



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ &  
ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ Ω.Σ,  
ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΩΝ ΜΕ ΠΑΛΑΙΟΥΣ ΚΑΙ ΣΥΓΧΡΟΝΟΥΣ  
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ**

Αντωνιάδου Ε.Μαρία,  
Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός


Επιβλέπων: Ι.Ψυχάρης, Αναπλ.Καθηγητή Ε.Μ.Π  
Συνεπιβλέπων:Ι.Ταφλαμπάς, Dr.Πολιτικός Μηχανικός

Αθήνα, Ιανουάριος 2014

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον αναπληρωτή καθηγητή κ.Ι.Ψυχάρη για την ανάθεση της παρούσας εργασίας και την ευκαιρία που μου έδωσε να διευρύνω τις γνώσεις μου εμβαθύνοντας στο αντικείμενο της Αντισεισμικής Τεχνολογίας.

Επίσης, θερμές ευχαριστίες απευθύνω στον Δρ.Πολιτικό Μηχανικό Ι.Ταφλαμπά για την ουσιαστική και καθολική υποστήριξη του στην περάτωση της διατριβής και στον υποψήφιο Διδάκτορα Ι.Καλυβιώτη για τις πολύτιμες συμβουλές του, σε τεχνικά θέματα και μη επί της εργασίας.

Ακόμη , θέλω να ευχαριστήσω ιδιαίτερος την εταιρεία  για την παροχή της άδειας του προγράμματος FESPA 10EC.

Τέλος ένα μεγάλο ευχαριστώ σε όσους με υποστήριξαν ηθικά και πρακτικά σε αυτή την τόσο παραγωγική και δημιουργική φάση.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία αποσκοπεί στην παραμετρική διερεύνηση πρότυπων επίπεδων πλαισίων (generic frames, GF) από ωπλισμένο σκυρόδεμα σχετικά με την σεισμική τους συμπεριφορά. Οι παράμετροι που εξετάζονται είναι το ύψος, ο αριθμός/μήκος των ανοιγμάτων και το επίπεδο του Αντισεισμικού σχεδιασμού τους, βάσει παλαιότητας κανονισμών.

Αρχικώς, οργανώθηκαν και διαστασιολογήθηκαν δυο ομάδες των έξι χωρικών πλαισίων, η A59\_GF και η EC8\_GF [Κεφάλαιο 2]. Η πρώτη περιλαμβάνει φορείς με ύψος 9, 18 και 27 m, των δυο και τεσσάρων ανοιγμάτων μήκους 3m, η οποία σχεδιάστηκε με βάση το Ελληνικό Αντισεισμικό (1959) και το Παλαιό Κανονισμό Ω.Σ (1954). Αντίστοιχα, η δεύτερη διαμορφώνεται στα ύψη 9, 18 και 27m, αλλά με ένα και δυο ανοίγματα μήκους 6m, η οποία μελετήθηκε με τους σύγχρονους Κανονισμούς, Ευρωκώδικα 8 και 2 (EC8/EC2). Το ύψος ορόφου σε κάθε περίπτωση είναι 3m. Για την διαστασιολόγηση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό FESPA 10EC.

Από τις παραπάνω κατασκευές επιλέχθηκαν τα κεντρικά πλαίσια, ως τα κρισιμότερα στις σεισμικές δράσεις και στη συνέχεια προσομοιώθηκαν κατάλληλα σύμφωνα με το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8, προκειμένου να πραγματοποιηθούν μη γραμμικές αναλύσεις στο πρόγραμμα SAP2000.ver15 [Κεφάλαιο 3]. Ειδικότερα, διενεργήθηκαν στατικές ανελαστικές αναλύσεις με κατανομή οριζόντιων φορτίων σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (modal pushover analysis) [Κεφάλαιο 5] και εν συνεχεία ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας απόκρισης (RHA) με τη χρήση δέκα σεισμικών καταγραφών κοντινού πεδίου [Κεφάλαιο 6]. Τα αποτελέσματα τους που παρουσιάζονται στα αντίστοιχα κεφάλαια, αφορούν στον έλεγχο της σεισμικής συμπεριφοράς μέσα από παραμέτρους ανελαστικής απόκρισης (συντελεστής συμπεριφοράς, δείκτης πλαστιμότητας), κατανομή παραμορφώσεων καθ' ύψος καθώς και τους αναπτυσσόμενους μηχανισμούς αστοχίας.

Για την αξιολόγηση της σεισμικής τρωτότητας εξετάστηκαν δυο μέθοδοι, οι οποίες και συγκρίθηκαν στη συνέχεια. Η πρώτη σχετίζεται με τη μεθοδολογία που παρέχεται στις οδηγίες του Αμερικάνικου μοντέλου εκτίμησης απωλειών από φυσικές καταστροφές, HAZUS-MH και αφορά την χρήση καμπυλών τρωτότητας.

Η δεύτερη αποτελεί μια πρόσφατη και σχετικώς απλουστευμένη πρόταση των ερευνητών S.Glaister & R.Pinho [2003] που βασίζεται στις μετακινήσεις για την εκτίμηση των βλαβών σε πλαισιακούς φορείς από ωπλισμένο σκυρόδεμα [Κεφάλαιο 7].

Τα τελικά συμπεράσματα, σχετικά με τις εξεταζόμενες παραμέτρους των πρότυπων πλαισίων, τις αναπτυσσόμενες βλάβες τους και προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση, παρουσιάζονται στο τελευταίο τμήμα της διατριβής [Κεφάλαιο 8].

## SUMMARY

The current thesis targets to the parametrical research of seismic behavior of twelve, two – dimension generic frames (GF), made of reinforced concrete. Three basic factors were examined: height, number of bays/ beam length and level of seismic resistance.

At first, two groups of six structures were planned, named A59\_GF and EC8\_GF respectively [Chapter 2]. The first one includes 3,6,9 storey frames of 2 and 4 bays, having a 3m beam length. They were designed according to the first Greek seismic code (1959) and the old Greek code for Reinforced Concrete Structures (1954). Accordingly, the second group comprises frames of the same height, with 1 and 2 bays instead, and beam length of 6m. In this case, the design was based on recent European codes, EC8 and EC2. The whole process was carried out by using the Greek software for Structural analysis and design, FESPA 10EC.

The internal frames of the above buildings were chosen as the most crucial structural parts for seismic actions. Therefore, they were simulated appropriately in consistence to the 3<sup>rd</sup> Part of Eurocode 8 (building assessment & retrofit), in order to non - linear analysis be performed in SAP2000, ver15. In particular, non linear static analysis was executed by using the distribution of seismic forces according to the 1<sup>st</sup> mode (modal pushover analysis) [Chapter 5] and non - linear time history (response) analysis (RHA) as well, for 10 near field seismic excitations [Chapter 6]. The respective results aims at describing seismic behavior of the generic frames through non- linear response parameters (reduction factor, q and ductility), displacement distribution according to height and the developing failure mechanisms at each case.

Finally, the fragility of the 12 generic frames was assessed, according to two methodologies which were also compared. The first involves the basic guidelines, provided by HAZUS-MH (Multi- hazard Loss estimation methodology) and regards the usage of fragility curves. The second concerns a recent deterministic approach that was proposed by S.Glaister & R.Pinho [2003] and includes a simplified displacement – based procedure for the earthquake loss assessment. [Chapter 7].

The relative conclusions, regarding the parameters under examination and damages, as well as proposals for further research are discussed in the final part of thesis. [Chapter 8].

<b>ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....</b>	<b>4</b>
<b>ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ .....</b>	<b>12</b>
<b>1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</b>	<b>1</b>
1.1 ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΠΡΟΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ (GF).....	13
1.1.1 Αριθμός ορόφων, $n_s$ .....	16
1.1.2 Πλήθος ανοιγμάτων, $n_b$ .....	17
1.1.3 Επιλογή Αντισεισμικού σχεδιασμού, βάσει παλαιότητας Κανονισμού.....	17
<b>2. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ &amp; ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΑΠΟ Ω/Σ .....</b>	<b>19</b>
2.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	19
2.1.1 Υλικά .....	19
2.1.2 Κατακόρυφα φορτία .....	20
2.1.3 Οριζόντιες σεισμικές δράσεις .....	20
2.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ, GF.....	24
2.2.1 Γενικές διαστάσεις .....	24
2.2.2 A59_GF .....	25
2.2.3 EC8_GF .....	30
<b>3. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΤΟ SAP2000v.15 .....</b>	<b>36</b>
3.1 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ .....	36
3.1.1 Χάλυβας .....	36
3.1.2 Σκυρόδεμα .....	38
3.1.3 Περισφιγμένο Σκυρόδεμα .....	40
3.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ – ΓΡΑΜΜΙΚΗ, ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ .....	41
3.2.1 Υποστυλώματα .....	42
3.2.2 Δοκοί.....	43
3.2.3 Ενεργός δυσκαμψία δομικού στοιχείου , $EI_{eff}$ .....	43
3.3 ΟΡΙΣΜΟΣ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ (ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ) – ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ, ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ .....	45

3.3.1 Διάκριση δομικών στοιχείων σε πλάστιμα και ψαθυρά .....	45
3.3.2 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων .....	47
3.4 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ – ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΑΖΩΝ – ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	52
3.4.1 Κατακόρυφα φορτία .....	52
3.4.2 Προσομοίωση μαζών .....	52
3.4.3 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	53
3.5 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	54
3.5.1 Μη γραμμική στατική ανάλυση (MPA).....	54
3.5.2 Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης (RHA) .....	55
<b>4. ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ.....</b>	<b>58</b>
4.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΚΙΝΗΣΗΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΟΥΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ.....	58
4.2 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΓΡΑΦΕΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ ΠΡΟΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ....	62
<b>5. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (Modal Pushover Analysis) .....</b>	<b>64</b>
5.1 ΦΑΣΜΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ – ΙΔΕΑΤΟ ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ.....	64
5.1.1 A59_GF .....	66
5.1.2 EC8_GF .....	69
5.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ .....	73
5.2.1 Συντελεστής υπεραντοχής, $\alpha_u/\alpha_1$ .....	73
5.2.2 Απόκριση στο σεισμό σχεδιασμού κατά EC8.....	74
5.3 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ - ΣΧΟΛΙΑ .....	78
<b>6. ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΣΤΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ.....</b>	<b>79</b>
6.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ (RHA).....	80

6.1.1 Κατανομή μετακινήσεων & παραμορφώσεων καθ' ύψος.....	80
6.1.2 Συμπεριφορά πλαισίων - συμπεράσματα.....	110
6.1.3 Παρατηρήσεις - σχόλια.....	112
6.2 ΣΥΣΧΕΤΙΣΗ ΜΡΑ – ΡΗΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	114
6.2.1 Παρατηρήσεις – σχόλια .....	120
6.3 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.....	121
6.3.1 Εισαγωγή .....	121
6.3.2 A59_GF.....	122
6.3.3 EC8_GF .....	128
6.3.4 Παρατηρήσεις – Σχόλια.....	134
<b>7. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΠΡΟΤΥΠΩΝ</b>	
<b>ΠΛΑΙΣΙΩΝ .....</b>	<b>138</b>
7.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ HAZUS (FEMA/NIBS).....	138
7.1.1 Εισαγωγή .....	138
7.1.2 Αποτίμηση πρότυπων πλαισίων με χρήση της καμπύλης ικανότητας (αιτιοκρατική προσέγγιση) .....	142
7.1.3 Αποτίμηση πρότυπων πλαισίων με τη χρήση καμπυλών τρωτότητας (στοχαστικός τρόπος).....	151
7.2 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ - ΠΡΟΤΑΣΗ CALVI – S.GLAISTER & R. PIHNO.....	160
7.2.1 Εισαγωγή .....	160
7.2.2 Καμπύλες Ικανότητας.....	163
7.2.3 Καμπύλες Απαίτησης .....	170
7.2.4 Εφαρμογή της μεθοδολογίας των S.Glaister & R.Pihno στα πρότυπα πλαίσια και για κάθε σεισμική διέγερση. ....	171
<b>8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ .....</b>	<b>177</b>
8.1 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ .....	177
8.2 ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ .....	183
8.3 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ .....	192
<b>9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>193</b>



## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

ΣΧΗΜΑ 1.1: (Α) ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ, $p \rightarrow 0$ / (Β) ΜΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ (ΚΑΜΠΤΙΚΗ & ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ), $p < 1$ / (Γ) ΑΜΙΓΩΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ [CHOPRA] .....	14
ΣΧΗΜΑ 1.2: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑ ΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΡΘΡΩΣΗΣ: (Α) ΠΛ. ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ, (Β) ΠΛ. ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟΥΣ ΣΤΥΛΟΥΣ (Γ) ΜΑΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ [CHOPRA] .....	14
ΣΧΗΜΑ 1.3: ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΤΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΕ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑΣ: ΠΛ. ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ & ΠΛ. ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΣΤΟΥΣ ΣΤΥΛΟΥΣ [CHOPRA] .....	15
ΣΧΗΜΑ 1.4: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΙΑ ΤΟ SAC-LOS ANGELES 20-ΩΡΟΦΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ P-Δ [CHOPRA] .....	15
ΣΧΗΜΑ 2.1: ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ, ΒΑΣΕΙ ΤΟΥ Α.Κ. 1959 .....	21
ΣΧΗΜΑ 2.2: ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΙΑ 5% ΑΠΟΣΒΕΣΗ .....	22
ΣΧΗΜΑ 2.3 : A59_3s2b .....	25
ΣΧΗΜΑ 2.4: A59_6s2b .....	26
ΣΧΗΜΑ 2.5: A59_6s4b .....	27
ΣΧΗΜΑ 2.6: A59_9s2b .....	28
ΣΧΗΜΑ 2.7: A59_9s4b .....	29
ΣΧΗΜΑ 2.8: EC8_3s1b .....	30
ΣΧΗΜΑ 2.9: EC8_3s2b .....	31
ΣΧΗΜΑ 2.10: EC8_6s1b .....	32
ΣΧΗΜΑ 2.11: EC8_6s2b .....	33
ΣΧΗΜΑ 2.12: EC8_9s1b .....	34
ΣΧΗΜΑ 2.13: EC8_9s2b .....	35
ΣΧΗΜΑ 3.1: ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ 1954, ΣΤΙ, ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ .....	37
ΣΧΗΜΑ 3.2: ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΣΤΙ, ΕΙΣΗΓΜΕΝΕΣ ΣΤΟ SAP2000, VER. 15 .....	37
ΣΧΗΜΑ 3.3: ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ S500, ΕΙΣΗΓΜΕΝΕΣ ΣΤΟ SAP2000, VER. 15 .....	38
ΣΧΗΜΑ 3.4: ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ B160, ΕΙΣΗΓΜΕΝΕΣ ΣΤΟ SAP2000, VER. 15 .....	39
ΣΧΗΜΑ 3.5: ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ C20/25 ΕΙΣΗΓΜΕΝΕΣ ΣΤΟ SAP2000, VER. 15 .....	39
ΣΧΗΜΑ 3.6: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΑΣΕΩΝ – ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΓΙΑ ΠΕΡΙΣΦΙΓΜΕΝΟ/ ΑΠΕΡΙΣΦΙΓΚΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ .....	40
ΣΧΗΜΑ 3.7: Υ/ΜΑ 40 X 40 ΣΕ A59_GF & EC8_GF .....	41
ΣΧΗΜΑ 3.8: Υ/ΜΑ 30X30 ΣΕ A59_GF .....	42
ΣΧΗΜΑ 3.9: ΔΟΚΟΣ 25/50 .....	43
ΣΧΗΜΑ 3.10: ΥΠΟΨΗΦΙΕΣ ΘΕΣΕΙ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ .....	47

ΣΧΗΜΑ 3.11: ΣΚΕΛΕΤΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΝΤΑΣΗΣ - ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΜΕΛΟΥΣ ΚΑΤΑ ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ 2012.....	48
ΣΧΗΜΑ 3.12: ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΜΕΝΗ ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑ ΣΤΑ ΑΚΡΑ ΕΝΟΣ ΜΕΛΟΥΣ ΒΑΣΕΙ ΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΜΙΑΣ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑΣ [GIBERSON] .....	49
ΣΧΗΜΑ 3.13: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΡΘΡΩΣΗΣ ΣΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ .....	49
ΣΧΗΜΑ 3.14: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ M-ΘΡΛ. ΣΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ .....	50
ΣΧΗΜΑ 3.15: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ M-ΘΡΛ. ΣΕ ΔΟΚΟ .....	50
ΣΧΗΜΑ 3.16: ΠΑΡΑΔΟΧΗ ΑΠΕΡΙΟΡΙΣΤΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΠΛ. ΑΡΘΡΩΣΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΠΩΛΕΙΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ. ....	51
ΣΧΗΜΑ 3.17: $G+0.3Q$ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΑΠΟ ΤΟΝ ΟΠΟΙΟ ΔΙΑΜΟΡΦΩΝΕΤΑΙ Η ΜΑΖΑ ΤΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	52
ΣΧΗΜΑ 3.18: ΤΙΜΕΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ Γ & Α ΓΙΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΕΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΕΣ. ....	54
ΣΧΗΜΑ 3.19: ΕΠΙΡΡΟΗ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ 2ΑΣ ΤΑΞΕΩΣ, P-Δ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ [CHOPRA] .....	57
ΣΧΗΜΑ 4.1: ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ ΠΟΥ ΕΞΗΓΕΙΤΑΙ ΑΠΟ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ DOPPLER .....	59
ΣΧΗΜΑ 4.2: ΣΧΗΜΑΤΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ ΓΙΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΡΗΓΜΑ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ. Η ΔΙΑΡΡΗΞΗ ΑΡΧΙΖΕΙ ΣΤΟ ΥΠΟΚΕΝΤΡΟ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΔΕΤΑΙ ΜΕ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΠΕΡΙΠΟΥ ΙΣΗ ΜΕ ΤΟ 80% ΤΗΣ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ. Η ΕΙΚΟΝΑ ΠΑΡΟΥΣΙΑΖΕΙ ΕΝΑ ΣΤΙΓΜΙΟΤΥΠΟ ΤΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΤΗΣ ΡΗΞΗΣ ΣΕ ΜΙΑ ΔΕΔΟΜΕΝΗ ΣΤΙΓΜΗ (ΑΠΟ SOMERVILLE ET AL 1997A).....	59
ΣΧΗΜΑ 4.3: ΠΡΟΣΑΝΑΤΟΛΙΣΜΟΙ ΜΟΝΙΜΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΚΑΙ ΠΑΛΜΟΥ ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΕ ΡΗΓΜΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΒΥΘΙΣΗΣ .....	60
ΣΧΗΜΑ 4.4: ΣΧΗΜΑΤΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΩΝ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ ΓΙΑ ΡΗΓΜΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΚΑΙ ΡΗΓΜΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΒΥΘΙΣΗΣ ΣΤΟ ΟΠΟΙΟ Η ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΑ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΚΑΙ Ο ΠΑΛΜΟΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ .....	61
ΣΧΗΜΑ 4.5: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΓΕΓΡΑΜΜΕΝΕΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ ΤΟΥ LOMA PRIETA ΤΟΥ 1989 ΓΙΑ ΤΙΣ ΚΑΘΕΤΕΣ (ΑΝΩ) ΚΑΙ ΤΙΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ (ΚΑΤΩ) ΣΤΟ ΡΗΓΜΑ ΣΥΝΙΣΤΩΣΕΣ. EERI, 1995. ....	62
ΣΧΗΜΑ 4.6: ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ, 5% ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΓΡΑΦΕΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	63
ΣΧΗΜΑ 5.1: ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΕ ADRS ΜΟΡΦΗ.....	65
ΣΧΗΜΑ 5.2: ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΙΔΕΑΤΟΥ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ. ....	65
ΣΧΗΜΑ 5.3: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ A59_3S2B .....	66
ΣΧΗΜΑ 5.4: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ A59_3S4B .....	66

ΣΧΗΜΑ 5.5: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ A59_6s2b .....	67
ΣΧΗΜΑ 5.6: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ A59_6s4b .....	67
ΣΧΗΜΑ 5.7: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ A59_9s2b .....	68
ΣΧΗΜΑ 5.8: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ A59_9s4b .....	68
ΣΧΗΜΑ 5.9: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ EC8_3s1b.....	69
ΣΧΗΜΑ 5.10: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ EC8_3s2b.....	69
ΣΧΗΜΑ 5.11: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ EC8_6s1b.....	70
ΣΧΗΜΑ 5.12: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ EC8_6s2b.....	70
ΣΧΗΜΑ 5.13: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ EC8_9s1b.....	71
ΣΧΗΜΑ 5.14: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ EC8_9s2b.....	71
ΣΧΗΜΑ 5.15: ΕΝΕΡΓΟΣ , T* ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΩΔΗΣ ΑΣΥΖΕΥΚΤΗ ΠΕΡΙΟΔΟΣ, T <sub>1</sub> ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ .....	72
ΣΧΗΜΑ 5.16: ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΔΙΑΘΕΣΙΜΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗΣ ΑΝΑ ΠΛΑΙΣΙΟ.....	73
ΣΧΗΜΑ 5.17: ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΖΟΡΟΦΩΝ ΣΤΟΝ ΣΕΙΣΜΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ EC8.....	75
ΣΧΗΜΑ 5.18: ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΣΤΑ ΖΟΡΟΦΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	75
ΣΧΗΜΑ 5.19: ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΒΟΡΟΦΩΝ ΣΤΟΝ ΣΕΙΣΜΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ EC8.....	76
ΣΧΗΜΑ 5.20: ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΣΤΑ ΒΟΡΟΦΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	76
ΣΧΗΜΑ 5.21: ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΒΟΡΟΦΩΝ ΣΤΟΝ ΣΕΙΣΜΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ EC8.....	77
ΣΧΗΜΑ 5.22: ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΣΤΑ ΒΟΡΟΦΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	77
ΣΧΗΜΑ 6.1: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, CHI-CHI .....	80
ΣΧΗΜΑ 6.2: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, CHI-CHI.....	80
ΣΧΗΜΑ 6.3: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, CHI-CHI .....	81
ΣΧΗΜΑ 6.4: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, CHI-CHI.....	81
ΣΧΗΜΑ 6.5: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, CHI-CHI .....	82
ΣΧΗΜΑ 6.6: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, CHI-CHI.....	82
ΣΧΗΜΑ 6.7: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, IZMIT.....	83
ΣΧΗΜΑ 6.8: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, IZMIT .....	83
ΣΧΗΜΑ 6.9: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, IZMIT.....	84
ΣΧΗΜΑ 6.10: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, IZMIT .....	84
ΣΧΗΜΑ 6.11: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, IZMIT.....	85
ΣΧΗΜΑ 6.12: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, IZMIT .....	85
ΣΧΗΜΑ 6.13: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, LANDERS .....	86

ΣΧΗΜΑ 6.14:: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, LANDERS .....	86
ΣΧΗΜΑ 6.15 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, LANDERS .....	87
ΣΧΗΜΑ 6.16: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, LANDERS .....	87
ΣΧΗΜΑ 6.17: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, LANDERS .....	88
ΣΧΗΜΑ 6.18: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, LANDERS .....	88
ΣΧΗΜΑ 6.19: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, DUZCE.....	89
ΣΧΗΜΑ 6.20: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, DUZCE .....	89
ΣΧΗΜΑ 6.21: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, DUZCE.....	90
ΣΧΗΜΑ 6.22: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, DUZCE .....	90
ΣΧΗΜΑ 6.23: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, DUZCE.....	91
ΣΧΗΜΑ 6.24: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, DUZCE .....	91
ΣΧΗΜΑ 6.25: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, LOMA PRIETA .....	92
ΣΧΗΜΑ 6.26: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, LOMA PRIETA .....	92
ΣΧΗΜΑ 6.27: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, LOMA PRIETA.....	93
ΣΧΗΜΑ 6.28: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, LOMA PRIETA .....	93
ΣΧΗΜΑ 6.29: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, LOMA PRIETA.....	94
ΣΧΗΜΑ 6.30: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, LOMA PRIETA .....	94
ΣΧΗΜΑ 6.31: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, PETROLIA .....	95
ΣΧΗΜΑ 6.32 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, PETROLIA.....	95
ΣΧΗΜΑ 6.33: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, PETROLIA .....	96
ΣΧΗΜΑ 6.34: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, PETROLIA .....	96
ΣΧΗΜΑ 6.35: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, PETROLIA .....	97
ΣΧΗΜΑ 6.36: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, PETROLIA .....	97
ΣΧΗΜΑ 6.37: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, KOBE .....	98
ΣΧΗΜΑ 6.38: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, KOBE .....	98
ΣΧΗΜΑ 6.39: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, KOBE .....	99
ΣΧΗΜΑ 6.40: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, KOBE .....	99
ΣΧΗΜΑ 6.41: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, KOBE .....	100
ΣΧΗΜΑ 6.42: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, KOBE.....	100
ΣΧΗΜΑ 6.43: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, NORTH RIDGE .....	101
ΣΧΗΜΑ 6.44: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ, NORTH RIDGE.....	101
ΣΧΗΜΑ 6.45: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, NORTH RIDGE .....	102
ΣΧΗΜΑ 6.46: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ, NORTH RIDGE.....	102
ΣΧΗΜΑ 6.47: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, NORTH RIDGE .....	103

ΣΧΗΜΑ 6.48: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ,NORTHRIDGE.....	103
ΣΧΗΜΑ 6.49: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ,EZRINCAN .....	104
ΣΧΗΜΑ 6.50: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ,EZRINCAN.....	104
ΣΧΗΜΑ 6.51: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ,EZRINCAN .....	105
ΣΧΗΜΑ 6.52ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ,EZRINCAN .....	105
ΣΧΗΜΑ 6.53: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ, ,EZRINCAN .....	106
ΣΧΗΜΑ 6.54: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ,EZRINCAN.....	106
ΣΧΗΜΑ 6.55: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ,IMPERIAL VALLEY .....	107
ΣΧΗΜΑ 6.56: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 3-ΟΡΟΦΑ,IMPERIAL VALLEY.....	107
ΣΧΗΜΑ 6.57: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ,IMPERIAL VALLEY .....	108
ΣΧΗΜΑ 6.58: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 6-ΟΡΟΦΑ,IMPERIAL VALLEY.....	108
ΣΧΗΜΑ 6.59: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ,IMPERIAL VALLEY .....	109
ΣΧΗΜΑ 6.60: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ (%) ΓΙΑ ΤΑ 9-ΟΡΟΦΑ,IMPERIAL VALLEY.....	109
ΣΧΗΜΑ 6.61: MPA-RHA_A59_3s2b.....	114
ΣΧΗΜΑ 6.62: MPA-RHA_A59_3s4b.....	114
ΣΧΗΜΑ 6.63: MPA-RHA_A59_6s2b.....	115
ΣΧΗΜΑ 6.64: MPA-RHA_A59_6s4b.....	115
ΣΧΗΜΑ 6.65: MPA-RHA_A59_9s2b.....	116
ΣΧΗΜΑ 6.66: MPA-RHA_A59_9s4b.....	116
ΣΧΗΜΑ 6.67: MPA-RHA_EC8_3s1b .....	117
ΣΧΗΜΑ 6.68: MPA-RHA_EC8_3s2b .....	117
ΣΧΗΜΑ 6.69: MPA-RHA_EC8_6s1b .....	118
ΣΧΗΜΑ 6.70: MPA-RHA_EC8_6s2b .....	118
ΣΧΗΜΑ 6.71: MPA-RHA_EC8_9s1b .....	119
ΣΧΗΜΑ 6.72: MPA-RHA_EC8_9s2b .....	119
ΣΧΗΜΑ 6.73: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, A59_3s2b.....	122
ΣΧΗΜΑ 6.74: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, A59_3s4b .....	123
ΣΧΗΜΑ 6.75: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, A59_6s2b .....	124
ΣΧΗΜΑ 6.76: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, A59_6s4b .....	125
ΣΧΗΜΑ 6.77: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, A59_6s4b .....	126
ΣΧΗΜΑ 6.78: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, A59_6s4b .....	127
ΣΧΗΜΑ 6.79: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, EC8_3s1b .....	128
ΣΧΗΜΑ 6.80: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, EC8_3s2b .....	129
ΣΧΗΜΑ 6.81: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, EC8_6s1b .....	130

ΣΧΗΜΑ 6.82: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, EC8_6s1b .....	131
ΣΧΗΜΑ 6.83: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, EC8_9s1b .....	132
ΣΧΗΜΑ 6.84: ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ Q – M, EC8_9s2b .....	133
ΣΧΗΜΑ 6.85: ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ M, ΖΟΡΟΦΑ .....	135
ΣΧΗΜΑ 6.86: ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ M, ΒΟΡΟΦΑ .....	135
ΣΧΗΜΑ 6.87: ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ M, ΘΟΡΟΦΑ .....	136
ΣΧΗΜΑ 6.88: ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ QD, ΖΟΡΟΦΑ .....	136
ΣΧΗΜΑ 6.89: ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ QD, ΒΟΡΟΦΑ .....	137
ΣΧΗΜΑ 6.90: ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ QD, ΘΟΡΟΦΑ .....	137
ΣΧΗΜΑ 7.1: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΗΣ ΠΟΥ ΣΥΣΧΕΤΙΖΕΙ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΜΕ ΤΙΣ ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑ ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΙ ΤΙΣ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΣ ΑΠΩΛΕΙΕΣ. ....	139
ΣΧΗΜΑ 7.2: ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΣΗΜΕΙΑ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΠΙ ΑΥΤΗΣ (1 <sup>ΟΣ</sup> ΤΡΟΠΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ, ΑΙΤΙΟΚΡΑΤΙΚΟΣ).....	140
ΣΧΗΜΑ 7.3: ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΕΣ ΣΤΑΘΜΕΣ ΒΛΑΒΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ (2 <sup>ΟΣ</sup> ΤΡΟΠΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ, ΣΤΟΧΑΣΤΙΚΟΣ).....	141
ΣΧΗΜΑ 7.4: ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟΥ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ. ....	141
ΣΧΗΜΑ 7.5: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΙ ΠΡΟΣΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΚΑΤΑ HAZUS.....	142
ΣΧΗΜΑ 7.6: ΙΔΕΑΤΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΝΤΑΣΗΣ – ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΜΕΛΟΥΣ, ΟΠΩΣ ΕΜΦΑΝΙΖΕΤΑΙ ΣΤΙΣ ΟΔΗΓΙΕΣ ΤΟΥ NEHRP (NATIONAL EARTHQUAKE HAZARD REDUCTION PROGRAM).....	144
ΣΧΗΜΑ 7.7: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ A59_3s2b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	145
ΣΧΗΜΑ 7.8: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ A59_3s4b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	145
ΣΧΗΜΑ 7.9: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ A59_6s2b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	146
ΣΧΗΜΑ 7.10: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ A59_6s4b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	146
ΣΧΗΜΑ 7.11: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ A59_9s2b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	147
ΣΧΗΜΑ 7.12: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ A59_9s4b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	147
ΣΧΗΜΑ 7.13: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ EC8_3s1b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	148
ΣΧΗΜΑ 7.14: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ EC8_3s2b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	148
ΣΧΗΜΑ 7.15: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ EC8_6s1b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	149
ΣΧΗΜΑ 7.16: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ EC8_6s2b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	149
ΣΧΗΜΑ 7.17: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ EC8_9s1b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	150
ΣΧΗΜΑ 7.18: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ EC8_9s2b ΠΛΑΙΣΙΟΥ .....	150
ΣΧΗΜΑ 7.19: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ A59_3s2b .....	153
ΣΧΗΜΑ 7.20: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ A59_3s4b .....	153

ΣΧΗΜΑ 7.21: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ A59_6S2B .....	154
ΣΧΗΜΑ 7.22: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ A59_6S4B .....	154
ΣΧΗΜΑ 7.23: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ A59_9S2B .....	155
ΣΧΗΜΑ 7.24: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ A59_9S4B .....	155
ΣΧΗΜΑ 7.25: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ EC8_3S1B .....	156
ΣΧΗΜΑ 7.26: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ EC8_3S2B .....	156
ΣΧΗΜΑ 7.27: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ EC8_6S1B .....	157
ΣΧΗΜΑ 7.28: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ EC8_6S2B .....	157
ΣΧΗΜΑ 7.29: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ EC8_9S1B .....	158
ΣΧΗΜΑ 7.30: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟ EC8_9S2B .....	158
ΣΧΗΜΑ 7.31: ΤΟΜΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΜΕ ΦΑΣΜΑ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ [CALVI, 1999] .....	162
ΣΧΗΜΑ 7.32: ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ GLAISTER & ΡΙΗΝΟ [2003], (Α) ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ/ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ, (Β) ΣΥΝΑΡΤΗΣΗ ΑΘΡΟΙΣΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΝΑΜΕΝΟΜΕΝΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΑΚΟΥ ΑΠΟΘΕΜΑΤΟΣ .....	162
ΣΧΗΜΑ 7.33:ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ ΓΙΑ COLUMN – SWAY ΚΑΙ BEAM – SWAY ΠΛΑΙΣΙΑ [PRIESTLEY,1997] .....	163
ΣΧΗΜΑ 7.34: ΟΡΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΕΝΕΡΓΟΥ ΥΨΟΥΣ EFH .....	164
ΣΧΗΜΑ 7.35: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΟΡΙΩΝ ΤΩΝ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΒΛΑΒΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ [H.CROWLEY ET AL.,2004] .....	171
ΣΧΗΜΑ 7.36: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ/ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΤΗ ΦΑΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΣΤΑ A59_GF (COLUMN – SWAY) .....	173
ΣΧΗΜΑ 7.37: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ/ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΤΗ ΦΑΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΡΙΩΝ ΒΛΑΒΩΝ ΣΤΑ A59_GF (COLUMN – SWAY) .....	173
ΣΧΗΜΑ 7.38: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ/ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΤΗ ΦΑΣΗ ΤΩΝ ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΒΛΑΒΩΝ ΣΤΑ A59_GF (COLUMN – SWAY) .....	174
ΣΧΗΜΑ 7.39: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ/ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΤΗ ΦΑΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΣΤΑ EC8_GF (BEAM – SWAY) .....	174
ΣΧΗΜΑ 7.40: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ/ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΤΗ ΦΑΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΡΙΩΝ ΒΛΑΒΩΝ ΣΤΑ EC8_GF	175
ΣΧΗΜΑ 7.41: ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ/ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΤΗ ΦΑΣΗ ΤΩΝ ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΒΛΑΒΩΝ ΣΤΑ EC8_GF (BEAM – SWAY) .....	175
ΣΧΗΜΑ 8.1: ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ A59_GF .....	179
ΣΧΗΜΑ 8.2: ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ EC8_GF .....	179
ΣΧΗΜΑ 8.3: ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ, Μ ΣΤΑ A59_GF .....	181
ΣΧΗΜΑ 8.4: ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ, Μ ΣΤΑ EC8_GF .....	181

ΣΧΗΜΑ 8.5: ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ, QD, A59_GF .....	182
ΣΧΗΜΑ 8.6: ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ, QD, EC8_GF.....	182
ΣΧΗΜΑ 8.7: ΜΕΤΡΙΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ HAZUS ΣΤΑ 3ΟΡΟΦΑ .....	184
ΣΧΗΜΑ 8.8: ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ HAZUS ΣΤΑ 3ΟΡΟΦΑ.....	184
ΣΧΗΜΑ 8.9: ΜΕΤΡΙΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ HAZUS ΣΤΑ 6ΟΡΟΦΑ .....	185
ΣΧΗΜΑ 8.10: ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ HAZUS ΣΤΑ 6ΟΡΟΦΑ.....	185
ΣΧΗΜΑ 8.11: ΜΕΤΡΙΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ HAZUS ΣΤΑ 9ΟΡΟΦΑ .....	186
ΣΧΗΜΑ 8.12: ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ HAZUS ΣΤΑ 9ΟΡΟΦΑ.....	186
ΣΧΗΜΑ 8.13: ΜΕΤΡΙΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ S.GLAISTER & R.ΡΙΗΝΟ ΣΤΑ 3ΟΡΟΦΑ .....	187
ΣΧΗΜΑ 8.14: ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ S.GLAISTER & R.ΡΙΗΝΟ ΣΤΑ 3ΟΡΟΦΑ .....	187
ΣΧΗΜΑ 8.15: ΜΕΤΡΙΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ S.GLAISTER & R.ΡΙΗΝΟ ΣΤΑ 6ΟΡΟΦΑ .....	188
ΣΧΗΜΑ 8.16: ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ S.GLAISTER & R.ΡΙΗΝΟ ΣΤΑ 6ΟΡΟΦΑ .....	188
ΣΧΗΜΑ 8.17: ΜΕΤΡΙΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ S.GLAISTER & R.ΡΙΗΝΟ ΣΤΑ 9ΟΡΟΦΑ .....	189
ΣΧΗΜΑ 8.18: ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΤΑ S.GLAISTER & R.ΡΙΗΝΟ ΣΤΑ 9ΟΡΟΦΑ .....	189



## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.1: ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΠΡΟΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ (GF) .....	18
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1: ΥΛΙΚΑ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ.....	19
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2: ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΒΑΣΙΚΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ, AU/A1 .....	23
ΠΙΝΑΚΑΣ 2.3: ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ.....	24
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΩΝ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ, GF. ....	53
ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1: ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ ΣΕ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΩΝ ΓΕΓΟΝΟΤΩΝ. ....	63
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.1: ΤΥΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΤΑ A59_GF .....	110
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.2: ΤΥΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΤΑ EC8_GF .....	111
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.3: A59_3s2b .....	122
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.4: A59_3s4b .....	123
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.5: A59_6s2b .....	124
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.6: A59_6s4b .....	125
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.7: A59_9s2b .....	126
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.8: A59_9s4b .....	127
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.9: EC8_3s1b .....	128
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.10: EC8_3s2b .....	129
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11: EC8_6s1b .....	130
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.12: EC8_6s2b .....	131
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.13: EC8_EC8_9s1b .....	132
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.14: EC8_9s2b .....	133
ΠΙΝΑΚΑΣ 7.1: ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΟΡΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ ΒΛΑΒΗΣ ΚΑΤΑ HAZUS.....	143
ΠΙΝΑΚΑΣ 8.1: ΠΙΝΑΚΑΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΩΝ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΒΛΑΒΗΣ ΑΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΣΤΗΝ ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΜΕΝΗ ΚΛΙΜΑΚΑ, ΓΙΑ ΓΕΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ, ROSSETTO – ELNASHAI [2003].....	183

# 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## Προεπισκόπηση

Στο παρόν κεφάλαιο, προσδιορίζεται η σκοπιμότητα της μελέτης και καθορίζονται οι παράμετροι οι οποίες επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων και εν συνεχεία η επιλογή των σημαντικότερων εξ' αυτών προκειμένου να διεξαχθεί μια παραμετρική μελέτη προς διερεύνηση της δυναμικής απόκρισης των πλαισίων.

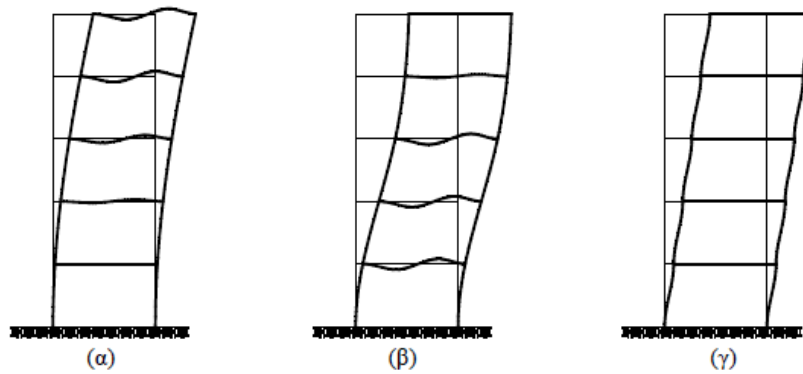
### 1.1 ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΠΡΟΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ (GF)

Η πλειονότητα των κατασκευών πολιτικού μηχανικού εμφανίζουν δυναμικά χαρακτηριστικά με κατανεμημένες μάζες και στοιχεία δυσκαμψίας στον χώρο, η διακριτοποίηση των οποίων καταλήγει τελικά σε συστήματα πολλών βαθμών ελευθερίας κίνησης. Στην παρούσα μελέτη θα περιοριστούμε στην μελέτη πολυβάθμιων συστημάτων – κατασκευών με συγκεντρωμένες μάζες, τα οποία εκτελούν μόνο **μεταφορικές κινήσεις** εντός του επιπέδου τους. Επομένως, οι τυπικές κατασκευές που εντάσσονται σε αυτή την κατηγορία είναι τα **επίπεδα πλαίσια**.

Από την μελέτη των παραπάνω είναι δυνατόν να εξαχθούν ασφαλή και ακριβή συμπεράσματα για την συμπεριφορά των κτιρίων συνολικά (ως τρισδιάστατοι φορείς) κατά τον σεισμό. Στόχος λοιπόν είναι ο σχεδιασμός και η ανάλυση τέτοιων κατασκευών με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά, όπως εξηγείται παρακάτω, προκειμένου να εντοπισθούν οι κρίσιμες παράμετροι που καθορίζουν άμεσα απόκριση του πλαισίου και κατ' επέκταση του φορέα στον χώρο. Ως υλικό εκλογής, επιλέγεται το οπλισμένο σκυρόδεμα δεδομένου ότι πρόκειται για το συνηθέστερο σύγχρονο υλικό κατασκευής, με ιδιαίτερες απαιτήσεις έναντι σεισμού.

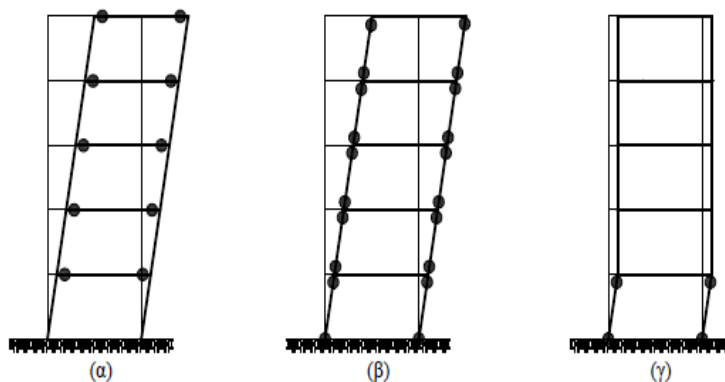
Για την καλύτερη περιγραφή του προβλήματος/σκοπιμότητα της μελέτης διαχωρίζονται οι παράμετροι προς διερεύνηση, σε αυτούς που χαρακτηρίζουν την ελαστική από την ανελαστική συμπεριφορά.

- I. Σε **γραμμικώς ελαστικά** συστήματα, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος,  $T_1$  και ο λόγος σχετικής δυσκαμψίας δοκών – υποστυλωμάτων,  $\rho$  αποτελούν τα χαρακτηριστικά μεγέθη καθορισμού της σεισμικής συμπεριφοράς, τα οποία μάλιστα είναι άμεσα συνδεδεμένα. Ειδικότερα η παράμετρος  $\rho$  καθορίζει την κύρια περίοδο, την σχέση των ανώτερων ιδιοπεριοδών των πλαισίου και την φυσική απεικόνιση των ιδιομορφών. [Chopra 2007,gr ver.]. Συνεπώς ο παράγοντας του ύψους/αριθμού ορόφων θεωρείται απαραίτητος προς διερεύνηση.

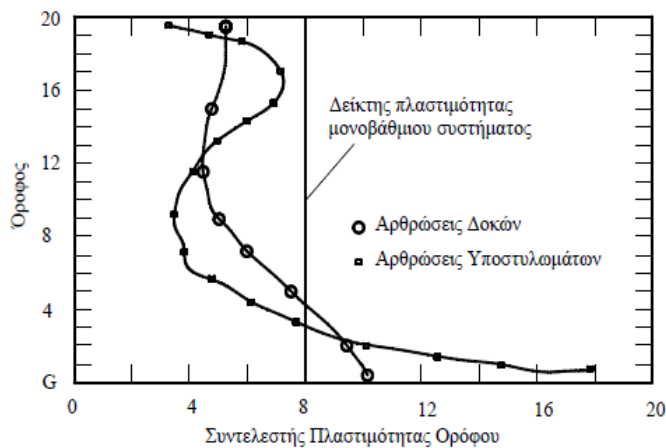


**Σχήμα 1.1:** (α) Καμπτική συμπεριφορά,  $\rho \rightarrow 0$  / (β) Μεικτή συμπεριφορά (καμπτική & διατμητική λειτουργία),  $\rho < 1$  / (γ) Αμιγώς διατμητική λειτουργία [Chopra]

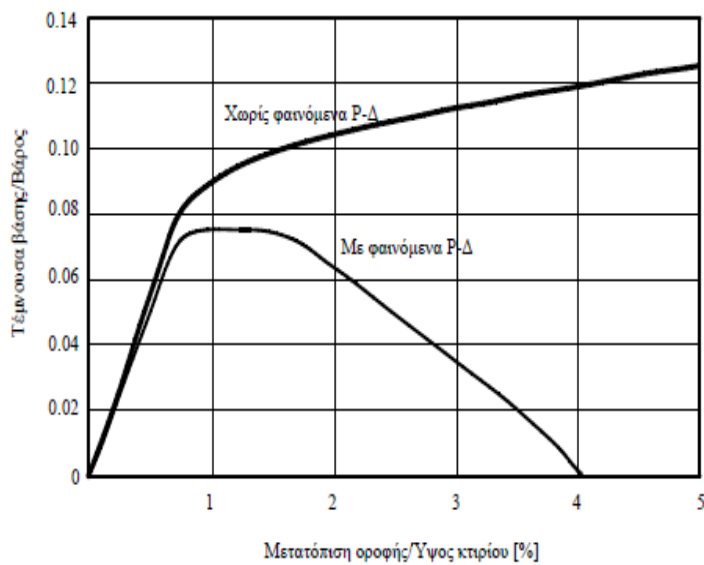
II. Στην **ανελαστική απόκριση**, σημαντικό γεγονός αποτελεί η σχετική αντοχή των δοκών σε σχέση με τα υποστυλώματα του φορέα (Ικανοτικός σχεδιασμός) και η πλαστιμότητα σε συνολικό και τοπικό επίπεδο. Συγκεκριμένα ο μηχανισμός αστοχίας καθορίζει αποφασιστικά την απαίτηση σε πλαστιμότητα για ολόκληρη την κατασκευή, αλλά και για την καθ' ύψος κατανομή της. Ως γνωστόν, η πλαστιμότητα είναι ένας δείκτης ανελαστικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, ορόφου, μέλους ή ακόμα και του ίδιου του υλικού που αντανακλά ουσιαστικά την δυνατότητα της κάθε δομικής οντότητας να απορροφά/καταστρέφει την σεισμική ενέργεια υπό την ανάπτυξη παραμορφώσεων. Η πλαστιμότητα σε τοπικό επίπεδο εξαρτάται από την υπερστατικότητα του πλαισίου, όπως τον αριθμό των ανοιγμάτων του, από το υλικό κατασκευής και στο συνολικό φορέα από τη γεωμετρία του από τη σχετική μη γραμμικότητα που προκαλεί τα φαινόμενα 2ας τάξεως.



**Σχήμα 1.2:** Μηχανισμός αστοχία πλαστικής άρθρωσης: (α) Πλ.αρθρώσεις στις δοκούς, (β) Πλ.αρθρώσεις στους στύλους (γ) Μαλακός όροφος [Chopra]



**Σχήμα 1.3:** Μεταβολή της απαίτησης σε πλαστικότητα για την περίπτωση μηχανισμού αστοχίας: Πλ.αρθρώσεις στις δοκούς & Πλ.αρθρώσεις στους στύλους [Chopra]



**Σχήμα 1.4:** Καμπύλες ικανότητας κτιρίου για το SAC-Los Angeles 20-ώροφο κτίριο με και χωρίς φαινόμενα P-Δ [Chopra]

Με βάση τα παραπάνω αποφασίστηκε η επιλογή των κάτωθι χαρακτηριστικών προς διερεύνηση:

- **Ο αριθμός ορόφων,  $n_s$**
- **Το πλήθος των ανοιγμάτων,  $n_b$**
- **Ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός** βάσει παλαιότητας του σχετικού κανονισμού

Αντιθέτως δεν συμπεριλήφθηκαν,

- Φαινόμενα δευτέρας τάξεως (P-Δ)
- Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην δυσκαμψία και τελικώς στη συμπεριφορά του πλαισίου, γεγονός που επηρεάζει τις παλαιότερες κατασκευές, δεδομένης της σχετικής ευκαμψίας τους. Εν προκειμένω η συγκεκριμένη παράμετρος δεν λήφθηκε υπόψη διότι στην παρούσα μελέτη δόθηκε έμφαση κυρίως στην ανελαστική απόκριση των πλαισίων και όχι και στα ελαστικά δυναμικά χαρακτηριστικά τους.
- Σημαντικές διαφοροποιήσεις του λόγου σχετικής δυσκαμψίας,  $\rho$  δεδομένου ότι διαμορφώνει κυρίως την ελαστική απόκριση, όπως προαναφέρθηκε. Για παράδειγμα δεν συμπεριλήφθηκαν καμπτικής λειτουργίας πλαίσια, όπως τα τοιχοματικά. Παρ' όλα αυτά διακρίνεται μια ελαφρά διαφοροποίηση μεταξύ των πλαισίων, από τα μεικτού τύπου (GF κατά A59) να προσεγγίζουν την διατμητική λειτουργία (GF κατά EC8), λόγω των αυξημένων διατομών υποστυλωμάτων σε σχέση με τις δοκούς που απαιτούν οι σύγχρονοι κανονισμοί.
- Διαφορετική ποιότητα στα υλικά κατασκευής, τα οποία επηρεάζουν μεν την αντοχή του δομικού συστήματος, αλλά όχι σε τέτοιο βαθμό που να θεωρείται κρίσιμη παράμετρος για την σεισμική συμπεριφορά. Επίσης, στο κρίσιμο ζήτημα της πλαστιμότητας η ποιότητα του υλικού δεν παίζει ουσιαστικό ρόλο, με εξαίρεση τα υψηλής τεχνολογίας σκυροδέματα με μεγάλη αντοχή, τα οποία προσφέρουν παράλληλα και πλαστιμότητα.

### **1.1.1 Αριθμός ορόφων, $n_s$**

Βασική παράμετρος της σεισμικής απόκρισης αποτελεί το ύψος του πλαισίου και κατά επέκταση ο αριθμός των ορόφων. Ειδικότερα, το ύψος καθορίζει την τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, γεγονός που καθίσταται σαφές και από τους κανονισμούς αντισεισμικού σχεδιασμού. Προφανώς, σε αυτή την περίπτωση χαρακτηριστικό μέγεθος αποτελεί η μάζα του κτιρίου η οποία αυξανόμενη για τα υψηλότερα κτίρια οδηγεί σε γεωμετρική αύξηση της βασικής περιόδου. Επίσης το ύψος οδηγεί στην συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών της ελαστικής απόκρισης, ενώ αυξάνει την δυνατότητα ανακατανομής της έντασης λόγω της αύξησης του βαθμού υπερστατικότητας. Οι επιλογές των ορόφων για τα υπόψη πλαίσια είναι 3,6,9.

### 1.1.2 Πλήθος ανοιγμάτων, $n_b$

Το πλήθος των ανοιγμάτων δεν διαδραματίζει ιδιαίτερο ρόλο στην ελαστική απόκριση των κατασκευών δεδομένου ότι η πρώτη ιδιοπερίοδος παραμένει σταθερή σε πλαίσια διαφορετικών ανοιγμάτων, όπως και η εικόνα των φυσικών ιδιομορφών τους. Παρ' όλα αυτά, προσδιορίζει τον βαθμό υπερστατικότητας της κατασκευής και αποτελεί ένα σημαντικό μέτρο της υπεραντοχής του πλαισίου, που εμφανίζεται ως μέγεθος στον ΕΚ8 με τον λόγο  $a_u/a_1$ . Επομένως γίνεται αντιληπτό ότι αυτή η παράμετρος διαμορφώνει τη μετελαστική μη γραμμική συμπεριφορά του κτιρίου του παρέχοντας μεγαλύτερη ικανότητα ανακατανομής της έντασης και απορρόφησης ενέργειας.

Στην παρούσα μελέτη λήφθηκαν υπόψη δυο τιμές ανοιγμάτων εκ των οποίων η δεύτερη είναι διπλάσια της πρώτης τιμής (βλ. Πίνακας 1.1 )

### 1.1.3 Επιλογή Αντισεισμικού σχεδιασμού, βάσει παλαιότητας Κανονισμού

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κτιρίων ξεκίνησε ουσιαστικά στον ελληνικό χώρο μετά από τον καταστροφικό σεισμό της Κεφαλονιάς το 1953. Έως τότε δεν υπήρχε κάποιο επίσημο εθνικό κείμενο – οδηγία που να οργανώνει συστηματικά την προστασία των κατασκευών έναντι σεισμού, παρά μόνο ορισμένα τοπικού χαρακτήρα προεδρικά διατάγματα τα οποία δημοσιεύονταν μάλιστα μετά από κάθε σεισμικό γεγονός (ΠΔ/2-10-1931, περιοχή Λουτρακίου-Κορίνθου, σεισμός 6,3R & ΠΔ/9-08-1941, Λάρισα, σεισμός 6,3R). Το 1959 εδραιώθηκε η αντίληψη περί αναγκαιότητας αντισεισμικής προστασίας σε εθνικό επίπεδο και έτσι δημιουργήθηκε ο πρώτος κανονισμός ο οποίος όριζε ένα σεισμικό χάρτη των τότε οικισμών για τρεις τύπους εδαφών ανάλογα με την επικινδυνότητα τους. Η εξέλιξη του Αντισεισμικού 1959 ήλθε το 1985, μετά από δυο ακόμη ισχυρούς σεισμούς το 1978 στη Θεσσαλονίκη και το 1981 στις Αλκυονίδες, με πρόσθετα άρθρα αλλά βασικά στην ίδια φιλοσοφία προσομοίωσης της σεισμικής φόρτισης. Το 1995 τέθηκε σε αποκλειστική εφαρμογή ο ΝΕΑΚ (Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) μετά από το σεισμό του Αιγίου το 1995, ενώ από το 2001 και αφού προηγήθηκε και πάλι ένας ισχυρός σεισμός κοντά στην περιοχή των Αθηνών το 1999, ο ΝΕΑΚ αναθεωρήθηκε καταλλήλως και μετονομάστηκε σε ΕΑΚ200. Από τότε και μέχρι σήμερα σχεδόν έχουν πραγματοποιηθεί αρκετές αλλαγές που σχετίζονται με την προσομοίωση και την ανάλυση των κατασκευών που υπόκεινται σε σεισμικές διεγέρσεις. Την τελευταία εξέλιξη στον αντισεισμικό σχεδιασμό αποτελεί ο Ευρωκώδικας 8, ο οποίος δεν έχει καθιερωθεί μεν στον ελληνικό χώρο, αλλά η εφαρμογή και η μελέτη του έχει εντατικοποιηθεί στην πανεπιστημιακή/ερευνητική κοινότητα, τα τελευταία τρία χρόνια.

Σε αυτό το σημείο, θα πρέπει να παρατηρήσουμε ότι η βασική αλλαγή κατά την διαστασιολόγηση έναντι σεισμού έγκειται στην αντίληψη του τρόπου λειτουργίας των σεισμικών δράσεων κατά τη διάρκεια των δονήσεων. Έτσι, ενώ αρχικώς τα σεισμικά φορτία λαμβάνονταν υπόψη ως οριζόντιες δράσεις σε κάθε όροφο, με τιμές που αντιστοιχούσαν σε ένα ποσοστό του βάρους του κάθε ορόφου (γνωστό ως συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης) περάσαμε με τους νεότερους κανονισμούς στην χρήση φασμάτων απόκρισης και την ιδιομορφική ανάλυση που διαχωρίζει τις κατασκευές σε ομάδες με συγκεκριμένα δυναμικά χαρακτηριστικά. Τέλος, με τους σύγχρονους κανονισμούς καταλήξαμε στην δυνατότητα δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων, όπου ο σεισμός αντιμετωπίζεται ακόμα πιο ορθολογικά, ως επιβαλλόμενη μετατόπιση και όχι ως οριζόντια φόρτιση (αδρανειακές δυνάμεις).

Επίσης, τα τελευταία χρόνια διακρίνεται μια νέα φιλοσοφία σχεδιασμού με βάση τις μετακινήσεις και χωρίζεται σε δυο κατηγορίες: i) στον σχεδιασμό μόνο με βάση τις μετακινήσεις (Displacement Demand Based Design) και ii) στον συνδυασμό των μεθόδων σχεδιασμού με βάση τις δυνάμεις (ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού - συμβατικός τρόπος) και τις μετακινήσεις (Displacement Based Design).

Στην παρούσα διατριβή, η παράμετρος του κανονισμού ως επιλεγόμενη μέθοδος Αντισεισμικού σχεδιασμού, λαμβάνεται ως βασικό στοιχείο προς διερεύνηση, δεδομένου ότι αυτή καθορίζει ουσιαστικά την τελική μορφή του πλαισίου. Στοιχεία όπως η ποιότητα των υλικών, οι διαστάσεις των διατομών σε δοκούς και κατακόρυφα στοιχεία, λεπτομέρειες όπλισης και το βασικότερο η προσομοίωση των σεισμικών δράσεων προσδιορίζονται υπό τις οδηγίες του εκάστοτε κανονισμού. Εν προκειμένω λαμβάνονται υπόψη μόνο δυο κανονισμοί, ο παλαιότερος **A.K.1959** και ο πιο σύγχρονος, **EC8** για λόγους άμεσης εποπτείας της μεγάλης αλλαγής στη λογική σχεδιασμού, σε διάστημα 50 ετών. Επομένως δημιουργούνται δυο ομάδες πρότυπων πλαισίων (GF) με τον συμβολισμό **AK59** και **EC8** αντίστοιχα.

Παρακάτω παρουσιάζονται συνοπτικά τα υποψήφια προς διερεύνηση πλαίσια με τις προαναφερθείσες παραμέτρους όπου το πρόθεμα συμβολίζει τον αντισεισμικό κανονισμό, το πρώτο ψηφίο το αριθμό των ορόφων (storey) και το τελευταίο το πλήθος των ανοιγμάτων (bay).

$n_s$	<b>A59_GF</b>	<b>EC8_GF</b>
<b>3</b>	A59_3s2b	EC8_3s1b
	A59_3s4b	EC8_3s2b
<b>6</b>	A59_6s2b	EC8_6s1b
	A59_6s4b	EC8_6s2b
<b>9</b>	A59_9s2b	EC8_9s1b
	A59_9s4b	EC8_9s2b

**Πίνακας 1.1:** Επιλογή πρότυπων πλαισίων προς διερεύνηση (GF)

## 2. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΑΠΟ Ω/Σ

### Προεπισκόπηση

Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιαστεί ο σχεδιασμός των 12 πρότυπων πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με τη χρήση του προγράμματος **FESPA10 EC**. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα δύναται να διαστασιολογήσει χωρικά πλαίσια, δεδομένου ότι πρόκειται για ένα εμπορικό λογισμικό που χρησιμοποιείται για συνήθεις κατασκευές στο χώρο. Επίσης παρέχεται η δυνατότητα σχεδιασμού με τη χρήση παλαιότερων κανονισμών, γεγονός που διευκολύνει ιδιαίτερα την υλοποίηση της παρούσας εργασίας. Παρακάτω, παρατίθενται οι γενικές παραδοχές σχεδιασμού και εν συνεχεία αυτές που αφορούν τις σεισμικές δράσεις και που εξαρτώνται από την επιλογή του αντισεισμικού κανονισμού.

### 2.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

#### 2.1.1 Υλικά

Η λογική επιλογής της ποιότητας των υλικών βασίζεται στον σκοπό της παρούσας διατριβής που είναι η διερεύνηση και αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς. Επομένως κρίνεται σκόπιμο να ληφθούν υπόψη οι φτωχότερες ποιότητες τόσο για το χάλυβα όσο και για το σκυρόδεμα και στις δυο ομάδες πλαισίων, για λόγους δυσμένειας. Για τα παλαιού τύπου πλαίσια, A59 η συγκεκριμένη επιλογή είναι αρκετά ρεαλιστική, ενώ για την σύγχρονη ομάδα πλαισίων, EC8 δεν είναι και η πλέον αντιπροσωπευτική επιλογή, δεδομένου ότι χρησιμοποιούνται πλέον πολύ καλύτερες ποιότητες υλικών. Τελικά, για τα νέα πλαίσια καταλήξαμε σε μια πολύ καλή ποιότητα χάλυβα, αλλά σε σχετικά χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος

	<b>ΧΑΛΥΒΑΣ</b>	<b>ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ</b>
<b>A59_GF</b>	StI	B160
<b>EC8_GF</b>	S500	C20/25

**Πίνακας 2.1:** Υλικά πρότυπων πλαισίων

Επίσης πρέπει να αναφερθεί ότι οι αντίστοιχοι κανονισμοί που συνοδεύουν τον σχεδιασμό κτιρίων είναι ο Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και ο EC2.



## 2.1.2 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία εφαρμόζονται ως κατανεμημένες δράσεις επί των πλακών και αφορούν:

- Μόνιμο φορτίο από την επένδυση των πλακών,  $g = 1.0 \text{KN} / \text{m}^2$
- Κινητό φορτίο,  $q = 2.0 \text{KN} / \text{m}^2$

Τα φορτία από την τοιχοποιία δίνονται από το FESPA ως μόνιμες δράσεις επί των δοκών και η τιμή τους είναι ίση με 9 KN/m για μπατική πλήρη τοιχοπλήρωση και ύψος ορόφου περίπου 3m. Θα πρέπει να διευκρινισθεί ότι τα παραπάνω λαμβάνονται υπόψη μόνο για την διαστασιολόγηση των πλαισίων και όχι για την διεξαγωγή των μη γραμμικών αναλύσεων.

## 2.1.3 Οριζόντιες σεισμικές δράσεις

### 2.1.3.1 Παλαιός ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός, 1959

Με τον κανονισμό του 1959, τα σεισμικά φορτία εισάγονταν ως οριζόντιες δυνάμεις στη στάθμη των διαφραγμάτων με εναλλασσόμενη φορά, ενώ οι κατακόρυφες συνιστώσες λαμβάνονταν υπόψη σε ειδικές περιπτώσεις. Οι αδρανειακές δυνάμεις εφαρμόζονταν στα κέντρα μαζών των ορόφων και λαμβάνονταν ίσα με ένα ποσοστό των συνολικών κατακόρυφων φορτίων, γνωστό ως συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως  $\epsilon$ , ο οποίος καθοριζόταν σύμφωνα με την επικινδυνότητα του εδάφους. Στα συγκεκριμένα πλαίσια – κτίρια λήφθηκε υπόψη ο μικρότερος συντελεστής  $\epsilon=0,04$  (κατηγορία εδάφους 1), μια συνήθης πρακτική για την εποχή. Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειώσουμε ότι εκείνη την εποχή δεν υπήρχε η έννοια του συντελεστή ασφαλείας, στην ποιότητα υλικών, των δράσεων και τη διεξαγωγή των ελέγχων.

Άρθρον 4.

1. Πρὸς ἔλεγχον τῆς ἐκ σεισμοῦ καταπονήσεως τοῦ κτιρίου θὰ εἰσάγονται εἰς τὸν ὑπολογισμὸν ἐκτὸς τῶν ὑπὸ τῶν οἰκίων Κανονισμῶν προβλεπομένων φορτίσεων καὶ σεισμικαὶ δυνάμεις. Ἐπιτρέπεται ὅπως εἰσάγονται εἰς τὸν ὑπολογισμὸν μόνι καὶ ὀριζόντιαι συνιστώσαι τῶν σεισμικῶν δυνάμεων λαμβάνονται μὲ φορὰν ἐναλλασσομένην. Ἐἰς εἰδικὰ περιπτώσει, ὅπου τούτο κατωτέρω καθορίζεται, θὰ λαμβάνονται ὑπ' ὄψιν ὑποχρεωτικῶς καὶ αἱ κατακόρυφοι συνιστώσαι.

2. Αἱ σεισμικαὶ δυνάμεις θύναται νὰ θεωρῶνται ὡς ἐφραμοζόμεναι εἰς τὰ κέντρα τῶν ἀντιστοίχων μαζῶν καὶ λαμβάνονται ἰσάκι πρὸς τὰ ἀντίστοιχα κατακόρυφα φορτία πηλλασμασμένα ἐπὶ ὀρισμένον συντελεστὴν ε, κλιούμενον συντελεστὴν σεισμικῆς ἐπιβαρύνσεως. Αἱ καθορίζουσαι τὰς ὀριζόντιας συνιστώσας τῶν σεισμικῶν δυνάμεων τιμαὶ τοῦ συντελεστοῦ ε λαμβάνονται ἐκ τοῦ ἀκολουθοῦ πίνακος II.

Π Ι Ν Α Κ Σ II

Σεισμικῆς περιοχῶν	Ἐπικινδυνότης ἐδαφῶν		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,03	0,12	0,16

3. Καθορισμὸς τῶν ἐπὶ τοῦ κτιρίου ἢ τῶν στοιχείων αὐτοῦ, ἐνεργουσῶν σεισμικῶν δυνάμεων κατὰ τρόπον διάφορον τῶν ἐν τῷ παρόντι ἄρθρῳ ἀναφερομένων δύναται νὰ γίνῃ δεκτὸς κατόπιν εἰδικοῦ δυναμικοῦ ὑπολογισμοῦ καὶ ἐγκρίσεως τῆς θεωρούσης τὴν μελέτην ἀρχῆς.

4. Διὰ τὸν ὑπολογισμὸν τῶν σεισμικῶν δυνάμεων θὰ λαμβάνονται ὑπ' ὄψιν τὰ σύνολα τῶν μονίμων καὶ κινητῶν κατακόρυφων φορτίων.

5. Διὰ στηθαῖα καὶ μεμονωμένους τοίχους οἰκοδομῶν θὰ ἐκτελεῖται ἔλεγχος τῆς ἀντισεισμικότητος καὶ τῆς εὐσταθείας καθ' ἑαυτὰ καὶ διὰ τὴν ἐγκαρσίαν πρὸς τὸ μῆκος τῶν ἔννοιαν μὲ συντελεστὴν σεισμικῆς ἐπιβαρύνσεως ἴσον πρὸς τὴ διπλάσιον τοῦ ὑπὸ τοῦ πίνακος καθοριζομένου.

6. Ἐπὶ ὀριζοντίων προβολῶν καὶ διὰ τὸν καθ' ἑαυτοῦς ἔλεγχον ἀντισεισμικότητος καὶ εὐσταθείας, ὡς καὶ τὸν ἔλεγχον τοῦ ἀμέσως συνεχομένου ἀνόηματος, θὰ λαμβάνεται ὑπ' ὄψιν κατακόρυφοι σεισμικῆ ἐπιβαρύνσεις τοῦ προβόλου μὲ σεισμικὸν συντελεστὴν ε<sub>κ</sub> = 3ε.

Σχῆμα 2.1: Προσδιορισμὸς σεισμικῶν φορτίων, βάσει τοῦ Α.Κ.1959

2.1.3.1 Σύγχρονος ευρωπαϊκὸς ἀντισεισμικὸς κανονισμὸς, EC8

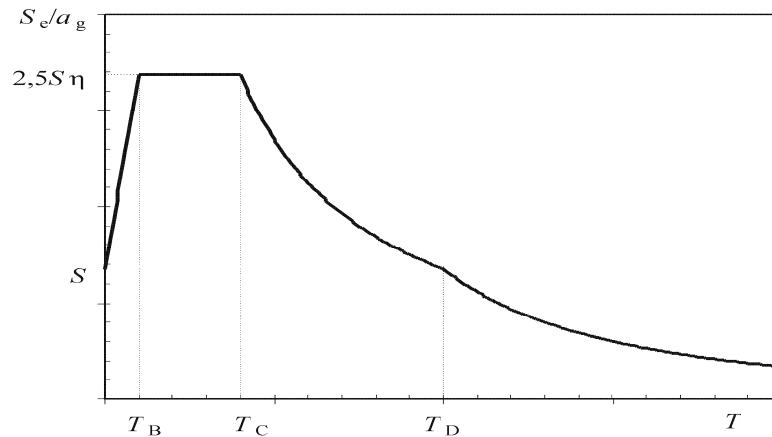
Στο 1<sup>ο</sup> μέρος τοῦ EC8 περιγράφεται ἡ βασικὴ προσομοίωση τῆς σεισμικῆς δράσης, ἡ ὁποία ὅπως θα δοῦμε στη συνέχεια ἀπέχει δραματικά ἀπὸ τὴ φιλοσοφία τοῦ προηγούμενου κανονισμοῦ. Σε γενικὲς γραμμές, ἡ σεισμικὴ κίνηση προσομοιώνεται με τὸ ελαστικὸ φάσμα ἀπόκρισης εδαφικῆς ἐπιτάχυνσης το ὁποῖο καθορίζεται ἀπὸ τις ἀκόλουθες γνωστὲς ἐκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$



**Σχήμα 2.2:**Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για 5% απόσβεση

Στις παραπάνω σχέσεις θα πρέπει να προσδιορισθούν τα εξής στοιχεία του φάσματος:

- Τύπος εδάφους, όπου στην περίπτωση μας επιλέγεται ο Β, ως η πλέον τυπική περίπτωση για μια συνήθη μελέτη και η οποία σταθμίζεται στην κατηγορία εδάφους 1 του κανονισμού του 1959.

Εδαφικός Τύπος	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

- Συντελεστής κάτω ορίου  $\beta=0,2$ , όπως ορίζεται από το ελληνικό Προσάρτημα.
- Σεισμική ζώνη, όπου εδώ επιλέγεται η Ζ1 με μέγιστη προβλεπόμενη εδαφική επιτάχυνση  $0,16g$  η οποία αντιστοιχεί περίπου στον σεισμικό συντελεστή  $\varepsilon=0,04$ .
- Σπουδαιότητα πλαισίων ΙΙ, ως τμήματα συνήθων κτιρίων, με αντίστοιχα συντελεστή  $\gamma=1,0$
- Συντελεστή τοπογραφίας,  $St=1.0$
- Συντελεστής συμπεριφοράς,  $q$

Πρόκειται για την σημαντικότερη παράμετρο στο σύγχρονο Αντισεισμικό Σχεδιασμό, δεδομένου ότι αποτελεί της έκφραση της ενέργειας που καταναλώνει η κατασκευή κατά τον σεισμό και συνδέεται άμεσα με τον δείκτη πλαστιμότητας της. Η εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς στον EC8 συνιστά μια πολυπαραγοντική διαδικασία σε σχέση τουλάχιστον με τον ΕΑΚ2000 και αντανακλά την υψηλότερου επιπέδου τεχνογνωσία γύρω από την σεισμική συμπεριφορά και πρόβλεψη της.

Ειδικότερα, ισχύει ότι:

$$q = q_o * k_w, \text{ όπου}$$

$$k_w = 1.0 : \text{ για πλαισιωτά συστήματα ή συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά}$$

$q_o$  : ο βασικός συντελεστής συμπεριφοράς ο οποίος εκτιμάται ως εξής;

Για κατακόρυφη κανονικότητα στα κτίρια και στατικό τύπο κτιρίων το πλαισιωτό σύστημα, όπως στην παρούσα περίπτωση, υπάρχουν οι εξής επιλογές:

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

**Πίνακας 2.2:** Τιμές του βασικού συντελεστή συμπεριφοράς,  $au/a1$

Στον παραπάνω πίνακα υπεισέρχεται ο όρος της υπεραντοχής  $au/a1$  ο οποίος εκφράζει την αντοχή της κατασκευής πέραν της πρώτης διαρροής και σχετίζεται άμεσα με την υπεραστατικότητα του φορέα. Ο όρος  $a1$  αναφέρεται στην επαύξηση των φορτίων πέραν της διαρροής προκειμένου να δημιουργηθεί η πρώτη πλαστική άρθρωση, ενώ ο  $au$  αναφέρεται στην αντίστοιχη επαύξηση προκειμένου να δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.

Ο κανονισμός παρέχει τη δυνατότητα προσδιορισμού του συγκεκριμένου λόγου μέσω της Pushover ανάλυσης, στην προκειμένη όμως περίπτωση επιλέχθηκαν οι τιμές 1,2 και 1,3 για πλαισιωτά συστήματα με ένα και πολλαπλά ανοίγματα αντίστοιχα.

Τέλος, έγινε η επιλογή να σχεδιασθούν τα νέας γενιάς πλαίσια EC8 GF ως κατασκευές μεσαίας πλαστιμότητας (ΚΠΜ) προκειμένου υπάρχει αμεσότερη και πιο ξεκάθαρη συσχέτιση με τα παλαιά A59 GF.

Επομένως οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς,  $q$  θα προκύψουν:

$$q = 1.2 * 3 = 3.6 \rightarrow \text{GF 1 ανοίγματος}$$

$$q = 1.3 * 3 = 3.9 \rightarrow \text{GF > 1 ανοίγματος}$$

## 2.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ, GF

### 2.2.1 Γενικές διαστάσεις

Τα πρότυπα πλαίσια σχεδιάζονται με τα εξής σταθερά χαρακτηριστικά, τα οποία είναι κοινά σε κάθε ομάδα GF,

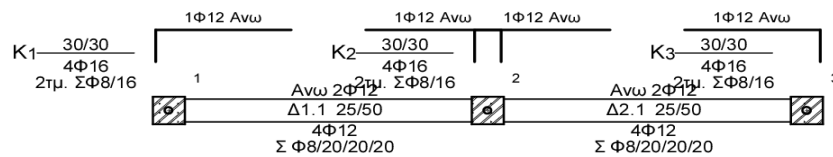
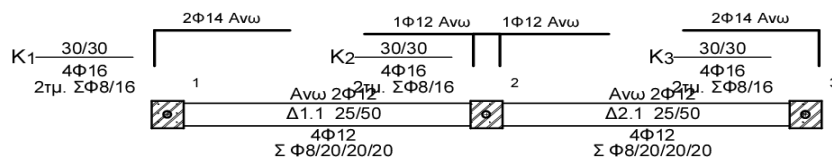
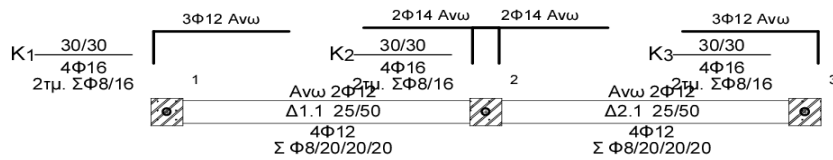
Ύψος ορόφου	Σταθερό άνοιγμα πλαισίων	Πάχος πλάκας	Υποστυλώματα	Διαστάσεις δοκών
3,00m	3m-A59 6m-EC8	0.14m	35x35-45x45→A59_GF 40x40-60x60→EC8_GF	25/50 και 30/50 στα 9-όροφα

**Πίνακας 2.3:** Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πρότυπων πλαισίων

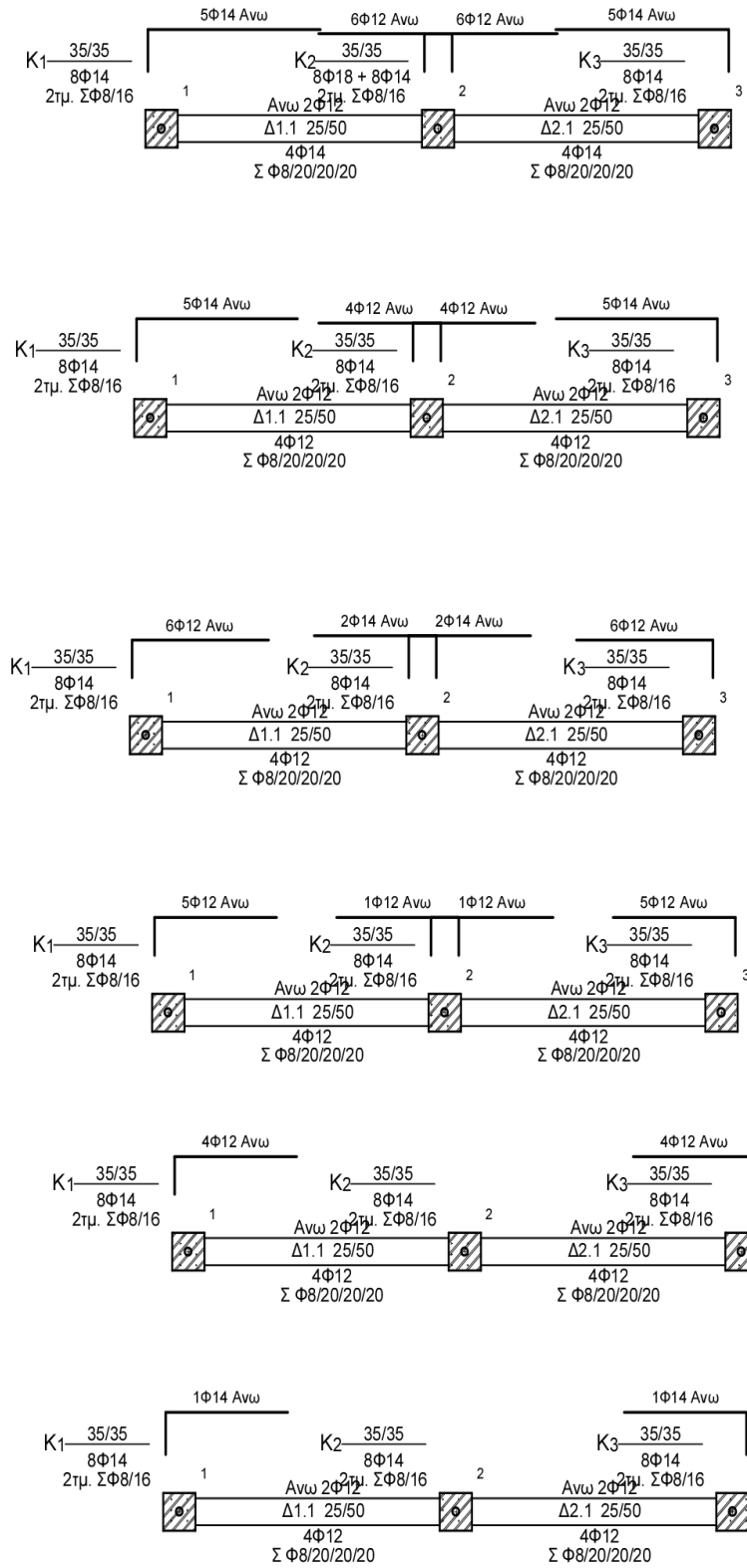
Λόγω του γεγονότος ότι το FEPSA συνιστά ένα εμπορικό πρόγραμμα διαστασιολόγησης πραγματικών κατασκευών, τα πρότυπα πλαίσια που θα διερευνηθούν εντάσσονται μέσα σε χωρικούς φορείς με ίσο αριθμό ανοιγμάτων σε κάθε διεύθυνση, προκειμένου να έχουμε όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικό σχεδιασμό.

Στις επόμενες ενότητες θα παρουσιασθούν οι ξυλότυποι ανά πλαίσιο και για κάθε όροφο, με σειρά αυξανόμενου ορόφου από πάνω προς τα κάτω. Τα χαρακτηριστικά πλαίσια που επιλέχθηκαν από κάθε κατασκευή είναι τα κεντρικά.

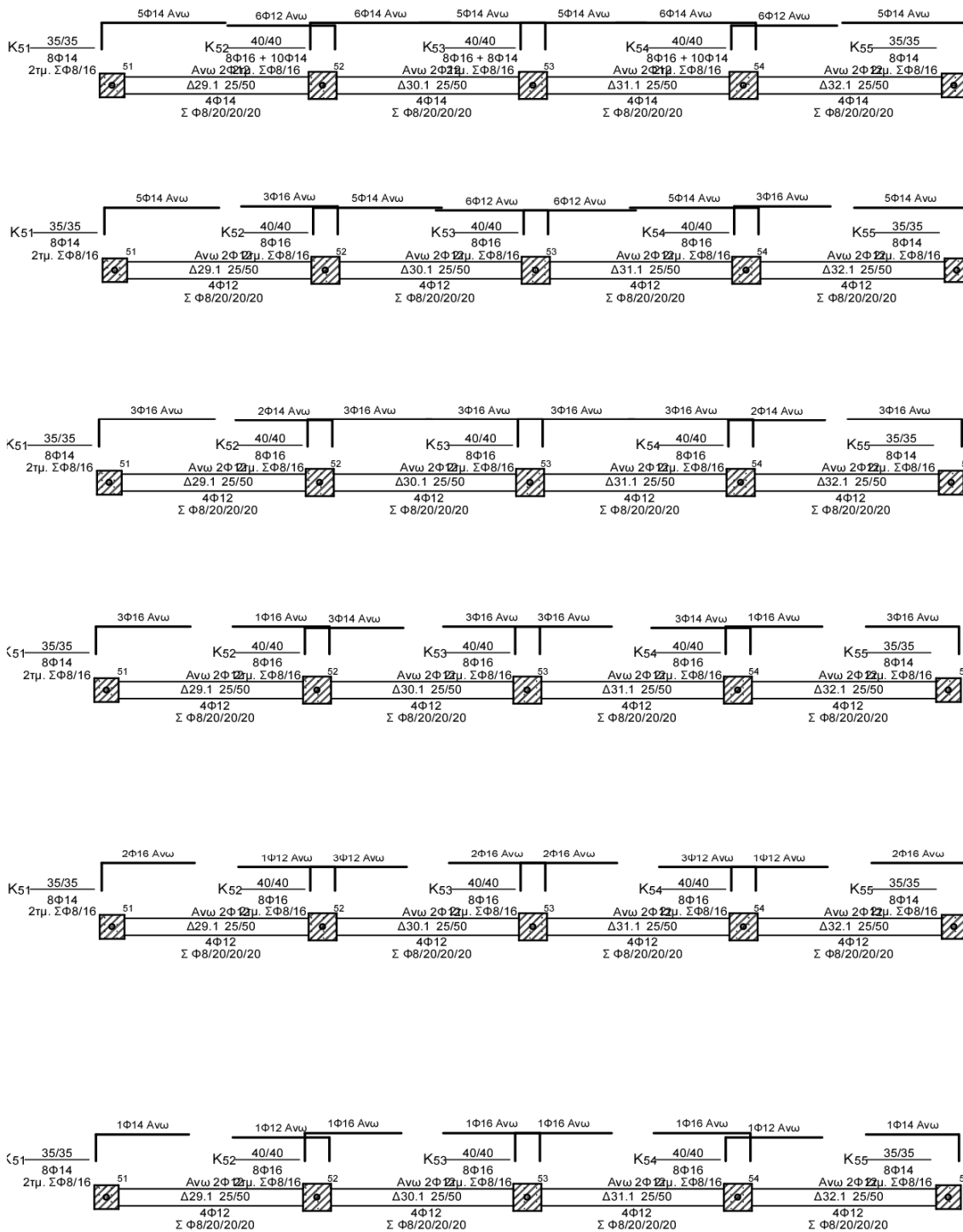
## 2.2.2 A59\_GF



Σχήμα 2.3 :A59\_3s2b

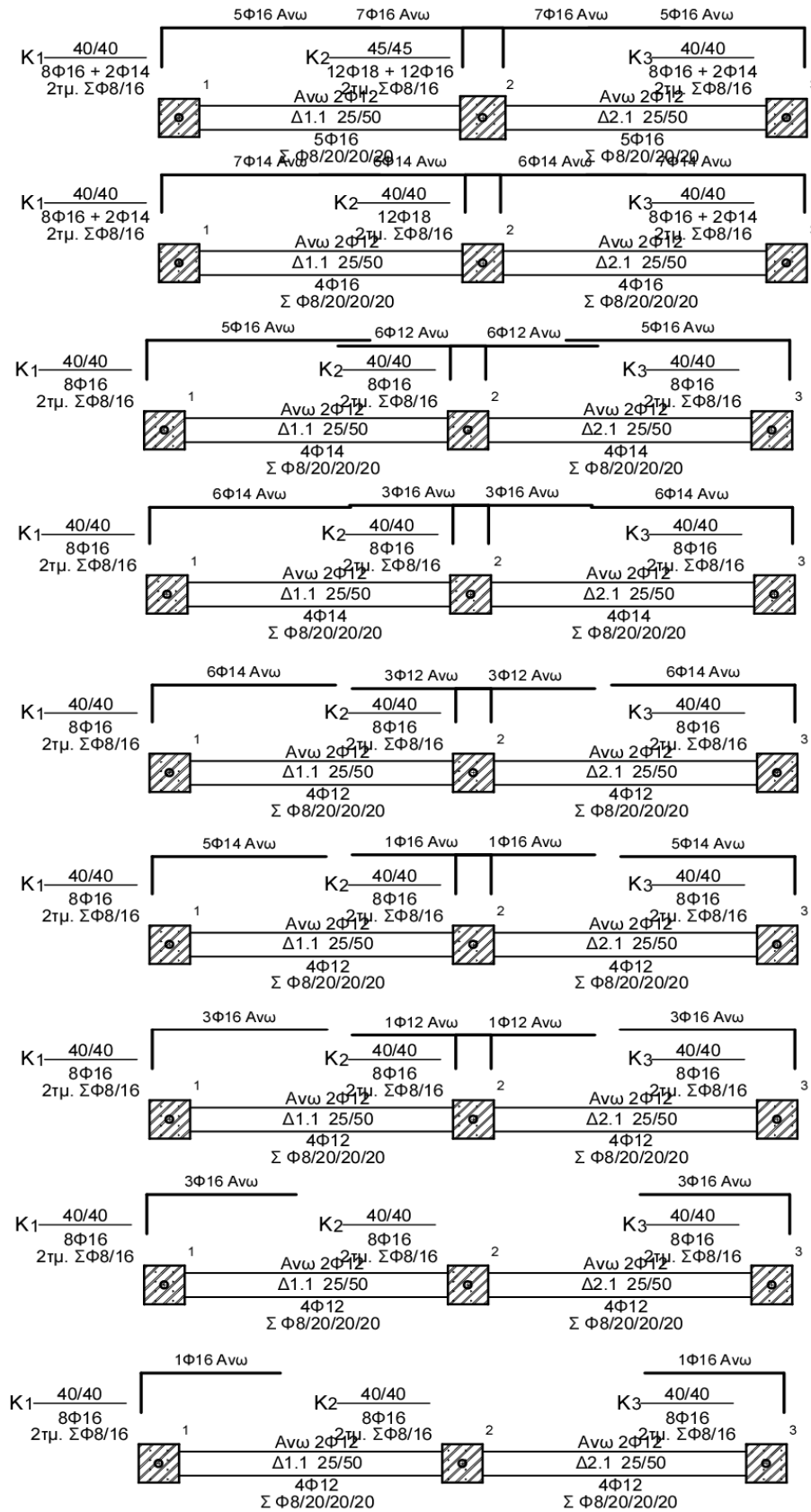


Σχήμα 2.4: A59\_6s2b

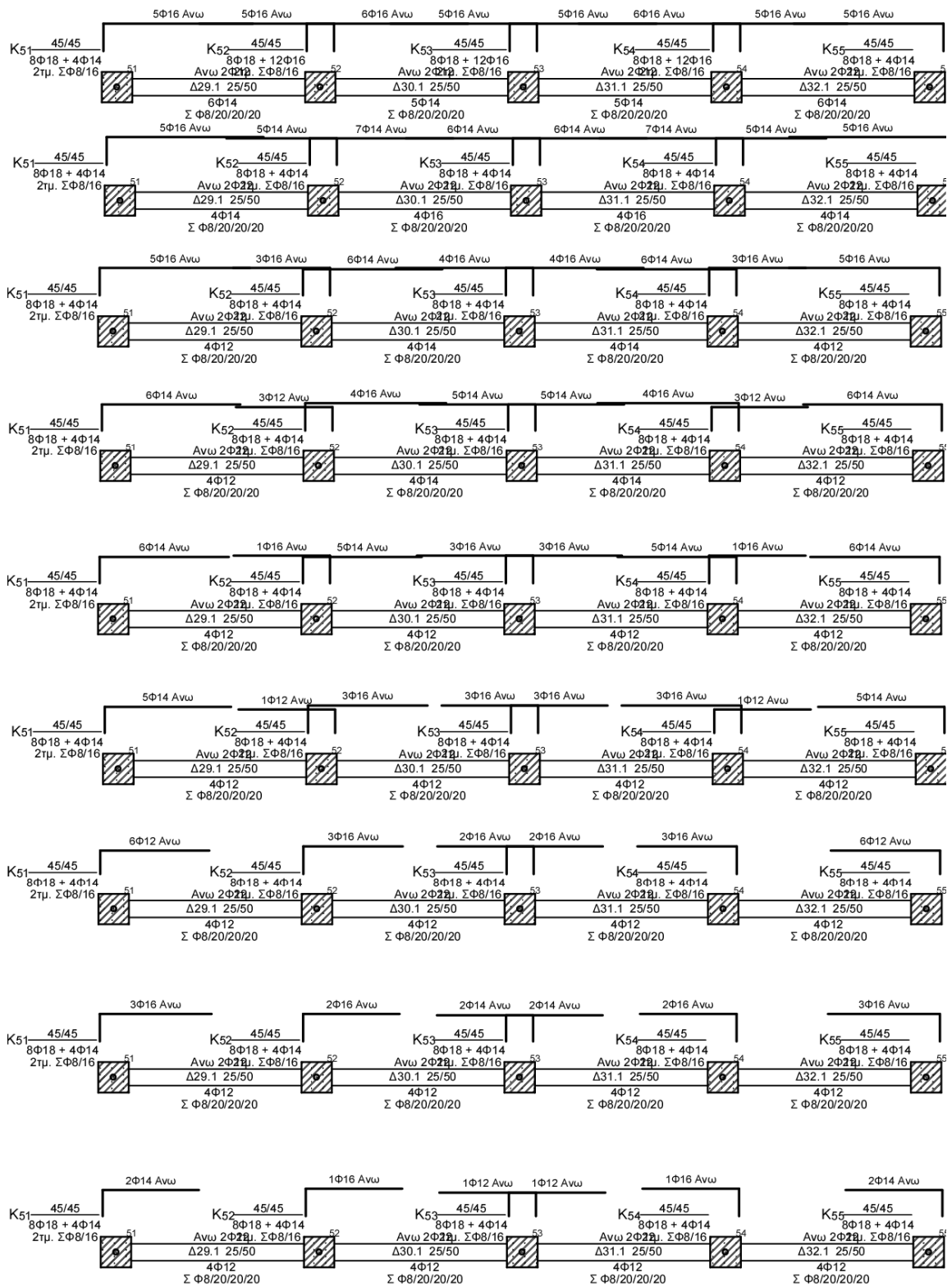


Σχήμα 2.5: A59\_6s4b



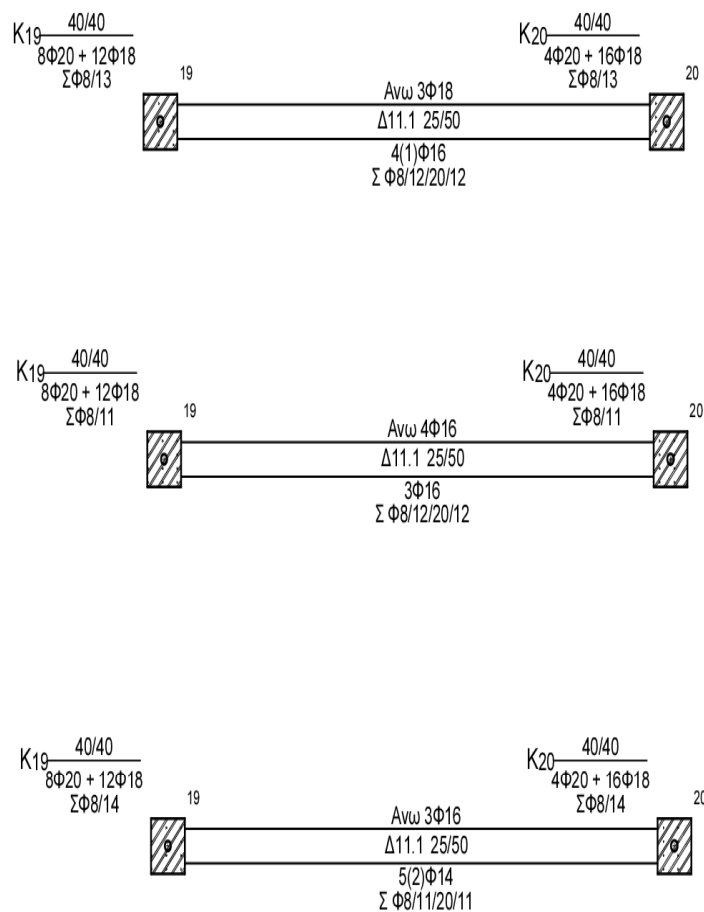


Σχίσμα 2.6: A59\_9s2b

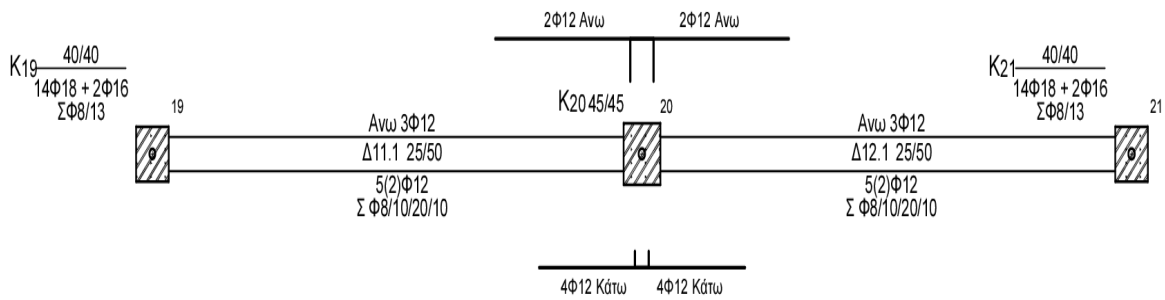
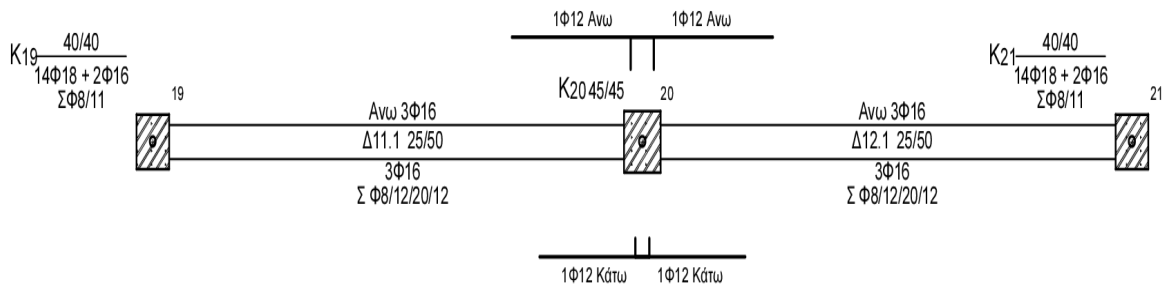
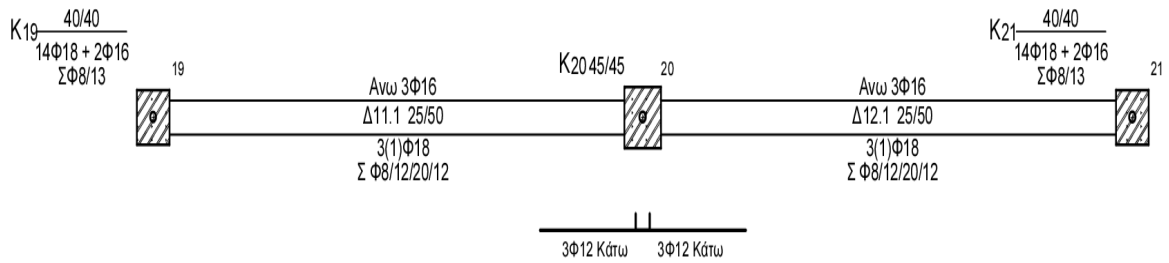


Σχήμα 2.7: A59\_9s4b

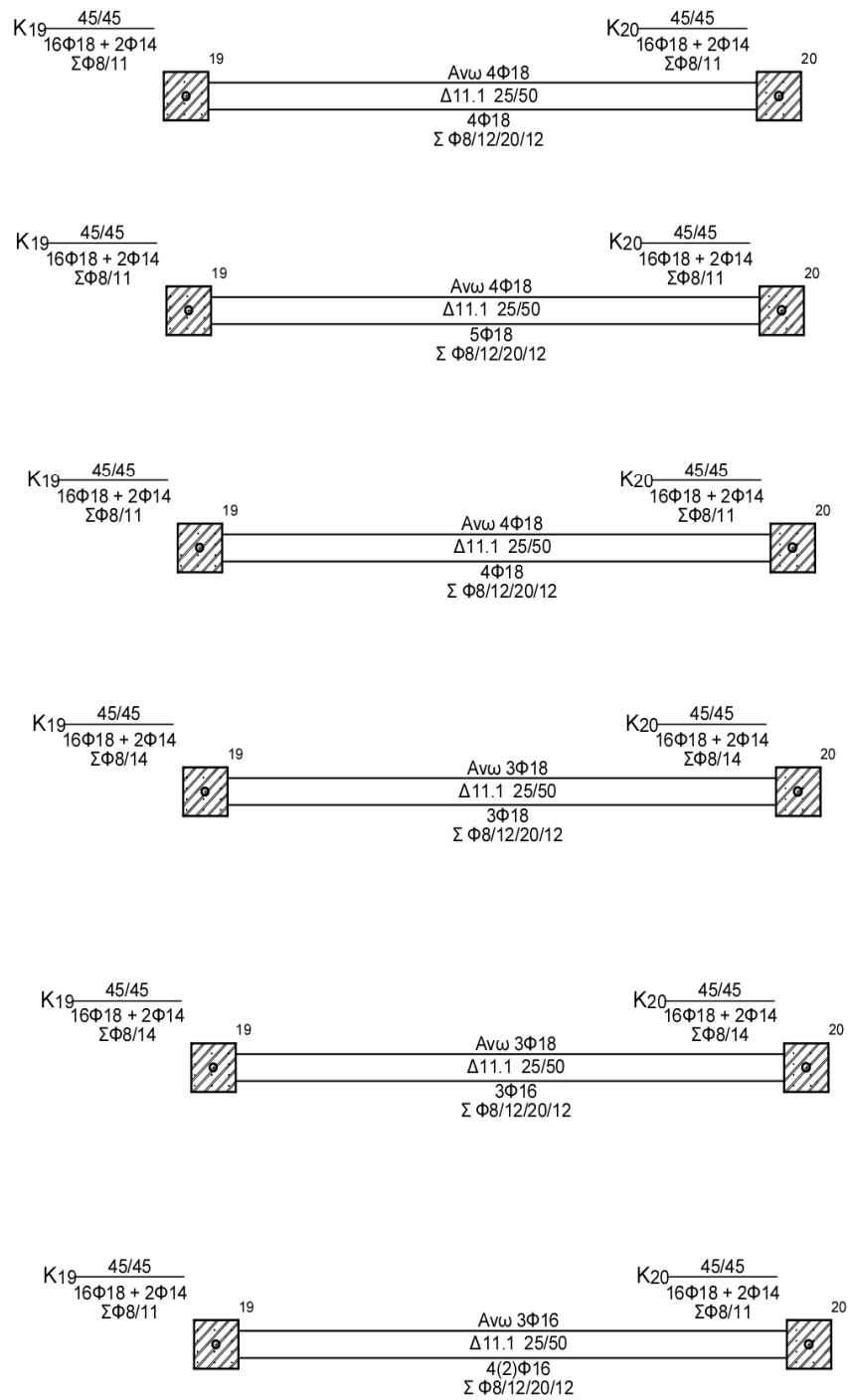
### 2.2.3 EC8\_GF



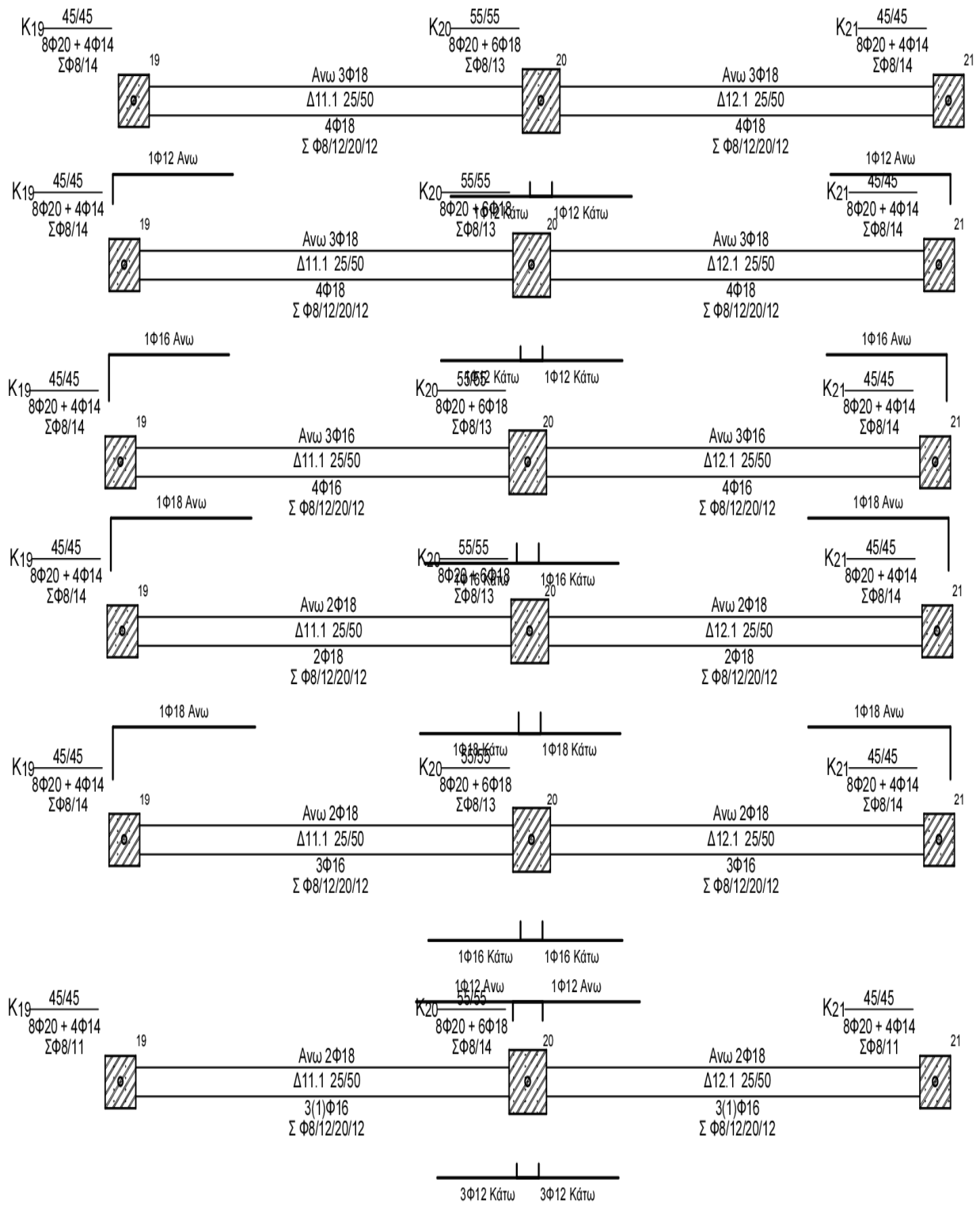
**Σχήμα 2.8:** EC8\_3s1b



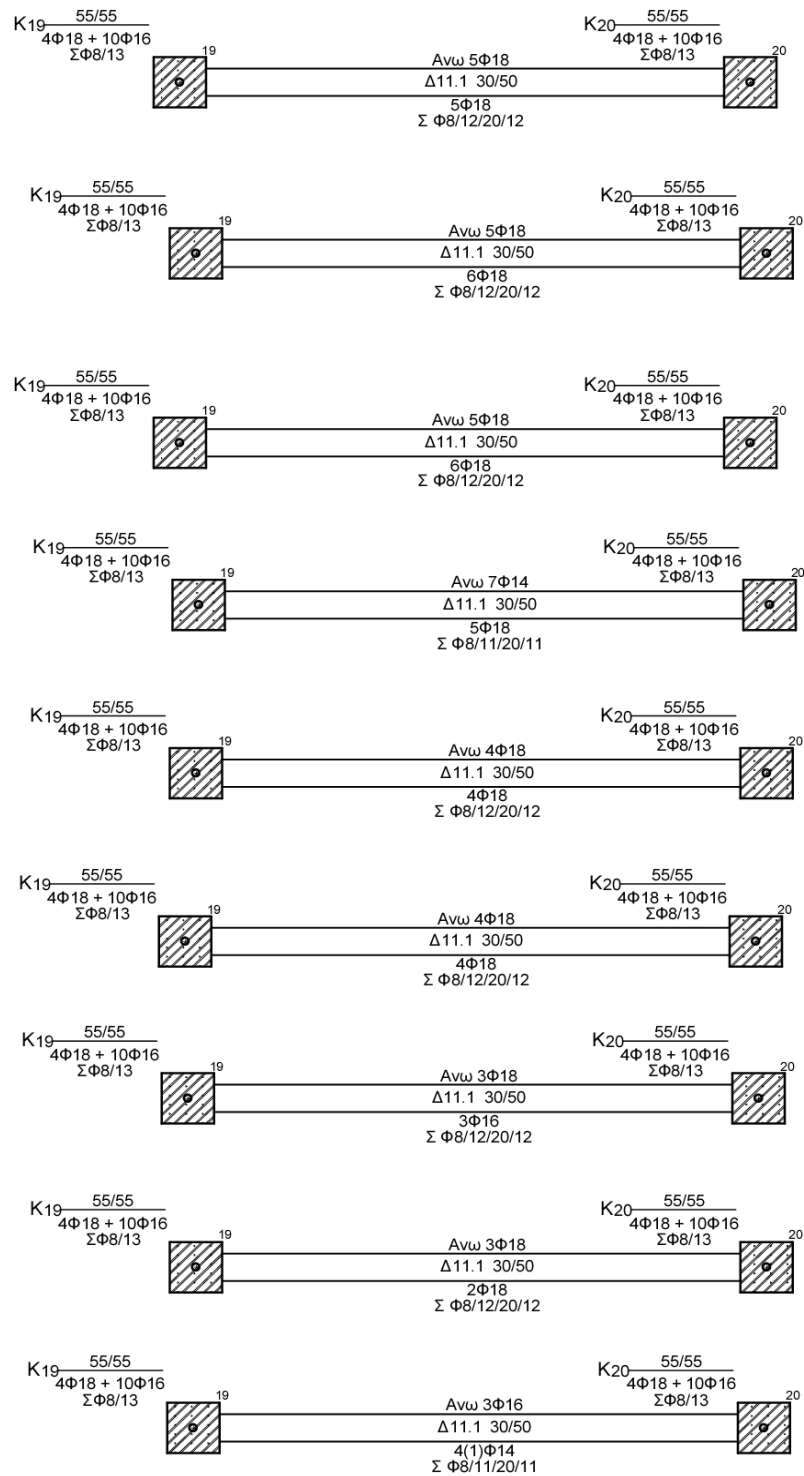
Σχήμα 2.9: EC8\_3s2b



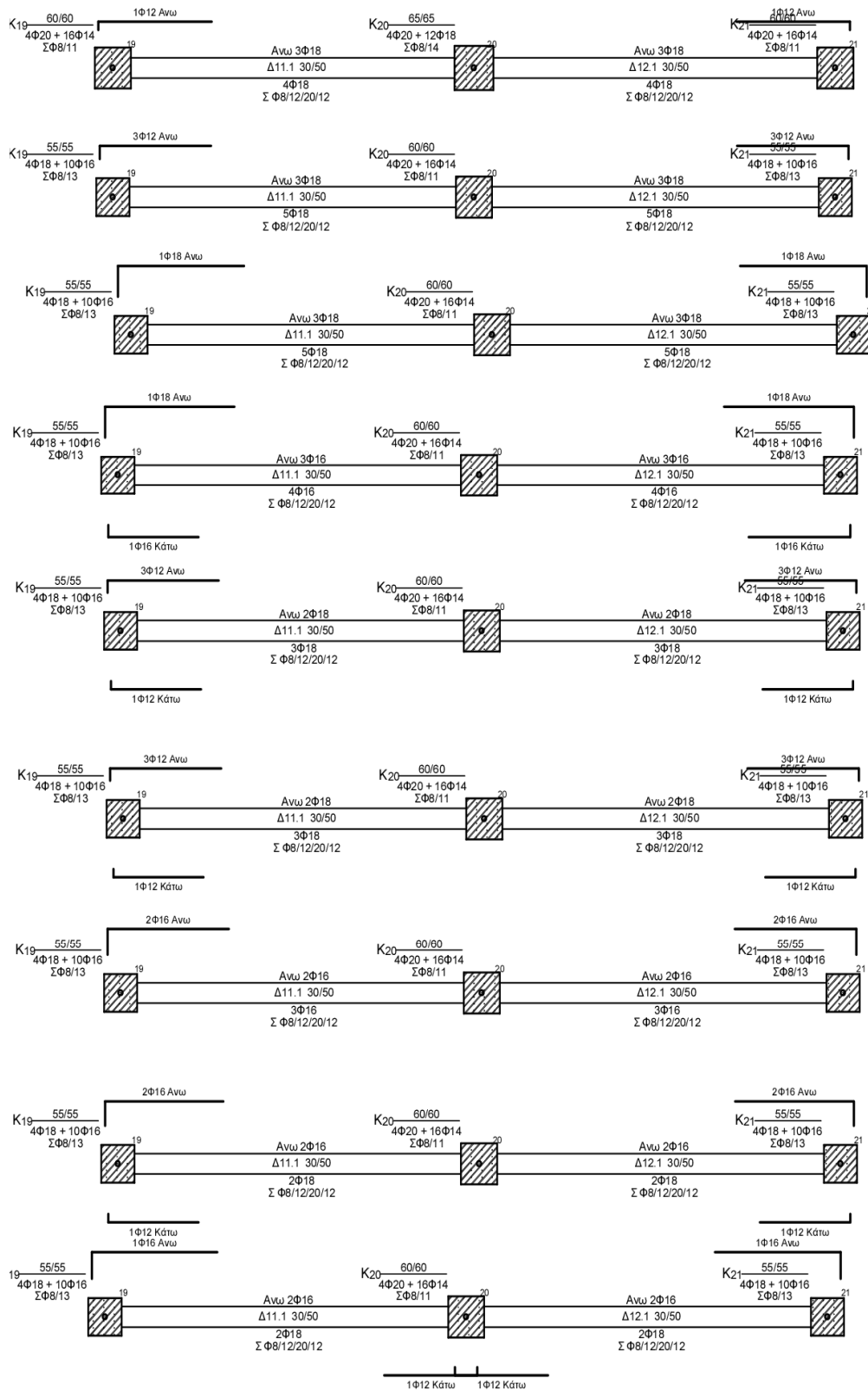
Σχήμα 2.10: EC8\_6s1b



Σχήμα 2.11: EC8\_6s2b



Σχήμα 2.12: EC8\_9s1b



Σχήμα 2.13: EC8\_9s2b



### 3. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΤΟ SAP2000v.15

#### Προεπισκόπηση

Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιασθεί η προσομοίωση των δώδεκα πρότυπων πλαισίων σε κατακόρυφες και οριζόντιες σεισμικές δράσεις, είτε με την επιβολή στατικών οριζόντιων επαυξανόμενων φορτίων (Pushover Analysis), είτε με την εφαρμογή σεισμικού επιταχυνσιογραφήματος βάσης στους φορείς (Ανάλυση Χρονοϊστορίας Απόκρισης, ΑΧΑ), λαμβάνοντας υπόψη τη μη-γραμμική συμπεριφορά του υλικού. Στις παρακάτω παραγράφους που ακολουθούν καθορίζεται η γραμμική και μη συμπεριφορά των υλικών, των στοιχείων γενικότερα και η προσομοίωση των δράσεων για κάθε περίπτωση επιβολής σεισμικών φορτίων.

#### 3.1 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ

Δεδομένου ότι ο στόχος της προσομοίωσης των πρότυπων πλαισίων είναι η αποτίμηση τους σε σεισμικές δράσεις, θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν μέσες τιμές αντοχής των υλικών σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς στον Ελληνικό χώρο. Σχετικά με τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά των υλικών δεν εισάγεται κάποια επιπλέον πληροφορία εκτός του μέτρου ελαστικότητας, δεδομένου ότι η μη γραμμικότητα λόγω υλικού θα καθαρισθεί παρακάτω, σε επίπεδο διατομής δομικού στοιχείου. Ειδικότερα, τόσο ο **EC8, μέρος 3** όσο και ο **ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ** ορίζει πως ανάλογα με το επίπεδο γνώσης που διαθέτει ο μηχανικός σχετικά με τα υλικά μιας κατασκευής, χρησιμοποιούνται και οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας/εμπιστοσύνης. Τα επίπεδα γνώσης οργανώνονται σε τρεις κατηγορίες και στους δυο κανονισμούς και αφορούν την περιορισμένη, εκτεταμένη και διεξοδική γνώση. Στην παρούσα περίπτωση επιλέχθηκε η τρίτη κατηγορία, της διεξοδικής γνώσης, εφ' όσον δεν μελετώνται υφιστάμενες κτίρια, αλλά πρότυποι φορείς, σχεδιασμένοι με συγκεκριμένες ιδιότητες υλικών όπως περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 2 της διαστασιολόγησης.

##### 3.1.1 Χάλυβας

Το μέτρο ελαστικότητας ορίζεται στα  $E_s=210 \text{ GPa}$ , και το ειδικό βάρος του στα  $\rho_s=78 \text{ KN/m}^3$

Η μέση τιμή της αντοχής του χάλυβα λαμβάνεται υπόψη ως εξής για κάθε ομάδα πλαισίων, χωρίς συντελεστές ασφαλείας, γς.

- Για υφιστάμενες (παλαιές κατασκευές, A59\_GF) η μέση τιμή καθορίζεται από ελέγχους αντοχής δοκιμίων, οι οποίοι δίνουν εν γένει μεγαλύτερες τιμές της ονομαστικής αντοχής ακόμη και για λείους χάλυβες, όπως ο παλαιός S220. Για αυτή λοιπόν την κατηγορία επιλέγεται ως μέση τιμή η  $f_{ym}=220$  Mpa, μια συντηρητική, αλλά υπέρ της ασφαλείας εκδοχή. Στο πρόγραμμα δίδεται επίσης το όριο θραύσης  $f_{um}=350$  Mpa το οποίο λαμβάνεται από τον **Ελληνικό Κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954** (ΦΕΚ 160<sup>A</sup>-1954), Σχήμα 3.1). Αντίστοιχα οι εισηγμένες τιμές στο SAP2000 φαίνονται στο Σχήμα 3.2

Π Ι Ν Α Κ Ι

Κατηγορία	Ε Ν Δ Ε Ι Ξ Ε Ι Σ	Διάμετρος mm	Ελάχιστον δριον διαρροής Kg/cm <sup>3</sup>	Αντοχή εις έφελυσμόν Kg/cm <sup>2</sup>	Ελάχιστη μήκων εις επίμηκους προτύπου δοκιμίου %
1	2	3	4	5	6
I	Κοινός Χάλυψ I		2200	3400-5000	18

Σχήμα 3.1:Ελληνικός κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος 1954, StI, χαρακτηριστικές τιμές.

Σχήμα 3.2: Ιδιότητες StI, εισηγμένες στο SAP2000,ver.15

- Για την αποτίμηση νέων κατασκευών (EC8\_GF) και σύμφωνα με τον EC2-1-1 C.1 η μέση τιμή της αντοχής χάλυβα,  $f_{ym}$  λαμβάνεται από την ελάχιστη τιμή (επί το δυσμενέστερο) όπως ορίζεται για κατηγορία χάλυβα C. Επομένως,  
 $f_{ym} = 1.15 f_{yk} \Rightarrow f_{ym} = 1.15 * 500 = 575 \text{ Mpa}$ ,  $f_{yk}$ : η χαρακτηριστική τιμή στο όριο διαρροής.  
 Η δε τιμή του ορίου θραύσης σε εφελκυσμό, όπως προκύπτει κατά **ΕΛΟΤ 959**, είναι  $f_{um} = 632 \text{ Mpa}$  (Σχήμα 3.3)

**Σχήμα 3.3:** Ιδιότητες S500, εισηγμένες στο SAP2000, ver.15

### 3.1.2 Σκυρόδεμα

Το μέτρο ελαστικότητας ορίζεται στα  $E_c = 30 \text{ GPa}$ , και το ειδικό βάρος του στα  $\rho_c = 25 \text{ KN/m}^3$

Αντίστοιχα με τον χάλυβα χρησιμοποιούνται και για το σκυρόδεμα οι μέσες τιμές υλικών, οι οποίες σε κάθε περίπτωση προσδιορίζονται, βάσει EC2,1-1 & ΚΑΝΕΠΕ ως:

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$ , όπου  $f_{ck}$ , η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη.

- Για τα A59\_GF ,με κατηγορία σκυροδέματος B160 (12MPa) η μέση τιμή προκύπτει  $f_{cm} = 12 + 8 = 20$  MPa.

Σχήμα 3.4: Ιδιότητες B160, εισηγμένες στο SAP2000,ver.15

- Για τα EC8\_GF ,με κατηγορία σκυροδέματος C20/25 η μέση τιμή προκύπτει  $f_{cm} = 20 + 8 = 28$  MPa.

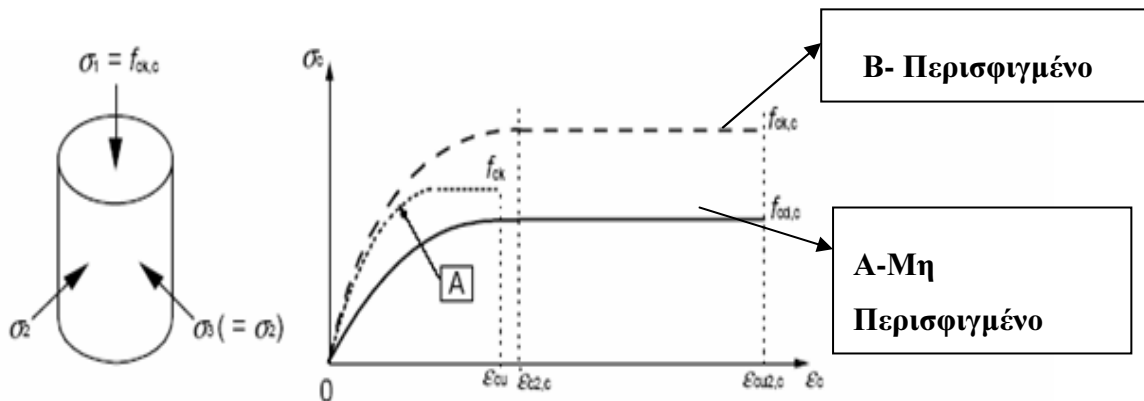
Σχήμα 3.5: Ιδιότητες C20/25 εισηγμένες στο SAP2000,ver.15

### 3.1.3 Περισφιγμένο Σκυρόδεμα

Ως γνωστόν η περίσφιγξη βελτιώνει την αντοχή και την πλαστιμότητα του σκυροδέματος σε θλίψη, μέσω κλειστών συνδετήρων ή σπειρών παρέχοντας τον απαραίτητο εγκιβωτισμό της διατομής και την παρεμπόδιση της πλευρικής (κατά Poisson) διόγκωσης της. Ωστόσο στην περίσφιγξη συμμετέχει έως ένα βαθμό και ο διαμήκεις οπλισμός, ειδικά όταν είναι πυκνά διατεταγμένος και αποτελείται από ράβδους μεγάλης διαμέτρου.

Στο SAP2000, η προσομοίωση του περισφιγμένου υλικού στη διατομή γίνεται εφικτή με την εισαγωγή του εγκάρσιου οπλισμού. Οι δε βελτιωμένες ιδιότητες του σκυροδέματος μπορούν να γίνουν άμεσα αντιληπτές ανάλογα με τον τρόπο ορισμού της διατομής του δομικού στοιχείου, όπως θα εξηγηθεί παρακάτω. Σε αυτό το σημείο πρέπει να αναφερθεί ότι το μοντέλο προσομοίωσης του περισφιγμένου σκυροδέματος που χρησιμοποιείται στο πρόγραμμα είναι το μοντέλο **Mander et al (Concrete Model-Mander-Confined)**, το οποίο περιγράφεται από τους κάτωθι τύπους:

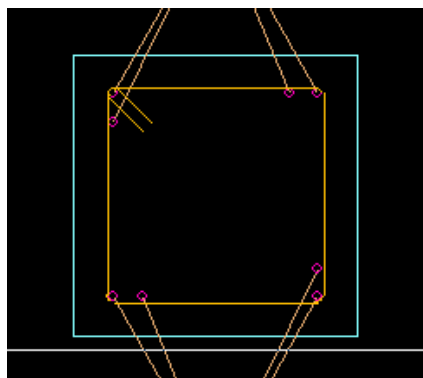
$$\left. \begin{aligned} f_c^* &= (1+k)fc \\ \varepsilon_{co}^* &= (1+5K)\varepsilon_{co} \\ \varepsilon_{cu}^* &= \varepsilon_{cu} + \frac{\omega_{wd}^* \varepsilon_{su}}{1+K} \\ K &= 2.254 \left( \sqrt{1+7.94 \frac{P}{fc}} - 1 \right) - 2 \frac{P}{fc}, \quad \frac{P}{fc} = 0.5a\omega_{wd} \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$



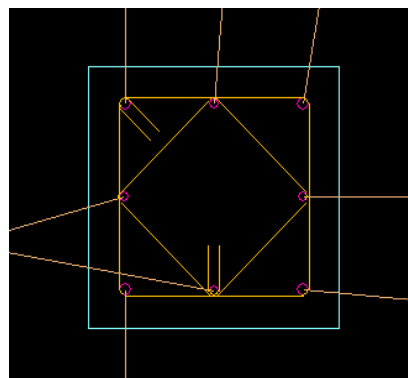
**Σχήμα 3.6:** Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων για περισφιγμένο/ απερίσφιγκτο σκυρόδεμα

Σε αυτό το σημείο πρέπει να παρατηρήσουμε ότι ανάμεσα στις δυο ομάδες πλαισίων υπάρχει διαφοροποίηση όχι τόσο στην πυκνότητα καθ' ύψος του εγκάρσιου οπλισμού όσο στην διαμόρφωση του περισφιγμένου τμήματος της διατομής (Σχήμα 3.7).

Αυτό αποτελεί ένα αναμενόμενο γεγονός, δεδομένου ότι στους παλαιούς κανονισμούς η απαίτηση σε κλειστούς συνδετήρες ήταν μειωμένη και οι αντίστοιχες κατασκευαστικές διατάξεις χαλαρότερες σε σχέση με τους νεότερους κανονισμούς, που προοδευτικά αύξαναν την απαίτηση για καλό εγκιβωτισμό της διατομής.



A59\_GF



EC8\_GF

Σχήμα 3.7: Υ/μα 40 x 40 σε A59\_GF & EC8\_GF

Παρ' όλα τα παραπάνω, ο ρόλος της διαμόρφωσης των συνδετήρων στην πλαστιμότητα δεν αποτέλεσε παράμετρο προς διερεύνηση για τον λόγο ότι επιλέχθηκε, όπως θα δούμε παρακάτω, η παραμορφωσιμότητα των διατομών πέραν της ελαστικής περιοχής να είναι θεωρητικά απεριόριστη, χωρίς να υπάρχει απώλεια αντοχής σε επίπεδο διατομής (πλαστικές αρθρώσεις). Επομένως στην παρούσα περίπτωση, ο εγκάρσιος οπλισμός λαμβάνεται υπόψη μόνο για την αυξημένη αντοχή που προσφέρει και μόνον στα υποστυλώματα που την «εκμεταλλεύονται» λόγω της θλίψης τους.

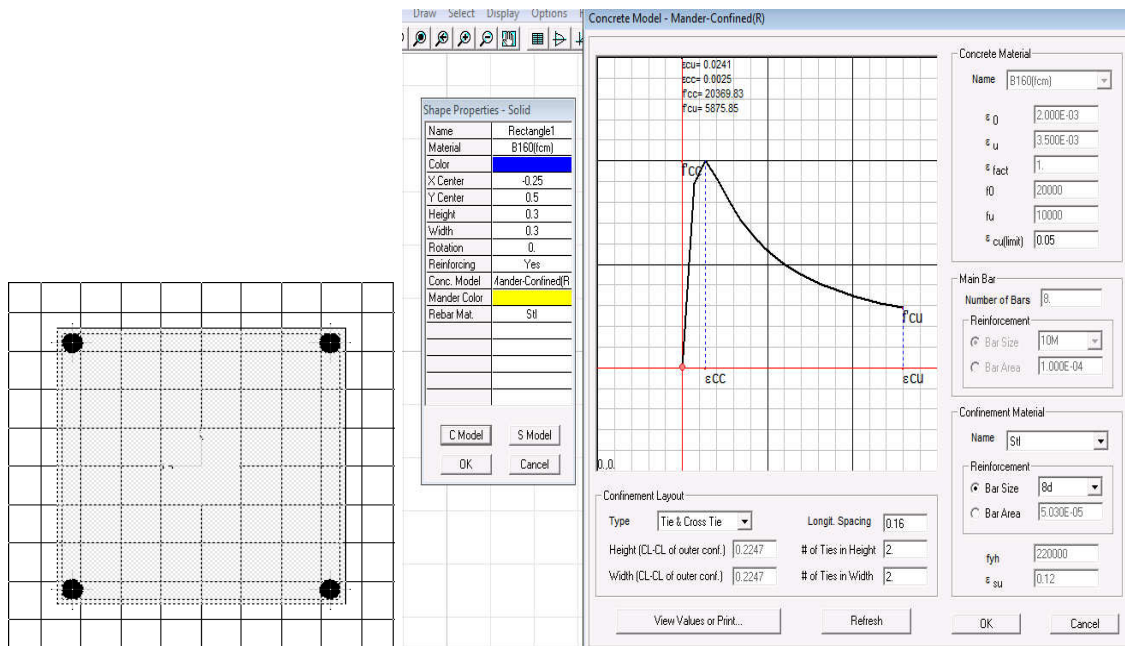
## 2.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ – ΓΡΑΜΜΙΚΗ, ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

Για την δημιουργία των πρότυπων πλαισίων στο SAP2000, αρχικώς ορίσθηκαν τα υποστυλώματα και οι δοκοί ως γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία. Ο καθορισμός της διατομής τους πραγματοποιήθηκε με την γενικευμένη εντολή, **Section Designer**. Η παραπάνω καλύπτει την δημιουργία μιας διατομής με τυχαία γεωμετρία και επομένως παρέχει τη δυνατότητα μόρφωσης της, ακόμη και όταν ο οπλισμός είναι μη συμμετρικός ή αποτελείται από διαφορετικές διαμέτρους. Για αυτό το λόγο επιλέχθηκε ως κατάλληλη για τον ορισμό τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων.

Επίσης ορίσθηκαν οι κρίσιμες διατομές στις οποίες αναμένεται να σχηματισθούν πλαστικές αρθρώσεις καθώς και η μη γραμμική συμπεριφορά τους η οποία προκαλεί την ανελαστική απόκριση στον φορέα συνολικά.

### 3.2.1 Υποστυλώματα

Μια ενδεικτική εικόνα τετραγωνικής διατομής υποστυλώματος φαίνεται παρακάτω, Σχήμα 3.8:

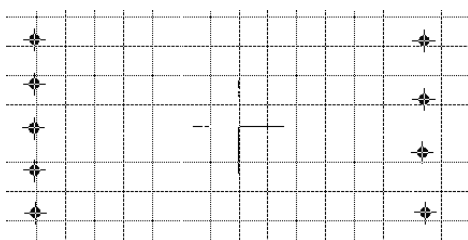


Σχήμα 3.8: Υ/μα 30x30 σε A59\_GF

Η κατασκευή γίνεται αρχικώς με την δημιουργία δυο φάσεων υλικού (περισφιγμένου και απερίσφιγτου) και την μετέπειτα εισαγωγή των διαμήκων ράβδων οπλισμού. Οι ιδιότητες του περισφιγμένου υλικού καθορίζονται ανάλογα με τον αριθμό τμήσεων του συνδετήρα σε κάθε διεύθυνση (όχι εμφανείς γραφικά), την επικάλυψη του οπλισμού και την ποιότητα του χάλυβα. Η συμπεριφορά της σύνθετης διατομής σε όρους ροπής – στροφής είναι διαθέσιμη μέσα από το περιβάλλον της **Section Designer**, όπως επίσης οι καμπύλες αλληλεπίδρασης αξονικής/ροπής σε διάφορες γωνίες κάμψης, σύμφωνα με τον αμερικάνικο κανονισμό σκυροδέματος (ACI 318-05/IBC2003). Οι παραπάνω πληροφορίες εμφανίζονται μόνο στην περίπτωση που επιλέγεται αυτός ο τρόπος καθορισμού μιας διατομής. Σε άλλη περίπτωση δεν υπάρχει η δυνατότητα άμεσης εποπτείας των ιδιοτήτων της, όπως κατά την εισαγωγή έτοιμων στοιχείων που απαιτούν απλά μια στοιχειώδη επεξεργασία, άνευ σχεδιασμού. (Add Concrete Rectangular Section →Dimensions/Reinforcement Data).

### 3.2.2 Δοκοί

Οι δοκοί προσομοιώθηκαν ως γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία ορθογωνικής διατομής 25/50, Σχ.3.9, για τη βασική διαδικασία της παραμετρικής ανάλυσης των πλαισίων. Αυτό επιλέχθηκε γιατί ο στόχος της παρούσας εργασίας εντοπίζεται στην μελέτη συγκεκριμένων παραμέτρων των πρότυπων φορέων και όχι στην λεπτομερή αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός συγκεκριμένου κτιρίου. Επομένως για τα στοιχεία που εξετάζουμε στην απόκριση των πλαισίων, η προσομοίωση της γεωμετρίας των δοκών δεν επηρεάζει ουσιωδώς τα αποτελέσματα των αναλύσεων.



Σχήμα 3.9: Δοκός 25/50

Το υλικό περίσφιγξης αν και δεν είναι εμφανές, έχει ορισθεί κατά την εισαγωγή του στοιχείου στο γραφιστικό περιβάλλον της εντολής ενώ οι ράβδοι προστέθηκαν στη συνέχεια μια προς μια, χωρίς να εισαχθούν αυτόματα στην περίμετρο, εντός του συνδετήρα. Η επιλογή αυτή έγινε προκειμένου να είναι πιο εύκολα επεξεργάσιμη και ασφαλής η σχεδίαση του οπλισμού.

### 3.2.3 Ενεργός δυσκαμψία δομικού στοιχείου, $EI_{eff}$ .

Σε μια διαδικασία αποτίμησης οι EC8, Μέρος 3 / ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ ορίζουν ότι στους ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων των πλάστιμων στοιχείων (βλ. επόμενη ενότητα) της κατασκευής, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ενεργός δυσκαμψία,  $EI_{eff}$ , της διατομής, στο μοντέλο του προσομοιώματος. Ως ενεργός δυσκαμψία ορίζεται ένα ποσοστό της αρηγμάτωσης / αρχική τιμής της  $EI$ , το οποίο υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$EI_{eff} = \frac{M_y * L_v}{3\theta_y}, \quad (3.2)$$

$M_y$  : ροπή αντοχής της διατομής, KNm

$L_v$  : το μήκος διάτμησης του στοιχείου

που λαμβάνεται απλουστευτικά ίσο με το ήμισυ του μήκους του στοιχείου, m

$\theta_y$  : η στροφή χορδής σε διαρροή, rad.



Σύμφωνα με τον EC8-Μέρος 3, Παράρτημα Α, η  $\theta_y$  για δοκούς και υποστυλώματα είναι ίση με ,

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 * \varphi_y * \frac{db * f_y}{\sqrt{f_c}}, \quad (3.3)$$

$\varphi_y$  : καμπυλότητα κατά τη διαρροή της ακραίας ίνας

που οφείλεται είτε στη διαρροή του εφ.οπλισμού είτε στη μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του σκυροδέματος όπου προκύπτει μικρότερη.

$z$  : μήκος εσωτερικού μοχλοβραχίονα

$a_v$  : 1 ή 0 ανάλογα με το αν η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής διαρροής

$d_b$  : μέση διάμετρος εφελκόμενου οπλισμού

$f_y, f_c$  : αντοχές χάλυβα και σκυροδέματος σε  $Mpa$

Η παραπάνω έκφραση είναι σχεδόν ίδια με αυτή που προτείνει ο ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ με τη διαφορά ότι στον πρώτο όρο, όπου εκφράζεται η συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, υπάρχει ένας αυξητικός συντελεστής της καμπυλότητας διαρροής,  $\varphi_y$ , 1,035. Ο δεύτερος όρος αντιπροσωπεύει την συνεισφορά της διατμητικής παραμόρφωσης και ο τρίτος την εξόλκευση των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η ροπή αντοχής του στοιχείου  $M_y$  υπολογίζεται από την έκφραση που προτείνει ο ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ, Α.6, Παράρτημα 7Α

$$\frac{M_y}{bd^3} = \varphi_y \left\{ Ec * \frac{\xi y^2}{2} \left( 0.5 (1 + \delta') - \frac{\xi y}{3} \right) + \left[ (1 - \xi y) \rho + (\xi y - \delta') \rho' + \frac{\rho v}{6} (1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{Es}{2} \right\} \quad (3.4)$$

όπου  $\xi y = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA$ , το ανηγμένο ύψος της θλιβόμενης ζώνης

Οι όροι A,B προσδιορίζονται ανάλογα με το αν η διαρροής της διατομής ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή το θλιβόμενο σκυρόδεμα, επομένως διακρίνονται δυο περιπτώσεις:

α) Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$\left. \begin{aligned} A &= \rho + \rho' + \rho v + \frac{N}{bdf_y} \\ B &= \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho v (1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y} \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

α) Διαρροή λόγω μη γραμμικών - παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$\left. \begin{aligned} A &= \rho + \rho' + \rho v - \frac{N}{1.8abdf_c} \\ B &= \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho v (1 + \delta') \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

Στις παραπάνω εκφράσεις τα  $\rho$ ,  $\rho'$  και  $\rho_n$  είναι τα ποσοστά του εφελκυσμένου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού αντίστοιχα,  $d'$  η απόσταση του ΚΒ του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία ίνα του σκυροδέματος ανηγμένη στο στατικό ύψος,  $d$ ,  $\alpha = E_s/E_c$ ,  $b$  το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και  $N$  το αξονικό φορτίο (+ για θλίψη).

Η τελική ενεργός δυσκαμψία σε ένα στοιχείο προκύπτει ως η μέση τιμή μεταξύ των τεσσάρων τιμών για αρνητική και θετική κάμψη στα άκρα του στοιχείου.

Από τα ανωτέρω και μετά από αναλυτικό υπολογισμό για τα δομικά στοιχεία κάθε πλαισίου οι μειωμένες τιμές δυσκαμψίας εμφανίζονται ιδιαίτερα συντηρητικές, κυρίως για τα παλαιού τύπου πλαίσια, A59\_GF με διακύμανση της  $EI_{eff}$  από 8% - 10% για τις δοκούς και 18% - 25% για τα υποστρώματα. Οι τιμές για τα νέα πλαίσια, EC8\_GF προκύπτουν εμφανώς πιο μεγάλες με αντίστοιχη διακύμανση 20% - 25% και 40% - 50%, δεδομένου ότι τα μέλη τους είναι πιο δύσκαμπτα και διαστασιολογημένα με καλύτερες ποιότητες υλικών σε σχέση με των A59\_GF.

Τέλος, οι μειώσεις στις αρχικές δυσκαμψίες των μελών προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα με κατάλληλη επεξεργασία των συντελεστών στις ιδιότητες των διατομών (Section Data→Set Modifiers→Moment of Inertia ≠1).

### 3.3 ΟΡΙΣΜΟΣ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ (ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ) – ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ, ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

#### 3.3.1 Διάκριση δομικών στοιχείων σε πλάστιμα και ψαθυρά

Σύμφωνα με τους EC8, μέρος 3 / ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ τα δομικά στοιχεία πρέπει να διακρίνονται σε πλάστιμα και ψαθυρά. Ο παραπάνω διαχωρισμός καθορίζει άμεσα την όλη διαδικασία της αποτίμησης επηρεάζοντας:

- Τους ελέγχους των κριτηρίων αποδοχής που πραγματοποιούνται σε όρους δυνάμεων για τα ψαθυρά στοιχεία και σε όρους παραμορφώσεων για τα πλάστιμα.
- Τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων. Σε περίπτωση που πρόκειται για ψαθυρό στοιχείο λαμβάνονται μειωμένες τιμές της ροπής αντοχής και τη γωνίας στροφής χορδής κατά την διαρροή.

Ένα μέλος χαρακτηρίζεται ψαθυρό εάν συντρέχει έστω μια από τις παρακάτω προϋποθέσεις (ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ 7.1.2.6.α):

- Ο λόγος διάτμησης του στοιχείου είναι μικρότερος του 2
- Η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής διαρροής το οποίο διαπιστώνεται από το αν η τέμνουσα δύναμη κατά την καμπτική διαρροή είναι μικρότερη από την αντοχή σε τέμνουσα του στοιχείου

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, σύμφωνα με τον ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ εξαρτάται από το βαθμό πλαστικοποίησης του στοιχείου ( $\mu\theta^{pl}$ ) και εκφράζεται :

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1-0.05 \min(5, \mu\theta^{pl})) [0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) (1-0.16 \min(5; \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w] \quad (3.7)$$

h: ύψος διατομής

x: ύψος της θλιβόμενης ζώνης.

N: αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

$\alpha_s$ : λόγος διάτμησης=Ls/h

$A_c$ : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με  $b_w d$  σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$   
 $f_c$ : θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (MPa).

$\rho_{tot}$ : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).

$V_w$ : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, ίση με:  $V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$  (για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$ ,  $\rho_w$ : το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού, z: ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με d-d' σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H),  $f_{yw}$ : η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού)

Αντίστοιχα η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην καμπτική διαρροή είναι  $V_{Mu} = M_y / L_s$  και επομένως από την σύγκριση των δυο αποφασίζουμε για τον τρόπο αστοχίας του μέλους

- Η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας,  $\mu\theta$  σε όρους στροφής – χορδής ή όρους καμπυλοτήτων να είναι μικρότερη του 2 ή του 3 αντίστοιχα.

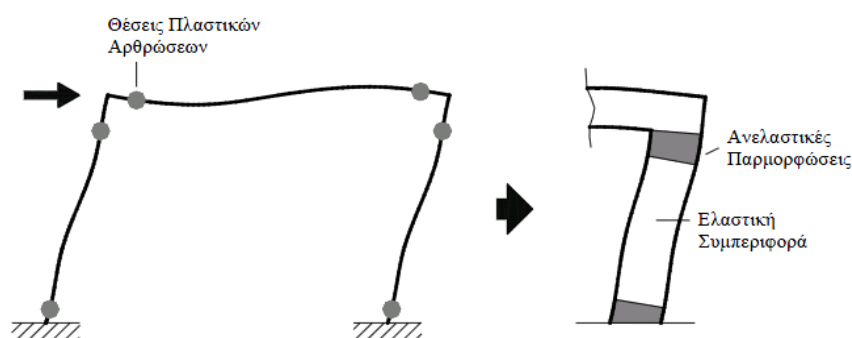
Σε όλους τους παραπάνω ελέγχους θα πρέπει να δοθεί έμφαση στην χρονική στιγμή την οποία επιλέγουμε να τους πραγματοποιήσουμε, από άποψη φορτίων. Δεδομένου λοιπόν ότι είναι αδύνατο να γνωρίζουμε πριν από τις αναλύσεις ορισμένες παραμέτρους όπως τα κρίσιμα αξονικά φορτία, N το μήκος διάτμησης  $L_s$  και την πλαστιμότητα πλαστικής στροφής του στοιχείου  $\mu\theta, \rho_l$ , θα πρέπει να γίνουν ορισμένες παραδοχές. Για χάρη απλοποίησης λοιπόν τα 3 κριτήρια ελέγχθηκαν στην φάση όπου ασκούνται τα κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού G+0.3Q, έχοντας υπόψη τη σχετική αβεβαιότητα που υπεισέρχεται σε σχέση με την εντατική κατάσταση όταν συνυπάρχουν οριζόντια φορτία .

Στα πρότυπα πλαίσια που μελετώνται και συγκεκριμένα στα παλαιού τύπου διεξήχθησαν οι ανωτέρω τρεις έλεγχοι στα δομικά τους μέλη και διαπιστώθηκε επί το πλείστον ότι τα στοιχεία και των έξι πλαισίων συμπεριφέρονται πλάστιμα..

Το αποτέλεσμα αυτό δικαιολογείται από το γεγονός ότι οι συνδετήρες είναι σχετικά πυκνοί για τα δεδομένα των κανονισμών του '59 και του '54, ενώ ο διαμήκης οπλισμός είναι σαφώς περιορισμένος με επακόλουθο να μην δίνει μεγάλη ροπή διαρροής σε κάμψη. Για τα EC8\_GF δεν υφίσταται θέμα διότι αυτά είναι απριόρι διαστασιολογημένα να διαθέτουν πλάστιμα μέλη, σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς.

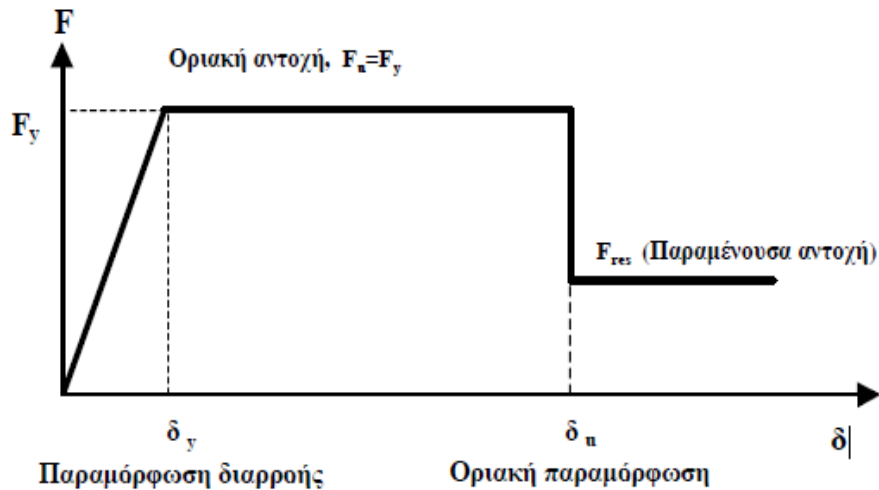
### 3.3.2 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων

Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης στην κατασκευή, τα μέλη αρχίζουν να διαρρέουν και να αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις στις θέσεις όπου η απαίτηση γίνεται μεγαλύτερη από την ικανότητα. Ως γνωστόν, οι θέσεις μέγιστης έντασης σε μια σεισμική δράση είναι τα άκρα των στοιχείων, συνεπώς η διαρροή ξεκινά από εκεί και επεκτείνεται προς το μέσο του στοιχείου αναπτύσσοντας όλο και μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Οι δε θέσεις αυτές, γνωστές ως πλαστικές αρθρώσεις εκτείνονται σε ένα πεπερασμένο μήκος  $L_p$  για το οποίο έχουν προταθεί διάφορες εκφράσεις κατά καιρούς, ενώ το υπόλοιπο τμήμα παραμένει ελαστικό, βλ Σχήμα .3.10.



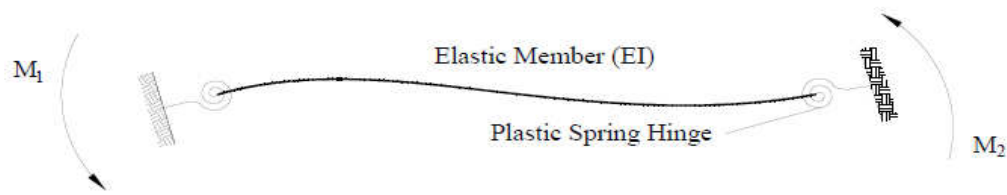
**Σχήμα 3.10:** Υποψήφιες θέσει πλαστικών αρθρώσεων

Το ζήτημα προσδιορισμού του μήκους της πλαστικής άρθρωσης και γενικότερα της κατανεμημένης ανελαστικότητας είναι πολύ ευαίσθητο, δεδομένου ότι εξαρτάται από τα μεταβαλλόμενα (κατά το σεισμό) φορτία και επομένως ο καθορισμός του είναι δύσκολος και όχι ακριβής. Οι κανονισμοί προτείνουν για τις ανάγκες της ανάλυσης, να προσομοιώνονται οι πλαστικές αρθρώσεις σημειακά, με νόμο συμπεριφοράς του υλικού όπως στο παρακάτω διαγράμματα έντασης – παραμόρφωσης (βλ. Σχήμα 3.11).:

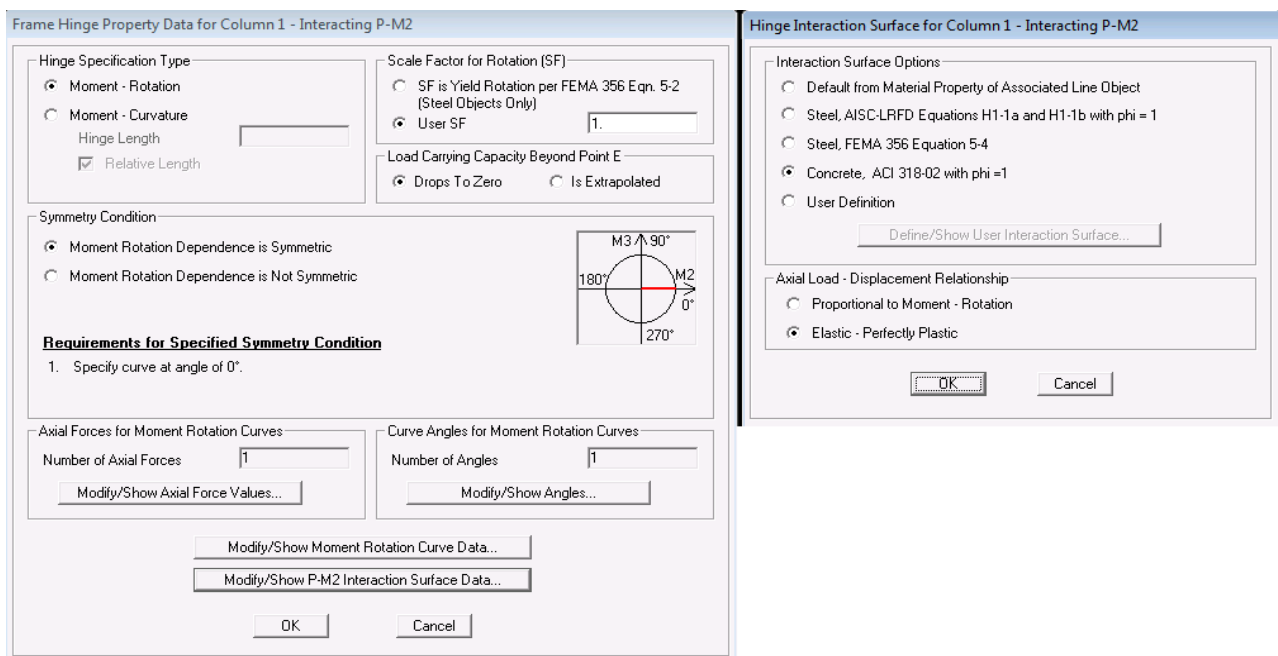


**Σχήμα 3.11:** Σκελετικό διάγραμμα έντασης - παραμόρφωσης επιμέρους δομικού μέλους κατά ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ 2012.

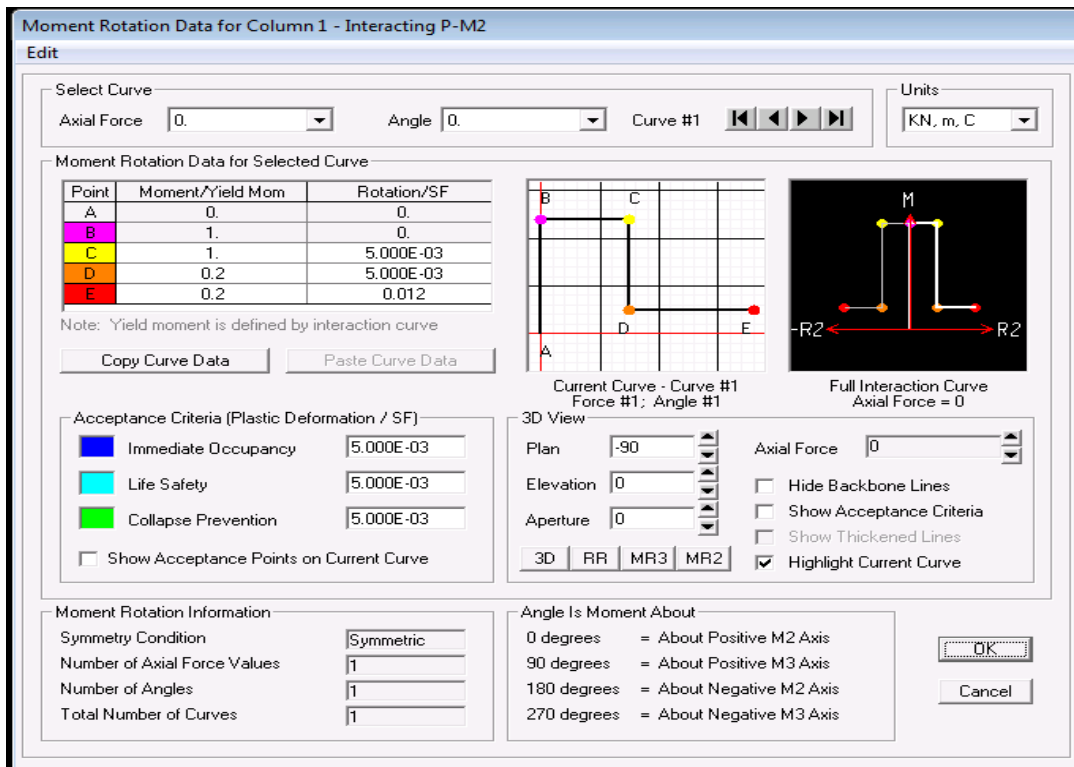
Για τις μη γραμμικές αναλύσεις στο SAP2000, χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων (Plastic Hinges). Το SAP2000 καθώς και άλλα προγράμματα στα οποία διενεργούνται ανελαστικές αναλύσεις, παρέχουν τη δυνατότητα προσομοίωσης της μη γραμμικής συμπεριφοράς στοιχείου με το μοντέλο μιας συνιστώσας (one component model, Σχήμα 3.12.), σύμφωνα με το οποίο, οι ιδιότητες μιας πλαστικής άρθρωσης περιγράφονται μόνο από το μετελαστικό κομμάτι του διαγράμματος έντασης - παραμόρφωσης. Το δε ελαστικό τμήμα  $M_y-\theta_y$  καθορίζεται στο πρόγραμμα μέσω της εισαγωγής των οπλισμένων διατομών όσον αφορά την  $M_y$  και μέσω της ενεργού δυσκαμψίας όσον αφορά την  $\theta_y$ . Το αποτέλεσμα από το συνδυασμό ελαστικού - ανελαστικού τμήματος είναι ένα ελαστοπλαστικό διάγραμμα  $M-\theta$ . Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι η μετελαστική ικανότητα μιας διατομής δεν επηρεάζεται από τις ιδιότητες που ορίσαμε προηγουμένως για τα επιμέρους υλικά (χάλυβας, σκυρόδεμα) αλλά εξαρτάται από το νόμο συμπεριφοράς που εισάγεται μέσω της εντολής **Assign Hinge Properties**. Στα επόμενα φαίνονται οι σχετικοί ορισμοί για υποστυλώματα και δοκούς, (Σχήματα 3.13, 3.14, 3.15)



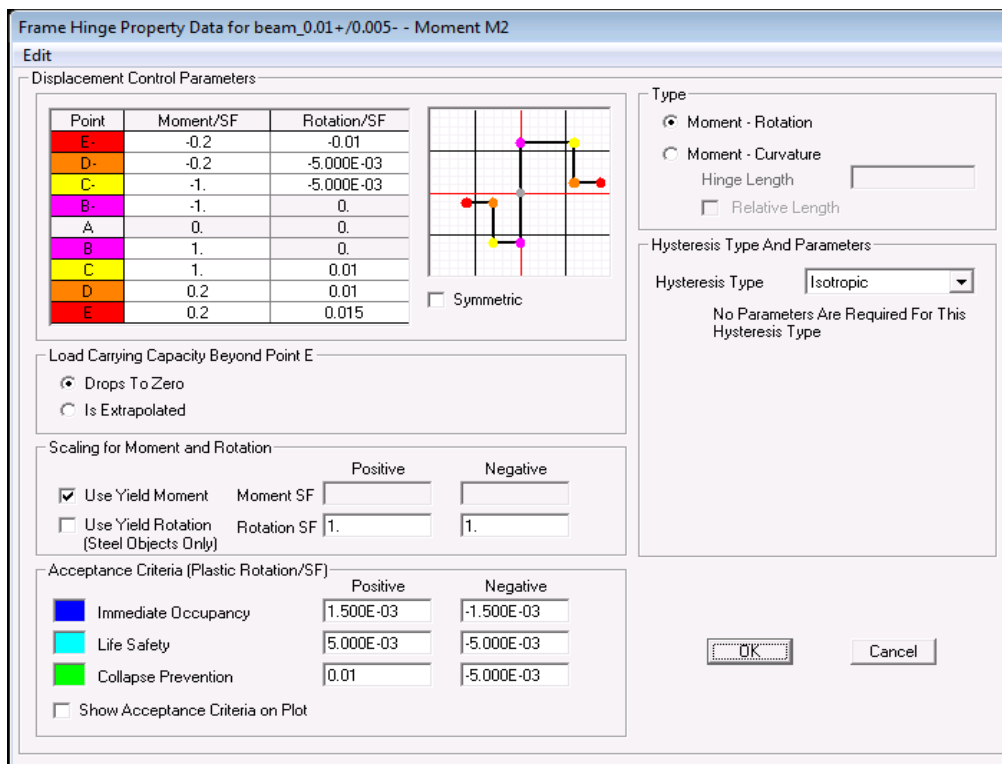
**Σχήμα 3.12:** Συγκεντρωμένη πλαστικότητα στα άκρα ενός μέλους βάσει του μοντέλου μιας συνιστώσας [Giberson]



**Σχήμα 3.13:** Εισαγωγή δεδομένων πλαστικής άρθρωσης σε υποστύλωμα

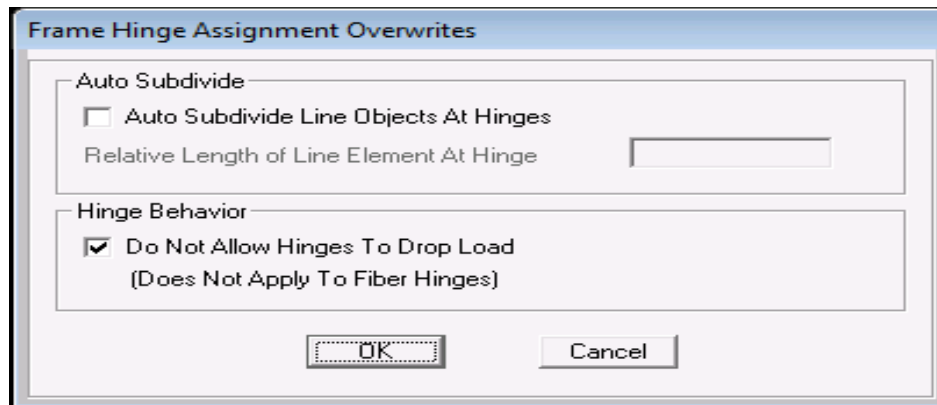


Σχήμα 3.14: Εισαγωγή διαγράμματος M-θρl. σε υποστύλωμα



Σχήμα 3.15: Εισαγωγή διαγράμματος M-θρl. σε δοκό

Παρατηρούμε ότι για τα υποστυλώματα, εκτός των άλλων, απαιτείται να επιλεγεί η μορφή της καμπύλης αλληλεπίδρασης αξονικής – ροπής  $M_2$  προκειμένου να χρησιμοποιηθεί για την εύρεση της ροπής αντοχής της διατομής υπό την αντίστοιχη αξονική. Επίσης σχετικά με τα χαρακτηριστικά σημεία του διαγράμματος ροπής – πλαστικής γωνίας στροφής (B,C,D,E) πρέπει να σημειώσουμε ότι σε αυτή τη φάση της προσομοίωσης δεν κρίνεται απαραίτητο να εισαχθεί η οριακή πλαστική γωνία στροφής (σημεία C,D) για την οποία οι κανονισμοί προτείνουν διάφορες τιμές. Αυτό επιλέγεται διότι θα δώσουμε εν συνεχεία στις πλαστικές αρθρώσεις την ιδιότητα να μην «χάνουν» τη φέρουσα ικανότητα τους και να παραμορφώνονται απεριόριστα καθ' όλη τη διάρκεια των μη γραμμικών αναλύσεων. Επομένως ο ορισμός των σημείων C,D,E δεν παίζει ρόλο στη παρούσα φάση, ενώ για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των μελών μόνο ο υπολογισμός της οριακής γωνίας στροφής (σημείο C) είναι απαραίτητος. Η παραδοχή που γίνεται φαίνεται στο Σχήμα 3.16, και γίνεται για λόγους μαθηματικής ευστάθειας των μη γραμμικών αναλύσεων. Τέλος για τις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται με βάση τον Αμερικάνικο κανονισμό FEMA 356 σε τρεις κατηγορίες (Άμεση Χρήση - Προστασία Ζωής – Οιονεί κατάρρευση), ισχύει η ίδια λογική με αυτή για τα χαρακτηριστικά σημεία της  $M-\theta_{pl}$ , δηλαδή οι τιμές των πλαστικών γωνιών στροφής παραμένουν ως έχουν, από την προεπιλογή που υπάρχει στο πρόγραμμα.



**Σχήμα 3.16:** Παραδοχή απεριόριστης παραμόρφωσης πλ. άρθρωσης χωρίς απώλεια αντοχής της.



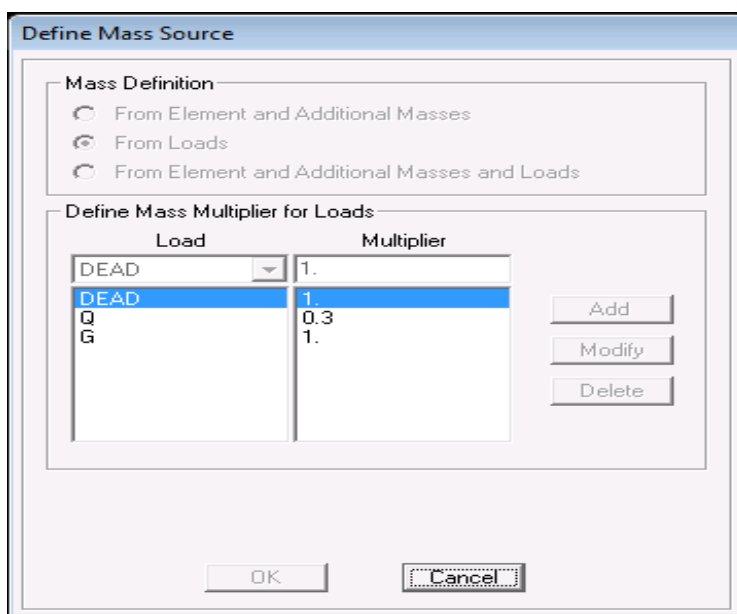
## 3.4 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ – ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΑΖΩΝ – ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 3.4.1 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία που επιβάλλονται στα επίπεδα πλαίσια αποτελούνται από το ίδιο βάρος των στοιχείων το οποίο εισάγεται αυτόματα από το πρόγραμμα, τα μόνιμα φορτία από το βάρος την επένδυσης των πλακών (G) καθώς και των κινητών φορτίων (Q), ενώ δεν λαμβάνονται υπόψη φορτία τοιχοποιίας. Τα παραπάνω έχουν διανεμηθεί στις δοκούς σύμφωνα με τις επιφάνειες επιρροής που ορίζει ο ΕΚΩΣ2000.

### 3.4.2 Προσομοίωση μαζών

Η μάζα των πλαισίων ορίστηκε από τον σεισμικό συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων,  $G+0.3Q$  όπως για ορίζεται για συνήθη κτίρια, βλ. Σχήμα 3.17 και κατανεμήθηκε στους κόμβους κάθε στάθμης.



Σχήμα 3.17:  $G+0.3Q$  συνδυασμός από τον οποίο διαμορφώνεται η μάζα του πλαισίου

### 3.4.3 Ιδιομορφική Ανάλυση

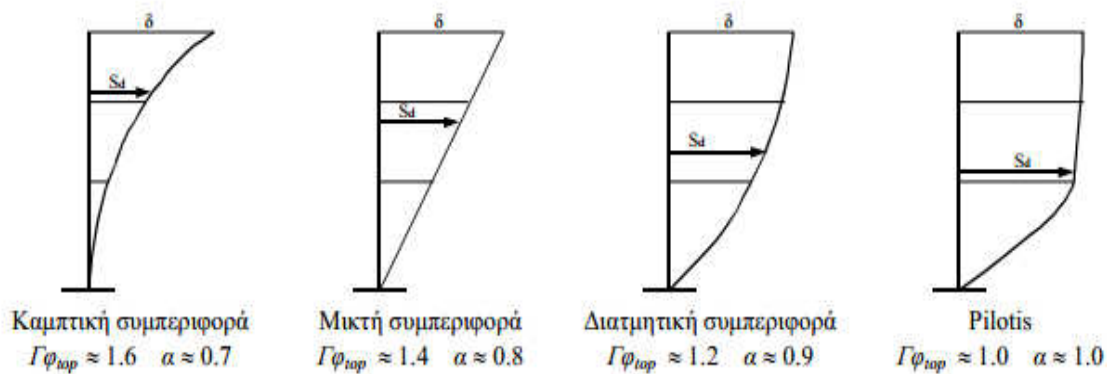
Για την διεξαγωγή των ιδιομορφικών αναλύσεων, οι κόμβοι των πλαισίων προσομοιώθηκαν ως τμήματα διαφράγματος ως προς τον κατακόρυφο άξονα Z. Σύμφωνα με τον ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ και για την συνηθισμένη περίπτωση συστήματος δοκών – πλακών το αντίστοιχο διάφραγμα επιτρέπεται να θεωρείται απαραμόρφωτο εάν η αντοχή και η δυσκαμψία του είναι ικανοποιητικές. Συνεπώς η παραδοχή διαφραγματικής λειτουργίας των κόμβων είναι ρεαλιστική και αποδεκτή. Όσον αφορά τη βάση των πλαισίων επιλέχθηκε η λύση της πάκτωσης, η οποία αντιπροσωπεύει πλήρως την αντίστοιχη θεμελίωση κατά τον σχεδιασμό των πλαισίων.

Από την εκτέλεση ιδιομορφικών αναλύσεων στο SAP2000, προέκυψαν τα κάτωθι αποτελέσματα για κάθε τύπο πλαισίου.

<b>ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΠΛΑΙΣΙΩΝ</b>				
<b>Τύπος πλαισίου</b>	<b>Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, T<sub>1</sub> (sec.)</b>	<b>2<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος, T<sub>2</sub> (sec.)</b>	<b>Συντελεστής Συμμετοχής 1ης Ιδιομορφής, Γ<sub>1</sub>*φ<sub>top</sub></b>	<b>α<sub>1</sub>, Ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στην 1<sup>η</sup> ιδομορφή,</b>
A59_3s2b	0.78	0.26	1.25	0.89
A59_3s4b	0.78	0.27	1.25	0.89
A59_6s2b	1.33	0.44	1.28	0.84
A59_6s4b	1.22	0.39	1.27	0.89
A59_9s2b	1.65	0.54	1.30	0.79
A59_9s4b	1.76	0.58	1.29	0.82
EC8_3s1b	0.80	0.22	1.28	0.83
EC8_3s2b	0.75	0.22	1.28	0.83
EC8_6s1b	1.67	0.51	1.32	0.78
EC8_6s2b	1.55	0.46	1.30	0.80
EC8_9s1b	2.32	0.73	1.31	0.76
EC8_9s2b	2.20	0.66	1.30	0.77

**Πίνακας 3.1:** Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης των πρότυπων πλαισίων, GF.

Γενικώς παρατηρούμε ότι οι τιμές των ιδιοπεριόδων είναι σχετικά υψηλές για τα δεδομένα ύψη των πλαισίων, γεγονός που οφείλεται στην πολύ μειωμένη δυσκαμψία των μελών και στο ότι δεν εισήχθησαν οι τοιχοπληρώσεις στα επίπεδα πλαίσια. Επίσης παρατηρούμε ότι τόσο ο συντελεστής συμμετοχής, Γ όσο και και της ιδιομορφικής μάζας, α κυμαίνονται μεταξύ 1.25-1.30 και 0.8-0.9 αντίστοιχα, γεγονός που δείχνει ότι εν γένει τα πλαίσια παρουσιάζουν διατμητική προς μικτή συμπεριφορά, όσον αφορά την θεμελιώδη ιδιομορφική τους απόκριση.



**Σχήμα 3.18:** Τιμές συντελεστή  $\Gamma$  &  $\alpha$  για χαρακτηριστικές ιδιομορφικές συμπεριφορές.

### 3.5 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Τα πρότυπα πλαίσια πρόκειται να υποβληθούν σε μια σειρά από μη γραμμικές αναλύσεις στατικές και δυναμικές προκειμένου να προσδιοριστεί όσο το δυνατόν καλύτερα και πληρέστερα η ανελαστική απόκριση τους κατά το σεισμό. Στις επόμενες ενότητες θα περιγραφούν οι παράμετροι που απαιτούνται για την διενέργεια αυτών των αναλύσεων.

#### 3.5.1 Μη γραμμική στατική ανάλυση (MPA)

Η πραγματοποίηση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης στοχεύει στην ανάπτυξη της καμπύλης πλευρικής οριακής ώθησης (pushover), το γνωστό διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετατόπισης οροφής, υπό την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων και ακολούθως την εφαρμογή οριζόντιας μονοτονικά αυξανόμενης δράσης. Η διαδικασία στο SAP2000 συνοψίζεται στα επόμενα βήματα:

I) Ορισμός μη γραμμικής στατικής φόρτισης από το συνδυασμό  $G+0.3Q$  (αρχικές συνθήκες, κατάσταση απαραμόρφωτου φορέα)

II) Ορισμός πλευρικής φόρτισης η οποία αυξάνεται στατικά και μη γραμμικά και συνεχίζει από το τέλος της προηγούμενης φορτιστικής κατάστασης. Η κατανομή των οριζόντιων φορτίων πρέπει να πραγματοποιείται με δυο τουλάχιστον τρόπους, σύμφωνα με τους κανονισμούς. Η μια επιλογή είναι η ιδιομορφική ή τύπου ιδιομορφική και η δεύτερη η ομοιόμορφη καθ' ύψος. Στην παρούσα επιλέχθηκε η ιδιομορφική κατανομή κατά την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (MPA, Modal Pushover Analysis).

Επιπλέον ακολουθείται να γίνει η εφαρμογή του φορτίου μέχρι μια συγκεκριμένη μετατόπιση (μεγάλη τιμή ανάλογη με το ύψος του φορέα) και κόμβο ελέγχου στην οροφή του πλαισίου. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στις παραμέτρους ελέγχου για την ακρίβεια της λύσης προκειμένου να αποφευχθούν αριθμητικές αστάθειες και να ληφθεί μια ολοκληρωμένη επίλυση.

Για αυτό ορίστηκε ως μέθοδος αποφόρτισης των πλαστικών αρθρώσεων η χρήση της τέμνουσας δυσκαμψίας και παράλληλα εκλέχθηκαν (κατόπιν δοκιμών) οι κατάλληλες τιμές μέγιστου αριθμού βημάτων για την εύρεση λύσης. Τέλος αμελούνται τα φαινόμενα 2ας τάξεως, τα οποία υπενθυμίζουμε ότι συμβάλλουν με γεωμετρικό τρόπο στη μη γραμμικότητα της απόκρισης των κτιρίων (Geometric Nonlinearity Parameters).

### 3.5.2 Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης (RHA)

Η συγκεκριμένη ανάλυση αποτελεί μια πολύ εξειδικευμένη και υψηλή σε ακρίβεια διαδικασία για την προσέγγιση της δυναμικής απόκρισης των κατασκευών. Όμως, ο υπολογιστικός φόρτος της και οι ιδιαίτερες απαιτήσεις της σε προγράμματα ανάλυσης και ανθρώπινο δυναμικό την καθιστούν επίπονη και ίσως απαγορευτική για συνήθεις περιπτώσεις μελετών. Επίσης πρέπει να επισημάνουμε ότι και αυτή η μέθοδος ανάλυσης πρέπει να αξιολογείται, καθώς τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε δεν είναι κατ' ανάγκη αξιόπιστα επειδή εξαρτώνται από την επιλογή της σεισμικής διέγερσης. Συνεπώς για να πάρουμε μια σαφή εικόνα για τη συμπεριφορά των κατασκευών σε σεισμό, θα πρέπει διεξάγουμε πολλές επιλύσεις με διεγέρσεις διαφορετικών χαρακτηριστικών. Στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκε αυτή η φιλοσοφία και για αυτό όπως θα δούμε παρακάτω επιλέχθηκαν αρκετές καταγραφές κοντά στο ρήγμα, προκειμένου να μελετηθούν και να αξιολογηθούν οι επιπτώσεις των σεισμών κοντινού πεδίου στα υπό μελέτη πρότυπα διατμητικά πλαίσια, GF.

Η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης βασίζεται στην εν χρόνω ολοκλήρωση της βασικής εξίσωσης δυναμικής ισορροπίας ενός διακριτοποιημένου συστήματος που υπόκειται σε σεισμική επιτάχυνση βάσεως:

$$M \Delta \ddot{u}(t) + C_T \Delta \dot{u}(t) + K_T \Delta u(t) = -M \Delta \ddot{u}_g(t) \quad (3.8)$$

M: το μητρώο μάζας του συστήματος

C<sub>T</sub>: το εφαπτομενικό μητρώο απόσβεσης του συστήματος

K<sub>T</sub>: το εφαπτομενικό μητρώο ακαμψίας του συστήματος που μεταβάλλεται κάθε στιγμή που ένα ή περισσότερα στοιχεία περνούν από την ελαστική στη μετελαστική περιοχή. Η αντίστροφη πορεία της μετάβασης από την ανελαστική στην ελαστική συμπεριφορά δεν προσομοιώνεται στις μέχρι τώρα εκδόσεις του SAP2000.

$\Delta\ddot{u}$ ,  $\Delta\dot{u}$ ,  $\Delta u$  τα διανύσματα μεταβολών των σχετικών ως προς τη βάση μετακινήσεων των κόμβων του συστήματος σε χρόνο  $\Delta t$  (το χρονικό βήμα της αριθμητικής ολοκλήρωσης)

$\Delta\ddot{u}_g$  : το διάνυσμα των μεταβολών των σεισμικών επιταχύνσεων της βάσης σε χρονικό διάστημα  $\Delta t$

Για την επίλυση της παραπάνω μητρωικής διαφορικής εξίσωσης 2ας τάξεως χρησιμοποιείται η μέθοδος Newmark, στην οποία οι μετακινήσεις και οι ταχύτητες εντός του χρονικού βήματος  $\Delta t$  προέρχονται από ολοκλήρωση της αντίστοιχης επιτάχυνσης με την παραδοχή συγκεκριμένης μεταβολής της επιτάχυνσης. Μετά από ολοκλήρωση οι μορφές της ταχύτητας και της μετακίνησης παίρνουν την μορφή

Η παράμετρος  $\gamma$  αφορά ένα συντελεστή βάρους που αντανακλά την επιρροή της αρχικής και

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + (1-\gamma) \Delta t \ddot{u}_n + \gamma \Delta t \ddot{u}_{n+1} \quad (3.9)$$

$$u_{n+1} = u_n + \Delta t \ddot{u}_n + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{u}_n + \beta \Delta t^2 \ddot{u}_{n+1} \quad (3.10)$$

τελικής επιτάχυνσης στον υπολογισμό της ταχύτητας. Αντίστοιχα, η παράμετρος  $\beta$  είναι ο συντελεστής επιρροής της επιτάχυνσης στον υπολογισμό της μετακίνησης. Μια από τις πιο διαδεδομένες υπο - περιπτώσεις της Newmark- $\beta$  είναι αυτή που «δίνει» στις παραμέτρους  $\gamma=1/2$  και  $\beta=1/4$  και ονομάζεται μέθοδος «σταθερής μέσης επιτάχυνσης» γιατί βασίζεται στην παραδοχή ότι η επιτάχυνση είναι σταθερή και ίση με το μέσο όρο της αρχικής και τελικής της τιμής σε βήμα  $\Delta t$ .

Σε πρακτικό επίπεδο, η διαδικασία ορισμού μιας φόρτισης με επιταχυνσιογράφημα βάσης στο SAP2000 διαρθρώνεται ως εξής:

I) Εισαγωγή της χρονοϊστορίας της εδαφικής κίνησης.

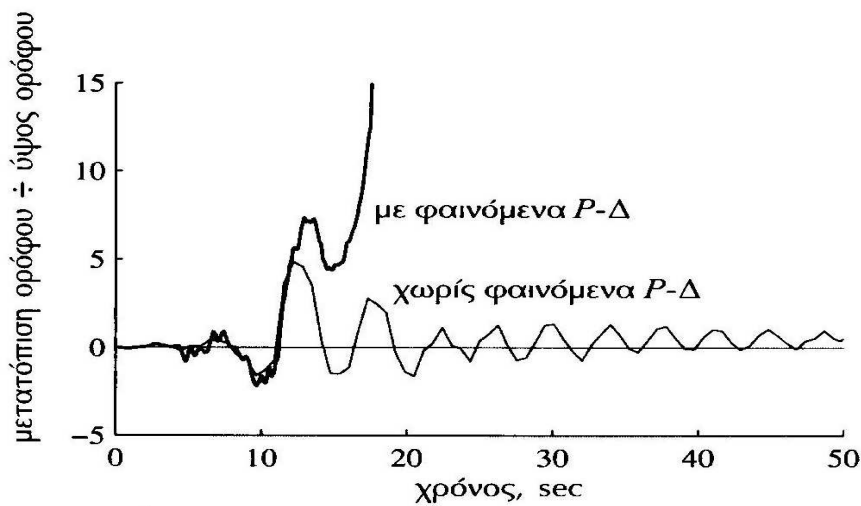
II) Ορισμός μη γραμμικής στατικής φόρτισης από το συνδυασμό  $G+0.3Q$  (αρχικές συνθήκες, κατάσταση απαραμόρφωτου φορέα), ακριβώς η ίδια περίπτωση με την μη γραμμική στατική ανάλυση.

III) Ορισμός της δυναμικής φόρτισης, ως συνέχεια της επιβολής των κατακόρυφων φορτίων με τις εξής παραμέτρους –παραδοχές:

- Η ιξώδης απόσβεση του συστήματος υπολογίζεται με βάση την 1<sup>η</sup> και την 2<sup>η</sup> ιδιοπερίοδο με αντίστοιχους συντελεστές απόσβεσης του υλικού 5%

- Οι παράμετροι για τον έλεγχο της ακρίβειας της λύσης παρέμειναν ίδιοι με την προεπιλογή του προγράμματος
- Για κάθε διέγερση καθορίστηκε το χρονικό βήμα ολοκλήρωσης,  $\Delta t$  και το σύνολο των βημάτων. Οι παραπάνω τιμές προέκυψαν με δοκιμές κατά περίπτωση.

Τέλος, θα πρέπει να σημειωθεί ότι και σε αυτές τις αναλύσεις δεν ελήφθησαν υπόψη φαινόμενα P- $\Delta$ , για λόγους αριθμητικής ευστάθειας των λύσεων. Γενικώς, τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως θα πρέπει να μελετώνται σε μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις τέτοιου τύπου, διότι συμβάλλουν έντονα στη μη γραμμικότητα του προβλήματος δημιουργώντας βέβαια και τα αντίστοιχα προβλήματα στις επιλύσεις, βλ. Σχήμα 3.19. Στην παρούσα διερεύνηση τα φαινόμενα αυτά όμως διαφεύγουν των στόχων της και δεν μελετώνται περαιτέρω.



**Σχήμα 3.19:** Επιρροή φαινομένων 2ας τάξεως, P- $\Delta$  στην απόκριση πλαισίου [Chopra]

## 4. ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ

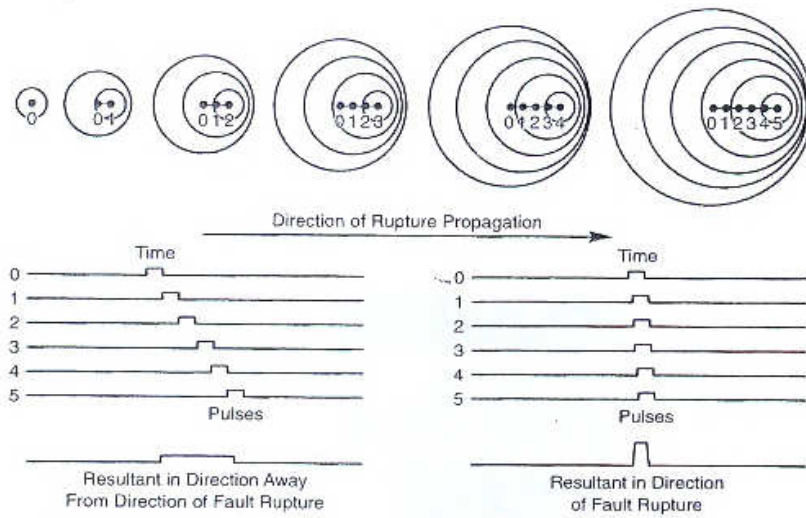
### Προεπισκόπηση

Στόχος του Κεφαλαίου 4 αποτελεί η παρουσίαση των σεισμικών καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις των πρότυπων επίπεδων πλαισίων και οι παράμετροι για τις οποίες επιλέχθηκαν οι συγκεκριμένες διεγέρσεις με χαρακτηριστικά εδαφικής κίνησης σε κοντινό πεδίο.

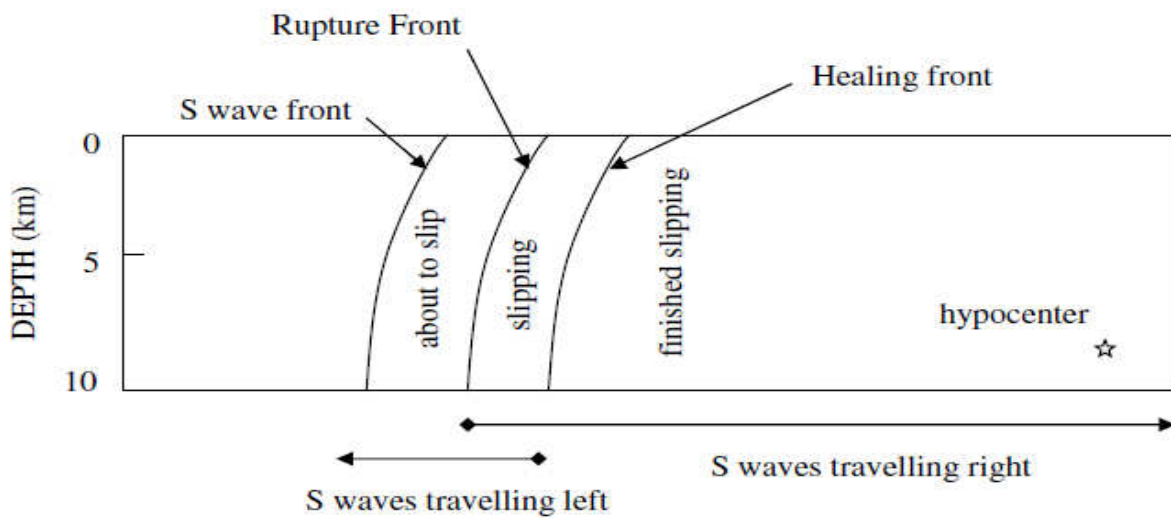
### 4.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΚΙΝΗΣΗΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΟΥΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

Τα σύγχρονα δεδομένα γύρω από την καταγραφή εδαφικών κινήσεων σε σεισμούς κοντινού πεδίου, δηλαδή κοντά στη σεισμική πηγή, καταδεικνύουν πως υπάρχει σαφής διαφοροποίηση σε σχέση με αυτά που λαμβάνουμε μακριά από το ρήγμα. Η ζώνη επιρροής των φαινόμενων κοντινού πεδίου εντοπίζεται σε μια ακτίνα 20-60 Km και χαρακτηρίζεται από έντονες βλάβες στις κατασκευές κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η εδαφική κίνηση σε τέτοιες περιπτώσεις εξαρτάται από το μηχανισμό διάρρηξης, την κατεύθυνση διάδοσης της και τις πιθανές μόνιμες παραμορφώσεις εξ' αιτίας της ολίσθησης του ρήγματος.

Από φυσικής απόψεως το φαινόμενο της διαδοχικής διάρρηξης σημείων επάνω στο ρήγμα (χαρακτηριστική θραύση κλειδιών κατά μήκος του ρήγματος) παρομοιάζεται με το φαινόμενο Doppler (Σχήμα 4.1). Κατά τη διάρκεια αυτού του φαινομένου παράγεται ένας παλμός ταχύτητας ίσης με αυτή των διατμητικών κυμάτων S του βράχου και περίπου ίσης με αυτή της ταχύτητας διάρρηξης. Στην περίπτωση δε που οι κατευθύνσεις της διάρρηξης και της ολίσθησης του ρήγματος συμβαίνουν προς την ίδια περιοχή τότε το φαινόμενο που συζητάμε καλείται έμπροσθεν κατευθυντικότητα και σε κάθε σημείο της περιοχής φθάνει το μέτωπο των κυμάτων S ως ένας μεγάλος παλμός κίνησης με μεγάλο εύρος ανάμεσα στις μεγάλες περιόδους και μικρή διάρκεια. Αντίθετα, εάν το εξεταζόμενο σημείο βρίσκεται σχεδόν στο επίκεντρο του σεισμού τότε η διάρρηξη απομακρύνεται δεδομένου ότι σε κάθε επόμενο σημείο στο οποίο συμβαίνει μια επιμέρους σεισμική διάρρηξη, ο παλμός που τη συνοδεύει φτάνει στο τέλος της άφιξης του προηγούμενου, βλ. Σχήμα 4.2. Σε αυτή την περίπτωση το φαινόμενο καλείται όπισθεν κατευθυντικότητα (backward directivity) και χαρακτηρίζεται από κινήσεις μεγάλης διάρκειας και μικρού εύρους ανάμεσα στις μεγάλες περιόδους. Τέλος, όταν το υπό εξέταση σημείο βρίσκεται σε μια «ενδιάμεση» θέση, όχι ακριβώς στο επίκεντρο αλλά μέσα στην επίμαχη περιοχή και όχι προς τη διάρρηξη, τότε το αντίστοιχο φαινόμενο καλείται «ουδέτερη» κατευθυντικότητα.



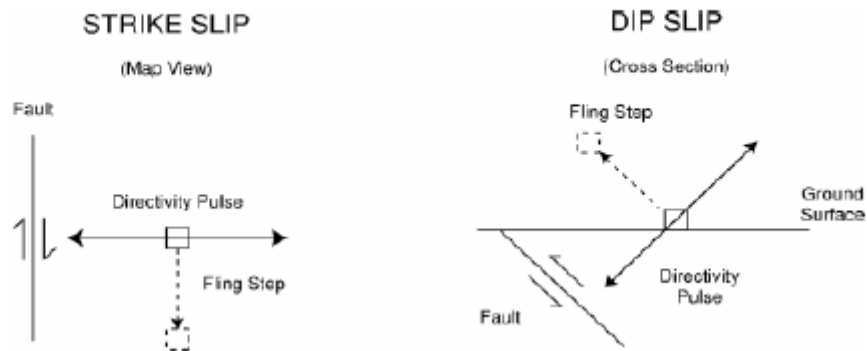
**Σχήμα 4.1:** Επίδραση της κατευθυντικότητας της διάρρηξης που εξηγείται από το φαινόμενο Doppler



**Σχήμα 4.2:** Σχηματικό διάγραμμα επίδρασης της κατευθυντικότητας της διάρρηξης για οριζόντιο ρήγμα ολίσθησης. Η διάρρηξη αρχίζει στο υπόκεντρο και διαδίδεται με ταχύτητα περίπου ίση με το 80% της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων. Η εικόνα παρουσιάζει ένα στιγμιότυπο του μετώπου της ρήξης σε μια δεδομένη στιγμή (από Somerville et al 1997a).

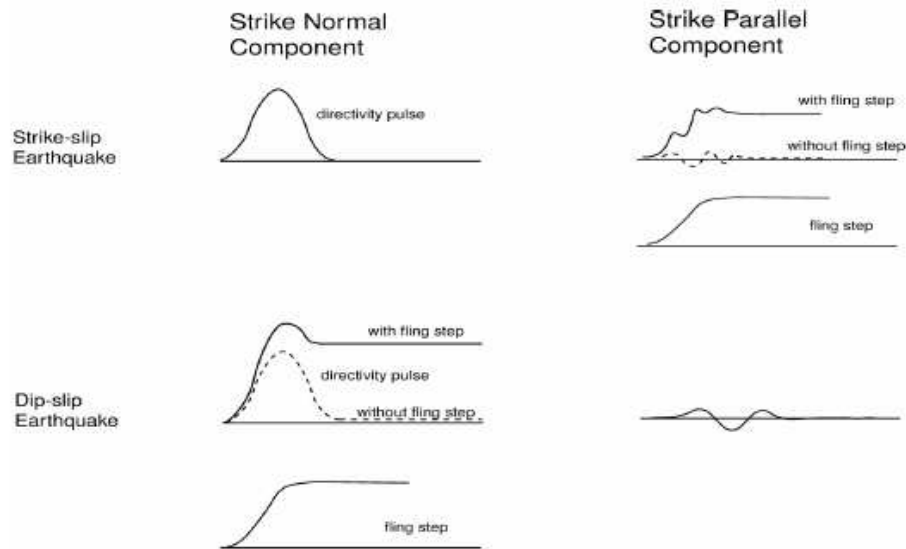


Επίσης ένα άλλο χαρακτηριστικό των καταγραφών κοντινού πεδίου αποτελούν οι παραμένουσες μετακινήσεις (fling step) οι οποίες προκύπτουν ως αποτέλεσμα της συνολικής ολίσθησης του ρήγματος και εμφανίζονται παράλληλα στην διεύθυνση της. Οι μετατοπίσεις αυτές δε σχετίζονται άμεσα με τις δυναμικές κινήσεις οφειλόμενες στον παλμό κατευθυντικότητας της διάρρηξης.



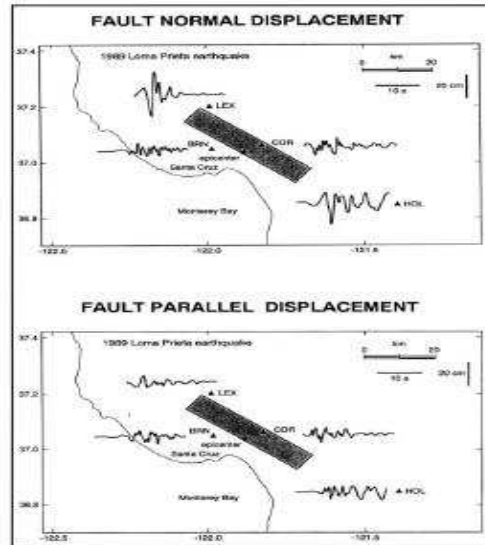
**Σχήμα 4.3:** Προσανατολισμοί μόνιμων μετακινήσεων και παλμού κατευθυντικότητας σε ρήγμα οριζόντιας και κατακόρυφης βύθισης

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι ο τύπος του ρήγματος παίζει ρόλο στην κατεύθυνση που εμφανίζονται τα παραπάνω δυο χαρακτηριστικά των εδαφικών κινήσεων στο εγγύς πεδίο. Ειδικότερα, σε ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης το φαινόμενο της κατευθυντικότητας παρουσιάζεται στην κάθετη συνιστώσα της διέγερσης και η παραμένουσα μετακίνηση στην παράλληλη, ενώ σε ρήγμα κατακόρυφης βύθισης και τα δυο χαρακτηριστικά υφίστανται στις δυο κάθετες συνιστώσες. Στο Σχήμα 4.4 για κάθε τύπο ρήγματος φαίνονται οι επιδράσεις των δυο χαρακτηριστικών επί της χρονοϊστορίας εδαφικής κίνησης για τις δυο συνιστώσες της.



**Σχήμα 4.4:** Σχηματικό διάγραμμα των χρονοϊστοριών για ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης και ρήγμα κατακόρυφης βύθισης στο οποίο η παραμένουσα μετακίνηση και ο παλμός κατευθυντικότητας παρουσιάζονται μαζί και χωριστά.

Η επιρροή της κατευθυντικότητας της διάρρηξης έχει αναγνωρισθεί σε πολλές περιπτώσεις σεισμών στο παρελθόν και αποτελεί αντικείμενο προς μελέτη και έρευνα τα τελευταία χρόνια. Χαρακτηριστικό παράδειγμα των εδαφικών μετατοπίσεων που επηρεάζονται από την κατευθυντικότητα είναι οι μετατοπίσεις που καταγράφηκαν κατά τη διάρκεια του σεισμού στο Loma Prieta του 1989 και παρουσιάζονται στο Σχ. Στο επίκεντρο του σεισμού οι οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις είναι μέτριες τόσο στις κάθετες όσο και στις παράλληλες με το ρήγμα συνιστώσες κάτι που αποδίδεται στην όπισθεν κατευθυντικότητα. Στα άκρα του ρήματος παρ' όλα αυτά η έμπροσθεν κατευθυντικότητα αναγκάζει τις οριζόντιες εδαφικές κινήσεις στην κάθετη διεύθυνση του ρήματος να είναι παλμικές και πολύ μεγαλύτερες από τις κινήσεις των παραλλήλων συνιστωσών του ρήματος, οι οποίες είναι παρόμοιες με εκείνες κοντά στο επίκεντρο. Οι μεγάλες παλμικές κινήσεις εμφανίζονται μόνο στην κάθετη με το ρήγμα συνιστώσα (fault normal) και μόνο μακριά από το επίκεντρο.



**Σχήμα 4.5:** Αποτελέσματα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης στις καταγεγραμμένες χρονοϊστορίες μετακινήσεων του σεισμού του Loma Prieta του 1989 για τις κάθετες (άνω) και τις παράλληλες (κάτω) στο ρήγμα συνιστώσες. EERI, 1995.

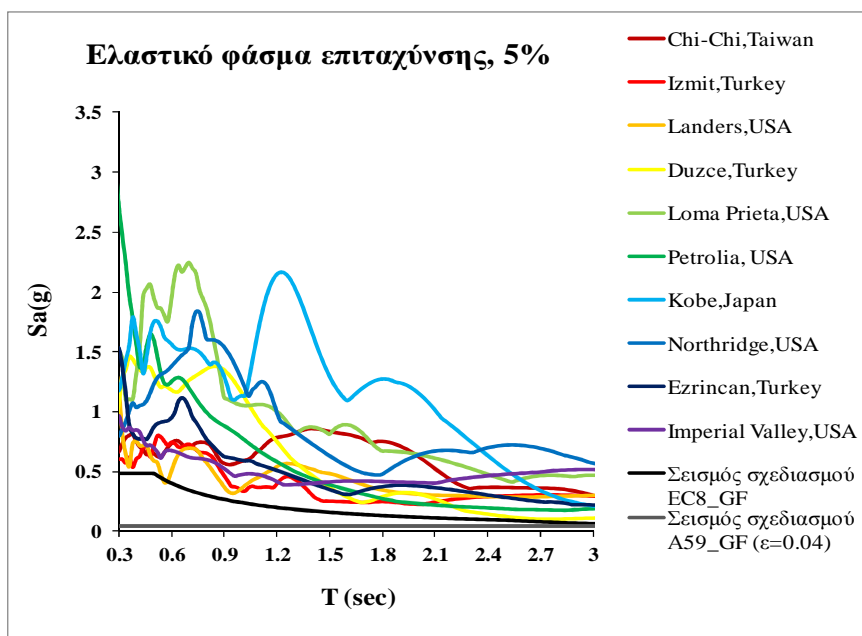
#### 4.2 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΓΡΑΦΕΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ ΠΡΟΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Οι εδαφικές κινήσεις με παρουσία παλμού στην αρχή της χρονοϊστορίας της ταχύτητας ανήκουν σε μια ειδική κατηγορία εδαφικών κινήσεων που προκαλούν πολλές καταστροφές στις κατασκευές. Αυτό το είδος εδαφικής κίνησης, το οποίο στην έρευνα των Shahi και Baker (2011) αναφέρεται ως παλμική κίνηση, παρατηρείται συνήθως σε περιοχές που βρίσκονται κοντά στο ρήγμα και θεωρείται ότι οφείλεται κατά κύριο λόγο στην παρουσία των φαινομένων έμπροσθεν κατευθυντικότητας (Somerville et al. 1997, Somerville 2003 και 2005, Spudlich και Chiou 2008). Οι παλμικές εδαφικές κινήσεις αυξάνουν τις σεισμικές απαιτήσεις των κατασκευών και προκαλούν εκτεταμένες καταστροφές, όπως παρατηρήθηκε σε διάφορους σεισμούς.

Με βάση τα παραπάνω πραγματοποιήθηκε η επιλογή των σεισμικών καταγραφών κοντινού πεδίου για τις μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας απόκρισης των πρότυπων επίπεδων πλαισίων. Ως κριτήριο τέθηκε η ύπαρξη του φαινομένου της έμπροσθεν κατευθυντικότητας (F) ενώ οι τελικές επιλογές αφορούν τις συνιστώσες όπου εμφανίζεται η μέγιστη μεταξύ των μεγίστων φασματικών μετατοπίσεων ( $SD_{max}$ ), προκειμένου να μελετηθεί η δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης για τα πλαίσια. Παρακάτω παρουσιάζονται οι επιλεγόμενες καταγραφές με τα αντίστοιχα στοιχεία που τις συνοδεύουν, Πίνακας 4.1. και στο Σχήμα 4.6 εμφανίζονται τα ελαστικά φάσματα, 5% απόσβεσης για κάθε σεισμό συγκρινόμενα με τον σεισμό σχεδιασμού που έχει επιλεγθεί για κάθε ομάδα.

No	LOCATION	DATE	Mw	F/M	STATION	S/C	DIRTY	C/D	COMP.	SDmax	maxSd,max
1	Chi-Chi,Taiwan	20/9/1999	7.6	RV	TCU068	SL	F	0.2	90-360	597.22-768.98	768.9
2	Izmit,Turkey	17/8/1999	7.4	SS	Yarimca Petkim (YPT)	SL	F	2.6	0-270	107.42-145.02	145.02
3	Duzce,Turkey	12/11/1999	7.1	OB	Bolu (BOL)	SL	F	19.9	0-90	49.54-30.70	49.54
4	Landers,CA,USA	28/6/1992	7.3	SS	Lucerne Valley (LUC)	SL	F	1.1	0-90	36.74-156.90	156.9
5	Loma Prieta,USA	17/10/1989	6.9	OB	Los Gatos Presentation Center (LGP)	HR	F	3	0-90	115.24-31.58	115.24
6	Petrolia,CA,USA	25/4/1992	6.9	RV	Cape Mendocino (CAP)	HR	F	7.8	0-90	73.13-36.23	73.13
7	Hanshin (Kobe),Japan	17/1/1995	6.8	SS	Takatori (TAK)	SL	F	1.1	0-90	114.89-95.42	114.89
8	Northridge,CA,US A	17/1/1994	6.7	RV	Sylmar Converter Station (SCG)	SL	F	5.1	52-142	131.88-87.25	131.88
9	Erzincan,Turkey	13/3/1992	6.6	SS	Erzincan (ERZ)	SL	F	2	0-90	56.46-71.02	71.02
10	Imperial Valley, CA,USA	15/10/1979	6.4	SS	El Centro Array 6, Huston Rd (E06)	SL	F	0.3	140-230	66.62-155.55	155.55

**Πίνακας 4.1:** Επιλογή καταγραφών κοντινού πεδίου σε διάφορες περιπτώσεις σεισμών γεγονότων.



**Σχήμα 4.6:** Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων, 5% για τις σεισμικές καταγραφές κοντινού πεδίου και σύγκριση με το σεισμό σχεδιασμού

## 5. ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (Modal Pushover Analysis)

### Προεπισκόπηση

Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιασθούν τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης οριακής ώθησης των πρότυπων πλαισίων, ο συντελεστής υπεραντοχής  $au/a1$  όπως προκύπτει με τη βοήθεια της ανάλυσης και τέλος η συμπεριφορά τους στον σεισμό σχεδιασμού EC8 μέσω της εφαρμογής της μεθόδου N2.

### 5.1 ΦΑΣΜΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ – ΙΔΕΑΤΟ ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

Για να εξαχθούν σαφή και ξεκάθαρα συμπεράσματα σχετικά με τη συγκριτική μελέτη της συμπεριφοράς των πρότυπων πλαισίων, θα πρέπει οι φορείς να μετατραπούν στους αντίστοιχους μονοβάθμιους ταλαντωτές και οι καμπύλες Pushover στις καμπύλες ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου Sa-Sd. Από τις τελευταίες θα προσδιορισθεί το ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα, σύμφωνα με μέθοδο N2, όπως προτάθηκε από τον Fajfar. Παρ'όλα αυτά θα πρέπει να σημειωθεί ότι η αντιστοίχιση της καμπύλης ικανότητας στο μονοβάθμιο σύστημα με βάση την πρώτη ιδιομορφή δεν είναι ακριβής για ψηλότερα πλαίσια, καθώς συμμετέχουν στην απόκριση ανώτερες ιδιομορφές, αλλά η περαιτέρω έρευνα του ζητήματος διαφεύγει από τα όρια της παρούσας μελέτης.

Η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του πλαισίου (pushover) σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου γίνεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις :

$$S_a = \frac{V}{a^* m_{\alpha}}, S_d = \frac{d_{\alpha p}}{\Gamma^* \varphi_{\alpha p}} \text{ με } \varphi_{\alpha p} \neq 1 \quad (5.1)$$

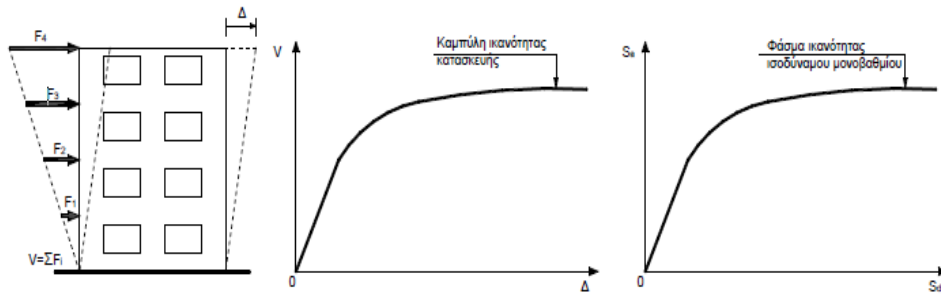
όπου,

$V$  : η τέμνουσα βάσης πλαισίου

$a$ : ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει σε συγκεκριμένη ιδιομορφή της κατασκευής και

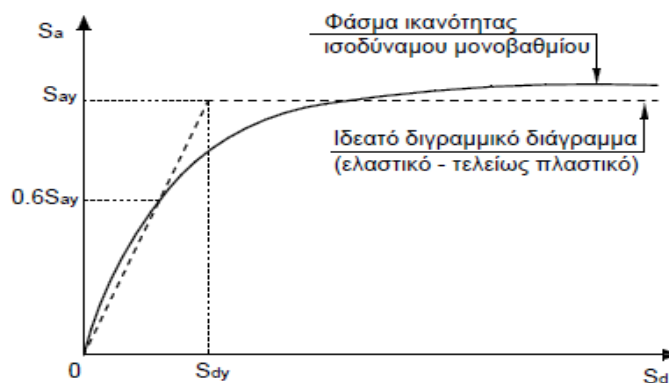
ισούται με  $\frac{(m_i \varphi_i)^2}{m_{tot} \sum m_i \varphi_i^2} = \Gamma \frac{m^*}{m_{tot}}$ ,  $\Gamma$ : συντ.συμμετοχής  $i$  ιδιομορφής

$d_{\alpha p}$ : μετατόπιση κορυφής πλαισίου



**Σχήμα 5.1:** Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής και του φάσματος ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε ADRS μορφή.

Ένα σημαντικό χαρακτηριστικό των πλαισίων αποτελεί το σημείο από το οποίο ξεκινά η διαρροή του φορέα. Για τον προσδιορισμό του απαιτείται η κατασκευή του ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος ικανότητας, το οποίο βασίζεται σε μια ελαστική τελείως πλαστική συμπεριφορά (βλ. Σχήμα 5.2)



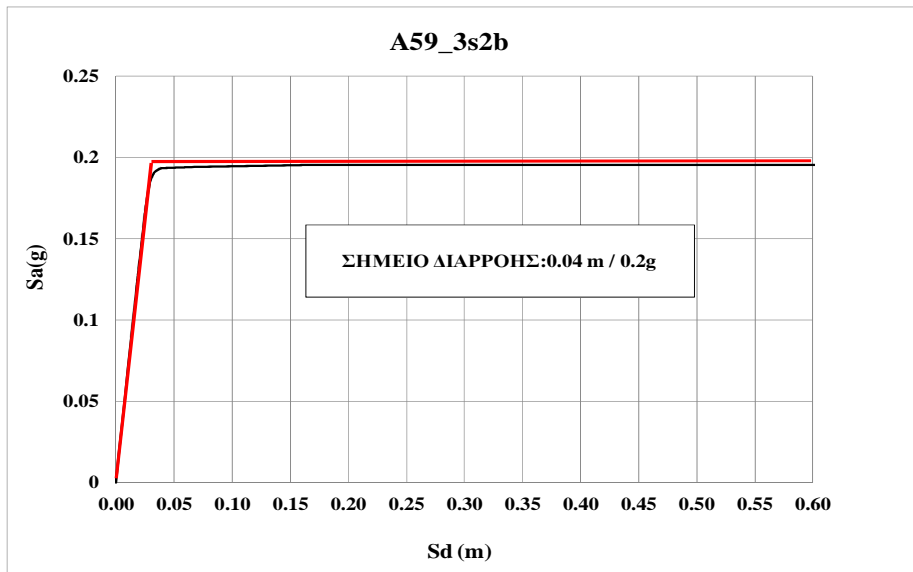
**Σχήμα 5.2:** Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού φάσματος ικανότητας.

Η κατασκευή του διγραμμικού γίνεται αρχικώς με το ελαστικό τμήμα να έχει κλίση ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία στο 60% της επιτάχυνσης διαρροής του μονοβαθμίου  $S_{a,y}$ , ενώ το μετελαστικό τμήμα θα ξεκινά από μια στάθμη έτσι ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται από την καμπύλη πάνω και κάτω να είναι ίσα. Η δε ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβαθμίου, η οποία παρεμπιπτόντως δεν είναι ίση με τη θεμελιώδη περίοδο του πλαισίου, υπολογίζεται ως,

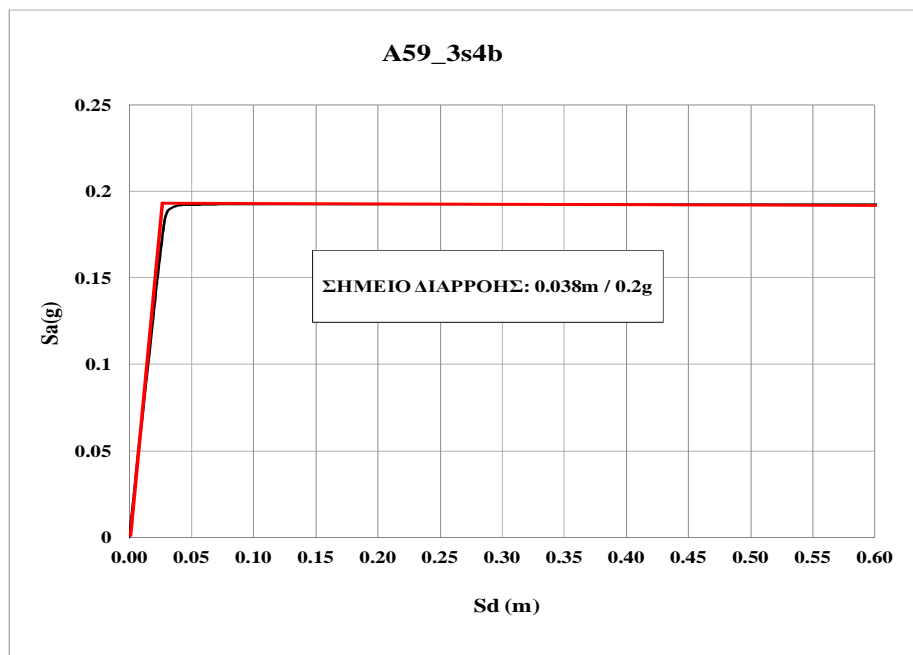
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,y}}{S_{a,y}}} \quad (5.2)$$

Στα επόμενα σχήματα θα παρουσιασθούν τα φάσματα ικανότητας των πρότυπων πλαισίων ανηγμένα στα αντίστοιχα μονοβάθμια συστήματα, η δι-γραμμικοποίηση τους και τα σημεία διαρροής τους.

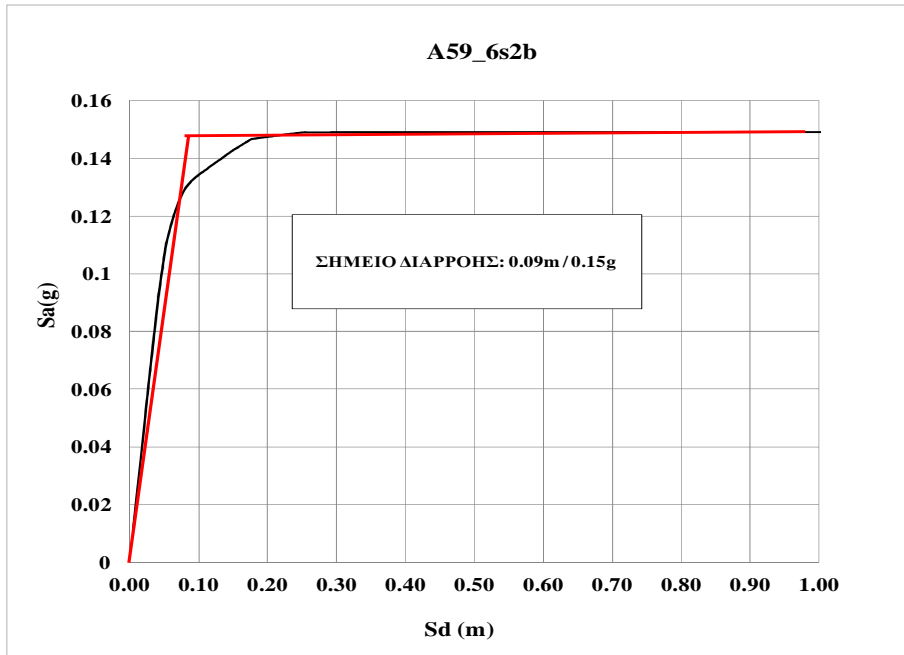
### 5.1.1 A59\_GF



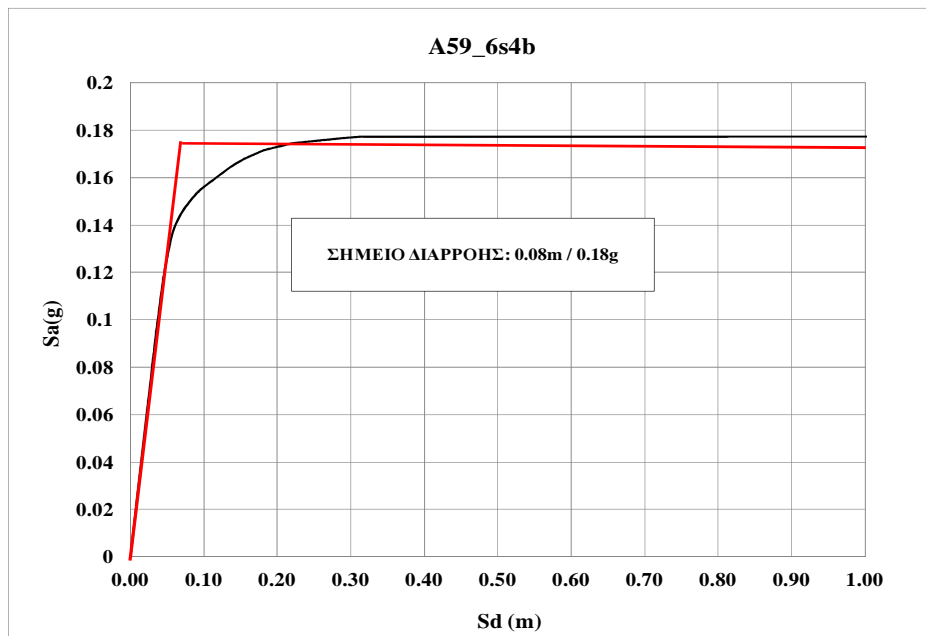
Σχήμα 5.3: Καμπύλη ικανότητας A59\_3s2b



Σχήμα 5.4: Καμπύλη ικανότητας A59\_3s4b

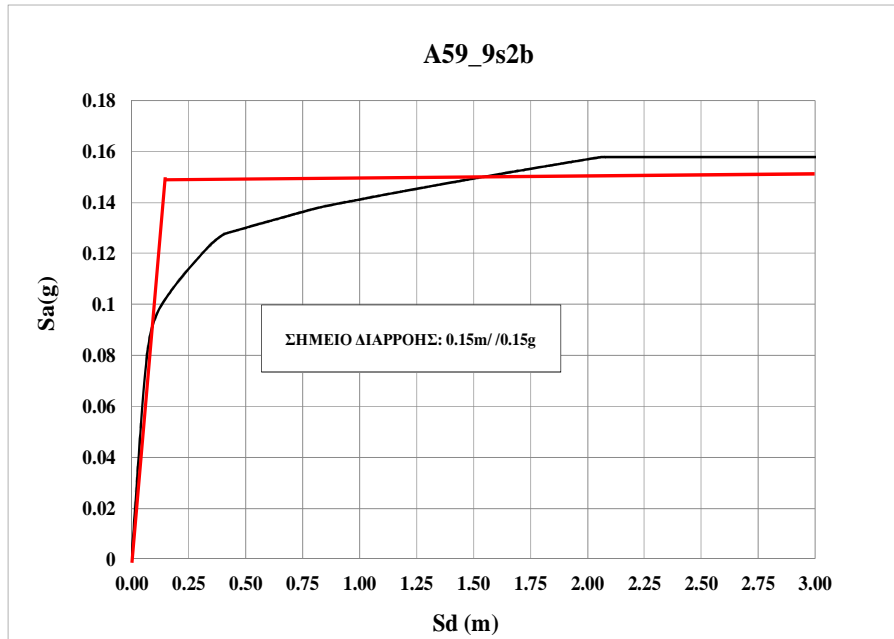


Σχήμα 5.5: Καμπύλη ικανότητας A59\_6s2b

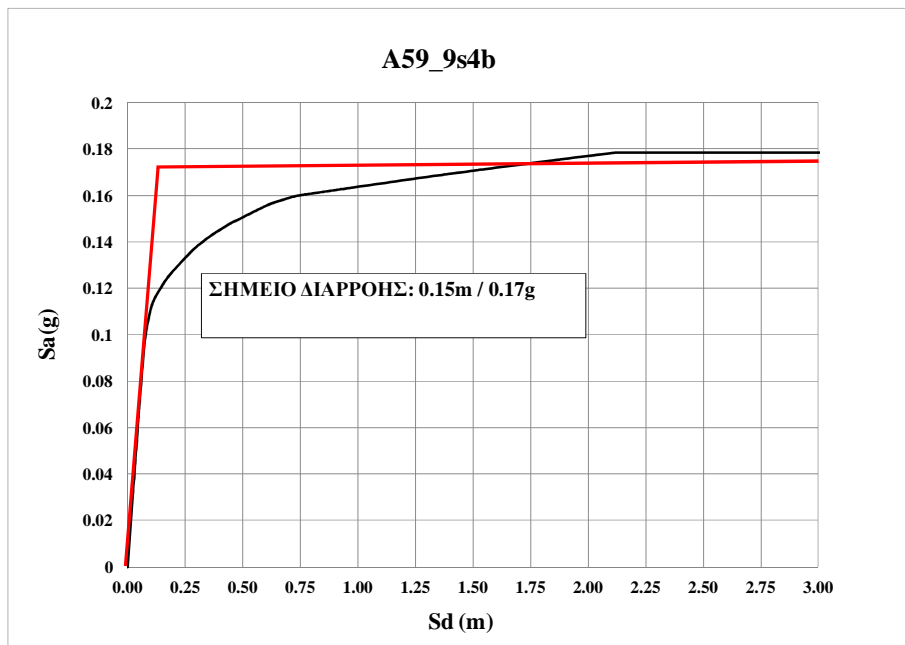


Σχήμα 5.6: Καμπύλη ικανότητας A59\_6s4b



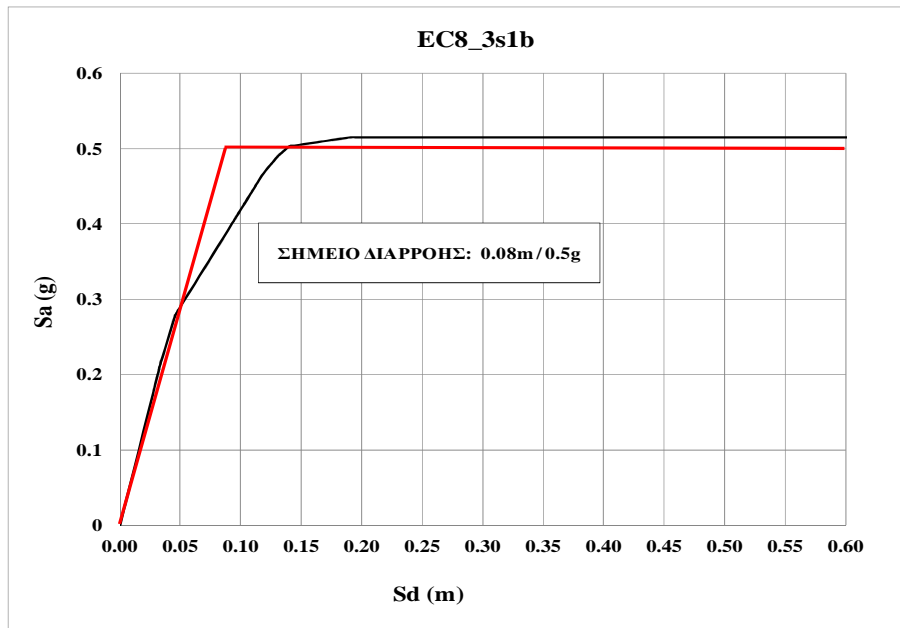


**Σχήμα 5.7:** Καμπύλη ικανότητας A59\_9s2b

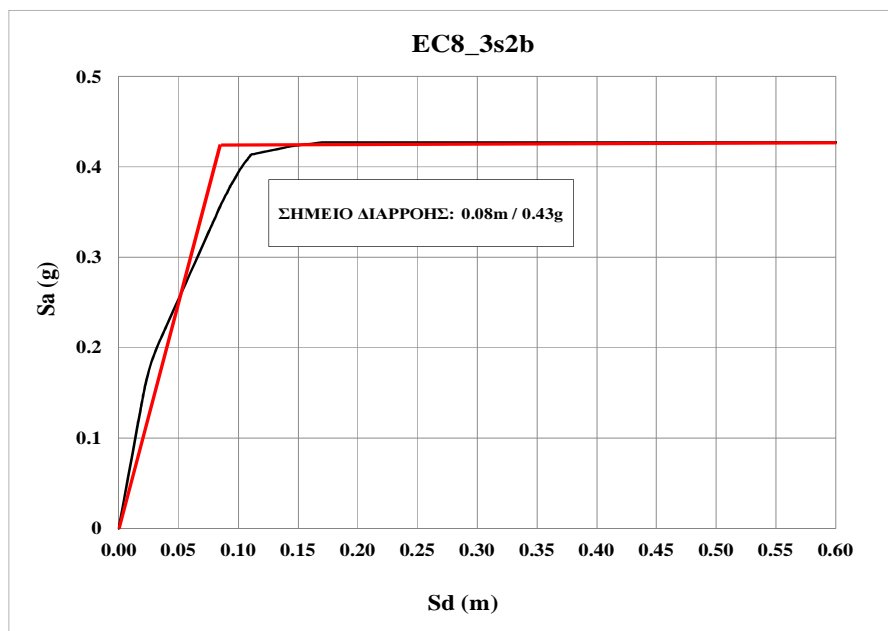


**Σχήμα 5.8:** Καμπύλη ικανότητας A59\_9s4b

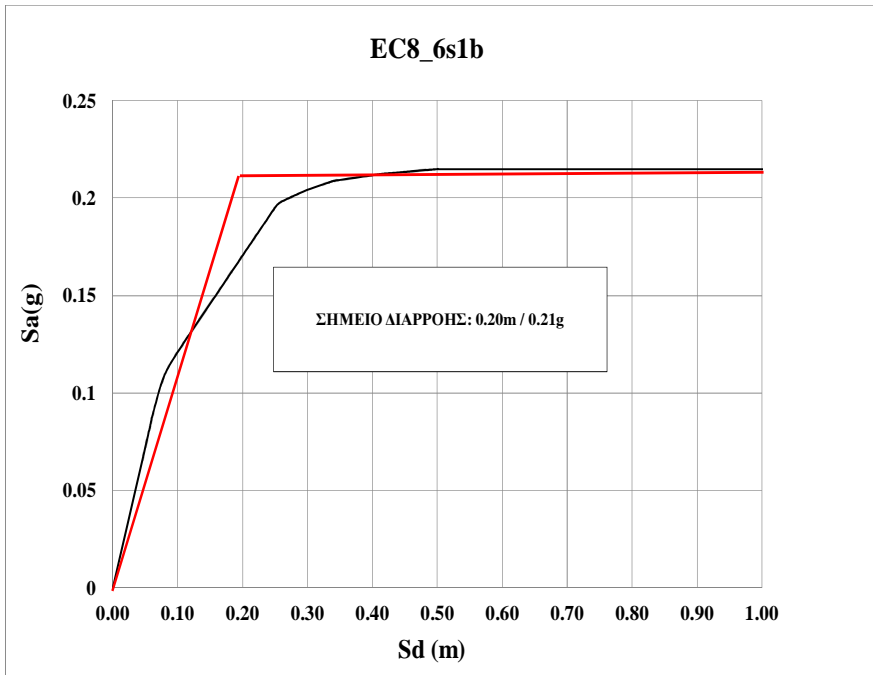
### 5.1.2 EC8\_GF



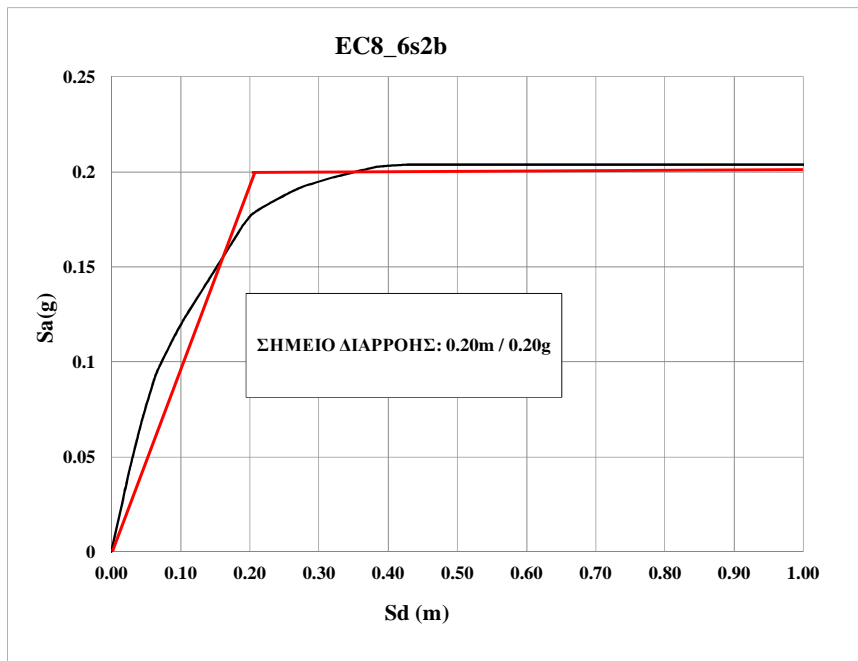
Σχήμα 5.9: Καμπύλη ικανότητας EC8\_3s1b



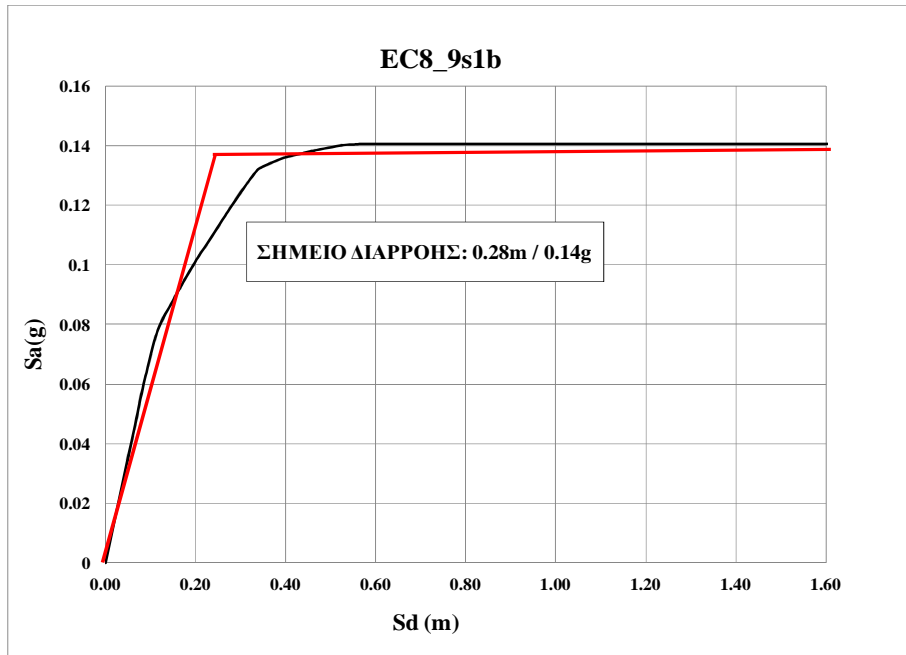
Σχήμα 5.10: Καμπύλη ικανότητας EC8\_3s2b



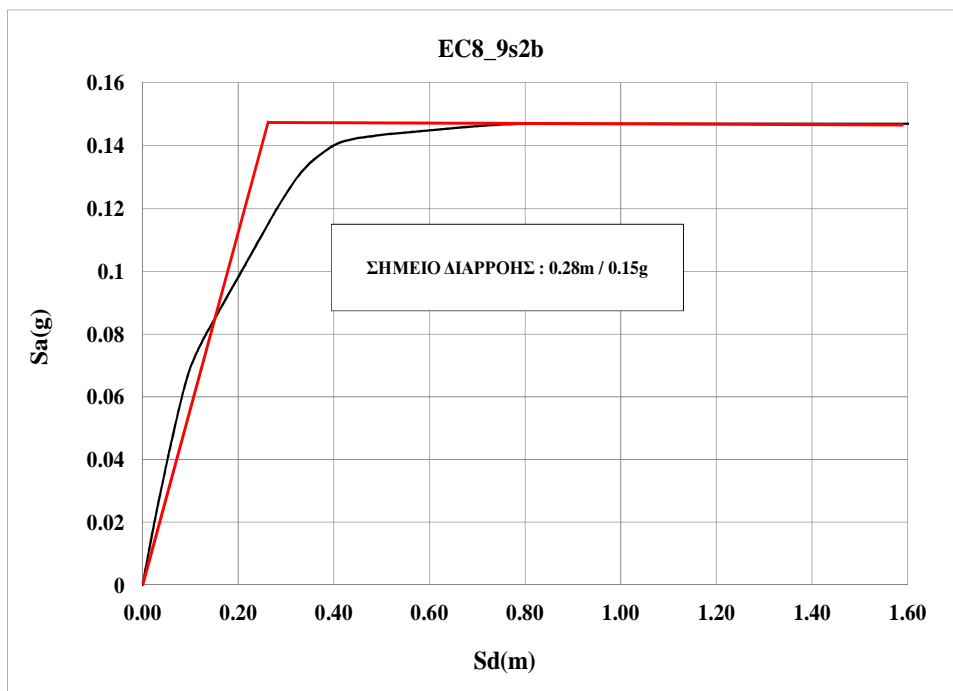
**Σχήμα 5.11:** Καμπύλη ικανότητας EC8\_6s1b



**Σχήμα 5.12:** Καμπύλη ικανότητας EC8\_6s2b

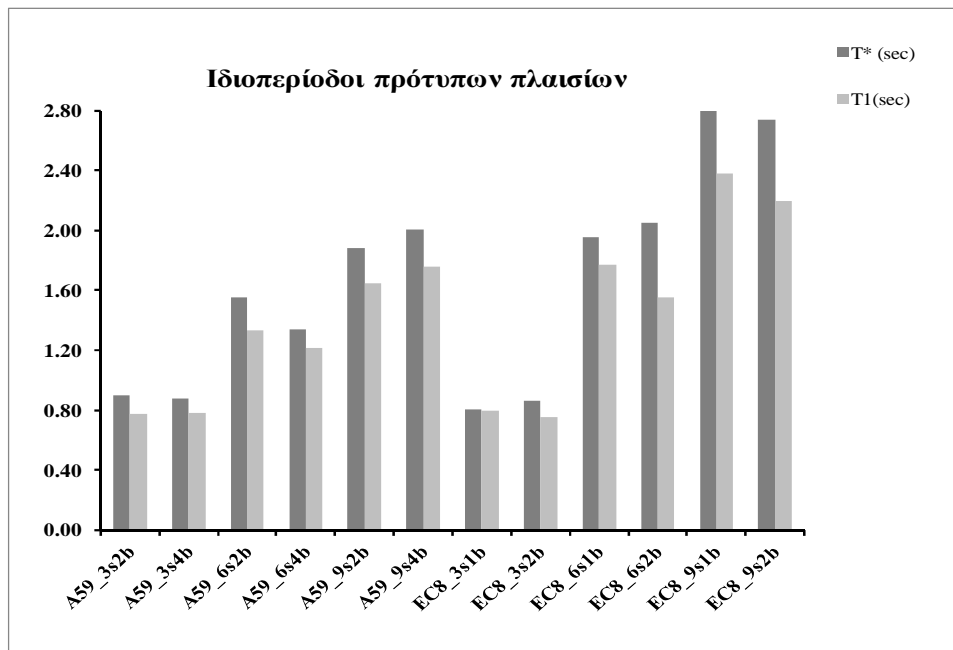


Σχήμα 5.13: Καμπύλη ικανότητας EC8\_9s1b



Σχήμα 5.14: Καμπύλη ικανότητας EC8\_9s2b

Η περίοδος του αντίστοιχου μονοβαθμίου παρουσιάζεται και συγκρίνεται με την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κάθε πλαισίου στο παρακάτω ιστόγραμμα,



**Σχήμα 5.15:** Ενεργός,  $T^*$  και θεμελιώδης ασύζευκτη περίοδος,  $T_1$  πρότυπων πλαισίων

## 5.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΠΡΟΤΥΠΙΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

### 5.2.1 Συντελεστής υπεραντοχής, $a_u/a_1$

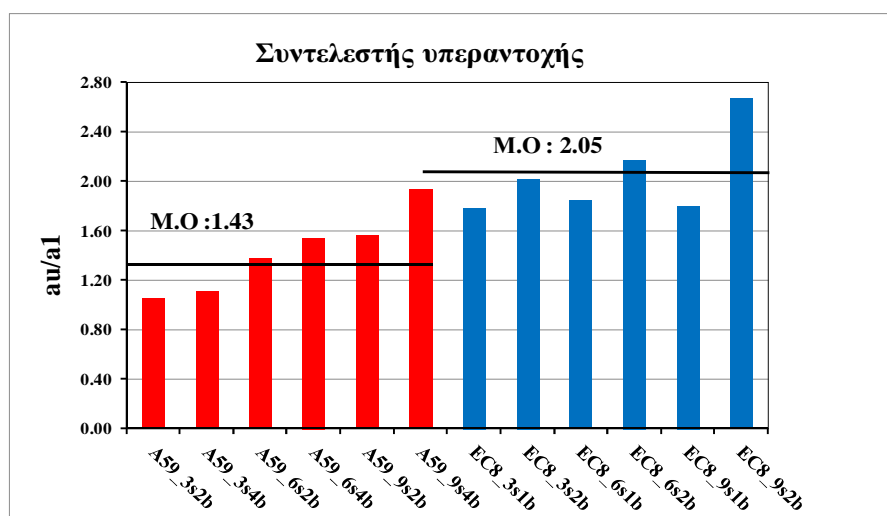
Ο συντελεστής υπεραντοχής, αποτελεί μια ιδιότητα του φορέα που σχετίζεται άμεσα με την υπεραντοχή των υλικών του (σκυρόδεμα και οπλισμός) και την υπερστατικότητα του και προσεγγίζεται μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης. Ειδικότερα για θεώρηση ελαστοπλαστικού φορέα ισχύει ότι,

$$\frac{a_u}{a_1} = \frac{S_{\alpha,u}}{S_{\alpha,1}}, \quad (5.3)$$

$$S_{\alpha,u} = S_{\alpha,y}$$

$S_{\alpha,1}$  : επιτάχυνση 1ης διαρροής μέλους

Στον παρακάτω ιστόγραμμα φαίνονται οι τιμές του  $a_u/a_1$  για κάθε πλαίσιο, καθώς και ο μέσος όρος για κάθε ομάδα παλαιών και νέων πλαισίων.



Σχήμα 5.16: Τιμές του διαθέσιμου συντελεστή υπεραντοχής ανά πλαίσιο

Προφανώς όσο αυξάνει το ύψος του πλαισίου η υπεραντοχή αυξάνει γιατί ουσιαστικά αυξάνει η υπερστατικότητα του φορέα και επομένως τα περιθώρια ανάληψης τέμνουσας αυξάνουν από τη διαρροή του πρώτου μέλους μέχρι την πλήρη ανάπτυξη της αντοχής. Όσον αφορά τον αριθμό των ανοιγμάτων είναι επίσης εμφανές ότι, μια αύξηση του, παρέχει αντίστοιχη αύξηση της υπεραντοχής περίπου στο 13% για τα A59\_GF και 45% για τα EC8\_GF.

Το παραπάνω είναι αναμενόμενο εφόσον η πρώτη διαρροή μέλους συμβαίνει πιο νωρίς σε ένα πλαίσιο με περισσότερα ανοίγματα (ανοίγουν περισσότερες πλ.αρθρώσεις). Επίσης είναι πολύ σημαντικό να σχολιάσουμε ότι οι προσεγγιστικές τιμές που αναφέρει ο Ευρωκώδικας 8 για πλαισιωτά συστήματα ενός ή περισσότερων ανοιγμάτων ορίζονται στο 1,2 και 1,3 αντίστοιχα και είναι σαφώς συντηρητικές σε σχέση με αυτές που προκύπτουν στη παρούσα. Συγκεκριμένα, για πλαίσια ενός ανοίγματος η αύξηση προσδιορίζεται στο 50% σε σχέση με τις τιμές του EC8\_GF και αντίστοιχα στο 75% για πλαίσια παραπάνω ανοιγμάτων. Επίσης όσον αφορά τον μέσο όρο στα EC8\_GF, η αύξηση ορίζεται στο 40% σε σχέση με τις προτεινόμενες τιμές του EC8, ενώ στα παλαιότερα η διαφορά είναι χαμηλότερη και ανέρχεται στο 10%. Η εξήγηση για αυτές τις υψηλές τιμές υπεραντοχής των νέων πλαισίων αποδίδεται σίγουρα στις υψηλότερες αντοχές που διαθέτουν σε σχέση με τα παλαιότερα πλαίσια, ενώ η επίδραση της αυξημένης υπερστατικότητας των τελευταίων φαίνεται να παίζει περισσότερο ρόλο με την αύξηση του ύψους, όπου η διαφορές παλαιών - νέων πλαισίων μειώνονται.

## 5.2.2 Απόκριση στο σεισμό σχεδιασμού κατά EC8

Η συμπεριφορά των πρότυπων πλαισίων, κυρίως όσον αφορά τον μηχανισμό αστοχίας που έχουν την τάση να αναπτύξουν, μπορεί να εκτιμηθεί στον σεισμό σχεδιασμού που προβλέπει ο EC8 για Ζώνη Ι. Για πρακτικούς λόγους επιλέγεται η παρουσίαση και σύγκριση πλαισίων με δυο ανοίγματα από τις ομάδες A59\_GF (Ib=3m) και EC8\_GF (Ib=6m). Αρχικώς, προσδιορίζεται η απαιτούμενη μετακίνηση σύμφωνα με την μέθοδο N2, σύμφωνα με τα εξής βήματα:

$$i) q_{d,av} = \frac{S_{a,d}}{S_{a,y}}, \quad S_{a,d} : \text{επιτάχυνση σχεδιασμού} \quad (5.4)$$

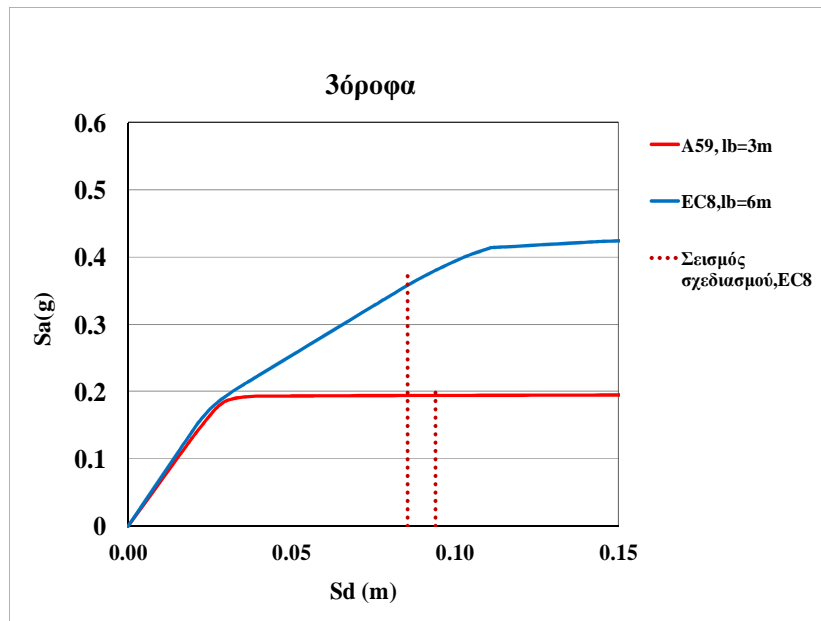
$$S_{a,y} : \text{επιτάχυνση διαρροής}$$

$$ii) \left. \begin{array}{l} \text{εάν } T^* > T_c \rightarrow Sd = \mu^* Sd_y, \quad \mu = q_d \\ \text{εάν } T^* < T_c \rightarrow Sd = \mu^* Sd_y, \quad \mu = (q_d - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \end{array} \right\} \quad (5.5)$$

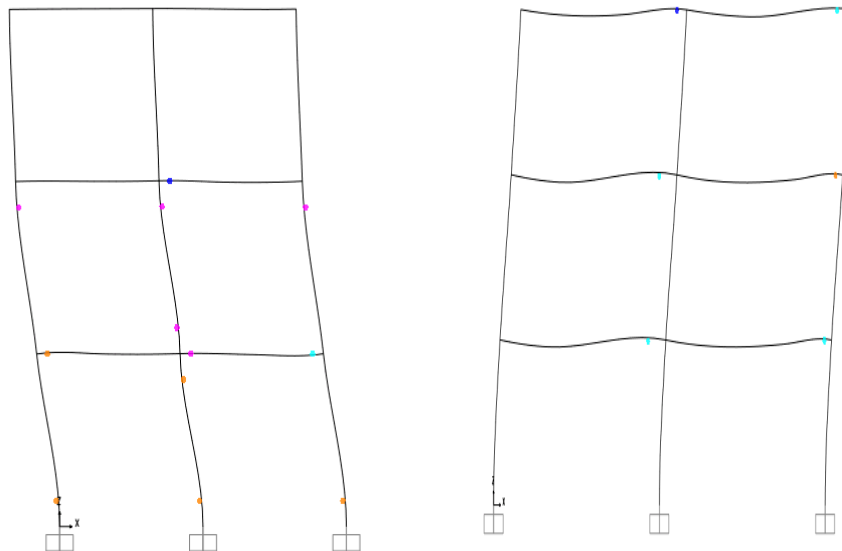
$T_c$  : περίοδος ελαστικού φάσματος σχεδιασμού EC8  
στην έναρξη του κατιόντος κλάδου

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τη συμπεριφορά στον σεισμό σχεδιασμό, ανά ομάδα ύψους.

### 3 όροφα



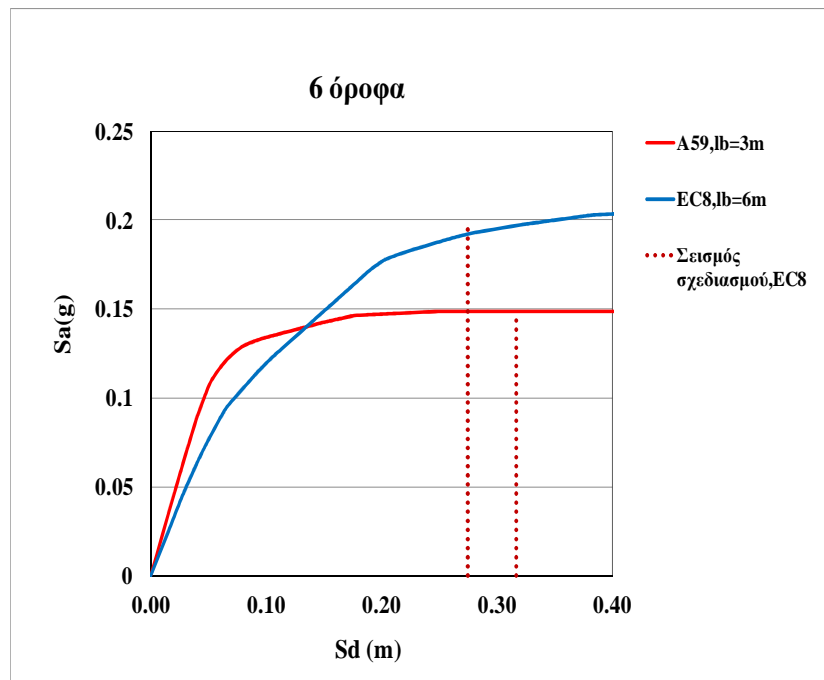
Σχήμα 5.17: Μετακίνηση 3όροφων στον σεισμό σχεδιασμού EC8



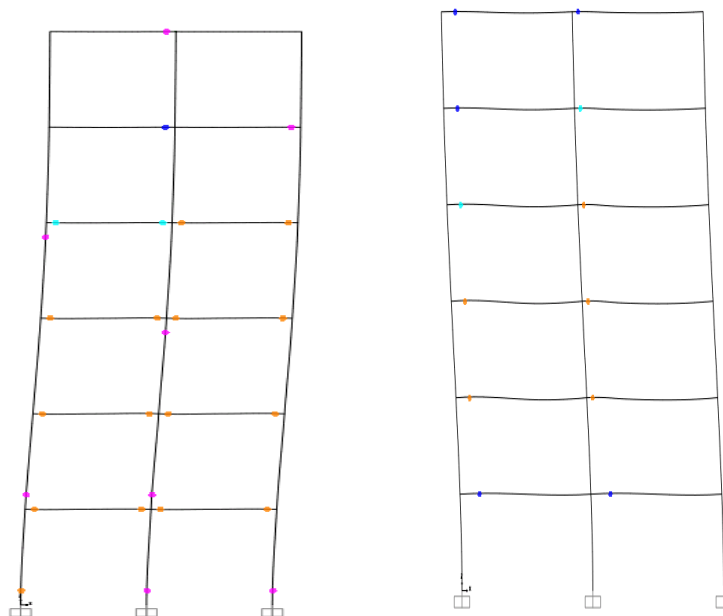
Σχήμα 5.18: Αναπτυσσόμενος μηχανισμός στα 3όροφα για την μετακίνηση στο σεισμό σχεδιασμού



### 6 όροφα

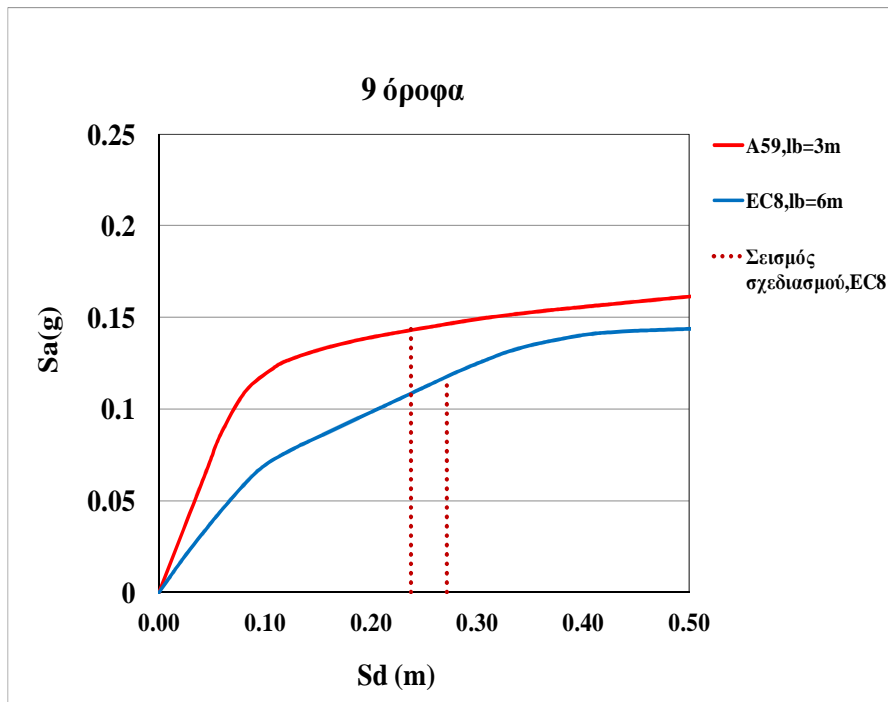


Σχήμα 5.19: Μετακίνηση δορόφων στον σεισμό σχεδιασμού EC8

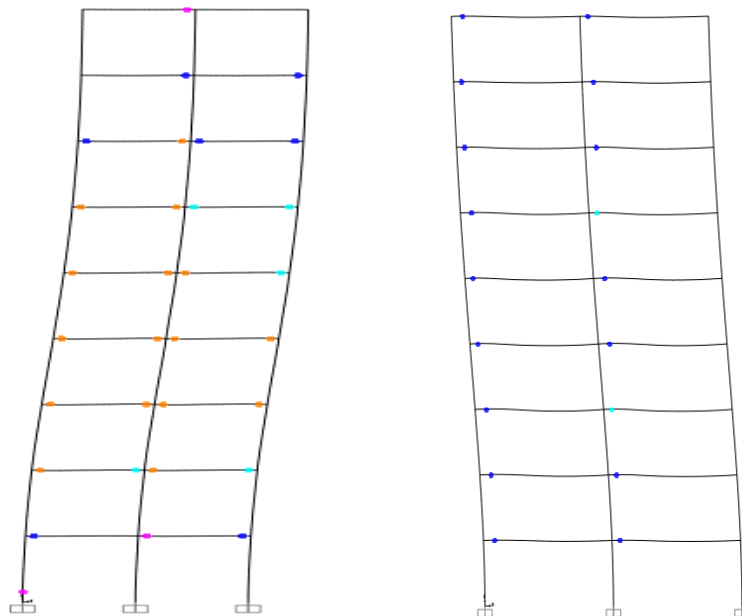


Σχήμα 5.20: Αναπτυσσόμενος μηχανισμός στα δόροφα για την μετακίνηση στο σεισμό σχεδιασμού

9 όροφα



Σχήμα 5.21: Μετακίνηση δορόφων στον σεισμό σχεδιασμού EC8



Σχήμα 5.22: Αναπτυσσόμενος μηχανισμός στα δόροφα για την μετακίνηση στο σεισμό σχεδιασμού

### 5.3 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ - ΣΧΟΛΙΑ

Από τα αποτελέσματα των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων και ειδικότερα από τα φάσματα για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, διαπιστώθηκαν τα εξής, ανάλογα με την παράμετρο που εξετάζεται:

- Αριθμός ορόφων,  $n_s$ :

Με την αύξηση του ύψους των επίπεδων πλαισίων, το σημείο διαρροής εμφανίζεται σε μεγαλύτερες μετατοπίσεις και χαμηλότερες τιμές επιτάχυνσης, γεγονός που επιβεβαιώνει ότι τα υψηλότερα κτίρια είναι σαφώς πιο εύκαμπτα και επιπλέον λόγω της μεγαλύτερης ιδιοπεριόδου διαρρέουν πιο εύκολα σε σχέση με τη χαμηλότερα. Το τελευταίο γίνεται εμφανές και στο φάσμα σχεδιασμού, όπου σε μεγαλύτερες περιόδους η τιμή επιτάχυνσης σχεδιασμού – διαρροής ελαττώνεται. Σχετικά με την ομάδα A59\_GF παρατηρούνται διαφορές στην μορφή της καμπύλης ικανότητας καθώς αυξάνει το ύψος των πλαισίων. Συγκεκριμένα τα τριώροφα εμφανίζουν μια καθαρή ελαστοπλαστική συμπεριφορά, ενώ στα εξαώροφα αρχίζει να εμφανίζεται ένα μεταβατικό τμήμα από την ελαστική στην ανελαστική απόκριση, μέχρι την πλήρη ανάπτυξη της αντοχής (υπεραντοχή), όπου στα εννιαώροφα πλέον αυτό το τμήμα είναι ευδιάκριτο και αφορά ένα μεγάλο εύρος μετατοπίσεων. Στα EC8\_GF, οι καμπύλες εμφανίζουν την ίδια μορφή σε όλα τα ύψη.

- Αριθμός/μήκος ανοιγμάτων & αντισεισμικός σχεδιασμός:

Ο αριθμός των ανοιγμάτων παρατηρούμε ότι δεν επηρεάζει ουσιαστικά το σημείο διαρροής και γενικώς την ελαστική συμπεριφορά των πλαισίων. Αποτέλεσμα αυτού είναι τόσο η μετατόπιση όσο και η επιτάχυνση διαρροής να είναι σχεδόν ίσες σε πλαίσια ίδιου ύψους και ίδιας κατηγορίας αντισεισμικού σχεδιασμού, αλλά διαφορετικών ανοιγμάτων. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στα πλαίσια όπου αυξάνονται τα ανοίγματα, αυξάνονται στον ίδιο βαθμό η μάζα και η δυσκαμψία, με αποτέλεσμα οι ιδιοπερίοδοι και οι ενεργές περίοδοι να παραμένουν ίδιες και επομένως το σημείο διαρροής τους να παραμένει πρακτικά σταθερό. Τέλος θα πρέπει να τονισθεί ότι όσον αφορά τα ανοίγματα, το μήκος τους είναι μια παράμετρος που παίζει ρόλο στην απόκριση του φορέα και κυρίως αυξανόμενου του ύψους, όπου η επίδραση λειτουργεί αθροιστικά. Το παραπάνω συμπέρασμα φαίνεται χαρακτηριστικά στην προηγούμενη ενότητα, στην απόκριση στον σεισμό σχεδιασμού. Προκύπτει ξεκάθαρα ότι με την αύξηση του ύψους η δυσκαμψία των νέου πλαισίου μειώνεται έναντι του παλαιού και ταυτόχρονα επέρχεται ελαφρά πτώση της αντοχής του πρώτου. Συνεπώς, αυτό θα καθιστούσε σταδιακά πιο τρωτά τα νέα πλαίσια σε σχέση με τα παλιά με αποκορύφωμα τα εννιαώροφα.

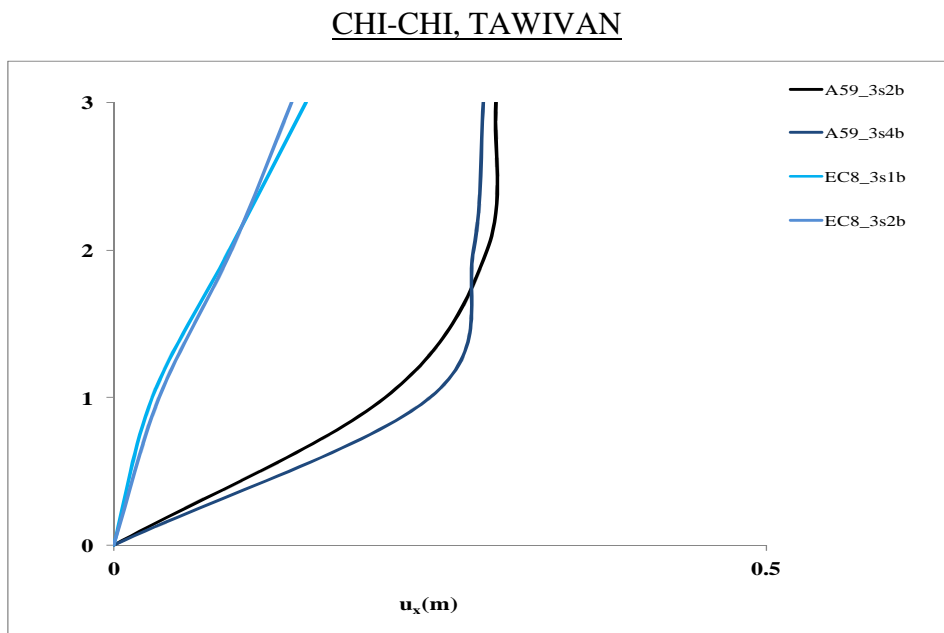
## **6. ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΣΤΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ**

### **Προεπισκόπηση**

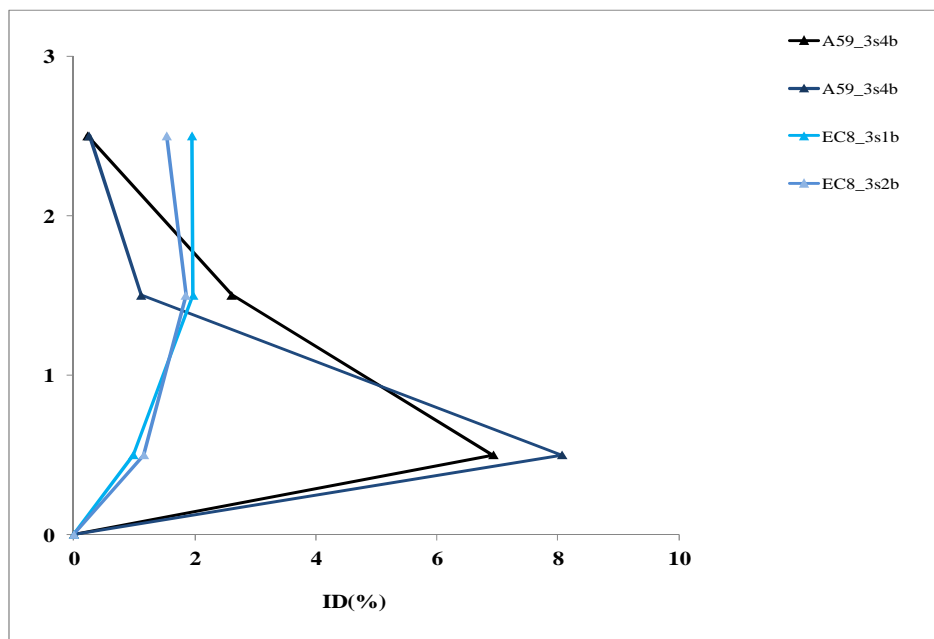
Το κεφάλαιο 6 περιλαμβάνει αρχικά τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων με τη μέθοδο της εν χρόνω ολοκλήρωσης, των δώδεκα επίπεδων πλαισίων που υποβάλλονται στις δέκα σεισμικές διεγέρσεις κοντινού πεδίου, λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμική συμπεριφορά τους λόγω υλικού. Οι πληροφορίες που αντλούμε από τέτοιου είδους αναλύσεις είναι υψηλής ακρίβειας και αφορούν παραμετρικά μεγέθη απόκρισης όπως η μετατόπιση χαρακτηριστικών ορόφων (τελευταίος ή πρώτος) ή η κατανομή των μετατοπίσεων των ορόφων, των αδρανειακών δυνάμεων ή των τεμνουσών, ανάλογα με το πεδίο ενδιαφέροντος. Στην προκειμένη περίπτωση όπου τα πλαίσια διαθέτουν πλάστιμα στοιχεία (ακόμη και τα A59\_GF), επιλέγονται ως χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές, η μέγιστη μετατόπιση οροφής ή η μέγιστη μετατόπιση 1<sup>ου</sup> ορόφου, ανάλογα με το αν η δεύτερη δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα παραμορφώσεων στους πρώτους ορόφους. Επίσης συμπεριλαμβάνεται η συσχέτιση στατικών – δυναμικών αναλύσεων, με δυο κρίσιμες χρονικά στιγμές και τέλος προσδιορίζονται οι δείκτες ανελαστικής απόκρισης (απαιτούμενη πλαστιμότητα και συντελεστής συμπεριφοράς), καθώς και η συσχέτιση τους.

## 6.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ (RHA)

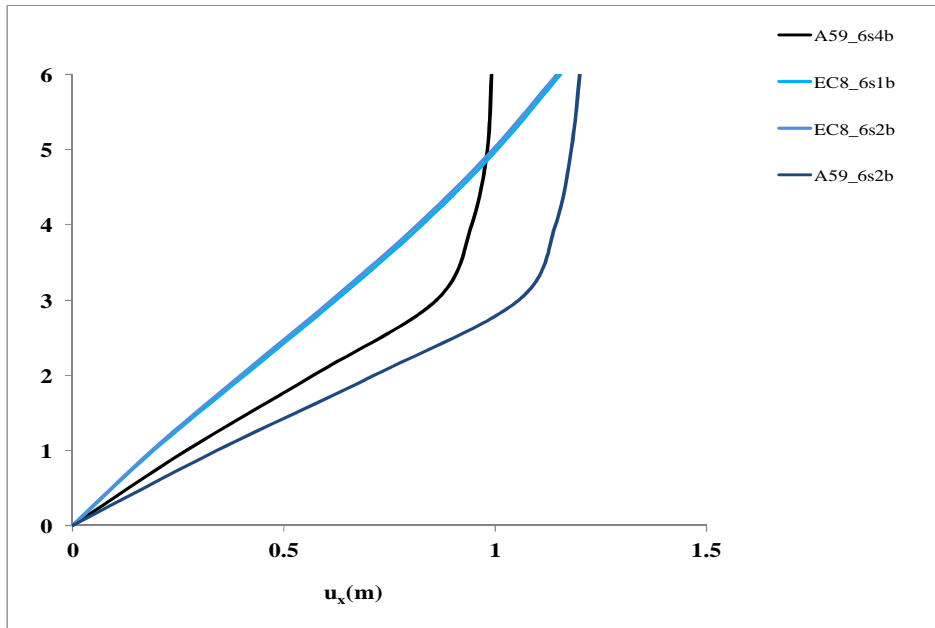
### 6.1.1 Κατανομή μετακινήσεων & παραμορφώσεων καθ' ύψος



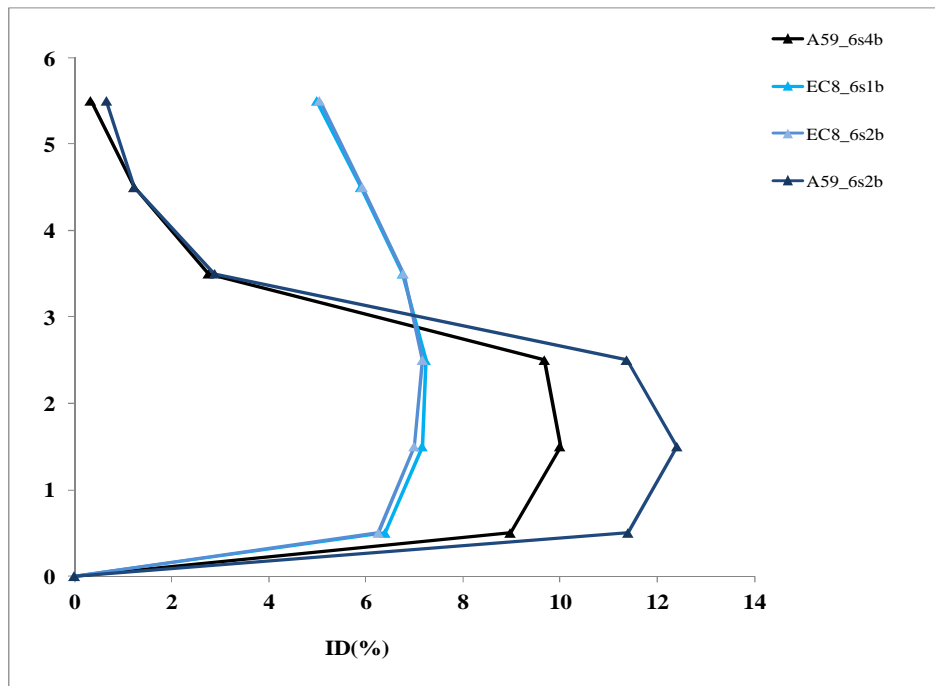
Σχήμα 6.1: Κατανομή μετακινήσεων για τα 3-όροφα, Chi-Chi



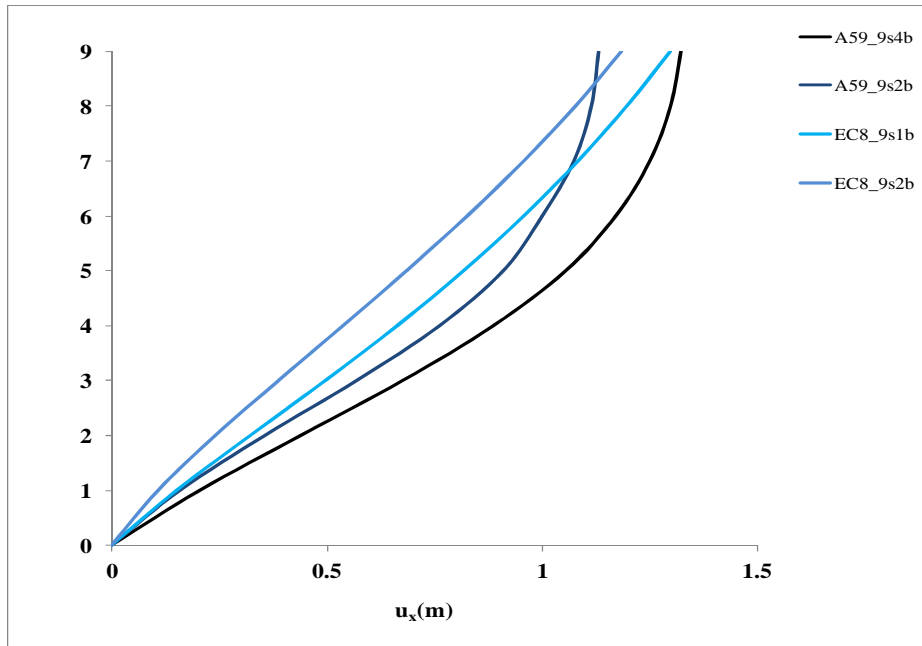
Σχήμα 6.2: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 3-όροφα, Chi-Chi



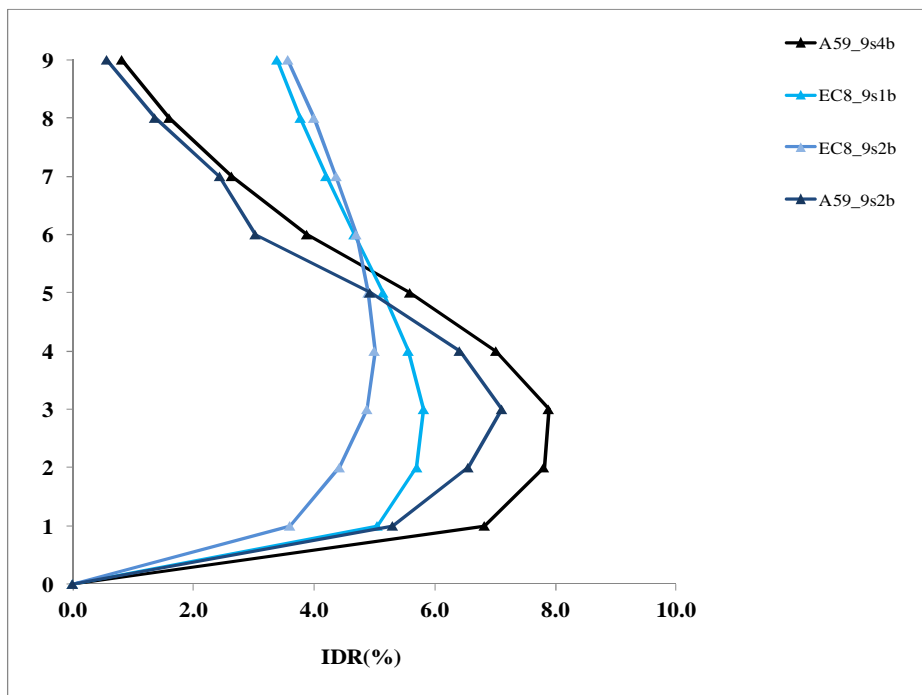
Σχήμα 6.3: Κατανομή μετακινήσεων για τα 6-όροφα, Chi-Chi



Σχήμα 6.4: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 6-όροφα, Chi-Chi

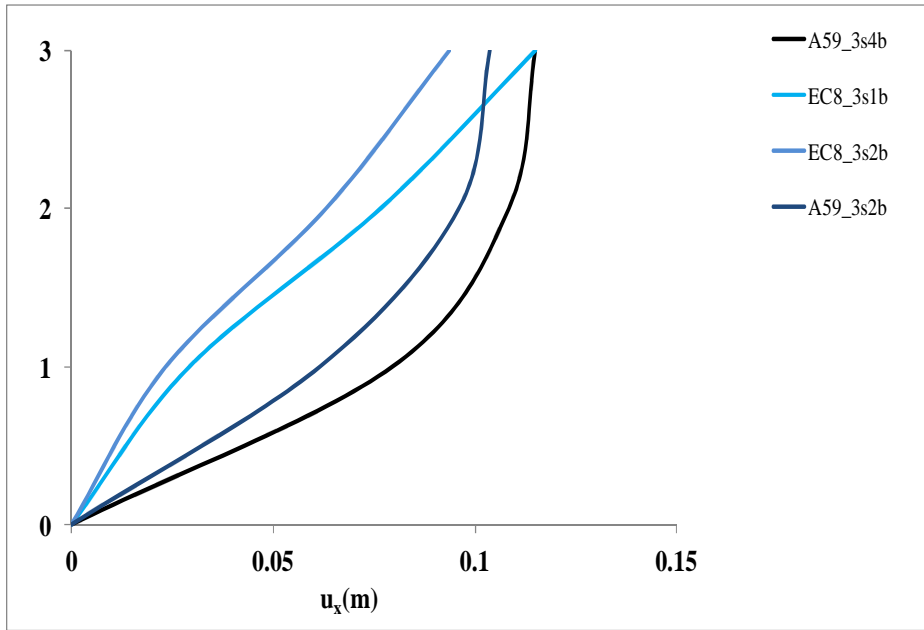


Σχήμα 6.5: Κατανομή μετακινήσεων για τα 9-όροφα, Chi-Chi

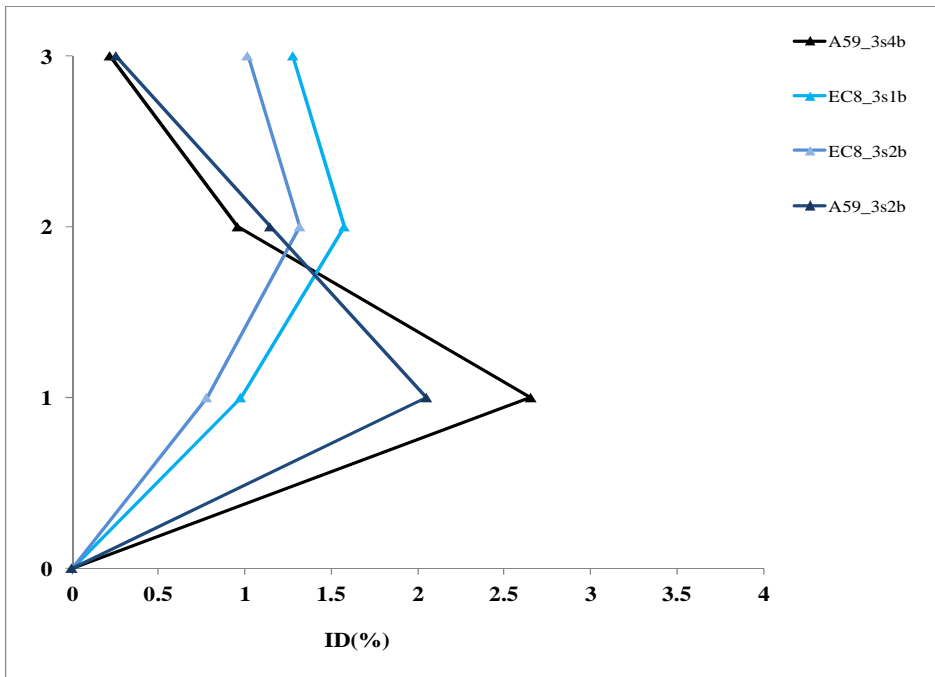


Σχήμα 6.6: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 9-όροφα, Chi-Chi

IZMIT, TURKEY

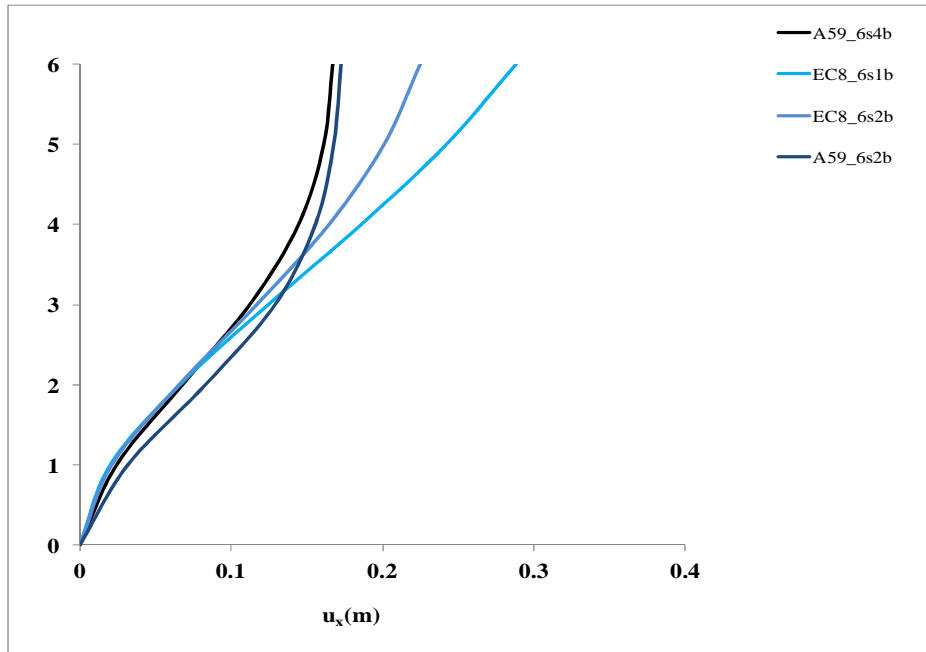


Σχήμα 6.7: Κατανομή μετακινήσεων για τα 3-όροφα, Izmit

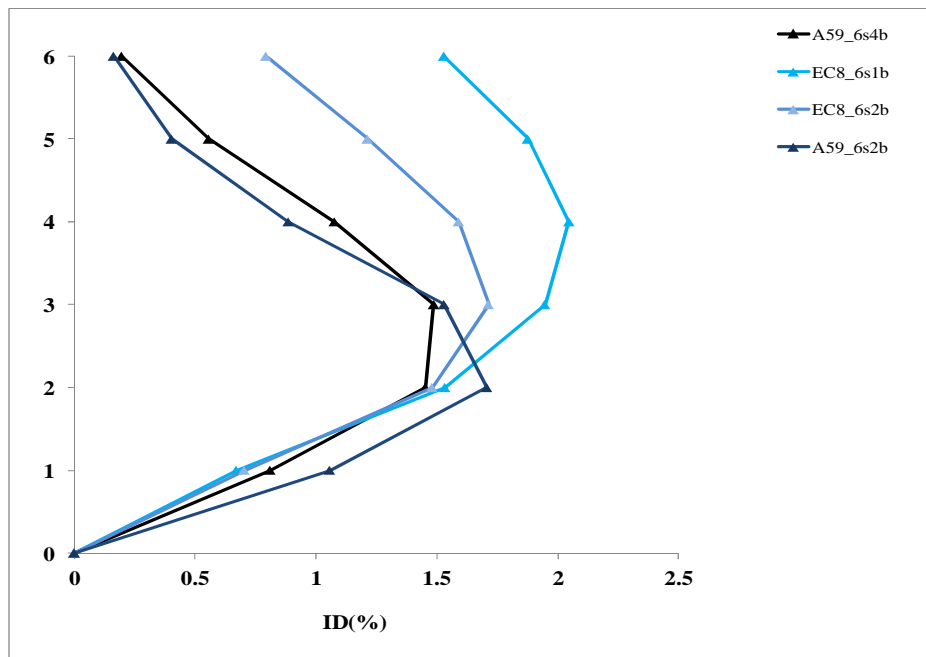


Σχήμα 6.8: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 3-όροφα, Izmit

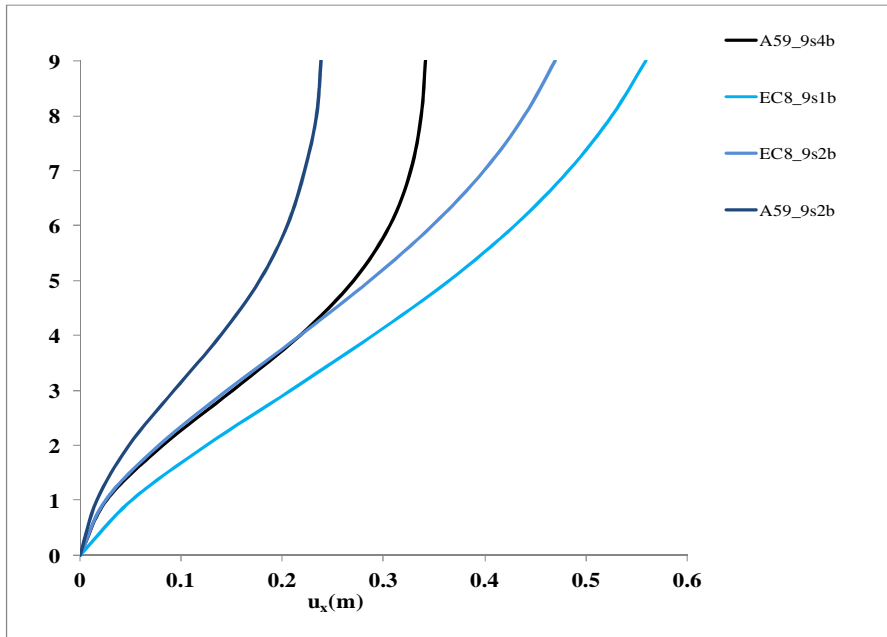




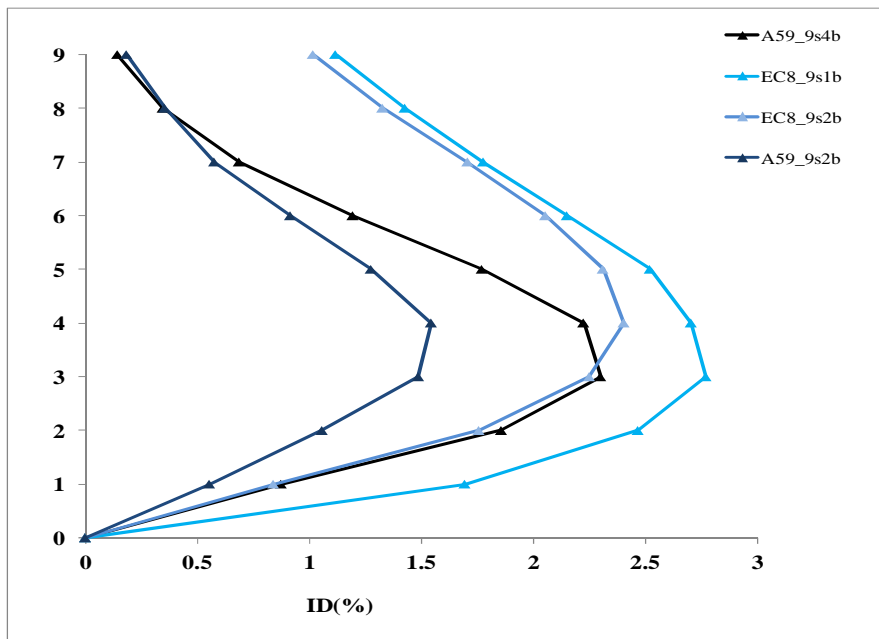
Σχήμα 6.9: Κατανομή μετακινήσεων για τα 6-όροφα, Izmit



Σχήμα 6.10: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 6-όροφα, Izmit

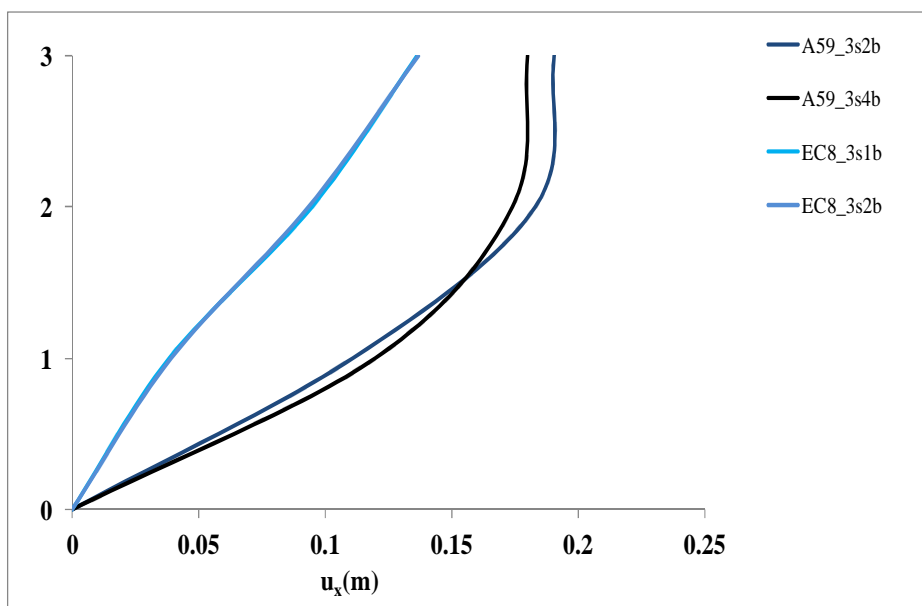


Σχήμα 6.11: Κατανομή μετακινήσεων για τα 9-όροφα, Izmit

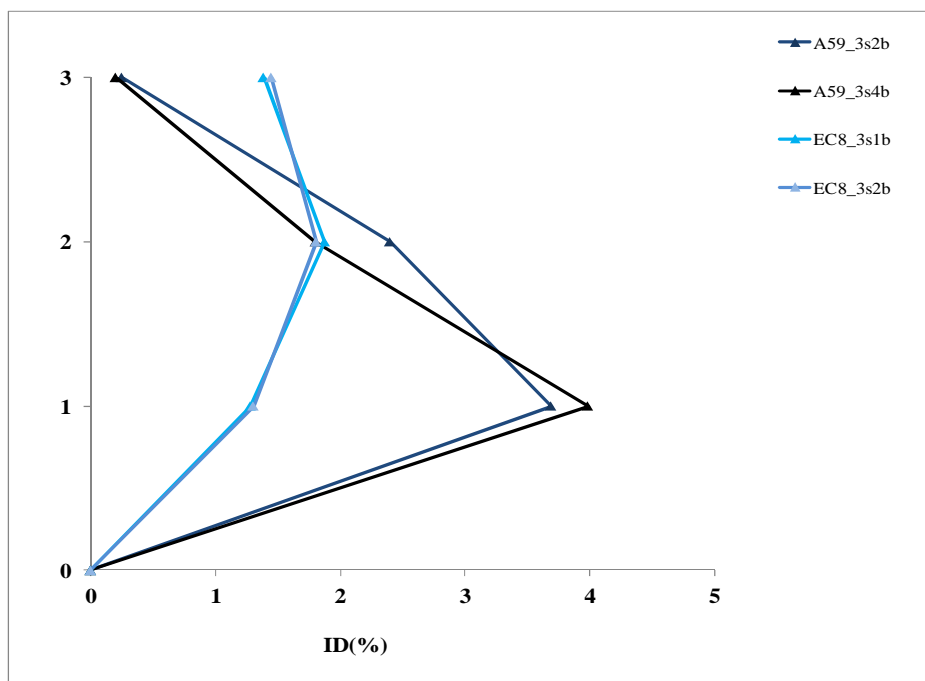


Σχήμα 6.12: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 9-όροφα, Izmit

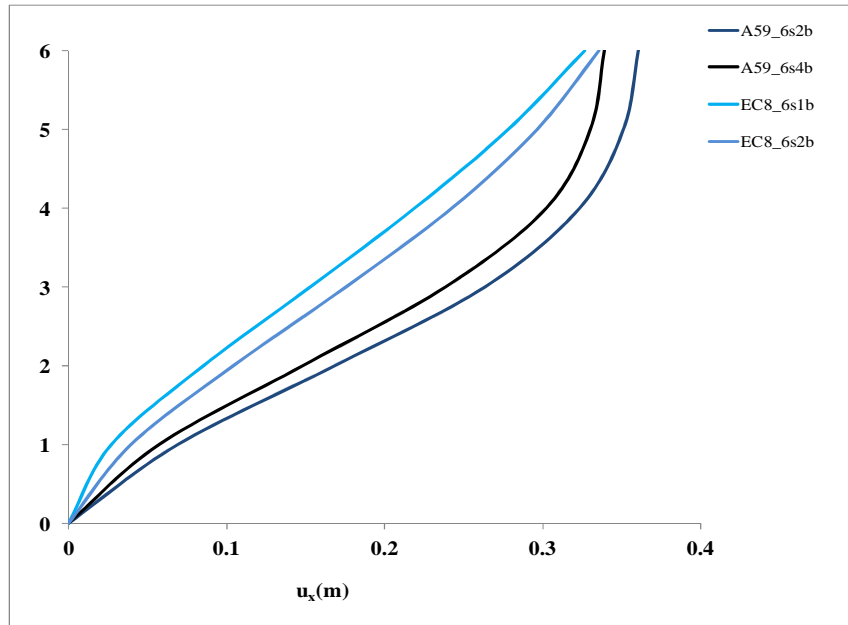
LANDERS, USA



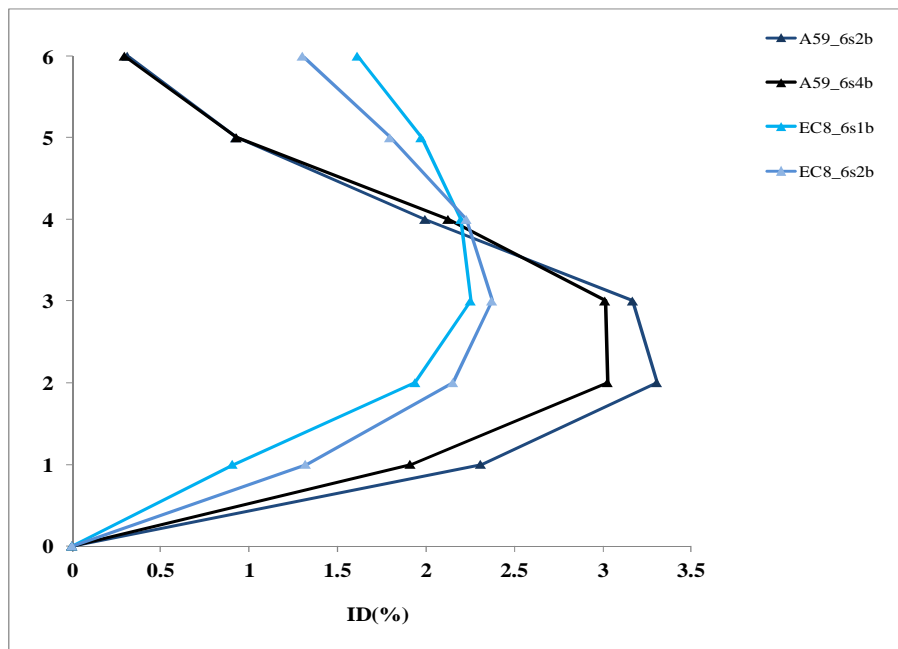
Σχήμα 6.13: Κατανομή μετακινήσεων για τα 3-όροφα, Landers



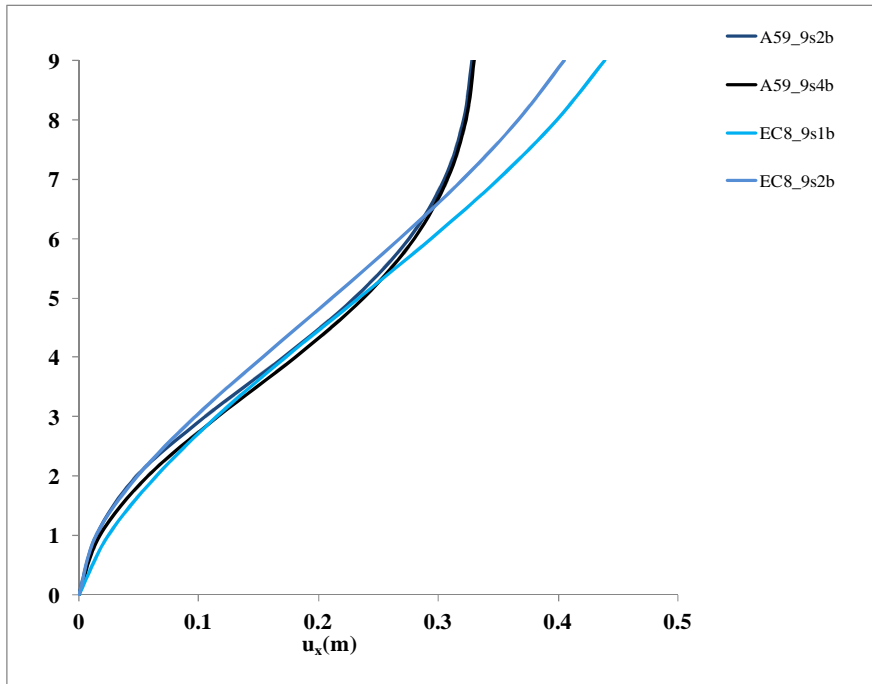
Σχήμα 6.14:: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 3-όροφα, Landers



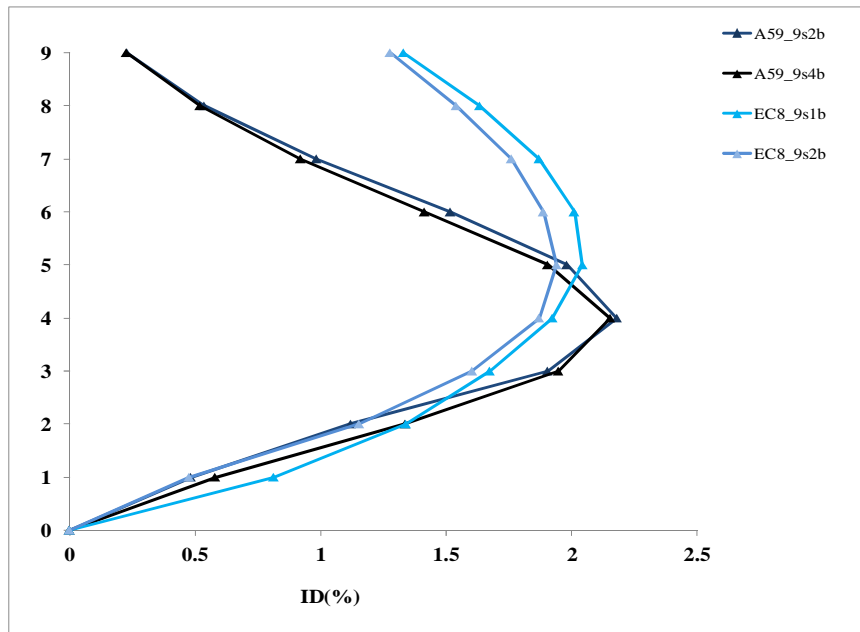
Σχήμα 6.15 Κατανομή μετακινήσεων για τα 6-όροφα, Landers



Σχήμα 6.16: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 6-όροφα, Landers

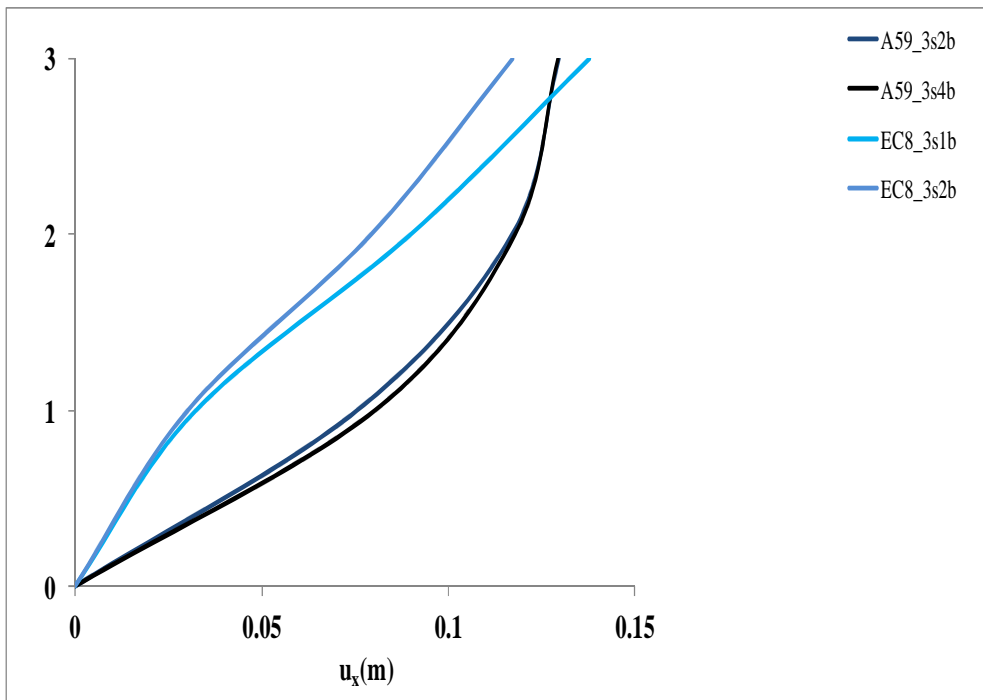


Σχήμα 6.17: Κατανομή μετακινήσεων για τα 9-όροφα, Landers

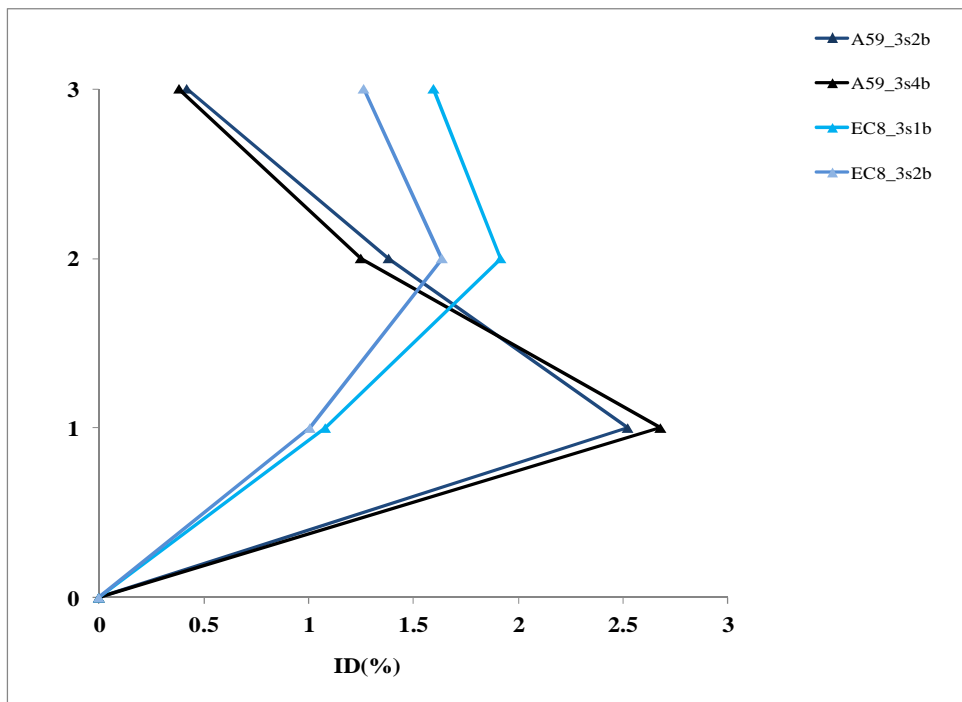


Σχήμα 6.18: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 9-όροφα, Landers

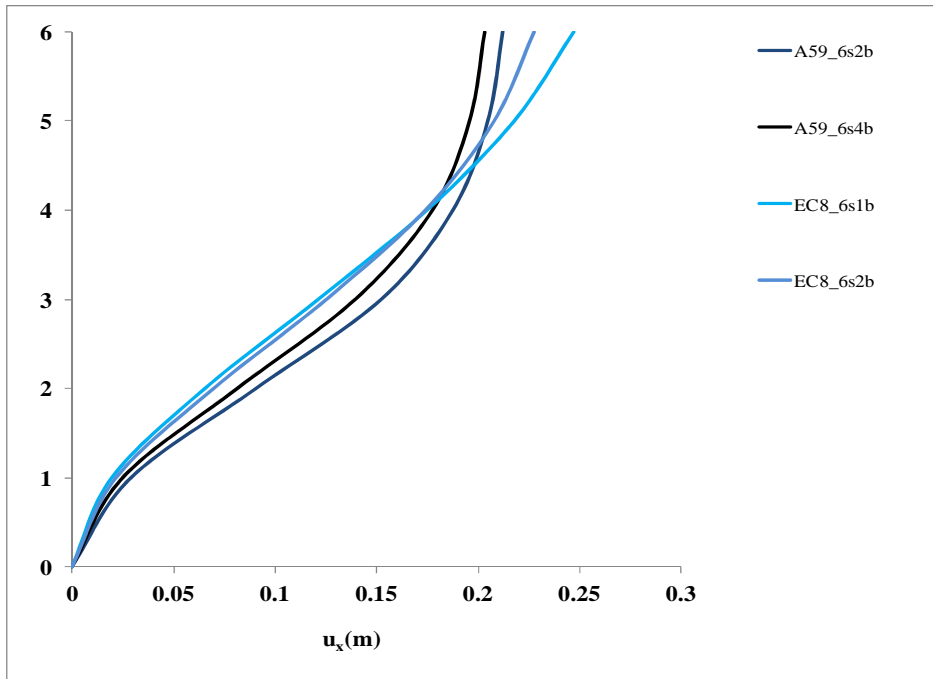
DUZCE, TURKEY



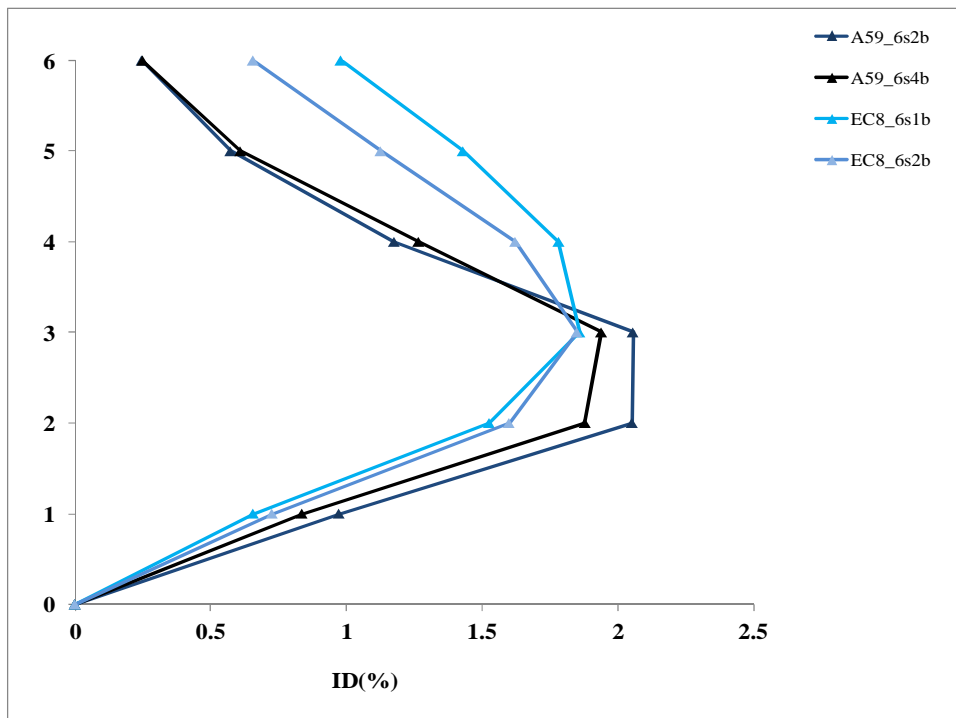
Σχήμα 6.19: Κατανομή μετακινήσεων για τα 3-όροφα, Duzce



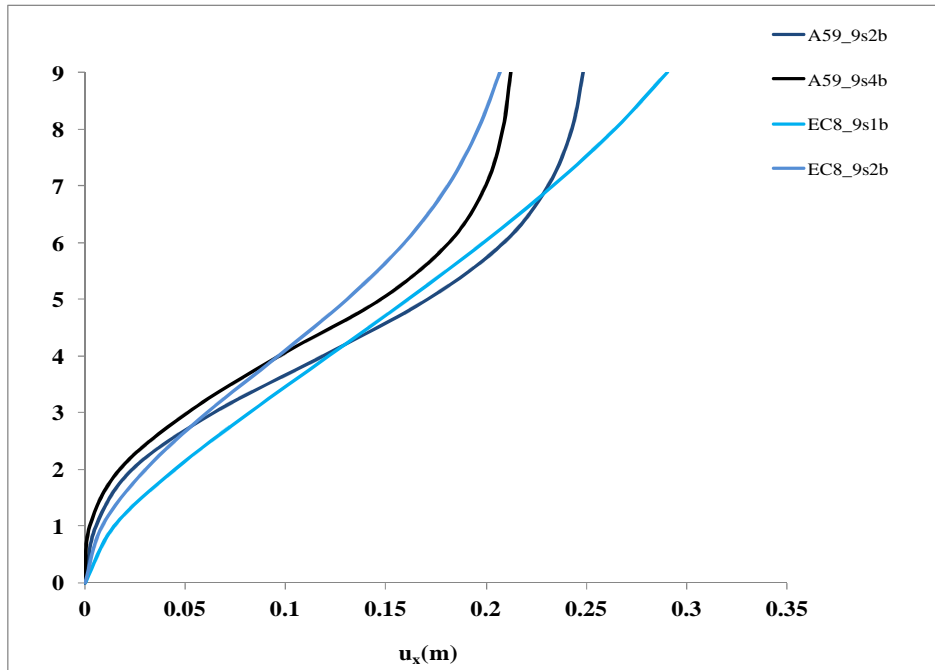
Σχήμα 6.20: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 3-όροφα, Duzce



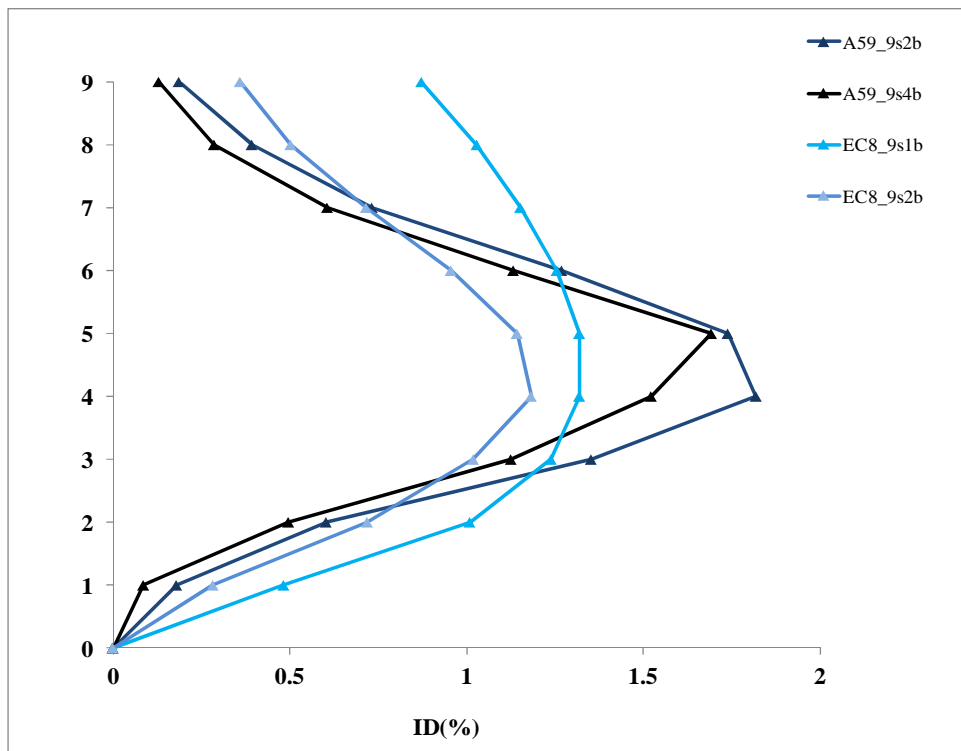
Σχήμα 6.21: Κατανομή μετακινήσεων για τα 6-όροφα, Duzce



Σχήμα 6.22: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 6-όροφα, Duzce



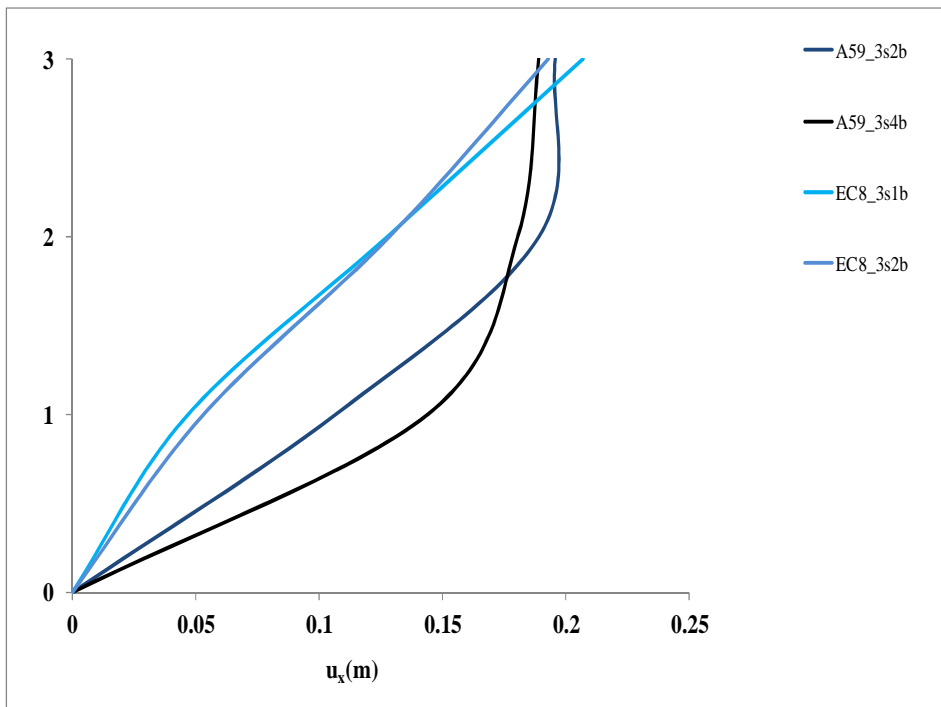
Σχήμα 6.23: Κατανομή μετακινήσεων για τα 9-όροφα, Duzce



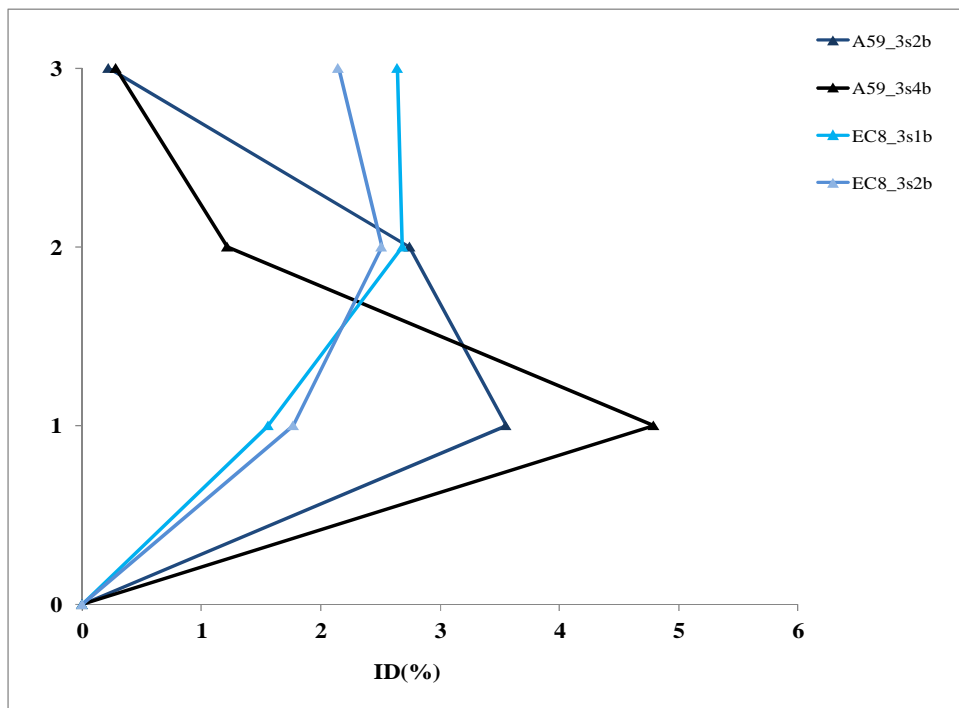
Σχήμα 6.24: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 9-όροφα, Duzce



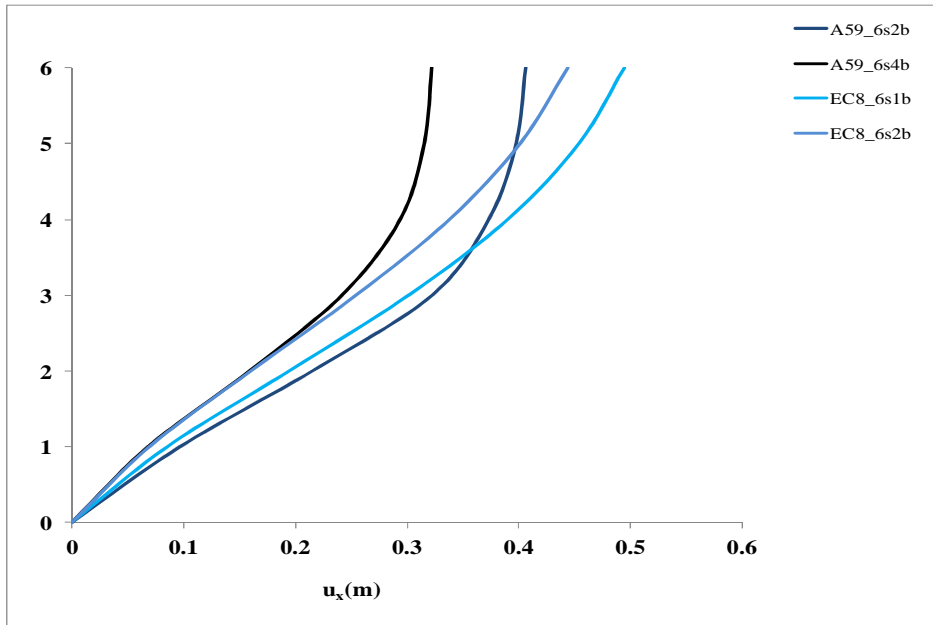
LOMA PRIETA, USA



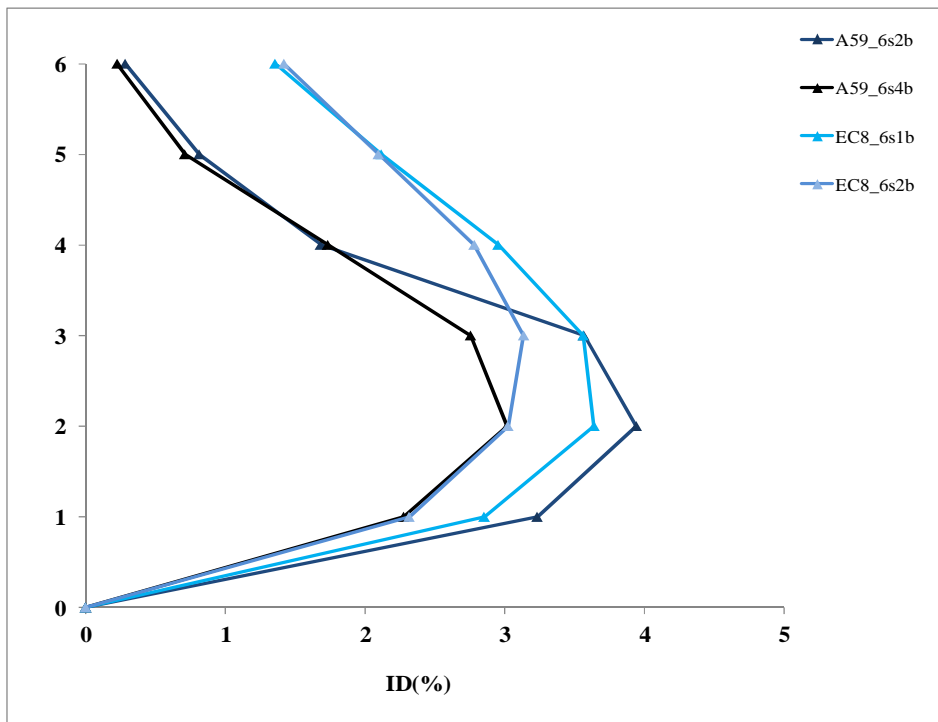
Σχήμα 6.25: Κατανομή μετακινήσεων για τα 3-όροφα, Loma Prieta



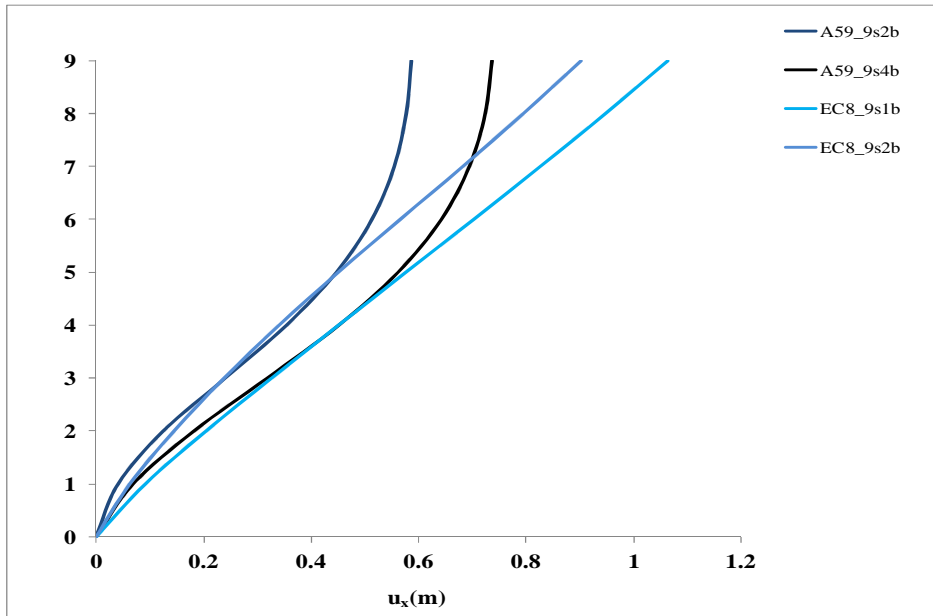
Σχήμα 6.26: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 3-όροφα, Loma Prieta



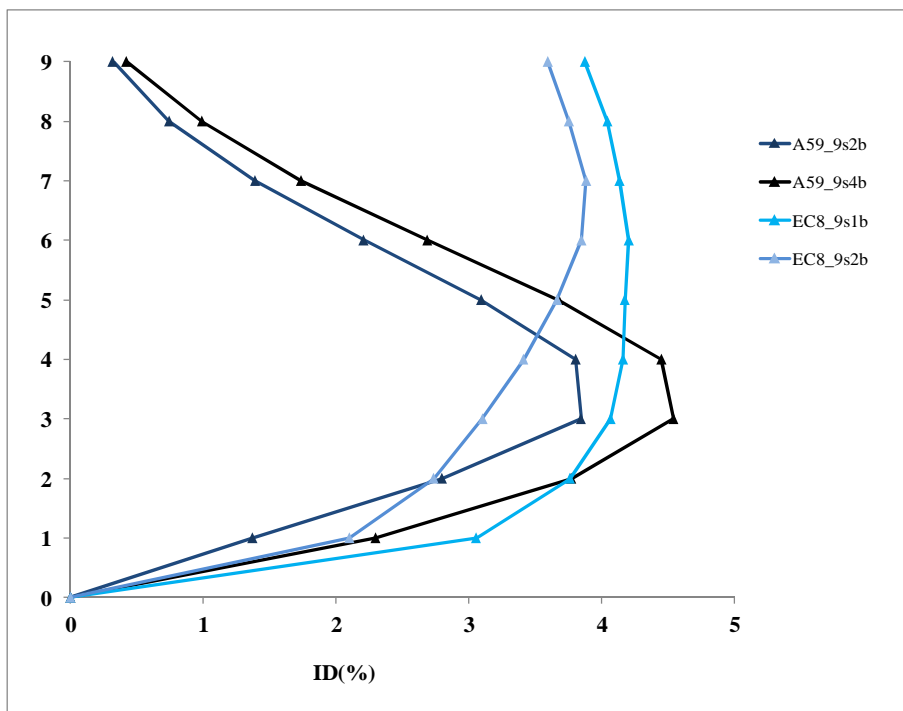
Σχήμα 6.27: Κατανομή μετακινήσεων για τα 6-όροφα, Loma Prieta



Σχήμα 6.28: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 6-όροφα, Loma Prieta

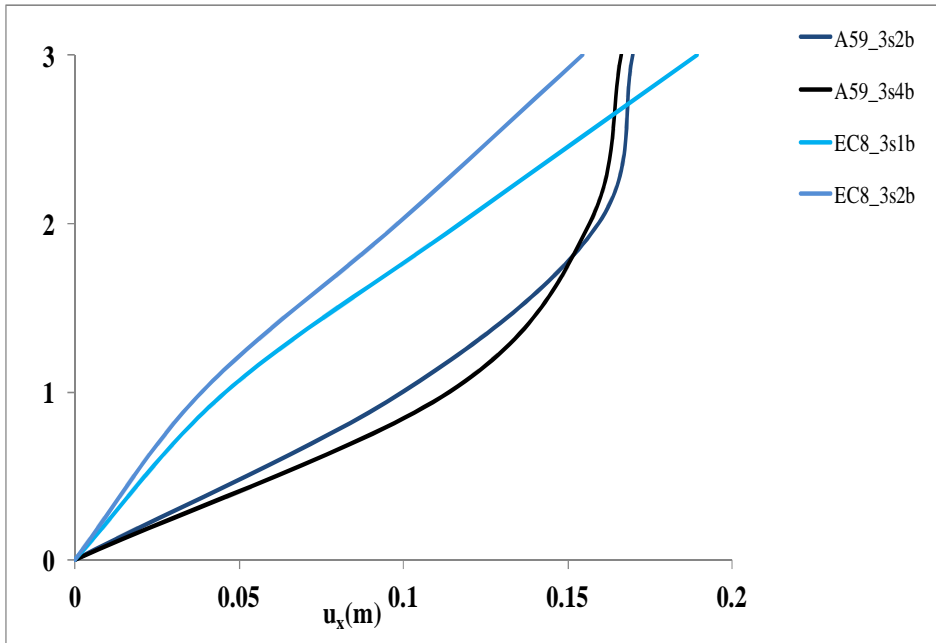


Σχήμα 6.29: Κατανομή μετακινήσεων για τα 9-όροφα, Loma Prieta

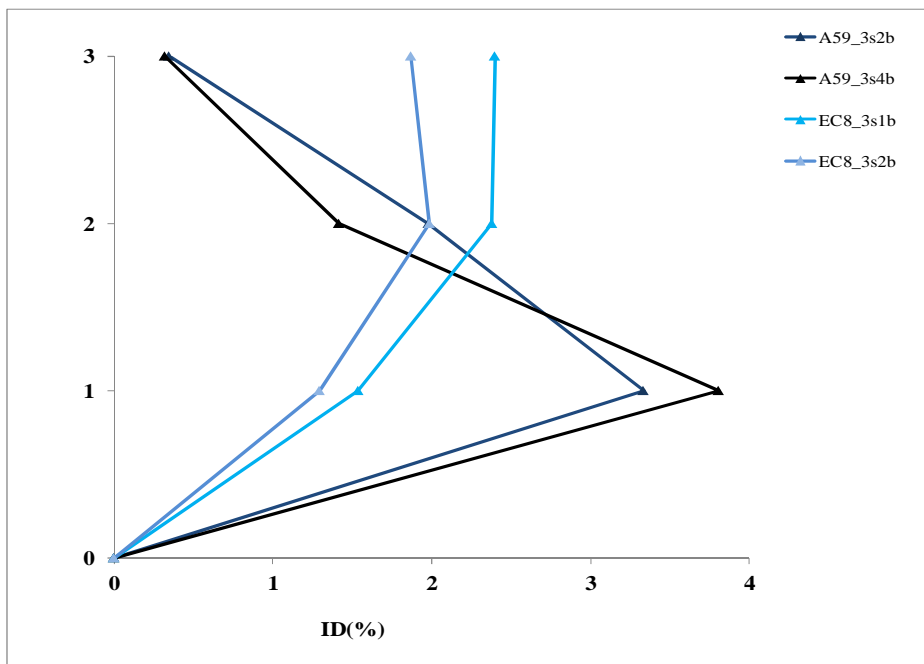


Σχήμα 6.30: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 9-όροφα, Loma Prieta

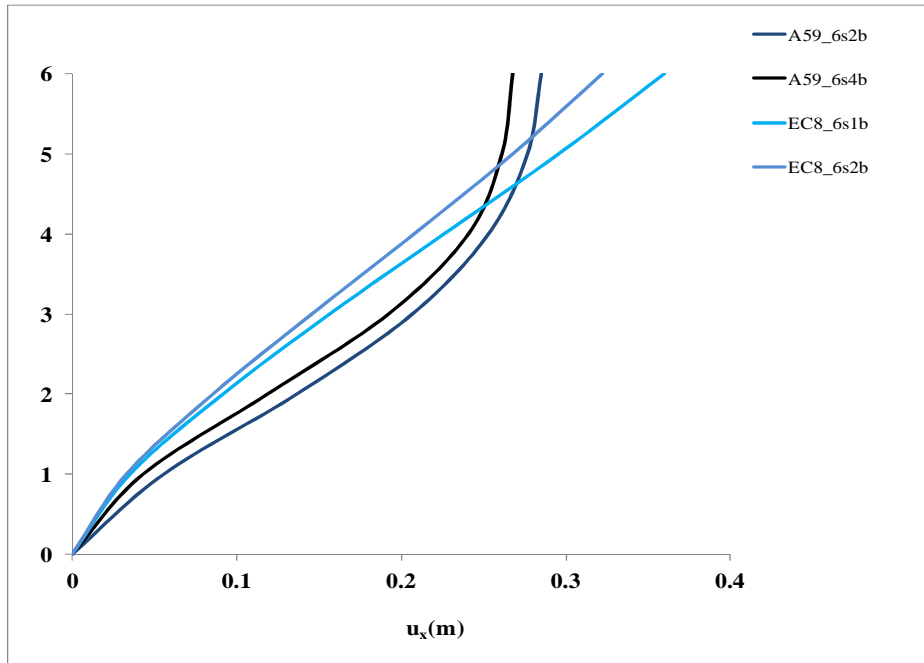
PETROLIA,USA



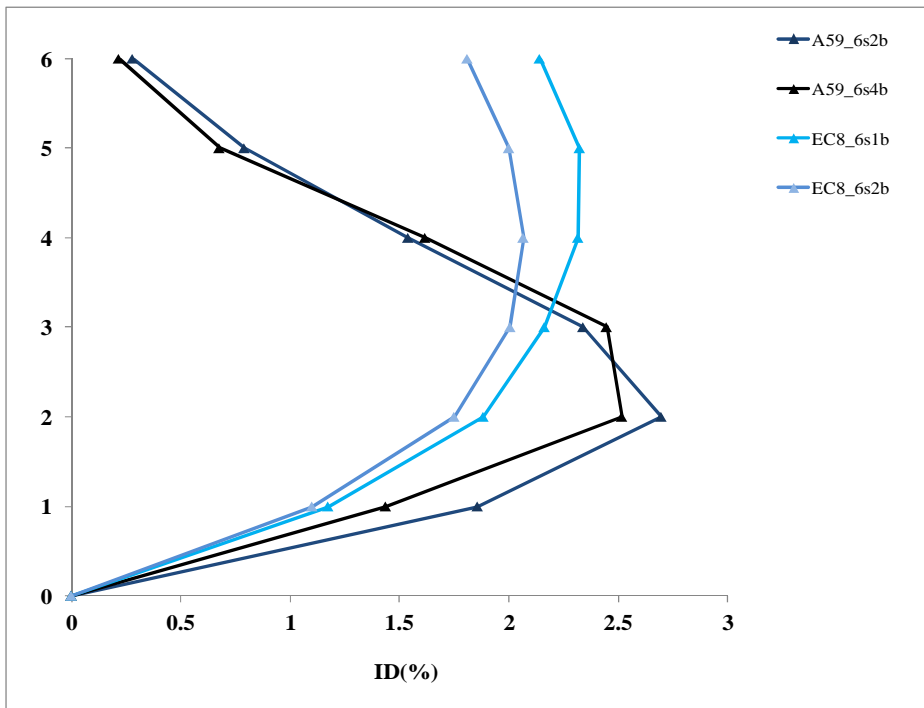
Σχήμα 6.31: Κατανομή μετακινήσεων για τα 3-όροφα, Petrolia



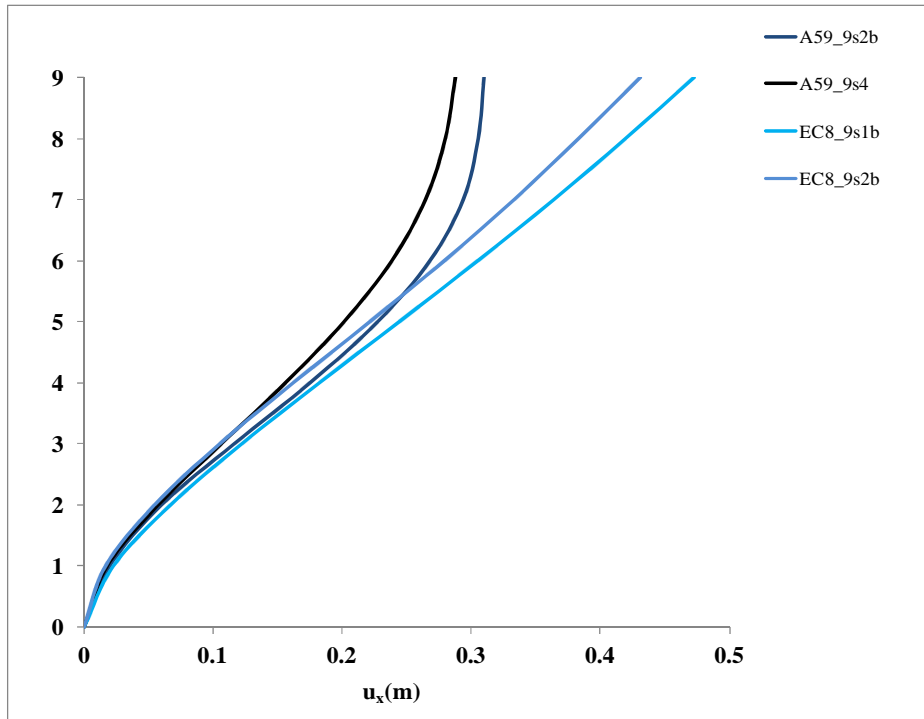
Σχήμα 6.32 Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 3-όροφα, Petrolia



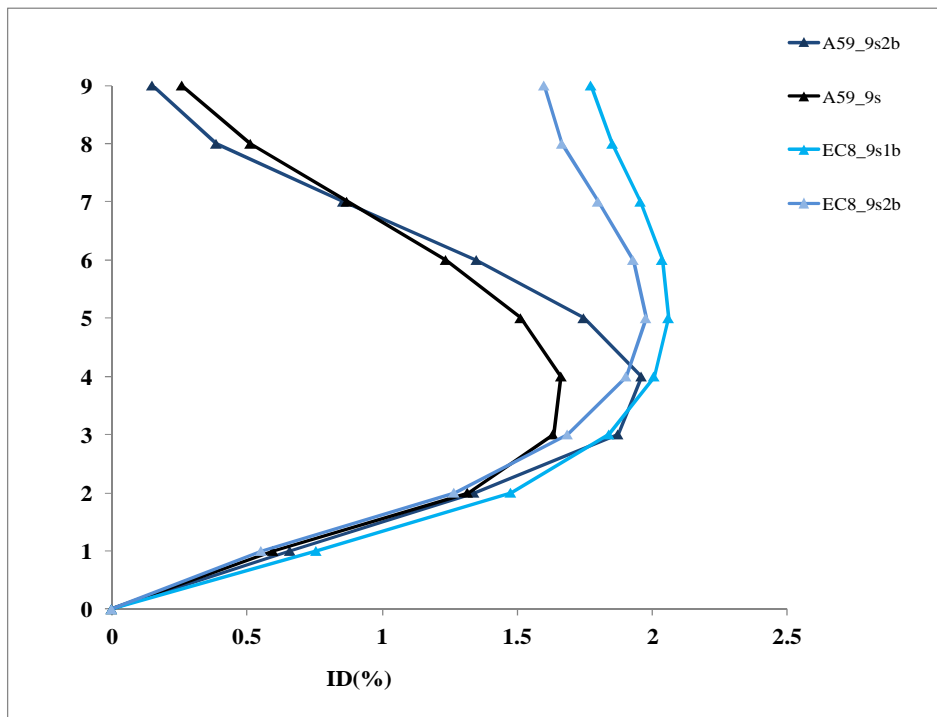
Σχήμα 6.33: Κατανομή μετακινήσεων για τα 6-όροφα, Petrolia



Σχήμα 6.34: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 6-όροφα, Petrolia

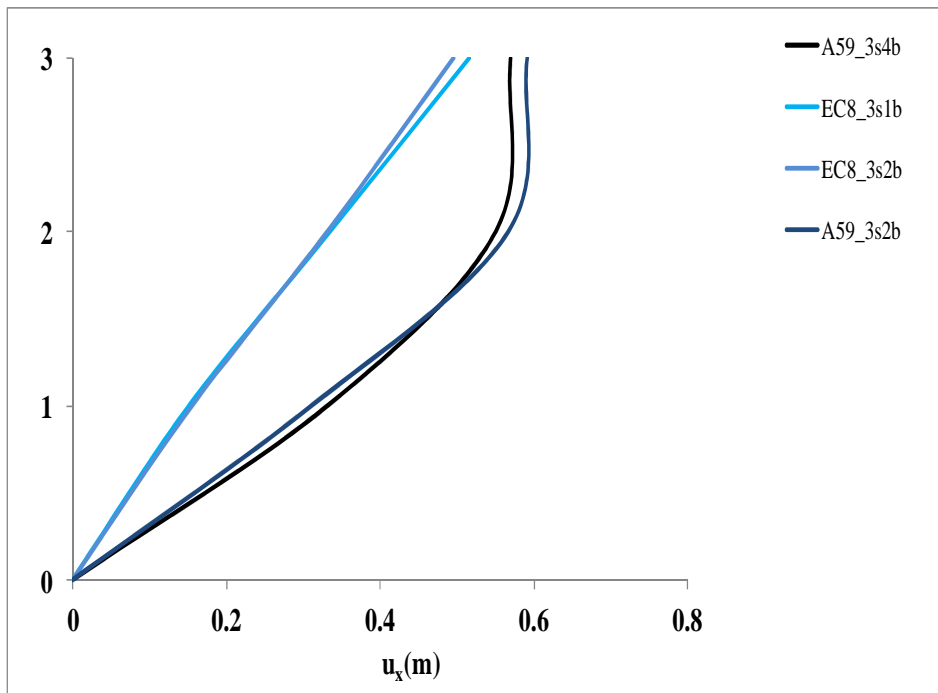


Σχήμα 6.35: Κατανομή μετακινήσεων για τα 9-όροφα, Petrolia

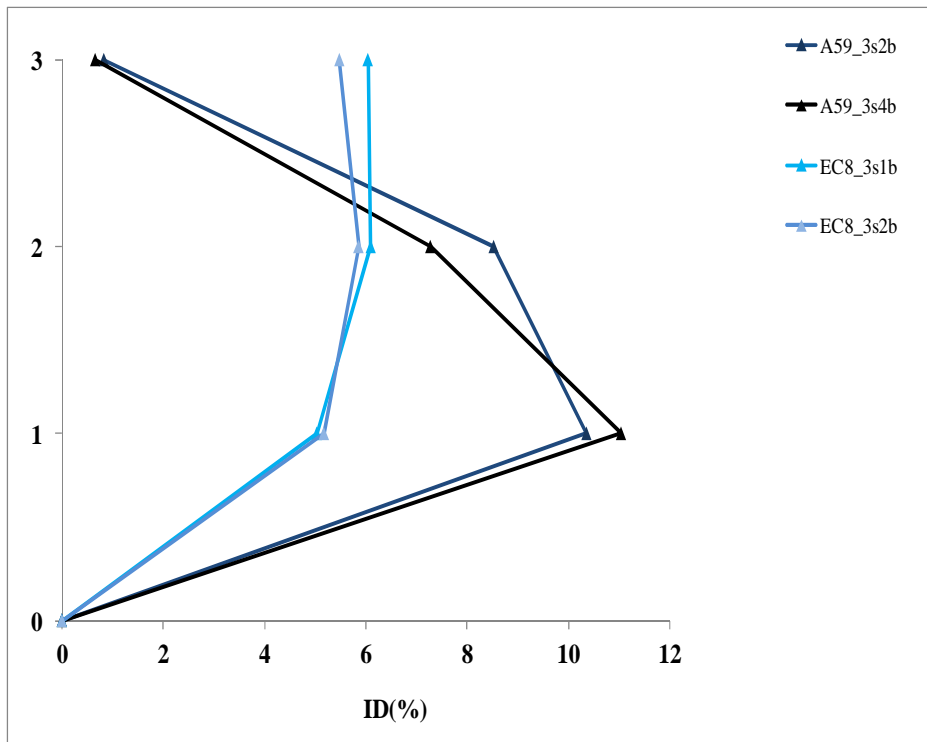


Σχήμα 6.36: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 9-όροφα, Petrolia

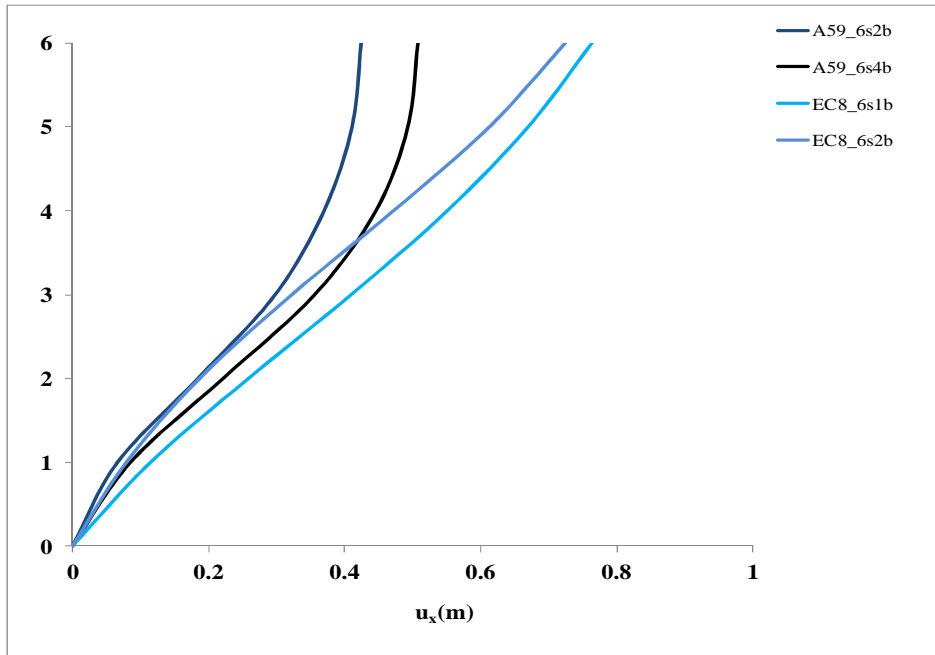
HANSHIN (KOBE), JAPAN



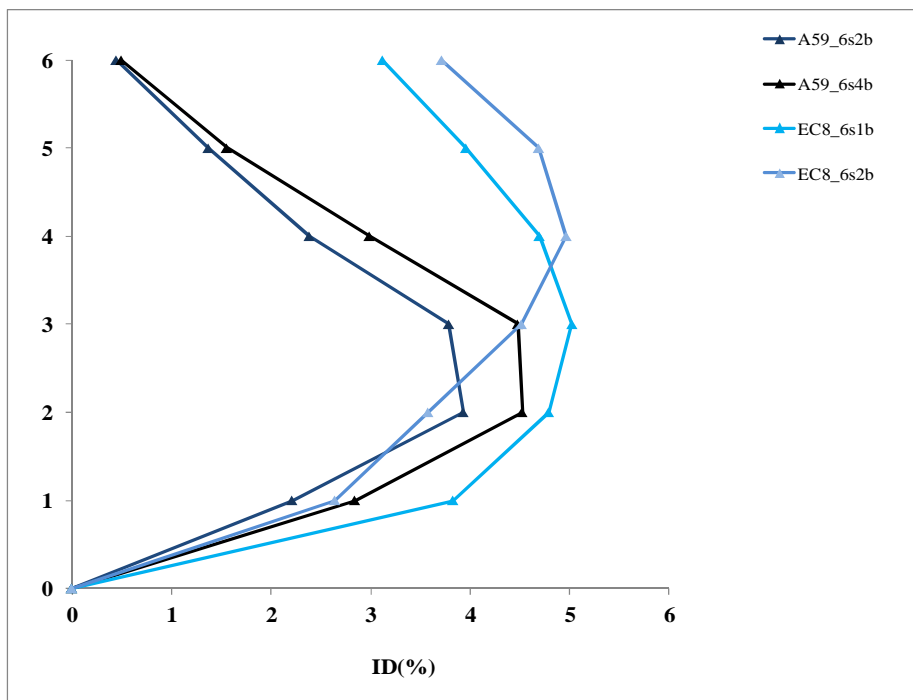
Σχήμα 6.37: Κατανομή μετακινήσεων για τα 3-όροφα, Kobe



Σχήμα 6.38: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 3-όροφα ,Kobe

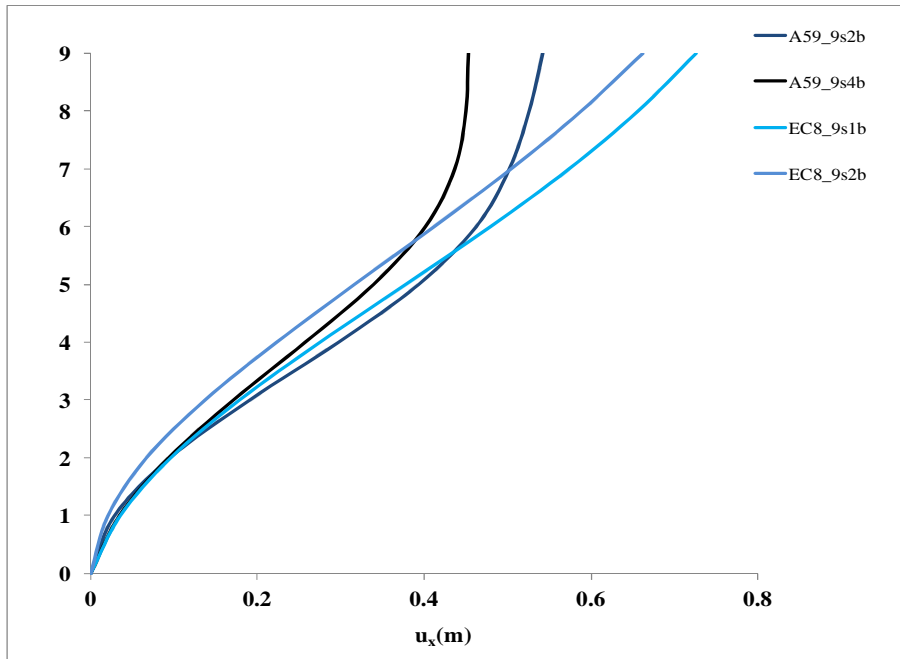


Σχήμα 6.39: Κατανομή μετακινήσεων για τα 6-όροφα, Kobe

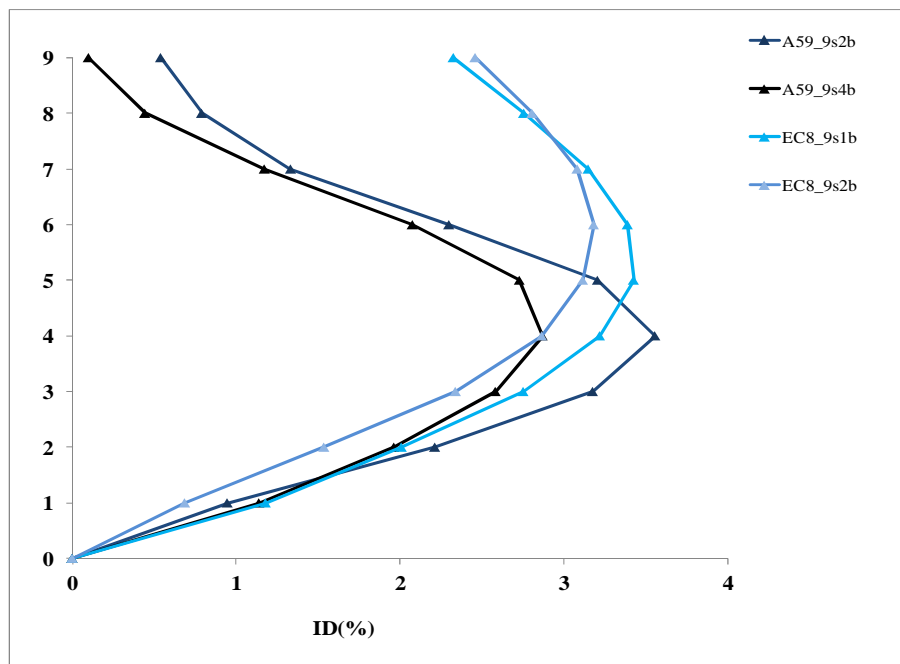


Σχήμα 6.40: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 6-όροφα, ,Kobe



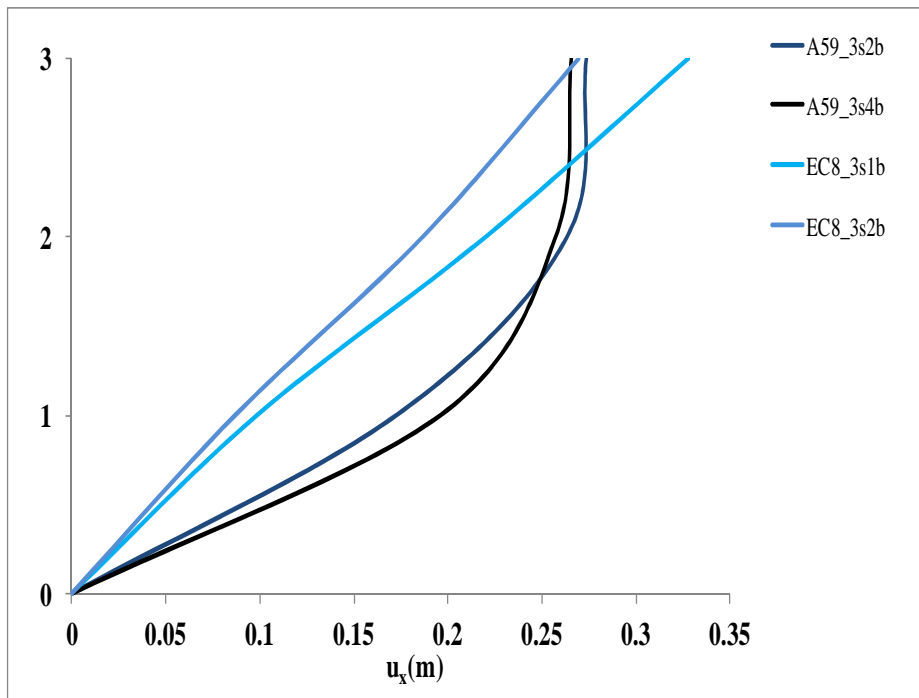


Σχήμα 6.41: Κατανομή μετακινήσεων για τα 9-όροφα, Kobe

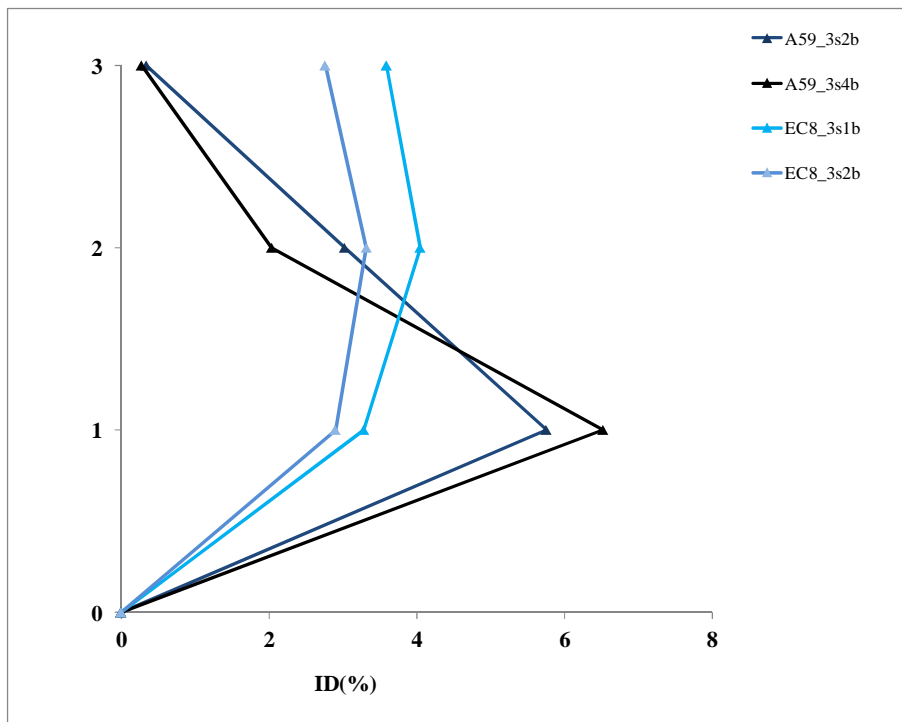


Σχήμα 6.42: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 9-όροφα, Kobe

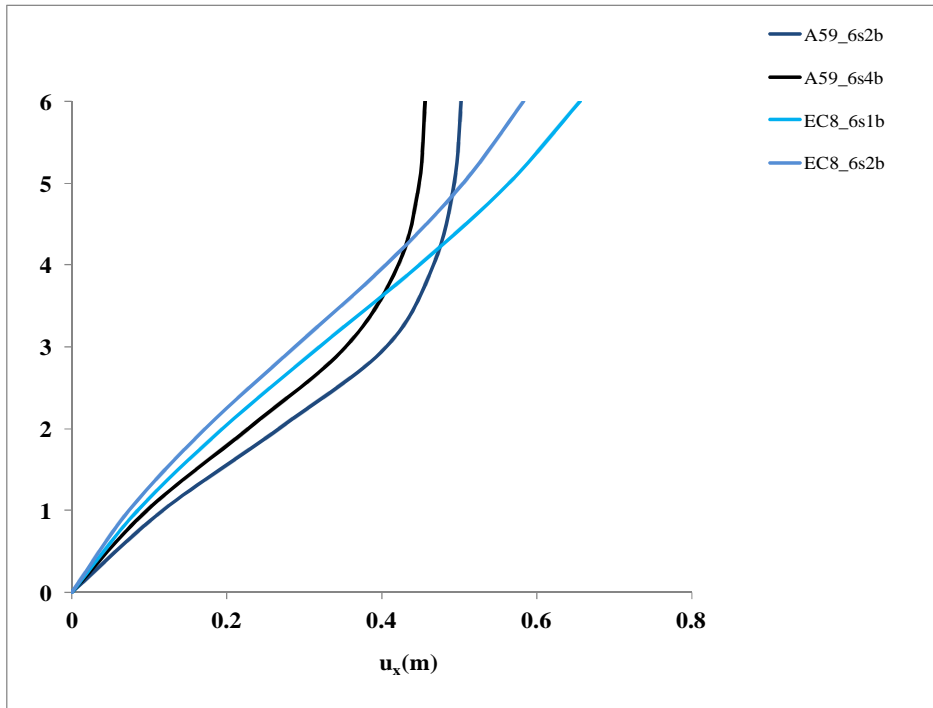
NORTHRIDGE, USA



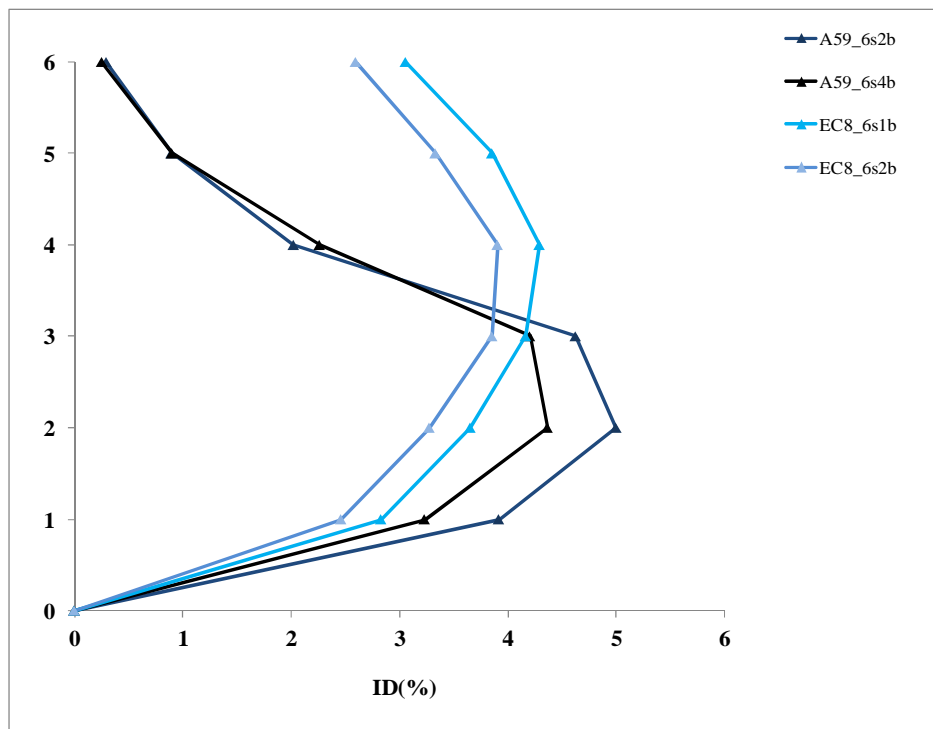
**Σχήμα 6.43:** Κατανομή μετακινήσεων για τα 3-όροφα, Northridge



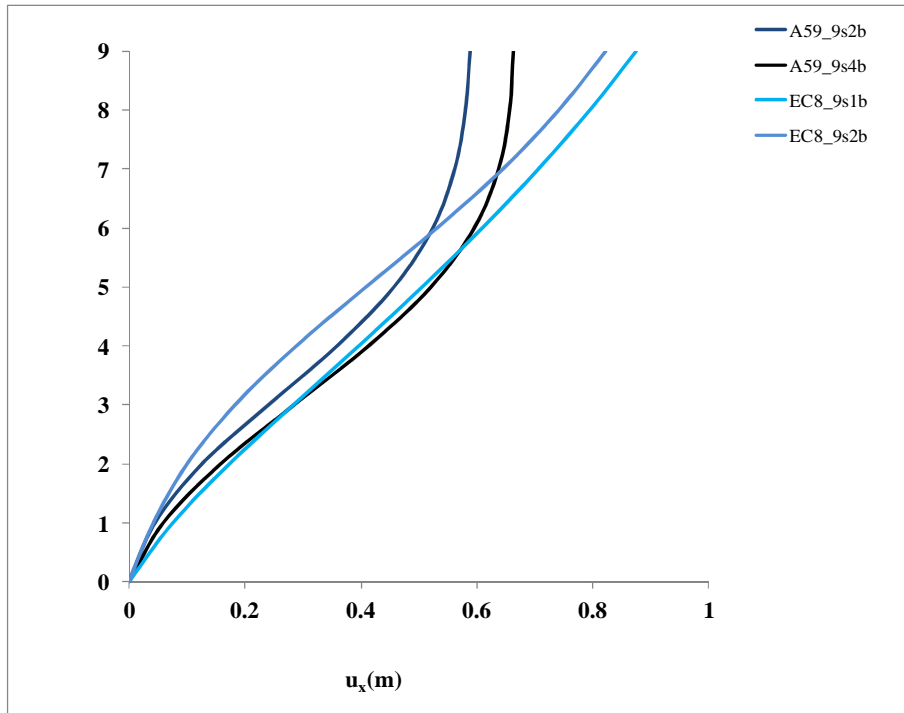
**Σχήμα 6.44:** Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 3-όροφα, Northridge



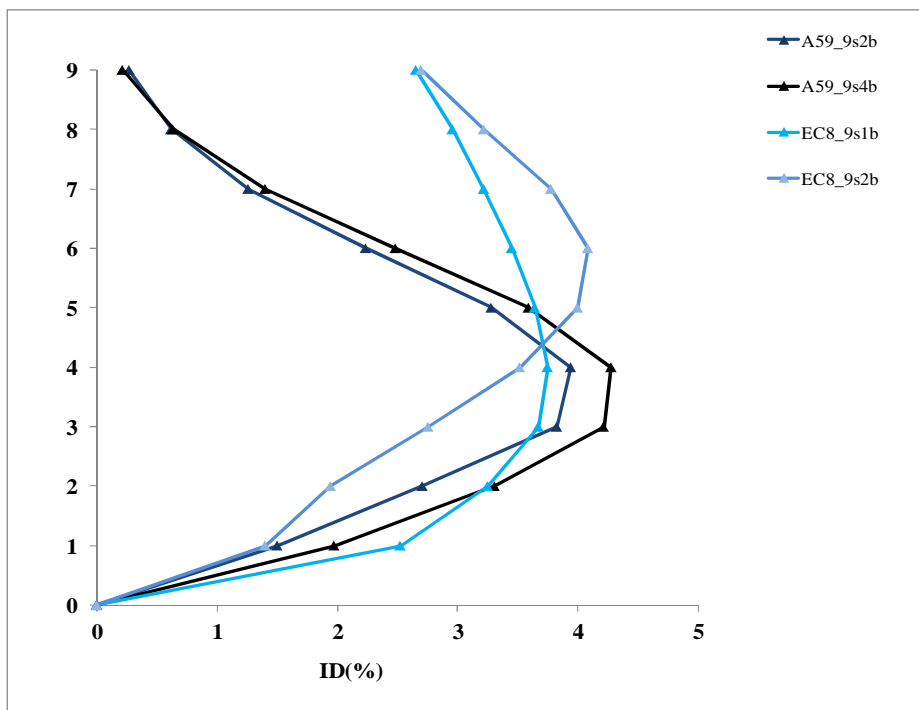
Σχήμα 6.45: Κατανομή μετακινήσεων για τα 6-όροφα, Northridge



Σχήμα 6.46: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 6-όροφα, Northridge

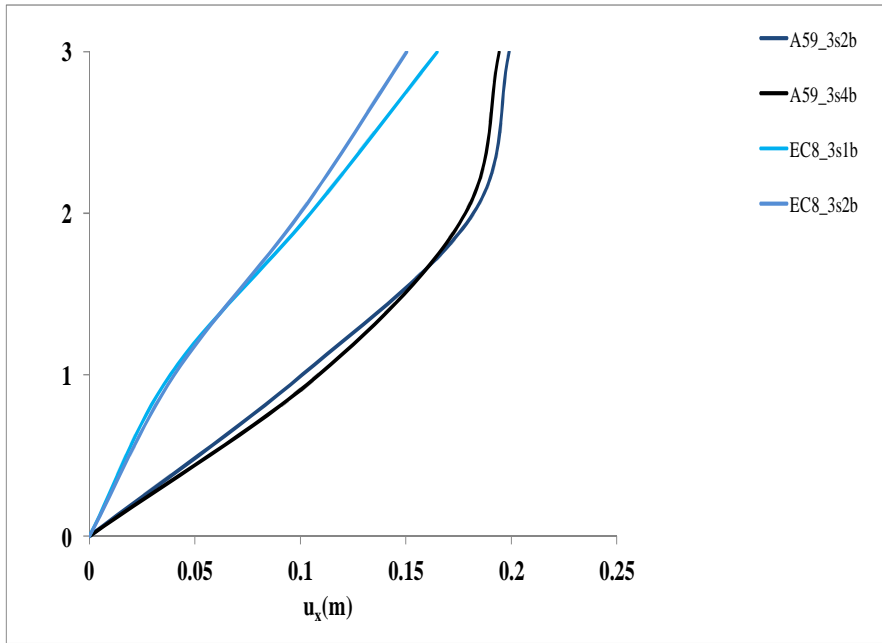


Σχήμα 6.47: Κατανομή μετακινήσεων για τα 9-όροφα, Northridge

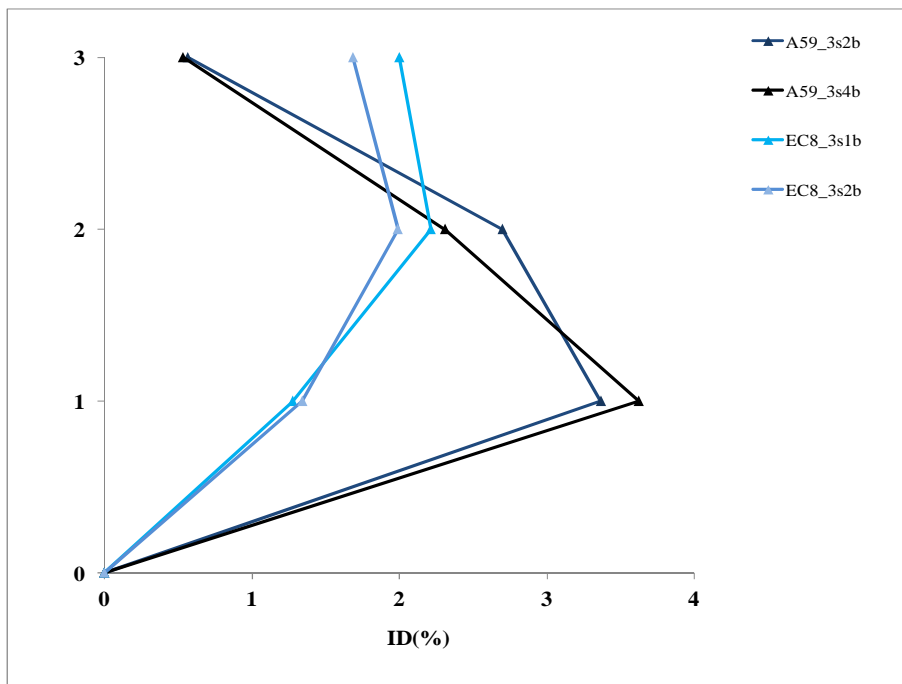


Σχήμα 6.48: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 9-όροφα, Northridge

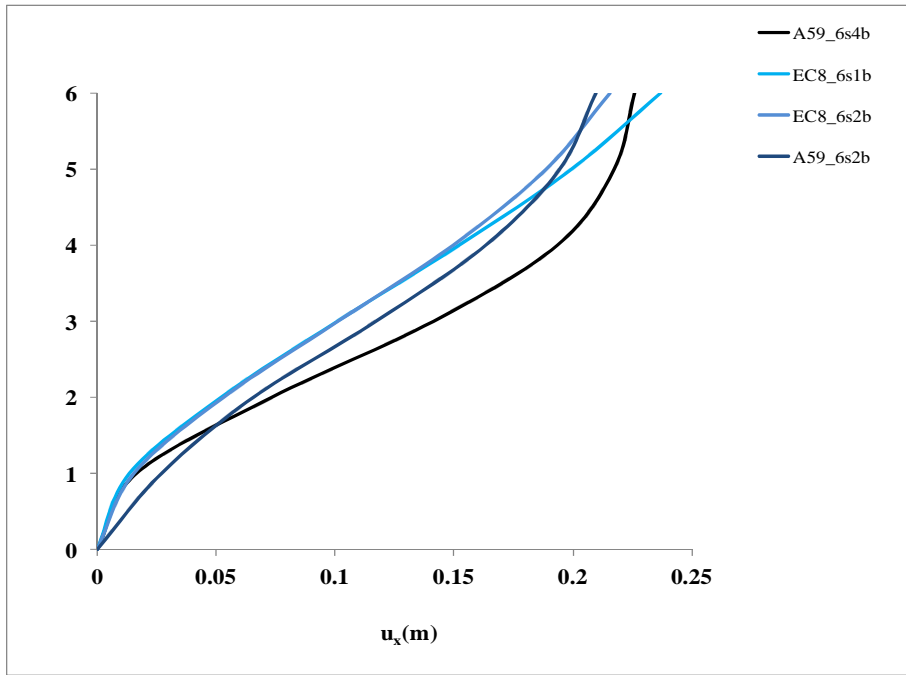
EZRINCAN, TURKEY



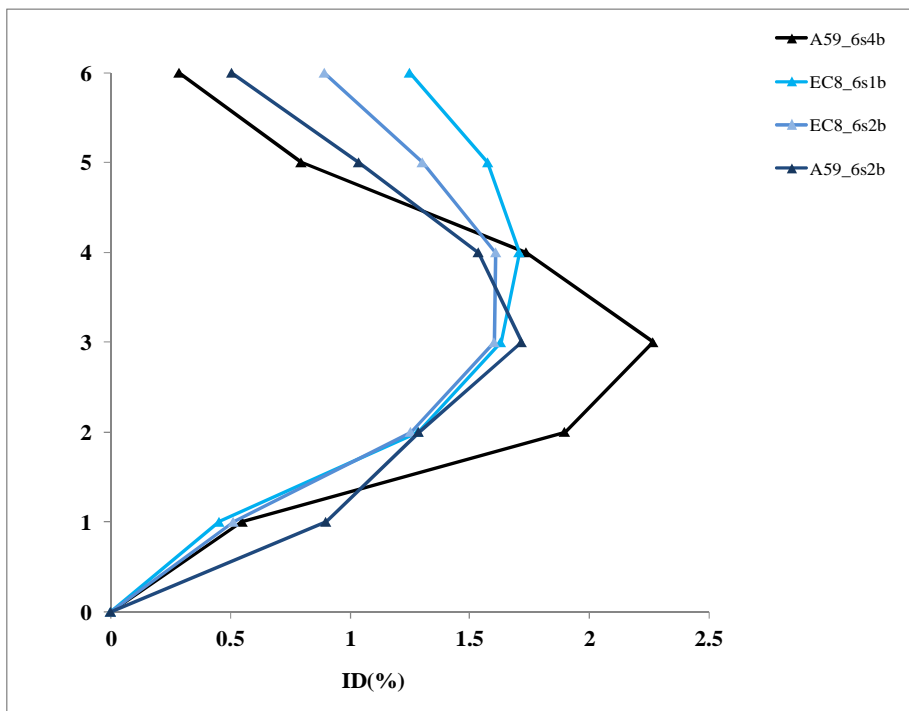
Σχήμα 6.49: Κατανομή μετακινήσεων για τα 3-όροφα, Ezrincan



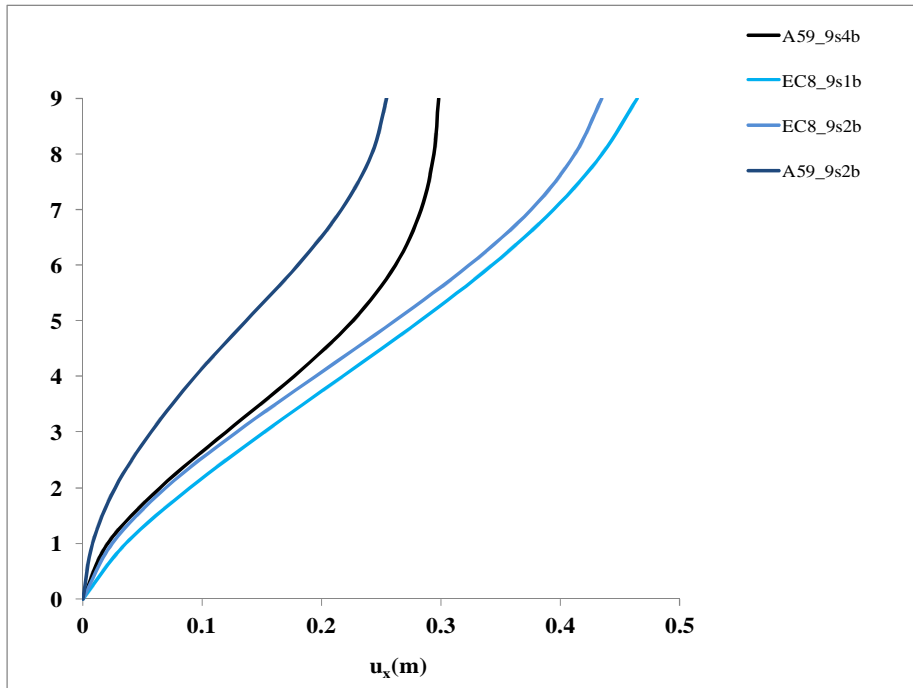
Σχήμα 6.50: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 3-όροφα, Ezrincan



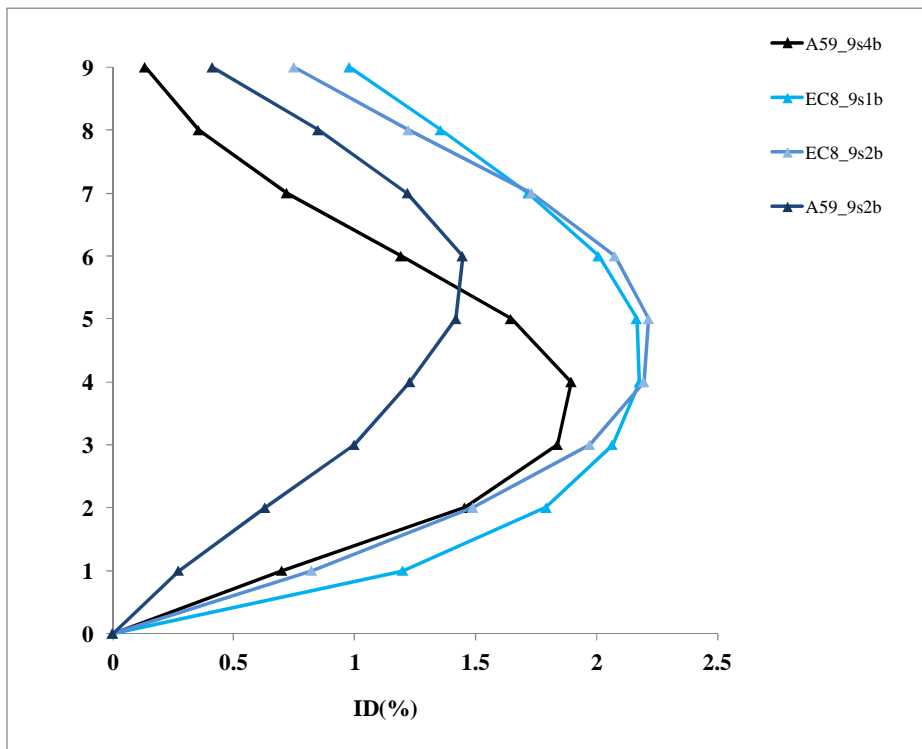
Σχήμα 6.51: Κατανομή μετακινήσεων για τα 6-όροφα, Ezrincan



Σχήμα 6.52 Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 6-όροφα, Ezrincan

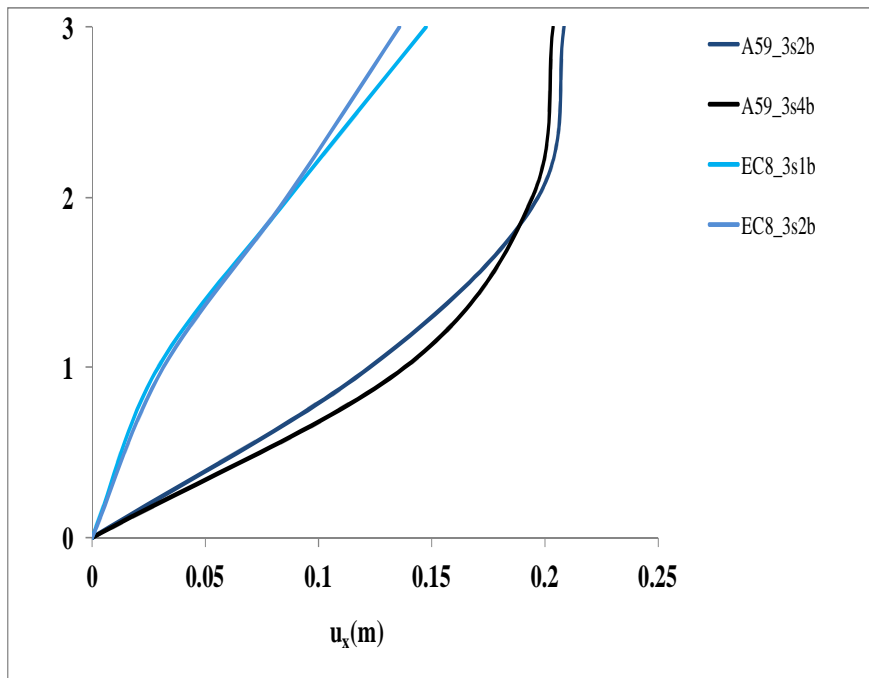


Σχήμα 6.53: Κατανομή μετακινήσεων για τα 9-όροφα, Ezrincan

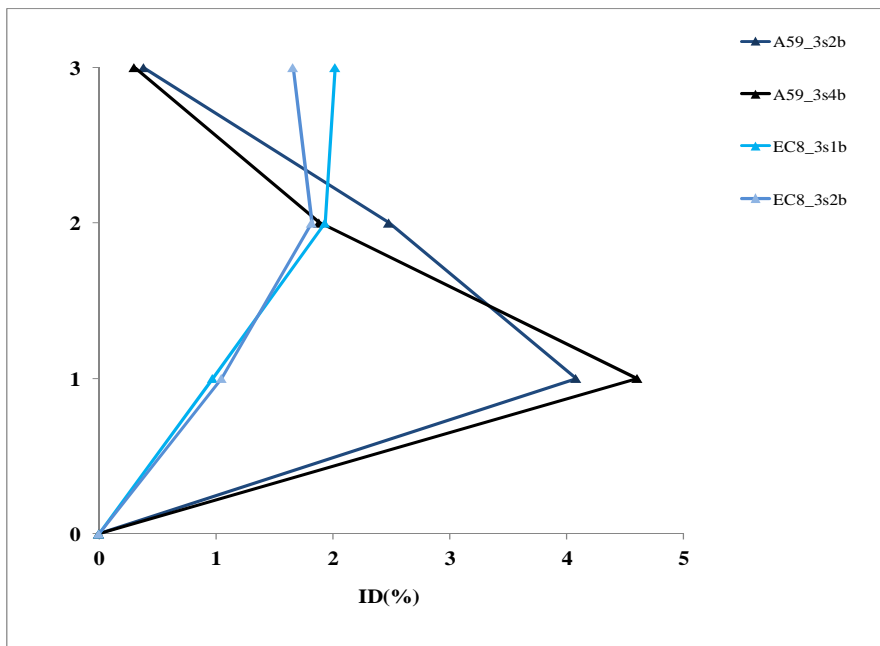


Σχήμα 6.54: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 9-όροφα, Ezrincan

### IMPERIAL VALLEY

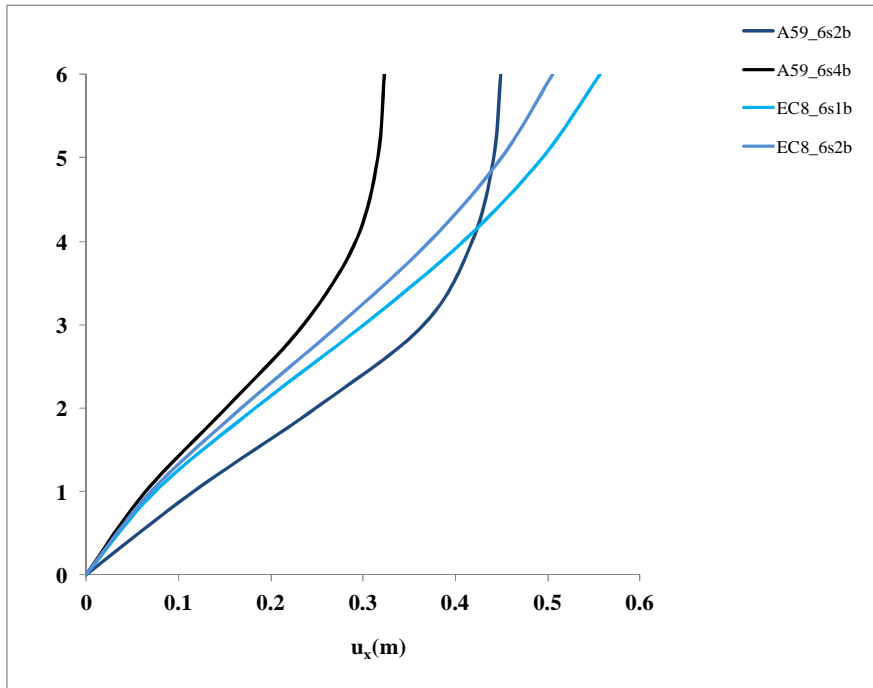


Σχήμα 6.55: Κατανομή μετακινήσεων για τα 3-όροφα, Imperial Valley

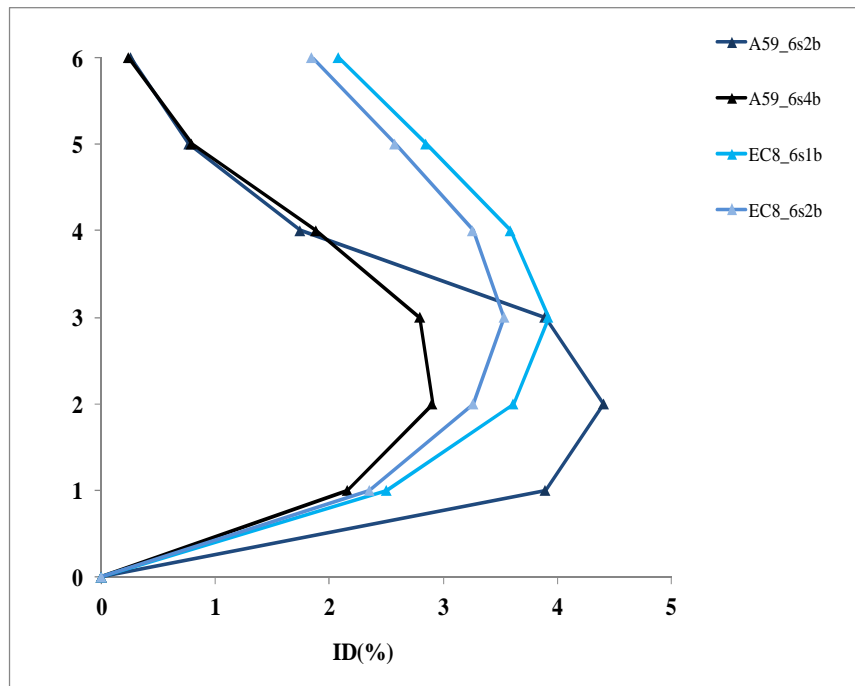


Σχήμα 6.56: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 3-όροφα, Imperial Valley

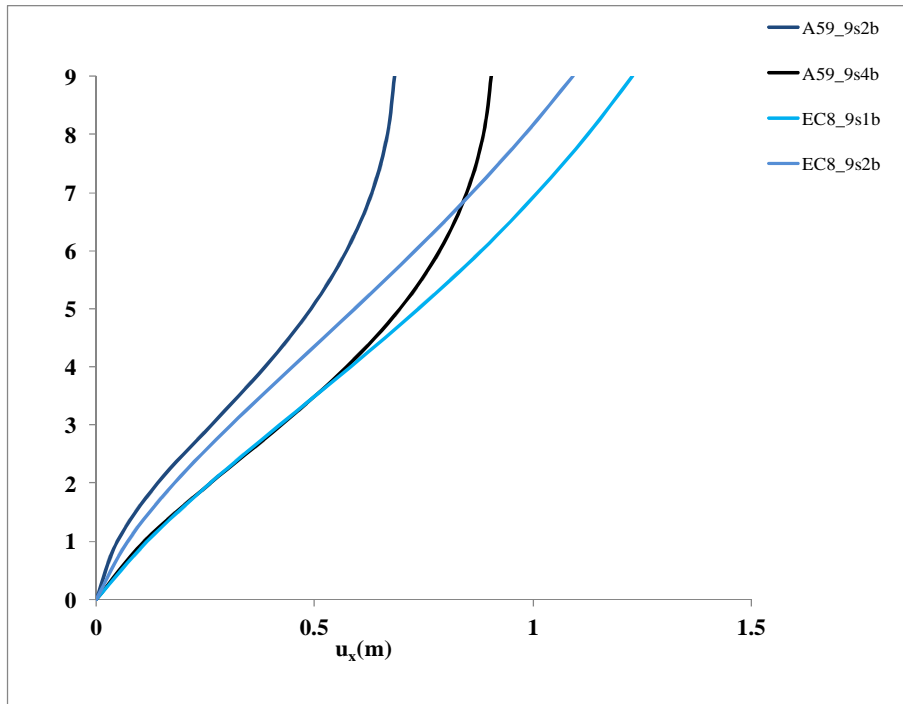




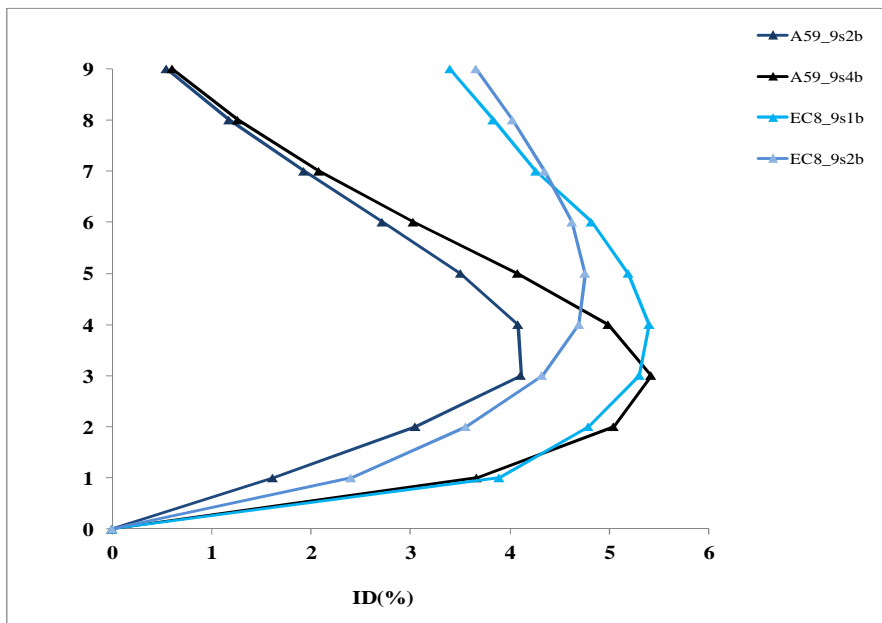
Σχήμα 6.57: Κατανομή μετακινήσεων για τα 6-όροφα, Imperial Valley



Σχήμα 6.58: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 6-όροφα, Imperial Valley



Σχήμα 6.59: Κατανομή μετακινήσεων για τα 9-όροφα, Imperial Valley



Σχήμα 6.60: Κατανομή γωνιακών παραμορφώσεων (%) για τα 9-όροφα, Imperial Valley

## 6.1.2 Συμπεριφορά πλαισίων - συμπεράσματα

Από τα ανωτέρω αποτελέσματα και σε συνδυασμό με την εικόνα των φορέων που λαμβάνουμε στο τέλος κάθε χρονοϊστορίας προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα όσον αφορά τους μηχανισμούς αστοχίας σε κάθε περίπτωση:

		A59_3s2b	A59_3s4b	A59_6s2b	A59_6s4b	A59_9s2b	A59_9s4b
1	Chi-Chi,Taiwan	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)+μηχ.2ου ορόφου	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)+μηχ.2ου ορόφου	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου(+2ου ορόφου)	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Μηχ.ισογείου- 2ου ορόφου	Άναρχη αστοχία δοκών + στύλων
2	Izmit,Turkey	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Άναρχη αστοχία στύλων-δοκών	Άναρχη αστοχία δοκών	Άναρχη αστοχία δοκών
3	Landers,CA,USA	Μηχ.ισογείου-2ου ορόφου (+ μηχ.ισογείου)	Μηχ.ισογείου-2ου ορόφου (+ μηχ.ισογείου)	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Άναρχη αστοχία δοκών	Άναρχη αστοχία δοκών
4	Duzce,Turkey	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου ( μηχ.3ου ορόφου)	Άναρχη αστοχία δοκών
5	Loma Prieta,USA	Μηχ.ισογείου-2ου ορόφου (+ μηχ.ισογείου)	Μηχ.ισογείου-2ου ορόφου (+ μηχ.ισογείου)	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου(+2ου ορόφου)	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Μηχ.ισογείου - 2ου	Άναρχη αστοχία δοκών + στύλων
6	Petrolia,CA,USA	Μηχ.ισογείου-2ου ορόφου (+ μηχ.ισογείου)	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)+μηχ.2ου ορόφου	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Άναρχη αστοχία δοκών + στύλων	Άναρχη αστοχία δοκών + στύλων
7	Hanshin (Kobe),Japan	Μηχ.ισογείου-2ου ορόφου (+ μηχ.ισογείου)	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)+μηχ.2ου ορόφου	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου (+μηχ.στον 2ο όροφο)	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου (+μηχ.στον 2ο όροφο)	Μηχ. 3ου ορόφου	Άναρχη αστοχία δοκών + στύλων
8	Northridge,CA, USA	Μηχ.ισογείου-2ου ορόφου (+ μηχ.ισογείου)	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)+μηχ.2ου ορόφου	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου (+μηχ.στον 2ο όροφο)	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου (+μηχ.στον 2ο & 3ο όροφο)	Μηχ.ισογείου- 2ου ορόφου (+μηχ.3 όροφο)	Άναρχη αστοχία δοκών + στύλων
9	Erzincan,Turkey	Μηχ.ισογείου-2ου ορόφου (+ μηχ.ισογείου)	Μηχ.ισογείου-2ου ορόφου (+ μηχ.ισογείου)	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Άναρχη αστοχία στύλων-δοκών	Άναρχη αστοχία στύλων-δοκών	Ιεραρχημένη αστοχία δοκών
10	Imperial Valley, CA,USA	Μηχ.ισογείου-2ου ορόφου (+ μηχ.ισογείου)	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Μηχ.ισογείου- 3ου ορόφου	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)	Μηχ.ορόφου (ισόγειο)

**Πίνακας 6.1:** Τύπος αστοχίας στα A59\_GF

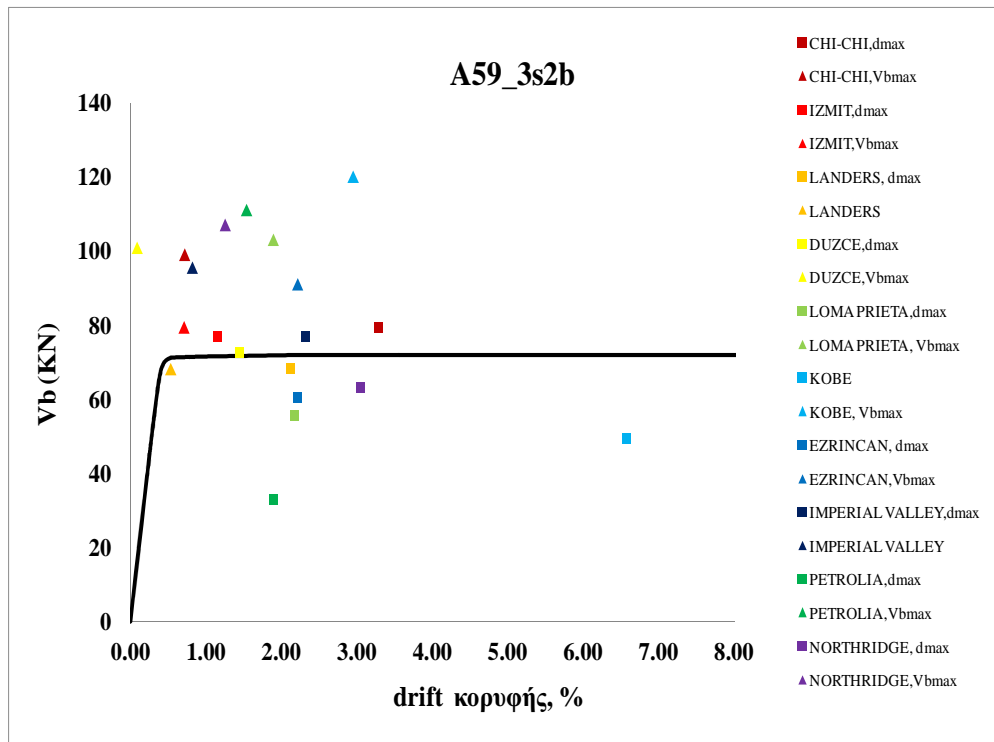


### 6.1.3 Παρατηρήσεις - σχόλια

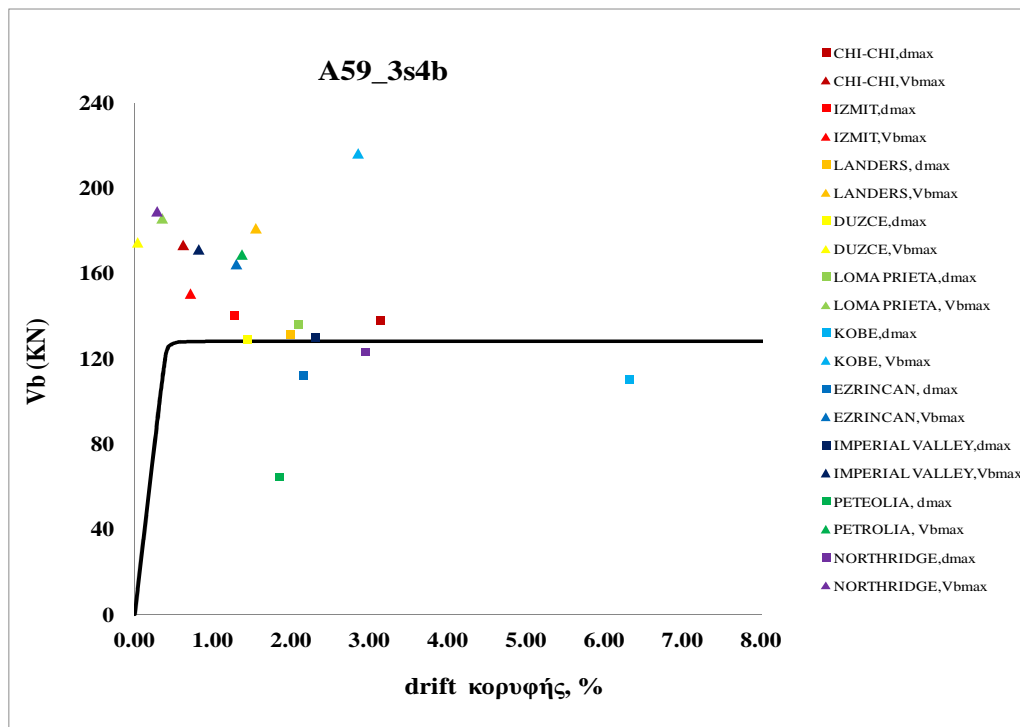
- Παράμετρος ύψους: Σχετικά με τα A59\_GF, το ύψος καθορίζει τους ορόφους οι οποίοι συμμετέχουν στον σχηματισμό μηχανισμού. Συγκεκριμένα, τα 3-όροφα παρουσιάζουν συστηματικά μηχανισμό ορόφου στο ισόγειο, τα δε 6-όροφα μηχανισμό μεταξύ ισογείου – 3<sup>ου</sup> ορόφου ενώ τα 9-όροφα παρουσιάζουν έντονη διασπορά στον τρόπο με τον οποίο εμφανίζουν τις αστοχίες στα μέλη τους και αυτό αποδίδεται πιθανώς συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών αλλά και στο γεγονός ότι η θεμελιώδης περίοδος τους είναι σχετικά μεγάλη και αντιστοιχίζεται σε μικρές τιμές φασματικών επιταχύνσεων και κατά συνέπεια λιγότερων βλαβών. Στα δε EC8\_GF, δεν παρουσιάζονται μεταβολές στον τρόπο αστοχίας βάσει του ύψους τους, γεγονός που αποδίδεται στην τάση τους για καμπτική συμπεριφορά (βλ.Πιν.3.1, κεφ.3)
- Παράμετρος αριθμού ανοιγμάτων: Η συγκεκριμένη παράμετρος δεν φαίνεται καθοριστική του τρόπου αστοχίας, γεγονός που προκύπτει τόσο από τα προφίλ των μετακινήσεων και γωνιακών παραμορφώσεων, όσο και από τους παραπάνω πίνακες. Επίσης, στα A59\_GF δεν προκύπτει κάποιο συμπέρασμα σε σχέση με την μεταβολή των παραμορφώσεων/μετακινήσεων βάσει αριθμού ανοιγμάτων. Ωστόσο μια τάση διαφοροποίησης παρατηρείται στα 6-όροφα και 9-όροφα της ομάδα A59\_GF , όπου τα πλαίσια με τα περισσότερα ανοίγματα παρουσιάζουν βελτιωμένη συμπεριφορά στην τελική τους εικόνα, με το πέρας της διέγερσης (μη σχηματισμός μηχανισμού ορόφου). Βεβαίως το παραπάνω είναι λογικό, καθώς είναι μεγαλύτερη η δυνατότητα ανακατανομής της σεισμικής ενέργειας και επομένως των βλαβών στα μέλη, με την αύξηση των ανοιγμάτων και έτσι αποφεύγεται το ενδεχόμενο σχηματισμού ορόφου. Στα EC8\_GF, οι παραμορφώσεις/μετατοπίσεις είναι εν γένει μειωμένες στα πλαίσια δυο ανοιγμάτων σε σχέση με του ενός , ωστόσο η τελική τους εικόνα, ως προς τον τρόπο ανάπτυξης των πλαστικών αρθρώσεων δεν διαφοροποιείται.
- Παράμετρος αντισεισμικού σχεδιασμού: Το κρίσιμότερο στοιχείο, όπου εντοπίζονται ξεκάθαρες και αξιολογες διαφορές μεταξύ των πλαισίων. Έτσι λοιπόν τα A59\_GF εμφανίζουν σε όλα τα ύψη και ανοίγματα μια συστηματική διαφορά ως προς την κατανομή των μετακινήσεων/παραμορφώσεων τους και κατά επέκταση στον τρόπο αστοχίας των μελών τους. Αρχικώς, θα πρέπει να υπενθυμίσουμε ότι τα μεν A59\_GF εμφανίζουν μια τάση διατηρητικής συμπεριφοράς η οποία και διαπιστώνεται από το συντελεστή συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής (1.25-1.28, Πιν.3.1, κεφ.3), ενώ οι αντίστοιχες τιμές είναι ελαφρώς αυξημένες στα EC8\_GF, παραπέμποντας σε πιο καμπτική συμπεριφορά.

Αυτή η διαπίστωση προεξοφλεί και την ανελαστική απόκριση των πλαισίων και οδηγεί τα A59\_GF σε μηχανισμούς αστοχίας τύπου μαλακού ορόφου, ενώ στα EC8\_GF σε πλάγιους μηχανισμούς με σταδιακή εμφάνιση πλ.αρθρώσεων στα δοκάρια και τέλος στα υποστυλώματα του ισόγειου (Σχήμα 5.29 & 5.30, κεφ.5). Επίσης ένα επιπλέον χαρακτηριστικό των A59\_GF αποτελεί η άναρχη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων καθ' ύψος των φορέων σε υποστυλώματα και δοκάρια, κάτι το οποίο λείπει φυσικά από την ομάδα EC8\_GF, όπου λόγω του Ικανοτικού σχεδιασμού οι αστοχίες των μελών εμφανίζονται ιεραρχημένα από τους κατώτερους προς τους ανώτερους ορόφους, ενώ αρθρώσεις σε υποστυλώματα παρουσιάζονται κατά κύριο λόγο μόνο στο ισόγειο και ακολουθούν πάντα τις αντίστοιχες στις δοκούς του ισόγειου.

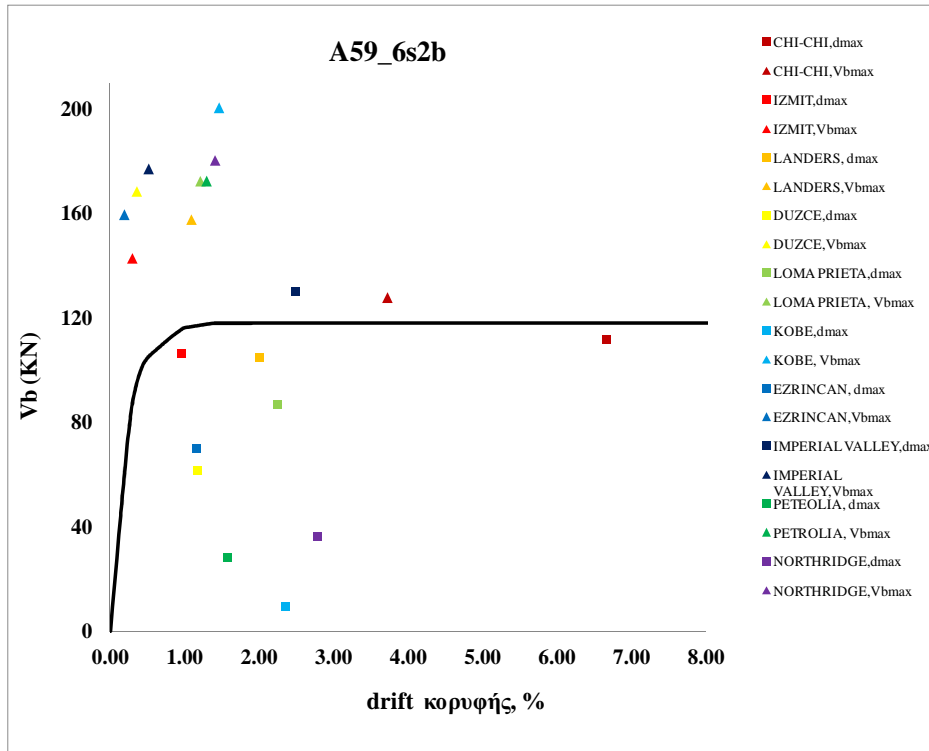
## 6.2 ΣΥΣΧΕΤΙΣΗ ΜΡΑ – ΡΗΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ



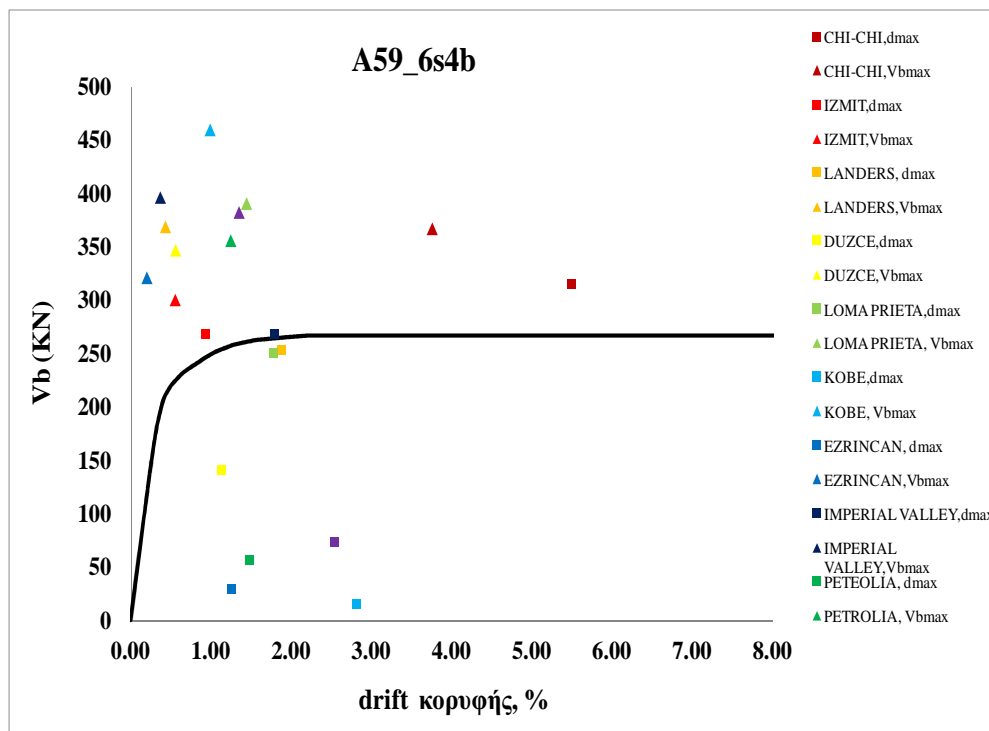
Σχήμα 6.61: MPA-RHA\_A59\_3s2b



Σχήμα 6.62: MPA-RHA\_A59\_3s4b

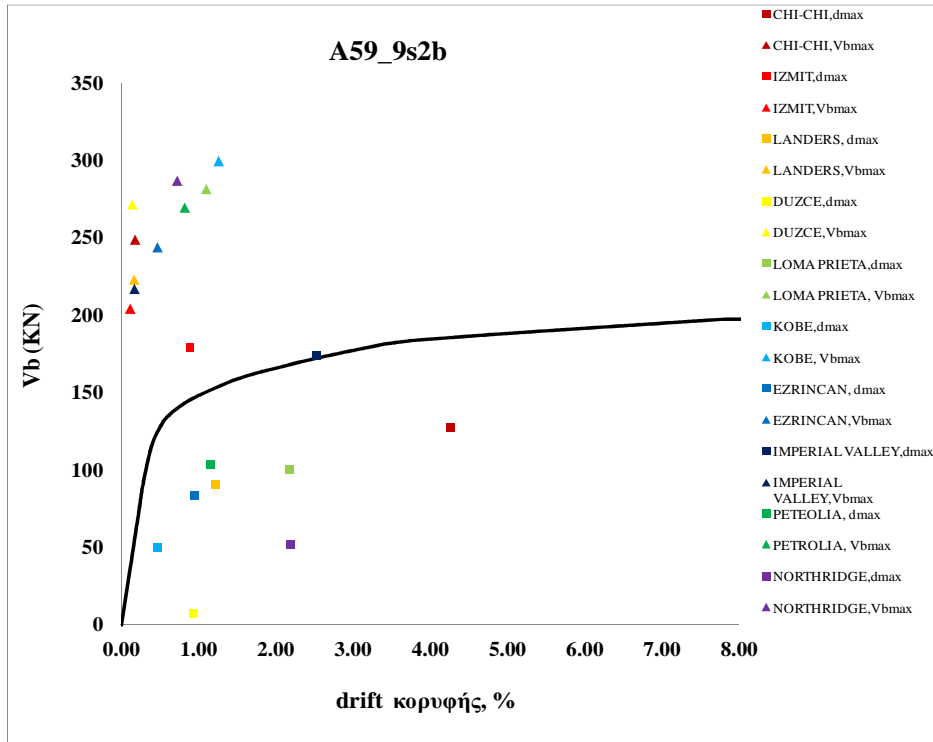


Σχήμα 6.63: MPA-RHA\_A59\_6s2b

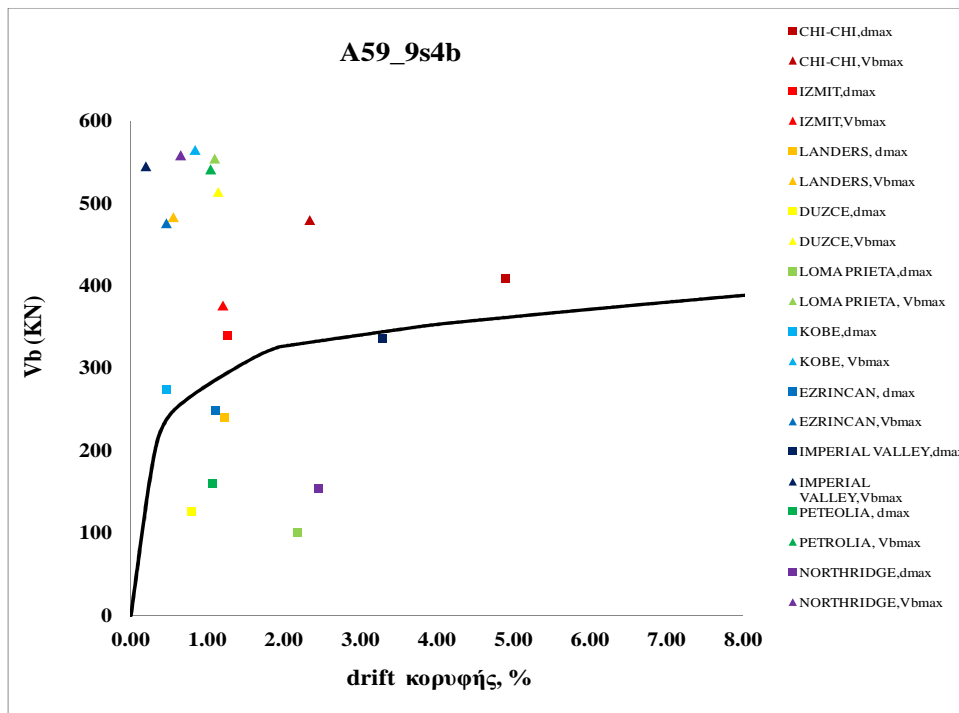


Σχήμα 6.64: MPA-RHA\_A59\_6s4b

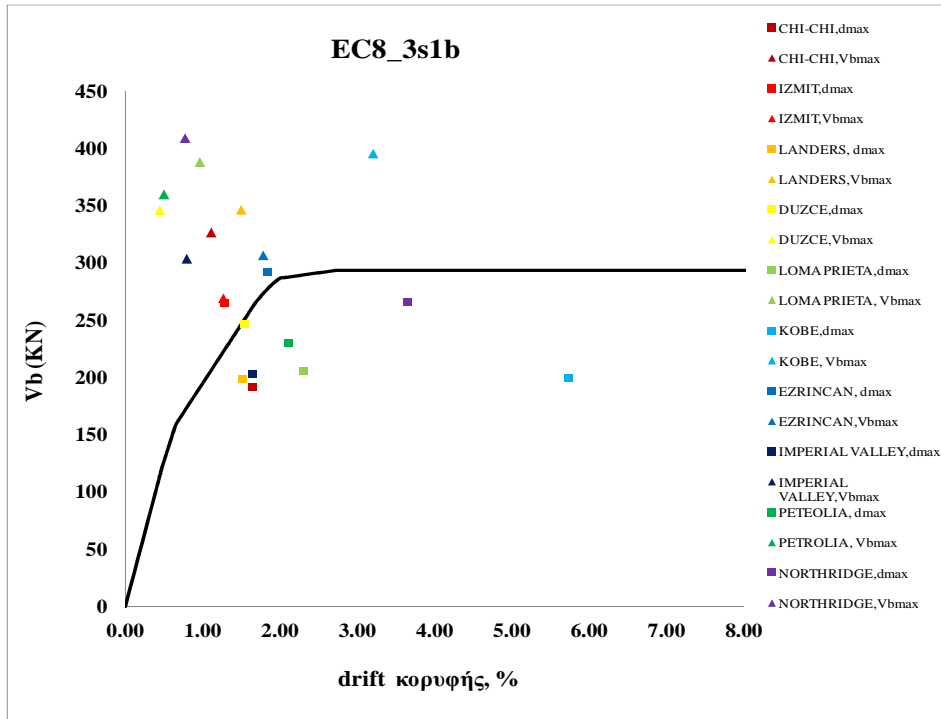




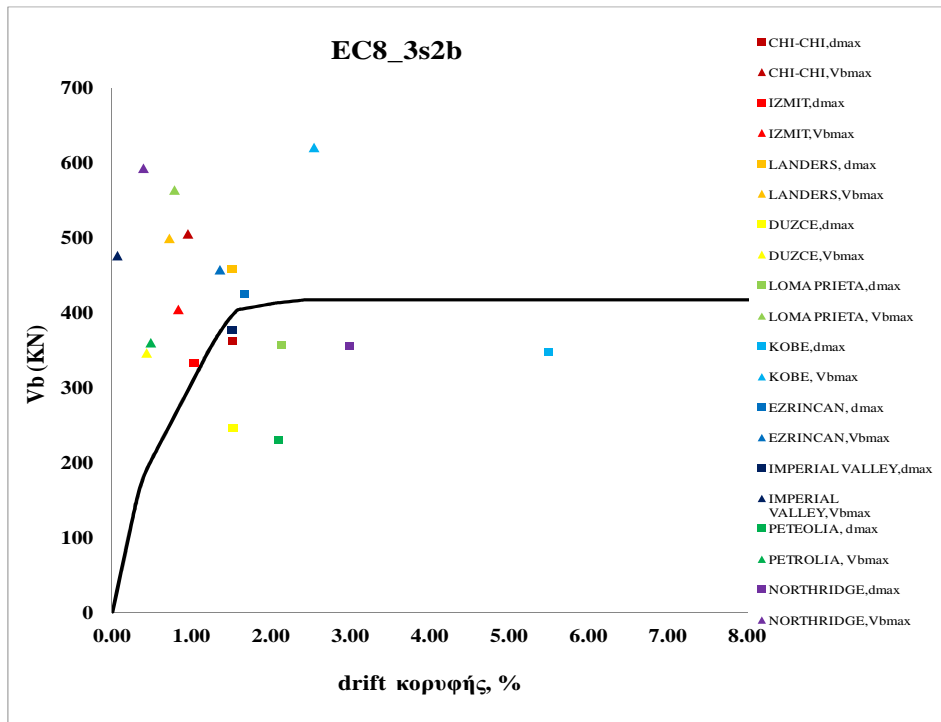
Σχήμα 6.65: MPA-RHA\_A59\_9s2b



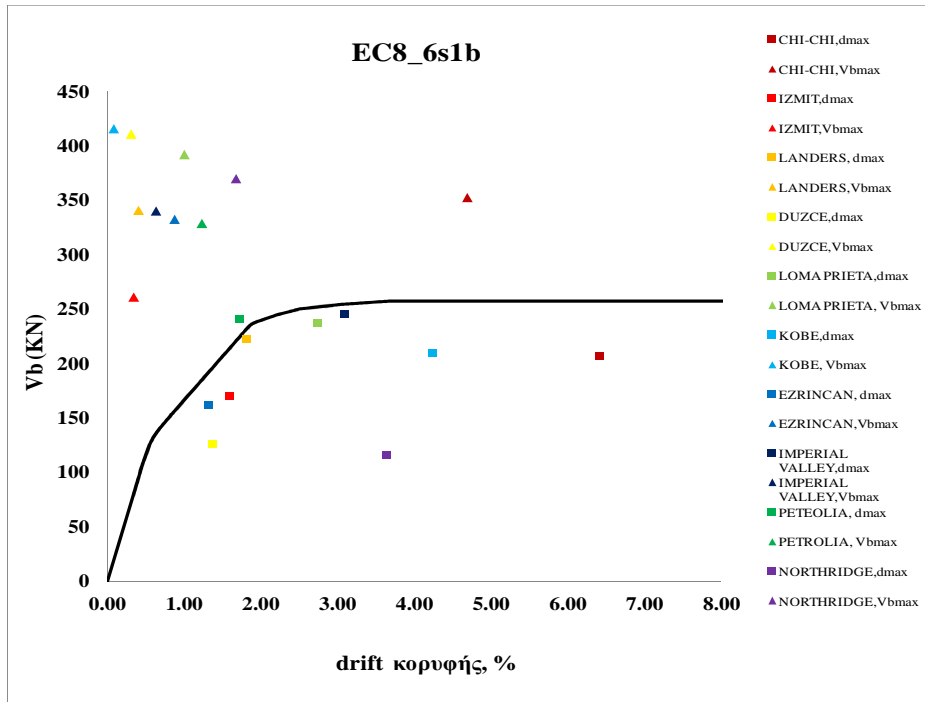
Σχήμα 6.66: MPA-RHA\_A59\_9s4b



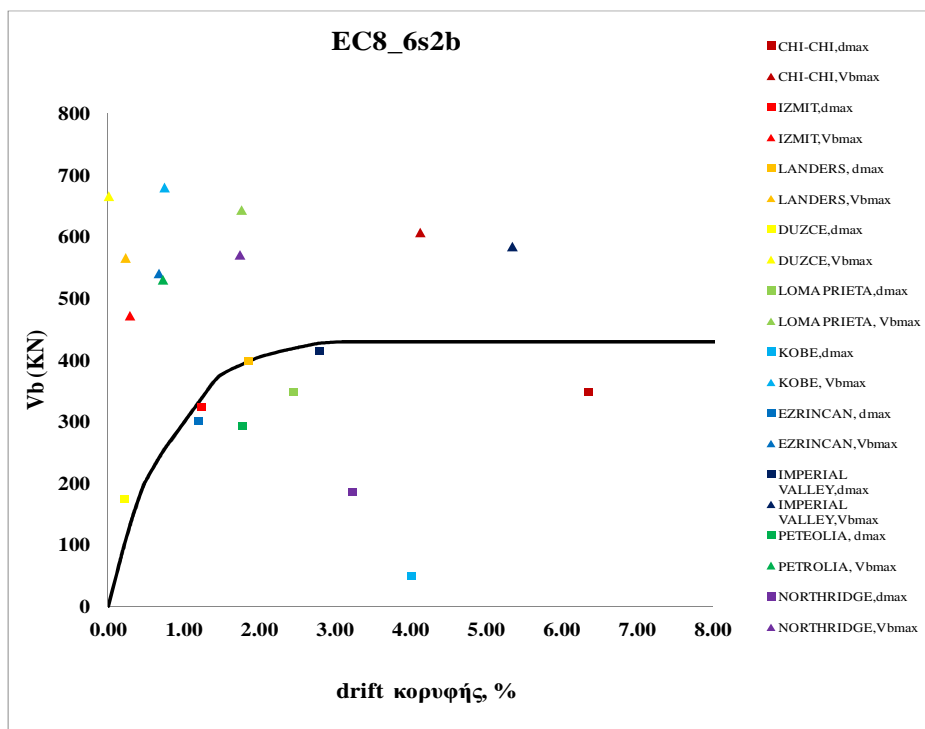
Σχήμα 6.67: MPA-RHA\_EC8\_3s1b



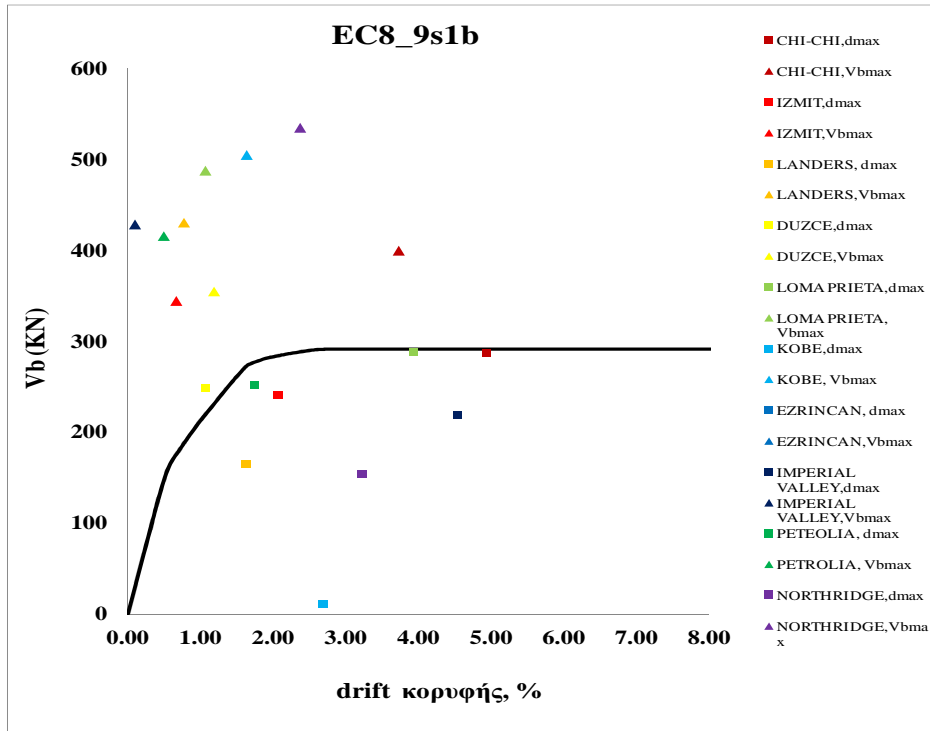
Σχήμα 6.68: MPA-RHA\_EC8\_3s2b



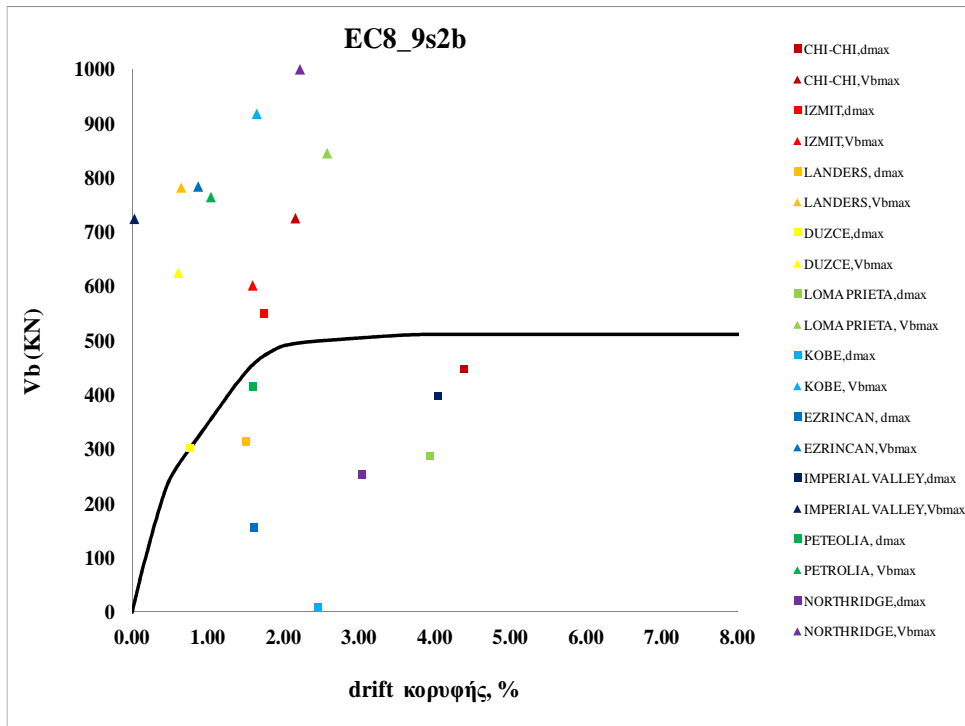
Σχήμα 6.69: MPA-RHA\_EC8\_6s1b



Σχήμα 6.70: MPA-RHA\_EC8\_6s2b



Σχήμα 6.71: MPA-RHA\_EC8\_9s1b



Σχήμα 6.72: MPA-RHA\_EC8\_9s2b

## 6.2.1 Παρατηρήσεις – σχόλια

Για την σύγκριση μη γραμμικών στατικών / δυναμικών αναλύσεων κρίθηκε σκόπιμο να παρουσιασθούν τα αποτελέσματα των δυο αναλύσεων σε κοινό διάγραμμα τέμνουσας – γωνίας μετατόπισης κορυφής. Εξ' αρχής αναγνωρίζεται ότι η ταύτιση καθίσταται ανέφικτη σχεδόν σε κάθε περίπτωση σεισμού, για τον βασικό λόγο ότι στην περίπτωση της pushover χρησιμοποιείται η κατανομή δυνάμεων της θεμελιώδους ιδιομορφής ενώ στην δυναμική ανάλυση συμμετέχουν και οι ανώτερες ιδιομορφές. Από τις χρονοϊστορίες απόκρισης χρησιμοποιήθηκαν δυο κρίσιμες χρονικές στιγμές : μέγιστης μετατόπισης οροφής ( $d_{max}$ ) και μέγιστης τέμνουσας βάσης ( $V_{b,max}$ )

Σε πρώτη φάση διαπιστώνεται ότι τα σημεία  $d_{max}$  προσεγγίζουν με σχετικά καλύτερη ακρίβεια την καμπύλη αντίστασης του πλαισίου. Βεβαίως ο βαθμός προσαρμογής τους εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά των πλαισίων, όπως θα δούμε παρακάτω:

- Παράμετρος ύψους: αποτελεί την σημαντικότερη παράμετρο στο κατά πόσο συσχετίζονται οι δυο αναλύσεις. Προφανώς, η ξεκάθαρη επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στα ψηλότερα κτίρια οδηγεί στην απομάκρυνση των σημείων της δυναμικής ανάλυσης από την καμπύλη ικανότητας και έτσι η χαρακτηριστική εικόνα που λαμβάνουμε είναι στα μεν τριώροφα να παρουσιάζεται η μέγιστη σύγκλιση, να ακολουθούν τα εξαώροφα και τέλος τα εννιαώροφα, όπου βλέπουμε ακόμη και σημεία  $d_{max}$  με πολύ μικρή αντίστοιχη τέμνουσα βάσης, λόγω της έντονης διαφοράς φάσης στην χρονοϊστορία μεταβολής της μετατόπισης οροφής (χαμηλές συχνότητες) και της τέμνουσας στη βάση (υψίσυχο μέγεθος). Βεβαίως, θα πρέπει να τονισθεί ότι τα σημεία που εμφανίζουν πολύ μειωμένη τέμνουσα, σχεδόν κοντά στο μηδέν κάποιες φορές, δεν έχουν φυσική αξία παρά μόνο τυπική και ενδεικτική του τρόπου με τον οποίο μεταβάλλεται αυτό το μέγεθος.
- Παράμετρος αριθμού ανοιγμάτων: το συγκεκριμένο χαρακτηριστικό δεν επηρεάζει το βαθμό συσχέτισης στην προσομοίωση των σεισμικών δράσεων και επομένως η συμπεριφορά είναι ίδια για τα πλαίσια ίδιου ύψους. Το παραπάνω είναι αναμενόμενο, δεδομένου ότι τα δυναμικά χαρακτηριστικά διατηρούνται στα πλαίσια ίδιου ύψους και η απόκριση τους πρακτικώς ταυτίζεται (εμφανίζουν γενικώς τις ίδιες χρονικές στιγμές τα σημεία  $d_{max}$ ,  $V_{b,max}$ )
- Παράμετρος αντισεισμικού σχεδιασμού: η μόνη ουσιαστική διαφορά που εντοπίζεται μεταξύ των δυο ομάδων πλαισίων αφορά τα τριώροφα, όπου στα μεν A59\_GF τα σημεία προσεγγίζουν τον οριζόντιο κλάδο (μετελαστική περιοχή) ενώ στα EC8\_GF, η σύγκλιση αφορά το ελαστικό τμήμα της καμπύλης αντίστασης και αυτό οφείλεται στην ελαστική απόκριση των τελευταίων. Κατά τα άλλα δεν εντοπίζεται κάτι αξιολογικό όσον αφορά τα υπόλοιπα ύψη.

- Συμπερασματικά, θα λέγαμε ότι η καμπύλη αντίστασης αποτελεί μια μέση κατάσταση μεταξύ ενός άνω ορίου αντοχής- μετατόπισης που σχηματίζεται από τα σημεία  $V_{b,max}$  και ενός κάτω ορίου από τα  $d_{,max}$ .

## 6.3 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

### 6.3.1 Εισαγωγή

Για την πιο συνολική κατανόηση και ποσοτικοποίηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των πλαισίων κρίνεται σκόπιμο να προσδιορισθούν στοιχεία όπως η πλαστιμότητα και ο συντελεστής συμπεριφοράς.

Έτσι, σε ένα ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα (ελαστοπλαστικό σύστημα), όπως στα ισοδύναμα μονοβάθμια συστήματα των πλαισίων, τα παραπάνω μεγέθη ορίζονται ως κάτωθι:

$$\mu_d = \frac{S_{in}}{S_y}, S_{in} : \text{ανελαστική μετακίνηση φορέα για δεδομένο σεισμό} \quad (6.1)$$

$S_y$  : μετακίνηση διαρροής

$$q_d = \frac{S_{a,el}}{S_{a,y}}, S_{a,el} : \text{ελαστική επιτάχυνση σεισμού για περίοδο } T^* \quad (6.2)$$

$S_{a,y}$  : επιτάχυνση διαρροής

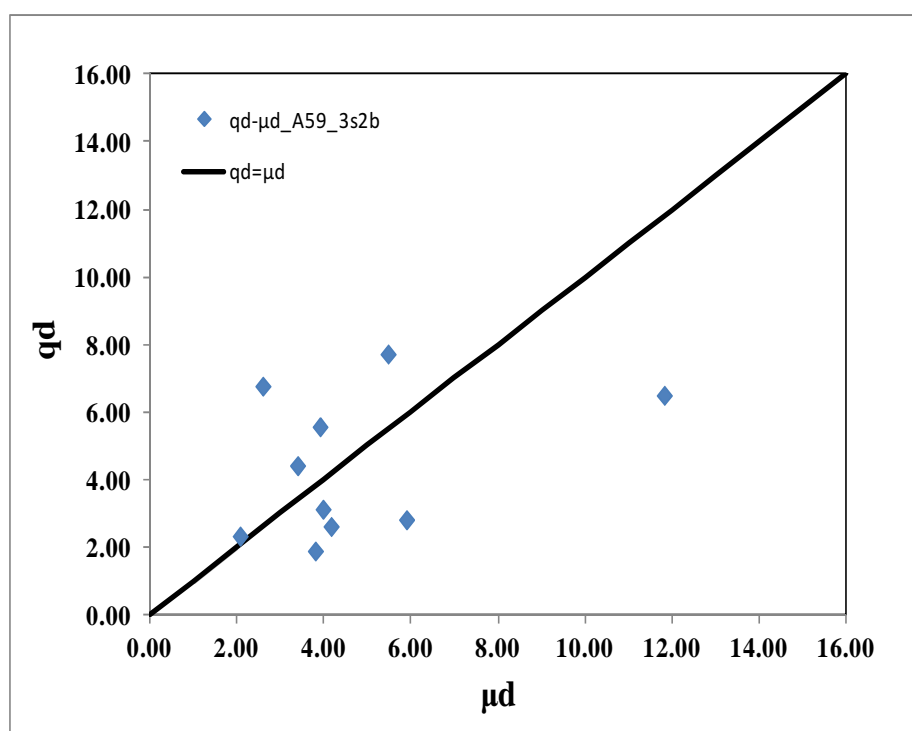
$$q = q_o * q_d \quad (6.3)$$

Ο συσχετισμός πλαστιμότητας – δείκτη συμπεριφοράς κατά τους κανονισμούς ΚΑΝΕΠΕ, EC8 βασίζεται στις παρακάτω σχέσεις και ταυτίζεται σχεδόν με αυτό της μεθόδου N2 (Fajfar, κεφ.5) με ορισμένες απλοποιητικές διαφοροποιήσεις ως προς την θεώρηση της ιδιοπεριόδου του κτιρίου και της χαρακτηριστικής της εδαφικής κίνησης. Στους επόμενους πίνακες παρουσιάζεται ο απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας ανά καταγραφή (για την χρονική στιγμή μέγιστης μετακίνησης οροφής), ο δείκτης συμπεριφοράς που αφορά την επιτάχυνση από το ελαστικό φάσμα 5% κάθε σεισμού και για περίοδο ισοδύναμου μονοβαθμίου,  $T^*$  και ο συντελεστής συμπεριφοράς συμπεριλαμβανομένης της υπεραντοχής. Επίσης κάτω από κάθε πίνακα παρατίθεται γραφικά ένας ενδεικτικός συσχετισμός δείκτη πλαστιμότητας – συντελεστή συμπεριφοράς.

### 6.3.2 A59\_GF

A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	d,top (dmax) [m]	Sd[m]	$\mu$	Sa,el [g]	qd	q
1	Chi-Chi,Taiwan	0.30	0.24	5.89	0.56	2.80	3.04
2	Izmit,Turkey	0.10	0.08	2.07	0.46	2.32	2.51
3	Landers,CA,USA	0.19	0.15	3.80	0.38	1.88	2.04
4	Duzce,Turkey	0.13	0.10	2.59	1.35	6.75	7.33
5	Loma Prieta,USA	0.20	0.16	3.91	1.11	5.55	6.03
6	Petrolia,CA,USA	0.17	0.14	3.39	0.88	4.40	4.78
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.59	0.47	11.82	1.30	6.48	7.04
8	Northridge,CA,USA	0.27	0.22	5.47	1.54	7.70	8.36
9	Erzincan,Turkey	0.20	0.16	3.98	0.62	3.11	3.38
10	Imperial Valley, CA,USA	0.21	0.17	4.16	0.52	2.60	2.82

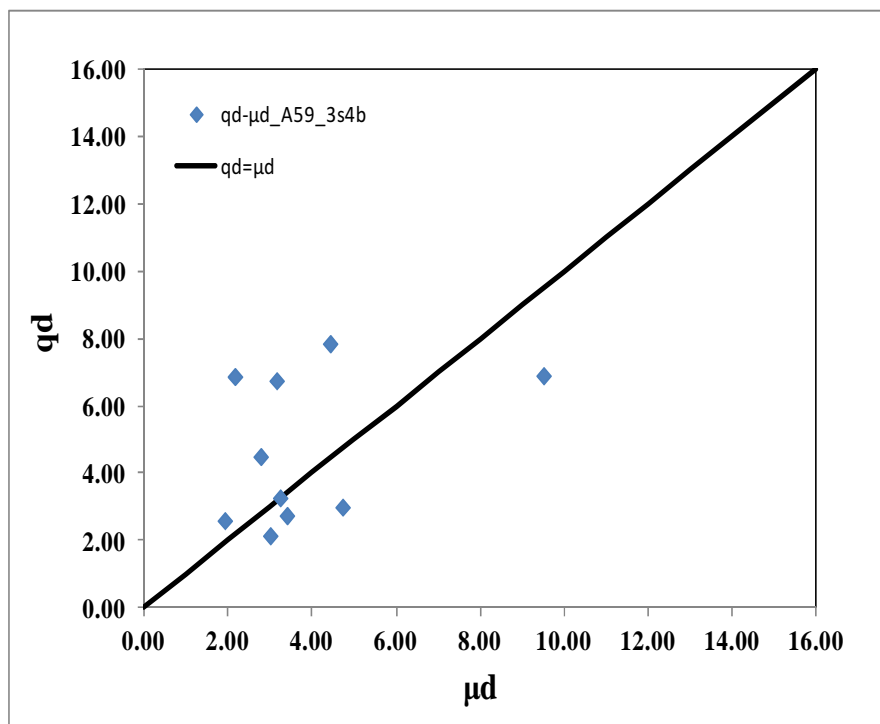
Πίνακας 6.3: A59\_3s2b



Σχήμα 6.73: Συσχετισμός  $q - \mu$ , A59\_3s2b

A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	$d_{top} (d_{max})$ [m]	$S_d$ [m]	$\mu_{d,απουρ.}$	$S_{a,el}$ [g]	$q_d$	$q$
1	Chi-Chi,Taiwan	0.28	0.23	4.72	0.60	3.00	3.27
2	Izmit,Turkey	0.12	0.09	1.92	0.52	2.60	2.84
3	Landers,CA,USA	0.18	0.14	3.00	0.43	2.15	2.35
4	Duzce,Turkey	0.13	0.10	2.16	1.38	6.88	7.50
5	Loma Prieta,USA	0.19	0.15	3.15	1.35	6.75	7.37
6	Petrolia,CA,USA	0.17	0.13	2.78	0.90	4.50	4.91
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.57	0.46	9.50	1.38	6.90	7.53
8	Northridge,CA,USA	0.27	0.21	4.43	1.57	7.85	8.57
9	Erzincan,Turkey	0.19	0.16	3.24	0.66	3.28	3.57
10	Imperial Valley, CA,USA	0.20	0.16	3.40	0.55	2.75	3.00

**Πίνακας 6.4:** A59\_3s4b

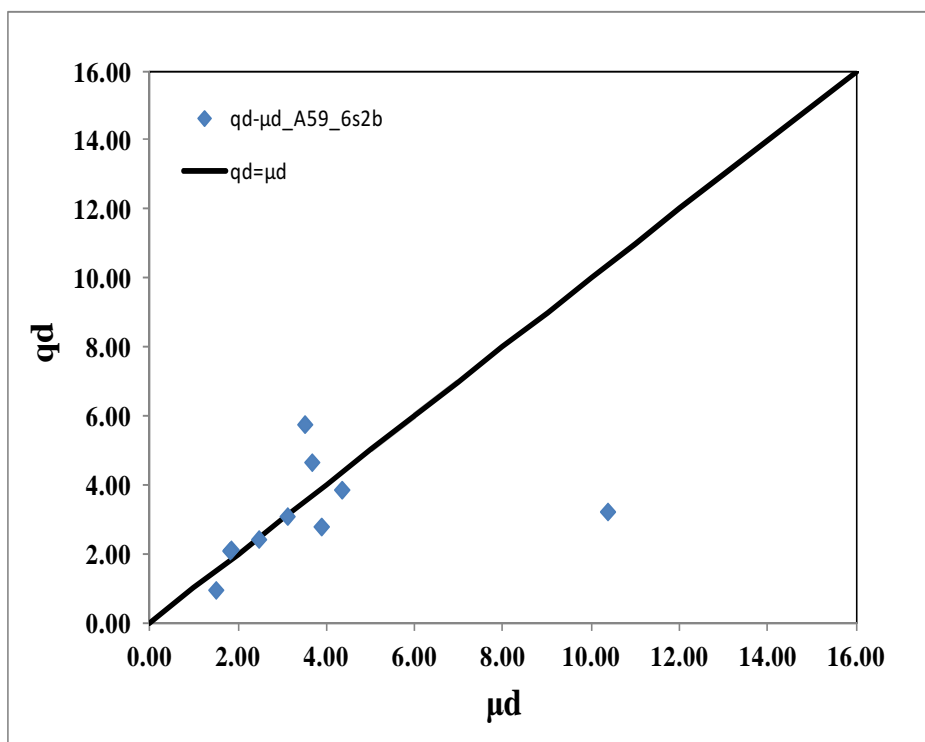


**Σχήμα 6.74:** Συσχετισμός  $q - \mu$ , A59\_3s4b



A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	$d_{top} (d_{max})$ [m]	$S_d$ [m]	$\mu_{d,αυτ.$	$S_{a,el}$ [g]	$q_d$	$q$
1	Chi-Chi,Taiwan	1.20	0.93	10.36	0.49	3.23	4.42
2	Izmit,Turkey	0.17	0.13	1.49	0.14	0.96	1.31
3	Landers,CA,USA	0.36	0.28	3.11	0.47	3.10	4.24
4	Duzce,Turkey	0.21	0.17	1.83	0.32	2.13	2.92
5	Loma Prieta,USA	0.41	0.32	3.50	0.87	5.77	7.88
6	Petrolia,CA,USA	0.29	0.22	2.46	0.37	2.43	3.33
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.42	0.33	3.66	0.70	4.67	6.38
8	Northridge,CA,USA	0.50	0.39	4.34	0.58	3.87	5.28
9	Erzincan,Turkey	0.21	0.16	1.81	0.32	2.10	2.87
10	Imperial Valley, CA,USA	0.45	0.35	3.88	0.42	2.80	3.83

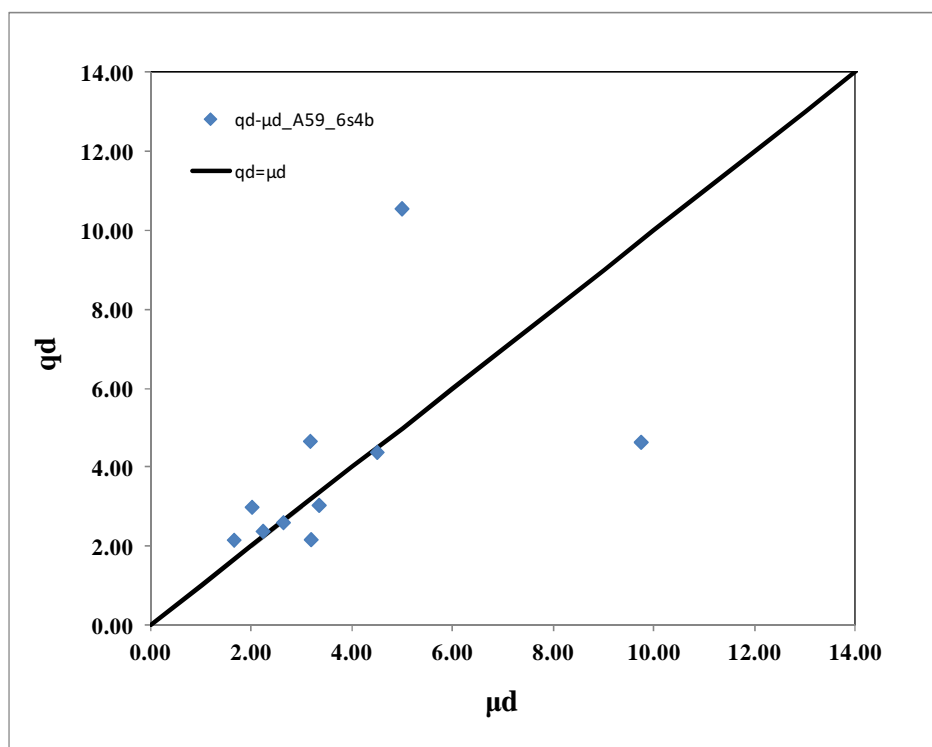
**Πίνακας 6.5:** A59\_6s2b



**Σχήμα 6.75:** Συσχετισμός  $q - \mu$ , A59\_6s2b

A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	$d_{top} (d_{max}) [m]$	$S_d[m]$	$\mu_{d,σπιντ.}$	$S_{a,el} [g]$	$q_{\mu}$	$q$
1	Chi-Chi,Taiwan	0.99	0.78	9.73	0.84	4.64	7.16
2	Izmit,Turkey	0.17	0.13	1.64	0.39	2.17	3.34
3	Landers,CA,USA	0.34	0.27	3.33	0.55	3.05	4.70
4	Duzce,Turkey	0.20	0.16	2.00	0.54	3.00	4.63
5	Loma Prieta,USA	0.32	0.25	3.16	0.84	4.67	7.20
6	Petrolia,CA,USA	0.27	0.21	2.63	0.47	2.61	4.03
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.51	0.40	4.98	1.90	10.56	16.28
8	Northridge,CA,USA	0.46	0.36	4.49	0.79	4.39	6.77
9	Erzincan,Turkey	0.23	0.18	2.22	0.43	2.39	3.68
10	Imperial Valley, CA,USA	0.32	0.25	3.17	0.39	2.18	3.36

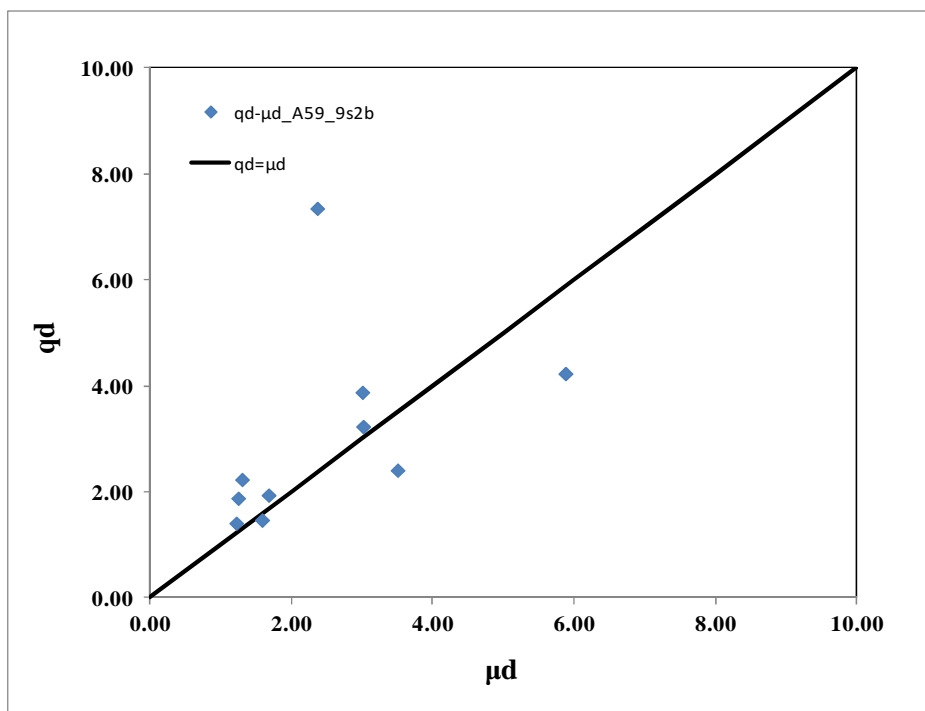
**Πίνακας 6.6:** A59\_6s4b



**Σχήμα 6.76:** Συσχετισμός  $q - \mu$ , A59\_6s4b

A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	$d_{top} (d_{max}) [m]$	$Sd[m]$	$\mu_{d,σμμτ.}$	$Sa,el [g]$	$q_{\mu}$	$q$
1	Chi-Chi,Taiwan	1.15	0.88	5.88	0.72	4.24	6.57
2	Izmit,Turkey	0.24	0.18	1.22	0.24	1.41	2.19
3	Landers,CA,USA	0.33	0.25	1.68	0.33	1.94	3.01
4	Duzce,Turkey	0.24	0.19	1.25	0.32	1.88	2.92
5	Loma Prieta,USA	0.59	0.45	3.00	0.66	3.88	6.03
6	Petrolia,CA,USA	0.31	0.24	1.59	0.25	1.47	2.28
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.46	0.36	2.37	1.25	7.35	11.41
8	Northridge,CA,USA	0.59	0.45	3.02	0.55	3.24	5.02
9	Erzincan,Turkey	0.25	0.20	1.30	0.38	2.24	3.47
10	Imperial Valley, CA,USA	0.68	0.53	3.50	0.41	2.41	3.74

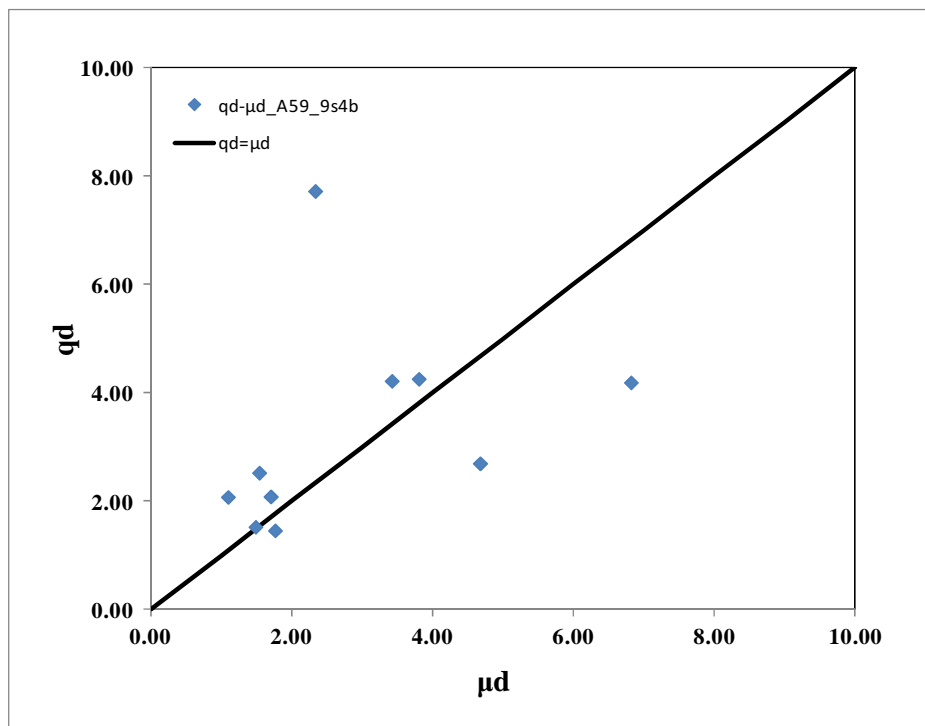
**Πίνακας 6.7:** A59\_9s2b



**Σχήμα 6.77:** Συσχετισμός  $q - \mu$ , A59\_6s4b

A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	$d_{top} (d_{max}) [m]$	$S_d[m]$	$\mu_{d,αυτ.}$	$S_{a,el} [g]$	$q_{\mu}$	$q$
1	Chi-Chi,Taiwan	1.32	1.02	6.81	0.63	4.20	8.12
2	Izmit,Turkey	0.34	0.26	1.76	0.22	1.47	2.84
3	Landers,CA,USA	0.33	0.26	1.70	0.31	2.09	4.05
4	Duzce,Turkey	0.21	0.16	1.10	0.31	2.09	4.03
5	Loma Prieta,USA	0.74	0.57	3.80	0.64	4.27	8.25
6	Petrolia,CA,USA	0.29	0.22	1.49	0.23	1.53	2.96
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.45	0.35	2.33	1.16	7.73	14.95
8	Northridge,CA,USA	0.66	0.51	3.42	0.63	4.23	8.17
9	Erzincan,Turkey	0.30	0.23	1.54	0.38	2.53	4.90
10	Imperial Valley, CA,USA	0.91	0.70	4.67	0.41	2.71	5.23

**Πίνακας 6.8:** A59\_9s4b

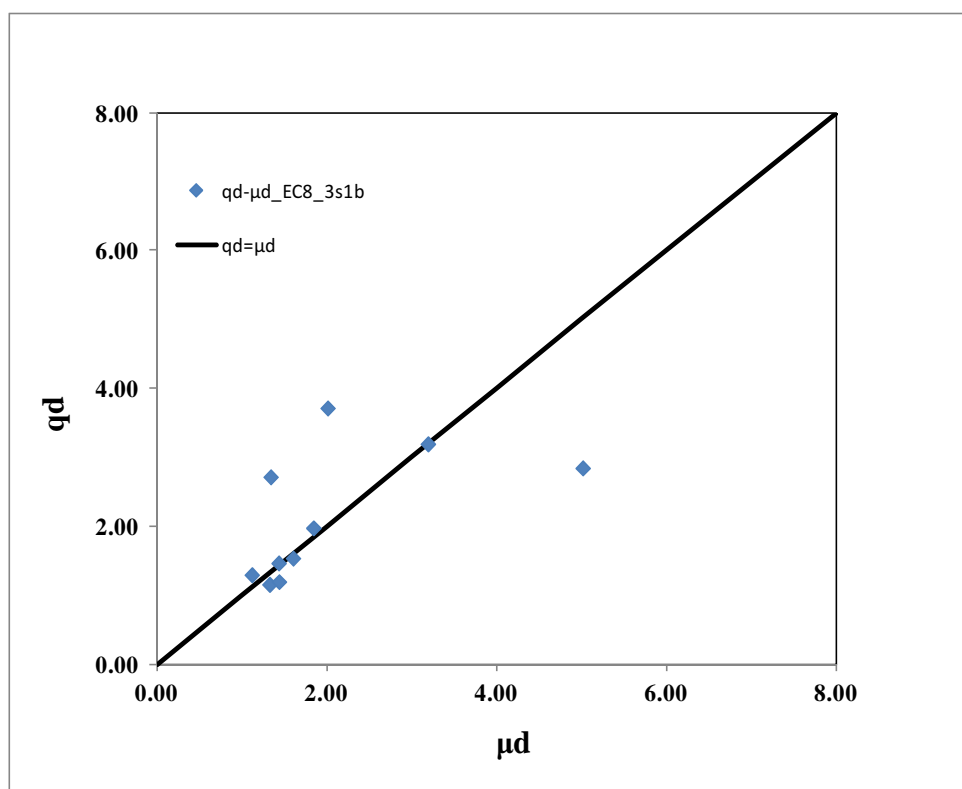


**Σχήμα 6.78:** Συσχετισμός  $q - \mu$ , A59\_6s4b

### 6.3.3 EC8\_GF

A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	$d_{top}$ ( $d_{max}$ ) [m]	$S_d$ [m]	$\mu_{d,σπιντ.}$	$S_{a,el}$ [g]	$q_{\mu}$	$q$
1	Chi-Chi,Taiwan	0.15	0.11	1.43	0.74	1.47	2.62
2	Izmit,Turkey	0.12	0.09	1.12	0.65	1.30	2.32
3	Landers,CA,USA	0.14	0.11	1.33	0.58	1.16	2.07
4	Duzce,Turkey	0.14	0.11	1.34	1.36	2.72	4.85
5	Loma Prieta,USA	0.21	0.16	2.01	1.86	3.72	6.63
6	Petrolia,CA,USA	0.19	0.15	1.84	0.99	1.98	3.53
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.52	0.40	5.02	1.43	2.85	5.08
8	Northridge,CA,USA	0.33	0.26	3.19	1.60	3.20	5.70
9	Erzincan,Turkey	0.16	0.13	1.60	0.77	1.54	2.74
10	Imperial Valley, CA,USA	0.15	0.12	1.44	0.60	1.20	2.14

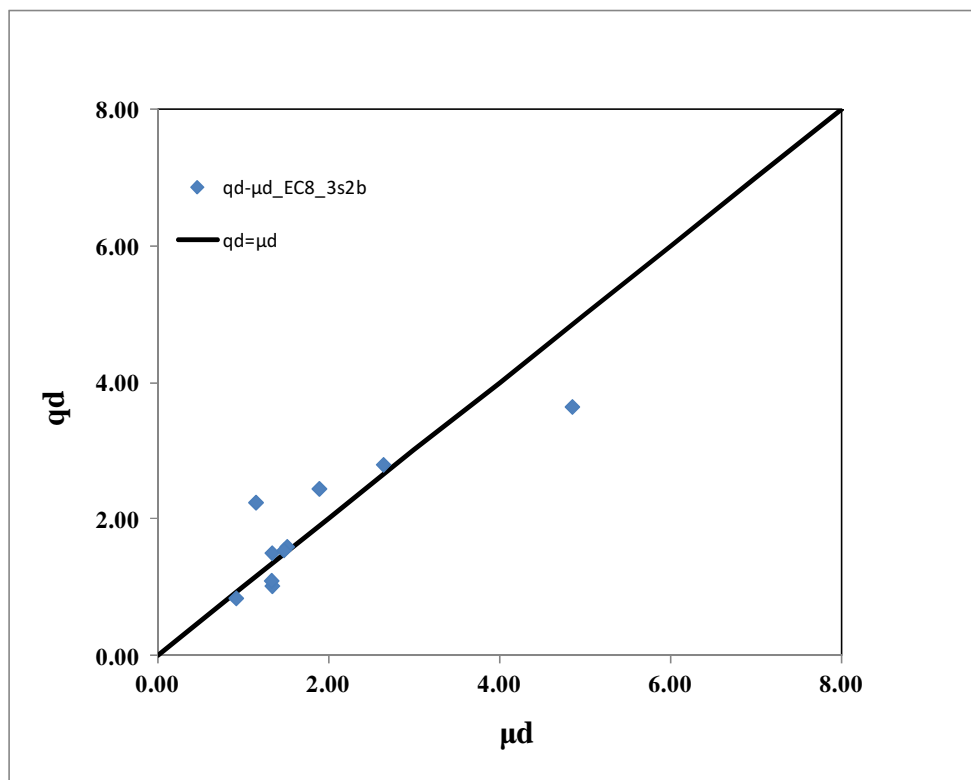
Πίνακας 6.9: EC8\_3s1b



Σχήμα 6.79: Συσχετισμός  $q - \mu$ , EC8\_3s1b

A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	d,top (dmax) [m]	Sd[m]	$\mu_{d,azur}$	$S_{a,el}$ [g]	$q_{\mu}$	q
1	Chi-Chi,Taiwan	0.14	0.11	1.34	0.65	1.51	3.05
2	Izmit,Turkey	0.09	0.07	0.92	0.37	0.85	1.71
3	Landers,CA,USA	0.14	0.11	1.34	0.44	1.03	2.08
4	Duzce,Turkey	0.12	0.09	1.15	0.97	2.25	4.54
5	Loma Prieta,USA	0.19	0.15	1.89	1.05	2.45	4.95
6	Petrolia,CA,USA	0.15	0.12	1.51	0.69	1.60	3.24
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.50	0.39	4.85	1.57	3.65	7.37
8	Northridge,CA,USA	0.27	0.21	2.64	1.21	2.80	5.66
9	Erzincan,Turkey	0.15	0.12	1.47	0.67	1.55	3.13
10	Imperial Valley, CA,USA	0.14	0.11	1.33	0.48	1.10	2.23

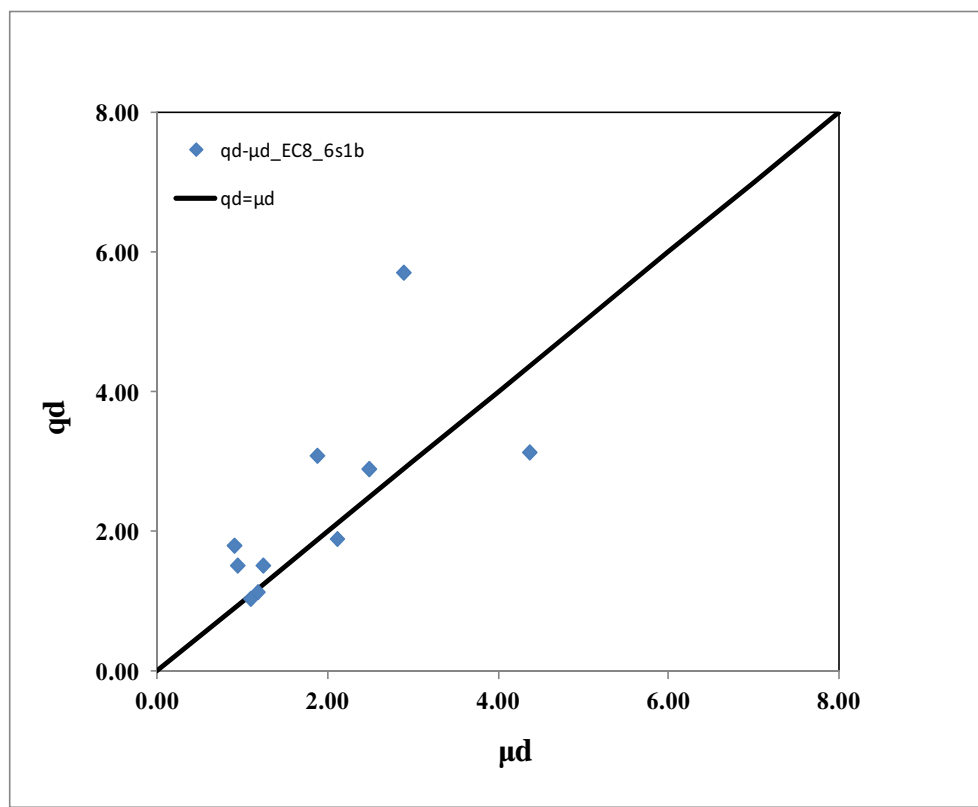
**Πίνακας 6.10:** EC8\_3s2b



**Σχήμα 6.80:** Συσχετισμός  $q - \mu$ , EC8\_3s2b

A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	d,top (dmax) [m]	Sd[m]	$\mu_{d,οριζ.$	Sa,el [g]	$q_{\mu}$	q
1	Chi-Chi,Taiwan	1.15	0.87	4.36	0.66	3.14	5.77
2	Izmit,Turkey	0.29	0.22	1.09	0.22	1.05	1.92
3	Landers,CA,USA	0.33	0.25	1.23	0.32	1.52	2.80
4	Duzce,Turkey	0.25	0.19	0.93	0.32	1.52	2.80
5	Loma Prieta,USA	0.49	0.37	1.87	0.65	3.10	5.69
6	Petrolia,CA,USA	0.31	0.23	1.17	0.24	1.14	2.10
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.76	0.58	2.88	1.20	5.71	10.50
8	Northridge,CA,USA	0.66	0.50	2.48	0.61	2.90	5.34
9	Erzincan,Turkey	0.24	0.18	0.90	0.38	1.81	3.32
10	Imperial Valley, CA,USA	0.56	0.42	2.11	0.40	1.90	3.50

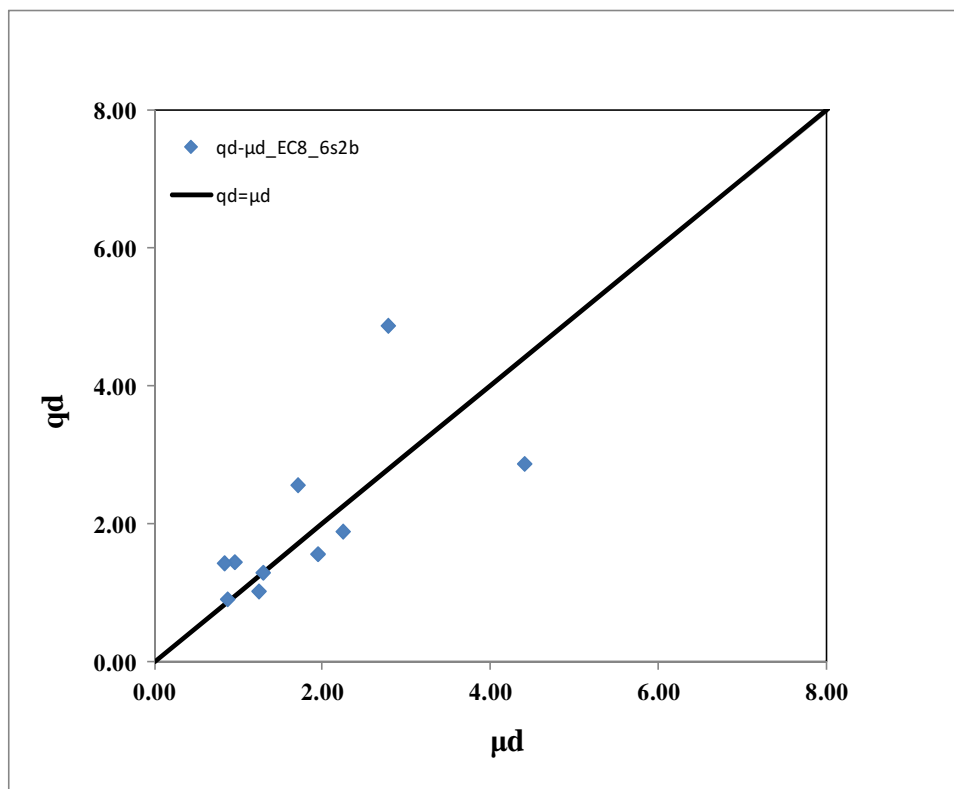
**Πίνακας 6.11:** EC8\_6s1b



**Σχήμα 6.81:** Συσχετισμός  $q - \mu$ , EC8\_6s1b

A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	$d_{top} (d_{max})$ [m]	$Sd$ [m]	$\mu_{d,max}$	$Sa,el$ [g]	$q_{\mu}$	$q$
1	Chi-Chi,Taiwan	1.15	0.88	4.39	0.75	2.88	8.18
2	Izmit,Turkey	0.22	0.17	0.86	0.24	0.92	2.62
3	Landers,CA,USA	0.34	0.26	1.29	0.34	1.31	3.71
4	Duzce,Turkey	0.25	0.19	0.95	0.38	1.46	4.14
5	Loma Prieta,USA	0.44	0.34	1.70	0.67	2.58	7.31
6	Petrolia,CA,USA	0.32	0.25	1.23	0.27	1.04	2.94
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.72	0.55	2.77	1.27	4.88	13.85
8	Northridge,CA,USA	0.58	0.45	2.24	0.50	1.90	5.40
9	Erzincan,Turkey	0.22	0.17	0.83	0.38	1.45	4.10
10	Imperial Valley, CA,USA	0.51	0.39	1.94	0.41	1.58	4.47

**Πίνακας 6.12:** EC8\_6s2b

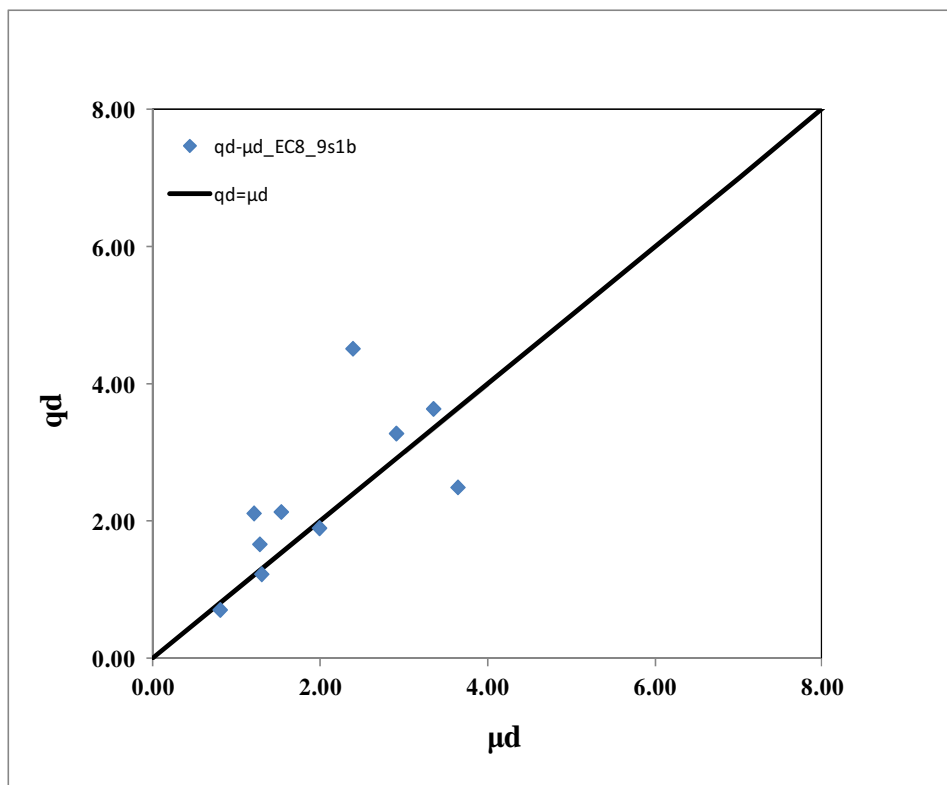


**Σχήμα 6.82:** Συσχετισμός  $q - \mu$ , EC8\_6s1b



A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	d,top (dmax) [m]	Sd[m]	$\mu_{d,συντ.}$	Sa,el [g]	$q_{\mu}$	q
1	Chi-Chi,Taiwan	1.33	1.02	3.63	0.35	2.50	4.49
2	Izmit,Turkey	0.56	0.43	1.52	0.30	2.14	3.85
3	Landers,CA,USA	0.44	0.33	1.19	0.30	2.12	3.81
4	Duzce,Turkey	0.29	0.22	0.79	0.10	0.71	1.28
5	Loma Prieta,USA	1.06	0.81	2.90	0.46	3.29	5.90
6	Petrolia,CA,USA	0.47	0.36	1.29	0.17	1.24	2.22
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.73	0.55	1.98	0.27	1.91	3.42
8	Northridge,CA,USA	0.87	0.67	2.38	0.63	4.52	8.12
9	Erzincan,Turkey	0.46	0.35	1.26	0.23	1.67	3.00
10	Imperial Valley, CA,USA	1.23	0.93	3.34	0.51	3.64	6.54

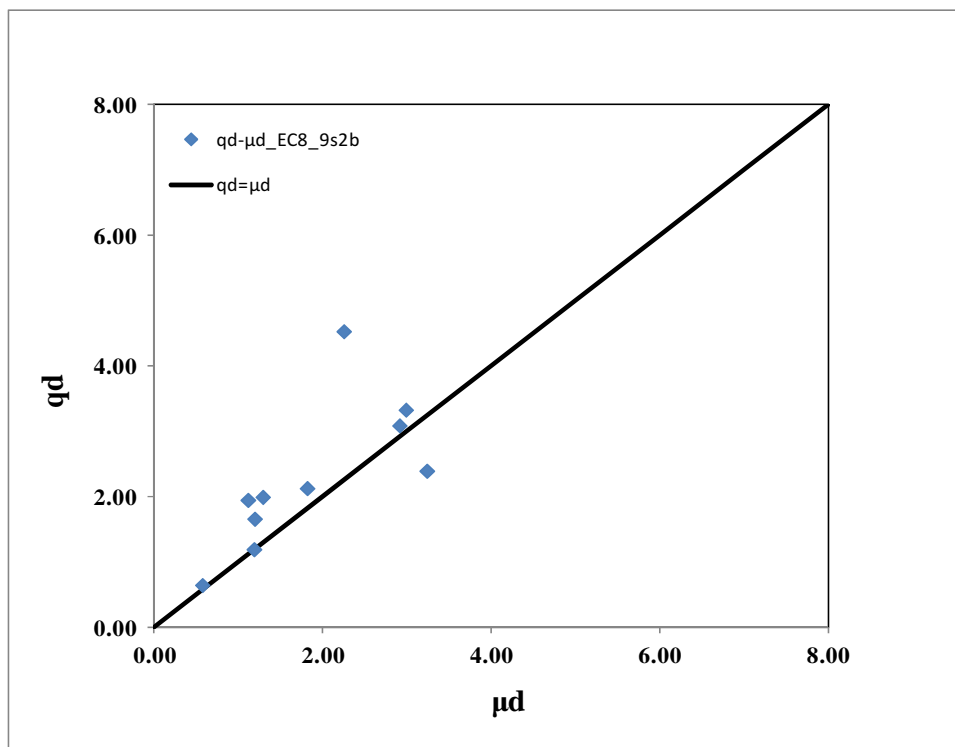
**Πίνακας 6.13:** EC8\_ EC8\_9s1b



**Σχήμα 6.83:** Συσχετισμός  $q - \mu$ , EC8\_9s1b

A/A	ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ (ΠΕΡΙΟΧΗ)	d,top (dmax) [m]	Sd[m]	$\mu_{d,max}$	$S_{a,el}$ [g]	$q_{\mu}$	q
1	Chi-Chi,Taiwan	1.18	0.90	3.23	0.36	2.40	6.41
2	Izmit,Turkey	0.47	0.36	1.28	0.30	2.00	5.34
3	Landers,CA,USA	0.41	0.31	1.11	0.29	1.95	5.22
4	Duzce,Turkey	0.21	0.16	0.56	0.10	0.65	1.75
5	Loma Prieta,USA	1.06	0.81	2.91	0.46	3.09	8.26
6	Petrolia,CA,USA	0.43	0.33	1.18	0.18	1.20	3.21
7	Hanshin (Kobe),Japan	0.66	0.51	1.81	0.32	2.13	5.70
8	Northridge,CA,USA	0.82	0.63	2.24	0.68	4.53	12.11
9	Erzincan,Turkey	0.43	0.33	1.19	0.25	1.67	4.45
10	Imperial Valley, CA,USA	1.09	0.84	2.98	0.50	3.33	8.90

**Πίνακας 6.14:** EC8\_9s2b



**Σχήμα 6.84:** Συσχετισμός  $q - \mu$ , EC8\_9s2b

### 6.3.4 Παρατηρήσεις – Σχόλια

#### Δείκτης πλαστιμότητας, $\mu$ - συντελεστής συμπεριφοράς άνευ υπεραντοχής, $q_d$ :

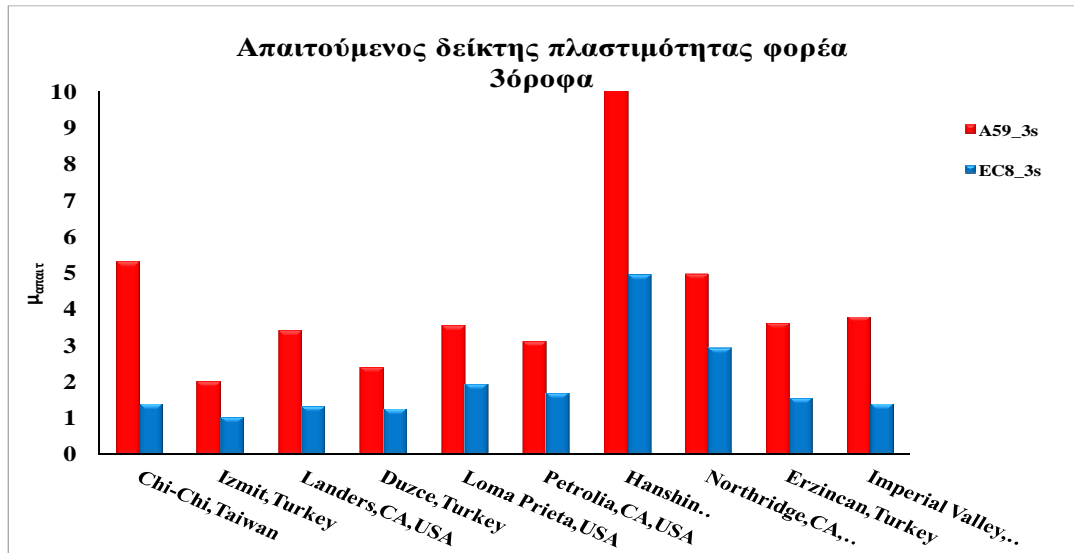
Από τα συγκεντρωτικά ραβδογράμματα, αρχικώς παρατηρούμε ότι και για τις δυο παραμέτρους, η βασική διαφορά εντοπίζεται μεταξύ παλαιών και νέων πλαισίων. Τόσο ο δείκτης πλαστιμότητας, όσο και ο συντελεστής συμπεριφοράς εμφανίζονται μεγαλύτεροι στα A59\_GF απ' ότι στα EC8\_GF. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι τα πρώτα απορροφούν μεγαλύτερη σεισμική ενέργεια και κατά επέκταση αναπτύσσουν μεγαλύτερες βλάβες σε σχέση με τα δεύτερα που συμπεριφέρονται πιο ελαστικά. Ωστόσο, ανά ύψος παρατηρούνται πιο συγκεκριμένες διαφορές παλαιών – νέων φορέων. Τα τριώροφα A59 παρουσιάζουν την μεγαλύτερη απόκλιση σε δείκτη πλαστιμότητας (αυξημένος κατά μέσο όρο 2.3 φορές) και συντελεστή συμπεριφοράς (αυξημένος κατά 2.2 φορές) σε σχέση με τα αντίστοιχα EC8, η οποία σταδιακά μειώνεται με την αύξηση του ύψους. Τα εξαώροφα λοιπόν παρουσιάζουν μικρότερη διαφορά η οποία ανέρχεται κατά μέσο όρο σε αύξηση 99% για τον δείκτη πλαστιμότητας και 50% για τον συντελεστή συμπεριφοράς ενώ τέλος τα εννιαώροφα και των δυο ομάδων αποκρίνονται σχεδόν το ίδιο ανελαστικά με ελάχιστες εξαιρέσεις και τα μεγέθη  $\mu, q_d$  είναι αυξημένα κατά μέσο όρο 28% και 55% αντίστοιχα (Σχήμα 6.85-6.90).

Τέλος, θα πρέπει να σημειωθεί ότι η παράμετρος του αριθμού των ανοιγμάτων δεν επηρεάζει τον βαθμό της ανελαστικής συμπεριφοράς σε συνολικό επίπεδο, αλλά μόνο σε τοπικό, σχετικά με τον δείκτη πλαστιμότητας μέλους ή διατομής, όπου τα τοπικά απαιτούμενα μεγέθη μειώνονται σε πλαίσια περισσότερων ανοιγμάτων (βλ .Κεφάλαιο 8, Σχήμα 8.3-8.4-8.5-8.6)

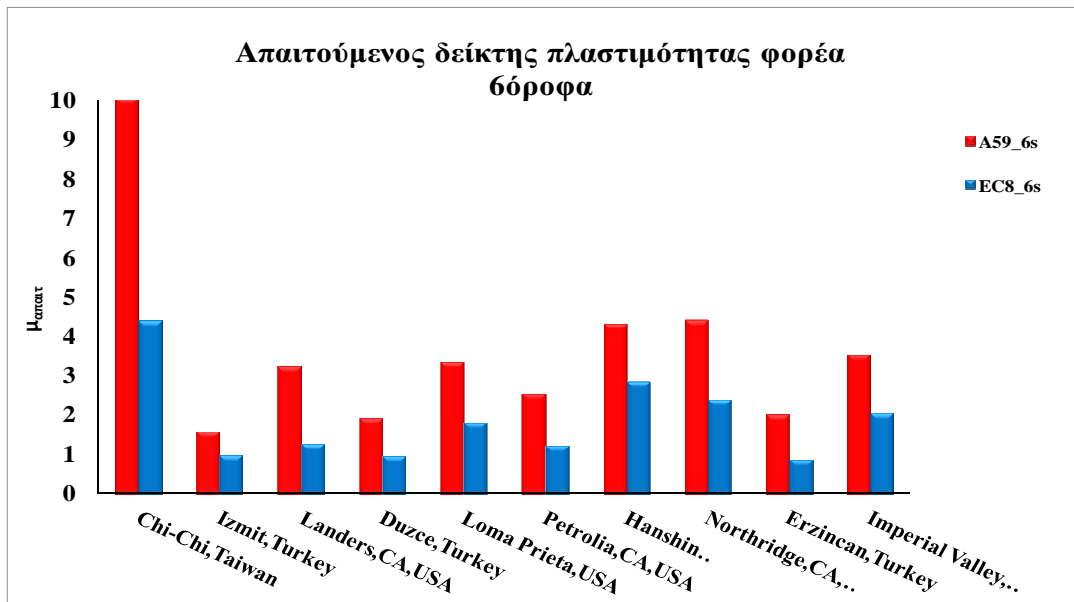
#### Συσχέτιση πλαστιμότητας, $\mu_d$ – συντελεστή συμπεριφοράς, $q_d$ :

Κατά γενικό κανόνα υπάρχει σύγκλιση με την παραδοχή των ίσων μετακινήσεων ανελαστικού και αντίστοιχου ελαστικού ( $q_d = \mu_d$ ) συστήματος, ειδικώς όσο αναφερόμαστε σε υψηλότερα πλαίσια. Ωστόσο σε ορισμένες καταγραφές όπου η χαρακτηριστική περίοδος έναρξης του κατιόντος κλάδου είναι ιδιαίτερα αυξημένη (Chi-Chi, Kobe, Northridge) υπάρχει απόκλιση και εν προκειμένω κρίνεται κατάλληλη η συσχέτιση των δυο μεγεθών με την παραδοχή των ίσων ενεργειών απορρόφησης από το ελαστικό και το ανελαστικό σύστημα. Το γεγονός της καλύτερης σύγκλισης δείκτη πλαστιμότητας και συντελεστή συμπεριφοράς με την αύξηση του ύψους οφείλεται στο γεγονός ότι οι μεγαλύτερες ιδιοπερίοδοι προσεγγίζουν την χαρακτηριστική περίοδο της διέγερσης η οποία λόγω του κοντινού πεδίου είναι κάπως αυξημένη και έτσι η θεώρηση ίσων μετακινήσεων είναι πιο επιτυχής. Όμως, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη και η επιρροή της συμμετοχής των ανώτερων ιδιομορφών στα υψηλότερα πλαίσια, η οποία αποτρέπει την ακόμη καλύτερη ταύτιση  $\mu - q_d$ , σε σχέση με τα τριώροφα. Επομένως τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε δεν είναι απολύτως ξεκάθαρα, αν και η γενική τάση δείχνει αυτό που αναφέρθηκε εξ' αρχής.

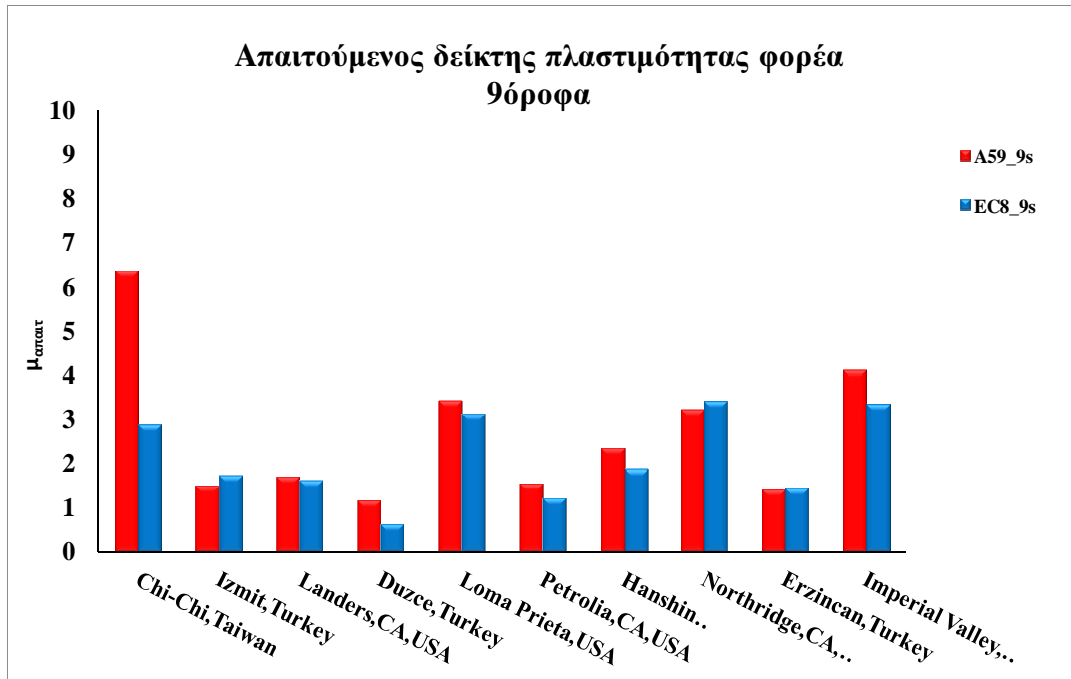
Τέλος, η σύγκριση παλαιών και νέων πλαισίων δείχνει ότι στα δεύτερα επικρατεί καλύτερη συσχέτιση με την ισότητα των δυο μεγεθών, δεδομένου ότι οι περίοδοι τους είναι πιο αυξημένες από τις αντίστοιχες των παλαιών (μεγαλύτερο μήκος ανοίγματος).



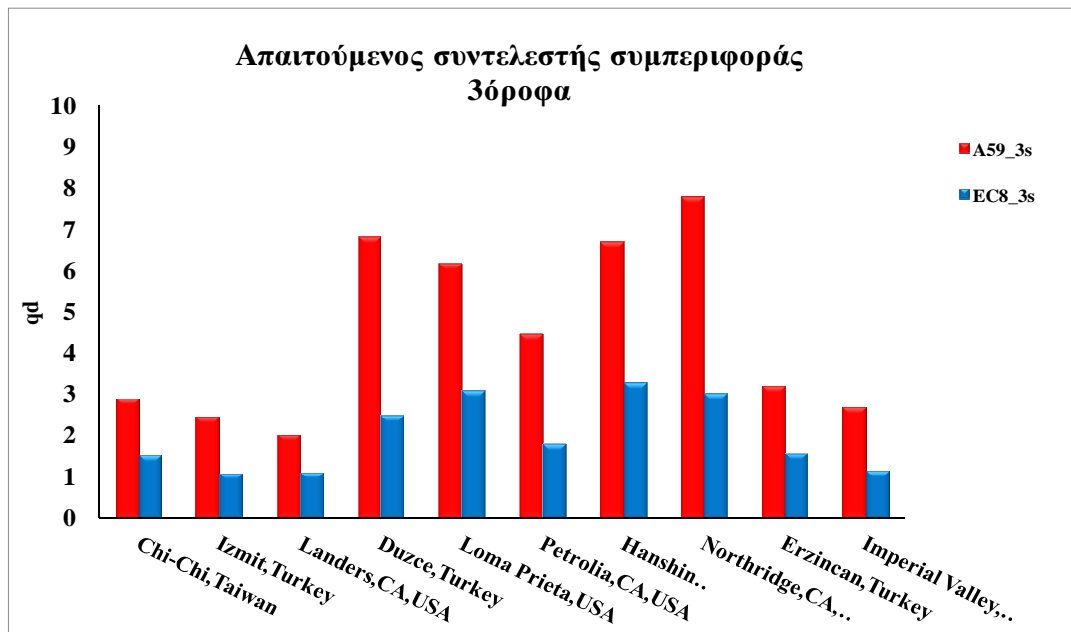
Σχήμα 6.85: Απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας μ, 3όροφα



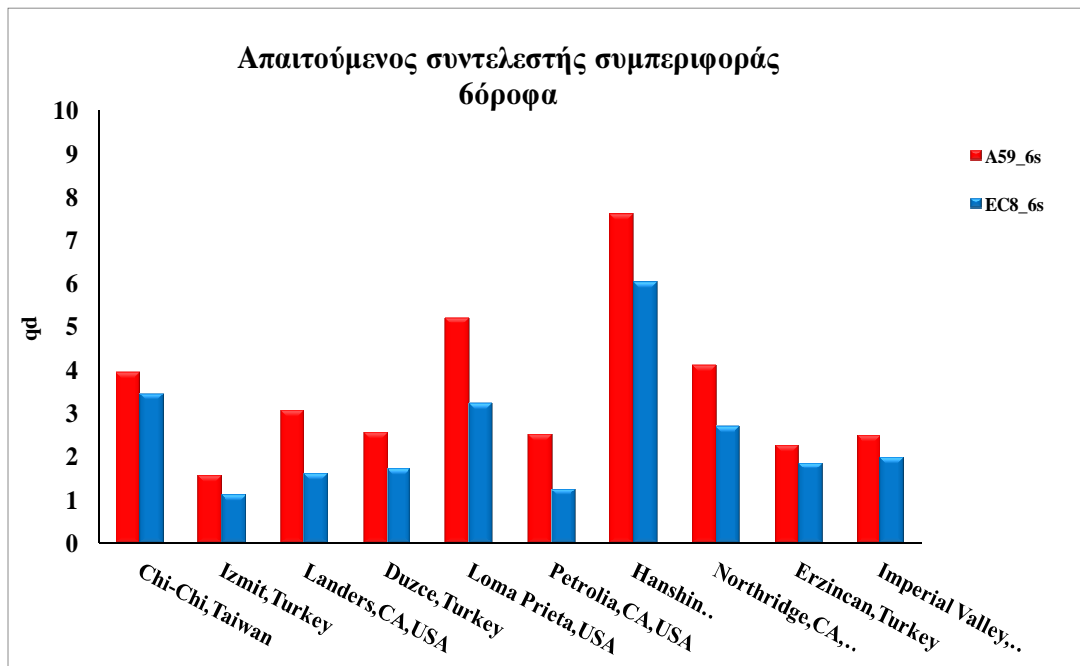
Σχήμα 6.86: Απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας μ, 6όροφα



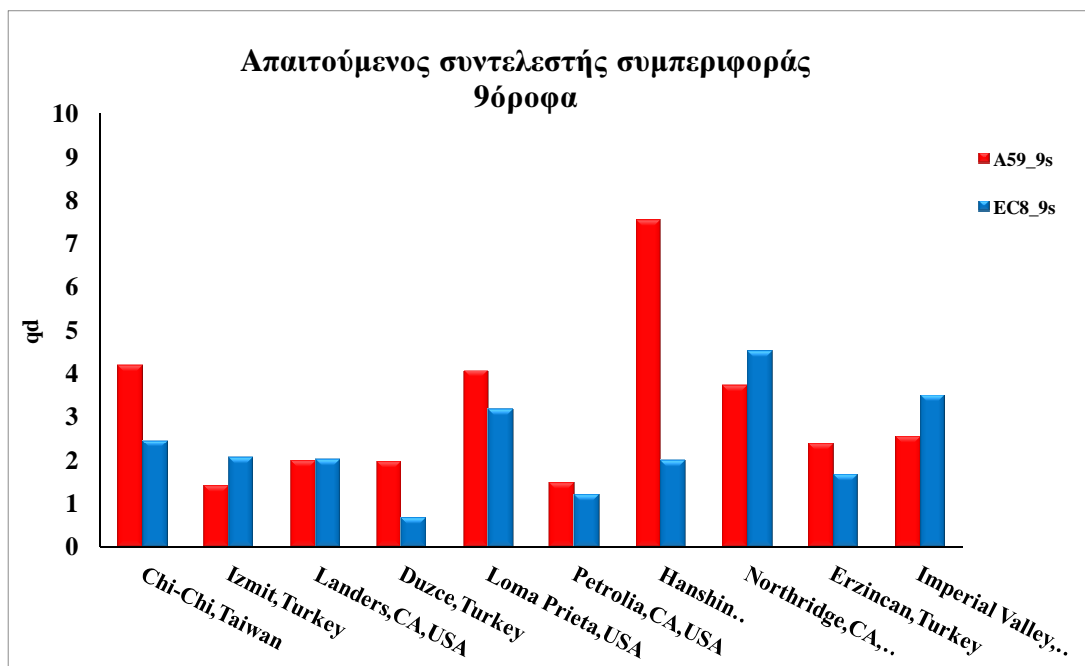
Σχήμα 6.87: Απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας μ, 9όροφα



Σχήμα 6.88: Απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς q<sub>d</sub>, 3όροφα



Σχήμα 6.89: Απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς  $q_d$ , 6όροφα



Σχήμα 6.90: Απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς  $q_d$ , 9όροφα

## 7. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

### Προεπισκόπηση

Τα τελευταία χρόνια στις αναπτυγμένες χώρες, το ενδιαφέρον ιδιωτικών εταιρειών, κυβερνήσεων και κυρίως ασφαλιστικών φορέων έχει επικεντρωθεί στην εκτίμηση άμεσα και μη των οικονομικών απωλειών από φυσικές καταστροφές, όπως ο σεισμός. Το δύσκολο και χρονοβόρο έργο της προσέγγισης του **σεισμικού κινδύνου** σε κατά τόπους περιοχές, διαρθρώθηκε σε δυο επιμέρους τμήματα: στην συστηματική διερεύνηση της **σεισμικής επικινδυνότητας** και στην εκτίμηση της **τρωτότητας** των υποδομών και των κτιρίων. Στο παρόν κεφάλαιο θα ασχοληθούμε με το δεύτερο κομμάτι, το ζήτημα της τρωτότητας, η περιγραφή της οποίας υλοποιείται με τον ορισμό σταθμών βλαβών. Γεγονός συνιστά ότι ο ποσοτικός καθορισμός των επιπέδων βλάβης σε μια κατασκευή συνολικά αποτελεί μια μη προφανή και απαιτητική διαδικασία για το μηχανικό. Οι δε σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί (ΚΑΝΕΠΕ και EC8) προτείνουν ο χαρακτηρισμός τους να γίνεται σε επίπεδο στοιχείου, επάνω στην καμπύλη ικανότητας του, κάτι το οποίο δεν είναι πρακτικό και δεν λύνει φυσικά το ζήτημα του συνολικού χαρακτηρισμού του φορέα. Επιπλέον δεν δίνονται οδηγίες για τον τρόπο με τον οποίο θα μπορούσε ο μηχανικός να μεταβεί από την κατάταξη των επιμέρους στοιχείων στην κατάταξη του δομήματος ως σύνολο. Ωστόσο, προτεινόμενες λύσεις για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας προέρχονται από διάφορους επιστημονικούς φορείς και ερευνητικές ομάδες και αφορούν κυρίως την πιθανοτική προσέγγιση του θέματος με την παραγωγή των λεγόμενων καμπυλών τρωτότητας. Στα επόμενα παρουσιάζονται δυο μεθοδολογίες, η Hazus και η πρόταση των ερευνητών S.Glaister & R.Pihno για την πρόβλεψη των αναμενόμενων βλαβών στα πρότυπα πλαίσια, λόγω των δέκα διεγέρσεων κοντινού πεδίου.

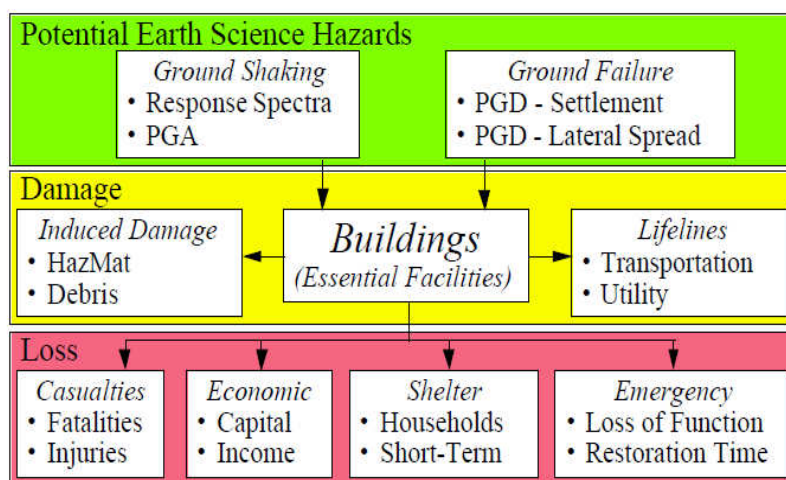
### 7.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ HAZUS (FEMA/NIBS)

#### 7.1.1 Εισαγωγή

Για την αντιμετώπιση των φυσικών καταστροφών στις ΗΠΑ, έχουν δημιουργηθεί διάφοροι φορείς όπως η κυβερνητική οργάνωση FEMA (Federal Emergency Management Agency), η οποία αναλαμβάνει όχι μόνο την διαχείριση των συνεπειών από τις καταστροφές αλλά και την πρόληψη από αυτές.

Στα πλαίσια του παραπάνω σκοπού και για λόγους ασφαλιστικής κάλυψης των υποδομών της χώρας σε ιδιωτικό και δημόσιο επίπεδο, η FEMA πρότεινε ως στρατηγική πρόβλεψης των απωλειών από καταστροφές όπως ο σεισμός και τα ακραία καιρικά φαινόμενα την μεθοδολογία HAZUS-MH η οποία χρησιμοποιεί το γεωγραφικό σύστημα GIS με το οποίο εντοπίζονται όλες οι ζώνες υψηλού κινδύνου εμφάνισης τέτοιων καταστάσεων, αναπτύσσοντας κατάλληλα μοντέλα πρόβλεψης των αντίστοιχων φυσικών βλαβών, οικονομικών απωλειών και κοινωνικών επιπτώσεων.

Στην περίπτωση των σεισμών, η στρατηγική εκτίμησης της σχέσης φυσικού φαινομένου - καταστροφής - απωλειών για τα κτίρια αναπτύσσεται ως φιλοσοφία, στο παρακάτω σχηματικό διάγραμμα



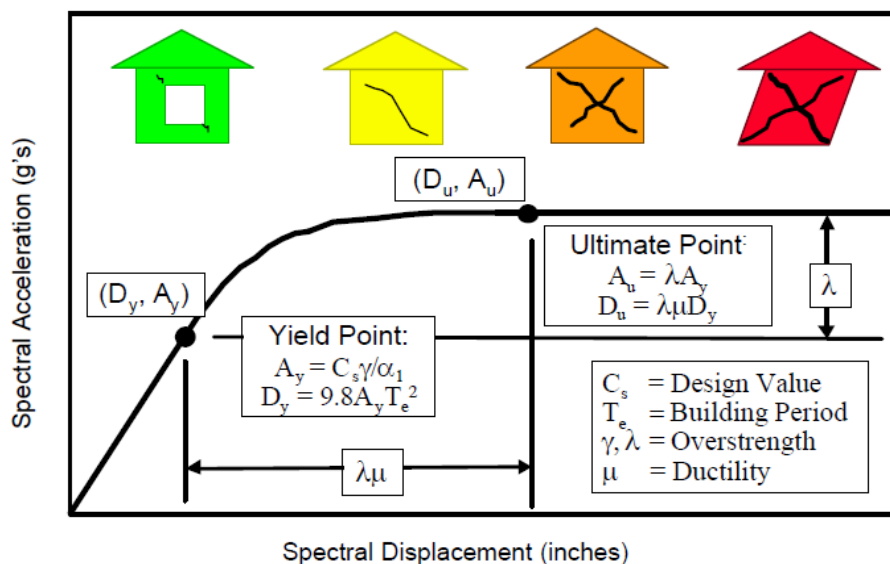
**Σχήμα 7.1:** Διάγραμμα ροής που συσχετίζει το σεισμό με τις βλάβες στα κτίρια και τις αντίστοιχες απώλειες.

Ειδικότερα οι συναρτήσεις που συσχετίζουν τις βλάβες με το σεισμικό γεγονός οργανώνονται σε δυο ενότητες: 1) στην ικανότητα των ίδιων των κτιρίων (καμπύλη/φάσμα ικανότητας) και 2) στην τρωτότητα τους η οποία εξαρτάται σαφώς από την απαίτηση κάθε σεισμού στο υπόψη κτίριο. Όσον αφορά την πρώτη ενότητα, η μεθοδολογία HAZUS μετά από κατηγοριοποίηση των κτιρίων σε διάφορους τύπους ανάλογα με το υλικό, τη γεωμετρία τους (τύπος πλαισίων, με ή χωρίς τοιχοπλήρωση, συνδέσμους δυσκαμψίας, κλπ) , το ύψος τους και το επίπεδο αντισεισμικού σχεδιασμού, προτείνει συγκεκριμένες παραμέτρους επί της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου ανάλογα με την κατάσταση βλάβης, βλ. Σχήμα 7.1. Τα ανωτέρω σημεία αντιπροσωπεύουν τον διάμεσο του μέσου όρου γωνιακής παραμόρφωσης του κτιρίου για κάθε στάθμη βλάβης και προέκυψαν μετά από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων (Pushover Analysis) σε δείγματα κτιρίων.

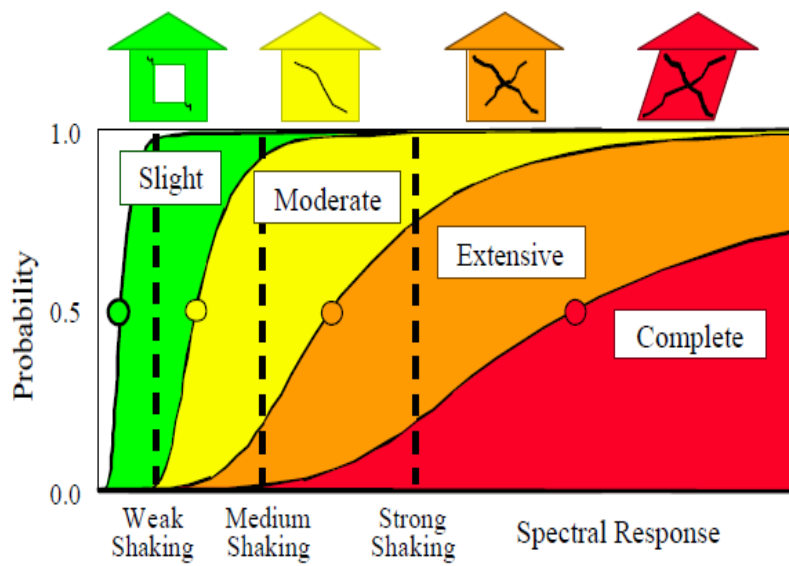


Σχετικά με τη δεύτερη ενότητα, η τρωτότητα εκφράζεται μέσω λογαριθμοκανονικών καμπυλών, Σχήμα 7.2 οι οποίες εκφράζουν την πιθανότητα υπέρβασης ενός συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης υπό δεδομένη εδαφική κίνηση και αβεβαιότητα ως προς την ικανότητα του κτιρίου, το επίπεδο βλάβης και την διέγερση (συντελεστής βds). Από τα παραπάνω γίνεται αντιληπτό ότι η μεθοδολογία Hazus παρέχει τη δυνατότητα εκτίμησης της συμπεριφοράς ενός κτιρίου υπό συγκεκριμένο σεισμό, με δυο τρόπους, τον αιτιοκρατικό ο οποίος βασίζεται στον ορισμό των σημείων επιτελεστικότητας με συγκεκριμένες τιμές επάνω στην καμπύλη ικανότητας του κτιρίου (από στατική ανάλυση ή διαφορετικά όπως θα δούμε παρακάτω) και περιγράφει μονοσήμαντα την κατάσταση στην οποία βρίσκεται το κτίριο και τον στοχαστικό ο οποίος δίνει την πιθανότητα υπέρβασης της κάθε στάθμης βλάβης για δεδομένη επιβαλλόμενη μετακίνηση της κατασκευής.

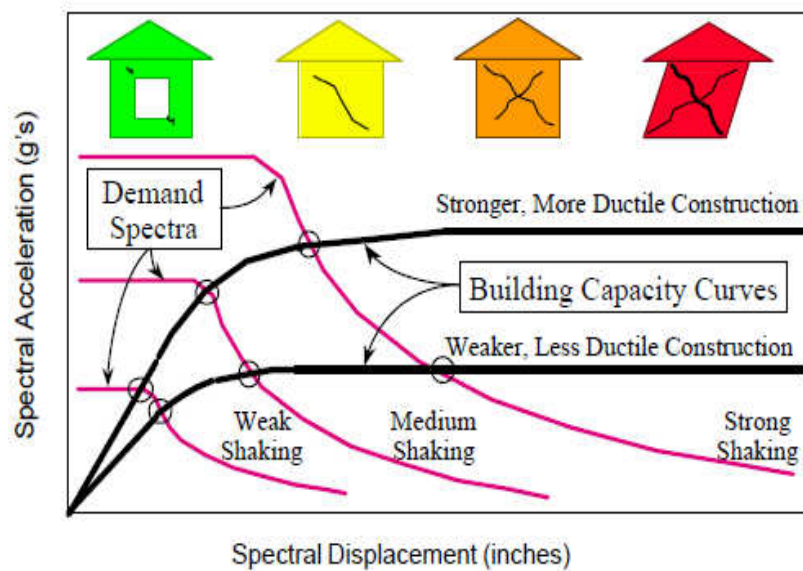
Στις επόμενες ενότητες θα παρουσιασθούν τα αποτελέσματα και από τις δυο διαδικασίες, που αφορούν την εκτίμηση της κατάστασης των πρότυπων πλαισίων για κάθε σεισμό κοντινού πεδίου.



**Σχήμα 7.2:** Παράδειγμα καμπύλης ικανότητας κτιρίου και σημεία επιτελεστικότητας επί αυτής (1<sup>ος</sup> τρόπος αποτίμησης, αιτιοκρατικός)



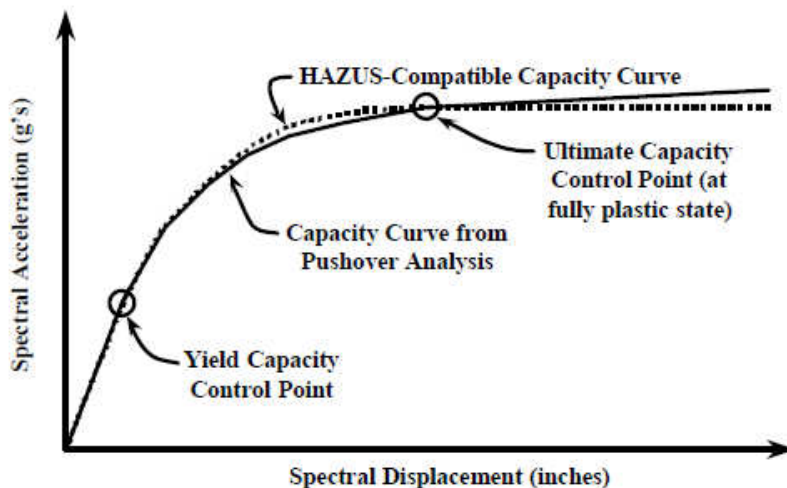
**Σχήμα 7.3:** Παράδειγμα καμπυλών τρωτότητας για διαφορετικές στάθμες βλαβών και διαφορετικά σημεία σεισμικής απαίτησης (2<sup>ος</sup> τρόπος αποτίμησης, στοχαστικός)



**Σχήμα 7.4:** Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας.

### 7.1.2 Αποτίμηση πρότυπων πλαισίων με χρήση της καμπύλης ικανότητας (αιτιοκρατική προσέγγιση)

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία Hazus, ο συγκεκριμένος τρόπος κατάταξης του κτιρίου, βάσει της αναπτυσσόμενης βλάβης, στηρίζεται στην καμπύλη ικανότητας του κτιρίου επί της οποίας προσδιορίζονται επίσης, τα δυο χαρακτηριστικά σημεία ελέγχου της ικανότητας του φορέα (διαρροή και κατάρρευση) , αν και το τελευταίο δεν επηρεάζει ουσιαστικά την διαδικασία της αποτίμησης. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο προσδιορισμός των δυο σημείων προκύπτει με διαφορετική μέθοδο από τη Faijfar (κεφάλαιο 6) και από τις οδηγίες που παρέχουν οι Αμερικανικοί κανονισμοί ενώ η ομαλοποίηση της καμπύλης ικανότητας γίνεται με την προσαρμογή μιας αντίστοιχης καμπύλης, όπως φαίνεται στο σχήμα, με τη διακεκομμένη γραμμή. Εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι η μετακίνηση του φορέα στην οιονεί κατάρρευση (στοχευόμενη μετατόπιση) υπολογίζεται με μια επαναληπτική διαδικασία (βλ. Hazus MH-MR1) σε αντίθεση με την πρακτική που ακολουθείται στην παρούσα διατριβή. Τα σημεία της ζητούμενης μετακίνησης προκύπτουν από τις μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας απόκρισης, για τη χρονική στιγμή μέγιστης μετατόπισης οροφής.



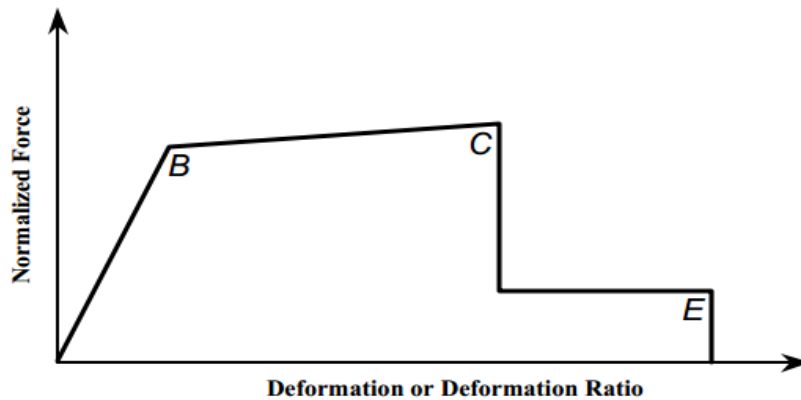
**Σχήμα 7.5:** Καμπύλη ικανότητας κτιρίου με πλαστική συμπεριφορά και προσαρμογή της καμπύλης κατά Hazus

Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας για ένα συγκεκριμένο κτίριο πρέπει να γίνεται ανεξάρτητα από τον πίνακα των διαμέσων τιμών που προτείνει η μεθοδολογία για κάθε τύπο κατασκευής, δεδομένου ότι υπάρχει η δυνατότητα ακριβέστερης πρόβλεψης των ορίων όταν πρόκειται για φορέα, όπως το πλαίσιο εν προκειμένω, με γνωστά τη γεωμετρία και τα υλικά. Όπως προαναφέρθηκε, ο χαρακτηρισμός της σοβαρότητας των βλαβών σε ένα κτίριο συνολικά αποτελεί μια δύσκολη και υποκείμενη στην κρίση του μηχανικού διαδικασία, διότι η μετάβαση από τα «βλαμμένα» μέλη στο σύνολο του δομήματος δεν είναι μονοσήμαντη και προφανής. Για να γίνει το παραπάνω κατανοητό, αρκεί να σκεφτεί κανείς ότι πολλοί διαφορετικοί συνδυασμοί επιπέδων βλάβης σε διάφορα μέλη, μπορούν να δώσουν το ίδιο αποτέλεσμα συνολικής βλάβης στο κτίριο. Για τον παραπάνω λόγο, η Hazus προτείνει δυο τρόπους, πίνακα 7.1, για τον ορισμό των επιπέδων βλάβης (damage states), οι οποίες υποκαθιστούν τους διαμέσους που προήλθαν από στατιστική επεξεργασία διαφόρων κατηγοριών πρότυπων κτιρίων.

Το 1<sup>ο</sup> διαμορφώνεται με οικονομικά κριτήρια, ως το ποσοστό του κόστους επισκευής / ενίσχυσης των μελών που έχουν φθάσει το σημείο C της ιδεατής καμπύλης ικανότητας του στοιχείου (οδηγίες NEHRP), σε σχέση με το κόστος αντικατάστασης όλης της κατασκευής, Πίνακας 7.1

Damage State	Component (Criteria Set No. 1) <sup>1</sup>			Component (Criteria Set No. 2) <sup>1</sup>		
	Fraction <sup>2</sup>	Limit <sup>3</sup>	Factor <sup>4</sup>	Fraction <sup>2</sup>	Limit <sup>3</sup>	Factor <sup>4</sup>
Slight	> 0%	C	1.0	50%	B	1.0
Moderate	≥ 5%	C	1.0	50%	B	1.5
Extensive	≥ 25%	C	1.0	50%	B	4.5
Complete	≥ 50%	E	1.0 - 1.5 <sup>5</sup>	50%	B	12

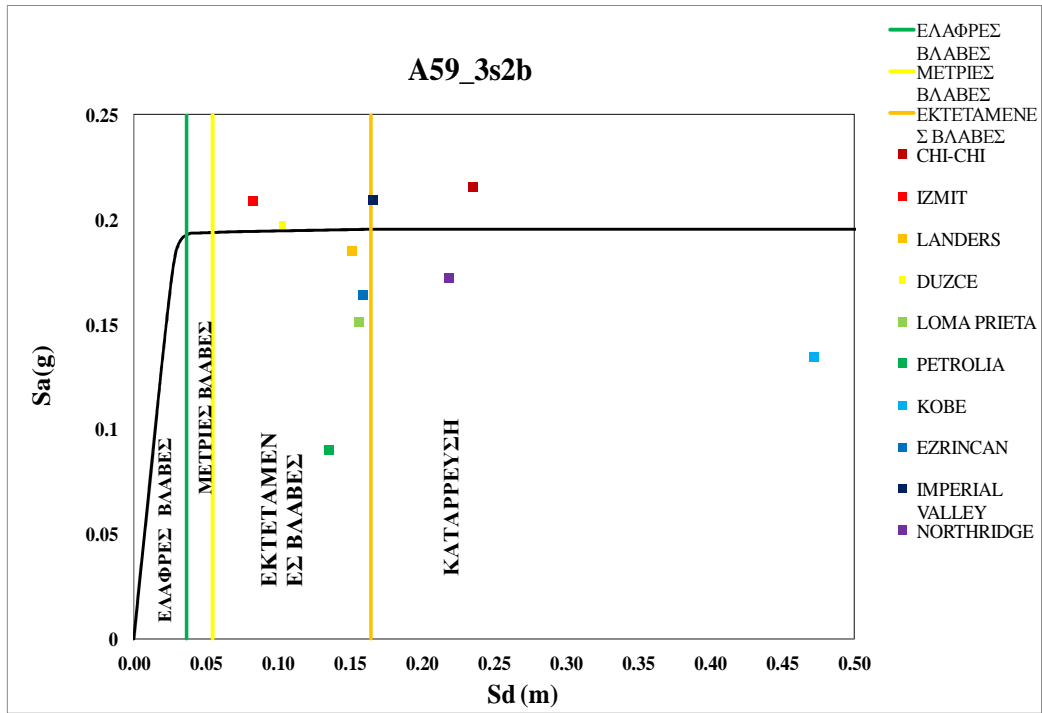
**Πίνακας 7.1:** Κριτήρια ορισμού των σταθμών βλάβης κατά Hazus



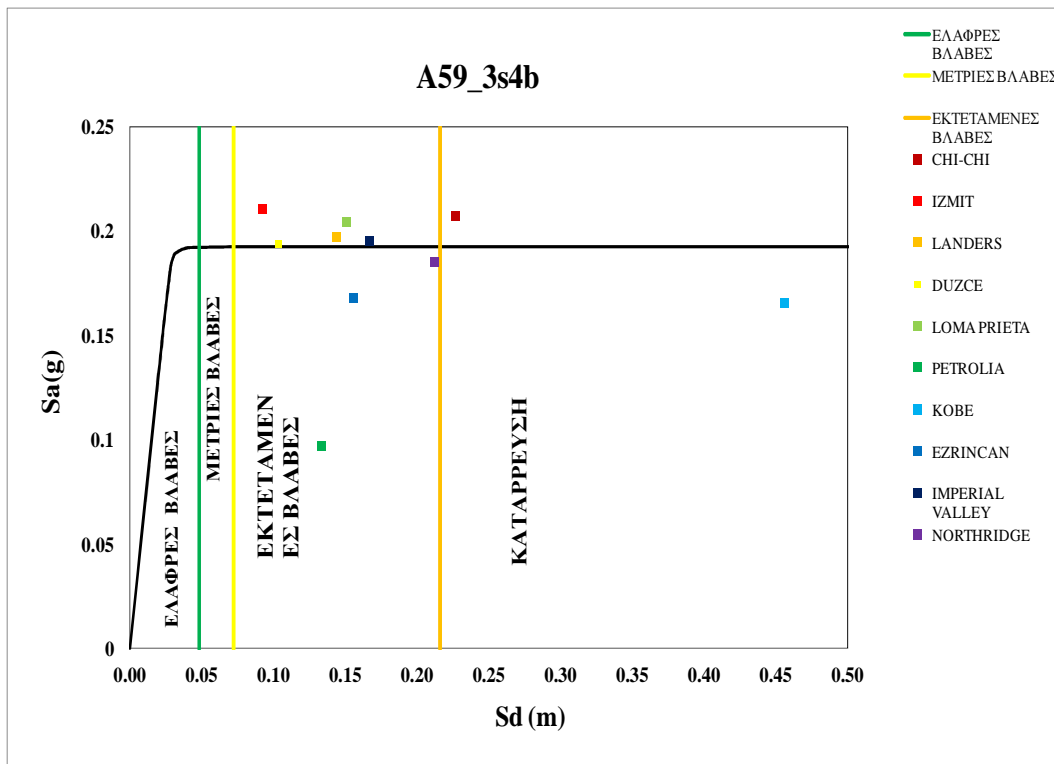
**Σχήμα 7.6:** Ιδεατό διάγραμμα έντασης – παραμόρφωσης μέλους, όπως εμφανίζεται στις οδηγίες του NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program)

Ο 2<sup>ος</sup> τρόπος παρέχει ένα ανώτατο όριο της μετακίνησης (στο ισοδύναμο μονοβάθμιο) για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας και βασίζεται σε αυξητικούς συντελεστές (δείκτες πλαστιμότητας) με τους οποίους πολλαπλασιάζεται η μετακίνηση στην κατάσταση των «ελαφρών» βλαβών και η οποία προκύπτει από τη διαδικασία της μη γραμμικής υπερωθητικής στατικής ανάλυσης. Ειδικότερα, το παραπάνω σημείο επάνω στην καμπύλη ικανότητας αντιστοιχεί σε μια εικόνα του φορέα όπου το 50% των φερόντων στοιχείων έχουν φτάσει στη διαρροή τους.

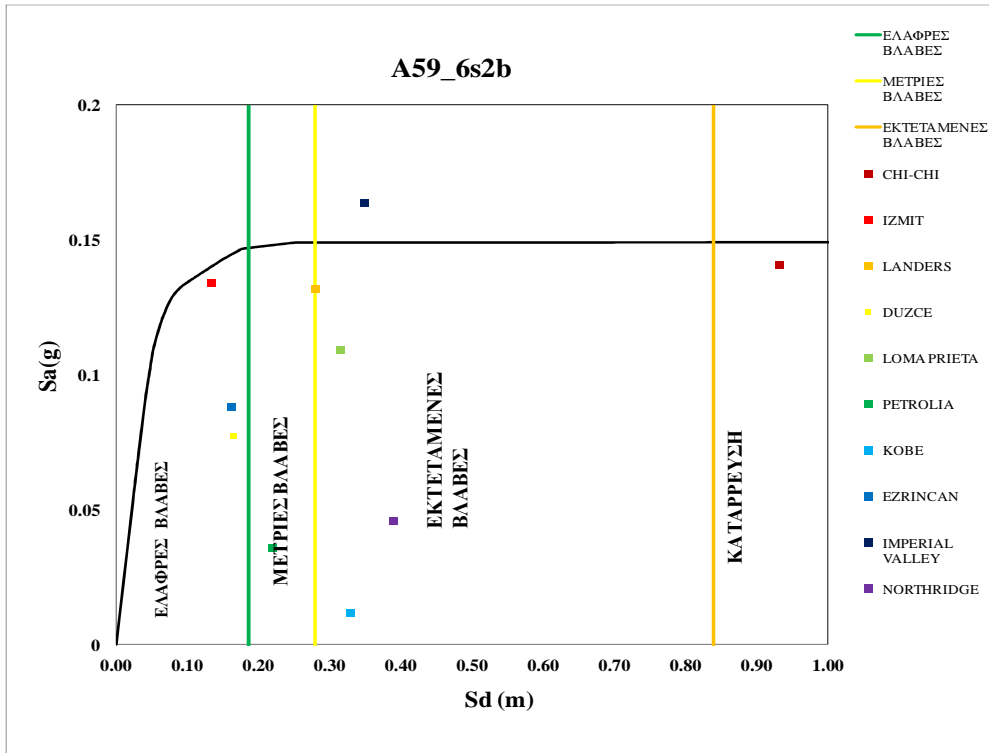
Τυπικά, οι οδηγίες στην Hazus προτείνουν να λαμβάνεται ως μετακίνηση (ή ακριβέστερα μέσος όρος γωνιακής παραμόρφωσης κτιρίου) σε κάθε στάθμη, η μικρότερη τιμή που προκύπτει εκ των δυο κριτηρίων, ωστόσο στη συγκεκριμένη περίπτωση δεν είναι εύλογο να εφαρμοσθεί η πρώτη μέθοδος, μιας και χρησιμοποιεί οικονομικά στοιχεία για τον χαρακτηρισμό των βλαβών. Στα επόμενα σχήματα φαίνεται η κατάταξη των πλαισίων για κάθε σεισμό, όπου η πιθανότητα ανάπτυξης της συγκεκριμένης βλάβης είναι 50% (διάμεση τιμή).



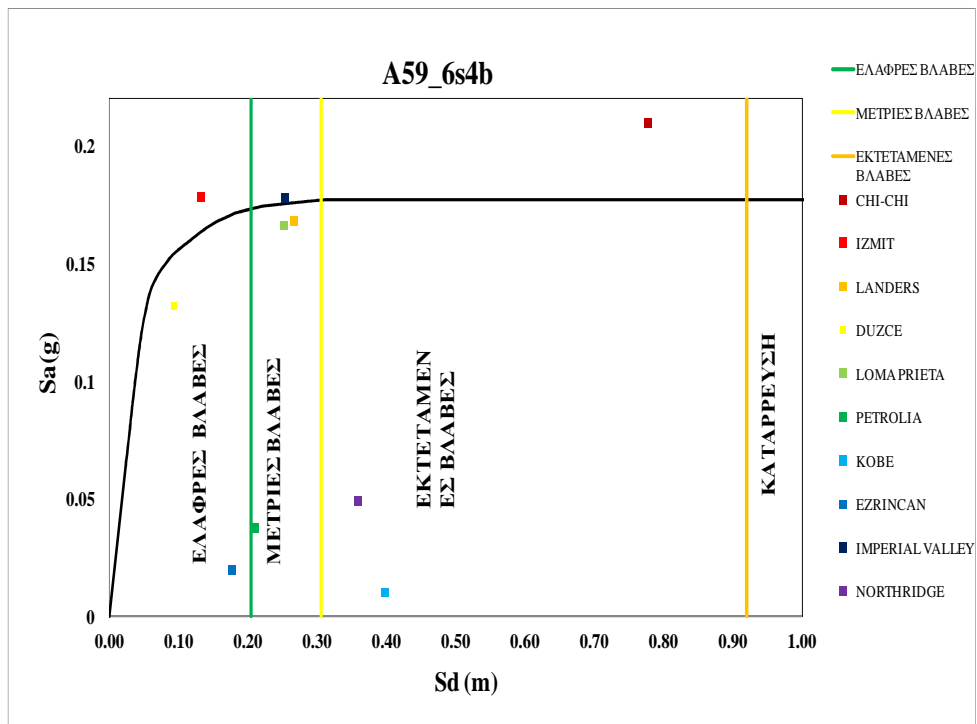
Σχήμα 7.7: Εκτίμηση βλαβών A59\_3s2b πλαισίου



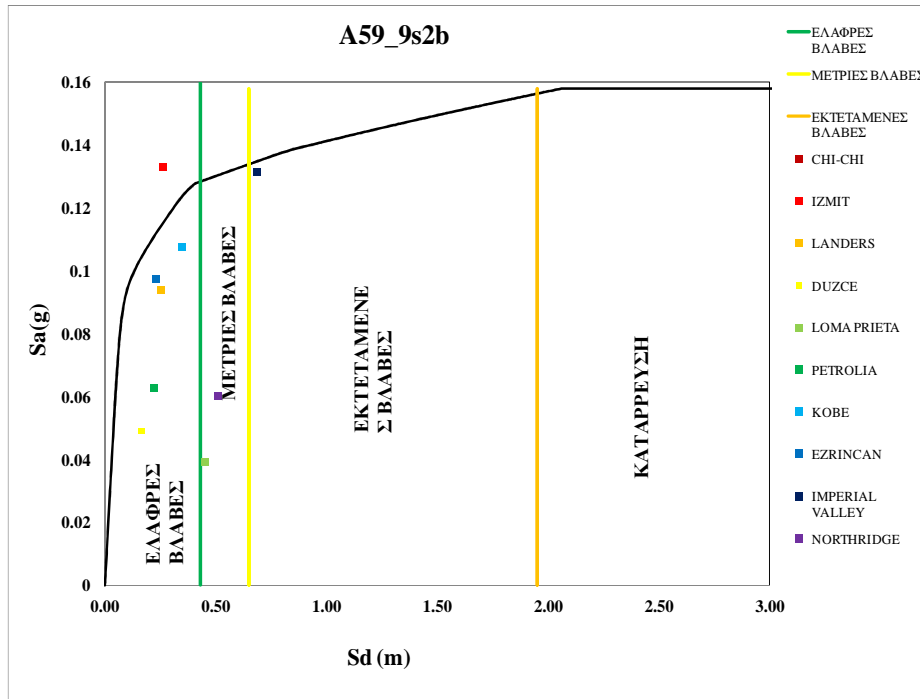
Σχήμα 7.8: Εκτίμηση βλαβών A59\_3s4b πλαισίου



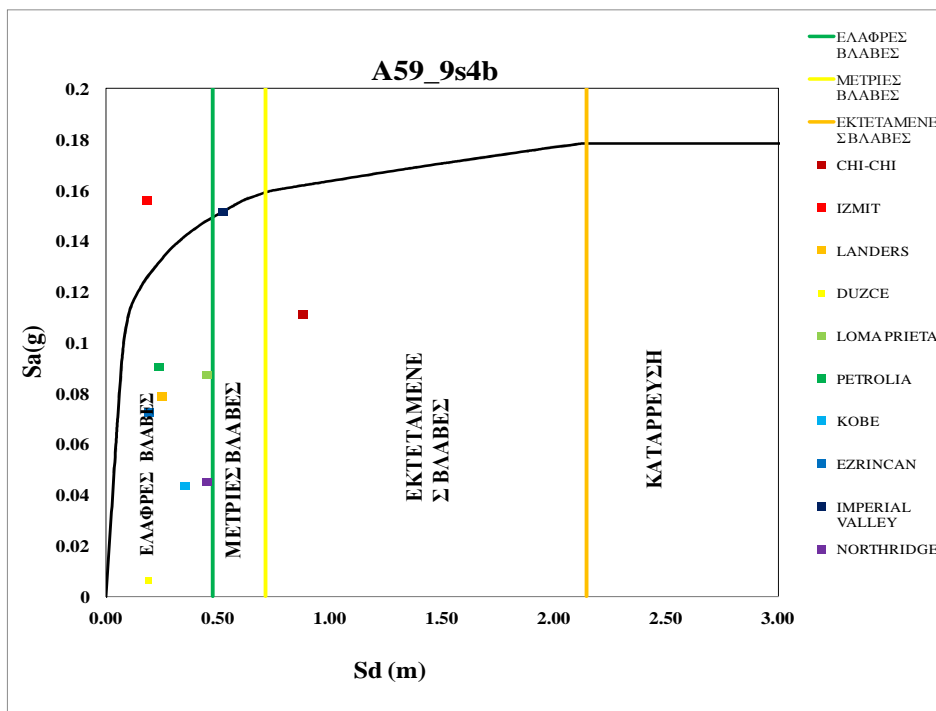
Σχήμα 7.9: Εκτίμηση βλαβών A59\_6s2b πλαισίου



Σχήμα 7.10: Εκτίμηση βλαβών A59\_6s4b πλαισίου

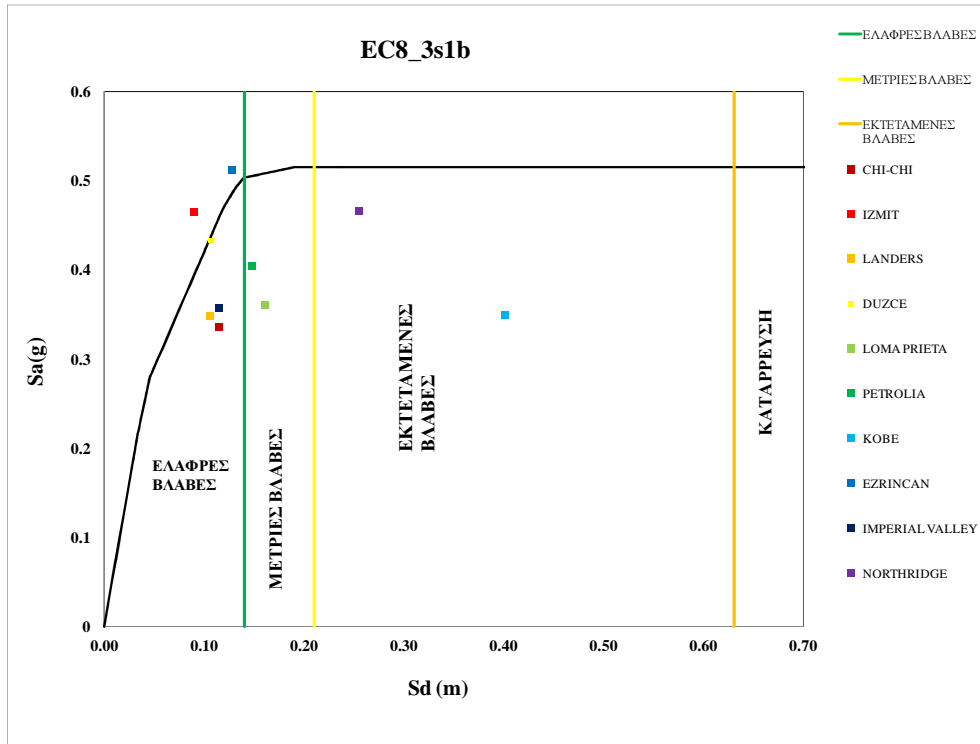


Σχήμα 7.11: Εκτίμηση βλαβών A59\_9s2b πλαισίου

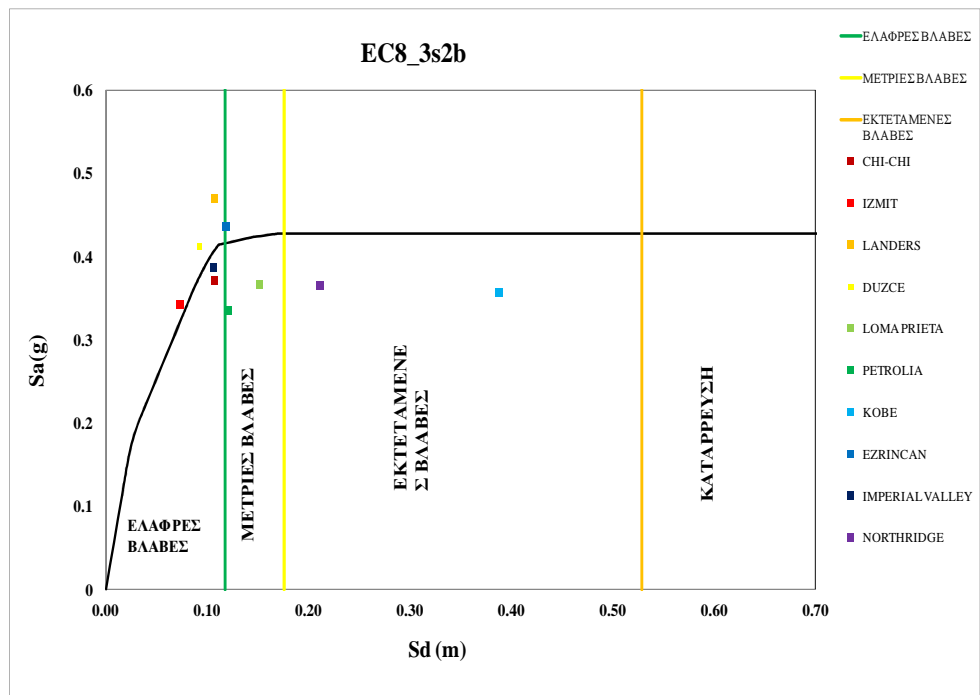


Σχήμα 7.12: Εκτίμηση βλαβών A59\_9s4b πλαισίου

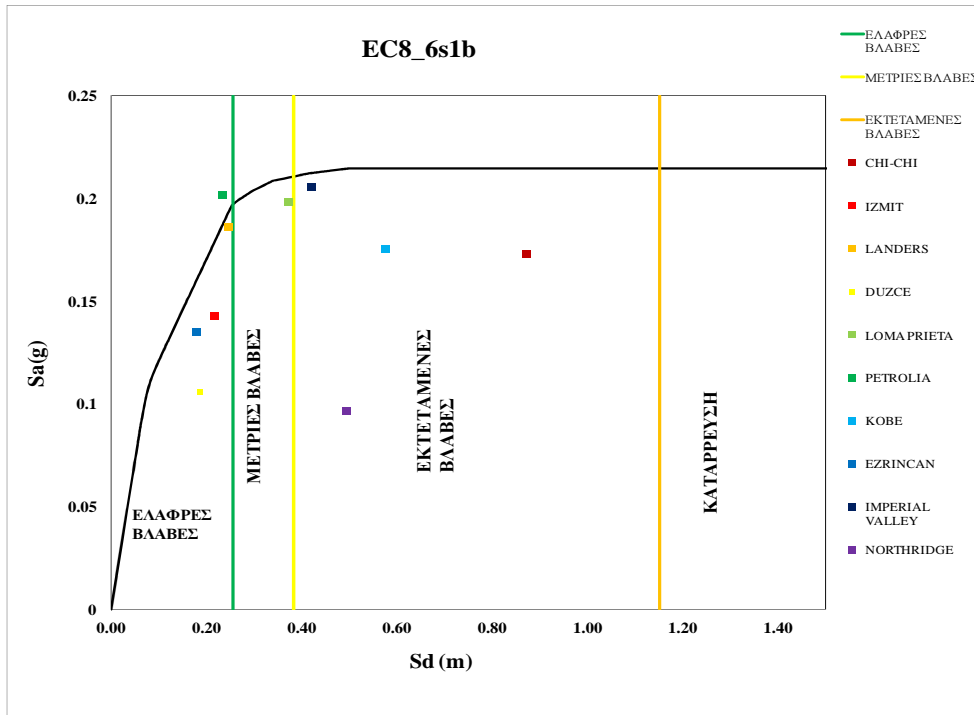




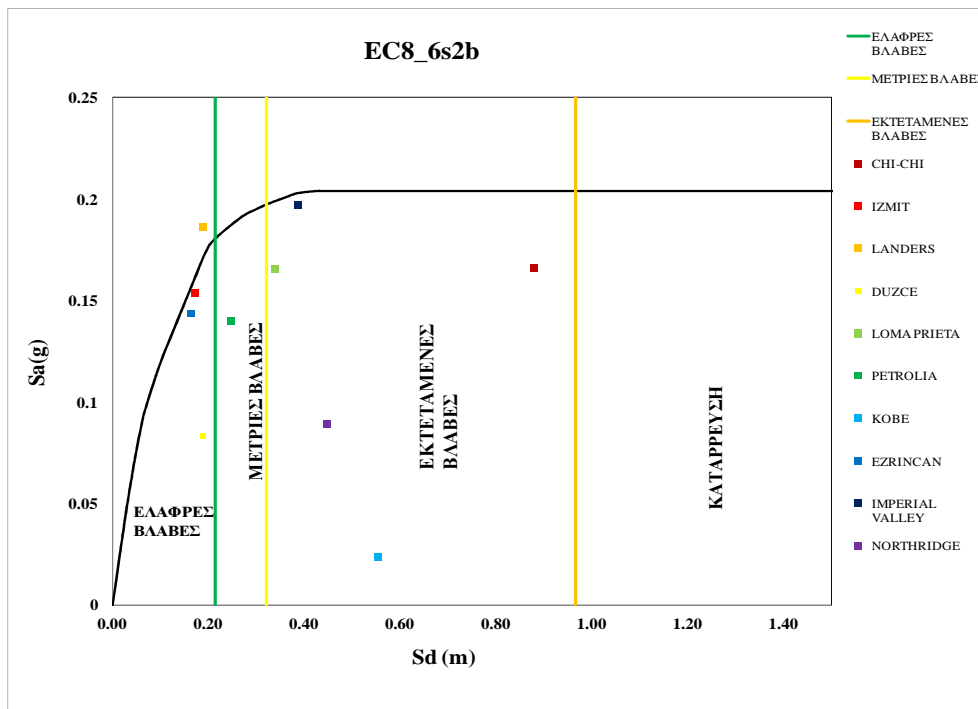
Σχήμα 7.13: Εκτίμηση βλαβών EC8\_3s1b πλαισίου



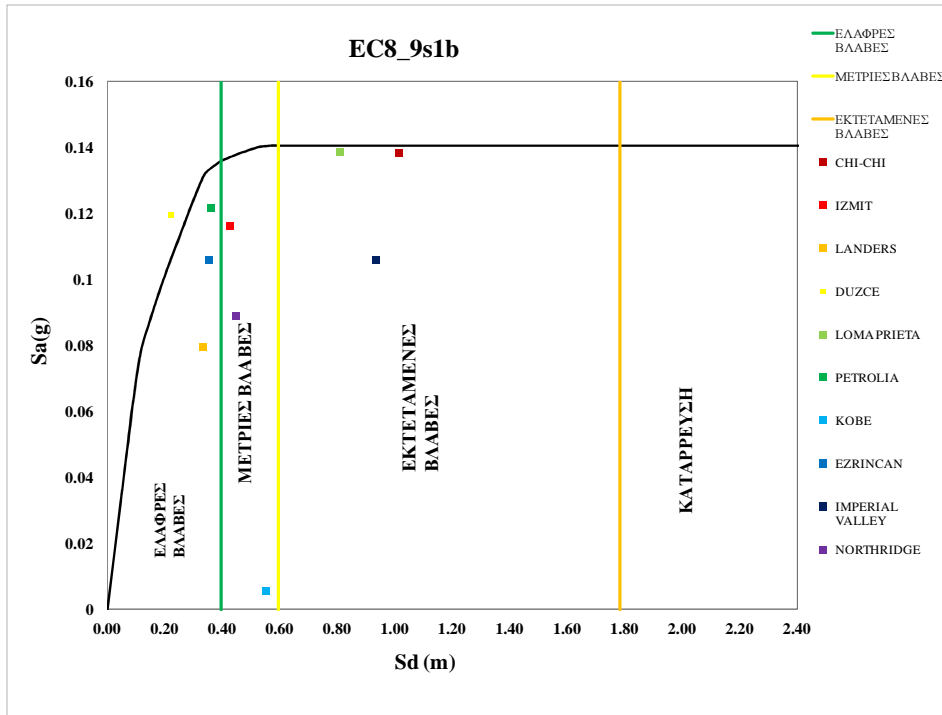
Σχήμα 7.14: Εκτίμηση βλαβών EC8\_3s2b πλαισίου



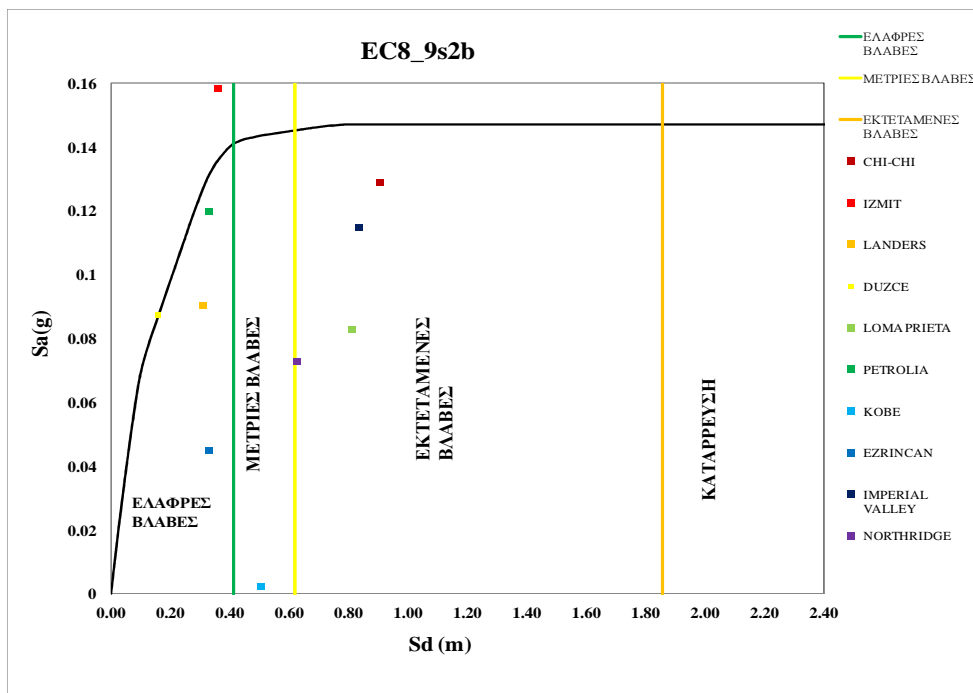
Σχήμα 7.15: Εκτίμηση βλαβών EC8\_6s1b πλαισίου



Σχήμα 7.16: Εκτίμηση βλαβών EC8\_6s2b πλαισίου



Σχήμα 7.17: Εκτίμηση βλαβών EC8\_9s1b πλαισίου



Σχήμα 7.18: Εκτίμηση βλαβών EC8\_9s2b πλαισίου

Όπως παρατηρούμε, χρησιμοποιήθηκαν τα σημεία  $d_{max}$  της μετατόπισης κορυφής του πλαισίου, ως τα πλέον αντιπροσωπευτικά της κατάστασης των πλαισίων, δεδομένου ότι πρόκειται για πλάστιμους φορείς. Από μια σύντομη ματιά διαπιστώνουμε ότι για τα A59\_GF, οι βλάβες περιορίζονται στα ψηλότερα πλαίσια με τις πιο σοβαρές να υφίστανται στα χαμηλά. Αντίθετα, στα EC8\_GF η κατάσταση αντιστρέφεται και τα τριώροφα παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά από τα ψηλότερα.

### 7.1.3 Αποτίμηση πρότυπων πλαισίων με τη χρήση καμπυλών τρωτότητας (στοχαστικός τρόπος)

Η εκτίμηση της κατάστασης ενός δομήματος πριν από ένα σεισμικό γεγονός μπορεί να προσεγγιστεί με πιθανοτικό τρόπο (στοχαστικό) εν αντιθέσει με τον πιο απόλυτο της προηγούμενης ενότητας. Ειδικότερα, η λογική αυτής της διαδικασίας βασίζεται στον προσδιορισμό της πιθανότητας υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης για δεδομένη διέγερση και υλοποιείται μέσω της ανάπτυξης καμπυλών λογαριθμικανονικής κατανομής, τις επονομαζόμενες καμπύλες τρωτότητας.

Σε κάθε στάθμη απωλειών αντιστοιχεί και μια τέτοια καμπύλη, η οποία προκύπτει από την παρακάτω σχέση με βάση τις οδηγίες Hazus (2001):

$$P [ds|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (7.1)$$

Όπου,

$\bar{S}_{d,ds}$ : Διάμεσος τιμή της μετατόπισης συγκεκριμένου τύπου κτιρίων, στην οποία ένας φορέας φτάνει ένα δεδομένο επίπεδο βλάβης. Σε περίπτωση που μελετώνται μεμονωμένοι φορείς, είναι δυνατόν οι παραπάνω διάμεσοι να αντικατασταθούν από τις χαρακτηριστικές τιμές που διαθέτει κάθε φορέας για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας και προκύπτει από τη μη γραμμική στατική ανάλυση.

$\beta_{ds}$ : Η λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση που περιγράφει την συνολική αβεβαιότητα μιας καμπύλης τρωτότητας και περιλαμβάνει άλλες πηγές αβεβαιότητας σχετικά με την ικανότητα ενός φορέα να ανταπεξέλθει σε μια μετατόπιση, τη σεισμική απαίτηση και το όριο κάθε επιπέδου βλάβης. Εκ των ανωτέρω γίνεται αντιληπτό ότι για τις 4 στάθμες θα έχουμε και 4 τιμές για την τυπική απόκλιση και οι οποίες είναι: 0,4/0,6/0,8/1 για τις στάθμες «Ελαφρές βλάβες», «Μέτριες βλάβες», «Εκτεταμένες βλάβες» και «Κατάρρευση» αντίστοιχα.

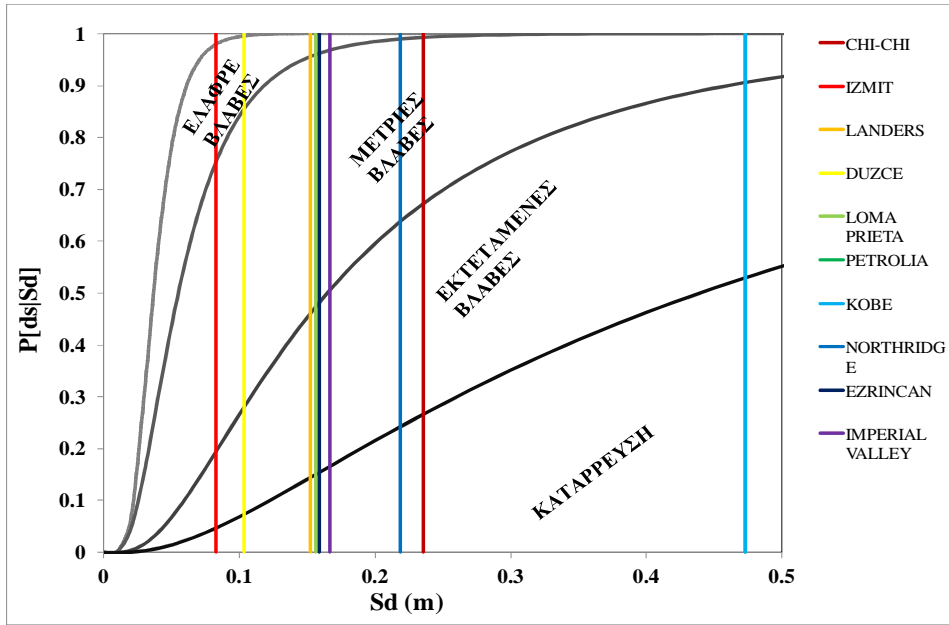
$\Phi$  : Η συνάρτηση της αθροιστικής τυπικής κανονικής κατανομής.

$S_d$ : Η φασματική μετατόπιση, ως παράμετρος απαίτησης, η οποία προκύπτει ως η μέγιστη μετακίνηση οροφής του πλαισίου από τις δυναμικές αναλύσεις ανηγμένη στο ισοδύναμο μονοβάθμιο.

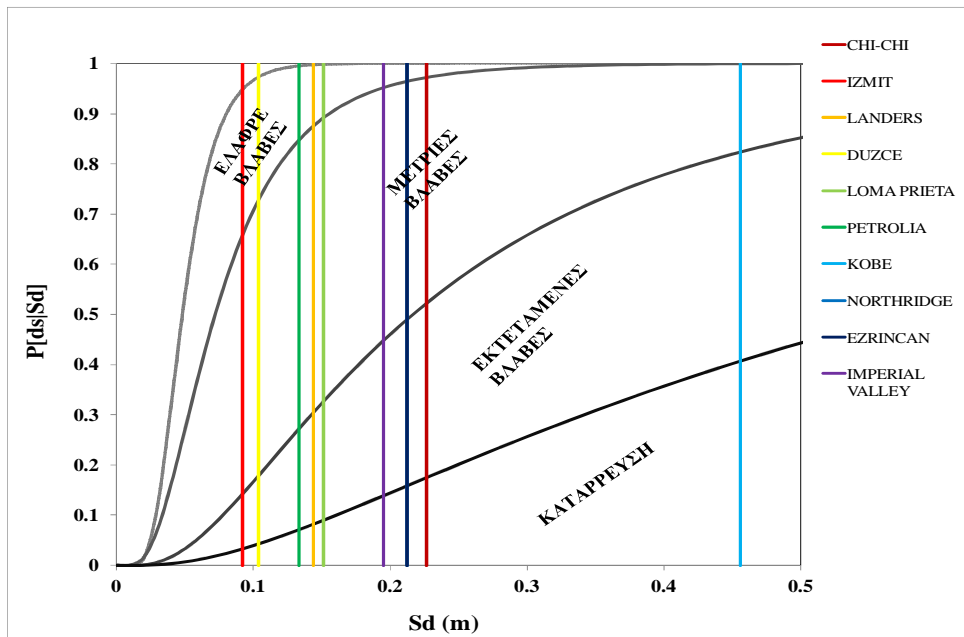
$P[ds|S_d]$  : Η πιθανότητα υπέρβασης μιας στάθμης βλάβης για  $S_d$  μετακίνηση

Όπως γίνεται αντιληπτό, οι παράμετροι που καθορίζουν την μορφή των καμπυλών είναι απόκριση του φορέα στην υπόψη στάθμη βλάβης και η λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση. Η περαιτέρω διερεύνηση των παραπάνω διαφεύγει από τα όρια της παρούσας διατριβής, ωστόσο αποτελεί ένα αντικείμενο προς μελέτη με το οποίο έχουν ασχοληθεί διάφοροι επιστήμονες κατά καιρούς.

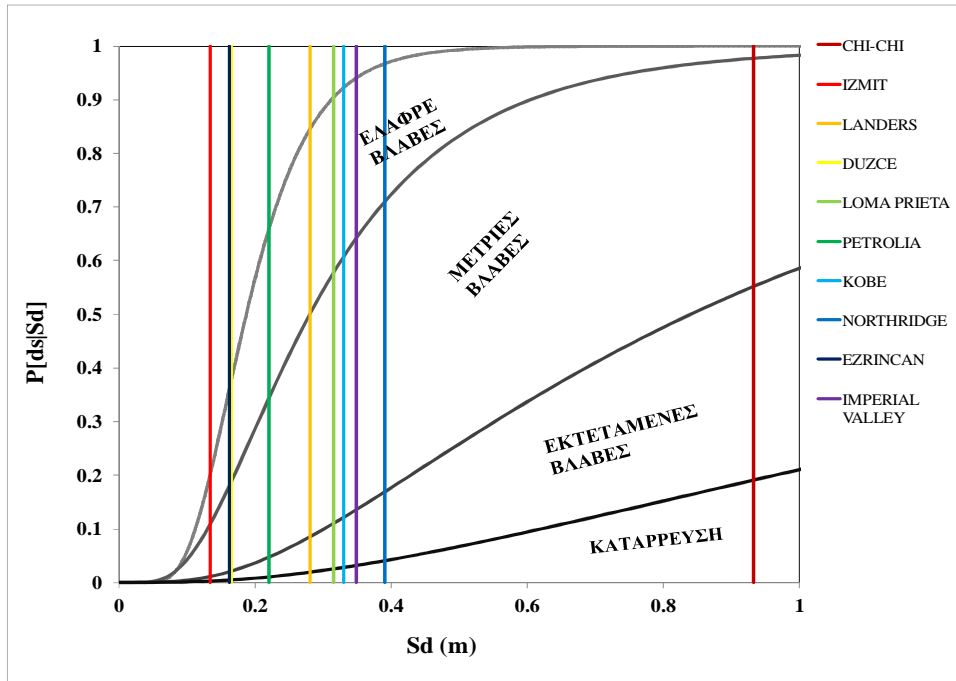
Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας για κάθε πλαίσιο και αντίστοιχα οι κρίσιμες μετακινήσεις, σε όρους φασματικής μετατόπισης, σε κάθε σεισμό.



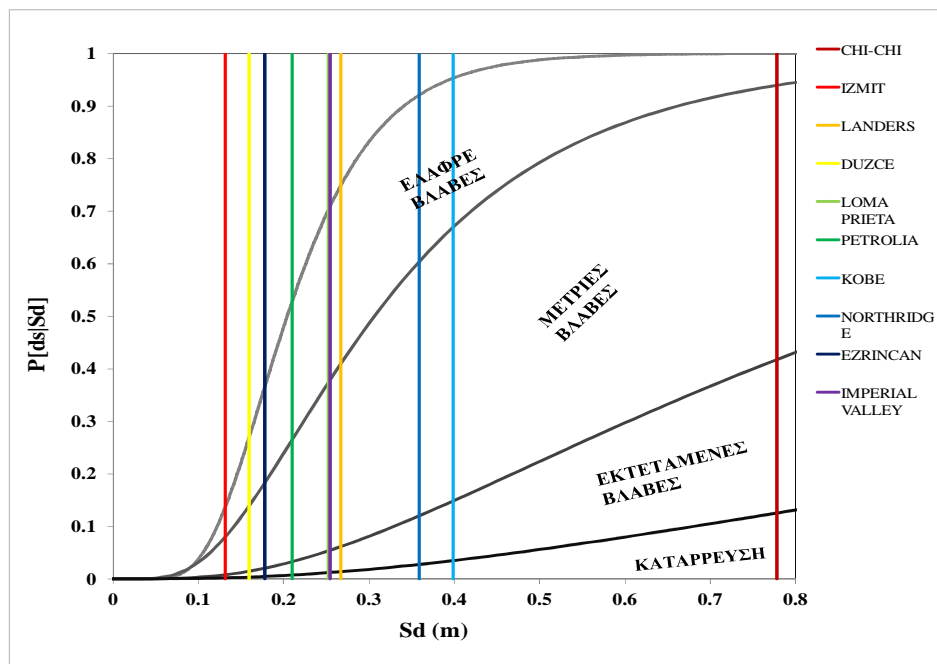
Σχήμα 7.19: Καμπύλες τρωτότητας για το A59\_3s2b



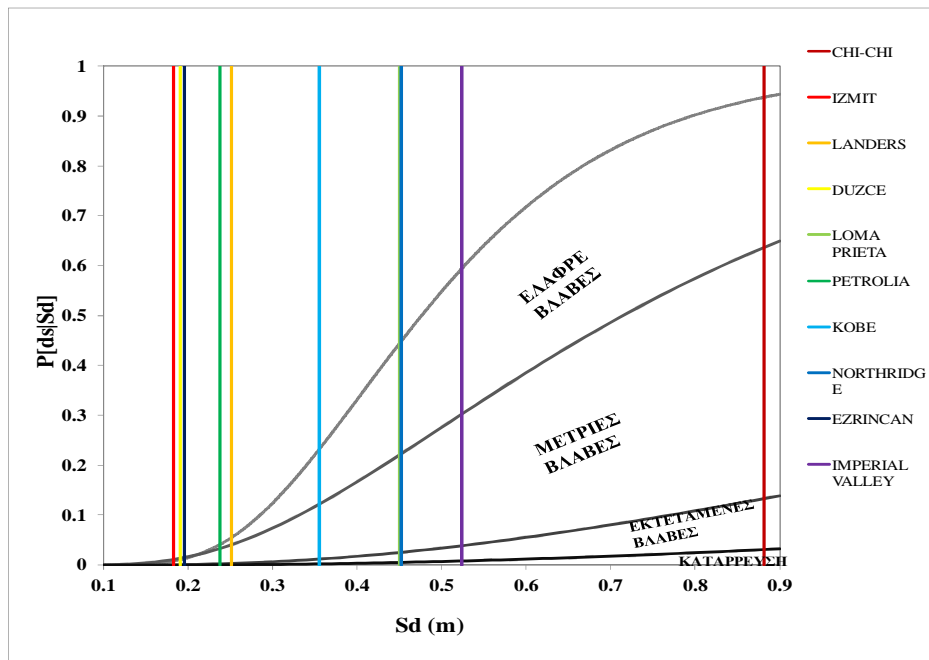
Σχήμα 7.20: Καμπύλες τρωτότητας για το A59\_3s4b



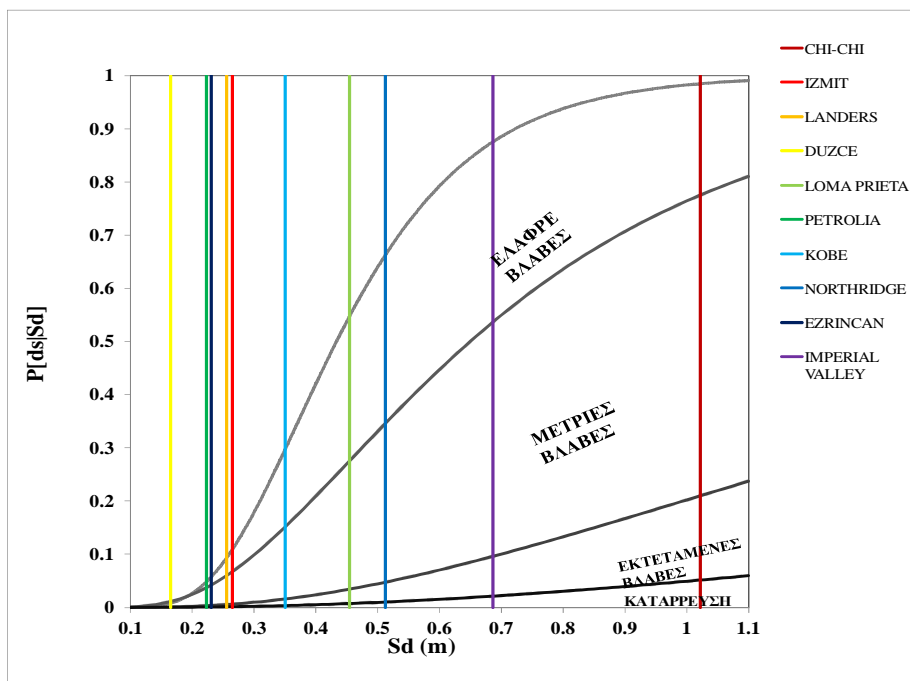
Σχήμα 7.21: Καμπύλες τρωτότητας για το A59\_6s2b



Σχήμα 7.22: Καμπύλες τρωτότητας για το A59\_6s4b

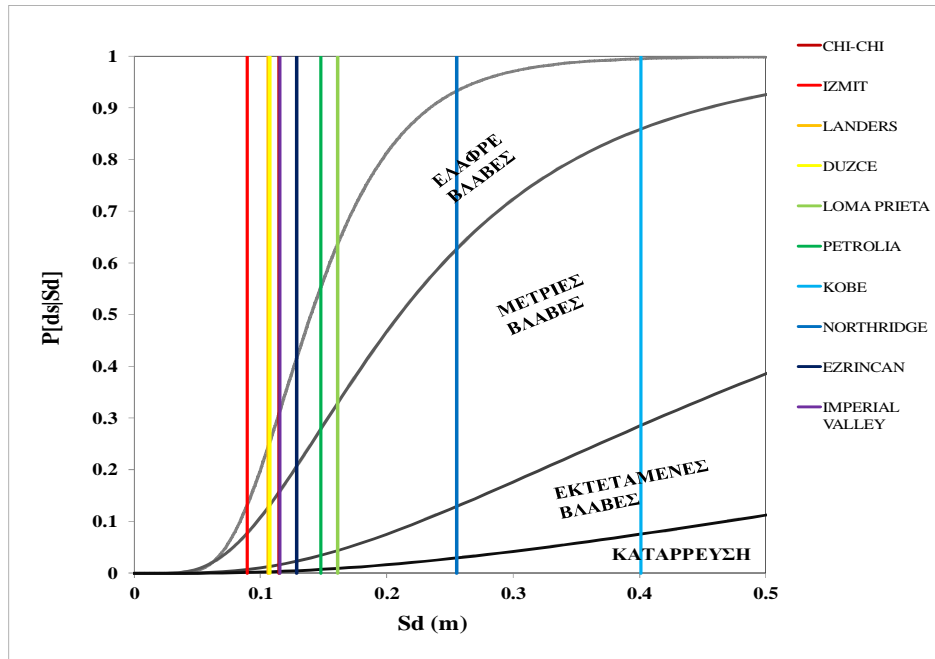


Σχήμα 7.23: Καμπύλες τρωτότητας για το A59\_9s2b

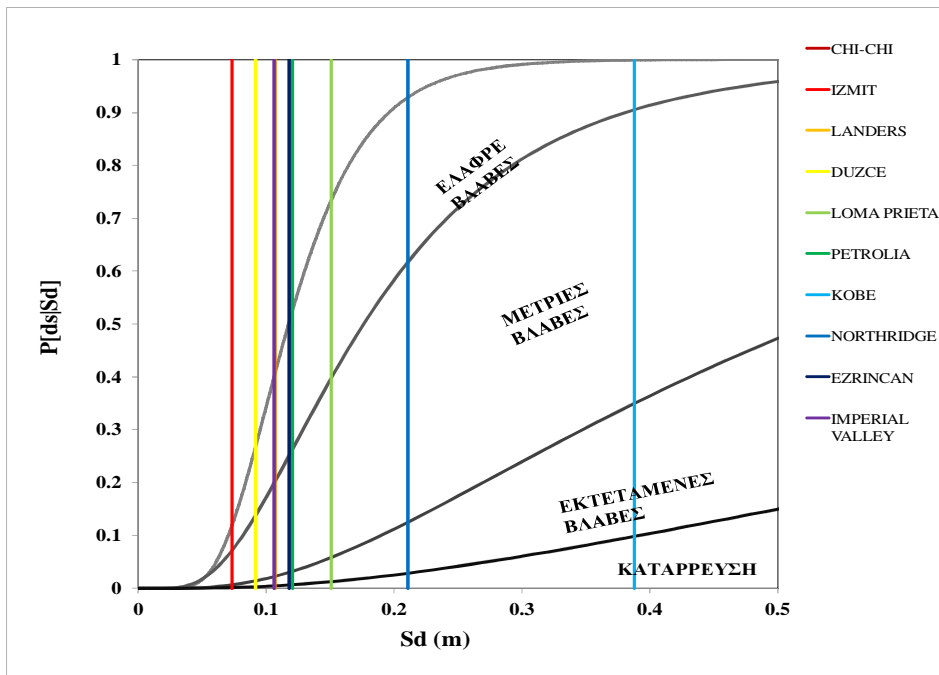


Σχήμα 7.24: Καμπύλες τρωτότητας για το A59\_9s4b

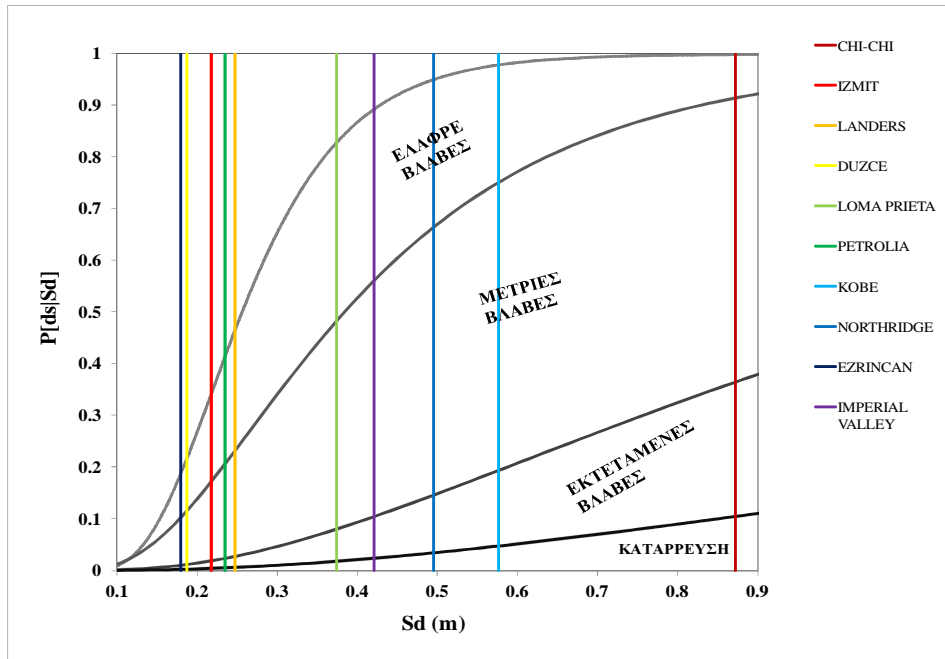




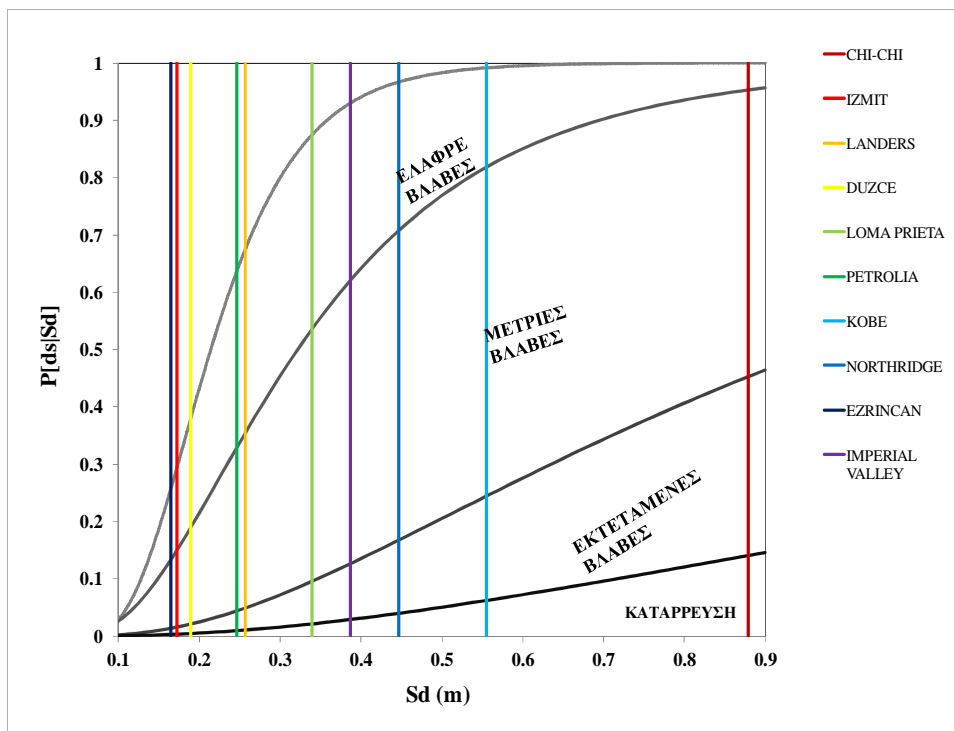
Σχήμα 7.25: Καμπύλες τρωτότητας για το EC8\_3s1b



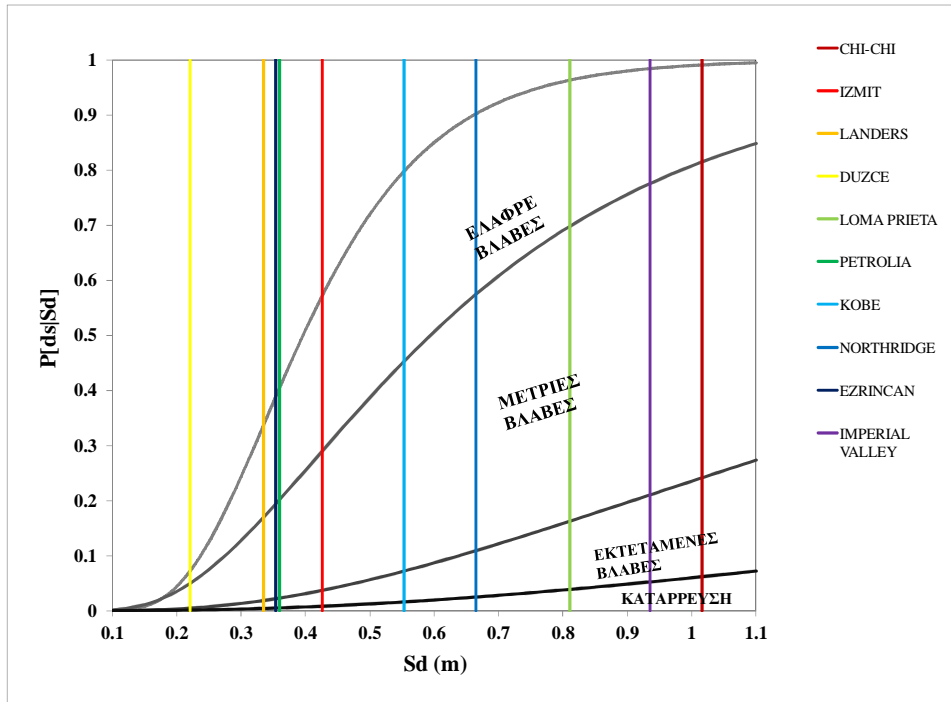
Σχήμα 7.26: Καμπύλες τρωτότητας για το EC8\_3s2b



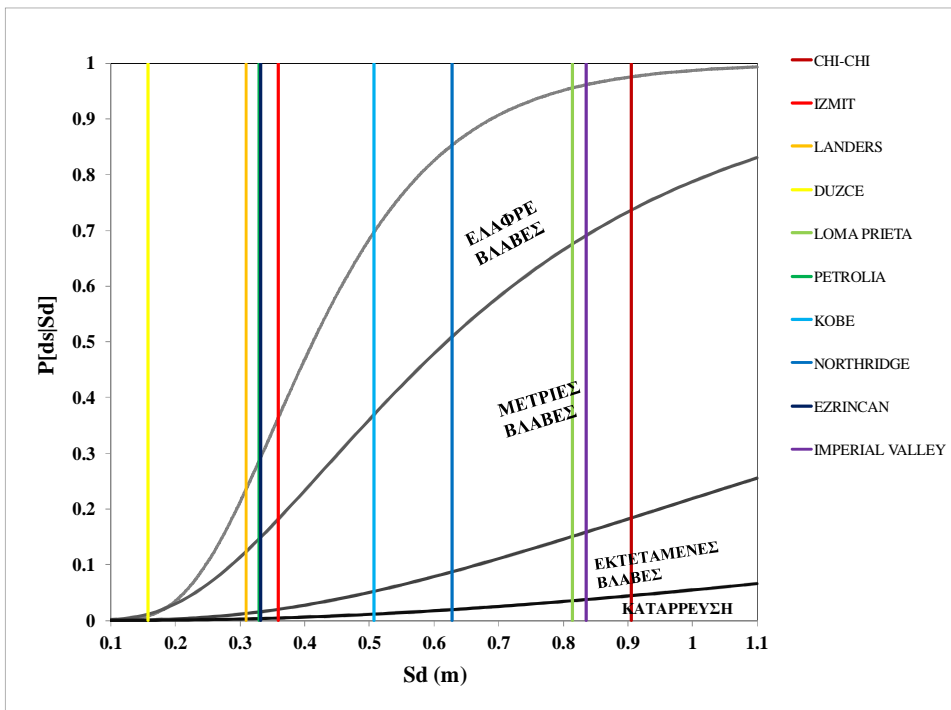
Σχήμα 7.27: Καμπύλες τρωτότητας για το EC8\_6s1b



Σχήμα 7.28: Καμπύλες τρωτότητας για το EC8\_6s2b



Σχήμα 7.29: Καμπύλες τρωτότητας για το EC8\_9s1b



Σχήμα 7.30: Καμπύλες τρωτότητας για το EC8\_9s2b

Από τα διαγράμματα προκύπτουν τα εξής:

- Αν εξετάσουμε κάθε φορέα χωριστά, διαπιστώνουμε ότι με την προηγούμενη προσέγγιση καταλήγουμε σε δυσμενέστερους χαρακτηρισμούς βλαβών, γεγονός που καθίσταται λογικό αν αναλογιστούμε ότι βασίζεται σε πιθανότητα υπέρβασης δεδομένης στάθμης βλαβών κατά 50%
- Οι πληροφορίες που αντλούμε για την κατάσταση του φορέα, σε κάθε περίπτωση σεισμού είναι σαφώς περισσότερες από ένα μονολεκτικό χαρακτηρισμό όπως στην αιτιοκρατική προσέγγιση. Ειδικότερα, σε κάθε μετακίνηση αντιστοιχούν οι πιθανότητες υπέρβασης ενός συγκεκριμένου επίπεδου ζημιάς αλλά και η επικρατέστερη πιθανότητα ανάπτυξης συγκεκριμένης βλάβης (από τη διαφορά μεταξύ των πιθανοτήτων υπέρβασης δυο γειτονικών σταθμών βλάβης). Θα πρέπει βεβαίως να τονισθεί ότι οι καμπύλες τρωτότητας χρησιμοποιούνται ως εργαλείο πρόβλεψης των βλαβών, επομένως η στοχαστική λογική της όλης διαδικασίας παρέχει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα σε σχέση με την αιτιοκρατική λύση και επομένως προτιμάται έναντι της τελευταίας.

## 7.2 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ - ΠΡΟΤΑΣΗ CALVI – S.GLAISTER & R. ΡΙΗΝΟ

### 7.2.1 Εισαγωγή

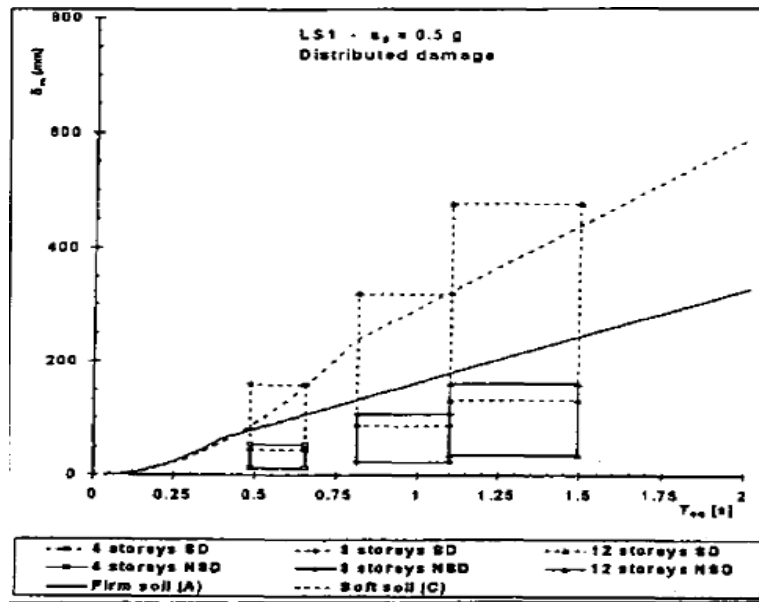
Το 2009 οι S.Glaister & R.Pihno σε μια προσπάθεια να απλοποιήσουν τις συμβατικές και υπολογιστικά επίπονες μεθόδους προσδιορισμού των απωλειών σε μια κατασκευή, πρότειναν μια εύχρηστη διαδικασία εκτίμησης της τρωτότητας των κτιρίων, η οποία να βασίζεται στην παράμετρο της μετατόπισης, ως το πλέον αντιπροσωπευτικό μέγεθος συσχέτισης με τις βλάβες.

Ύστερα από επισκόπηση των σύγχρονων μοντέλων πρόβλεψης του σεισμικού κινδύνου, διαπίστωσαν ότι η μέθοδος του φάσματος ικανότητας/απαίτησης που στοχεύει στον υπολογισμό του σημείου επιτελεστικότητας (με επαναληπτικές συνήθως διαδικασίες) είναι ίσως μια αδικαιολόγητα λεπτομερής και μη – πρακτική διαδικασία, σε μια μελέτη προσέγγισης της σεισμικής τρωτότητας κτιρίων μιας περιοχής ή πόσο μάλλον στην εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου γύρω από αυτή. Το παραπάνω αποδίδεται στην δυσκολία συλλογής αξιόπιστων δεδομένων για την κατάσταση των κτιρίων και διάφορες αβεβαιότητες που σχετίζονται με τη σεισμική επικινδυνότητα όπως οι εδαφικές και τοπογραφικές συνθήκες. Προσπαθώντας να λοιπόν να ακολουθήσουν τη βασική φιλοσοφία της μεθοδολογίας του Hazus, αλλά με στόχο να προσεγγίσουν ταχύτερα την πραγματική απαίτηση ενός σεισμού πάνω σε μια ομάδα κτιρίων πρότειναν μια πρακτική μεθοδολογία που να βασίζεται σε όσο το δυνατόν λιγότερα και πιο αξιόπιστα δεδομένα.

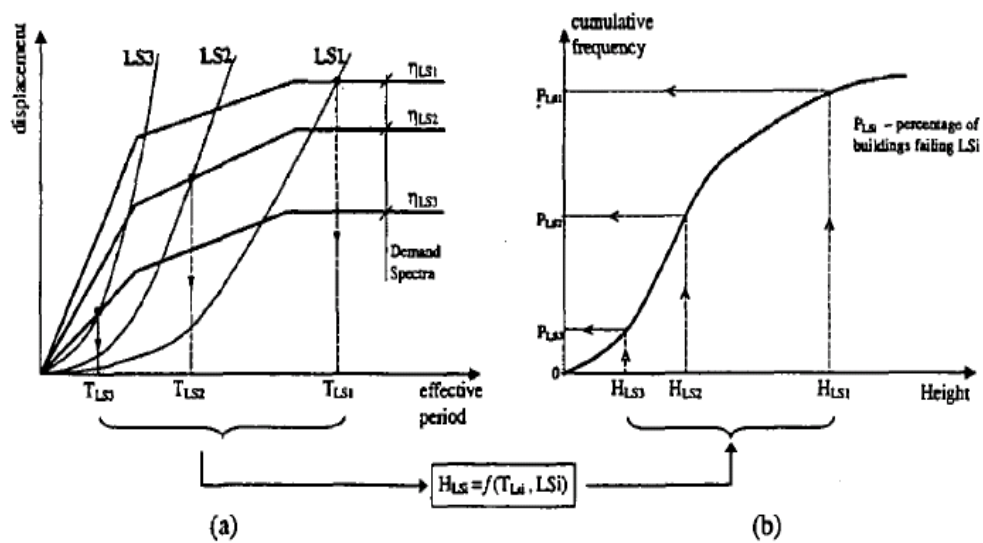
Αρχικά, ο Calvi το 1999, παρουσίασε μια εναλλακτική πρόταση της Hazus η οποία έδινε εξίσου έμφαση στην ενεργό περίοδο και στην μετακίνηση του δομήματος, ως βασικές παραμέτρους εκτίμησης της σεισμικής ικανότητας του. Η επιλογή της μετακίνησης, ως χαρακτηριστικού δείκτη βλαβών, επικράτησε και σε αυτή τη μεθοδολογία έναντι άλλων μεγεθών όπως η ένταση του σεισμού ή μέγιστη εδαφική επιτάχυνση/ταχύτητα. Από τη μια η ένταση του σεισμού αντιπροσωπεύει επιτυχώς την εδαφική διέγερση και συσχετίζεται άμεσα με το επίπεδο των βλαβών, από την άλλη όμως δεν δίνει (ως διακριτή μεταβλητή) τη δυνατότητα πρόβλεψης των καταστροφών σε μελλοντικά σεισμικά σενάρια. Επίσης, η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους (PGA) αν και μετρήσιμο μέγεθος δεν έχει ως γνωστόν καλή συσχέτιση με τις βλάβες των κατασκευών, ενώ και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGV) παρ' όλο που είναι ενδεικτική της ενέργειας της εδαφικής κίνησης, παρακάμπει το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης και επομένως της ενεργού περιόδου της κατασκευής.

Σε αυτό το πλαίσιο, ο Calvi διαμόρφωσε μια πρωτοποριακή μέθοδο βασισμένη στη παραμόρφωση και την ενεργό περίοδο, για την παραγωγή καμπυλών ικανότητας πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα. Εν συνεχεία και προκειμένου να καλύψει το μεγάλο εύρος στην ποικιλία του κτιριακού αποθέματος, από άποψη γεωμετρίας και υλικού πρότεινε την ανάπτυξη πιθανών ορίων αντοχής (μέγιστο και ελάχιστο) για δεδομένο εύρος ιδιοπεριόδων (βλ. Σχήμα 7.31). Το φάσμα απαίτησης ενός σεισμού, θα δημιουργήσει σημεία τομής με τις οριζόμενες ανωτέρω επιφάνειες ικανότητας και το εμβαδόν το οποίο προκύπτει μεταξύ επιφανειών και φάσματος θα δώσει την πιθανότητα – ποσοστό μιας συγκεκριμένης ομάδας κτιρίων να βρίσκεται σε μια στάθμη βλάβης ή όχι. Το μειονέκτημα της μεθόδου αυτής έγκειται βασικά στην ύπαρξη μιας μη – παραγωγίσιμης συνάρτησης μεταξύ ικανότητας δομήματος σε όρους μετατόπισης, ύψους της και ιδιοτήτων υλικού κατασκευής της. Επιπλέον σοβαρή παράλειψη θεωρείται το γεγονός ότι δεν λαμβάνονται υπόψη οι μεταβλητές ιδιότητες στην ανελαστική ικανότητα του φορέα και συγκεκριμένα η σχέση ενεργού ύψους και πλαστιμότητας.

Ως εξέλιξη της παραπάνω πρότασης αποτελεί η προσέγγιση των Glaister & Pihno[2003], οι οποίοι ανέπτυξαν μια αντίστοιχη μεθοδολογία, όπως φαίνεται γραφικά στο Σχ.7.32. Όπως παρατηρούμε η καμπύλη ικανότητας, ορίζεται πλέον για κάθε στάθμη βλάβης,  $L_{si}$  ενώ το φάσμα απαίτησης επιδέχεται κατάλληλης μείωσης με βάση την αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα που αντιστοιχεί σ' ένα συντελεστή απόσβεσης,  $\eta_{L_{si}}$ . Από την τομή των δυο διαμορφώνεται ως όριο μια χαρακτηριστική τιμή της περιόδου  $T_{L_{si}}$  η οποία χωρίζει σε δυο τμήματα τις κατασκευές, στην δεξιά η οποία αντιπροσωπεύει τα κτίρια που ανταπεξέρχονται στην απαίτηση δεδομένου σεισμού, όσον αφορά το επίπεδο βλάβης και στην αριστερή όπου η απαίτηση ξεπερνά την ικανότητα. Στη συνέχεια, η ανωτέρω τιμή της περιόδου μετασχηματίζεται σε ισοδύναμο ύψος  $H_{L_{si}}$  μονοβάθμιου ταλαντωτή και εισάγεται ως ανεξάρτητη συνεχής μεταβλητή στην αθροιστική κατανομή της πιθανότητας υπέρβασης ενός συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης για μια ομάδα κτιρίων υπό δεδομένο σεισμό. Στην παρούσα φάση για την εκτίμηση της κατάστασης των πρότυπων πλαισίων, η διαδικασία εφαρμόζεται όσον αφορά το πρώτο τμήμα της, το οποίο αναλύεται διεξοδικά στους Glaister & Pihno.



Σχήμα 7.31: Τομή επιφανειών ικανότητας με φάσμα απαίτησης [Calvi , 1999]

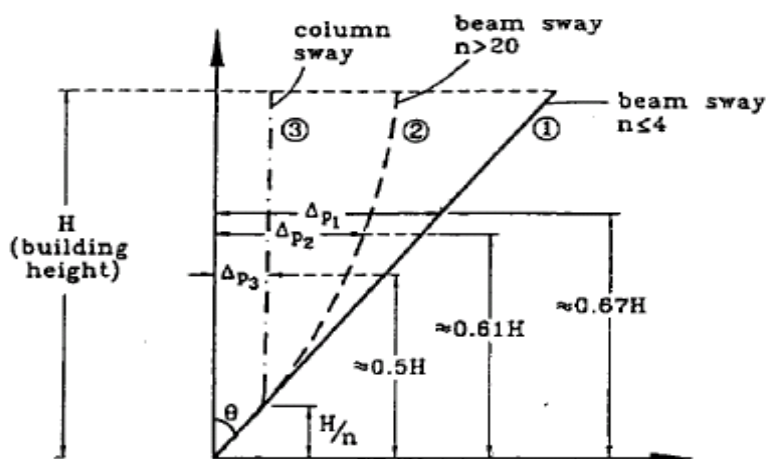


Σχήμα 7.32: Μεθοδολογία Glaister & Pihno [2003], (α) καμπύλες απαίτησης/ικανότητας, (β) συνάρτηση αθροιστικής κατανομής πιθανότητας για τις αναμενόμενες βλάβες του κτιριακού αποθέματος

## 7.2.2 Καμπύλες Ικανότητας

Για την παραγωγή των καμπυλών ικανότητας είναι απαραίτητος ο διαχωρισμός των κτιρίων σε ομάδες ανάλογα με το υλικό, το δομικό σύστημα και έμμεσα με την παλαιότητα και το επίπεδο του Αντισεισμικού σχεδιασμού. Επίσης, σε δεύτερο στάδιο παίζει ρόλο το ύψος τους σε συνδυασμό με τον μηχανισμό αστοχίας τους, δεδομένου ότι αυτά διαμορφώνουν το προφίλ μετακινήσεων στη μετελαστική φάση. Η πορεία προς την κατασκευή των καμπυλών περιλαμβάνει την δημιουργία σχέσεων μεταξύ ύψους – ικανότητας, ύψους – περιόδου και τελικά περιόδου – ικανότητας σε όρους μετατόπισης όπως έχουμε ήδη τονίσει.

Στην πρόταση των S.Glaister & R.Pihno [2003] , δόθηκε έμφαση στα ολόσωμα πλαίσια από σκυρόδεμα από άποψη υλικού και γεωμετρίας, ενώ σχετικά με το ζήτημα της παλαιότητας και του αντισεισμικού σχεδιασμού αυτά κατατάχτηκαν σε δυο τύπους. Στα μεν παλαιότερα που εμφανίζουν αρχικά τις πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα (column – sway) και στα νεότερα όπου οι αρθρώσεις κάνουν πρώτα την εμφάνιση τους στις δοκούς (beam – sway). Η κατανομή των μετακινήσεων καθ' ύψος πριν και μετά τη διαρροή, σύμφωνα με τους S.Glaister & R.Pihno διακρίνεται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με το ύψος του πλαισίου και τον μηχανισμό αστοχίας, (βλ. Σχήμα 7.33)



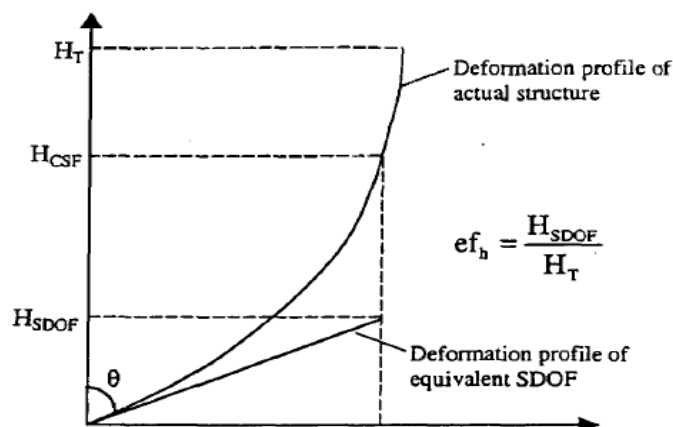
**Σχήμα 7.33:**Κατανομή παραμορφώσεων καθ' ύψος για column – sway και beam – sway πλαίσια [Priestley,1997]

Το πρώτο προφίλ αντιστοιχεί σε πλαίσια με ισχυρές δοκούς και αδύναμα υποστυλώματα (column-sway) οποιουδήποτε ύψους πριν τη διαρροή και σε πλαίσια με ισχυρά υποστυλώματα και ασθενέστερες δοκούς (beam – sway) με ύψος μέχρι 4 ορόφους τόσο στην ελαστική όσο και στην μετελαστική περιοχή. Στη περίπτωση αυτή το κέντρο εφαρμογής της σεισμικής δύναμης βρίσκεται στο 67% του ύψους του φορέα.



Στην δεύτερη ομάδα – προφίλ 2- ανήκουν τα beam-sway πλαίσια με ύψος μεγαλύτερο των 20 ορόφων και εμφανίζουν το ίδιο παραβολικό προφίλ πριν και μετά τη διαρροή τους, ενώ το σεισμικό κέντρο βρίσκεται σε λίγο χαμηλότερο σημείο, στο 61% του συνολικού ύψους H. Τέλος, η τρίτη κατηγορία προφίλ περιλαμβάνει τα column-sway πλαίσια στην ανελαστική τους απόκριση και με αντίστοιχη εφαρμογή της σεισμικής δύναμης στο 50% του ύψους του πλαισίου. Το συμπέρασμα που εξάγεται από αυτή την διακριτοποίηση είναι ότι η κατανομή μετακινήσεων στα beam – sway πλαίσια εξαρτάται σαφέστατα από το ύψος τους, γεγονός το οποίο δεν υφίσταται για τα column – sway, τα οποία ανεξαρτήτως ύψους εμφανίζουν τον ίδιο προφίλ σε κάθε φάση απόκρισης τους και κυρίως στην ανελαστική (προφίλ 1), όπου σχηματίζεται μηχανισμός ορόφου και η κατανομή παραμένει σταθερή από την κρίσιμη στάθμη και επάνω. Σε περίπτωση που κάποιος επιθυμούσε να λάβει υπόψη του αυτή τη μεταβολή από την ελαστική στην μετά τη διαρροή κατάσταση στο προφίλ των column – sway πλαισίων, η ανάπτυξη των καμπυλών θα περιπλέκονταν χωρίς να υπάρχει όφελος ως προς την ακρίβεια του τελικού αποτελέσματος. Για τον παραπάνω λόγο, ο Priestley το 1997 πρότεινε και για τις δυο φάσεις να υιοθετηθεί το ανεξάρτητο του ύψους προφίλ μετακινήσεων στην παραγωγή των φασμάτων ικανότητας, το οποίο εφαρμόστηκε και από τους S.Glaister & R.Pihno.

Ένα πολύ σημαντικό σημείο-κλειδί στην παρούσα μεθοδολογία αποτελεί η μετατροπή των πολυβάθμιων συστημάτων – πλαισίων σε ισοδύναμους μονοβάθμιους με βάση το κέντρο εφαρμογής της σεισμικής δύναμης και όχι σύμφωνα με την κλασική δυναμική των κατασκευών. Συγκεκριμένα, ορίζεται ο συντελεστής ενεργού ύψους  $ef_h$ , Σχήμα 7.34, με βάση την παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα σε μια δεδομένη στάθμη βλάβης.



Σχήμα 7.34: Ορισμός συντελεστή ενεργού ύψους  $ef_h$

Ο συντελεστής  $ef_h$ , είναι ένα μεταβλητό μέγεθος το οποίο εξαρτάται από τύπο αστοχίας του. Για τα μεν beam – sway πλαίσια όπου το ελαστικό και το ανελαστικό προφίλ είναι τα ίδια και δοθείσας της πρότασης Priestely [1997] ότι ο μέσος όρος για τυπικές κατασκευές είναι  $ef_h = 0.64$ , ισχύει:

$$ef_h = 0.64 \quad n \leq 4 \quad (7.2a)$$

$$ef_h = 0.64 - 0.0125(n - 4) \quad 4 < n < 20 \quad (7.2b)$$

$$ef_h = 0.44 \quad n \geq 20 \quad (7.2c)$$

Αντίστοιχα για τα column-sway πλαίσια όπου ο αριθμός των ορόφων δεν παίζει ρόλο, ο συντελεστής εξαρτάται από τη φάση στην οποία βρίσκεται ο φορέας (πριν ή μετά τη διαρροή, συνεπώς το μέγεθος που παίζει ρόλο στην χωροθέτηση του σεισμικού κέντρου είναι η πλαστιμότητα του φορέα. Επομένως, διακρίθηκαν δυο συνιστώσες για τον  $ef_h$ :

$$ef_h = 0.67 - 0.17 \frac{\mu - 1}{\mu}, \text{ ελαστικό μέρος} \quad (7.3a)$$

$$ef_{hp} = 1/n, \text{ πλαστικό μέρος} \quad (7.3b)$$

$\mu$ : πλαστιμότητα για δεδομένη στάθμη βλαβών

$n$ : αριθμός ορόφων

Οι S.Glaister & R.Pihno διαπίστωσαν ότι οι παραπάνω σχέσεις θα κατέληγαν σε ιδιαίτερα περίπλοκες εκφράσεις μεταξύ της ενεργού περιόδου και του ύψους του μονοβάθμιου, κάτι το οποίο θα είχε τελικά αμελητέα επίδραση στην ακρίβεια. Για χάρη της απλότητας αντικατέστησαν τον δείκτη πλαστιμότητας με το μέγεθος της ανηγμένης παραμόρφωσης του χάλυβα για το υπόψη επίπεδο βλάβης ( $\varepsilon_s(Lsi)$ ) και φυσικά τη διαρροή του ( $\varepsilon_y$ ). Τελικά, η ισοδύναμη έκφραση που δόθηκε είναι:

$$ef_h = 0.67 - 0.17 \frac{\varepsilon_s(Lsi) - \varepsilon_y}{\varepsilon_s(Lsi)} \quad (7.4a)$$

$$ef_{hp} = 1/n \quad (7.4b)$$

Στη συνέχεια ακολουθεί η ανάπτυξη εκφράσεων που συσχετίζουν την ικανότητα παραμόρφωσης σε κάθε στάθμη φθοράς του ισοδύναμου μονοβάθμιου με το ύψος του, έχοντας ως δεδομένα τα γεωμετρικά στοιχεία των μελών και τις ιδιότητες των υλικών από τα οποία αποτελούνται. Διακρίνουμε δυο φάσεις παραμόρφωσης του φορέα,

- Διαρροή

Η συγκεκριμένη στάθμη ορίζεται από την διαρροή του χάλυβα οπλισμού, η οποία όταν συμβεί στον υποκατάστατο μονοβάθμιο φορέα του πλαισίου προκαλεί μετατόπιση  $\Delta_{Lsy}$ , με γωνία στροφής – χορδής στη βάση του  $\theta_y$ , η οποία είναι ισοδύναμη με την αντίστοιχη της στον πραγματικό φορέα.

$$\Delta_{Lsy} = e_{fh} H_T \theta_y \quad (7.5)$$

Η δε γωνία στροφής στη διαρροή προσδιορίζεται σύμφωνα με τον Priestley [1993,1998] από την καμπυλότητα διαρροής του αντιπροσωπευτικού ανά τύπο αστοχίας μέλους και η οποία τελικά προσανξάνεται με ένα εμπειρικό συντελεστή προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ευκαμψία λόγω της καμποδιατημητικής ευκαμψίας των κόμβων - στοιχείων. Άρα,

Για τα beam – sway με μήκος ανοίγματος δοκού,  $l_b$  και ύψος διατομής της , $h_b$  έχουμε,

$$\Phi_y = 1.7 \frac{\varepsilon_y}{h_b} \quad (7.6a)$$

$$\theta_{by} = 1 / 6 \Phi_y l_b = 0.283 \varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad (7.6b)$$

$$\theta_y = 1.75 * \theta_{by} = 0.5 \varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad (7.6c)$$

$$\Delta_{Lsy} = 0.5 e_{fh} H_T \varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad (7.6d)$$

Για τα column– sway με ύψος ορόφου  $h_s$  και ύψος διατομής υ/τος, $h_c$  έχουμε,

$$\Phi_y = 2.14 \frac{\varepsilon_y}{h_c} \quad (7.7a)$$

$$\theta_{by} = 1 / 6 \Phi_y h_s = 0.357 \varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} \quad (7.7b)$$

$$\theta_y = 1.2 * \theta_{cy} = 0.43 \varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} \quad (7.7c)$$

$$\Delta_{Lsy} = 0.43 e_{fh} H_T \varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} \quad (7.7d)$$

Εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι συγγραφείς δεν υιοθέτησαν την μεγάλη αύξηση της γωνίας διαρροής στη βάση του υποστυλώματος κατά τον Priestley αλλά μια μικρότερη τιμή διότι η επίδραση της παραμορφωσιμότητας κόμβων – δοκών είναι σαφώς ηπιότερη στο υποστύλωμα απ'ότι στη δοκό.

- Ανελαστική,

Εν προκειμένω η κατανομή της καμπυλότητας δεν είναι πλέον γραμμική και συνεπώς θα πρέπει να διαχωριστεί η συνολική μετατόπιση του μονοβάθμιου ταλαντωτή στο τμήμα που αφορά τη διαρροή (ελαστικό) και στο πλαστικό. Επομένως ισχύει,

$$\Phi_{Lsi} = \frac{(\varepsilon_{C(LSi)} + \varepsilon_{S(LSi)})}{h_x} \quad (7.8a)$$

$$\Phi_{pi} = \Phi_{Lsi} - \Phi_y \quad (7.9b)$$

$\varepsilon_{C(LSi)}$  : ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος για την Lsi στάθμη

$\varepsilon_{S(LSi)}$  : ανηγμένη παραμόρφωση χάλυβα για την Lsi στάθμη

Το μήκος στο οποίο σχηματίζεται η πλαστική καμπυλότητα, δηλαδή το μήκος πλαστικής άρθρωσης υπολογίζεται σύμφωνα με τους Paulay & Priestley [1992] ως το ήμισυ του του ύψους της διατομής της δοκού για τα beam-sway ή του βάθους της διατομής του υποστυλώματος για τα column – sway , άρα η πλαστική γωνία στροφής στο μέλος θα είναι,

$$\theta_{pi} = L_{ph} (\Phi_{Lsi} - \Phi_y) = 0.5h_x (\Phi_{Lsi} - \Phi_y) \quad (8.10)$$

$L_{ph}$  : μήκος πλ.άρθρωσης

$h_x$  :  $h_b$  ή  $h_c$

Τελικά το πλαστικό μέρος της μετατόπισης θα είναι,

$$\Delta_{pi} = \theta_{pi} H_x = 0.5h_x (\Phi_{Lsi} - \Phi_y) H_x \quad (8.11)$$

Και η ολική μετατόπιση για κάθε τύπο αστοχίας θα δίνεται από τις παρακάτω εκφράσεις:

$$\Delta_{Lsi} = 0.5e_{fh} H_T \left[ \varepsilon_{C(Lsi)} + \varepsilon_{S(Lsi)} - (1.7 - \frac{l_b}{h_b}) \varepsilon_y \right], \text{ beam - sway} \quad (8.12a)$$

$$\Delta_{Lsi} = 0.43e_{fh} H_T \varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} + 0.5(\varepsilon_{C(Lsi)} + \varepsilon_{S(Lsi)} - 2.14\varepsilon_y) h_s, \text{ column - sway} \quad (8.12b)$$

Το επόμενο βήμα για την ανάπτυξη των καμπυλών ικανότητας μετατόπισης – ενεργής περιόδου είναι η συσχέτιση ύψους και περιόδου. Για καταστάσεις πριν τη διαρροή η περίοδος  $T_{Lsy}$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι σχεδόν ίση με την φυσική περίοδο του πραγματικού κτιρίου και δίνεται από την εμπειρική σχέση που προτείνει και ο EC8 ( $T_{Lsy}=0,075H_T^{3/4}$ ) με μια ορισμένη τροποποίηση που αφορά την παραδοχή ρηγματωμένης διατομής των μελών στο 55% της αρχικής δυσκαμψίας τους. Η ανωτέρω παραδοχή θα λέγαμε ότι αποτελεί μια επιεική υπόθεση σε σχέση με την μείωση που προτείνουν οι EC8, ΚΑΝΕΠΕ.

Επομένως θα είναι,

$$T_{Lsy} = 0.1H_T^{3/4} \Rightarrow H_T(T_{Lsy}) = (10 T_{Lsy})^{4/3} \quad (8.13)$$

Σχετικά με την ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών θα πρέπει να τονισθεί η άμεση σχέση που υπάρχει μεταξύ της περιόδου και της πλαστιμότητας του φορέα για μια δεδομένη στάθμη βλαβών. Επομένως οι S.Glaister & R.Pihno δημιούργησαν μια έκφραση που να συνδέει αυτά τα δυο μεγέθη, με βάση την θεώρηση ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του υποκατάστατου φορέα και της ενεργού δυσκαμψίας του σε κάθε στάθμη βλαβών,  $k_{Lsi}$ . Η τελευταία λοιπόν συνδέεται με την πλαστιμότητα ως εξής:

$$k_{Lsi} = \frac{k_y \Delta_y}{\Delta_{Lsi}} = k_y \mu_{Lsi} \quad (8.14)$$

Αν λοιπόν σκεφτεί κανείς ότι:

$$T \propto k^{1/2} \propto \mu^{-1/2} \quad (8.15)$$

Τότε,

$$T_{Lsi} = T_{Lsy} \sqrt{\mu_{Lsi}} \quad (8.16)$$

Ως τελευταίο βήμα για την παραγωγή των καμπυλών ικανότητας – περιόδου, απομένει ο συσχετισμός του δείκτη πλαστιμότητας με τις ιδιότητες των υλικών σε κάθε στάθμη,  $L_{si}$ . Με βάση τα προηγούμενα θα ισχύει για κάθε μηχανισμό αστοχίας:

$$\mu_{L_{si}} = \frac{\Delta_{L_{si}}}{\Delta_y} = 1 + \frac{\varepsilon_{C(L_{si})} + \varepsilon_{S(L_{si})} - 1.7\varepsilon_y}{\varepsilon_y} \frac{h_b}{l_b}, \text{ beam - sway} \quad (8.17a)$$

$$\mu_{L_{si}} = \frac{\Delta_{L_{si}}}{\Delta_y} = 1 + \frac{\varepsilon_{C(L_{si})} + \varepsilon_{S(L_{si})} - 2.14\varepsilon_y}{0.86\varepsilon_y} \frac{h_c}{ef_h H_T}, \text{ column - sway} \quad (8.17b)$$

Από τον συνδυασμό των εξισώσεων (12),(13),(14),(16) καταλήγουμε στις εξής σχέσεις ύψους – περιόδου:

$$H_T(T_{L_{si}}) = C_3 T_{L_{si}}^{4/3}, \text{ beam - sway} \quad (8.18a)$$

$$H_T(T_{L_{si}}) = \left( \frac{C_2}{3} - \frac{C_1}{ef_h C_2} \right)^2, \text{ column - sway} \quad (8.18b)$$

όπου

$$C_1 = \frac{\varepsilon_{C(L_{si})} + \varepsilon_{S(L_{si})} - 2.14\varepsilon_y}{0.86\varepsilon_y} h_c,$$

$$C_2 = \left[ 1350T_{L_{si}}^2 + 3\sqrt{3\left(\frac{C_1}{ef_h}\right)^3 + 202500T_{L_{si}}^4} \right]^{1/3}$$

$$C_3 = 10^{4/3} \left( 1 + \frac{\varepsilon_{C(L_{si})} + \varepsilon_{S(L_{si})} - 1.7\varepsilon_y}{\varepsilon_y} \frac{h_b}{l_b} \right)^{-2/3}$$

Εν τέλει οι καμπύλες ικανότητας - περιόδου θα προκύψουν από τις παρακάτω εκφράσεις,

Για τα beam – sway,

$$\Delta_{L_{sy}}(T_{L_{sy}}) = 0.5e_{fh} \frac{l_b}{h_b} \varepsilon_y (10T_{L_{sy}})^{4/3} \quad (8.19a)$$

$$\Delta_{L_{si}}(T_{L_{si}}) = 0.5e_{fh} C_3 T_{L_{si}}^{4/3} \left[ \varepsilon_{C(L_{si})} + \varepsilon_{S(L_{si})} - \left( 1.7 - \frac{l_b}{h_b} \right) \varepsilon_y \right] \quad (8.19b)$$

Για τα column – sway,

$$\Delta_{Lsy}(T_{Lsy}) = 0.43e_{fh}\varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} (10T_{Lsy})^{4/3} \quad (8.20a)$$

$$\Delta_{Lsi}(T_{Lsi}) = 0.43e_{fh}\varepsilon_y \frac{h_s}{h_c} \left( \frac{C_2}{3} - \frac{C_2}{e_{fh}C_2} \right)^2 + 0.5(\varepsilon_{C(Lsi)} + \varepsilon_{S(Lsi)} - 2.14\varepsilon_y)h_s \quad (8.20b)$$

Από τα παραπάνω καθίσταται σαφές ότι όταν η αστοχία είναι τύπου μηχανισμός ορόφου, με πλαστικές αρθρώσεις ως επί το πλείστον στα υποστυλώματα η σχέση μεταξύ μετατόπισης – περιόδου κατά την μετελαστική απόκριση περιπλέκεται. Η αιτία οφείλεται στη εξάρτηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας από το ύψος του πλαισίου Η.

### 7.2.3 Καμπύλες Απαίτησης

Ο καθορισμός των φασμάτων απαίτησης κατά τους S.Glaister & R.Pihno αποτελεί μια σχετικά απλούστερη διαδικασία της προηγούμενης και βασίζεται απλά στο φάσμα μετατόπισης – περιόδου για ένα σεισμό. Το ζήτημα που τίθεται και εδώ, όπως στις καμπύλες ικανότητας είναι η επίδραση της πλαστιμότητας του κτιρίου στην μετακίνηση που επιβάλλει ο σεισμός. Ως γνωστόν με την πάροδο των κύκλων φόρτισης-αποφόρτισης οι κατασκευές υφίστανται βλάβες (αυξανόμενης της διαθέσιμης πλαστιμότητας), οι οποίες δίνουν τη δυνατότητα απορρόφησης όλο και περισσότερης σεισμικής ενέργειας από το κτίριο, με αποτέλεσμα τη μείωση της απαίτησης σε μετακινήσεις. Επομένως κρίθηκε αναγκαίο από τους συγγραφείς να ληφθεί υπόψη αυτή η μείωση στο ελαστικό φάσμα ενός σεισμού, μέσα από το μειωτικό – διορθωτικό συντελεστή η που εφαρμόζεται ως γνωστόν στο 5% ελαστικό φάσμα.. Ο παραπάνω συντελεστής σχετίζεται με την ισοδύναμη βισκοελαστική απόσβεση ξ, σύμφωνα με τον τύπο του Bommer et al [2000] η οποία χρησιμοποιείται και στον EC8 είναι,

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (8.20)$$

Ο δε συντελεστής απόσβεση προσδιορίζεται σε σχέση με τον δείκτη πλαστιμότητας από μια έκφραση που έχει επικρατήσει τα τελευταία χρόνια στη βιβλιογραφία,

$$\xi = \alpha \left( 1 - \frac{1}{\mu^b_i} \right) + \xi_E \quad (8.21)$$

Όπου  $\alpha, b$  είναι ρυθμιστικές παράμετροι και  $\xi_E=2\%$  (ως ισοδύναμος συντελεστής απόσβεσης όταν το σύστημα είναι ακόμα ελαστικό). Οι τιμές που λήφθηκαν για τους δυο συντελεστές, όπως προτάθηκαν από τον Calvi [1999], είναι  $\alpha=25$  και  $b=0.5$

#### 7.2.4 Εφαρμογή της μεθοδολογίας των S.Glaister & R.Pihno στα πρότυπα πλαίσια και για κάθε σεισμική διέγερση.

Από την προτεινόμενη μεθοδολογία των S.Glaister & R.Pihno έχει γίνει σαφές ότι η εκτίμηση των βλαβών δεν γίνεται για μεμονωμένα κτίρια όπως π.χ. στην μεθοδολογία του Hazus, αλλά για μια ομάδα κατασκευών που υποβάλλεται σε δεδομένη εδαφική κίνηση. Σχεδιάζοντας λοιπόν σε κοινό διάγραμμα τις καμπύλες ικανότητας – απαίτησης για ένα επίπεδο βλαβών, εντοπίζουμε σημεία τομής μεταξύ των δυο, τα οποία ορίζουν το ποσοστό των κτιρίων που βρίσκονται εντός της περιοχής των ζημιών και το ποσοστό των οποίων δεν εμφανίζουν τις συγκεκριμένες βλάβες και η ικανότητα τους ξεπερνά την απαίτηση του σεισμού. Το σημαντικό σημείο στην παρούσα μέθοδο είναι ο σωστός διαχωρισμός των κτιρίων σε ομάδες ανάλογα με τον τύπο αστοχίας που εμφανίζουν και φυσικά ένας εύστοχος ορισμός των ορίων βλάβης, βάσει των υλικών.

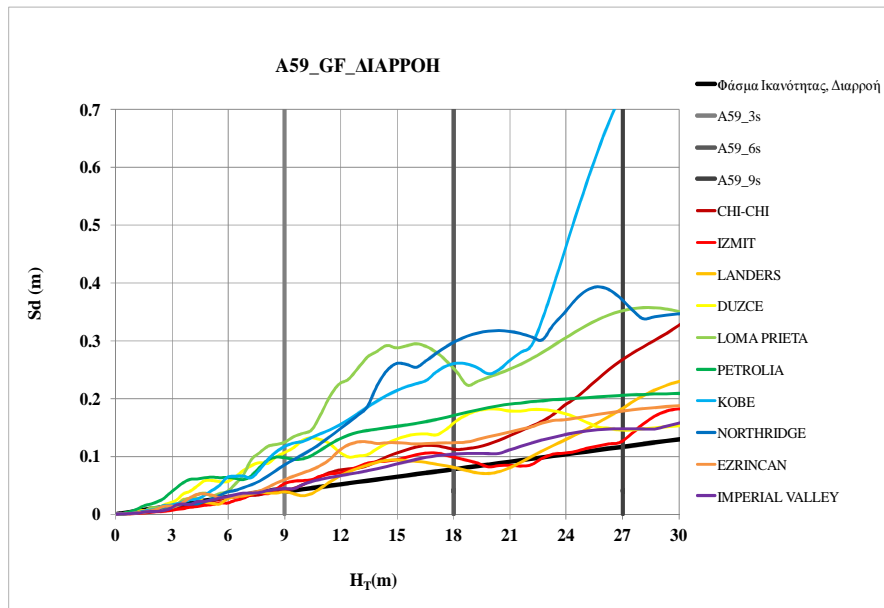
Για τα πρότυπα πλαίσια της διερεύνησης κατατάσσουμε τα μεν A59\_GF στη κατηγορία των column – sway και τα δε EC8\_GF στα beam – sway προφανώς λόγω του μηχανισμού αστοχίας που αναπτύσσει κάθε κατηγορία (Σχ.5.29 & 5.30). Όσον αφορά τις ιδιότητες των υλικών για κάθε οριακή κατάσταση βλαβών, χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές που προτείνουν στην εργασία τους οι Priestely [1997] και Calvi [1999] και παρουσιάζονται επίσης στην πρόταση των H.Crowley, R.Pihno, J.Bommer [2004] μαζί με την αντίστοιχη ποιοτική περιγραφή των ζημιών, Σχήμα 7.35

Structural damage band	Description		
None to slight	Linear elastic response, flexural or shear type hairline cracks (<1.0mm) in some members, no yielding in any critical section; hence limit state to damage band is structural yield point		
Moderate	Member flexural strengths achieved, limited ductility developed, crack widths reach 1.0mm, initiation of concrete spalling, limits to strains may be assumed as: $\epsilon_c = 0.004-0.005$ $\epsilon_s = 0.010-0.015$		
Extensive	Significant repair required to building, wide flexural or shear cracks, buckling of longitudinal reinforcement may occur, limits to strains may be assumed as: <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%; border: none;">Inadequately confined members: <math>\epsilon_c = 0.005-0.010</math> <math>\epsilon_s = 0.015-0.030</math></td> <td style="width: 50%; border: none;">Adequately confined members: <math>\epsilon_c = 0.010-0.020</math> <math>\epsilon_s = 0.040-0.060</math></td> </tr> </table>	Inadequately confined members: $\epsilon_c = 0.005-0.010$ $\epsilon_s = 0.015-0.030$	Adequately confined members: $\epsilon_c = 0.010-0.020$ $\epsilon_s = 0.040-0.060$
Inadequately confined members: $\epsilon_c = 0.005-0.010$ $\epsilon_s = 0.015-0.030$	Adequately confined members: $\epsilon_c = 0.010-0.020$ $\epsilon_s = 0.040-0.060$		
Complete	Repair of building not feasible either physically or economically, demolition after earthquake required, could be due to shear failure of vertical elements or excess displacement		

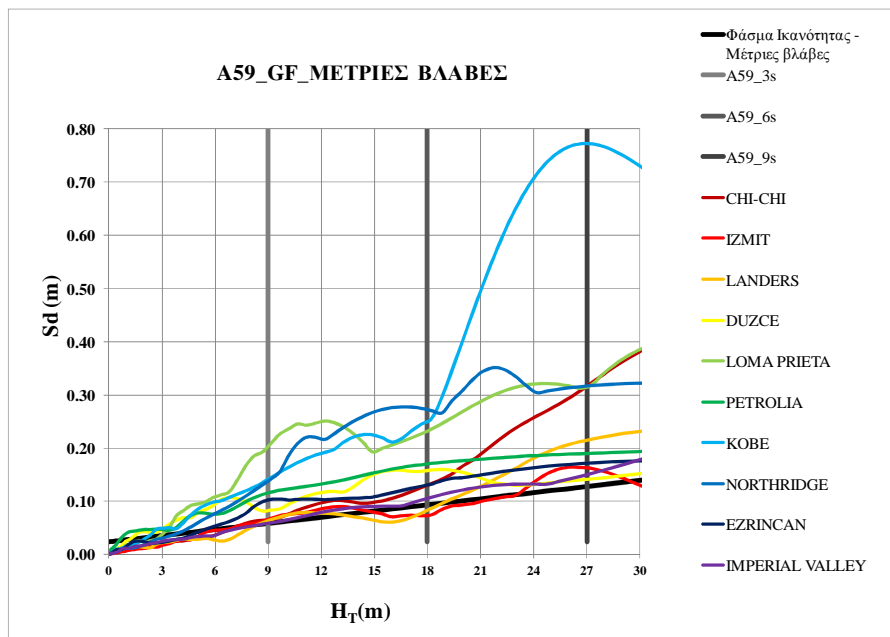
**Σχήμα 7.35:** Περιγραφή των ορίων των επιπέδων βλάβης για πλαίσια από σκυρόδεμα [H.Crowley et al.,2004]



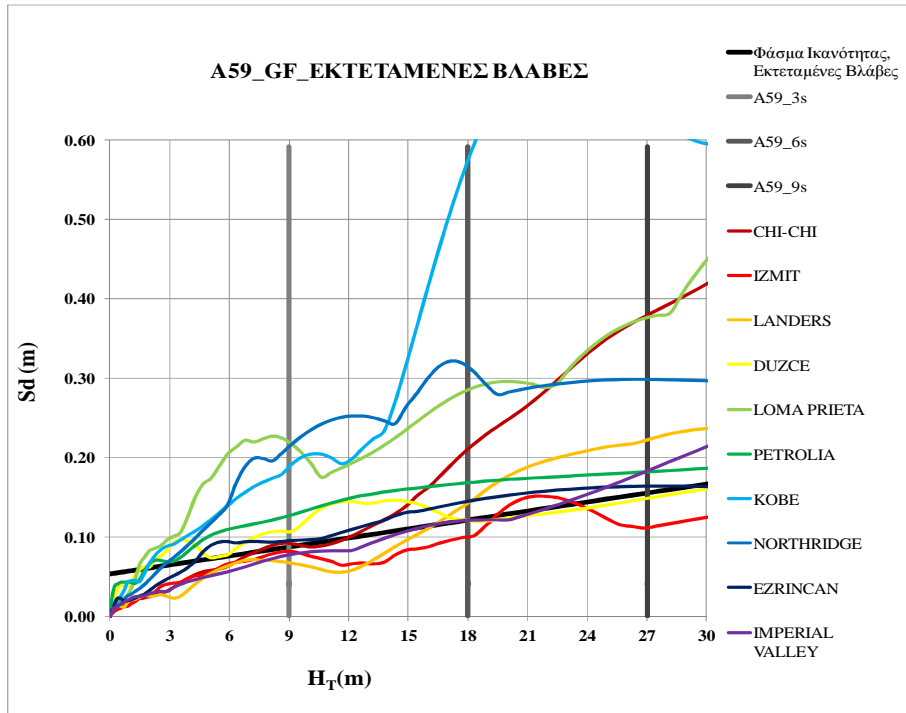
Επομένως, για τα μεν A59\_GF χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές  $\epsilon_s=0.015$  για το χάλυβα και  $\epsilon_c=0.005$  για το μπετόν στις μέτριες βλάβες και αντίστοιχα 0,03 και 0,01 για τις εκτεταμένες. Για την φάση της κατάρρευσης η περιγραφή γίνεται μόνο ποιοτικά, δεδομένου ότι δεν μπορεί να προβλεφθεί ένα σαφές όριο και ειδικά σε επίπεδο υλικού (λεπτομέρειας) για μια κατάσταση που χαρακτηρίζεται από ανεπανόρθωτες βλάβες και η μόνη λύση είναι η κατεδάφιση. Αντίστοιχα στα EC8\_GF επιλέχθηκαν οι ίδιες τιμές για τις μέτριες βλάβες και οι  $\epsilon_s=0.06$  και  $\epsilon_c=0.02$  για τις εκτεταμένες. Τα αποτελέσματα από την εφαρμογή της μεθόδου παρουσιάζονται παρακάτω σε όρους μετατόπισης – ύψους και όχι περιόδου, όπως είχε αρχικώς αναπτυχθεί, για λόγους απλοποίησης και άμεσης εποπτείας της διαδικασίας κυρίως για τα A59\_GF. Η βασική δυσκολία που κάνει εξαιρετικά πολύπλοκη την παραγωγή των καμπυλών ικανότητας στα column – sway πλαίσια σύμφωνα και με τους S.Glaister & R.Pihno είναι η εξάρτηση της περιόδου από την πλαστιμότητα και αντιστρόφως. Η λύση που δόθηκε τόσο στην παρούσα αλλά και στην εργασία των S.Glaister & R.Pihno, είναι οι μεν καμπύλες ικανότητας εκφρασθούν ως σχέσεις ικανότητας - ύψους της υποκατάστατης κατασκευής (Εξ. 8.6d και Εξ. 8.7d για τη στάθμη «διαρροή» και μέσω των Εξ 8.12a και Εξ 8.12b για μετελαστικές στάθμες) και τα δε φάσματα απαίτησης επίσης με την ίδια μορφή, αλλά με την διαφορά ότι μετά τη διαρροή το ύψος θα προκύπτει έμμεσα ως συνάρτηση της πλαστιμότητας.(Εξ. 8.18a και Εξ. 8.18b) ενώ οι φασματικές τιμές θα μειώνονται κανονικά σύμφωνα με τις Εξ.8.20 και 8.21. Επομένως η επιρροή στην αύξηση της περιόδου λόγω της αυξανόμενης ανελαστικής συμπεριφοράς εμφανίζεται πλέον στη πλευρά της απαίτησης και όχι της ικανότητας και διευκολύνει καταλυτικά την όλη διαδικασία όσον αφορά τα column – sway πλαίσια. Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζεται η μεθοδολογία ανά κατηγορία πλαισίων και βλαβών για όλες τις περιπτώσεις σεισμών κοντινού πεδίου.



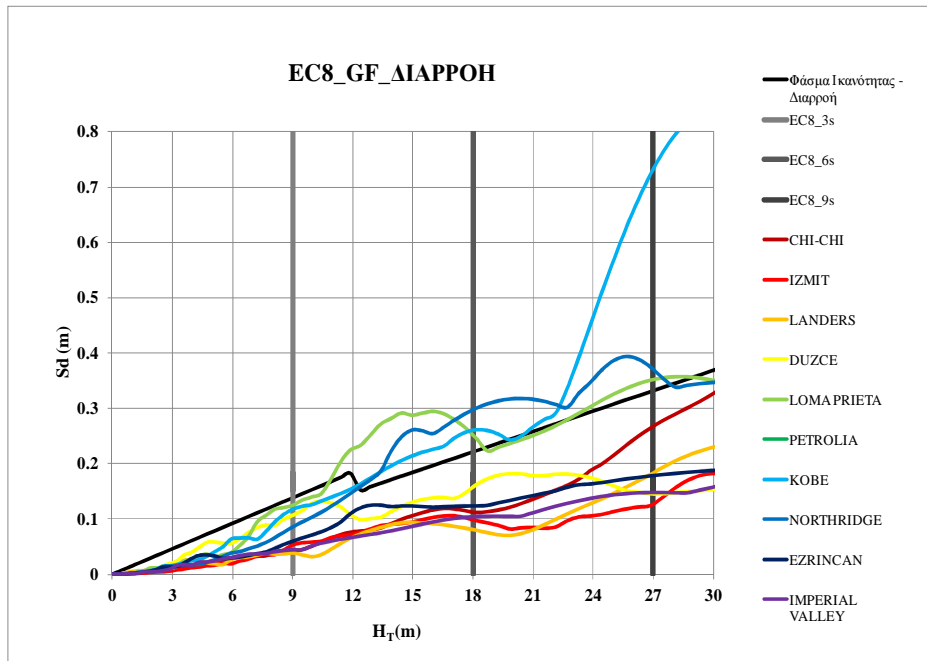
Σχήμα 7.36: Καμπύλες ικανότητας/απαίτησης στη φάση της διαρροής στα A59\_GF (column – sway)



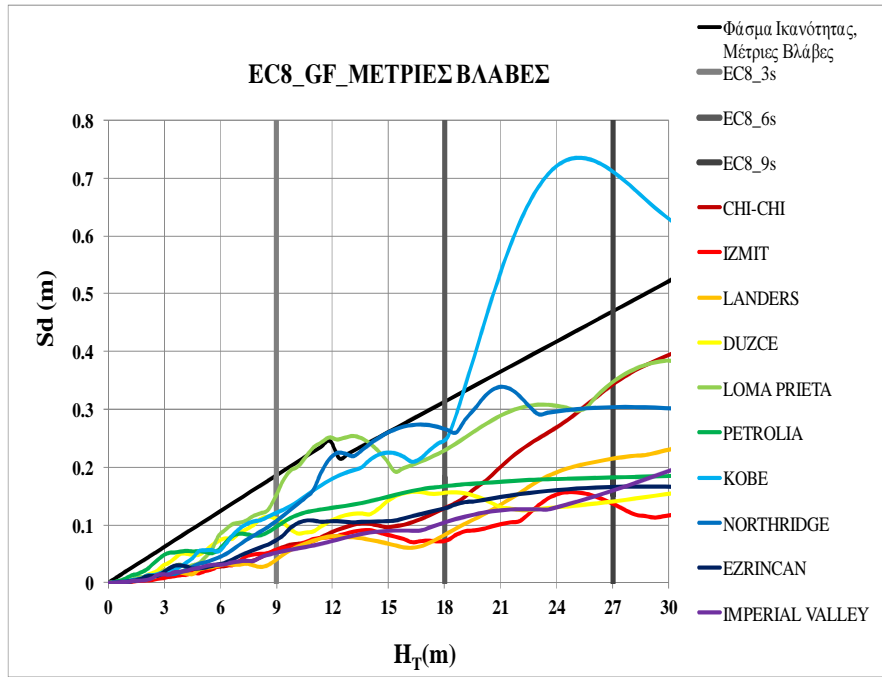
Σχήμα 7.37: Καμπύλες ικανότητας/απαίτησης στη φάση των μέτριων βλαβών στα A59\_GF (column – sway)



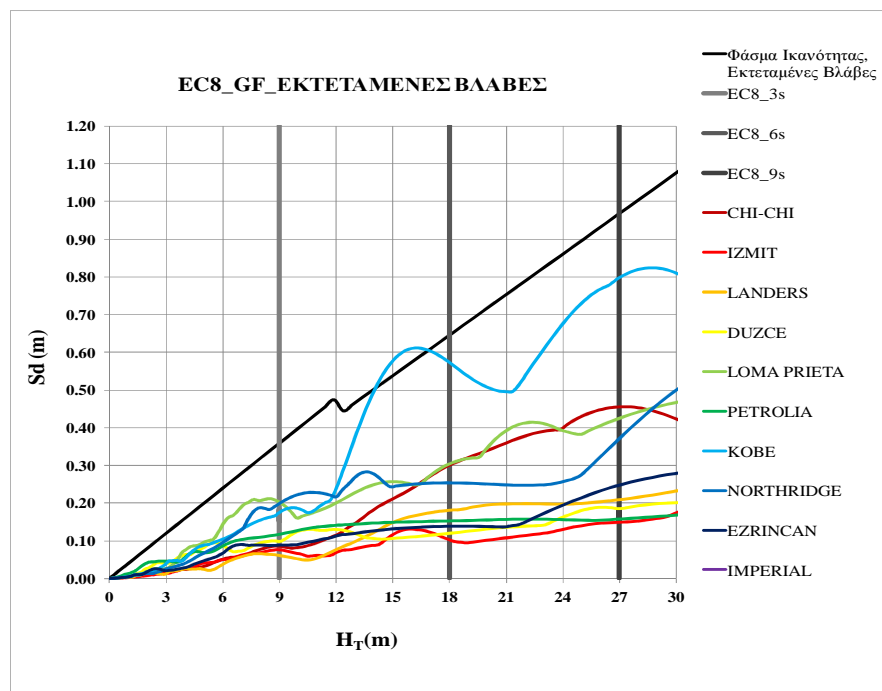
Σχήμα 7.38: Καμπύλες ικανότητας/απαιτήσης στη φάση των εκτεταμένων βλαβών στα A59\_GF (column – sway)



Σχήμα 7.39: Καμπύλες ικανότητας/απαιτήσης στη φάση της διαρροής στα EC8\_GF (beam – sway)



Σχήμα 7.40: Καμπύλες ικανότητας/απαίτησης στη φάση των μέτριων βλαβών στα EC8\_GF (beam – sway)



Σχήμα 7.41: Καμπύλες ικανότητας/απαίτησης στη φάση των εκτεταμένων βλαβών στα EC8\_GF (beam – sway)

Οι παρατηρήσεις που προκύπτουν από την επισκόπηση των παραπάνω συνοψίζονται ως εξής:

- Η παράμετρος του πλήθους των ανοιγμάτων δεν λαμβάνεται υπόψη, επομένως η εκτίμηση της κατάστασης των πρότυπων πλαισίων έγινε με βάση το ύψος και το επίπεδο του αντισεισμικού σχεδιασμού που όπως έχει ήδη αναφερθεί τα κατατάσσει στην ομάδα των column – sway ή beam – sway. Η παράλειψη του στοιχείου των ανοιγμάτων δεν συνιστά ιδιαίτερο σφάλμα όταν εκτιμούμε συνολικά την εικόνα του φορέα, δεδομένου ότι η δυναμική συμπεριφορά διαφοροποιείται ουσιαστικά εξ' αιτίας του ύψους των φορέων. Όσον αφορά το ύψος, οι βλάβες και στις δυο ομάδες πλαισίων, περιορίζονται στα τριώροφα και αυξάνονται στα εξάωροφα ή εννιαώροφα, ανάλογα με τις απαιτήσεις κάθε σεισμού.
- Ανάμεσα στις δυο ομάδες, η συμπεριφορά βελτιώνεται αισθητά στα EC8\_GF (beam –sway), όπου σε λίγους σεισμούς, τα ψηλότερα πλαίσια περνούν στη διαρροή και μόνο σε μια περίπτωση (Kobe), αναπτύσσουν μέτριες βλάβες. Το αντίθετο συμβαίνει στα A59\_GF, όπου ως επί το πλείστον δημιουργούνται εκτεταμένες βλάβες.
- Για να καταλήξουμε σε ένα χρήσιμο συμπέρασμα όσον αφορά αυτή την πρόταση των, θα πρέπει να λάβουμε υπόψη μας την σχετική ευαισθησία της μεθόδου στα δεδομένα που εισάγουμε, όπως οι ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιούνται ανά στάθμη βλάβης και οι γεωμετρικές ιδιότητες των μελών. Σύμφωνα με τους ίδιους τους ερευνητές, η οποιαδήποτε έστω μικρή μεταβολή στα παραπάνω μεγέθη μπορεί να επιφέρει εντελώς διαφορετικό αποτέλεσμα στην εκτίμηση των βλαβών για τον ίδιο σεισμό. Επομένως γίνεται αντιληπτό ότι πρόκειται για μια διαδικασία υψηλής ευαισθησίας και ότι η έντονη μεταβλητότητα τους αποτελεί ανατρεπτικό παράγοντα για την χρήση της. Επίσης, οι υποθέσεις που έγιναν προκειμένου να καταστρωθεί η μέθοδος αυτή προστίθενται στις παραμέτρους που κάνουν πιο ευαίσθητη την μέθοδο αυτή. Οι εμπειρικοί συντελεστές που αφορούν στην δυστημψία/δυσκαμψία στη διατομή του μέλους (Εξίσωση 7.6a,7.7a), το μήκος πλαστικής άρθρωσης (το ήμισυ του ύψους της διατομής του υποστυλώματος ή της δοκού) καθώς και η μείωση της δυσκαμψίας του μέλους σε σχέση με την αρηγμάτωτη διατομή για τον υπολογισμό της χαρακτηριστικής ιδιοπεριόδου, συνιστούν ζητήματα υψηλής δυσκολίας στην προσέγγιση τους, ακόμη και στο ίδιο το κτίριο. Ένας τρόπος αντιμετώπισης των εισαγόμενων αβεβαιοτήτων στο μοντέλο, θα δίνονταν μέσω της πιθανοτικής προσέγγισης του θέματος, όπου πλέον οι μεταβλητές και οι παράμετροι θα αντιμετωπίζονταν με κοινές στατιστικές κατανομές και οι εκτιμήσεις των βλαβών θα αποδίδονταν με πιθανότητες (πρόταση H.Crowley, R.Pihno, J.Bommer)

## 8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

### Προεπισκόπηση

Το παρόν κεφάλαιο έχει ένα ανακεφαλαιωτικό – συμπερασματικό χαρακτήρα σχετικά με τα αποτελέσματα που εξήχθησαν στις προηγούμενες ενότητες. Η διάρθρωση τους λοιπόν οργανώνεται σε δυο μέρη (Αναλύσεις και τρωτότητα) με βάση τις παραμέτρους που τέθηκαν εξ' αρχής προς διερεύνηση, δηλαδή του αριθμού των ορόφων, των ανοιγμάτων και του Αντσεισμικού σχεδιασμού. Επίσης προτείνονται σε διαφορετική παράγραφο, επιπλέον παράμετροι και στοιχεία που θα μπορούσαν να διερευνηθούν μελλοντικά .

### 8.1 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

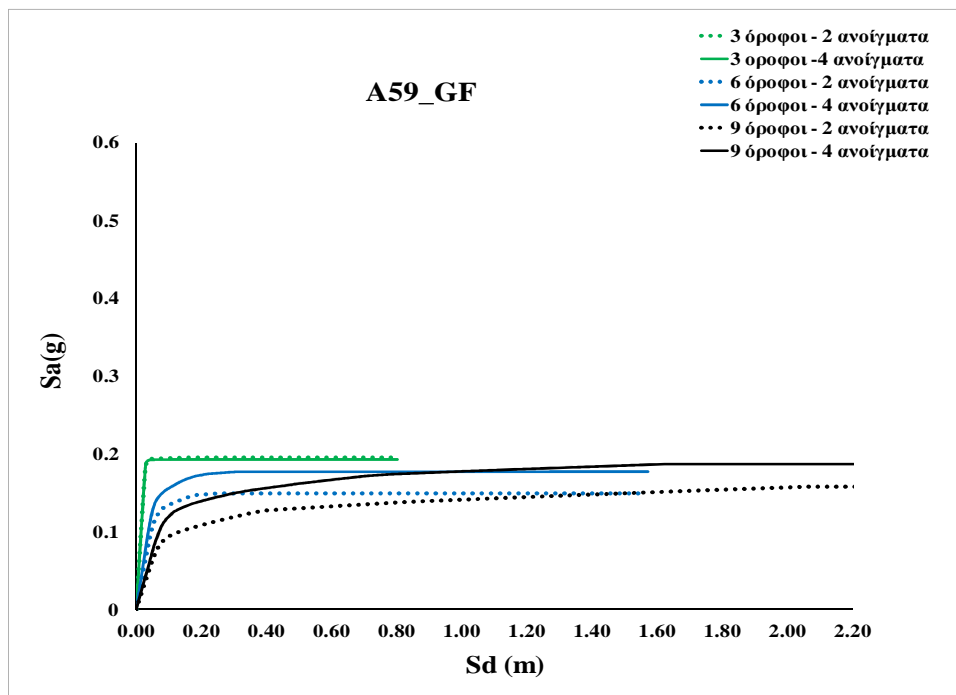
#### I.Ιδιομορφική

- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος,  $T_1$  αναμενόμενα αυξάνει με την αύξηση του ύψους του πλαισίου . Επίσης ο συντελεστής συμμετοχής της συνολικής μάζας της πρώτης ιδιομορφής , $\alpha_1$  που αποτελεί και ενδεικτικό στοιχείο της συμπεριφοράς του πλαισίου παρουσιάζει μείωση με την αύξηση του ύψους καθώς συμμετέχουν και ανώτερες ιδιομορφές. Έτσι οδηγούμαστε από διατμητικές σε μικτές συμπεριφορές, με την αύξηση των ορόφων για τα A59\_GF και από μικτές σε πιο καμπτικές συμπεριφορές για τα EC8\_GF (Πίνακας 3.1).
- Η παράμετρος των ανοιγμάτων όσον αφορά τον αριθμό τους δεν επηρεάζει την ιδιομορφική ανάλυση, ωστόσο το μήκος ανοίγματος επηρεάζει ελαφρώς την τιμή των ιδιοπεριόδων αυξάνοντας την. Παρατηρώντας λοιπόν τα πλαίσια EC8\_GF (6m άνοιγμα) διαπιστώνουμε ότι με την αύξηση του ύψους επέρχεται σημαντική διαφορά έως και 33% στα εννιαώροφα σε σχέση με τα αντίστοιχα A59\_GF (3m άνοιγμα), διότι η επιρροή του μήκους των δοκών λειτουργεί αθροιστικά με την αύξηση των ορόφων. Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι η μείωση της δυσκαμψίας μέλους, κυρίως των δοκών στα EC8\_GF, συμβάλλει αρκετά στην διαμόρφωση των υψηλών τιμών της πρώτης περιόδου με έμφαση τα εννιαώροφα.

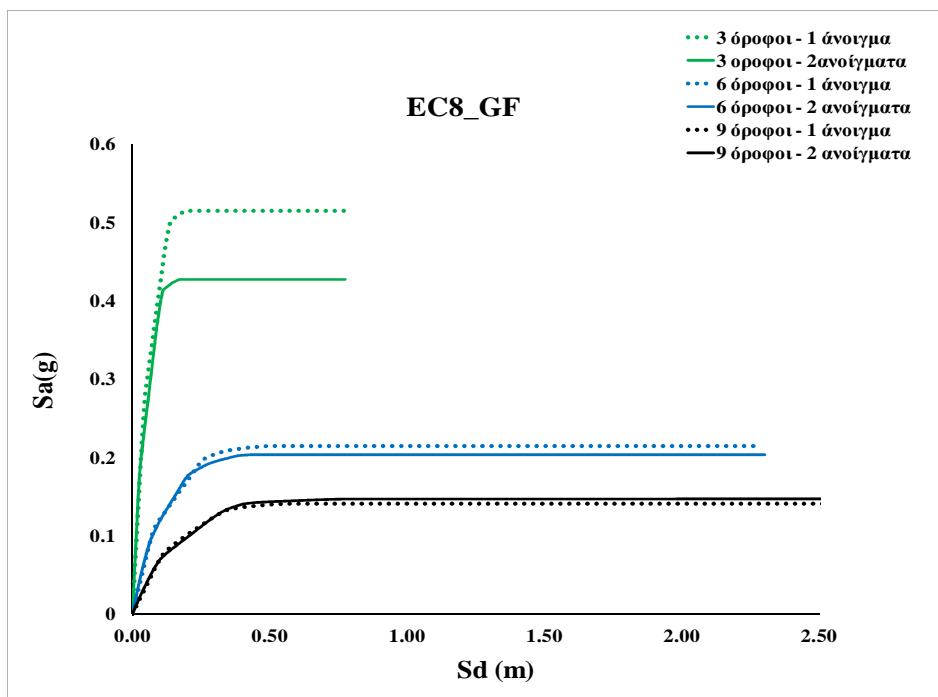
## II. Μη γραμμική στατική ανάλυση (MPA):

- Το σημείο διαρροής βρίσκεται χαμηλότερα όσο αυξάνουν οι όροφοι, δηλαδή η κλίση του ελαστικού τμήματος του φάσματος ικανότητας μειώνεται και ακολούθως η περίοδος του ισοδύναμου μονοβαθμίου  $T^*$  αυξάνεται. Μάλιστα εδώ θα πρέπει να τονισθεί και η διαφορά μεταξύ  $1^{ns}$  ιδιοπεριόδου και περιόδου αντίστοιχου μονοβαθμίου όπως αυτή προκύπτει μέσα από το σημείο διαρροής. Ειδικότερα σημειώνεται υπεροχή της δεύτερης έναντι της πρώτης, δεδομένου ότι η η ισοδύναμη μάζα του μονοβάθμιου είναι πάντα μεγαλύτερη της μάζας του φορέα που συμμετέχει στην πρώτη ιδιομορφή. Γενικώς η αύξηση του αριθμού των ορόφων επιφέρει πτώση της αντοχής του φορέα σε οριζόντια φορτία και στις δυο ομάδες πρότυπων πλαισίων και τροποποιεί το ελαστικό τμήμα της καμπύλης ικανότητας, με περισσότερα σημεία αλλαγής της κλίσης του ελαστικού κλάδου.
- Ο αριθμός των ανοιγμάτων δεν μεταβάλλει πρακτικά την αντοχή και την μορφή της καμπύλης ικανότητας, ωστόσο το μήκος ανοίγματος επηρεάζει την συμπεριφορά του φορέα και αυτό γίνεται σαφέστερα αντιληπτό στην περίπτωση των εννιαωρόφων. Χαρακτηριστικά μεταξύ των A59\_9s2b και EC8\_9s2b, η συμπεριφορά στο σεισμό σχεδιασμού αλλάζει, όπου για το δεύτερο η απαιτούμενη μετατόπιση αυξάνει κατά 33% σε σχέση με το πρώτο (Σχήμα 5.21).
- Από την σύγκριση παλαιών και νέων φορέων διαπιστώνουμε ότι το επίπεδο αντοχής σε σεισμικά φορτία διαφοροποιείται έντονα μεταξύ των τριών υψών στα μεν EC8\_GF και ελάχιστα στα A59\_GF (Σχήμα 8.1 και 8.2). Αυτό οφείλεται στη διαφορετική αντίληψη περί Αντισεισμικού σχεδιασμού σε κάθε ομάδα. Ο σταθερός σεισμικός συντελεστής,  $\varepsilon$  με τον οποίο σχεδιάστηκαν τα A59\_GF αποτυπώνεται εμφανώς στην καμπύλη ικανότητας των πλαισίων και ειδικά από την στάθμη της επιτάχυνσης διαρροής η οποία μεταβάλλεται καθ' ύψος σε μικρό βαθμό. Αντίθετα, η λογική της χρήσης φάσματος σχεδιασμού για την διαστασιολογηση των νέων πλαισίων, διαβαθμίζει ουσιαδώς την αντοχή των πλαισίων καθ' ύψος με αποτέλεσμα η επιτάχυνση διαρροής να είναι αρκετά υψηλή για τα τριώροφα και να μειώνεται σταδιακά στους έξι και εννιά ορόφους. Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι για τον σεισμό σχεδιασμού ο αναπτυσσόμενος μηχανισμός είναι τύπου μαλακού ορόφου για τα A59\_GF όπου ανάλογα με το ύψος συμμετέχουν και άλλοι όροφοι και πλάγιου μηχανισμού για τα EC8\_9s2b με ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς.
- Τέλος, ο συντελεστής υπεραντοχής  $au/a1$ , που αποτελεί ένα πρώτο ενδεικτικό μέγεθος της απορροφημένης ενέργειας από το δομικό σύστημα, αυξάνει με το ύψος του πλαισίου και τον αριθμό των ανοιγμάτων εξ' αιτίας της μεγεθυμένης υπερστατικότητας σε κάθε περίπτωση.

Επίσης τα νέα πλαίσια επιδεικνύουν μεγαλύτερη υπεραντοχή σε σχέση με τα παλαιά, γεγονός που οφείλεται στην μεγαλύτερη αντοχή των πρώτων αλλά και στην πιο πρόιμη εμφάνιση του πρώτου μέλους που εισέρχεται στη διαρροή (λόγω αυξημένου μήκους ανοίγματος). Πάντως σε κάθε περίπτωση οι τιμές του  $a_u/a_1$  είναι αυξημένες σε σχέση με τις αντίστοιχες του Ευρωκώδικα 8.



Σχήμα 8.1: Συγκριτική παρουσίαση καμπύλων ικανότητας A59\_GF



Σχήμα 8.2: Συγκριτική παρουσίαση καμπύλων ικανότητας EC8\_GF

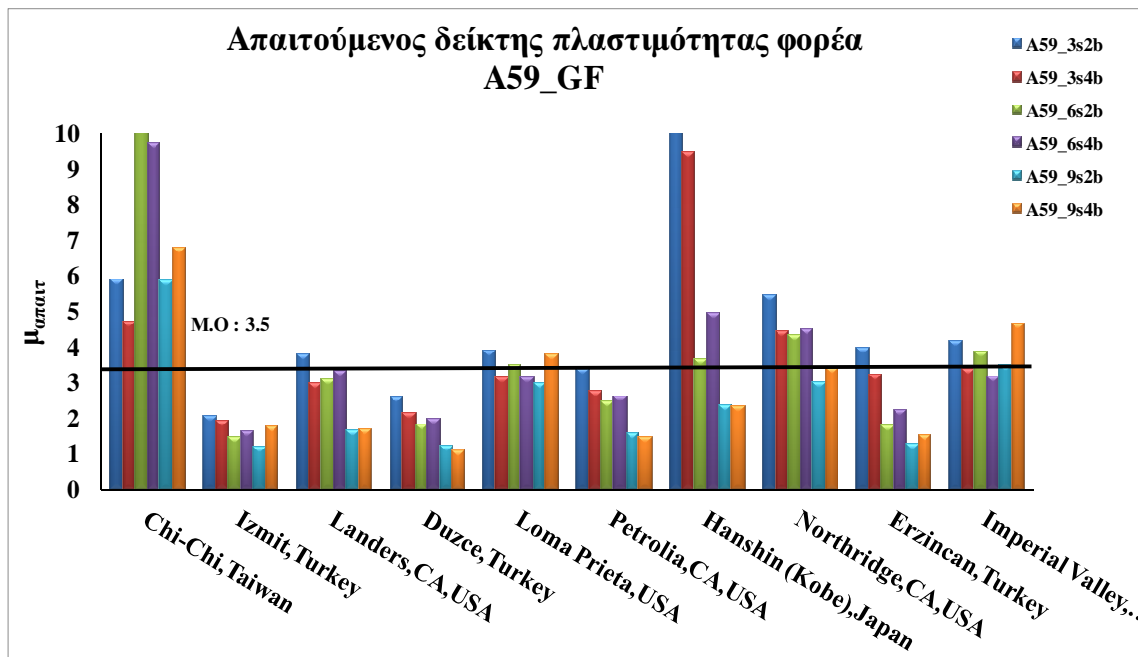


### III. Μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης (RHA):

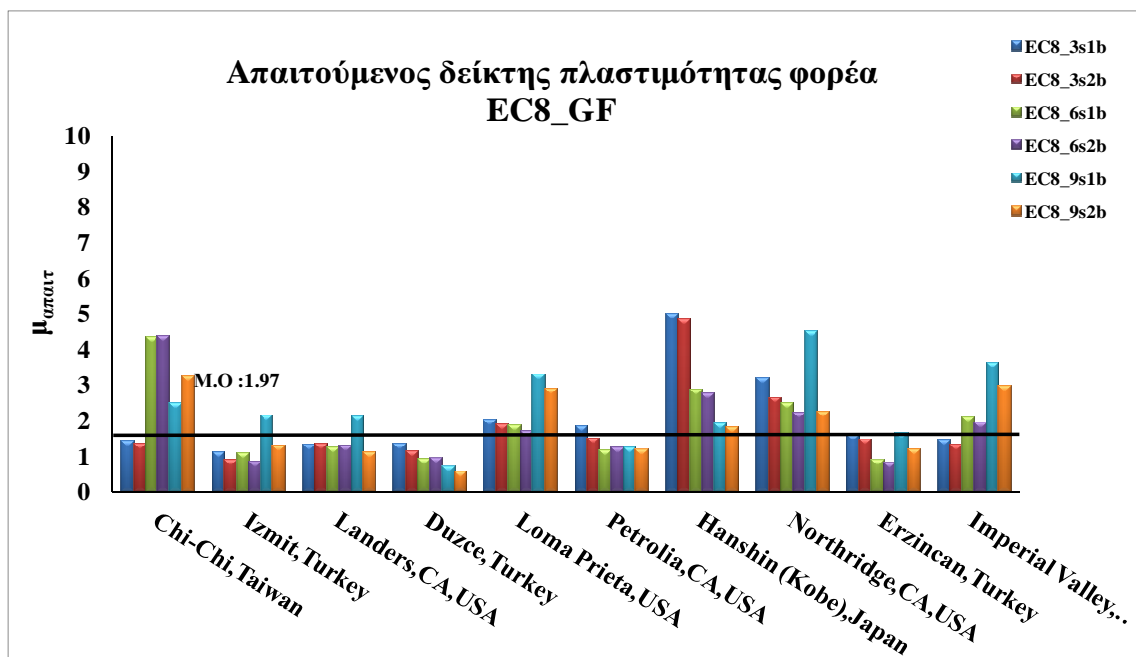
- Από τις καθ' ύψος κατανομές των μετακινήσεων και των παραμορφώσεων για τις δέκα διεγέρσεις εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για τον μηχανισμό αστοχίας των πρότυπων πλαισίων. Η ουσιαστική διαφορά εντοπίζεται στην θέση όπου εμφανίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις στα A59\_GF και EC8\_GF. Προφανώς, στα πρώτα τα υποστυλώματα εμφανίζουν καθ' εξοχήν πλαστικές αρθρώσεις λόγω έλλειψης ικανοτικού σχεδιασμού ενώ οι δοκοί στα δεύτερα. Επίσης, ο αναπτυσσόμενος μηχανισμός σε κάθε περίπτωση διαφέρει και ειδικότερα στα A59\_GF εμφανίζεται με τη μορφή μαλακού ορόφου στον οποίο συμμετέχουν και διαφορετικές στάθμες ανάλογα με το ύψος του πλαισίου. Στα τριώροφα επικρατεί ο μηχανισμός ισογείου, στα εξαώροφα ο μηχανισμός μεταξύ ισογείου και τρίτου ορόφου και στα εννιαώροφα ο μηχανισμός ισογείου – τρίτου. Στα EC8\_GF εντοπίζεται πλάγιος μηχανισμός σε όλα τα πλαίσια και για όλες τις διεγέρσεις, με ιεραρχημένη αστοχία δοκών καθ' ύψος.
- Συσχετίζοντας τις στατικές με τις δυναμικές αναλύσεις καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η καμπύλη pushover αποτελεί μια μέση κατάσταση της σεισμικής ικανότητας ενός φορέα, κρίνοντας από το γεγονός ότι βρίσκεται μεταξύ των σημείων μέγιστης τέμνουσας βάσης και μέγιστης μετακίνησης οροφής, όπως αυτά προκύπτουν από τις δυναμικές αναλύσεις για κάθε σεισμό. Η προσέγγιση των παραπάνω σημείων στην καμπύλη ικανότητας αυξάνει με την μείωση του αριθμού των ορόφων, καθώς η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών περιορίζεται.
- Το βασικό συμπέρασμα που προκύπτει από τις παραμέτρους ανελαστικής συμπεριφοράς είναι το γεγονός ότι τα A59\_GF σε σχέση με τα EC8\_GF επιδεικνύουν εντονότερη ανελαστική συμπεριφορά με τους αυξημένους συντελεστές συμπεριφοράς και δείκτες πλαστιμότητας. Χαρακτηριστικά ο μέσος όρος απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας ανά πλαίσιο και σεισμό είναι κατά 77% μεγαλύτερος στα A59\_GF και κατά 60% μεγαλύτερος ο συντελεστής συμπεριφοράς (Σχήμα 8.3,8.4,8.5,8.6). Το παραπάνω υποδηλώνει ότι γενικώς οι αναμενόμενες βλάβες θα είναι μεγαλύτερες στα παλαιά πλαίσια και μικρότερες στα νέα, όπως και επιβεβαιώνεται στην επόμενη ενότητα. Ειδικότερα όμως αν εξετάσουμε την σεισμική συμπεριφορά ανά κατηγορία ύψους όσον αφορά και τις δυο παραμέτρους ανελαστικότητας καταλήγουμε στο ότι την δυσμενέστερη απόκριση εμφανίζουν τα τριώροφα A59 σε σχέση με τα αντίστοιχα EC8 ενώ όσα αυξάνουν οι όροφοι η διαφορά των δυο ομάδων ελαχιστοποιείται. Μάλιστα υπάρχουν λίγες περιπτώσεις διεγέρσεων όπου ο δείκτης πλαστιμότητας είναι μεγαλύτερος στα νέα εννιαώροφα απ'ότι στα παλαιά. Η ανωτέρω απομείωση οφείλεται κατά κύριο λόγο στην πτώση των αντοχών των νέων πλαισίων με την αύξηση του ύψους και την προσέγγιση τους στα επίπεδα αντοχής των παλαιών.

Τέλος, ο αριθμός των ανοιγμάτων δεν επηρεάζει κάποιο εκ των δυο μεγεθών  $\mu, \rho$  όπως φαίνεται και από τα επόμενα σχήματα και συνεπώς δεν κρίνεται αντιπροσωπευτική παράμετρος της ανελαστικής συμπεριφοράς εξεταζόμενης σε όρους μετακίνησης.

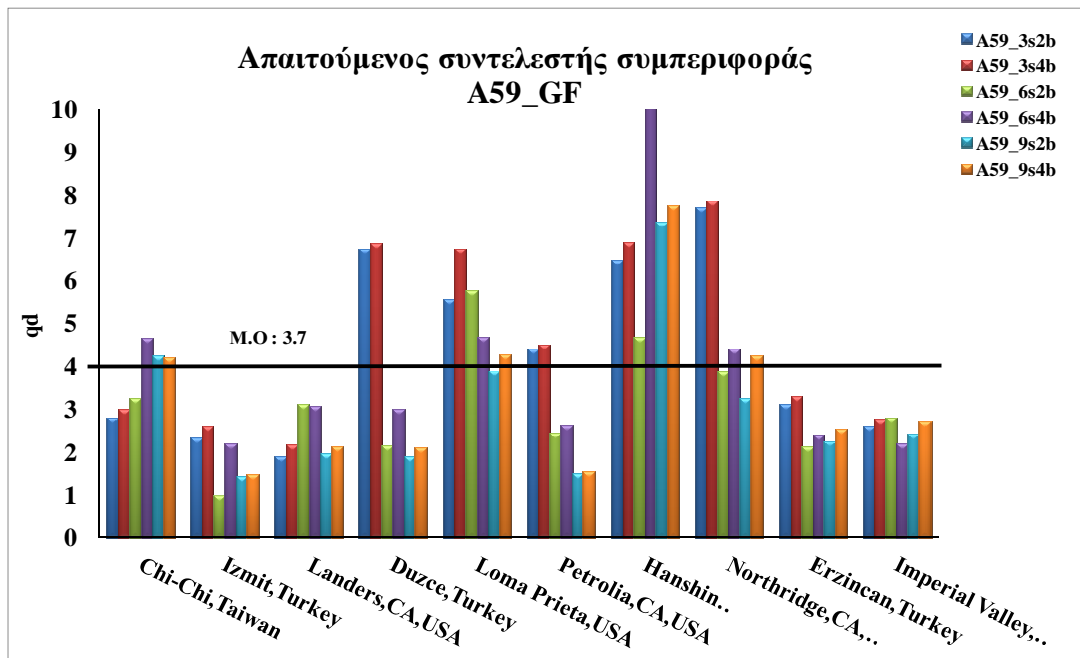
- Από τις καταγραφές κοντινού πεδίου, οι πιο δυσμενείς για το μεγαλύτερο μέρος των πλαισίων συνολικά είναι οι: Chi-Chi, Loma Prieta, Kobe, Northridge και Imperial Valley.



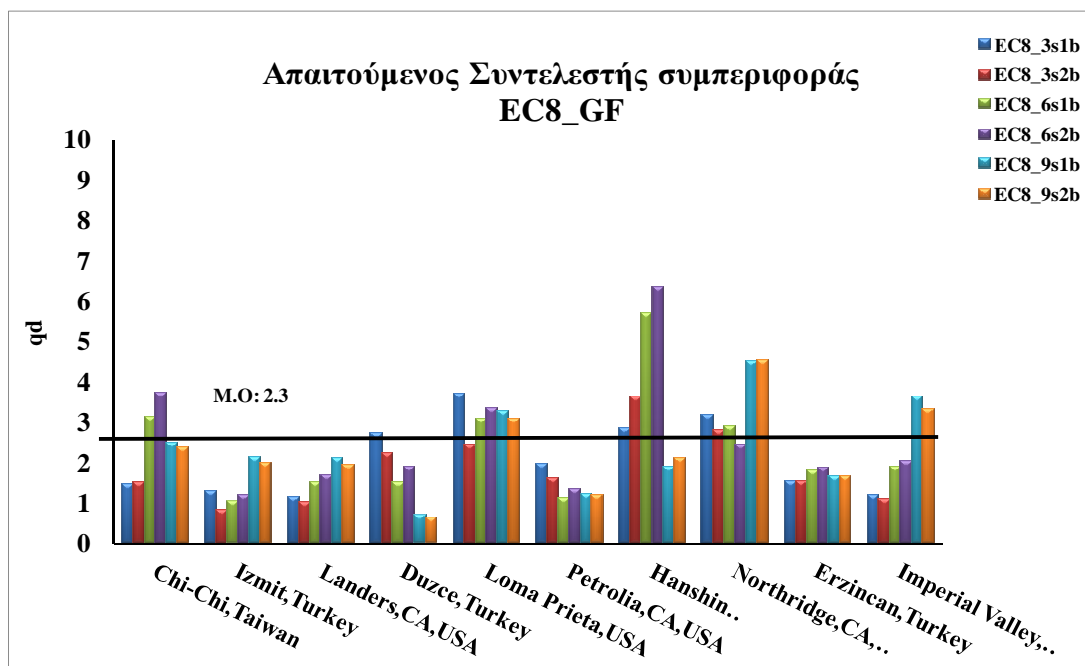
Σχήμα 8.3: Απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας,  $\mu$  στα A59\_GF



Σχήμα 8.4: Απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας,  $\mu$  στα EC8\_GF



Σχήμα 8.5: Απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς, q<sub>d</sub>, A59\_GF



Σχήμα 8.6: Απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς, q<sub>d</sub>, EC8\_GF

## 8.2 ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ

Για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας των πλαισίων συγκρίνονται οι δυο μέθοδοι που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 7 και εν συνέχεια επιλέγεται η σχετικά πιο αξιόπιστη μέθοδος προκειμένου να εξαχθούν συμπεράσματα σχετικά με τις βλάβες που αναπτύσσονται ανά κατηγορία ύψους και παλαιότητας.

Στο επόμενο πίνακα παρουσιάζονται τα όρια για κάθε στάθμη βλάβης όπως αυτά ορίζονται από διάφορους Αμερικάνικους ως επί το πλείστον κανονισμούς. Οι δυο πρώτες στήλες αφορούν τις μεθόδους που εξετάζονται στην παρούσα διατριβή. Η πρώτη αντιστοιχεί στην κλίμακα βλαβών όπως αυτή έχει οριστεί από τους Rossetto - Elnashai, Engineering Structures 25,1241-1263 (2003) σε σχετικές εργασίες για την παραγωγή καμπυλών τρωτότητας σε ομογενογενοποιημένη ομάδα πλαισίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα και χρησιμοποιείται στην πρόταση των H.Crowley, R.Pihno, J.Bommer [2004] σε συνδυασμό με την εξεταζόμενη πρόταση των S.Glaister & R.Pihno. Η δεύτερη στήλη αφορά την μεθοδολογία Hazus. Εκ πρώτης όψεως τα όρια των σταθμών ταυτίζονται πλην της περίπτωσης των εκτεταμένων βλαβών, όπου η Hazus συμπεριλαμβάνει και πιο προχωρημένες καταστάσεις ζημιάς σε σχέση με κλίμακα που χρησιμοποιούν οι H.Crowley, R.Pihno, J.Bommer.

Για την καλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων επιλέχθηκαν δυο χαρακτηριστικές στάθμες βλάβης προς εξέταση: «Μέτριες» και «Εκτεταμένες» όπως αυτές ορίζονται σε κάθε μέθοδο.

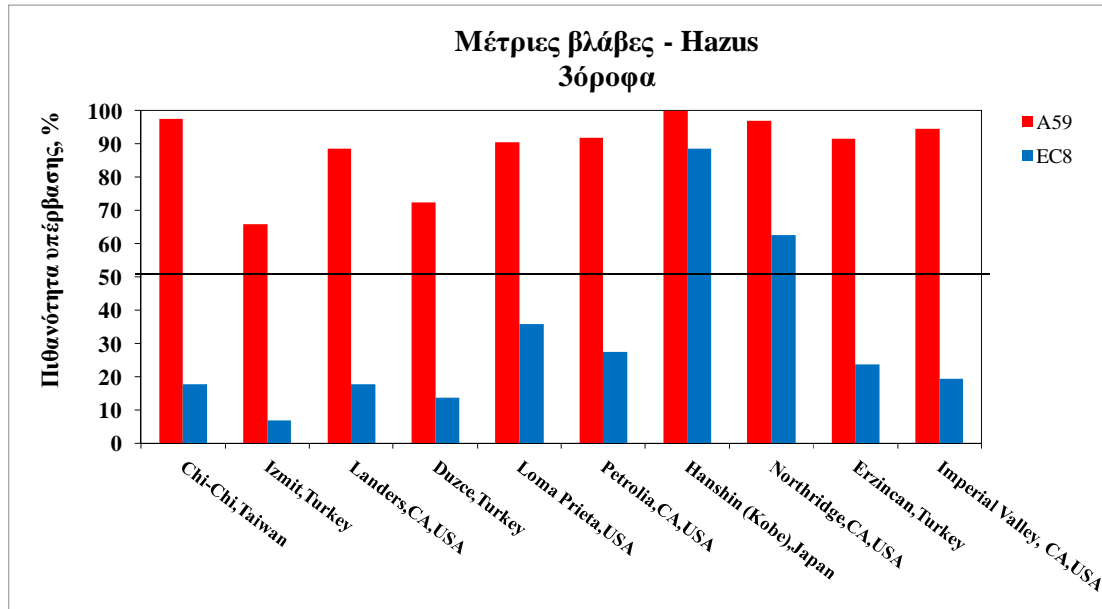
DI <sub>HRC</sub>	HRC	HAZUS 1999 [17]	VISION 2000 [18]	FEMA 273 [19]	EMS98 [20]	MSK [2]	ALJ [5]	ATC-13 [7]	ATC-21 [21]	EPPO [22]
0	None	No damage limit state								
10	Slight	Slight damage	Fully operational	Immediate occupancy	Grade 1	D1	Light	Slight	Green Tag	Green Tag
20	Light		Operational	Damage control	Grade 2	D2	Minor	Light		
30								Moderate		
40	Moderate	Moderate damage	Life safe	Life safe	Grade 3	D3	Moderate	Moderate	Yellow Tag	Yellow Tag
50								Heavy		
60								Major		
70	Extensive	Extensive damage	Near collapse	Limited safety	Grade 4	D4	Major	Major	Red Tag	Red Tag
80				Collapse prevention						
90	Partial Collapse	Collapse	Collapse	Collapse	Grade 4	D4	Major	Major	Red Tag	Red Tag
100								Partial collapse		
	Collapse	Collapse limit state								

**Πίνακας 8.1:** Πίνακας ισοδύναμων επιπέδων βλάβης ανά κανονισμό στην βαθμονομημένη κλίμακα, για γενικές κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα, Rossetto – Elnashai [2003]

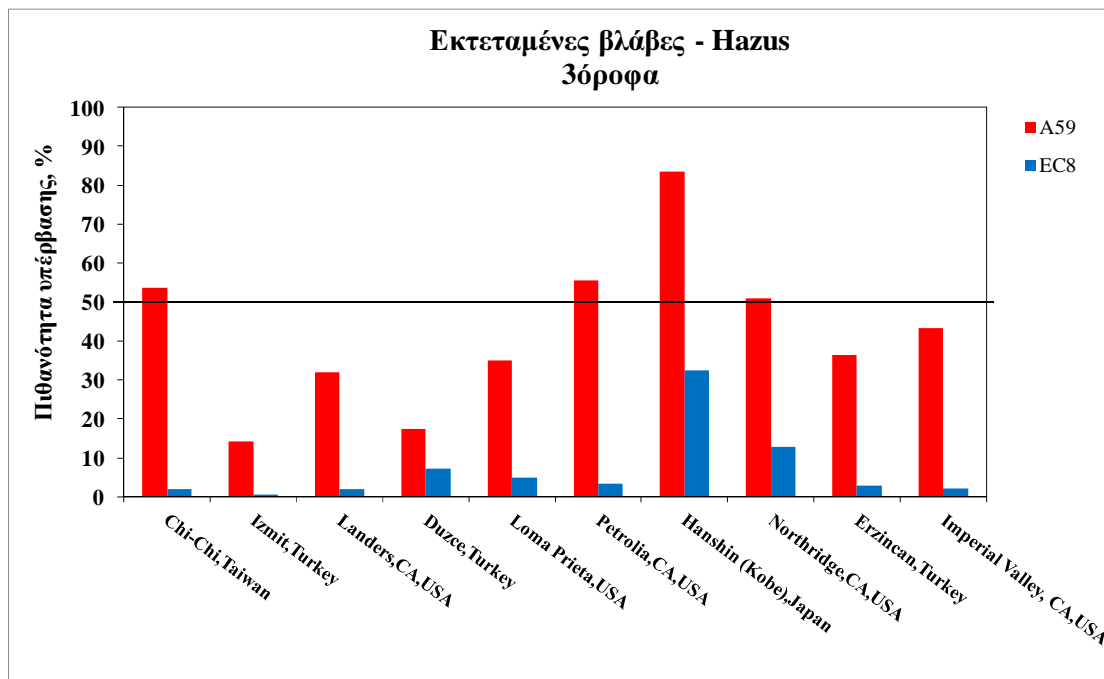
## I. Μεθοδολογία Hazus

Συγκεντρωτικά παρουσιάζονται παρακάτω οι πιθανότητες υπέρβασης μετρίων και εκτεταμένων βλαβών ανά κατηγορία ύψους, όπως προκύπτουν από τις καμπύλες τρωτότητας.

### Ζόροφα

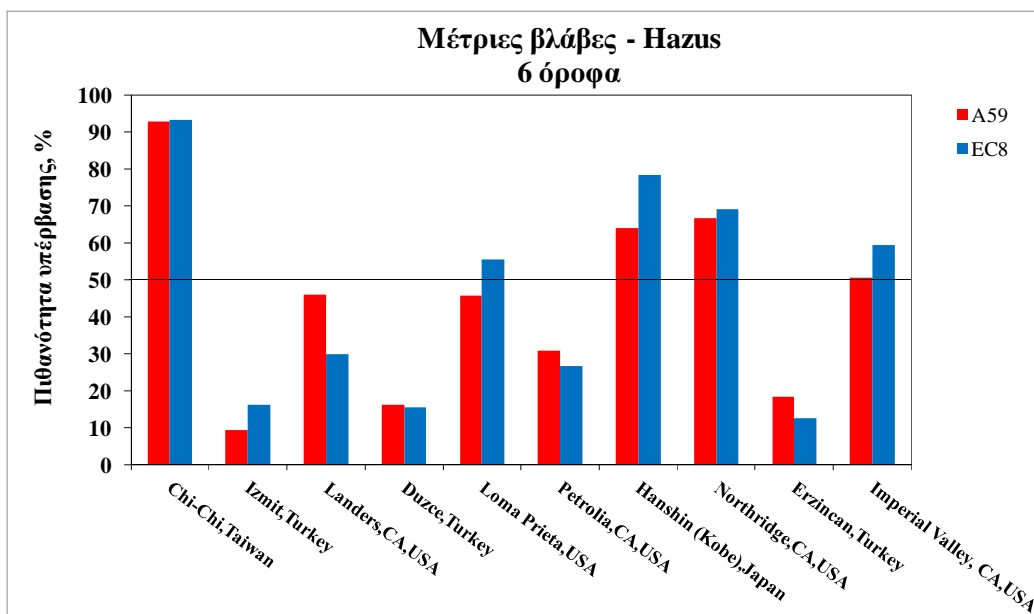


Σχήμα 8.7: Μέτριες βλάβες κατά Hazus στα Ζόροφα

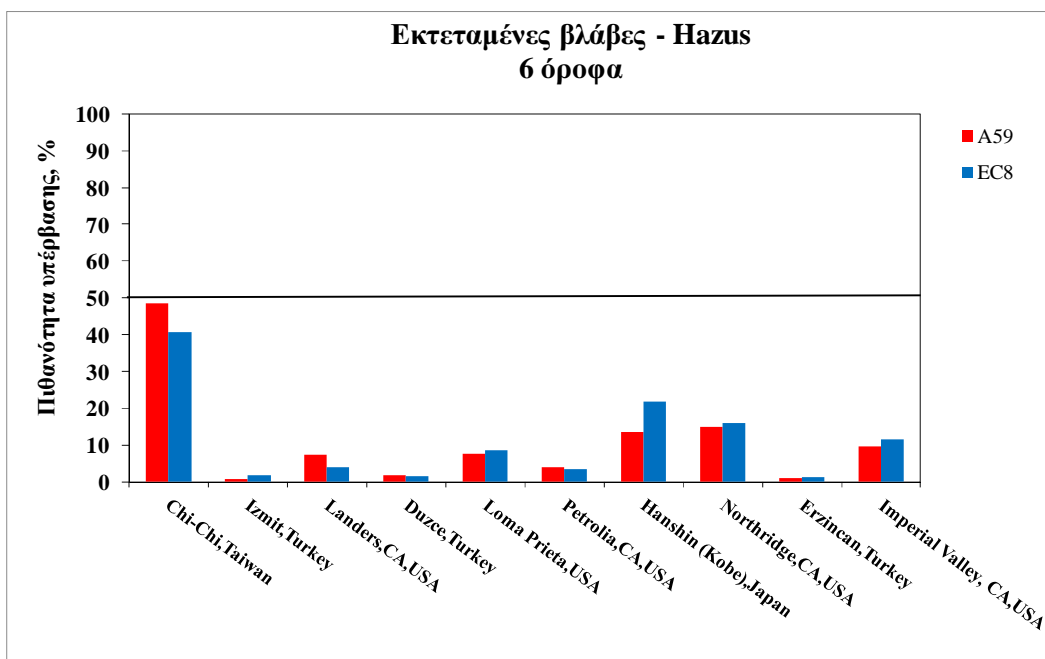


Σχήμα 8.8: Εκτεταμένες βλάβες κατά Hazus στα Ζόροφα

## δόροφα

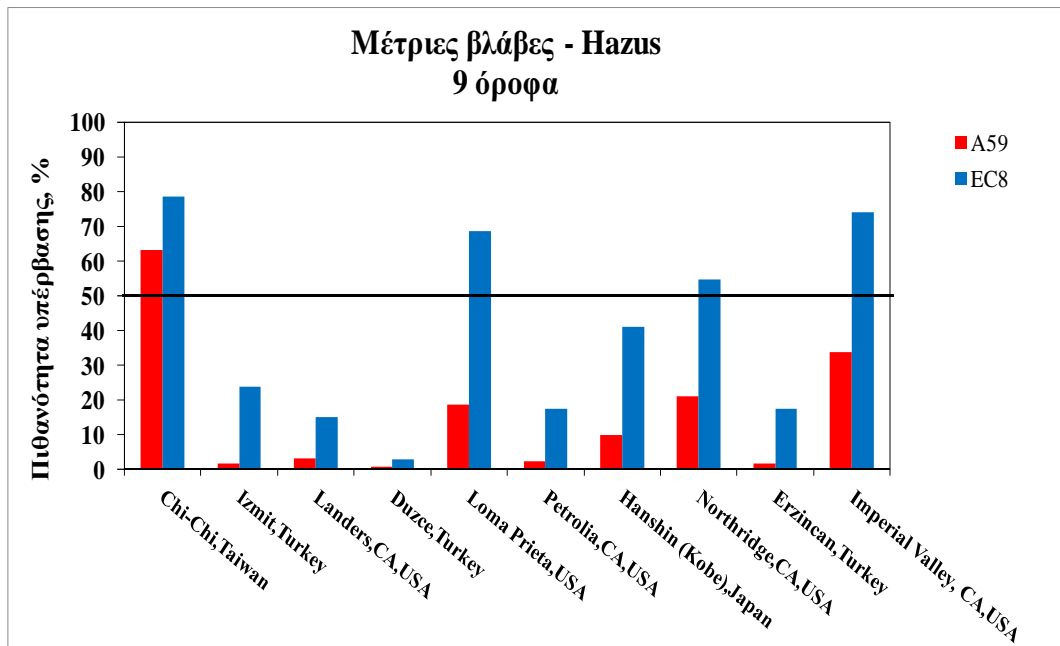


Σχήμα 8.9: Μέτριες βλάβες κατά Hazus στα δόροφα

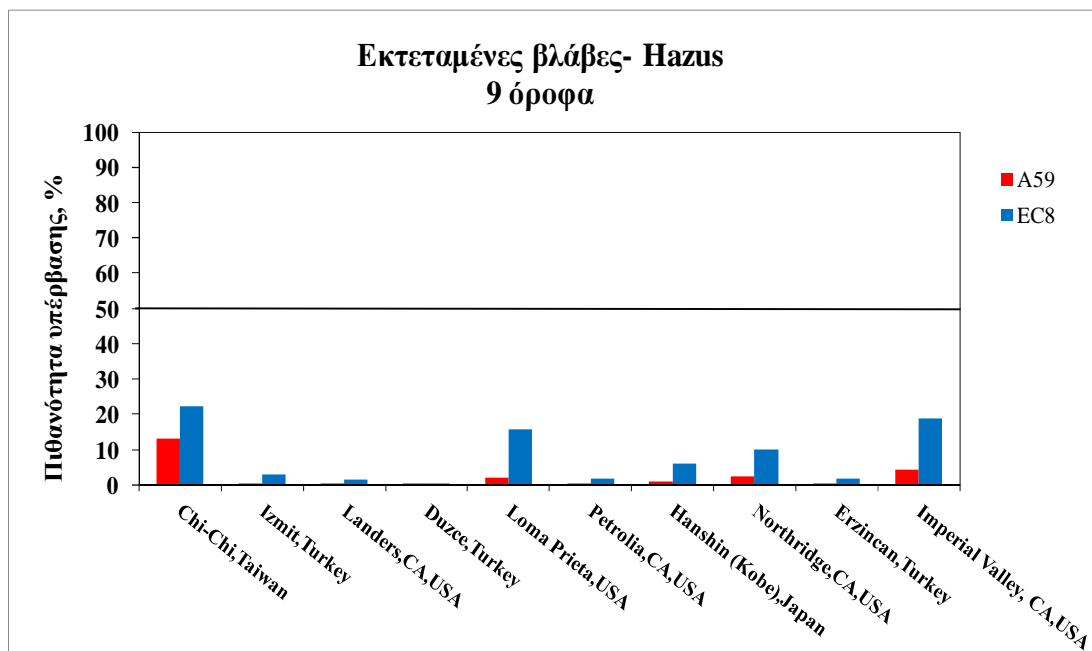


Σχήμα 8.10: Εκτεταμένες βλάβες κατά Hazus στα δόροφα

## 9όροφα



Σχήμα 8.11: Μέτριες βλάβες κατά Hazus στα 9όροφα

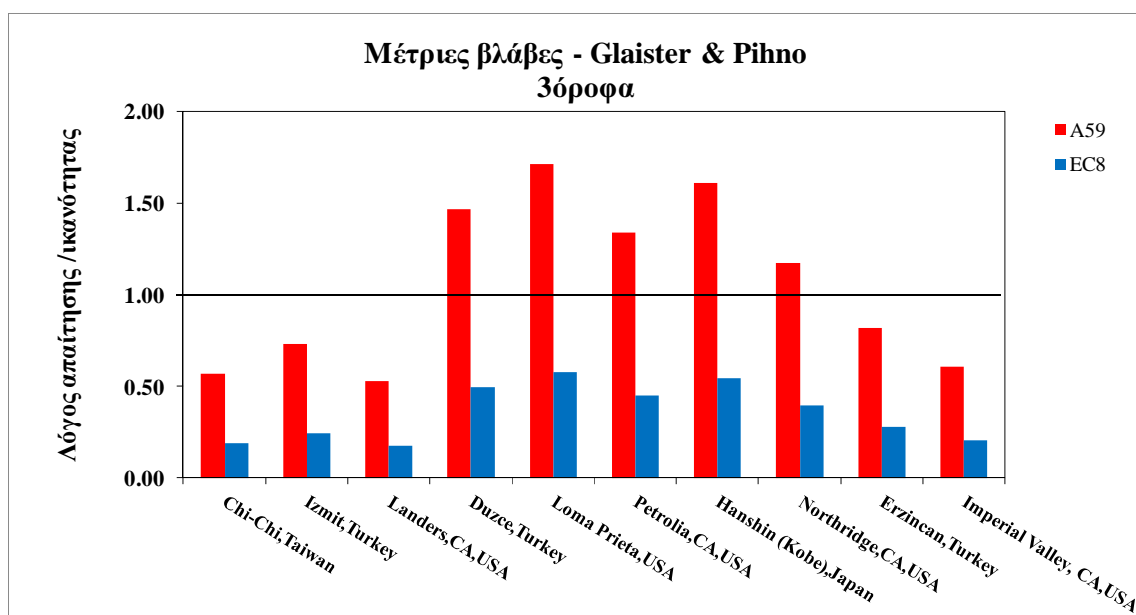


Σχήμα 8.12: Εκτεταμένες βλάβες κατά Hazus στα 9όροφα

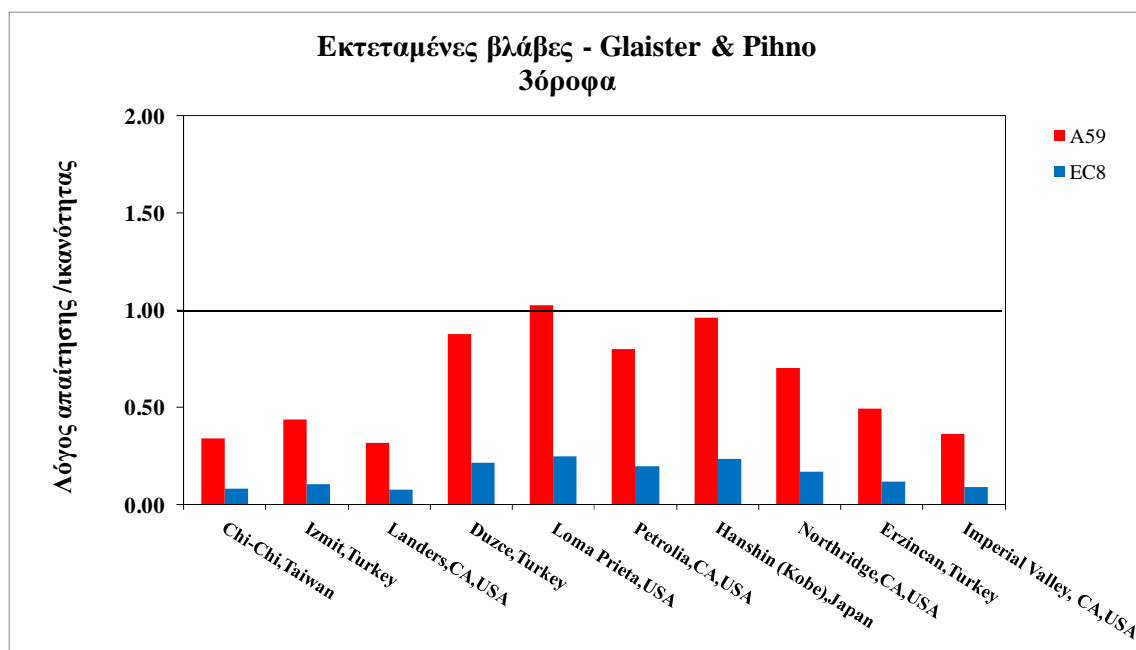
## II. Πρόταση S.Glaister & R.Pihno

Στην πρόταση των παραπάνω ερευνητών παρουσιάζεται ο λόγος της φασματικής μετατόπισης για κάθε σεισμική δράση στο επίπεδο βλάβης των μέτριων και εκτεταμένων βλαβών προς την αντίστοιχη ικανότητα των πλαισίων στις στάθμες αυτές. Το παραπάνω ποσοστό αποτελεί ένα αντίστοιχο δείκτη υπέρβασης με την έννοια της πιθανότητας που χρησιμοποιεί η Hazus.

### Ζόροφα



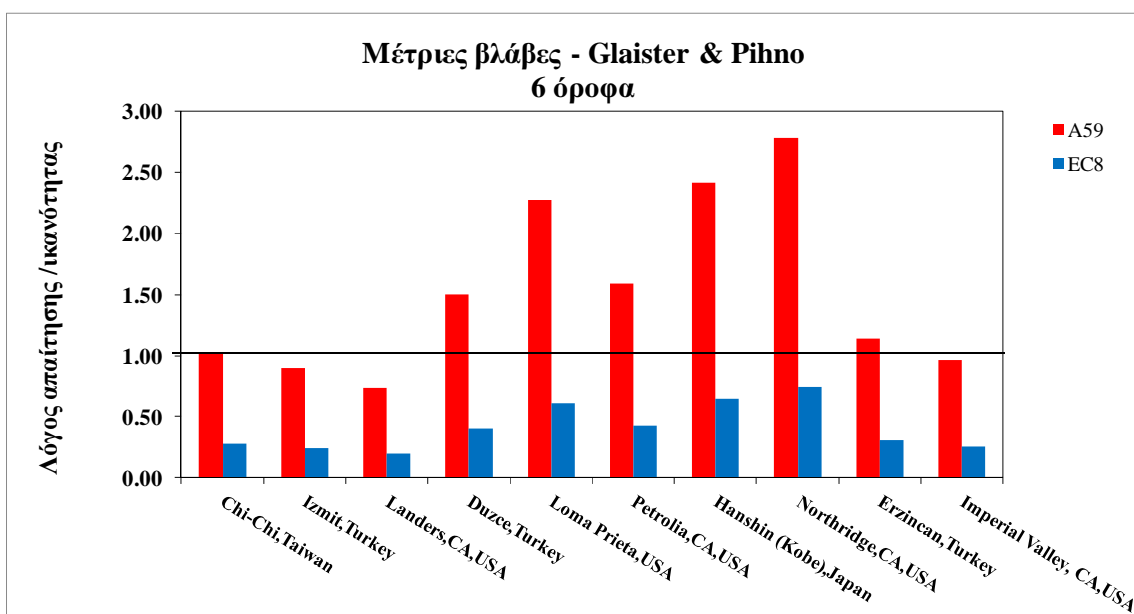
Σχήμα 8.13: Μέτριες βλάβες κατά S.Glaister & R.Pihno στα Ζόροφα



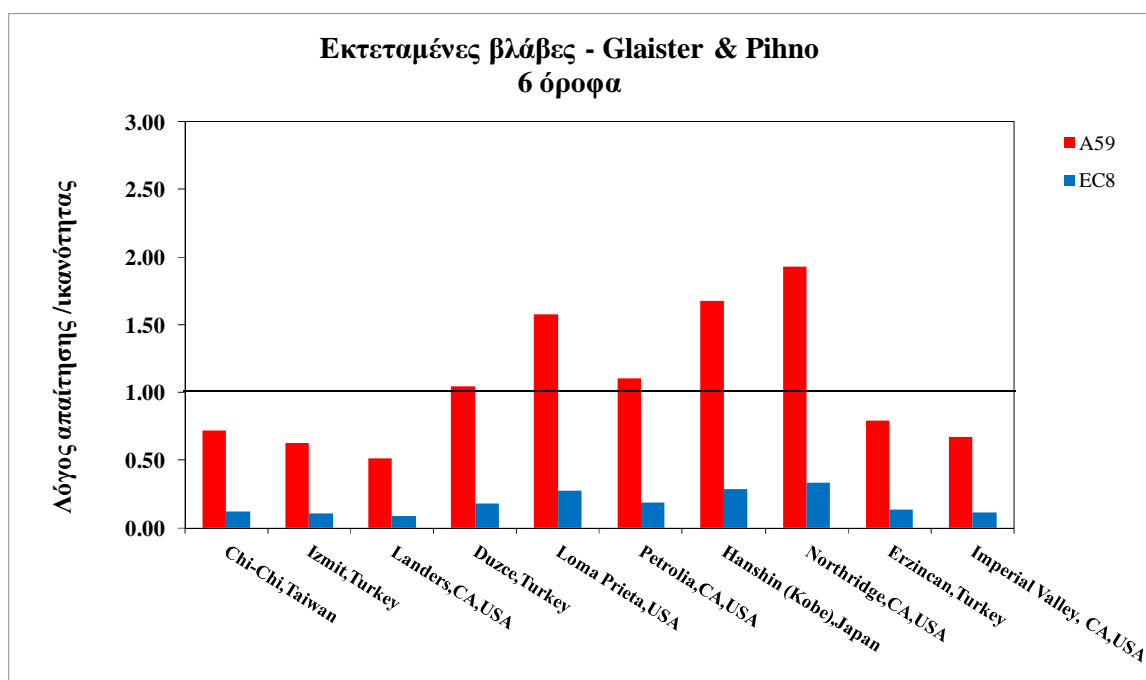
Σχήμα 8.14: Εκτεταμένες βλάβες κατά S.Glaister & R.Pihno στα Ζόροφα



### δρόφοι

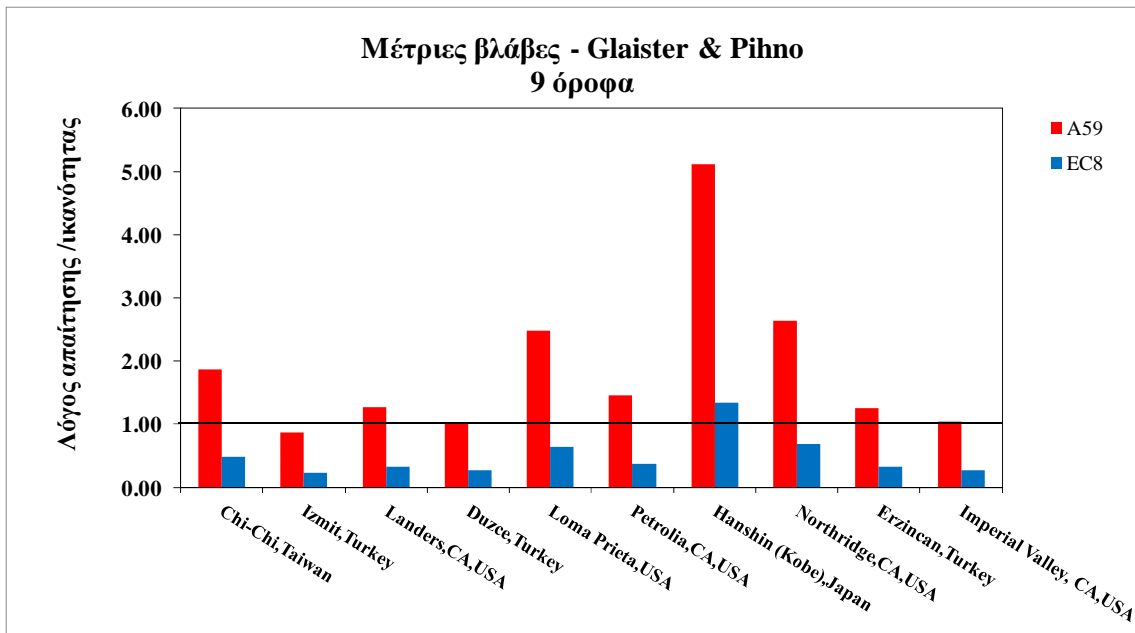


Σχήμα 8.15: Μέτριες βλάβες κατά S.Glaister & R.Pihno στα δρόφοι

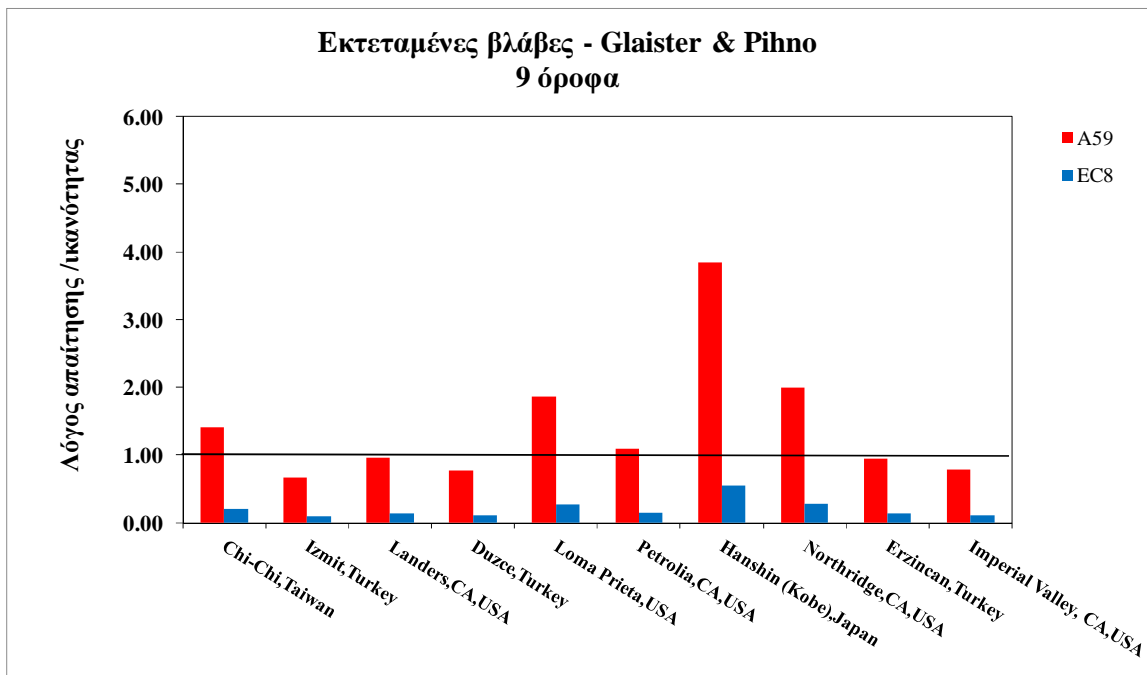


Σχήμα 8.16: Εκτεταμένες βλάβες κατά S.Glaister & R.Pihno στα δρόφοι

## 9όροφα



Σχήμα 8.17: Μέτριες βλάβες κατά S.Glaister & R.Pihno στα 9όροφα



Σχήμα 8.18: Εκτεταμένες βλάβες κατά S.Glaister & R.Pihno στα 9όροφα

## II. Σύγκριση & συμπεράσματα σεισμικής τρωτότητας

- Με την μεθοδολογία Hazus , οι πιθανότητες υπέρβασης των μετρίων βλαβών είναι σε όλους τους σεισμούς αυξημένες για τα παλαιά τριώροφα και μόνο σε δυο περιπτώσεις στα νέα τριώροφα. Επίσης παρατηρείται σε λίγες περιπτώσεις και υπέρβαση των εκτεταμένων βλαβών για τα παλαιά τριώροφα. Στα εξαώροφα η απόκριση βελτιώνεται και η υπέρβαση των μετρίων βλαβών αφορά περίπου 5 στους δέκα σεισμούς σε παλαιά και νέα εξαώροφα ενώ εκτεταμένες βλάβες δεν εντοπίζονται σε καμία περίπτωση. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι πιθανότητες είναι περίπου ίσες σε παλαιά και νέα πλαίσια. Στα εννιαώροφα η κατάσταση αντιστρέφεται για τα νέα πλαίσια, όπου πλέον σε 4 διεγέρσεις υπάρχει σχετικά αυξημένη πιθανότητα υπέρβασης των μετρίων βλαβών και μόνο σε μια για τα παλαιά, ενώ υπέρβαση εκτεταμένων ζημιών δεν προβλέπεται πουθενά. Εν προκειμένω είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι τα νέα εννιαώροφα παρουσιάζουν δυσμενέστερη συμπεριφορά από τα παλαιά, το οποίο και θα σχολιασθεί παρακάτω.
- Αντίθετα η πρόταση S.Glaister & R.Pihno προβλέπει για τα παλαιά πλαίσια (column sway) χειρότερη απόκριση σε σχέση με τα νέα (beam – sway) σε κάθε ομάδα ύψους . Ειδικότερα, για τα παλαιά τριώροφα υπολογίζεται υπέρβαση των μετρίων βλαβών σε 4 σεισμούς και καθόλου εκτεταμένες βλάβες, ενώ σχεδόν καθόλου ζημιές δεν εμφανίζονται στους νέους φορείς. Από την άλλη στα εξαώροφα η εικόνα χειροτερεύει με τα παλαιά να ξεπερνούν κατά πολύ τις μέτριες βλάβες και ακόμη και τις εκτεταμένες στις επίμαχες δονήσεις, ενώ τα νέα και πάλι δεν παρουσιάζουν φθορές. Τέλος, τα παλαιά εννιαώροφα υπερβαίνουν σε τρεις σεισμούς τις εκτεταμένες βλάβες με σχετικά υψηλό ποσοστό, ενώ στα νέα δεν παρατηρείται υπέρβαση μετρίων βλαβών (με εξαίρεση μια καταγραφή, οριακά). Προφανώς, η σύγκριση της παρούσας μεθόδου οδηγεί πρακτικά σε εντελώς διαφορετικά αποτελέσματα τόσο όσον αφορά την παλαιότητα των πλαισίων, αλλά και την παράμετρο του ύψους. Η μεν Hazus δείχνει να εντείνονται περισσότερο τα τριώροφα και ειδικώς τα παλαιά ενώ η παρούσα μέθοδος προτείνει δυσμενέστερη εικόνα για τα παλαιά εννιαώροφα κυρίως ως προς τον βαθμό υπέρβασης των βλαβών. Πάντως και στις δυο περιπτώσεις τα πλαίσια που επηρεάζονται περισσότερο από άποψη αριθμού διεγέρσεων είναι τα τριώροφα και εξαώροφα.
- Εκ των δυο μεθόδων επιλέγεται για την εκτίμηση της τρωτότητας η μεθοδολογία Hazus, εξ' αιτίας της πιο αξιόπιστης και ακριβούς προσέγγισης που ακολουθεί σε σχέση με την πρόταση S.Glaister & R.Pihno (οι απλοποιήσεις και οι αδυναμίες που περιέχει έχουν ήδη αναφερθεί στο Κεφάλαιο 7).Εξάλλου η πιθανότητα

Ωστόσο δεν πρέπει να λησμονούμε ότι η δεύτερη θα μπορούσε με κατάλληλες υποθέσεις όσον αφορά τα δεδομένα που χρησιμοποιούνται να αποτελέσει ένα γρήγορο και άμεσο εργαλείο πρόβλεψης της τρωτότητας σε ευρύτερες μελέτες όπως σεισμικής επικινδυνότητας, όπου σε αυτή την περίπτωση είναι χρήσιμη μια πιο μακροσκοπική εκτίμηση των βλαβών. Συνεπώς για την περίπτωση των δώδεκα πρότυπων πλαισίων είναι πιο σκόπιμη μια λεπτομερής προσέγγιση που να εκμεταλλεύεται τα οφέλη της καλύτερης προσομοίωσης των σεισμικών δράσεων.

- Συνεκτιμώντας τα μεγέθη ανελαστικής συμπεριφοράς  $\mu, qd$  και την τρωτότητα των πρότυπων πλαισίων από τη μεθοδολογία Hazus, καταλήγουμε στο ότι η παλαιά λογική σχεδιασμού όσον αφορά την αντισεισμική προστασία αλλά και την διαμόρφωση του φορέα (μήκος ανοιγμάτων) ευνοεί τα εννιαώροφα πλαίσια. Επίσης, είναι εμφανές ότι οι νέοι χαμηλότεροι φορείς που αποτελούν και την πλειοψηφία στον Ελληνικό χώρο παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με τους παλαιότερους και ειδικώς τα τριώροφα όπου η διαφορά με τα παλαιά είναι εντυπωσιακή. Βεβαίως τα συμπεράσματα που εξάγονται αφορούν τις διεγέρσεις κοντινού πεδίου που ως γνωστόν έχουν μια ιδιαιτερότητα όσον αφορά το συχνοτικό τους περιεχόμενο. Στην προκειμένη δε περίπτωση φαίνεται ότι τα πλαίσια που επηρεάζονται δυσμενώς κατά το μέγιστο είναι τα παλαιά τριώροφα, ενώ τα εννιαώροφα και των δυο ομάδων είναι τα λιγότερο επιβαρυνόμενα. Η εξήγηση που δίνεται στην σταδιακή υπεροχή των παλαιών έναντι των σύγχρονων πλαισίων με την αύξηση του ύψους, οφείλεται τόσο στην ικανότητα όσο και στην απαίτηση. Σχετικά με την ικανότητα, όπως έχει ήδη ειπωθεί (Σχήμα 8.1 & 8.2) επικρατεί απομείωση της διαφοράς μεταξύ των αντοχών σύγχρονων – παλαιών πλαισίων καθώς και αύξηση της ευκαμψίας των πρώτων έναντι των δεύτερων, όσο αυξάνουν οι όροφοι. Το παραπάνω οφείλεται σε δυο παράγοντες: στο διπλάσιο άνοιγμα των νεότερων φορέων (6m) και στον ανελαστικό σχεδιασμό έναντι του ελαστικού που ακολουθούνταν παλαιότερα, που απαιτεί μείωση της επιτάχυνσης. Όσον αφορά την απαίτηση, αυτή δείχνει να αυξάνεται στους νέους φορείς σε σχέση με τους παλαιούς, όσο μεγαλώνει το ύψος τους διότι μειώνεται έντονα η δυσκαμψία των πρώτων.

### 8.3 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Το αντικείμενο της παρούσας διατριβής αποτέλεσε μια παραμετρική διερεύνηση πλαισιακών συστημάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα, σχεδιασμένων με παλαιούς και σύγχρονους κανονισμούς. Η επιλογή των παραμέτρων που τέθηκαν προς εξέταση αποτελούν βασικά στοιχεία που επηρεάζουν άμεσα την σεισμική συμπεριφορά και τρωτότητα των κατασκευών. Ωστόσο καλύπτουν ένα περιορισμένο εύρος γεωμετρίας, ποιότητας υλικών και επιπέδου αντισεισμικού σχεδιασμού. Για μια πληρέστερη πρόσεγγιση του ζητήματος σε κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα θα ήταν αναγκαίο σε μελλοντικές μελέτες να συμπεριληφθούν παράγοντες όπως:

- Καμπτική συμπεριφορά με τη χρήση τοιχωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις
- Κανονικότητα καθ' ύψος
- Επίδραση της ποιότητας των υλικών (χάλυβα και σκυροδέματος) στη συνολική απόκριση.
- Συσχέτιση νεότερων Ελληνικών Αντισεισμικών όπως ο ΝΕΑΚ, ΕΑΚ2000 με τον Ευρωκώδικα 8.
- Σεισμικές καταγραφές μακριά από το ρήγμα, απαλλαγμένες από τα χαρακτηριστικά κοντινού πεδίου.

Σχετικά με το δεύτερο τμήμα της διατριβής που σχετίζεται με την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας και που αποτελεί θέμα συνεχούς διερεύνησης τα τελευταία χρόνια προτείνεται η περαιτέρω μελέτη μοντέλων πρόβλεψης των απωλειών με τη χρήση καμπυλών τρωτότητας. Παραδείγματα τέτοιων διαδικασιών είναι:

- Παραγωγή καμπυλών τρωτότητας από τους Rossetto – Elnashai [2003] βασιζόμενη σε δεδομένα πραγματικών δομικών συστημάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα που χρησιμοποιεί ως παράγοντα σεισμικής απαίτησης την μετακίνηση ή την επιτάχυνση
- Πρόταση των H.Crowley, R.Pihno, J.Bommer [2004] που αποτελεί επέκταση των εργασιών S.Glaister & R.Pihno και αφορά την κατασκευή καμπυλών τρωτότητας, προσεγγίζοντας όμως με στατιστικές κατανομές την ικανότητα ανάληψης μετακίνησης από τους φορείς στις διάφορες στάθμες βλαβών καθώς και τα γεωμετρικά στοιχεία και τις ιδιότητες υλικών των κατασκευών.

Επίσης από την πλευρά της απαίτησης, δεν χρησιμοποιείται η διάμεσος φασματική μετακίνηση που επιβάλλει ο σεισμός αλλά και η  $16^{\text{η}}$  και  $84^{\text{η}}$  ποσοστιαία τιμή της. Έτσι πρόκειται για μια διαφορετική φιλοσοφία διαδικασία σε σχέση με την προηγούμενη αλλά και την Hazus, που πρακτικά σχηματίζει τρισδιάστατες καμπύλες τρωτότητας στον χώρο, με συνιστώσες την αθροιστική πιθανότητα υπέρβασης μιας βλάβης, την φασματική μετακίνηση και την περίοδο του δομικού συστήματος

## 9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

### Βιβλία

Chopra, A.K. (2007), «Δυναμική των κατασκευών : Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική», Prentice Hall , 3<sup>η</sup> έκδοση [Επιμέλεια Επιστημονικής απόδοσης & μετάφρασης στα ελληνικά Σταύρος Αναγνωστόπουλος , Μ.Γκιούρδας]

Καρύδης Γ.Π – Ταφλαμπάς Ι.Μ (2007), «Τεχνική Σεισμολογία, παραδόσεις 2006-2007», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, ΕΜΠ, Αθήνα

Κολιόπουλος Κ.Παναγιώτης – Μανώλης Δ.Γεώργιος (2005), «Δυναμική των κατασκευών με εφαρμογές στην Αντισεισμική Μηχανική», Β.Γκιούρδας

Πενέλης, Γ.Γ. και Κάππος, Α.Ι.(1990), «Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα», Π. Ζήτη, Θεσσαλονίκη

Τάσιος Θ.Π (2010), «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών & Ενισχύσεων», Συμμετρία, Αθήνα

Φαρδής Μιχαήλ (2008), «Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος», Μέρος Ι,ΙΙΙ, Πάτρα

Ψυχάρης Ι. (2010), «Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, ΕΜΠ, Αθήνα

### Δημοσιεύσεις/Άρθρα

G.M. Calvi (1999) , “ A displacement – based approach for Vulnerability evaluation of classes of buildings”, Journal of Earthquake Engineering”, Vol 3, No 3, pp 411-438

H.Crowley, R.Pihno, J.Bommer (2004), “ A Probabilistic Displacement – based Vulnerability Assessment Procedure for Earthquake Loss Estimation”, Bulletin of Earthquake Engineering 2, pp 173-219

S.Glaister & R.Pihno (2003), “Development of a simplified deformation – based method for seismic vulnerability assessment”, Journal of Earthquake Engineering”, Vol 7, Special issue, pp 107-140

Δρίτσος Στέφανος (2009), « Έλεγχος χαλύβων οπλισμού σε υφιστάμενες κατασκευές, Συγκολλήσεις παλαιών – νέων οπλισμών, Ημερίδα ΚΤΧ 2008

Μπάρος Κ. Δημήτριος (2006), Μεταπτυχιακή διατριβή «Επιλογή Στρατηγικής ενίσχυσης σε υφιστάμενες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση ανελαστικών αναλύσεων», Πάτρα

Ρεπαπής Κωνσταντίνος – Βιντηλαίου Ελισσάβη - Ζέρης Χρήστος (2006), «Εκτίμηση Συμπεριφοράς Υφιστάμενων κτιρίων από Ω.Σ. με χρήση Δυναμικών Αναλύσεων αυξανόμενης έντασης», 15<sup>ο</sup> Συνέδριο σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη.

## **Κανονισμοί**

ACI 318-08 (2008), “Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary, ACI Committee 318

FEMA 356, (2000) “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report” ASCE , Washington, D.C.

Hazus – MH MR1 (2003), Fema & NIBS, Washington, D.C.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, Βασιλικό Διάταγμα 1959, Αθήνα (ΦΕΚ 36 Α/26-2-1959)

Ελληνικός Παλαιός Κανονισμός Ω.Σ., Βασιλικό Διάταγμα 1954, Αθήνα (ΦΕΚ 160 Α/26-7-1954)

Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012), ΟΑΣΠ, Αθήνα

Πρότυπο EN 1998-1:2004, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών, Μέρος 1 Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια

Πρότυπο EN 1998-3:2005, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών, Μέρος 3, Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων

## **Εγχειρίδια Λογισμικού**

Επίσημο εγχειρίδιο FESPA 10 + Pushover. LH Λογισμική, Αθήνα, Αύγουστος 2011

SAP2000 (2010) «Ανάλυση & Σχεδιασμός με Πεπερασμένα στοιχεία», Επιμέλεια έκδοσης Τσάμπρας Γεώργιος

## **Διαδίκτυο**

[http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/eidika\\_themata\\_texnikis/simeioseis/LECTURE\\_2.pdf](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/eidika_themata_texnikis/simeioseis/LECTURE_2.pdf)

[http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/eidika\\_themata\\_texnikis/simeioseis/LECTURE\\_7.pdf](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/eidika_themata_texnikis/simeioseis/LECTURE_7.pdf)

[http://www.structware.com/consec/WebHelp/moment\\_curvature.htm](http://www.structware.com/consec/WebHelp/moment_curvature.htm)