

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΤΥΠΙΚΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ Ω.Σ.**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΓΙΟΥΛΙΑΝ ΑΓΚΟΛΛΙ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ, 2022

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΠΡΟΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ

ΠΡΟΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ
ΤΥΠΙΚΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ Ω.Σ.

ΓΙΟΥΛΙΑΝ ΑΓΚΟΛΛΙ

ΑΘΗΝΑ, 2022

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ-ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Αγκόλλι Γιουλιάν του Ντεβίτ, με αριθμό μητρώου 47764 φοιτητής του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Μηχανικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολο τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από εμένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παραβίαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Ο Δηλών

Αγκόλλι Γιουλιάν



**Τίτλος: ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΥΠΙΚΩΝ
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ Ω.Σ.**

Η Διπλωματική Εργασία έγινε αποδεκτή και βαθμολογήθηκε από την εξής τριμελή επιτροπή:

| ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ | ΥΠΟΓΡΑΦΗ |
|------------------------|----------|
|------------------------|----------|

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

(Επιβλέπων)

ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΠΝΕΥΜΑΤΙΚΟΣ

(Εξεταστής)

ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΔΡΙΒΑΣ

(Εξεταστής)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία με τίτλο «*Διερεύνηση της φέρουσας ικανότητας τυπικών υφιστάμενων κτιρίων Ω.Σ.*» εκπονήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού προγράμματος σπουδών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής. Ως κύριος στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της φέρουσας ικανότητας τυπικών υφιστάμενων κτιρίων Ω.Σ αλλά και η επιρροή που ασκούν σε αυτή οι κανονισμοί, οι διάφορες γεωμετρίες των κτιρίων και η ακανονικότητα. Η αποτίμηση, όπου είναι η προσπάθεια εκτίμησης της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, και η ανάλυση της συμπεριφοράς του κτιρίου πραγματοποιούνται με βάση τους κανονισμούς του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2^η Αναθεώρηση, 2017) και του Ευρωκώδικα 8 με την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) και στάθμη επιτελεστικότητας SD. Η ανελαστική στατική ανάλυση Pushover γίνεται μέσω του προγράμματος Fespa από την LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μία εισαγωγή και σύντομη αναφορά γενικά στις καταστάσεις που επικρατούν στον Ελλαδικό χώρο, τόσο για τους σεισμούς όσο και για τις κατασκευές, και αναφέρεται ο στόχος της παρούσας διπλωματικής. Στο δεύτερο κεφάλαιο πραγματοποιείται μια σύντομη ιστορική αναδρομή στην εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών. Στην αρχή γίνεται αναφορά στον Πρώτο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και έπειτα στην τροποποίηση του ΑΚ1959 το 1984. Στο τρίτο κεφάλαιο αναλύεται η κανονικότητα των κτιρίων τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψους κατά των EC8. Στο τέταρτο κεφάλαιο δίνεται μια αναλυτική περιγραφή για την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover). Στο πέμπτο κεφάλαιο αναφέρονται οι βασικές αρχές του Κανονισμού Επεμβάσεων όπως η περιγραφή των διατάξεων και οι υποχρεώσεις και ευθύνες που υπάρχουν. Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση των κτιρίων και των διαφόρων κατηγοριών αλλά και η αναφορά των παραδοχών που χρειάστηκε να γίνουν στο πλαίσιο της διαστασιολόγησης και της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Στο έβδομο κεφάλαιο γίνεται η αποτίμηση και μια σύνοψη των αποτελεσμάτων. Τέλος στο όγδοο κεφάλαιο αναφέρονται τα συμπεράσματα όπου πάρθηκαν μετά από το στάδιο της αποτίμησης.

Γενικά τα κτίρια είναι απλοϊκά στη γεωμετρία τους χωρίς κλιμακοστάσια ή εξώστες με σκοπό τα αποτελέσματα να είναι πιο συγκρίσιμα μεταξύ τους. Μετά από τις αναλύσεις μπορούμε να καταλήξουμε στο συμπέρασμα πως τα κτίρια 4^{ης} κατηγορίας με το φυτευτό υποστύλωμα είναι και τα πιο ευάλωτα παρουσιάζοντας δυσμενέστερες συμπεριφορές. Τα αποτελέσματα είναι αντιπροσωπευτικά και σκοπό έχουν να δείξουν την σεισμική συμπεριφορά όπου θα έχει ένα κτίριο με βάση τους κανονισμούς με τους οποίους έχει κατασκευαστεί αλλά και την γεωμετρία του.

ABSTRACT

This graduation thesis entitled “*Investigation of the bearing capacity of typical existing RC buildings*” was composed at the department of the civil engineering of the University of West Attica. As the main objective of this graduation thesis is the investigation of the bearing capacity of typical existing RC building and also the influence exerted on it by the seismic codes, the different geometries of the buildings and the irregularity. The seismic assessment, which is the attempt to estimate the available bearing capacity of the building, and the analysis of the behaviour of the building are carried out based on the Greek Code of Structural Interventions (2nd revision, 2017) and the EN-1998-1: Eurocode 8 with the method of inelastic static analysis (Pushover) and SD performance level. The inelastic static analysis Pushover is done through the Fespa software from LH LOGISMIKI.

In the first chapter, there is an introduction and a brief reference in general to the situations that prevail in the Greek area, both for earthquakes and for constructions, and the aim of this thesis is stated. In the second chapter, a brief historical review of the evolution of anti-seismic regulations is carried out. At the beginning, reference is made to the First Greek Anti-Seismic Regulation of 1959 and then to the amendment of EAK1959 in 1984. The third chapter analyzes the regularity of the buildings both in plan and in height against EC8. In the fourth chapter a detailed description of the inelastic static analysis Pushover is given. In the fifth chapter, the basic principles of the Regulation of Interventions are mentioned, such as the description of the provisions and the obligations and responsibilities that exist. In the sixth chapter, the buildings and the various categories are presented, as well as the assumptions that had to be made in the context of the dimensioning and the inelastic static analysis. In the seventh chapter, the evaluation and a summary of the results are done. Finally, the eighth chapter states the conclusions reached after the evaluation stage.

In general, the buildings are simplistic in their geometry without staircases or balconies in order to make the results more comparable to each other. After the analyses, we can come to the conclusion that the 4th category buildings with the planted column are the most vulnerable, presenting more unfavorable behaviors. The results are representative and are intended to show the seismic behavior where a building will have based on the regulations with which it has been constructed and its geometry.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με την παρούσα Διπλωματική εργασία ολοκληρώνονται οι σπουδές μου στο προπτυχιακό πρόγραμμα σπουδών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής στο τμήμα των Πολιτικών Μηχανικών της σχολής Μηχανικών.

Ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου Δρ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή για την επιστημονική καθοδήγηση και βοήθειά του καθ' όλη τη διάρκεια της διπλωματικής μου εργασίας.

Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρεία LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ για την παραχώρηση του στατικού λογισμικού Fespa, το οποίο ήταν απαραίτητο για την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου και κυρίως τον πατέρα μου για την έμπρακτη υποστήριξη και εμπιστοσύνη που μου έδειξαν σ' όλα τα χρονιά των προπτυχιακών μου σπουδών.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Πίνακας περιεχομένων

| | |
|--|----|
| ΠΕΡΙΛΗΨΗ | 3 |
| ABSTRACT | 4 |
| ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ | 5 |
| ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ | 6 |
| ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ | 9 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο: ΕΙΣΑΓΩΓΗ | 11 |
| <i>1.1 Γενικά</i> | 11 |
| <i>1.2 Στόχος</i> | 14 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο: Η ΕΞΕΛΙΞΗ ΤΩΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΠΑΡΟΔΟ ΤΟΥ ΧΡΟΝΟΥ | 15 |
| <i>2.1 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959</i> | 15 |
| <i>2.2 Ακριβής Ελληνική Μέθοδος Αντισεισμικού Υπολογισμού</i> | 17 |
| <i>2.3 Τροποποίηση του ΕΑΚ1959 το 1984</i> | 19 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο: Κανονικότητα Κτιρίων ΚΑΤΑ EC8 | 21 |
| <i>3.1 Κανονικότητα σε κάτοψη</i> | 21 |
| <i>3.2 Επιπτώσεις ενός κτιρίου ως μη κανονικό σε κάτοψη</i> | 25 |
| <i>3.3 Κανονικότητα σε Όψη</i> | 27 |
| <i>3.4 Επιπτώσεις ενός κτιρίου ως μη κανονικό καθ' ύψος</i> | 29 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο: PUSHOVER | 30 |
| <i>4.1 Γενικά</i> | 30 |
| <i>4.2 Στόχοι και Πλεονεκτήματα της χρήση Pushover</i> | 30 |
| <i>4.3 Χρήση Pushover σε Νέα και Υφιστάμενα κτίρια</i> | 31 |
| <i>4.3.1 Υφιστάμενα κτίρια</i> | 31 |
| <i>4.3.2 Νέα κτίρια</i> | 31 |
| <i>4.4 Συντελεστής a_w/a_1</i> | 32 |
| <i>4.5 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover</i> | 33 |
| <i>4.6 Σεισμικά φορτία</i> | 35 |
| <i>4.7 Στοχευόμενη μετατόπιση</i> | 38 |
| <i>4.7.1 Μέθοδος N2 ή Μέθοδος EC8</i> | 38 |
| <i>4.7.2 Στάθμες επιτελεσματικότητας</i> | 43 |
| <i>4.8 Τελικός έλεγχος επάρκειας</i> | 45 |
| <i>4.8.1 Καθολικός έλεγχος κατασκευής</i> | 45 |
| <i>4.8.2 Έλεγχος σε επίπεδο μέλους</i> | 46 |

| | |
|--|-----------|
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο: ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ..... | 48 |
| 5.1 Εισαγωγή | 48 |
| 5.2 Πεδίο Εφαρμογής..... | 48 |
| 5.3 Αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων..... | 49 |
| 5.4 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού..... | 50 |
| 5.4.1 Γενικά..... | 50 |
| 5.4.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας..... | 51 |
| 5.5 Λήψη αποφάσεων επέμβασης και Ανασχεδιασμός..... | 52 |
| 5.5.1 Σκεπτικό λήψης αποφάσεων για επέμβαση..... | 52 |
| 5.5.2 Ανασχεδιασμός..... | 52 |
| 5.6 Ανάλυση και Τεκμηρίωση φέροντος οργανισμού υφιστάμενου δομήματος..... | 53 |
| 5.6.1 Γενικά..... | 53 |
| 5.6.2 Αποτύπωση του δομήματος..... | 54 |
| 5.6.3 Ιστορικό..... | 54 |
| 5.6.4 Καταγραφή βλαβών..... | 54 |
| 5.6.5 Διερευνητικές εργασίες..... | 55 |
| 5.7 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) | 55 |
| 5.7.1 Γενικά..... | 55 |
| 5.7.2 Σκυρόδεμα..... | 56 |
| 5.7.3 Χάλυβας..... | 57 |
| 5.7.4 Τοίχοι πλήρωσης..... | 58 |
| 5.7.5 Γεωμετρικά δεδομένα..... | 58 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΑΝΑΦΟΡΑ ΠΑΡΑΔΟΧΩΝ..... | 60 |
| 6.1 Εισαγωγή | 60 |
| 6.2 Παρουσίαση κτιρίων..... | 60 |
| 6.3 Παραδοχές..... | 66 |
| 6.3.1 Κατηγορία εδάφους..... | 66 |
| 6.3.2 Σεισμικές ζώνες και Συντελεστής Σπουδαιότητας..... | 68 |
| 6.3.3 Σκυρόδεμα..... | 70 |
| 6.3.4 Χάλυβας..... | 70 |
| 6.3.5 Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού κατά EC8..... | 70 |
| 6.3.6 Φάσμα Σχεδιασμού για Ανελαστική Συμπεριφορά κατά EC8..... | 72 |
| 6.3.7 Γενικές Παραδοχές..... | 72 |
| 6.3.8 Παραδοχές Φορτίων..... | 73 |
| 6.3.9 Παραδοχές Αποτίμησης..... | 73 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ..... | 75 |

| | |
|--|----|
| <i>7.1 Γενικά</i> | 75 |
| <i>7.2 Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 1^{ης} κατηγορίας</i> | 76 |
| <i>7.3 Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 2^{ης} κατηγορίας</i> | 80 |
| <i>7.4 Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 3^{ης} κατηγορίας</i> | 84 |
| <i>7.4 Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 4^{ης} κατηγορίας</i> | 88 |
| <i>7.5 Σύνοψη αποτελεσμάτων</i> | 92 |
| 7.5.1 Σύνοψη Ιδιοπεριόδου | 92 |
| 7.5.2 Σύνοψη Πλαστιμότητας..... | 92 |
| 7.5.3 Σύνοψη Στοχευόμενης Μετατόπισης | 92 |
| 7.5.4 Σύνοψη Υπεραντοχής | 93 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8^ο: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ | 94 |
| ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ | 95 |

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

| | |
|---|----|
| Σχήμα 1.1: Η Pilotis για τον Πολιτικό Μηχανικό..... | 11 |
| Σχήμα 1.2: Χρήση δικτυωτού χιαστί συνδέσμου σε πολυώροφο κτίριο..... | 12 |
| Σχήμα 1.3: Ο Άγιος Ευστράτιος έπειτα από τον σεισμό του 1968. | 13 |
| Σχήμα 1.4: Ο φονικός σεισμός της Πάρνηθας. | 13 |
| Σχήμα 2.1: Οριζόντια και κατακόρυφα σεισμικά φορτία (Δουδούμης, 2018)..... | 16 |
| Σχήμα 2.2: Τοιχώματα μορφής Γ, Τ (Δουδούμης, 2018). | 16 |
| Σχήμα 2.3: Γωνιακό υποστύλωμα (Δουδούμης, 2018). | 17 |
| Σχήμα 2.4: Στα πολυώροφα πλαίσια διάτμησης: ικανοποιητική εν γένει ακρίβεια αποτελεσμάτων (Δουδούμης, 2018)..... | 18 |
| Σχήμα 2.5: Στα πολυώροφα μικτά συστήματα πλαισίων-τοιχωμάτων: ενδεχόμενο διάπραξης πολύ σοβαρού σφάλματος. (Δουδούμης, 2018)..... | 18 |
| Σχήμα 2.6: Άνω τριγωνική κατανομή σε πολυώροφο πλαίσιο (Δουδούμης, 2018)..... | 19 |
| Σχήμα 3.1: Σχηματική απεικόνιση των κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη του EC8-1 (Αντωνιάδης, 2011). | 24 |
| Σχήμα 3.2: Εφαρμογή της θεωρίας του «πλασματικού ελαστικού άξονα» για τον ορισμό των κέντρων ελαστικής στροφής (ή δυσκαμψίας) των ορόφων και των αντίστοιχων ακτινών δυστρεψίας (Αντωνιάδης, 2011). | 26 |
| Σχήμα 3.3: Εφαρμογή Σχηματική απεικόνιση των κριτηρίων καθ' ύψους κανονικότητας του EC8-1 (Αντωνιάδης, 2011). | 28 |
| Σχήμα 3.4: Πορεία υπολογισμού του συντελεστή συμπεριφοράς στον EC8-1 (Αντωνιάδης, 2011)..... | 29 |
| Σχήμα 4.1: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013)..... | 32 |
| Σχήμα 4.2: Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013)..... | 33 |
| Σχήμα 4.3: Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013)..... | 34 |
| Σχήμα 4.4: Διάγραμμα ροπών-καμπυλότητας (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013)..... | 34 |
| Σχήμα 4.5: Διάγραμμα ροπών-γωνιών στροφής (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013). | 35 |
| Σχήμα 4.6: Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013). | 35 |
| Σχήμα 4.7: Διευθύνσεις φόρτισης διαφράγματος χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα και με τυχηματική εκκεντρότητα (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013). | 36 |
| Σχήμα 4.8: Τριγωνική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013). | 37 |
| Σχήμα 4.9: Ορθογωνική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013). | 37 |
| Σχήμα 4.10: Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013). | 37 |
| Σχήμα 4.11: Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013)..... | 39 |
| Σχήμα 4.12: Μετατροπή μεγεθών από το πολυβάθμιο σύστημα για τη δημιουργία του διαγράμματος (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013). | 40 |
| Σχήμα 4.13: Μετατροπή του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή σε διαγραμματικό (EC8-1) (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013)..... | 41 |
| Σχήμα 4.15: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας ADRS και στάθμες επιτελεστικότητας για συγκεκριμένη κατασκευή στο FESPA (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013). | 45 |
| Σχήμα 4.16: Τελικός έλεγχος επάρκειας κατασκευής (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013)..... | 46 |
| Σχήμα 4.17: Μη ικανοποίηση του ελέγχου επάρκειας (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013)..... | 47 |
| Σχήμα 6.1: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 1..... | 60 |
| Σχήμα 6.2: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 1..... | 61 |
| Σχήμα 6.3: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 2..... | 62 |
| Σχήμα 6.4: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 2..... | 62 |
| Σχήμα 6.5: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 3..... | 63 |

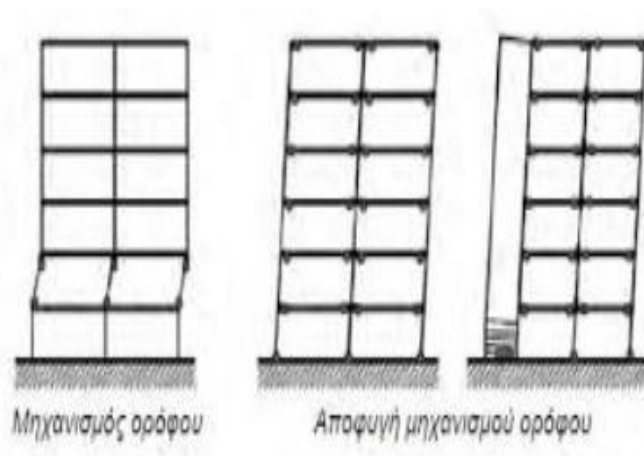
| | |
|---|----|
| Σχήμα 6.6: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 3..... | 64 |
| Σχήμα 6.7: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 4..... | 65 |
| Σχήμα 6.8: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας με τον EC8..... | 69 |
| Σχήμα 6.9: Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8..... | 70 |
| Σχήμα 7.1: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 1 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων..... | 76 |
| Σχήμα 7.2: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 1 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων..... | 77 |
| Σχήμα 7.3: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 1 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων..... | 78 |
| Σχήμα 7.4: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 1 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων..... | 79 |
| Σχήμα 7.5: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 2 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων..... | 80 |
| Σχήμα 7.6: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 2 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων..... | 81 |
| Σχήμα 7.7: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 2 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων..... | 82 |
| Σχήμα 7.8: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 2 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων..... | 83 |
| Σχήμα 7.9: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 3 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων..... | 84 |
| Σχήμα 7.10: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 3 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων..... | 85 |
| Σχήμα 7.11: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 3 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων..... | 86 |
| Σχήμα 7.12: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 3 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων..... | 87 |
| Σχήμα 7.13: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 4 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων..... | 88 |
| Σχήμα 7.14: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 4 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων..... | 89 |
| Σχήμα 7.15: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 4 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων..... | 90 |
| Σχήμα 7.16: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 4 ^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων..... | 91 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Ο σκοπός του επαγγέλματος στον τομέα του Πολιτικού Μηχανικού, είναι εκείνος της κατασκευής τεχνικών και κοινωνικών υποδομών σε μια χώρα με απώτερο σκοπό την βελτίωση της ποιότητας ζωής των πολιτών, αλλά και τη μελέτη-αξιολόγηση των ήδη υφιστάμενων κτιρίων της. Πιο συγκεκριμένα, η δραστηριότητα του Πολιτικού Μηχανικού είναι η μελέτη, η επίβλεψη της κατασκευής, η διάπλαση και η συντήρηση του εκάστοτε έργου.

Όπως όλοι γνωρίζουμε η Ελλάδα είναι μια χώρα με έντονη σεισμική δραστηριότητα, αυτό οφείλεται στην γεωγραφική της θέση διότι είναι στα όρια της Ευρασιατικής και της Αφρικανικής πλάκας, ως αποτέλεσμα η σεισμική δράση να πρέπει να λαμβάνεται σοβαρά υπόψη στα στάδια της μελέτης και της προσομοίωσης του έργου. Ωστόσο λόγω της ύπαρξης μεγάλου αριθμού κτιρίων που έχει κατασκευαστεί με παλαιότερους κανονισμούς, που δεν προέβλεπαν τις κατάλληλες σεισμικές δράσεις, εφευρέθηκαν λύσεις ώστε να μπορούν τα κτήρια να είναι και πάλι «λειτουργικά». Για παράδειγμα, η δημιουργία μαλακού ορόφου σε κτήρια τύπου Pilotis ή η χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας σε προεπιλεγμένα φατνώματα των φορέων της εκάστοτε κατασκευής.



Σχήμα 1.1: Η Pilotis για τον Πολιτικό Μηχανικό.



Σχήμα 1.2: Χρήση δικτυωτού χιαστί συνδέσμου σε πολυώροφο κτίριο.

Το 1959 τέθηκε σε εφαρμογή ο πρώτος Ελληνικός Κανονισμός υποχρεωτικής εφαρμογής του σε ολόκληρη την χώρα (Β Δ 1959) έως το 1985, όπου υπήρξε και η αναγκαιότητα βελτιώσεις του με πρόσθετα βασικά άρθρα. Ο αντισεισμικός κανονισμός του 1959 ήταν δόκιμος, τόσο στην Ελλάδα όσο και σε διεθνές επίπεδο, και προσπαθούσε να καλύψει τις ανάγκες της τότε εποχής με βάση τις δυνατότητες που υπήρχαν σε οικονομικό, τεχνολογικό αλλά και μορφωτικό επίπεδο. Με την πάροδο του χρόνου όμως οι αρχιτεκτονικές αλλά και οι χρηστικές απαιτήσεις αρχίσαν να αυξάνονται, σε όλη την επικράτεια αλλά κυρίως στις αστικές πόλεις, επομένως οι κανονισμοί δεν μπορούσαν να ανταποκριθούν στις απαιτήσεις προκαλώντας αρκετά προβλήματα τόσο στο στάδιο της μελέτης όσο και στο στάδιο της εφαρμογής. Στην Ελλάδα σε μεγάλο ποσοστό τα κτήρια είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα ηλικίας 40-60 ετών, αφού έχουν σχεδιαστεί με βάση τους αντισεισμικούς κανονισμούς του 1959, του 1985 και του 1995. Εντός αυτής της χρονικής περιόδου υπήρξαν αρκετά ισχυροί σεισμοί που άφησαν πίσω τους πολλαπλές ζημιές στα κτήρια αλλά και εκατοντάδες νεκρούς, όπως το 1968 στον Άγιο Ευστράτιο και το 1999 στην Πάρνηθα.



Σχήμα 1.3: Ο Άγιος Ευστράτιος έπειτα από τον σεισμό του 1968.



Σχήμα 1.4: Ο φονικός σεισμός της Πάρνηθας.

Γίνεται επομένως σαφής η επιτακτική ανάγκη αποτίμησης της συμπεριφοράς των υφιστάμενων κατασκευών έναντι σεισμικών φορτίων, που εκ των προτέρων θα μας αποφέρει μια πιο ολοκληρωμένη εικόνα για το μέγεθος του προβλήματος στο εκάστοτε κτήριο, αλλά μετέπειτα και στην κατάλληλη εφικτή λύση. Για την ικανοποίηση αυτών των αναγκών, ο Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), ξεκίνησε το 2000 την έρευνα για την θέσπιση του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), όπου πλέον έχει τεθεί σε εφαρμογή με την τελική του μορφή (2η Αναθεώρηση, Ιούλιος 2017). Εναλλακτικά υπάρχει και η δυνατότητα χρησιμοποίησης του EC8-3.

1.2 Στόχος

Κύριος στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της φέρουσας ικανότητας τυπικών υφιστάμενων κτιρίων Ω.Σ. Στην αρχή πραγματοποιείται διαστασιολόγηση 16 τυπικών κτηρίων με βάση το Β.Δ. του 1959 (Πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός). Στη συνέχεια, εφόσον τα κτήρια έχουν διαστασιολογηθεί με τον παλιό κανονισμό, θα πρέπει να γίνει εφαρμογή των Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2η Αναθεώρηση, Αύγουστος 2017) και του Ευρωκώδικα 8 Μέρος 3.

Για τους απαιτούμενους ελέγχους που θα πρέπει να πραγματοποιηθούν για την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας των κατασκευών έχει επιλεγθεί η μέθοδος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover). Η στάθμη επιτελεστικότητας για τη στοχευόμενη μετακίνηση είναι η Σημαντικές Βλάβες (SD). Για την διαστασιολόγηση και αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των κτιρίων έχει επιλεγθεί το λογισμικό Fespa.

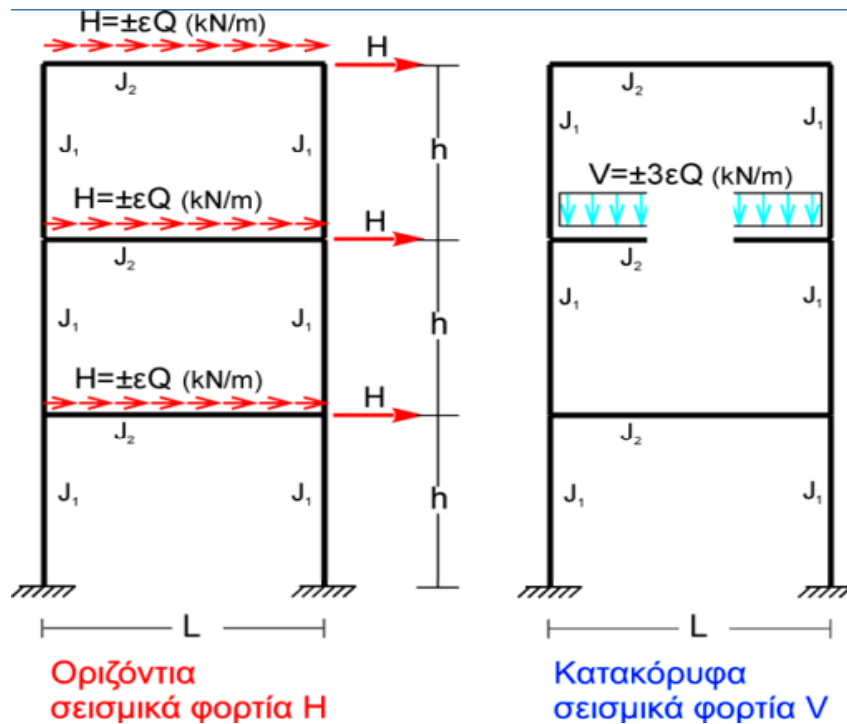
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο: Η ΕΞΕΛΙΞΗ ΤΩΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΠΑΡΟΔΟ ΤΟΥ ΧΡΟΝΟΥ

Οι σεισμοί που έπληξαν την χώρα μας από το 1928 (Κόρινθος-Λουτράκι, Μεγέθους 6,3R) έως και την δεκαετία του 90, αφήσαν πίσω τους εκτός από μεγάλες οικονομικές επιπτώσεις και αρκετές ανθρώπινες απώλειες. Έτσι κρίθηκε αναγκαία η θεσμοθέτηση και υποχρεωτική εφαρμογή νέων αντισεισμικών κανονισμών που θα είχαν ως αποτέλεσμα την κατασκευή ασφαλέστερων κτηρίων. Η ιστορική αναδρομή μας ξεκινάει από το 1959, όπου συντάσσεται ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός με υποχρεωτική εφαρμογή για όλη την χώρα.

2.1 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959.

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959, όπου δημοσιεύτηκε με το Β.Δ. 19-2-1959 (ΦΕΚ 36^Α/26-2-1959) «Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών έργων», έγινε ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός με καθολική εφαρμογή του σε όλη την επικράτεια. Οι βασικές διατάξεις που το αποτελούν είναι οι εξής (Δουδούμης, 2018):

- ❖ Οι περιοχές της χώρας κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες, ασθενώς (I), μετρίως (II) και ισχυρώς (III) σεισμόπληκτες. Περιλαμβάνεται “Πίναξ χαρακτηρισμού σεισμικότητας οικισμών Ελλάδος”. Σε αυτόν τον πίνακα εντοπίζεται η κατηγορία κάθε περιοχής.
- ❖ Με βάση την σεισμική τους επικινδυνότητα τα εδάφη κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες: μικρής (α), μέτριας (β), μεγάλης (γ) και εξαιρετικής (δ).
- ❖ Γίνεται εισαγωγή του σεισμού ως οριζόντια (στατική) δύναμη (+/-) H_i στο κέντρο κάθε μάζας M_i : όπου ισούνται με το σταθερό ποσοστό ε του βάρους της (βλ. Σχήμα 2.1).
 - Ο σεισμικός συντελεστής $\varepsilon = a/g$ (%g) απορρέει από τον συνδυασμό περιοχής σεισμικότητας και κατηγορίας εδάφους και οι τιμές του κυμαίνονται από $\varepsilon = 0,04$ μέχρι $\varepsilon = 0,16$ ($\alpha =$ επιτάχυνση σεισμού).
- ❖ Όταν έχουμε κάποιες ειδικές περιπτώσεις (πρόβολοι κλπ) εφαρμόζεται και κατακόρυφη δύναμη $V_i = 3\varepsilon * (M_i * g)$ (βλ. Σχήμα 2.1)



Σχήμα 2.1: Οριζόντια και κατακόρυφα σεισμικά φορτία (Δουδούμης, 2018).

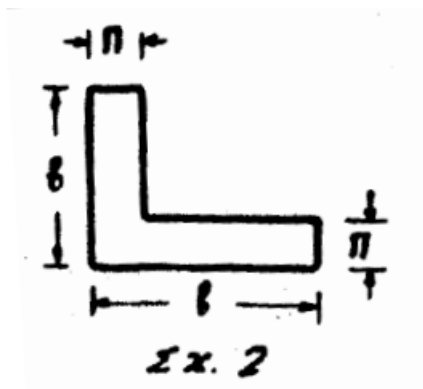
- ❖ Εφαρμόζεται η μέθοδος Ρουσόπουλου ή η ακριβής ελληνική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού, ή μία από τις άλλες επιστημονικές μεθόδους όπου είναι ευρέως αποδεκτή.
- ❖ Συνιστάται η τοποθέτηση τοιχωμάτων. Κατά την στατική ανάλυση συνήθων οικοδομικών έργων, επιτρέπεται η διάσπαση των διατομών τοιχωμάτων μορφής Γ, Τ, στα επί μέρους ορθογωνικά σκέλη τους (βλ. Σχήμα 2.2)



Σχήμα 2.2: Τοιχώματα μορφής Γ, Τ (Δουδούμης, 2018).

- ❖ Επιβάλλεται πρόσθετος ειδικός έλεγχος περιμετρικών υποστυλωμάτων και δοκών σε κτίρια με Φ.Ο. οπλισμένου σκυροδέματος με οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις και συντελεστή $\varepsilon/2$ (όπου $\varepsilon \leq 0,06$).

- ❖ Για τα γωνιακά υποστυλώματα συνιστάται η διατομή σχήματος Γ με ελάχιστες απαιτήσεις πάχους 20 cm και μήκος 35 cm.
 - Εναλλακτικά, για τις ορθογωνικές διατομές οι ελάχιστες διαστάσεις που πρέπει να τηρούνται είναι: 30x30 για τους τρεις ανώτατους ορόφους, 35x35 για τους κατώτερους, οπλισμός $\geq 12 \text{ cm}^2$.



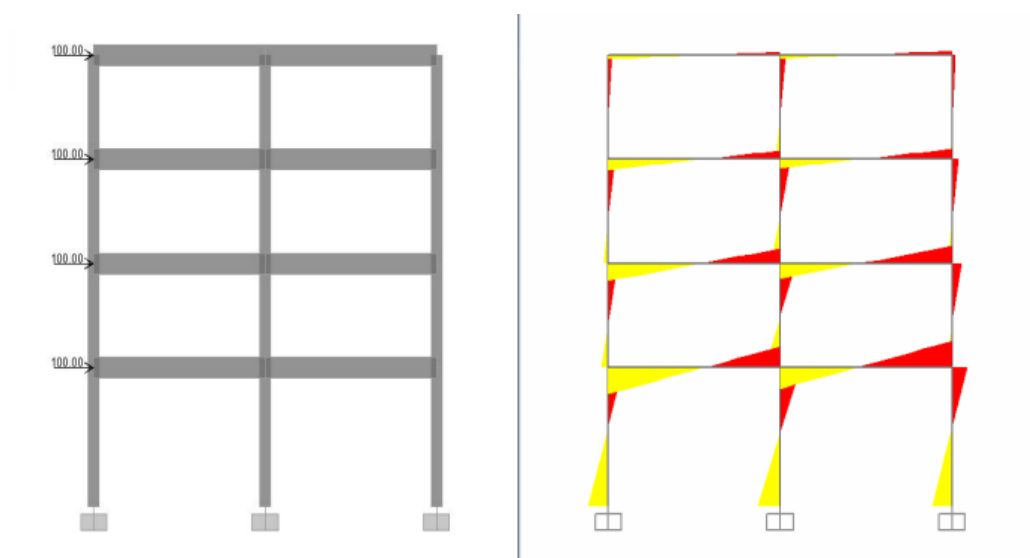
Σχήμα 2.3: Γωνιακό υποστύλωμα (Δουδούμης, 2018).

- ❖ Η διαστασιολόγηση γίνεται με την μέθοδο επιτρεπόμενων τάσεων.
- ❖ Συνήθη οικοδομικά έργα με άνοιγμα οριζόντιων φορέων $\leq 6,5 \text{ m}$ ύψη ορόφων $\leq 5,5 \text{ m}$, για σεισμικότητα I ή II και $\varepsilon \leq 0,08$ απαλλάσσονται από τον κανονικό αντισεισμικό έλεγχο, εφόσον:
 - Υπάρχουν επαρκή τοιχώματα, κατά τις 2 κύριες διευθύνσεις, κοντά στην περίμετρο, ώστε το Κέντρο Ελαστικής Στροφής κάθε ορόφου να βρίσκεται στο κεντρικό 1/3 της κάτοψης.
 - Η ολική διατομή τους ανά όροφο και διεύθυνση, σε σχέση με το εμβαδόν των υπερκειμένων ορόφων είναι μεγαλύτερη:
 - Του 1/500 για $\varepsilon=0,06$ ή $\varepsilon=0,08$
 - Του 1/800 για $\varepsilon=0,04$
 - Το μήκος κάθε τοιχώματος είναι τουλάχιστον:
 - 1,20 m για $\varepsilon=0,06$ ή $\varepsilon=0,08$
 - 1,00 m για $\varepsilon=0,04$
 - Στις επαλληλίες φορτίσεων με σεισμό, επιτρέπεται υπέρβαση τάσεων κατά 20% στο οπλισμένο σκυρόδεμα και 50% στο έδαφος.

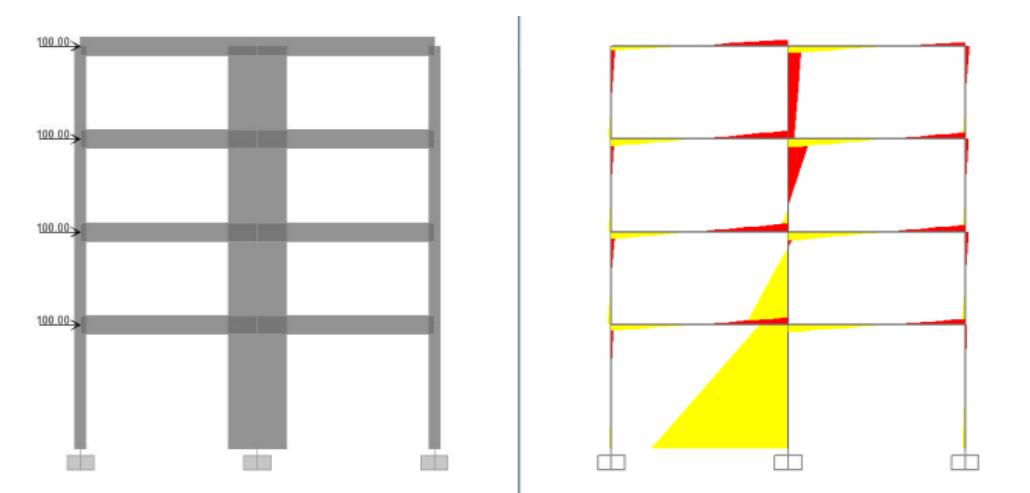
2.2 Ακριβής Ελληνική Μέθοδος Αντισεισμικού Υπολογισμού.

Όπως προαναφέρθηκε νωρίτερα η μέθοδος που εφαρμόστηκε τις περισσότερες φορές ήταν του Ρουσόπουλου ή πιο συγκεκριμένα «Ακριβής Ελληνική Μέθοδος Αντισεισμικού Υπολογισμού». Σε γενικές γραμμές, απαρτίζει μια προσπάθεια εκτίμησης της έντασης του χωρικού προσομοιώματος του κτιρίου για οριζόντια σεισμικά φορτία. Σε κάθε όροφο η κατανομή των σεισμικών φορτίων δεν είναι τυχαία,

αλλά ανάλογη της πλευρικής αντίστασης των κατακόρυφων δοκιμών στοιχείων. Επιπλέον, η εφαρμογή της μεθόδου δεν απαιτεί επίλυση συστημάτων πολλών εξισώσεων, το οποίο είναι πολύ σημαντικό για την τότε εποχή και τις δυνατότητες που υπήρχαν, διότι δεν είναι απαραίτητη η χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή αφού η χρήση λογαριθμικού κανόνα είναι αρκετή. Επιπρόσθετος, η αρχική διατύπωση της μεθόδου παρέχει επαρκή ακρίβεια αποτελεσμάτων στα μονώροφα συστήματα εφόσον δεν υπάρχουν πυρήνες τοιχωμάτων. Αντιθέτως, επιχειρείται προσεγγιστική αντιμετώπιση του θέματος όσο αναφορά τα πολυώροφα συστήματα, επεκτείνοντας την θεωρία των μονώροφων μέσω “εκτίμησης” των “συντελεστών πάκτωσης λ ” για κάθε κατακόρυφο μέλος. (βλ. Σχήμα 2.4 & 2.5)



Σχήμα 2.4: Στα πολυώροφα πλαίσια διάτμησης: ικανοποιητική εν γένει ακρίβεια αποτελεσμάτων (Δουδούμης, 2018).

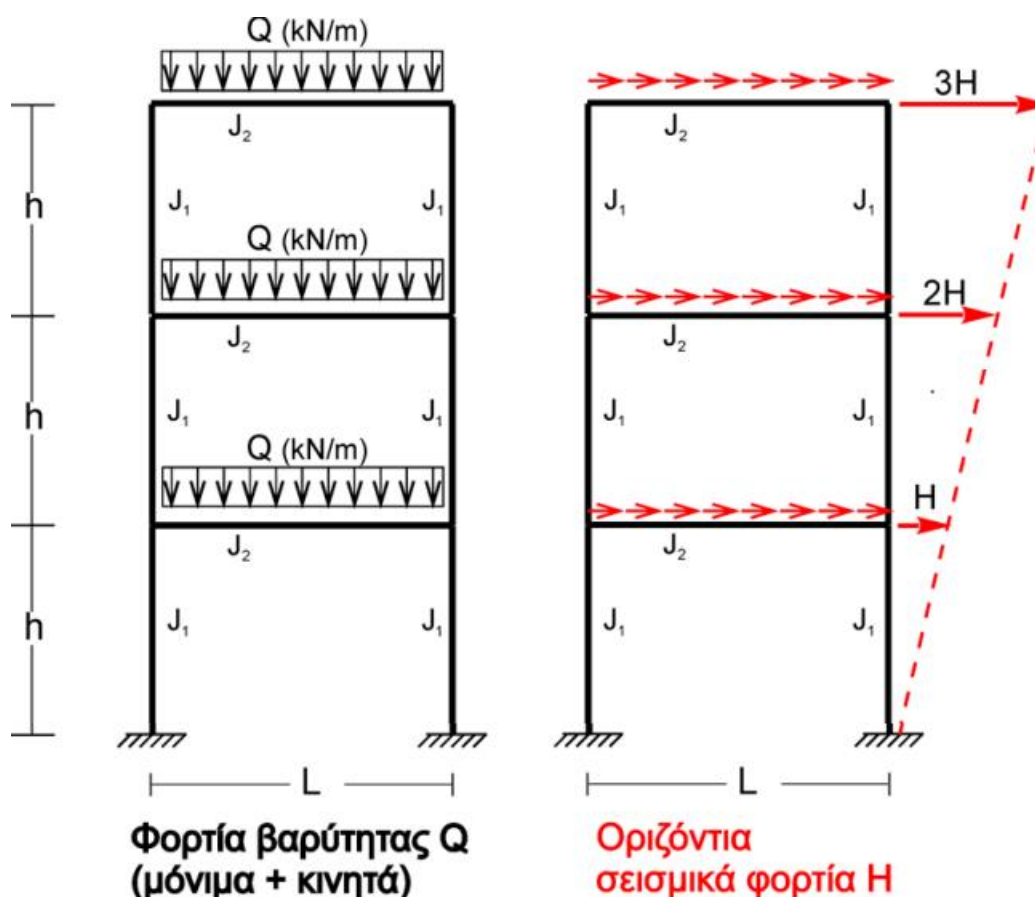


Σχήμα 2.5: Στα πολυώροφα μικτά συστήματα πλαισίων-τοιχωμάτων: ενδεχόμενο διάπραξης πολύ σοβαρού σφάλματος. (Δουδούμης, 2018)

2.3 Τροποποίηση του ΕΑΚ1959 το 1984.

Το μεσοδιάστημα 1959 έως 1984 ο Ελλαδικός χώρος πλήττεται από καταστροφικούς σεισμούς που αφήσαν πίσω τεράστια πλήγματα τόσο σε κοινωνικό όσο και σε ανθρωπιστικό τομέα με εκατοντάδες νεκρούς. Έπειτα από αυτές τις τραυματικές εμπειρίες που προκάλεσαν οι σεισμοί κρίθηκε αναγκαία μια παρέμβαση στους αντισεισμικούς κανονισμούς, που είχε ως αποτέλεσμα την εσπευσμένη τροποποίηση του ΑΚ 1959 (ΦΕΚ 239Β/16-4-1984). Οι βασικές αλλαγές των διατάξεων είναι οι εξής:

- Η ανάλυση φέροντος οργανισμού σε κτίρια με περισσότερους από 3 ορόφους γίνεται με το μοντέλο του “πολύώροφου πλαισίου”.
- Εισάγεται ο “συντελεστής σπουδαιότητας” κτιρίου ως πολλαπλασιαστής του σεισμικού συντελεστή ϵ_0 .
- Στα οριζόντια σεισμικά φορτία επιβάλλεται “άνω τριγωνική κατανομή”. (βλ. Σχημα 2.6)



Σχήμα 2.6: Άνω τριγωνική κατανομή σε πολύώροφο πλαίσιο (Δουδούμης, 2018).

- Επιβάλλεται έλεγχος των οριζόντιων μετακινήσεων λόγω σεισμού. Σε περίπτωση υπέρβασης των ορίων απαιτείται ικανοτικός έλεγχος.
- Θεσπίζεται πληθώρα ελέγχων και κατασκευαστικών συστάσεων σε δομικά στοιχεία Ο.Σ., κόμβους πλαισίων και τοιχοπληρώσεις, για την εξασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές του Φ.Ο.
- Ο Κανονισμός δημιουργεί νέες υπολογιστικές ανάγκες για την στατική επίλυση των πολυώροφων πλαισίων, που συμπίπτουν με την αρχή της εξάπλωσης των προσωπικών υπολογιστών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο: Κανονικότητα Κτιρίων ΚΑΤΑ EC8

Η κανονικότητα πάντα επηρεάζει την επιλογή του προσομοιώματος του φορέα. Οι φορείς οπου ικανοποιούν τα κριτήρια της κανονικότητας κατά την χρονική στιγμή της σεισμικής διέγερσης, σε μεγάλο ποσοστό αποκρίνονται ανεξάρτητα στις κύριες διευθύνσεις. Ως αποτέλεσμα οι αναλύσεις των κτιρίων να μπορούν να γίνουν με πιο απλοποιημένο τρόπο. Για να ονομάζεται ένα κτίριο «κανονικό» θα πρέπει να τηρεί κάποια κριτήρια. Τα κριτήρια αυτά διακρίνονται σε δυο κατηγορίες, κριτήρια κανονικότητας «σε κάτοψη» και κριτήρια κανονικότητας «καθ' ύψος».

3.1 Κανονικότητα σε κάτοψη.

Ένα κτίριο για να μπορεί να χαρακτηριστεί ως κανονικό σε κάτοψη, σύμφωνα με τις διατάξεις του πρότυπου EC8-1, θα πρέπει να πληροί όλες τις ακόλουθες συνθήκες (σχήμα 3.1):

- Θα πρέπει η κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας να είναι κατά προσέγγιση συμμετρική ως προς τους δύο οριζόντιους και κάθετους μεταξύ τους άξονες της κάτοψης του κτιρίου. Για αυτό το κριτήριο δεν απαιτείται απόλυτη συμμετρία και δεν γίνεται καμία ποσοτικοποίηση από τον κανονισμό.
- Το περίγραμμα της κάτοψης του φορέα ορίζεται από μια κυρτή πολυγωνική γραμμή. Οποιαδήποτε εσοχή της περιμέτρου η και εισέχουσες γωνίες, δεν θα πρέπει να αφήνουν εμβαδόν (ή κάθε μία) που να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας κάτοψης αλλά και συγχρόνως να μην επηρεάζουν την εντός επιπέδου δυσκαμψία της πλάκας. Ως πολυγωνικό περίγραμμα κάτοψης, για την πραγματοποίηση αυτού του ελέγχου, λαμβάνεται το περίγραμμα που δημιουργείται από τα κατακόρυφα φέροντα (και πρωτεύοντα) στοιχεία της κατασκευής. Όταν υπάρχει μια ορθογωνική κάτοψη με μόνο μια εσοχή ή εισέχουσα γωνία αυτό ισοδυναμεί με εσοχή στην μια διεύθυνση κατά 20% της παράλληλης διάστασης του ορόφου και κατά 25% στην άλλη. Αν υπάρχουν τέσσερις εσοχές ή εισέχουσες γωνίες το κριτήριο ισοδυναμεί.
- Θα πρέπει τα πατώματα να θεωρούνται πρακτικώς απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδο τους. Πιο συγκεκριμένα, κατά την προσομοίωση των πλακών των ορόφων με την πραγματική τους δυσκαμψία εντός του επιπέδου θα πρέπει οι μετακινήσεις που προκαλούνται να μην υπερβαίνουν σε κανένα σημείο περαιτέρω από 10% των αντίστοιχων που προκύπτουν από την προσομοίωση των πλακών ως άκαμπτων διαφραγμάτων. Όπως όμως γίνεται αντιληπτό αν έχει προηγηθεί η προσομοίωση των πλακών με την πραγματική εντός του επιπέδου δυσκαμψία, τότε αυτός ο ορισμός δεν θα έχει ουσιαστική υπόσταση αλλά και δεν θα υπάρχει προφανής λόγος να θεωρηθούν μετά ως διαφράγματα. Στον EC8-1, κυρίως για την βοήθεια του μελετητή, αναφέρεται ότι οι ολόσωμες πλάκες όπου το πάχος τους είναι μεγαλύτερο των 70mm αλλά και ο οπλισμός τους και στις δυο διευθύνσεις είναι τουλάχιστον ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός που προβλέπει ο EC2-1-1 (Εθνικά Προσδιοριζόμενη Παράμετρος που ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 2), μπορούν να

θεωρούνται ως άκαμπτα διαφράγματα (όπως αναφέρει και το εδάφιο 5.10 του πρότυπου EN 1998-1). Επί του πρακτέου η προηγούμενη απαίτηση του EC8-1 καλύπτει σχεδόν το σύνολο των περιπτώσεων πλακών οπλισμένου σκυροδέματος. Όμως η θεώρηση διαφραγματικής δράσης δεν εξαρτάται εξολοκλήρου από το πάχος και τον οπλισμό. Πρέπει ακόμα να μην διαθέτει μεγάλα ανοίγματα, ειδικά σε γειτνίαση με τα κύρια κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, εσοχές, επιμήκη τμήματα κ.τ.λ. που μπορούν να καταλύσουν την υπόθεση λειτουργίας διαφράγματος. Αν ο μελετητής δεν «αισθάνεται» ότι η υπόθεση ισχύει μπορεί να ελέγξει τη δυσκαμψία του διαφράγματος εφαρμόζοντας τον προηγούμενο συμβατικό ορισμό. Ο κανονισμός ακόμα επισημαίνει και κάποιες ειδικές περιπτώσεις μορφών κάτοψης που θα πρέπει να εξετάζονται με μεγαλύτερη προσοχή. Κατόψεις με σχήμα μορφής L, C, H, I και X, όπου τα μήκη των «σκελών» τους είναι γενικά μεγάλα συγκριτικά με τις διαστάσεις των περιοχών τομής των σκελών αυτών.

- Η λυγηρότητα λ που είναι ο λόγος των πλευρών μιας κάτοψης

$$\lambda = L_{\max} / L_{\min} \quad (3.1)$$

όπου L_{\max} και L_{\min} ορίζονται αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση ενός ορθογωνίου που είναι περιεγραμμένο στην υπό εξέταση κάτοψη, δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερος από 4. Για τις διευθύνσεις των πλευρών του ορθογωνίου δεν δίνονται περεταίρω διευκρινήσεις.

- Θα πρέπει να γίνεται έλεγχος, για κάθε μια από τις δυο κάθετες οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης x και y, στην «στατική» εκκεντρότητα e_{ox} και e_{oy} του κέντρου μάζας κάθε ορόφου ως προς το κέντρο δυσκαμψίας όπου δεν θα πρέπει να ξεπερνάει το 30% της αντίστοιχης ακτίνας δυστροπίας r_x και r_y :

$$e_{ox} \leq 0.3 r_x \quad (3.2)$$

$$e_{oy} \leq 0.3 r_y \quad (3.3)$$

- Ένα κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί ως Στρεπτικά Εύκαμπτο εφόσον η ελάχιστη ακτίνα δυστροπίας κάθε ορόφου r_x ή r_y ως προς τις διευθύνσεις της ανάλυσης x και y θα είναι σε όλους τους υπέργειους ορόφους μεγαλύτερη ή ίση από την αντίστοιχη ακτίνα αδρανείας I_s της μάζας κάθε στάθμης. Θα πρέπει να αποδειχθεί ότι μία από τις δύο θεμελιώδεις ιδιομορφές του κτιρίου είναι κυρίως στρεπτική. Όπως γίνεται αντιληπτό ο ποιο εύκολος τρόπος για να χαρακτηρίσουμε ένα κτίριο ως Στρεπτικά Εύκαμπτο είναι η εξέταση των αποτελεσμάτων της ιδιομορφικής του ανάλυσης.
- Σε μονώροφα κτίρια, ο ορισμός του κέντρου διάτμησης και των ακτινών δυστροπίας πραγματοποιείται με την εφαρμογή των ροπών αδράνειας των κατακόρυφων στοιχείων:

$$x_{K.A.} = \frac{\sum x * E * I_y}{\sum E * I_y} \quad (3.4)$$

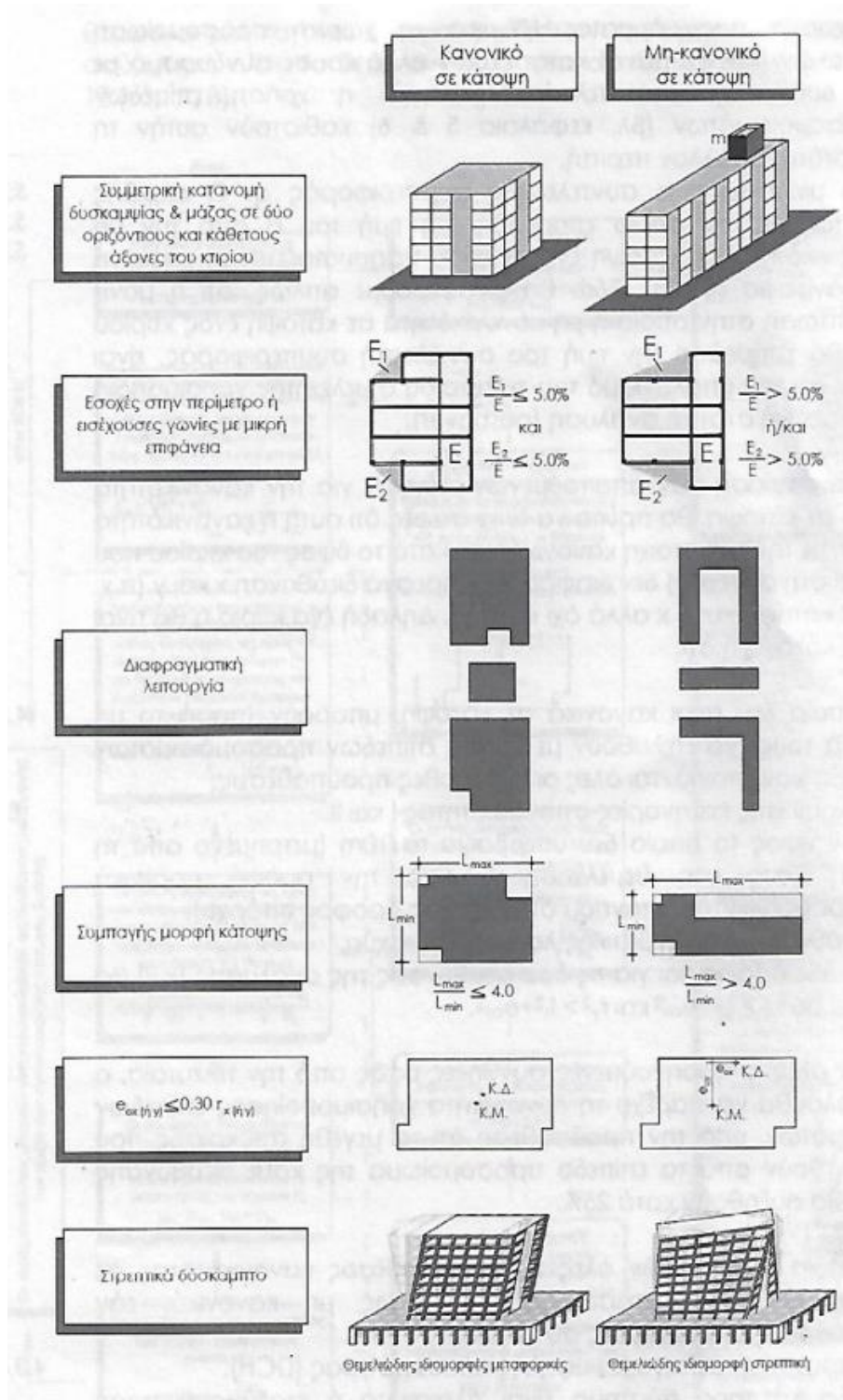
$$y_{K.A.} = \frac{\sum y * E * I_z}{\sum E * I_z} \quad (3.5)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum (x^2 * E * I_y + y^2 * E * I_z)}{\sum E * I_y}} \quad (3.6)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum(x^2 * E * I_y + y^2 * E * I_z)}{\sum E * I_z}} \quad (3.7)$$

όπου x και y οι αποστάσεις των στοιχείων ως προς τυχαίο σημείο της κάτοψης. Πάντα οι αποστάσεις λαμβάνονται παράλληλα στις διευθύνσεις εφαρμογής των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσεις.

- Σε πολυώροφα κτίρια, οι ορισμοί του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυστρεψίας γίνονται κατά προσέγγιση. Η εφαρμογή των προηγούμενων σχέσεων γίνεται υπό προϋποθέσεις (π.χ. κτίρια ισότροπα κλπ). Ως επί των πλείστων, για όλα τα πολυώροφα κτίρια, το Εθνικό προσάρτημα του EC8-1 επιβάλλει την εφαρμογή της μεθόδου του «Πλασματικού ελαστικού άξονα» για των ορισμό των κέντρων. Η εφαρμογή της μεθόδου παρουσιάζεται στο σχήμα 3.2.

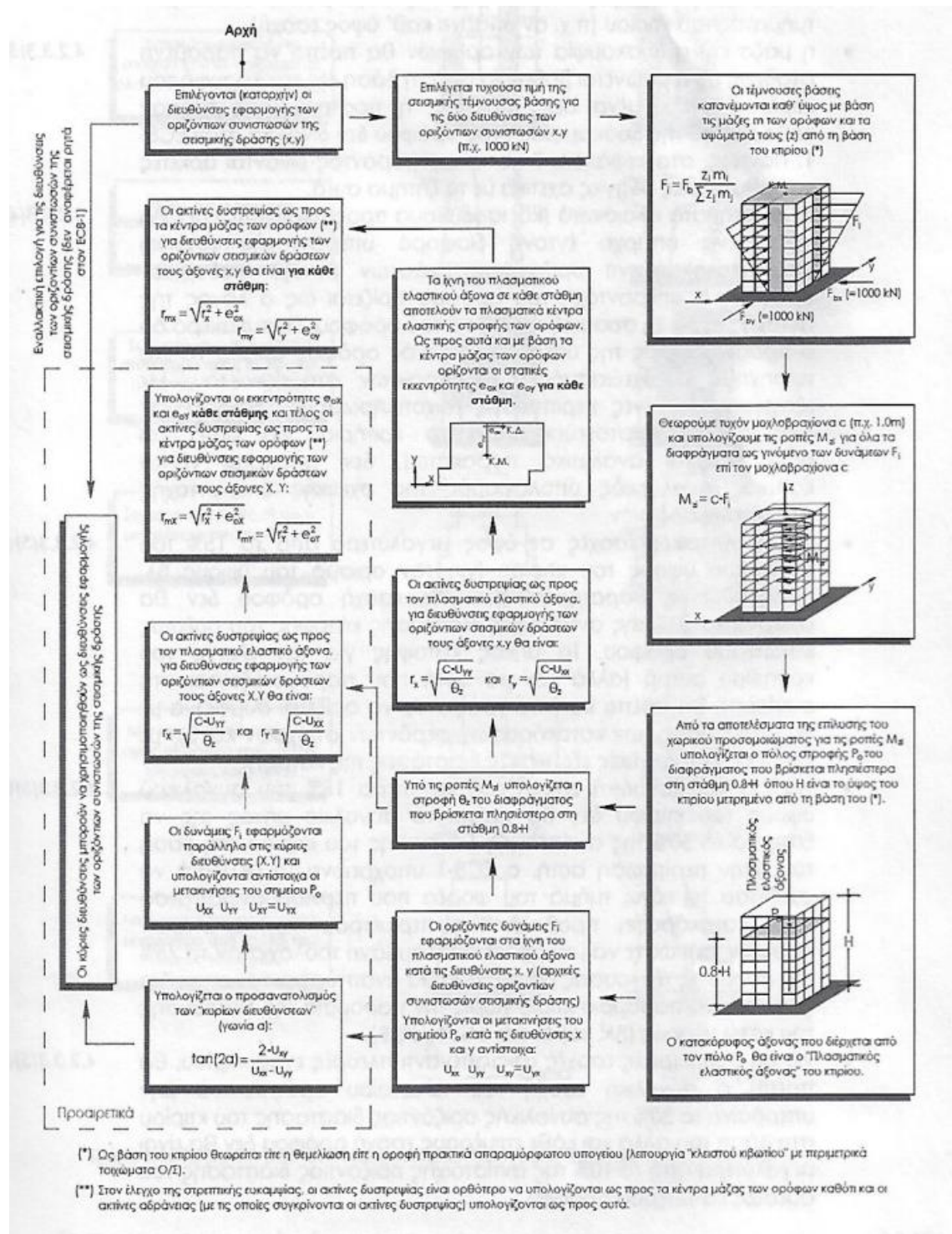


Σχήμα 3.1: Σχηματική απεικόνιση των κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη του EC8-1 (Αντωνιάδης, 2011).

3.2 Επιπτώσεις ενός κτιρίου ως μη κανονικό σε κάτοψη.

Όταν ένα κτίριο χαρακτηρίζεται ως μη κανονικό σε κάτοψη τότε αυτόματος έχει και κάποια «αρνητικά» στοιχεία όχι ιδιαίτερος σημαντικά αλλά δεν παραμένουν αμελητέα. Αυτές οι επιπτώσεις είναι οι εξής δύο:

1. Σε αντίθεση με τα κανονικά κτίρια σε κάτοψη, όπου επιτρέπεται η χρήση επίπεδων προσομοιωμάτων, στα μη κανονικά γίνεται απαραίτητη-υποχρεωτική η προσφυγή σε χωρικό προσομοίωμα για την ανάλυση και τον προσδιορισμό των μεγεθών απόκρισης όμως κατασκευής. Για τα πολύροφα κτίρια, όμως έχω προαναφερθεί, είναι αναγκαία η χρήση χωρικού προσομοιώματος για την εφαρμογή όμως μεθόδου του Πλαστικού Ελαστικού άξονα (σχήμα 3.2).
2. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μικρότερος. Σε αυτό το σημείο όμως θα πρέπει να τονίσουμε ότι όταν για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q ο μελετητής χρησιμοποιεί ανελαστική στατική ανάλυση (pushover), η τιμή αυτή δεν θα επηρεαστεί ακόμα και αν το κτίριο είναι μη κανονικό σε κάτοψη.



Σχήμα 3.2: Εφαρμογή της θεωρίας του «πλασματικού ελαστικού άξονα» για τον ορισμό των κέντρων ελαστικής στρέψης (ή δυσκαμψίας) των ορόφων και των αντίστοιχων ακτίνων δυστροπίας (Αντωνιάδης, 2011).

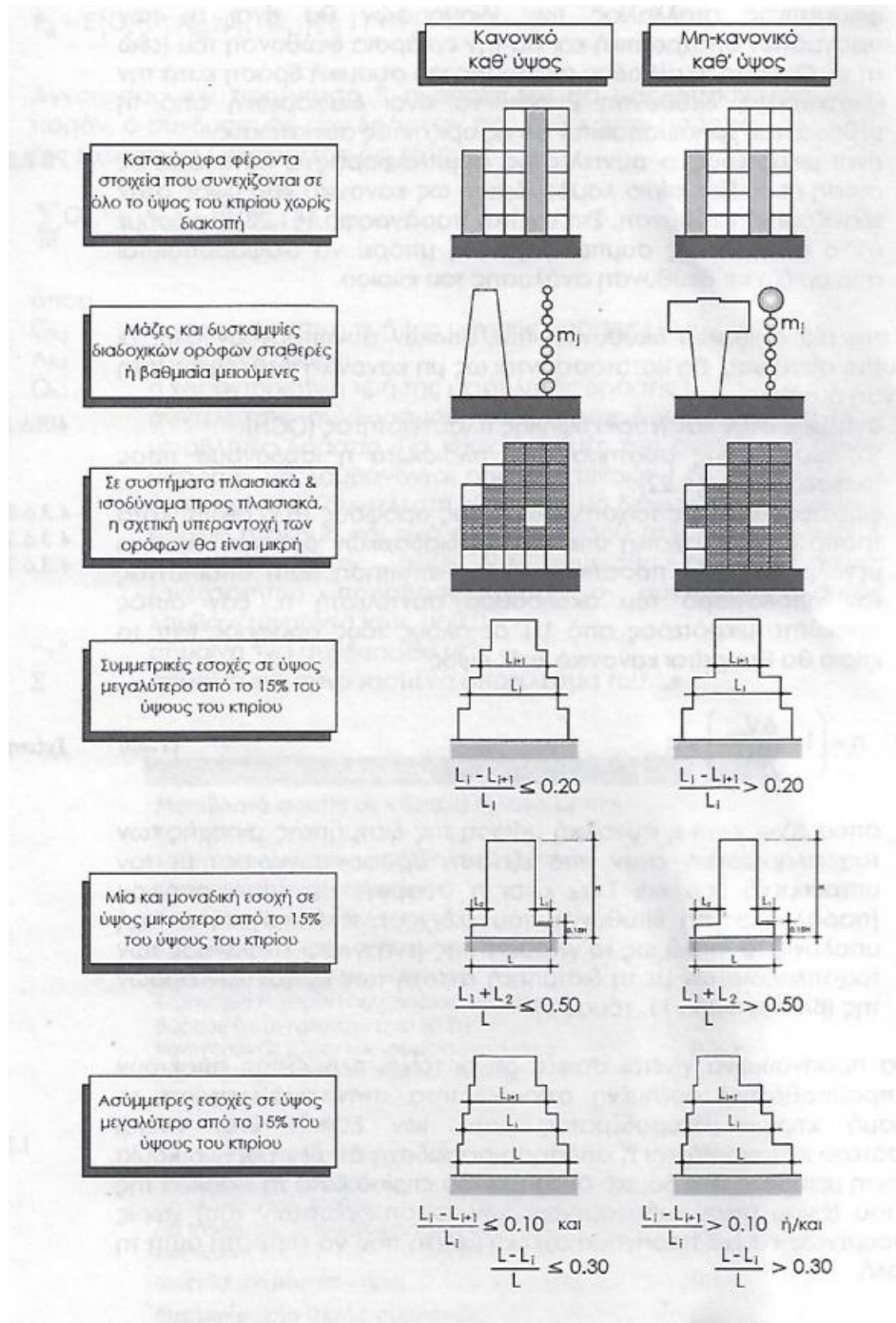
3.3 Κανονικότητα σε Όψη.

Η κανονικότητα καθ' ύψους είναι ένας αρκετά σημαντικός παράγοντας στον σχεδιασμό και την μελέτη του κτιρίου, διότι έχει άμεσο αντίκτυπο στην αντισεισμική συμπεριφορά που θα παρουσιάσει. Τα κτίρια όπου έχουν χαρακτηριστεί μη κανονικά καθ' ύψος επιβαρύνονται με 25% αύξηση των σεισμικών φορτίων αλλά και σχεδιάζονται για συντελεστή συμπεριφοράς q 20% μικρότερο. Σύμφωνα με τον EC8-1, ένα κτίριο χαρακτηρίζεται ως κανονικό σε όψη μόνο όταν πληροί όλες τις ακόλουθες συνθήκες (σχήμα 3.3):

- Θα πρέπει όλα τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία, όπως φέροντα τοιχώματα, πυρήνες ή πλαίσια, να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την αντίστοιχη κορυφή του τμήματος του κτιρίου. Εάν και τυχόν υπάρχουν καθ' ύψος εσοχές τότε έως την άνω επιφάνεια της αντίστοιχης σχετικής ζώνης.
- Η μάζα και η μεταφορική δυσκαμψία των επιμέρους ορόφων θα πρέπει να παραμένει σταθερή ή να μειώνεται βαθμιαία από την βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου χωρίς απότομες αλλαγές. Στον EC8-1 δεν αναγράφονται δυστυχώς συγκεκριμένα όρια μείωσης.
- Στα πλαισιωτά κτίρια δεν θα πρέπει να υπάρχουν απότομες μεταβολές της υπεραντοχής έναντι οριζόντιων δράσεων σε κάθε όροφο μεμονωμένα. Η υπεραντοχή ορίζεται ως ο λόγος της αντοχής προς τη σεισμική τέμνουσα του ορόφου. Πρέπει πρώτα να γίνεται ο σχεδιασμός των φερόντων στοιχείων για να μπορεί να γίνει ο προσδιορισμός της υπεραντοχής ενός ορόφου.
- Όταν στο κτίριο υπάρχουν εσοχές, τότε ισχύουν και οι επιπλέον ακόλουθες συνθήκες:
 - για συμμετρικές εσοχές όπου το ύψος τους υπερβαίνει το 15% του συνολικού ύψους του κτιρίου, τότε αντίστοιχα η εσοχή οποιουδήποτε ορόφου δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 20% της αντίστοιχης διάστασης κάτοψης του ακριβώς κατώτερου ορόφου (σχήμα 3.3).
 - για μία μεμονωμένη εσοχή με ύψος χαμηλότερο από 15% του συνολικού ύψους του κτιρίου, η εσοχή δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 50% της αντίστοιχης διάστασης στην βάση του κτιρίου. Σε μία τέτοια περίπτωση, με βάση τον EC8-1, ο μελετητής θα πρέπει να σχεδιάσει το κάτω τμήμα του φορέα, που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων, να αναλαμβάνει τουλάχιστον το 75% της σεισμικής τέμνουσας βάσης που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε ένα παρόμοιο κτίριο χωρίς την παρουσία της διεύρυνσης του κάτω μέρους (σχήμα 3.3).
 - για εσοχές όπου δεν είναι συμμετρικές με τις απέναντι πλευρές ενός κτιρίου, πρέπει για τον τελευταίο όροφο η συνολική εσοχή να μην είναι μεγαλύτερη του 30% της συνολικής διάστασης στην βάση του κτιρίου. Επιπλέον, κάθε επιμέρους εσοχή κάθε ορόφου να μην υπερβαίνει το 10% της αμέσως προηγούμενης διάστασης ορόφου (σχήμα 3.3).

Σε αυτό το σημείο θα πρέπει να τονιστεί ότι σε ένα κτίριο ο έλεγχος της καθ' ύψους κανονικότητας γίνεται ξεχωριστά για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις εφαρμογής των

οριζοντίων συνιστωσών της σεισμικής δράσης. Με βάση αυτήν την προϋπόθεση ενδέχεται κάποια κτίρια έπειτα τον έλεγχο να προκύψουν κανονικά καθ' ύψος στη μία διεύθυνση και μη κανονικά στην άλλη.

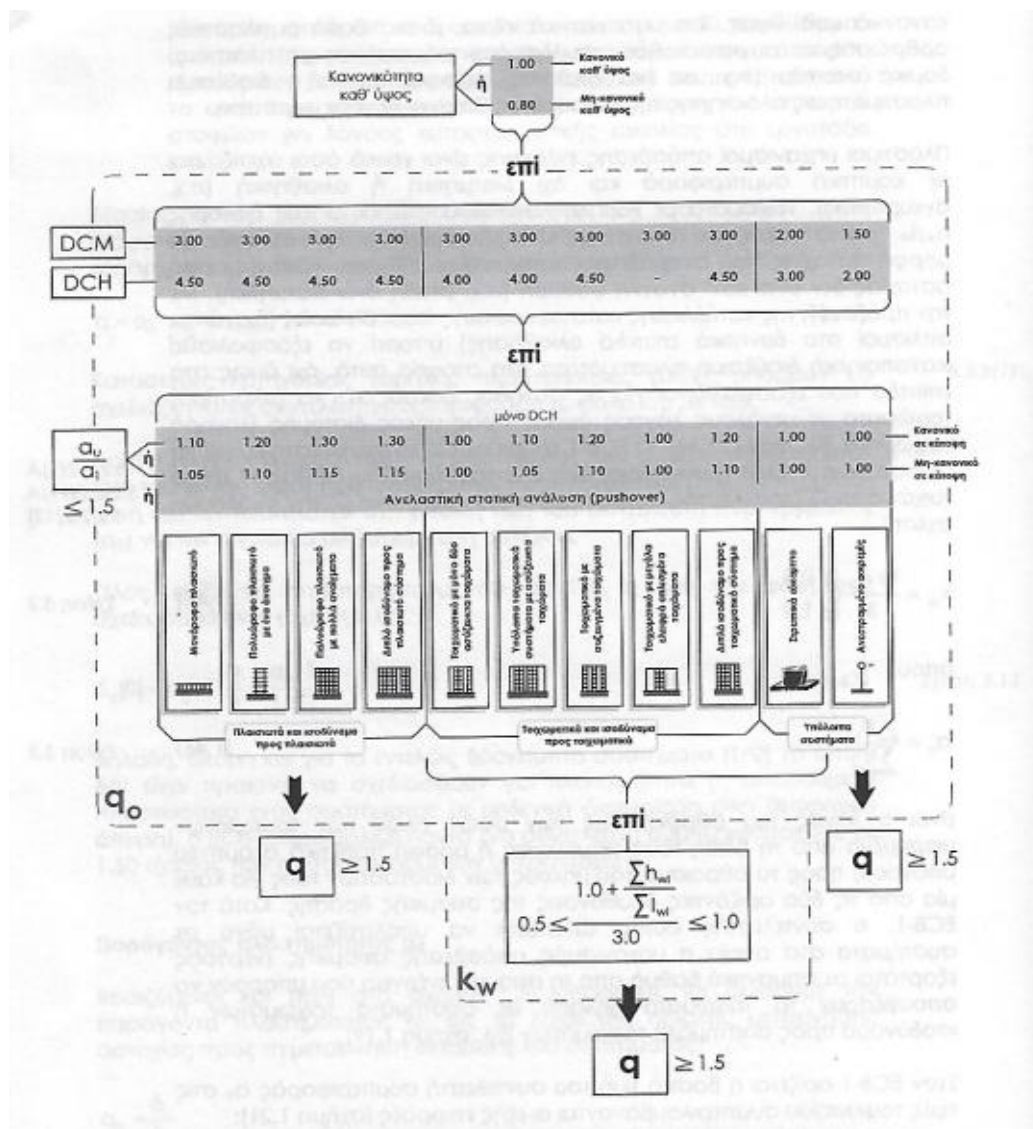


Σχήμα 3.3: Εφαρμογή Σχηματική απεικόνιση των κριτηρίων καθ' ύψος κανονικότητας του EC8-1 (Αντωνιάδης, 2011).

3.4 Επιπτώσεις ενός κτιρίου ως μη κανονικό καθ' ύψος.

Όταν ένα κτίριο χαρακτηρίζεται ως μη κανονικό καθ' ύψος τότε αυτομάτως έχει και κάποια «αρνητικά» στοιχεία όχι ιδιαίτερος σημαντικά αλλά δεν παραμένουν αμελητέα. Αυτές οι επιπτώσεις σε μία π.χ. διεύθυνση είναι οι εξής δύο:

1. Για την ανάλυση του κτιρίου, αντί της στατικής με οριζόντια φορτία, χρησιμοποιείται η μέθοδος της φασματικής επαλληλίας των ιδιομορφών. Η μέθοδος αυτή δεν μπορεί να διαφέρει ανά οριζόντια διεύθυνση του κτιρίου, δηλαδή όταν ένα κτίριο είναι μη κανονικό στη μία διεύθυνση ανάλυσης τότε η εφαρμογή της φασματικής επαλληλίας των ιδιομορφών στην ουσία θα είναι υποχρεωτική και για την εγκάρσια διεύθυνση του.
2. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα είναι μικρότερος κατά 20% σε σύγκριση με το ίδιο κτίριο αν είναι κανονικό καθ' ύψος στην εξεταζόμενη διεύθυνση.



Σχήμα 3.4: Πορεία υπολογισμού του συντελεστή συμπεριφοράς στον EC8-1 (Αντωνιάδης, 2011).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο: PUSHOVER

4.1 Γενικά

Για έναν Μηχανικό που έχει εξειδίκευση στον τομέα των δομοστατικών έργων ο υπολογισμός της απόκρισης ελαστοπλαστικών φορέων υπό στατική ή δυναμική φόρτιση είναι ένα εξαιρετικά σημαντικό ζήτημα, σε όλη την διάρκεια της επαγγελματικής του καριέρας. Οι ισοδύναμες στατικές αναλύσεις που προτείνονταν από τους κανονισμούς δεν ήταν και τόσο αξιόπιστες, αλλά με το πέρασμα των χρόνων και κυρίως με την τεράστια τεχνολογική ανάπτυξη που υπήρξε είχαν ως αποτέλεσμα την διευκόλυνση της εφαρμογής των ανελαστικών μεθόδων. Ως συνέπεια όλων των προαναφερθέντων είναι η μη γραμμική ανάλυση των κατασκευών να θεωρείται αναγκαία ως και «απαραίτητη» στο «οπλοστάσιο» ενός Μηχανικού για τον δομοστατικό σχεδιασμό.

Στις μέρες μας και μετά από πολλές μελέτες και δοκιμές, οι σύγχρονοι κανονισμοί, όπως ο Ευρωκώδικας 8/2004, ο ASCE/2007 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. /2012, επί των πλείστων προτείνουν ότι η εύρεση της διαθέσιμης πλαστιμότητας μιας κατασκευής να προσδιορίζεται από μια στατική ανελαστική ανάλυση Pushover, σε εναντίωση με μία δυναμική, ελαστοπλαστική ανάλυση χρονοϊστορίας λόγω της μεγάλης πολυπλοκότητας και του αυξημένου υπολογιστικού κόστους. Επιπλέον, η ανάλυση Pushover αποδίδει με ακριβέστερα στοιχεία την συμπεριφορά των μελών, λόγω της προσομοίωσης των υλικών μη-γραμμικά, αλλά και η σεισμική ένταση γίνεται πιο απλοϊκή αφού εκφράζεται απλούστερα μέσω μίας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Σε αυτό το σημείο πρέπει να τονιστεί ότι η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται με βάση τις αδρανειακές δυνάμεις και υπάρχει μία σταδιακή αύξηση έως το σημείο κατάρρευσης της κατασκευής. Με τον όρο κατάρρευση ορίζεται η δημιουργία ενός πλαστικού μηχανισμού ή η αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Έπειτα, τα αποτελέσματα των παραμορφώσεων της κατασκευής συγκρίνονται αντίστοιχα με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

4.2 Στόχοι και Πλεονεκτήματα της χρήση Pushover

Η ανελαστική στατική ανάλυση, ή όπως είναι ευρέως γνωστή Pushover, χρησιμοποιείται τόσο στην αποτίμηση όσο και στον ανασχεδιασμό παλαιότερων κτιρίων όσο και στην ανάλυση νέων κατασκευών (βλ. §4.3) και με την χρήση της προσπαθούμε να πετύχουμε τα εξής (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013):

- Τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει την μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί την βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Την τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο (λόγος a_u/a_1) (βλ. §4.4).
- Την εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και

γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού.

Τα πλεονεκτήματα που προσφέρει η μη γραμμική ανάλυση σε αντίθεση με την κλασική ελαστική είναι τα ακόλουθα (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013):

- Είναι πιο ακριβής διότι δεν βασίζεται μόνο στην δυσκαμψία των μελών, αλλά συνεκτιμά και την αντοχή τους. Επίσης, καθιστά δυνατό τον έλεγχο της δυνατότητας παραμόρφωσης όπως αυτή διαμορφώνεται βάσει π.χ. της περίσφιξης και της λεπτομέρειας όπλισης.
- Εξασφαλίζεται η εποπτεία κατανομής των βλαβών στον φορέα.
- Μπορεί να γίνει αποφυγή από ικανοτικά προσομοιώματα.
- Υπάρχει η δυνατότητα ελέγχου της επάρκειας του φορέα για πολλές επιτελεστικότητες ταυτόχρονα.
- Προσδίδει μια πληροφόρηση σχετικά με την μορφή της δομικής ανεπάρκειας και βοηθάει στην σχεδίαση ή την ενίσχυση τόσο με αύξηση της αντοχής, όσο και με αύξηση της πλαστιμότητας, είτε με τον συνδυασμό τους.
- Στο τέλος μίας στατικής μελέτης με βάση την μη γραμμική ανάλυση επιτυγχάνεται ο πληρέστερος έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής, ενώ παράλληλα εξασφαλίζεται η οικονομικότητα χωρίς υποχρεώσεις στην ασφάλεια.

4.3 Χρήση Pushover σε Νέα και Υφιστάμενα κτίρια

4.3.1 Υφιστάμενα κτίρια

Ο σκοπός της χρήσης του Pushover σε υφιστάμενα κτίρια που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται, είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου και έπειτα ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση. Με βάση το σημείο επιτελεστικότητας πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων ή δυνάμεων. Θα πρέπει ακόμα να είναι γνωστή η γεωμετρία του φορέα της κατασκευής, η πραγματική ποιότητα των υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών που μπορεί να κυμαίνεται από πλήρης έως περιορισμένη (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

4.3.2 Νέα κτίρια

Ο σκοπός της χρήσης του Pushover σε νέα κτίρια είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου και έπειτα ο προσδιορισμός του λόγου a_u/a_1 . Ο λόγος a_u/a_1 έπειτα μας βοηθά στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q της κατασκευής. Οι απαραίτητοι έλεγχοι όμως της κατασκευής πραγματοποιούνται με βάση τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης. Θα πρέπει ακόμα να είναι γνωστή η γεωμετρία του φορέα της κατασκευής, η θεωρητική ποιότητα των υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

4.4 Συντελεστής α_u/α_1

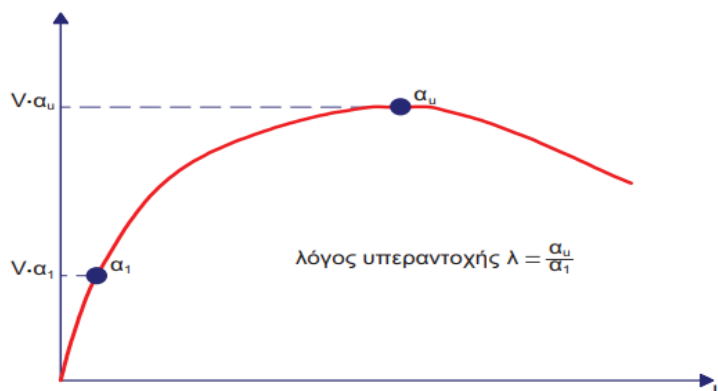
Ο ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς η μιας κατασκευής είναι σταθερός ή ανάλογος του λόγου α_u/α_1 , σύμφωνα με την τάξη της πλαστιμότητας της (EC8-1 §5.2.2.2). Ο λόγος απαιτείται από τον EC8-1 στην ανάλυση νέων κατασκευών και είναι δυνατόν να προσδιοριστεί με δύο τρόπους:

- **Προσεγγιστικά**, ανάλογα με το στατικό σύστημα του φορέα και με κατάλληλη απομείωση σε περίπτωση που το κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.
- **Υπολογιστικά**, με πραγματοποίηση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover).

Πιο επεξηγηματικά οι τιμές του λόγου αντικατοπτρίζουν:

- α_u = τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο κτίριο για την αστάθεια του τελευταίου, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές.
- α_1 = τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να φτάσει κάποιο μέλος της κατασκευής στην καμπτική διαρροή ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές (εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο φέροντα οργανισμό).

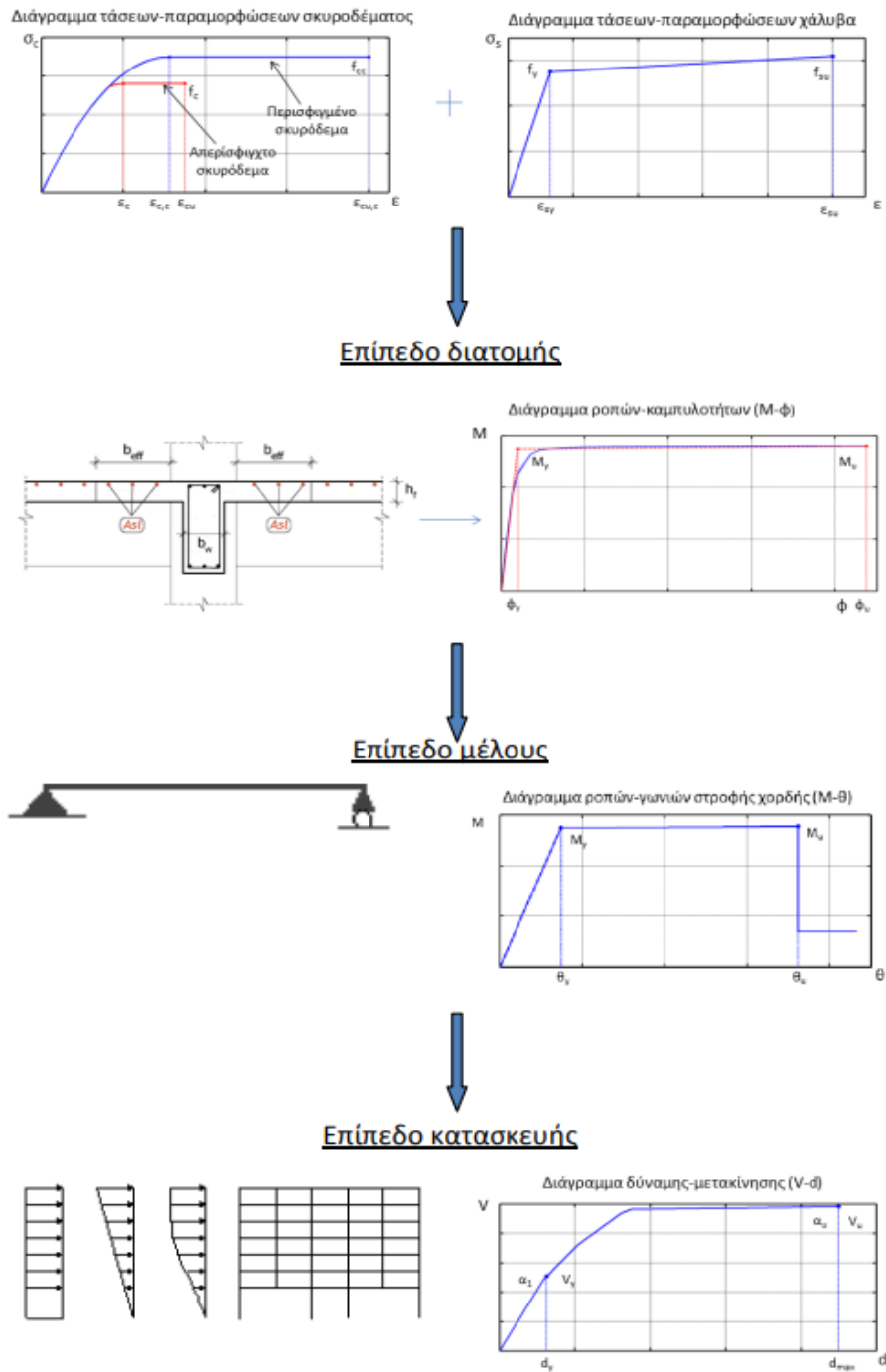
Γίνεται επομένως κατανοητό όσο αυξάνεται ο λόγος αυτός τόσο μεγαλύτερη είναι η ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω πλαστικών παραμορφώσεων. Ένα παράδειγμα για γίνει πιο αντιληπτό είναι πως σε μια αμφίεραστη δοκό ο λόγος αυτός είναι ίσος με 1, διότι η δημιουργία της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης είναι ικανή να οδηγήσει σε κατάρρευση με την προϋπόθεση να μην υπάρχει υπεραντοχή. Επιπλέον η μέγιστη τιμή του λόγου σύμφωνα με τον EC8, όταν δεν πραγματοποιείται ανάλυση Pushover είναι 1.3, ενώ αν ξεπερνάει αυτήν τη τιμή τότε είναι αναγκαία η επαλήθευση με χρήση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης. Η μέγιστη τιμή του λόγου δεν μπορεί να είναι πάνω από 1.5 στον σχεδιασμό ανεξάρτητα με τις προβλέψεις του Pushover. Η επαλήθευση που γίνεται αποσκοπεί στην αξιολόγηση της κατασκευής και αν αυτή μπορεί να χαρακτηριστεί «ικανή», δηλαδή αν μπορεί να αναπτύξει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις πριν φτάσει στο σημείο κατάρρευσης. Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά το διάγραμμα V-δ Σχήμα 4.1.



Σχήμα 4.1: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

4.5 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover

Στο παρακάτω Σχήμα 4.2 παρουσιάζεται συνοπτικά η διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover όπου θα αναλυθεί και περεταίρω ανά στάδιο ξεχωριστά στην συνέχεια (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

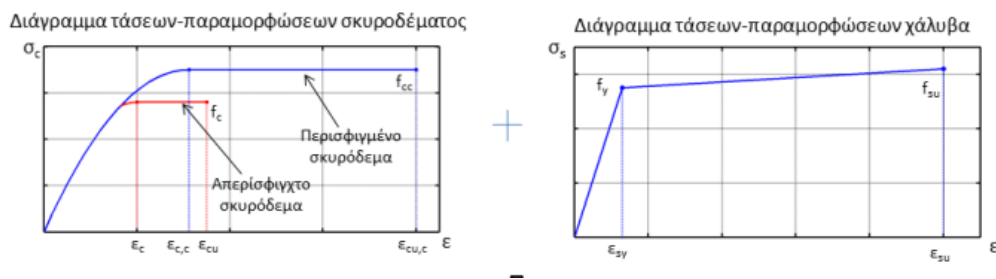


Σχήμα 4.2: Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

Όπως θα έγινε κατανοητό μέσα από την πορεία που ακολουθείτε στο Σχήμα 4.2 για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης θα πρέπει πρώτα να γίνει ο προσδιορισμός της αντοχής των μελών της εκάστοτε κατασκευής. Για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης η εκκίνηση πραγματοποιείται από την τοπική αντοχή των κρίσιμων διατομών μέσα στην κατασκευή (άκρα των φερόντων μελών της κατασκευής) και της κατάληξης στη γενική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα:

- 1) Στην αρχή ορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών.

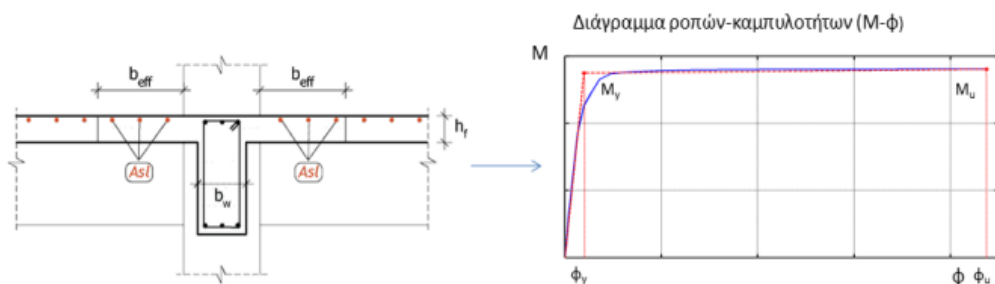
Υλικά



Σχήμα 4.3: Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

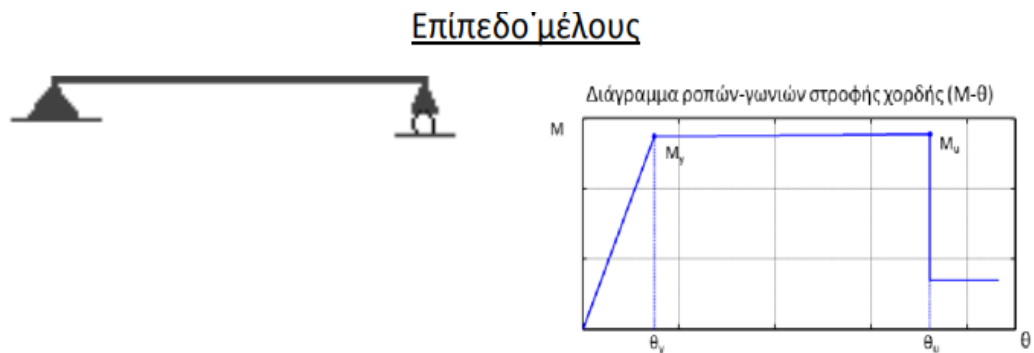
- 2) Ακολουθεί η χάραξη του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων των ακραίων διατομών των φερόντων μελών της κατασκευής για διάφορα επίπεδα αξονικής δύναμης, με σκοπό να προσδιοριστεί η αλληλεπίδραση της αξονικής ορθής έντασης και της διαξονικής κάμψης.

Επίπεδο διατομής



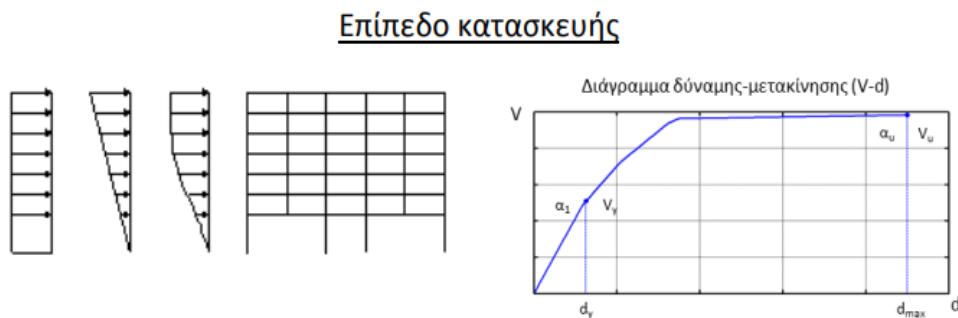
Σχήμα 4.4: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

- 3) Έχοντας διερευνήσει τον τρόπο με τον οποίο οι κρίσιμες διατομές ενός μέλους αποκρίνονται, γίνεται εφικτή μέσω του διαγράμματος ροπών-γωνιών στροφής χορδής η εύρεση της συμπεριφοράς του.



Σχήμα 4.5: Διάγραμμα ροπών-γωνιών στροφής (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

- 4) Πλέον κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής από την ανάλυση. Από την απόκριση των επιμέρους μελών της μπορεί να προσδιοριστεί και η γενικότερη απόκριση της κατασκευής υπό οριζόντια φόρτιση.



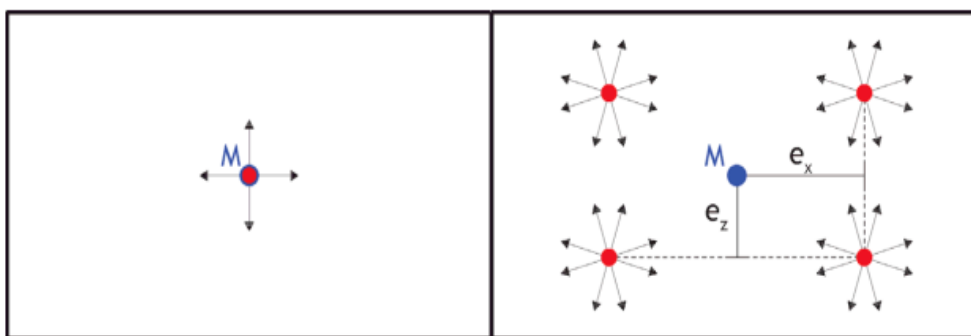
Σχήμα 4.6: Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

4.6 Σεισμικά φορτία

Η σεισμική ένταση εκφράζεται με οριζόντια φόρτιση κατανομής σύμφωνης με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων, η οποία αυξάνεται σταδιακά μέχρι το επίπεδο της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος, το οποίο ταυτίζεται με την οροφή του κτιρίου (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

Οριζόντια Κατανομή Φορτίων

Η οριζόντια κατανομή φορτίων γίνεται στη στάθμη του διαφράγματος, δηλαδή την πλάκα ορόφου, (EC8-3, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.3) και εφαρμόζεται σε δυο διευθύνσεις για θετικό και αρνητικό πρόσημο σύμφωνα με την EC8-1 §4.3.3.4.1(7)Α και ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.1(β). Έπειτα, εφαρμόζονται δυο καθ' ύψος κατανομές των οριζόντιων φορτίων με αποτέλεσμα την παραγωγή 8 φορτίσεων. Επιπλέον, λόγω της απαίτησης της EC8-1 §4.3.3.5.1 μπορεί να γίνει εισαγωγή της τυχηματικής εκκεντρότητας, αλλά και λόγω της μη γραμμικότητας της ανάλυσης έχει ως αποτέλεσμα να μην ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Για να πραγματοποιηθεί η χωρική επαλληλία θα πρέπει οι συνδυασμοί των δράσεων να καλύπτουν όλες τις διευθύνσεις φόρτισης εισάγοντας π.χ. φορτία σε δύο κάθετες διευθύνσεις. Ένα ακόμα στοιχείο που πρέπει να συμπεριληφθεί είναι η ταυτόχρονη δράση των εντατικών μεγεθών σύμφωνα με τον κανόνα του 100/30, δηλαδή η κύρια διεύθυνση φόρτισής να λαμβάνει το 100% των μεγεθών ενώ η δευτερεύουσα το 30%.

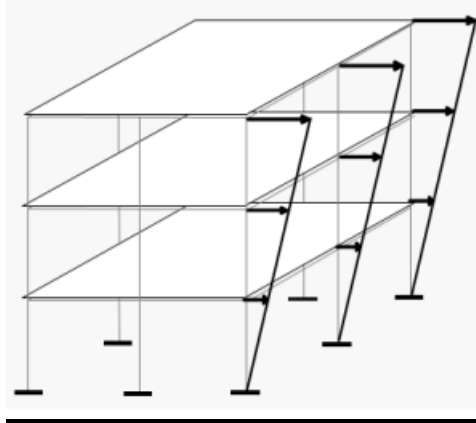


Σχήμα 4.7: Διευθύνσεις φόρτισης διαφράγματος χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα και με τυχηματική εκκεντρότητα (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

Καθ' ύψος Κατανομή

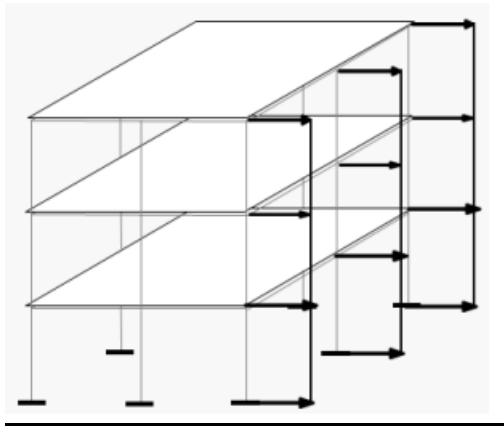
Η καθ' ύψος κατανομή μπορεί να πραγματοποιηθεί με τρεις διαφορετικούς τρόπους που αναλύονται παρακάτω:

1. **Τριγωνική Κατανομή** (EC8-3 §4.4.4.1): όπου είναι ανάλογη με πλευρικές δυνάμεις που είναι συμβατές με την κατανομή οριζοντίων δυνάμεων που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση (Σχήμα 4.8).



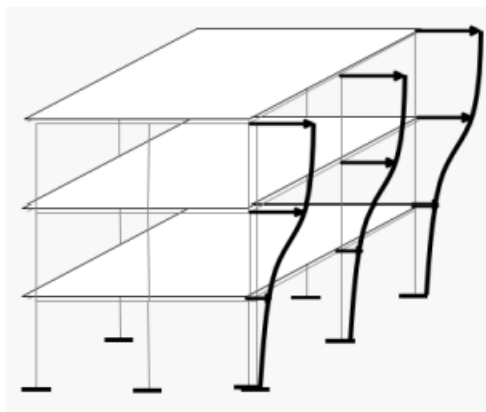
Σχήμα 4.8: Τριγωνική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος (ΛΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

2. **Ομοιόμορφη Κατανομή** (EC8-3 §4.4.4.1): όπου η κατανομή βασίζεται σε οριζόντιες δυνάμεις και είναι ανάλογες με την μάζα από τη στάθμη (Σχήμα 4.9).



Σχήμα 4.9: Ορθογωνική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος (ΛΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

3. **Ιδιομορφική Κατανομή:** όπου βασίζεται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής και όπως προκύπτει από την ελαστική ιδιομορφική ανάλυση αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (Σχήμα 4.10).



Σχήμα 4.10: Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος (ΛΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

4.7 Στοχευόμενη μετατόπιση

4.7.1 Μέθοδος N2 ή Μέθοδος EC8

➤ Μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο

Η Μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο αποσκοπεί στην σύγκριση της καμπύλης ικανότητας του δομήματος με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού. Η κατανομή των φορτίων στο επίπεδο του κέντρου βάρους των ορόφων πραγματοποιείται με βάση την κατανομή των αδρανειακών του χαρακτηριστικών σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \frac{m_i \phi_i}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_j} \quad (4.1)$$

όπου i, j οι στάθμες της κατασκευής, V είναι η τέμνουσα βάσης, ϕ_i οι ιδιομορφικές μετατοπίσεις του διαφράγματος i και m_i οι αντίστοιχες μάζες. Οι συντελεστές ϕ_i υποδεικνύουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους.

Οι τιμές των ιδιομορφικών μετατοπίσεων κανονικοποιούνται ως προς την μετακίνηση του ορόφου ώστε η τιμή ϕ στην οροφή να ισούνται με μονάδα.

Για την μετατροπή του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος σε πολυβάθμιο σύστημα, με την βοήθεια της σχέσης (4.1), γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$Q = \Gamma Q^* \quad (4.2)$$

Όπου:

Q^* ► οποιοδήποτε μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

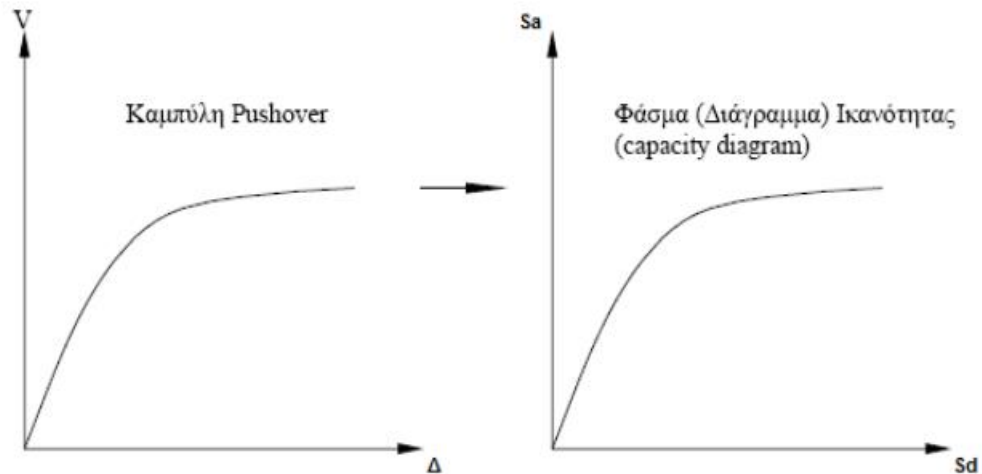
Q ► το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα

Γ ► ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (4.3)$$

Στην δυσκαμψία, το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα θα ισούνται με το αντίστοιχο πολυβάθμιο εφόσον οι δυνάμεις και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο μετασχηματισμό από την σχέση (4.2). Σε αντίθεση με την δυσκαμψία για την ιδιοπερίοδο των δύο συστημάτων δεν έχουμε τα ίδια αποτελέσματα.

Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Η μετατροπή γίνεται με βάση τις παρακάτω σχέσεις (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).



Σχήμα 4.11: Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

$$S_a = \frac{V}{a \cdot m_{tot}} \quad (4.4)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \varphi_{top}} \quad (4.5)$$

Όπου:

S_a ► Φασματική επιτάχυνση.

S_d ► Φασματική μετακίνηση.

V ► τέμνουσα της βάσης του πολυβάθμιου συστήματος.

m_{tot} ► συνολική μάζα πολυβάθμιου συστήματος.

φ_{top} ► η κανονικοποιημένη ιδιομορφική μετακίνηση κορυφής. Συνήθως ισούνται με τη μονάδα.

α ► ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη ιδιομορφή της παραμόρφωσης, που δίνεται από την ακόλουθη σχέση.

$$a = \frac{\Gamma \sum m_i \varphi_i}{m_{tot}} = \Gamma \frac{m^*}{m_{tot}} \quad (4.6)$$

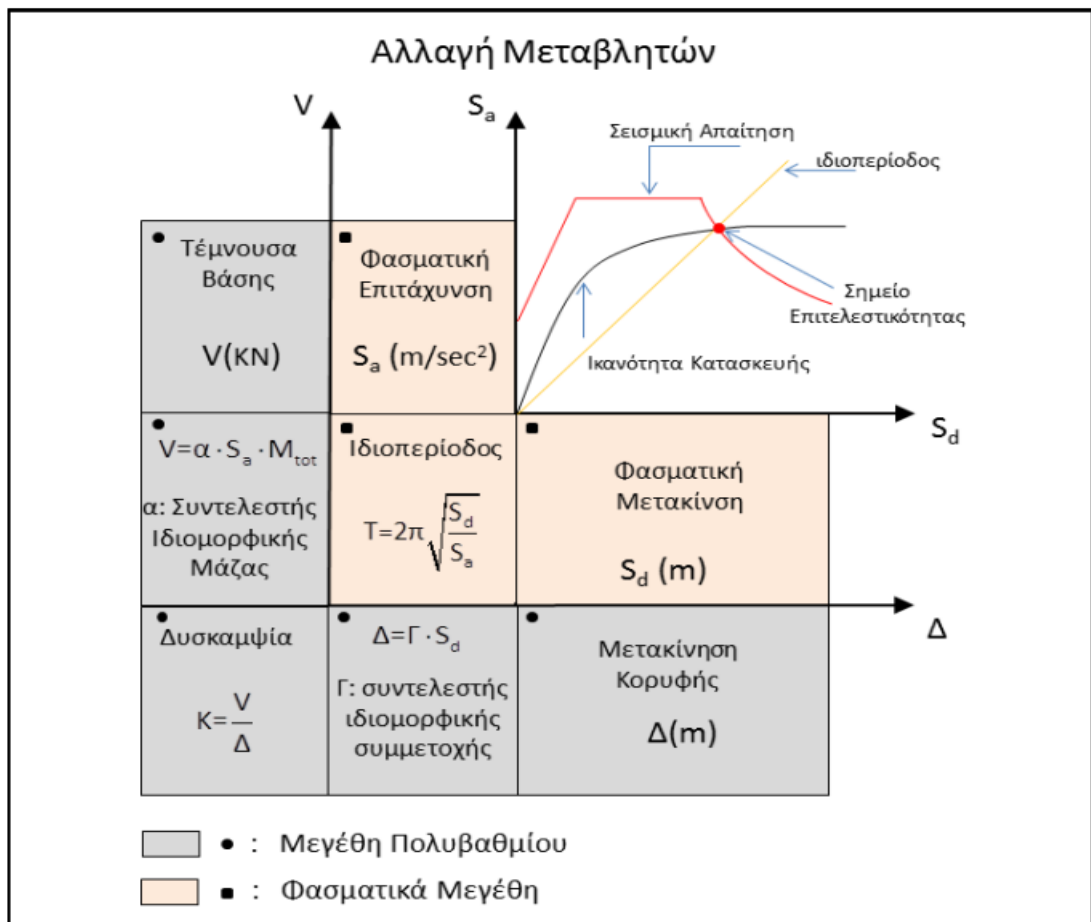
Δ ► μετακίνηση οροφής πολυβάθμιου συστήματος.

Οι παραπάνω σχέσεις μπορούν να μετατραπούν σε όρους δύναμης-μετακίνησης του αντίστοιχου μονοβάθμιου όπως αναγράφονται στο Παράρτημα Β του EC8-1, ως εξής:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} = s_a \cdot m^* \quad (4.7)$$

$$d^* = \frac{\Delta}{\Gamma} = s_d \quad (4.8)$$

Στο παρακάτω σχήμα συνοψίζεται η διαδικασία μετατροπής της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου σε φάσμα ικανότητας (Σχήμα 4.12).



Σχήμα 4.12: Μετατροπή μεγεθών από το πολυβάθμιου σύστημα για τη δημιουργία του διαγράμματος (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

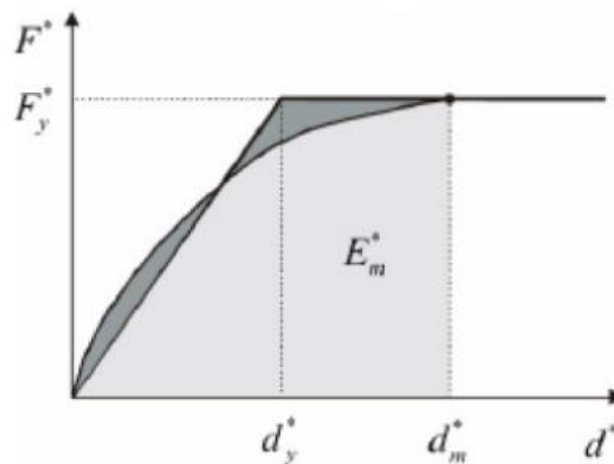
➤ **Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του μονοβάθμιου σε ιδεατό διαγραμμικό φάσμα**

Σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EC8-1 η καμπύλη αντίστασης του μονοβάθμιου συστήματος δεν ταυτίζεται με τη διαρροή του μονοβάθμιου. Το διαγραμμικό διάγραμμα αντίστασης κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, το οποίο σημαίνει πως ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Η κλίση του ελαστικού κλάδου είναι τέτοια ώστε τα εμβαδά που αποκόπονται κάτω και πάνω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.13 (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

Βάσει αυτής της παραδοχής, η μετακίνηση διαρροής του εξιδανικευμένου μονοβάθμιου συστήματος d_y^* δίνεται από τον τύπο:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.9)$$

όπου E_m^* είναι το εμβαδόν κάτω από την αρχική καμπύλη έως την μέγιστη μετακίνηση και εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης. Ακολουθεί μια επαναληπτική διαδικασία για τον προσδιορισμό της μετακίνησης διαρροής.



Σχήμα 4.13: Μετατροπή του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή σε διαγραμμικό (EC8-1) (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

Η ιδιοπερίοδος του εξιδανικευμένου ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος δυνάμει των προαναφερθέντων σχέσεων δίνεται από τη σχέση [EC8-1(B.7)]:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.10)$$

➤ **Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος**

Μετά τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος, είναι δυνατός ο υπολογισμός ελαστικής στοχευόμενης μετακίνησης σύμφωνα με τη σχέση (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013):

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (4.11)$$

Όπου:

$S_e(t^*)$ ► η ελαστική φασματική επιτάχυνση στην περίοδο T^* .

Η ανελαστική στοχευόμενη μετακίνηση d_t^* του μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται ως εξής:

- $T^* < T_C$ (μικρές ιδιοπεριόδοι κατασκευών):
 - Εάν $F_y^*/m \geq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ελαστική και συνεπώς $d_t^* = d_{et}^*$
 - Εάν $F_y^*/m < S_e(T^*)$, η απόκριση είναι μη γραμμική και
$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \text{ όπου } q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$
- $T^* \geq T_C$ (μεσαίες και μεγάλες ιδιοπεριόδοι κατασκευών) όπου θεωρείται ότι ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων και συνεπώς $d_t^* = d_{et}^*$

Επαναληπτική Διαδικασία

Εάν η επιδιωκόμενη μετακίνηση d_t^* διαφέρει σημαντικά από τη μέγιστη μετακίνηση του μονοβαθμίου d_m^* , μπορεί να εφαρμοστεί βηματική διαδικασία στην οποία υπολογίζεται ξανά το διγραμμικό διάγραμμα όπου πλέον αντί της d_m^* χρησιμοποιείται η d_t^* (και η αντίστοιχη F_y^*) στη σχέση 4.9.

4.7.2 Στάθμες επιτελεστικότητας

Η στάθμη επιτελεστικότητας καταρχάς δεν είναι ενιαία για όλες τις κατασκευές αλλά είναι επιλογή του εκάστοτε υπεύθυνου μελετητή του έργου. Αντιπροσωπεύει την ελάχιστη στάθμη αντοχής η πιο κατανοητά το αποδεκτό επίπεδο βλαβών. Για τον καθορισμό του στόχου σχεδιασμού οι παράγοντες που εστιάζονται είναι ο επιθυμητός συνδυασμός ασφάλειας και κόστους αλλά και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013):

➤ Περιορισμού βλαβών (Damage Limitation - **DL**)

Η οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών ή αλλιώς η Στάθμη επιτελεστικότητας A – Άμεση χρήση, μετά τον σεισμό εισάγει το κριτήριο ο φορέας να έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν περάσει τη διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής για κύρια και δευτερεύοντα μέλη είναι:

$$\theta < \theta_{DL} = \theta_y \quad (4.12)$$

➤ Σημαντικών βλαβών (Sever Damage - **SD**)

Η οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών ή αλλιώς η Στάθμη επιτελεστικότητας B – Προστασία ζωής τα φέροντα στοιχεία επιτρέπεται να εμφανίσουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα πρωτεύοντα μέλη εξασφαλίζεται ότι διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας θ_u . Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής χορδής εκφράζεται ως εξής:

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2\gamma_{Rd}} \quad \text{για πρωτεύοντα μέλη} \quad (4.13)$$

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2} \quad \text{για δευτερεύοντα μέλη} \quad (4.14)$$

➤ Οιονεί κατάρρευση (Near Collapse - **NC**)

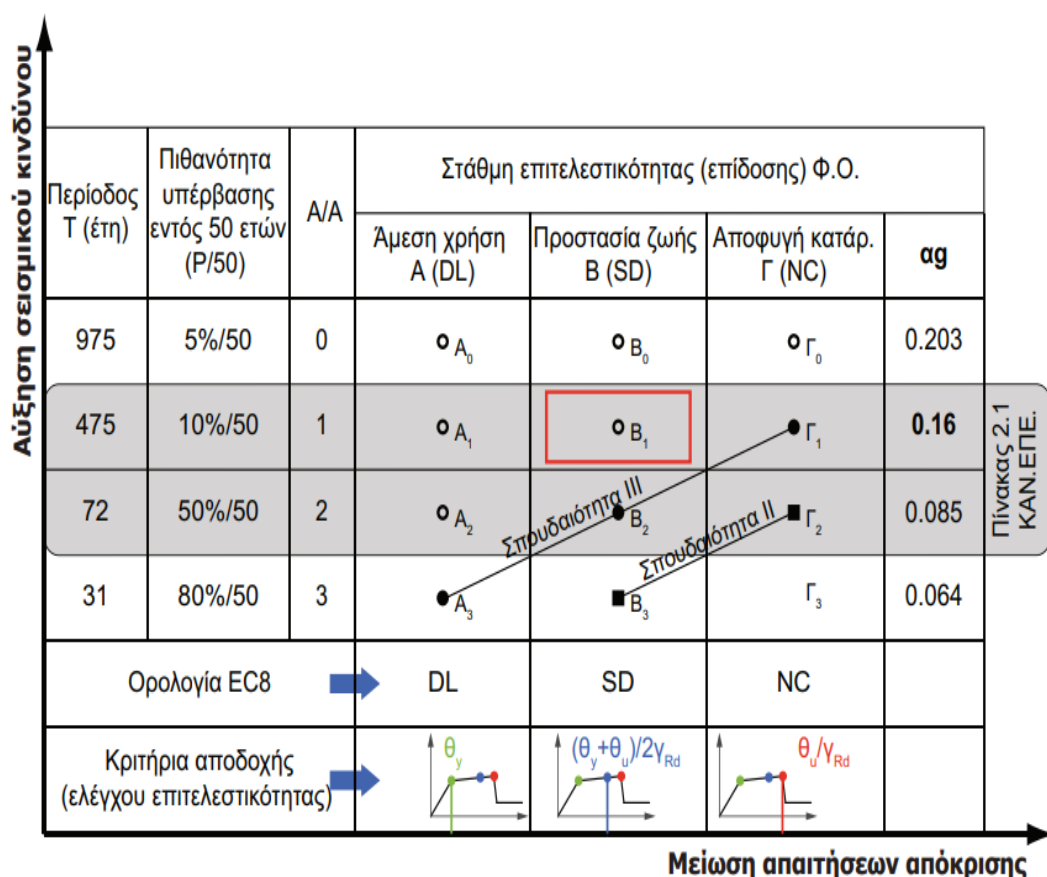
Η οριακή κατάσταση Οιονεί κατάρρευσης ή αλλιώς η Στάθμη επιτελεστικότητας Γ – Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης για τα φέροντα στοιχεία εξασφαλίζεται ότι δεν θα υπάρξει υπέρβαση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας. Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής χορδής εκφράζεται ως εξής:

$$\theta < \theta_{NC} = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}} \quad \text{για πρωτεύοντα μέλη} \quad (4.15)$$

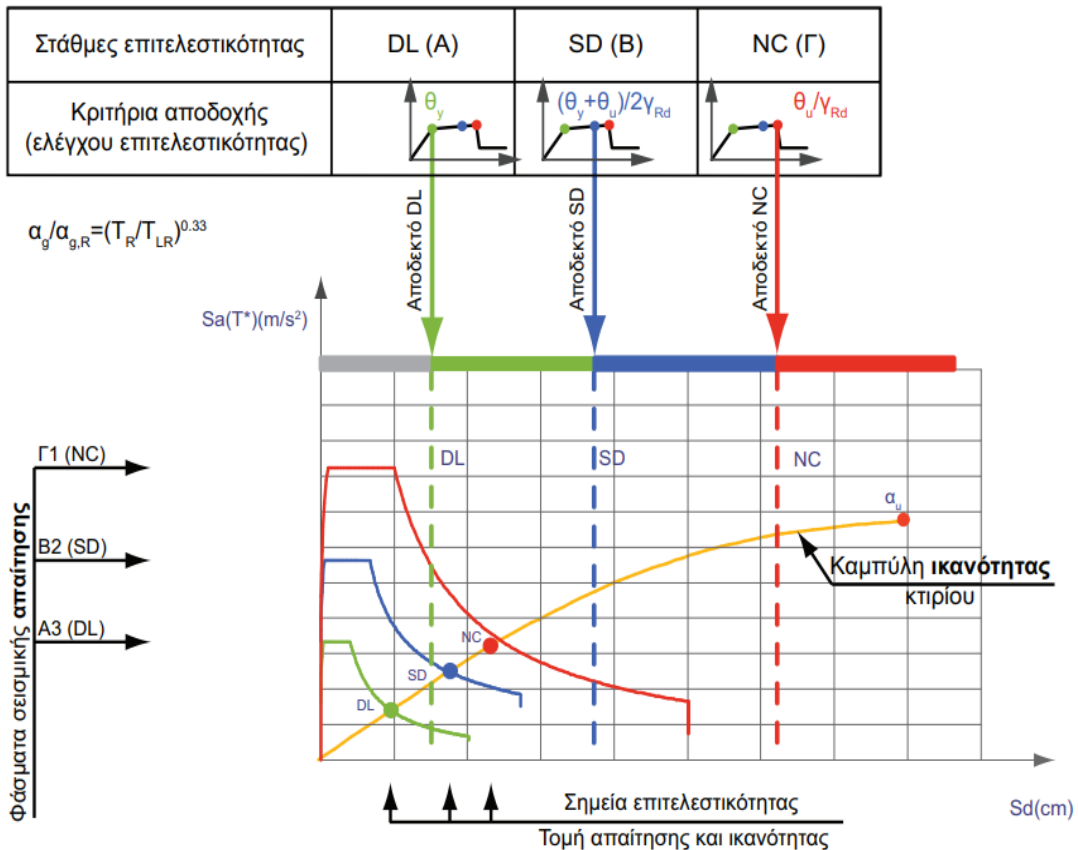
$$\theta < \theta_{NC} = \theta_u \quad \text{για πρωτεύοντα μέλη} \quad (4.16)$$

Σε κάθε περίπτωση, στις στάθμες επιτελεστικότητας SD, NC οι δευτερεύουσες δοκοί επιτρέπεται να μην ελέγχονται για αυτές τις στάθμες σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9Α (4.3).

Πίνακας 4.14: Στάθμες Επιτελεστικότητας (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).



Στο παραπάνω πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά οι προαναφερθείσες Στάθμες επιτελεστικότητας όπως αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Γενικά, όπως παρατηρείται και στο κόκκινο πλαίσιο, ο βασικός στόχος σχεδιασμού και αποτίμησης είναι ότι κατά την διάρκεια και το πέρας ενός σεισμικού γεγονότος που έχει περίοδο επανάληψης 10% στα 50 χρόνια δεν πρέπει να απειλείται ούτε στο ελάχιστο η ανθρώπινη ζωή των ενοίκων. Επιπλέον, μια υφιστάμενη κατασκευή με βάση την σπουδαιότητα της μπορεί να παρουσιάζει διαφορετικούς στόχους αποτίμησης για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.



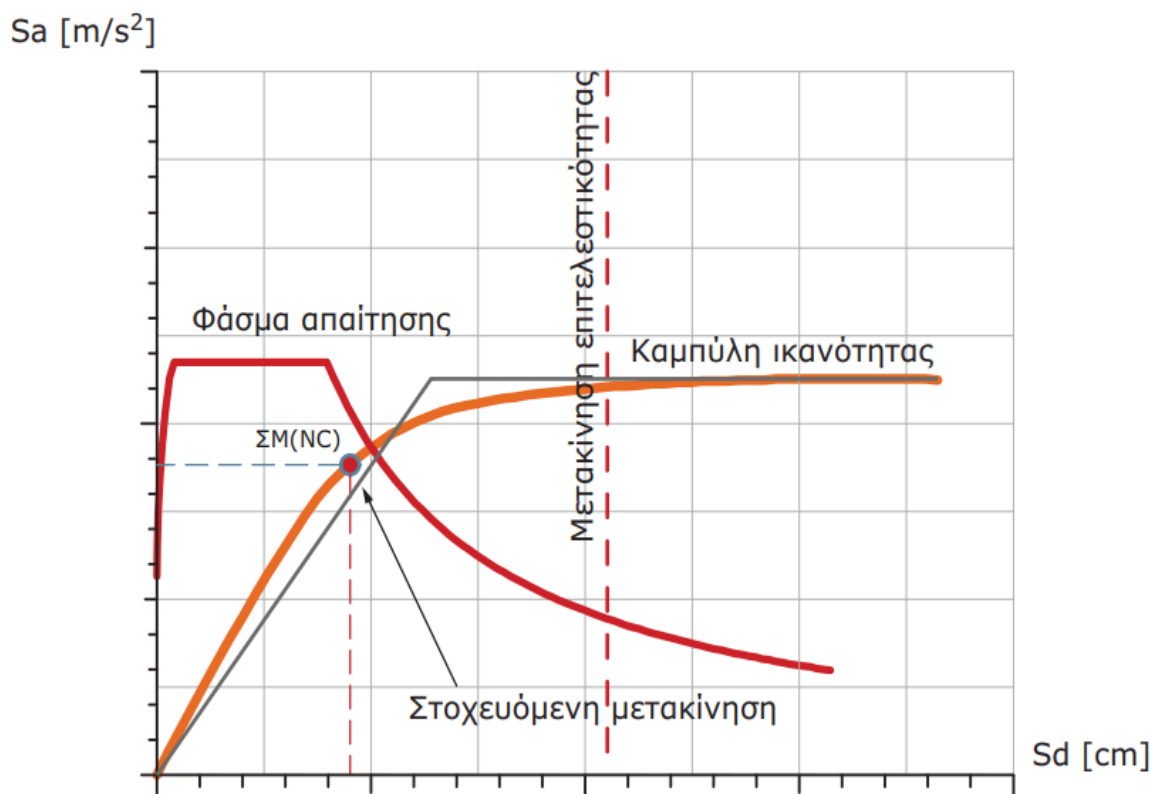
Σχήμα 4.15: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας ADRS και στάθμες επιτελεστικότητας για συγκεκριμένη κατασκευή στο FESPA (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

4.8 Τελικός έλεγχος επάρκειας

4.8.1 Καθολικός έλεγχος κατασκευής

Οι Ευρωκώδικες έχουν εστιάσει για τον σχεδιασμό ενός νέου κτιρίου με τέτοιο τρόπο ώστε να επαρκεί για στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγής Κατάρρευσης. Στο παρακάτω Σχήμα 4.15 μπορεί κάποιος να διακρίνει το ελαστικό φάσμα, την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής και τη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγής Κατάρρευση. Μια ακόμα σημαντική πληροφορία που πρέπει να σημειωθεί είναι πως η στοχευόμενη μετακίνηση, που λόγω των αυξημένων πλαστικών παραμορφώσεων, δεν βρίσκεται στο σημείο τομής της καμπύλης με το ελαστικό φάσμα, αλλά στο σημείο που θα αντιστοιχούσε η τομή με ένα υποβαθμισμένο πλαστικό φάσμα.

Ο έλεγχος γίνεται με βάση τις μετακινήσεις και συγκεκριμένα αν η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεσματικότητας είναι μεγαλύτερη από την στοχευόμενη. Η διαδικασία αυτή έγκειται στην παρατήρηση αν η διακεκομμένη γραμμή (μετακίνηση για την αστοχία του πρώτου κύριου μέλους της κατασκευής) βρίσκεται δεξιά της στοχευόμενης μετατόπισης, γεγονός που θα σήμαινε και την επάρκεια της κατασκευής. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα η απαίτηση αυτή ικανοποιείται (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).



Σχήμα 4.16: Τελικός έλεγχος επάρκειας κατασκευής (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

4.8.2 Έλεγχος σε επίπεδο μέλους

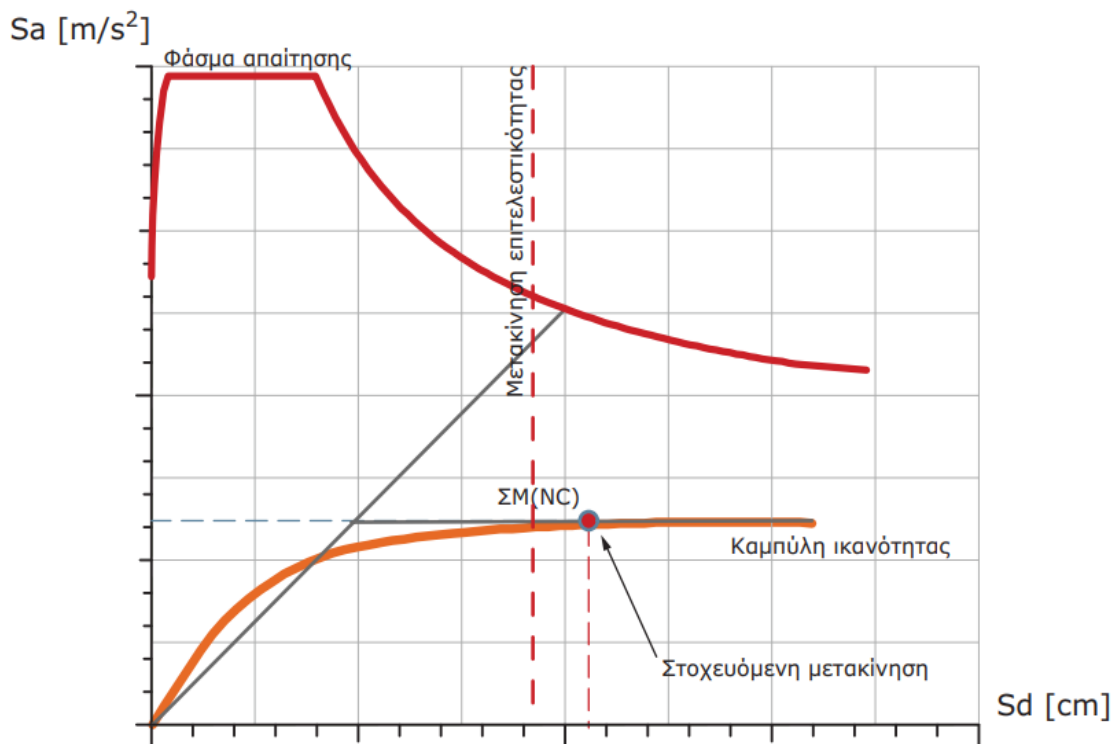
Εφόσον έχει βρεθεί η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής, βρίσκονται για κάθε μέλος ξεχωριστά οι γωνίες στροφής-χορδής που αντιστοιχούν στο βήμα επίλυσης όπου παρατηρείται η μετακίνηση αυτή. Ως συντελεστής επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεσματικότητας ορίζεται ο λόγος της ευρισκόμενης αυτής τιμής προς την αντίστοιχη τιμή που ορίζει το κριτήριο επιτελεσματικότητας. Όλα τα προαναφερθέντα ισχύουν μόνο για την περίπτωση της κάμψης, σε αντίθεση με την τέμνουσα όπου ο λόγος επάρκειας αφορά μόνο την Αποφυγή Κατάρρευσης και υπολογίζεται ως ο λόγος της τέμνουσας του μέλους που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση προς την διατμητική αντοχή του μέλους.

$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_{lim}} \quad (4.17)$$

$$\lambda = \frac{V}{V_R} \quad (4.18)$$

Για κάθε μέλος υπολογίζονται οι λόγοι επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας για όλες τις σεισμικές φορτίσεις που εκτελούνται. Στην περίπτωση που η κατασκευή δεν πληροί τον καθολικό έλεγχο επάρκειας (βλ. Σχήμα 4.1) κάποιοι λόγοι επάρκειας θα υπερβούν τη μονάδα. Ως αποτέλεσμα όλων των προαναφερθέντων είναι πως για νέα δομήματα ή ενίσχυση των ήδη υπαρχόντων απαιτείται ο επανασχεδιασμός του φορέα. Στόχος είναι η εκπλήρωση όλων των στόχων επιτελεστικότητας και επιτυγχάνεται γενικά με τις εξής περιπτώσεις:

- Με αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής μέσω αύξησης των διαστάσεων των διατομών και του οπλισμού.
- Με αύξηση της διατιθέμενης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.



Σχήμα 4.17: Μη ικανοποίηση του ελέγχου επάρκειας (LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ, 2013).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο: ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

5.1 Εισαγωγή

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) έχει ως κύριο στόχο την θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων αλλά και την εφαρμογή κανόνων για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους, όπως επίσης και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις.

Πιο συγκεκριμένα, οι διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής του Κανονισμού καθορίζουν (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §1.1.3):

1. Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος.
2. Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους.
3. Τον καθορισμό των τρόπων με τους οποίους μπορεί να γίνει επέμβαση.
4. Τη συσχέτιση του Κανονισμού αυτού με άλλους Κανονισμούς (υλικών, φορτίσεων κ.λπ.)

Αναλυτικότερα, ο Κανονισμός ως επί των πλείστων αποτελείται από ένα σύνολο κανόνων, για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας, που όταν τηρούνται τότε ικανοποιούνται οι θεμελιώδης συνθήκες επάρκειας ενός δομήματος ή τμημάτων του. Ακόμα, ο Κανονισμός καθορίζει τα μέσα με τα οποία μπορεί να γίνει η κάθε επέμβαση, χωρίς όμως να στερεί την ελευθερία στον εκάστοτε Μελετητή αφού του επιτρέπει να προχωρήσει σε ακριβέστερους υπολογισμούς από τους απαιτούμενους.

5.2 Πεδίο Εφαρμογής.

Όπως έχει προαναφερθεί, το πεδίο εφαρμογής του κανονισμού αφορά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και τον αντισεισμικό σχεδιασμό υφιστάμενων μελών τους. Βασικές αρχές και κριτήρια του κανονισμού, όπως π.χ. οι στάθμες επιτελεστικότητας και οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, οι στάθμες αξιοπιστίας των δεδομένων (και η επιρροή τους), οι προβλέψεις για τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q , ή τους δείκτες μελών m κλπ., μπορούν να εφαρμόζονται και για κτίρια με φέροντα οργανισμό από άλλα υλικά. Έργα «υψηλής διακινδύνευσης» για τον πληθυσμό δεν καλύπτονται από τον Κανονισμό αυτόν, δηλαδή αυτά των οποίων ενδεχόμενη βλάβη μπορεί να έχει σοβαρές επιπτώσεις σε μεγάλη έκταση έξω από την περιοχή του έργου (π.χ. φράγματα ή θαλάσσια έργα). Η εφαρμογή του Κανονισμού προϋποθέτει άτομα που διαθέτουν τις απαραίτητες εξειδικευμένες τεχνικές γνώσεις και τα σχετικά προσόντα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §1.2.1).

Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η χρήση ενός δομήματος έναντι συνδυασμών δράσεων στις οποίες περιλαμβάνονται τυχηματικές δράσεις, όπως ο σεισμός, γίνεται με τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η ικανοποίηση, εν όλω ή εν μέρει, των ακολούθων απαιτήσεων, αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §1.3.1):

- Η πιθανότητα κατάρρευσης του δομήματος (ή τμημάτων του) να είναι επαρκώς μικρή.
- Οι βλάβες σε στοιχεία του φέροντος οργανισμού υπό τη δράση σχεδιασμού να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες.
- Οι βλάβες για δράσεις μικρότερης έντασης να ελαχιστοποιούνται, και
- Να διασφαλίζεται μια ελάχιστη στάθμη λειτουργικών του δομήματος, ανάλογα με τη χρήση και τη σημασία του.

Τα υφιστάμενα δομήματα:

- Αντικατοπτρίζουν τον βαθμό γνώσεων κατά το χρονικό διάστημα που μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν
- Πιθανώς εμπεριέχουν αφανή σφάλματα, ενώ
- Ενδέχεται να έχουν υποστεί άγνωστες καταπονήσεις και επιδράσεις.

5.3 Αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων.

Με την αποτίμηση ενός υφιστάμενου δομήματος ο μελετητής προσπαθεί να εκτιμήσει την διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα του, όπου θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και τα στοιχεία που προέκυψαν από την έρευνα του ιστορικού, αλλά παράλληλα να ελέγξει και αν πληρούνται όλες οι ελάχιστες απαιτήσεις που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Επιπλέον, για να μπορεί να αιτιολογήσει τις παραδοχές όπου βασίζεται η αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης, ο μελετητής θα πρέπει να έχει προγραμματίσει αλλά και επιβλέψει μια σειρά διερευνητικών εργασιών. Κύριο κριτήριο για την διαδικασία της αποτίμησης είναι εάν το υφιστάμενο δόμημα έχει υποστεί βλάβες ή όχι. Στα δομήματα τα οποία δεν έχουν σημειωθεί βλάβες θα κρίνεται αν χρήζουν ενίσχυσης ή όχι με βάση το αποτέλεσμα της αποτίμησης αλλά και ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού. Στην περίπτωση που ήδη υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης χωρίζεται σε δύο σκέλη:

- i. Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι.
- ii. Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προβλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν (επισκευασθούν) οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνον επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.

Για να πραγματοποιηθεί μια αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων ακολουθείται η εξής σειρά:

- i. Συλλογή στοιχείων (έρευνα του ιστορικού του δομήματος)
- ii. Ανάλυση, και
- iii. Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

Γενικά, οι αρχές αποτίμησης ενός υφιστάμενου δομήματος έχουν μία ειδοποιό διαφορά, την ανάληψη κατακόρυφων ή και σεισμικών φορτίων. Στην περίπτωση όπου το υφιστάμενο δόμημα προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνον κατακορύφων φορτίων, η αποτίμηση του μπορεί να γίνει με βάση απλές και συντηρητικές μεθόδους. Αντιθέτως, όταν το υφιστάμενο δόμημα προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο κατακορύφων όσο και σεισμικών φορτίων, πρέπει να γίνεται αποτίμηση του με βάση πιο αναλυτικές μεθόδους (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §2.1.4.1).

5.4 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού.

5.4.1 Γενικά

Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού δεν είναι απαραίτητα πάντα οι ίδιοι. Αρκετές φορές μπορεί οι στόχοι ανασχεδιασμού να είναι υψηλότεροι συγκριτικά με τους στόχους αποτίμησης. Η Δημόσια Αρχή, που είναι υπεύθυνη για τον ορισμό τους, μπορεί σε ειδικές περιπτώσεις να ορίζει επιπλέον στόχους για των μη-φέροντα οργανισμό αλλά ορίζει και τα κριτήρια ελέγχου ικανοποίησης των αντίστοιχων στόχων. Πριν όμως των ορισμό των στόχων θα πρέπει να συμπεριλαμβάνεται υπόψη μεταξύ άλλων, η Κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου αλλά και τα Διαθέσιμα οικονομικά του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο. Τα κριτήρια για τον ορισμό των στόχων είναι τα εξής:

- Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.
- Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίν. 4.1) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).
- Στον παρόντα Κανονισμό προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό και στις τοιχοπληρώσεις. Η σχετική πρόβλεψη του ΕΚ 8-3 (§ 2.1(2)) υπηρετείται με τον ακόλουθο Πίνακα 5.1 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §2.2.1).

Πίνακας 5.1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (KAN.ΕΠΕ. 2017).

| Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών | Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού | | |
|--|--|---------------------|---------------------|
| | «Περιορισμένες βλάβες» | «Σημαντικές βλάβες» | «Οιονεί Κατάρρευση» |
| 10% | A1 | B1 | Γ1 |
| 50% | A2 | B2 | Γ2 |

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 70 ετών, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

5.4.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας.

Όπως έχει προαναφερθεί και στον παραπάνω πίνακα, οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται συναρτήσει του βαθμού βλάβης ως εξής (KAN.ΕΠΕ. 2017, §2.2.2):

- i. «Περιορισμένες βλάβες» (A) : Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- ii. «Σημαντικές βλάβες» (B) : Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.
- iii. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ) : Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και σεισμούς μέτριας έντασης.

5.5 Λήψη αποφάσεων επέμβασης και Ανασχεδιασμός.

5.5.1 Σκεπτικό λήψης αποφάσεων για επέμβαση.

Γενικότερα, το σκεπτικό και η νοοτροπία για την λήψη αποφάσεων για επέμβαση σίγουρα διαφέρει από μηχανικό σε μηχανικό λόγω πολλών παραγόντων όμως στο σύνολο τους ακολουθούν κάποιες άτυπες «αρχές» και κριτήρια. Καταρχάς, έπειτα από έναν ισχυρό σεισμό οι επεμβάσεις που γίνονται έχουν ως κύριο μέλημα πρώτα την ασφάλεια του πληθυσμού και στη συνέχεια την ελαχιστοποίηση περαιτέρω βλαβών ή απωλειών. Επιπλέον, όταν κρίνεται ότι ένα κτίριο χρειάζεται επέμβαση δεν μπορεί να θεωρείται αμελητέο το κόστος, τόσο το αρχικό όσο και το μελλοντικό, σε σχέση με τη σπουδαιότητα και την ηλικία του. Ακόμα ένας παράγοντας είναι η χρήση του κτιρίου αλλά και η διάρκεια εκτέλεσης των έργων κλπ.

Στη συνέχεια, εξηγούνται κάποιοι ορισμοί με σκοπό την κατάλληλη και πιο εύκολη κατανόηση τους (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §2.3.1):

- **Επέμβαση :** Ο όρος αυτός αναφέρεται σε οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου και ως συνέπεια την τροποποίηση της απόκρισής του.
- **Επισκευή :** Ο όρος αυτός αναφέρεται στην διαδικασία επέμβασης ενός κτιρίου όπου έχει υποστεί βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, δηλαδή αποκαθιστά τις βλάβες και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.
- **Ενίσχυση :** Ο όρος αυτός αναφέρεται στην διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, με αποτέλεσμα την αύξηση της φέρουσας ικανότητας ή πλαστιμότητας σε σχέση με την αρχική.

5.5.2 Ανασχεδιασμός

Εφόσον έχουν υλοποιηθεί όλα τα προηγούμενα στάδια ακολουθεί η διαδικασία του ανασχεδιασμού. Γενικά, ο ανασχεδιασμός υφιστάμενων κατασκευών έχει 3 στάδια:

- Σύλληψη και προκαταρκτικός σχεδιασμός
- Ανάλυση
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων

Πιο συγκεκριμένα, καταστρώνεται μια στρατηγική επέμβασης και επιλέγονται οι τύποι των επεμβάσεων και η έκτασή τους. Έπειτα την επιλογή της καταλληλότερης επέμβασης θα πρέπει και να αιτιολογηθεί αυτή η επιλογή αλλά και να περιγραφεί ποιοτικώς η προβλεπόμενη συμπεριφορά του κτιρίου μετά την επέμβαση. Πρέπει να υπάρχει μία αρχική εκτίμηση τόσο των διαστάσεων όσο και των αντοχών των προστιθέμενων υλικών, όπως και η διαφορά που θα υπάρξει στην δυσκαμψία των

δομικών στοιχείων. Επιπλέον θα πρέπει να υπάρχει και μία προ εκτίμηση για την κατηγορία πλαστιμότητας που θα εμπίπτει το δόμημα μετά την επέμβαση.

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια από τις παρακάτω μεθόδους ανάλυσης:

- I. Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- II. Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- III. Ανελαστική στατική ανάλυση. Στη περίπτωση αυτή συνιστάται η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- IV. Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας). Στη περίπτωση αυτή συνιστάται και πάλι η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- V. Επιτρέπεται η προσεγγιστική αναλυτική εκτίμηση της έντασης, σε ειδικές περιπτώσεις για την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων, χωρίς λεπτομερή ανάλυση προσομοιώματος του συνόλου του κτιρίου.
- VI. Εκτός από τις παραπάνω αναλυτικές μεθόδους, σε ειδικές περιπτώσεις και για συγκεκριμένους σκοπούς, για την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται εμπειρικές μέθοδοι.

5.6 Ανάλυση και Τεκμηρίωση φέροντος οργανισμού υφιστάμενου δομήματος.

5.6.1 Γενικά

Ο εκάστοτε υπεύθυνος Μηχανικός που έχει αναλάβει το έργο πριν από οποιαδήποτε ενέργεια υποχρεούται να έχει κάνει μια εκτεταμένη και σε βάθος ανάλυση του φέροντος οργανισμού. Πιο συγκεκριμένα, πρέπει να καταγραφούν σωστά και όσο πιο αξιόπιστα γίνεται τα δεδομένα πάνω στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη της αποτίμησης ή του ανασχεδιασμού. Φυσικά η εγκυρότητα και αληθοφάνεια των δεδομένων δεν είναι τόσο απλή υπόθεση αφού εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως η διαθεσιμότητα εγκεκριμένης μελέτης, το έτος κατασκευής, αναλυτικές πληροφορίες οπλισμού κ.λπ. Γίνεται επομένως αντιληπτό ότι η καταγραφή των δεδομένων δεν είναι μια απλή υπόθεση αλλά πιο σύνθετη και περίπλοκη, για να γίνει πιο «αξιόπιστη» συνήθως ακολουθούνται τα παρακάτω εξής βήματα, όπου θα γίνει και πιο αναλυτική περιγραφή στην συνέχεια (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §3):

- Αποτύπωση του δομήματος (βλ. §4.6.2).
- Σύνταξη ιστορικού κατασκευής και συντήρησής (βλ. §4.6.3).
- Καταγραφή τυχόν βλαβών ή φθορών (βλ. §4.6.4).
- Εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων (βλ. §4.6.5).

5.6.2 Αποτύπωση του δομήματος.

Η αποτύπωση του φέροντος οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων γίνεται παράλληλα με την αρχιτεκτονική αποτύπωση. Οι τοίχοι πλήρωσης αποτυπώνονται σχετικώς γιατί ενδέχεται να ληφθούν υπόψη στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Η μελέτη επεμβάσεων μπορεί να βασιστεί σε “υπάρχοντα σχέδια” του φέροντος οργανισμού, υπό τη προϋπόθεση ότι υπάρχει μελέτη η οποία διαπιστώνει ότι έχει επαρκώς εφαρμοστεί. Σε αντίθετη περίπτωση, απαιτείται η σύνταξη κατάλληλων σχεδίων του φέροντος οργανισμού. Για την αποτύπωση στοιχείων, ο μελετητής Μηχανικός συντάσσει πρόγραμμα διερευνητικών τομών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §3.2).

5.6.3 Ιστορικό

Η έκταση και εμβάθυνση που θα δώσουμε στην αναζήτηση του ιστορικού έχει να κάνει κυρίως και με την σπουδαιότητα του έργου. Για την ορθή σύνταξη του ιστορικού απαιτούνται πληροφορίες σχετικά με (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §3.3):

- Τις φάσεις κατασκευής
- Μεταγενέστερες επεμβάσεις ή αλλαγές χρήσης, φορτίων κ.λπ.
- Εμφάνιση βλαβών ή φθορών κατά το παρελθόν, και τρόπος αποκατάστασής τους
- Έκτακτες δράσεις (σεισμοί, πυρκαγιά, πρόσκρουση, κατασκευή μεγάλου γειτονικού έργου κ.λπ.)

5.6.4 Καταγραφή βλαβών.

Γενικά, σε ένα κτίριο όταν υπάρχει μια βλάβη, η καταγραφή της συμπληρώνει την αποτύπωση του φέροντος οργανισμού. Όταν επισημαίνεται ο όρος «βλάβη» υποδεικνύεται η κάθε αλλοίωση που έχει υποστεί ή απομείωση της γεωμετρίας ή των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού ή των τοιχοπληρώσεων. Πιο συγκεκριμένα, όπως επισημαίνεται και από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ως βλάβες νοούνται σημαντικές παραμορφώσεις ή αποκλίσεις, τοπικές αστοχίες και θραύσεις, ρηγματώσεις ή αποκολλήσεις, απομειώσεις διατομών, απολεπίσεις και αποφλοιώσεις και διάβρωση οπλισμών ή προσβολή σκυροδέματος. Επιπλέον, σημαντικός παράγοντας σε ένα έργο είναι και το εργατικό δυναμικό που το υλοποιεί, οπότε όπως γίνεται αντιληπτό θα πρέπει να επισημαίνονται και να λαμβάνονται υπόψη και οι κακοτεχνίες που προκαλούν αλλοίωση της γεωμετρίας ή των χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε μείωση της φέρουσας ικανότητας και της λειτουργικότητας κ.λπ. Αρκετές φορές όμως, θεωρείται αναγκαία και η άμεση λήψη μέτρων επέμβασης με βάση την ένταση και την έκταση των βλαβών, π.χ. άμεση κατεδάφιση τμημάτων που ενδέχεται να καταρρεύσουν, μείωση ή και αφαίρεση μεγάλων φορτίων, υποστύλωση έναντι κατακόρυφων φορτίων κ.λπ. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §3.4).

5.6.5 Διερευνητικές εργασίες

Οι διερευνητικές εργασίες είναι από τα πιο κρίσιμα στάδια του Μηχανικού διότι δίνουν μια πιο ολοκληρωμένη άποψη για την κατάσταση του δομήματος αφού και διασταυρώνει τις πληροφορίες του αλλά και αιτιολογεί τις παραδοχές που έκανε με τις οποίες θα γίνει η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός. Σύμφωνα με το είδος κάθε φορά του εξεταζόμενου στοιχείου, διακρίνονται διάφορα τμήματα της διερεύνησης:

- Αποτύπωση αφανών στοιχείων.
- Χαρακτηριστικά των υλικών και του τρόπου δόμησης.
- Έδαφος θεμελίωσης.
- Άλλοι παράγοντες.

5.7 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

5.7.1 Γενικά

Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) εφαρμόζεται για την πληρότητα της αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Επιπλέον εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Ένα σημαντικό στοιχείο επίσης είναι πως υπάρχει μεγαλύτερη πιθανότητα σφάλματος στις τιμές που υπεισέρχονται στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό στα υπάρχοντα κτίρια παρότι στα καινούργια. Ακόμα η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων δεν είναι υποχρεωτικά ενιαία για ολόκληρο το κτίριο. Οι Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- «Υψηλή».
- «Ικανοποιητική».
- «Ανεκτή».

Δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία μπορούν να λαμβάνονται υπόψη έστω και με ανεπαρκέστερα δεδομένα. Ανάλογα με την αξιοπιστία των δεδομένων επιλέγονται και κάποιοι συντελεστές ασφαλείας όπως:

- Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{sd} .
- Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd} .

5.7.2 Σκυροδέμα

Γενικά μέσω της διερεύνησης του σκυροδέματος επιτυγχάνεται ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής για κάθε περιοχή του φέροντος οργανισμού. Βάσει της θλιπτικής αντοχής δίνεται και η δυνατότητα να προσδιοριστούν και άλλες ιδιότητες όπως το μέτρο ελαστικότητας, η εφελκυστική αντοχή κ.λπ. Για την υφιστάμενη κατασκευή θα χρησιμοποιείται η επιτόπου αντοχή σκυροδέματος σε κάθε κρίσιμη περιοχή κάθε δομικού στοιχείου, όπως τα δύο άκρα των ραβδόμορφων στοιχείων κ.λπ. Επιπλέον θα πρέπει να συμπεριλαμβάνεται και η συστηματική διαφοροποίηση αντοχής σκυροδέματος, αλλά και η εκτίμηση της σε κάθε κρίσιμη περιοχή δομικού στοιχείου όπου γίνεται με αξιόπιστες (μη καταστροφικές) μεθόδους. Το άθροισμα των χαρακτηριστικών θέσεων όπου θα γίνονται τέτοιες μετρήσεις ανά όροφο και είδος δομικού στοιχείου πρέπει να είναι αρκετό για την επιζητούμενη αξιοπιστία.

Οι μέθοδοι εκτίμησης της αντοχής του σκυροδέματος όπως ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι οι εξής (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §3.7.1):

- ❖ Θα γίνεται συνδυασμός έμμεσων μεθόδων και πυρηνοληψίας, ώστε να δίνεται η δυνατότητα ελέγχου σε περισσότερες θέσεις, με μεγαλύτερη αξιοπιστία.
- ❖ Η μετατροπή της αντοχής των πυρήνων στην πραγματική επιτόπου αντοχή, γίνεται μέσω διορθωτικών συντελεστών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη:
 1. Ο λόγος του ύψους προς τη διάμετρο του πυρήνα.
 2. Η διάμετρος του πυρήνα.
 3. Το πάχος του στοιχείου από το οποίο ελήφθη ο πυρήνας.
 4. Η διαταραχή από την πυρηνοληψία.
- ❖ Πρέπει να γίνετε παράλληλη λήψη πυρήνων για την βαθμονόμηση των μεθόδων αυτών στο δόμημα, διότι η ακρίβεια των έμμεσων μεθόδων εξαρτάται και από το πλήθος τοπικών συνθηκών.

Συμπεριλαμβανομένων όλων των προαναφερθέντων γίνονται κατανοητές οι δυσμενείς συνέπειες λόγω της πυρηνοληψίας και γι' αυτό απαιτείται ένα ελάχιστο πλήθος δοκιμών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §3.7.1):

- ❖ Για μικρά κτίρια, μέχρι διώροφα, το ελάχιστο πλήθος πυρήνων που απαιτείται είναι $n=3$, από ομοειδή δομικά στοιχεία.
- ❖ Για κτίρια με περισσότερους από δύο ορόφους, το ελάχιστο πλήθος πυρήνων που απαιτείται είναι 3 πυρήνες ανά δύο ορόφους, οπωσδήποτε όμως 3 πυρήνες στον «κρίσιμο» όροφο.
- ❖ Για να θεωρείται «υψηλή» η Σ.Α.Δ., για την αντοχή του σκυροδέματος, πρέπει οι θέσεις εφαρμογής των έμμεσων μεθόδων να καλύπτουν σε κάθε όροφο επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:
 - Το 45% των κατακόρυφων στοιχείων.
 - Το 25% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες).
- ❖ Για να θεωρείται «ικανοποιητική» η Σ.Α.Δ., αρκεί οι θέσεις εφαρμογής των έμμεσων μεθόδων να καλύπτουν ένα μικρότερο αλλά επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:
 - Το 30% των κατακόρυφων στοιχείων.

- Το 15% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες).
Εάν και εφόσον τα αποτελέσματα παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση, δηλαδή έχουν τυπική απόκλιση $S \leq 0.20 X$, τότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «υψηλή».
- ❖ Εάν εφαρμόσουμε την προηγούμενη μέθοδο με τα μισά ποσοστά τότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «ανεκτή»:
 - Το 15% των κατακορύφων στοιχείων.
 - Το 7,5% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες).
Εάν και εφόσον τα αποτελέσματα παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση, δηλαδή έχουν τυπική απόκλιση $S \leq 0.20 X$, τότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «ικανοποιητική».

5.7.3 Χάλυβας

Για να μπορεί να πραγματοποιηθεί η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός ενός υφιστάμενου κτιρίου, ανεξάρτητα από το σκυρόδεμα, θα πρέπει να γίνεται ο προσδιορισμός της Σ.Α.Δ. και για τον χάλυβα. Ο προσδιορισμός της κατηγορίας του χάλυβα μπορεί να γίνει με οπτική αναγνώριση, δηλαδή αναζητείται λεία επιφάνεια ή με νευρώσεις, τυχόν αναγνώσιμες σημάνσεις στην επιφάνεια των ράβδων, και σε συνδυασμό με την εποχή κατασκευής του η Σ.Α.Δ. της αντοχής του χάλυβα μπορεί να θεωρείται «ικανοποιητική». Σε αυτό το σημείο θα πρέπει να τονιστεί ότι για την οπτική αναγνώριση του χάλυβα θα πρέπει να γίνει οπωσδήποτε αποκάλυψη του οπλισμού σε αναγκαία έκταση που κρίνεται από τον εκάστοτε μελετητή Μηχανικό. Όταν ο χάλυβας έχει προσδιοριστεί με τον προαναφερθέντα τρόπο, τότε τα μηχανικά χαρακτηριστικά που θα χρησιμοποιούνται για των έλεγχο της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων μπορούν να λαμβάνονται από τα προβλεπόμενα των αντίστοιχων Κανονισμών. Αντιθέτως, εάν μετά την οπτική αναγνώριση υπάρχουν ακόμα αμφιβολίες τότε θα πρέπει να γίνεται περαιτέρω διερεύνηση. Η διερεύνηση για τον προσδιορισμό του χάλυβα (όριο διαρροής, αντοχή, ολκιμότητα) πρέπει να περιλαμβάνει τη δοκιμή σε τρία (3) τουλάχιστον δείγματα περίπου ίδιας διαμέτρου από τον κρίσιμο όροφο. Εάν μετά αυτήν τη διαδικασία διαπιστωθεί ότι υπάρχουν χάλυβες διαφορετικής κατηγορίας τότε η έρευνα θα πρέπει να επεκταθεί και τότε η Σ.Α.Δ. για τη αντοχή του χάλυβα θεωρείται «υψηλή». Όταν από τον ανασχεδιασμό προβλέπεται συγκόλληση νέων με παλιούς οπλισμούς, πρέπει να γίνεται έρευνα για τη «συγκολλησιμότητά» τους. Περαιτέρω πληροφορίες παρέχονται στον Κανονισμό Τεχνολογίας Χάλυβα (2008) (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §3.7.2).

5.7.4 Τοίχοι πλήρωσης

Όταν οι τοίχοι πλήρωσης συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων τότε ισχύουν τα παρακάτω:

1. Επιβάλλεται η αποκάλυψη της τοιχοποιίας σε δύο σημεία διαστάσεων 0,7 x 0,7 m σε κάθε όροφο. Κατά την διαδικασία της αποτύπωσης λαμβάνονται πληροφορίες που αφορούν:
 - a. Το σύστημα και την ποιότητα δόμησης
 - b. Το πάχος του τοίχου
 - c. Το είδος και την ποιότητα των υλικών δόμησης (τούβλα και κονίαμα)
 - d. Το πάχος των αρμών και τον βαθμό πλήρωσης με κονίαμα, για τους αρμούς και στις δύο διευθύνσεις
 - e. Τη σφήνωση της τοιχοποιίας στην περίμετρο
 - f. Τα διαζώματα (κάθε είδους)
2. Όταν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία για την θλιπτική αντοχή, την διατμητική αντοχή και τα αντίστοιχα μέτρα ελαστικότητας, τότε αυτά μπορούν να προσδιοριστούν έμμεσα με ημιεμπειρικές σχέσεις. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας θεωρείται «ικανοποιητική».
3. Όταν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας προκύπτουν από διερεύνηση και επιτόπου ή/και από εργαστηριακές δοκιμές επαρκούς αριθμού δοκιμών τότε η Σ.Α.Δ. θεωρείται «υψηλή».

5.7.5 Γεωμετρικά δεδομένα

Η Σ.Α.Δ. σε ότι αφορά τα γεωμετρικά δεδομένα εξαρτάται κυρίως από την προέλευση του δεδομένου και διαφοροποιείται κατά περίπτωση όπως (βλ. Πίνακα 4.):

- Το είδος και την γεωμετρία του φορέα θεμελίωσης.
- Το είδος και την γεωμετρία του φορέα ανωδομής.
- Την γεωμετρία των τοιχοπληρώσεων.
- Την γεωμετρία των επιστρώσεων.
- Την γεωμετρία των επενδύσεων.
- Διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης.

Πίνακας 5.2: Στάθμη Αξιοπιστίας Γεωμετρικών Δεδομένων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017).

| ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ | | ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ | ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ | ΔΕΔΟΜΕΝΑ | | | | | | | | | | |
|------------------------|--------------|---------------------|---|---|---------------|-------|--|---------------|-------|----------------------------------|---------------|-------|---|---|
| | | | | ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ | | | ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ. | | | ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ | | | | |
| ΥΠΑΡΧΟΥΝ | ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ | | | Ανεκτή | Ικανοποιητική | Υψηλή | Ανεκτή | Ικανοποιητική | Υψηλή | Ανεκτή | Ικανοποιητική | Υψηλή | | |
| ✓ | | 1 | Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις | (1) | | | ✓ | | | ✓ | | | | ✓ |
| ✓ | | 2 | Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις | (2) | | | ✓ | | | ✓ | | | ✓ | |
| ✓ | | 3 | Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης) | (3) | ✓ | | | | ✓ | | | | ✓ | |
| | ✓ | 4 | Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα | (4) | | | ✓ | | | ✓ | | | | ✓ |
| | ✓ | 5 | Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο | (5) | ✓ | | ✓ | | ✓ | ✓ | | | ✓ | ✓ |
| | ✓ | 6 | Δεδομένο που έχει ειλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού | (6) | ✓ | | ✓ | | ✓ | ✓ | | | ✓ | ✓ |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΙ ΑΝΑΦΟΡΑ ΠΑΡΑΔΟΧΩΝ

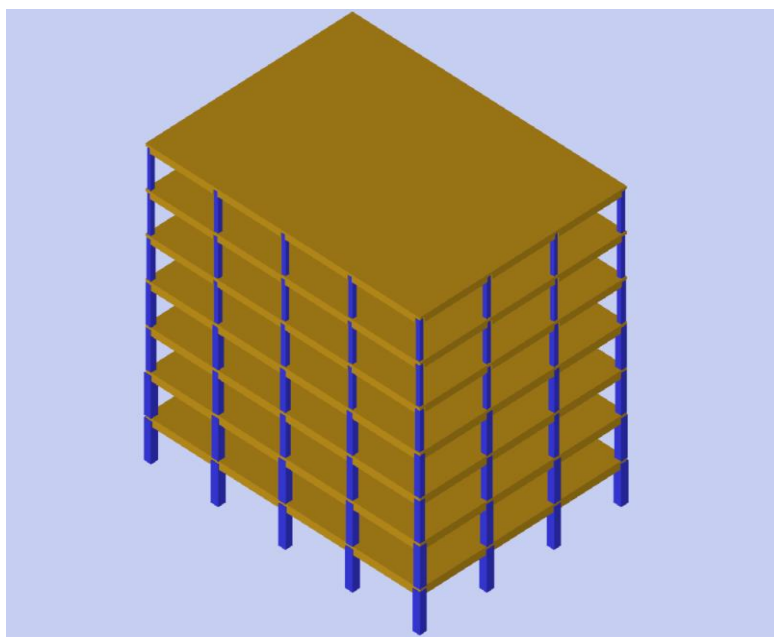
6.1 Εισαγωγή

Σε αυτό το κεφάλαιο θα ασχοληθούμε τόσο με την παρουσίαση των κτιρίων που μελετήθηκαν στην παρούσα διπλωματική εργασία, λόγω της μεγάλης ποικιλομορφίας που συναντάμε στην γεωμετρία τους, όσο και με την αναφορά των παραδοχών που χρειάστηκε να γίνουν για να υλοποιηθεί η διπλωματική εργασία. Με μια μικρή σύνοψη θα μπορούσαμε να πούμε ότι τα αποτελέσματα που παίρνουμε, μετά από το στάδιο της διαστασιολόγησης με τους παλαιούς κανονισμούς και οι οπλισμοί τους, είναι αρκετά μειωμένα συγκριτικά με τα αποτελέσματα των νέων κανονισμών που είναι και αναμενόμενο άλλωστε.

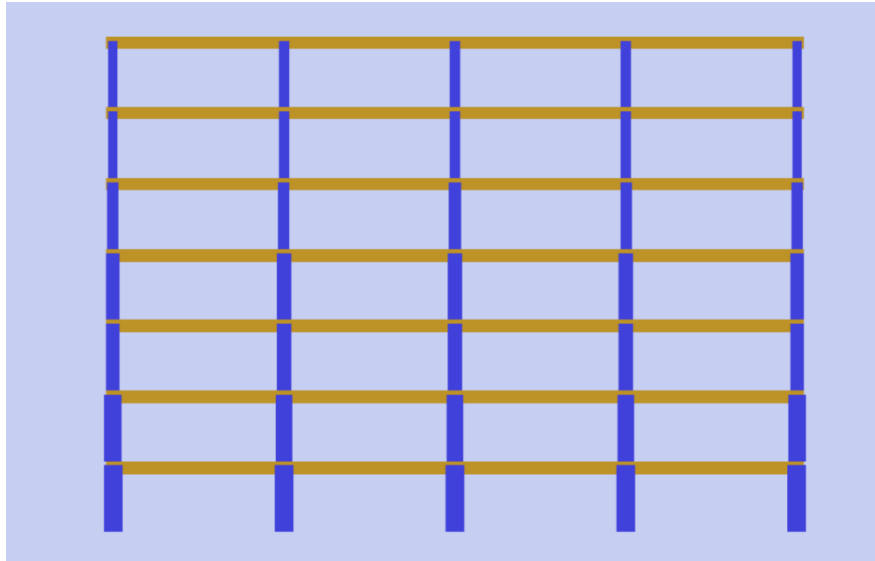
6.2 Παρουσίαση κτιρίων

Τα κτίρια που μελετήθηκαν στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι απλοϊκά στην γεωμετρία τους για να δοθεί μεγαλύτερη έμφαση στην σύγκριση τους αλλά και τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα χωρίς μεγάλες αποκλίσεις λόγω εξωγενών αιτιών. Στο σύνολο τους είναι 16 τυπικά κτίρια με άνοιγμα 6 m το καθένα. Τα 16 κτίρια ανάγονται σε 4 υποκατηγορίες όπου κάθε κατηγορία αποτελείται από 4 κτίρια με διαφορετικούς ορόφους έκαστος αφού έχουμε 3, 5, 7 και 9 ορόφους με το ύψος των ορόφων να είναι 3m. Τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικής μορφής και τοποθετούνται όλα με πανομοιότυπο τρόπο, δηλαδή 5 στον άξονα των x και 4 στον άξονα των z.

- Κατηγορία 1:
Η πρώτη κατηγορία κτιρίων είναι κτίρια απλά στην γεωμετρία τους, συμμετρικά με απλή και ομοιόμορφη κατανομή μαζών. Με βάση των EC8 είναι κανονικά και σε κάτοψη και καθ' ύψος.



Σχήμα 6.1: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 1.



Σχήμα 6.2: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 1.

- **Κατηγορία 2:**

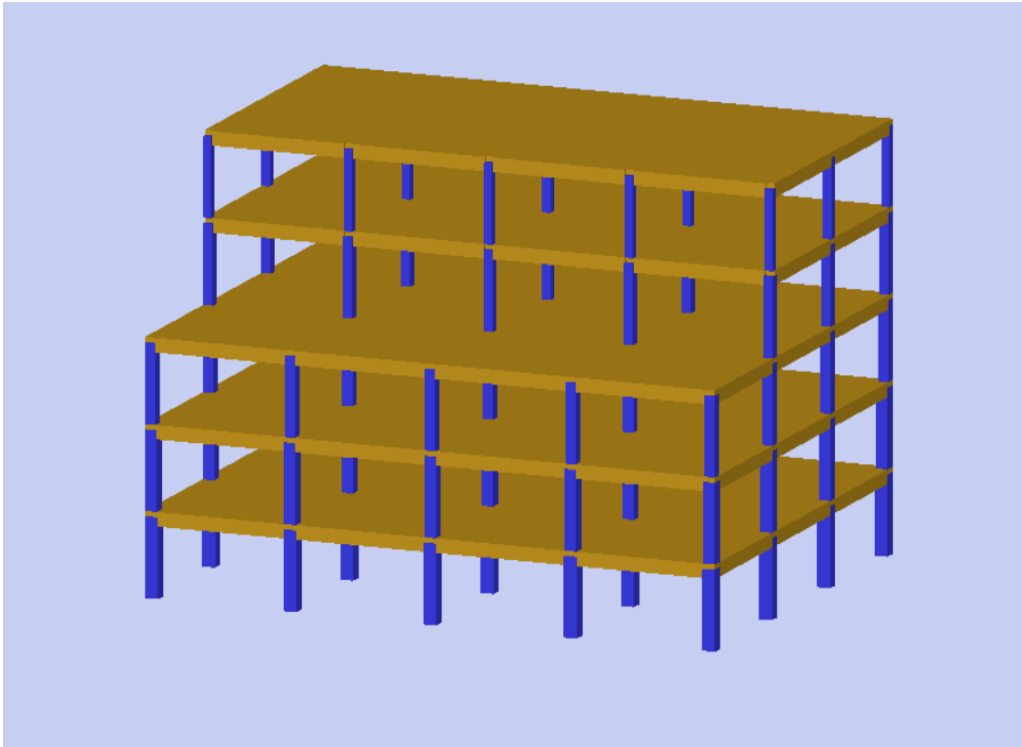
Τα κτίρια δεύτερης Κατηγορίας είναι κτίρια τα οποία στους τελευταίους ορόφους έχουν εσοχές. Όπως διακρίνεται και από τα παρακάτω σχήματα είναι κανονικά σε κάτοψη με βάση τα κριτήρια του EC8 σε αντίθεση με την κανονικότητα καθ' ύψος όπου θα πρέπει να γίνει μια μικρή διερεύνηση. Με βάση τα όσα έχουν προαναφερθεί στην παράγραφο §3.3 για την κανονικότητα καθ' ύψος ισχύει ότι « Για εσοχές όπου δεν είναι συμμετρικές με τις απέναντι πλευρές ενός κτιρίου, πρέπει για τον τελευταίο όροφο η συνολική εσοχή να μην είναι μεγαλύτερη του 30% της συνολικής διάστασης στην βάση του κτιρίου. Επιπλέον, κάθε επιμέρους εσοχή κάθε ορόφου να μην υπερβαίνει το 10% της αμέσως προηγούμενης διάστασης ορόφου (σχήμα 3.3)». Επομένως ισχύει η σχέση:

$$(L-L_i)/L \leq 0.30.$$

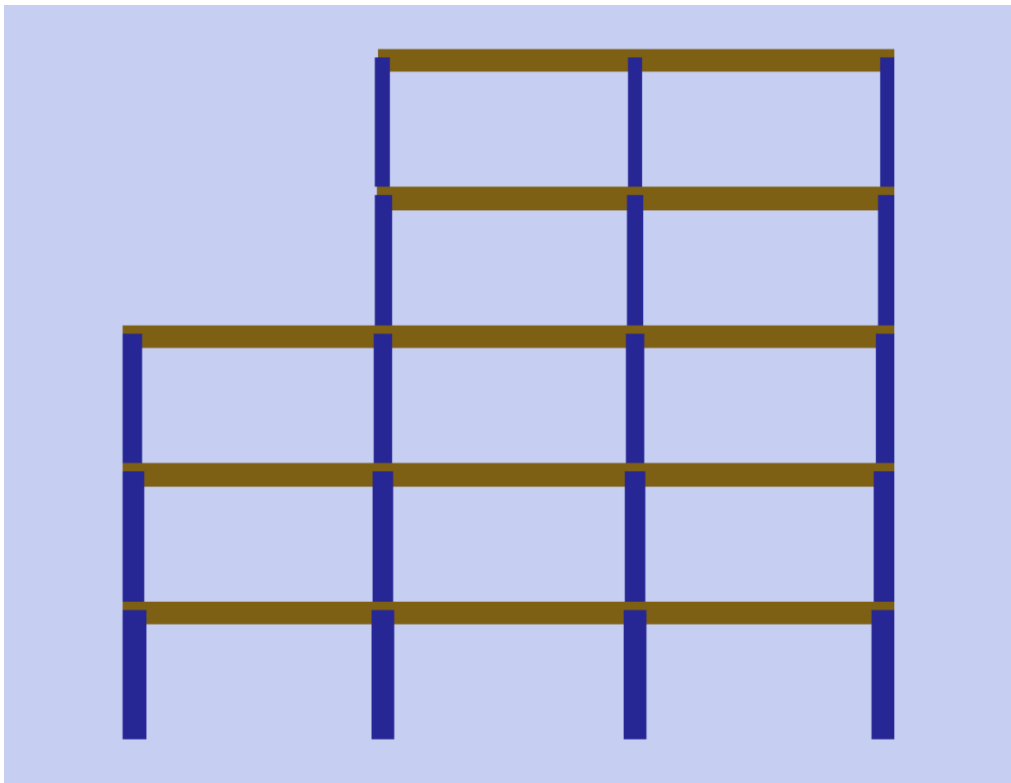
Για την περίπτωση μας ισχύει:

$$(18-12)/18=0,33 > 0,30$$

Επομένως, το κριτήριο δεν ισχύει άρα τα κτίρια Κατηγορίας 2 με εσοχές είναι μη κανονικά καθ' ύψος με βάση τον EC8.

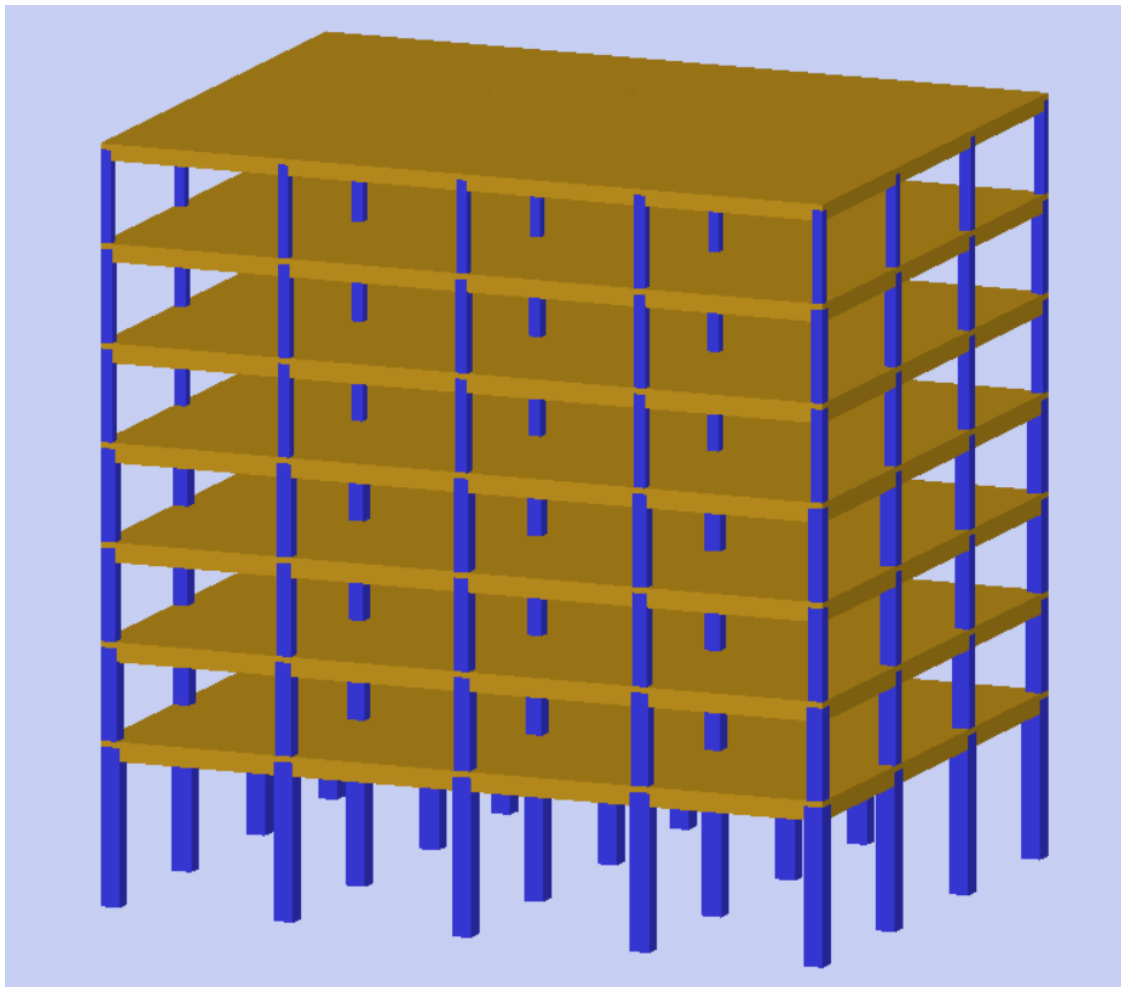


Σχήμα 6.3: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 2.

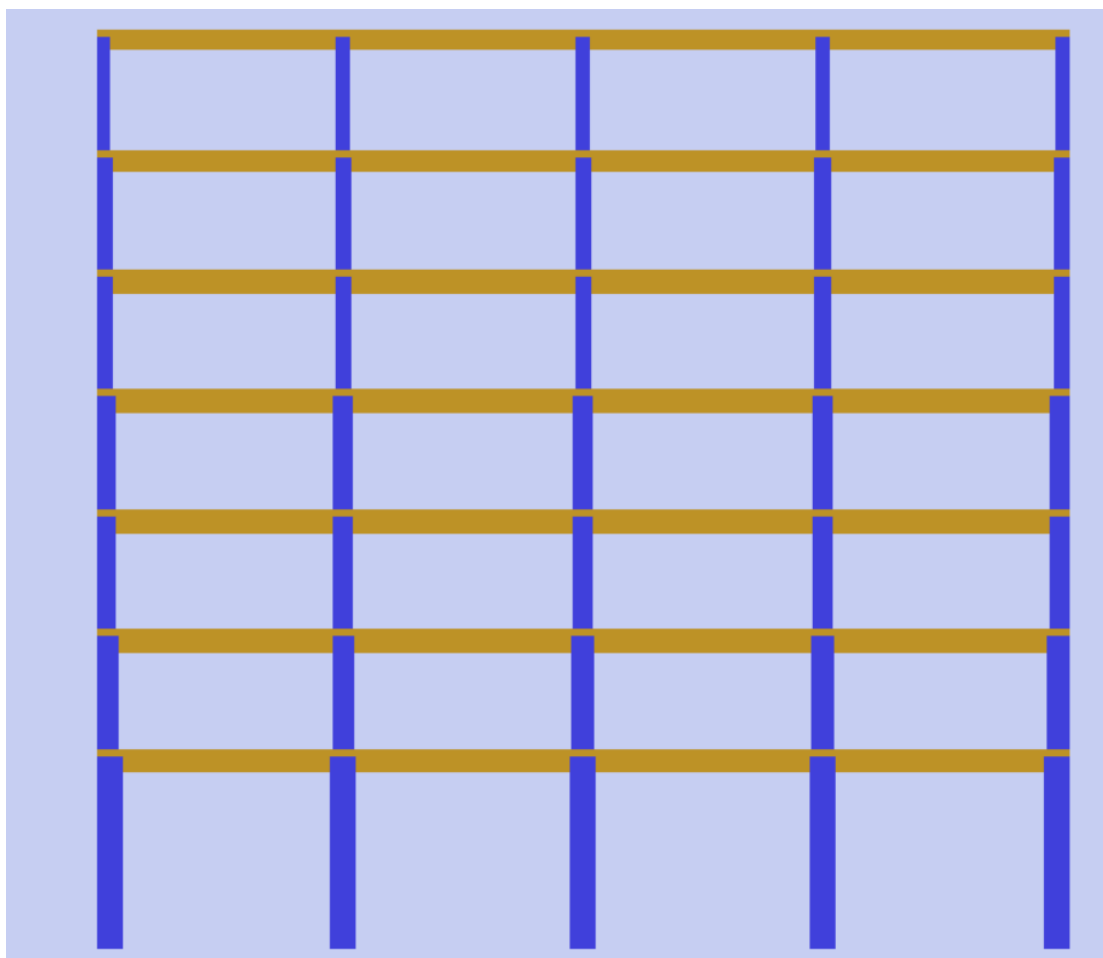


Σχήμα 6.4: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 2.

- Κατηγορία 3:
Τα κτίρια τρίτης Κατηγορίας είναι αρκετά όμοια με αυτά της πρώτης Κατηγορίας. Πιο συγκεκριμένα, είναι κτίρια απλά στην γεωμετρία τους, συμμετρικά με απλή και ομοιόμορφη κατανομή μαζών. Μόνο που έχουν μια μικρή αλλά σημαντική διαφορά, σε αντίθεση με τα κτίρια της πρώτης κατηγορίας αυτά είναι υπερυψωμένα, δηλαδή το ύψος του ισογείου μέχρι τον πρώτο όροφο είναι 5m ενώ τα επόμενα ύψη στους άλλους ορόφους είναι στα 3m. Με βάση τα κριτήρια του EC8 είναι κανονικά και σε κάτοψη αλλά και καθ' ύψος.

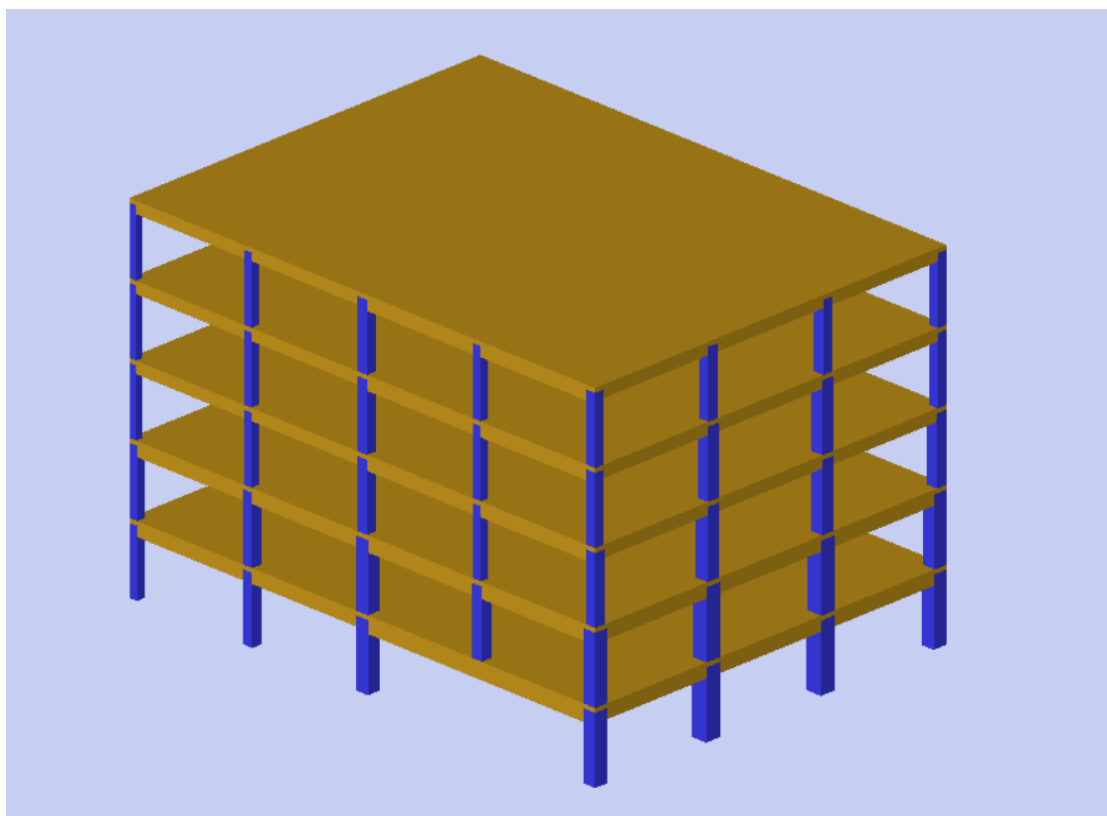


Σχήμα 6.5: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 3.



Σχήμα 6.6: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 3.

- **Κατηγορία 4:**
Τα κτίρια τέταρτης κατηγορίας δεν έχουν και αυτά μεγάλες γεωμετρικές αλλαγές με αυτά της πρώτης εκτός από μία αλλά πολύ σημαντική το «φυτευτό» υποστύλωμα. Με βάση τα κριτήρια του EC8 τα κτίρια αυτά είναι κανονικά σε κάτοψη αλλά δεν συμβαίνει και το ίδιο για την καθ' ύψος κανονικότητα. Σύμφωνα με τον EC8 και τα όσα έχουν προαναφερθεί στην παράγραφο §3.3 όπου «Θα πρέπει όλα τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία, όπως φέροντα τοιχώματα, πυρήνες ή πλαίσια, να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την αντίστοιχη κορυφή του τμήματος του κτιρίου». Επομένως, τα κριτήρια δεν ικανοποιούνται άρα δεν ισχύει η κανονικότητα καθ' ύψος.



Σχήμα 6.7: Ενδεικτικό κτίριο Κατηγορίας 4.

6.3 Παραδοχές

6.3.1 Κατηγορία εδάφους

Ο πρώτος ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός (Β.Δ. 1959) διαφοροποιούσε τα εδάφη σε τέσσερις κατηγορίες:

- Εδάφη μικρής σεισμικής επικινδυνότητας
 - Όπου ήταν συμπαγή ομοιογενή αργιλομαργαϊκά στρώματα με πάχος 15m
- Εδάφη μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας
 - Όπου ήταν εδάφη ψαθυρά ή χαλαρά οριζόντιας στρώσης ή με μια ελάχιστη κλίση
- Εδάφη μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας
 - Όπου ήταν εδάφη με φυσικά ή δομικά κορήματα σε παραλιακές ή τεχνικές προσχώσεις
- Εδάφη εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας
 - Όπου ήταν εδάφη ανομοιογενή ή χαλαρά σε απότομες πλαγιές και περιοχές πάνω από σπηλαιώδες υπέδαφος

Ο EC8 ταξινομεί τα εδάφη σε πέντε κατηγορίες τις A,B,C,D και E και δύο ειδικές τις S₁ και S₂. Οι πέντε κατηγορίες διακρίνονται με βάση την στρωματογραφία τους αλλά την μέση τιμή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m από την επιφάνεια θεμελίωσης $v_{s,30}$. Για τα εδάφη κατηγορίας S₁ και S₂ ο κανονισμός απαιτεί ειδική μελέτη για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (6.1)$$

Όπου:

h_i : το πάχος του στρώματος i (σε m) για τα N συνολικά στρώματα που βρίσκονται σε βάθος 30m από την επιφάνεια θεμελίωσης.

v_i : η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων του στρώματος i (σε m/s) αντιστοιχούσα σε επίπεδο διατμητικών παραμορφώσεων της τάξεως του 10^{-5} ή και μικρότερο.

Πίνακας 6.1: Κατηγορίες εδάφους στον EC8-1.

| Κατάταξη εδαφών | | | | |
|-------------------|---|-----------------------|-----------|-------------|
| Κατηγορία εδάφους | Περιγραφή στρωματογραφίας | Παράμετροι | | |
| | | $v_{s,30}$ | N_{SPT} | c_u (kPa) |
| A | Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού | > 800 | – | – |
| B | Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος | 360 - 800 | > 50 | > 250 |
| C | Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων | 180 - 360 | 15 - 50 | 70 - 250 |
| D | Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά | < 180 | < 15 | < 70 |
| E | Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s | | | |
| S_1 | Αποθέσεις που αποτελούνται ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό | < 100 (ενδεικτικό) | – | 10 - 20 |
| S_2 | Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1 | | | |

6.3.2 Σεισμικές ζώνες και Συντελεστής Σπουδαιότητας

Στον πρώτο ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό (Β.Δ. 1959) η χώρα χωριζόταν σε τρεις κατηγορίες:

1. Ασθενώς σεισμόπληκτες περιοχές
2. Μετρίως σεισμόπληκτες περιοχές
3. Ισχυρές σεισμόπληκτες περιοχές

Πίνακας 6.2: Πίνακας σεισμικών ζωνών και σεισμικών συντελεστών ϵ , με βάση των Β.Δ. 1959.

| Σεισμικότητα περιοχών | Επικινδυνότητα εδάφων | | |
|-----------------------|-----------------------|------|------|
| | (α) | (β) | (γ) |
| I | 0.04 | 0.06 | 0.08 |
| II | 0.06 | 0.08 | 0.12 |
| III | 0.08 | 0.12 | 0.16 |

Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους a_{gR} , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας Α. Οι σεισμικές ζώνες στον EC8 έχουν υιοθετηθεί από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό, δηλαδή υπάρχουν τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.

Πίνακας 6.3: Τιμές ενεργούς επιτάχυνσης σεισμικών ζωνών Ελλάδας με βάση τον EC8.

| Τιμές a_{gR}/g | |
|------------------|------------|
| Ζώνη | a_{gR}/g |
| Z1 | 0.16 |
| Z2 | 0.24 |
| Z3 | 0.36 |

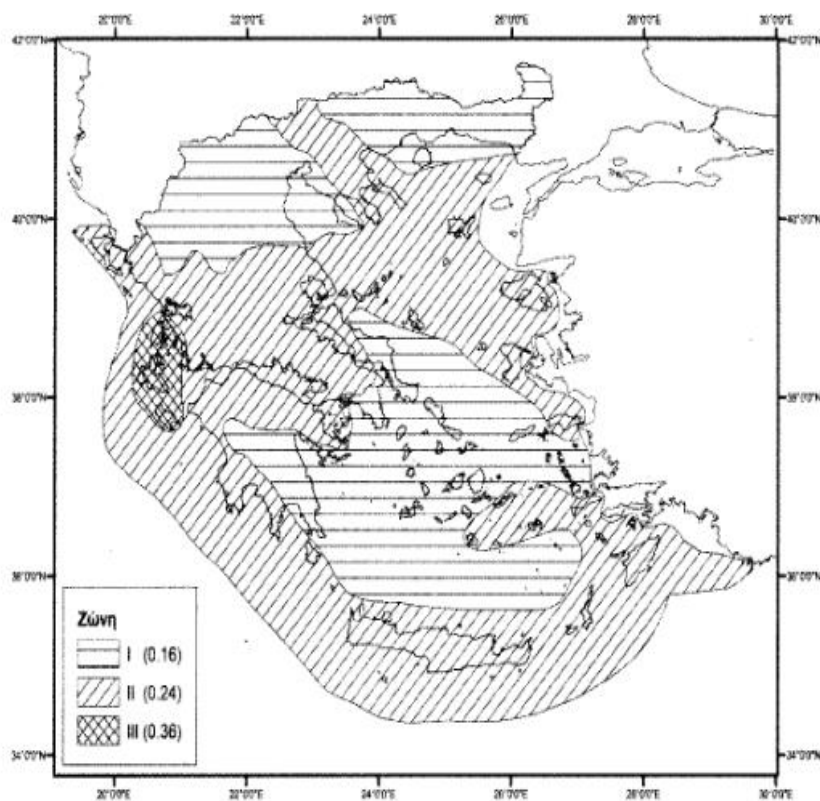
Οι τιμές αναφοράς a_g όπου έχουν προκύψει από μελέτες αντιστοιχούν σε περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη, όπου T_{NCR} είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης και ότι κατά μέσο όρο συμβαίνει μια φορά στα 475 έτη. Οι σεισμοί που συμβαίνουν θεωρούμε ότι ικανοποιούν το κριτήριο της μη-κατάρρευσης, δηλαδή η πιθανότητα μη υπέρβασης P_{NCR} σε 50 χρόνια καθορίζει την περίοδο επαναφοράς T_{NCR} . Πιο συγκεκριμένα τα 50 χρόνια αντιπροσωπεύουν την συνήθη διάρκεια ζωής των δομημάτων και η πιθανότητα υπέρβασης είναι αποδεκτή για συνήθεις κατασκευές. Όταν προκύπτουν διαφορετικές περίοδοι επανάληψης η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος Α αλλάζει γιατί μαζί με την επιτάχυνση του εδάφους a_{gR} προσθέεται και ένας νέος συντελεστής γ_i και η σχέση γίνεται η εξής:

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR} \quad (6.2)$$

Για τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_i ορίζονται τέσσερις κατηγορίες όπου φαίνονται στο παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 6.4: Συντελεστές Σπουδαιότητας.

| Κατηγορία Σπουδαιότητας | |
|-------------------------|--|
| Σ1 | Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ. |
| Σ2 | Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ. |
| Σ3 | Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ. |
| Σ4 | Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.). |



Σχήμα 6.8: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας με τον EC8.

Στην συγκεκριμένη εργασία επιλέχθηκαν οι εξής παραδοχές:

1. Σεισμικότητα : 1
2. Σεισμικός συντελεστής ε : 0.040
3. Αριθμός σεισμικών φορτίσεων : 4
4. Συντελεστής στρεπτικής δυσκαμψίας υποστυλωμάτων τοιχωμάτων : 0.100
5. Συντελεστής στρεπτικής δυσκαμψίας δοκών : 0.100
6. Συντελεστής διαφραγματικής λειτουργίας : 10000.00

6.3.3 Σκυρόδεμα

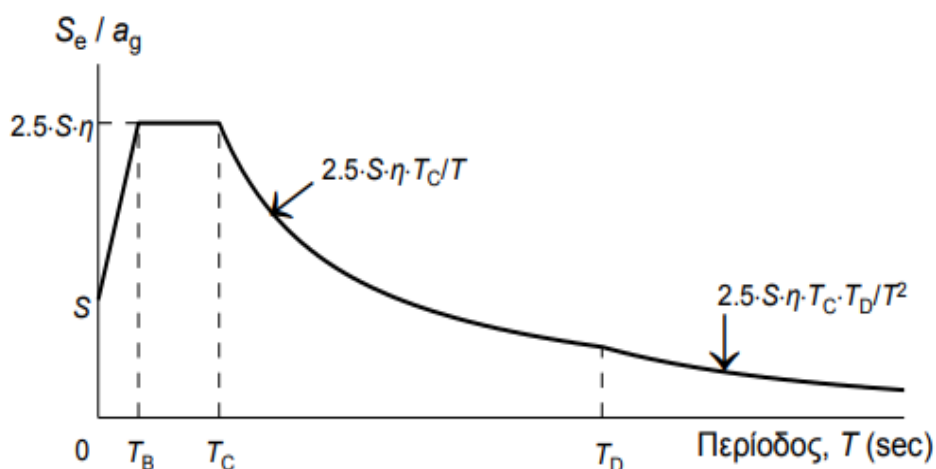
Η επιδίωξη της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν τα κτίρια να είναι όσο πιο αντιπροσωπευτικά και αληθοφανή γίνονται για να έχουμε και τα ανάλογα αποτελέσματα, για αυτόν το λόγο επιλέχθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας B160 που ήταν και το πιο σύνηθες εκείνη την εποχή. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος είναι $E_{cm} = 21 \text{ G Pa}$. Επιπλέον η μέση κυβική αντοχή είναι $f_{cm,cube} = 16 \text{ MPa}$ και μέση κυλινδρική αντοχή $f_{cm} = 16/1,25 = 12,8 \text{ MPa}$ αλλά για λόγους ασφαλείας η τιμή γίνεται 12 MPa .

6.3.4 Χάλυβας

Η ποιότητα του χάλυβα που επιλέχθηκε είναι St I με μέτρο ελαστικότητας ίσο με $E_s = 200 \text{ Gra}$, χαρακτηριστική τάση διαρροής $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ και μέση εφελκυστική αντοχή 310 MPa .

6.3.5 Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού κατά EC8

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται για σχεδιασμό κατασκευών όπου θέλουμε να συμπεριφέρονται ελαστικά στον σεισμό σχεδιασμού. Το παρακάτω σχήμα μας δείχνει την γενική μορφή του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων.



Σχήμα 6.9: Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8.

Διακρίνονται οι εξής περιοχές:

- Για $0 \leq T \leq T_B$: Περιοχή με ανοδική πορεία της φασματικής επιτάχυνσης
- Για $T_B \leq T \leq T_C$: Περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- Για $T_C \leq T \leq T_D$: Περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας
- Για $T_B \leq T \leq 4.0$: Περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης

Η ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού σε κάθε περιοχή όπου αναφέραμε παραπάνω υπολογίζεται από τις σχέσεις (6,4) έως (6.7):

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (6.4)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (6.5)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (6.6)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (6.7)$$

Όπου:

$$a_g = \gamma_i^* \cdot a_{gR}$$

S = συντελεστής εδάφους (βλ. Πίνακας 6.5)

η = συντελεστής απόσβεσης. Οι παραπάνω σχέσεις αντιστοιχούν σε απόσβεση ίση με $\xi=5\%$ επομένως $\eta=1$. Εάν αλλάξει η τιμή απόσβεσης τότε η τιμή η υπολογίζεται από την σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Πίνακας 6.5: Τιμές ελαστικού φάσματος απόκρισης επιταχύνσεων Τύπου 1.

| Κατηγορία εδάφους | S | T_B (sec) | T_C (sec) | T_D (sec) |
|----------------------|------|-------------|-------------|-------------|
| A | 1.00 | 0.15 | 0.40 | 2.50 |
| B | 1.20 | 0.15 | 0.50 | 2.50 |
| C | 1.15 | 0.20 | 0.60 | 2.50 |
| D | 1.35 | 0.20 | 0.80 | 2.50 |
| E | 1.40 | 0.15 | 0.50 | 2.50 |

Ο EC8 προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τον τύπο 1 και 2 όπου έχουν διαφορετικές τιμές οι χαρακτηριστικές περιόδους. Με βάση το Εθνικό Προσάρτημα στην Ελλάδα χρησιμοποιείται το φάσμα τύπου 1 (βλ. Πίνακας 6.5).

6.3.6 Φάσμα Σχεδιασμού για Ανελαστική Συμπεριφορά κατά EC8

Όταν η απορρόφηση ενέργειας της κατασκευής γίνεται μέσω πλαστικής συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων τότε δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση, αλλά πραγματοποιείται με ελαστική ανάλυση που εμπεριέχει μια διαφορά. Πιο συγκεκριμένα, η ελαστική ανάλυση γίνεται με βάση ένα μειωμένο φάσμα σχεδιασμού δηλαδή με τον συντελεστή συμπεριφοράς q .

Οι σχέσεις από όπου προκύπτει η επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ για κάθε περιοχή του φάσματος είναι οι εξής:

$$S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (6.8)$$

$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (6.9)$$

$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \frac{T_C}{T} \geq \beta * a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (6.10)$$

$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \frac{T_C * T_D}{T^2} \geq \beta * a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (6.11)$$

Οι τιμές για τον συντελεστή συμπεριφοράς q δεν είναι ίδιες αλλά εξαρτώνται από τα υλικά κατασκευής και τον τύπο στατικής διαμόρφωσης του κτιρίου. Επιπλέον, για τις τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς με βάση τα διάφορα υλικά υπάρχει και η επιρροή του συντελεστή απόσβεσης εφόσον είναι διάφορη του 5%. Γι' αυτόν το λόγο και δεν εμφανίζεται ο συντελεστής απόσβεσης η όπως στις σχέσεις του ελαστικού φάσματος. Ακόμα, η τιμή β με βάση το Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται ως $\beta=0.2$.

6.3.7 Γενικές Παραδοχές

➤ Παραδοχές για το Fespa

- ❖ Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας => Όχι
- ❖ Εφαρμογή κανόνων περίσφιξης => Όχι
- ❖ Αυτόματη απόδοση οπλισμού πλακών στις δοκούς => Ναι
- ❖ Έλεγχος ρηγμάτωσης => Όχι
- ❖ Ικανοτικός έλεγχος κόμβων => Όχι
- ❖ Ικανοτικός έλεγχος διάτμησης => Όχι

- Παραδοχές για τα υποστυλώματα
 - ❖ Επιτρεπτοί διάμετροι οπλισμού => $\Phi_{14}/\Phi_{16}/\Phi_{18}/\Phi_{20}$
 - ❖ Μέγιστη εγκάρσια απόσταση συγκρατούμενων ράβδων => 0,60
 - ❖ Απόσταση συνδετήρων υποστυλωμάτων και άκρων τοιχωμάτων => 0,40

- Παραδοχές για τους δοκούς
 - ❖ Επιτρεπτοί διάμετροι οπλισμού => $\Phi_{10}/\Phi_{12}/\Phi_{14}/\Phi_{16}/\Phi_{18}/\Phi_{20}$
 - ❖ Μέγιστη απόσταση συνδετήρων δοκών => 0,40
 - ❖ Μέγιστο μήκος δοκού για ενοποίηση πρόσθετων οπλισμών στηρίξεων L_{max} => 1,00 (με επιφύλαξη)
 - ❖ Εφαρμογή κανόνων ακύρωσης => Όχι
 - ❖ Κάλυψη διατμητικών δυνάμεων δοκών => Πάντοτε κάμψη μισών +1

- Παραδοχές για τις πλάκες
 - ❖ Επιτρεπτοί διάμετροι οπλισμού => Φ_8/Φ_{10}

6.3.8 Παραδοχές Φορτίων

- ❖ Ιδίο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος => 2,400 t/m²
- ❖ Επιχωμάτωση => 1,800 t/m²
- ❖ Επικαλύψεις δαπέδων => 0,100 t/m²
- ❖ Επικαλύψεις δώματος => 0,200 t/m²
- ❖ Τοιχοποιία μπατική => 0,360 t/m²
- ❖ Τοιχοποιία δρομική => 0,210 t/m²
- ❖ Μεταβλητά φορτία πλακών => 0,200 t/m²
- ❖ Μεταβλητά φορτία εξωστών => 0,500 t/m²
- ❖ Μεταβλητά φορτία δώματος (βατού) => 0,200 t/m²
- ❖ Μεταβλητά φορτία δώματος (άβατου) => 0,05 t/m²

6.3.9 Παραδοχές Αποτίμησης

Όπως έχει προαναφερθεί για την αποτίμηση στο Fespa επιλέχθηκε η στατική ανελαστική ανάλυση Pushover. Εκτενέστερη ανάλυση για το Pushover έχει γίνει στο 4^ο κεφάλαιο εδώ θα τονιστούν οι παραδοχές που γίνονται.

- Παραδοχές υλικών αποτίμησης και συντελεστών ασφαλείας
 - ❖ Μέση αντοχή σκυροδέματος f_{cm} => 16 MPa
 - ❖ Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος γ_c => 1,3
 - ❖ Μέση αντοχή χάλυβα f_{ym} => 310 MPa
 - ❖ Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα γ_s => 1,15
 - ❖ Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{ywm} => 310 MPa

- ❖ Συντελεστές εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα και σκυροδέματος CFs=> 1,2
 - ❖ Επίπεδο γνώσης σκυροδέματος και χάλυβα => KL2 – Κανονική (Ικανοποιητική)
- Φάσμα - Αποτίμηση
- ❖ Συμβατικός χρόνος ζωής TL => 50 έτη
 - ❖ Πιθανότητα υπέρβασης PR
 - ❖ Πιθανότητα υπέρβασης PLR => 10%
 - ❖ Περίοδος επαναφοράς TLR => 475 έτη
- DL – Περιορισμός βλαβών
- ❖ Στάθμη επιτελεστικότητας DL – 1^η διαρροή δοκού ή υποστυλώματος
 - ❖ DL Πιθανότητα υπέρβασης P_DLR => 50%
- SD – Σημαντικές βλάβες
- ❖ Στάθμη επιτελεστικότητας SD – 1^η υπέρβαση ορίου σε κύρια δοκό ή υποστύλωμα
 - ❖ SD Πιθανότητα υπέρβασης P_SDR => 10%
- NC – Οιονεί κατάρρευση
- ❖ Στάθμη επιτελεστικότητας NC – 1^η αστοχία κύριας δοκού ή υποστυλώματος
 - ❖ NC Πιθανότητα υπέρβασης P_NCR => 2%

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο: ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

7.1 Γενικά

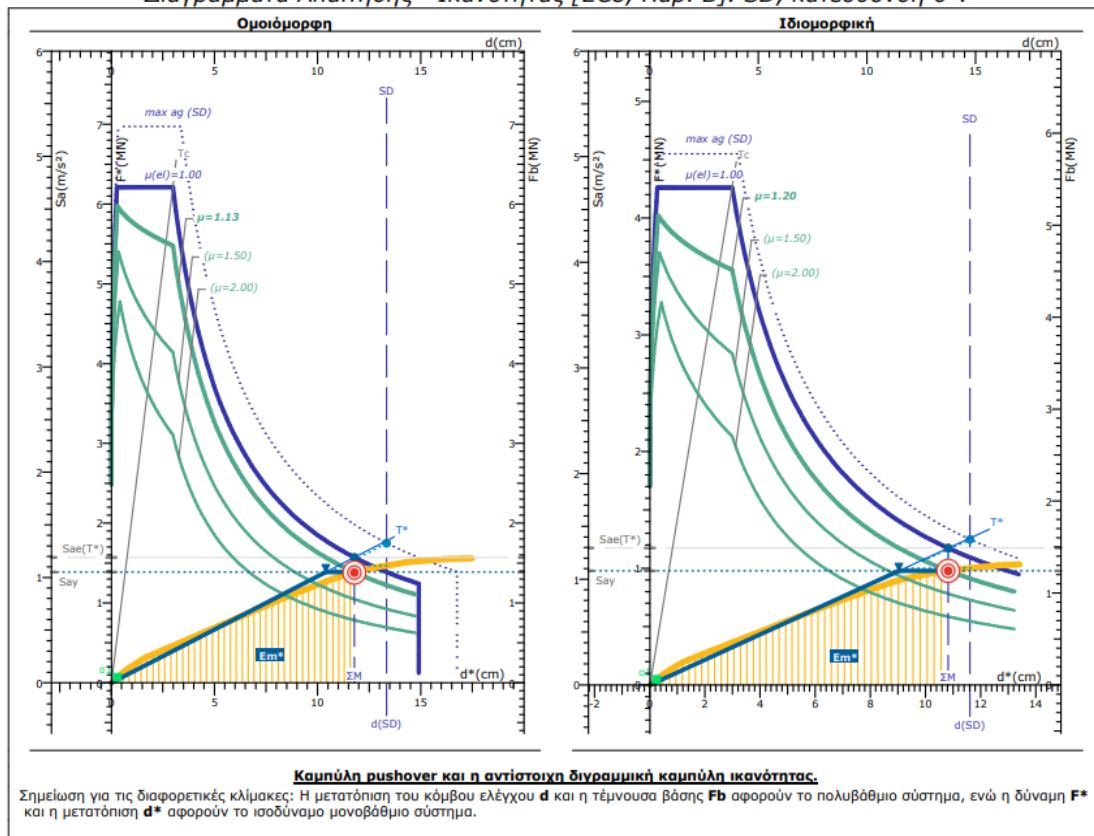
Σε αυτό το κεφάλαιο θα ασχοληθούμε με την αποτίμηση των κτιρίων που παρουσιάστηκαν στο 6^ο Κεφάλαιο. Σκοπός είναι να παρατηρηθεί αν τα κτίρια που έχουν διαστασιολογηθεί με τους παλιούς κανονισμούς είναι ικανά να ανταπεξέλθουν στις απαιτήσεις που έχουν οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επιπλέον, σημαντικό είναι να αξιολογηθεί η επιρροή που ασκεί στην αποτίμηση των κτιρίων η κανονικότητα αλλά και τα διάφορα γεωμετρικά χαρακτηριστικά.

Παρακάτω φαίνονται αναλυτικά οι 16 αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, Σχήματα (7.1) – (7.16), και τα αποτελέσματά τους, Πίνακες (7.1) – (7.16). Πιο συγκεκριμένα, η σειρά των αποτελεσμάτων είναι:

- ❖ Ιδιοπερίοδος $T^*(s)$
- ❖ Παράγοντας πλαστιμότητας q_u
- ❖ Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας m_d
- ❖ Στοχευόμενη μετατόπιση dt
- ❖ Μέγιστη επιτάχυνση $\max a_g$
- ❖ Παράγοντας υπεραντοχής q_s

7.2 Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 1ης κατηγορίας

Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. SD, κατεύθυνση 0°.



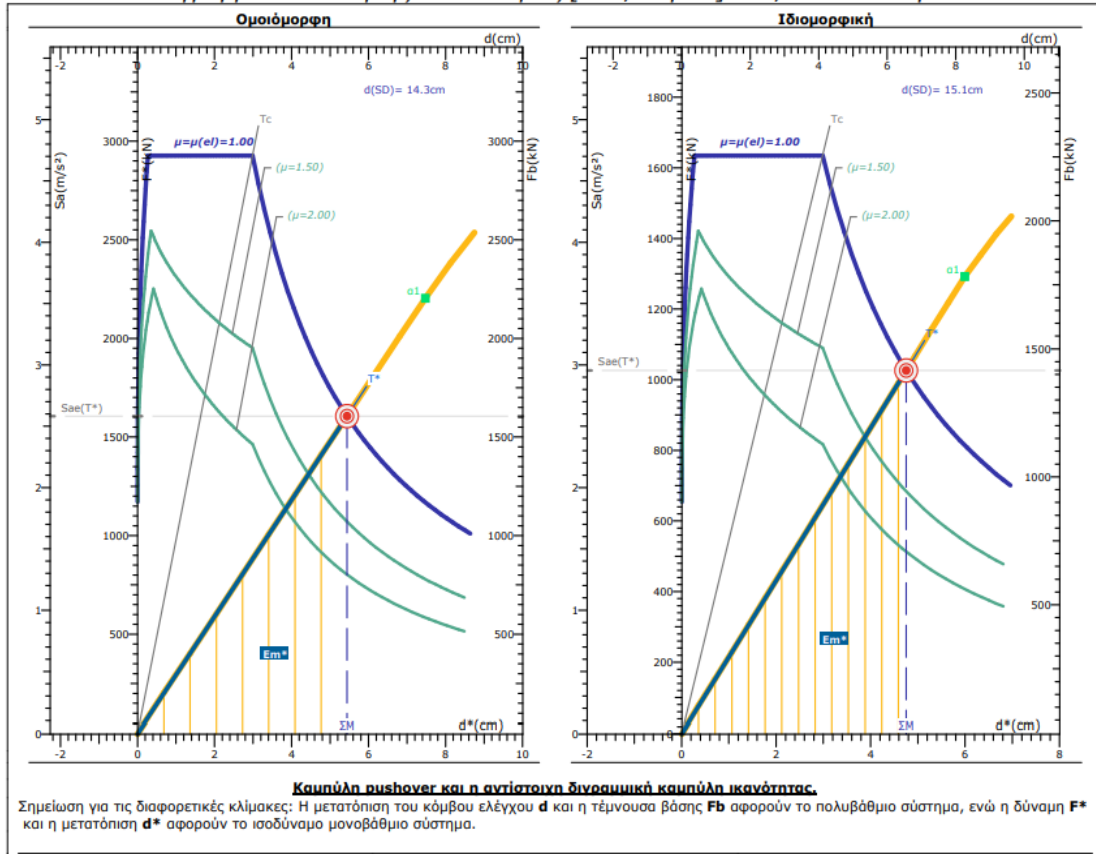
Σχήμα 7.1: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 1ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων.

Πίνακας 7.1: Αποτελέσματα κτιρίου 1ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K1_3 | T*(s) | q _u | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _s |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 1,98 | 1,13 | 1,13 | 11,78 | 0,18 | 9,99 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 1,82 | 1,20 | 1,20 | 13,74 | 0,171 | 9,99 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάμε με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα.
- * Η υπεραντοχή είναι ίση και στις δύο φορτίσεις.

Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. SD, κατεύθυνση 0°.

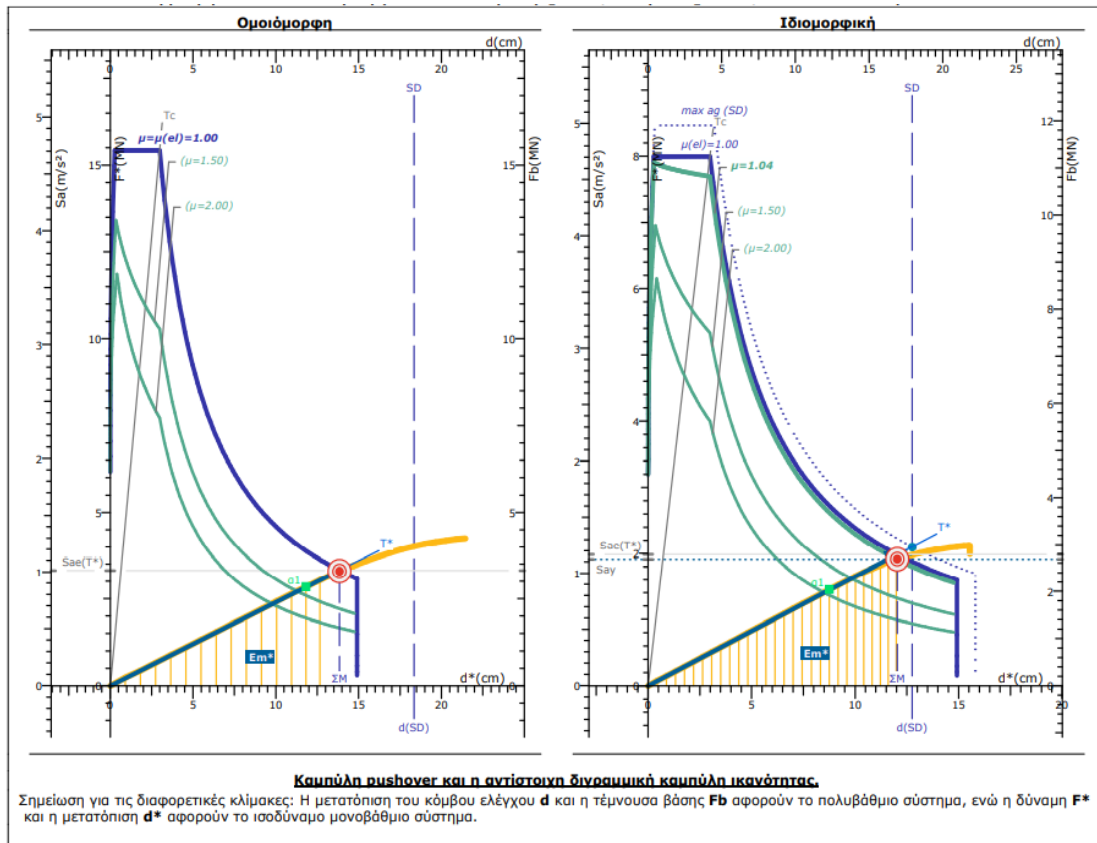


Σχήμα 7.2: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 1ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων.

Πίνακας 7.2: Αποτελέσματα κτιρίου 1ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K1_5 | T*(s) | q _u | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _s |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 0,91 | 1,00 | 1,00 | 5,43 | 0,412 | 1,00 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 0,80 | 1,00 | 1,00 | 6,55 | 0,361 | 1,00 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάμε με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα.
- * Η υπεραντοχή είναι ίση και στις δύο φορτίσεις.

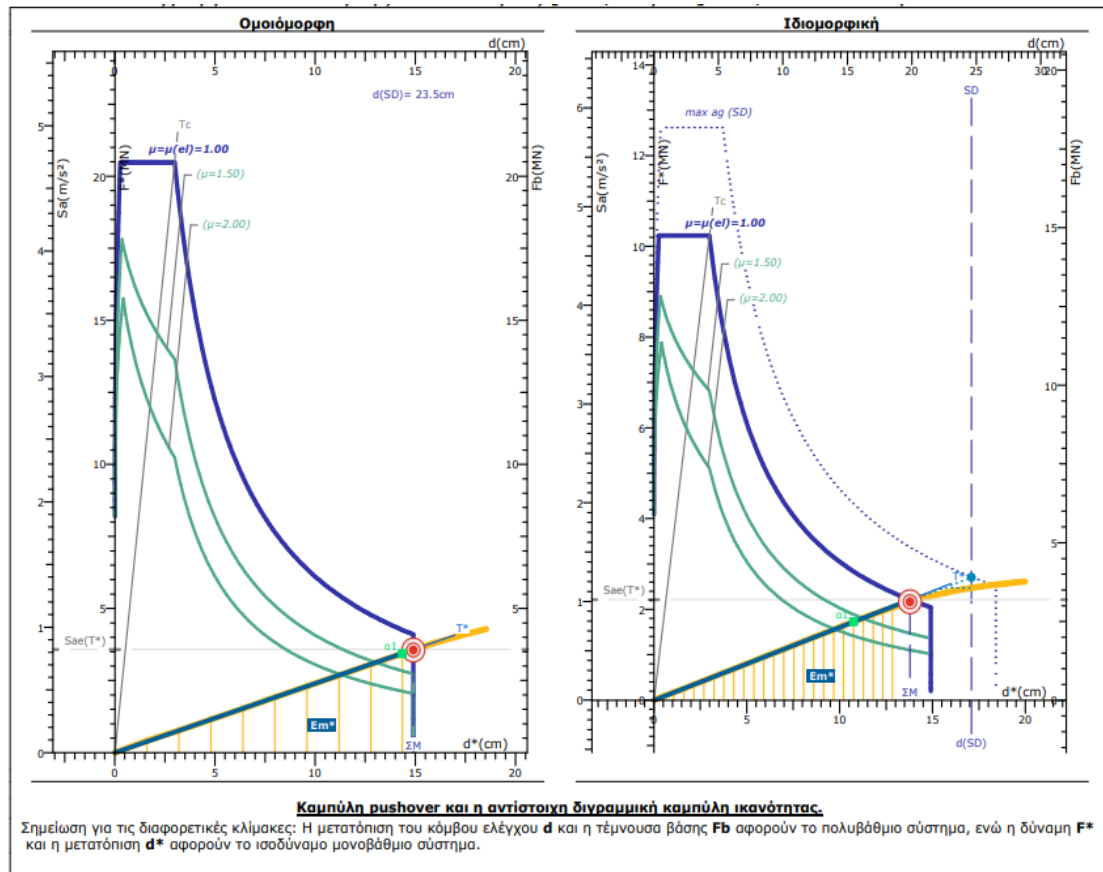


Σχήμα 7.3: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου I^{ns} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων.

Πίνακας 7.3: Αποτελέσματα κτιρίου I^{ns} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K1_7 | T^* (s) | q_u | μ_d | dt^* (cm) | $\max a_g$ | q_s |
|-------------|-----------|-------|---------|-------------|------------|-------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 2,32 | 1,00 | 1,00 | 13,83 | 0,210 | 1,17 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 2,02 | 1,04 | 1,04 | 16,86 | 0,169 | 1,32 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.



Σχήμα 7.4: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 1ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων.

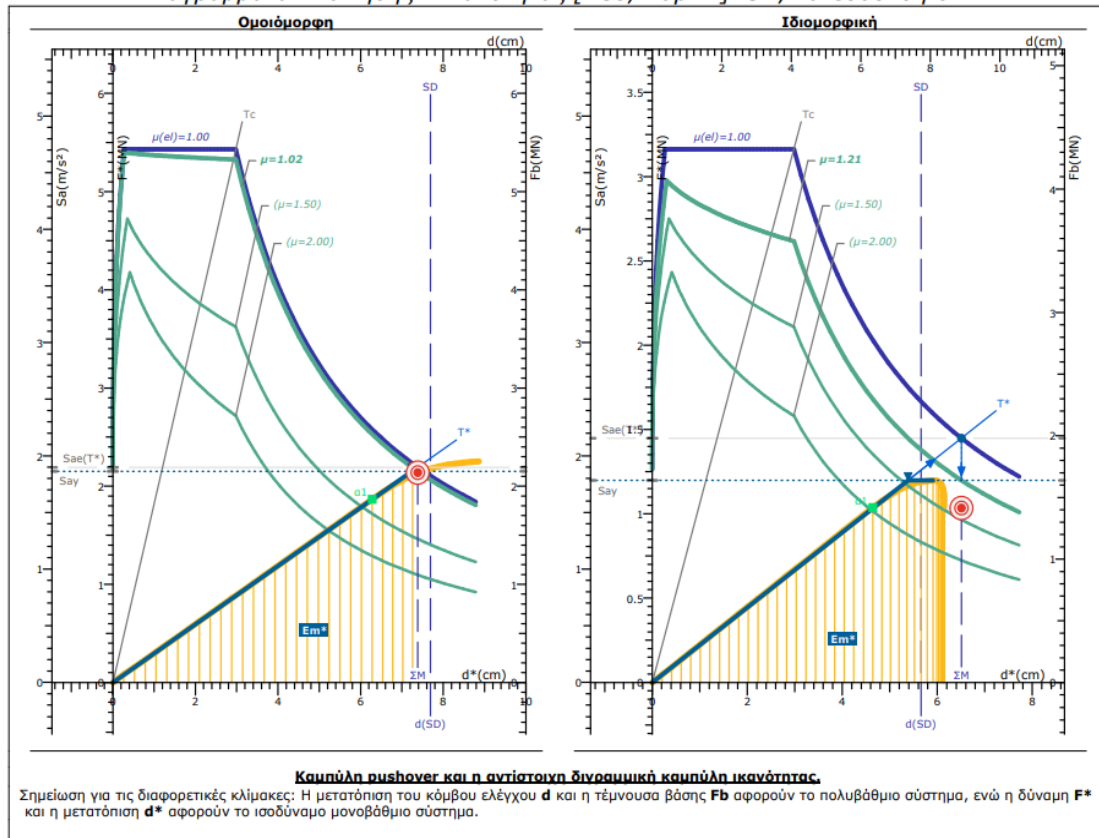
Πίνακας 7.4: Αποτελέσματα κτιρίου 1ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K1_9 | T*(s) | q _u | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _s |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 2,68 | 1,00 | 1,00 | 14,90 | 0,252 | 1,04 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 2,31 | 1,00 | 1,00 | 19,85 | 0,197 | 1,28 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.

7.3 Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 2^{ης} κατηγορίας

Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. SD, κατεύθυνση 0°.

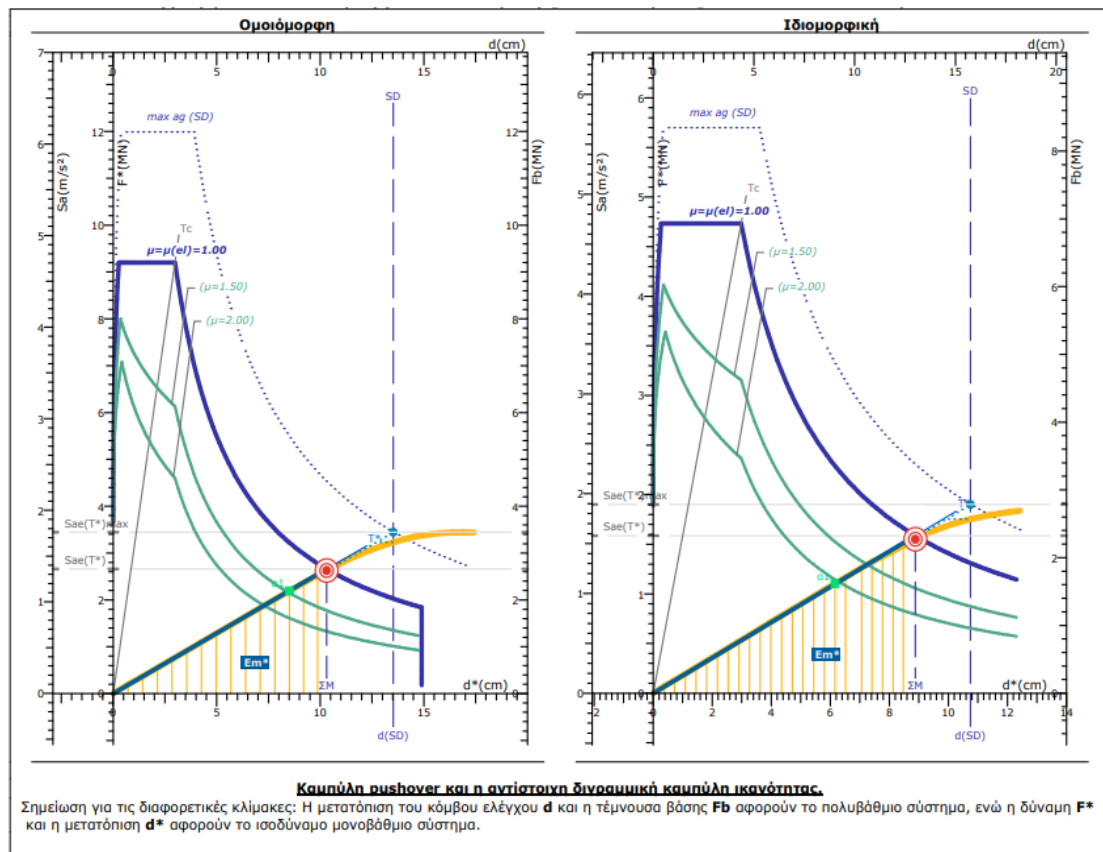


Σχήμα 7.5: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 2^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων.

Πίνακας 7.5: Αποτελέσματα κτιρίου 2ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K2_3 | T*(s) | q _U | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _S |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 1,24 | 1,02 | 1,02 | 7,38 | 0,167 | 1,15 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 1,09 | 1,21 | 1,21 | 8,89 | 0,139 | 1,16 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της). Αντίθετα για την ιδιομορφική κατανομή το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές.
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ μόνο στην ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα. Αντιθέτως για την ιδιομορφική κατανομή το $a < 0,16$ αρά και δεν είναι επαρκές.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.

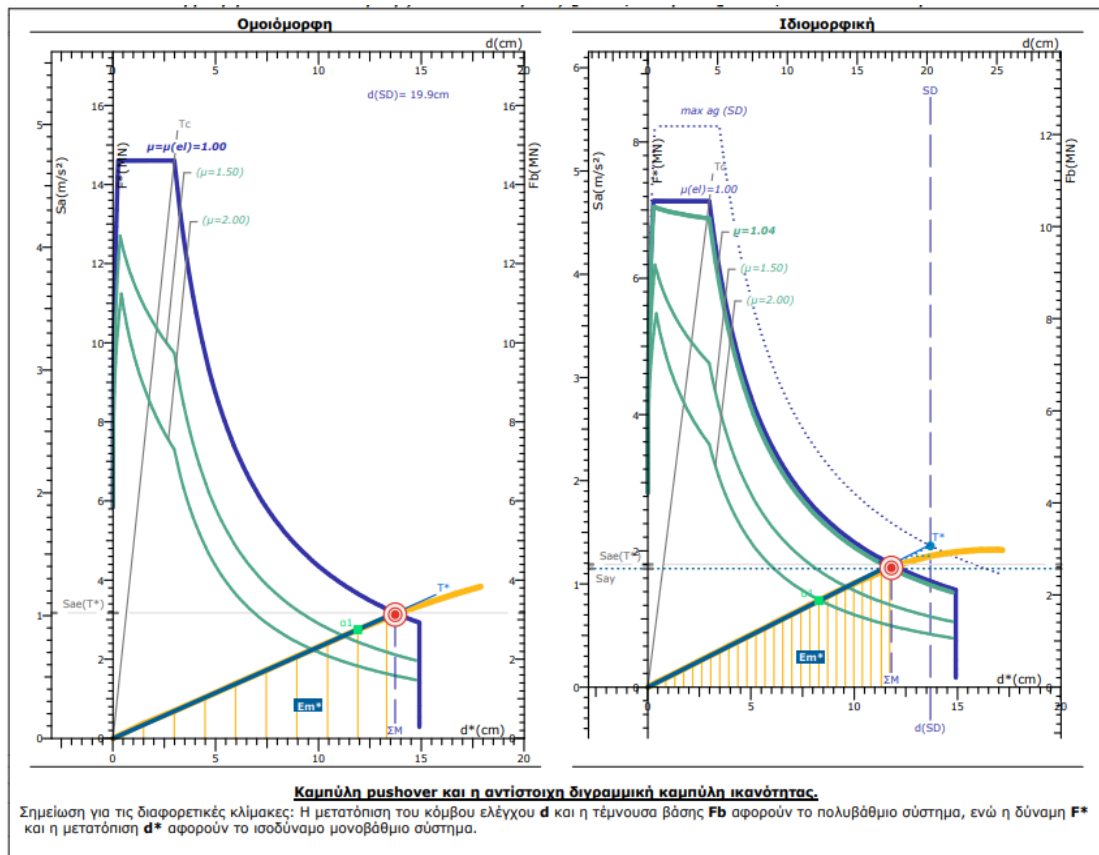


Σχήμα 7.6: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 2^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων.

Πίνακας 7.6: Αποτελέσματα κτιρίου 2ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K2_5 | T*(s) | q _u | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _s |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 1,73 | 1,00 | 1,00 | 10,31 | 0,208 | 1,21 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 1,49 | 1,00 | 1,00 | 13,01 | 0,193 | 1,44 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.

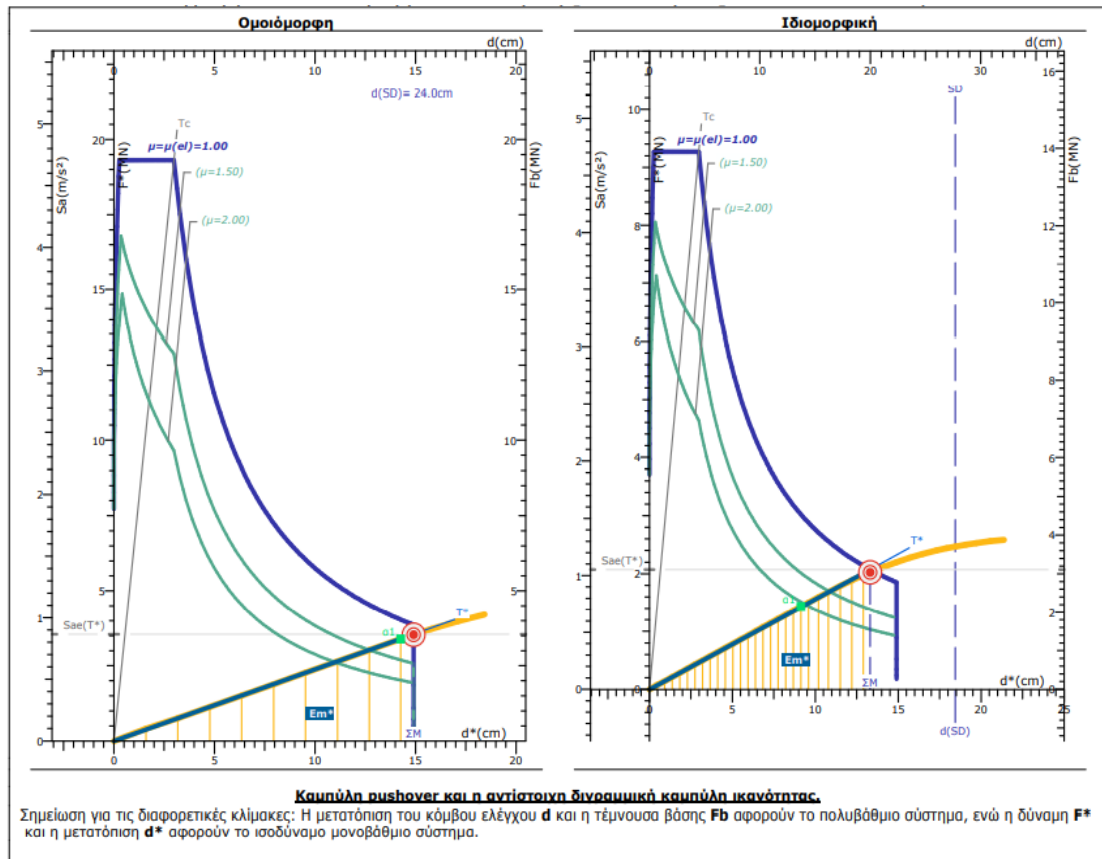


Σχήμα 7.7: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 2^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων.

Πίνακας 7.7: Αποτελέσματα κτιρίου 2ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K2_7 | T*(s) | q _u | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _s |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 2,30 | 1,00 | 1,00 | 13,73 | 0,229 | 1,16 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 1,98 | 1,04 | 1,04 | 17,45 | 0,185 | 1,37 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.



Σχήμα 7.8: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 2^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων.

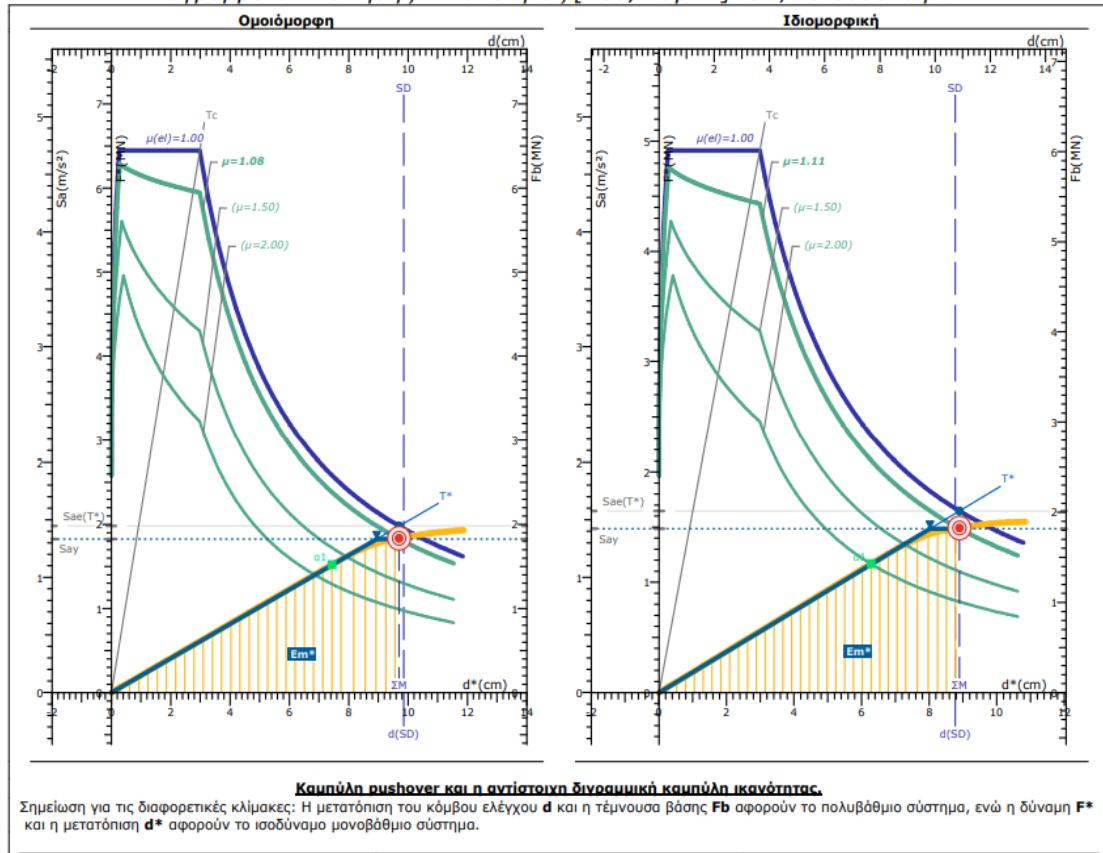
Πίνακας 7.8: Αποτελέσματα κτιρίου 2ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K2_9 | T*(s) | q _u | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _s |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 2,61 | 1,00 | 1,00 | 14,90 | 0,257 | 1,05 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 2,23 | 1,00 | 1,00 | 19,96 | 0,219 | 1,45 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδος μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.

7.4 Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 3ης κατηγορίας

Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. SD, κατεύθυνση 0°.

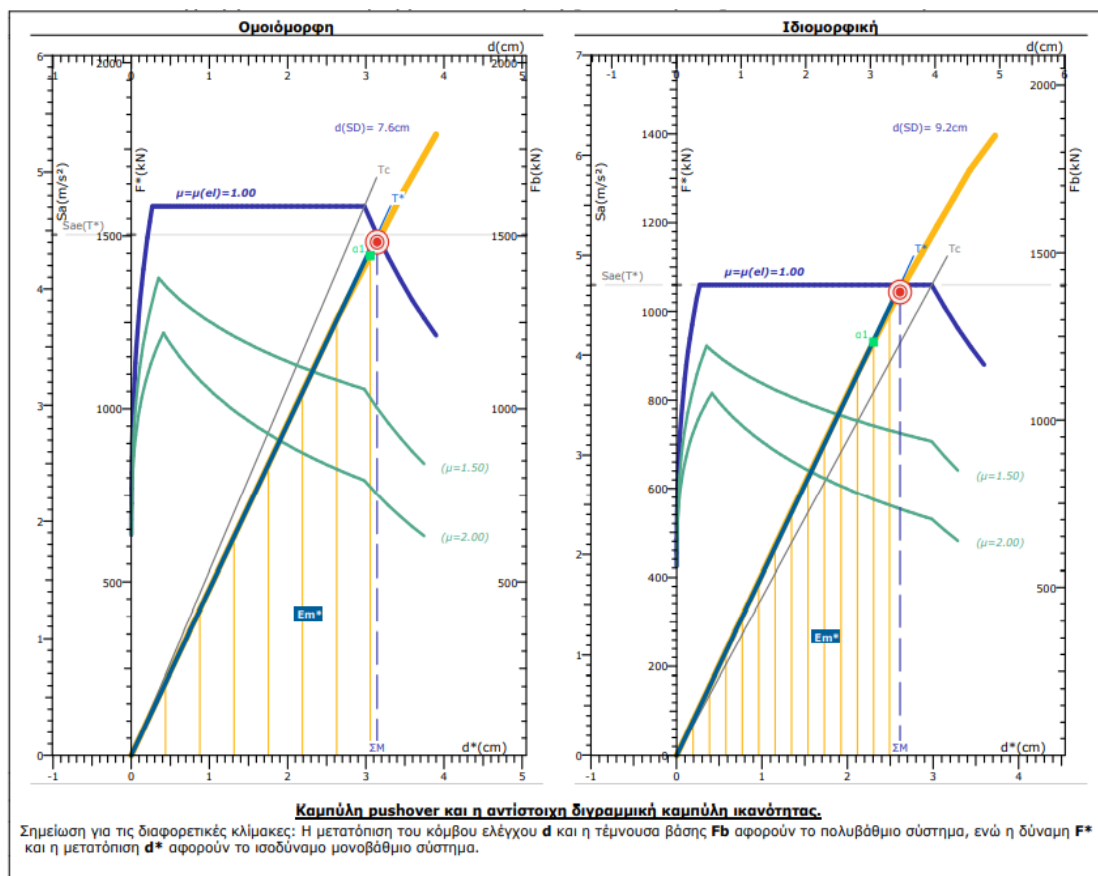


Σχήμα 7.9: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 3ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων.

Πίνακας 7.9: Αποτελέσματα κτιρίου 3ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K3_3 | T*(s) | q_u | μ_d | dt*(cm) | max a_g | q_s |
|-------------|-------|-------|---------|---------|-----------|-------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 1,63 | 1,08 | 1,08 | 9,70 | 0,162 | 1,20 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 1,49 | 1,11 | 1,11 | 10,88 | 0,158 | 1,27 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της). Αντίθετα για την ιδιομορφική κατανομή το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές.
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ μόνο στην ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα. Αντιθέτως για την ιδιομορφική κατανομή το $a < 0,16$ αρά και δεν είναι επαρκές.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.

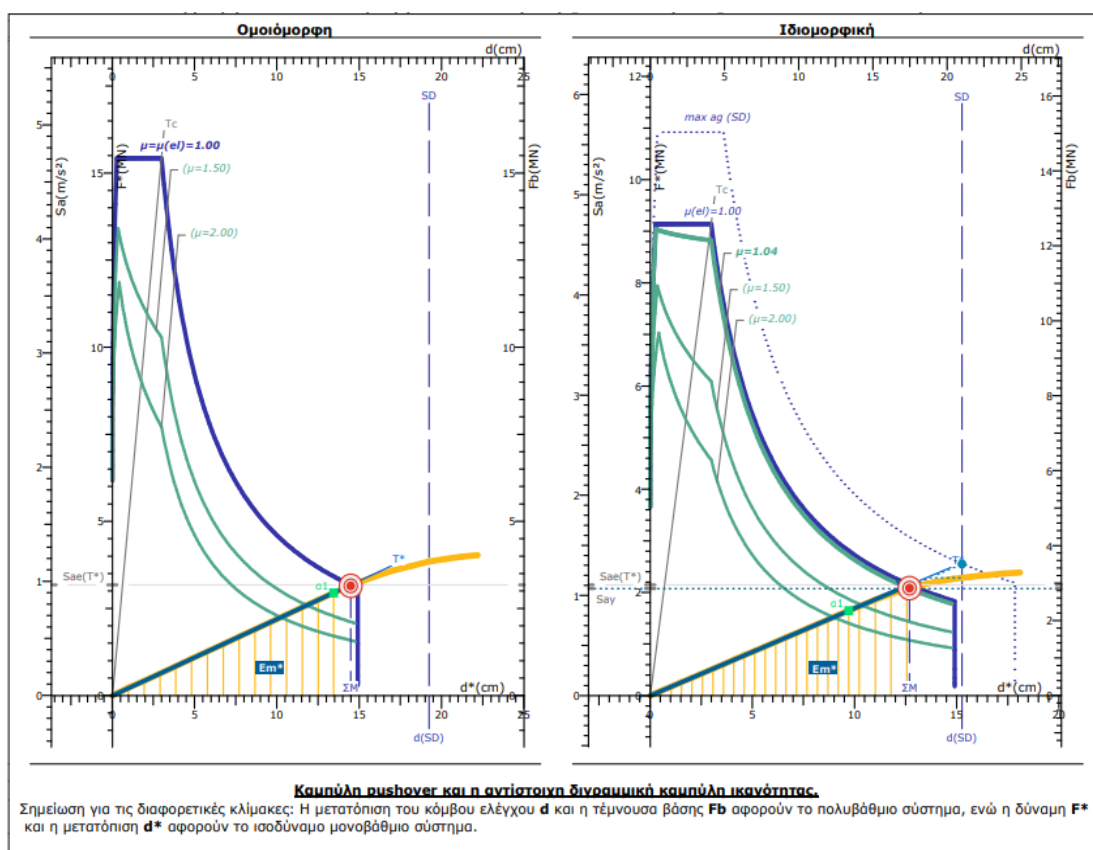


Σχήμα 7.10: Διαγράμματα Απαιτήσης – Ικανότητας κτιρίου 3^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων.

Πίνακας 7.10: Αποτελέσματα κτιρίου 3ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K3_5 | T*(s) | q _u | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _s |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 0,53 | 1,00 | 1,00 | 3,14 | 0,379 | 1,04 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 0,40 | 1,00 | 1,00 | 3,46 | 0,394 | 1,14 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδος μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.

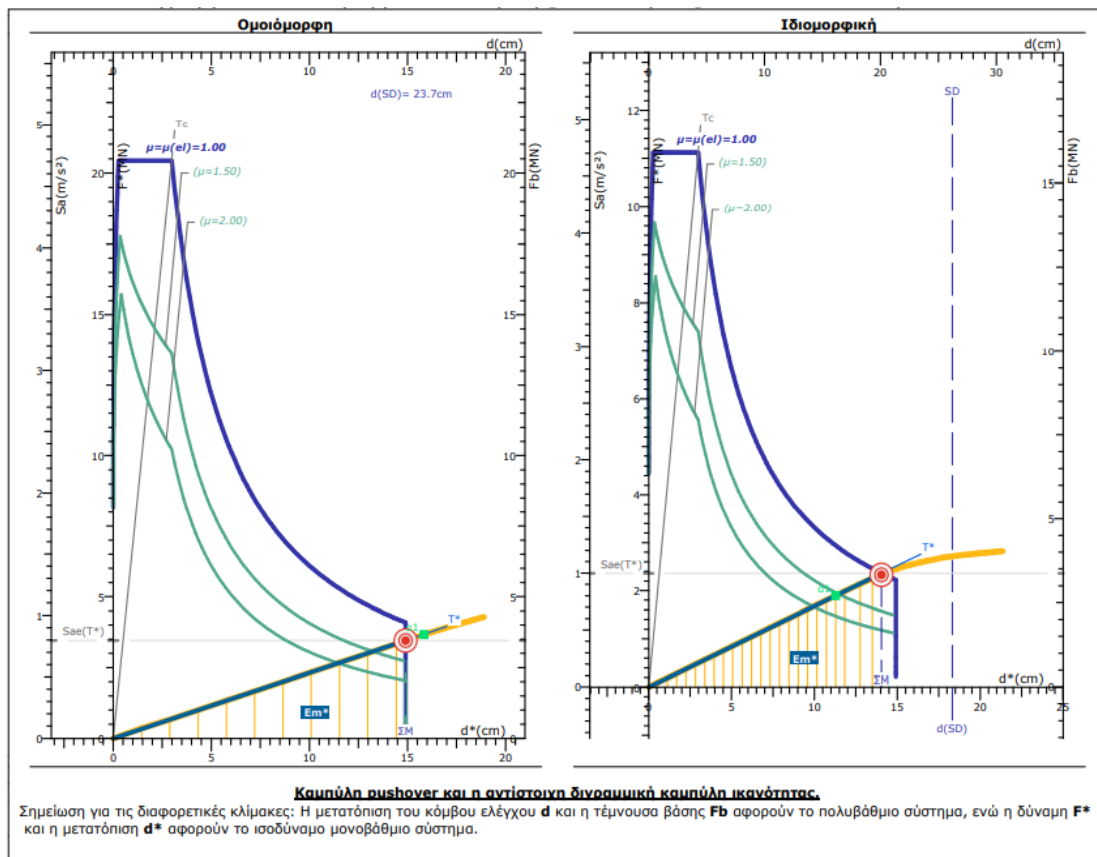


Σχήμα 7.11: Διαγράμματα Απαιτήσης – Ικανότητας κτιρίου 3^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων.

Πίνακας 7.11: Αποτελέσματα κτιρίου 3ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K3_7 | T*(s) | q _u | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _s |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 2,43 | 1,00 | 1,00 | 14,47 | 0,211 | 1,08 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 2,13 | 1,04 | 1,04 | 17,48 | 0,191 | 1,26 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδος μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.



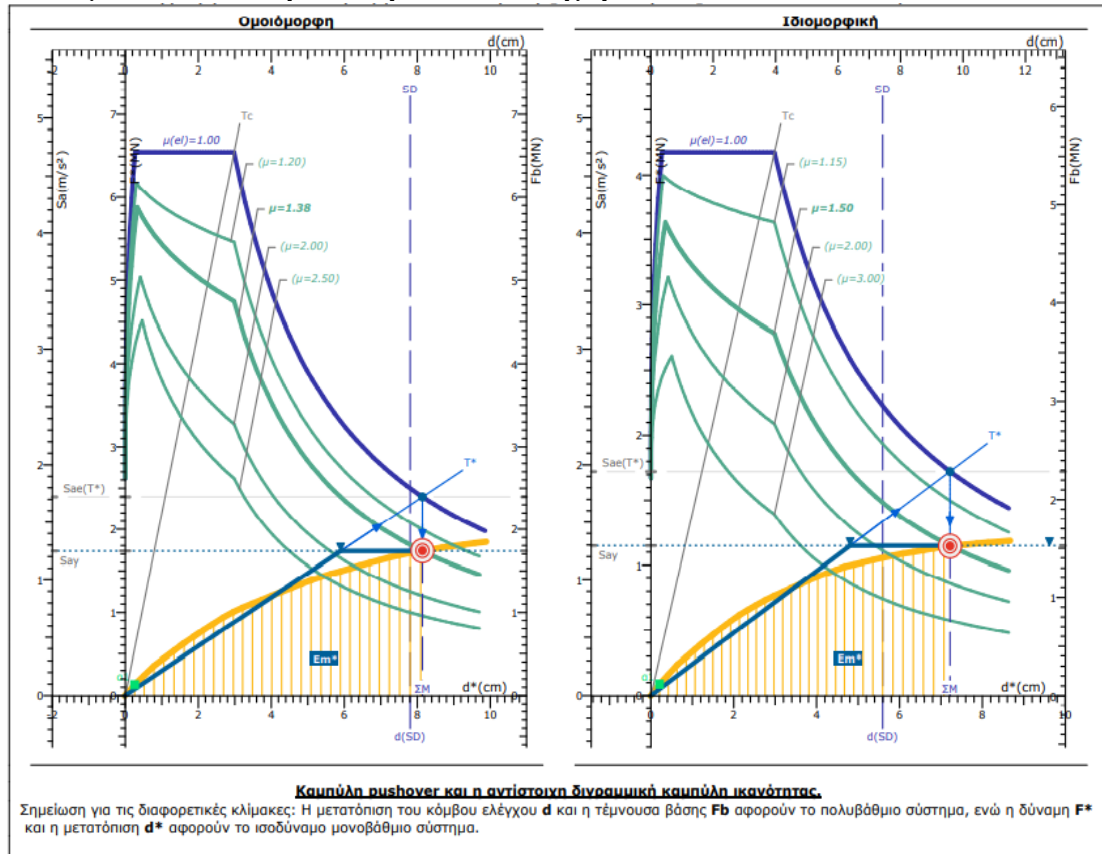
Σχήμα 7.12: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 3^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων.

Πίνακας 7.12: Αποτελέσματα κτιρίου 3ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K3_9 | T*(s) | q _U | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _S |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 2,72 | 1,00 | 1,00 | 14,90 | 0,255 | 1,00 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 2,35 | 1,00 | 1,00 | 20,07 | 0,207 | 1,24 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.

7.4 Καμπύλες ικανότητας κτιρίων 4^{ης} κατηγορίας

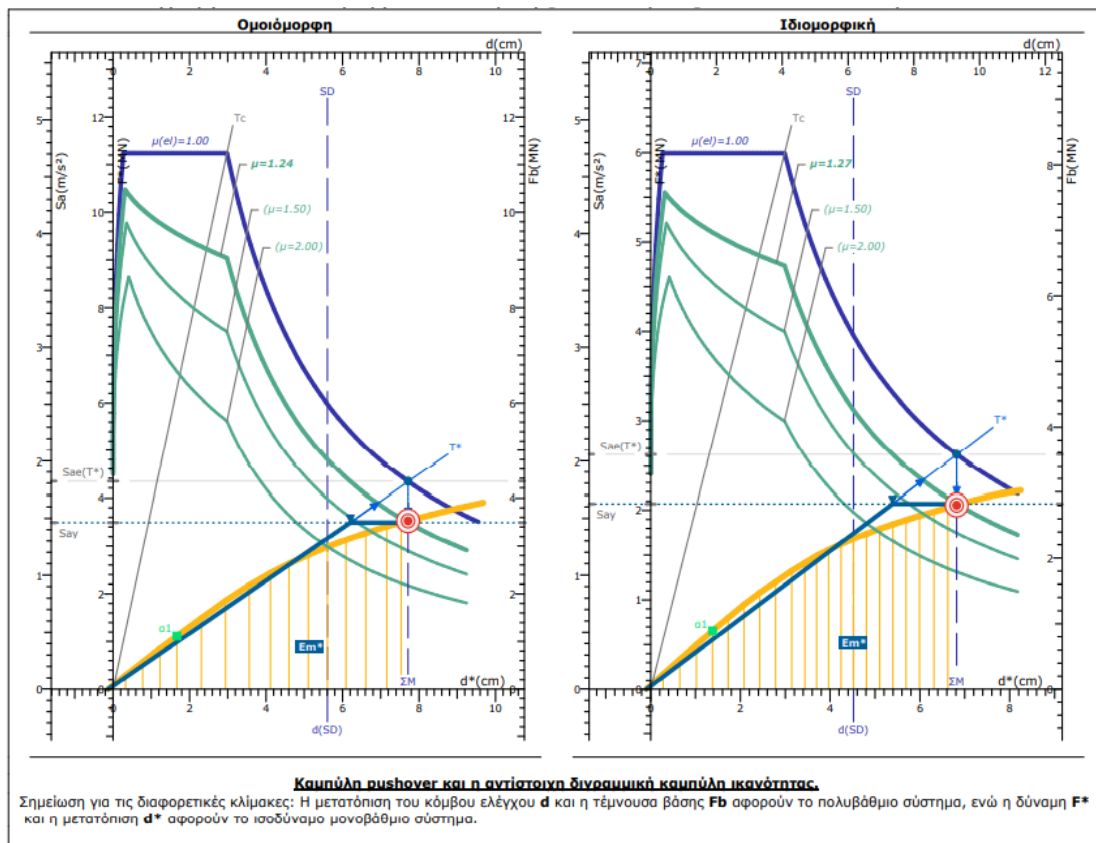


Σχήμα 7.13: Διαγράμματα Απαιτήσης – Ικανότητας κτιρίων 4^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων.

Πίνακας 7.13: Αποτελέσματα κτιρίου 4ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 3 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K4_3 | T*(s) | q _u | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _s |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 1,37 | 1,38 | 1,38 | 8,14 | 0,154 | 9,99 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 1,21 | 1,50 | 1,50 | 9,58 | 0,128 | 9,99 |

- * Το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται δεξιά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μικρότερη από $a < 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα άρα είναι ανεπαρκείς.
- * Η υπεραντοχή είναι ίση και στις δύο φορτίσεις.

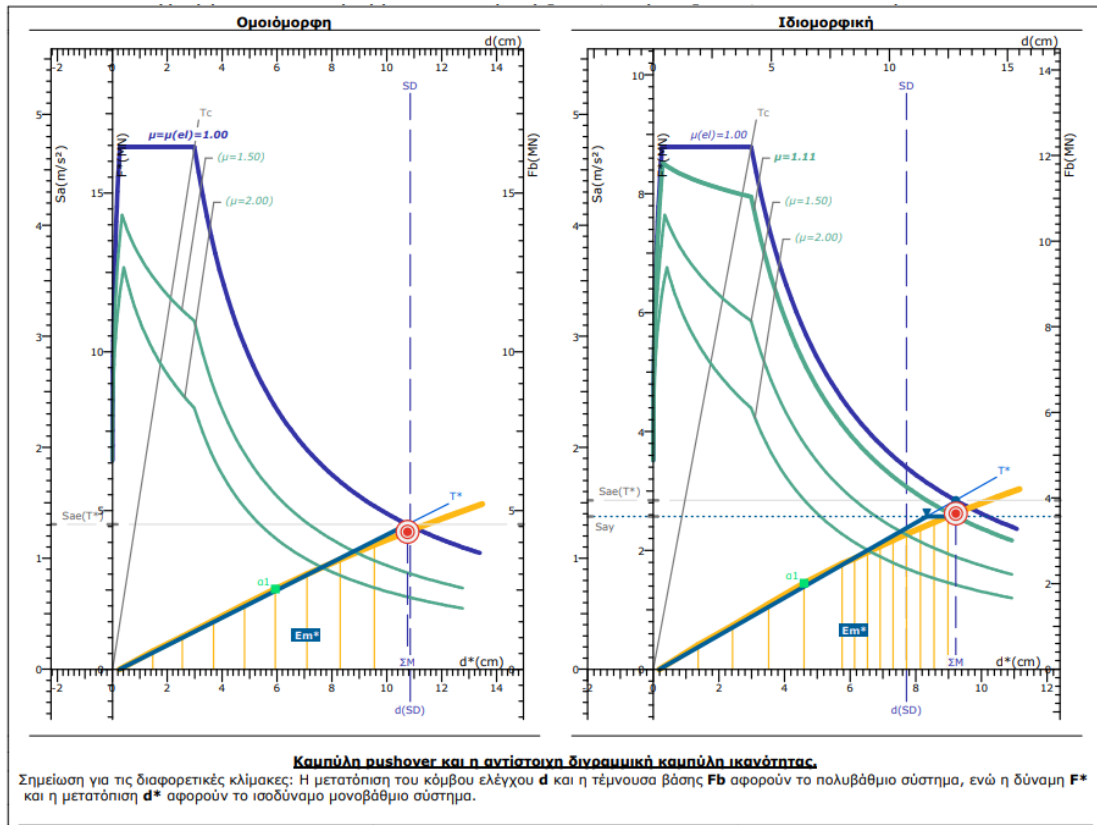


Σχήμα 7.14: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 4^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων.

Πίνακας 7.14: Αποτελέσματα κτιρίου 4^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 5 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K4_5 | T*(s) | q _U | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _S |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 1,29 | 1,24 | 1,24 | 7,71 | 0,119 | 3,12 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 1,14 | 1,27 | 1,27 | 9,30 | 0,111 | 3,16 |

- * Το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται δεξιά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μικρότερη από $a < 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα άρα είναι ανεπαρκείς.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.

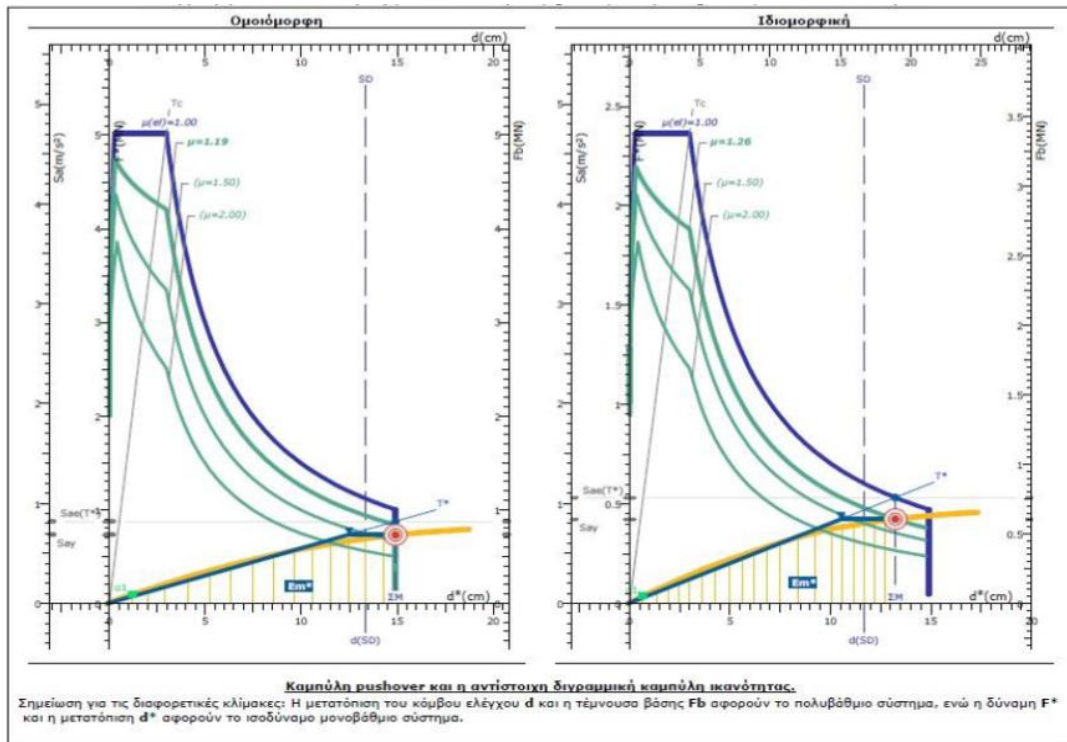


Σχήμα 7.15: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 4^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων.

Πίνακας 7.15: Αποτελέσματα κτιρίου 4ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 7 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K4_7 | T*(s) | q _u | μ _d | dt*(cm) | max a _g | q _s |
|-------------|-------|----------------|----------------|---------|--------------------|----------------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 1,29 | 1,00 | 1,00 | 10,75 | 0,162 | 1,80 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 1,55 | 1,11 | 1,11 | 12,80 | 0,135 | 1,82 |

- * Το κτίριο κρίνεται επαρκές για την ομοιόμορφη κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση δεν έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται αριστερά της). Αντίθετα για την ιδιομορφική κατανομή το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές.
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδος μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο είναι μεγαλύτερη από $a > 0,16$ μόνο στην ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα. Αντιθέτως για την ιδιομορφική κατανομή το $a < 0,16$ αρά και δεν είναι επαρκές.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.



Σχήμα 7.16: Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας κτιρίου 4^{ης} κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων.

Πίνακας 7.16: Αποτελέσματα κτιρίου 4ης κατηγορίας, ανοίγματος 6m και 9 ορόφων για ανελαστική ανάλυση.

| KT_K4_9 | T*(s) | q_u | μ_d | dt*(cm) | max a_g | q_s |
|-------------|-------|-------|---------|---------|-----------|-------|
| ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ | 2,64 | 1,15 | 1,15 | 14,50 | 0,143 | 2,35 |
| ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ | 2,18 | 1,24 | 1,24 | 13,50 | 0,143 | 2,48 |

- * Το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές για την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή διότι η στοχευόμενη μετατόπιση έχει ξεπεράσει την διακεκομμένη γραμμή (βρίσκεται δεξιά της).
- * Υψηλότερη ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου συστήματος συναντάται με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής φόρτισης.
- * Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που μπορεί να αντέξει το κτίριο και στις δύο φορτίσεις είναι μικρότερη από $a < 0,16$ όπου είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα άρα είναι ανεπαρκείς.
- * Μεγαλύτερη υπεραντοχή μας δίνει η ιδιομορφική φόρτιση.

7.5 Σύνοψη αποτελεσμάτων

7.5.1 Σύνοψη Ιδιοπεριόδου

Σε μια περαιτέρω ανάλυση συγκριτικά με τα κτίρια ιδίων ορόφων αλλά διαφορετικών κατηγοριών παρατηρείται ότι οι διαφορές που έχουν σε κανονικότητα κάτοψης και καθ' ύψους διαμορφώνουν αρκετές διάφορες σε κάποιες τιμές. Αρχικά τα κτίρια 3^{ης} κατηγορίας όπου έχουν το ισόγειο ψηλότερο κατά 2m μας δίνουν μεγαλύτερες τιμές ιδιοπεριόδων συγκριτικά με τις υπόλοιπες κατηγορίες κτιρίων. Ύστερα τα υπόλοιπα κτίρια δεν είχαν αρκετές μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ τους και πιο συγκεκριμένα τα κτίρια 2^{ης} κατηγορίας με εσοχή με τα κτίρια 1^{ης} κατηγορίας που είναι τα «κανονικά».

7.5.2 Σύνοψη Πλαστιμότητας

Όσο αναφορά την πλαστιμότητα για τα κτίρια τα οποία εξετάστηκαν και τις διάφορες κατηγορίες δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφοροποιήσεις με όλες τις τιμές να είναι μέσα στο επιτρεπτό όριο, δηλαδή κάτω από το 1,5.

Πιο συγκεκριμένα, με την αύξηση των ορόφων στα κτίρια ιδίων κατηγοριών δεν παρατηρείται κάποια σταδιακή αύξηση αλλά ούτε και σταδιακή μείωση. Οι τιμές αυξομειώνονται χωρίς μεγάλες αποκλίσεις αφού και σε πολλές περιπτώσεις είναι οι ίδιες. Επιπλέον, αν συγκριθούν τα αποτελέσματα μεταξύ τους, δηλαδή τα αποτελέσματα της ομοιόμορφης και της ιδιομορφικής κατανομής των ιδίων κτιρίων συμπεραίνεται ότι οι τιμές της ιδιομορφικής κατανομής είναι μεγαλύτερες χωρίς όμως μεγάλες διαφορές.

Σε μια περαιτέρω ανάλυση συγκριτικά με τα κτίρια ιδίων ορόφων αλλά διαφορετικών κατηγοριών παρατηρείται ότι οι διαφορές που υπάρχουν δεν είναι πολύ μεγάλες αλλά σε σχέση με όλες τις άλλες κατηγορίες τα κτίρια 4^{ης} κατηγορίας με το φυτευτό υποσύλωμα έχουν ελάχιστα μεγαλύτερες τιμές. Έπειτα αν και δεν έχουν αρκετές διαφορές, αφού κάποιες τιμές είναι και ίδιες, θα μπορούσαμε να πούμε ότι ακολουθούν τα κτίρια 2^{ης} κατηγορίας με εσοχή ενώ μετά τα κτίρια 1^{ης} και 3^{ης} κατηγορίας δεν έχουν σχεδόν καμία απόκλιση.

7.5.3 Σύνοψη Στοχευόμενης Μετατόπισης

Όσο αναφορά την στοχευόμενη μετατόπιση για τα κτίρια τα οποία εξετάστηκαν και τις διάφορες κατηγορίες τους παρουσιάζεται μια σταδιακή αύξηση, δηλαδή με την αύξηση των ορόφων για κτίρια ίδιας κατηγορίας παρουσιάζεται αύξηση της τιμής. Σε μια περαιτέρω ανάλυση συγκριτικά με τα κτίρια ιδίων ορόφων αλλά διαφορετικών κατηγοριών παρατηρείται πώς τα κτίρια 3^{ης} κατηγορίας με το ψηλό ισόγειο έχουν μεγαλύτερες μετατοπίσεις. Έπειτα οι άλλες κατηγορίες κτιρίων δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφοροποιήσεις στις τιμές τους.

7.5.4 Σύνοψη Υπεραντοχής

Όσο αναφορά τον παράγοντα υπεραντοχή για τα κτίρια τα οποία εξετάστηκαν και τις διάφορες κατηγορίες από αρκετά πρώιμο στάδιο μπορούσαν να εντοπιστούν κάποιες μικροδιαφορές. Όταν κατά το στάδιο της διαστασιολόγησης αυξανόντουσαν οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων με σκοπό την επάρκεια τους παρατηρήθηκε σταδιακή αύξηση και της υπεραντοχής. Με αυτήν τη λογική υπήρξε και το συμπέρασμα πως τα κτίρια της 4^{ης} κατηγορίας με το φυτευτό υποστύλωμα θα πρέπει να έχουν μεγαλύτερη υπεραντοχή πράγμα που συνέβη.

Πιο συγκεκριμένα όσο αναφορά τα κτίρια με το φυτευτό υποστύλωμα έχουν με μικρή διαφορά μεγαλύτερη υπεραντοχή, διότι εκεί όπου λείπει το υποστύλωμα τα διπλανά θα πρέπει να είναι αρκετά μεγαλύτερα για να ανταπεξέλθουν στις απαιτήσεις που χρειάζεται άρα και μεγαλύτερα από όλα τα άλλα κτίρια, συνεπώς θα έχουν και την μεγαλύτερη υπεραντοχή. Έπειτα, ακολουθούν τα κτίρια 2^{ης} κατηγορίας με εσοχές, στη συνέχεια τα κτίρια 1^{ης} κατηγορίας και τελευταία της 3^{ης} κατηγορίας με το ψηλό ισόγειο χωρίς όμως τεράστιες διαφοροποιήσεις αφού οι τιμές είναι αρκετά κοντά.

Εν κατακλείδι, θα μπορούσαμε να συμπεράνουμε πως η κανονικότητα κάτοψης αλλά κυρίως καθ' ύψους διαδραματίζει αρκετά σημαντικό ρόλο στον παράγοντα υπεραντοχή αφού τα κτίρια 4^{ης} και 2^{ης} κατηγορίας που είναι μη κανονικά καθ' ύψος παρουσιάζουν μεγαλύτερες υπεραντοχές συγκριτικά με τις άλλες κατηγορίες κτιρίων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8º: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους παλαιούς κανονισμούς σε τέσσερις κατηγορίες κτιρίων και στην συνέχεια πραγματοποιήθηκαν ανελαστικές στατικές αναλύσεις για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς τους. Πιο συγκεκριμένα αφού πρώτα αναφέρθηκαν οι απαιτούμενοι κανονισμοί και έγινε η παρουσίαση των κτιρίων και των απαιτούμενων παραδοχών, πραγματοποιήθηκαν στατικές ανελαστικές αναλύσεις σε 16 γυμνά κτίρια τεσσάρων διαφορετικών κατηγοριών, όπως και διαφορετικών ορόφων με το πρόγραμμα Fespa της LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ.

Αφού πρώτα επιλέχθηκε η στάθμη επιτελεστικότητας SD «Σημαντικές Βλάβες – Severe Damage» ακολούθησε η ανάλυση και κατανόηση των αποτελεσμάτων. Αρχικά το πρώτο πράγμα που παρατηρείται είναι πως η κανονικότητα σε ένα κτίριο διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στις τιμές των αποτελεσμάτων. Επιπλέον δεν μπορεί να θεωρούνται αμελητέοι παράγοντες οι κανονισμοί με τους οποίους μελετώνται τα κτίρια αλλά και η γεωμετρία του φορέα. Όσον αναφορά την ιδιοπερίοδο με την αύξηση των ορόφων η ιδιοπερίοδος μεγαλώνει. Συγκριτικά με τις τέσσερις κατηγορίες τα κτίρια με το ψηλό ισόγειο είχαν τις μεγαλύτερες τιμές. Μεγαλύτερες τιμές στοχευόμενης μετατόπισης παρουσίασαν τα κτίρια με το ψηλό ισόγειο ενώ τα κτίρια με εσοχή και τα κανονικά είχαν παρόμοιες τιμές. Για την υπεραντοχή τα κτίρια 4^{ης} και 2^{ης} κατηγορίας που είναι μη κανονικά καθ' ύψος παρουσιάζουν μεγαλύτερες υπεραντοχές συγκριτικά με τις άλλες κατηγορίες κτιρίων με τα κτίρια με το φυτευτό υποστύλωμα να είναι πρώτα. Για τον παράγοντα πλαστιμότητας οι τιμές δεν είχαν τεράστιες διαφοροποιήσεις αλλά σε γενικές γραμμές τα κτίρια 4^{ης} κατηγορίας με το φυτευτό υποστύλωμα εμφάνιζαν ελαφρώς πιο αυξημένες τιμές. Τέλος, όσον αναφορά την στατική επάρκεια τα κτίρια που θεωρήθηκαν μη κανονικά έδειξαν πως δεν ήταν επαρκή στο στάδιο της αποτίμησης με τους νέους κανονισμούς.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- * Αντωνιάδης Π. Σ. (2011): «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιριακών Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με τον EC8», Τόμος Α, Εκδόσεις 3DR, Αθήνα.
- * Αντωνιάδης Π. Σ. (2011): «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιριακών Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με τον EC8», Τόμος Β, Εκδόσεις 3DR, Αθήνα.
- * Δουδούμης Ι. Ν. (Ιούνιος 2018): «Η Εξέλιξη των Αντισεισμικών Κανονισμών και ο Ρόλος του Σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978», Θεσσαλονίκη.
- * Ευρωκώδικας 8 (2004): «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια» Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1, EN 1998-1.
- * Ρεπαπής Κ. (2007): «Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα», Διδακτορική Διατριβή Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- * Ο.Α.Σ.Π. (Αύγουστος 2017): «ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κανονισμός Επεμβάσεων 2^η αναθεώρηση», Αθήνα.
- * LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ (Απρίλιος 2013): «Pushover Θεωρητικά στοιχεία», Αθήνα.
- * LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ (Ιούλιος 2020): «FESPA 20 Ευρωκώδικες ΚΑΝ.ΕΠΕ., Κ.Α.Δ.Ε.Τ.», Αθήνα.