο 1/2 των συνολικών για το τριώροφο και το εξάωροφο κτίριο, στο 1/4 για το δωδεκαώροφο και στο 1/6 για το ενισχυμένο δωδεκαώροφο. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσομοιώθηκαν με βάση το μοντέλο που προτείνεται από τους Uriz και Mahin (Peer 2008) [49]. Στο μέσο των στοιχείων εφαρμόστηκε αρχική ατέλεια 0.1% του συνολικού μήκους του συνδέσμου και κάθε σύνδεσμος δυσκαμψίας διαιρέθηκε σε δύο μη γραμμικά στοιχεία. Προκειμένου να γίνει η αναπαράσταση του φυσικού μεγέθους και της επίδρασης των κομβοελασμάτων χρησιμοποιούνται άκαμπτα στοιχεία με δυσκαμψία πολλαπλάσια της δυσκαμψίας των συνδέσμων, τα οποία μειώνουν το ενεργό μήκος των συνδέσμων δυσκαμψίας στο 70% του πραγματικού.

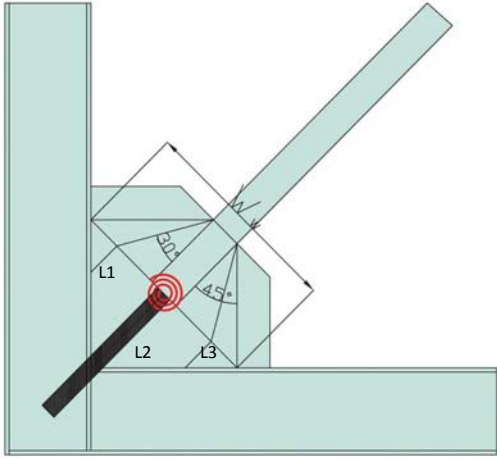
Τόσο για τους συνδέσμους δυσκαμψίας, όσο και για τις δοκούς και τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν μη γραμμικά στοιχεία (force beam-column elements) ενώ για τον στύλο "leaning column" και για τα άκαμπτα στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν ελαστικά στοιχεία (elastic elements). Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος προσομοιώθηκε με την χρήση ενός άκαμπτου συνδέσμου (truss element) με πολύ μεγάλη δυσκαμψία. Προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν τα προβλήματα σύγκλισης που πηγάζουν από τον λυγισμό των μελών των συνδέσμων δυσκαμψίας, χρησιμοποιούνται στοιχεία δικτυώματος (element corotTruss) με πολύ μικρή δυσκαμψία, η θέση των οποίων ταυτίζεται με τη θέση των πραγματικών μελών.

Όσον αφορά τον γεωμετρικό μετασχηματισμό της δυσκαμψίας των μελών, θεωρήθηκαν γεωμετρικοί μετασχηματισμοί P-Delta για τις δοκούς και τα υποστυλώματα και τον στύλο leaning column. Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας, από την άλλη χρησιμοποιήθηκε η εντολή "Corotational Transformation" που χρησιμοποιείται σε προβλήματα μεγάλων μετατοπίσεων-μικρών τάσεων.

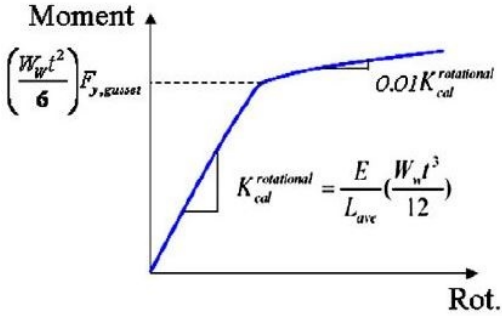


Σχήμα 5.1: Δισδιάστατο προσομοίωμα στο Opensees

Για την προσομοίωση των συνδέσεων χρησιμοποιείται ένα τυπικό έλασμα πάχους 4cm. Η συμπεριφορά του ελάσματος της σύνδεσης των συνδέσμων με της δοκούς και τα υποστυλώματα λήφθηκε υπόψη με την χρήση ενός μη γραμμικού στροφικού ελατηρίου με μηδενικό μήκος, οι ιδιότητες του οποίου υπολογίζονται με βάση τις σχέσεις που προτάθηκαν από τους Hsiao et al. [23].

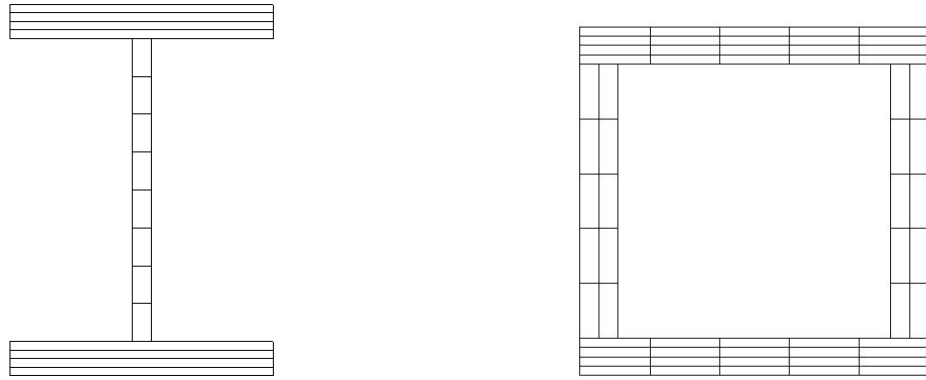


Nonlinear Rotational Spring Model



Σχήμα 5.2: Προσομοίωση σύνδεσης στο Opensees

Οι διατομές των στοιχείων χωρίστηκαν σε επιμέρους διατομές με την χρήση ινών (fiber sections). Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων χωρίζονται σε 8 επιμέρους διατομές για τον κορμό και 4 για τα πέλματα, ενώ για τους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν 5x4 και 5x2 στοιχεία.



Σχήμα 5.3: Προσομοίωση διατομών στο Opensees

Όσον αφορά τις ιδιότητες του χάλυβα χρησιμοποιήθηκε ως υλικό το Steel 02 (Menegotto-Pinto) [32] του Opensees με  $R=20$ ,  $c_{R1}=0.925$ ,  $c_{R2}=0.15$ ,  $F_y=355$  Mpa,  $E=210000$  Mpa και κράτυνση 3%. Οι παράμετροι υστερητικής συμπεριφοράς είναι οι ίδιοι με αυτούς που χρησιμοποιήθηκαν στο προτεινόμενο μοντέλο των Uriz και Mahin (Peer 2008) [49] επομένως ελήφθησαν οι τιμές,  $a_1=a_3=0.0005$  και  $a_2=a_4=0.01$ . Επιπλέον, στο υλικό που χρησιμοποιήθηκε για τους συνδέσμους δυσκαμψίας εισήχθησαν παράμετροι αστοχίας σε κόπωση λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης χρησιμοποιώντας το υλικό Fatigue του Opensees.

### 5.1 Ιδιομορφική ανάλυση με το Opensees

Αρχικά πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση με το Opensees προκειμένου να εξαχθούν οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι  $T_1$  των κτιρίων. Οι ιδιοπερίοδοι που εξαγονται από το Opensees είναι εκείνες που θα αξιοποιηθούν στις Μη Γραμμικές Αναλύσεις καθώς επίσης και στις μεθοδολογίες αποτίμησης του συντελεστή συμπεριφοράς. Τα αποτελέσματα της Ιδιομορφικής Ανάλυσης δίνονται στον Πίνακα 5.1

Πίνακας 5.1 Ιδιομορφική ανάλυση με το Opensees

Κτίριο	Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος $T_1$ (sec)	Ποσοστό συμμετοχής
Τριώροφο	0.54	83%
Εξαώροφο	1.14	75%
Δωδεκαώροφο	1.80	70%
Δωδεκαώροφο ενισχυμένο	1.70	71%

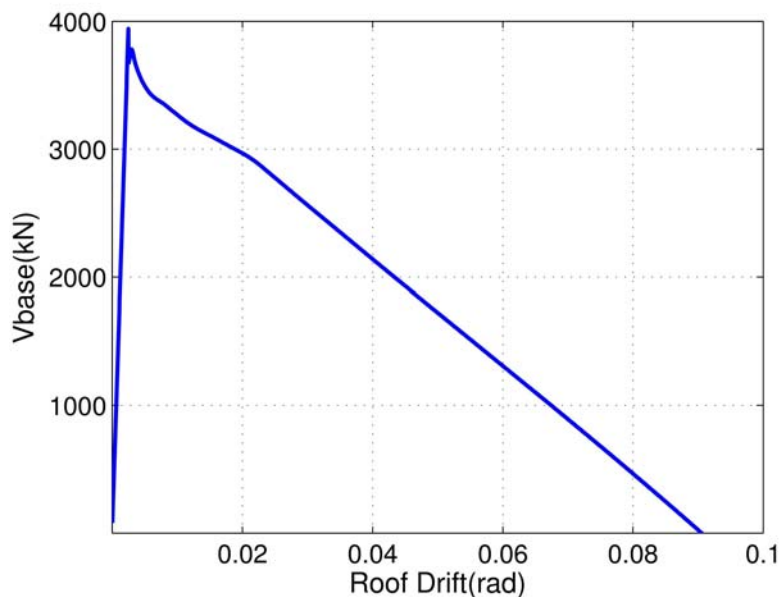
## 5.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis)

Η κατανομή των φορτίων κατά το ύψος του κτιρίου έγινε με βάση τη σχέση που προτείνεται από την FEMA-356 [3] σύμφωνα με την οποία το φορτίο ανά όροφο δίνεται από τη σχέση:

$$F_x = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum W_i \cdot h_i^k} V \quad (5.1)$$

Στην Σχέση 5.1,  $W$  είναι το βάρος του ορόφου,  $h$  το ύψος του ορόφου και  $V$  η τέμνουσα βάσης. Ο συντελεστής  $k$  υπολογίζεται με βάση την ιδιοπερίοδο της πρώτης ιδιομορφής, όπου για  $T_1=0.5$  sec λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα, για  $T_1=2.0$  sec  $k=2$  ενώ για τις ενδιάμεσες τιμές ιδιοπεριόδων υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή.

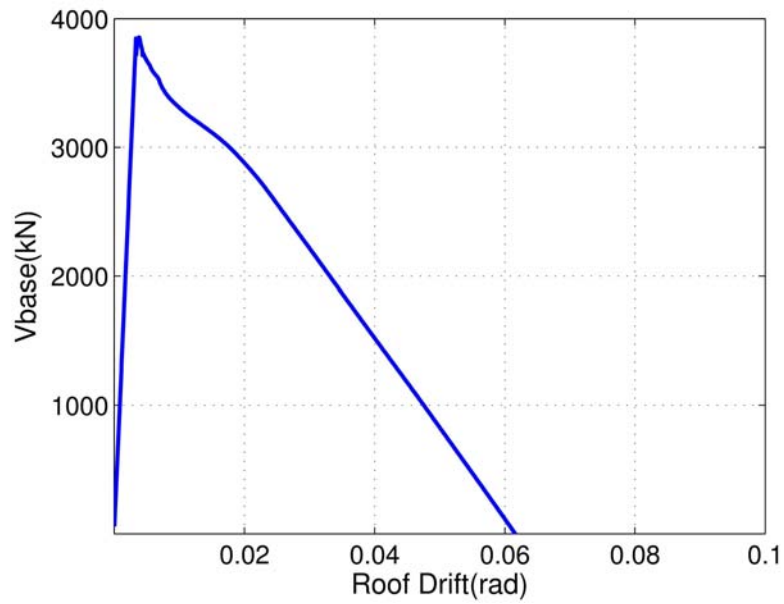
Στο Σχήμα 5.4 απεικονίζεται η καμπύλη της Pushover του τριώροφου κτιρίου. Η διαρροή του συστήματος πραγματοποιήθηκε για γωνιακή παραμόρφωση κορυφής 0.0025 rad. Η μέγιστη τέμνουσα που αναπτύχθηκε στη βάση ήταν 3943 kN και η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο 80% της μεγιστης τέμνουσας είναι 0.0133 rad. Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T_1=0.54$  sec, είναι  $V_d=2810.81$  kN. Ο συντελεστής υπεραντοχής υπολογίζεται ως  $\Omega=3943\text{kN}/2810.81\text{kN}=1.40$  και η πλαστιμότητα  $\mu_T=0.0133/0.0025=5.41$



Σχήμα 5.4 Καμπύλη Pushover τριώροφου κτιρίου

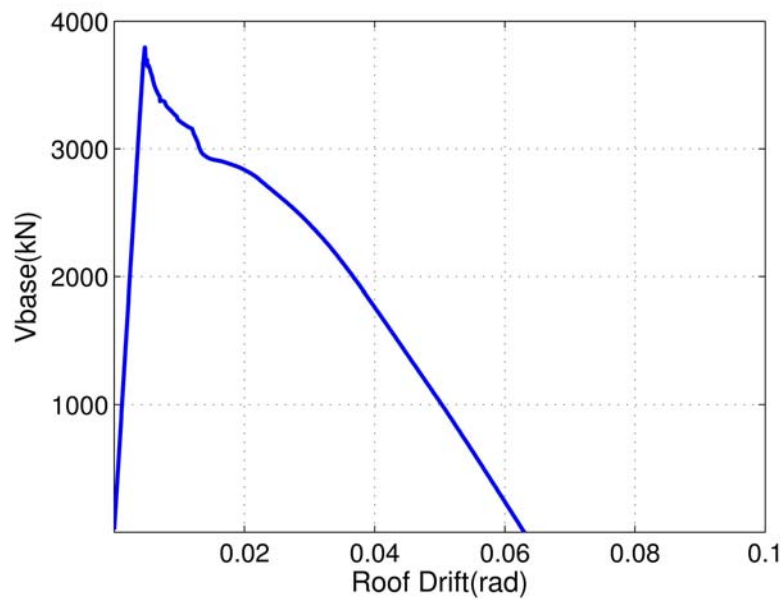
Στο Σχήμα 5.5 απεικονίζεται η καμπύλη της Pushover του εξαώροφου κτιρίου. Η διαρροή του συστήματος πραγματοποιήθηκε για γωνιακή παραμόρφωση κορυφής 0.0033 rad. Η μέγιστη τέμνουσα που αναπτύχθηκε στη βάση ήταν 3847 kN και η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο 80% της μεγιστης τέμνουσας είναι 0.0160 rad. Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T_1=1.14$  sec, είναι  $V_d=2736.6$  kN. Ο συντελεστής υπεραντοχής υπολογίζεται ως  $\Omega=3847\text{kN}/2736.6\text{kN}=1.41$  και η πλαστιμότητα  $\mu_T=0.0160/0.0033=4.83$ .





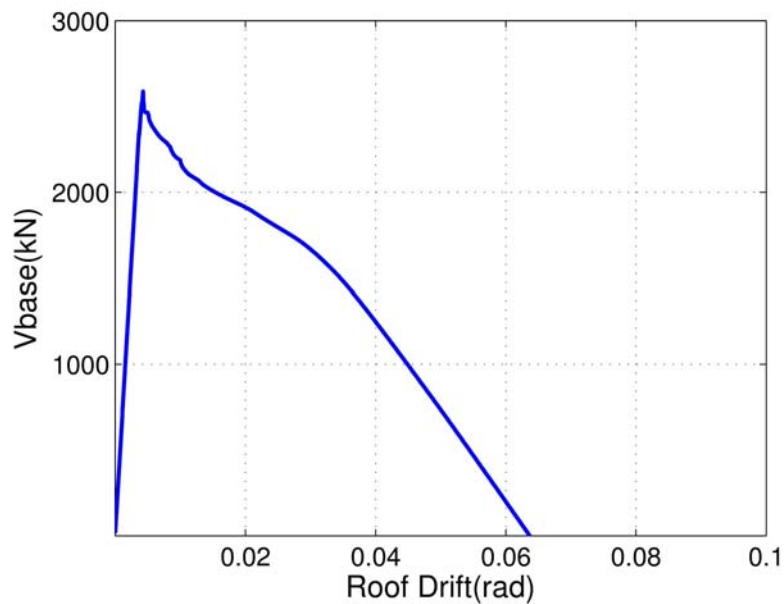
Σχήμα 5.5 Καμπύλη Pushover εξαώροφου κτιρίου

Στο Σχήμα 5.6 απεικονίζεται η καμπύλη της Pushover του δωδεκαώροφου κτιρίου. Η διαρροή του συστήματος πραγματοποιήθηκε για γωνιακή παραμόρφωση κορυφής 0.0047 rad. Η μέγιστη τέμνουσα που αναπτύχθηκε στη βάση ήταν 3790 kN και η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο 80% της μέγιστης τέμνουσας είναι 0.0130 rad. Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T_1=1.80$  sec, είναι  $V_d=1784.84$  kN. Ο συντελεστής υπεραντοχής υπολογίζεται ως  $\Omega=3790\text{kN}/1784.84\text{kN}=2.12$  και η πλαστιμότητα  $\mu_T=0.0130/0.0047=2.77$ .



Σχήμα 5.6 Καμπύλη Pushover δωδεκαώροφου κτιρίου

Στο Σχήμα 5.7 απεικονίζεται η καμπύλη της Pushover του ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου. Η διαρροή του συστήματος πραγματοποιήθηκε για γωνιακή παραμόρφωση κορυφής 0.0043 rad. Η μέγιστη τέμνουσα που αναπτύχθηκε στη βάση ήταν 2588 kN και η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο 80% της μεγιστης τέμνουσας είναι 0.0127 rad. Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T_1=1.70$  sec, είναι  $V_d=1262.82$  kN. Ο συντελεστής υπεραντοχής υπολογίζεται ως  $\Omega=2588\text{kN}/1262.82\text{kN}=2.05$  και η πλαστιμότητα  $\mu_T=0.0127/0.0043=2.94$ .



Σχήμα 5.7 Καμπύλη Pushover ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου

### 5.3 Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (IDA)

Η Μη Γραμμική Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση IDA (Vamvatsikos and Cornell, 2002) [50] είναι μία ισχυρή μέθοδος ανάλυσης που περιλαμβάνει την εκτέλεση πολλαπλών μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων υπό ένα σετ εδαφικών καταγραφών, κάθε μία κλιμακωμένη σε ένα κατάλληλο μέτρο έντασης. Τα κλιμακωμένα μέτρα επιλέγονται έτσι ώστε να οδηγήσουν την κατασκευή στο να μεταβεί από την ελαστική στην ανελαστική κατάσταση και τελικώς στην κατάρρευση. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε όρους καμπύλων IDA, μία για κάθε καταγραφή, αναπαριστώμενη από ένα μέτρο έντασης (IM) έναντι της απόκρισης που μετράται από την παράμετρο απαίτησης (EDP). Όσον αφορά το μέτρο έντασης, όπως προαναφέρθηκε, χρησιμοποιείται η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο,  $S_a(T_1, 5\%)$  και εναλλακτικά ο γεωμετρικός μέσος των φασματικών επιταχύνσεων  $\text{Avg}S_a(T_i, 5\%)$ , ενώ όσον αφορά το μέτρο EDP, γίνεται χρήση της μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης μεταξύ των ορόφων (interstorey drift). Τα αποτελέσματα των αναλύσεων συνοψίζονται μέσω των καμπυλών πολλοστημορίων καταγραφών (Fractile Curves) που αντιστοιχούν στο 16, 50 και 84% των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση και αποσκοπούν στο αναπαραστήσουν την κατανομή των δεδομένων. Το ποσοστό 50% των επιταχύνσεων είναι αυτό που αντιστοιχεί στην διάμεση επιτάχυνση κατάρρευσης  $\hat{S}_{CT}$  που χρησιμοποιείται στις μεθόδους αποτίμησης. Όσον

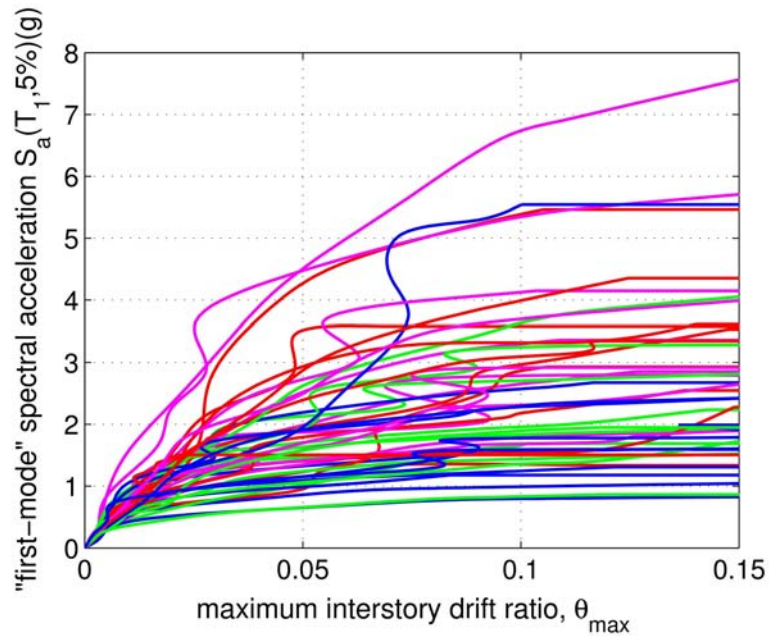
αφορά το δωδεκάωρο κτίριο, προκειμένου να αποκλειστούν τα προβλήματα που οφειλόντουσαν σε αστοχία του μοντέλου και οδηγούσαν σε μεγάλη διασπορά μεταξύ των αποτελεσμάτων, εξαιρέθηκαν οι καταγραφές που οδηγούσαν σε κατάρρευση για μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου μικρότερη από 0.015 rad.

Οι καταγραφές που εισάγονται στο εκάστοτε μοντέλο αποτελούνται από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες των 22 καταγραφών οι οποίες έχουν ανακτηθεί από το αυθεντικό σετ των καταγραφών της βάσης δεδομένων του Applied Technology Council Project 76 (ATC 76). Οι καταγραφές που υποβλήθηκαν δίνονται στον Πίνακα 5.2.

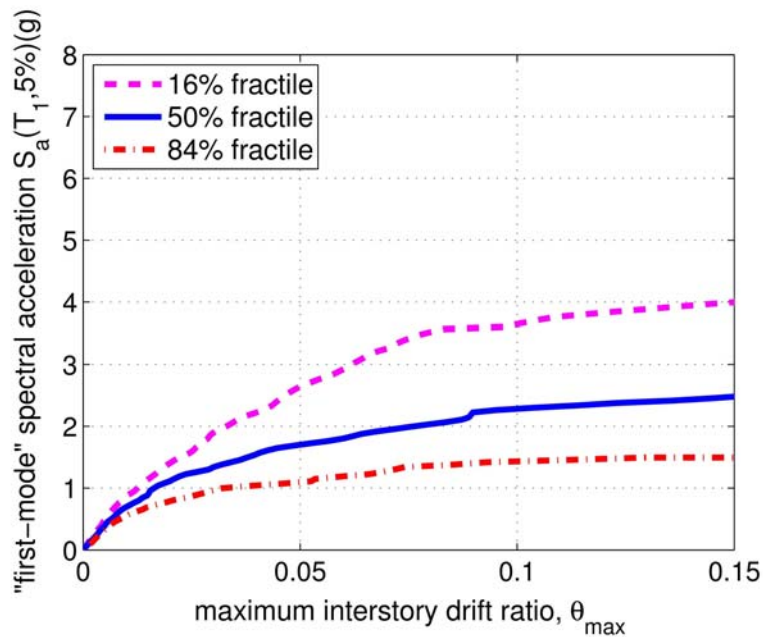
Πίνακας 5.2 Καταγραφές που υποβλήθηκαν στην IDA

No.	Καταγραφή	Σημείο	Έδαφος	M	R (km)	PGA (g)	PGA (g)
1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	C,D	6.7	17.15	0.42	0.52
2	Northridge	Canyon Country - Lost Cany	C,D	6.7	12.44	0.41	0.48
3	Duzce, Turkey	Bolu	C,D	7.1	12.04	0.73	0.82
4	Hector Mine	Hector	C,D	7.1	11.66	0.27	0.34
5	Imperial Valley	Delta	C,D	6.5	22.03	0.24	0.35
6	Imperial Valley	El Centro Array #11	C,D	6.5	12.45	0.36	0.38
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	C,D	6.9	7.08	0.51	0.5
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka	C,D	6.9	19.15	0.24	0.21
9	Kocaeli, Turkey	Duzce	C,D	7.5	15.37	0.31	0.36
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	C,D	7.5	13.49	0.22	0.15
11	Landers	Yermo Fire Station	C,D	7.3	23.62	0.24	0.15
12	Landers	Coolwater	C,D	7.3	19.74	0.28	0.42
13	Loma Prieta	Capitola	C,D	6.9	15.23	0.53	0.44
14	Loma Prieta	Gilroy Array #3	C,D	6.9	12.82	0.56	0.37
15	Manjil, Iran	Abbar	C,D	7.4	12.56	0.51	0.5
16	Superstition Hills	El Centro Imp. Co. Cent	C,D	6.5	18.2	0.36	0.26
17	Superstition Hills	Poe Road (temp)	C,D	6.5	11.16	0.45	0.3
18	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass - FF	C,D	7	14.33	0.39	0.55
19	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	C,D	7.6	9.96	0.35	0.44
20	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	C,D	7.6	26	0.47	0.51
21	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	C,D	6.6	22.77	0.21	0.17
22	Friuli, Italy	Tolmezzo	C,D	6.5	15.82	0.35	0.31

Στα Σχήματα 5.8 και 5.9 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης του τριώροφου κτιρίου που προέκυψαν χρησιμοποιώντας σαν μέτρο έντασης την φασματική επιτάχυνση  $S_a(T_1, 5\%)$  της πρώτης ιδιομορφής. Η διάμεση τιμή των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση είναι  $\hat{S}_{CT} = 2.53g$ . Η μέγιστη θεωρούμενη ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι  $S_{MT} = 1.0g$  και ο συντελεστής κατάρρευσης υπολογίζεται ως  $CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} = 2.53$ .

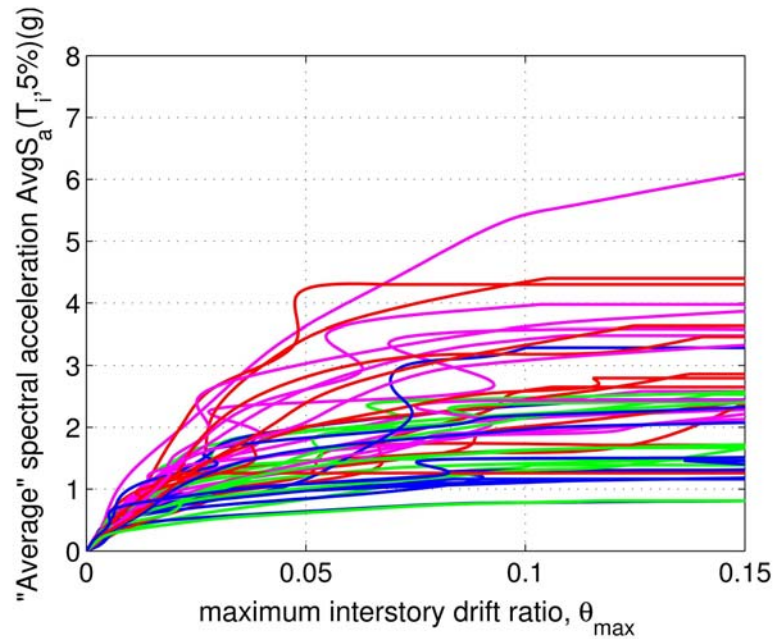


Σχήμα 5.8 Καμπύλες IDA καταγραφών τριώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $S_a(T_1, 5\%)$

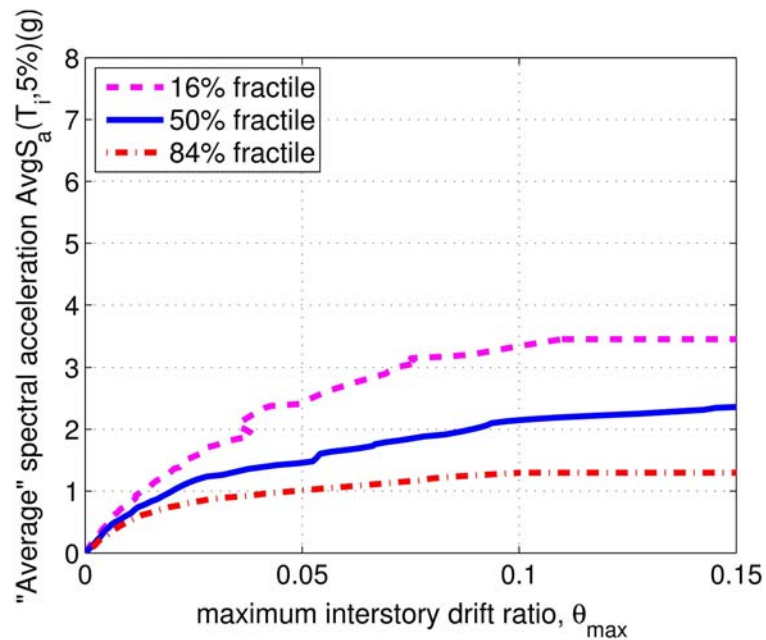


Σχήμα 5.9 Καμπύλες πολλοστημορίων καταγραφών τριώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $S_a(T_1, 5\%)$

Στα Σχήματα 5.10 και 5.11 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης του τριώροφου κτιρίου που προέκυψαν χρησιμοποιώντας σαν μέτρο έντασης τον γεωμετρικό μέσο των φασματικών επιταχύνσεων  $AvgS_a(T_i, 5\%)$ . Η διάμεση τιμή των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση είναι  $\hat{S}_{CT} = 2.43g$ . Η μέγιστη θεωρούμενη ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι  $S_{MT} = 0.914g$  και ο συντελεστής κατάρρευσης υπολογίζεται ως  $CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} = 2.66$ .

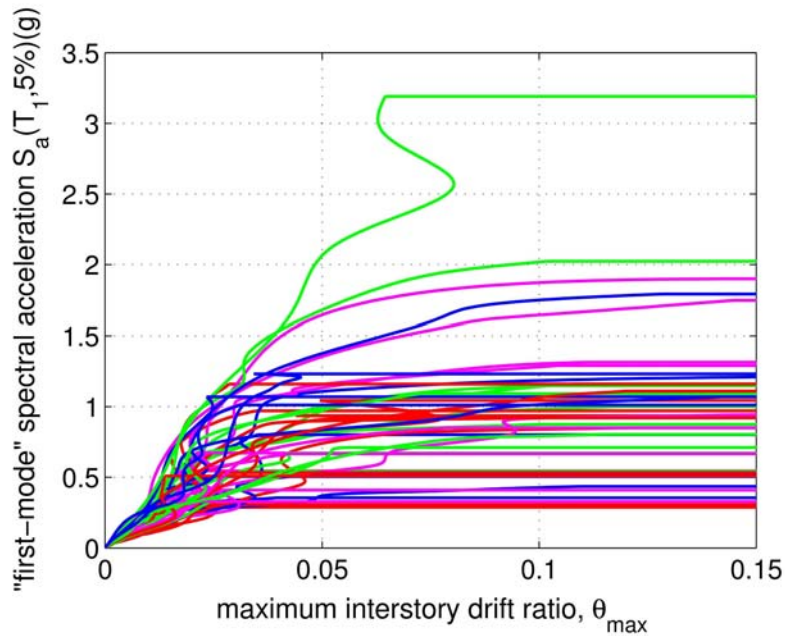


Σχήμα 5.10 Καμπύλες IDA καταγραφών τριώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $AvgS_a(T_i, 5\%)$

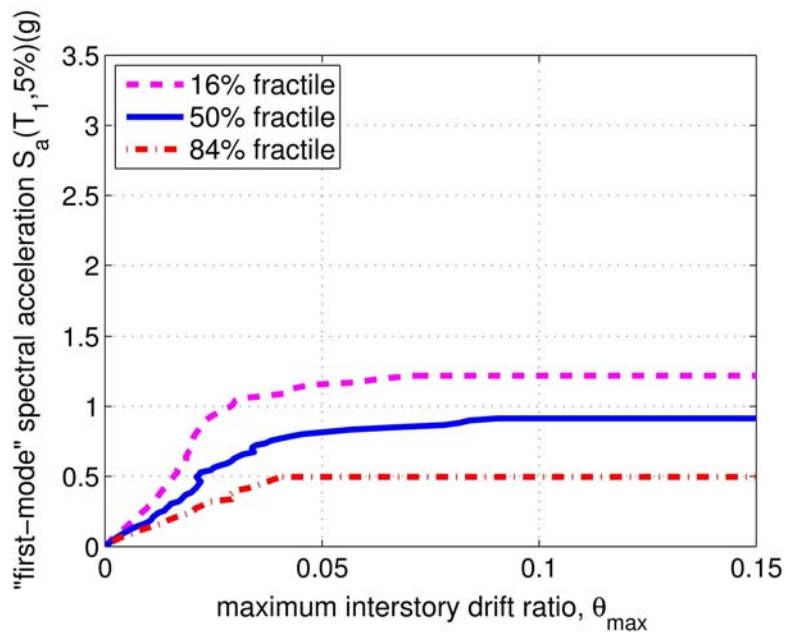


Σχήμα 5.11 Καμπύλες ποσοστημορίων καταγραφών τριώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $AvgS_a(T_i, 5\%)$

Στα Σχήματα 5.12 και 5.13 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης του εξάωροφου κτιρίου που προέκυψαν χρησιμοποιώντας σαν μέτρο έντασης την φασματική επιτάχυνση  $S_a(T_1, 5\%)$  της πρώτης ιδιομορφής. Η διάμεση τιμή των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση είναι  $\hat{S}_{CT} = 0.93g$ . Η μέγιστη θεωρούμενη ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι  $S_{MT} = 0.474g$  και ο συντελεστής κατάρρευσης υπολογίζεται ως  $CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} = 1.96$ .

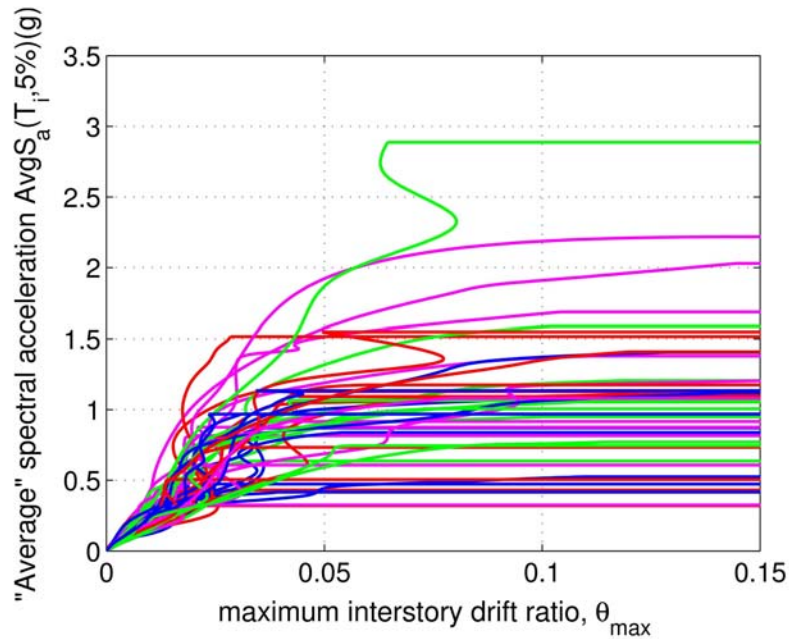


Σχήμα 5.12 Καμπύλες IDA καταγραφών εξάωροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $S_a(T_1, 5\%)$

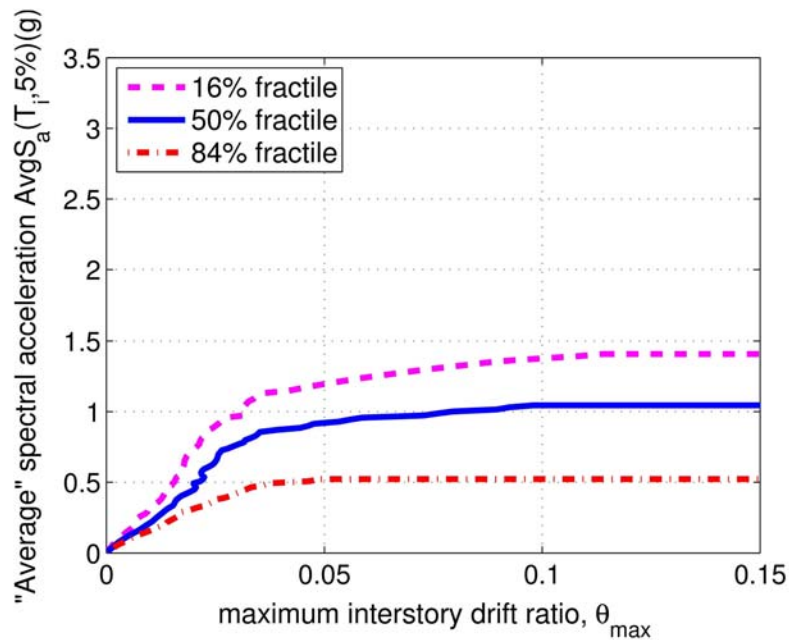


Σχήμα 5.13 Καμπύλες πολλαστημορίων καταγραφών εξάωροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $S_a(T_1, 5\%)$

Στα Σχήματα 5.14 και 5.15 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης του εξώροφου κτιρίου που προέκυψαν χρησιμοποιώντας σαν μέτρο έντασης τον γεωμετρικό μέσο των φασματικών επιταχύνσεων  $AvgS_a(T_i, 5\%)$ . Η διάμεση τιμή των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση είναι  $\hat{S}_{CT} = 1.06g$ . Η μέγιστη θεωρούμενη ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι  $S_{MT} = 0.537g$  και ο συντελεστής κατάρρευσης υπολογίζεται ως  $CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} = 1.97$ .

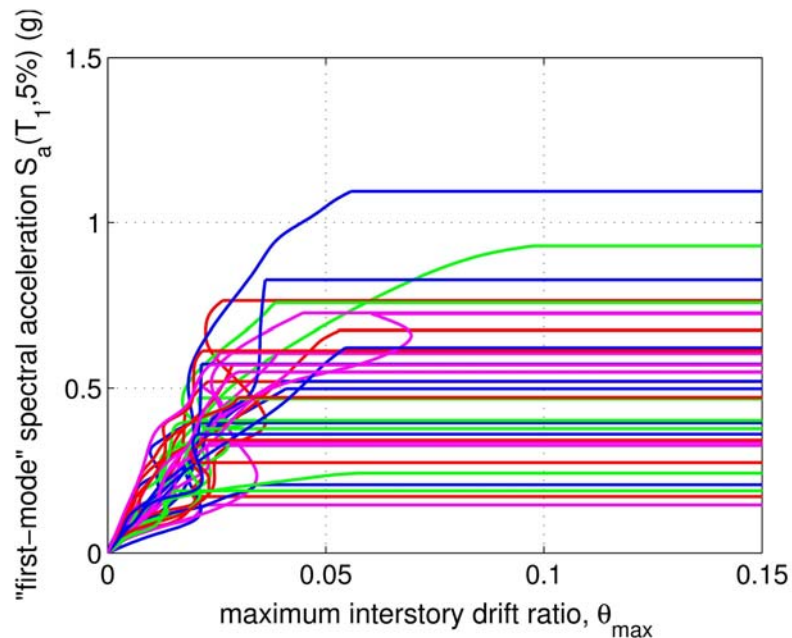


Σχήμα 5.14 Καμπύλες IDA καταγραφών εξώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $AvgS_a(T_i, 5\%)$

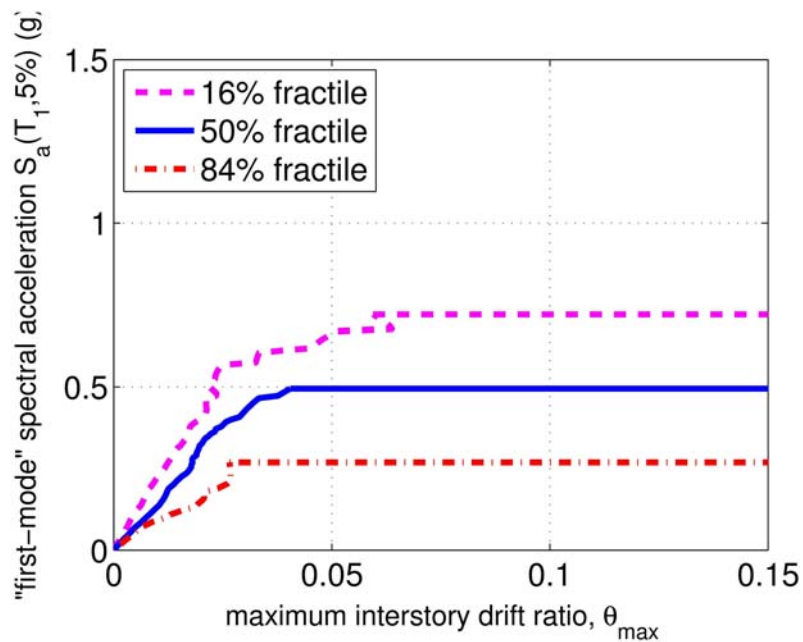


Σχήμα 5.15 Καμπύλες ποσοστημορίων καταγραφών εξώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $AvgS_a(T_i, 5\%)$

Στα Σχήματα 5.16 και 5.17 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης του δωδεκαώροφου κτιρίου που προέκυψαν χρησιμοποιώντας σαν μέτρο έντασης την φασματική επιτάχυνση  $S_a(T_1, 5\%)$  της πρώτης ιδιομορφής. Η διάμεση τιμή των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση είναι  $\hat{S}_{CT} = 0.52g$ . Η μέγιστη θεωρούμενη ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι  $S_{MT} = 0.3g$  και ο συντελεστής κατάρρευσης υπολογίζεται ως  $CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} = 1.73$ .



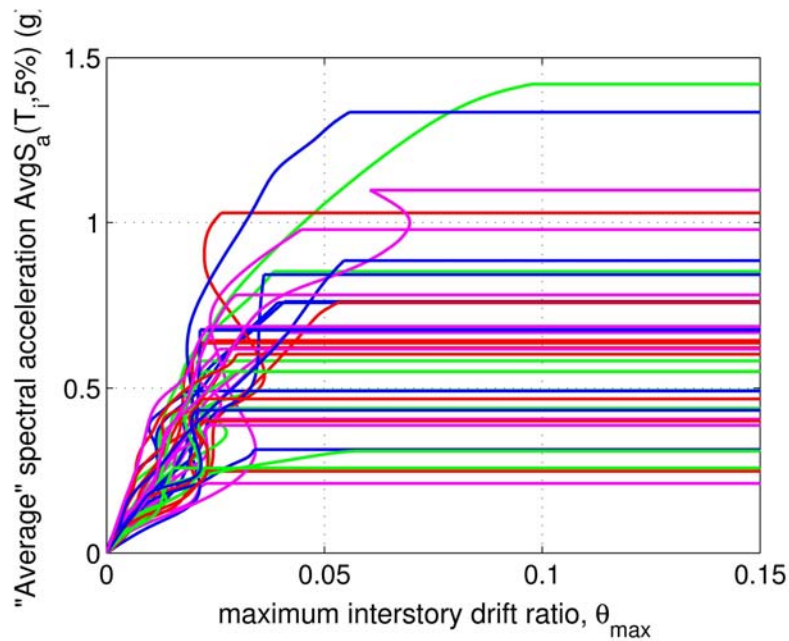
Σχήμα 5.16 Καμπύλες IDA καταγραφών δωδεκαώροφου κτιρίου Μέτρο έντασης  $S_a(T_1, 5\%)$



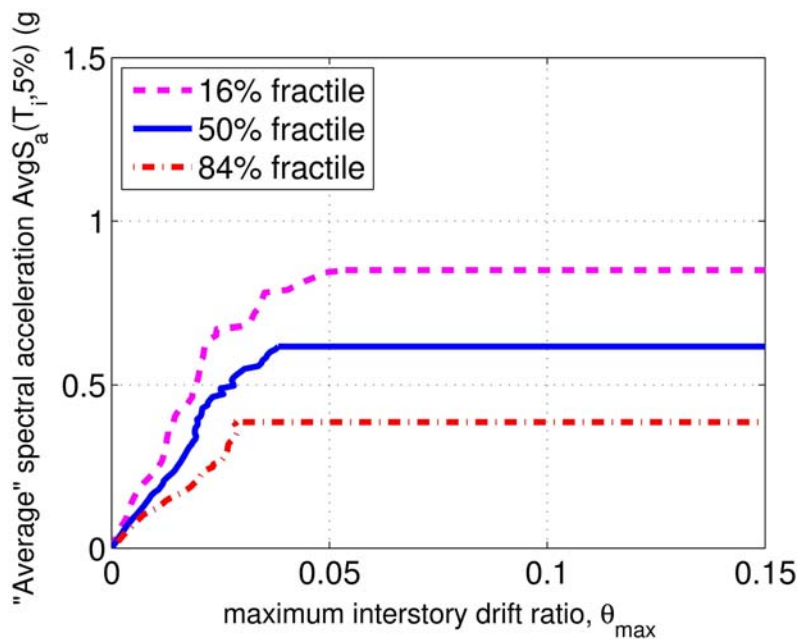
Σχήμα 5.17 Καμπύλες πολλοστημορίων καταγραφών δωδεκαώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $S_a(T_1, 5\%)$



Στα Σχήματα 5.18 και 5.19 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης του δωδεκαώροφου κτιρίου που προέκυψαν χρησιμοποιώντας σαν μέτρο έντασης τον γεωμετρικό μέσο των φασματικών επιταχύνσεων  $AvgS_a(T_i, 5\%)$ . Η διάμεση τιμή των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση είναι  $\hat{S}_{CT} = 0.62g$ . Η μέγιστη θεωρούμενη ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι  $S_{MT} = 0.335g$  και ο συντελεστής κατάρρευσης υπολογίζεται ως  $CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} = 1.85$ .

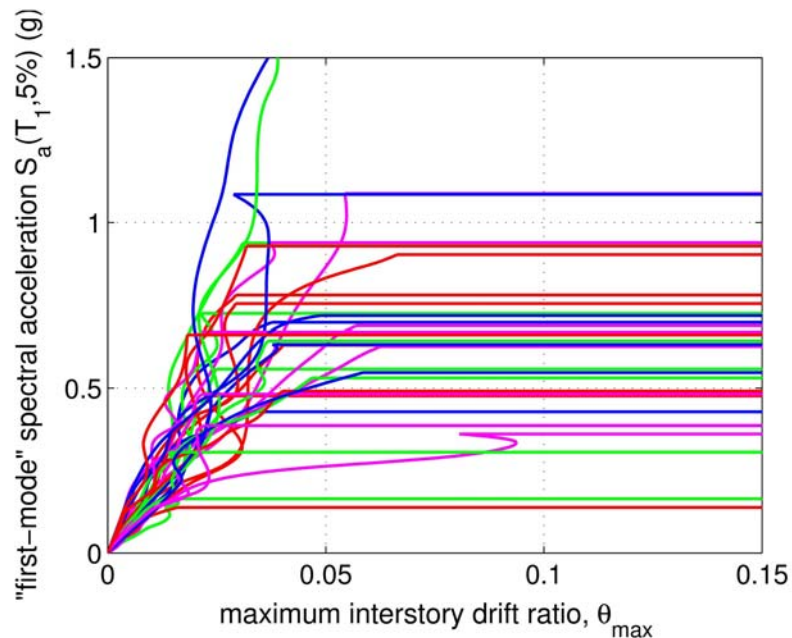


Σχήμα 5.18 Καμπύλες IDA καταγραφών δωδεκαώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $AvgS_a(T_i, 5\%)$

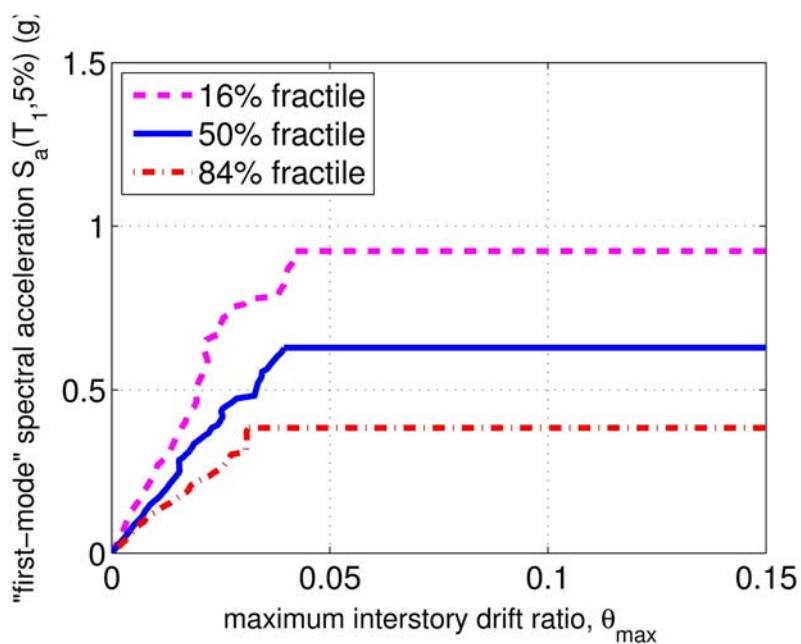


Σχήμα 5.19 Καμπύλες πολλαστημορίων καταγραφών δωδεκαώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $AvgS_a(T_i, 5\%)$

Στα Σχήματα 5.20 και 5.21 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης του ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου που προέκυψαν χρησιμοποιώντας σαν μέτρο έντασης την φασματική επιτάχυνση  $S_a(T_1, 5\%)$  της πρώτης ιδιομορφής. Η διάμεση τιμή των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση είναι  $\hat{S}_{CT} = 0.64g$ . Η μέγιστη θεωρούμενη ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι  $S_{MT} = 0.318g$  και ο συντελεστής κατάρρευσης υπολογίζεται ως  $CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} = 2.01$ .

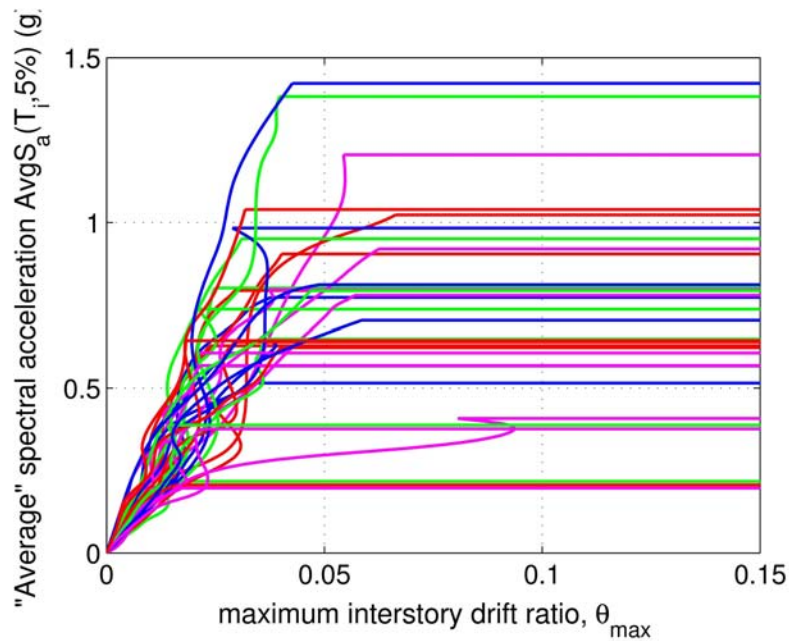


Σχήμα 5.20 Καμπύλες IDA καταγραφών ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $S_a(T_1, 5\%)$

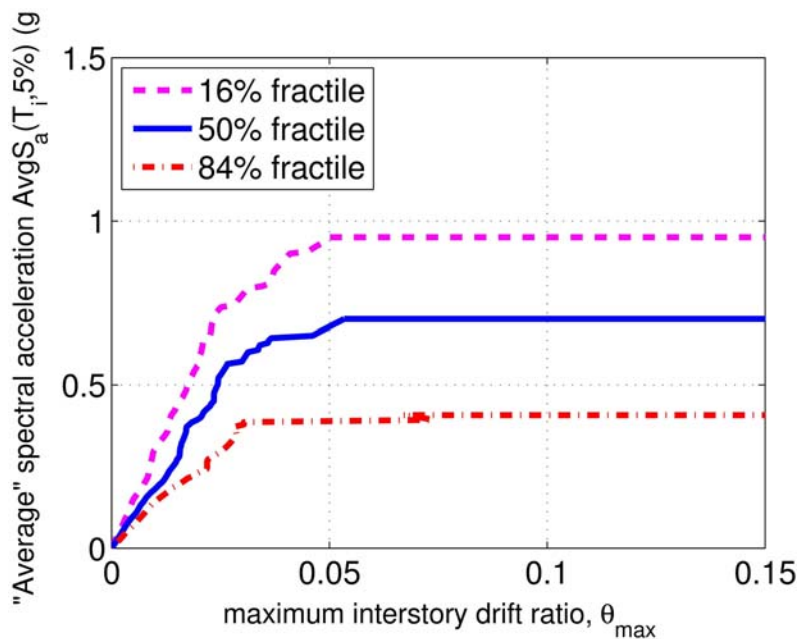


Σχήμα 5.21 Καμπύλες πολλοστημορίων καταγραφών ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $S_a(T_1, 5\%)$

Στα Σχήματα 5.22 και 5.23 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης του ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου που προέκυψαν χρησιμοποιώντας σαν μέτρο έντασης τον γεωμετρικό μέσο των φασματικών επιταχύνσεων  $AvgS_a(T_i, 5\%)$ . Η διάμεση τιμή των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση είναι  $\hat{S}_{CT} = 0.72g$ . Η μέγιστη θεωρούμενη ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι  $S_{MT} = 0.335g$  και ο συντελεστής κατάρρευσης υπολογίζεται ως  $CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} = 2.15$ .



Σχήμα 5.22 Καμπύλες IDA καταγραφών ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $AvgS_a(T_i, 5\%)$



Σχήμα 5.23 Καμπύλες πολλαστημορίων καταγραφών ενισχυμένου δωδεκαώροφου κτιρίου. Μέτρο έντασης  $AvgS_a(T_i, 5\%)$

## 6 Αποτίμηση συμπεριφοράς κτιρίων

Στο κεφάλαιο αυτό συνοψίζονται τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων και πραγματοποιείται η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από αυτές και η αποτίμηση τη συμπεριφοράς των κτιρίων. Αρχικά εκτιμάται ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  μέσω των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την Pushover. Στην Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (IDA), όπως προαναφέρθηκε, χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα των καταγραφών για μέτρο έντασης  $S_a(T_1, 5\%)$  με τον συντελεστή φασματικού σχήματος SSF όπως προτείνεται από την FEMA695 καθώς επίσης και τα αποτελέσματα των καταγραφών για μέτρο έντασης  $AvgS_a$  χωρίς τη χρήση συντελεστή φασματικού σχήματος. Αφού προηγηθεί η αποτίμηση της γενικότερης συμπεριφοράς των κτιρίων με όρους Ετήσιας Συχνότητας Υπέρβασης, στη συνέχεια πραγματοποιείται αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς με βάση τη μέθοδο που περιγράφεται στην αναφορά της FEMA P695 και σχετίζεται με το αποδεκτό ACMR.

### 6.1 Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς μέσω της Pushover

Μία πρώτη εκτίμηση της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω της Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης (Pushover). Αφού προηγηθεί η Ιδιομορφική Ανάλυση με την οποία εξάγεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_1$  του κτιρίου, στη συνέχεια πραγματοποιείται η Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση προκειμένου να προσδιοριστούν η μέγιστη τέμνουσα βάσης  $V_{max}$  και ο συντελεστής υπεραντοχής  $\Omega$ . Η τέμνουσα σχεδιασμού  $V_d$  υπολογίζεται συναρτήσει της επιτάχυνσης σχεδιασμού,  $S_d$  και της μάζας του συστήματος που υπολογίζεται από τα συνολικά φορτία που τίθενται στο δισδιάστατο προσομοίωμα του Openses. Από την καμπύλη της Pushover προσδιορίζεται επίσης η μετακίνηση διαρροής  $\delta_{y,eff}$ , που αντιστοιχεί στην μέγιστη τέμνουσα που αναπτύσσεται στο σύστημα, η μετακίνηση  $\delta_u$  που αντιστοιχεί στο 80% της μέγιστης τέμνουσας και η πλαστιμότητα  $\mu_T$ . Τέλος υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q = \mu_T \cdot \Omega$ . Τα αποτελέσματα της Pushover των τριών κτιρίων συνοψίζονται στον Πίνακα 6.1:

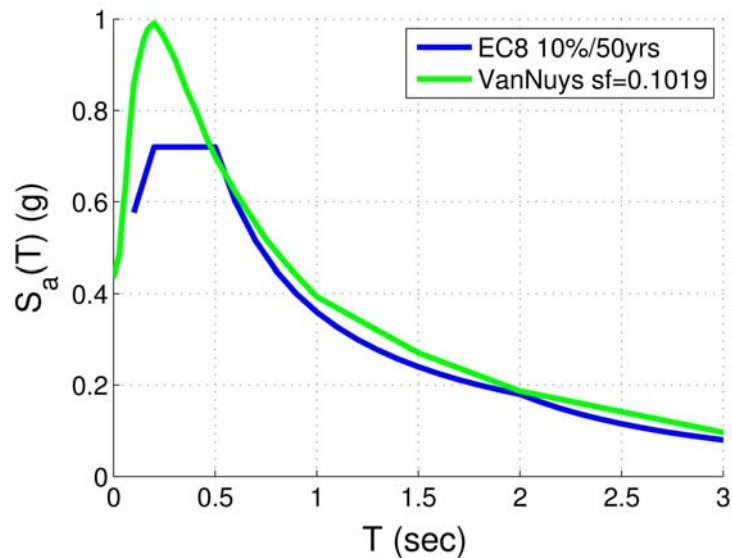
Πίνακας 6.1 Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς μέσω Pushover

ΚΤΙΡΙΟ	$T_1$	$S_d$	$V_d$	$V_{max}$	$\Omega$	$\mu_T$	$q$
3ΟΡΟΦΟ	0.54	0.167	2810.81	3943.00	1.40	5.41	7.59
6ΟΡΟΦΟ	1.14	0.079	2736.60	3847.00	1.41	4.83	6.79
12ΟΡΟΦΟ	1.80	0.050	1784.84	3790.00	2.12	2.77	5.87
12ΟΡΟΦΟενισχ.	1.70	0.053	1262.82	2588.00	2.05	2.94	6.02

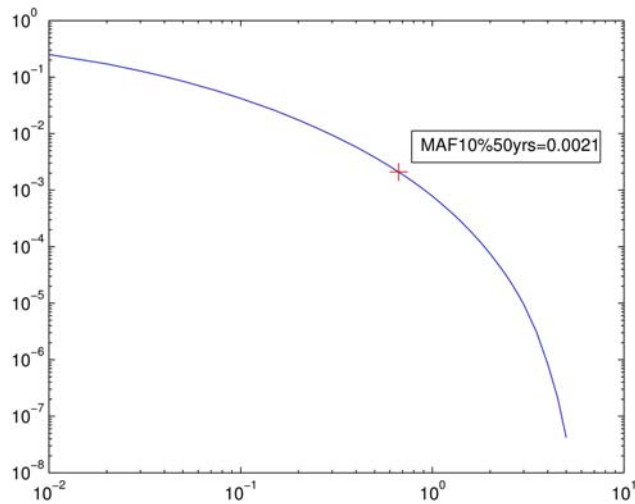
## 6.2 Αποτίμηση συμπεριφοράς με όρους συχνότητας υπέρβασης

Για την αποτίμηση της γενικότερης συμπεριφοράς των κτιρίων εκτιμάται με τη βοήθεια ρουτίνας στο MATLAB η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης (Mean Annual Frequency) της φασματικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί στην κατάρρευση,  $MAF_{collapse}$  και συγκρίνεται με το μέγιστο επιτρεπτό όριο της ετήσιας συχνότητας υπέρβασης,  $MAF_{lim}$  για πιθανότητα υπέρβασης 1% και 2% στα 50 χρόνια. Για να είναι συντηρητικά τα αποτελέσματα θα πρέπει να υπάρχει 90% εμπιστοσύνη ότι η ετήσια συχνότητα υπέρβασης φασματικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί στην κατάρρευση,  $MAF_{collapse}$ , θα είναι μικρότερη εκείνης που αντιστοιχεί στο 1% ή 2% στα 50 χρόνια. (Στάθμη Collapse Prevention).

Για την εκτίμηση της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης είναι απαραίτητη η κατάρτιση μίας καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιείται αρχικά μία δεδομένη καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής Van Nuys της California, το φάσμα της οποίας, προσαρμόζεται κατάλληλα μέσω ενός συντελεστή  $sf$  ώστε να συμπίπτει με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 (Σχεδιασμός για πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια). Για το τριώροφο κτίριο για παράδειγμα η προσαρμογή του φάσματος της περιοχής VanNuys στο φάσμα του Ευρωκώδικα 8 και η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας που προέκυψε απεικονίζονται στα Σχήματα 6.1 και 6.2.

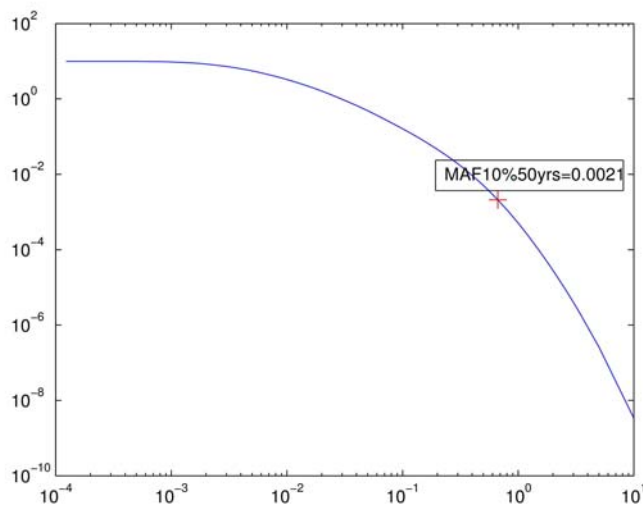


Σχήμα 6.1 Κλιμάκωση φάσματος Van Nuys στο φάσμα του EC8 για  $T=0.54\text{sec}$



Σχήμα 6.2 Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας που προέκυψε από κλιμάκωση φάσματος Van Nuys για  $T=0.54\text{sec}$ .

Προκειμένου να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων αξιοποιείται συμπληρωματικά καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της Κωνσταντινούπολης για την οποία ο συντελεστής προσαρμογής  $\alpha_f$  προκύπτει σαφώς μεγαλύτερος σε σχέση με τον αντίστοιχο της περιοχής Van Nuys. Η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας που προέκυψε για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T_1=0.54\text{sec}$  του τριώροφου κτιρίου με κλιμάκωση της αντίστοιχης της Κωνσταντινούπολης απεικονίζεται στο Σχήμα 6.3.



Σχήμα 6.3 Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας που προέκυψε από κλιμάκωση φάσματος Κωνσταντινούπολης και  $T=0.54\text{sec}$ .

Η τελική εμπιστοσύνη για το αν η ετήσια συχνότητα υπέρβασης της στάθμης επιτελεστικότητας κατάρρευσης,  $MAF_{collapse}$ , είναι μικρότερη εκείνης που αντιστοιχεί στο 1% ή 2% στα 50 χρόνια προσδιορίζεται με βάση την απόκλιση των μέτρων έντασης που οδηγούν στην κατάρρευση από το μέτρο έντασης που αντιστοιχεί στην επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (1 ή 2% στα 50 χρόνια). Για το λόγο αυτό, στον υπολογισμό της ετήσιας συχνότητας υπέρβασης εισάγεται και μία συνολική αβεβαιότητα:

$$\beta_{TSa} = \sqrt{\beta_{USa}^2 + \beta_{Sa}^2} \quad (6.1)$$

όπου για την διασπορά  $\beta_{USa}$  λαμβάνεται η τιμή 0.2 και η διασπορά  $\beta_{Sa}$  υπολογίζεται ως:

$$\beta_{Sa} = 0.5(\ln S_a^{84} - \ln S_a^{16}) \quad (6.2)$$

Στους Πίνακες που ακολουθούν συνοψίζονται τα αποτελέσματα της αποτίμησης της συμπεριφοράς των κτιρίων με όρους ετήσιας συχνότητας υπέρβασης. Όσον αφορά τα αποτελέσματα των κλιμακωμένων καταγραφών, η τιμή της επιτάχυνσης κατάρρευσης πολλαπλασιάζεται και με τον συντελεστή φασματικού σχήματος SSF ο οποίος δίνει αισθητά ικανοποιητικότερα αποτελέσματα.

Πίνακας 6.2 Αποτίμηση για  $MAF_{lim2\%}=0.0004$  και για μέτρο έντασης  $S_a(T_1)$ . Κλιμάκωση Φάσματος Van Nuys

	sf	$b_{TSa}$	$S_a(T_1)$		$S_a(T_1) \cdot SSF$	
			$MAF_{collapse}$	CONF	MAF	CONF
3ΟΡΟΦΟ	0.102	0.536	0.00015	97.95%	0.00007	99.93%
6ΟΡΟΦΟ	0.081	0.487	0.00030	79.63%	0.00013	98.98%
12ΟΡΟΦΟ	0.087	0.447	0.00036	68.12%	0.00017	96.91%
12ΟΡΟΦΟεν.	0.084	0.483	0.00027	84.54%	0.00013	99.12%

Πίνακας 6.3 Αποτίμηση για  $MAF_{lim2\%}=0.0004$  και για μέτρο έντασης  $S_a(T_1)$ . Κλιμάκωση Φάσματος Κωνσταντινούπολης

	sf	$b_{TSa}$	$S_a(T_1)$		$S_a(T_1) \cdot SSF$	
			$MAF_{collapse}$	CONF	MAF	CONF
3ΟΡΟΦΟ	1.625	0.536	0.00010	99.00%	0.00004	99.98%
6ΟΡΟΦΟ	1.267	0.487	0.00020	91.61%	0.00007	99.80%
12ΟΡΟΦΟ	1.109	0.447	0.00027	82.71%	0.00010	99.07%
12ΟΡΟΦΟεν.	1.302	0.483	0.00019	93.17%	0.00007	99.78%

Πίνακας 6.4 Αποτίμηση για  $MAF_{lim2\%}=0.0004$  και για μέτρο έντασης  $AvgS_a$ . Κλιμάκωση Φάσματος Κωνσταντινούπολης

	sf	$b_{TSa}$	Avg $S_a$	
			$MAF_{collapse}$	CONF
3ΟΡΟΦΟ	1.625	0.505	0.00005	99.89%
6ΟΡΟΦΟ	1.267	0.475	0.00008	99.24%
12ΟΡΟΦΟ	1.109	0.427	0.00008	99.15%
12ΟΡΟΦΟΕν.	1.302	0.464	0.00007	99.60%

Πίνακας 6.5 Αποτίμηση για  $MAF_{lim1\%}=0.0002$  και για μέτρο έντασης  $S_a(T_1)$ . Κλιμάκωση Φάσματος Van Nuys

	sf	$b_{TSa}$	$S_a(T_1)$		$S_a(T_1)$ -SSF	
			$MAF_{collapse}$	CONF	$MAF_{collapse}$	CONF
3ΟΡΟΦΟ	0.102	0.536	0.00015	78.55%	0.00007	97.45%
6ΟΡΟΦΟ	0.081	0.487	0.00030	24.88%	0.00013	83.89%
12ΟΡΟΦΟ	0.087	0.447	0.00036	12.99%	0.00017	72.05%
12ΟΡΟΦΟΕν.	0.084	0.483	0.00027	33.98%	0.00013	85.48%

Πίνακας 6.6 Αποτίμηση για  $MAF_{lim1\%}=0.0002$  και για μέτρο έντασης  $S_a(T_1)$ . Κλιμάκωση Φάσματος Κωνσταντινούπολης

	sf	$b_{TSa}$	$S_a(T_1)$		$S_a(T_1)$ -SSF	
			$MAF_{collapse}$	CONF	MAF	CONF
3ΟΡΟΦΟ	1.625	0.536	0.00010	90.35%	0.00004	99.31%
6ΟΡΟΦΟ	1.267	0.487	0.00020	62.70%	0.00007	96.55%
12ΟΡΟΦΟ	1.109	0.447	0.00027	40.71%	0.00010	89.87%
12ΟΡΟΦΟΕν.	1.302	0.483	0.00019	65.59%	0.00007	96.07%

Πίνακας 6.7 Αποτίμηση για  $MAF_{lim1\%}=0.0002$  και για μέτρο έντασης  $AvgS_a$ . Κλιμάκωση Φάσματος Κωνσταντινούπολης

	sf	$b_{TSa}$	Avg $S_a$	
			$MAF_{collapse}$	CONF
3ΟΡΟΦΟ	1.625	0.505	0.00005	98.43%
6ΟΡΟΦΟ	1.267	0.475	0.00008	93.12%
12ΟΡΟΦΟ	1.109	0.427	0.00008	92.51%
12ΟΡΟΦΟΕν.	1.302	0.464	0.00007	95.52%



### 6.3 Αποτίμηση συμπεριφοράς μέσω FEMA P695 και εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς

Για την αξιολόγηση του σχεδιασμού των κτιρίων χρησιμοποιείται η μέθοδος όπως περιγράφεται στην αναφορά της FEMA695. Ο στόχος είναι το να βρεθεί ο συντελεστής κατάρρευσης ACMR που στηρίζεται στις μη γραμμικές αναλύσεις και να συγκριθεί με έναν αποδεκτό συντελεστή ACMR ώστε να προσδιορισθεί η ασφάλεια έναντι κατάρρευσης. Όπως προαναφέρθηκε το  $ACMR_{10\%}$  είναι η ελάχιστη επιτρεπτή τιμή που θα πρέπει να λαμβάνεται όταν το δείγμα είναι μία ομάδα κτιρίων ανάλογα με την διάκριση τους σε ιδιοπεριόδους (χαμηλοπερίοδα, υψηλοπερίοδα) ενώ το  $ACMR_{20\%}$  είναι η μέγιστη τιμή που θα πρέπει να λαμβάνεται όταν εξετάζεται ένα συγκεκριμένο κτίριο. Στην προκειμένη περίπτωση, λόγω της έλλειψης επαρκούς αριθμού κτιρίων προκειμένου να κατηγοριοποιηθούν σε ομάδες ανάλογα με την ιδιοπεριόδο τους λαμβάνεται υπέρ της ασφαλείας, ως ελάχιστη επιτρεπτή τιμή το  $ACMR_{10\%}$  (δυσμενέστερο).

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή κατάρρευσης διαιρείται η διάμεση τιμή της επιτάχυνσης κατάρρευσης των κλιμακωμένων καταγραφών με την ελαστική επιτάχυνση  $S_{MT}$  που αντιστοιχεί στην μέγιστη θεωρούμενη εδαφική επιτάχυνση MCE και λαμβάνεται ως ίση με τα  $3/2$  της ελαστικής επιτάχυνσης σχεδιασμού. Ο λόγος για τον οποίο πολλαπλασιάζεται η ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού με την τιμή 1.5 είναι το γεγονός ότι η μεθοδολογία FEMA695 στηρίζεται στους Αμερικάνικους Κανονισμούς όπου το επίπεδο σχεδιασμού (10% στα 50 χρόνια) ορίζεται πολλαπλασιάζοντας τις Μέγιστες Θεωρούμενες Εδαφικές Επιταχύνσεις MCE που αντιστοιχούν σε πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια με  $2/3$ .

Τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης που εξάγονται θεωρώντας ως μέτρο έντασης την φασματική επιτάχυνση της θεμελιώδους ιδιομορφής,  $S_a(T_1)$ , πολλαπλασιάζονται με τον κατάλληλο συντελεστή σχήματος φάσματος SSF, η τιμή του οποίου προσδιορίζεται ανάλογα με την ιδιοπερίοδο του κτιρίου και την πλαστιμότητα που προέκυψε από την Pushover. Επίσης γίνεται σύγκριση της τιμής του γεωμετρικού μέσου της επιτάχυνσης κατάρρευσης των καταγραφών με τα  $3/2$  του γεωμετρικού μέσου της ελαστικής επιτάχυνσης,  $AvgS_a(T_i)$  χωρίς τη χρήση του συντελεστή σχήματος SSF. Στη συνέχεια χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων γίνεται μία εκτίμηση των πιθανών συντελεστών  $q$  συναρτήσεως του συντελεστή κατάρρευσης ACMR.

Για την τιμή της αβεβαιότητας  $\beta_{TOT}$  χρησιμοποιείται η τιμή που προτείνεται από την FEMA695  $\beta_{TOT}=0.525$  για καλή ποιότητα μοντέλου και ανάλυσης καθώς επίσης και η τιμή που προέκυψε λόγω των αβεβαιοτήτων ανάμεσα στις καταγραφές από την αποτίμηση συμπεριφοράς με όρους Ετήσιας Συχνότητας Υπέρβασης. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στους πίνακες 6.8- 6.11.

Πίνακας 6.8 Αποτίμηση συμπεριφοράς για  $S_a(T_1)$  και  $\beta_{TOT}=0.525$

ΚΤΙΡΙΟ	$T_1$	$\mu_T$	$S_{MT}$	$S_{a50\%}$	CMR	SSF	ACMR	$\beta_{TOT}$	Acc.ACMR	Έλεγχος	$q$
3ΟΡΟΦΟ	0.54	5.41	1.000	2.53	2.53	1.26	3.19	0.525	1.96	Αποδεκτό	6.51
6ΟΡΟΦΟ	1.14	4.83	0.474	0.93	1.96	1.35	2.65			Αποδεκτό	5.41
12ΟΡΟΦΟ	1.80	2.77	0.300	0.52	1.73	1.30	2.25			Αποδεκτό	4.60
12ΟΡΟΦΟεν.	1.70	2.94	0.318	0.64	2.01	1.31	2.64			Αποδεκτό	5.39

Πίνακας 6.9 Αποτίμηση συμπεριφοράς για  $S_a(T_1)$  και  $\beta_{TOT}$  από αβεβαιότητες λόγω καταγραφών

ΚΤΙΡΙΟ	$T_1$	$\mu_T$	$S_{MT}$	$S_{a50\%}$	CMR	SSF	ACMR	$\beta_{TOT}$	Acc.ACMR	Έλεγχος	$q$
3ΟΡΟΦΟ	0.54	5.41	1.000	2.53	2.53	1.26	3.19	0.536	1.97	Αποδεκτό	6.47
6ΟΡΟΦΟ	1.14	4.83	0.474	0.93	1.96	1.35	2.65	0.487	1.86	Αποδεκτό	5.70
12ΟΡΟΦΟ	1.80	2.77	0.300	0.52	1.73	1.30	2.25	0.447	1.77	Αποδεκτό	5.09
12ΟΡΟΦΟεν.	1.70	2.94	0.318	0.64	2.01	1.31	2.64	0.483	1.86	Αποδεκτό	5.68

Πίνακας 6.10 Αποτίμηση συμπεριφοράς για  $AvgS_a$  και  $\beta_{TOT}=0.525$

ΚΤΙΡΙΟ	$T_1$	$\mu_T$	$S_{MT}$	$S_{a50\%}$	CMR	SSF	ACMR	$\beta_{TOT}$	Acc.ACMR	Έλεγχος	$q$
3ΟΡΟΦΟ	0.54	5.41	0.914	2.43	2.66	1.00	2.66	0.525	1.96	Αποδεκτό	5.43
6ΟΡΟΦΟ	1.14	4.83	0.537	1.06	1.97	1.00	1.97			Αποδεκτό	4.03
12ΟΡΟΦΟ	1.80	2.77	0.335	0.62	1.85	1.00	1.85			Μη Αποδεκτό	3.78
12ΟΡΟΦΟεν.	1.70	2.94	0.335	0.72	2.15	1.00	2.15			Αποδεκτό	4.39

Πίνακας 6.11 Αποτίμηση συμπεριφοράς για  $AvgS_a$  και  $\beta_{TOT}$  από αβεβαιότητες λόγω καταγραφών

ΚΤΙΡΙΟ	$T_1$	$\mu_T$	$S_{MT}$	$S_{a50\%}$	CMR	SSF	ACMR	$\beta_{TOT}$	Acc.ACMR	Έλεγχος	$q$
3ΟΡΟΦΟ	0.54	5.41	0.914	2.43	2.66	1.00	2.66	0.505	1.90	Αποδεκτό	5.60
6ΟΡΟΦΟ	1.14	4.83	0.537	1.06	1.97	1.00	1.97	0.475	1.84	Αποδεκτό	4.29
12ΟΡΟΦΟ	1.80	2.77	0.335	0.62	1.85	1.00	1.85	0.427	1.72	Αποδεκτό	4.31
12ΟΡΟΦΟεν.	1.70	2.94	0.335	0.72	2.15	1.00	2.15	0.464	1.81	Αποδεκτό	4.75

## 7 Συμπεράσματα

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία πραγματοποιήθηκε μία διερεύνηση της δυνατότητας εισαγωγής μίας κατευθυντήριας γραμμής που να επιτρέπει την αξιόπιστη εκτίμηση της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό κτιρίων με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Για το λόγο αυτό σχεδιάστηκαν κτίρια με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας τα οποία υποβλήθηκαν στη συνέχεια σε μη γραμμικές αναλύσεις, μέσω των αποτελεσμάτων των οποίων αποτιμήθηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς και η γενικότερη ικανότητα των κτιρίων για ασφάλεια έναντι κατάρρευσης. Η μεθοδολογία που αναπτύχθηκε στα πλαίσια της διερεύνησης αυτής στηρίχθηκε στις οδηγίες της FEMAP695 που αποσκοπούν στην αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς αντίστοιχων κτιρίων σχεδιασμένων με βάση τους Αμερικάνικους Κανονισμούς.

Από την εκτέλεση των Μη Γραμμικών Αναλύσεων διαπιστώθηκε ότι η προσομοίωση του μοντέλου και ο καθορισμός των παραμέτρων των υλικών και της υστερητικής τους συμπεριφοράς επηρεάζουν σε σημαντικό βαθμό τα εξαγόμενα αποτελέσματα. Επίσης παρατηρήθηκε ότι η αύξηση του αριθμού των ορόφων και κατά συνέπεια της πολυπλοκότητας του μοντέλου δυσχέραινε αρκετά την σύγκλιση των αναλύσεων, οδηγώντας σε μεγαλύτερη απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων. Για το λόγο αυτό υπήρχε η ανάγκη να μειωθούν οι καταγραφές που οδηγούσαν σε αστοχία λόγω της πολυπλοκότητας του μοντέλου προκειμένου να διορθωθούν οι μεγάλες αβεβαιότητες.

Όσον αφορά το μέτρο έντασης που επιλέχθηκε στην Μη Γραμμική Ικανοτική Ανάλυση, παρατηρήθηκε ότι χρησιμοποιώντας σαν μέτρο έντασης την φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής,  $S_a(T_1)$ , προέκυψαν αβεβαιότητες παραπλήσιες ή και μικρότερες σε σχέση με την τιμή της αβεβαιότητας που λαμβάνεται από τους πίνακες της μεθοδολογίας FEMAP695 για καλή ποιότητα μοντέλου και σχεδιασμού. Επιπλέον, με τη χρήση του γεωμετρικού μέσου των φασματικών επιταχύνσεων επιβεβαιώθηκε ότι προκύπτουσα αβεβαιότητα λόγω της διασποράς μεταξύ των καταγραφών ήταν αρκετά μικρότερη σε σχέση με την αντίστοιχη που προέκυψε με βάση την φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής.

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς αποδείχτηκε σε γενικές γραμμές ικανοποιητική για όλες τις περιπτώσεις κτιρίων, με τον προσαρμοσμένο συντελεστή κατάρρευσης ACMR ωστόσο να μειώνεται με την αύξηση του αριθμού των ορόφων. Ωστόσο, όσον αφορά το δωδεκάωροφο κτίριο, ο συντελεστής κατάρρευσης αυξήθηκε με την ενίσχυσή του. Το ACMR που προέκυψε από το μέτρο έντασης  $AvgS_a$  χωρίς τη χρήση συντελεστή σχήματος έδωσε δυσμενέστερα αποτελέσματα σε σχέση με το αντίστοιχο που εξήχθη από το μέτρο έντασης  $S_a(T_1)$  εισάγοντας τον συντελεστή σχήματος SSF.

Τα αποτελέσματα της αποτίμησης της γενικότερης συμπεριφοράς των κτιρίων με όρους ετήσιας συχνότητας υπέρβασης επιβεβαιώνουν τα αποτελέσματα του ACMR δείχνοντας ότι όσο αυξάνεται η ιδιοπερίοδος η πιθανότητα υπέρβασης μίας δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας, που εν προκειμένω είναι η κατάρρευση αυξάνεται, με συνέπεια να μειώνεται η εμπιστοσύνη. Εισάγοντας την τιμή του συντελεστή φασματικού σχήματος στην εκτίμηση της ετήσιας συχνότητας υπέρβασης που προέκυψε λαμβάνοντας σαν μέτρο έντασης την φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής

$S_a(T_1)$ , η εμπιστοσύνη αυξήθηκε αισθητά σε όλες τις περιπτώσεις κτιρίων. Λαμβάνοντας δε υπόψη αβεβαιότητες μικρότερες σε σχέση με αυτές που προκύπτουν από την φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής, η εμπιστοσύνη κάνοντας χρήση του  $AvgS_a$  αποδείχθηκε μεγαλύτερη συγκρινόμενη με την αντίστοιχη που προέκυψε από την  $S_a(T_1)$  χωρίς να λάβουμε υπόψη τον συντελεστή φασματικού σχήματος SSF και περίπου ισοδύναμη με την εμπιστοσύνη που προέκυψε από την  $S_a(T_1)$  εισάγοντας το SSF στους υπολογισμούς.

Σαν γενικό συμπέρασμα περί της δυνατότητας εφαρμογής στον Ευρωκώδικα 8 μίας μεθοδολογίας που να στηρίζεται στην μεθοδολογία FEMAP695 διαπιστώθηκε ότι παραμένουν πολλές αβεβαιότητες αν ο συντελεστής σχήματος φάσματος SSF μπορεί να προσδιοριστεί με μία ικανοποιητική αξιοπιστία, δεδομένου ότι ποικίλει ανάλογα με τα γεωγραφικά χαρακτηριστικά και την σεισμικότητα της περιοχής. Για το λόγο αυτό, θα ήταν ιδιαίτερα χρήσιμη η ανάπτυξη μίας μεθοδολογίας που να προσεγγίζει την πιθανή τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς συναρτήσει της ετήσιας συχνότητας υπέρβασης που αντιστοιχεί στην κατάρρευση. Τέλος, δεδομένου ότι η Μεθοδολογία στηρίζεται στη διάμεση επιτάχυνση κατάρρευσης,  $S_a50\%$  είναι αρκετά σημαντική η ανάπτυξη μίας μεθόδου που να λαμβάνει υπόψη κυρίως το 84% που αντιπροσωπεύει σημαντικά χαμηλότερες επιταχύνσεις που οδηγούν στην κατάρρευση.

## 8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2009). Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. AISC (2005). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings." ANSI/AISC 341-05. American Institute for Steel Construction, Chicago, Illinois.
3. ASCE (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings." Report No. FEMA-356, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
4. ASCE (2005). "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures." ASCE 7-05, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
5. Ballio G., and Castiglioni C.A. (1995). "A Unified Approach for the Design of Steel Structures under Low and/or High Cycle Fatigue." *Journal of Constructional Steel Research*, 34, 75-101.
6. Bento R., Azevedo J. (2000). "Methodology for the probabilistic assessment of q-factors." A damage index approach. *Journal of Earthquake Engineering* 4(1):115–139.
7. Bianchini M., Diotallevi P., Baker JW. (2009). "Prediction of inelastic structural response using an average of spectral accelerations." *Proceedings of the 10th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR09)*, Osaka, Japan.
8. Bojorquez E., Iervolino I. (2011). "Spectral shape proxies and nonlinear structural response." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7): 996–1008.
9. Borzi B., Elnashai A.S. (2000). "Refined force reduction factor for seismic design." *Eng Struct* 22(10):1244–1260.
10. Bruneau M., Uang C.M., Whittaker A. (1998). "Ductile design of steel structures." McGraw-Hill, New York.
11. CEB (1997). "Seismic design of RC structures for controlled inelastic response." *Bulletin no.236*, Comité Euro-International du Béton.
12. CEN (2002). "Eurocode 1: Actions on structures." European Committee for Standardization, Brussels.
13. CEN (2005). "Eurocode 3: Design of steel structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings." European Committee for Standardization, Brussels.
14. CEN (2004). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings." European Committee for Standardization, Brussels.
15. Chryssanthopoulos M.K., Dymiotis C., Kappos A.J. (2000). "Probabilistic evaluation of behaviour factors in EC8-designed R/C frames." *Eng Struct* 22(8):1028–1041.
16. Coffin Jr. L. F., "Low Cycle Fatigue—A Review." *Applied Material Research*, Vol. 1, No. 3, 1962, pp. 129-141
17. Colangelo F., Giannini R., Pinto PE. (1995). "Seismic reliability analysis of R/C structures with stochastic properties." *Struct Saf* 18(2/3): 151–168.
18. Cordova P.P., Deierlein G.G., Mehanny S.S., Cornell C.A. (2000). "Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure."

- Proceedings of the 2nd US–Japan Workshop on Performance-based Earthquake Engineering Methodology for RC Building Structures, Sapporo, Hokkaido.
19. Fajfar P. (2000). "A nonlinear analysis method for performance based seismic design." *Earthquake Spectra* 16:573–592.
  20. FEMA (2001). "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures." FEMA 369 Edition, Part 2: Commentary, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
  21. FEMA (2004a). "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures." FEMA 450-1/2003 Edition, Part 1: Provisions, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
  22. FEMA P695 (2009). "Quantification of building seismic performance factors." Prepared for Federal Emergency Management Agency by Applied Technology Council, CA.
  23. Hsiao P-C, Lehman D.E., Roeder C.W. (2012). "Improved Analytical Model for Special Concentrically Braced Frames," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 73, 2012, pp. 80-94.
  24. Hsiao P-C, Lehman D.E., Roeder C.W. (2013). "A model to simulate special concentrically braced frames beyond brace fracture." *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2013; 42:183–200.
  25. Kappos A.J. (1999). "Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies." *Eng Struct*21(9):823–835.
  26. Kazantzi, A.K., Vamvatsikos, D. (2015). "Intensity measure selection for vulnerability studies of building classes." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(15), pp. 2677-2694.
  27. Krawinkler H., Nassar A.A. (1992). "Seismic design based on ductility and cumulative damage demand and capacities." In: Fajfar P, Krawinkler H (eds) *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings*. Elsevier Applied Science, New York
  28. Lee L.H., Han S.W., Oh Y.H. (1999). "Determination of ductility factor considering different hysteretic models." *Earthq Eng Struct Dynam* 28(9):957–977.
  29. Lignos D. and Karamanci E. (2013). "Predictive Equations for Modelling Cyclic Buckling and Fracture of Steel Braces." *The 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering*, Tokyo, pp. 5-107.
  30. Manson S. S. and Hirschberg M. H., "Fatigue Behavior in Strain Cycling in the Low- and Intermediate-Cycle Range." *The 10th Sagamore Army Research Conference: Fatigue—An Interdisciplinary Approach*, New York, 1963, pp. 13-16.
  31. Maheri M.R., Akbari R. (2003). "Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee braced RC buildings." *Eng Struct* 25(12):1505–1513.
  32. Menegotto, M., and Pinto, P.E. (1973). "Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending." *Preliminary Report IABSE*, vol 13.
  33. Miranda E, Bertero V.V. (1994). "Evaluation of strength reduction factors." *Earthq Spectra* 10(2):357–379.
  34. Miranda .E, Ruiz-Garcia J. (2002). "Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites." *Eng Struct* 24(10):1271–1281.
  35. Mitchell D., Paultre P. (1994). "Ductility and overstrength in seismic design of reinforced concrete structures." *Can J Civ Eng* 21:1049–1060

36. Mitchell D., Tremblay R., Karacabeyli E., Paultre P., Saatcioglu M., Anderson D.L. (2003). "Seismic force modification factors for the proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada." *Can J Civ Eng* 30:308–327
37. Mwafy A.M., Elnashai A.S. (2002). "Calibration of force reduction factors for RC buildings." *J Earthq Eng* 6(2):239–273.
38. Newmark N.M., Hall W.J. (1982). "Earthquake spectra and design." EERI Monograph Series, EERI, Okland, CA,USA
39. NIST (2010). "Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors." Report No NIST GCR NIST GCR 10-917-8, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA .
40. OpenSees (2006). Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Available at <http://opensees.berkeley.edu/>.
41. Priestley, M.J.N. and Calvi, G.M. (1997) "Concepts and Procedures for Direct Displacement-Based Design and Assessment." In Fajfar P. and Krawinkler, H (Eds) (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes." Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1997, p171-182.
42. Rahgozar M.A., Humar J.L. (1998). "Accounting for overstrength in seismic design of steel structures." *Can J Civ Eng* 25:1–15
43. Shakib H., Pirizadeh M. (2014). "Probabilistic seismic performance assessment of setback buildings under bidirectional excitation." *Journal of Structural Engineering, ASCE* 2014; 140(2)
44. Thomos G.C., Trezos C.G. (2005). "Behaviour factor of RC structures: a probabilistic approach." Proceedings of the fifth international Conference on earthquake resistant engineering structures, Skiathos, Greece.
45. Thomos G.C., Trezos C.G. (2006). "Examination of the probabilistic response of reinforced concrete structures under static non-linear analysis." *Eng Struct* 28(1):120–133.
46. Tirca L. and Chen L. (2014). "Numerical Simulation of Hollow Structural Steel Braces Upon Fracture." *Journal of Advanced Steel Construction* Vol. 10, No. 4, pp. 442-462
47. Tsantaki S, Adam C. (2013). "Collapse capacity spectra based on an improved intensity measure." Proceedings of the 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2013), Kos, Greece.
48. Uang CM (1991). "Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  factors for building seismic provisions." *J Struct Eng ASCE* 117(1):19–28
49. Uriz P., Mahin S.A. (2008). "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures." PEER Rep. No.2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, Univ. of California, Berkeley.
50. Vamvatsikos D., Cornell, C.A. (2002). "Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.