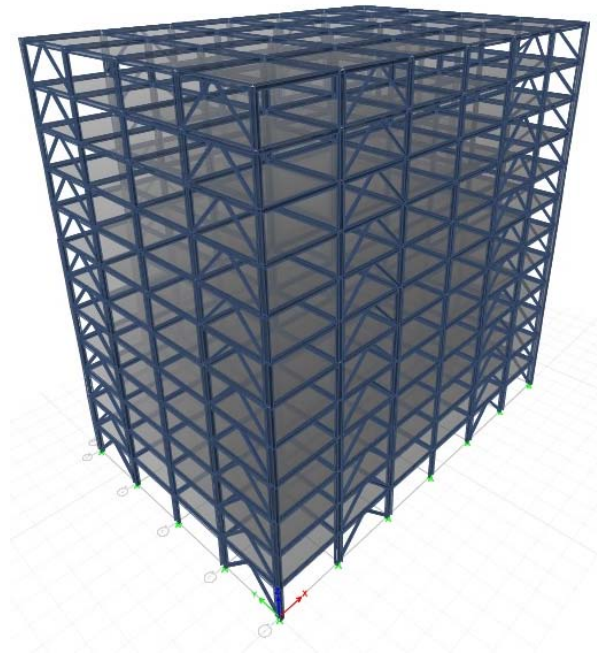




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός και αποτίμηση συμπεριφοράς
κανονικού πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου
με συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ λυγισμού



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΔΠΜΣ: «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών»

Γεώργιος Θ. Μπέκας

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Οκτώβριος 2016

EMK ME 2016/06

Μπέκας Γ. Θ. (2016).
Σχεδιασμός και αποτίμηση συμπεριφοράς κανονικού πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με
συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ λυγισμού
Μεταπτυχιακή Εργασία EMK ME 2016/06
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Bekas G. T. (2016).
Design and seismic performance evaluation of regular multistory steel building with
buckling restrained braced frames
Msc Thesis EMK ME 2016/06
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

| | |
|--|----|
| Περίληψη | 2 |
| Abstract | 3 |
| Ευχαριστίες | 4 |
| 1 Εισαγωγή..... | 5 |
| 1.1 Γενικά..... | 5 |
| 1.2 Ευρωκώδικας..... | 6 |
| 1.3 Αμερικάνικοι Κανονισμοί | 7 |
| 1.3.1 Μεθοδολογία αποτίμησης του συντελεστή συμπεριφοράς..... | 7 |
| 1.4 Διαδικασία αξιολόγησης της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου..... | 10 |
| 1.4.1 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover)..... | 10 |
| 1.4.2 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση (IDA)..... | 11 |
| 1.5 Αποτίμηση συμπεριφοράς..... | 12 |
| 1.6 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q | 17 |
| 1.7 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λυγισμού..... | 17 |
| 2 Σχεδιασμός κτιρίου..... | 24 |
| 2.1 Εισαγωγή..... | 24 |
| 2.2 Σχεδιασμός και αποτελέσματα | 27 |
| 3 Μη Γραμμική Ανάλυση..... | 36 |
| 3.1 Προσομοίωση και Ιδιομορφική Ανάλυση..... | 36 |
| 3.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis) | 38 |
| 3.3 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση (IDA)..... | 40 |
| 4 Αποτελέσματα Μη Γραμμικών Αναλύσεων | 43 |
| 4.1 Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς από την Pushover και τις IDA..... | 43 |
| 5 Συμπεράσματα..... | 45 |
| 6 Βιβλιογραφία | 46 |

**Σχεδιασμός και αποτίμηση συμπεριφοράς κανονικού πολυώροφου
μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ λυγισμού**

Μπέκας Γ. Θ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Προκειμένου να αποφευχθεί η εκτέλεση δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης κατά τον σχεδιασμό, γίνεται αποδεκτή η χρήση φασματικής ελαστικής ανάλυσης, με φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό με τη χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να καταναλώνει ενέργεια από ανελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς να μειώνεται σημαντικά η αντοχή του.

Στην παρούσα εργασία γίνεται μια προσπάθεια αποτίμησης του συντελεστή συμπεριφοράς q ενός δωδεκαώροφου μεταλλικού κτιρίου για σύστημα δυσκαμψίας τύπου Λ, με συνδέσμους άνευ λυγισμού (Buckling-Restrained Braced Frames). Ο δείκτης συμπεριφοράς q θα μπορούσε να χαρακτηριστεί ως ένας γενικός δείκτης πλαστιμότητας του συστήματος, με την έννοια ότι με αυτόν καθορίζεται η μείωση των σεισμικών φορτίων. Για το συγκεκριμένο σύστημα ανάληψης των οριζόντιων δράσεων δεν υπάρχει προτεινόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q στον Ευρωκώδικα. Ο Αμερικάνικος Κανονισμός προτείνει μια μεθοδολογία για την εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς μέσω των οδηγιών FEMA P695. Έτσι, πραγματοποιήθηκε ο σχεδιασμός ενός πρότυπου δωδεκαώροφου κανονικού μεταλλικού κτιρίου σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Στη συνέχεια, εκτελέστηκαν μη γραμμικές αναλύσεις, στατική και δυναμικές. Ακολουθώντας την μεθοδολογία FEMA P695 αποτιμάται η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στον σχεδιασμό. Παρατηρείται ότι η τιμή $q = 4$ που επιλέχθηκε για τον σχεδιασμό των BRB συνδέσμων τύπου Λ, που αντλήθηκε από την προτεινόμενη τιμή του Ευρωκώδικα για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, αποτελεί μία συντηρητική προσέγγιση για τους όλκιμους συνδέσμους άνευ λυγισμού (BRB).

Design and seismic performance evaluation of regular multistory steel building with buckling restrained braced frames

Bekas G. T. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

With the aim to avoid the implementation of a fully nonlinear analysis in design, the use of spectral elastic analysis is accepted in a response spectrum reduced via the behavior factor q . In generally, the q -factor expresses the capacity of a structural system to consume energy by the inelastic deformations, without reducing significantly its resistance.

This thesis is an attempt to evaluate the behavior factor of a 12-story steel building consisting of Buckling-Restrained Braced Frames (BRBFs) in a chevron configuration. The q -factor could be considered as a general ductility indicator of the system, in the sense that it is employed to determine the reduction of the seismic loads. For lateral load resisting systems comprising BRBFs there is no recommended value of behavior factor in the Eurocodes. In the US codes, the evaluation of seismic performance factors has been largely standardized with the introduction of the FEMA P695 guidelines. Therefore, an archetype 12-story steel building is designed according to the provisions of Eurocode 8. Then, according the FEMA P695 guidelines, nonlinear analysis, static and dynamic, is executed in order to evaluate the value of behavior factor used in the design. It is observed that the value of $q = 4$, chosen for the design of chevron BRBFs according to the proposed value of Eurocode for standard X-braces, is a conservative approach to represent the ductility of BRBFs.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της μεταπτυχιακής μου εργασίας, κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Επίκουρο Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, που μου έδωσε την ευκαιρία να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα και κυρίως για τη διαρκή καθοδήγηση και αμέριστο ενδιαφέρον που επέδειξε καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας. Επίσης, ευχαριστώ τον κ. Τάσο Αβραάμ Επίκουρο Καθηγητή και τον Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών για τη διάθεση του χρόνου τους στην εξέταση της μεταπτυχιακής μου εργασίας.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Με βάση σχεδιασμού των σύγχρονων κατασκευών, την ασφάλεια αλλά και την οικονομικότητα, δημιουργήθηκε πλέον η διεθνής αντίληψη ότι είναι δυνατό μια κατασκευή να διαθέτει το επιθυμητό επίπεδο ασφάλειας, ακόμη και όταν υφίσταται βλάβες κατά το σεισμό σχεδιασμού. Γίνεται δηλαδή αποδεκτό ότι η απόκριση της κατασκευής έναντι του σεισμού σχεδιασμού θα είναι ανελαστική αρκεί με κατάλληλες παράλληλες απαιτήσεις να εξασφαλίζεται το επιθυμητό επίπεδο ασφάλειας. Γι αυτό σε όλους σχεδόν τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποτίθεται κατά τον σχεδιασμό ότι η κατασκευή παρουσιάζει έναν ελεγχόμενο βαθμό “πλάστιμης συμπεριφοράς” ή ένα παραδεκτό ελεγχόμενο επίπεδο βλαβών, όταν υφίσταται διέγερση από τον σεισμό σχεδιασμού της. Η κατάλληλη μείωση των τιμών του ελαστικού φάσματος απόκρισης συνήθως γίνεται με τη χρήση ενός ειδικού συντελεστή, του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να καταναλώνει ενέργεια από ανελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς να μειώνεται σημαντικά η αντοχή του.

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 EC 8 και ASCE

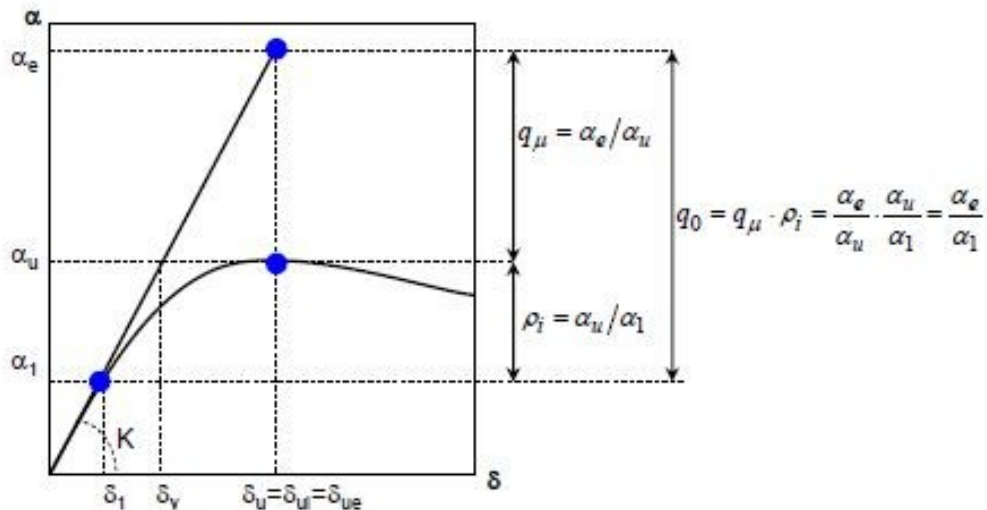
| ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8 | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|-------------|----------------------|
| Τύπος Πλαισίου | Κατηγορία Πλαστιμότητας | | |
| | DCM | DCH | |
| Πλαίσια ροπής | 4.0 | 5 a_u/a_1 | |
| Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας | 4.0 | 4.0 | |
| Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V | 2.0 | 2.5 | |
| Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας | 4.0 | 5 a_u/a_1 | |
| | | DCL | |
| Μη σεισμικά συστήματα | | 1.5-2.0 | |
| Αμερικάνικος Κανονισμός | | | |
| Τύπος Πλαισίου | | R | C_d |
| Πλαίσια ροπής | OMF | 3.5 | 3.0 |
| | IMF | 4.5 | 4.0 |
| | SMF | 8.0 | 5.5 |
| Κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας | OSCBF | 5.0 | 4.5 |
| | SCBF | 6.0 | 5.0 |
| Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας | EBF | 7.0 | 4.0 |
| Μη σεισμικά συστήματα | | 3.0 | 3.0 |

1.2 Ευρωκώδικας

Στον Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής συμπεριφοράς q , με τον τρόπο που χρησιμοποιείται αποτελεί μια προσπάθεια να καθοριστεί για κάθε είδος κατασκευής ένας αποτελεσματικός λόγος των μέγιστων σεισμικών δράσεων που θα αναπτύσσονταν στο δομικό σύστημα για πλήρως ελαστική απόκριση με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δράσεις που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη για το σχεδιασμό του δομικού συστήματος με χρήση συμβατικού ελαστικού μοντέλου ανάλυσης, ώστε αυτή η απλοποιημένη διαδικασία να εξασφαλίσει, σε περίπτωση υλοποίησης του σεισμού σχεδιασμού, την ασφαλή ανελαστική απόκριση με το επιθυμητό επίπεδο ανελαστικοποίησης (αποδεκτό επίπεδο δομικών βλαβών). Σε ορισμένες περιπτώσεις, στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , εισάγεται ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής α_u/α_l ώστε να συμπεριληφθεί η παρουσία πλεονάσματος δύναμης και οι συντελεστές α_u και α_l ορίζονται ως ακολούθως:

- α_l που εκφράζει σε τι ποσοστό τέμνουσας βάσης σχεδιασμού αναπτύσσεται η πρώτη διαρροή (πλαστική άρθρωση) σε κάποιο μέλος του συστήματος.
- α_u που εκφράζει σε τι ποσοστό τέμνουσας βάσης σχεδιασμού αναπτύσσεται ο πρώτος μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα.

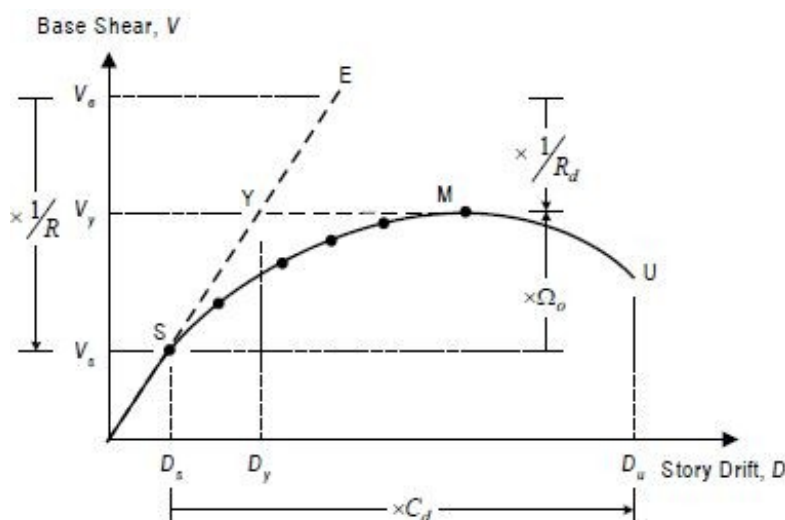
Μία λογική εκτίμηση των συντελεστών α_u και α_l μπορεί να προσδιοριστεί με εφαρμογή Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης (Pushover Analysis). Σε περίπτωση απουσίας ενός λεπτομερούς υπολογισμού, ο Ευρωκώδικας 8 προτείνει προσεγγιστικές τιμές για τον συντελεστή α_u/α_l συνήθως μεταξύ 1.1 και 1.3. Σε κάθε περίπτωση η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή είναι 1.5. Στο Σχήμα 1.1 περιγράφεται ο υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.



Σχήμα 1.1: Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς q σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

1.3 Αμερικάνικοι Κανονισμοί

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 Ω_o . Στις διατάξεις των Αμερικάνικων κανονισμών ανάλογα με την κατηγορία του συστήματος απορρόφησης ενέργειας δίνεται από πίνακες μία συγκεκριμένη τιμή για την παράμετρο υπεραντοχής, Ω_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

1.3.1 Μεθοδολογία αποτίμησης του συντελεστή συμπεριφοράς

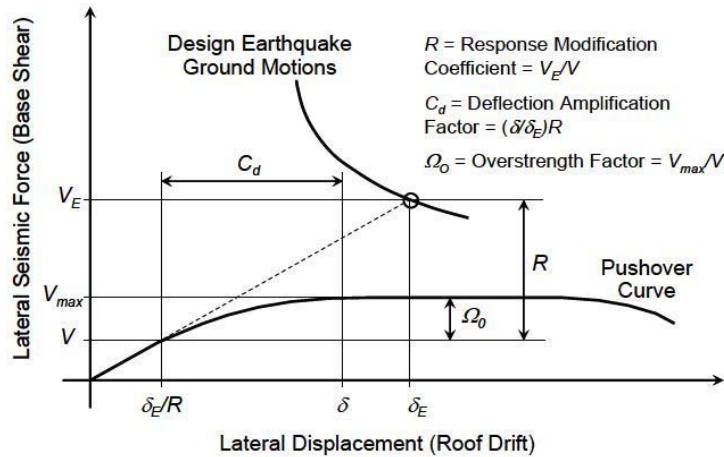
Στην παρούσα εργασία ακολουθείται η μεθοδολογία που αναπτύχθηκε στην αναφορά της FEMA P695, (2009) και προτείνεται ο συνδυασμός της με τους κανονισμούς με βάση τους οποίους γίνεται ο σχεδιασμός, ώστε να δώσει τα ελάχιστα επιτρεπόμενα κριτήρια σχεδιασμού για τα συστήματα αντισεισμικής προστασίας των κατασκευών 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*) FEMA (2004a) καθώς επίσης και των αντισεισμικών διατάξεων του ASCE/SEI 7-05, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, (ASCE, 2006a) 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 διατάξεις αυτές. Η μεθοδολογία στηρίζεται στην απαίτηση μιας αποδεκτής χαμηλής πιθανότητας κατάρρευσης της κατασκευής, καθώς 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.

Η μεθοδολογία που ακολουθείται στηρίζεται στους ορισμούς των συντελεστών σεισμικής συμπεριφοράς R , Ω_o και C_d που δίνονται στις διατάξεις του ASCE/SEI 7-05 και στον NEHRP. Στο Σχήμα 1.3 περιγράφονται οι σεισμικοί συντελεστές συμπεριφοράς και ο τρόπος αξιοποίησής 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:

$$R = \frac{V_E}{V} \quad (1.1)$$

Ο συντελεστής υπεραντοχής Ω_o , είναι ο λόγος της μέγιστης δύναμης του συστήματος σε διαρροή προς τη δύναμη σχεδιασμού:

$$\Omega_o = \frac{V_{max}}{V} \quad (1.2)$$

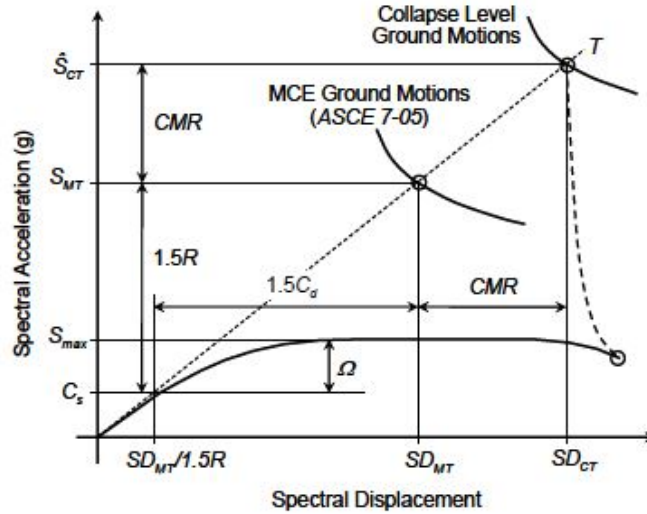


Σχήμα 1.3: Συντελεστές R , Ω_o και C_d όπως ορίζονται στις διατάξεις του NEHRP (FEMA 2004)

Στο Σχήμα 1.3, ο όρος δ_E/R αντιπροσωπεύει την μετακίνηση κορυφής του συστήματος που ανταποκρίνεται στην τέμνουσα βάσης σχεδιασμού V και ο όρος δ αντιπροσωπεύει την μέγιστη μετακίνηση κορυφής του συστήματος. Ο συντελεστής C_d με βάση το σχήμα συσχετίζεται με τον συντελεστή συμπεριφοράς R σύμφωνα με τη Σχέση:

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \quad (1.3)$$

Στο Σχήμα 1.4 περιγράφονται οι σεισμικοί συντελεστές όπως ορίζονται με βάση την FEMA P695 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 παραλληλίζονται οι έννοιες της καμπύλης Pushover χρησιμοποιώντας φασματικές συντεταγμένες.



Σχήμα 1.4: Σεισμικοί συντελεστές (R , Ω και C_d) όπως ορίζονται στη 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:

$$V = C_s W \quad (1.4)$$

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:

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

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 Ω , 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:

$$\Omega = \frac{S_{max}}{C_s} \quad (1.6)$$

1.4 Διαδικασία αξιολόγησης της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου

1.4.1 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover)

Αφού γίνει η προσομοίωση του μοντέλου και εκτελεστεί η Ιδιομορφική Ανάλυση από την οποία εξάγεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T_1 της κατασκευής, στη συνέχεια πραγματοποιείται η Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover), προκειμένου να προσδιοριστούν η μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} και ο συντελεστής υπεραντοχής Ω . Από την καμπύλη Pushover προσδιορίζεται επίσης η μετακίνηση διαρροής $\delta_{y,eff}$, που αντιστοιχεί στη μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} , η μετακίνηση δ_u που αντιστοιχεί στο 80% της μέγιστης τέμνουσας βάσης V_{max} και η πλαστιμότητα μ_T . Η μετακίνηση $\delta_{y,eff}$ προσδιορίζεται από τη Σχέση:

$$\delta_{y,eff} = C_o \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] T^2, \quad (1.7)$$

όπου:

V_{max}/W η μέγιστη τέμνουσα βάσης κανονικοποιημένη ως προς το βάρος

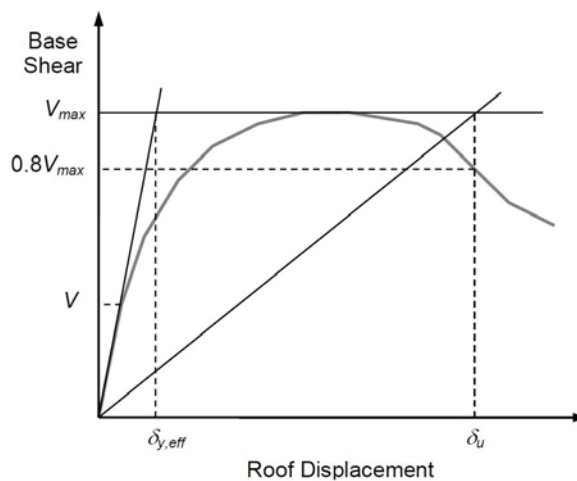
T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής

C_o ο συντελεστής συσχέτισης της μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος με την μετακίνηση κορυφής και δίνεται από την Σχέση:

$$C_o = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2}, \quad (1.8)$$

όπου m_x είναι η μάζα στο επίπεδο x και $\phi_{1,x}$, $\phi_{1,r}$ είναι η ιδιομορφή ανά όροφο και στην καρυφή αντίστοιχα. N είναι ο αριθμός των ορόφων.

Στο Σχήμα 1.5 απεικονίζεται μια ιδεατή καμπύλη Pushover για τον ορισμό της μέγιστης τέμνουσας βάσης V_{max} και η μετακίνηση δ_u που αντιστοιχεί στο 80% της μέγιστης τέμνουσας βάσης V_{max} .



Σχήμα 1.5: Ιδεατή καμπύλη Pushover κατά FEMA P695

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

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (1.9)$$

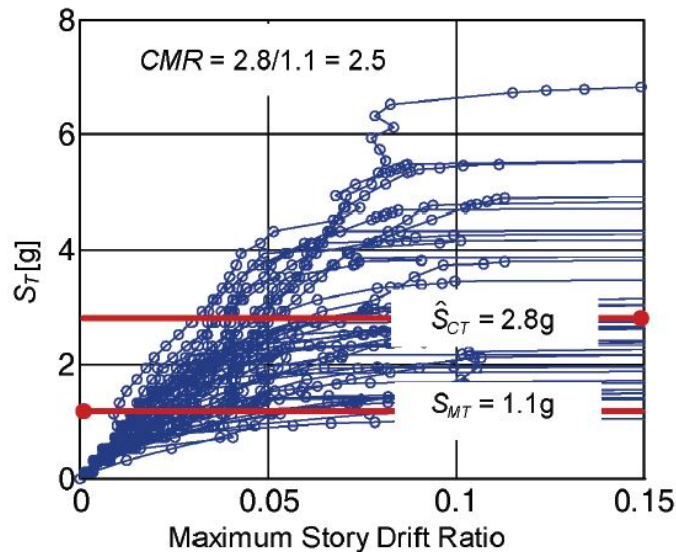
Η πλαστιμότητα, μ_T , ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης μετακίνησης προς την μετακίνηση διαρροής του ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος.

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (1.10)$$

1.4.2 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση (IDA)

Η Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση πραγματοποιείται προκειμένου να εξαχθούν η διάμεση κατάρρευσης \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 and Cornell, 2002), στην οποία ανεξάρτητες σεισμικές καταγραφές κλιμακώνονται καταλλήλως σε αυξανόμενες εντάσεις μέχρι η κατασκευή να φτάσει στην κατάρρευση. Παράδειγμα αποτελεσμάτων που μπορούν να προκύψουν από μία ομάδα καταγραφών απεικονίζεται στο Σχήμα 1.6, 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 εξαχθούν τα αποτελέσματα της IDA, ο λόγος CMR βρίσκεται από την Σχέση:

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (1.11)$$



Σχήμα 1.6: Παράδειγμα καμπύλης IDA κατά FEMA P695

Για τον προσδιορισμό των καμπύλων της IDA, η μεθοδολογία FEMA P695 χρησιμοποιεί σαν μέτρο έντασης τη φασματική επιτάχυνση $S_a(T_1)$ που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή, με 5% απόσβεση. 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. Η αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς πραγματοποιείται με τη χρήση της τιμής της φασματικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, η διόρθωση της διάμεσης ικανότητας κατάρρευσης γίνεται μέσω της χρήσης του συντελεστή σχήματος φάσματος SSF .

1.5 Αποτίμηση συμπεριφοράς

Εφόσον ολοκληρωθούν οι Μη Γραμμικές Αναλύσεις πραγματοποιείται η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων που εξήχθησαν, ώστε να εκτιμηθεί η συμπεριφορά της κατασκευής και κατα συνέπεια η αξιοπιστία του σχεδιασμού. Στην περίπτωση που η αποτίμηση δεν δίνει 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 FEMA P695 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 των 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:

$$ACMR_i = SSF_i \times CMR_i \quad (1.12)$$

Στην αξιολόγηση εισάγεται επίσης η έννοια της συνολικής αβεβαιότητας β_{TOT} , η οποία βασίζεται στην αξιολόγηση των απαιτήσεων σχεδιασμού καθώς επίσης και στην αξιολόγηση της ποιότητας του μοντέλου. Τέλος, προσδιορίζονται τα αποδεκτά όρια του προσαρμοσμένου συντελεστή κατάρρευσης, $ACMR_{10\%}$ και $ACMR_{20\%}$, που βασίζονται στην αβεβαιότητα β_{TOT} .

Ο συντελεστής σχήματος SSF , είναι μία συνάρτηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T , της πλαστιμότητας μ_T , καθώς επίσης και της σεισμικότητας της περιοχής με βάση την οποία σχεδιάζεται η κατασκευή. Λαμβάνοντας υπόψη την σεισμικότητα της περιοχής, πλαστιμότητα μ_T και την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του συστήματος T , η μεθοδολογία προτείνει τους Πίνακες 1.2 και 1.3 προκειμένου να εξαχθεί μία τιμή για τον συντελεστή σχήματος SSF .

Πίνακας 1.2: Συντελεστής σχήματος για περιοχές με Χαμηλή Σεισμικότητα, κατά FEMA P695

| T (sec) | Πλαστιμότητα μ_T | | | | | | | |
|------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|----------|
| | 1 | 1.1 | 1.5 | 2 | 3 | 4 | 6 | ≥ 8 |
| ≤ 0.5 | 1.00 | 1.02 | 1.04 | 1.06 | 1.08 | 1.09 | 1.12 | 1.14 |
| 0.6 | 1.00 | 1.02 | 1.05 | 1.07 | 1.09 | 1.11 | 1.13 | 1.16 |
| 0.7 | 1.00 | 1.03 | 1.06 | 1.08 | 1.10 | 1.12 | 1.15 | 1.18 |
| 0.8 | 1.00 | 1.03 | 1.06 | 1.08 | 1.11 | 1.14 | 1.17 | 1.20 |
| 0.9 | 1.00 | 1.03 | 1.07 | 1.09 | 1.13 | 1.15 | 1.19 | 1.22 |
| 1 | 1.00 | 1.04 | 1.08 | 1.10 | 1.14 | 1.17 | 1.21 | 1.25 |
| 1.1 | 1.00 | 1.04 | 1.08 | 1.11 | 1.15 | 1.18 | 1.23 | 1.27 |
| 1.2 | 1.00 | 1.04 | 1.09 | 1.12 | 1.17 | 1.20 | 1.25 | 1.30 |
| 1.3 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.13 | 1.18 | 1.22 | 1.27 | 1.32 |
| 1.4 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.14 | 1.19 | 1.23 | 1.30 | 1.35 |
| ≥ 1.5 | 1.00 | 1.05 | 1.11 | 1.15 | 1.21 | 1.25 | 1.32 | 1.37 |

Πίνακας 1.3: Συντελεστής σχήματος για περιοχές με Υψηλή Σεισμικότητα, κατά FEMA P695

| T (sec) | Πλαστιμότητα μ_T | | | | | | | |
|------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|----------|
| | 1 | 1.1 | 1.5 | 2 | 3 | 4 | 6 | ≥ 8 |
| ≤ 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 |
| ≥ 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 λ_{TOT} η οποία θεωρείται ότι είναι λογαριθμοκανονικά κατανομημένη με μία μέση τιμή και μία διασπορά β_{TOT} . Ο συντελεστής διασποράς β_{TOT} προσδιορίζεται από την παρακάτω Σχέση:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2}, \quad (1.13)$$

όπου:

β_{TOT} η συνολική αβεβαιότητα του συστήματος

β_{RTR} η αβεβαιότητα λόγω καταγραφών (0.20 - 0.40)

β_{DR} η αβεβαιότητα λόγω σχεδιασμού (0.10 - 0.50)

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

β_{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 β_{TOT} και κάθε πίνακα ανταποκρίνεται σε μία διαφορετική ποιότητα μοντέλου κατατάσσοντάς τα σε κατηγορίες (A) Υψηλή, (B) Καλή, (C) Ικανοποιητική, (D) Χαμηλή. Οι τιμές της συνολικής αβεβαιότητας δίνονται στους Πίνακες 1.4 έως 1.7.

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, β_{TOT} . Στον Πίνακα 1.8 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 επιτρεπόμενη τιμή που θα πρέπει να λαμβάνεται όταν το δείγμα είναι μία ομάδα κτιρίων ανάλογα με την διάκριση τους σε ιδιοπερίοδους (χαμηλοπερίοδα, υψηλοπερίοδα), ενώ το $ACMR_{20\%}$ είναι η μέγιστη τιμή που θα πρέπει να λαμβάνεται όταν εξετάζεται ένα συγκεκριμένο κτίριο.

Πίνακας 1.4: Συνολική Αβεβαιότητα για Ποιότητα Προσομοιώματος A, $\mu_T \geq 3$, κατά FEMA P695

| 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 1.5: Συνολική Αβεβαιότητα για Ποιότητα Προσομοιώματος B, $\mu_T \geq 3$, κατά FEMA P695

| 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 1.6: Συνολική Αβεβαιότητα για Ποιότητα Προσομοιώματος C, $\mu_T \geq 3$, κατά FEMA P695

| 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 1.7: Συνολική Αβεβαιότητα για Ποιότητα Προσομοιώματος D, $\mu_T \geq 3$, κατά FEMA P695

| 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 | 0.825 |

Πίνακας 1.8: Αποδεκτές τιμές $ACMR_{10\%}$ και $ACMR_{20\%}$, κατά FEMA P695

| 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 | 1.40 |
| 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 |

1.6 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q

Μία αρχική εκτίμηση για τον συντελεστή συμπεριφοράς q είναι δυνατόν να δοθεί μέσω της χρήσης διαφόρων προσεγγιστικών σχέσεων αξιοποιώντας είτε τα αποτελέσματα της Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης (Pushover) είτε της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA) ή τον συνδυασμό τους. Βάσει της Pushover Ανάλυσης, μία πιθανή προσέγγιση του q μπορεί να γίνει μέσω της Σχέσης:

$$q = \frac{V_E}{V} = \Omega \cdot \mu_T, \quad (1.14)$$

όπου:

Ω ο συντελεστής υπεραντοχής

μ_T η πλαστιμότητα

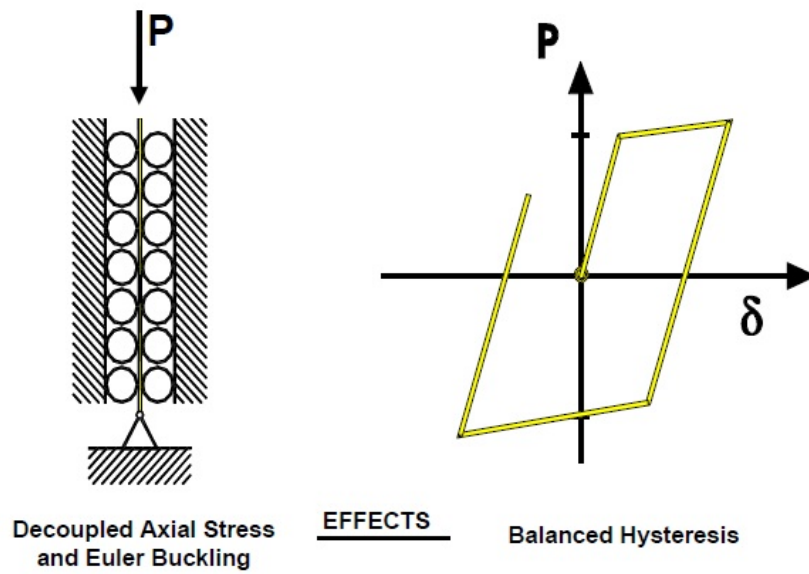
Μέσω της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης σε συνδυασμό με τη μεθοδολογία FEMA P695, γίνεται μία προσπάθεια προσέγγισης μίας πιθανής βέλτιστης τιμής για τον συντελεστή συμπεριφοράς q συναρτήσεως του συντελεστή κατάρρευσης $ACMR$, του αποδεκτού συντελεστή κατάρρευσης $Acc.ACMR$ και της τιμής του q που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό. Η συνάρτηση αυτή υπολογίζεται μέσω της Σχέσης:

$$q = \frac{ACMR}{Acc.ACMR} \cdot q_{design} \quad (1.15)$$

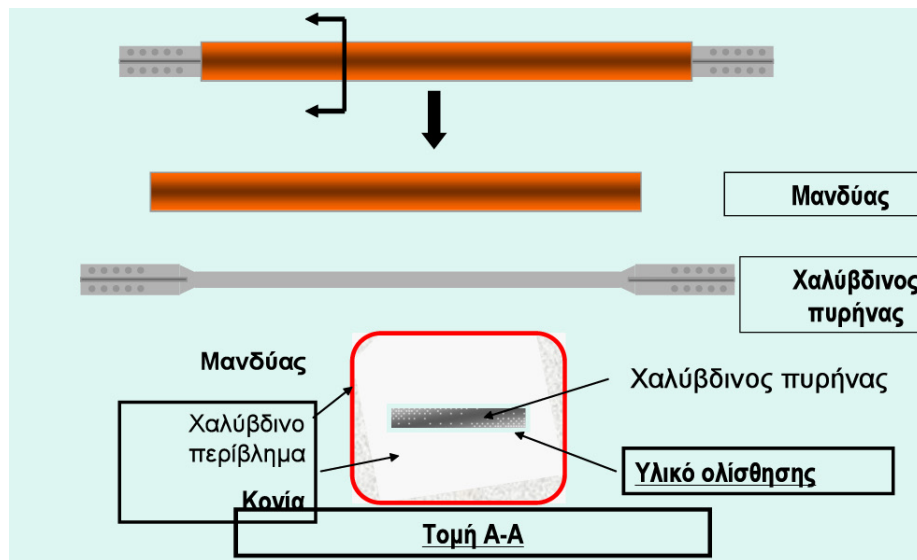
1.7 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λυγισμού

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας άνευ λυγισμού (Buckling-Restrained Braced Frames) είναι ένας σχετικά νέος τύπος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας, οι οποίοι χαρακτηρίζονται για την ανελαστική συμπεριφορά τους τόσο στον εφελκυσμό, όσο και στην θλίψη. Παρά το γεγονός ότι τα BRBFs είναι σχετικά νέο σύστημα ανάληψης των οριζόντιων δράσεων για την Ευρώπη, στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής μέχρι σήμερα έχουν πραγματοποιηθεί πολυάριθμες αναλυτικές και πειραματικές μελέτες, οι οποίες επέδειξαν την αξιοπιστία τους όταν υποβάλλονται σε σεισμικές δράσεις (Clark et al., 1999; Fahnestock et al., 2003; Lopez et al., 2002; Sabelli, 2001; Sabelli et al., 2003; Uang and Kiggins, 2003).

Τα BRBFs έχουν πλήρεις και ισορροπημένους βρόγχους υστέρησης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.7, με παρόμοια συμπεριφορά στον εφελκυσμό και την θλίψη. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της αποδέσμευσης της αντοχής σε θλίψη από τον καμπτικό λυγισμό. Οι αξονικές καταπονίσεις παραλαμβάνονται από έναν πυρήνα από χάλυβα, σταυροειδής διατομή, ο οποίος περιβάλλεται από μία κοίλη διατομή χάλυβα και στο ενδιάμεσο συνήθως περιέχεται σκυρόδεμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.8. Επειδή ο πυρήνας από χάλυβα συγκρατείται έναντι λυγισμού, αναπτύσσεται σχεδόν ομοιόμορφη αξονική ένταση. Πλαστικές αρθρώσεις που σχετίζονται με λυγισμό δεν εμφανίζονται σε ορθά σχεδιασμένα BRBFs. Η σχεδόν ίση αντοχή σε εφελκυσμό και θλίψη εξαλείφει την μεταλυγισμική ανισορροπία του φορτίου, η οποία εμφανίζεται στους συμβατικούς κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (SCBF).

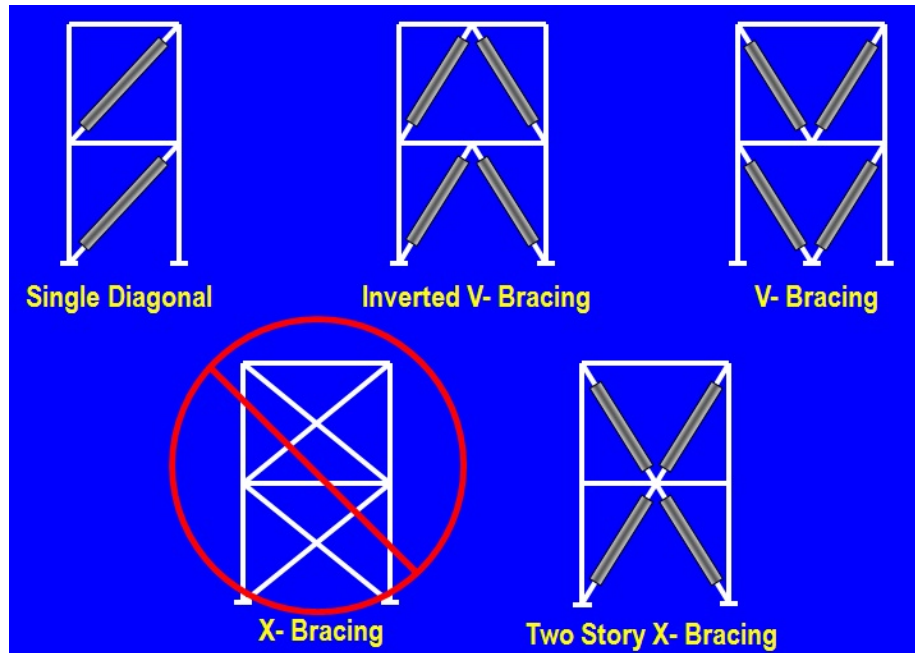


Σχήμα 1.7: Μηχανική συμπεριφορά ενός BRB, βασισμένη στους Saif et al. (2005)



Σχήμα 1.8: Τυπική μάρφωση της διατομής ενός BRB, βασισμένη στον Engelhardt (2007)

Τα συστήματα δυσκαμψίας άνευ λυγισμού (BRBs) συνήθως εφαρμόζονται σε διατάξεις τύπου Λ, V, μονού διαγωνίου, καθώς και χιαστί ανά δύο ορόφους, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.9. Στα Σχήματα 1.9-1.12 φαίνονται μερικά παραδείγματα εφαρμογής των συνδέσμων άνευ λυγισμού (BRBs) στην πράξη.



Σχήμα 1.9: Διατάξεις των συνδέσμων δυσκαμψίας BRB, βασισμένη στον Engelhardt (2007)



Σχήμα 1.10: Εφαρμογή στην πράξη των συνδέσμων δυσκαμψίας BRB, βασισμένη στον Engelhardt (2007)

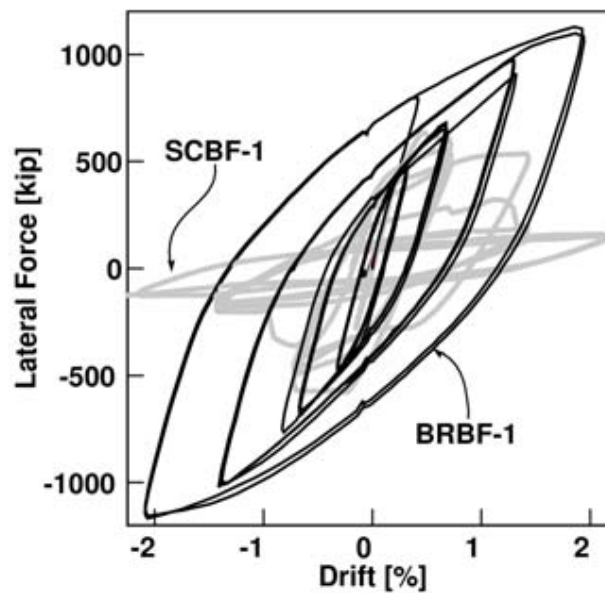


Σχήμα 1.11: Εφαρμογή στην πράξη των συνδέσμων δυσκαμψίας BRB, βασισμένη στον Engelhardt (2007)



Σχήμα 1.12: Εφαρμογή στην πράξη των συνδέσμων δυσκαμψίας BRB, βασισμένη στον Engelhardt (2007)

Τα συμβατικά συστήματα δυσκαμψίας (SCBF) έχουν εν γένει προβλήματα λόγω της πολύ διαφορετικής αντοχής των συνδέσμων σε εφελκυσμό και θλίψη. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος η θλιβόμενη ράβδος πιθανότατα λυγίζει, προκαλώντας αστοχίες τοπικού λυγισμού, με αποτέλεσμα να μειώνεται απότομα η αντοχή της ακόμα και σε εφελκυσμό κατά την αλλαγή του προσήμου του σεισμού. Έτσι, η υστερητική απόκριση που εμφανίζουν σε σύγκριση με τα BRBFs είναι πολύ χαμηλότερη, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.13. Τα συστήματα δυσκαμψίας με BRB εμφανίζουν αρκετά ικανοποιητική ανελαστική απόκριση και απαιτούνται περισσότεροι κύκλοι φόρτισης προκειμένου να φτάσουν στην στοχευόμενη μετατόπιση οροφής (target roof displacement). Οι συνδέσεις των συνδέσμων δυσκαμψίας άνευ λυγισμού (BRB) μπορούν να είναι είτε κοχλιωτές (Bolted Connection), είτε με διαμορφωμένη πραγματική άρθρωση στα άκρα τους (True Pin Connection), όπως φαίνονται στα Σχήματα 1.14-1.16.



Σχήμα 1.13: Υστερητική απόκριση για συνδέσμους δυσκαμψίας SCBF και BRB, βασισμένη στους Saif et al. (2005)



Σχήμα 1.14: Κοχλιωτή σύνδεση για συνδέσμους δυσκαμψίας BRB, βασισμένη στους Saif et al. (2005)



Σχήμα 1.15: Κοχλιωτή σύνδεση για συνδέσμους δυσκαμψίας BRB, βασισμένη στους Saif et al. (2005)

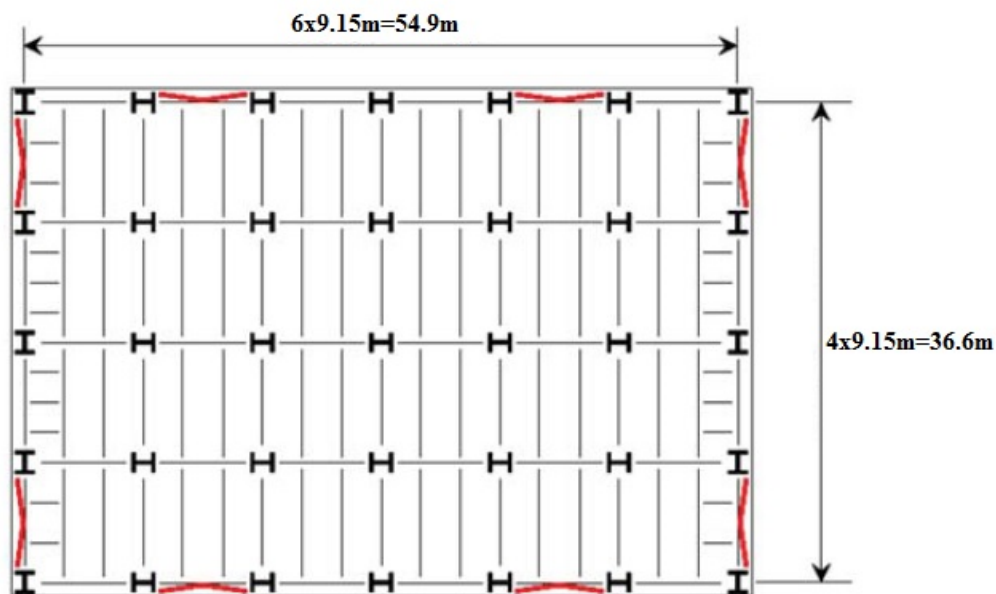


Σχήμα 1.16: Σύνδεση πραγματικής άρθρωσης για συνδέσμους δυσκαμψίας BRB, βασισμένη στους Saif et al. (2005)

2 Σχεδιασμός κτιρίου

2.1 Εισαγωγή

Στα πλαίσια της εργασίας υλοποιήθηκε ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός δωδεκαώροφου κτιρίου με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ (chevron) εξασφαλισμένους έναντι λυγισμού (BRB). Το κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος, η γεωμετρία του οποίου αντλήθηκε από τον NIST GCR 10-917-8 και η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 & 8 χρησιμοποιώντας Ευρωπαϊκές διατομές. Οι διαστάσεις της κάτοψης είναι 54.9x36.6m, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1, με άνοιγμα πλαισίων 9.15m και ύψος ορόφων 4.6m.



Σχήμα 2.1: Κάτοψη δωδεκαώροφου κτιρίου

Για όλα τα μέλη χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355. Το κτίριο προσομοιώθηκε με τρισδιάστατο μοντέλο με τη βοήθεια του λογισμικού ETABS. Οι δοκοί διαστασιολογήθηκαν ως σύμμικτες και οι συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα μορφώθηκαν ως συνδέσεις τέμνουσας. Οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων στο έδαφος μορφώθηκαν ως αρθρωτές. Τα βαρυτικά φορτία με οποία πραγματοποιήθηκε ο σχεδιασμός του κτιρίου δίνονται στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Βαρυτικά φορτία σχεδιασμού

| | |
|---------------------|------------------------|
| Πλάκα σκυροδέματος | 2.25 kN/m ² |
| Λοιπά μόνιμα φορτία | 1.5 kN/m ² |
| Κινητά φορτία | 3 kN/m ² |

Ο σχεδιασμός του κτιρίου έναντι σεισμικών δράσεων πραγματοποιήθηκε με φασματική μέθοδο ανάλυσης, για κατηγορία σπουδαιότητας III ($\gamma=1.2$), ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III ($a_g=0.36g$), κατηγορία εδάφους B ($S=1.2$) και συντελεστή συμπεριφοράς $q=4$. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας Λ είναι εξασφαλισμένοι έναντι λυγισμού (BRB), έτσι προσομοιώθηκαν και οι εφελκόμενες και οι θλιβόμενες διαγώνιοι με ολόκληρο το εμβαδόν της διατομής τους. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ προσδιορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.1)$$

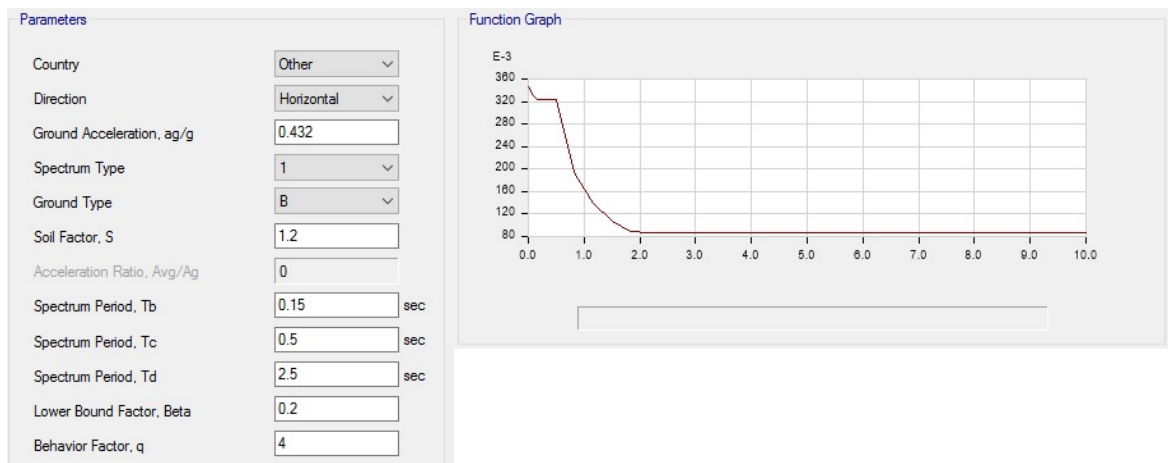
$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \cdot a_g \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \geq \beta \cdot a_g \quad (2.4)$$

όπου:

- $S_d(T)$ οι τιμές του φάσματος σχεδιασμού
- T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής
- a_g η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού $a_g = \gamma I a_{gR}$
- T_B, T_C περίοδος στην αρχή και στο τέλος της περιοχής σταθερής επιτάχυνσης του φάσματος
- T_D η περίοδος που ορίζει την περιοχή σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- S συντελεστής εδάφους
- $\beta=0.2$ συντελεστής που θέτει ένα κατώτερο όριο για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού



Σχήμα 2.2: Φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8

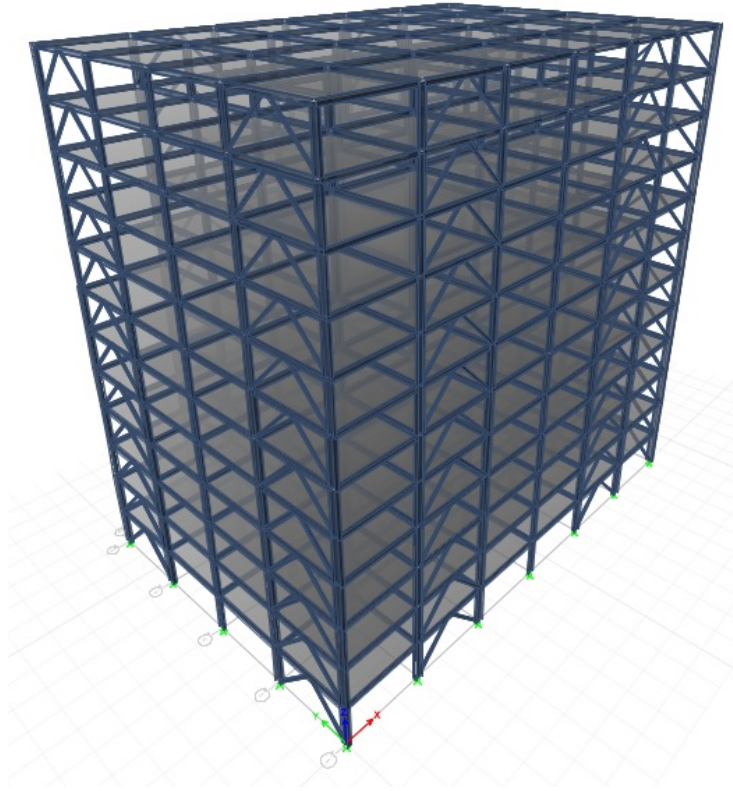
Για τις σεισμικές δράσεις πραγματοποιήθηκε χωρικός συνδυασμός των δύο οριζόντιων συνιστωσών με τους εξής συνδυασμούς:

$$\begin{aligned} \text{Διεύθυνση X:} & \quad E_{\text{Edx}}+0.3E_{\text{Edy}} \\ \text{Διεύθυνση Y:} & \quad E_{\text{Edy}}+0.3E_{\text{Edx}} \end{aligned}$$

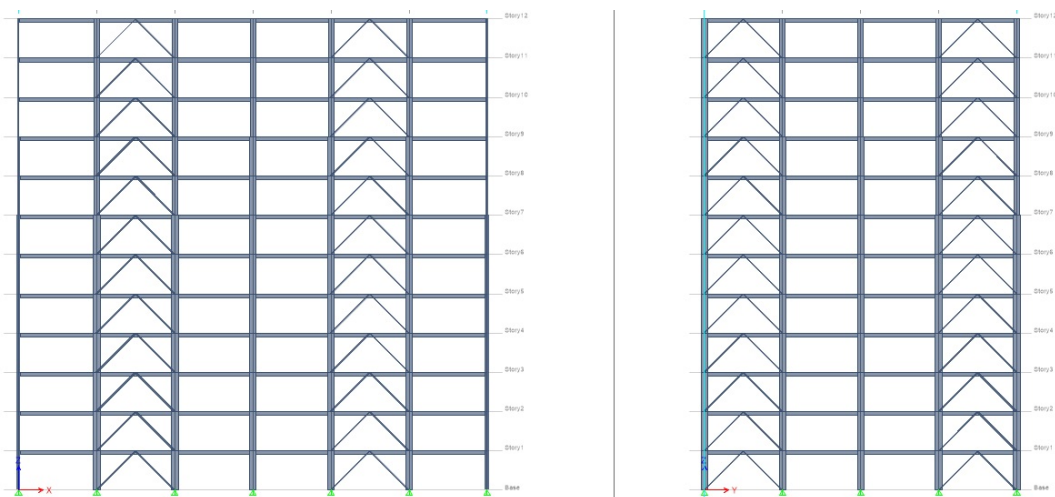
Προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι αβεβαιότητες του κέντρου μάζας, εφαρμόζεται μία τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας σε κάθε όροφο 5% από την πραγματική του θέση σε κάθε διεύθυνση.

2.2 Σχεδιασμός και αποτελέσματα

Στο Σχήμα 2.3 απεικονίζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του δωδεκαώροφου κτιρίου όπως διαμορφώθηκε στο λογισμικό ETABS. Στην περίμετρο του κτιρίου διατάσσονται τα συστήματα δυσκαμψίας Λ όπως φαίνονται στο Σχήμα 2.4. Στα Σχήματα 2.5-2.8 παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές του χωρικού μοντέλου.



Σχήμα 2.3: Τρισδιάστατο προσομοίωμα δωδεκαώροφου κτιρίου



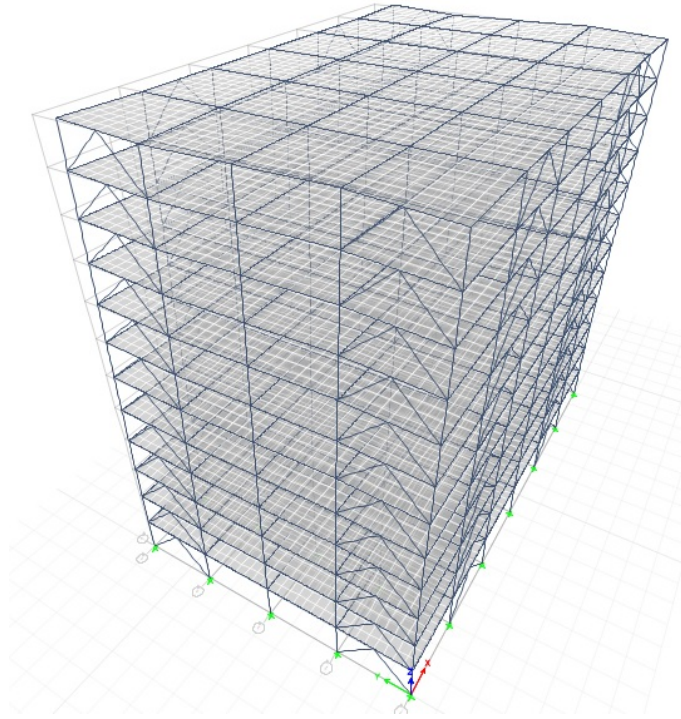
Σχήμα 2.4: Όψεις των συστημάτων δυσκαμψίας κατά x και y

Πίνακας 2.2: Διατομές μελών των φατνωμάτων δυσκαμψίας

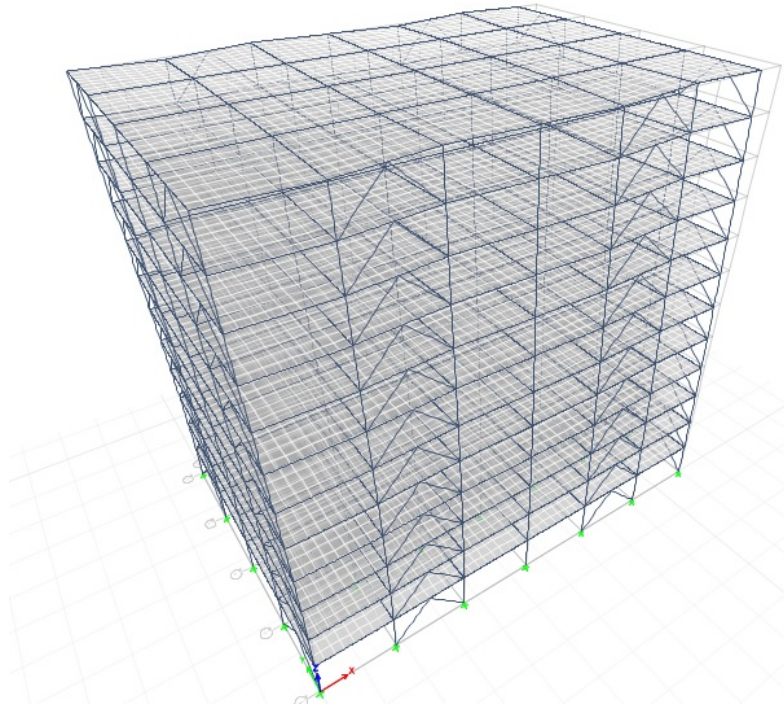
| Όροφος | Σύνδεσμοι δυσκαμψίας | Υποστυλώματα | Δοκοί |
|--------|-------------------------|--------------|---------|
| 1 | SHS 200x14.2 | 800x450x50 | HEA 450 |
| 2 | SHS 200x12.5 | 800x450x50 | HEA 450 |
| 3 | SHS 200x12.5 | 800x450x50 | HEA 450 |
| 4 | SHS 200x12.5 | 800x450x50 | HEA 450 |
| 5 | SHS 200x12.5 | 800x450x50 | HEA 450 |
| 6 | SHS 180x12.5 | 800x450x50 | HEA 450 |
| 7 | SHS 180x12.5 | 800x450x50 | HEA 450 |
| 8 | SHS 180x12.5 | HEM 700 | HEA 450 |
| 9 | SHS 180x10 | HEM 700 | HEA 450 |
| 10 | SHS 180x10 | HEB 650 | HEA 450 |
| 11 | SHS 180x10 | HEB 650 | HEA 450 |
| 12 | SHS 160x10 | HEB 650 | HEA 450 |

Πίνακας 2.3: Ιδιομορφική Ανάλυση τρισδιάστατου προσομοιώματος

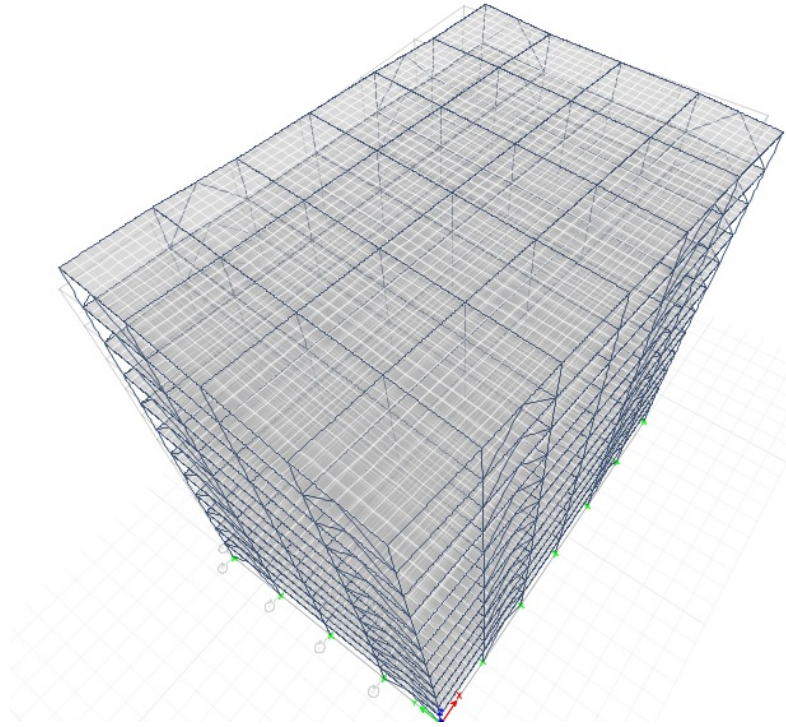
| Αριθμός Ιδιομορφής | Ιδιοπερίοδος T (sec) | Ποσοστό συμμετοχής κατά x | Ποσοστό συμμετοχής κατά y |
|-----------------------|-------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 1 | 2.212 | 0.00% | 70.50% |
| 2 | 2.198 | 70.50% | 0.00% |
| 3 | 1.302 | 0.00% | 0.00% |
| 4 | 0.674 | 0.00% | 19.20% |
| 5 | 0.673 | 19.41% | 0.00% |
| 6 | 0.400 | 0.00% | 0.00% |
| 7 | 0.360 | 0.00% | 4.77% |
| 8 | 0.356 | 4.80% | 0.00% |
| 9 | 0.245 | 2.16% | 0.00% |
| 10 | 0.243 | 0.00% | 2.28% |
| 11 | 0.212 | 0.00% | 0.00% |
| 12 | 0.186 | 1.23% | 0.00% |
| 13 | 0.181 | 0.00% | 1.19% |
| 14 | 0.150 | 0.68% | 0.00% |
| 15 | 0.146 | 0.00% | 0.00% |
| 16 | 0.142 | 0.00% | 0.76% |
| 17 | 0.126 | 0.45% | 0.00% |
| 18 | 0.117 | 0.00% | 0.48% |



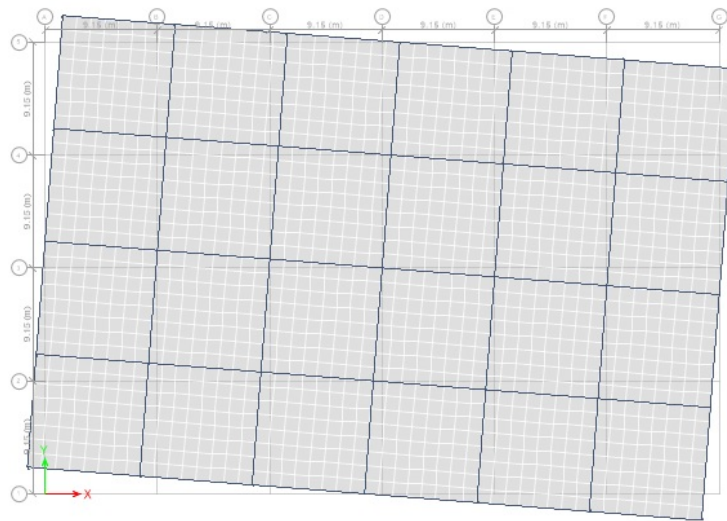
Σχήμα 2.5: Πρώτη μεταφορική ιδιομορφή κατά y



Σχήμα 2.6: Πρώτη μεταφορική ιδιομορφή κατά x



Σχήμα 2.7: Πρώτη στροφική ιδιομορφή (3D)



Σχήμα 2.8: Πρώτη στροφική ιδιομορφή (κάτοψη)

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

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h, \quad (2.5)$$

όπου:

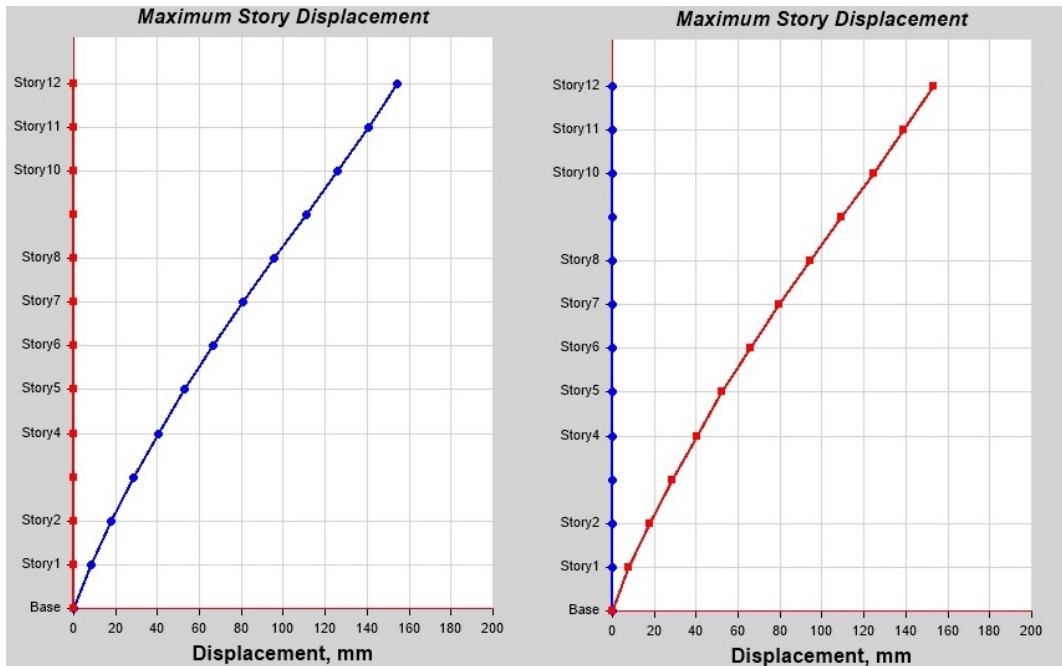
h το ύψος του ορόφου

d_r η μετακίνηση σχεδιασμού των ορόφων, που ορίζεται ως η διαφορά μεταξύ της μετακίνησης της κορυφής και της βάσης του ορόφου

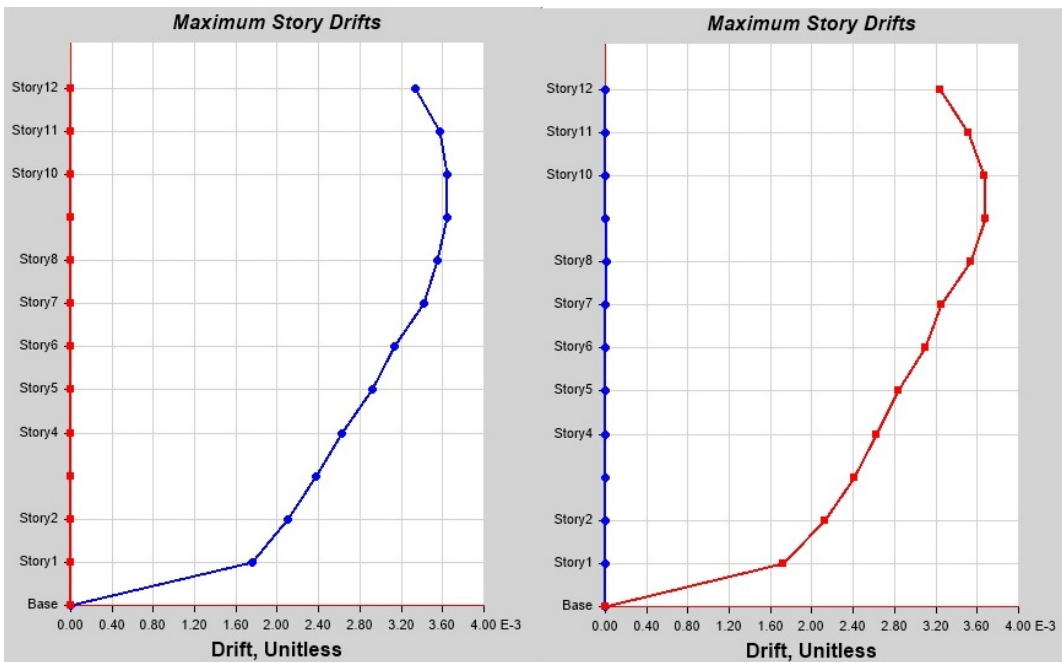
$v=0.5$ σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα

Πίνακας 2.4: Έλεγχος περιορισμού των βλαβών

| Όροφος | d_x (mm) | d_y (mm) | d_{rx} | d_{ry} | Επιτρεπόμενο όριο |
|--------|---------------|---------------|----------|----------|----------------------|
| 12 | 153.84 | 154.56 | 0.00324 | 0.00333 | |
| 11 | 139.04 | 140.48 | 0.00351 | 0.00357 | |
| 10 | 124.43 | 125.69 | 0.00367 | 0.00364 | |
| 9 | 109.35 | 110.7 | 0.00368 | 0.00364 | |
| 8 | 94.2 | 95.66 | 0.00354 | 0.00355 | |
| 7 | 79.47 | 80.82 | 0.00325 | 0.00342 | 0.0075 |
| 6 | 65.71 | 66.32 | 0.00310 | 0.00314 | |
| 5 | 52.46 | 52.85 | 0.00284 | 0.00292 | |
| 4 | 40.13 | 40.1 | 0.00263 | 0.00262 | |
| 3 | 28.48 | 28.43 | 0.00241 | 0.00237 | |
| 2 | 17.61 | 17.69 | 0.00212 | 0.0021 | |
| 1 | 7.91 | 8.1 | 0.00172 | 0.00176 | |



Σχήμα 2.9: Μετακινήσεις ορόφων κατά x και y



Σχήμα 2.10: Σχετικές μετακινήσεις ορόφων (drifts) κατά x και y

Τα φαινόμενα δευτέρας τάξης (P-Delta) δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη, όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.5, αν ικανοποιείται η συνθήκη της Σχέσης 2.6:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10, \quad (2.6)$$

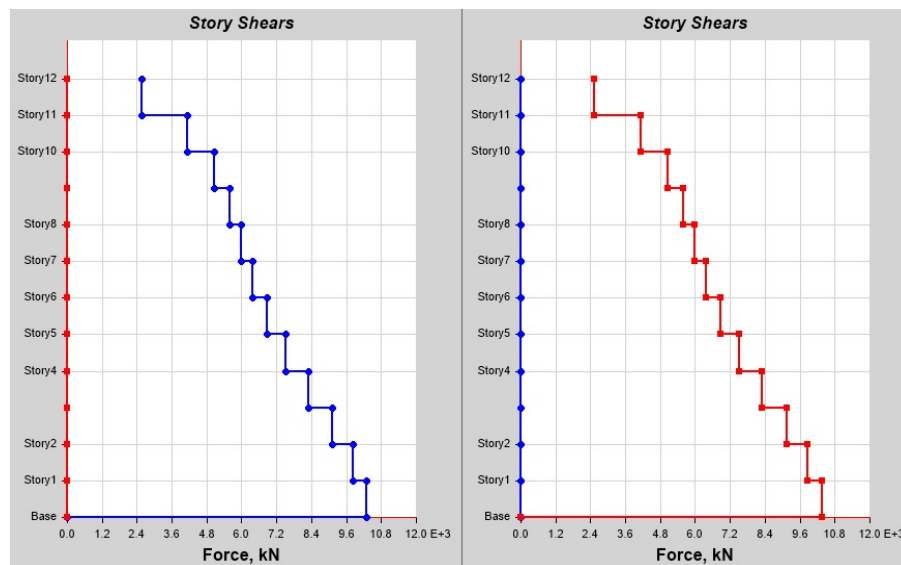
όπου:

P_{tot} τα βαρυτικά φορτία του ορόφου από τον σεισμικό συνδυασμό (G+0.3Q)

V_{tot} η συνολική τέμνουσα του ορόφου

Πίνακας 2.5: Έλεγχος επιρροής φαινομένων δευτέρας τάξης (P-Delta)

| Όροφος | P_{tot} (kN) | V_x (kN) | V_y (kN) | d_{rx} (mm) | d_{ry} (mm) | θ_x | θ_y |
|--------|-------------------|---------------|---------------|------------------|------------------|------------|------------|
| 12 | 10428.7 | 2573.3 | 2538.5 | 14.09 | 13.8 | 0.0124 | 0.0123 |
| 11 | 20863.8 | 4134.1 | 4125.6 | 14.79 | 14.61 | 0.0162 | 0.0161 |
| 10 | 31302.2 | 5045.5 | 5062.4 | 14.99 | 15.08 | 0.0202 | 0.0203 |
| 9 | 41807.5 | 5588.6 | 5606 | 15.04 | 15.15 | 0.0245 | 0.0246 |
| 8 | 52355.6 | 5974.4 | 5978.6 | 14.85 | 14.73 | 0.0283 | 0.028 |
| 7 | 63108.6 | 6368.6 | 6363.3 | 14.49 | 13.76 | 0.0312 | 0.0297 |
| 6 | 73867.8 | 6870.9 | 6873.3 | 13.48 | 13.25 | 0.0315 | 0.031 |
| 5 | 84631.1 | 7529.9 | 7529.9 | 12.75 | 12.34 | 0.0311 | 0.0301 |
| 4 | 95445.8 | 8314.3 | 8314.3 | 11.67 | 11.65 | 0.0292 | 0.0291 |
| 3 | 106390.6 | 9119.3 | 9143.4 | 10.74 | 10.87 | 0.0272 | 0.0275 |
| 2 | 117335.5 | 9841.8 | 9881 | 9.59 | 9.7 | 0.0249 | 0.025 |
| 1 | 128289.8 | 10302.1 | 10347.7 | 8.1 | 7.91 | 0.0219 | 0.0213 |



Σχήμα 2.11: Συνολικές τέμνουσες ορόφων (V_{tot}) κατά x και y

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει να σχεδιάζονται ώστε οι διαγώνιοι σύνδεσμοι να διαρρέουν πριν την αστοχία των συνδέσεων και πριν την διαρροή των συνδεόμενων δοκών και υποστρωμάτων σε αυτούς. Προβλήματα λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων δεν παρουσιάζονται εδώ, καθώς οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που χρησιμοποιήθηκαν είναι άνευ λυγισμού (Buckling-Restrained Braces, BRB). Οι σύνδεσμοι είναι τύπου Λ και λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό τόσο οι εφελκόμενοι, όσο και οι θλιβόμενοι σύνδεσμοι. Η αντοχή των συνδέσεων σε διαρροή δίνεται από την Σχέση 2.7 και θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed} , \quad (2.7)$$

όπου:

A το εμβαδόν της διατομής του συνδέσμου

f_y το όριο διαρροής του χάλυβα

$\gamma_{M0}=1.00$

N_{Ed} η αξονική δύναμη που λαμβάνουν οι σύνδεσμοι κατά τον σεισμό σχεδιασμού

Επιπλέον έγινε προσπάθεια να ικανοποιείται ο έλεγχος ομογενούς πλαστικής συμπεριφοράς των συνδέσεων δυσκαμψίας, δηλαδή ο λόγος $\Omega_{max}/\Omega_{min}$ να είναι μικρότερος του 1.25 και τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρουσιάζονται στον πίνακα 2.6:

Πίνακας 2.6: Έλεγχος ομογενούς πλαστικής συμπεριφοράς των συνδέσεων δυσκαμψίας

| Όροφος | Διατομή | Ω |
|---|--------------|-------------|
| 1 | SHS 200x14.2 | 1.09 |
| 2 | SHS 200x12.5 | 1.10 |
| 3 | SHS 200x12.5 | 1.15 |
| 4 | SHS 200x12.5 | 1.25 |
| 5 | SHS 200x12.5 | 1.35 |
| 6 | SHS 180x12.5 | 1.16 |
| 7 | SHS 180x12.5 | 1.20 |
| 8 | SHS 180x12.5 | 1.23 |
| 9 | SHS 180x10 | 1.14 |
| 10 | SHS 180x10 | 1.23 |
| 11 | SHS 180x10 | 1.34 |
| 12 | SHS 160x10 | 1.36 |
| $\Omega_{max}/\Omega_{min}=1.36/1.09 = 1.248 \leq 1.25$ | | |

Τα υποστυλώματα και οι δοκοί που συνδέονται με τους συνδέσμους δυσκαμψίας σχεδιάζονται ικανοτικά και θα πρέπει να ικανοποιούν τη Σχέση 2.8:

$$N_{pl}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (2.8)$$

όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ η αντοχή της δοκού ή του υποστυλώματος λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση με τη ροπή από τον σεισμικό συνδυασμό

$N_{Ed,G}$ η αξονική δύναμη που αναλαμβάνει η δοκός ή το υποστυλώμα λόγω των μη σεισμικών δράσεων κατά τον σεισμικό συνδυασμό

$N_{Ed,E}$ η αξονική δύναμη που αναλαμβάνει η δοκός ή το υποστυλώμα λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού

$\gamma_{ov}=1.25$

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

Πίνακας 2.7: Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων για τον σεισμικό συνδυασμό

| Όροφος | Διατομή | $N_{pl,Rd}$ (kN) | χ | $N_{Ed,(G+0.3Q)}$ (kN) | $N_{Ed,E}$ (kN) | N_{tot} (kN) | $\chi \frac{N_{pl,Rd}}{N_{tot}}$ |
|--------|------------|---------------------|--------|---------------------------|--------------------|-------------------|----------------------------------|
| 1 | 800x450x50 | 25785 | 0.758 | 1780.7 | 7301.8 | 12765.3 | 1.53 |
| 2 | 800x450x50 | 25785 | 0.758 | 1645.9 | 6369.4 | 11238.3 | 1.74 |
| 3 | 800x450x50 | 25785 | 0.758 | 1501.2 | 5516.4 | 10240.3 | 1.91 |
| 4 | 800x450x50 | 25785 | 0.758 | 1348.4 | 4745.4 | 9504.5 | 2.06 |
| 5 | 800x450x50 | 25785 | 0.758 | 1188.6 | 4022.1 | 8631.9 | 2.26 |
| 6 | 800x450x50 | 25785 | 0.758 | 1028 | 3356.9 | 6364.2 | 3.07 |
| 7 | 800x450x50 | 25785 | 0.758 | 863.2 | 2695.1 | 5327.9 | 3.67 |
| 8 | HEM 700 | 13203.5 | 0.734 | 696.1 | 2011.1 | 4101.5 | 2.36 |
| 9 | HEM 700 | 13203.5 | 0.734 | 543.8 | 1384.2 | 2718.9 | 3.56 |
| 10 | HEB 650 | 9859.5 | 0.733 | 385.4 | 794.5 | 1732.5 | 4.17 |
| 11 | HEB 650 | 9859.5 | 0.733 | 225.5 | 307.4 | 792 | 9.13 |
| 12 | HEB 650 | 9859.5 | 0.733 | 127.9 | 1.4 | 130.4 | 55.4 |

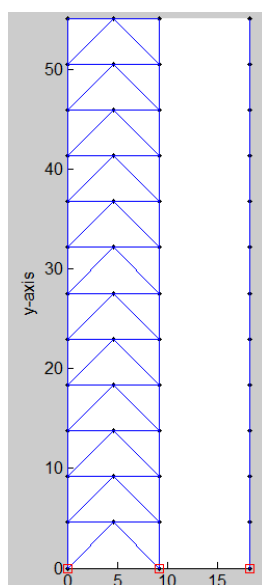
3 Μη Γραμμική Ανάλυση

3.1 Προσομοίωση και Ιδιομορφική Ανάλυση

Μετά την ολοκλήρωση του σχεδιασμού και του ελέγχου της κατασκευής, αυτή προσομοιώθηκε με τη χρήση διδιάστατου μοντέλου στο λογισμικό OpenSees, το οποίο ενδείκνυται για εκτέλεση Μη Γραμμικών Αναλύσεων με αναλογικά μικρό υπολογιστικό κόστος. Η προσομοίωση περιορίστηκε στο σύστημα ανάληψης των οριζόντιων δράσεων του σεισμού, δηλαδή το φάτνωμα με τους συνδέσμους δυσκαμψίας Λ . Τα υπόλοιπα στοιχεία φέρουν μόνο τα κατακόρυφα φορτία και συμπεκνώθηκαν με την προσομοίωση ενός στύλου (leaning column), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.1, ο οποίος φέρει τη συνολική δυσκαμψία και τα βαρυτικά φορτία κατά ποσοστό 25% της κατασκευής.

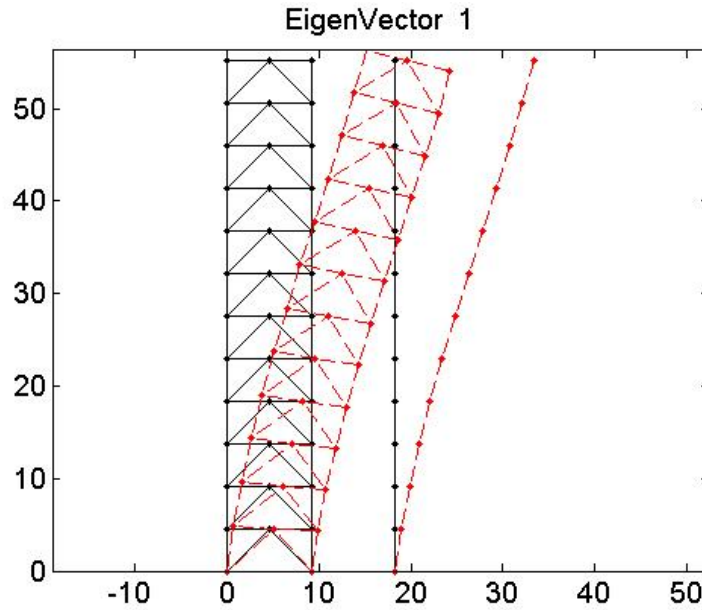
Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσομοιώθηκαν με στοιχεία δικτυώματος (truss element), οι δοκοί και τα υποστρώματα προσομοιώθηκαν με μη γραμμικά στοιχεία (inelastic force based elements), ενώ ο στύλος με τα βαρυτικά φορτία (leaning column), με ελαστικά στοιχεία (elastic elements). Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος προσομοιώθηκε με την χρήση της εντολής ίσων μετακινήσεων ανά στάθμη ορόφων.

Για την προσομοίωση των συνδέσεων δοκών-υποστρωμάτων ως αρθρωτές, λήφθηκε υπόψη το 25% της αντοχής πλήρους πάκτωσης, προκειμένου να προσομοιωθεί η ακαμψία της σύνδεσης στην πραγματικότητα. Όσον αφορά τις ιδιότητες του χάλυβα, χρησιμοποιήθηκε ως υλικό για τους συνδέσμους δυσκαμψίας το "Steel01 Material" του OpenSees με $F_y=355$ Mpa, $E=210000$ Mpa και κράτυνση 1%. Για τις δοκούς και τα υποστρώματα χρησιμοποιήθηκε ως υλικό το μοντέλο Pinching4 Material του N. Mitra (PEER 2003).

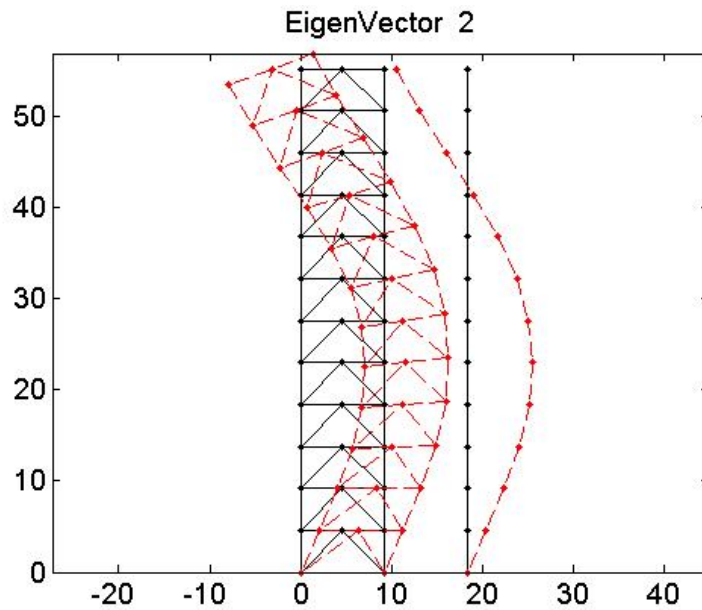


Σχήμα 3.1: Δισδιάστατο προσομοίωμα στο OpenSees

Αρχικά εκτελείται ιδιομορφική ανάλυση με το OpenSees προκειμένου να υπολογιστεί η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $T_1=2.332$ sec και το ποσοστό συμμετοχής της μάζας στην πρώτη ιδιομορφή που είναι 71.4%. Στα Σχήματα 3.2 και 3.3 φαίνονται οι δύο πρώτες ιδιομορφές του προσομοιώματος στο λογισμικό OpenSees.



Σχήμα 3.2: Πρώτη ιδιομορφή του προσομοιώματος στο OpenSees



Σχήμα 3.3: Δεύτερη ιδιομορφή του προσομοιώματος στο OpenSees

3.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis)

Η καθ' ύψος κατανομή της τέμνουσας βάσης F_b , στους ορόφους έγινε με χρήση της πρώτης θεμελιώδους ιδιομορφής. Ο Ευρωκώδικας 8 κατανέμει την τέμνουσα βάσης F_b , στους ορόφους σύμφωνα με τη Εξίσωση 3.1:

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_j} \quad (3.1)$$

Στην Εξίσωση 3.1, F_i είναι η οριζόντια συνιστώσα δύναμη που επιβάλλεται στον i όροφο, m_i η μάζα του i ορόφου, ϕ_i η μεταφορική συνιστώσα της πρώτης ιδιομορφής και N ο συνολικός αριθμός των ορόφων.

Αφού γίνει η προσομοίωση του μοντέλου και εκτελεστεί η Ιδιομορφική Ανάλυση από την οποία εξάγεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T_1 της κατασκευής, στη συνέχεια πραγματοποιείται η Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover), προκειμένου να προσδιοριστούν η μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} και ο συντελεστής υπεραντοχής Ω . Από την καμπύλη Pushover προσδιορίζεται επίσης η μετακίνηση διαρροής $\delta_{y,eff}$, που αντιστοιχεί στη μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} , η μετακίνηση δ_u που αντιστοιχεί στο 80% της μέγιστης τέμνουσας βάσης V_{max} και η πλαστιμότητα μ_T . Η μετακίνηση $\delta_{y,eff}$ προσδιορίζεται από τη σχέση:

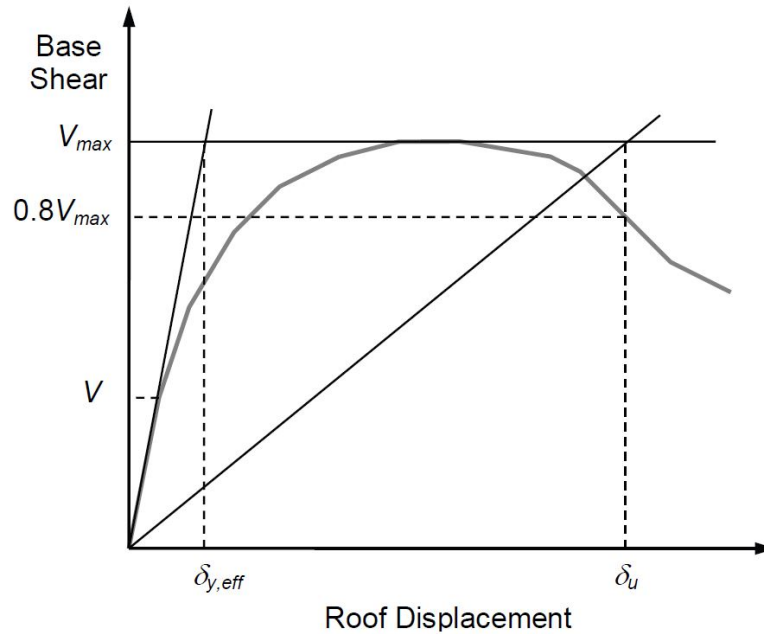
$$\delta_{y,eff} = C_o \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] T^2, \quad (3.2)$$

όπου:

V_{max}/W η μέγιστη τέμνουσα βάσης κανονικοποιημένη ως προς το βάρος
 T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής
 C_o ο συντελεστής συσχέτισης της μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος με την μετακίνηση κορυφής και δίνεται από την σχέση:

$$C_o = \phi_{1,r} \frac{\sum_{l=1}^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_{l=1}^N m_x \phi_{1,x}^2}, \quad (3.3)$$

όπου m_x είναι η μάζα στο επίπεδο x και $\phi_{1,x}$, $\phi_{1,r}$ είναι η ιδιομορφή ανά όροφο και στην καρυφή αντίστοιχα. N είναι ο αριθμός των ορόφων. Στο Σχήμα 3.4 απεικονίζεται μια ιδεατή καμπύλη Pushover για τον ορισμό της μέγιστης τέμνουσας βάσης V_{max} και η μετακίνηση δ_u που αντιστοιχεί στο 80% της μέγιστης τέμνουσας βάσης V_{max} .



Σχήμα 3.4: Ιδεατή καμπύλη Pushover κατά FEMA P695

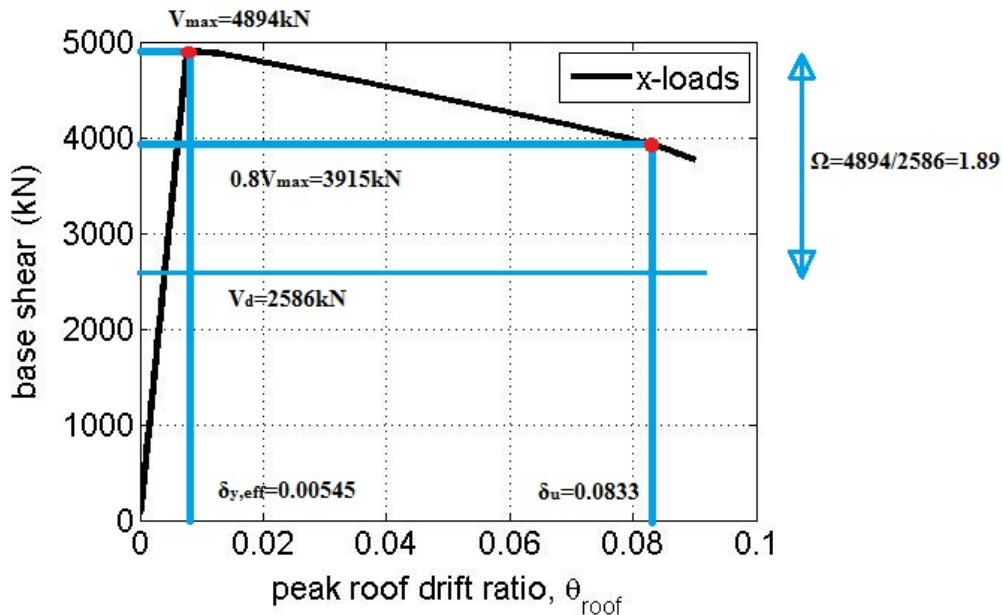
Ο συντελεστής υπεραντοχής Ω , ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης τέμνουσας βάσης V_{max} που αναπτύσσεται στην Pushover προς την τέμνουσα βάσης σχεδιασμού V .

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (3.4)$$

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

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (3.5)$$

Στο Σχήμα 3.5 απεικονίζεται η καμπύλη της Pushover του δωδεκαώροφου κτιρίου. Η διαρροή του συστήματος πραγματοποιήθηκε για γωνιακή παραμόρφωση κορυφής 0.00545 rad. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης που αναπτύχθηκε ήταν $V_{max}=4894$ kN και η γωνιακή παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο 80% της μέγιστης τέμνουσας βάσης είναι 0.0833 rad. Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T_1=2.332$ sec, είναι $V_d=2586$ kN. Ο συντελεστής υπεραντοχής υπολογίζεται ως $\Omega=4894/2586=1.89$ και η πλαστιμότητα $\mu_T=0.0833/0.00545=15.28$.



Σχήμα 3.5: Καμπύλη Pushover δωδεκαώροφου κτιρίου

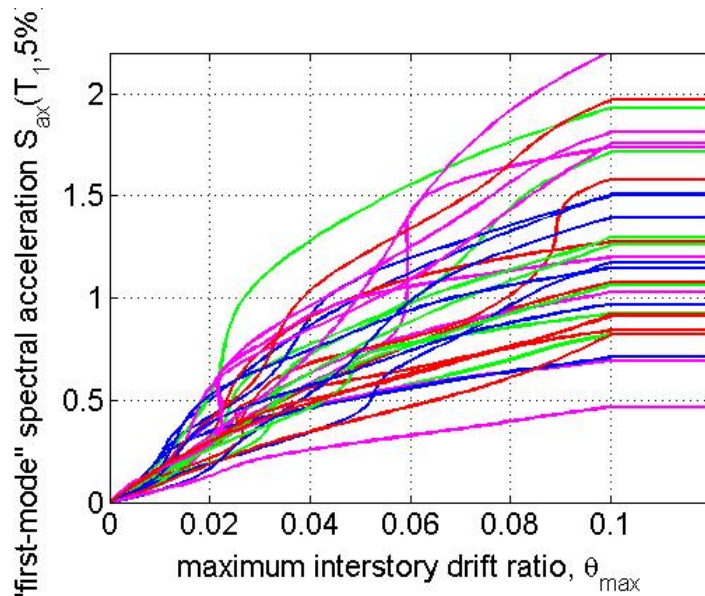
3.3 Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση (IDA)

Η Μη Γραμμική Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (IDA) Vamvatsikos and Cornell, (2002) είναι μια μέθοδος ανάλυσης που περιλαμβάνει την εκτέλεση πολλαπλών μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, με μια ομάδα εδαφικών καταγραφών κλιμακούμενων σε ένα κατάλληλο μέτρο έντασης. Τα κλιμακούμενα μέτρα έντασης επιλέγονται ώστε να οδηγήσουν την κατασκευή από την ελαστική στην ανελαστική κατάσταση και τελικώς στην κατάρρευση. Από την μεθοδολογία εξάγονται οι καμπύλες IDA, μια για κάθε καταγραφή και αναπαρίστανται σε ένα διάγραμμα, με άξονες ένα μέτρο έντασης (Intensity Measure) και ένα μέτρο απόκρισης (Engineering Demand Parameter). Όσον αφορά το μέτρο έντασης (IM), χρησιμοποιήθηκε η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $S_a(T_1, 5\%)$ με απόσβεση 5%, ενώ όσον αφορά το μέτρο απαίτησης (EDP), γίνεται χρήση της μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης μεταξύ των ορόφων (interstory drift). Τα αποτελέσματα των αναλύσεων συνοψίζονται στις καμπύλες πολλοστημορίων καταγραφών (Fractile Curves) που αντιστοιχούν στο 16%, 50% και 84% των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση και αναπαριστούν την κατανομή των δεδομένων. Το ποσοστό των 50% των επιταχύνσεων είναι αυτό που αντιστοιχεί στην διάμεση επιτάχυνση κατάρρευσης \hat{S}_{CT} που χρησιμοποιείται στις μεθόδους αποτίμησης. Οι 30 καταγραφές στις οποίες υποβλήθηκε η κατασκευή, λήφθηκαν από την βάση καταγραφών του PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) και φαίνονται στον Πίνακα 3.1. Για κάθε καταγραφή παρουσιάζεται το σεισμικό γεγονός από το οποίο προέρχεται, το μέγεθος του σεισμού M , η απόσταση της καταγραφής από το ρήγμα R_{jb} , η θέση της καταγραφής, η διεύθυνση της εδαφικής κίνησης σε μοίρες της συνιστώσας X που εφαρμόστηκε και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA (Peak Ground Acceleration).

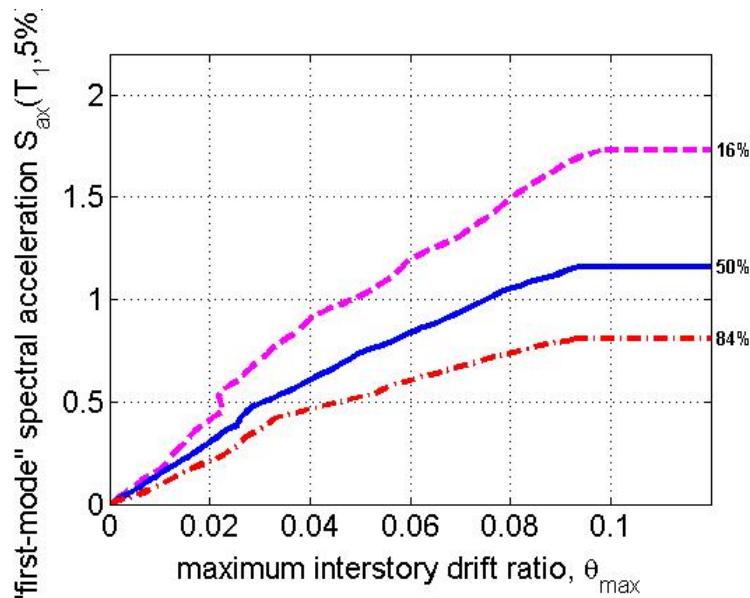
Πίνακας 3.1: Καταγραφές που λήφθηκαν στην IDA

| A/A | Σεισμικό Γεγονός | M | R _{jb} (km) | Θέση Καταγραφής | Διεύθυνση (X) | PGA(g) (X) |
|-----|-----------------------------|------|-------------------------|--------------------------------|------------------|---------------|
| 1 | Superstition Hills 24/11/87 | 6.54 | 22.25 | Plaster City | (045) | (0.121) |
| 2 | Superstition Hills 24/11/87 | 6.54 | 17.03 | Brawley Airport | (225) | (0.156) |
| 3 | Superstition Hills 24/11/87 | 6.54 | 23.85 | Wildlife Liquefaction Array | (090) | (0.181) |
| 4 | Superstition Hills 24/11/87 | 6.54 | 13.03 | Westmoreland Fire Station | (090) | (0.172) |
| 5 | Superstition Hills 24/11/87 | 6.54 | 18.20 | El Centro Imp. Co Cent | (000) | (0.358) |
| 6 | San Fernando 09/02/71 | 6.61 | 22.77 | LA Hollywood Store | (090) | (0.210) |
| 7 | Imperial Valley 15/10/79 | 6.53 | 7.29 | Chihuahua | (012) | (0.270) |
| 8 | Imperial Valley 15/10/79 | 6.53 | 30.33 | Plaster City | (045) | (0.042) |
| 9 | Imperial Valley 15/10/79 | 6.53 | 13.52 | Compuertas | (015) | (0.186) |
| 10 | Imperial Valley 15/10/79 | 6.53 | 17.94 | El Centro Array #12 | (140) | (0.143) |
| 11 | Imperial Valley 15/10/79 | 6.53 | 21.98 | El Centro Array #13 | (140) | (0.117) |
| 12 | Imperial Valley 15/10/79 | 6.53 | 14.75 | Westmoreland Fire Station | (090) | (0.074) |
| 13 | Imperial Valley 15/10/79 | 6.53 | 19.76 | El Centro Array #1 | (140) | (0.140) |
| 14 | Northridge 17/01/94 | 6.69 | 36.90 | Leona Valley #2 | (000) | (0.091) |
| 15 | Northridge 17/01/94 | 6.69 | 35.46 | Lake Hughes #1 | (000) | (0.087) |
| 16 | Northridge 17/01/94 | 6.69 | 19.73 | Hollywood Storage FF | (090) | (0.231) |
| 17 | Northridge 17/01/94 | 6.69 | 23.5 | Baldwin Hills | (090) | (0.239) |
| 18 | Northridge 17/01/94 | 6.69 | 0.00 | Canoga Park –Topanga Canyon | (106) | (0.356) |
| 19 | Northridge 17/01/94 | 6.69 | 12.42 | LA- Faring Rd | (000) | (0.273) |
| 20 | Northridge 17/01/94 | 6.69 | 25.66 | LA- Fletcher Dr | (144) | (0.161) |
| 21 | Northridge 17/01/94 | 6.69 | 20.36 | Centinela St | (155) | (0.465) |
| 22 | Northridge 17/01/94 | 6.69 | 21.64 | Glendale Las Palmas | (177) | (0.357) |
| 23 | Loma Prieta 18/10/89 | 6.93 | 24.52 | Hollister Differential Array | (165) | (0.269) |
| 24 | Loma Prieta 18/10/89 | 6.93 | 11.03 | WAHO | (000) | (0.370) |
| 25 | Loma Prieta 18/10/89 | 6.93 | 30.25 | Halls Valley | (000) | (0.134) |
| 26 | Loma Prieta 18/10/89 | 6.93 | 24.24 | Agnews State Hospital | (000) | (0.172) |
| 27 | Loma Prieta 18/10/89 | 6.93 | 19.90 | Anderson Dam Downstream | (270) | (0.244) |
| 28 | Loma Prieta 18/10/89 | 6.93 | 20.44 | Coyote Lake Dam (Downst.) | (195) | (0.160) |
| 29 | Loma Prieta 18/10/89 | 6.93 | 23.92 | Sunnyvale Colton Ave. | (270) | (0.207) |
| 30 | Loma Prieta 18/10/89 | 6.93 | 27.67 | Hollister South & Pine | (000) | (0.370) |

Στα Σχήματα 3.6 και 3.7 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης του δωδεκαώροφου κτιρίου που προέκυψαν με την χρήση ως μέτρου έντασης (IM) την φασματική επιτάχυνση $S_a(T_1, 5\%)$ της πρώτης ιδιομορφής. Η διάμεση τιμή των επιταχύνσεων που οδηγούν στην κατάρρευση είναι $\hat{S}_{CT} = 1.15g$. Η μέγιστη θεωρούμενη ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι $S_{MT} = 0.44g$ και ο συντελεστής κατάρρευσης υπολογίζεται ως $CMR = \hat{S}_{CT} / S_{MT} = 2.61$.



Σχήμα 3.6: Καμπύλες IDA δωδεκαώροφου κτιρίου για μέτρο έντασης $S_a(T_1, 5\%)$



Σχήμα 3.7: Καμπύλες πολλαπλοστημορίων καταγραφών για μέτρο έντασης $S_a(T_1, 5\%)$

4 Αποτελέσματα Μη Γραμμικών Αναλύσεων

Στο κεφάλαιο αυτό συνοψίζονται τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων και πραγματοποιείται η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν 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 $S_d(T_1, 5\%)$ με τον συντελεστή φασματικού σχήματος SSF όπως προτείνεται από την FEMA P695. Τέλος, πραγματοποιείται αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς με βάση τη μέθοδο που περιγράφεται στην αναφορά της FEMA P695 και σχετίζεται με το αποδεκτό $ACMR$.

4.1 Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς από την Pushover και τις IDA

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 Ω . 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 διδιάστατο προσομοίωμα του OpenSees. Από την καμπύλη της Pushover προσδιορίζεται επίσης η μετακίνηση διαρροής $\delta_{y,eff}$, που αντιστοιχεί στην μέγιστη τέμνουσα που αναπτύσσεται στο σύστημα, η μετακίνηση δ_u που αντιστοιχεί στο 80% της μέγιστης τέμνουσας και η πλαστιμότητα μ_T . Τέλος, υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς $q = \mu_T \cdot \Omega$. Τα αποτελέσματα της Pushover συνοψίζονται στον Πίνακα 4.1:

Πίνακας 4.1: Εκτίμηση συντελεστή συμπεριφοράς μέσω Pushover

| | T_1 (sec) | S_d (g) | V_d (kN) | V_{max} (kN) | Ω | μ_T | q |
|-----------|----------------|--------------|---------------|-------------------|----------|---------|-------|
| FEMA P695 | 2.332 | 0.0732 | 2586 | 4894 | 1.89 | 15.28 | 28.93 |

Για την αξιολόγηση του σχεδιασμού των κτιρίων χρησιμοποιείται η μέθοδος όπως περιγράφεται στην αναφορά της FEMA P695. Ο στόχος είναι το να βρεθεί ο συντελεστής κατάρρευσης $ACMR$ που στηρίζεται στις Μη Γραμμικές Δυναμικές 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 ιδιοπερίοδους (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 ιδιοπερίοδό 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 FEMA P695 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. Στη συνέχεια χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων γίνεται μία εκτίμηση των πιθανών συντελεστών q συναρτήσει του συντελεστή κατάρρευσης $ACMR$.

Για την τιμή της αβεβαιότητας β_{TOT} χρησιμοποιείται η τιμή που προτείνεται από την FEMA P695, $\beta_{TOT} = 0.525$ για καλή ποιότητα μοντέλου και ανάλυσης. Τα αποτελέσματα φαίνονται στον πίνακα 4.2, καθώς γίνεται σύγκριση με τα αποτελέσματα της FEMA P695 για τον σχεδιασμό του ίδιου πρότυπου κτιρίου σύμφωνα με τις διατάξεις των Αμερικάνικων Κανονισμών.

Πίνακας 4.2: Αποτίμηση συμπεριφοράς για $S_a(T_1)$ και D_{max}

| Σχεδιασμός | q_{design} | T_1 (sec) | μ_T | S_{MT} | $S_{a50\%}$ | CMR | SSF | ACMR | β_{TOT} | Acc.ACMR | Έλεγχος |
|------------|--------------|----------------|---------|----------|-------------|------|------|------|---------------|----------|----------|
| EC 8 | 4 | 2.332 | 15.28 | 0.44 | 1.15 | 2.61 | 1.61 | 4.20 | 0.525 | 1.96 | Αποδεκτό |
| ASCE | 8 | 2.82 | 4 | 0.44 | 1 | 2.27 | 1.4 | 3.18 | 0.5 | 1.56 | Αποδεκτό |

Μία προσπάθεια προσέγγισης μίας πιθανής βέλτιστης τιμής για τον συντελεστή συμπεριφοράς q συναρτήσει του συντελεστή κατάρρευσης $ACMR$, του αποδεκτού συντελεστή κατάρρευσης $Acc.ACMR$ και της τιμής του q που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό, θα είχε ως αποτέλεσμα:

$$q = \frac{ACMR}{Acc.ACMR} \cdot q_{design} = \frac{4.2}{1.96} \cdot 4 = 8.57 \quad (4.1)$$

5 Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε μια προσπάθεια διερεύνησης μιας μεθοδολογίας για την εκτίμηση της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό μεταλλικών κτιρίων με συστήματα δυσκαμψίας άνευ λυγισμού, με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Έτσι, σχεδιάστηκε ένα δωδεκάωροφο μεταλλικό κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ λυγισμού (BRB), και στη συνέχεια υποβλήθηκε σε μη γραμμικές αναλύσεις, μέσω των οποίων αποτιμήθηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς και η γενικότερη ικανότητα του κτιρίου για την ασφάλεια έναντι κατάρρευσης. Η μεθοδολογία που αναπτύχθηκε στα πλαίσια της διερεύνησης αυτής, έγινε με βάση τις οδηγίες της FEMA P695, στις οποίες αποτιμάται ο συντελεστής συμπεριφοράς ενός αντίστοιχου κτιρίου σχεδιασμένου με βάση τους Αμερικάνικους Κανονισμούς.

Από τις Μη Γραμμικές Αναλύσεις διαπιστώθηκε ότι η προσομοίωση του μοντέλου και ο καθορισμός των παραμέτρων των υλικών επηρεάζουν σε σημαντικό βαθμό τα αποτελέσματα και τις μεγάλες αβεβαιότητες. Από την Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover) παρατηρείται ότι η μετελαστική συμπεριφορά του συγκεκριμένου κτιρίου, με συστήματα δυσκαμψίας άνευ λυγισμού (BRB) είναι αρκετά πλάστιμη, με πλαστιμότητα μ_T να ξεπερνά την τιμή 15. Έτσι, ο εξαγόμενος από την Pushover συντελεστής συμπεριφοράς $q=28$ προκύπτει αφύσικα υψηλός ακολουθώντας την μεθοδολογία της FEMA P695.

Από την Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση (IDA) παρατηρείται ότι η προσπάθεια προσέγγισης του συντελεστή συμπεριφοράς $q=8.6$ είναι ικανοποιητικά κοντά στη σύσταση των Αμερικάνικων Κανονισμών, στους οποίους προτείνεται η χρήση της τιμής 8, για συστήματα δυσκαμψίας άνευ λυγισμού (BRB) με συνδέσεις δοκών υποστυλωμάτων, πακτώσεις και της τιμής 7 για αρθρώσεις. Στην Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση (IDA) χρησιμοποιήθηκε σαν μέτρο έντασης η φασματική επιτάχυνση της θεμελιώδους ιδιομορφής με απόσβεση 5%, $S_a(T_1, 5\%)$, με την χρήση του συντελεστή φασματικού σχήματος SSF . Η χρήση του συντελεστή SSF και της συνολικής αβεβαιότητας β_{TOT} , εμπεριέχουν γενικά κριτήρια επιλογής και δεν ανταποκρίνονται στην εκάστοτε κατασκευή αυτή καθ' αυτή.

Γενικά, όσον αφορά την εφαρμογή της Μεθοδολογίας της FEMA P695 στον Ευρωκώδικα 8, παρατηρείται ότι υπάρχουν αρκετές αβεβαιότητες αν ο συντελεστής σχήματος φάσματος μπορεί να εφαρμοστεί με ικανοποιητική αξιοπιστία, δεδομένου ότι ποικίλει ανάλογα με τα γεωγραφικά χαρακτηριστικά και την σεισμικότητα της περιοχής. Για το λόγο αυτό, θα ήταν περισσότερο αντιπροσωπευτική η ανάπτυξη μιας μεθοδολογίας που να προσεγγίζει την πιθανή τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς συναρτήσει της ετήσιας συχνότητας υπέρβασης που αντιστοιχεί στην κατάρρευση.

Τέλος, τα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας αφορούν μία συγκεκριμένη περίπτωση κτιρίου, το οποίο είναι κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος, δώδεκα ορόφων, υψηλοπερίοδο και σε ζώνη υψηλής σεισμικότητας (D_{max}). Προκειμένου να εξαχθεί ένα γενικότερο συμπέρασμα, οφείλουν να εξεταστούν κτίρια με διαφορετικά χαρακτηριστικά, όπως λιγότερων και περισσότερων ορόφων, χαμηλοπερίοδα και υψηλοπερίοδα, μη κανονικά καθώς και σε ζώνη υψηλής και αλλά και χαμηλής σεισμικότητας.

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Ι. Βάγιας, «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», 3η έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
3. Χ. Ν. Κάλφας (2010). «Κατασκευές από Χάλυβα, τόμος Ι, Διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων από χάλυβα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες», Εκδόσεις ICON.
4. Γιάννης Ν. Ψυχάρης. (2015). «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας τεύχος 2». Αθήνα 2015.
5. Χρήστος Γ. Καραγιάννης. (2013). «Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα Έναντι Σεισμού», Εκδόσεις Σοφία, Θεσσαλονίκη.
6. Chopra AK. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1995.
7. Vamvatsikos D., Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece <http://users.ntua.gr/divamva/software.html>
8. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491–514.
9. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). “Applied Incremental Dynamic Analysis.” Earthquake Spectra, 20(2), 523–553.
10. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). “Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 39(2), 141–163.
11. OpenSees (2006). Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Available at <http://opensees.berkeley.edu/>.
12. PEER (2005). PEER NGA Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
13. AISC Shapes Database V14.1 <http://www.aisc.org/content.aspx?id=2868>
14. NIST (2010). “Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors”. Report No NIST GCR 10-917-8 prepared for the National Institute of Standards and Technology by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
15. 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.
16. ASCE (2005). “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.” ASCE 7-05, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
17. AISC (2005a). “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute for Steel Construction”, Chicago, Illinois.
18. AISC (2005c). “Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-05, American Institute of Steel Construction”, Chicago, Illinois.
19. CEN (2002). “Eurocode 1: Actions on structures.” European Committee for Standardization, Brussels.

20. CEN (2005). "Eurocode 3: Design of steel structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings." European Committee for Standardization, Brussels.
21. 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.
22. 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.
23. FEMA (2004). "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.
24. FEMA P695 (2009). "Quantification of building seismic performance factors." Prepared for Federal Emergency Management Agency by Applied Technology Council, CA.
25. Mitra Nilanjan et al. (2003). "A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames", Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of Washington.
26. Lopez Walterio A. and Sabelli Rafael (2004). "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames". SSEC Steel Tips for the Structural Steel Education Council.
27. Engelhardt Michael D. (2007). "Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures". American Institute of Steel Construction, University of Texas at Austin.
28. Saif Hussain et al. (2005). "Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals Issues". Coffman Engineers, Inc., Los Angeles, CA.
29. AISC/SEAOC (2001). "Recommended Provisions for BRB", Structural Engineers Association of California: Seismology and Structural Standards Committee and American Institute of Steel Construction, Inc.
30. ICC (2003). "Acceptance Criteria for Buckling-restrained Braced Frame Subassemblages", Subject AC238-1003-R1 (BNG/BG), International Code Council, Whittier, California.