

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ**  
**ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**



**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕΛΕΤΗΜΕΝΩΝ**  
**ΜΕ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
**ΔΗΜΗΤΡΙΑΔΟΥ ΑΛΙΚΗ**  
**ΑΜΠΝΤΕΛ-ΣΑΓΙΕΝΤ ΓΙΑΣΜΙΝ**

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ  
**ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ**

ΑΘΗΝΑ 2021

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

---

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ

ΥΠΟΓΡΑΦΗ

---

ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

(Επιβλέπων)

---

ΒΡΥΖΙΔΗΣ ΙΣΑΑΚ

(Εξεταστής)

---

ΔΡΙΒΑΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

(Εξεταστής)

---

## Δήλωση Συγγραφέα Διπλωματικής Εργασίας

Η κάτωθι υπογεγραμμένη **Δημητριάδου Αλίκη** του **Αλκιβιάδη**, με αριθμό μητρώου **45972**, φοιτήτρια 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 σύνολό 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 μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

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

Η Δηλούσα



ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ

Δημητριάδου Αλίκη

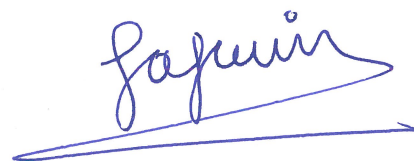
## Δήλωση Συγγραφέα Διπλωματικής Εργασίας

Η κάτωθι υπογεγραμμένη **Αμπντέλ-Σαγιέντ Γιασμίν** του **Αμπντελραχίμ**, με αριθμό μητρώου **45150**, φοιτήτρια 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 σύνολό 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 μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

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

Η Δηλούσα



ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ

Αμπντέλ-Σαγιέντ Γιασμίν

## **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**


Στην εργασία θα γίνει αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένων και νέων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος. Θα επιλεγούν τυπικά κτίρια με διάφορες γεωμετρίες και αρχικά θα μελετηθούν σύμφωνα με τους παλαιότερους και σύγχρονους κανονισμούς. Στην συνέχεια θα πραγματοποιηθούν στατικές ανελαστικές αναλύσεις με διαφορετικές κατανομές της σεισμικής δύναμης με σκοπό την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητάς τους. Η αποτίμηση θα γίνει σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

## **ABSTRACT**

This thesis evaluates the bearing capacity of new and existing structures made out of reinforced concrete. The chosen structures will be compared according to the different codes that they are designed with and their geometrical variety. Also, the structures will be forced with a static non elastic analysis with different distributions of seismic forces. The assessment of the structures will be conducted according to the Greek Code of Structural Interventions (KAN.EPE).

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Αρχικά, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μας, κύριο Ρεπάπη Κωνσταντίνο, για τον χρόνο που αφιέρωσε έτσι ώστε να μπορέσουμε να ολοκληρώσουμε ομαλά την διπλωματική μας εργασία και την προθυμία που είχε να μας επεξηγήσει τα απαραίτητα και να μας λύσει διάφορες απορίες για να έρθει σε πέρας η εργασία. Επίσης, ευχαριστούμε την εταιρία LH Logismiki που μας παρείχε το λογισμικό FESPA, καθώς και όλο το προσωπικό, το οποίο ήταν εξυπηρετικότατο και ευγενέστατο. Επιπλέον, επιθυμούμε να ευχαριστήσουμε τον συμφοιτητή μας Ζέκιο Ορέστη για διάφορες διευκρινήσεις που μας έδωσε.



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη .....	2
Ευχαριστίες .....	3
Κεφάλαιο 1 .....	7
ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	7
1.1 Γενικά .....	7
1.2 Σκοπός .....	7
1.3 Δομή .....	7
Κεφάλαιο 2 .....	8
ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ .....	8
2.1 Η σεισμικότητα στην Ελλάδα .....	8
2.2 ΑΞΙΟΣΗΜΕΙΩΤΟΙ ΣΕΙΣΜΟΙ .....	8
2.3 Αντισεισμικοί Κανονισμοί .....	9
2.4 κανονισμος επεμβασεων .....	9
Κεφάλαιο 3 .....	10
Αντισεισμικοί Κανονισμοί .....	10
3.1 Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 .....	10
3.1.1 Κατηγορίες Σεισμικότητας .....	10
3.1.2 Σεισμική Επικινδυνότητα .....	10
3.1.3 Φορτίσεις & Δυνάμεις .....	10
3.1.4 Φέροντα στοιχεία .....	11
3.1.5 Απαλλαγή από κανονικό αντισεισμικό έλεγχο .....	12
3.2 Αντισεισμικός Κανονισμός 1985 .....	12
3.2.1 Συντελεστής Σπουδαιότητας .....	12
3.2.2 Κατανομή Φορτίων .....	13
3.2.3 Αντισεισμικός Υπολογισμός Κτιρίων .....	13
3.2.4 Ικανοτικός Έλεγχος .....	13
3.2.5 Έλεγχοι Δομικών Στοιχείων .....	14
3.2.6 Συνδετήρες Σε Δοκούς .....	15
3.3 Βασικές Διαφορές Αντισεισμικών Κανονισμών 1959 και 1985 .....	15
3.3.1 Κατανομή σεισμικού φορτίου .....	16
3.3.2 Έλεγχος σχετικού βέλους .....	18

3.3.3 Έλεγχος ευστάθειας.....	18
3.3.4 Ειδικοί έλεγχοι.....	18
3.3.5 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων .....	19
3.3.6 Τοιχώματα .....	19
3.3.7 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ.....	20
3.3.8 Δοκοί.....	21
3.4 Ευρωκώδικας 8 .....	22
3.4.1 Συνδυασμός δράσεων .....	22
3.4.2 Σεισμικές δράσεις συνδυασμού .....	22
3.4.4 κυριες παραμετροι κτιριων .....	28
3.4.5 Διαστασιολόγηση κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα .....	30
Κεφάλαιο 4 .....	35
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ .....	35
4.1 Γενικά.....	35
4.2 Βήματα .....	35
4.3 Σκοπός αποτίμησης.....	36
4.4 Αρχές αποτίμησης .....	36
4.5 Στόχοι αποτίμησης .....	37
4.6 Στάθμες επιτελεστικότητας .....	37
4.7 Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q .....	38
Κεφάλαιο 5 .....	40
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ .....	40
5.1 Γενικές Παραδοχές .....	40
5.2 Υλικά .....	41
5.3 Φορτία .....	42
5.4 Λογισμικό.....	42
5.4.1 Σχεδιασμός κτιρίων με Κανονισμούς .....	42
5.4.2 Αποτίμηση σχεδιασμένων κτιρίων .....	48
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.....	51
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΩΝ.....	51
6.1 Κτίριο 3.50 m – 5 ορόφων – Αντισεισμικός Κανονισμός 1959.....	51
6.2 Κτίριο 4.75 m – 7 ορόφων – Αντισεισμικός Κανονισμός 1985.....	53



6.3 Κτίριο 4.75 m – 9 ορόφων – Ευρωκώδικας 8 .....	54
Κεφάλαιο 7 .....	55
Αποτελέσματα .....	55
7.1 Γενικά.....	55
7.2 Καμπύλες επιτελεστικότητας SD .....	55
7.3 Πλαστικές αρθρώσεις.....	72
7.3.1 Κτίριο 3.50 m – 5 όροφοι – Αντισεισμικός κανονισμός 1959 .....	73
7.3.2 Κτίριο 4.75 m – 7 όροφοι – Αντισεισμικός κανονισμός 1985 .....	74
7.3.3 Κτίριο 4.75 m – 9 όροφοι – Ευρωκώδικας 8 (EC8) .....	75
7.4 Διαγράμματα Σύγκρισης διάφορων παραμέτρων .....	77
7.4.1 Πλαστιμότητα – Όροφος .....	77
7.4.2 Πλαστιμότητα – Ανοίγματα .....	78
7.4.3 Πλαστιμότητα – Αντισεισμικός Κανονισμός.....	79
7.4.4 Ιδιοπερίοδος – Όροφος .....	80
7.4.5 Ιδιοπερίοδος - Ανοίγματα.....	81
7.4.6 Ιδιοπερίοδος – Αντισεισμικός Κανονισμός .....	82
Κεφάλαιο 8 .....	83
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	83
Κεφάλαιο 9 .....	84
Βιβλιογραφία .....	84

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

### ΕΙΣΑΓΩΓΗ

#### 1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται τον σχεδιασμό και την αποτίμηση διάφορων κτιρίων βάσει των τριών αντισεισμικών κανονισμών, των Παλαιών Κανονισμών του 1959, του 1985, αλλά και του νεότερου εξ αυτών Ευρωκώδικα 8. Να σημειωθεί ότι παρατηρείται μία ποικιλομορφία όσον αφορά τα ανοίγματα επί της κάτοψης, αλλά και τους ορόφους. Τα κτίρια, τα οποία αρχικά σχεδιάζονται με λογισμικό FESPA, επιβάλλονται σε ανελαστικές στατικές αναλύσεις (pushover) μέσω των οποίων γίνεται η αποτίμηση των μελετημένων κατασκευών.

#### 1.2 ΣΚΟΠΟΣ

Σκοπός της εργασίας είναι η αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων τα οποία είναι μελετημένα και κατασκευασμένα σε διαφορετικές χρονικές περιόδους, με διαφορετικούς αντισεισμικούς κανονισμούς. Κατά την αποτίμηση διερευνάται η φέρουσα ικανότητα της κάθε κατασκευής, ο μηχανισμός αστοχίας, η θέση των βλαβών στα μέλη της κατασκευής, η διατιθέμενη και απαιτούμενη πλαστιμότητα και η ιδιοπερίοδος των κτιρίων συναρτήσει διάφορων παραμέτρων.

#### 1.3 ΔΟΜΗ

Το διάγραμμα που ακολουθεί η εργασία αποτελείται από 9 κεφάλαια. Το πρώτο είναι εκείνο της εισαγωγής, το οποίο περιγράφει περιεκτικά το περιεχόμενο της. Στη συνέχεια, στο Κεφάλαιο 2, αναλύεται το ιστορικό υπόβαθρο της σεισμικότητας της Ελλάδας, οι αντισεισμικοί της κανονισμοί, καθώς και ο Κανονισμός Επεμβάσεων. Έπειτα, στο Κεφάλαιο 3, επεξηγούνται όλοι οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν για την εν λόγω εργασία. Το Κεφάλαιο 4 αναφέρεται στην αποτίμηση κατά του Κανονισμού Επεμβάσεων, γνωστός και ως ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επιπροσθέτως, το Κεφάλαιο 5 ασχολείται με τα δεδομένα που δίνονται και την ανάλυση της προσομοίωσης των κτιρίων μέσω του λογισμικού προγράμματος FESPA. Στο κεφάλαιο 6 περιγράφονται αναλυτικά ορισμένα μελετημένα κτίρια. Στα Κεφάλαια 7 και 8 παραθέτονται τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα της μελέτης μας αντίστοιχα. Τέλος, στο Κεφάλαιο 9 βρίσκεται αναλυτικά η βιβλιογραφία στην οποία ανατρέξαμε.

### 2.1 Η ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

Η Ελλάδα από άποψη σεισμικότητας, σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία, κατέχει την πρώτη θέση στη Μεσόγειο και την Ευρώπη και την έκτη θέση παγκοσμίως. Αυτό συμβαίνει λόγω της γεωγραφικής της θέσης. Από σεισμολογική άποψη, βρίσκεται μεταξύ της Αφρικανικής και της Ευρασιατικής τεκτονικής πλάκας. Το βόρειο τμήμα της Ελλάδας βρίσκεται στην Ευρασιατική πλάκα και το νότιο στη πλάκα του Αιγαίου. Η πλάκα του Αιγαίου είναι μια μικροπλάκα, η οποία θεωρείται μέρος της Ευρασιατικής Πλάκας, από την οποία βρίσκεται στη διαδικασία απόκλισης. Πιο συγκεκριμένα η πλάκα του Αιγαίου μετακινείται νοτιοδυτικά σε σχέση με την Ευρασιατική, ενώ η αφρικανική βυθίζεται κάτω από αυτήν.

### 2.2 ΑΞΙΟΣΗΜΕΙΩΤΟΙ ΣΕΙΣΜΟΙ

Ιστορικά έχουν προκληθεί πολλοί καταστροφικοί σεισμοί, αλλά τα γεγονότα ορόσημα που οδήγησαν στην σύνταξη αντισεισμικών κανονισμών στην Ελλάδα ήταν τα παρακάτω. Ο πρώτος σεισμός είναι αυτός της Κορίνθου και του Λουτρακίου το 1928 με 6.3 ρίχτερ. Ο δεύτερος είναι ο σεισμός της Λάρισας το 1932 με 6.3 ρίχτερ. Τέλος ένας από τους πιο καταστροφικούς σεισμούς για την Ελλάδα, είναι αυτός της Κεφαλονιάς το 1953. Ο κύριος σεισμός ήταν μεγέθους 7.2 ρίχτερ και εντάσεως άνω των 10 βαθμών που είχε σαν αποτέλεσμα μεγάλες υλικές καταστροφές και 476 νεκρούς.



**Εικόνα 2.1 Σεισμός στη Κεφαλονιά**

Πηγή: [https://www.ethnos.gr/istoria/119033\\_aygoistos-1953-fonikos-seismos-isopedonei-zakyntho-kefalonia-eipame-oti-irthe-i](https://www.ethnos.gr/istoria/119033_aygoistos-1953-fonikos-seismos-isopedonei-zakyntho-kefalonia-eipame-oti-irthe-i)

### 2.3 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

Οι σεισμοί αυτοί οδήγησαν να τεθεί σε ισχύ ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959, υποχρεωτικής εφαρμογής για όλη την χώρα. Ο Αντισεισμικός Κανονισμός είναι το βασικό εργαλείο για τη μελέτη και κατασκευή κτιρίων, που τα καθιστά ικανά να δέχονται με ασφάλεια τις ισχυρές καταπονήσεις που προκαλεί ο σεισμός, με σκοπό τη μεγιστοποίηση της ασφάλειας των ανθρώπων και τη μείωση των υλικών καταστροφών.

Ακολούθησαν δύο ισχυροί σεισμοί οι οποίοι βοήθησαν να εξελιχθεί ο Αντισεισμικός Κανονισμός. Ο σεισμός της Θεσσαλονίκης το 1978 και ο σεισμός της Αθήνας το 1981. Τροποποιείται λοιπόν ο κανονισμός του 1959 και τίθεται σε ισχύ ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1984. Το 1992 συντάσσεται ο ΝΕΑΚ (Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) ο οποίος είναι πιο ολοκληρωμένος από τους προηγούμενους.

Στη συνέχεια ο σεισμός που συνέβη στην Πάρνηθα το 1999 επέσπευσε την αναθεώρηση του ΝΕΑΚ. Η αναθεωρημένη μορφή είναι γνωστή ως ΕΑΚ2000 και ισχύει μέχρι σήμερα. Τις διαφορές των κανονισμών θα τις αναλύσουμε σε παρακάτω κεφάλαιο.

### 2.4 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Λόγω του ολοένα αυξανόμενου αντικειμένου μελέτης των Μηχανικών ήταν πλέον απαραίτητη η σύνταξη ενός κανονισμού επεμβάσεων, γνωστό ως ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η προσπάθεια σύνταξης του ξεκίνησε το 2001, ολοκληρώθηκε το 2011 και το 2012 έγινε Κανονισμός με Υπουργική Απόφαση. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. καλύπτει μόνο κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα και δίνει έμφαση στις προσεισμικές παρά στις μετασεισμικές ενισχύσεις. Ένας τέτοιος κανονισμός ήταν απαραίτητος ώστε η ασφάλεια και η οικονομία των κατασκευών να εξυπηρετούνται πάντοτε σωστά και να μην εξαρτάται από την κρίση του κάθε Μηχανικού.

Σκοπός του παρόντος Κανονισμού είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις.

#### 3.1 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 1959

##### 3.1.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑΣ

Οι περιοχές της Ελλάδος κατατάσσονται σε 3 κατηγορίες σεισμικότητας, βάσει των έως τότε δεδομένων και σεισμικών δονήσεων. Αυτές είναι:

- I. Ασθενώς
- II. Μετρίως
- III. Ισχυρώς

Στον Πίνακα I του Άρθρου 2, καταγράφονται οι περιοχές καθώς και η κατηγορία σεισμικότητας στην οποία ανήκουν.

##### 3.1.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑ

Τα εδάφη από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας κατατάσσονται σε 4 κατηγορίες.

- I. Μικρής σεισμικής επικινδυνότητας
- II. Μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας
- III. Μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας
- IV. Εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας

Να σημειωθεί ότι η σύσταση, η κλίση, η ομοιογένεια, η έκταση, το πάχος στρώματος του εδάφους διαμορφώνουν τα χαρακτηριστικά του εδάφους, τα οποία λαμβάνονται υπόψιν.

##### 3.1.3 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ & ΔΥΝΑΜΕΙΣ

- Η σεισμική δύναμη εισάγεται οριζόντια, εφαρμόζεται στο κέντρο της μάζας και η φορά της είναι εναλλασσόμενη. Ισούται με τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία πολλαπλασιασμένα επί του συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως  $\epsilon$ . Σε ειδικές περιπτώσεις, λαμβάνεται υπόψιν και η κατακόρυφη δύναμη.

Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται οι τιμές του  $\epsilon$  συναρτήσει της σεισμικότητας της περιοχής.

**Πίνακας 3.1 Τιμές σεισμικού συντελεστή  $\epsilon$  σύμφωνα με τον Κανονισμό του '59 (ΒΔ 1959, Άρθρο 4, Πίνακας II)**

Σεισμικότητα Περιοχής	Επικινδυνότητα Εδαφών		
	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
I	0.04	0.06	0.08
II	0.06	0.08	0.12
III	0.08	0.12	0.16

#### 3.1.4 ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Για τον αντισεισμικό υπολογισμό εφαρμόζεται η ακριβής Ελληνική μέθοδος υπολογισμού.

- Σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, γίνεται πρόσθετος ειδικός έλεγχος περιμετρικών υποστυλωμάτων και δοκών, με οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις και  $\epsilon \leq 6\%$ .
- Τα γωνιακά υποστυλώματα μορφής Γ να έχουν ελάχιστο μήκος 35 cm και ελάχιστο πάχος 20 cm.
- Όσον αφορά τα γωνιακά υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής, οι ελάχιστες διαστάσεις είναι 35x35, με εξαίρεση των 3 ανωτάτων ορόφων όπου η διατομή μειώνεται στο 30x30.
- Η συμμετρική διάταξη των υποστυλωμάτων ως προς των δύο αξόνων διάταξης επί της κάτοψης και κατά τέτοιο τρόπο ώστε οι κατακόρυφοι άξονες των στοιχείων αυτών να διατάσσονται παράλληλα ως προς τα επίπεδα συμμετρίας συνίσταται για οικονομικότερη και σαφέστερη πρόβλεψη της σεισμικής συμπεριφοράς.

### 3.1.5 ΑΠΑΛΛΑΓΗ ΑΠΟ ΚΑΝΟΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΕΛΕΓΧΟ

Τα συνήθη οικοδομικά κτίρια τα οποία φέρουν οριζόντια ανοίγματα  $\leq 6.50$  m, ύψη ορόφων  $\leq 5.50$  m, ανήκουν σε σεισμικές περιοχές I και II και ο συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως είναι  $\varepsilon \leq 0.06$ , απαλλάσσονται από τον αντισεισμικό έλεγχο όταν:

- Υπάρχουν επαρκή τοιχώματα, κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις, ώστε το κέντρο ελαστικής στροφής κάθε ορόφου να βρίσκεται στο κεντρικό 1/3 της κάτοψης
- Η ολική διατομή τοιχωμάτων ανά όροφο και διεύθυνση είναι τουλάχιστον ίση προς το 1/500 του αθροίσματος των επιφανειών των υπερκείμενων ορόφων για  $\varepsilon$  να κυμαίνεται από 0.04 έως και 0.08 και 1/800 του αθροίσματος για  $\varepsilon$  να ισούται με 0.04

Το ελάχιστο μήκος να είναι:

1.20 m για  $\varepsilon$  να κυμαίνεται από 0.04 έως και 0.08

1.00 m για  $\varepsilon$  να ισούται με 0.04

## 3.2 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 1985

Ο αντισεισμικός κανονισμός του 1985 τροποποιεί και συμπληρώνει άρθρα του κανονισμού του 1959, εξαιτίας σεισμών όπως αυτός που είχε επίκεντρο τα νησιά Αλκυονίδες του Κορινθιακού κόλπου το 1981 με 6.7 Ρίχτερ, ο οποίος είχε καταστροφικές επιπτώσεις στο Λουτράκι αλλά και την Αθήνα.

### 3.2.1 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ

Ο συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως  $\varepsilon$ , που καθορίζει τις οριζόντιες δυνάμεις του σεισμού, προσδιορίζεται από το γινόμενο του Πίνακα I Άρθρο 2 του Κανονισμού 1959 επί τον παράγοντα σπουδαιότητας κτιρίου, ο οποίος εμφανίζεται παρακάτω σε μορφή πίνακα:

**Πίνακας 3.2 Παράγοντας σπουδαιότητας του κτιρίου (Κανονισμός 1985, Άρθρο 1, Πίνακας III)**

Σεισμικότητα	Σπουδαιότητα Κτιρίου	
	Μεγάλη (Μ)	Συνήθης (Σ)
I	1.5	1.0
II	1.2	1.0

Ο βαθμός σπουδαιότητας κτιρίων κρίνεται ανάλογα με:

- Τη διάρκεια χρήσης
- Το αρχικό κόστος
- Τις κοινωνικοοικονομικές και λειτουργικές συνέπειες ενδεχόμενης καταστροφής τους
- Το πόσες φορές θα γίνει εφαρμογή της ίδιας μελέτης
- Το ρόλο τους στην άμεση αντιμετώπιση των προβλημάτων που προκαλεί ο σεισμός

---

### 3.2.2 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ

Οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις κατανέμονται τριγωνικά. Μάλιστα η συγκεκριμένη κατανομή καλείται ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή.

---

### 3.2.3 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

Βάσει κανονισμού για συνήθη κτίρια έως και 3 ορόφους επιβάλλεται η εφαρμογή μόνο του μοντέλου μονωρόφου. Σε περίπτωση που το κτίριο αριθμεί περισσότερους από 3 ορόφους, για την ανάλυση φέροντος οργανισμού εφαρμόζεται το μοντέλο πολυώροφου πλαισίου.

---

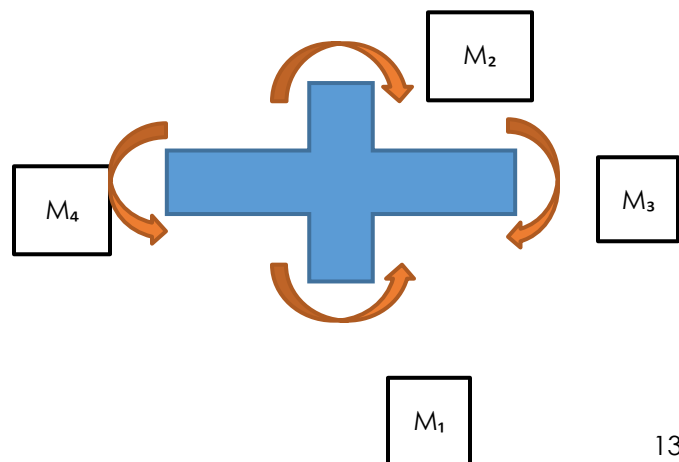
### 3.2.4 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Είναι ο πρόσθετος έλεγχος όλων των κατακόρυφων στοιχείων με ροπές που προκύπτουν από τις ροπές αντοχής των συντρεχουσών δοκών.

- Εφαρμόζεται και για τις δύο διευθύνσεις σεισμικής δράσης.
- Ο έλεγχος δύναται να παραλείπεται υπό τις προϋποθέσεις του άρθρου 6 παράγραφος 3ι, ενώ στους 2 τελευταίους ορόφους αν απαιτείται παραλείπεται, θεωρουμένου ταυτόχρονα όλου του ύψους του υποστυλώματος ως κρίσιμου

$$|M_1 + M_2| > |M_3 + M_4|$$

Υποσύλωμα      Δοκός





### 3.2.5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Για την εξασφάλιση της πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές του φέροντα οργανισμού έχουν θεσπιστεί έλεγχοι ώστε να εφαρμοστούν στα δομικά στοιχεία των κατασκευών. Αυτά αφορούν ιδιαίτερα τα υποστυλώματα και τις δοκούς.

#### Κρίσιμο Μήκος Υποστυλώματος

Κρίσιμες ονομάζονται οι περιοχές ενός στοιχείου των οποίων τα τμήματα αναμένεται να αναπτύξουν πλαστική άρθρωση κατά τον σεισμό. Παρακάτω περιγράφεται ο τρόπος διάταξης συνδετήρων.

Διάμετρος ράβδου συνδετήρα:  $\Phi_u \geq 8 \text{ mm}$

Απόσταση συνδετήρων:  $a_u \leq 15 \text{ cm}$  για ζώνη I

$a_u \leq 10 \text{ cm}$  για ζώνες II και III

$$\alpha_u \leq \frac{40 \frac{B_s}{B_w} f_{eu}}{l_h}$$

Οι αποστάσεις των συνδετήρων είναι μικρότερες του ενός τρίτου της μικρότερης πλευράς της διατομής του υποστυλώματος. Παράλληλα, οι συνδετήρες θα πρέπει να είναι κλειστοί, καθώς και τα ακύρια να διαμορφώνουν ευθύγραμμο μήκος μεγαλύτερο από 10 cm μετά το δέσιμο με τη διαμήκη ράβδο. Τέλος, η απόσταση δύο διαδοχικών κορυφών θα πρέπει να είναι μικρότερη από 20 cm ( $l_h$ ).

Η διάταξη των συνδετήρων γίνεται και εντός κόμβου, εκτός εάν στον κόμβο συντρέχουν 4 δοκοί των οποίων το ύψος δεν διαφέρει μεταξύ τους περισσότερο από 25%, οπότε η διάταξη είναι ίση με το μισό ποσό των συνδετήρων.

Για την εφαρμογή συνδετήρων, βάσει των παραπάνω κανόνων όπλισης, σε ολόκληρο το μήκος του υποστυλώματος πρέπει να ισχύει κάποιο από το παρακάτω:

- Καθ' ύψος διακοπή τοίχους πλήρωσης ή τοίχους οπλισμένου σκυροδέματος ώστε να διαμορφωθούν πλατιά ανοίγματα
- $\frac{M_{max}}{Q_d} < 3.5$  : Σε αυτή την περίπτωση απαιτείται πρόσθετος διαμήκης οπλισμός είναι με 20% του μεγαλύτερου οπλισμού που βγάζει ο υπολογισμός στην κάθε πλευρά του υποστυλώματος
- Σύγκρουση περιμετρικών υποστυλωμάτων με διπλανά χαμηλότερα κτίρια
- Διασταύρωση υποστυλώματος με πλάκες, σκάλες κλπ σε ενδιάμεσο ύψος ορόφου
- Υποστυλώματα που δεν έρχονται σε επαφή με τοίχους πλήρωσης και ανήκουν στη ζώνη III

### 3.2.6 ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΣΕ ΔΟΚΟΥΣ

Απαιτούνται στις δοκούς κλειστοί συνδετήρες σε αποστάσεις όχι μικρότερες από  $d/3$ , όπου  $2d$  είναι το μήκος εκατέρωθεν των παρειών του υποστυλώματος. Οι αποστάσεις είναι:

- Για ζώνη I: 15 cm
- Για ζώνη II: 12.5 cm
- Για ζώνη III: 10 cm

Να σημειωθεί ότι στην περίπτωση όπου ο υπολογισμός απαιτεί **θλιβόμενο οπλισμό**, γίνεται πύκνωση συνδετήρων στις δοκούς, ο οποίος ανεξάρτητα από τις υπολογιστικές ανάγκες θα είναι ίσος με  $\mu' \leq 0.5 \mu$  και θα επεκτείνονται έως τα άκρα εκατέρωθεν των ρίσιμων μηκών της δοκού.

Τέλος, τα ελάχιστα και μέγιστα ποσοστά του **εφελκυόμενου οπλισμού** είναι:

$$\mu_{min} = \frac{15}{B_s}$$
$$\mu_{max} = 0.25 \frac{B_w}{B_s}$$

όπου  $B_s$  σε  $\text{kg/cm}^2$

### 3.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ 1959 ΚΑΙ 1985

Όπως έχει προαναφερθεί παραπάνω, η διαφορά του κανονισμού 1985 από αυτόν του 1959 έχει να κάνει με διάφορες συμπληρώσεις και διορθώσεις που έρχεται να αλλάξει ο νέος κανονισμός ως προς τον παλιό. Αυτές οι διαφορές έχουν να κάνουν με την κατανομή του φορτίου αλλά ακόμη περισσότερο με ελέγχους που δεν λάμβαναν χώρα στον κανονισμό του 1959, ενώ σε αυτόν του 1985 υφίστανται.

Παρακάτω λοιπόν θα παρατεθούν οι διαφοροποιήσεις αλλά και οι ομοιότητες που έχουν οι κανονισμοί στα σημεία που τονίσαμε προηγουμένως.

### 3.3.1 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

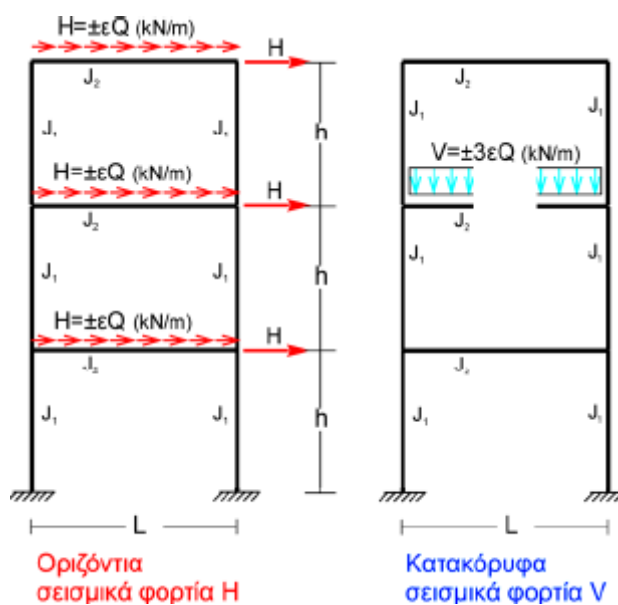
Ο κανονισμός του 1959 θέλει την κατανομή ορθογωνική και το φορτίο να ισούται με

$$H_z = \varepsilon N_z,$$

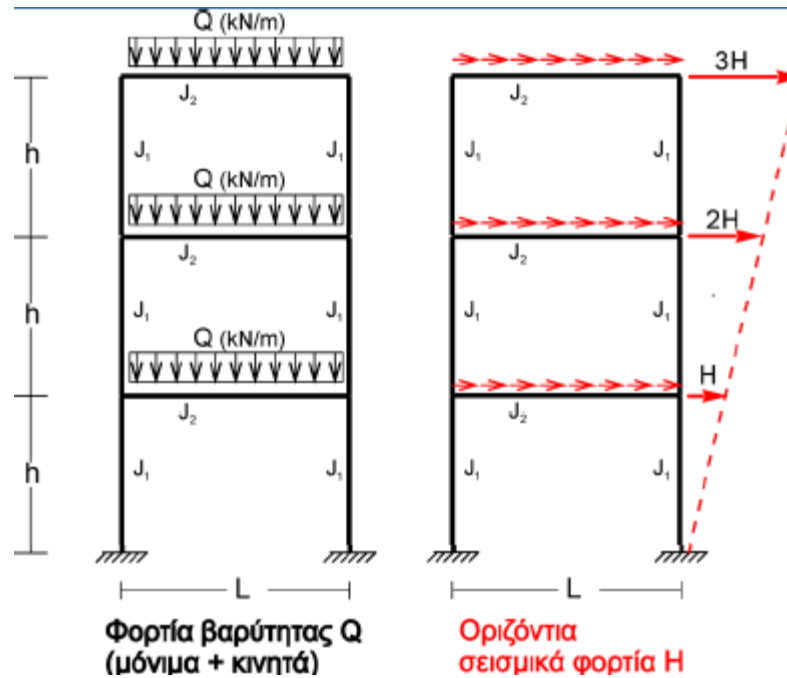
ενώ ο κανονισμός του 1985 θέλει τη σεισμική δύναμη να ισούται με το γινόμενο των κατακόρυφων φορτίων επί τον συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως

$$H_z = \varepsilon \cdot N \cdot \frac{N_z h_z}{\sum_{i=1}^n N_i h_i}$$

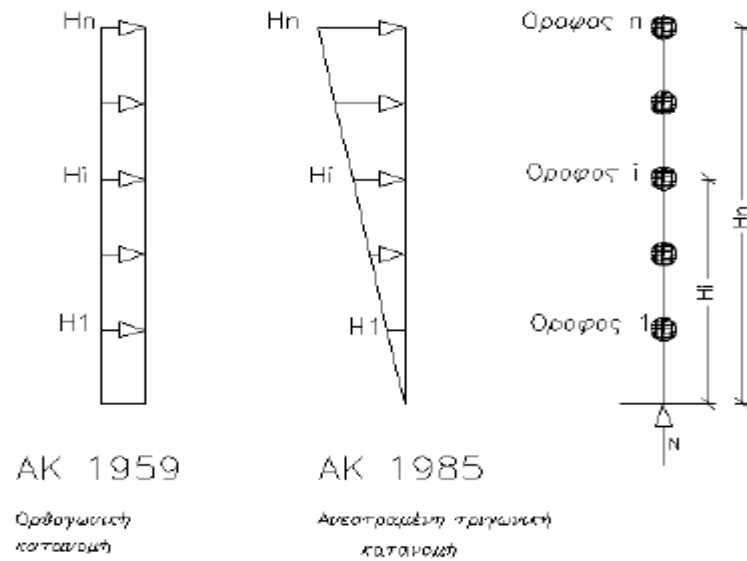
και συνάμα η κατανομή είναι ανεστραμμένη τριγωνική.



Σχήμα 3.1 Ορθογωνική κατανομή σεισμικού φορτίου (1959) (Δουδούμης, 2018)



Σχήμα 3.2 Τριγωνική κατανομή σεισμικού φορτίου (1985) (Δουδούμης, 2018)



Σχήμα 3.3 Κατανομή του σεισμικού φορτίου στους παλιούς κανονισμούς (Δουδούμης, 2018)

---

### 3.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΧΕΤΙΚΟΥ ΒΕΛΟΥΣ

Παρατηρείται ότι στον κανονισμό του 1959 δεν υπάρχει αυτός ο έλεγχος, ο οποίος έρχεται να προστεθεί στον κανονισμό του 1985 όπου το σχετικό βέλος  $\Delta_{ελ}$  μεταξύ δύο συνεχόμενων ορόφων δεν θα πρέπει να ξεπερνάει το 2‰ του ύψους του ορόφου, δηλαδή  $\Delta_{ελ} \leq 2\% H_{οροφου} = \delta_{επ}$

---

### 3.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

Ενώ στον κανονισμό του 1959 δεν διεξάγεται έλεγχος ευστάθειας, στον κανονισμό του 1985 για κάθε όροφο  $i$  ελέγχεται αν ισχύει η παρακάτω ανισότητα:

$$\theta = \frac{\sum N_i}{Q_i} \cdot \frac{\Delta_{ελ}}{H_{οροφου}} \leq 0.10$$

Για  $0.10 < \theta < 0.20$  θα γίνεται έλεγχος δευτέρας (2ας) τάξης. Ο συντελεστής ευστάθειας δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει το 0.20. Στην περίπτωση που υπάρχουν τοιχώματα ακαμψίας και η διατομή παραμένει σταθερή σε όλο το ύψος το κτιρίου, επιτρέπεται να αγνοηθούν τα φαινόμενα 2ας τάξης όταν:

$$\alpha = H_{ολικό} \frac{\sum (G+P)}{\sum EI} \leq 0.2 + 0.1n \text{ για } n \leq 3 \text{ και } 0.6 \text{ για } n > 3, \text{ όπου } n \text{ ο αριθμός των ορόφων.}$$

---

### 3.3.4 ΕΙΔΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

Θα γίνει αναφορά σε 3 πρόσθετους ελέγχους:

➤ **Πρόσθετος έλεγχος όλων των κατακόρυφων στοιχείων ακαμψίας**

Ο έλεγχος αυτός δεν εφαρμόζεται στον κανονισμό του 1959. Αντιθέτως, στον κανονισμό του 1985 γίνεται ο συγκεκριμένος έλεγχος ανεξαρτήτως του αποτελέσματος που δίνει ο υπολογισμός για τα οριζόντια φορτία  $H_{οx}$  και  $H_{οy}$ .

$$H'_{οx} = \frac{1}{2} \varepsilon N_i, H'_{οy} = \frac{1}{2} \varepsilon N_i, M'_{οx} = \frac{h}{4} \varepsilon N_i, M'_{οy} = \frac{h}{4} \varepsilon N_i$$

➤ **Πρόσθετος έλεγχος όλων των επί του πολυγώνου της περιμετρικής στηρίξεως φερόντων στοιχείων**

Ανεξάρτητα από τα φορτία  $H_{οx}$  και  $H_{οy}$  που δίνει ο υπολογισμός, γίνεται έλεγχος για τα φορτία των περιμετρικών κατακόρυφων στοιχείων  $H_o = \varepsilon_s N_i$  και  $M_o = \frac{1}{2} \varepsilon_s h N_i$ , όπου  $\varepsilon_s = \min [\varepsilon/2, 0.06]$ .

Ο έλεγχος αυτός ισχύει και για τον κανονισμό του 1985.

➤ **Πρόσθετος έλεγχος επί των κορυφών του πολυγώνου της περιμετρικής στηρίξεως φέροντων στοιχείων**

Πέραν των γενικών ελέγχων, τα γωνιακά υποστυλώματα ελέγχονται για το οριζόντιο φορτίο  $H = \varepsilon_s N_i$ , όπου  $\varepsilon_s = \min [\varepsilon/2, 0.06]$ . Το φορτίο αυτό δρα υπό γωνία  $45^\circ$  ως προς τους κύριους άξονες της διατομής. Αυτά αφορούν τον κανονισμό του 1959. Όσον αφορά τον κανονισμό του 1985, ισχύουν ακριβώς τα ίδια με μόνη διαφορά τις τιμές που λαμβάνει το  $\varepsilon_s$ , όπου  $\varepsilon_s = \max [\varepsilon/2, 0.06]$ .

---

### 3.3.5 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Ως γνωστόν, ο ικανοτικός έλεγχος εντάχθηκε για πρώτη φορά στον κανονισμό του 1985. Επομένως στον κανονισμό του 1959 δεν υφίσταται ικανοτικός έλεγχος. Είναι ο έλεγχος που γίνεται για όλα τα κατακόρυφα στοιχεία με ροπές που προκύπτουν από τις ροπές αντοχών των συντρεχουσών δοκών. Έχει γίνει εκτενέστερη ανάλυση στα παραπάνω υποκεφάλαια.

---

### 3.3.6 ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

Τα τοιχώματα για τα οποία ο λόγος των πλευρών τους είναι μεγαλύτερος του 4 καλούνται τοιχώματα,  $\frac{l_w}{b} > 4$ .

Ο κανονισμός του 1959 δεν περιλαμβάνει έλεγχο στα τοιχώματα, επομένως οι παρακάτω έλεγχοι πραγματοποιούνται για τον κανονισμό του 1985.

#### **Έλεγχος διάτμησης**

➤ Κατακόρυφος σπλισμός

Για να ικανοποιηθεί ο έλεγχος αυτός θα πρέπει να πληρούνται οι 3 παρακάτω ανισότητες:

$$\tau \leq \tau_{επ}$$

$$\tau \leq 0.4 \tau_{b,min} + \mu_h \sigma_{e,επ}$$

$$\tau \leq 0.4 \tau_{b,min} + \mu_u \sigma_{e,επ} + \frac{1}{4} \frac{N}{F_b}$$

όπου  $\tau = \frac{Q}{b l_w} \leq \tau_{επ}$

➤ Οπλισμός άκρων τοιχώματος

Για τις περιοχές των άκρων του τοιχώματος οι οποίες δεν διασταυρώνονται με εγκάρσιο τοίχωμα και για τις οποίες το μήκος θα είναι τουλάχιστον ίσο με  $0.2 l_w$  και ταυτόχρονα μικρότερο από  $2b$ , θα έχουν τη μορφή υποστυλώματος και θα παραλαμβάνουν τα  $2/3$  της κατακόρυφης δύναμης που ενεργεί στην θλιβόμενη ζώνη.

Να διευκρινιστεί ότι ο έλεγχος που γίνεται για την αξονική δύναμη αλλά και την ροπή του τοιχώματος υπολογίζεται και στατικά αλλά και αντισεισμικά. Όσον αφορά το κρίσιμο μήκος του τοιχώματος, το οποίο μετράται από τη στάθμη θεμελίωσης, ορίζεται από το μέγιστον των τιμών  $l_w$  και  $H_{ολ}/6$ , δηλαδή  $\max(l_w, H_{ολ}/6)$ .

➤ Πρόσθετος έλεγχος άκρων τοιχώματος

Ο πρόσθετος αυτός έλεγχος αποτελείται από:

1.  $d_w = \max [ 2b , 0.20l_w ]$

2.  $N_o = \frac{2}{3} \frac{P}{2} \pm \frac{M}{l_w - d_w}$ , που χαρακτηρίζεται ως κατακόρυφο φορτίο

3. Θα πρέπει για τον οπλισμό  $A_s$  που προκύπτει να ισχύει  $4 \% < \frac{A_s}{d_w b} < 40 \%$

---

### 3.3.7 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Θα αναλυθούν οι έλεγχοι που θα πρέπει να ικανοποιούνται για τους συνδετήρες, τη διάτμηση, καθώς και την κάμψη με ορθή δύναμη, τον συντελεστή πλαστιμότητας, το κοντό υποστυλώμα και τη διάτμηση υπό μικρό αξονικό φορτίο.

➤ Συνδετήρες και κρίσιμα μήκη

Έχει αναλυθεί εκτενώς σε προηγούμενο κεφάλαιο (1985κρίσιμα υποστυλώματα)

➤ Έλεγχος σε διάτμηση

Όταν η ανίσωση  $N_o < 0.10 B_p F_b$ , τότε για τον έλεγχο διάτμησης θα ισχύουν τα εξής:

A. Για το ενδεχόμενο εμφάνισης ετερόσημης διατμητικής τάσης λόγω σεισμού η κατά απόλυτη τιμή μικρότερη διατμητική τάση  $\tau'$  δεν θα ξεπερνάει το  $\tau_{b,min}$ .

$$|\tau'| < \tau_{b,min}$$

B. Σε περίπτωση που  $\tau = \tau_{b,min}$  και οι τιμές για τις κατηγορίες σκυροδέματος B160, B225 και B300 είναι 6.0, 7.0 και 8.0 αντίστοιχα, τότε δεν απαιτείται έλεγχος σε διάτμηση.

C. Τέλος, αν  $\tau > \tau_{b,min}$  τότε απαιτείται να γίνει έλεγχος ( $F_{e,ΣΥΝΔ} = \alpha b \frac{\tau}{\sigma_e}$ ).

- Έλεγχος σε κάμψη με ορθή δύναμη  
Όπως αναφέρεται από τον κανονισμό, το ελάχιστο ποσοστό σιδηρού οπλισμού κάθε παρειάς ισούται με το 4% της πραγματικής διατομής.  
Η απόσταση μεταξύ των διαμηκών ράβδων δεν θα πρέπει να ξεπερνάει τα 20 cm
- Συντελεστής πλαστιμότητας  
Για την αποφυγή υπερβολικής μείωσης της διαθέσιμης πλαστικότητας του υποστυλώματος συνίσταται ο λόγος  $\frac{N_o}{B_p F_b}$  να κυμαίνεται σε χαμηλό εύρος τιμών. Οι τιμές πλαστιμότητας οι οποίες δίνονται για μεσαία, ακραία και γωνιακά υποστυλώματα είναι 0.35, 0.30 και 0.25 αντίστοιχα.
- Έλεγχος κοντού υποστυλώματος  
Απαιτείται πρόσθετος κατακόρυφος οπλισμός και στις δύο πλευρές του υποστυλώματος, ίσος με το 20% του μεγαλύτερου από τους οπλισμούς, όταν ο λόγος  $\frac{M_{max}}{Q d}$  είναι μικρότερος του 3.50.
- Έλεγχος διάτμησης υπό μικρό αξονικό φορτίο  
Η σχέση  $N_o < 0.10 B_p F_b$  εφαρμόζεται και για τις παρακάτω περιπτώσεις:
  - (A) Οι συνήθεις κανόνες διαστασιολόγησης σε τέμνουσα θα ισχύουν όταν
 
$$|\tau'| < \frac{1}{2} \tau_{b,min}$$
  - (B) Όταν ισχύει  $\frac{1}{2} \tau_{b,min} < |\tau'| < \tau_{b,min}$ , τότε ολόκληρη η τέμνουσα θα παραλαβαίνεται με οπλισμό κορμού

---

### 3.3.8 ΔΟΚΟΙ

Όπως στους περισσότερους ελέγχους που συναντήσαμε παραπάνω, παρατηρούμε ότι για τον κανονισμό του 1959 οι δοκοί δεν διαθέτουν συγκεκριμένους ελέγχους. Το ίδιο όμως δεν ισχύει στον κανονισμό του 1985 που φέρει διάφορους ελέγχους οι οποίοι θα απαριθμηθούν παρακάτω.

- Πύκνωση συνδετήρων στη δοκό  
Η πύκνωση συνδετήρων έχει αναλυθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο. (1985 πύκνωση συνδετήρων δοκών)
- Ελάχιστο και μέγιστο ποσοστό εφελκόμενου χάλυβα  
Βάσει κανονισμού οι τιμές που δίνονται είναι:  
Ελάχιστο ποσοστό  $\rightarrow \mu_{min} = \frac{15}{B_s}$   
Μέγιστο ποσοστό  $\rightarrow \mu_{max} = 0.25 \frac{B_w}{B_s}$
- Εξασφάλιση διάρκειας διατομών για κάθε φόρτιση  
Για να εξασφαλιστεί το καμπτόμενο στοιχείο από το ενδεχόμενο κάποιας μετατόπισης των σημείων μηδενισμού των ροπών, θα πρέπει τα ελάχιστα των οπλισμών, εφελκόμενων και θλιβόμενων, να παίρνουν τιμές ώστε να ικανοποιείται η ζητούμενη εξασφάλιση. Επιπλέον, θα πρέπει οι αγκυρώσεις των εφελκόμενων ράβδων στις



περιοχές στηριγμάτων να βρίσκονται σε κατάλληλες θέσεις ώστε να εξασφαλίζεται το καμπτόμενο στοιχείο.

- Έλεγχος διάτμησης υπό μικρό αξονικό φορτίο  
Όπως και το υποστύλωμα.

## 3.4 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8

### 3.4.1 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ

Ο Ευρωκώδικας 0 (EN 1990, 2002) ορίζει ως σεισμικό συνδυασμό την σχέση

$$E_d = \Sigma G_{k,j} + P + A_{ED} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \text{ για } j, i \geq 1$$

η οποία συνδυάζει τη χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης, την αντιπροσωπευτική δράση δύναμης προέντασης, την τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης και την χαρακτηριστική τιμή μεμονωμένης μεταβλητής δράσης.

### 3.4.2 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ

#### 3.4.2.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ

Τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κύριες κατηγορίες A, B, C, D και E, αλλά και σε 2 πιο εξειδικευμένες  $S_1$  και  $S_2$ . Η κατάταξη αυτή είναι βασιζόμενη στην ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων, εφόσον αυτή είναι διαθέσιμη, όπως φαίνεται και στον πίνακα 3.3. Σε περίπτωση που δεν είναι χρησιμοποιείται η τιμή του αριθμού κρούσεων για πρότυπη διείσδυση 30 cm. Παράλληλα, είναι απαραίτητο για τον καθορισμό της κατηγορίας εδάφους να γίνει έλεγχος εδάφους.

Πίνακας 3. 3 Πίνακας κατηγορίας εδάφους (EN 1998-1)

Κατάταξη εδαφών				
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$V_{s,30}$	$N_{SP}$	$c_u$ (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 <sub>1</sub>	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 <sub>2</sub>	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S <sub>1</sub>			

### 3.4.2.2 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΖΩΝΕΣ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ

Η επιτάχυνση του εδάφους  $\alpha_{gR}$  που αντιστοιχεί σε εδάφη κατηγορίας A χαρακτηρίζει τη σεισμική δράση σε κάθε ζώνη. Πλέον, βάσει Εθνικού προσαρτήματος η πρώτη, δεύτερη και τρίτη ζώνη συμβολίζονται με λατινικούς αριθμούς I, II και III αντίστοιχα, καθώς και η εδαφική επιτάχυνση σε έδαφος κατηγορίας A δίνεται από τη σχέση  $\alpha_g = \alpha_{gR}/g$ .

Οι τιμές εδαφικής επιταχύνσεις ανά ζώνη βρίσκονται στον παρακάτω πίνακα:

**Πίνακας 3.4 Πίνακας εδαφικών επιταχύνσεων ανά ζώνη (EN 1998-1, 2004)**

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

Τα παραπάνω ισχύουν για περίοδο επαναφοράς 475 ετών και με το κριτήριο ότι η περίοδος επανάληψης θα ικανοποιεί τη μη κατάρρευση. Υπό άλλη περίπτωση όμως, ο τύπος που θα δίνει την εδαφική επιτάχυνση σε σχέση με τον συντελεστή σπουδαιότητας θα είναι  $\alpha_g = \gamma_i \alpha_{gR}$ .

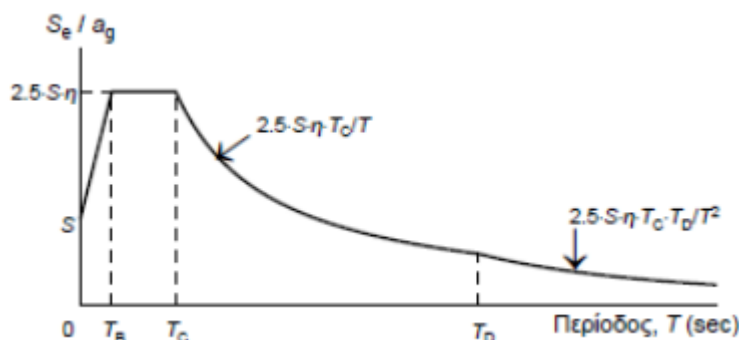
Δίνεται ο πίνακας κατηγοριών σπουδαιότητας κτιρίων:

**Πίνακας 3.5 Πίνακας κατηγορίας σπουδαιότητας (EN1998-1, 2004)**

Κατηγορία Σπουδαιότητας	$\gamma_i$	Περιγραφή
I	0.80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1.00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες
III	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1.40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

### 3.4.2.3 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ

Στα κτίρια για τα οποία θέλουμε η συμπεριφορά για το σχεδιασμό του σεισμού να είναι ελαστική, χρησιμοποιούμε το ελαστικό φάσμα.



Σχήμα 3.4 Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού (Ψυχάρης, 2014)

Ορίζονται 3 περιοχές συναρτήσεων των ιδιοπεριόδων. :

$T_B \leq T \leq T_C$ : περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C \leq T \leq T_D$ : περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας

$T_D \leq T \leq 4.0$ : περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης

Όσον αφορά τις σεισμικές φορτίσεις, ο Ευρωκώδικας δίνει σχέσεις ελαστικών επιταχύνσεων για οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα.

➤ **Οριζόντια συνιστώσα**

Για  $0 \leq T \leq T_B$  η σχέση είναι  $S_e(T) = \alpha_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2.5 - 1) \right]$

Για  $T_B \leq T \leq T_C$  η σχέση είναι  $S_e(T) = \alpha_g S \eta 2.5$

Για  $T_C \leq T \leq T_D$  η σχέση είναι  $S_e(T) = \alpha_g S \eta 2.5 \frac{T_C}{T}$

Για  $T_D \leq T \leq 4.0$  η σχέση είναι  $S_e(T) = \alpha_g S \eta 2.5 \frac{T_C T_D}{T^2}$

όπου η εδαφική επιτάχυνση είναι ίση με  $\alpha_g = \gamma_I \alpha_{gR}$ , ο συντελεστής εδάφους S δίνεται στον παρακάτω πίνακα και η ο συντελεστής απόσβεσης ο οποίος για το σκυρόδεμα όταν  $\xi = 5\%$  ισούται με  $\eta = 1$ , ενώ για τιμές  $\xi \neq 5\%$  το  $\eta$  δίνεται από τη σχέση  $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$ .

Πίνακας 3.6 Πίνακας κατηγορίας σπουδαιότητας (EN1998-1, 2004)

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

➤ **Κατακόρυφη συνιστώσα**

Για  $0 \leq T \leq T_B$  η σχέση είναι  $S_{ve}(T) = \alpha_g \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 3.0 - 1) \right]$

Για  $T_B \leq T \leq T_C$  η σχέση είναι  $S_{ve}(T) = \alpha_g \eta \cdot 3.0$

Για  $T_C \leq T \leq T_D$  η σχέση είναι  $S_{ve}(T) = \alpha_g \eta \cdot 3.0 \frac{T_C}{T}$

Για  $T_D \leq T \leq 4.0$  η σχέση είναι  $S_{ve}(T) = \alpha_g \eta \cdot 3.0 \frac{T_C T_D}{T^2}$

Πίνακας 3.7 Πίνακας κατακόρυφων επιταχύνσεων εδάφους και περιόδων (EN 1998-1)

Τιμές επιτάχυνσης εδάφους και χαρακτηριστικών περιόδων για την  
κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης

$a_{vE}/a_E$	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
0.90	0.05	0.15	1.00

➤ **Εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού**

Για τον υπολογισμό της εδαφικής μετακίνησης όταν αυτό απαιτείται δίνεται η σχέση  $d_g = 0.025 \alpha_g S T_C T_D$ . Η τιμή αυτή για πού μεγάλες περιόδους αντιστοιχεί στην οριακή τιμή του φάσματος μετακινήσεων.

---

#### 3.4.2.4 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ

Πέραν της ελαστικής συμπεριφοράς που ενδέχεται να έχει ένα κτίριο στον σεισμό, τις περισσότερες φορές συναντάμε ανελαστικές συμπεριφορές του σεισμού. Βέβαια χάριν διευκόλυνσης, γίνεται ελαστική ανάλυση χρησιμοποιώντας παράλληλα ένα μειωμένο φάσμα σχεδιασμού συγκριτικά με το ελαστικό, το οποίο και επιτυγχάνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εξαρτάται από τον στατικό φορέα του κτιρίου, όπως και από το υλικό από το οποίο είναι κατασκευασμένο. Για παράδειγμα, με κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα η επιλογή του  $q$  ποικίλει ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, καθώς και το στατικό σύστημα. Ενδέχεται επίσης να αλλάζει ο συντελεστής συμπεριφοράς στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Αντιθέτως, η κατηγορία πλαστιμότητας παραμένει σταθερή σε όλες τις διευθύνσεις.

Οι σχέσεις που δίνονται για την επιτάχυνση σχεδιασμού σε κάθε περιοχή του φάσματος για οριζόντια αλλά και κατακόρυφη συνιστώσα θα αναγραφούν παρακάτω:

➤ **Οριζόντια συνιστώσα**

$$\text{Για } 0 \leq T \leq T_B \text{ η σχέση είναι } S_d(T) = \alpha_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.50}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$\text{Για } T_B \leq T \leq T_C \text{ η σχέση είναι } S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.50}{q}$$

$$\text{Για } T_C \leq T \leq T_D \text{ η σχέση είναι } S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.50}{q} \frac{T_C}{T} \geq \beta \alpha_g$$

$$\text{Για } T_D \leq T \leq 4.0 \text{ η σχέση είναι } S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.50}{q} \frac{T_C T_D}{T^2} \geq \beta \alpha_g$$

όπου  $\beta = 0.2$ .

➤ **Κατακόρυφη συνιστώσα**

Οι διαφορές σε σχέση με την οριζόντια συνιστώσα είναι ότι η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση ισούται με  $\alpha_{vg} = 0.90 \alpha_g$  και ο συντελεστής εδάφους παίρνει την τιμή  $S=1.0$ . Επιπλέον, οι τιμές των περιόδων συνάδουν με αυτές του πίνακα που αφορά τις κατακόρυφες συνιστώσες του ελαστικού φάσματος. Τέλος, οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς είναι μικρότερες του 1.50 για όλα τα υλικά καθώς και τα στατικά συστήματα, ενώ μόνο μετά από κατάλληλη μελέτη και ανάλυση ο συντελεστής συμπεριφοράς μπορεί να ληφθεί ως μεγαλύτερος του 1.50.

---

#### 3.4.2.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΑΖΩΝ ΚΑΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

Οι μάζες οι οποίες συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας για τον υπολογισμό της σεισμικής δράσης σχεδιασμού δίνεται από τη σχέση  $\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} Q_{k,i}$ , με  $\psi_{E,i}$  να υπολογίζεται από τον τύπο  $\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i}$  και τον μειωτικό συντελεστής  $\varphi$  να παρατίθεται στον παρακάτω πίνακα, ο οποίος λαμβάνεται υπόψη μόνο στον υπολογισμό των μαζών των μεταβλητών φορτίων που συμμετέχουν στη σεισμική δύναμη.

Πίνακας 3.8 Πίνακας συντελεστή  $\varphi$  (Ψυχάρης, 2014)

Κατηγορία κτιρίου	Τιμές του συντελεστή $\varphi$	
	Όροφος	$\varphi$
A-C	Δώμα	1.0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0.8
	Όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις	0.5
D-F		1.0

Φορτία σχεδιασμού για τα οποία οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερες του 1 ( $q > 1$ ), δίνουν τη μετακίνησή τους από τον τύπο  $d_s = q_d d_e$ , όπου  $q = q_d$  εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά. Δεν χρειάζεται η μετακίνηση σχεδιασμού να είναι μεγαλύτερη από αυτήν του ελαστικού φάσματος.

### 3.4.4 ΚΥΡΙΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΤΙΡΙΩΝ

#### 3.4.4.1 ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ

Η κανονικότητα ενός κτιρίου επιδρά άμεσα στον συντελεστή συμπεριφοράς που πρόκειται να επιλεγεί για τη ανάλυση και τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Υπάρχουν δύο μορφές κανονικότητας. Ως προς την κάτοψη του κτιρίου και ως προς την όψη του.

Η **κανονικότητα σε κάτοψη** επηρεάζει τον συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου με έμμεσο τρόπο, μέσω του συντελεστή  $\alpha_u/\alpha_1$ . Τα κτίρια αυτά θα πρέπει να πληρούν τις παρακάτω προϋποθέσεις ώστε να θεωρούνται κανονικά σε κάτοψη:

- Θα πρέπει το κτίριο να έχει συμμετρική κάτοψη όσον αφορά τους άξονές του, ως προς την αντοχή σε οριζόντια και την κατανομή της μάζας.
- Οι πλάκες των ορόφων θα πρέπει να οριοθετούνται από μία κυρτή πολυγωνική γραμμή.
- Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας, που σημαίνει ότι η δυσκαμψία των πλακών στους ορόφους θα πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη, ώστε η παραμόρφωση των πλακών να έχει μικρή επίδραση στην κατανομή δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων.
- Θα πρέπει για την λυγηρότητα να ισχύει η εξής σχέση:  $\lambda \leq 4$ .
- Η στατική εκκεντρότητα και η ακτίνα δυσκαμψίας για τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$  θα πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω σχέσεις:

$$\text{Διεύθυνση ανάλυσης } x: e_{0x} \leq 0.30 r_y \text{ και } r_y \geq l_s$$

$$\text{Διεύθυνση ανάλυσης } y: e_{0y} \leq 0.30 r_x \text{ και } r_x \geq l_s$$

Η **κανονικότητα σε όψη** επηρεάζει την αντισεισμική ανάλυση άμεσα. Τα κτίρια για τα οποία δεν ισχύει η κατακόρυφη κανονικότητα αυξάνονται τα σεισμικά φορτία κατά 25%, ενώ ταυτόχρονα ο σχεδιασμός τους γίνεται με 20% μικρότερο συντελεστή συμπεριφοράς. Για να θεωρηθούν λοιπόν τα κτίρια κανονικά καθ' ύψος θα πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω όροι:

- a) Η δυσκαμψία και η μάζα του κάθε ορόφου θα παραμένουν σταθερές.
- b) Σε κτίρια τα οποία έχουν χτιστεί βάσει του πλαισιωτού συστήματος θα πρέπει ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση να μην δυσανάλογα από όροφο σε όροφο.
- c) Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων πρέπει να βρίσκονται σε συνέχεια με τα θεμέλια, να μην διακόπτονται, έως και την άνω επιφάνεια της κατασκευής.

---

#### 3.4.4.2 ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΕΛΗ

Ως μέλη μπορούμε να ορίσουμε έναν αριθμό φερόντων στοιχείων, όπως είναι τα υποστυλώματα και οι δοκοί. Η διαφοροποίηση και έπειτα κατηγοριοποίηση των μελών εξαρτάται από το αν παραλαμβάνουν ή όχι τα σεισμικά φορτία που ασκούνται στα ίδια τα μέλη.

Ξεκινώντας από τα δευτερεύοντα μέλη, είναι τα σεισμικά μέλη τα οποία δεν παραλαμβάνουν σεισμικά φορτία, ωστόσο παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία, κι αυτό έχει ως συνέπεια η δυσκαμψία τους να μην συνυπολογίζεται στις σεισμικές επιλύσεις. Αντιθέτως, όλα τα υπόλοιπα μέλη τα οποία μπορούν να παραλάβουν σεισμικά φορτία καλούνται πρωτεύοντα.

Να υπογραμμιστεί ότι τα μη φέροντα στοιχεία, τα οποία δεν παραλαμβάνουν κανένα είδος από τα παραπάνω φορτία, δεν συγχέονται και δεν διαστασιολογούνται σύμφωνα με τα δευτερεύοντα μέλη.

Τέλος, να σημειωθεί ότι καλό θα ήταν να γίνεται χρήση δευτερευόντων μελών όταν η δυσκαμψία τους είναι πολύ μεγάλη οπότε και οι μετακινήσεις τους θα είναι μικρές και όταν η δυσκαμψία τους είναι μικρή οπότε μπορούν να αναπτυχθούν μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να έχουμε μεγάλες τιμές εντατικά. Ο ικανοτικός έλεγχος εφαρμόζεται κανονικά στις δευτερεύουσες δοκούς.



---

### 3.4.5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

---

#### 3.4.5.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

Ο κανονισμός ορίζει 3 κατηγορίες πλαστιμότητας με βασικό κριτήριο την ικανότητα απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν. Αυτές είναι η μέση, η υψηλή και η χαμηλή πλαστιμότητα, εκ των οποίων η τελευταία δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί στην Ελλάδα. Για την υψηλή και την μέση κατηγορία πλαστιμότητας διεξάγονται ειδικοί έλεγχοι και διατάξεις, ώστε να επιλεγεί η καταλληλότερη κατηγορία που αφορά στο κτίριο.

Τονίζεται πως η διαφορά μεταξύ των δύο κύριων κατηγοριών είναι ότι για την υψηλή, της οποίας και η πλαστιμότητα είναι αυξημένη, γίνεται τόσο περισσότεροι όσο και αυστηρότεροι έλεγχοι σε αντίθεση με τη μεσαία. Τα κτίρια που έχουν κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή (ΚΠΥ), έχουν μεγαλύτερα περιθώρια ασφαλείας έναντι τοπικών ή γενικών αστοχιών σε περίπτωση σεισμών μεγαλύτερους από αυτόν για τον οποίον σχεδιάστηκε η κατασκευή.

Από την άλλη πλευρά, τα κτίρια, όπου η κατηγορία πλαστιμότητάς τους είναι η μεσαία (ΚΠΜ), δρουν με καλή σεισμική συμπεριφορά όταν η σεισμική διέγερση που υφίσταται το κτίριο είναι ανάλογη του σεισμού σχεδιασμού.

Τέλος, όσον αφορά τον συντελεστή συμπεριφοράς σε σχέση με την κατηγορία πλαστιμότητας, να σημειωθεί ότι οι τιμές ποικίλουν ανάλογα με την κατηγορία. Παρατηρείται δηλαδή ότι για ΚΠΜ οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς κυμαίνονται χαμηλά συγκριτικά με τις ΚΠΥ.

---

#### 3.4.5.2 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

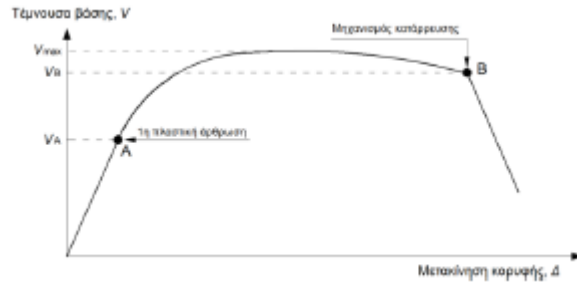
Η ανώτατη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , η οποία είναι εξαρτώμενη από την κατηγορία πλαστιμότητας καθώς και το στατικό σύστημα του κτιρίου ορίζεται από τη σχέση

$q = q_0 k_w \geq 1.5$ , όπου  $q_0$  είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς και εξαρτάται από την καθ' ύψος κανονικότητα και  $k_w$  ο συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε δομικά συστήματα με τοιχώματα.

Όσον αφορά λοιπόν τις τιμές που παίρνει το  $q_0$ , αποτυπώνονται στον Πίνακα 3.9, με τον λόγο  $\alpha_u/\alpha_1$  να δίνεται επίσης παρακάτω από τον Ευρωκώδικα.

Ως  $\alpha_u$  ορίζεται ο απαιτούμενος συντελεστής ο οποίος πολλαπλασιάζεται με τα σεισμικά φορτία και αναπτύσσει πλαστικές αρθρώσεις σε αρκετές θέσεις έτσι ώστε να δημιουργείτε μηχανισμός κατάρρευσης και ως  $\alpha_1$  καλείται ο απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία πρώτης πλαστικής άρθρωσης σε στοιχείο της κατασκευής, ενώ όλες οι υπόλοιπες δράσεις παραμένουν σταθερές.

Για να υπολογιστεί ο απαιτούμενος αυτός λόγος γίνεται χρήση του παρακάτω διαγράμματος. Το διάγραμμα αυτό είναι απόρροια μιας στατικής μη γραμμικής ανάλυσης pushover. Υπενθυμίζεται ότι η μέγιστη τιμή που αντιστοιχεί στον λόγο  $\alpha_w/\alpha_1$ , δεν ξεπερνά το 1.50, ακόμη και αν η ανάλυση pushover δίνει μεγαλύτερη τιμή.



Σχήμα 3.5 Υπολογισμός λόγου  $\alpha_w/\alpha_1$  εάν είναι διαθέσιμη η καμπύλη ικανότητας (Ψυχάρης, 2014)

Πίνακας 3.4 Πίνακας τιμών  $\alpha_w/\alpha_1$  (EN 1998-1, 2004)

Περιγραφή	Τιμές λόγου $\alpha_w/\alpha_1$	
	Κτίρια κανονικά σε κάτοψη	Κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη <sup>1</sup>
Πλαισιωτά ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά		
– Μονώροφα	1.10	1.05
– Πολυώροφα πλαίσια με ένα άνοιγμα	1.20	1.10
– Πολυώροφα πλαίσια με πολλά ανοίγματα ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά	1.30	1.15
Τοιχωματικά συστήματα ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως τοιχωματικά		
– Τοιχωματικά συστήματα με μόνο δύο ασύζευκτα τοιχώματα ανά κατεύθυνση	1.00	1.00
– Λοιπά συστήματα με ασύζευκτα τοιχώματα	1.10	1.05
– Διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως τοιχωματικά ή συστήματα με συζευγμένα τοιχώματα	1.20	1.10

<sup>1</sup> Για κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη, ο λόγος  $\alpha_w/\alpha_1$  προκύπτει ως ο μέσος όρος της τιμής 1.0 και της τιμής που αντιστοιχεί σε αντίστοιχα κτίρια, κανονικά σε κάτοψη.

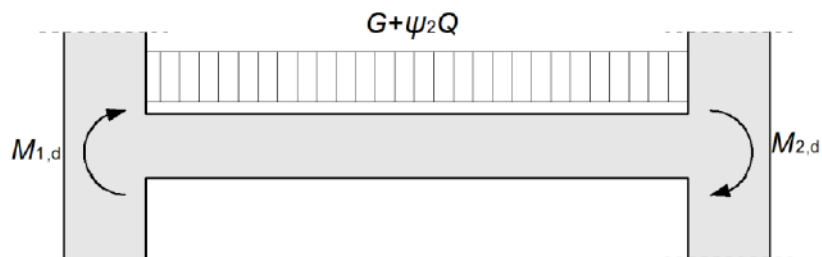
Το  $k_w$  ανάλογα με το αν το σύστημα είναι πλαισιωτό ή τοιχωματικό ισοδυναμεί με τις παρακάτω τιμές (Ψυχάρης, 2014):

$$k_w = \begin{cases} 1 & \text{για πλαισιωτά συστήματα ή δισυλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά} \\ (1+\alpha_0)/3 \leq 1 & \text{για τοιχωματικά συστήματα ή συστήματα που συμπεριφέρονται ως τοιχωματικά και για στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα} \\ \alpha < 0.5 & \end{cases}$$

### 3.4.5.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΩΝ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

#### Διαστασιολόγηση σε διάτμηση

Η διαστασιολόγηση σε διάτμηση υλοποιείται σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό. Ουσιαστικά μέσω αυτής της διαδικασίας υπολογίζεται η τέμνουσα σχεδιασμού  $V_{ed}$ , η οποία πέραν του ότι εκτελείται και για τις δύο διευθύνσεις λαμβάνεται από την ισορροπία των μέγιστων ροπών που αναπτύσσονται στα άκρα της δοκού  $M_{1,d}$  και  $M_{2,d}$  σε συνδυασμό με τα φορτία που αναλογούν στον σεισμικό συνδυασμό.



Ικανοτικές ροπές δοκού.

Σχήμα 3.6 Ικανοτικές ροπές δοκού (Ψυχάρης, 2014)

Παρακάτω δίνονται οι ροπές για άμεση και έμμεση στήριξη στο άκρο της δοκού.

Άμεση στήριξη στο άκρο i:

$$\text{Όταν } \Sigma M_{Rb} > \Sigma M_{Rc} \rightarrow M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}}$$

$$\text{Όταν } \Sigma M_{Rb} < \Sigma M_{Rc} \rightarrow M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i}$$

Έμμεση στήριξη στο άκρο i (στήριξη από της δοκού)

$$M_{i,d} = M_{Ed,i}$$

Ο συντελεστής υπεραντοχής  $\gamma_{Rd}$  παίρνει την τιμή 1.0 για κτίρια με κατηγορία πλαστιμότητας μεσαία και 1.20 για κτίρια όπου η κατηγορία πλαστιμότητας είναι υψηλή.

$M_{Rb,i}$  καλείται η ροπή αντοχής που υπολογίζεται για το άκρο της δοκού και  $M_{Ed,i}$  η ροπή που δρα στο άκρο της δοκού βάσει του σεισμικού συνδυασμού.

$\Sigma M_{Rc}$ : άθροισμα τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο, κατά την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης

$\Sigma M_{Rb}$ : άθροισμα τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο, κατά την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.

---

#### 3.4.5.4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Σε αυτή την παράγραφο θα αναλυθεί η χρήση του ικανοτικού σχεδιασμού για 3 περιπτώσεις υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

➤ **Αποφυγή μαλακού κτιρίου**

Σε πολυώροφα κτίρια πρέπει να αποφεύγεται ο μηχανισμός μαλακού ορόφου, διότι προκαλούνται υπερβολικές τοπικές απαιτήσεις πλαστιμότητας στα υποστυλώματα. Η ακόλουθη συνθήκη πρέπει να ικανοποιείται σε όλους τους κόμβους μεταξύ πρωτεύοντων ή δευτερευόντων σεισμικών δοκών και πρωτεύοντων σεισμικών υποστυλωμάτων.

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1.30 \Sigma M_{Rb}$$

Από την παραπάνω εφαρμογή σχέσης εξαιρούνται οι εξής περιπτώσεις:

- I. Τα δώματα πολυώροφων κτιρίων
- II. Για τα επίπεδα πλαίσια με περίπου ίδιες διατομές δεν είναι απαραίτητο να ικανοποιείται η συνθήκη σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά μόνο σε 3 από κάθε 4 υποστυλώματα
- III. Τα ισόγεια δώροφα κτίρια, εφόσον η ανηγμένη αξονική  $V_d$  όλων των υποστυλωμάτων είναι  $V_d \leq 0.3$

➤ **Ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού**

Η τέμνουσα σχεδιασμού των υποστυλωμάτων υπολογίζεται με παρόμοιο τρόπο όπως και τις δοκούς που αναλύσαμε παραπάνω. Δηλαδή από την ισορροπία των ροπών που αναπτύσσονται στα άκρα του υποστυλώματος,  $M_1d$  και  $M_2d$ , που αντιστοιχούν στον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετική και αρνητική σεισμική φόρτιση.

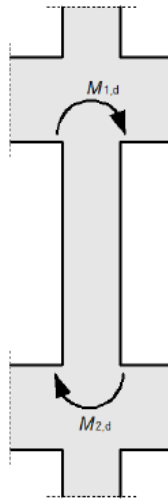
Ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων πραγματοποιείται είτε στις δοκούς που συντρέχουν στους κόμβους στα άκρα του υποστυλώματος, είτε στα άκρα του υποστυλώματος εφόσον όμως σχηματιστούν εκεί πρωτίστως.

Οι σχέσεις των ροπών εμφανίζονται παρακάτω με το  $\gamma_{RD}$  να παίρνει τις τιμές 1.10 για ΚΠΜ και 1.30 για ΚΠΥ.

Όταν  $\Sigma M_{Rb} < \Sigma M_{Rc} \rightarrow M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}$

Όταν  $\Sigma M_{Rb} > \Sigma M_{Rc} \rightarrow M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i}$

Καταλήγοντας στο ζητούμενο λοιπόν η σχέση που τελικά δίνει την τέμνουσα σχεδιασμού είναι  $V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_d}$ , με  $l_d$  να είναι το καθαρό μήκος του υποστυλώματος.



Ικανοτικές ροπές  
υποστυλώματος.

Σχήμα 3.7 Ικανοτικές ροπές υποστυλώματος (Ψυχάρης, 2014)

➤ **Κοντό υποστυλώμα**

Η δημιουργία του κοντού υποστυλώματος προκύπτει στην περίπτωση όπου το ύψος των τοιχοπληρώσεων δεν καλύπτει ολόκληρο το ύψος του ορόφου. Σε αυτού του είδους τα υποστυλώματα, είναι απαραίτητη η εφαρμογή των παρακάτω διατάξεων.

- A. Όλο το ύψος να θεωρηθεί κρίσιμο και να σπλιστεί ανάλογα
- B. Ο ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα γίνεται θεωρώντας ροπή  $\gamma_{Rd} M_{Rc,i}$  στη διατομή που αναλογεί στο άνω μέρος του τοίχου
- C. Οι συνδετήρες τοποθετούνται σε όλο το ελεύθερο ύψος του υποστυλώματος μέχρι το τμήμα που είναι σε επαφή με τον τοίχο σε μήκος  $h_c$
- D. Σε περίπτωση που το ελεύθερο ύψος του υποστυλώματος είναι μικρότερο από  $1.50 h_c$ , γίνεται παραλαβή της διατμητικής δύναμης από διαγώνιο σπλισμό

#### 4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η εφαρμογή της ανελαστικής ανάλυσης pushover στα κτίρια συνίσταται λόγω της ακριβούς προσέγγισης της συμπεριφοράς που έχουν τα μέλη ενός δομήματος. Αυτό υλοποιείται με την επιβολή ενός οριζόντια κατανεμημένου φορτίου το οποίο αυξάνεται σταδιακά έτσι ώστε ο φορέας να φτάσει στην κατάρρευση, δηλαδή στο σημείο που το κτίριο θα αδυνατεί να παραλάβει άλλα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας.

Η ανάλυση στοχεύει στη δημιουργία μιας καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση που εκτυλίσσεται μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Αξίζει να σημειωθεί ότι η ανάλυση ασχολείται με τα σημεία στα οποία εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις. Με τη βοήθεια των παραπάνω τα αποτελέσματα είναι τα εξής:

1. Εποπτεία βλαβών κατασκευής
2. Κατανόηση μηχανισμού απορρόφησης ενέργειας
3. Έλεγχος ύπαρξης ικανοτικού σχεδιασμού

Το δόμημα ελέγχεται από τις μετακινήσεις που το ίδιο υφίσταται. Πιο συγκεκριμένα, ελέγχεται αν η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής για οποιαδήποτε στάθμη επιτελεστικότητας είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση, η οποία ορίζεται από τη μέγιστη σεισμική απόκριση αλλά και από την ίδια την κατασκευή.

Παρακάτω θα αναφερθούμε εκτενέστερα στα βήματα που ακολουθεί η αποτίμηση των υφιστάμενων κτιρίων, τον σκοπό, τις αρχές αλλά και τους στόχους.

(Κούρτης, 2016)

#### 4.2 ΒΗΜΑΤΑ

Τα βήματα τα οποία ακολουθούνται για τη αποτίμηση είναι:

- Η συλλογή στοιχείων
- Η ανάλυση
- Ο έλεγχος οριακών καταστάσεων

#### 4.3 ΣΚΟΠΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Βάσει του Κανονισμού Επεμβάσεων, βασικός σκοπός της αποτίμησης υφιστάμενων δομημάτων είναι να εκτιμηθεί η φέρουσα ικανότητα που διαθέτει η κατασκευή και να γίνει έλεγχος ο οποίος θα αφορά τις απαραίτητες απαιτήσεις που επιβάλλονται από τον Κανονισμό. Επιπλέον, όσον αφορά στην εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας θα πρέπει τα δεδομένα και τα αποτελέσματα από την έρευνα του ιστορικού που γίνονται για τη διαδικασία της συλλογής στοιχείων, να ληφθούν σοβαρά υπόψη. Επίσης, σημαντικό ρόλο παίζει και ο μηχανικός – μελετητής, ο οποίος θα πρέπει να αιτιολογήσει τεκμηριωμένα τις παραδοχές που θα ληφθούν για την αποτίμηση μέσω μιας σειράς εργασιών που θα επιβληθούν. Παράλληλα, οι βλάβες που ενδέχεται να υπάρχουν στα κτίρια ορίζουν τη σειρά διαδικασιών έπειτα θα ακολουθηθεί. Αν δεν υπάρχουν βλάβες, το αποτέλεσμα της αποτίμησης οδηγεί στην ενίσχυση ή μη του κτιρίου, ενώ όταν το κτίριο υφίσταται βλάβες τότε μετά την αποτίμηση η ενέργεια που θα ακολουθήσει θα είναι είτε αυτή της επέμβασης, είτε της αντικατάστασης.

#### 4.4 ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών τηρεί τις παρακάτω αρχές:

- Όταν ο υπάρχων φέρων οργανισμός συμμετέχει στη διαμόρφωση ενός ανασχεδιασμένου φορέα και παραλαμβάνει μόνο κατακόρυφα φορτία, τότε η αποτίμηση γίνεται με μεθόδους συντηρητικές.
- Όταν ο υπάρχων φέρων οργανισμός όμως παραλαμβάνει κατακόρυφα και σεισμικά φορτία, τότε οι αρχές που ισχύουν οι εξής:
  - Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους
  - Το είδος των προσομοιωμάτων προσδιορίζεται από τις μεθόδους υπολογισμού που εφαρμόζονται
  - Η ακρίβεια των μεθόδων που χρησιμοποιούνται καλό θα ήταν να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων
  - Η χρήση των εμπειρικών μεθόδων να γίνεται όταν θα καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις της Δημόσιας Αρχής
  - Για κτίρια που έχουν πληγεί από βλάβες ή φθορές, θα πρέπει η αποτίμηση να επεξηγεί τη μορφή και τη θέση των βλαβών
  - Εύλογη θα ήταν η εκτίμηση απώλειας φέρουσας ικανότητας ενός κτιρίου το οποίο έχει υποστεί βλάβες. Η εκτίμηση αυτή εξαρτάται από την ένταση αλλά και την έκταση που έχουν πάρει οι βλάβες.

#### 4.5 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Η αποτίμηση αποσκοπεί αρχικά στη θέσπιση σταθμών επιτελεστικότητας (οι οποίες θα αναλυθούν στην αμέσως επόμενη παράγραφο) για κοινωνικοοικονομικούς παράγοντες. Αυτό επιτυγχάνεται από τον συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας και μιας σεισμικής δράσης. Τέλος, ο κανονισμός στοχεύει στον επανέλεγχο φέροντα οργανισμού και τοιχοπληρώσεων.

Στον παρακάτω πίνακα εμφανίζονται συγκεντρωτικά οι στόχοι της αποτίμησης:

**Πίνακας 4.1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (ΚΑΝΕΠΕ, 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

#### 4.6 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Στάθμη επιτελεστικότητας καλείται η ελάχιστη εκείνη αντοχή του κτιρίου, η οποία προσδιορίζεται από τον κύριο του έργου. Ο στόχος του σχεδιασμού εξαρτάται αφενός από τη σπουδαιότητα του κτιρίου και αφετέρου από το θεμιτό βαθμό ασφαλείας και αντίστοιχο κόστος και ορίζεται σε συνάρτηση με τον βαθμό βλάβης. Οι στάθμες είναι 3 στον αριθμό. Η πρώτη είναι αυτή των Περιορισμένων Βλαβών (Α), η δεύτερη εκείνη των Σημαντικών Βλαβών (Β) και η τρίτη και τελευταία της Οιονεί Κατάρρευσης (Γ).

**Πίνακας 4.2 Χαρακτηριστικά Στάθμων Επιτελεστικότητας**

	<b>Περιορισμένες Βλάβες DL</b>	<b>Σημαντικές Βλάβες SD</b>	<b>Οιονεί Κατάρρευση NC</b>
<b>Βλάβες</b>	Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες	Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές αλλά επισκευάσιμες βλάβες	Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σοβαρές βλάβες πιθανόν μη επισκευάσιμες
<b>Διαρροή</b>	Τα δομικά στοιχεία δεν έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό	Τα δομικά στοιχεία εμφανίζουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις με την προϋπόθεση τα μέλη να	Τα δομικά στοιχεία δεν διαθέτουν άλλο περιθώριο ασφαλείας και οδηγούνται σε μερική ή ολική κατάρρευση



		διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφαλείας πριν την εξάντληση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας	
<b>Αντοχή &amp; Δυσκαμψία</b>	Διατηρείται	Εναπομένουσα	Δεν διατηρείται
<b>Προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία</b>	Ο φέρων οργανισμός τα παραλαμβάνει	Ο φέρων οργανισμός τα παραλαμβάνει	Ο φέρων οργανισμός τα παραλαμβάνει
<b>Μόνιμες σχετικές μετακινήσεις</b>	Αμελητέες	Μετρίου μεγέθους	Μεγάλες
<b>Μετασεισμικοί μέτριάς έντασης</b>	Ο φέρων οργανισμός αντέχει	Ο φέρων οργανισμός αντέχει	Ο φέρων οργανισμός

#### 4.7 ΕΝΙΑΙΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ Q

Για την αποτίμηση φέροντα οργανισμού, ανάλογα βέβαια με τη στάθμη επιτελεστικότητας, λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές  $q^*$  οι οποίες βρίσκονται στον παρακάτω πίνακα, με την  $q'$  να είναι η τιμή για τη στάθμη επιτελεστικότητας B.

**Πίνακας 4.3 Τιμές του δείκτη  $q^*$  (ΚΑΝΕΠΕ, 2017)**

Στάθμη επιτελεστικότητας		
«Περιορισμένες βλάβες» (A)	«Σημαντικές βλάβες» (B)	«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)
0,6	1,0	1,4
πάντως δε $1,0 < q^* < 1,5$		

Να σημειωθεί ότι για τη στάθμη Α για τον δείκτη συμπεριφοράς κυμαίνονται από 1.0 το ελάχιστο έως 1.50 το μέγιστο.

Για να επιλεγεί λοιπόν η τιμή  $q'$  θα πρέπει να γίνει με βάση τα εξής:

1. Την επάρκεια Κανονισμών κατά το χρονικό διάστημα μελέτης και κατασκευής του δομήματος
2. Την ενδεχόμενη ύπαρξη ουσιαστικών ζημιών, ιδιαίτερα σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία
3. Την κανονικότητα κατανομής των εντός αλλά και καθ' ύψος αντοχών και τον βαθμό αποκλεισμού σχηματισμού μαλακού ορόφου
4. Το πλήθος των δομικών στοιχείων όπου πρόκειται να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις. Αυτό εξαρτάται από την υπερστατικότητα και την κανονικότητα της κατασκευής
5. Την ταξινόμηση εμφάνισης αστοχιών και τον βαθμό αποκλεισμού στα πρωτεύοντα υποστυλώματα και στους κόμβους
6. Τους τρόπους αστοχίας, όλκιμη ή ψαθυρή
7. Την τοπική πλαστιμότητα που διαθέτουν οι περιοχές στις οποίες εφαρμόζονται έλεγχοι για κάθε δομικό στοιχείο
8. Τους διαθέσιμους επικουρικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς, όπως λόγου χάριν τοιχωπληρώσεις, διαφράγματα, κλπ

## 5.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Συνολικά εξετάστηκαν 8 διαφορετικές γεωμετρίες κτιρίων και τα κτίρια αυτά διαστασιολογήθηκαν με τρεις διαφορετικούς αντισεισμικούς κανονισμούς, τον αντισεισμικό κανονισμού του 1959, τα Πρόσθετα Άρθρα του 1985 και τον Ευρωκώδικα 8. Συνολικά διαστασιολογήθηκαν 17 κτίρια. Όλα τα κτίρια διαστασιολογήθηκαν για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι και έδαφος κατηγορίας Α. Ο σεισμικός συντελεστής ε σύμφωνα με τους παλαιούς κανονισμούς λήφθηκε ίσος με 0.04. Τα υποστυλώματα είναι όλα ορθογωνικά και οι δοκοί διαστασιολογήθηκαν ως πλακοδοκοί.

Για τους παλαιούς κανονισμούς υπάρχουν συγκεκριμένες διαστάσεις διατομών. Πιο αναλυτικά, για τα γωνιακά υποστυλώματα η ελάχιστη τιμή είναι 35x35 cm στις κατώτερες στάθμες και 30x30 στις τρεις ανώτερες, ενώ για τα υπόλοιπα 25x25 cm.

Στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται αναλυτικά τα κτίρια τα οποία μελετήθηκαν και διαστασιολογήθηκαν μέσω του λογισμικού FESPA.

**Πίνακας 5.1 Διαστασιολογημένα Κτίρια**

<b>Κτίριο</b>	<b>Κανονισμός</b>	<b>Όροφοι</b>	<b>Φάτνωμα κατά x και z</b>
<b>K1</b>	1959	5	3.50 m
<b>K2</b>	1985	3	3.50 m
<b>K3</b>	1985	5	3.50 m
<b>K4</b>	1985	7	3.50 m
<b>K5</b>	1985	9	3.50 m
<b>K6</b>	1985	3	4.75 m
<b>K7</b>	1985	5	4.75 m
<b>K8</b>	1985	7	4.75 m
<b>K9</b>	1985	9	4.75 m
<b>K10</b>	EC8	3	3.50 m
<b>K11</b>	EC8	5	3.50 m
<b>K12</b>	EC8	7	3.50 m
<b>K13</b>	EC8	9	3.50 m
<b>K14</b>	EC8	3	4.75 m
<b>K15</b>	EC8	5	4.75 m
<b>K16</b>	EC8	7	4.75 m
<b>K17</b>	EC8	9	4.75 m

## 5.2 ΥΛΙΚΑ

Κατά την ανάλυση των κτιρίων για τα χαρακτηριστικά των υλικών, χρησιμοποιήθηκαν οι αντίστοιχες ποιότητες σκυροδέματος και χάλυβα.

**Για το κανονισμό του 59** χρησιμοποιήθηκαν:

- Σκυρόδεμα B160
- Διαμήκης Χάλυβας St I
- Χάλυβας Συνδετήρων St I
- Χάλυβας Πλακών St I

**Για το κανονισμό του 85** χρησιμοποιήθηκαν:

- Σκυρόδεμα B225
- Διαμήκης Χάλυβας St III
- Χάλυβας Συνδετήρων St III
- Χάλυβας Πλακών St III

**Για Ευρωκώδικα 8** χρησιμοποιήθηκαν:

- Σκυρόδεμα C25/30
- Χάλυβας B500c

Στο παρακάτω πίνακα παραθέτονται αναλυτικά οι τιμές των υλικών της αποτίμησης.

**Πίνακας 5.2 Υλικά Αποτίμησης**

<b>ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ</b>	<b>ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ</b>		<b>ΧΑΛΥΒΑΣ</b>	
	<b>Υφιστάμενα υλικά</b>	<b>Αντιστοιχία αποτίμησης</b>	<b>Υφιστάμενα υλικά</b>	<b>Αντιστοιχία αποτίμησης</b>
<b>ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 1959</b>	B160	C12/15	St I	S220
<b>ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 1984-1985</b>	B225	C16/20	St III	S400
<b>ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8</b>	C25/30	C25/30	B500c	B500c

### 5.3 ΦΟΡΤΙΑ

Τα επιβαλλόμενα φορτία των κατασκευών δίνονται παρακάτω:

Όσον αφορά τις πλάκες τα μόνιμα φορτία που δίνονται είναι  $2.50 \text{ KN/m}^2$  (στα οποία συμπεριλαμβάνονται φορτίο επικάλυψης και φορτία τοιχοπληρώσεων) και τα κινητά  $2.00 \text{ KN/m}^2$ . Αυτό ισχύει σε όλους τους ορόφους εκτός του δώματος όπου τα μόνιμα φορτία είναι  $1.50 \text{ KN/m}^2$ .

Για τις δοκούς, λαμβάνεται υπόψη μπατική τοιχοποιία μόνο στις περιμετρικές. Το φορτίο της μπατικής τοιχοποιίας είναι  $3.60 \text{ KN/m}^2$  και για ύψος τοιχοποιίας  $2.50 \text{ m}$  το γραμμικό φορτίο στην δοκό προκύπτει ίσο με  $9.00 \text{ KN/m}$ . Αντίστοιχα για το δώμα το γραμμικό φορτίο στις περιμετρικές δοκούς είναι  $2.00 \text{ KN/m}$ . Οι μεσαίες δοκοί δεν παραλαμβάνουν φορτία τοιχοποιίας.

### 5.4 ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ

Στην εργασία αυτή σχεδιάζονται κτίρια με διάφορους κανονισμούς για τα οποία ύστερα γίνονται ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Αυτό υλοποιείται μέσω του λογισμικού FESPA. Αρχικά σχεδιάζονται κτίρια βάσει των παλαιών αντισεισμικών κανονισμών του 1959 και 1985 αλλά και βάσει του Ευρωκώδικα 8, ενώ έπειτα η αποτίμησή τους γίνεται βάσει του ΚΑΝΕΠΕ (2017).

---

#### 5.4.1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ

Σχεδιάστηκαν τριώροφα, πενταώροφα, επταώροφα και εννιάώροφα κτίρια με ανοίγματα  $3.50$  και  $4.75$  βασισμένα στις προδιαγραφές που θέτει ο εκάστοτε κανονισμός. Για αναλυτικότερη περιγραφή των κανονισμών μπορείτε να ανατρέξετε στο κεφάλαιο 3 αυτής της εργασίας.

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής:

- Αρχικά, πηγαίνουμε στην καρτέλα ΚΤΙΡΙΟ έτσι ώστε να γίνουν οι απαραίτητες αλλαγές ανάλογα με το τι απαιτεί ο κάθε κανονισμός.
- Έπειτα, σχεδιάζουμε με τη βοήθεια του KANNABOY το δόμημα που θέλουμε να δημιουργήσουμε.
- Ύστερα στην καρτέλα ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ορίζουμε τις διαστάσεις και την επικάλυψη του υποστυλώματος, καθώς και διάφορες παραδοχές που πρέπει να ληφθούν υπόψη.
- Ομοίως, και την καρτέλα ΔΟΚΟΣ.
- Επόμενο βήμα είναι ο ορισμός των πλακών καθώς και των φορτίων τους.
- Μετά, την καρτέλα ΠΑΡΑΓΩΓΗ ορίζουμε τους ορόφους που θέλουμε να έχουμε από την εντολή της παραγωγής ορόφων.
- Τέλος στην καρτέλα ΕΠΙΛΥΣΗ δίνουμε τη απαιτούμενη εντολή έτσι ώστε να διαστασιολογηθεί η κατασκευή.

Παρακάτω βρίσκεται η σειρά ακολουθίας, οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν και όχι μόνο.

## Για τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959:

### Κτίριο

Στη συγκεκριμένη καρτέλα γίνονται οι απαραίτητες αλλαγές που αφορούν τον κανονισμό σκυροδέματος, τον αντισεισμικό κανονισμό, τον συντελεστή σεισμικότητας  $\epsilon$ , τις ποιότητες σκυροδέματος και χάλυβα, τις διαμέτρους για υποστυλώματα και δοκούς, τους ελέγχους που υφίστανται, καθώς και τιμές αποστάσεων που συσχετίζονται με τον οπλισμό.

Ορίζεται ως κανονισμός σκυροδέματος το Βασιλικό Διάταγμα του 1954 και ως αντισεισμικός κανονισμός αυτός του 1959. Ο σεισμικός συντελεστής ισούται με 0.040. Η επιλεχθείσα ποιότητα σκυροδέματος είναι B160, ενώ να σημειωθεί ότι δεν πραγματοποιούνται ο έλεγχος ρηγματώσης και ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου. Όσον αφορά τους χάλυβες, επιλέγεται ο St I για όλα τα μέλη και ισχύει ότι οι διάμετροι κυρίου οπλισμού των υποστυλωμάτων κυμαίνεται από 14 mm έως και 20 mm, ενώ για τις διαμέτρους κυρίου οπλισμού των δοκών το εύρος τιμών είναι από 8 mm έως και 20 mm. Λόγω του ότι ο κανονισμός του 1959 δεν θέτει μέγιστες αποστάσεις συνδετήρων, ορίζεται αυθαίρετα μία μεγάλη τιμή, συγκεκριμένα στην παρούσα εργασία 0.600, έτσι ώστε να καλύπτονται οι ανάγκες του κανονισμού. Τέλος, να αναφερθεί ότι δεν εφαρμόζονται κανόνες αγκύρωσης, η κάλυψη διατμητικών δυνάμεων δοκών γίνεται πάντα για κάμψη μισών +1, ενώ παράλληλα οι μέγιστες αποστάσεις συνδετήρων λαμβάνουν την τιμή 0.400.

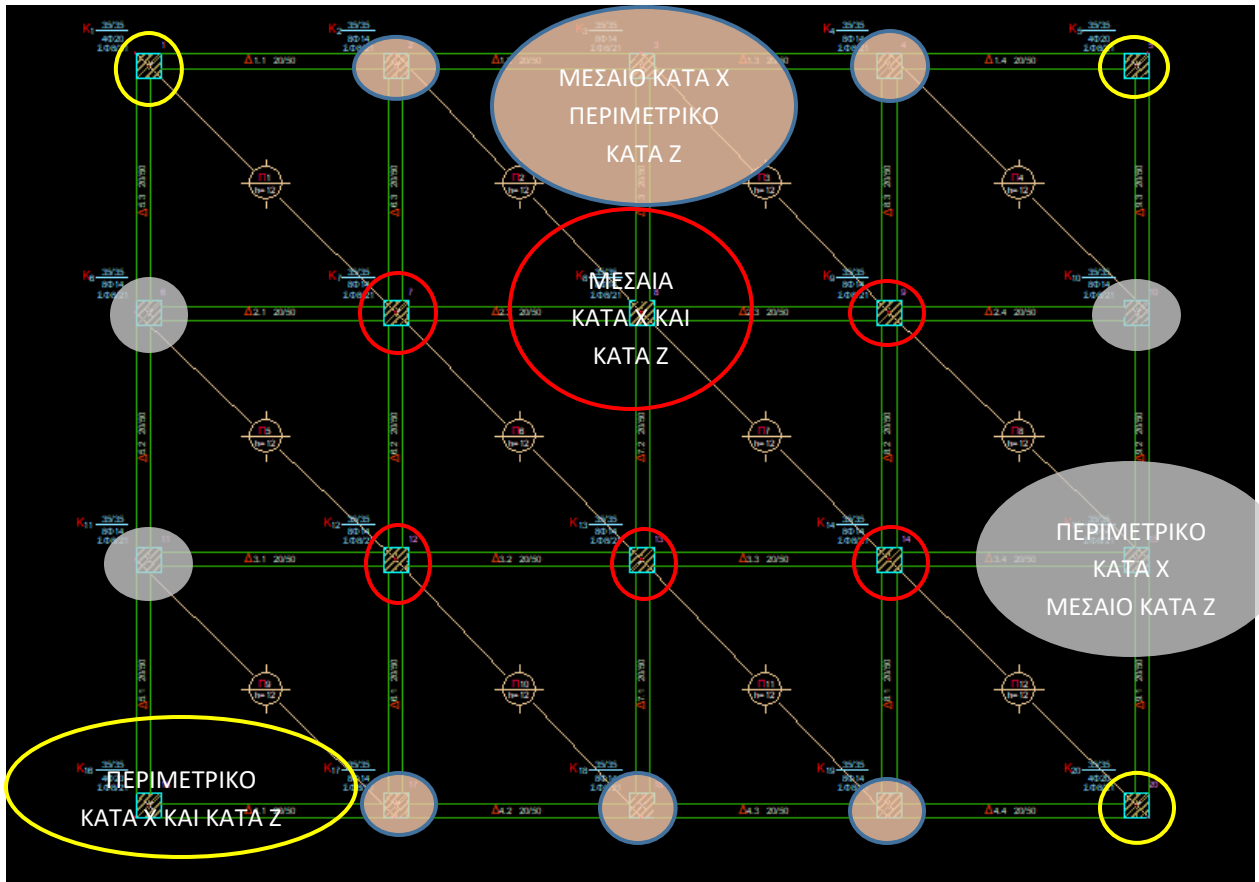
### Υποσύλωμα

Στην καρτέλα υποσύλωμα ορίζονται οι διαστάσεις και ο τύπος της διατομής, η επικάλυψη των οπλισμών, οι κανόνες και έλεγχοι που εφαρμόζονται, αλλά και οι αποστάσεις όπλισης.

Να σημειωθεί ότι μετά από τον ορισμό των διαστάσεων της διατομής είναι πολύ σημαντικό να ορισθούν τα υποστυλώματα ως προς τη θέση τους στην κάτοψη. Οι επιλογές είναι οι εξής:

- Περιμετρικό κατά  $x$ , περιμετρικό κατά  $z$
- Περιμετρικό κατά  $x$ , μεσαίο κατά  $z$
- Μεσαίο κατά  $x$ , περιμετρικό κατά  $z$
- Μεσαίο κατά  $x$ , μεσαίο κατά  $z$

Στο παρακάτω σχήμα παραθέτονται οι θέσεις των υποστυλωμάτων βάσει κάτοψης.



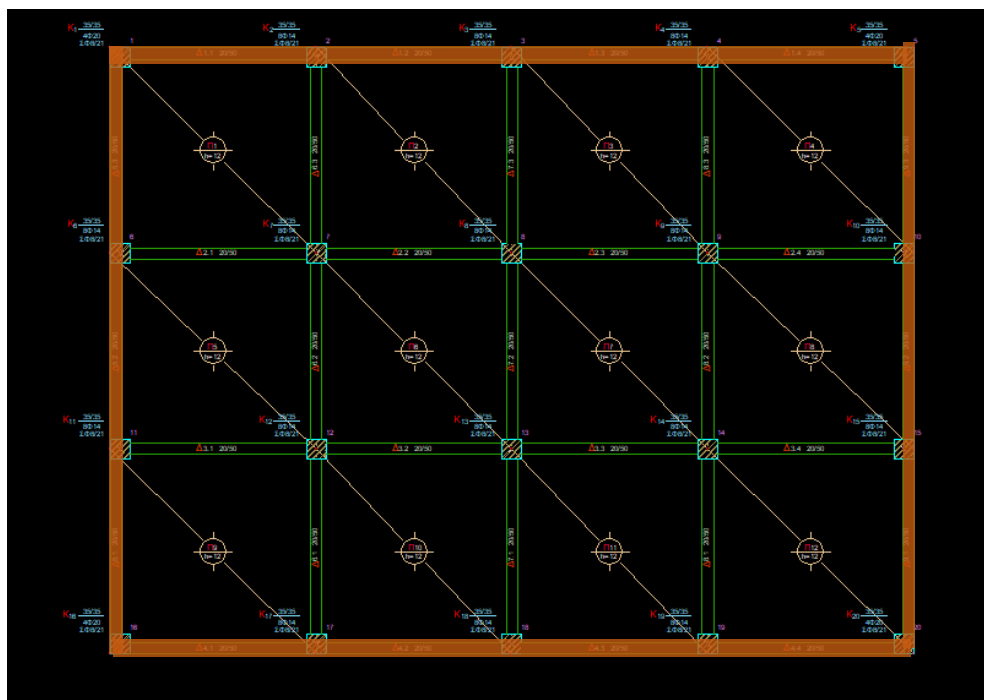
**Σχήμα 5.1 Ορισμός θέσεων υποστυλωμάτων επί της κάτοψης ανάλογα με τη διεύθυνσή τους**

Αφού διαλεχθεί η επιθυμητή διατομή και οριστεί η θέση της επί της κάτοψης, η επικάλυψη που τοποθετείται είναι αυτή των 0.020 m σε όλα τα υποστυλώματα. Επίσης, δεν εφαρμόζεται ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου και διάτμησης, δεν εφαρμόζονται κανόνες περίσφιγξης και παράλληλα δεν είναι θεμιτές οι αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

#### Δοκός

Όπως και τα υποστυλώματα, έτσι και στις δοκούς οι διαφοροποιήσεις αφορούν τη θέση της δοκού επί της κατόψεως, αλλά και την φόρτίσή τους.

Περιμετρικές είναι οι δοκοί οι οποίες αποτελούν την εξωτερική περιβάλλουσα πλευρά (πορτοκαλί χρώματος στο παρακάτω σχήμα), ενώ όλες οι υπόλοιπες καλούνται μεσαίες. Για τις πρώτες, γίνεται τοποθέτηση αντισεισμικών οπλισμών Π.



**Σχήμα 5.2 Ορισμός δοκών επί της κάτοψης ανάλογα με τη διεύθυνσή τους**

Όπως στα υποστυλώματα, έτσι και στις δοκούς αφού επιλεγθούν οι διατομές, τοποθετείται επικάλυψη ίση με 0.020 m. Να υπενθυμιστεί ότι μόνο οι περιμετρικές δοκοί φορτίζονται, ενώ παράλληλα επιβάλλεται να οριστεί η θέση των δοκών, δηλαδή θα πρέπει για κάθε δοκό να είναι γνωστό το αν είναι περιμετρική ή μεσαία επί της κάτοψης. Επιπλέον, δεν πραγματοποιείται έλεγχος ρηγματώσης και δεν απαιτείται αυξημένη πλαστιμότητα. Τέλος, η μέγιστη απόσταση συνδετήρων είναι 0.400 m.

### Πλάκα

Όσο για τις πλάκες ορίζεται το πάχος της αλλά και τα φορτία που θα της επιβληθούν, μόνιμα και κινητά.

### **Για τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985:**

#### Κτίριο

Παρόμοια με τον κανονισμό του 1959, έτσι και στον κανονισμό του 1985 τα κτίρια υφίστανται ορισμένες αλλαγές. Μόνο που στον συγκεκριμένο κανονισμό γίνονται επιπρόσθετοι έλεγχοι οι οποίοι δεν υπάρχουν σε αυτόν του 1959. Επιπλέον, αλλάζουν οι αποστάσεις συνδετήρων των οπλισμών βάσει της ζώνης στην οποία βρίσκεται το κτίριο. Κατά τα άλλα η διαδικασία παραμένει η ίδια.



Αρχικά ο κανονισμός σκυροδέματος που εφαρμόζεται είναι το Βασιλικό Διάταγμα του 1954 και ο αντισεισμικός κανονισμός είναι αυτός του 1985. Ο σεισμικός συντελεστής παραμένει ο ίδιος με προηγουμένως και είναι 0.040. Η ποιότητα σκυροδέματος που επιλέγεται είναι η B225, καθώς επίσης να αναφερθεί ότι πραγματοποιείται ικανοτικός έλεγχος κόμβου, αλλά δεν πραγματοποιείται έλεγχος ρηγματώσης. Η ποιότητα χάλυβα που χρησιμοποιείται είναι η St III για όλα τα μέλη της κατασκευής. Ταυτόχρονα, οι διάμετροι κυρίου σπλισμού είναι 14 mm έως και 20 mm για το υποστύλωμα και 8 mm έως και 20 mm για τη δοκό. Ιδιαίτερη σημασία χρήζουν οι μέγιστες αποστάσεις των συνδετήρων, οι οποίες διαφέρουν για κάθε ζώνη (Ζώνη I: 15 cm, Ζώνη II: 12.5 cm, ζώνη III: 10 cm), ενώ παράλληλα η μέγιστη απόσταση μεταξύ των ράβδων κάθε παρειάς είναι 0.200 m. Τέλος, να αναφερθεί ότι γίνεται εφαρμογή κανόνων αγκύρωσης και η κάλυψη διατμητικών δυνάμεων δοκών είναι πάντοτε κάμψη μισών +1.

### Υποστύλωμα

Ο ορισμός των υποστυλωμάτων κατά κάτοψη, όπως είδαμε στον κανονισμό του 1959, επιβάλλεται και σε αυτόν του 1985. Κατά τ'άλλα, όπως και στον κανονισμό του 1959, αφού επιλεγθούν οι απαραίτητες διατομές για τα υποστυλώματα, τοποθετείται επικάλυψη σπλισμών 0.020 m. Επιπλέον, ειδοποιός διαφορά αποτελεί η εφαρμογή ικανοτικού ελέγχου διάτμησης. Να αναφερθεί όμως ότι δεν γίνεται εφαρμογή κανόνων περίσφιγξης και ότι δεν υπάρχουν αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

### Δοκός

Ορίζονται οι δοκοί ως περιμετρικές ή μεσαίες βασιζόμενοι στην σχεδιασμένη κάτοψη, όπως συμβαίνει και στον κανονισμό του 1959. Επίσης ισχύει η τοποθέτηση αντισεισμικών σιδέρων Π και για τον κανονισμό του 1985 στις περιμετρικές δοκούς. Η επικάλυψη που τοποθετείται στους συνδετήρες είναι 0.020 m. Όπως και στον κανονισμό του 1959, οι μεσαίες δοκοί δεν φορτίζονται, αλλά μόνο οι περιμετρικές. Δεν εφαρμόζεται έλεγχος ρηγματώσης όπως και δεν απαιτείται αυξημένη πλαστιμότητα.

### Πλάκα

Ομοίως με κανονισμό 1959.

Παρακάτω παρουσιάζεται ένας πίνακας σύγκρισης των δύο κανονισμών, 1959 και 1985, όσον αφορά το λογισμικό FESPA.

Πίνακας 5.3 Πίνακας Σύγκρισης Κανονισμών Βασισμένος Στο FESPA

		Κανονισμός 1959	Κανονισμός 1985
ΚΤΙΡΙΟ	Κανονισμός σκυροδέματος	Β.Δ. 1954	Β.Δ. 1954
	Αντισεισμικός κανονισμός	1959	1985
	Σεισμικός συντελεστής ε	0.040	0.040
	Ποιότητα σκυροδέματος	B160	B225
	Έλεγχος ρηγμάτωσης	ΟΧΙ	ΟΧΙ
	Ικανοτικός έλεγχος κόμβων	ΟΧΙ	ΝΑΙ
	Ποιότητα χάλυβα (διαμήκων μελών, συνδετήρων, πλακών)	St I	St III
	Διάμετροι κύριου οπλισμού υποστυλωμάτων	14 mm – 20 mm	14 mm – 20 mm
	Διάμετροι κύριου οπλισμού δοκών	8 mm – 20 mm	8 mm – 20 mm
	Μέγιστη απόσταση εγκάρσια συγκρατούμενων ράβδων	0.600	0.200
	Απόσταση συνδετήρων υπ/των & άκρων τοιχωμάτων	0.400	0.150 (για ζώνη I)
	Μέγιστη απόσταση συνδετήρων δοκών	0.400	0.150 (για ζώνη I)
	Εφαρμογή κανόνων αγκύρωσης	ΟΧΙ	ΝΑΙ
	Κάλυψη διατμητικών δυνάμεων δοκών	Πάντοτε κάμψη μισών +1	Πάντοτε κάμψη μισών +1
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	Επικάλυψη οπλισμών	0.020 m	0.020 m
	Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας	ΟΧΙ	ΟΧΙ
	Ικανοτικός έλεγχος διάτμησης	ΟΧΙ	ΝΑΙ
	Εφαρμογή κανόνων περίσφιγξης	ΟΧΙ	ΟΧΙ
	Μέγιστη απόσταση εγκάρσια συγκρατούμενων ράβδων	0.600 m	0.200 m
	Απόσταση συνδετήρων	0.400 m	0.150 m (για ζώνη I)

	υπ/των & άκρων τοιχωμάτων		
<b>ΔΟΚΟΣ</b>	<b>Επικάλυψη συνδετήρων</b>	0.020 m	0.020 m
	<b>Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας</b>	ΟΧΙ	ΟΧΙ
	<b>Έλεγχος ρηγμάτωσης</b>	ΟΧΙ	οχι
	<b>Μέγιστη απόσταση συνδετήρων</b>	0.400 m	0.150 m (για ζώνη Ι)
	<b>Αντισεισμικά σίδερα Π</b>	Μόνο στις περιμετρικές δοκούς	Μόνο στις περιμετρικές δοκούς

#### Για τον Ευρωκώδικα 8:

Για τον αντισεισμικό κανονισμό του Ευρωκώδικα (EN1998-1, 2004) χρησιμοποιήθηκαν από το FESPA οι default τιμές του προγράμματος, οπότε παρακάτω παραθέτονται οι αλλαγές που έγιναν.

Αναλυτικότερα, οι κανονισμοί που χρησιμοποιούνται είναι για το σκυρόδεμα ο EC 2, για τον χάλυβα ο EC 3 και για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ο EC 8. Ο τύπος του στατικού συστήματος που χρησιμοποιείται κατά τις διευθύνσεις x και z είναι το πλαισιωτό ή ισοδύναμο διπλό πολυώροφο για πολλά ανοίγματα. Τα κτίρια είναι κανονικά ως προς την κάτοψή του αλλά και καθ' ύψος. Η ποιότητα σκυροδέματος που χρησιμοποιείται είναι η C25/30. Να αναφερθεί ότι για κτίρια τα οποία είναι άνω των 3 ορόφων η τιμή του ελάχιστου μήκους τοιχώματος είναι 2.00 m βάσει του εθνικού προσαρτήματος. Τέλος, η ποιότητα του χάλυβα που επιλέγεται είναι η B500c με χαρακτηριστική αντοχή 500 MPa.

#### 5.4.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Όσον αφορά την αποτίμηση των κτιρίων που σχεδιάστηκαν, πραγματοποιούνται ανελαστικές στατικές αναλύσεις (pushover) με τη χρήση του λογισμικού FESPA για δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική, ως προς τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου. Επίσης, να υπογραμμιστεί ότι για τα οριζόντια και τα κατακόρυφα μέλη των κτιρίων χρησιμοποιούνται στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας στα άκρα τους.

Για τις μέσες τιμές του σκυροδέματος και του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκαν για την αποτίμηση των κτιρίων με Ευρωκώδικα 8, επιλέχθηκαν οι **ερήμην τιμές αντοχής υλικών** από τον Κανονισμό Επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ), κεφάλαιο 3, παράρτημα 3.1.

Πίνακας 5.4 «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση τιμή $f_{cm}$ (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση $f_{ck}$ (MPa)
... < 1954	10	6
1954 < ... < 1985	12	8
1985 < ... < 1995	16	12
1995 < ...	20	16

Πίνακας 5.5 «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Διαρροής Χάλυβα Οπλισμού

Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Ονομαστική» Μέση τιμή $f_{ym}$ (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση $f_{yk}$ (MPa)
S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής:

- Αρχικά, πηγαίνουμε στην καρτέλα ΚΤΙΡΙΟ έτσι ώστε να γίνουν οι απαραίτητες αλλαγές που αφορούν κανονισμούς, υλικά, στάθμες επιτελεστικότητας κι ό,τι άλλο απαιτείται.
- Κι έπειτα, στην καρτέλα ΕΠΙΛΥΣΗ δίνουμε τη απαιτούμενη εντολή έτσι ώστε να γίνει η ανάλυση pushover της κατασκευής αλλά και του διαγράμματος P – k.

Συγκεκριμένα, στον παρακάτω πίνακα εμφανίζονται όλες οι απαραίτητες αλλαγές που αφορούν το λογισμικό σε σχέση με την αποτίμηση.

Πίνακας 5.6 Διαδικασία αποτίμησης μέσω FESPA

ΚΤΙΡΙΟ	Γενική περιγραφή εργασίας	Προσθήκες – Ενισχύσεις - Αποτίμηση
	Στόχος μελέτης	Αποτίμηση Φ.Ι.
	Κανονισμός σκυροδέματος	EC2
	Κανονισμός διαστασιολόγησης μεταλλικών στοιχείων	EC3
	Αντισεισμικός κανονισμός	EC8

<b>Εθνικό προσάρτημα</b>	GR - Ελλάδα
<b>Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού</b>	ΟΧΙ
<b>Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση x]</b>	Πλαισιωτό ή ισοδύναμο διπλό, πολυώροφο (πολλά ανοίγματα)
<b>Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση y]</b>	Πλαισιωτό ή ισοδύναμο διπλό, πολυώροφο (πολλά ανοίγματα)
<b>Κανονικότητα σε κάτοψη</b>	ΝΑΙ
<b>Χαρακτηρισμός μελών</b>	Υφιστάμενα
<b>Οπλισμοί μελών</b>	Μόνο υφιστάμενα
<b>Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) σκυροδέματος</b>	KL2 – Κανονική (Ικανοποιητική)
<b>Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) χάλυβα οπλισμού</b>	KL2 – Κανονική (Ικανοποιητική)
<b>Τυχηματική εκκεντρότητα</b>	ΟΧΙ
<b>Α' κατανομή φόρτισης</b>	Ομοιόμορφη
<b>Β' κατανομή φόρτισης</b>	Ιδιομορφική
<b>Πιθανότητα υπέρβασης PLR (%)</b>	9.99
<b>Στάθμη επιτελεστικότητας DL</b>	1 <sup>η</sup> διαρροή δοκού ή υποστυλώματος*
<b>DL – Πιθανότητα υπέρβασης P_DLR (%)</b>	50.00
<b>Στάθμη επιτελεστικότητας SD</b>	1 <sup>η</sup> υπέρβαση ορίου σε υποστύλωμα ή κύρια δοκό*
<b>SD - Πιθανότητα υπέρβασης P_SDR (%)</b>	10.00
<b>Στάθμη επιτελεστικότητας NC</b>	1 <sup>η</sup> αστοχία υποστυλώματος ή κύριας δοκού*
<b>NC - Πιθανότητα υπέρβασης P_NCR (%)</b>	2.00

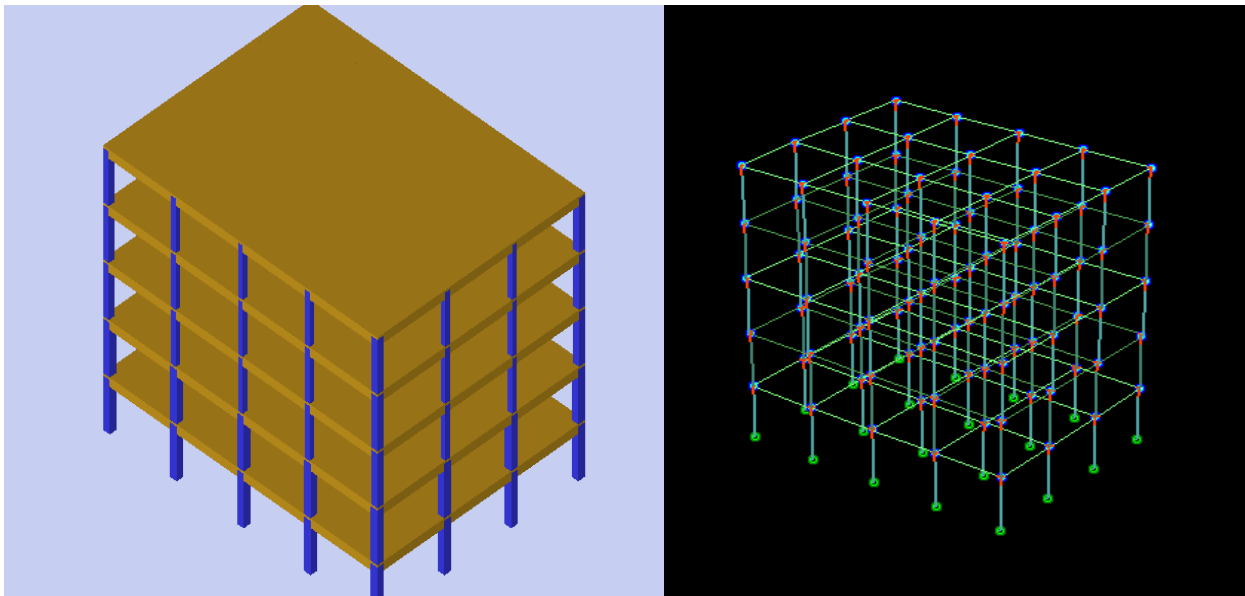
Τέλος, όσον αφορά τις χαρακτηριστικές τιμές των υλικών γίνεται η χρήση των Πινάκων 5.3 και 5.4 που αφορούν το σκυρόδεμα και τον χάλυβα αντίστοιχα.

Σε αυτό το κεφάλαιο θα περιγραφούν διάφορα από τα κτίρια τα οποία σχεδιάστηκαν, διαστασιολογήθηκαν και επιβλήθηκαν σε ανελαστική ανάλυση pushover αναλυτικά.

Όπως έχει προαναφερθεί σε προηγούμενα κεφάλαια, χρησιμοποιήθηκαν τρεις διαφορετικοί αντισεισμικοί κανονισμοί, όπως και παρατηρείται ποικιλομορφία στους ορόφους και τα ανοίγματα. Για τον λόγο αυτό, από τα 17 κτίρια στα οποία έγινε η ανάλυση επιλέγονται τα παρακάτω 3 κτίρια, ώστε να περιγραφούν αναλυτικά.

### 6.1 ΚΤΙΡΙΟ 3.50 Μ – 5 ΟΡΟΦΩΝ – ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 1959

Το πρώτο προς περιγραφή κτίριο έχει σχεδιαστεί με το Βασιλικό Διάταγμα του 1954 για το σκυρόδεμα και με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Αποτελείται από 5 ορόφους, ισόγειο συν άλλοι 4. Το μήκος των ανοιγμάτων και στις δυο διευθύνσεις είναι 3.50 m. Στο Σχήμα 6.1 παρουσιάζεται το κτίριο και το μαθηματικό μοντέλο.



**Σχήμα 6.1 Κτίριο και μαθηματικό μοντέλο για κτίριο σχεδιασμένο με τον κανονισμό του 1959, άνοιγμα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις και αριθμό ορόφων 5**

Ο κάθε όροφος αποτελείται από 20 υποστυλώματα με ύψος ορόφου 3.00 m,  $K_1$  έως  $K_{20}$ , και από 35 δοκούς,  $\Delta_{1,1}$  έως και  $\Delta_{9,3}$ . Η φορά αρίθμησης των υποστυλωμάτων ξεκινά από το άνω αριστερό άκρο και καταλήγει στο κατώτερο δεξί. Ενώ παράλληλα, η αρίθμηση των δοκών ξεκινά από την υψηλότερη οριζόντια, με φορά από αριστερά προς τα δεξιά και έπειτα προς τις κάθετες, οι οποίες έχουν ως αφετηρία την αριστερότερη δοκό, με φορά από κάτω προς τα πάνω.

Οι διατομές των υποστυλωμάτων για το συγκεκριμένο κτίριο είναι οι εξής:

- **Όροφος 0:**  $K_1$  έως και  $K_{20} \rightarrow 35 \times 35$  (cm x cm)
- **Όροφος 1:**  $K_1$  έως και  $K_{20} \rightarrow 35 \times 35$  (cm x cm)
- **Όροφος 2:** Γωνιακά υποστυλώματα  $K_1, K_5, K_{16}$  και  $K_{20} \rightarrow 30 \times 30$  (cm x cm), όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα  $\rightarrow 25 \times 25$  (cm x cm)
- **Όροφος 3:** Γωνιακά υποστυλώματα  $K_1, K_5, K_{16}$  και  $K_{20} \rightarrow 30 \times 30$  (cm x cm), όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα  $\rightarrow 25 \times 25$  (cm x cm)
- **Όροφος 4:** Γωνιακά υποστυλώματα  $K_1, K_5, K_{16}$  και  $K_{20} \rightarrow 30 \times 30$  (cm x cm), όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα  $\rightarrow 25 \times 25$  (cm x cm)

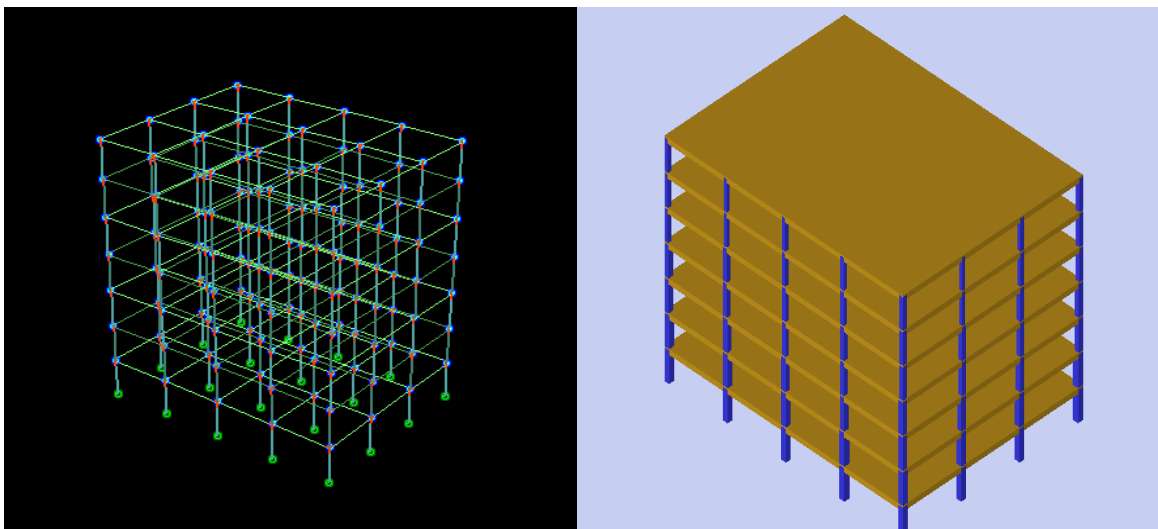
Η επικάλυψη των υποστυλωμάτων είναι  $c_{nom}$  0.02 m.

Όλες οι δοκοί της κατασκευής έχουν πλάτος κορμού  $b_w$  0.20 m, ύψος  $h$  0.50 m και επικάλυψη  $c_{nom}$  0.02 m. Να σημειωθεί ότι όλες οι περιμετρικές δοκοί φορτίζονται με ένα φορτίο τοιχοποιίας 9 kN/m, πλην εκείνες του δώματος οι οποίες φορτίζονται με 2 kN/m.

Οι πλάκες όλων των ορόφων έχουν πάχος  $h$  0.12 m και κινητό φορτίο  $Q$  2.0 kN/m. Όσον αφορά το μόνιμο φορτίο για τους ορόφους 0, 1, 2 και 3 ισούται με 2.50 kN/m, ενώ για τον όροφο 4 είναι 1.50 kN/m.

## 6.2 ΚΤΙΡΙΟ 4.75 Μ – 7 ΟΡΟΦΩΝ – ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 1985

Το δεύτερο κτίριο συνεχίζει να εφαρμόζει το Βασιλικό Διάταγμα του 1954, ενώ σε αντίθεση με το πρώτο χρησιμοποιεί τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Απαρτίζεται από 7 ορόφους, ισόγειο, πρώτος, δεύτερος, τρίτος, τέταρτος, πέμπτος κι έκτος και τα ανοίγματα κατά x και z ισούνται με 4.75 m.



**Σχήμα 6.2** Κτίριο και μαθηματικό μοντέλο για κτίριο σχεδιασμένο με τον κανονισμό του 1985, ανοίγματα 4.75 m κατά τις δύο διευθύνσεις και αριθμό ορόφων 7

Αυτά τα οποία ισχύουν για τη διάταξη και την αρίθμηση δοκών και υποστυλωμάτων για το πρώτο περιγραφόμενο κτίριο, ισχύουν και για το συγκεκριμένο. Οι διαφορές βρίσκονται κυρίως στις διατομές των υποστυλωμάτων, καθώς τα φορτία των πλακών και των δοκών, αλλά και οι επικαλύψεις των δοκών και των υποστυλωμάτων και τα ύψη των ορόφων παραμένουν σταθερά.

Οι διατομές των υποστυλωμάτων της παρούσας κατασκευής είναι οι εξής:

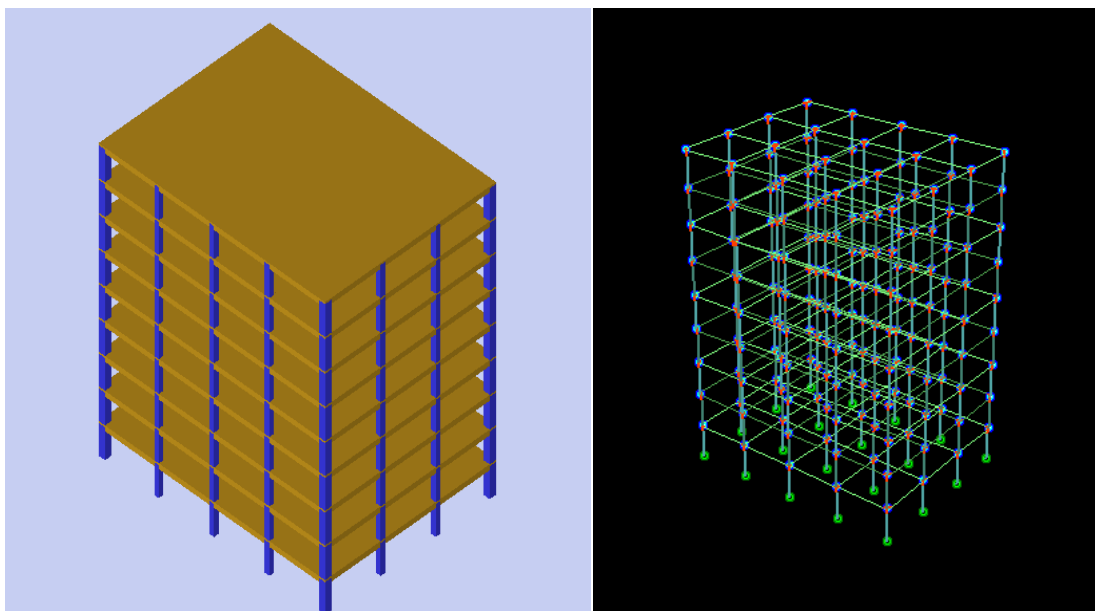
- **Όροφος 0:**  $K_1$  έως και  $K_{20} \rightarrow 40 \times 40$  (cm x cm)
- **Όροφος 1:**  $K_1$  έως και  $K_{20} \rightarrow 40 \times 40$  (cm x cm)
- **Όροφος 2:**  $K_1$  έως και  $K_{20} \rightarrow 35 \times 35$  (cm x cm)
- **Όροφος 3:** Γωνιακά υποστυλώματα  $K_1, K_5, K_{16}, K_{20}$  και για τα μεσαία υποστυλώματα  $K_7, K_8, K_9, K_{12}, K_{13}, K_{14} \rightarrow 35 \times 35$  (cm x cm), όλα τα υπόλοιπα  $\rightarrow 30 \times 30$  (cm x cm)
- **Όροφος 4:**  $K_1$  έως και  $K_{20} \rightarrow 30 \times 30$  (cm x cm)
- **Όροφος 5:** Γωνιακά υποστυλώματα  $K_1, K_5, K_{16}, K_{20}$  και για τα μεσαία υποστυλώματα  $K_7, K_9, K_{12}, K_{14} \rightarrow 30 \times 30$  (cm x cm), όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα  $\rightarrow 25 \times 25$  (cm x cm)
- **Όροφος 6:** Γωνιακά υποστυλώματα  $K_1, K_5, K_{16}$  και  $K_{20} \rightarrow 30 \times 30$  (cm x cm), όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα  $\rightarrow 25 \times 25$  (cm x cm)

Οι δοκοί, έχουν παρόμοιες διατομές με το πρώτο κτίριο, δηλαδή η κατασκευή αποτελείται από δοκούς που έχουν πλάτος κορμού  $b_w$  0.20 m, ύψος  $h$  0.50 m και επικάλυψη  $c_{nom}$  0.02 m. Όπως και το πάχος των πλακών είναι  $h$  0.12 m.



### 6.3 ΚΤΙΡΙΟ 4.75 Μ – 9 ΟΡΟΦΩΝ – ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8

Το τρίτο κτίριο, και τελευταίο για το κεφάλαιο αυτό, έχει σχεδιαστεί με τους Ευρωκώδικες (EC). Για το σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε ο EC 2, για τον χάλυβα ο EC 3 και για τον Αντισεισμικό Κανονισμό ο EC 8. Όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα, η κατασκευή είναι 9 ορόφων, από το ισόγειο έως και τον όροφο 8, και τα ανοίγματα κατά τις διευθύνσεις x και z είναι 4.75 m.



**Σχήμα 6.3 Κτίριο και μαθηματικό μοντέλο για κτίριο σχεδιασμένο με τον κανονισμό του EC8, άνοιγμα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις και αριθμό ορόφων 9**

Ό,τι ίσχυε περί διάταξης υποστυλωμάτων και δοκών αλλά και την αρίθμησή τους, στα παραπάνω δομήματα, ισχύει και για το συγκεκριμένο.

Όσο για τις διατομές των υποστυλωμάτων παρατηρείται ότι παραμένουν σταθερές για όλους τους ορόφους και είναι:

- Γωνιακά υποστυλώματα  $K_1, K_5, K_{16}, K_{20}$  και μεσαία υποστυλώματα  $K_7, K_8, K_9, K_{12}, K_{13}, K_{14} \rightarrow 55 \times 55$  (cm x cm), όλα τα υπόλοιπα  $\rightarrow 40 \times 40$  (cm x cm) με επικάλυψη 0.035 m.

Όλες οι δοκοί έχουν πλάτος κορμού  $b_w$  0.25 m, ύψος  $h$  0.50 m και επικάλυψη  $c_{nom}$  0.035 m, ενώ οι πλάκες έχουν πάχος  $h$  0.16 m. Οι φορτίσεις δοκών, λόγω τοιχοποιίας στις περιμετρικές δοκούς, και πλακών, εξαιτίας του μόνιμου και του κινητού φορτίου, παραμένουν οι ίδιες για όλα τα κτίρια.

7.1 ΓΕΝΙΚΑ

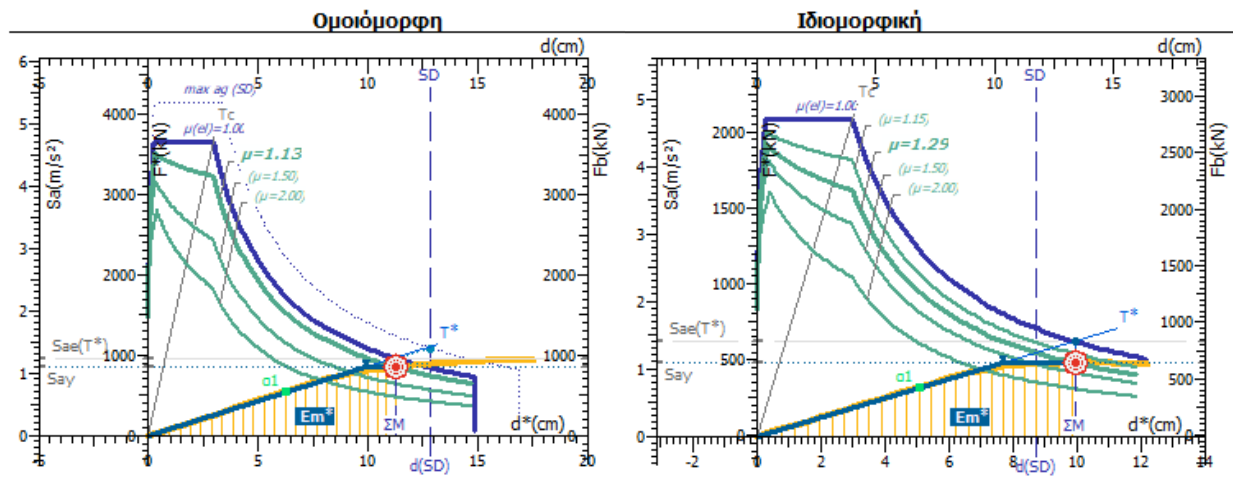
Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ανελαστικών στατικών αναλύσεων των κτιρίων. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό FESPA. Παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για κάθε κτίριο, για δύο κατανομές πλευρικών φορτίων και η απαίτηση για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD). Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και σχολιάζεται η στοχευόμενη μετακίνηση, η απαιτούμενη πλαστιμότητα, η μέγιστη επιτάχυνση, η ιδιοπερίοδος και η αντοχή της εκάστοτε κατασκευής. Επιπλέον, παραθέτονται εικόνες του παραμορφωμένου κτιρίου, που υποδεικνύουν τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων. Τέλος, γίνονται συγκρίσεις βάσει διάφορων παραμέτρων.

7.2 Καμπύλες επιτελεστικότητας SD

**Κτίριο 1**

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Αποτελείται από ανοίγματα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι πεντάωροφο (5οροφο).

Στο Σχήμα 7.1 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



Σχήμα 7.1 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.

**Πίνακας 7.1 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

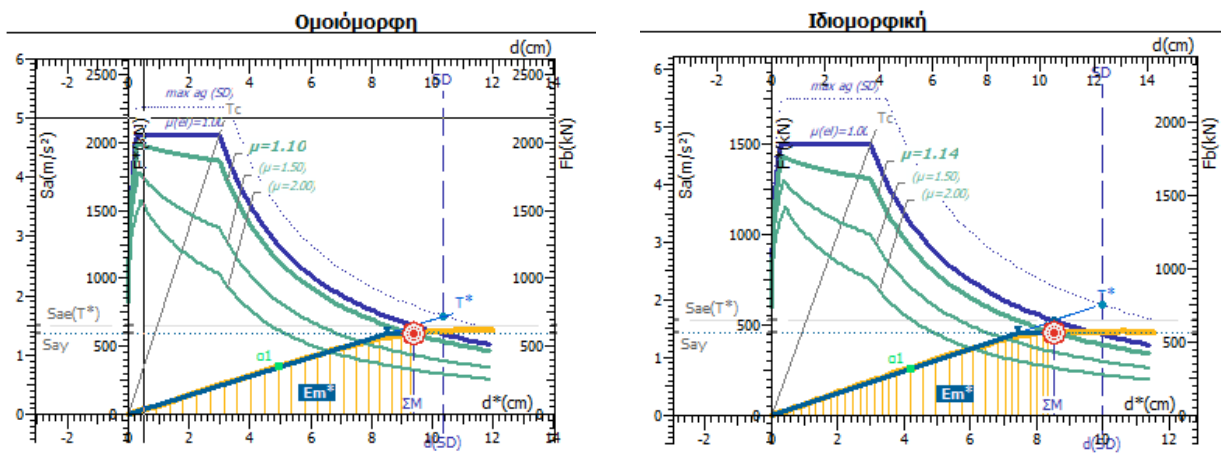
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	1.89 sec	1.67 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.13	1.29
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	11.26 cm	13.36 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.181 g \geq 0.160 g$	$0.140 g \leq 0.160 g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΝΑΙ

Στον Πίνακα 7.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο επαρκεί αν η κατανομή είναι ομοιόμορφη ενώ αντίθετα παρουσιάζει αστοχία στην περίπτωση της ιδιομορφικής κατανομής, καθώς η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

## Κτίριο 2

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Αποτελείται από ανοίγματα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι τριώροφο (3οροφο).

Στο Σχήμα 7.2 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.2 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.2 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

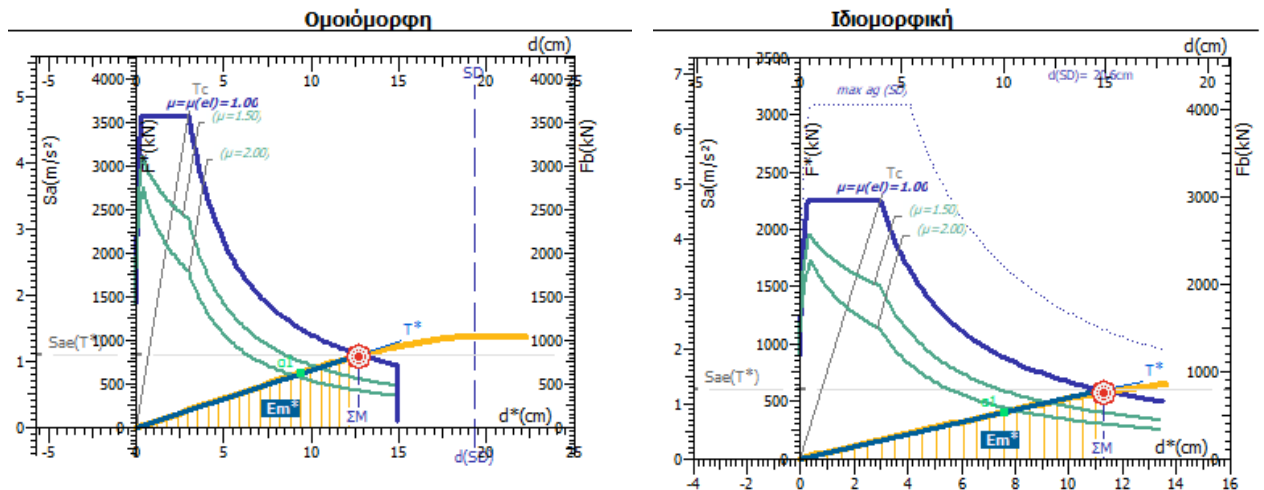
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ομοιόμορφη
Ιδιοπερίοδος T	1.57 sec	1.43 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.10	1.14
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	9.33 cm	10.50 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.176g \geq 0.160g$	$0.187g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.2 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 3

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Αποτελείται από ανοίγματα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι πενταώροφο (5οροφο).

Στο Σχήμα 7.3 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.3 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.3 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

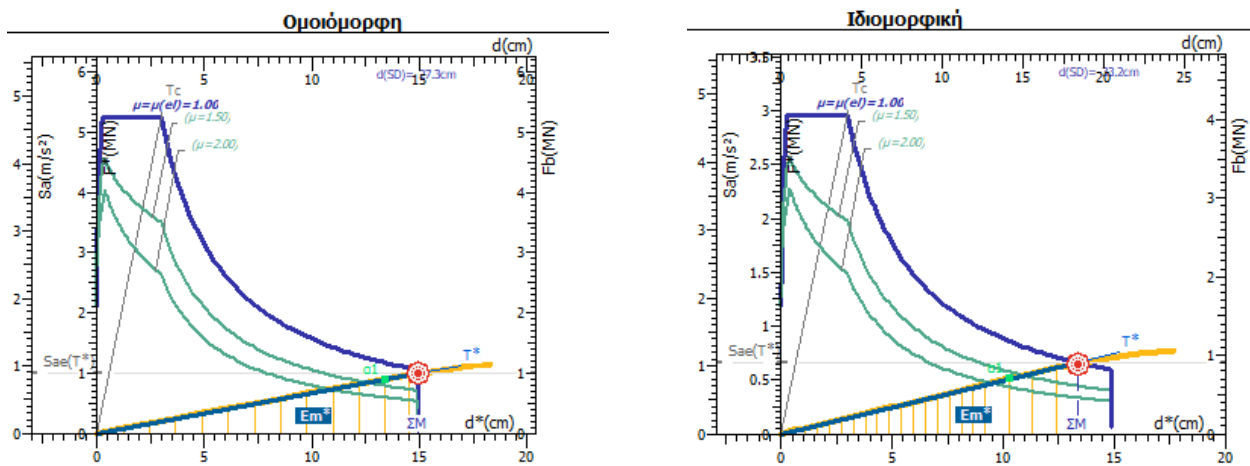
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	2.13 sec	1.89 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.00	1.00
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	12.67 cm	14.81 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.240g \geq 0.160g$	$0.220g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

#### Κτίριο 4

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Αποτελείται από ανοίγματα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι επτάωρο (7οροφο).

Στο Σχήμα 7.4 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.4 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.4 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

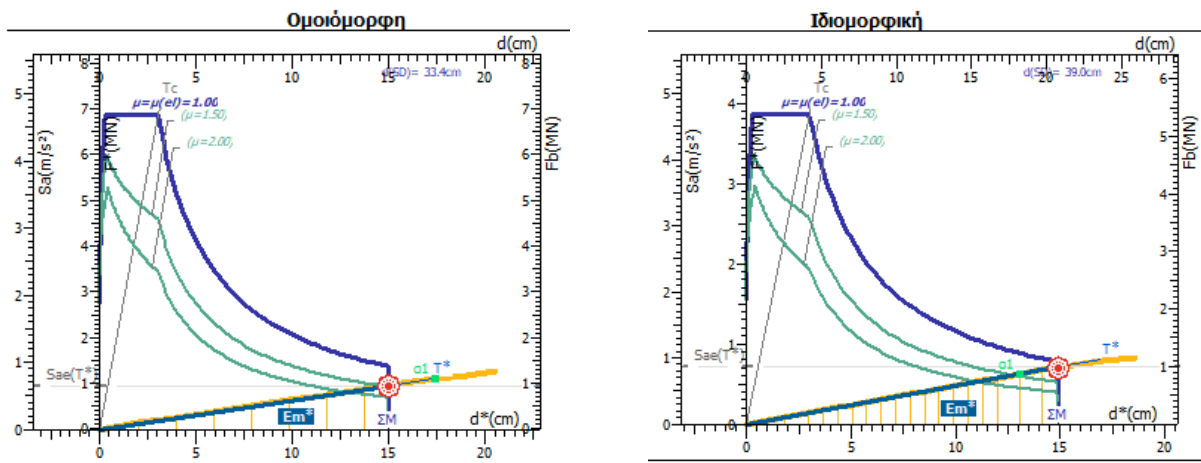
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	2.58 sec	2.24 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.00	1.00
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	14.90 cm	18.30cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.293g \geq 0.160g$	$0.281g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	OXI	OXI

Στον Πίνακα 7.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 5

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Αποτελείται από ανοίγματα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι εννιαώροφο (9οροφο).

Στο Σχήμα 7.5 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.5 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.5 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

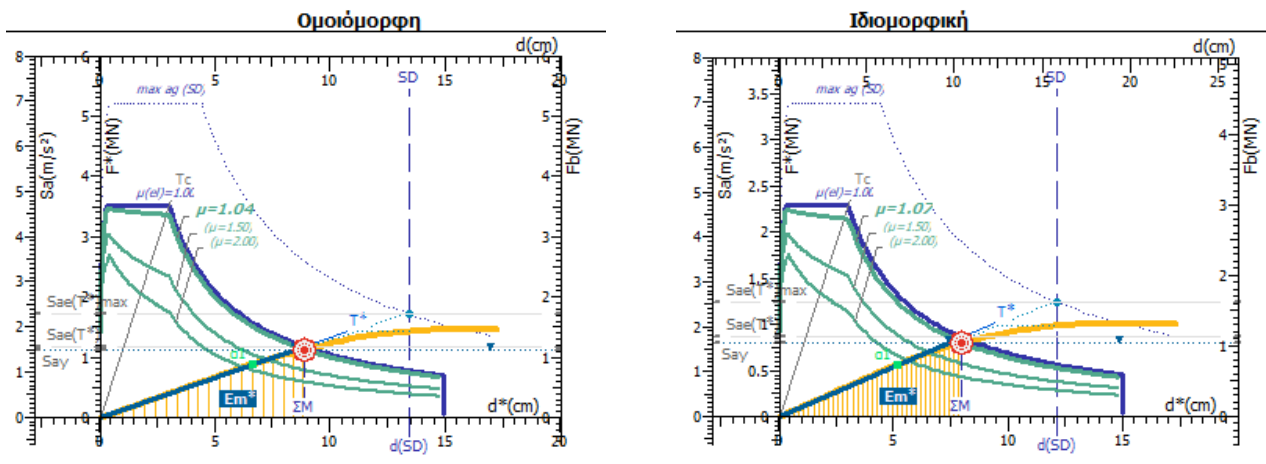
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	3.00 sec	2.61 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.00	1.00
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	14.90 cm	20.76 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.358g \geq 0.160g$	$0.300g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 6

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Αποτελείται από ανοίγματα 4.75 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι τριώροφο (3οροφο).

Στο Σχήμα 7.6 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.6 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.6 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

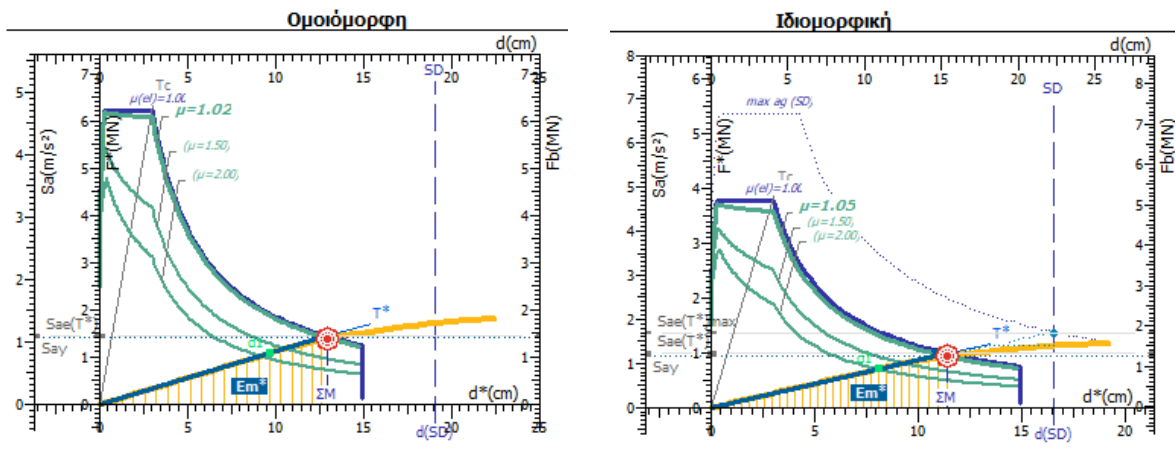
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	1.49 sec	1.33 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.04	1.07
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	8.87 cm	10.34 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.237g \geq 0.160g$	$0.237g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 7

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Αποτελείται από ανοίγματα 4.75 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι πενταώροφο (5οροφο).

Στο Σχήμα 7.7 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.7 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**



**Πίνακας 7.7 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

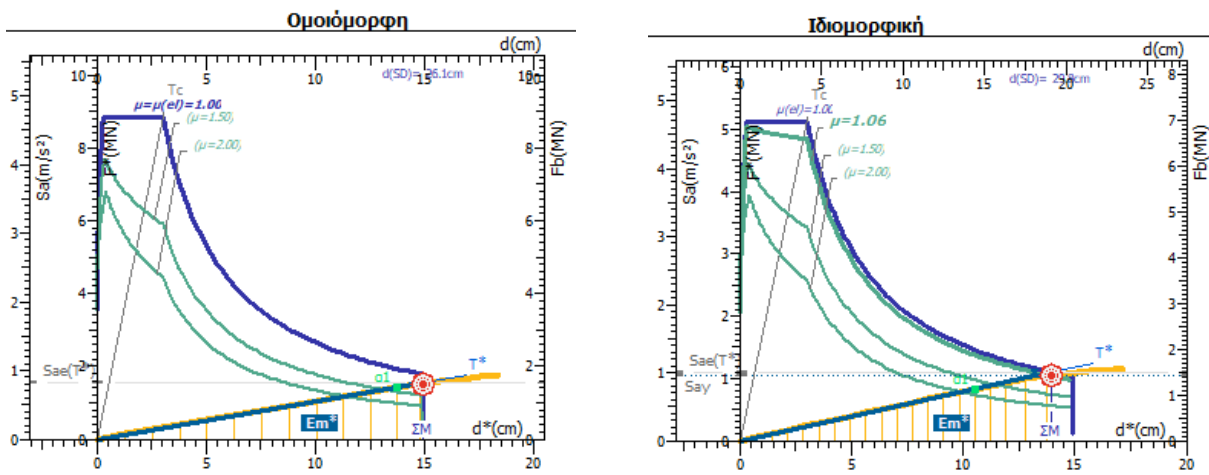
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	2.16 sec	1.91 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.02	1.05
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	12.90 cm	15.35 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.231g \geq 0.160g$	$0.227g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 8

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Αποτελείται από ανοίγματα 4.75 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι επτάώροφο (7οροφο).

Στο Σχήμα 7.8 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.8 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.8 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

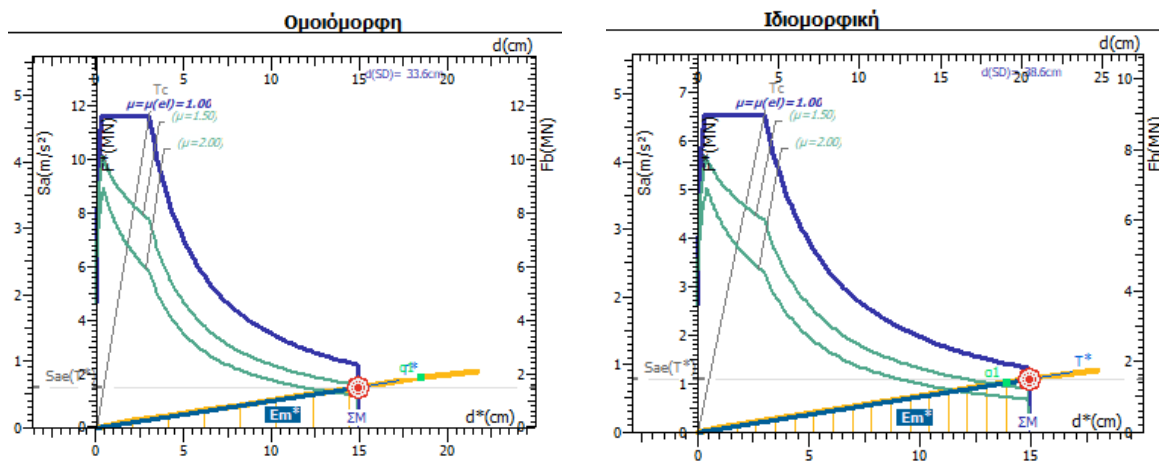
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	2.67 sec	2.34 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.00	1.06
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	14.90 cm	19.06 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.280g \geq 0.160g$	$0.244g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 9

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Αποτελείται από ανοίγματα 4.75 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι εννιαώροφο (9οροφο).

Στο Σχήμα 7.9 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.9 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.9 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

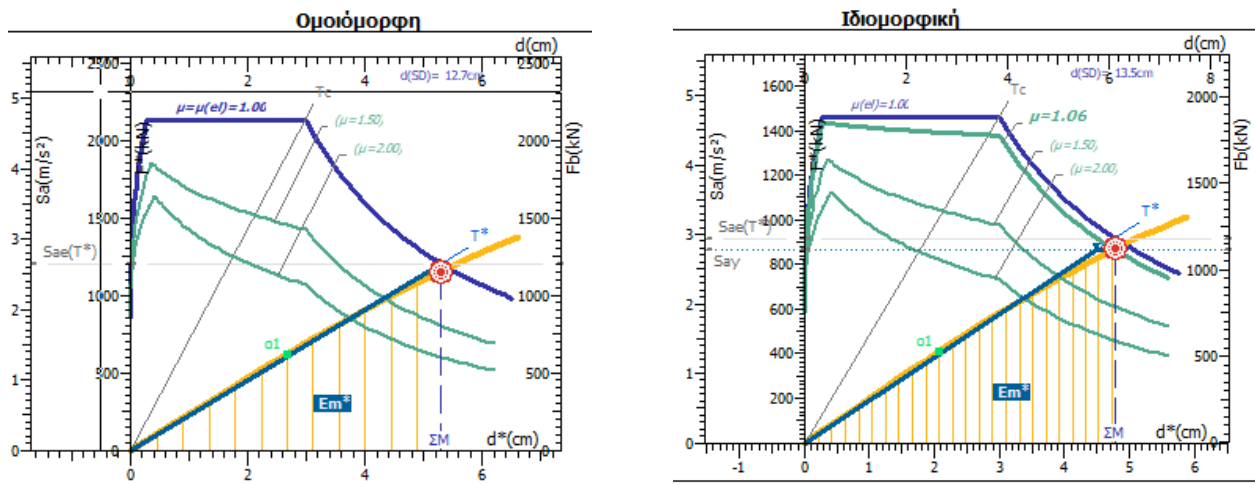
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	3.12 sec	2.73 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.00	1.00
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	14.90 cm	20.44 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.360g \geq 0.160g$	$0.302g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.9 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 10

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Αποτελείται από ανοίγματα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι τριώροφο (3οροφο).

Στο Σχήμα 7.10 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.10 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.10 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

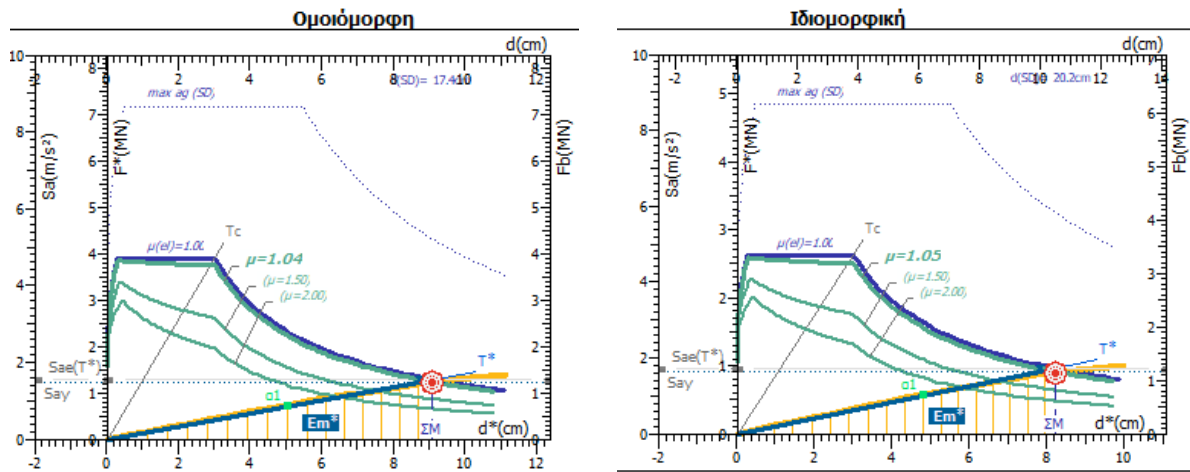
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	0.89 sec	0.80 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.00	1.06
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	5.28 cm	6.12 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	0.362g $\geq$ 0.160g	0.333g $\geq$ 0.160g
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.10 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 11

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Αποτελείται από ανοίγματα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι πενταώροφο (5οροφο).

Στο Σχήμα 7.11 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.11 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.11 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

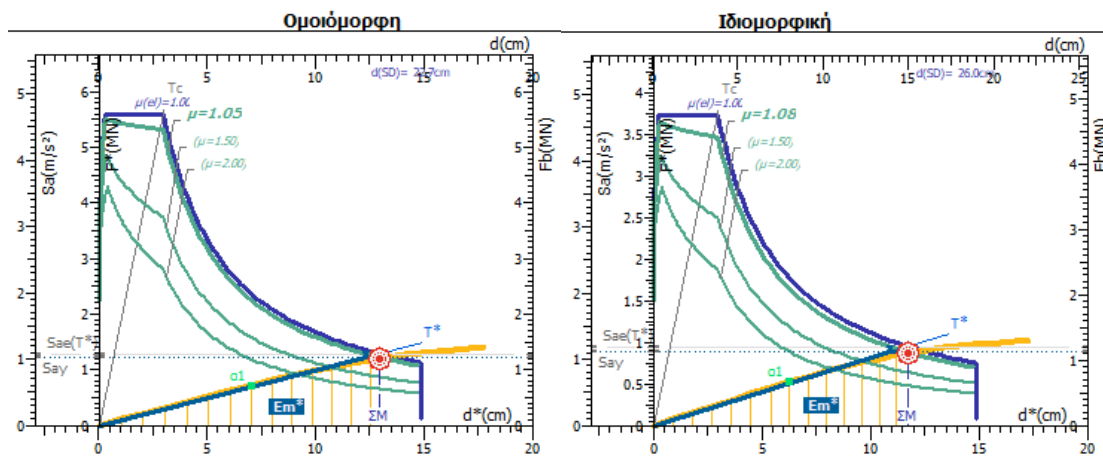
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	1.52 sec	1.38 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.04	1.05
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	9.07 cm	10.45 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.293g \geq 0.160g$	$0.295g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.11 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 12

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Αποτελείται από ανοίγματα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι επτάώροφο (7οροφο).

Στο Σχήμα 7.12 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.12 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.12 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

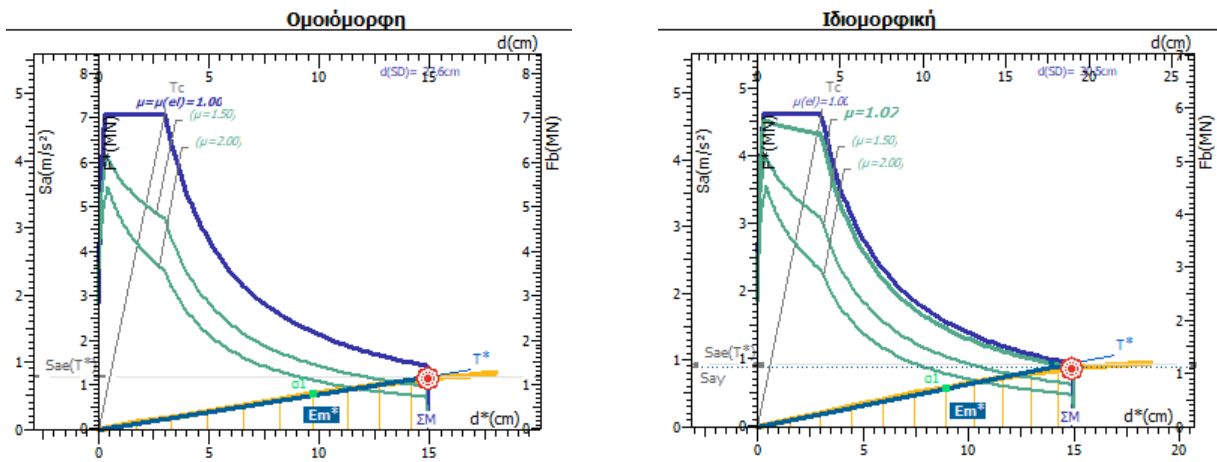
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	2.18 sec	1.97 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.05	1.08
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	12.97 cm	14.93 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.270g \geq 0.160g$	$0.269g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.12 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 13

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Αποτελείται από ανοίγματα 3.50 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι εννιαώροφο (9οροφο).

Στο Σχήμα 7.13 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.13 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.13 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

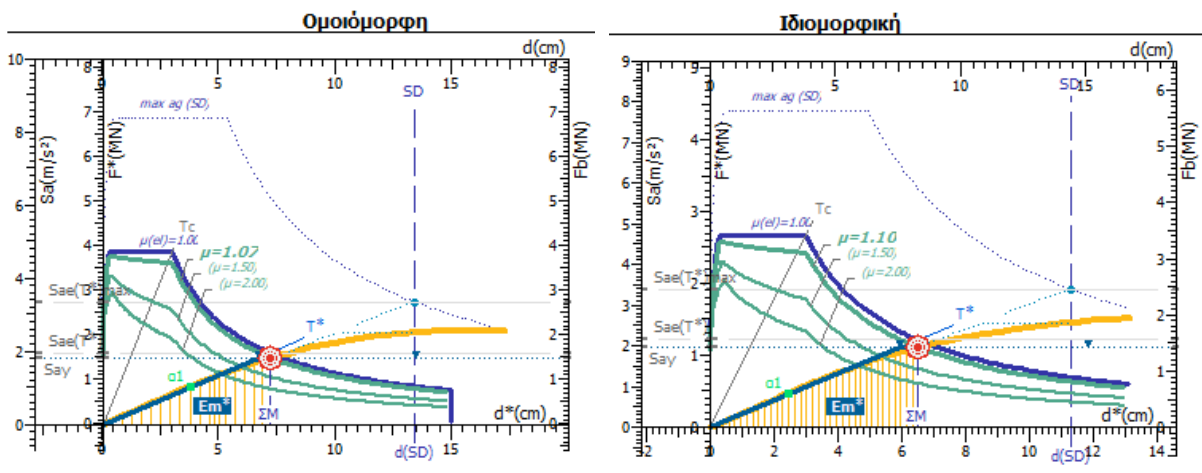
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	2.75 sec	2.50 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.00	1.07
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	14.90 cm	18.96 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	0.296g $\geq$ 0.160g	0.257g $\geq$ 0.160g
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.13 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

#### Κτίριο 14

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Αποτελείται από ανοίγματα 4.75 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι τριώροφο (3οροφο).

Στο Σχήμα 7.14 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.14 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.14 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

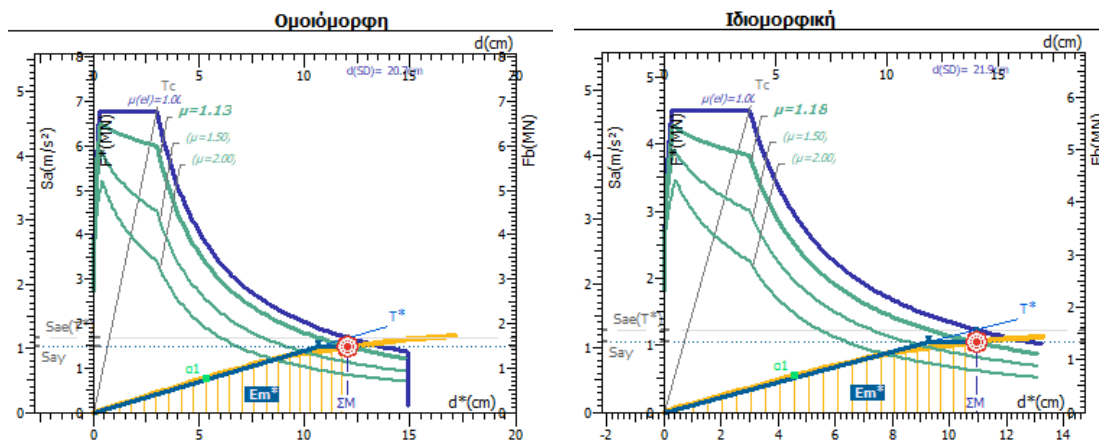
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	1.20 sec	1.09 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.07	1.10
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	7.16 cm	8.28 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.285g \geq 0.160g$	$0.264g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.14 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 15

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Αποτελείται από ανοίγματα 4.75 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι πενταώροφο (5οροφο).

Στο Σχήμα 7.15 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.15 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**



**Πίνακας 7.15 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

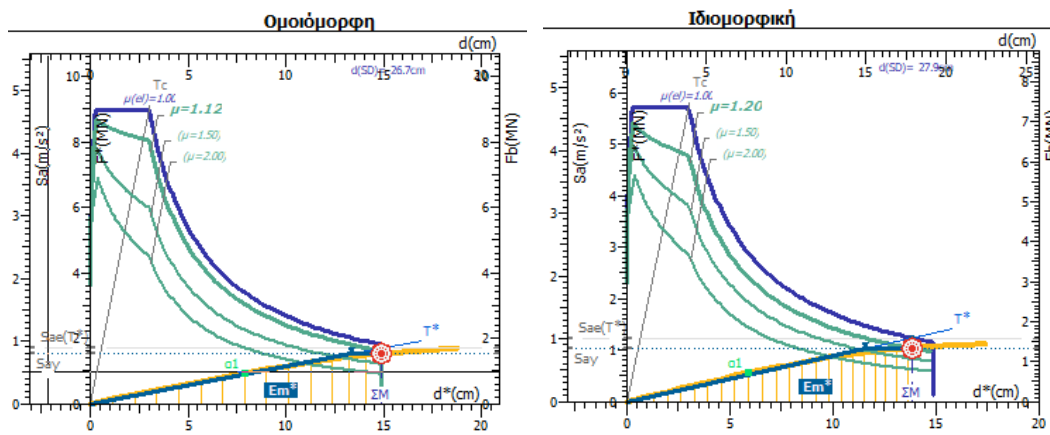
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	2.02 sec	1.83 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.13	1.18
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	12.05 cm	14.01 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.261g \geq 0.160g$	$0.240g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	OXI	OXI

Στον Πίνακα 7.15 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 16

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Αποτελείται από ανοίγματα 4.75 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι επτάώροφο (7οροφο).

Στο Σχήμα 7.16 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.16 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.16 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

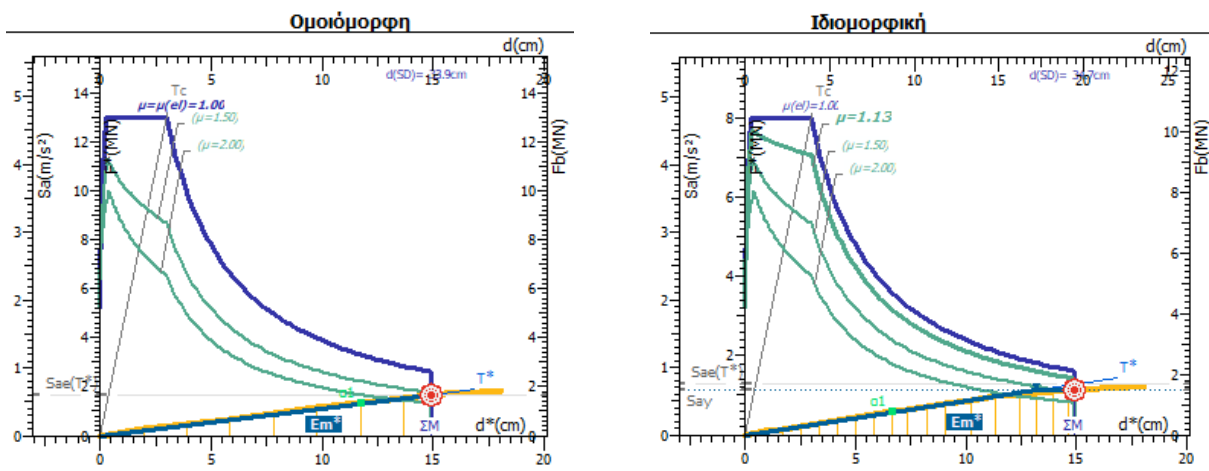
	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	2.57 sec	2.33 sec
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.12	1.20
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	14.90 cm	17.88 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.287g \geq 0.160g$	$0.241g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.16 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### Κτίριο 17

Το κτίριο αυτό είναι σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Αποτελείται από ανοίγματα 4.75 m κατά τις δύο διευθύνσεις x και z και είναι εννιαώροφο (9οροφο).

Στο Σχήμα 7.17 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας σε όρους φασματικής μετακίνησης  $S_d$  – φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x του κτιρίου (μεγάλη πλευρά του κτιρίου). Στο ίδιο Σχήμα σε δευτερεύοντες άξονες, παρουσιάζεται και η καμπύλη ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής. Σημειώνεται η μετακίνηση στην οποία υπάρχει υπέρβαση του κριτηρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD) και η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 7.17 Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας. Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) για ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x.**

**Πίνακας 7.17 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.**

	Κατανομή	
	Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
Ιδιοπερίοδος T	3.12 s	2.80 s
Απαιτούμενη πλαστιμότητα $\mu_d$	1.07	1.10
Στοχευόμενη μετατόπιση $d_t$	14.90 cm	19.43 cm
Μέγιστη επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο $\max a_g$	$0.364g \geq 0.160g$	$0.285g \geq 0.160g$
Αστοχία κατασκευής	ΟΧΙ	ΟΧΙ

Στον Πίνακα 7.17 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο δεν αστοχεί για οποιαδήποτε από τις δύο κατανομές για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD).

### 7.3 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

Στο αμέσως προηγούμενο κεφάλαιο έγινε αναλυτική περιγραφή για 3 κτίρια από τα 17 κτίρια, ως προς τις διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων, τα ανοίγματα, τους κανονισμούς, τους ορόφους και τα φορτία που επιβλήθησαν.

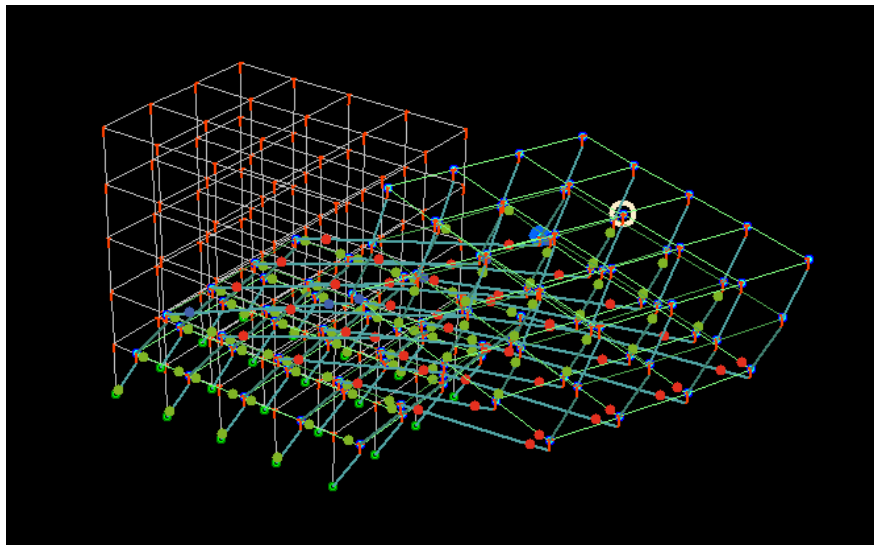
Ομοίως, για τα 3 αυτά συγκεκριμένα κτίρια θα γίνει αναλυτική παρουσίαση των πλαστικών τους αρθρώσεων μέσω του διαγράμματος pushover του λογισμικού, καθώς και τα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης και απαίτησης – ικανότητας.

Να επισημανθεί ότι επιλέξαμε να εξετάσουμε την στάθμη επιτελεστικότητας που αφορά τις σημαντικές βλάβες SD.

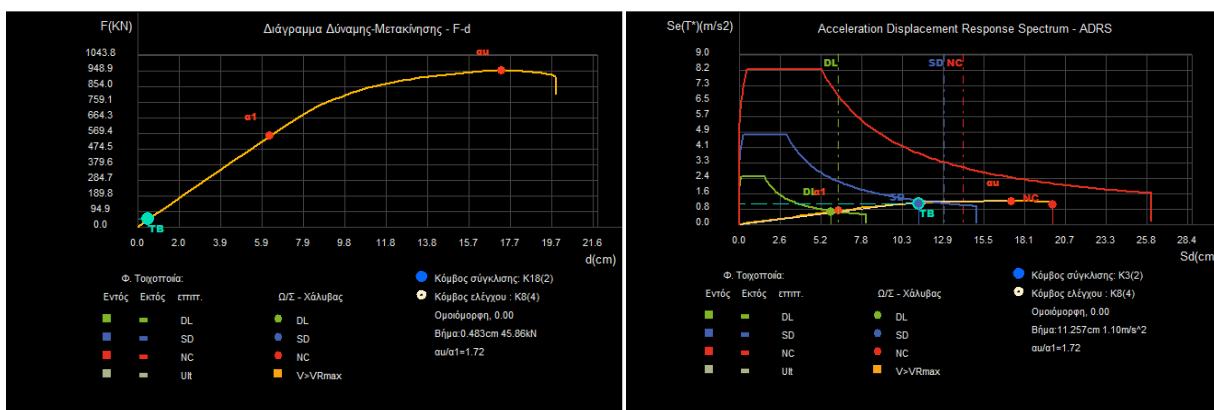
### 7.3.1 ΚΤΙΡΙΟ 3.50 Μ – 5 ΟΡΟΦΟΙ – ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 1959

Στο Σχήμα 7.18 παρουσιάζεται το παραμορφωμένο κτίριο με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν προκύψει από την ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων για τη στοχευόμενη μετατόπιση.

Στο Σχήμα 7.19α παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης,  $F - d$ ) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης και στο Σχήμα 7.19β το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας, σε όρους φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  – φασματικής μετακίνησης  $S_d$ .



Σχήμα 7.18 Παραμορφωμένο κτίριο 1959 για στοχευόμενη μετακίνηση με πλαστικές αρθρώσεις, σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959



Σχήμα 7.19 (α) Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης,  $F - d$  και (β) Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας,  $S_a - S_d$ .

Για αυτήν την κατασκευή, η οποία σχεδιάστηκε με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, παρατηρείται ότι δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στα περισσότερα υποστυλώματα του **δευτέρου ορόφου**, ενώ ταυτόχρονα δεν αστοχεί καμία δοκός. Τα υποστυλώματα που αστοχούν είναι:

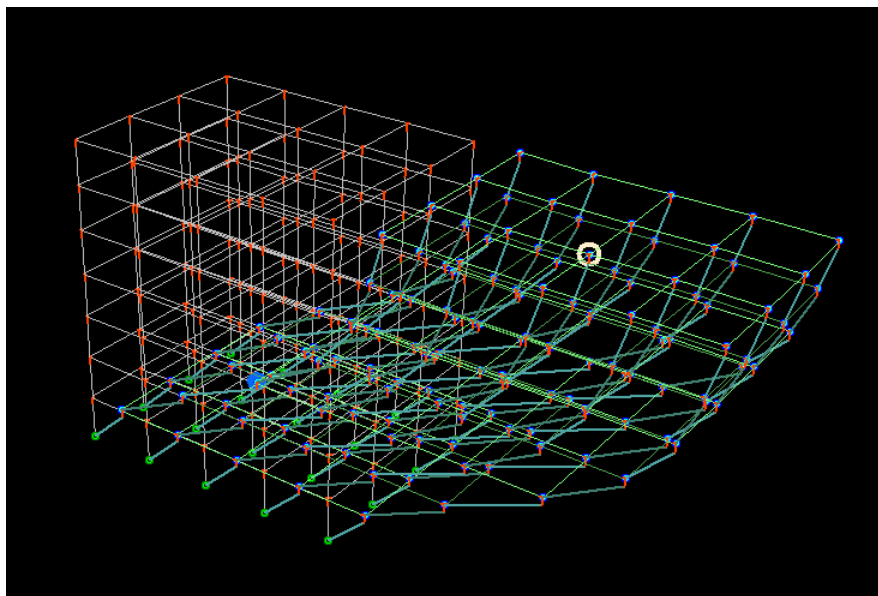
K<sub>2</sub>, K<sub>4</sub>, K<sub>6</sub>, K<sub>7</sub>, K<sub>8</sub>, K<sub>9</sub>, K<sub>10</sub>, K<sub>11</sub>, K<sub>12</sub>, K<sub>13</sub>, K<sub>14</sub>, K<sub>15</sub>, K<sub>17</sub> και K<sub>19</sub>.

---

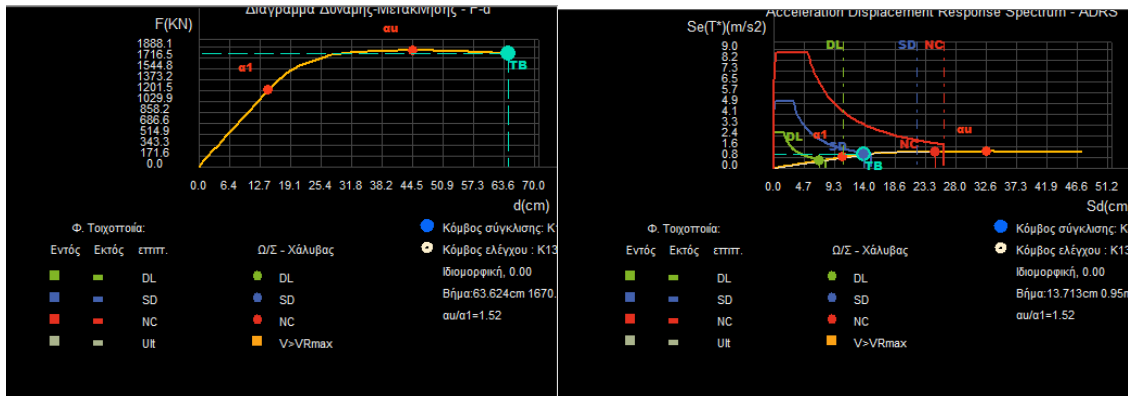
### 7.3.2 ΚΤΙΡΙΟ 4.75 Μ – 7 ΟΡΟΦΟΙ – ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 1985

Στο Σχήμα 7.20 παρουσιάζεται το παραμορφωμένο κτίριο με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν προκύψει από την ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων για τη στοχευόμενη μετατόπιση.

Στο Σχήμα 7.21α παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης,  $F - d$ ) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης και στο Σχήμα 7.21β το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας, σε όρους φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  – φασματικής μετακίνησης  $S_d$ .



**Σχήμα 7.20 Παραμορφωμένο κτίριο για στοχευόμενη μετακίνηση με πλαστικές αρθρώσεις, σχεδιασμένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985**



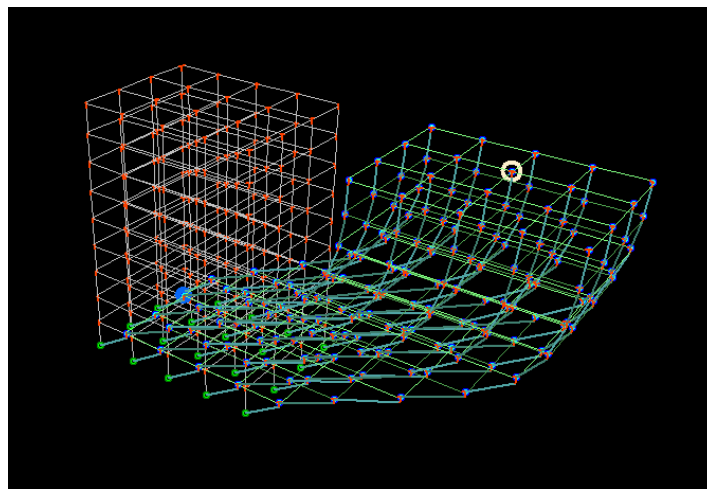
Σχήμα 7.21 (α) Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης,  $F - d$  και (β) Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας,  $S_a - S_d$ .

Για αυτήν την κατασκευή, η οποία σχεδιάστηκε με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985, παρατηρείται ότι δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις περισσότερες δοκούς του δομήματος, ενώ παράλληλα δεν αστοχεί κανένα υποστύλωμα.

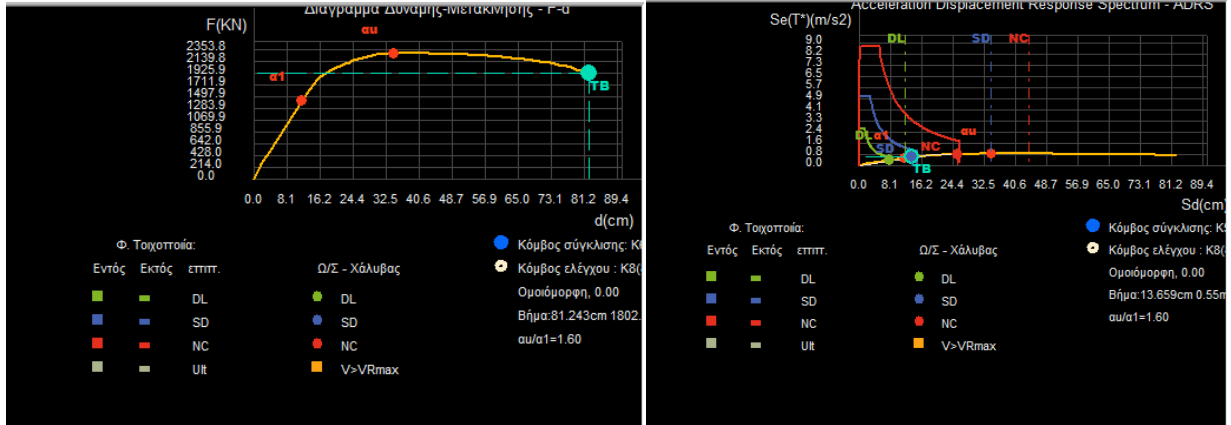
### 7.3.3 ΚΤΙΡΙΟ 4.75 Μ – 9 ΟΡΟΦΟΙ – ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8 (EC8)

Στο Σχήμα 7.22 παρουσιάζεται το παραμορφωμένο κτίριο με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν προκύψει από την ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων για τη στοχευόμενη μετατόπιση.

Στο Σχήμα 7.23α παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης,  $F - d$ ) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης και στο Σχήμα 7.23β το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας, σε όρους φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  – φασματικής μετακίνησης  $S_d$ .



Σχήμα 7.22 Παραμορφωμένο κτίριο για στοχευόμενη μετακίνηση με πλαστικές αρθρώσεις, σχεδιασμένο με τον Ευρωκώδικα 8



Σχήμα 7.23 (α) Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης,  $F - d$  και (β) Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας,  $S_{\alpha} - S_d$ .

Για αυτήν την κατασκευή, η οποία σχεδιάστηκε με τον Ευρωκώδικα 8 (EC8), παρατηρείται ότι οι πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργούνται είναι λιγότερες σε σχέση με τους παλαιότερους κανονισμούς.

## 7.4 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΣΥΓΚΡΙΣΗΣ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

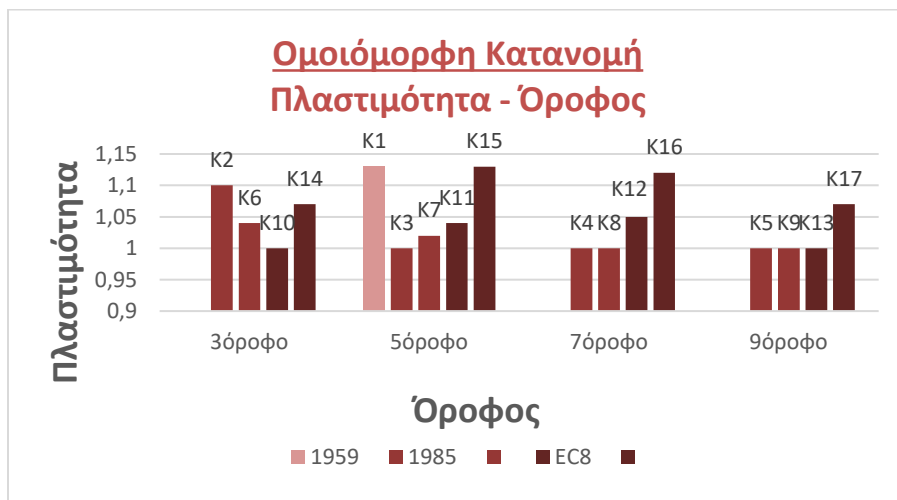
Βασιζόμενοι στα αποτελέσματα που εξήχθησαν από το λογισμικό, σχεδιάστηκαν διαγράμματα που αφορούν την πλαστιμότητα και την ιδιοπερίοδο των κτιρίων με παραμέτρους τους ορόφους, τα ανοίγματα και τους αντισεισμικούς κανονισμούς, για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή.

Να σημειωθεί ότι για τα παρακάτω διαγράμματα γίνεται χρήση του Πίνακα 5.1.

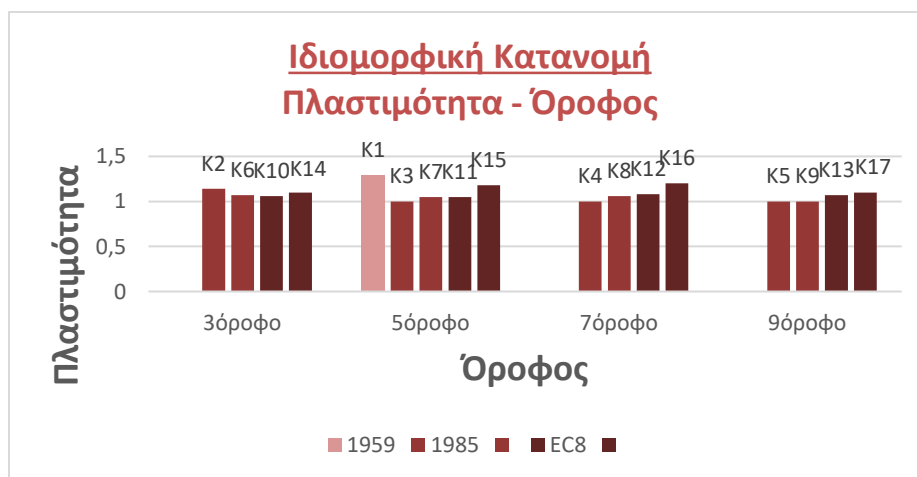
### 7.4.1 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ – ΌΡΟΦΟΣ

Στο Σχήμα 7.24 φαίνεται ότι για την ομοιόμορφη κατανομή η πλαστιμότητα κυμαίνεται μεταξύ 1 και 1.13 περίπου και υπάρχει διακύμανση και για κτίρια με ίδιο αριθμό ορόφων.

Αντίθετα, στο Σχήμα 7.25 για την ιδιομορφική κατανομή οι τιμές δείχνουν να είναι αρκετά κοντά μεταξύ τους.



Σχήμα 7.24 Διάγραμμα πλαστιμότητας συναρτήσει ορόφου για ομοιόμορφη κατανομή



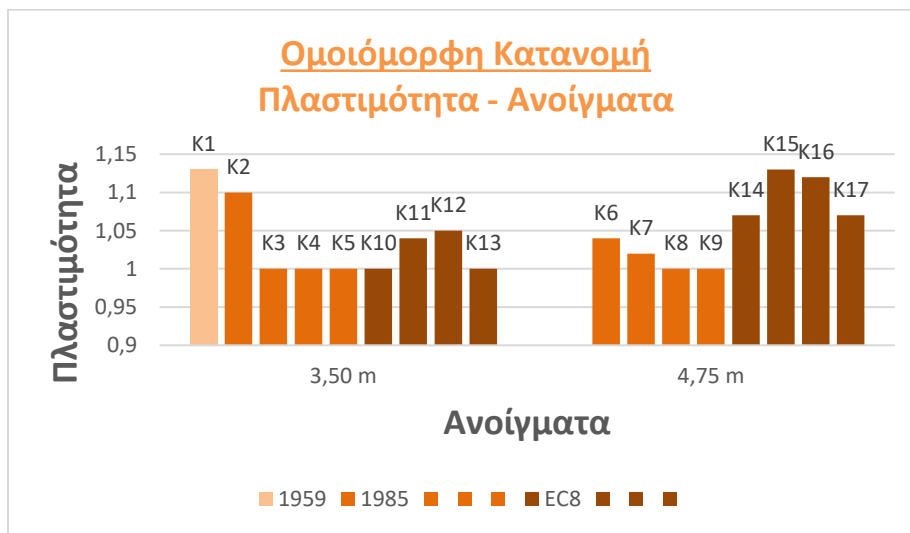
Σχήμα 7.25 Διάγραμμα πλαστιμότητας συναρτήσει ορόφου για ιδιομορφική κατανομή



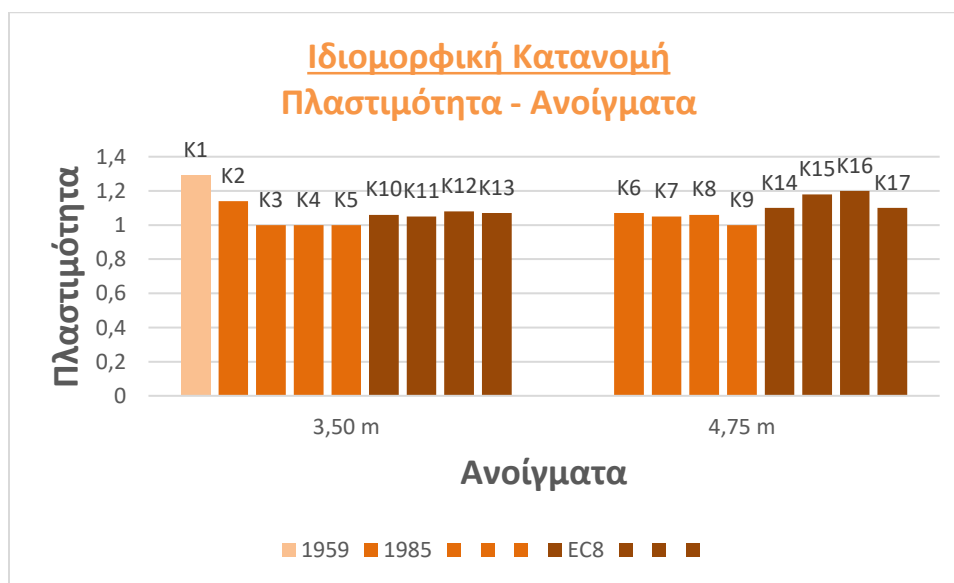
#### 7.4.2 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ – ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

Στο Σχήμα 7.26 είναι φανερό ότι τα περισσότερα από τα κτίρια των οποίων τα ανοίγματα είναι μεγαλύτερα έχουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα όσον αφορά την ομοιόμορφη κατανομή.

Για την ιδιομορφική κατανομή, οι τιμές των κτιρίων κυμαίνονται στο ίδιο εύρος, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 7.27.



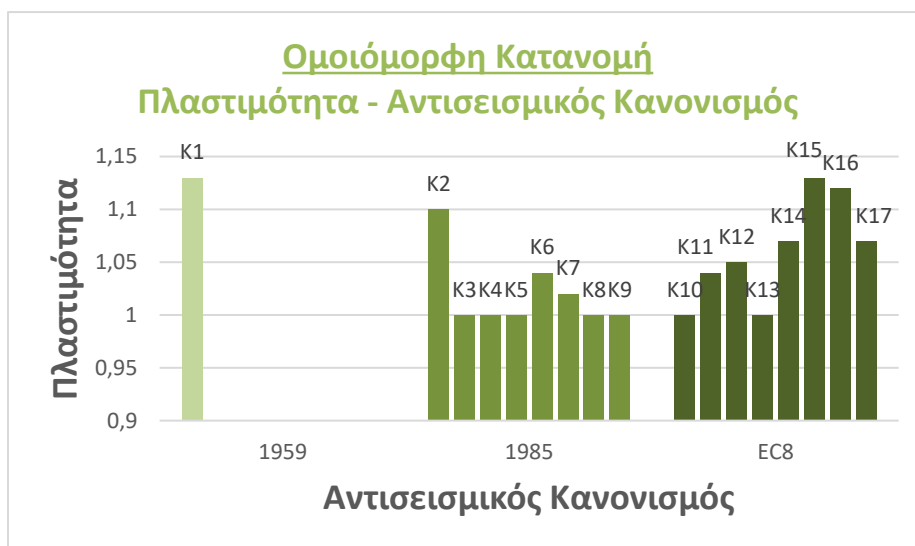
Σχήμα 7.26 Διάγραμμα πλαστιμότητας συναρτήσει ανοιγμάτων για ομοιόμορφη κατανομή



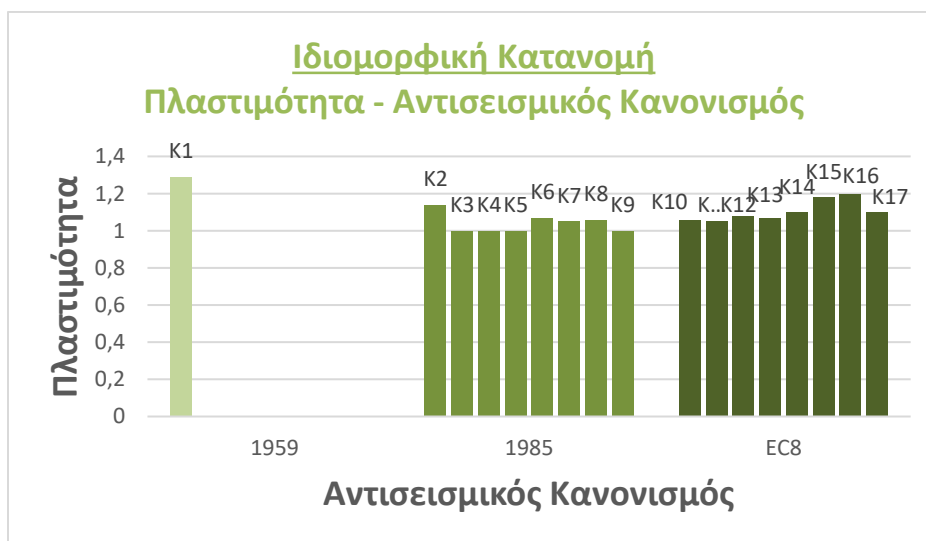
Σχήμα 7.27 Διάγραμμα πλαστιμότητας συναρτήσει ανοιγμάτων για ιδιομορφική κατανομή

### 7.4.3 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ – ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

Για την ομοιόμορφη κατανομή, φαίνεται ότι οι κατασκευές οι οποίες έχουν σχεδιαστεί με τον κανονισμό του Ευρωκώδικα 8 τείνουν να έχουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα σε σύγκριση με αυτά που έχουν σχεδιαστεί τους παλαιούς κανονισμούς, με ελάχιστες εξαιρέσεις φυσικά, βλέπε Σχήμα 7.28, ενώ για την ιδιομορφική, Σχήμα 7.29, οι τιμές πλαστιμότητας βρίσκονται πολύ κοντά μεταξύ τους.



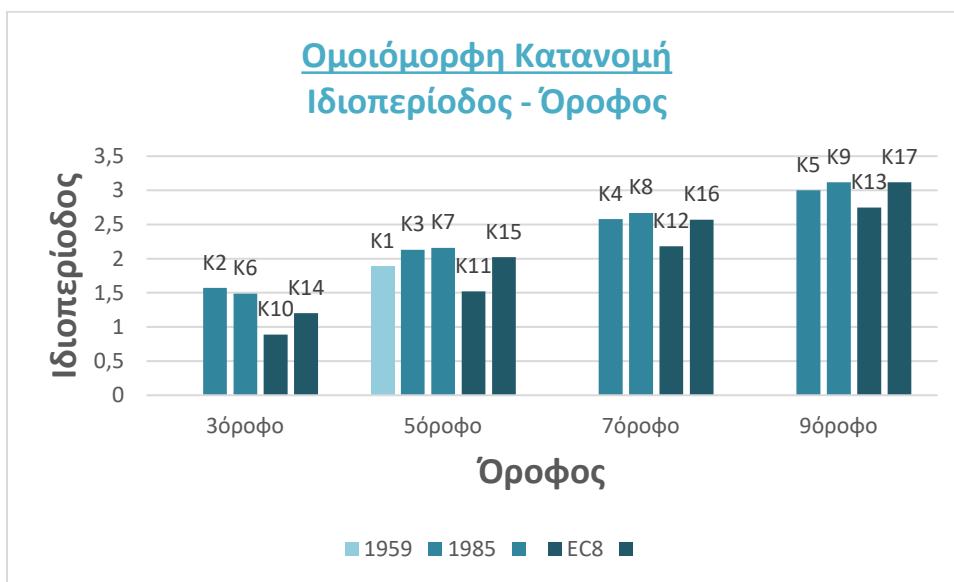
Σχήμα 7.28 Διάγραμμα πλαστιμότητας συναρτήσεϊ αντισεισμικών κανονισμών για ομοιόμορφη κατανομή



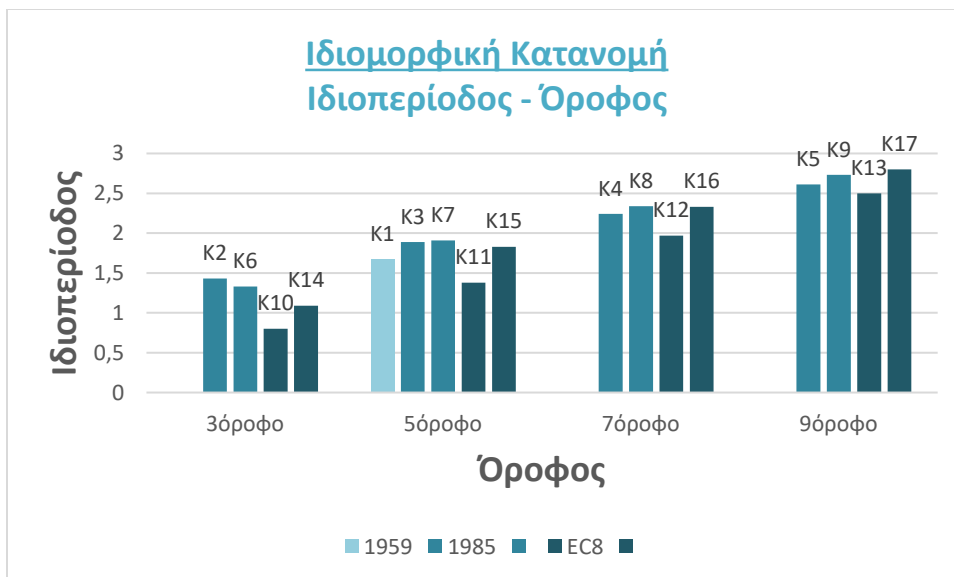
Σχήμα 7.29 Διάγραμμα πλαστιμότητας συναρτήσεϊ αντισεισμικών κανονισμών για ιδιομορφική κατανομή

#### 7.4.4 ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ – ΌΡΟΦΟΣ

Παρατηρείται από το Σχήμα 7.30 και 7.31 ότι και για τις δύο κατανομές τα κτίρια με τους περισσότερους ορόφους έχουν μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο συγκριτικά με αυτά που είναι χαμηλότερα.



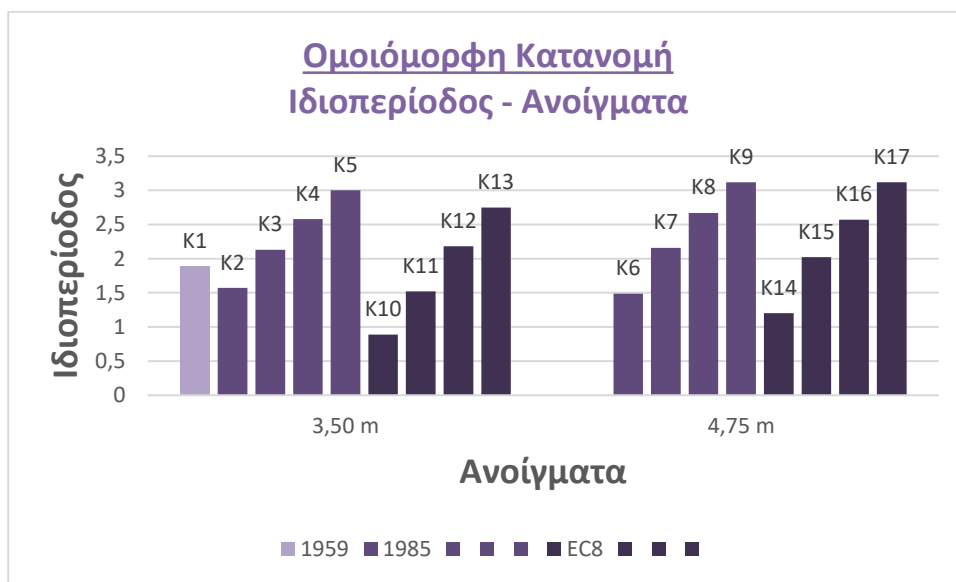
Σχήμα 7.30 Διάγραμμα ιδιοπερίοδου συναρτήσει ορόφου για ομοιόμορφη κατανομή



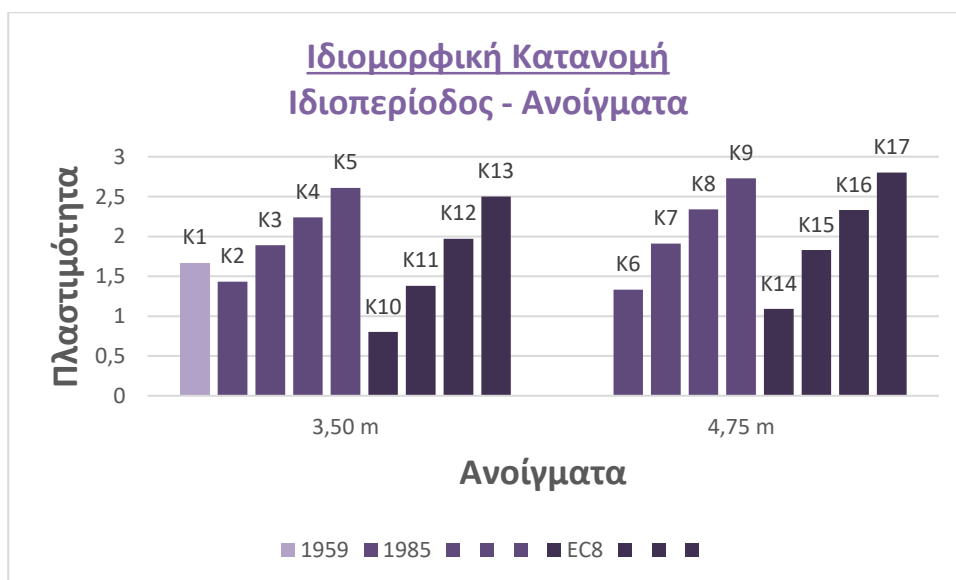
Σχήμα 7.31 Διάγραμμα ιδιοπερίοδου συναρτήσει ορόφου για ιδιομορφική κατανομή

#### 7.4.5 ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ – ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

Από τα διαγράμματα που εμφανίζονται στο Σχήμα 7.32 και 7.33 συμπεραίνουμε ότι η ιδιοπερίοδος είναι ανεξάρτητη των ανοιγμάτων της εκάστοτε κατασκευής.



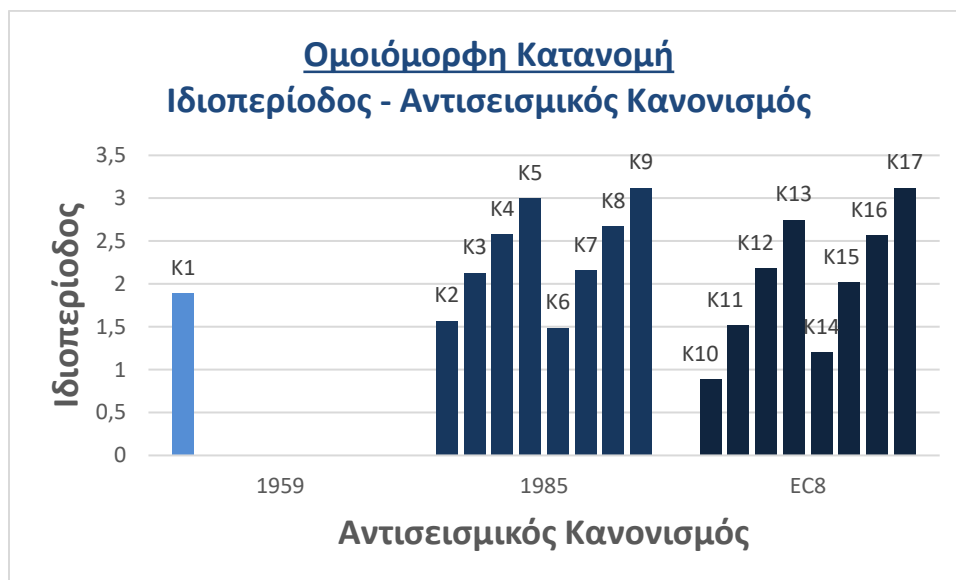
Σχήμα 7.32 Διάγραμμα ιδιοπερίοδου συναρτήσεσι ανοιγμάτων για ομοιόμορφη κατανομή



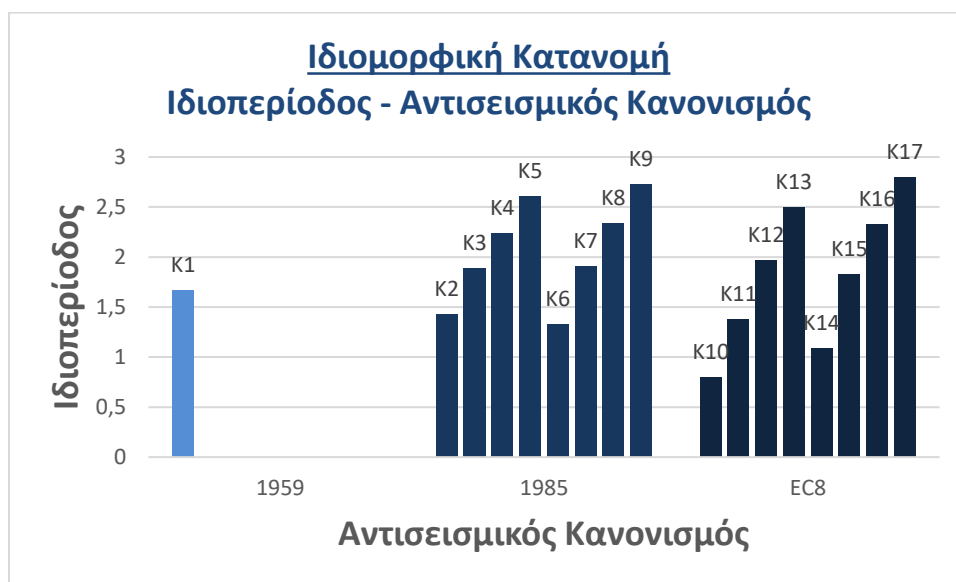
Σχήμα 7.33 Διάγραμμα ιδιοπερίοδου συναρτήσεσι ανοιγμάτων για ιδιομορφική κατανομή

#### 7.4.6 ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ – ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

Η ιδιοπερίοδος δεν εξαρτάται από τον αντισεισμικό σχεδιασμό με τον οποίον έχει σχεδιαστεί η κατασκευή, όπως είναι φανερό και από το Σχήμα 7.34 και 7.35.



Σχήμα 7.34 Διάγραμμα ιδιοπερίοδου συναρτήσεως αντισεισμικών κανονισμών για ομοιόμορφη κατανομή



Σχήμα 7.35 Διάγραμμα ιδιοπερίοδου συναρτήσεως αντισεισμικών κανονισμών για ιδιομορφική κατανομή

Ένα μεγάλο ποσοστό κτιρίων στην χώρα μας είναι μελετημένα και κατασκευασμένα σύμφωνα με παλαιότερους κανονισμούς. Η εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών αντικατοπτρίζεται στην σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων. Σκοπός της εργασίας είναι η αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων τα οποία είναι μελετημένα και κατασκευασμένα σε διαφορετικές χρονικές περιόδους, με διαφορετικούς αντισεισμικούς κανονισμούς. Κατά την αποτίμηση διερευνάται η φέρουσα ικανότητα της κάθε κατασκευής, ο μηχανισμός αστοχίας, η θέση των βλαβών ο εντοπισμός πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής, η διατιθέμενη και απαιτούμενη όπως και η εκτίμηση των μεγεθών της πλαστιμότητας και της η ιδιοπεριόδου ιδιοπερίοδος των κτιρίων συναρτήσει διάφορων παραμέτρων. Για την διερεύνηση επιλέγονται τυπικά κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος με διαφορετικό αριθμό ορόφων και μήκος φανωμάτων. Εξετάζονται κτίρια με τρεις, πέντε, επτά και εννέα ορόφους με μήκη φανωμάτων 3.50 m και 4.75 m. Όλα τα κτίρια διαστασιολογούνται με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και με τα Πρόσθετα Άρθρα του 1985. Επιλέγεται το πενταώροφο κτίριο με ??? μήκος φανώματος το οποίο επιπλέον διαστασιολογείται και με τον Ευρωκώδικα 8. Συνολικά διαστασιολογήθηκαν 17 κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Μετά την διαστασιολόγηση των κτιρίων σύμφωνα με τους επιλεγμένους κάθε φορά κανονισμούς, πραγματοποιούνται ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικής φόρτισης, ομοιόμορφη και ιδιομορφική, στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν 68 ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων των σύγχρονων κτιρίων είναι σημαντικά μεγαλύτερες από εκείνα που είναι μελετημένα με τους παλαιούς κανονισμούς.
- Στα κτίρια, που είναι σχεδιασμένα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, δημιουργήθηκαν πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα και παρατηρήθηκαν αρκετές αστοχίες.
- Αντιθέτως, στα κτίρια που είναι μελετημένα σύμφωνα με τα Πρόσθετα Άρθρα του 1985, οπότε και υπήρξαν κάποιες αυστηρότερες κατασκευαστικές διατάξεις, μια απλή μορφή ικανοτικού ελέγχου κόμβου και τριγωνική κατανομή των σεισμικών φορτίων, οι δοκοί είναι κυρίως αυτές στις οποίες συμβαίνουν πλαστικές αρθρώσεις.
- Στα κτίρια που είναι μελετημένα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι πλαστικές αρθρώσεις προκύπτουν μόνο στις δοκούς, όπως είναι αναμενόμενο αφού έχει μελετηθεί με σύγχρονους κανονισμούς και έχει γίνει ικανοτικός σχεδιασμός, ενώ δεν παρατηρούνται καθόλου αστοχίες στα μέλη της κατασκευής.
- Η ιδιοπερίοδος των κτιρίων είναι άρρητα εξαρτημένη από το πλήθος των ορόφων. Δηλαδή, όσους περισσότερους ορόφους έχει ένα κτίριο, τόσο μεγαλύτερη θα είναι και η ιδιοπερίοδος του κτιρίου και αντίστροφα.
- Τέλος, να αναφερθεί ότι εάν το κτίριο έχει σχεδιαστεί με νέους αντισεισμικούς κανονισμούς, αλλά και διαθέτει μεγαλύτερα ανοίγματα στην κάτοψή του, τότε και η πλαστιμότητα του κτιρίου είναι μεγαλύτερη. Ενώ αντίστοιχα για παλαιότερους κανονισμούς και μικρότερα ανοίγματα, η πλαστιμότητα τείνει να είναι μικρότερη.

- ΟΑΣΠ. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000), 2003.
- ΟΑΣΠ. Κανονισμός Επεμβάσεων. 2η Αναθεώρηση, Αθήνα, 2017.
- Β.Δ. (1959), ΦΕΚ 36 Α/26-2-1959, Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων.
- Β.Δ. (1954), ΦΕΚ 160 Α/26-7-1954, Περί Κανονισμού δια την Μελέτην και Εκτέλεσιν Οικοδομικών Έργων εξ Ωπλισμένου Σκυροδέματος
- Πρόσθετα Άρθρα (1984), ΦΕΚ 239 Β/6-4-1984, Τροποποίηση και Συμπλήρωση του ΒΔ της 19/26 Φεβρουαρίου 1959: Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων.
- ΝΕΑΚ (1995). ΦΕΚ 613/Β/12.10.92, Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.
- ΕΑΚ (2000). ΦΕΚ ????, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.
- ΚΑΝ.ΕΠΕ (2017). ΦΕΚ 2984/Β/30-08-2017, Κανονισμός Επεμβάσεων σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, 2<sup>η</sup> Αναθεώρηση, ΟΑΣΠ, Αθήνα.
- EC8 (2004), European Committee for Standardization, EN 1998-1, Eurocode No. 8, Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings and National Annex, CEN, Brussels.
- EC0 (2002), European Committee for Standardization, EN 1990, Eurocode - Basis of structural design, CEN, Brussels
- Ψυχάρης, Ι.Ν. (2014). Βασικές Διατάξεις Ευρωκώδικα 8, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Κούρτης, Ι. (2016). Αποτίμηση Υφισταμένου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και Διερεύνηση της Επιρροής των Τοιχοπληρώσεων, 22<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2016, Πάτρα.
- Δουδούμης, Ι.Ν. (2018), Η εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών και ο Ρόλος του Σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978, 16<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki.
- Δανιλάκης Β. (2020). Αντισεισμικοί Κανονισμοί και Σχεδιασμοί Ελλάδας – Ιαπωνίας – ΗΠΑ: Συγκριτική Εξέλιξη και Κοινωνικό-Οικονομικοί Παράγοντες Αποτελεσματικότητας.  
<https://greenapple.gr/2020/12/06/%CE%B1%CE%BD%CF%84%CE%B9%CF%83%CE%B5%CE%B9%CF%83%CE%BC%CE%B9%CE%BA%CE%BF%CE%AF-%CE%BA%CE%B1%CE%BD%CE%BF%CE%BD%CE%B9%CF%83%CE%BC%CE%BF%CE%AF-%CE%BA%CE%B1%CE%B9-%CF%83%CF%87%CE%B5%CE%B4%CE%B9%CE%B1/> (Ανακτήθηκε στις 10/07/2021)
- Ελληνικό τόξο  
<https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%95%CE%BB%CE%BB%CE%B7%CE%BD%CE%B9%CE%BA%CF%8C%CF%84%CF%8C%CE%BE%CE%BF>
- Καταστροφικοί σεισμοί στην Ελλάδα  
<https://www.sansimera.gr/listes/14>
- Κατάλογος φονικών σεισμών στην Ελλάδα  
<https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%9A%CE%B1%CF%84%CE%AC%CE%BB%CE%BF%CE%B3%CE%BF%CF%82%CF%86%CE%BF%CE%BD%CE%B9%CE%BA%CF%8E%CE%BD%CF%83%CE%B5%CE%B9%CF%83%CE%BC%CF%8E%CE%BD%CF%83%CF%84%CE%B7%CE%BD%CE%95%CE%BB%CE%BB%CE%AC%CE%B4%CE%B1>

- Αντισεισμικός σχεδιασμός και θωράκιση κτιρίων στην Ελλάδα  
<https://www.deltaengineering.gr/blog/%CE%B1%CE%BD%CF%84%CE%B9%CF%83%CE%B5%CE%B9%CF%83%CE%BC%CE%B9%CE%BA%CE%BF%CF%83-%CF%83%CF%87%CE%B5%CE%B4%CE%B9%CE%B1%CF%83%CE%BC%CE%BF%CF%83-%CE%BA%CE%B1%CE%B9-%CF%83%CE%B5%CE%B9%CF%83%CE%BC%CE%B9/>
- Στυλιανίδης, Κ. (2012). Διάλεξη: ΚΑΝΕΠΕ Κεφ. 1 και 2 «Πεδίο Εφαρμογής, Βασικές Αρχές, Κριτήρια Διαδικασίες, Ημερίδα Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Συνδιοργάνωση ΤΕΕ, ΟΑΣΠ και ΣΠΜΕ, Αθήνα 31/05/2012.  
<https://pithos.oceanos.grnet.gr/public/BKl3JBTRYjzNbZlpB9dXJ4> (Ανακτήθηκε στις 10/07/2021)