

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΘΕΜΑ :

*"Συγκριτική μελέτη Ελληνικού Αντισεισμικού  
Κανονισμού και EC8 για πολυώροφα μεταλλικά  
κτίρια"*

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: Γ. ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ  
ΦΟΙΤΗΤΗΣ : ΔΗΜΗΤΡΕΑΣ ΔΗΜΗΤΡΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2011

## Ευχαριστίες

Αρχικά, εκφράζω τις θερμές μου ευχαριστίες στον Καθηγητή κ. Γεώργιο Ιωαννίδη, ο οποίος επέβλεψε τη διπλωματική μου εργασία. Η άρτια επιστημονική του κατάρτιση είναι δεδομένη και δεν αμφισβητείται. Όμως πέρα απ' αυτό, κυρίως τον ευχαριστώ για το ήθος του και τη συμπεριφορά του προς εμένα, αλλά και σε όλους τους φοιτητές, η οποία αποτέλεσε και αποτελεί παράδειγμα προς μίμηση.

Επίσης, ευχαριστώ θερμά τους υποψήφιους διδάκτορες κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο και κ. Βασίλειο Κάρλο καθώς και τη διδακτορική φοιτήτρια Γιούλη Δούγκα για την ουσιαστική βοήθεια που μου παρείχαν στη χρήση του λογισμικού προγράμματος Etabs, αλλά και τον Καθηγητή Ιωάννη Ψυχάρη για τα διευκρινιστικά του σχόλια πάνω στον ΕΑΚ2000 και τον Ευρωκώδικα 8.

Ευχαριστώ ακόμη, το φίλο και συνάδελφο κ. Κυριάκο Σούμπαση, Πολ. Μηχ. ΕΜΠ, για την τελική επεξεργασία του κειμένου και την ουσιαστική βοήθειά του στην οργάνωση της εργασίας στο σύνολό της.

Ευχαριστίες επίσης οφείλω στην κ. Βίκυ Μπεκιάρη, Γραμματέα του Εργαστηρίου, για τη συνεργασία και την ενθάρρυνσή της.

Τέλος, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια και τους φίλους μου για τη (με διάφορους τρόπους) συμπαράσταση και υποστήριξή τους.

## Περίληψη

Στην παρούσα εργασία, αντικείμενο αποτελεί η **σύγκριση** των διατάξεων του ισχύοντος αντισεισμικού κανονισμού, **Ε.Α.Κ.2000** με τις διατάξεις του «μελλοντικού» κανονισμού **Ευρωκώδικα 8**, και συγκεκριμένα εκείνες που αφορούν **ειδικά τα κτίρια από χάλυβα**..

Αρχικά, στο Α' μέρος, το οποίο αποτελείται από τα Κεφάλαια 1-4, επιχειρείται μία **κατ' άρθρο σύγκριση** των Κανονισμών, που αφορά, όχι μόνο τα κτίρια από χάλυβα, αλλά γενικότερα τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας κατασκευής. Δίνεται **έμφαση** στους Ειδικούς Κανόνες για **Κτίρια από Χάλυβα**, ενώ δεν αναλύονται οι ειδικοί Κανόνες που διέπουν τα κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Σε μεγάλο μέρος λοιπόν, το πρώτο Μέρος αποτελεί μία προσπάθεια **μετάφρασης** (από τα αγγλικά) των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8. Επίσης παρατίθενται κατά θέμα, οι σχετικές διατάξεις του Ε.Α.Κ.2000 και ένας σχολιασμός-σύγκριση.

Στο Β' Μέρος της εργασίας, που περιλαμβάνει τα Κεφάλαια 5-9, σκοπεύοντας σε μια αριθμητική επαλήθευση της σύγκρισης των δύο Κανονισμών, γίνεται μελέτη (αναλύεται 2 φορές δηλαδή) μιας **υφιστάμενης κατασκευής** (κτίριο **MPC-3A**, Κέντρο Γραπτού Τύπου, σε ιδιοκτησία «Ολυμπιακά Ακίνητα»), αφενός κατά Ε.Α.Κ.2000 και αφετέρου κατά Ευρωκώδικα 8. Κατόπιν, συγκρίνονται τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων, έτσι ώστε να εξαχθούν κάποια χρήσιμα συμπεράσματα.

Πιο αναλυτικά, στο 1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο δίνονται κάποια στοιχεία για τους Αντισεισμικούς Κανονισμούς γενικότερα και την εφαρμογή του **πλέγματος των Ευρωκωδίκων** στο σχεδιασμό νέων (και αποτίμηση υφιστάμενων) κατασκευών. Περιέχεται επίσης μία μετάφραση των βασικότερων διατάξεων των Κεφαλαίων 1 και 2 του Μέρους 1 του Ευρωκώδικα 8 που έχουν **εισαγωγικό χαρακτήρα**.

Στο 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο αναπτύσσονται οι διατάξεις του Κεφαλαίου του Ευρωκώδικα που αφορά τις **Εδαφικές Συνθήκες** και τον προσδιορισμό της **Σεισμικής Δράσης**, ακολουθούμενες από τις αντίστοιχες του ΕΑΚ και σχολιασμό-σύγκριση των δύο.

Το 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο (που αποτελεί και το μεγαλύτερο σε έκταση) περιέχει τις βασικές διατάξεις του Κεφαλαίου του Ευρωκώδικα που φέρει το γενικό τίτλο «Σχεδιασμός Κτιρίων». Ορίζονται επακριβώς έννοιες όπως η **κανονικότητα** μιας κατασκευής και δίνονται κανόνες για την επιλογή και εφαρμογή της εκάστοτε **μεθόδου ανάλυσης**, την **ιδιομορφική επαλληλία** για την περίπτωση της **Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου** (στην οποία κυρίως δίνεται έμφαση, αφού αυτή θα μας απασχολήσει), τον προσδιορισμό των **μαζών** κλπ. Παρατίθενται οι αντίστοιχες διατάξεις του ΕΑΚ για σύγκριση και σχολιασμό.

Το 4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο αφορά τους Ειδικούς Κανόνες για **Κτίρια από Χάλυβα** του Ευρωκώδικα 8, το οποίο αντιστοιχεί κατά κύριο λόγο με το Παράρτημα Γ του ΕΑΚ. Σχολιάζονται και συγκρίνονται οι σχετικοί κανόνες των δύο Κανονισμών και επισημαίνονται οι διαφορές.

Στο 5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο (Β' Μέρος) περιγράφονται η **υφιστάμενη κατασκευή** και οι παραδοχές στις οποίες βασίστηκε η ανάπτυξη του **προσομοιώματός** της.

Στο 6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο κατηγοριοποιείται η κατασκευή ως **κανονική ή μη** (μη κανονική εν προκειμένω) κατά τους δύο Κανονισμούς και επιλέγεται ο **συντελεστής συμπεριφοράς** που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση.

Στο 7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο προσδιορίζεται η **σεισμική δράση** (για κάθε έναν Κανονισμό και για το συγκεκριμένο κτίριο) καθώς και οι λοιπές δράσεις (**μόνιμα και κινητά φορτία**), αλλά και οι σεισμικοί και μη σεισμικοί συνδυασμοί που προκύπτουν.

Το 8<sup>ο</sup> Κεφάλαιο αποτελεί περιγραφή των (βασικών) δυναμικών χαρακτηριστικών του κτιρίου (**βαθμοί ελευθερίας, ιδιομορφές, μάζες**).

Στο 9<sup>ο</sup> Κεφάλαιο παρατίθενται ορισμένα χρήσιμα αποτελέσματα από την **ανάλυση του κτιρίου** κατά ΕΑΚ και Ευρωκώδικα 8.

Στο 10<sup>ο</sup> Κεφάλαιο συνοψίζονται τα **συμπεράσματα** της σύγκρισης των δύο Κανονισμών, γενικά και ειδικά για το κτίριο μελέτης.

Τέλος, ακολουθεί ένα **Παράρτημα**, το οποίο αφορά μία ενδεικτική παρουσίαση του τρόπου καθορισμού μεταβλητών δράσεων (**ανεμοπίεση, επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα**) σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 και 0 (Βάσεις Σχεδιασμού).

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

## ΜΕΡΟΣ Ι : ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ

### **1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:** ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ-ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ.....σ.8

- 1.1 Αντισεισμικοί Κανονισμοί – Γενικά
- 1.2 Αντισεισμικοί Κανονισμοί - Ιστορικά στοιχεία
- 1.3 Γενικά στοιχεία Ευρωκωδίκων-Παρουσίαση του EC8
- 1.4 «Γενικά» (Κεφ. 1 του EC8)
- 1.5 «Απαιτήσεις Συμπεριφοράς και Κριτήρια Συμμόρφωσης» (Κεφ. 2 του EC8)

### **2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:** ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ (Κεφ. 3 του EC8).....σ. 18

- 2.1 Γενικά
- 2.2 Εδαφικές συνθήκες
  - 2.2.1 Γενικά
  - 2.2.2 Κατηγοριοποίηση των εδαφών
- 2.3 Σεισμική δράση
  - 2.3.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας
  - 2.3.2 Βασική αναπαράσταση της σεισμικής δράσης
    - 2.3.2.1 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Οριζόντιας Συνιστώσας
    - 2.3.2.2 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Κατακόρυφης Συνιστώσας
    - 2.3.2.3 Εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού
    - 2.3.2.4 Φάσμα Σχεδιασμού Οριζόντιας Συνιστώσας για ελαστική ανάλυση
    - 2.3.2.5 Φάσμα Σχεδιασμού Κατακόρυφης Συνιστώσας
  - 2.3.3 Συνδυασμός της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις
- 2.4 Συμπεράσματα κεφαλαίου

### **3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:** ΑΝΑΛΥΣΗ & ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ (Κεφ. 4 του EC8).....σ.46

- 3.1 Γενικά Χαρακτηριστικά κατασκευών ανθεκτικών σε σεισμό
- 3.2 Κύρια και δευτερεύοντα σεισμικά μέλη
- 3.3 Δομική Κανονικότητα
  - 3.3.1. Κανονικότητα σε κάτοψη
  - 3.3.2. Κανονικότητα σε όψη
- 3.4 Δομική ανάλυση
  - 3.4.1 Προσομοίωση
  - 3.4.2 Τυχηματική εκκεντρότητα (Γενικά)

- 3.4.3 Μέθοδοι ανάλυσης
  - 3.4.3.1 Μέθοδος της πλευρικής δύναμης (Απλοποιημένη φασματική μέθοδος)
  - 3.4.3.2 Δυναμική φασματική μέθοδος
  - 3.4.3.3 Μη γραμμικές μέθοδοι
  - 3.4.3.4 Συνδυασμός των εντατικών μεγεθών των συνιστωσών της σεισμικής δράσης (Χωρική Επαλληλία)
- 3.4.4 Ανάλυση μετακινήσεων
- 3.4.5 Μη φέροντα στοιχεία-Προσαρτήματα
- 3.4.6 Πρόσθετα μέτρα για τοιχοπληρώσεις
- 3.5 Κριτήρια ασφαλείας
  - 3.5.1 Γενικά
  - 3.5.2.Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Ultimate Limit State
  - 3.5.3 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών-Damage Limitation State

## **4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο (Κεφ. 6 του EC8) :ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ.....σ.111**

- 4.1.Γενικά
- 4.2.Υλικά
- 4.3.Τύποι στατικών συστημάτων και συντελεστές συμπεριφοράς
  - 4.3.1 Τύποι στατικών συστημάτων
  - 4.3.2.Συντελεστές συμπεριφοράς
- 4.4.Κριτήρια σχεδιασμού και κανόνες κατασκευής για πλάστιμη δομική συμπεριφορά, κοινοί για όλους του δομικούς τύπους
- 4.5 Σχεδιασμός και κανόνες κατασκευής για πλαίσια ροπής
  - 4.5.1 Γενικά κριτήρια Σχεδιασμού
  - 4.5.2 Δοκοί
  - 4.5.3 Υποστυλώματα
  - 4.5.4 Συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος
- 4.6.Σχεδιασμός και κανόνες κατασκευής για πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα
  - 4.6.1 Γενικά κριτήρια σχεδιασμού
  - 4.6.2 Ανάλυση
  - 4.6.3 Διαγώνια μέλη
  - 4.6.4 Δοκοί και υποστυλώματα
- 4.7.Σχεδιασμός και κανόνες κατασκευής για πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντρότητα
  - 4.7.1 Γενικά
  - 4.7.2 Σεισμικοί σύνδεσμοι
  - 4.7.3 Μέλη που δεν περιέχουν σεισμικούς συνδέσμους
  - 4.7.4 Συνδέσεις των σεισμικών συνδέσμων

## ΜΕΡΟΣ II : ΕΦΑΡΜΟΓΗ

### **5° Κεφάλαιο : ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ-ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ.....σ.166**

- 5.1 Υφιστάμενη κατασκευή
- 5.2 Ανάπτυξη του προσομοιώματος
  - 5.2.1 Στατικό σύστημα - Προσομοίωση της σύνδεσης των στοιχείων
  - 5.2.2 Διατομές
  - 5.2.3 Διάφραγμα

### **6° Κεφάλαιο : ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ-ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ-ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....σ. 182**

- 6.1 Κανονικότητα του κτιρίου κατά ΕΚ8 και ΕΑΚ
  - 6.1.1 Κανονικότητα σε κάτοψη
  - 6.2.2 Κανονικότητα καθ' ύψος
- 6.2 Στατικό σύστημα και συντελεστής συμπεριφοράς
- 6.3 Μέθοδος Ανάλυσης

### **7° Κεφάλαιο : ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΙ ΛΟΙΠΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....σ.198**

- 7.1 Σεισμική δράση
  - 7.1.1 Σεισμική δράση κατά ΕΚ8
  - 7.1.2 Σεισμική δράση κατά ΕΑΚ
- 7.2 Κατακόρυφη συνιστώσα (κατά ΕΑΚ και EC8)
- 7.3 Μη σεισμικές δράσεις
- 7.4 Συνδυασμοί δράσεων
- 7.5 Χωρική Επαλληλία

### **8° Κεφάλαιο : ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....σ. 211**

- 8.1.Βαθμοί ελευθερίας
- 8.2 Προσομοίωση των μαζών
- 8.3 Ιδιομορφές της κατασκευής
- 8.4 Ιδιομορφική επαλληλία

**9<sup>ο</sup> Κεφάλαιο : ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ  
ΚΑΤΑ ΕΑΚ2000 ΚΑΙ ΕΚ8.....σ. 223**

9.1 Επιρροές 2ας τάξεως

9.2 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων για το «σεισμό λειτουργικότητας»

9.3 Έλεγχος μελών

9.3.1 Γενικά

9.3.2 Έλεγχοι μελών πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

**10<sup>ο</sup> Κεφάλαιο : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....σ. 233**

10.1 Σύγκριση των δύο Κανονισμών

10.2 Για τη συγκριτική μελέτη του κτιρίου

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ : ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ  
ΚΑΤΑ ΕC0 ΚΑΙ ΕC1.....σ. 238**

1.Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων

2.Δράσεις ανέμου

3.Συντελεστές συνδυασμού δράσεων

**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....σ.258**



# *ΜΕΡΟΣ Ι : ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ*

## *ΜΕΡΟΣ ΙΙ : ΕΦΑΡΜΟΓΗ*

**1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:**  
ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ  
ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ-  
ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ

## 1.1 Αντισεισμικοί Κανονισμοί – Γενικά

Κάθε τι που κατασκευάζεται, οφείλει να διατηρηθεί σε κατάσταση που θα εξυπηρετεί το σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε, για μια συγκεκριμένη χρονική διάρκεια, γνωστή και ως ωφέλιμη ζωή του έργου. Κατά τη διάρκεια αυτή, η κατασκευή θα δεχθεί κάποιες δράσεις. Οι μόνιμες (ή οιονεί μόνιμες) δράσεις δρουν καθ' όλη την (ωφέλιμη) διάρκεια ζωής του έργου, και πρέπει να «αντιμετωπίζονται» ικανοποιητικά. Ως ικανοποιητική αντιμετώπιση, όσον αφορά τις μόνιμες δράσεις, νοείται κατ' αρχάς η μη-αστοχία και αφετέρου ο περιορισμός των παραμορφώσεων της κατασκευής (του κτιρίου εν προκειμένω), ώστε να μην υπάρχει όχληση της λειτουργίας του κτιρίου (λειτουργική αστοχία), αλλά και διατάραξη του αισθήματος ασφάλειας των χρηστών και της αισθητικής τους (οριακή κατάσταση αστοχίας και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας).

Οι σεισμικές δράσεις όμως, ανήκουν στις τυχηματικές δράσεις (δεν ξέρουμε Πού και Πότε θα γίνει ο σεισμός) και η κατασκευή πρέπει να είναι σχεδιασμένη έτσι ώστε να τις «αντιμετωπίσει» ικανοποιώντας μια σειρά από κριτήρια, που καθορίζονται απ' τον εκάστοτε Κανονισμό.

Γενικά όμως, ανεξαρτήτως Κανονισμού, πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις (όπως αναφέρεται στην παράγραφο 1.2 «Θεμελιώδεις Απαιτήσεις Σεισμικής Συμπεριφοράς» του ΕΑΚ και στην παράγραφο 1.1.1 «Scope(=σκοπός) of EN 1998» του EC8):

1. Απαίτηση μη κατάρρευσης → προστασία ανθρώπινης ζωής
2. Απαίτηση περιορισμού βλαβών
3. Απαίτηση διατήρησης μιας ελάχιστης στάθμης λειτουργιών (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί κλπ)

Σαν μια **κατ' εξοχήν σεισμογενής χώρα**, η Ελλάδα, έπρεπε να «θωρακιστεί» απέναντι στο σεισμό. Αυτό, (έγινε προσπάθεια να) επιτευχθεί με έναν (υποχρεωτικό) Αντισεισμικό Κανονισμό, ο οποίος θα καθόριζε το σχεδιασμό των νέων κατασκευών.

## 1.2 Ελληνικοί Αντισεισμικοί Κανονισμοί - Ιστορικά στοιχεία

Η έρευνα της συμπεριφοράς των κατασκευών, σε διεθνές επίπεδο, άρχισε στα τέλη του 19ου αιώνα. Οι πρώτοι Α.Κ. (Αντισεισμικοί Κανονισμοί) εμφανίστηκαν διεθνώς στα μέσα της δεκαετίας του 1920 (1924 Ιαπωνία και 1927 ΗΠΑ). Αφορμή ήταν μεγάλοι σεισμοί. Αρχικά υπήρχε μόνο **στατική θεώρηση** των φορτίων. Αργότερα επικράτησε η **δυναμική**.

Ο πρώτος Α.Κ. στην Ελλάδα εφαρμόστηκε το 1959 (Βασιλικό Διάταγμα), στη συνέχεια εφαρμόστηκαν διάφορες βελτιώσεις-τροποποιήσεις, π.χ. 1984, 1992 (Ν.Ε.Α.Κ.), 1995, 2000 (ΕΑΚ) και 2003. Αναμένεται να εφαρμοσθεί ο EC8.

Είναι ενδιαφέρον ότι οι Αντισεισμικοί Κανονισμοί και οι δυνατότητες των «μέσων εφαρμογής» τους στις κατασκευές, δηλ. οι Η/Υ και τα λογισμικά ανάλυσης και σχεδιασμού κατασκευών, αναπτύσσονται αλληλοεπηρεαζόμενα και αλληλοβοηθούμενα. Και μάλιστα, η εξέλιξη των «εργαλείων» (Η/Υ και λογισμικό) σπρώχνει προς τα εμπρός την εξέλιξη των Κανονισμών. Ενδεικτικός είναι ο ακόλουθος πίνακας:

Αντισεισμικοί Κανονισμοί (Ελληνικοί)	Υπολογιστικά Μέσα	Μέθοδοι Υπολογισμού στην καθημερινή πράξη
<b>1959: Βασιλικό Διάταγμα</b>	Λογαριθμικός κανόνας Μηχανικές αριθμομηχανές 1972: ηλεκτρονική αριθμομηχανή HP 35  <b>1978: πρώτοι PC</b> (Apple II, TRS-80, Commodore PET) 1981: IBM PC με Intel 8086 1982: Intel 80286	Στατική επίλυση δομικών <b>στοιχείων &amp; υποφορέων</b> (συνεχής δοκός, πέδιλο)  Κατ' όροφο αντισεισμικός έλεγχος (Ρουσόπουλος)
1984: Τροποποιήσεις Β.Δ.	1984: Macintosh 1985: PC 80386 <b>1986: Πρώτα Windows</b>	Μοντέλο <b>επιπέδου</b> πλαισίου Πρώτες χωρικές αναλύσεις
1992: ΝΕΑΚ  1995: Τροποποιήσεις ΝΕΑΚ  <b>2000: ΕΑΚ</b>	<b>1993: πρώτος Pentium</b>  1997: Pentium II 1999: Pentium III, 300 MHz  2001: Pentium IV, >2 GHz	<b>Χωρική</b> στατική επίλυση γραμμικών προσομοιωμάτων  <b>Δυναμική</b> επίλυση Χρήση γραμμικών και <b>επιφανειακών μοντέλων Pushover Analysis</b>

Πίνακας 1.1: Εξέλιξη Κανονισμών & Υπολογιστικών Μέσων. Πηγή: Αβραμίδης, 2003

### 1.3 Γενικά στοιχεία Ευρωκωδίκων - Παρουσίαση του EC8

Το «Πλέγμα» των Ευρωκωδίκων είναι το εξής:

- EN 1990 Eurocode 0: Βάσεις Σχεδιασμού  
Οριακές καταστάσεις αστοχίας - Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας  
- Χαρακτηρισμός δράσεων - Συνδυασμοί δράσεων
- EN 1991 Eurocode 1: Δράσεις επί των κατασκευών  
(ειδικότερα: EN 1991-1-1: Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια)  
(Ορισμός τιμών δράσεων)
- EN 1992 Eurocode 2 : Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα  
(ειδικότερα: EN 1992-1-1: Μέρος 1-1: Γενικά- Γενικοί Κανόνες για κτίρια και γενικά έργα πολιτικού μηχανικού)
- EN 1993 Eurocode 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα  
(ειδικότερα: EN 1993-1-1: Μέρος 1-1: Γενικά - Γενικοί Κανόνες)
- EN 1994 Eurocode 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων (από χάλυβα και σκυρόδεμα) Κατασκευών  
(ειδικότερα: EN 1994-1-1: Μέρος 1-1: Γενικά - Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για κτίρια)
- EN 1995 Eurocode 5 : Σχεδιασμός ξύλινων (timber) κατασκευών  
(ειδικότερα: EN 1995-1-1: Μέρος 1-1: Γενικά - Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για κτίρια)
- EN 1996 Eurocode 6 : Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία (masonry structures)  
(ειδικότερα: EN 1996-1-1: Μέρος 1-1: Γενικά - Κανόνες για οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία)
- EN 1997 Eurocode 7: Γεωτεχνικός σχεδιασμός  
(ειδικότερα: EN 1997-1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες)  
(Αντοχή και φέρουσα ικανότητα εδάφους)
- EN 1998 **Eurocode 8** : Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών (Design of Structures for Earthquake Resistance)
- EN 1999 Eurocode 9 : Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο.

Κάθε Ευρωκώδικας αποτελείται από δύο τεύχη: α) Το **Βασικό κείμενο**, ίδιο για όλες τις χώρες και μεταφρασμένο στη γλώσσα της χώρας και β) Το **Εθνικό Προσάρτημα** που εκδίδει κάθε χώρα και καθορίζει τις παραμέτρους και μεθοδολογίες που μπορούν να εφαρμοστούν στη χώρα αυτή.

Το Εθνικό Προσάρτημα αναφέρεται μόνο σε **συγκεκριμένες διατάξεις** του βασικού κειμένου, όπου γίνεται σαφής αναφορά ότι οι αντίστοιχες τιμές παραμέτρων ή οι μέθοδοι υπολογισμού θα οριστούν στο Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας.

Οι διατάξεις των Ευρωκωδίκων διακρίνονται σε: α) **Αρχές** οι οποίες χαρακτηρίζονται από το γράμμα **P (Principle)** που ακολουθεί τον αριθμό της παραγράφου και αφορούν σε γενικές διατυπώσεις, ορισμούς, απαιτήσεις και αναλυτικά προσομοιώματα και δεν υπάρχει εναλλακτική επιλογή (εκτός εάν ρητά αναφέρεται διαφορετικά) και β) **Κανόνες εφαρμογής** οι οποίοι είναι αναγνωρισμένοι κανόνες που ικανοποιούν τις απαιτήσεις των Αρχών.

Επιτρέπεται η χρήση **εναλλακτικών κανόνων σχεδιασμού** (διαφορετικών από αυτούς που δίνονται στους Ευρωκώδικες), αλλά θα πρέπει να αποδεικνύεται ότι συμφωνούν με τις Αρχές και εξασφαλίζουν ισοδύναμη ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα με τους Ευρωκώδικες

Συγκεκριμένα στον **Ευρωκώδικα 8**, εκτός από το **1<sup>ο</sup> μέρος** του, του οποίου οι διατάξεις θίγονται στην παρούσα εργασία, και είναι **το πιο βασικό και συγγενές του ΕΑΚ**, υπάρχουν επίσης **5 άλλα μέρη**, τα οποία καλύπτουν και τα **υπόλοιπα θέματα** αντισεισμικού σχεδιασμού, πλην του αντισεισμικού σχεδιασμού **νέων** κατασκευών.

Αναλυτικά, τα υπόλοιπα μέρη του Ευρωκώδικα 8 (“Further Parts of EN 1998”) είναι τα εξής:

**Μέρος 1 (EN 1998-1): Σχεδιασμός κτιρίων σε σεισμικές περιοχές.**

Μέρος 2 (EN 1998-2): Ειδικές διατάξεις για γέφυρες.

Μέρος 3 (EN 1998-3): Διατάξεις για σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών.

Μέρος 4 (EN 1998-4): Ειδικές διατάξεις για σιλό, δεξαμενές και αγωγούς.

Μέρος 5 (EN 1998-5): Ειδικές διατάξεις για θεμελιώσεις, αντιστηρίξεις και γεωτεχνικά στοιχεία.

Μέρος 6 (EN 1998-6): Ειδικές διατάξεις για πύργους, ιστούς και καπνοδόχους.

Τα περιεχόμενα, ειδικά, του μέρους 1 του EC8 (EN 1998-1) είναι :

#### **1.ΓΕΝΙΚΑ**

#### **2.ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΥΜΜΟΡΦΩΣΗΣ**

#### **3.ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ**

#### **4.ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ**

#### **5.ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

#### **6.ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ**

#### **7.ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΚΑΙ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

#### **8.ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΞΥΛΙΝΑ ΚΤΙΡΙΑ**

#### **9.ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ**

#### **10.ΜΟΝΩΣΗ ΒΑΣΗΣ**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α (ΕΝΗΜΕΡΩΤΙΚΟ): ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β (ΕΝΗΜΕΡΩΤΙΚΟ): ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ**

**ΤΗΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ (ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ): ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ**

**ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ, ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΔΟΚΟΥ**

**- ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΡΟΠΗΣ**

Στην παρούσα εργασία, αναλύονται και σχολιάζονται τα **κεφάλαια 1-4** του Μέρους 1 (που είναι γενικά), και από τα κεφ.5-9 (που καλύπτουν κατά υλικό τα κατασκευαζόμενα κτίρια), το **κεφ.6** (κτίρια από χάλυβα).

Στις ακόλουθες δύο παραγράφους παρουσιάζονται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 που βρίσκονται στο **1<sup>ο</sup> και 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιό** του. Αυτές είναι **βασικές αρχές** που (πρέπει) να διέπουν κάθε Κανονισμό (και δη αντισεισμικό). Οι αντίστοιχες στον **ΕΑΚ**, αναπτύσσονται στο **1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο** του συγκεκριμένου Κανονισμού, με τίτλο «Αντικείμενο, Απαιτήσεις και Κριτήρια Σχεδιασμού».

#### 1.4 «Γενικά» (Κεφ. 1 του EC8)

Στο κεφάλαιο 1 του Μέρους 1 του EC8, τίθενται, γενικά, οι **στόχοι** του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998), [που συμπίπτουν με τις «Θεμελιώδεις Απαιτήσεις Σεισμικής Συμπεριφοράς»(**§1.2 ΕΑΚ**)], και πιο συγκεκριμένα, οι στόχοι του Μέρους 1 του EC8, καθώς και τα αντικείμενα που πραγματεύονται όλα του τα (10) κεφάλαια. Επίσης, αναφέρονται οι διάφορες αρχές που διέπουν το κείμενο, καθώς και οι αναφορές σε άλλα Πρότυπα και Κανονισμούς.

#### 1.5 «Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης» (Κεφ. 2 του EC8)

##### 1.5.1 Θεμελιώδεις απαιτήσεις (2.1 του EC8)

Οι δύο βασικές απαιτήσεις, κατά τον EC8, είναι οι εξής:

##### α) Απαίτηση μη-κατάρρευσης [=No-Collapse Requirement (NCR)]

«Οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται έτσι ώστε να ανθίστανται στη σεισμική δράση σχεδιασμού, που ορίζεται στο Κεφ.3, χωρίς τοπική ή ολική κατάρρευση, και άρα κρατώντας τη δομική ακεραιότητά τους και μια απομένουσα αντοχή, μετά τη λήξη της σεισμικής ακολουθίας. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται σε όρους: α) της σεισμικής δράσης αναφοράς<sup>1</sup>, που έχει πιθανότητα υπέρβασης αναφοράς,  $P_{NCR}$ , σε 50 χρόνια ή ισοδύναμα περίοδο επαναφοράς αναφοράς,  $T_{NCR}$ , και β) το συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  (βλέπε και EC0...), για να λάβει υπόψη της και διαφοροποίηση της αξιοπιστίας<sup>2</sup>»

Παρατήρηση 1: Στο Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδας υιοθετούνται οι προτεινόμενες τιμές για την  $P_{NCR}$  και την  $T_{NCR}$ :  
 $P_{NCR}=10\%$  και  $T_{NCR}=475$  χρόνια (ομοίως και στον ΕΑΚ).

Παρατήρηση 2: Επίσης, σχετικά αναφέρεται (§ 3.2.1 του EC8): «Η εδαφική επιτάχυνση κορυφής (=Peak Ground Acceleration ή PGA) **αναφοράς** αντιστοιχεί στην περίοδο επαναφοράς **αναφοράς**  $T_{NCR}$  της σεισμικής δράσης για το κριτήριο μη-κατάρρευσης (NCR) (ή ισοδύναμα, η πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια αναφοράς  $P_{DLR}$ ). Συντελεστής σπουδαιότητας ίσος με 1,0 αποδίδεται σ' αυτήν την περίοδο επαναφοράς αναφοράς. Για περιόδους επαναφοράς διαφορετικές από αυτήν της αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, σε έδαφος τύπου A (για κατηγοριοποίηση εδαφών, (δες επόμενο κεφάλαιο)  $a_g$  ισούται με  $a_{gR}$  επί το **συντελεστή σπουδαιότητας**  $\gamma_I$  ( $a_g=\gamma_I \cdot a_{gR}$ )».

<sup>1</sup> Ο όρος «αναφοράς» χρησιμοποιείται γιατί η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I=1,0$  αναφέρεται σ' **αυτήν** την περίοδο επαναφοράς

<sup>2</sup> Αυτή η «διαφοροποίηση της αξιοπιστίας» υλοποιείται με την ταξινόμηση των κατασκευών σε **κατηγορίες σπουδαιότητας** (βλ. Πίνακα 2)



Περιγραφή Κατηγορίας σπουδαιότητας <sup>3</sup>	Συντελεστής σπουδαιότητας	
	Κατά ΕΑΚ	Κατά EC8
Κτίρια μικρής σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια (π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.)	$\gamma_i=0.85$	$\gamma_i=0.8$
Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	$\gamma_i=1.00$	$\gamma_i=1.0$
Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες κλπ.)	$\gamma_i=1.15$	$\gamma_i=1.2$
Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.)	$\gamma_i=1.30$	$\gamma_i=1.4$

Πίνακας 1.2: Συντελεστές σπουδαιότητας κατά τον ΕΑΚ και κατά τον EC8

**Παρατήρηση 3:** Γενικά, «η τιμή της πιθανότητας υπέρβασης,  $P_R$ , σε  $T_L$  χρόνια, μιας συγκεκριμένης έντασης της σεισμικής δράσης σχετίζεται με την μέση περίοδο επαναφοράς αυτής,  $T_R$ , σύμφωνα με τη σχέση:  $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$ . Άρα, για δεδομένο  $T_L$  (π.χ. ωφέλιμη διάρκεια ζωής του έργου), η σεισμική δράση μπορεί να οριστεί ισοδύναμα είτε με την μέση περίοδο επαναφοράς της  $T_R$  ή με την πιθανότητα υπέρβασής της  $P_R$ , σε  $T_L$  χρόνια (π.χ.:  $T_R = -50 / \ln(1 - 0,1) = -50 / \ln 0.9 \cong 474,56$  χρόνια, για το NCR κριτήριο)»

<sup>3</sup> Πρέπει ν' αναφέρουμε, ότι η διατύπωση-περιγραφή των κατηγοριών σπουδαιότητας στον ΕΑΚ είναι πιο πλήρης, γι' αυτό και υιοθετείται εδώ

## β) Απαίτηση περιορισμού βλαβών [=Damage Limitation Requirement (DLR)]

Οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται, έτσι ώστε να αντιστέκονται στη σεισμική δράση που έχει μεγαλύτερη πιθανότητα να συμβεί από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς να συμβαίνουν βλάβες, και οι συνεπακόλουθοι περιορισμοί χρήσης, το κόστος των οποίων θα ήταν **δυσανάλογα μεγάλο** σε σχέση με το κόστος της ίδιας της κατασκευής. Η σεισμική δράση αυτή, έχει πιθανότητα υπέρβασης,  $P_{DLR}$ , σε 10 χρόνια και περίοδο επαναφοράς  $T_{DLR}$  (τιμή της  $P_{DLR}=10\%$  στα 10 χρόνια ή ισοδύναμα,  **$T_{DLR}=95$  χρόνια**).

Εάν δεν υπάρχουν άλλα στοιχεία, μπορεί να εφαρμόζεται ο **μειωτικός συντελεστής “v”**, που εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας. (→Αναλύεται στο Κεφάλαιο 3, § 3.5.3)

### 1.5.2 Κριτήρια συμμόρφωσης (2.2 του EC8)

«Προκειμένου να ικανοποιηθούν οι θεμελιώδεις απαιτήσεις (της προηγούμενης παραγράφου, **2.1**), θα πρέπει να ελέγχονται οι επόμενες οριακές καταστάσεις :

- Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ultimate Limit States)
- Οριακές Καταστάσεις Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation States)

Οι πρώτες είναι εκείνες που σχετίζονται με **κατάρρευση** ή με άλλες μορφές αστοχίας, που θα μπορούσαν να βάλουν σε κίνδυνο την ασφάλεια ανθρώπων.

Οι δεύτερες είναι εκείνες που σχετίζονται με **βλάβες**, πέρα απ' τις οποίες οι απαιτήσεις λειτουργίας που έχουν προσδιορισθεί δεν ικανοποιούνται»

#### 1.5.2.1 Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (2.2.2 του EC8)

«Θα επαληθεύεται ότι το δομικό σύστημα έχει την **αντοχή** και **ικανότητα απορρόφησης ενέργειας**, που προσδιορίζεται στα αντίστοιχα σημεία του EN 1998.

Η Αντοχή και Ικανότητα Απορρόφησης Ενέργειας της κατασκευής σχετίζονται με το βαθμό στον οποίο σχεδιάζεται να εκμεταλλευτεί η **μη-γραμμική της συμπεριφορά**. Πρακτικά, αυτή η “ισορροπία” μεταξύ αντοχής και ικανότητας απορρόφησης ενέργειας εκφράζεται με την τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς q** και τη σχετική κατάσταση ως προς την πλαστιμότητα (που επίσης δίνεται στα σχετικά σημεία του EN 1998).

Για το σχεδιασμό κατασκευών που ταξινομούνται ως **μη-πλάστιμες**<sup>4</sup>, δεν λαμβάνεται υπόψη καμία «υστερητική»<sup>5</sup> απορρόφηση ενέργειας, και ο συντελεστής συμπεριφοράς δεν θα πρέπει να θεωρείται, γενικά, ότι είναι

<sup>4</sup> Ο χαρακτηρισμός των κατασκευών ως **πλάστιμες ή μη**, αποτελεί προσπάθεια μετάφρασης του όρου **dissipative** και **low** (ή **non**)-**dissipative**, που απαντώνται στον Κανονισμό, και αφορά στην ικανότητα (ή μη) απορρόφησης ενέργειας (*energy-dissipation capacity*)

<sup>5</sup> Ο όρος «**υστερητική**» αναφέρεται στην απορρόφηση ενέργειας που λαμβάνει χώρα στην **πλαστική περιοχή** [δηλαδή μπορούμε να πούμε ότι η απόσβεση διακρίνεται στην **ιζώδη** (στην ελαστική περιοχή) και στην **υστερητική** (στην πλαστική περιοχή)]

μεγαλύτερος από την τιμή **1,5** (άρα, θεωρείται ότι διαμορφώνεται μόνο απ' τις **υπεραντοχές**).

Ειδικά για χαλύβδινες ή σύμμικτες κατασκευές, αυτή η οριακή τιμή του συντελεστή  $\alpha$  μπορεί να παίρνεται ότι είναι μεταξύ **1,5** και **2** (βλέπε αντίστοιχα Πίνακα 6.1 για χάλυβα και Πίνακα 7.1 για σύμμικτες, Κεφάλαια 6 και 7 αντίστοιχα).

Για “**πλάστιμες**” κατασκευές, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $\alpha$  παίρνεται **μεγαλύτερος** από αυτές τις οριακές τιμές (δες επίσης Πίνακες 6.1 και 7.1). (Σ' αυτήν την περίπτωση, λαμβάνεται υπόψη η “υστερητική” απορρόφηση ενέργειας, που κυρίως γίνεται στις κρίσιμες περιοχές ή ζώνες απορρόφησης ενέργειας, οι οποίες και σχεδιάζονται ειδικά).

Παρατήρηση: Ο συντελεστής  $\alpha$  θα πρέπει να περιορίζεται: α) από τις οριακές καταστάσεις που επιβάλλει η δυναμική ισορροπία της κατασκευής και β) από τις βλάβες, λόγω κόπωσης που οφείλεται σε φόρτιση λίγων κύκλων, που συμβαίνει σε δομικές λεπτομέρειες (ειδικά **συνδέσεις!**). Οι πιο δυσμενείς καταστάσεις γενικά, θα πρέπει να εφαρμόζονται, όταν καθορίζονται οι τιμές του συντελεστή  $\alpha$ . (Τις τιμές  $\alpha$  αυτές θεωρείται ότι δίνει ο παρών Κανονισμός).

Όλη η κατασκευή σαν σύνολο θα πρέπει να ελέγχεται για να διασφαλιστεί ότι είναι **σταθερή** υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η σταθερότητά της τόσο λόγω **ανατροπής** όσο και λόγω **ολίσθησης**.

Θα πρέπει να επαληθεύεται ότι τόσο **τα στοιχεία της θεμελίωσης**, όσο και **το έδαφος θεμελίωσης** είναι ικανά να αντισταθούν στα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη, που προέρχονται από την απόκριση της ανωδομής, χωρίς σημαντικές **παραμένουσες παραμορφώσεις**. Στον καθορισμό των αντιδράσεων, θα πρέπει να γίνεται η πρέπουσα θεώρηση της **πραγματικής αντίστασης** που μπορεί να αναπτυχθεί από το δομικό στοιχείο που μεταβιβάζει τις δράσεις (δηλ. συνυπολογίζοντας τις **υπεραντοχές** →ικανοτικός σχεδιασμός θεμελίου!).

Η πιθανή επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξεως (ή φαινόμενα P- $\Delta$ ) στις τιμές των αποτελεσμάτων των δράσεων θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

Τέλος, θα πρέπει να επαληθεύεται ότι, υπό τη σεισμική δράση, η συμπεριφορά των **μη-δομικών** στοιχείων δεν ενέχει κινδύνους για ανθρώπους και δεν επηρεάζει δυσμενώς την απόκριση των **δομικών** στοιχείων (βλέπε **&4.3.5** και **&4.3.6** για ειδικούς κανόνες.)

### 1.5.2.2 Οριακές Καταστάσεις Περιορισμού Βλαβών (2.2.3 του EC8)

Θα πρέπει να διασφαλίζεται ένας επαρκής βαθμός αξιοπιστίας έναντι μη αποδεκτού επιπέδου ζημιών, ικανοποιώντας τα διάφορα όρια για τις **παραμορφώσεις** ή άλλα σχετικά όρια, που ορίζονται στις σχετικές διατάξεις του Κανονισμού.

Σε κατασκευές σημαντικές για τη δημόσια ασφάλεια, πρέπει να διασφαλίζεται ότι το δομικό σύστημα έχει την απαιτούμενη αντοχή και δυσκαμψία ώστε να διατηρήσει τη **λειτουργία ζωτικών υπηρεσιών**, για ένα σεισμικό γεγονός κατάλληλης περιόδου επαναφοράς ( $T_{DLR}=95$  χρόνια).

### 1.5.2.3 Ειδικά μέτρα (2.2.4 του EC8)

Για να περιοριστούν οι αβεβαιότητες και για να διασφαλιστεί μια «καλή» συμπεριφορά των κατασκευών υπό σεισμικές δράσεις **πιο ισχυρές** από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, θα πρέπει να λαμβάνεται ένα σύνολο σχετικών ειδικών μέτρων.

#### 1.5.2.3.1 Σχεδιασμός (2.2.4.1 του EC8)

«Στο βαθμό που αυτό είναι δυνατό, οι κατασκευές πρέπει να έχουν μια **απλή και κανονική** μορφή, σε κάτοψη και σε όψη (*βλέπε Κριτήρια Κανονικότητας παρακάτω*). Αν χρειάζεται, αυτό μπορεί να γίνεται με την υποδιαίρεση της κατασκευής με **αρμούς**, σε δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες.

Προκειμένου να διασφαλιστεί μια- σε καθολικό βαθμό- **πλάστιμη** και απορροφητική σε **ενέργεια**<sup>6</sup> συμπεριφορά, **ψαθυρές** μορφές αστοχίας ή ο πρόωρος σχηματισμός ενός ασταθούς μηχανισμού (κατάρρευσης) θα πρέπει να αποφεύγεται. Γι' αυτό το σκοπό, όπου απαιτείται, θα πρέπει να γίνεται προσφυγή στον **ικανοτικό σχεδιασμό**, που χρησιμοποιείται για να μας δώσει την **ιεραρχία** της αντοχής των διάφορων δομικών στοιχείων και τις απαιτούμενες μορφές αστοχίας, για να λάβουμε έναν αξιόπιστο πλαστικό μηχανισμό κατάρρευσης και να αποφύγουμε ψαθυρές μορφές αστοχίας.

Απ' τη στιγμή που η σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό απ' τη συμπεριφορά των **κρισίμων** περιοχών ή στοιχείων της, οι **κατασκευαστικές λεπτομέρειες** της κατασκευής στο σύνολό της, και αυτών των περιοχών ή στοιχείων ειδικότερα, πρέπει να είναι τέτοιες, ώστε να διατηρείται η ικανότητα να μεταφέρονται οι απαραίτητες δυνάμεις και να καταναλώνεται ενέργεια υπό ανακυκλική φόρτιση. Γι' αυτό, η διαμόρφωση των λεπτομερειών **συνδέσεων** δομικών στοιχείων και περιοχών όπου αναμένεται **μη-γραμμική** συμπεριφορά, πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη προσοχή κατά το σχεδιασμό.

Η ανάλυση θα πρέπει να βασίζεται σε ένα επαρκές μοντέλο, που θα λαμβάνει υπόψη του, όταν είναι απαραίτητο, την επιρροή της **παραμορφωσιμότητας του εδάφους**, των **μη-δομικών** στοιχείων καθώς και άλλων στοιχείων, όπως την παρουσία **παρακείμενων κατασκευών**.»

#### 1.5.2.3.2 Θεμελίωση (2.2.4.2 του EC8)

«Η δυσκαμψία της θεμελίωσης θα πρέπει να είναι επαρκής, ώστε να μπορεί να μεταφέρει με ασφάλεια τα φορτία της ανωδομής στο έδαφος, όσο πιο **ομοιόμορφα** γίνεται.

Εκτός αν πρόκειται για γέφυρα, **μόνο ένας τύπος θεμελίωσης** θα πρέπει να χρησιμοποιείται για την ίδια κατασκευή, εκτός αν η τελευταία αποτελείται από δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες.»

#### 1.5.2.3.3 Σχεδιασμός Ποιότητας του Συστήματος (2.2.4.3 του EC8)

Σ' αυτό το εδάφιο αναφέρεται ότι σε ειδικές περιπτώσεις θα περιλαμβάνονται στα αρχεία του σχεδιασμού λεπτομερή στοιχεία για περιοχές που χρειάζονται ιδιαίτερο **έλεγχο, κατά τη διάρκεια ζωής του έργου**.

---

<sup>6</sup> «Απορροφητική σε ενέργεια»: απόδοση του όρου *dissipative*

**2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:**  
**ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ**  
**ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ**  
*(Κεφ. 3 του EC8)*

## 2.1 Γενικά

Στα επόμενα κεφάλαια ακολουθείται η σειρά των διαφόρων θεμάτων που υιοθετείται στον EC8. Οι διατάξεις του Ευρωκώδικα που θίγουν ένα συγκεκριμένο θέμα ακολουθούνται από τις αντίστοιχες διατάξεις του ΕΑΚ για άμεση σύγκριση.

## 2.2 Εδαφικές συνθήκες

### 2.2.1 Γενικά (3.1.1 του EC8)

Αναφέρεται ότι «κατάλληλες έρευνες και μελέτες πρέπει να διενεργούνται, για τη διερεύνηση των εδαφικών συνθηκών, ανάλογα και με τη σπουδαιότητα της κατασκευής και τις τοπικές συνθήκες (Επιπλέον καθοδήγηση δίνεται στο **Μέρος 5** του EC8)».

### 2.2.2 Κατηγοριοποίηση των εδαφών (3.1.2 του EC8)

Ο **Ευρωκώδικας 8** αναφέρει: «Η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών, μπορεί να λαμβάνεται υπόψη με τους εδαφικούς **τύπους A,B,C,D και E**, που περιγράφονται στη συνέχεια. Μπορεί επίσης να λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της **βαθιάς γεωλογίας**, επιπρόσθετα. (Οδηγίες και λεπτομέρειες θα υπάρχουν στο Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας)»

Εδαφικός τύπος	Περιγραφή της στρωματογραφίας	$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (κρούσεις/ 30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Βραχώδεις σχηματισμοί, με μία στρώση χαλαρότερου υλικού στην επιφάνεια, πάχους ως 5 m.	>800	–	–
B	Αποθέσεις από πολύ πυκνά αμμοχάλικα ή πολύ σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους, με βαθμιαία αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών με το βάθος.	360-800	>50	>250
C	Αποθέσεις από πυκνά(ή μετρίως πυκνά) αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους	180-360	15-50	70-250
D	Αποθέσεις από χαλαρά έως μέτρια, μη συνεκτικά εδάφη ή μαλακά έως σκληρά συνεκτικά εδάφη	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό αλλουβιακό στρώμα πάχους 5-20m με τιμή $v_s$ αντίστοιχη των εδαφών C ή D, που υπέρκειται σκληρού εδάφους (με $v_s > 800$ m/s)	“C ή D”		

S <sub>1</sub>	Αποθέσεις που αποτελούνται ή περιλαμβάνουν στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m από μαλακές αργίλους και ιλύες με μεγάλο δείκτη πλαστικότητας (PI>40) και μεγάλο ποσοστό υγρασίας	<100 ενδεικτικά	–	10-20
S <sub>2</sub>	Αποθέσεις από εδάφη επικίνδυνα για <b>ρευστοποίηση</b> ή ευαίσθητες αργίλους και εδάφη που δεν υπάγονται στις παραπάνω κατηγορίες			

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες εδαφών που προτείνει ο EC8

«Η κατάταξη των εδαφών γίνεται με βάση τη μέση ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων,  $v_{s,30}$ , εάν είναι διαθέσιμη, αλλιώς χρησιμοποιείται η τιμή  $N_{SP7}$ ».

«Η μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30 μέτρα εδάφους υπολογίζεται ως:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad \text{όπου,}$$

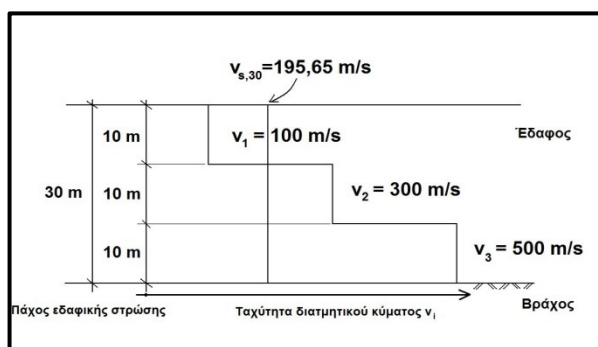
$h_i$  = πάχος στρώματος (σε m)

$v_i$  = ταχύτητα διάδοσης (m/s) διατμητικών κυμάτων στρώματος  $i$  (για  $\gamma < 10^{-5}$ , δηλαδή για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά)

$N$  = πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους».

**Παρατήρηση:** Πρέπει εδώ να αναφέρουμε διευκρινιστικά ότι **δεν** πρόκειται για περίπτωση **σταθμισμένου μέσου όρου** (βλέπε παράδειγμα που ακολουθεί).

**Παράδειγμα:** Έστω το ακόλουθο **ιδεατό** εδαφικό προφίλ, συνολικού πάχους 30 m, το οποίο αποτελείται από **τρεις στρώσεις ίσου πάχους 10 m**.



Εικόνα 2.1: Εδαφικό προφίλ παραδείγματος- Ταχύτητα  $v_{s,30}$

Αν οι ταχύτητες της κάθε μίας στρώσης είναι **500, 300 και 100 m/s** (από “κάτω” προς τα “πάνω”), τότε ο σταθμισμένος μ.ό. προφανώς θα έδινε ταχύτητα  $\frac{100+300+500}{3} = \frac{900}{3} = \mathbf{300 \text{ m/s}}$ , ενώ ο «κανόνας» του EC8 δίνει :

$$\frac{30}{\frac{10}{100} + \frac{10}{300} + \frac{10}{500}} = \mathbf{195,652 \text{ m/s.}}$$

«Για τους εδαφικούς τύπους  $S_1$  και  $S_2$ , πρέπει να γίνονται ειδικές γεωτεχνικές μελέτες (...)

Στην εργασία με τίτλο “Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού στον ΕΑΚ2000 και στον EC8. Προτάσεις για μια ακριβέστερη κατηγοριοποίηση των εδαφών και των συναφών συντελεστών φασματικής ενίσχυσης” (**βιβλιογραφία [1]**), **προτείνεται μια ακριβέστερη κατηγοριοποίηση των εδαφών.**

Ακολουθεί μια **απόπειρα αντιστοίχισης** των κατηγοριών εδάφους, ανάμεσα στους δύο Κανονισμούς :

<b>EC8</b>	<b>ΕΑΚ</b>
A	A
B	A,B
C	B,Γ
D	Γ
E	Γ,Δ
$S_1$	Δ
$S_2$	Χ

Πίνακας 2.2: Αντιστοίχιση κατηγοριών εδάφους των δύο Κανονισμών.

Η προσπάθεια αυτή αντιστοίχισης των κατηγοριών εδάφους γίνεται ενδεικτικά, και δεν έχει (μαθηματική) απόδειξη, μιας και ο ΕΑΚ δεν **ποσοτικοποιεί** με κάποιο μέγεθος τη διάκριση των εδαφών, όπως κάνει ο EC8. Αυτή η **ενδεικτική**, επομένως, αντιστοίχιση ελλείπει άλλων στοιχείων βασίζεται εκτός από την **περιγραφή των εδαφικών σχηματισμών** που γίνεται στους δύο Κανονισμούς στο βασικότερο αντίκτυπο που αυτή έχει στο σχεδιασμό των κατασκευών, δηλαδή το μέγεθος της αναπτυσσόμενης στην κατασκευή **επιτάχυνσης σχεδιασμού**. Επομένως προκύπτει συνδυασμένα και από τη σύγκριση των **φασμάτων** που προκύπτουν, για τις διάφορες κατηγορίες εδαφών, **και στους δύο Κανονισμούς** (βλέπε στη συνέχεια τα προκύπτοντα φάσματα).

Πάντως, είναι προφανές ότι ο Ευρωκώδικας 8 κατηγοριοποιεί **λεπτομερέστερα** τα διάφορα εδάφη σε σχέση με τον ΕΑΚ, ανταποκρίνεται δηλαδή καλύτερα στις επικρατούσες συνθήκες του εδάφους.

→ Στο **Κεφάλαιο 7** σχολιάζεται επίσης η **αντιστοίχιση** των κατηγοριών εδάφους, με σκοπό την εύρεση της πιο κατάλληλης κατηγορίας εδάφους σύμφωνα με την οποία θα προκύψει το **φάσμα σχεδιασμού** [βλέπε παρακάτω, για ένα (γενικό) σχολιασμό] κατά **ΕΚ8**, με δεδομένο ότι η ανάλυση κατά ΕΑΚ έγινε για **έδαφος κατηγορίας Γ**.

## 2.3 Σεισμική δράση (3.2 του EC8)

### 2.3.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (3.2.1 του EC8)

Έχουν υιοθετηθεί οι τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας του ΕΑΚ2000. Σε κάθε σεισμική ζώνη, ορίζεται μία **τιμή αναφοράς  $a_{gR}$**  (οι τιμές που δίνει ο ΕΑΚ) της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (=peak ground acceleration) σε έδαφος **κατηγορίας Α**, η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς για περίοδο επαναφοράς  $T_{NCR} = 475$  έτη (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια), στην οποία αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_i=1,0$ .



Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης, η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος A είναι :  $a_g = \gamma_I^* a_{gR}$ .

Αναφέρεται επίσης: «Σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας, μπορούν να εφαρμόζονται μειωμένες ή απλοποιημένες διαδικασίες αντισεισμικού σχεδιασμού, για διάφορους τύπους κατασκευών.

Θεωρούνται ως περιπτώσεις **χαμηλής σεισμικότητας**, οι περιπτώσεις όπου ισχύει :

$$a_g < 0,08 \text{ g} \quad \text{ή}$$

$$a_g * S < 0,10 \text{ g}$$

,όπου S: ο συντελεστής του εδάφους (βλέπε παρακάτω)»

Αντίστοιχα, σε περιπτώσεις **πολύ χαμηλής σεισμικότητας**, οι διατάξεις του EC8 μπορούν **να μην** εφαρμόζονται. Τέτοιες περιπτώσεις είναι αυτές όπου ισχύει :

$$a_g < 0,04 \text{ g} \quad \text{ή}$$

$$a_g * S < 0,05 \text{ g}^7$$

### 2.3.2 Βασική αναπαράσταση της σεισμικής δράσης (3.2.2 του EC8)

«Η ταλαντωτική κίνηση σε ένα συγκεκριμένο σημείο στην επιφάνεια του εδάφους λόγω σεισμού, αναπαρίσταται από ένα **φάσμα ελαστικής απόκρισης** και η οριζόντια σεισμική δράση χωρίζεται σε δύο **ανεξάρτητες** και **κάθετες** μεταξύ τους συνιστώσες, που χαρακτηρίζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης».

Παρ' όλα αυτά, ίσως χρειαστεί να χρησιμοποιηθούν **περισσότερα από ένα** φάσματα απόκρισης, εάν αυτό κριθεί αναγκαίο, για την πειστικότερη απεικόνιση της σεισμικής διέγερσης, χρησιμοποιώντας **διαφορετικές τιμές** της επιτάχυνσης  $a_g$  για κάθε φάσμα.

**Τοπογραφική ενίσχυση:** «Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για κατασκευές με σπουδαιότητα  $\gamma > 1$ . Τοπογραφική ενίσχυση συμβαίνει ιδιαίτερα σε περιπτώσεις κορυφών πρανών και λόφων ύψους μεγαλύτερου των **30m**. Μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μέσω του **συντελεστή μεγέθυνσης  $S_T$** , με τον οποίο πολλαπλασιάζονται οι φασματικές τιμές (λεπτομέρειες για αυτά τα φαινόμενα, και το πώς αντιμετωπίζονται, δίνονται στο (Πληροφοριακό) Παράρτημα A του **Μέρους 5** του EC8)».

Επίσης, αναφέρεται ότι η σεισμική κίνηση μπορεί να αναπαρασταθεί με **χρονοϊστορία επιταχύνσεων**, δηλαδή μέσω **επιταχυνσιογραφημάτων**. Δίδονται επίσης οι σχετικοί κανόνες που πρέπει αυτά να πληρούν, ώστε να είναι αποδεκτά και αξιόπιστα.

Τέλος, για ορισμένου τύπου κατασκευές (όπως γέφυρες, αγωγούς, ιστούς κ.ά.) μπορεί να απαιτηθεί και μεταβολή της κίνησης του εδάφους στο **χώρο** και στο **χρόνο**. (λεπτομέρειες στα Μέρη 2,4 και 6 του EC8).

<sup>7</sup> Σύμφωνα με το **Εθνικό Προσάρτημα**, στον Ελλαδικό χώρο **δεν προβλέπονται ζώνες χαμηλής και πολύ χαμηλής** σεισμικότητας

### 2.3.2.1 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Οριζόντιας Συνιστώσας (3.2.2.2 του EC8)

Στον ΕΚ8, «για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα  $S_e(T)$  καθορίζεται από τις επόμενες εξισώσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (n \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

όπου :

$S_e(T)$  , η φασματική επιτάχυνση

$T$  , η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού μονοβάθμιου ταλαντωτή

$a_g$  , η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού **σε έδαφος κατηγορίας A**

( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ )<sup>8</sup>

$T_B$  , το κάτω όριο του τμήματος του φάσματος με σταθερή επιτάχυνση

$T_C$  , το άνω όριο του τμήματος του φάσματος με σταθερή επιτάχυνση

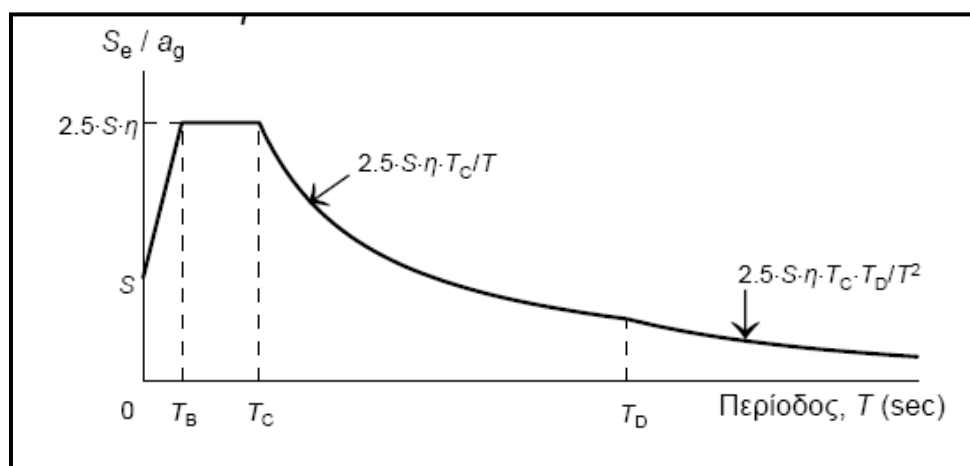
$T_D$  , η τιμή που καθορίζει την αρχή της περιοχής του φάσματος με σταθερή τιμή μετατοπίσεων.

$S$  , ο **συντελεστής εδάφους** και

$\eta$  , ο **συντελεστής διόρθωσης για ποσοστό απόσβεσης  $\xi \neq 5\%$** , που δίνεται

απ' τη σχέση :  $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55$

Σχεδιάζοντας το φάσμα αυτό, προκύπτει (Εικόνα 2.2):



Εικόνα 2.2: Ελαστικό Φάσμα του ΕΚ8- Γενική περίπτωση

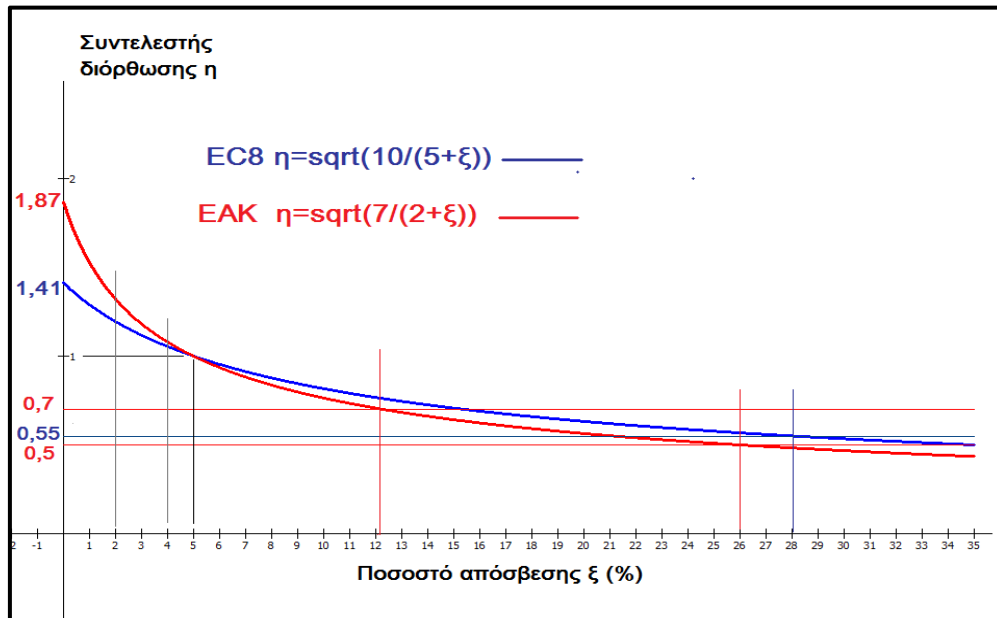
<sup>8</sup> Βλέπε σημείωση παρακάτω, για την εδαφική (σεισμική) επιτάχυνση

Σ' αυτό το σημείο, είναι εύλογο να κάνουμε την ακόλουθη σύγκριση: Ο

$$\text{ΕΑΚ, για τον ίδιο συντελεστή δίνει: } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,70$$

(«σε ορισμένες περιπτώσεις ιδιαίτερα μεγάλης απόσβεσης το όριο αυτό μπορεί να λαμβάνεται **0,50**»).

Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή  $\eta$  που προκύπτουν απ' τους δύο τύπους υπολογισμού, δίνεται συγκριτικά, στο διάγραμμα της Εικόνας 2.3:



Εικόνα 2.3: Τιμές του συντελεστή  $\eta(\xi)$  για τους δύο Κανονισμούς

Όπως παρατηρούμε στο διάγραμμα, οι τιμές του συντελεστή  $\eta$  που δίνει ο EC8, είναι **μικρότερες** για  $\xi \leq 5\%$ , ενώ είναι **μεγαλύτερες** για  $\xi \geq 5\%$ . Οι τιμές του συντελεστή διορθώσεως που δίνουν οι δύο Κανονισμοί προφανώς **ταυτίζονται** για  $\xi = 5\%$  ( $\Rightarrow \eta = 1,0$ ) (οπλισμένο σκυρόδεμα).

Για μεταλλικές κατασκευές με **συγκολλήσεις** ( $\xi = 2\%$ ) προκειππει ένα σφάλμα στην τιμή του συντελεστή διορθώσεως (και άρα της τελικής τιμής της σεισμικής δράσης που περιμένουμε-“προβλέπουμε” ότι θα αναπτυχθεί<sup>9</sup>) **9,8%**.

Για μεταλλικές κατασκευές με **κοχλιώσεις** ( $\xi = 4\%$ ), το αντίστοιχο σφάλμα είναι **2,7%**. Η τιμή αυτή, σε σχέση και με τις μεγάλες **αβεβαιότητες** που υπάρχουν, ως προς την εκτίμηση του τελικού μεγέθους της σεισμικής δράσης, κρίνεται **πρακτικά αμελητέα**.

Η **εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_g$**  ισούται με τις τιμές  $a_{gR}$  (εδαφική επιτάχυνση **αναφοράς**) οι οποίες δίνονται **στο Εθνικό Προσάρτημα** και ταυτίζονται με τις τιμές που αντιστοιχούν στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας που δίνει ο ΕΑΚ (έκδοση 2003, ΠΡΟΣΟΧΗ: **Τρεις (3) ζώνες** σεισμικής επικινδυνότητας, βλέπε παρακάτω) **πολλαπλασιασμένες επί το συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  του EC8** ( $a_g = \gamma_I * a_{gR}$ ).

<sup>9</sup>  $\eta \searrow \Rightarrow S_e \searrow \Rightarrow$  Λαμβάνεται περισσότερο υπόψη η αποσβεστική ικανότητα της κατασκευής

Οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  και του συντελεστή εδάφους  $S$ , που καθορίζουν το σχήμα του φάσματος εξαρτώνται από τον **τύπο του εδάφους**.

«Γενικά, αν δεν λαμβάνεται υπόψη η γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων, προτείνεται η χρήση δύο τύπων φασμάτων: **Τύπος 1** και **Τύπος 2**, στους οποίους αντιστοιχούν διαφορετικές τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων και του συντελεστή εδάφους. Εάν οι σεισμοί που συνεισφέρουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα που ορίζεται για την περιοχή έχουν μέγεθος επιφανειακού κύματος (**surface-wave magnitude  $M_S^{10}$** ) μικρότερο του **5,5**, συστήνεται να γίνεται χρήση του Τύπου 2, διαφορετικά ( $M_S \geq 5,5$ ), θα γίνεται χρήση του Τύπου 1. Εάν λαμβάνεται υπόψη η γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων, μπορεί να γίνεται χρήση διαφορετικών φασμάτων από τα παραπάνω».

Σύμφωνα με το **Εθνικό Προσάρτημα** για τη χώρα μας: «Σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης **Τύπου 1**».

Ισχύει :

Τύπος εδάφους	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s) <sup>11</sup>
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Πίνακας 2.3: Τιμές των παραμέτρων για τον “**τύπο 1**” ελαστικού φάσματος (Ισχύει για την Ελλάδα)

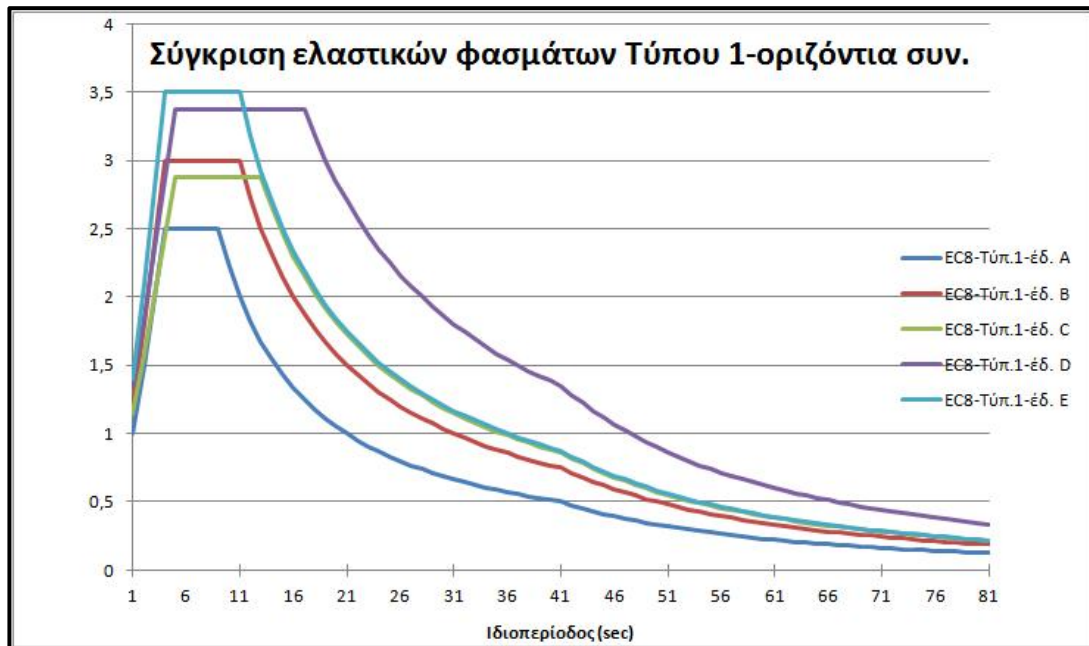
Τύπος εδάφους	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Πίνακας 2.4: Τιμές των παραμέτρων για τον “**τύπο 2**” ελαστικού φάσματος (Δεν ισχύει για την Ελλάδα) - αναφέρεται ενδεικτικά

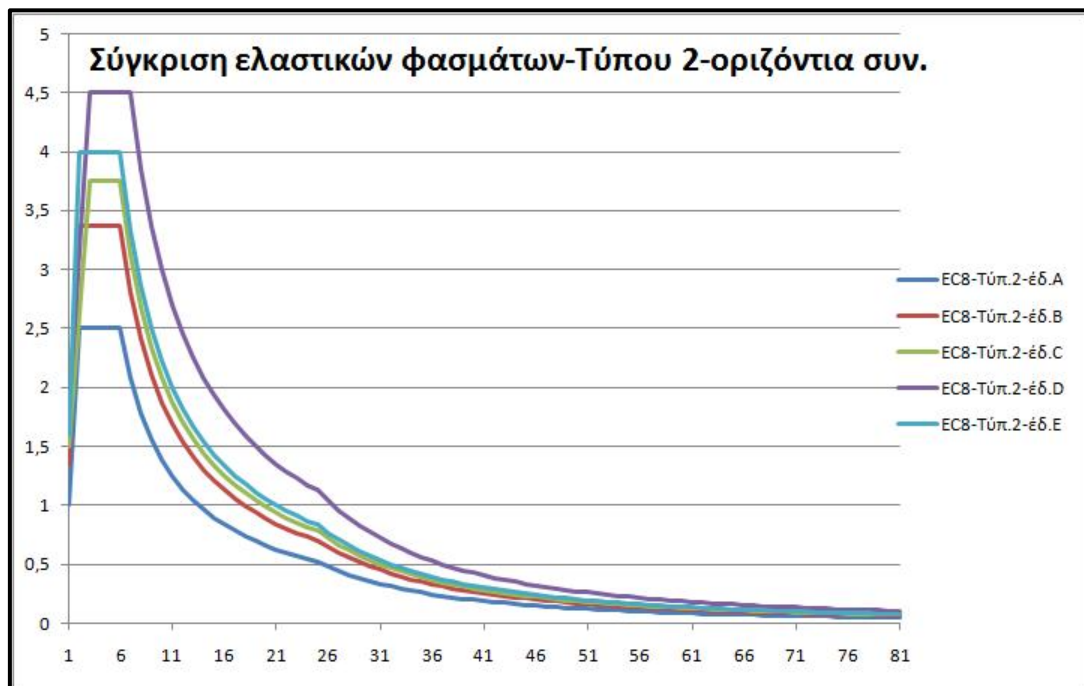
<sup>10</sup> Το μέγεθος επιφανειακού κύματος σεισμού  $M_S$  μπορεί να αντιστοιχιστεί με την κλίμακα Richter ως εξή:  $M_S = -3,2 + 1,45 \cdot M_L$ , όπως προτείνουν οι Vladimir Tobyas-Reinhard Mittag, όπου  $M_L$  (local magnitude) το μέγεθος του σεισμού στην κλίμακα Richter. Άρα, η τιμή που αποτελεί το “κατώφλι” για τη χρησιμοποίηση του ενός ή του άλλου τύπου, δηλ. η τιμή  $M_S = 5,5$  αντιστοιχεί στην τιμή  $M_L = 6,0$  Richter.

<sup>11</sup> Οι τιμές αυτές της χαρακτηριστικής περιόδου του εδάφους  $T_D$  τροποποιήθηκαν **πρόσφατα** από **2,0 sec** σε **2,5 sec**.

“Πλοτάροντας” τις συναρτήσεις που προκύπτουν, για κάθε έδαφος χωριστά, με  $\eta=1$ , δηλ. για 5% απόσβεση, προκύπτουν τα εξής ελαστικά φάσματα, για την οριζόντια συνιστώσα :



Εικόνα 2.4: Ελαστικά φάσματα-εδάφη A έως E-Τύπος 1



Εικόνα 2.5: Ελαστικά Φάσματα - εδάφη A έως E - Τύπος 2 (Δεν ισχύει για την Ελλάδα)

Αντίστοιχα, ο **ΕΑΚ** (στο **Παράρτημά του Α**) ορίζει το **ελαστικό φάσμα οριζόντιας συνιστώσας** με τις εξής συναρτήσεις:

$$0 \leq T < T_1 : \Phi_e(T) = A \cdot \gamma_I \left[ 1 + \frac{T}{T_1} (\eta \beta_0 - 1) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 : \Phi_e(T) = A \cdot \gamma_I \eta \beta_0$$

$$T_2 < T : \Phi_e(T) = A \cdot \gamma_I \eta \beta_0 \frac{T_2}{T}$$

όπου :

$\Phi_e(T)$  : η φασματική επιτάχυνση

$T$  : περίοδος (sec)

$T_1$  και  $T_2$  : χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος (sec), οι οποίες εξαρτώνται απ' την κατηγορία του εδάφους

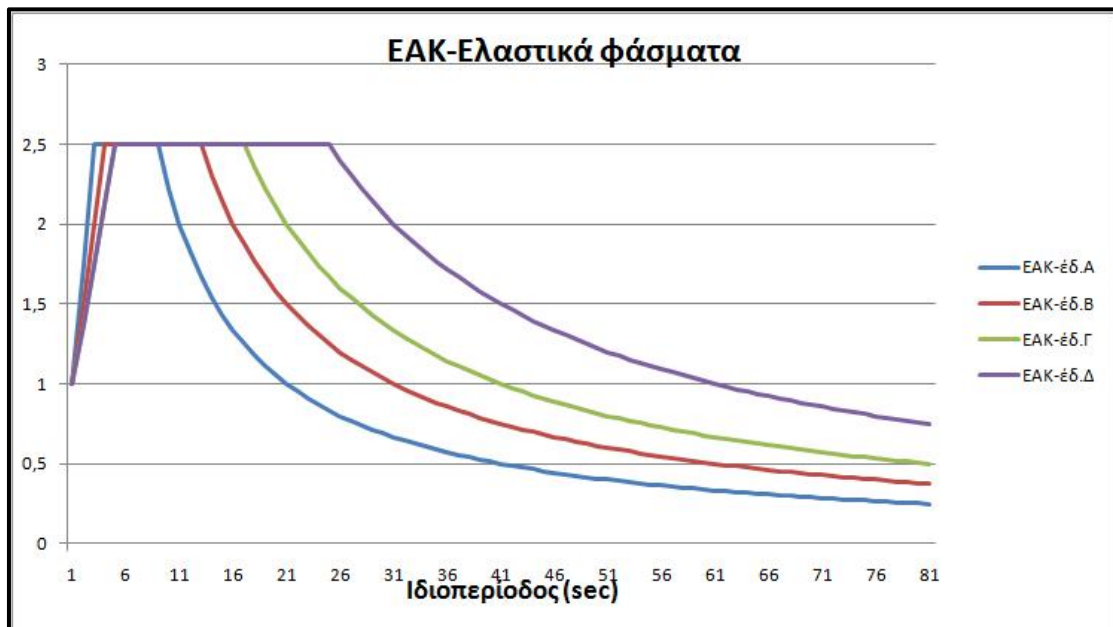
**$A = \alpha \cdot g$**  : σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (βλέπε παρακάτω, σημείωση)

$\gamma_I$  : ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου

$\beta_0 = 2.50$ : συντελεστής φασματικής ενίσχυσης, και

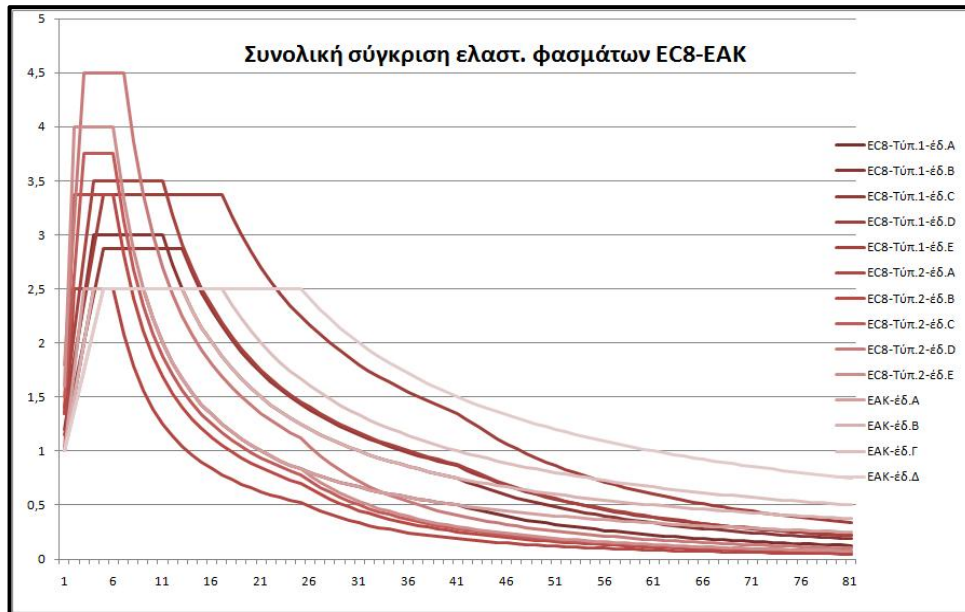
$\eta$  : ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, για ποσοστό  $\neq 5\%$ .

**ΠΡΟΣΟΧΗ:** Δεν υπεισέρχεται ο συντελεστής για την **ευνοϊκή** επιρροή της θεμελίωσης  $\theta$ .



Εικόνα 2.6: Ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ  $\Phi_E/A \cdot \gamma_I$  (σχεδίαση για  $\eta=1$ )

Απεικονίζοντας τα φάσματα που προκύπτουν **συγκεντρωτικά και για τους δύο Κανονισμούς**, παίρνουμε (Εικόνα 2.7):



Εικόνα 2.7: **Συνολική σύγκριση ελαστικών φασμάτων** για την οριζόντια συνιστώσα για όλα τα εδάφη κατά **ΕΑΚ** και για όλα τα εδάφη (και για τους 2 τύπους φάσματος) του **ΕΚ8**

Παρατήρηση 1: (Για την εδαφική (σεισμική) επιτάχυνση σε ΕΑΚ και ΕΚ8) Πρέπει να σημειωθούν εδώ τα εξής για την τιμή της **οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης** σε ΕΑΚ και ΕΚ8 προς αποφυγή σύγχυσης:

α) Κατά **ΕΑΚ**, (μετά την τροποποίηση που έγινε το 2003), η τιμή της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους δίνεται από τη σχέση  $A = \alpha \cdot g \Rightarrow \alpha = \frac{A}{g}$ , η οποία μεταβλητή  $\alpha$  λαμβάνει τις ακόλουθες τιμές για τις τρεις (3) ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας:  $\alpha = \frac{A}{g} = \{0,16, 0,24, 0,36\}$ .

β) Αντίστοιχα στον **ΕΚ8**, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση **αναφοράς** (δεν χρησιμοποιείται ο όρος «σεισμική», αφού αυτό εννοείται) καθορίζεται στο **Εθνικό Προσάρτημα** της χώρας. Το Εθνικό Προσάρτημα για την Ελλάδα ορίζει:  $\frac{\alpha_{gR}}{g} = \{0,16, 0,24, 0,36\}$ . Η

εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας **A** προκύπτει κατόπιν ως  $a_g = \gamma_1 \cdot \alpha_{gR}$ , δηλαδή σύμφωνα με τον ΕΚ8, επηρεάζεται και από το συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$  της κατασκευής (!). Πρόκειται για **διαφορετική θεώρηση** από τον ΕΑΚ!. Με άλλα λόγια, η τιμή που τελικά μπαίνει στο φάσμα για τον ΕΑΚ  $A \cdot \gamma_1$  ισοδυναμεί με την τιμή  $a_g$  του Ευρωκώδικα 8. Δηλαδή, συγκεντρωτικά :

$A \rightarrow$  (αντιστοιχεί με)  $\alpha_{gR}$ , ενώ  $\gamma_1 A \rightarrow$  (αντιστοιχεί με)  $\alpha_g$

**Παρατήρηση 2:** (Για τις τιμές αναφοράς  $\alpha_{gR}$  της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας **A**).

Έχει νόημα, σ' αυτό το σημείο να παραθέσουμε δύο (βασικές) σημειώσεις που υπάρχουν στο **Εθνικό Προσάρτημα** :

«**Επισημαίνεται ότι, σύμφωνα με το EN 1998-1:2003 η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους  $\alpha_{gR}$ , η οποία ορίζεται για έδαφος κατηγορίας **A**, ενώ προβλέπεται ουσιαστική αύξησή της (πολλαπλασιασμός επί τον συντελεστή  $S > 1.0$ ) για τις άλλες κατηγορίες εδάφους. Αντίθετα, ο **EAK2000 δεν προβλέπει εξάρτηση της επιτάχυνσης του εδάφους από την κατηγορία εδάφους**».**

«**Οι τιμές  $\alpha_{gR}$  που δίνονται στον Πίνακα ΕΠ.1 αυτού του Προσαρτήματος, για τις ζώνες Z1, Z2 και Z3 είναι ίσες με τις τιμές  $\alpha = A/g$  που ορίζονται από τον EAK2000 για τις ζώνες I, II και III αντίστοιχα. Επειδή οι τελευταίες προέρχονται από μετρήσεις που κατά μεγάλο μέρος έγιναν σε εδάφη κατηγορίας **B ή C**, οι τιμές του Πίνακα ΕΠ.1 συνεπάγονται αύξηση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού κατά 15 έως 20%, σε σχέση με την δράση που ορίζεται από τον EAK2000, για εδάφη των κατηγοριών C και B αντίστοιχα**».

→ Ο πίνακας ΕΠ.1 είναι αυτός που ορίζει τις τιμές:  $\frac{\alpha_{gR}}{g} = \{0,16, 0,24, 0,36\}$  για τις τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας Z1, Z2 και Z3. [Οι αντίστοιχες ζώνες I, II και III του EAK(2003)].

Συνολικά λοιπόν, οι **διαφορές** συνοψίζονται στα εξής :

α) Στον EC8 εισάγεται ο **συντελεστής εδάφους  $S \geq 1,0$**  (του οποίου οι τιμές αυξάνονται καθώς μειώνεται η αντοχή του εδάφους, καθώς προχωράμε δηλαδή σε εδάφη “χαμηλότερης” ποιότητας). Έτσι προκύπτει η εξής σημαντικότερη διαφορά: Ενώ στον EAK, η **κατηγοριοποίηση των εδαφών** έχει επίπτωση μόνο στις χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος συνεπώς, από έδαφος σε έδαφος, αλλάζει μόνο το **εύρος** του κάθε κλάδου του φάσματος, στον EC8, καθώς ο συντελεστής αυτός πολλαπλασιάζει τις τιμές της επιτάχυνσης, έχει επίπτωση στη **μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης**. Ειδικά στον κλάδο σταθερής τιμής της επιτάχυνσης, αυτή η αύξηση λαμβάνει τη **μέγιστη τιμή** της, που φτάνει έως και το 80% παραπάνω από αυτές που δίνει ο EAK.(!) (2,5 g → 4,5 g). Αυτή ίσως αποτελεί τη βασικότερη διαφορά.  
(⇒ Δυσμενέστερος ο EC8)

β) Στον EC8 προτείνονται γενικά **δύο τύποι** φασμάτων, ανάλογα με τους σεισμούς, που επικρατούν περισσότερο (ως προς το μέγεθός τους) στην περιοχή της κατασκευής.

γ) Στον EC8 εισέρχεται η **χαρακτηριστική περίοδος  $T_D (> T_C)$**  (για τον Τύπο 1 και για όλα τα εδάφη λαμβάνει την τιμή 2.5 sec), η οποία προκαλεί μια απότομη αλλαγή της κλίσης (έλλειψη παραγωγισιμότητας) σ' εκείνο το σημείο και «καθορίζει την αρχή της περιοχής του φάσματος με **σταθερή τιμή μετατοπίσεων**» (λεπτομέρειες υπάρχουν στο **Παράρτ. Α** του Ευρωκώδικα με τίτλο “*Elastic Displacement Response Spectrum*”). Αποτελεί έτσι και μια πρώτη «οπτική» διαφορά μεταξύ των δύο συγκρινόμενων φασμάτων.



δ) Στον EC8 παρατηρείται, κατά μέσο όρο, σαφώς **μικρότερο εύρος του σταθερού κλάδου** του φάσματος (εκεί δηλαδή όπου επικρατεί η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης  $S_e(T)$  ή του λόγου  $S_e(T)/a_g$ ) απ' ότι στον ΕΑΚ. Δηλαδή :  
Κατά μέσο όρο:  $T_2 - T_1 \text{ sec (ΕΑΚ)} > T_c - T_B \text{ sec (EC8)}$   
( $\Rightarrow$ ευμενέστερος ο EC8)

ε) Επίσης, πρέπει ν' αναφερθεί η διαφορά στον τύπο υπολογισμού του **συντελεστή διόρθωσης της απόσβεσης  $\eta$** , που αναλύθηκε προηγουμένως.  
( $\Rightarrow$ ελαφρώς ευμενέστερος για μεταλλικές κατασκευές ( $\xi < 5\%$ ))

---

Το φάσμα **ελαστικών μετακινήσεων  $S_{De}(T)$** , προκύπτει από την μετατροπή του ελαστικού φάσματος των επιταχύνσεων, σύμφωνα με τη σχέση :

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2$$

, για περιόδους ταλάντωσης μέχρι 4,0 s (που ισχύει για την πλειοψηφία των κατασκευών), αλλιώς απαιτείται ακριβέστερη προσέγγιση του **ελαστικού φάσματος μετακινήσεων** (ακριβής τρόπος υπολογισμού δίδεται στο **Παράρτημα Α** του EC8).

### 2.3.2.2 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Κατακόρυφης Συνιστώσας (3.2.2.3 του EC8)

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (n \cdot 3,0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot n \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot n \cdot 3,0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot n \cdot 3,0 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Οι παράμετροι έχουν όπως ορίστηκαν προηγουμένως (για την οριζόντια συνιστώσα), εκτός από :

$S_{ve}(T)$  : η φασματική επιτάχυνση στην κατακόρυφη διεύθυνση

$a_{vg}$  : η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση

Οι **διαφορές** με το ελαστικό φάσμα απόκρισης των **οριζόντιων** συνιστωσών της επιτάχυνσης είναι: α) Αντί για την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση, έχουμε την αντίστοιχη κατακόρυφη, που δίνεται στον Πίνακα, β) Δεν υπεισέρχεται ο συντελεστής εδάφους  $S$ , γ) Αντί του συντελεστή 2,5, έχουμε την τιμή 3,0.

Όπως και για την οριζόντια συνιστώσα, γίνεται επιλογή ανάμεσα σε **δύο τύπους φασμάτων 1 και 2**, επίσης σύμφωνα με το μέγεθος του επιφανειακού κύματος του σεισμού  $M_S$ . Δηλ. :

$M_S > 5,5 \Rightarrow$  Τύπος 1 ,  $M_S \leq 5,5 \Rightarrow$  Τύπος 2

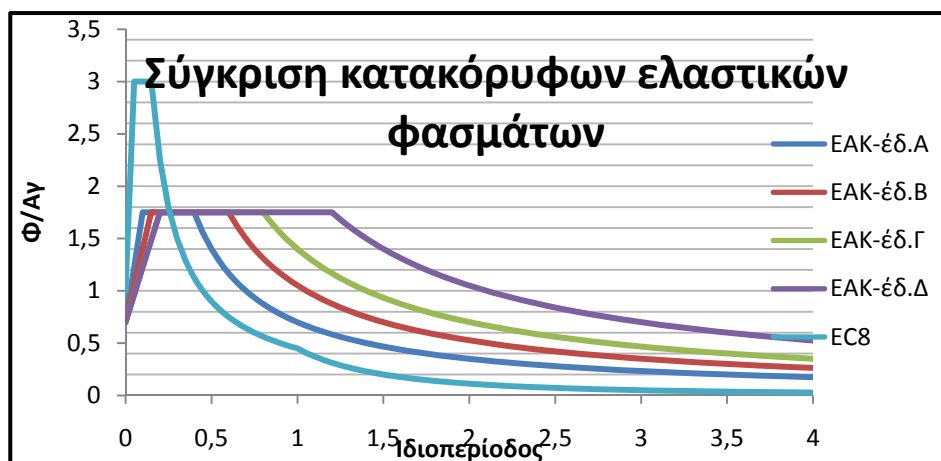
Οι τιμές των παραμέτρων είναι **κοινές για όλους τους τύπους εδαφών**. Δηλ.:

Τύπος φάσματος	$a_{vg}/a_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
Τύπος 1	<b>0,90</b>	0,05	0,15	1,0
Τύπος 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Πίνακας 2.5: Παράμετροι για το κατακόρυφο φάσμα

Αντίστοιχα, στον **EAK** αναφέρεται χαρακτηριστικά: «Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από το φάσμα των οριζοντίων συνιστωσών, πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με 0,70.»

Απεικονίζοντας γραφικά τα προαναφερθέντα, παίρνουμε:



Εικόνα 2.8: Σύγκριση κατακόρυφων ελαστικών φασμάτων

### 2.3.2.3 Εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού (3.2.2.3 του EC8)

Εάν δε γίνονται ακριβέστερος υπολογισμός, η εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού, που αντιστοιχεί στην εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, μπορεί να υπολογίζεται απ' την ακόλουθη σχέση:

$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D$  (m) , με τα μεγέθη όπως έχουν οριστεί παραπάνω.

Στον **ΕΑΚ**, δε γίνεται **καμία αναφορά** στον υπολογισμό της εδαφικής μετακίνησης.

### 2.3.2.4 Φάσμα Σχεδιασμού Οριζόντιας Συνιστώσας για ελαστική ανάλυση (3.2.2.5 του EC8)

«Η ικανότητα των κατασκευών να ανθίστανται στις σεισμικές δράσεις στη **μη-γραμμική περιοχή συμπεριφοράς τους**, γενικά επιτρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αντέχουν σε σεισμικές δυνάμεις **μικρότερες** από αυτές που θα αντιστοιχούσαν σε γραμμικά ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί λεπτομερής πλαστική ανάλυση στο σχεδιασμό, η **πλαστιμότητα**-η ικανότητα δηλαδή της κατασκευής να απορροφά ενέργεια, μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων της και άλλων μηχανισμών-λαμβάνεται υπόψη, κάνοντας γραμμική ελαστική ανάλυση, βασισμένη, όμως, σε ένα φάσμα απόκρισης **μειωμένο** σε σχέση με το ελαστικό, μέσω του **συντελεστή συμπεριφοράς q**. Αυτό το φάσμα καλείται “φάσμα σχεδιασμού”.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια εκτίμηση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων που θα δεχόταν η κατασκευή, εάν είχε ελαστική απόκριση με 5% απόσβεση, προς αυτές που χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό, με ένα συμβατικό ελαστικό μοντέλο, που εξασφαλίζει, όμως, ικανοποιητική απόκριση της κατασκευής. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q, που **συνυπολογίζει και την επιρροή της απόσβεσης** όταν αυτή είναι διάφορη του 5%, δίνεται για τα διάφορα υλικά και δομικά συστήματα (σύμφωνα και με τις σχετικές “κατηγορίες πλαστιμότητας”) στα διάφορα σχετικά μέρη του EC8. Η τιμή αυτή μπορεί να διαφοροποιείται σε διαφορετικές διευθύνσεις του κτιρίου, πάντως η “κατηγορία πλαστιμότητας” θα είναι κοινή για όλες τις κατευθύνσεις.» (→Μετάφραση του EC8)

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού  $S_d(T)$ , θα εξάγεται από τις ακόλουθες σχέσεις :

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

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

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

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

όπου :

$S_d(T)$  : η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

q : ο συντελεστής συμπεριφοράς

β : το κάτω όριο για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, με προτεινόμενη τιμή **0,2**

Για τις υπόλοιπες παραμέτρους ισχύουν όσα αναφέρθηκαν στο ελαστικό φάσμα απόκρισης οριζόντιας συνιστώσας. (δύο Τύποι φάσματος κλπ, κατά τα γνωστά...)

Στον **ΕΑΚ**, αρχικά αναφέρεται :

«Για την “ισοδύναμη” γραμμική ανάλυση των κατασκευών στη μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους, χρησιμοποιούνται τα “φάσματα σχεδιασμού”  $\Phi_d$ , τα οποία προκύπτουν με τροποποίηση των ελαστικών φασμάτων.»

Και στα Σχόλια του διευκρινίζεται :

«Η τροποποίηση αυτά συνίσταται σε ανύψωση του κατιόντος κλάδου (εκθέτης 2/3 αντί 1). Με τα φάσματα αυτά επιδιώκεται, σε συνδυασμό με τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , να ληφθούν υπόψη με γραμμικούς υπολογισμούς, τα σπουδαιότερα χαρακτηριστικά της μετελαστικής απόκρισης.»

Κατόπιν, ορίζεται ότι το φάσμα σχεδιασμού της οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης,  $\Phi_d(T)$ , καθορίζεται από τις ακόλουθες εξισώσεις :

$$0 \leq T < T_1 : \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_I \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 : \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_I \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$$

$$T_2 < T : \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_I \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

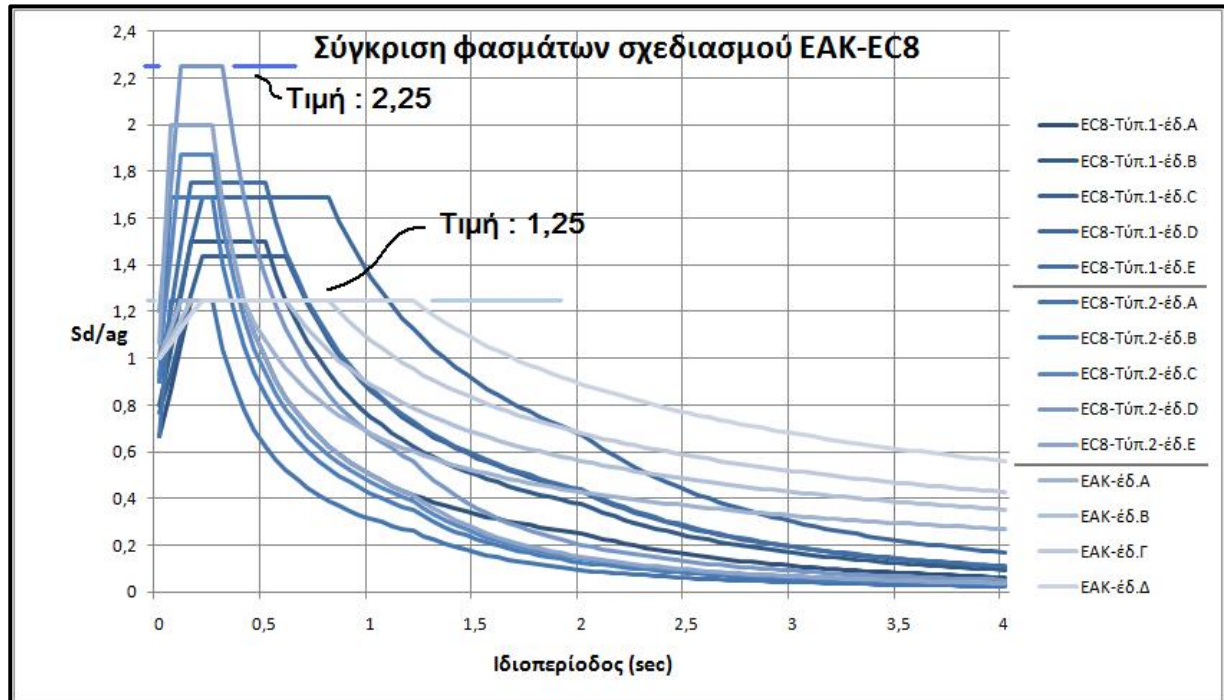
όπου :

$\Phi_d(T)$  : η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

$\theta \leq 1,0$  : ο συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης, ο οποίος: “εκφράζει την **ευνοϊκή επιρροή** της δύσκαμπτης θεμελίωσης στη μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης, από την επιφάνεια του εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση του κινδύνου διαφορικών καθιζήσεων.” (→γι’ αυτό και είναι μειωτικός της έντασης της σεισμικής δράσης, καθώς αυξάνει η δυσκαμψία της θεμελίωσης.)

Οι υπόλοιπες παράμετροι έχουν όπως αναφέρθηκαν στο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης  $\Phi_e(T)$  των οριζόντιων συνιστωσών.

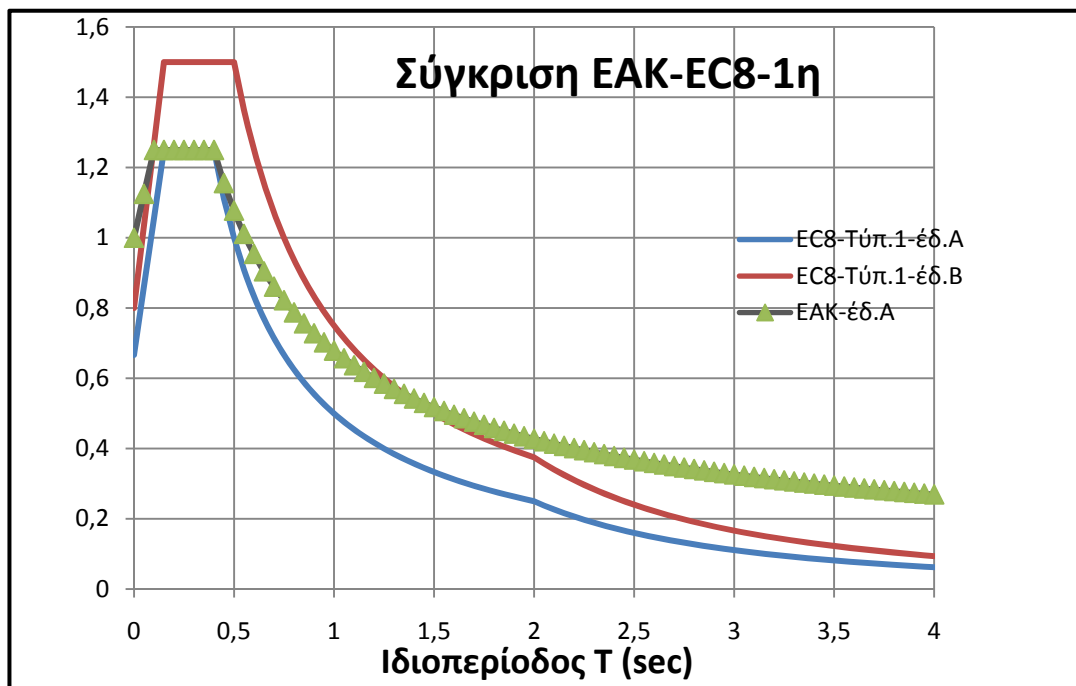
Παρακάτω γίνεται σύγκριση των δύο φασμάτων σχεδιασμού (Ευρωκώδικα και ΕΑΚ) για όλες τις κατηγορίες εδαφών συνολικά, αλλά και για ορισμένες από αυτές ειδικότερα, σύμφωνα με την αντιστοιχία<sup>1</sup> που έγινε προηγουμένως :



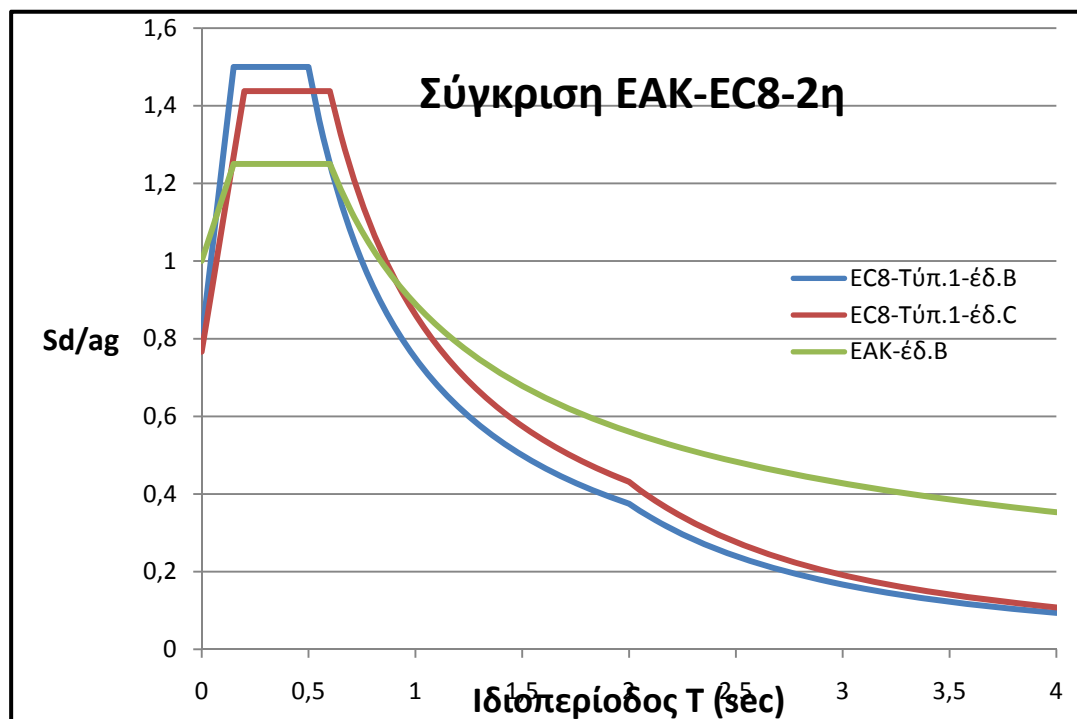
Εικόνα 2.9: Φάσμα σχεδιασμού-Σύγκριση (συνολική) εδαφών όλων των κατηγοριών του ΕΑΚ και του ΕC8 ( $q=2,0$ )

**Παρατήρηση:** Αυτή η προσπάθεια αντιστοίχισης, έλαβε σαν βασικό κριτήριο υπόψη της, την επιτάχυνση σχεδιασμού που προκύπτει. Δηλαδή, λίγο έως πολύ, η σύγκριση των εδαφικών κατηγοριών και η σύγκριση των προκυπτόντων φασμάτων, ήταν διαδικασίες αλληλοβοηθούμενες και αλληλοεπηρεαζόμενες.

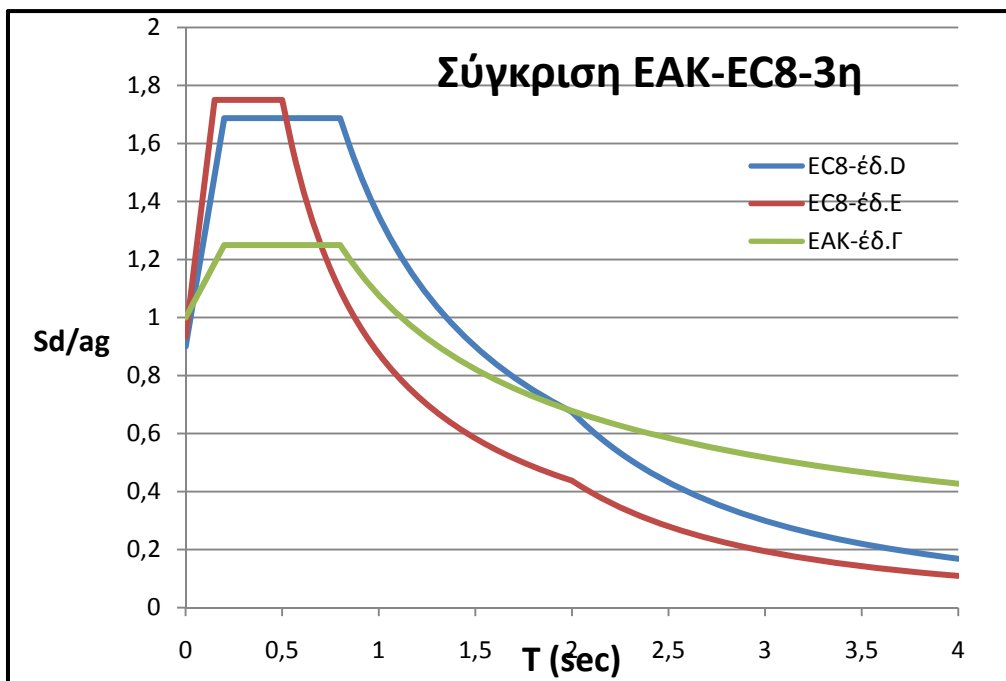
Στα επόμενα διαγράμματα (Εικόνες 25,26,27) συγκρίνονται μόνο τα φάσματα **Τύπου 1** του EC8, με τα φάσματα που προτείνει ο ΕΑΚ :



Εικόνα 2.10: Φάσματα Σχεδιασμού - Σύγκριση εδάφους Α του ΕΑΚ με εδάφη Α και Β του EC8



Εικόνα 2.11: Φάσματα σχεδιασμού - Σύγκριση εδάφους κατηγορίας Β του ΕΑΚ με τα εδάφη κατηγορίας Β και C του EC8



Εικόνα 2.12: Φάσματα Σχεδιασμού - Σύγκριση εδάφους Γ του ΕΑΚ με εδάφη D και E του EC8

Οι (5) βασικές διαφορές, που επισημάνθηκαν για τα **ελαστικά** φάσματα (προηγουμένως) ισχύουν και εδώ, (στα φάσματα **σχεδιασμού**), αφού τα δεύτερα προκύπτουν με “τροποποίηση” των πρώτων. Η βασική τους διαφορά (προφανώς κοινή στους δύο Κανονισμούς) συνίσταται απλά στη **μείωση** των αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων με το **συντελεστή q**. Τις διαφορές αυτές τις παραθέτουμε και εδώ, για λόγους πληρότητας. Οι **διαφορές** αυτές συνοψίζονται στα εξής :

α) Στον EC8 εισάγεται ο **συντελεστής εδάφους  $S \geq 1,0$**  (του οποίου οι τιμές αυξάνονται καθώς μειώνεται η αντοχή του εδάφους, καθώς προχωράμε δηλαδή σε εδάφη “χαμηλότερης” ποιότητας). Έτσι προκύπτει η εξής σημαντικότερη διαφορά: Ενώ στον ΕΑΚ, η **κατηγοριοποίηση των εδαφών** έχει επίπτωση μόνο στις χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος συνεπώς, από έδαφος σε έδαφος, αλλάζει μόνο το **εύρος** του κάθε κλάδου του φάσματος, στον EC8, καθώς ο συντελεστής αυτός πολλαπλασιάζει τις τιμές της επιτάχυνσης, έχει επίπτωση στη **μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης**. Ειδικά στον κλάδο σταθερής τιμής της επιτάχυνσης, αυτή η αύξηση λαμβάνει τη **μέγιστη τιμή** της, που φτάνει έως και το 80% παραπάνω από αυτές που δίνει ο ΕΑΚ(!) [2,5 g→4,5 g πριν (ελαστικά φάσματα), 1,25→2,25 τώρα (φάσματα σχεδιασμού)]. Αυτή ίσως αποτελεί τη βασικότερη διαφορά.  
(⇒ δυσμενέστερος ο EC8)

β) Στον EC8 προτείνονται **δύο τύποι** φασμάτων, ανάλογα με τους σεισμούς, που επικρατούν περισσότερο (ως προς το μέγεθός τους) στην περιοχή της κατασκευής.

γ) Στον EC8 εισέρχεται η **χαρακτηριστική περίοδος  $T_D (>T_C)$**  (που εξαρτάται τον Τύπο του φάσματος που χρησιμοποιείται, αφού για τον Τύπο 1

και για όλα τα εδάφη λαμβάνει την τιμή 2.0 sec, ενώ για τον Τύπο 2, επίσης για όλα τα εδάφη, λαμβάνει την τιμή 1.2 sec), η οποία: αποτελεί μια απότομη αλλαγή της κλίσης (έλλειψη παραγωγισιμότητας) σ' εκείνο το σημείο και "καθορίζει την αρχή της περιοχής του φάσματος με **σταθερή τιμή μετατοπίσεων**", (όπως δηλώνεται χαρακτηριστικά στο κείμενο του Ευρωκώδικα- (λεπτομέρειες, στο **Παράρτ. Α** του Ευρωκώδικα με τίτλο: *Elastic Displacement Response Spectrum*). Αποτελεί έτσι και μια πρώτη "οπτική" διαφορά μεταξύ των δύο συγκρινόμενων φασμάτων.

δ) Στον EC8 παρατηρείται, κατά μέσο όρο, σαφώς **μικρότερο εύρος του σταθερού κλάδου** του φάσματος (εκεί δηλαδή όπου επικρατεί η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης  $S_e(T)$  ή του λόγου  $S_e(T)/a_g$ ) απ' ότι στον ΕΑΚ. Δηλαδή: Κατά μέσο όρο:  $T_2 - T_1 \text{ sec (ΕΑΚ)} > T_c - T_B \text{ sec (EC8)}$   
( $\Rightarrow$  ευμενέστερος ο EC8)

ε) \*Η διαφορά στο **συντελεστή διόρθωσης της απόσβεσης  $\eta$** , που αναλύθηκε προηγουμένως.  
( $\Rightarrow$  ελαφρώς ευμενέστερος για "μεταλλικές" κατασκευές ( $\xi < 5\%$ ))

$\Rightarrow$  Προσοχή!: Η απόσβεση, όταν έχει τιμή  $\neq 5\%$ , **συμπεριλαμβάνεται** στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  (όπως αναφέρεται χαρακτηριστικά).

Συγκεκριμένα τώρα, για τα φάσματα σχεδιασμού :

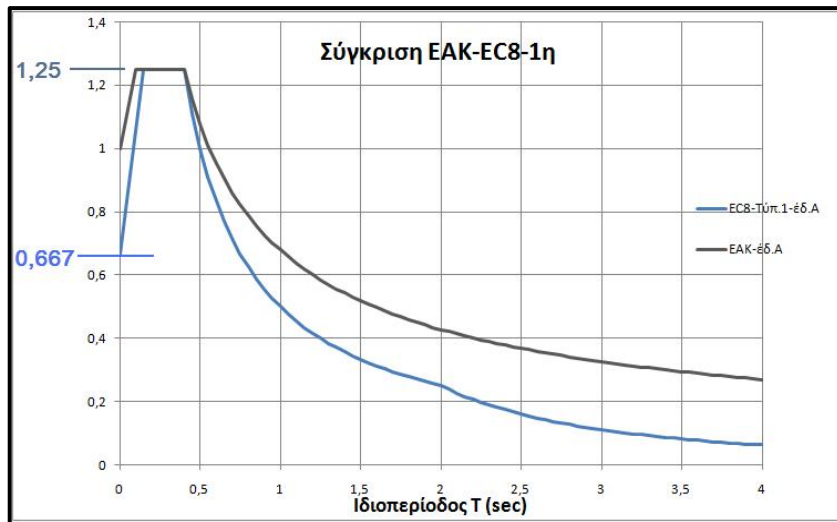
Όπως φαίνεται στα παραπάνω διαγράμματα, για **σχεδίαση** με τιμές των περιόδων και εδαφικών επιταχύνσεων όπως προκύπτουν από **Ευρωκώδικα** και **ΕΑΚ** αντίστοιχα, με τιμές των λόγων:  $\frac{2,5}{q} = \frac{2,5}{2,0}$  και  $\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_e}{q} = \frac{2,5}{2,0}$  ( $\eta, \theta = 1,0$ ) και με  $\gamma_1 = 1,0$ , είναι εμφανές ότι ο **Ευρωκώδικας δίνει μέγιστη επιτάχυνση σχεδιασμού μεγαλύτερη ή ίση από αυτή του ΕΑΚ**. Το φάσμα σχεδιασμού του EC8 παρουσιάζει πιο απότομη κλίση από αυτό του ΕΑΚ (στον κατιόντα κλάδο των φασμάτων), αφού παρά το γεγονός ότι το φάσμα του EC8 ξεκινάει από μεγαλύτερες τιμές επιτάχυνσης, για ιδιοπεριόδους κτιρίων μεγαλύτερες των 2,0 sec, το φάσμα του ΕΑΚ βρίσκεται πάνω από το φάσμα του EC8.

Στον EC8 δεν εμφανίζεται ο **συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$** , κάτι που σε πρώτη άποψη τον καθιστά δυσμενέστερο. Γενικά, ο συντελεστής αυτός δεν ορίζεται στον EC8 και **δεν λαμβάνεται πουθενά υπόψη**, γεγονός που, πάντως, αντισταθμίζεται, ίσως, από την **λεπτομερέστερη κατηγοριοποίηση των εδαφών** (άρα λαμβάνεται τελικά υπόψη, αν και με άλλο τρόπο, η ενδεχόμενη αυξημένη παραμορφωσιμότητα του υπεδάφους, η μειωμένη "δυσκαμψία" και αντοχή του, καθώς και ο κίνδυνος αστοχίας του ίδιου του εδάφους και οι κίνδυνοι ενδεχόμενων διαφορικών καθιζήσεων).

Επίσης δεν εμφανίζεται στον τύπο υπολογισμού της φασματικής επιτάχυνσης ο **διορθωτικός συντελεστής  $\eta$** , η διαφοροποίηση του οποίου για  $\xi \neq 5\%$ , όμως, όπως προαναφέρθηκε, συμπεριλαμβάνεται στο συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

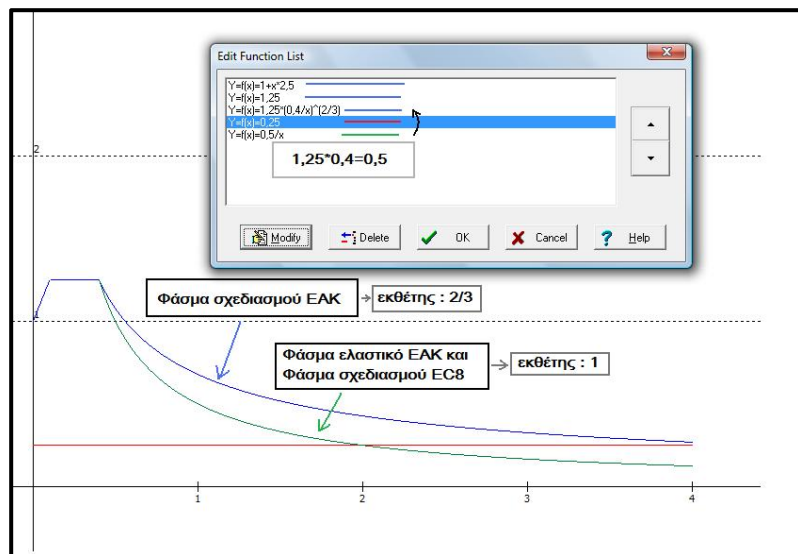


Υπάρχει μια διαφοροποίηση στις **σταθερές**, που περιέχονται στους τύπους υπολογισμού της φασματικής επιτάχυνσης σε σχέση με τον ΕΑΚ :στην περιοχή του **ανιόντος** κλάδου του φάσματος  $:\frac{2}{3}$  στον EC8, αντί για 1 στον ΕΑΚ. Αυτό αποτυπώνεται στη διαφορά στην τιμή “εκκίνησης” (το σημείο δηλαδή για  $T=0 : \frac{2}{3} \cdot S = \frac{2}{3} \cdot 1,0 = 0,667$  για τον Ευρωκώδικα 8 , 1,0 στον ΕΑΚ), καθώς και στη διαφορά κλίσης (σ’ αυτό το τμήμα-μεγαλύτερη στον EC8) μεταξύ των δύο φασμάτων, όπως φαίνεται στο ακόλουθο διάγραμμα (με όλες τις άλλες παραμέτρους κοινές):



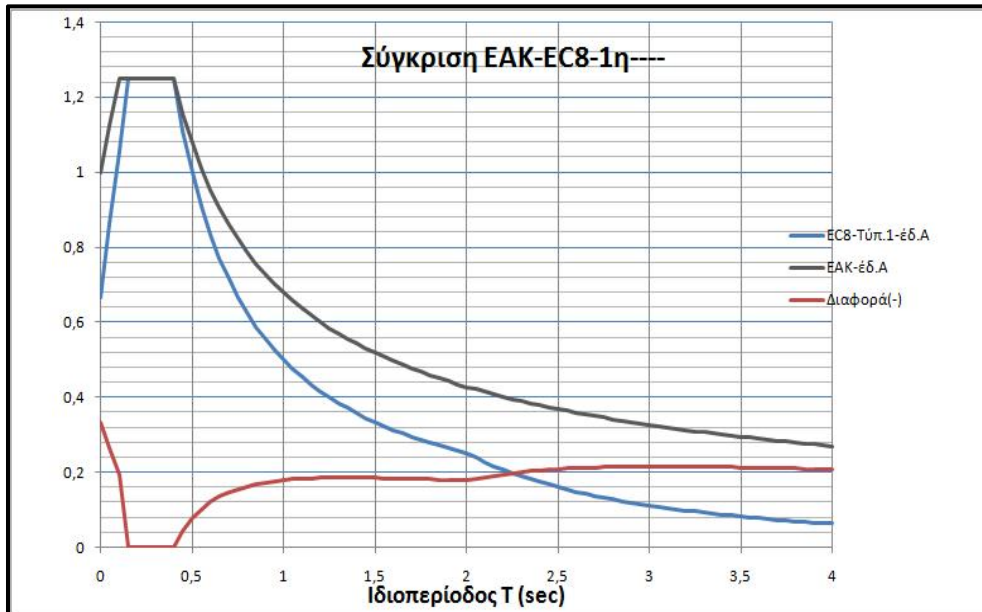
Εικόνα 2.13: Σύγκριση φασμάτων σχεδιασμού για έδαφος Α

Η δεύτερη διαφορά είναι στον **κατιόντα** κλάδο του φάσματος (δηλ.  $T_C \leq T \leq T_D$ ) για τον EC8 (αλλά και  $T_D \leq T \leq 4s$ ) ,  $T_2 < T$  για τον ΕΑΚ).Ο εκθέτης είναι μονάδα(1,0) στον EC8(και στις δύο περιοχές του φάσματος), και 2/3 στον τύπο του ΕΑΚ. Αυτό έχει επίπτωση στον ρυθμό με τον οποίο φθίνει το φάσμα, όπως φαίνεται στο ίδιο διάγραμμα. Δηλαδή :



Εικόνα 2.14: Φάσμα Ελαστικό & Σχεδιασμού-“Ανύψωση κατιόντος κλάδου”

Στο επόμενο απεικονίζεται η συνολική διαφορά που προκύπτει:



Εικόνα 2.15: Σύγκριση φασμάτων (για έδαφος Α)- Διαφορά (απόλυτη): (ΕΑΚ) - (ΕC8)

Τέλος, για  $T > T_c$ , πρέπει να ισχύει  $S_d(T) \geq \beta \cdot a_g$ , όπου  $\beta = 0,2$ , ενώ ο ΕΑΚ προτείνει:  $\frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma} \geq 0,25$  σε κάθε περίπτωση. Σε αυτό το σημείο είναι (λίγο) πιο αυστηρός ο ΕΑΚ, αν και σπάνια σε σχεδιασμό θα εξαχθεί επιτάχυνση σχεδιασμού τόσο μικρή ( $< \sim 0,1g$ ), ώστε να μην ικανοποιείται η παραπάνω ανισότητα.

Γενικά Συμπεράσματα:

Παρατηρείται από τα παραπάνω, ότι ο Ευρωκώδικας 8 προσαρμόζεται καλύτερα στις **εδαφικές συνθήκες** (και τους δίνει περισσότερη “σημασία”) και συνεπώς είναι **πιο συγκεκριμένος στα φάσματα σχεδιασμού απ’ ότι ο ΕΑΚ**, του οποίου τα φάσματα βρίσκονται “ανάμεσα” σε αυτά του Ευρωκώδικα και είναι πιο γενικά. Ακόμα, είναι **πιο συντηρητικός και αυστηρός** για τις τιμές των περιόδων  $T = 0,4 \pm 0,2$  sec, οι οποίες αποτελούν και τις συνήθεις τιμές ιδιοπεριόδων των κατασκευών (χωρίς αυτό βέβαια να αποτελεί κανόνα).

Όσο για το γεγονός ότι τα φάσματα του ΕΑΚ εμφανίζονται να υπερβαίνουν τα φάσματα του Ευρωκώδικα για  $T \geq 2,0$  sec, αυτό δεν μπορεί να χαρακτηρίσει τον ΕΑΚ πιο αυστηρό, αφού σπάνια συναντώνται τόσο **εύκαμπτα** συστήματα στην πράξη. Συνολικά, ο Ευρωκώδικας 8 εμφανίζεται σαφώς **αυστηρότερος και πληρέστερος** από τον ΕΑΚ, με το πλεονέκτημα της πιο λεπτομερούς κατηγοριοποίησης των εδαφών, που έχει αντίκτυπο στον καλύτερο και αποτελεσματικότερο σχεδιασμό της κατασκευής.

### 2.3.2.5 Φάσμα Σχεδιασμού Κατακόρυφης Συνιστώσας (επίσης 3.2.2.5 του EC8)

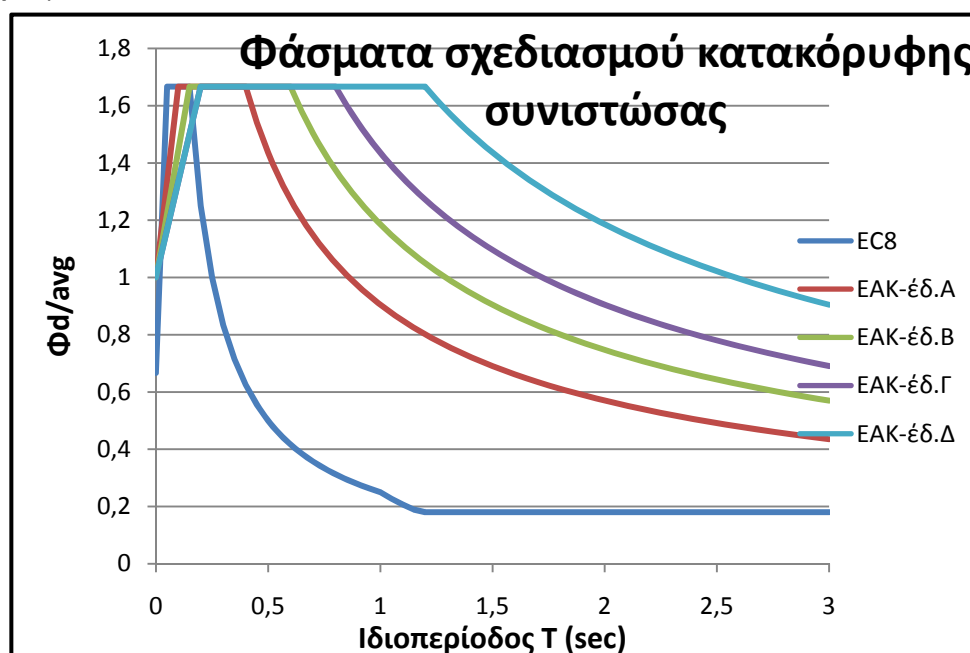
EC8: «Για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, το φάσμα σχεδιασμού δίνεται από τις παραπάνω εκφράσεις (για το φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας), αντικαθιστώντας την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_g$  με την κατακόρυφη  $a_{vg}$ , λαμβάνοντας  $S=1,0$  και τις υπόλοιπες παραμέτρους όπως αναφέρθηκαν στο **ελαστικό φάσμα απόκρισης κατακόρυφης συνιστώσας**. Τίθεται ακόμη (εκτός αν γίνεται ειδική μελέτη) ως άνω όριο του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , η τιμή 1,5».

Ο **ΕΑΚ**, για το ίδιο θέμα, ορίζει:

«Το φάσμα σχεδιασμού της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού της οριζόντιας συνιστώσας, με τις εξής μεταβολές:

1. Αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης  $A$ , χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα  $A_v=0,70 \cdot A$ .
2. Αντί του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , χρησιμοποιείται ο συντελεστής  $q_v=0,50 \cdot q \geq 1,0$ , και
3. Η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$  λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1,0.

Ακολουθεί σύγκριση των φασμάτων που προκύπτουν (τύπου 1&2 του Ευρωκώδικα 8 και ΕΑΚ2000) για όλες τις κατηγορίες εδαφών Ευρωκώδικα και ΕΑΚ (ως προς την  $a_{vg}$  που δέχεται ο κάθε Κανονισμός, βλ. εξήγηση στη συνέχεια):



Εικόνα 2.16: Φάσματα σχεδιασμού ως προς την κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση που δέχεται ο κάθε Κανονισμός.

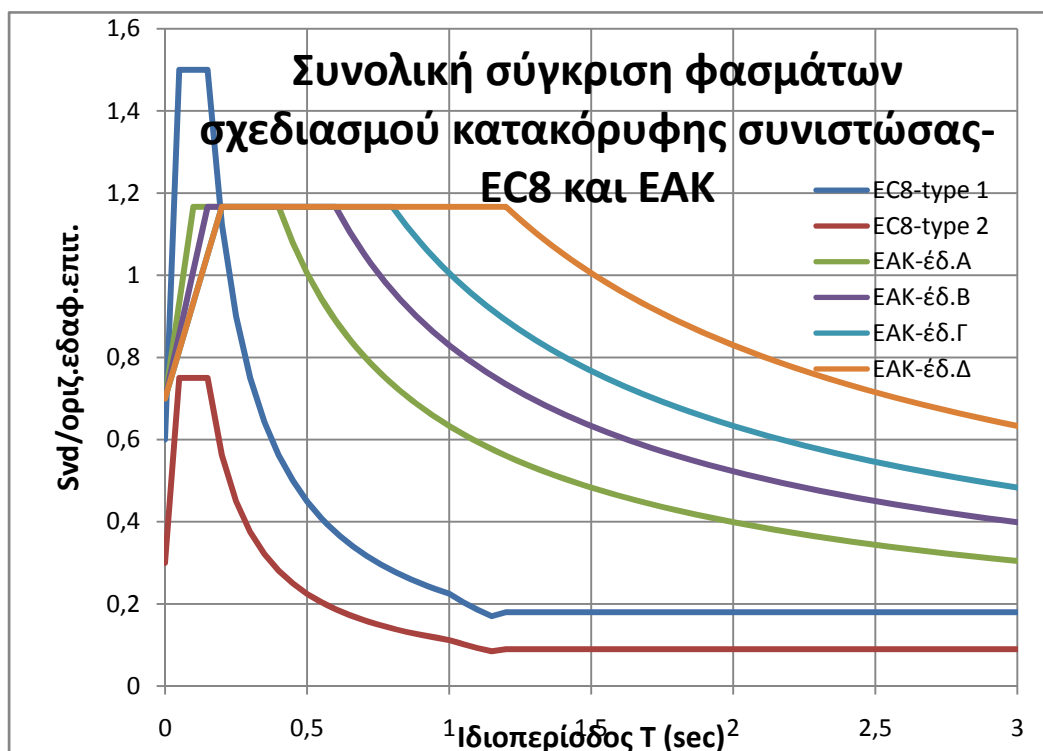
Για τον υπολογισμό αυτό, χρησιμοποιήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1,5$  και για τα δύο φάσματα. Ο EC8 προτείνει ένα φάσμα σχεδιασμού για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, κοινό για όλες τις κατηγορίες εδαφών (αφού ο συντελεστής εδάφους  $S$  δεν υπεισέρχεται στις σχέσεις υπολογισμού των τεταγμένων του φάσματος), αντίθετα με τον ΕΑΚ, ο

οποίος προτείνει **διαφορετικό φάσμα** για κάθε κατηγορία εδάφους (αυτό από μόνο του ενδεχομένως δείχνει ότι ο EC8 δε θεωρεί ιδιαίτερα σημαντική την επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας).

Πάντως, σε αυτό το διάγραμμα χρησιμοποιείται ο λόγος  $\frac{\Phi_d}{a_{vg}}$ . Έτσι, προκύπτει ότι οι δύο Κανονισμοί προτείνουν τις ίδιες φασματικές επιταχύνσεις. Αυτό όμως δε μας λέει τίποτα διότι, **προσοχή** χρειάζεται στο γεγονός ότι ο τρόπος ορισμού της **κατακόρυφης εδαφικής επιτάχυνσης** (έμμεσα, απ' την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση) είναι **διαφορετικός** στους δύο Κανονισμούς. Δηλ., ο μεν ΕΑΚ ορίζει την κατακόρυφη συνιστώσα, ως  $A_v=0,70 \cdot A$ , όπου  $A$ : η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση. Ενώ, ο EC8 ορίζει δύο τιμές  $a_{vg}=0,90 \cdot a_g$  και  $a_{vg}=0,45 \cdot a_g$  για την κατακόρυφη συνιστώσα, ανάλογα με το αν χρησιμοποιείται ο Τύπος 1 ή 2 του φάσματος (όπως είδαμε και πιο πριν, Πίνακας 3.5). Άρα, για να έχει πραγματικά νόημα η σύγκριση αυτή, πρέπει **να αναχθούν τα δύο φάσματα στην ίδια οριζόντια εδαφική επιτάχυνση**.

Τα (ανωτέρω) φάσματα μας δίνουν την «φασματική ενίσχυση».

Δηλ., κάνουμε το μετασχηματισμό:  $\frac{\Phi_{vd}(T)}{A_v \cdot \gamma_I} = \frac{\Phi_{vd}(T)}{0,70 A_v \cdot \gamma_I}$  για τον ΕΑΚ, οπότε πολλαπλασιάζουμε τις τεταγμένες του φάσματος με 0,70 και αντίστοιχα  $\frac{S_{vd}(T)}{a_{vg}} = \frac{S_{vd}(T)}{0,90 a_g}$  για τον EC8, με το 0,90 (τύπος 1) και αντίστοιχα 0,45 (τύπος 2), για να μπορέσουμε να τα συγκρίνουμε σε «ίσους όρους» (ανηγγμένα στην ίδια οριζόντια επιτάχυνση). Έτσι, προκύπτει :



Εικόνα 2.17: Συνολική σύγκριση φασμάτων σχεδιασμού για την κατακόρυφη συνιστώσα (ως προς την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση)

Η διαφορά είναι προφανής. Συνολικά λοιπόν, οι κύριες διαφοροποιήσεις του EC8 από τον ΕΑΚ είναι :

α) οι (κατά πολύ) διαφέρουσες τιμές της **κατακόρυφης εδαφικής επιτάχυνσης** (Πίν.3.5), από τη σταθερή τιμή 0,70· Α του ΕΑΚ.

β) ο τρόπος που ορίζουν οι δύο Κανονισμοί **το συντελεστή συμπεριφοράς q** έναντι κατακόρυφων δράσεων: Ο μεν ΕΚ8 ορίζει μόνο ότι η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς έναντι κατακόρυφων δράσεων πρέπει να είναι μικρότερη από **1,5** (παρέχει δηλαδή ένα **άνω όριο**). Ο ΕΑΚ αντίστοιχα ορίζει ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς αυτός προκύπτει από το συντελεστή συμπεριφοράς έναντι οριζοντίων δράσεων ως:  $q_v=0,50 \cdot q_h$ , ενώ δίνει ένα **κάτω όριο** για την τιμή του ίσο με **1,0**.

Παράδειγμα : Για έναν συντελεστή συμπεριφοράς έναντι οριζοντίων δράσεων  $q_h=3,5$  (τυπική τιμή για οπλισμένο σκυρόδεμα), ο ΕΑΚ θα έδινε  $q_v=0,50 \cdot q=0,50 \cdot 3,5=1,75$ , τιμή η οποία **δεν** είναι αποδεκτή σύμφωνα με τον EC8.

Τελικά, ο EC8 δίνει **μεγαλύτερη** επιτάχυνση για τις πιο μικρές ιδιοπεριόδους ( $\cong 0,20$  sec), που αποτελούν και τη συνηθισμένη περίπτωση, εάν χρησιμοποιείται το φάσμα Τύπου 1. (Ενώ δίνει **μικρότερη** επιτάχυνση, εάν χρησιμοποιείται το φάσμα Τύπου 2). Για μεγαλύτερες περιόδους, οι τιμές που δίνει είναι **μικρότερες** από αυτές του ΕΑΚ.

### 2.3.3 Συνδυασμός της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις (3.2.4 του EC8)

Ουσιαστικά, αυτό που μας δίνεται εδώ, δεν είναι ο συνδυασμός της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις, αλλά οι μάζες που θα ληφθούν υπόψη στον υπολογισμό.

Ορίζεται, άρα ότι: «Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης θα εκτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που προκύπτουν από όλα τα φορτία βαρύτητας που εμφανίζονται στον ακόλουθο συνδυασμό:

$$\Sigma G_{k,j} \text{ “+” } \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

όπου :

“+” : σημαίνει “συνδυάζεται με”

$\psi_{E,i}$  : ο συντελεστής συνδυασμού της μεταβλητής δράσης  $i$ .

Παρατήρηση: Παραλείπεται να αναφερθεί τι αντιπροσωπεύει η μεταβλητή  $G_{k,j}$  αν και είναι προφανές ότι αντιπροσωπεύει τα **μόνιμα φορτία**.

Ο οποίος (συντελεστής  $\psi_{E,i}$ ) λαμβάνει υπόψη του την πιθανότητα τα **φορτία  $Q_{k,i}$**  να **μην ασκούνται** (με τη **μέγιστή** τους τιμή) σε **όλο** το κτίριο κατά τη διάρκεια του σεισμού. Μπορεί επίσης να λαμβάνει υπόψη του μια μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση της κατασκευής, λόγω μη-άκαμπτης σύνδεσης μεταξύ τους. Υπολογίζεται από την εξίσωση :  $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ , όπου το  $\varphi (\leq 1,0)$  εξαρτάται από τον τύπο της μεταβλητής δράσης και δίνεται από τον Πίνακα 4.2 του Ευρωκώδικα 8 (στο Κεφάλαιό του 4). Οι τιμές του  $\psi_{2,i}$  δίνονται στον **EC0** (“Βάσεις σχεδιασμού”).»

Στον **EAK** αναφέρεται :

(ως προς το **συνδυασμό της σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις**) :

«Τα εντατικά μεγέθη της σεισμικής δράσης σχεδιασμού συνδυάζονται με τις λοιπές δράσεις ως εξής :

$$S_d = G_k + P^\infty \pm E + \psi_2 \cdot Q_{k,i} \quad (\text{σχέση 4.1 του EAK})$$

όπου :

$G_k$  : μόνιμες δράσεις

$P^\infty$  : προέκταση μετά τις χρόνιες απώλειες.

$E$  : σεισμός σχεδιασμού

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

$\psi_2$  : ο συντελεστής συνδυασμού για μακροχρόνιες (οιονεί μόνιμες) μεταβλητές δράσεις για τον οποίο προτείνονται τιμές στον Πίνακα 4.1 του Κανονισμού.»

«Δράσεις καταναγκασμού και άλλες τυχηματικές δράσεις (κρούσεις οχημάτων ή πλοίων) δε συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό με σεισμό.»

Παρατήρηση: Ο παραπάνω συνδυασμός δράσεων είναι ο **βασικός σεισμικός συνδυασμός δράσεων**, και στον ΕΑΚ γίνεται συχνή αναφορά σε αυτόν ως “*συνδυασμός 4.1*”. Στον EC8, αν και δεν αναφέρεται ρητά σε κάποιο σημείο πώς ορίζεται η “**σεισμική κατάσταση σχεδιασμού**” (=seismic design situation), στο εξής όπου στο κείμενο αυτό αναφέρεται “σεισμική κατάσταση σχεδιασμού”, θα εννοείται η κατάσταση υπό αυτόν το βασικό συνδυασμό σεισμικών δράσεων.

Σχόλια: Στον Ευρωκώδικα 8 εισάγεται ο **συντελεστής  $\varphi$** , που μειώνει την τιμή του  $\psi_{E,i}$  (άρα και τη συμμετοχή των μεταβλητών δράσεων στον παραπάνω σεισμικό συνδυασμό), ο οποίος δίνεται ανάλογα με τον τύπο της μεταβλητής δράσης (βλέπε επόμενο κεφάλαιο του EC8). Π.χ. σε σημεία που δεν είναι κρίσιμη η μεταβλητή δράση, ο συντελεστής  $\varphi$  απομειώνει τη συμμετοχή της στο σεισμικό συνδυασμό, γεγονός που καθιστά τον EC8 **πιο λεπτομερή** και σε αυτό το σημείο σε σχέση με τον ΕΑΚ, αν και τελικά οι τιμές που προκύπτουν από τους δύο Κανονισμούς για το συντελεστή  $\psi_i$  είναι παρόμοιες.

(σχετικά με τον **υπολογισμό των μαζών**):

«Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία  $G_k + \psi_2 \cdot Q_k$ , όπου  $G_k$  και  $Q_k$  είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και  $\psi_2$  μειωτικός συντελεστής που δίνεται από τον Πίνακα 4.1»(του Κανονισμού)

Σχόλια: Η διαφορά έγκειται και πάλι στην εισαγωγή του **συντελεστή  $\varphi$** , ο οποίος εδώ απομειώνει τη συμμετοχή των μεταβλητών φορτίων στον υπολογισμό των **μαζών**, και άρα στις **αδρανειακές δυνάμεις**.

## 2.4 Συμπεράσματα κεφαλαίου

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, αναφέρεται και αναλύεται το βασικό εργαλείο σχεδιασμού μιας κατασκευής: το φάσμα σχεδιασμού (για οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα, με την πρώτη να έχει την περισσότερη βαρύτητα, καθώς στη μεγάλη πλειοψηφία των κατασκευών, αυτή καθορίζει τον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου). Ανακεφαλαιωτικά, οι πιο σημαντικές διαφορές είναι:

α) Η εισαγωγή του συντελεστή εδάφους S, ο οποίος παράγει δυσμενέστερες τιμές επιτάχυνσης μέχρι και 80% (!...).

β) Δευτερευόντως, αξίζει να αναφερθεί η διαφοροποίηση της σταθεράς 1 (στον ΕΑΚ) σε 2/3 (στον EC8) στον τύπο υπολογισμού της φασματικής επιτάχυνσης (για την οριζόντια συνιστώσα) στο πρώτο σκέλος του φάσματος (ανιών κλάδος), που έχει επίπτωση στην τιμή εκκίνησης, και στην κλίση του φάσματος.

γ) Επίσης, υπάρχει η διαφοροποίηση στον εκθέτη στον τρίτο κλάδο του φάσματος (κατιών κλάδος), που γίνεται από 2/3 στον ΕΑΚ σε 1,0 στον EC8, που οδηγεί σε χαμηλότερες τιμές επιτάχυνσης για τον EC8, σ' εκείνη την περιοχή ιδιοπεριόδων. (Εικόνες 28,29)

δ) Τέλος, είναι πιο λεπτομερής σε πολλά σημεία όπως: δύο τύποι φασμάτων, περισσότερες κατηγορίες εδαφών, μία παραπάνω χαρακτηριστική τιμή περιόδου φάσματος, πιο λεπτομερής συντελεστής συνδυασμού δράσεων.

*Γενικά, ο ΕΚ8 είναι σαφώς αυστηρότερος και λεπτομερέστερος από τον ΕΑΚ 2000, γεγονός που οδηγεί σε καλύτερο σχεδιασμό, προσαρμοσμένο στις ειδικές συνθήκες της κάθε κατασκευής.*



**3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:**  
**ΑΝΑΛΥΣΗ & ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ**  
(Κεφ. 4 του EC8)

Το παρόν κεφάλαιο του EC8 ασχολείται (αφού προηγουμένως, όπως είδαμε, έχουν οριστεί οι σεισμικές δράσεις στις κατασκευές) με την **κανονικότητα** ενός κτιρίου, τις **μεθόδους ανάλυσης**, καθώς και με το σχεδιασμό των **φερόντων** και **μη φερόντων** στοιχείων του.

### 3.1 Γενικά Χαρακτηριστικά κατασκευών ανθεκτικών σε σεισμό

Αναφέρεται σχετικά:

«Σε σεισμικές περιοχές, ο σεισμικός κίνδυνος θα λαμβάνεται υπόψη στα **πρώιμα στάδια** του **θεμελιώδους (=conceptual)** σχεδιασμού ενός κτιρίου, καθιστώντας έτσι δυνατό το σχεδιασμό ενός κτιρίου, που, εντός **αποδεκτού κόστους**, θα ικανοποιεί τις **θεμελιώδεις απαιτήσεις** που προαναφέρθηκαν (§2.1).»

«Οι βασικές αρχές που διέπουν αυτό το θεμελιώδη σχεδιασμό (=conceptual design) είναι:

α) “**Δομική απλότητα**”, η οποία χαρακτηρίζεται από μια σαφή και άμεση “διαδρομή” μετάδοσης των σεισμικών δυνάμεων, μιας και η προσομοίωση, ανάλυση, διαστασιολόγηση, διαμόρφωση κατασκευαστικών λεπτομερειών και, τελικά, κατασκευή απλών κατασκευών, υπόκεινται έτσι σε **πολύ λιγότερη αβεβαιότητα**, και άρα η **πρόβλεψη** της σεισμικής τους συμπεριφοράς είναι πολύ πιο αξιόπιστη(!)

β) **Ομοιομορφία, συμμετρία και πλεόνασμα (αντοχής)**  
(=uniformity, symmetry and redundancy)

Η ομοιομορφία **σε κάτοψη** χαρακτηρίζεται από ομοιόμορφη κατανομή των δομικών στοιχείων, που επιτρέπει τη σύντομη και άμεση μετάδοση των αδρανειακών δυνάμεων, που δημιουργούνται στις (κατανεμημένες) μάζες του κτιρίου. Εάν αυτό κρίνεται απαραίτητο, αυτή η ομοιομορφία μπορεί να επιτυγχάνεται υποδιαιρώντας όλο το κτίριο, με **σεισμικούς αρμούς**, σε δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες, με την προϋπόθεση ότι αυτοί οι αρμοί προφυλάσσονται από **δυσμενείς προσκρούσεις** μεταξύ των δυναμικά ανεξάρτητων μονάδων, σύμφωνα με την § 4.4.2.7 του ΕΚ8.

Η ομοιομορφία **καθ’ ύψος** αποτρέπει την εμφάνιση ευαίσθητων ζωνών που οδηγούν σε συγκέντρωση τάσεων ή μεγάλες **απαιτήσεις πλαστιμότητας**, που με τη σειρά τους θα μπορούσαν να προκαλέσουν πρόωρα κατάρρευση.

Η κατανομή της **μάζας** και της **δυσκαμψίας** πρέπει να έχουν στενή σχέση μεταξύ τους, ώστε να ελαχιστοποιείται η “**εκκεντρότητα**” μεταξύ μάζας και δυσκαμψίας.

γ) **Αντοχή και δυσκαμψία σε δύο διευθύνσεις**, αφού η σεισμική δράση είναι ένα φαινόμενο που έχει δύο (κάθετες) συνιστώσες. Γι’ αυτό το λόγο, συνίσταται τα δομικά στοιχεία να διατάσσονται σε ένα ορθογωνικό σύστημα αξόνων, ώστε να εξασφαλίζουν **παρόμοια χαρακτηριστικά** αντοχής και δυσκαμψίας και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η επιλογή του επιπέδου δυσκαμψίας της κατασκευής, εκτός από το να προσπαθεί να μειώσει τα εντατικά μεγέθη που δημιουργεί η σεισμική δράση, πρέπει επίσης να περιορίζει εκτεταμένες **μετατοπίσεις**, που μπορεί να οδηγήσουν σε αστάθειες λόγω φαινομένων δευτέρας τάξης ή σε εκτεταμένες ζημιές.

δ) **Στρεπτική αντοχή και δυστρεψία**, απαραίτητες για να περιορίζουν την ανάπτυξη στρεπτικών κινήσεων, που καταπονούν ανομοιόμορφα τα

δομικά στοιχεία της κατασκευής. Γι' αυτόν το λόγο, συνίσταται τα κύρια φέροντα στοιχεία να διατάσσονται κοντά στην **περιφέρεια** της κατασκευής.

#### ε) **Διαφραγματική λειτουργία των πλακών**

Στα κτίρια, οι πλάκες παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο στη συνολική σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Πρέπει να λειτουργούν ως απαραμόρφωτα (πρακτικά) διαφράγματα, να συγκεντρώνουν δηλαδή, και να μεταδίδουν τις αδρανειακές δυνάμεις- όντας συνδεδεμένα κατάλληλα- στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία, εξασφαλίζοντας ότι συνεργάζονται στην αντίσταση της οριζόντιας σεισμικής δράσης προκειμένου να τηρούνται οι υποθέσεις της ανάλυσης (βλέπε σχετική παράγραφο για την ακαμψία του διαφράγματος).

Περιπτώσεις που απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή είναι:

- 1) περιπτώσεις περίπλοκης και ανομοιόμορφης κατανομής των κατακόρυφων δομικών στοιχείων (υποστυλώματα),
- 2) περιπτώσεις όπου χρησιμοποιούνται μαζί συστήματα με διαφορετική οριζόντια παραμορφωσιμότητα (π.χ. δυαδικά ή μεικτά συστήματα),
- 3) περιπτώσεις μη-συμβατικής ή πολύ επιμήκους κάτοψης ορόφου και κατόψεων με μεγάλα ανοίγματα στην πλάκα, ιδιαίτερα εάν τα τελευταία βρίσκονται στην περιοχή των κύριων κατακόρυφων δομικών στοιχείων (π.χ. τοιχώματα ή φρεάτιο ανελκυστήρα, στην περίπτωση του οπλισμένου σκυροδέματος, σύνδεσμοι δυσκαμψίας στην περίπτωση κατασκευής από χάλυβα),
- 4) και τέλος περιπτώσεις όπου υπάρχει σημαντική αλλαγή της δυσκαμψίας (π.χ. (σημαντική) αλλαγή διατομής) ή γεωμετρική εκκεντρότητα των υποστυλωμάτων, πάνω και κάτω απ' το διάφραγμα.

ζ) **Επαρκής θεμελίωση**, η οποία με κατάλληλο σχεδιασμό και κατασκευή θα εξασφαλίζει ότι ολόκληρη η κατασκευή υπόκειται σε **ομοιόμορφη σεισμική διέγερση** (το EN 1998-5 (Μέρος 5 του Ευρωκώδικα) αναφέρεται ειδικά στις θεμελιώσεις).»

Ο **ΕΑΚ** σχετικά αναφέρει (Στο Κεφάλαιο 4, § 4.1.7 “**Ελαχιστοποίηση Αβεβαιοτήτων Σεισμικής Συμπεριφοράς**”, και συγκεκριμένα στην § 4.1.7.1 “**Διαμόρφωση του στατικού συστήματος**”:

«Στη φάση σύνθεσης του στατικού συστήματος πρέπει να επιδιώκεται ελαχιστοποίηση των **αβεβαιοτήτων** της σεισμικής συμπεριφοράς του. Σαν γενική κατεύθυνση, η μόρφωση του συστήματος πρέπει να στοχεύει στο μέγιστο βαθμό **απλότητας** και **κανονικότητας** (=Η κανονικότητα κατά ΕΑΚ ορίζεται σε άλλη θέση του), αλλά συγχρόνως και **υπερστατικότητας** του συστήματος, ώστε να εξασφαλίζονται εναλλακτικοί δρόμοι στήριξης. Πρέπει επίσης να αποφεύγονται δυσμενείς αλληλεπιδράσεις του φέροντα οργανισμού και του **οργανισμού πλήρωσης**.»

Ειδικά, “**κατά τη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη**”:

«Διάταξη κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων ή/και τοιχωμάτων) που να ελαχιστοποιεί τη **στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου**. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων **κοντά στην περίμετρο**. Εξασφάλιση ουσιαστικής **πλαισιακής λειτουργίας** στο μέγιστο ποσοστό των υποστυλωμάτων, σε συνδυασμό με ζυγώματα (δοκούς) επαρκούς ακαμψίας. Όπου αυτό δεν είναι δυνατόν (π.χ. σε πλάκες χωρίς δοκούς ή φατνωματικές) είναι απαραίτητη η διάταξη επαρκών **τοιχωμάτων και στις 2 διευθύνσεις**.»

### 3.2 Κύρια και δευτερεύοντα σεισμικά μέλη

Στον Ευρωκώδικα 8 αναφέρεται: «Ορισμένα δομικά στοιχεία μπορούν να σχεδιάζονται ως “**δευτερεύοντα**” **σεισμικά μέλη** χωρίς να λαμβάνουν μέρος στο σύστημα που αντιστέκεται στη σεισμική δράση. Η αντοχή και η δυσκαμψία αυτών των στοιχείων **έναντι σεισμικών δράσεων θα αγνοείται**. Άρα δεν υπάγονται στους κανόνες και απαιτήσεις των Κεφαλαίων 5 έως 9 του EC8. Παρ’ όλα αυτά, αυτά τα μέλη και οι συνδέσεις τους πρέπει να σχεδιάζονται και να διαμορφώνονται κατασκευαστικά, έτσι ώστε να παρέχουν την απαιτούμενη στήριξη έναντι των φορτίων **βαρύτητας**, όταν υπόκεινται στις μετακινήσεις που προκαλούνται από την πιο δυσμενή κατάσταση σεισμικής δράσης. Θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή σε **φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης** κατά το σχεδιασμό τέτοιων μελών. Η συνολική **συμβολή στην πλευρική δυσκαμψία** όλων των δευτερευόντων μελών δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το **15%** αυτής των κύριων σεισμικών μελών<sup>12</sup>

Στον **ΕΑΚ** δε γίνεται καμία αναφορά για διάκριση των δομικών στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα σεισμικά μέλη.

Παρατήρηση: Σε άλλο ένα σημείο ο Ευρωκώδικας αποδεικνύεται πιο **λεπτομερής** από τον ΕΑΚ, καθώς προτείνει έναν διαχωρισμό που κάνει πιο αποδοτικό το σχεδιασμό, αφού δεν “επιβαρύνει” το κτίριο με όλα τα δομικά στοιχεία σχεδιασμένα για σεισμική δράση, και έτσι απλοποιεί τις διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, δηλαδή “**ελαφρύνει**” το κτίριο **σχεδιαστικά**.

---

<sup>12</sup> Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., για τον ίδιο περιορισμό, ορίζει «το 25% της δυσκαμψίας»

### 3.3 Δομική Κανονικότητα

Οι κατασκευές, για το σκοπό του σεισμικού σχεδιασμού, χαρακτηρίζονται ως κανονικές ή μη κανονικές. Ο διαχωρισμός αυτός έχει **επιπτώσεις** στις εξής πτυχές του σεισμικού σχεδιασμού:

1. Το δομικό μοντέλο, το οποίο μπορεί να είναι ένα απλοποιημένο διδιάστατο (**επίπεδο**) μοντέλο ή πλήρες τρισδιάστατο (**χωρικό**) μοντέλο.

Στον **ΕΑΚ** : «Στην περίπτωση των κτιρίων, για την εφαρμογή **οποιασδήποτε** μεθόδου υπολογισμού χρησιμοποιείται, γενικά, **χωρικό προσομοίωμα** της κατασκευής»

2. Τη μέθοδο ανάλυσης: απλοποιημένη φασματική μέθοδος [μέθοδος της πλευρικής δύναμης ή **ισοδύναμη στατική μέθοδος**, κατά ΕΑΚ...] ή **δυναμική φασματική μέθοδος**.

3. Την τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς  $q$** , η οποία λαμβάνεται μειωμένη για κτίρια μη κανονικά καθ' ύψος.

Στον παρακάτω Πίνακα (πίνακας 4.1 του EC8) παρουσιάζονται οι συνέπειες της δομικής κανονικότητας στη σεισμική ανάλυση και σχεδιασμό:

Κανονικότητα		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς $q$
Σε κάτοψη	Καθ' ύψος	Μοντέλο	Γραμμική-Ελαστική Ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Ισοδύναμη στατική	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Δυναμική Φασματική	Απομειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό	Ισοδύναμη στατική	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Δυναμική Φασματική	Απομειωμένη τιμή

Πίνακας 3.1: Συνέπειες της κανονικότητας στη σεισμική ανάλυση και σχεδιασμό

**Παρατηρήσεις:** Η κανονικότητα **σε κάτοψη**, επηρεάζει (κατ' ελάχιστο...) το αν το μοντέλο θα πρέπει να είναι **επίπεδο ή χωρικό**. Η κανονικότητα **καθ' ύψος**, επηρεάζει αφενός το αν θα χρησιμοποιηθεί **απλοποιημένη ή πλήρης ιδιομορφική** (φασματική) ανάλυση, και αφετέρου, την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  (**“κανονική” ή απομειωμένη τιμή**).

Όσον αφορά το συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ : Οι τιμές **“αναφοράς”** (κανονική τιμή) δίνονται στα σχετικά (κατά υλικό) κεφάλαια (**5 ως 9**). Για **μη κανονικά καθ' ύψος** κτίρια, χρησιμοποιούνται οι **απομειωμένες** τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς, που είναι οι τιμές αναφοράς πολλαπλασιασμένες **επί 0,8**.

### 3.3.1. Κανονικότητα σε κάτοψη

Τα 5 (πέντε) κριτήρια που τίθενται για να κατηγοριοποιείται ένα κτίριο σαν *κανονικό σε κάτοψη*, είναι:

α) Ως προς την **πλευρική δυσκαμψία** και την κατανομή της **μάζας**, το κτίριο θα πρέπει να είναι **κατά προσέγγιση συμμετρικό** σε κάτοψη, ως προς δύο ορθογώνιους άξονες.

β) Η διαμόρφωση της κάτοψης πρέπει να είναι συμπαγής, δηλαδή κάθε όροφος θα περικλείεται από μια **κυρτή πολυγωνική γραμμή**. Αν υπάρχουν **εσοχές**, μπορεί να θεωρείται και πάλι ότι υπάρχει κανονικότητα, εάν: 1. αυτές οι εσοχές δεν επηρεάζουν τη δυσκαμψία του ορόφου εντός του επιπέδου του (δυστένεια) και 2. για κάθε εσοχή, η επιφάνεια μεταξύ του (πραγματικού) περιγράμματος του ορόφου και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που τον περιβάλλει **δεν ξεπερνάει το 5%** της επιφάνειας του ορόφου.

γ) Η εντός του επιπέδου τους δυσκαμψία των ορόφων θα πρέπει να είναι επαρκώς μεγάλη σε σχέση με την πλευρική δυσκαμψία των κατακόρυφων δομικών στοιχείων (υποστυλώματα)<sup>13</sup>, ώστε η παραμόρφωση του ορόφου (εντός του επιπέδου του) θα έχει μικρή επίδραση στην **κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των υποστυλωμάτων**. Έτσι, **σχήματα ορόφου σε μορφή L,C,H,I και X** θα πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ουσιαστικά δηλαδή, η ακαμψία των προεξεχόντων κλάδων θα πρέπει να είναι συγκρίσιμη με εκείνη του κεντρικού μέρους, προκειμένου να ικανοποιείται η **υπόθεση του απαραμόρφωτου διαφράγματος**.

δ) Η “λυγηρότητα”, δηλαδή ο λόγος  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  του κτιρίου σε κάτοψη δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερος του **4**, όπου  $L_{\max}$  και  $L_{\min}$  είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση σε κάτοψη του κτιρίου, μετρούμενες σε δύο κάθετες διευθύνσεις.

ε) Σε κάθε επίπεδο (όροφος) και για κάθε διεύθυνση ανάλυσης  $x$  και  $y$ , η **στατική εκκεντρότητα** (=structural ή natural eccentricity, όπως αναφέρεται στο κείμενο) και η **ακτίνα δυστρεψίας**  $r$ , πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες (που εκφράζονται εδώ για τη διεύθυνση ανάλυσης  $y$ ):

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq I_s \quad \leftarrow ( \text{Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας του ΕΑΚ!} )$$

όπου,

$e_{ox}$  (m), η απόσταση μεταξύ του **κέντρου δυσκαμψίας** και του **κέντρου μάζας**, κατά τη διεύθυνση  $x$ , δηλαδή κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση  
 $r_x$  (m), η **ακτίνα δυστρεψίας**, που υπολογίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της στρεπτικής δυσκαμψίας, προς την πλευρική (μεταφορική) δυσκαμψία στη διεύθυνση  $y$

$I_s$  (m), η **ακτίνα αδράνειας** της μάζας του ορόφου σε κάτοψη, που υπολογίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της πολικής ροπής αδράνειας μάζας του ορόφου (ως προς το κέντρο μάζας) προς τη μάζα του ορόφου

<sup>13</sup> Αντί του όρου “κατακόρυφα δομικά στοιχεία”, χρησιμοποιείται ο όρος “υποστυλώματα” για λόγους ευκολίας **μόνο**, καθόσον -σε κτίρια από σκυρόδεμα- τέτοια δομικά στοιχεία είναι επίσης και τα **τοιχώματα**

Σκόπιμο είναι, σε αυτό το σημείο, προς αποφυγή σύγχυσης, να αναφέρουμε ότι ο **συμβολισμός** που χρησιμοποιεί ο ΕΑΚ είναι διαφορετικός. Δηλαδή :

Συμβολισμός		Περιγραφή μεγέθους
στον ΕΑΚ	στον EC8	
$e_{ox}$	$e_{ox}$	Στατική εκκεντρότητα, κατά την κύρια διεύθυνση x του κτιρίου
$\rho_x$	$r_x$	Ακτίνα δυστρεψίας ως προς τον <b>ελαστικό άξονα</b> (ΠΡΟΣΟΧΗ) <sup>14</sup>
$r_i$	$I_s$	Ακτίνα αδράνειας του διαφράγματος <sup>15</sup>

Πρέπει επίσης, σε αυτό το σημείο να σημειώσουμε το εξής: ο ορισμός που δίνει ο EC8 για την ακτίνα δυστρεψίας  $r_x$  ως: “είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της στρεπτικής δυσκαμψίας (του ορόφου) προς την πλευρική δυσκαμψία ως προς τη διεύθυνση y”, χωρίς όμως να δίνει άλλα στοιχεία για τον τρόπο που τελικά αυτή μπορεί να υπολογιστεί (παραπέμπει στο Εθνικό Προσάρτημα). Δηλ.:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_T}{K_Y}}, \text{ όπου:}$$

$K_T$ : η στρεπτική δυσκαμψία του ορόφου (kNm)

$K_Y$ : η πλευρική (μεταφορική) δυσκαμψία του ορόφου (kN/m)

Αυτός ο τρόπος υπολογισμού **δεν προσφέρεται για εφαρμογές** στην πράξη. Ειδικά για τη στρεπτική δυσκαμψία, παρέχεται ένα παράδειγμα υπολογισμού (για έναν “απλό” σχετικά φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα, στο βιβλίο “Δυναμική των Κατασκευών”, Ι.Θ. Κατσικαδέλης, Τόμος Ι, εκδόσεις Συμμετρία 2002). Για φορείς από χάλυβα, ενδεχομένως η παρουσία των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας να δυσχεραίνει τον υπολογισμό.

Πιο **πρόσφορος για εφαρμογή στην πράξη** είναι ο τρόπος που παρέχει ο ΕΑΚ. Δηλ. :

$$\rho_x = \sqrt{\frac{c \cdot u_y}{\theta_z}}, \text{ όπου:}$$

$\rho_x$ : η ακτίνα δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα

$u_y$ : μετατόπιση του σημείου  $P_0$  για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις  $F_i$  κατά την κύρια διεύθυνση x.

$\theta_z$ : γωνία στροφής στο διάφραγμα  $i_0$  για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές  $M_{zi} = +c \cdot F_i$  (c: αυθαίρετος μοχλοβραχίονας, π.χ. 1m)

<sup>14</sup> Πρόκειται για την ακτίνα δυστρεψίας ως προς τον **ελαστικό άξονα** και **όχι** για την ακτίνα δυστρεψίας  $\rho_{m,i}$  ως προς το **κέντρο μάζας** (διευκρίνιση η οποία παρέχεται **μόνο στον ΕΑΚ**)

<sup>15</sup> Είναι  $I_s$  ή  $r_i = \sqrt{\frac{I_{mm}}{m}}$ , όπου  $I_{mm}$ : η πολική ροπή αδράνειας μάζας του διαφράγματος ως προς το κέντρο μάζας και  $m$ : η μάζα του (όπως προκύπτει από το συνδυασμό G+0,3·Q). Ο EC8 σ' αυτό το σημείο αναφέρει ότι σε μονώροφα κτίρια, ο ορισμός των κέντρων δυσκαμψίας (ελαστικό κέντρο) και της ακτίνας δυστρεψίας είναι δυνατόν να γίνει και είναι μονοσήμαντος. Σε πολυώροφα κτίρια όμως, μόνο προσεγγίσεις μπορούν να γίνουν για τον ορισμό των παραπάνω μεγεθών (Χωρίς ν' αναφέρει όμως άλλες λεπτομέρειες!)

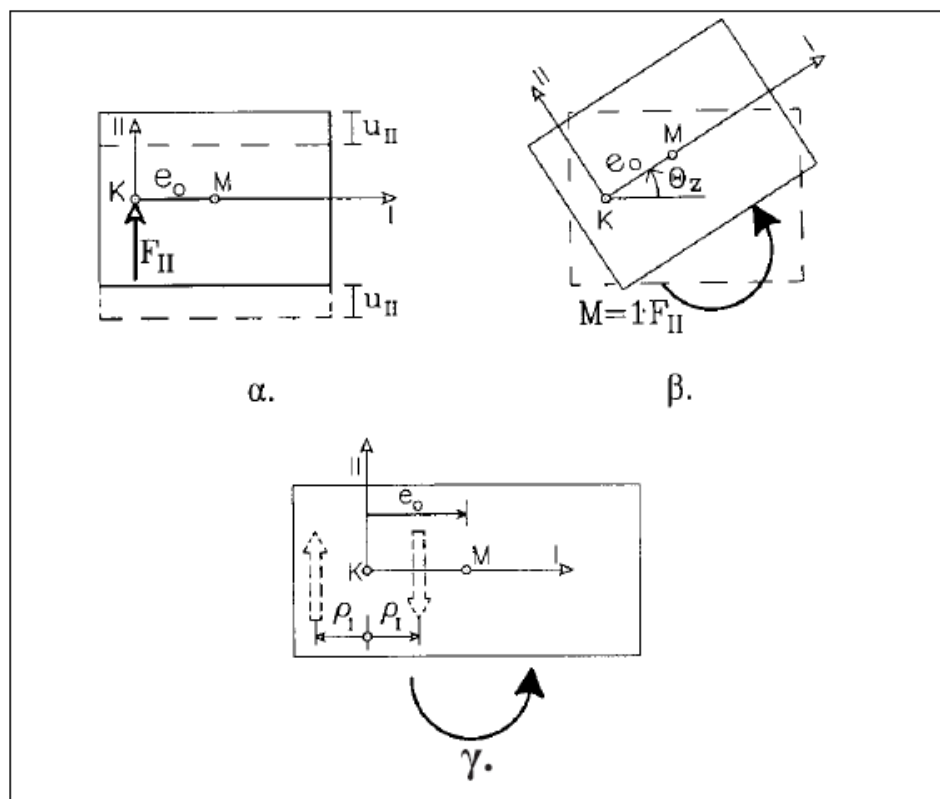
(→Για περισσότερες λεπτομέρειες, ο παραπάνω τρόπος υπολογισμού αναλύεται στο Κεφ.3 §3.3.3 του ΕΑΚ2000).

Πάντως, και οι δύο τρόποι αναφέρεται ότι υπολογίζουν το ίδιο μέγεθος. {1}

Δηλαδή :

$$(EC8): r_x = \sqrt{\frac{K_{\xi}}{K_y}} = \sqrt{\frac{(1 \cdot F_y) / \theta_z}{F_y / u_y}} = \sqrt{\frac{u_y}{\theta_z}} = \rho_x \quad (\text{ΕΑΚ})$$

Όπου οι δυνάμεις  $F_y$  και η στρεπτική ροπή  $F_z = 1 \cdot F_y$ , εφαρμοζόμενες στο **κέντρο δυσκαμψίας** του διαφράγματος, προκαλούν τη μετακίνηση  $u_y$  και τη στροφή  $\theta_z$  αντίστοιχα, όπως δείχνεται στο σχήμα:



Εικόνα 3.1: Υπολογισμός της ακτίνας δυστρεψίας σε μονώροφο σύστημα (βιβλιογραφία {1})

Ο **ΕΑΚ**, σχετικά με την κανονικότητα σε κάτοψη αναφέρει:

-Τα προαναφερθέντα, που βρίσκονται στην § 4.1.7.1 του ΕΑΚ.

-Στην § 3.5.1 (Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος-Γενικά-Πεδίο εφαρμογής)

«Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό, όταν: α) Τα πατώματα λειτουργούν ως **απαραμόρφωτα διαφράγματα** μέσα στο επίπεδό τους, Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του **4** (Ταύτιση σε αυτό το σημείο με τον EC8), καθώς επίσης και σε κτίρια με **κενά** που υπερβαίνουν το **35%** της κάτοψης του ορόφου.» (Εδώ ο EC8



διαφέρει σημαντικά, καθώς θέτει όριο στις **εσοχές** (μόνο εσοχές, δεν κάνει λόγο για κενά) το **5%** της κάτοψης)

Επίσης, σε άλλο σημείο του: «Κατάλληλη μορφή της κάτοψης της πλάκας κάθε ορόφου που να εξασφαλίζει ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία (...) Γι' αυτό πρέπει να αποφεύγονται επιμήκεις κατόψεις με λόγο μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση άνω του 4,00 καθώς και κατόψεις που προέρχονται από **συνδυασμό επιμήκων στοιχείων** (μορφής L, Π κ.λπ.). Όπου αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με επαρκή προσέγγιση η επίδραση της παραμόρφωσης του δίσκου στην **κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων**»

⇒Ο EC8 σ' αυτό το σημείο, **ποσοτικοποιεί**, λέγοντας: «Το διάφραγμα θεωρείται ότι είναι άκαμπτο, αν, όταν μοντελοποιηθεί με την **πραγματική** εντός του επιπέδου του **παραμορφωσιμότητα**, οι οριζόντιες μετατοπίσεις του δεν διαφέρουν πουθενά περισσότερο από **10%** από τις αντίστοιχες απόλυτες μετακινήσεις με την **υπόθεση** οριζόντιου διαφράγματος (**απαραμόρφωτος δίσκος**)»

Επίσης, σε άλλο(!) σημείο του (στην § **4.1.4.2** «Εξαιρέσεις από τον κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα», συγκεκριμένα στην υποπαράγραφο "**β**. Κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα",[3]) αναφέρεται: «**Η διάταξη των τοιχωμάτων πρέπει να είναι τέτοια ώστε να αποκλείει το σχηματισμό μαλακού ορόφου μέσω στρεπτικής παραμόρφωσης του κτιρίου. Αυτό θεωρείται ότι εξασφαλίζεται αν ικανοποιείται μία από τις ακόλουθες συνθήκες:**

-Αν σε κάθε όροφο,(...),διατίθενται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας **δύο τουλάχιστον παράλληλα τοιχώματα**, η απόσταση των οποίων υπερβαίνει το **1/3** της αντίστοιχης διάστασης κάτοψης του στατικού συστήματος του κτιρίου και να ικανοποιείται η συνθήκη του εδαφίου [2] (για επαρκή τοιχώματα...) και στις δύο κατευθύνσεις.

-Αν το κτίριο δεν είναι **στρεπτικά ευαίσθητο** ( $\rho_{m,i} \geq r_i$ )

-Αν οι δύο πρώτες σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές. Αυτό θεωρείται ότι επιτυγχάνεται όταν η απόσταση του **πόλου στροφής** των διαφραγμάτων, κατά τις υπόψη ιδιομορφές, από το **κέντρο μάζας** είναι **μεγαλύτερη** από την **ακτίνα αδράνειας** του διαφράγματος.(...)»

Τέλος, ο **ΕΑΚ** ορίζει: «Για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων στη μετελαστική αλληλεπίδραση του φέροντα οργανισμού με **οργανισμό πλήρωσης** που διαθέτει σημαντική ακαμψία, είναι σκόπιμη η επιλογή **μικτού συστήματος πλαισίων και τοιχωμάτων**(...) (αφορά περισσότερο κτίρια από σκυρόδεμα). Η επιλογή αυτή είναι υποχρεωτική όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού ή είναι δυνατό να αποκτήσει στο μέλλον, ασυνέχεια σε έναν όροφο (**Pilotis** ή περιπτώσεις μείωσης του συνολικού μήκους των τοιχοπληρώσεων στην εξεταζόμενη διεύθυνση ως προς τον υπερκείμενο όροφο, κατά ποσοστό μεγαλύτερο του **50%**.»

Ο **EC8** δεν αναφέρει, σ' αυτό το σημείο κάτι, σχετικά με το θέμα.

### 3.3.2. Κανονικότητα σε όψη

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό σε όψη (καθ' ύψος), εάν ικανοποιεί όλα τα παρακάτω 6 (έξι) κριτήρια :

α) Όλα τα δομικά στοιχεία που αντιστέκονται στα πλευρικά φορτία, όπως πυρήνες, τοιχώματα και πλαίσια, πρέπει να διατρέχουν **χωρίς να διακόπτονται** όλο το ύψος του κτιρίου, από τα θεμέλια ως την κορυφή του κτιρίου.

β) Η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα καθενός ορόφου πρέπει να είναι συνεχής ή να **μειώνονται βαθμιαία**, χωρίς απότομες μεταβολές από τη βάση έως την κορυφή του κτιρίου.

⇒(Εδώ, ο **ΕΑΚ** είναι **πιο πλήρης** γιατί ποσοτικοποιεί, όπως θα παρουσιαστεί στη συνέχεια, αυτή την “απότομη μεταβολή” που αναφέρει ο EC8, χωρίς όμως να δίνει άλλα στοιχεία)

γ) Σε πλαισιωτές κατασκευές, ο λόγος της **πραγματικής** αντοχής ενός ορόφου προς την **απαιτούμενη** από την ανάλυση δεν πρέπει να μεταβάλλεται δυσανάλογα μεταξύ γειτονικών ορόφων.

(Σχετική με αυτό το θέμα είναι και η παράγραφος για τα **πλαίσια με τοιχοπληρώσεις**, βλέπε παρακάτω)

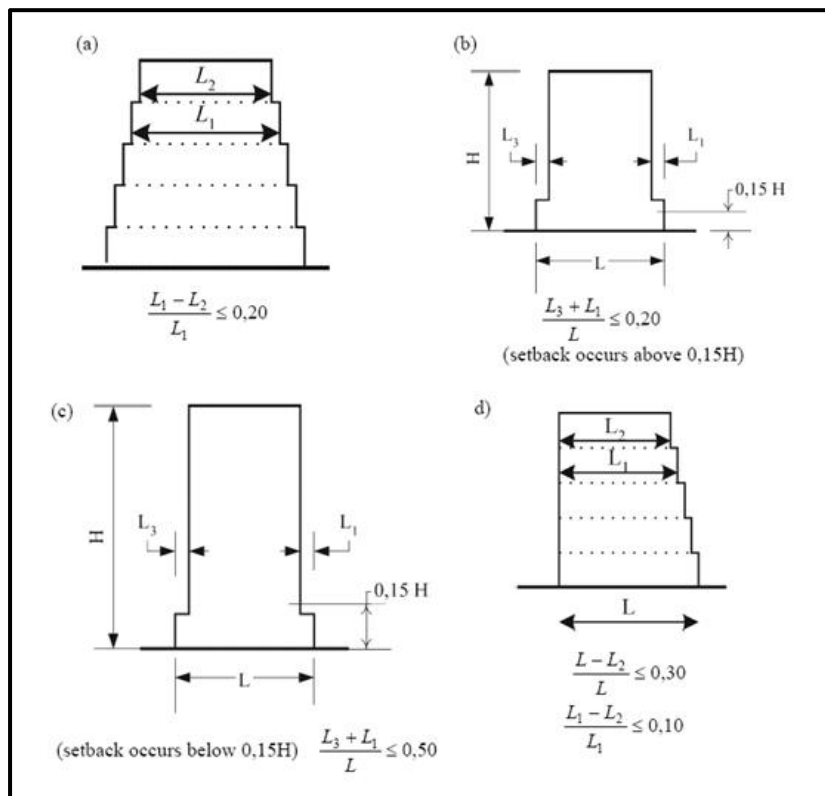
⇒Αυτό το σχόλιο ουσιαστικά θίγει το φαινόμενο των υπεραντοχών, με τις δυσμενείς συνέπειές τους, το φαινόμενο του “μαλακού ορόφου”, σε κτίρια με *pilotis*, φαινόμενο πολύ σύνηθες στη χώρα μας.

δ) Όταν υπάρχουν **εσοχές καθ' ύψος**, ισχύουν οι επόμενοι πρόσθετοι κανόνες:

δ1) Στην περίπτωση επάλληλων εσοχών που διατηρούν την αξονική συμμετρία του κτιρίου, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν πρέπει να ξεπερνάει το **20%** της διάστασης του προηγούμενου ορόφου, στη διεύθυνση της εσοχής (Εικόνες 34-a και 34-b)

δ2) Για μία εσοχή μόνο, όταν αυτή βρίσκεται στο κατώτερο 15% του συνολικού ύψους του κυρίως δομικού συστήματος, αυτή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το **50%** της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη (Εικόνα 34-c). Σ' αυτήν την περίπτωση, το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανωτέρων ορόφων θα πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να παραλαμβάνει τουλάχιστον το **75% των τεμνουσών δυνάμεων** που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο **χωρίς** τη διεύρυνση του κάτω μέρους.

δ3) Εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών, σε κάθε όψη, δεν πρέπει να ξεπερνάει το **30%** της διάστασης σε κάτοψη του πρώτου ορόφου πάνω από τη θεμελίωση και κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το **10%** της προηγούμενης διάστασης της κάτοψης (Εικόνα 3.2).



Εικόνα 3.2: Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος σε κτίρια με εσοχές κατά τον EC8

Ο **ΕΑΚ**, σχετικά, αναφέρει: «Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό (καθ' ύψος), όταν η αύξηση ή μείωση  $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$  της **σχετικής δυσκαμψίας  $K_i$**  ενός ορόφου (η οποία υπολογίζεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών  **$E \cdot I / h$**  των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου) σε κάθε οριζόντια διεύθυνση και  $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$  της μάζας  $m_i$  ενός ορόφου (εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχούσα απόληξη του κλιμακοστασίου) δεν υπερβαίνει τις τιμές  **$0,35K_i(m_i)$**  (για αύξηση) και  **$0,50K_i(m_i)$**  (για μείωση, αντίστοιχα).»

Επίσης, σε άλλο σημείο του: (§ 4.1.7.1,β.) «(Προτείνεται) **συνεχής και κανονική κατανομή της ακαμψίας** των κατακόρυφων στοιχείων καθώς και των **μαζών** και των τοιχοπληρώσεων. Σε θέσεις έντονης μεταβολής (ασυνέχειας) της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων (π.χ. στη διακοπή σημαντικών τοιχωμάτων σε κάποιο όροφο,...) πρέπει να εξασφαλίζεται η αναγκαία ανακατανομή της τέμνουσας στα κατακόρυφα στοιχεία μέσω της διαφραγματικής δράσης της αντίστοιχης πλάκας. Σε περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες, η επάρκεια της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας πρέπει να ελέγχεται, έστω και **με προσεγγιστικές μεθόδους** (σχετική ή αντίστοιχη “ποσοτικοποίηση” του EC8-10% των μετατοπίσεων...). Προτείνεται επίσης η ισόσταθμη και κατά το δυνατόν ομοιογενής θεμελίωση των κατακόρυφων στοιχείων.»

### Γενικό σχόλιο-Συμπέρασμα:

Σε αυτό το σημείο όπου θίγεται η κανονικότητα της κατασκευής σε κάτοψη άλλα και καθ' ύψος, μπορούμε να πούμε ότι οι γενικές κατευθύνσεις των δύο Κανονισμών είναι κοινές. Δηλαδή: η εξασφάλιση της **διαφραγματικής λειτουργίας** των πλακών, η τήρηση όσο το δυνατόν της **συμμετρίας** στην κάτοψη και η **συνέχεια** των δομικών στοιχείων καθ' ύψος.

Ο EC8 όμως είναι πολύ πιο συγκεκριμένος. Για την ακρίβεια θέτει όρια στη στατική εκκεντρότητα, θέτει ένα κριτήριο (αν και στο επόμενο κεφάλαιο) σύμφωνα με το οποίο ορίζεται αν είναι έγκυρη η υπόθεση του διαφράγματος σαν απαραμόρφωτο στο επίπεδό του (αν και σπάνια στην πράξη συναντώνται μορφές διαφράγματος που δεν είναι, και αυτές τις μορφές, ο ΕΑΚ μας δίνει (έμμεσα απ' αυτήν την άποψη) κριτήρια για να τις αποφεύγουμε (π.χ. όχι λόγος πλευρών  $\geq 4$ , επιμήκεις κατόψεις). Επίσης, είναι πολύ πιο συγκεκριμένος στην κανονικότητα καθ' ύψος (εσοχές). Αλλά η, πιο κρίσιμη διαφορά είναι η μείωση στην τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  κατά 20%** σε περίπτωση μη κανονικότητας καθ' ύψος του κτιρίου, η οποία οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές φασματικής επιτάχυνσης στο φάσμα σχεδιασμού και συνεπώς μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη, σε σχέση με τον ΕΑΚ που **δεν προβλέπει** κάτι ανάλογο στην περίπτωση αυτή. Επίσης σημαντική είναι η εξής διαφορά: ο EC8 θέτει όριο στις **εσοχές** σε κάτοψη το 5%, ενώ ο ΕΑΚ θέτει όριο στα **κενά** το 35% της συνολικής επιφάνειας του ορόφου. Γενικά, ο EC8 παρουσιάζεται ξανά πιο πλήρης και λεπτομερής από τον ΕΑΚ στο κρίσιμο θέμα της κανονικότητας.

Ωστόσο, με τα (αυξημένα και πιο αυστηρά κριτήρια) που θέτει ο Ευρωκώδικας, συχνά αποκομίζεται η αίσθηση του “μαύρου κουτιού”, καθώς δεν αναφέρεται, σε κάποια σημεία-στην επίπτωση που έχουν αυτά τα κριτήρια στην **συνολική συμπεριφορά** της κατασκευής, ώστε να αναπτύσσεται μια σφαιρικότερη στατική αντίληψη για το πώς πρέπει να μορφώνεται μια αντισεισμική κατασκευή (κάτι που ενδεχομένως καταφέρνει καλύτερα ο ΕΑΚ).

Γι' αυτό, προσωπική άποψη αποτελεί το ότι οι Έλληνες μηχανικοί έχουν το προνόμιο να μπορούν να συμβουλευονται και τον ΕΑΚ σε διάφορα θέματα, ως τον Κανονισμό που εφαρμόζεται για χρόνια σε μια κατ' εξοχήν σεισμογενή χώρα, όπως η Ελλάδα.

### 3.4 Δομική ανάλυση

#### 3.4.1 Προσομοίωση

Το προσομοίωμα του κτιρίου πρέπει να αναπαριστά ικανοποιητικά την **κατανομή της ακαμψίας και της μάζας** στην κατασκευή, έτσι ώστε όλα τα σημαντικά σχήματα παραμόρφωσης (ιδιομορφές) και αδρανειακές δυνάμεις να λαμβάνονται υπόψη για τη θεωρούμενη σεισμική δράση. Στην περίπτωση μη γραμμικής ανάλυσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η κατανομή της **αντοχής**. Το μοντέλο πρέπει ακόμα να λαμβάνει υπόψη του τη συμβολή των περιοχών των **κόμβων** στην παραμορφωσιμότητα της κατασκευής καθώς και των μη δομικών στοιχείων.

Επίσης, όταν τα διαφράγματα του κτιρίου λαμβάνονται ως άκαμπτα- στο επίπεδό τους- οι μάζες και οι ροπές αδράνειας κάθε ορόφου μπορούν να θεωρούνται συγκεντρωμένα στο κέντρο μάζας.

Σε κτίρια που είναι κανονικά σε κάτοψη (σύμφωνα με τα προαναφερθέντα) ή που πληρούν τις συνθήκες της παραγράφου 4.5, η ανάλυση μπορεί να γίνεται χρησιμοποιώντας **δύο επίπεδα μοντέλα**, ένα για κάθε κύρια διεύθυνση.

Η παραμορφωσιμότητα των **θεμελίων** πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο μοντέλο ανάλυσης, ενώ οι **μάζες** προκύπτουν από τα φορτία βαρύτητας του συνδυασμού δράσεων που αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο (§ 3.2.4).

#### 3.4.2 Τυχηματική εκκεντρότητα (Γενικά)

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες **στη θέση των μαζών** και **στη χωρική διακύμανση** της σεισμικής δράσης, το κέντρο μάζας σε κάθε όροφο  $i$  θα θεωρείται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση σε κάθε διεύθυνση με μία **τυχηματική εκκεντρότητα**:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

όπου:

$e_{ai}$ , η τυχηματική εκκεντρότητα του ορόφου  $i$  από την ονομαστική του θέση, εφαρμοζόμενη **προς την ίδια κατεύθυνση για όλους τους ορόφους**  
 $L_i$ , η διάσταση του ορόφου κάθετα προς τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Στον **ΕΑΚ**, στο Κεφ. 3, § 3.3.1, αναφέρεται: «Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπλοήσεων, οφειλόμενων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η μάζα  $m_i$  ή η σεισμική δύναμη  $F_i$  κάθε ορόφου, θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την **τυχηματική εκκεντρότητα**  $e_{ti}$  του ορόφου  $i$ . Η τυχηματική αυτή εκκεντρότητα  $e_{ti}$  λαμβάνεται ίση προς  **$0,05 \cdot L_i$** , όπου  $L_i$  πλάτος του ορόφου, κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.»

Παρατήρηση: Και οι δύο Κανονισμοί λαμβάνουν υπόψη τις αβεβαιότητες ως προς τη θέση των μαζών-και τη συνεπακόλουθη στρεπτική επιπλοήση που εισάγουν, υπολογίζοντας με τον ίδιο τρόπο την τυχηματική εκκεντρότητα.

### 3.4.3 Μέθοδοι ανάλυσης

**EΚ8** : «Εντός του σκοπού του παρόντος κεφαλαίου (Κεφ. 4 του Ευρωκώδικα), τα αποτελέσματα της σεισμικής δράσης και των υπόλοιπων δράσεων που περιέχονται στο σεισμικό συνδυασμό μπορούν να καθορίζονται με βάση τη **γραμμική-ελαστική** συμπεριφορά της κατασκευής.

Η μέθοδος “αναφοράς” για τον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης είναι η δυναμική φασματική μέθοδος (ή Μέθοδος του φάσματος απόκρισης ή Μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών, modal response spectrum analysis), χρησιμοποιώντας γραμμικό-ελαστικό μοντέλο της κατασκευής και το φάσμα σχεδιασμού που προαναφέρθηκε.

Προτείνονται δύο (γραμμικές-ελαστικές) μέθοδοι ανάλυσης:

- α) η μέθοδος της πλευρικής δύναμης (απλοποιημένη φασματική μέθοδος ή ισοδύναμη στατική μέθοδος), που είναι εφαρμόσιμη σε κτίρια που πληρούν κάποιες προϋποθέσεις, που θα αναφερθούν παρακάτω, και
- β) η δυναμική φασματική μέθοδος, που είναι εφαρμόσιμη σε όλους τους τύπους κτιρίων.

**Εναλλακτικά**, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και μη γραμμική μέθοδος ανάλυσης:

γ) μη-γραμμική στατική ανάλυση (ανάλυση Push-over)

δ) μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

Ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, μπορεί να γίνει γραμμική-ελαστική ανάλυση χρησιμοποιώντας δύο **επίπεδα** μοντέλα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, ακόμα κι αν **δεν ικανοποιούνται** οι συνθήκες κανονικότητας σε κάτοψη (σύμφωνα με τα παραπάνω), με την προϋπόθεση ότι ικανοποιούνται (όλες) οι παρακάτω τέσσερις (4) ειδικές συνθήκες:

- 1) Η κατασκευή έχει καλά κατανομημένα και σχετικά άκαμπτα χωρίσματα και επικαλύψεις
- 2) Το ύψος του κτιρίου δεν υπερβαίνει τα **10 m**
- 3) Η εντός-επιπέδου δυσκαμψία των ορόφων είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την πλευρική δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων, ώστε να υπάρχει διαφραγματική λειτουργία
- 4) Τα κέντρα πλευρικής δυσκαμψίας και μάζας βρίσκονται κατά προσέγγιση σε μια κατακόρυφη ευθεία (το καθένα) και, στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις ανάλυσης, ικανοποιούν τις συνθήκες

$$r_x^2 > I_s^2 + e_{ox}^2 \quad \text{και} \quad r_y^2 > I_s^2 + e_{oy}^2 \quad \text{όπου,}$$

$$[r_x^2 + e_{ox}^2 > I_s^2 \quad r_y^2 + e_{oy}^2 > I_s^2 \Rightarrow \text{Στρεπτικά μη-ευαίσθητο (EAK)}]$$

$r_{x,y}$ , οι ακτίνες δυστρεψίας

$I_s$ , η ακτίνα αδράνειας και,

$e_{ox,y}$ , οι στατικές εκκεντρότητες, όπως έχουν αναφερθεί παραπάνω.

Εάν μόνο η συνθήκη 4) δεν ικανοποιείται, **μπορεί** και πάλι να γίνεται γραμμική-ελαστική ανάλυση **με δύο επίπεδα μοντέλα**, αλλά, σ' αυτήν την περίπτωση, τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση θα πολλαπλασιάζονται με **1,25**.

Αν δεν ικανοποιούνται οι συνθήκες για κανονικότητα σε κάτοψη, και επιπλέον δεν ικανοποιούνται οι ανωτέρω συνθήκες (τουλάχιστον οι 3εις πρώτες), τότε εφαρμόζεται κανονικά **χωρικό** μοντέλο για την ανάλυση».

Ο **ΕΑΚ** (στην παρ. 3.1.2 “Μέθοδοι υπολογισμού”) αναφέρει :  
«Προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων **γραμμικού**  
υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

α) Δυναμική φασματική μέθοδος

β) Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος)...»

Επίσης: «Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται, συμπληρωματικά προς τις παραπάνω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού, όπως γραμμική ή **μη γραμμική ανάλυση** με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, κλπ. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή **πρόσθετων ελέγχων** και προς την πλευρά της **ασφάλειας**»

Αναφέρεται επίσης, ότι «χρησιμοποιείται γενικά χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής» (όπως προαναφέρθηκε), ενώ «η χρήση **επιπέδου** προσομοιώματος **επιτρέπεται**, έπειτα από σχετική τεκμηρίωση της αξιοπιστίας του». (χωρίς να δίνονται εντούτοις άλλες λεπτομέρειες !)

Παρατήρηση: Όπως προκύπτει από τα παραπάνω, ο EC8 θέτει πιο σαφείς συνθήκες και προϋποθέσεις για την εφαρμογή **επιπέδου προσομοιώματος**, σε σχέση με τον ΕΑΚ, ο οποίος δεν διευκρινίζει τότε ακριβώς επιτρέπεται η χρήση του. Και εδώ άρα, ο EC8 αποδεικνύεται πιο λεπτομερής.

Επίσης, πρέπει να αναφερθεί ότι ο ΕΑΚ προβλέπει την εφαρμογή μη γραμμικών μεθόδων υπολογισμού μόνο ως “πρόσθετους” ελέγχους, ενώ ο EC8 δηλώνει ότι αυτές οι μέθοδοι μπορούν να **υποκαθιστούν** τις γραμμικές.(!) (→σ’ αυτό το σημείο, πρέπει να αναφερθεί ότι, ειδικά για την Ελλάδα, έχουν προβληθεί **σημαντικές αντιρρήσεις** από Έλληνες μηχανικούς για το αν η στατική μη-γραμμική ανάλυση (**pushover**) μπορεί να εφαρμόζεται ως η **κύρια μέθοδος ανάλυσης** !...)

### 3.4.3.1 Μέθοδος της πλευρικής δύναμης (Απλοποιημένη φασματική μέθοδος)

**EK8** : «Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια, των οποίων η απόκριση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τη συνεισφορά ιδιοπεριόδων υψηλότερων (σε αύξουσα σειρά) από τη θεμελιώδη, για κάθε κύρια διεύθυνση. Αυτό θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν ισχύουν και δύο ακόλουθες συνθήκες:

α) Έχουν θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους  $T_1$  στις δύο κύριες διευθύνσεις, που ικανοποιούν:

$$T_C \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}, \text{ όπου } T_C, \text{ εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους. (Πίνακες 3.3 και}$$

3.4) [Τυπική τιμή για  $T_C=0,40$  s (έδ.κατηγ. Α, φάσμα type 1)  $\Rightarrow 4T_C=1,60$  sec]

β) Ικανοποιούν τις συνθήκες κανονικότητας καθ' ύψος».

Ο **EAK** σχετικά αναφέρει (παρ. 3.5.1 Απλοποιημένη φασματική μέθοδος-Γενικά-Πεδίο εφαρμογής):

«Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος –η οποία προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με **προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους** ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού-εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

-**Κανονικά** κτίρια μέχρι 10 ορόφους

-**Μη κανονικά** κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε ζώνες οποιασδήποτε σεισμικής επικινδυνότητας και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας II και III.»

(Η κανονικότητα, όπως την όρισε ο ΕΑΚ)

Παρατήρηση: Στον EC8 προτείνονται όρια της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου  $T_1$  του κτιρίου στις δύο διευθύνσεις, για την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου [το όριο αυτό εξαρτάται βασικά απ' την **κατηγορία εδάφους** και τον **τύπο φάσματος** που χρησιμοποιείται (περίοδος  $T_C$ )], ενώ ο ΕΑΚ θέτει περιορισμούς για το ύψος των κτιρίων-κανονικών ή μη κανονικών-με βάση τη σπουδαιότητά τους και τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας όπου ανήκουν. Η **κανονικότητα** των κτιρίων αποτελεί **κοινή προϋπόθεση** των δύο Κανονισμών.(όπως βέβαια την ορίζει ο καθένας, αλλά - ξανααναφέρεται εδώ ότι- οι βασικές αρχές είναι οι ίδιες.)



## Τέμνουσα βάσης

**ΕΚ8** : «Η τέμνουσα βάσης, για κάθε κύρια διεύθυνση, υπολογίζεται ως:  
 $F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$  όπου,  
 $S_d(T_1)$ , η “τεταγμένη” του φάσματος σχεδιασμού για περίοδο  $T_1$   
 $T_1$ , η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου, για πλευρική κίνηση, στη διεύθυνση ανάλυσης  
 $m$ , η συνολική μάζα του κτιρίου (σύμφωνα με το συνδυασμό G+0,3Q)  
 $\lambda$ , συντελεστής διόρθωσης, με τιμές  $\lambda=0,85$  εάν  $T_1 \leq 2 T_C$  και το κτίριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους,  $\lambda=1,0$  αντίθετα.

Παρατήρηση: Αυτός ο συντελεστής εισάγεται για να λάβει υπόψη του το γεγονός ότι σε κτίρια που έχουν πάνω από 3 ορόφους και μεταφορικούς β.ε. ,η δρώσα μάζα της πρώτης (θεμελιώδους) ιδιομορφής είναι μικρότερη, κατά μ.ό. κατά 15% από τη συνολική μάζα.

Για τον προσδιορισμό της **περιόδου  $T_1$**  μπορούν να χρησιμοποιούνται σχέσεις της Δυναμικής των Κατασκευών (π.χ. μέθοδος Rayleigh)»

Πιο συγκεκριμένα, ο Κανονισμός προτείνει δύο μεθόδους:

α) Για κτίρια ύψους ως 40 m, η (θεμελιώδης) ιδιοπερίοδος  $T_1$  μπορεί να υπολογίζεται προσεγγιστικά από τη σχέση:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \text{ όπου,}$$

$C_t$  ( $\leq 0,085$ ) σταθερά που εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής: 0,085 για μεταλλικά πλαίσια, 0,075 για πλαίσια σκυροδέματος και μεταλλικά πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας, 0,050 για όλες τις άλλες κατασκευές  
 $H$ , το ύψος του κτιρίου

Εναλλακτικά, για κατασκευές με διατμητικούς τοίχους, μπορεί να παίρνεται ως;

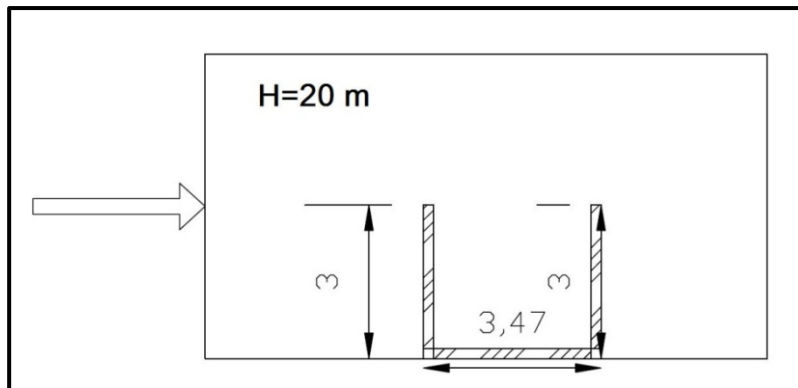
$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \text{ όπου,}$$

$A_c$  ( $m^2$ ) =  $\sum \left[ A_i \cdot \left( 0,2 + \left( \frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right]$ , η συνολική δρώσα επιφάνεια των διατμητικών τοίχων, στον πρώτο όροφο του κτιρίου

$A_i$  ( $m^2$ ), η δρώσα επιφάνεια της διατομής του διατμητικού τοίχου  $i$ , στον πρώτο όροφο του κτιρίου

$l_{wi}$  (m), το μήκος (διάσταση) του διατμητικού τοίχου  $i$ , στον πρώτο όροφο του κτιρίου, στη διεύθυνση κάθετα στις ασκούμενες δυνάμεις (δieleύθυνση του σεισμού). Ισχύει ο περιορισμός  $l_{wi}/H \leq 0,9$ .

Π.χ. Για μια τυπική, ιδεατή κάτοψη, όπως αυτή του σχήματος, θα είχαμε :



Εικόνα 3.3: Τυπική Κάτοψη

τοίχος :  $A_i = 3,0 \times 0,2 = 0,6 \text{ m}^2$

$$A_c = A_1(0,2 + 0,2/20)^2 + A_2(0,2 + 3,0/20)^2 + A_3(0,2 + 0,2/20)^2 =$$

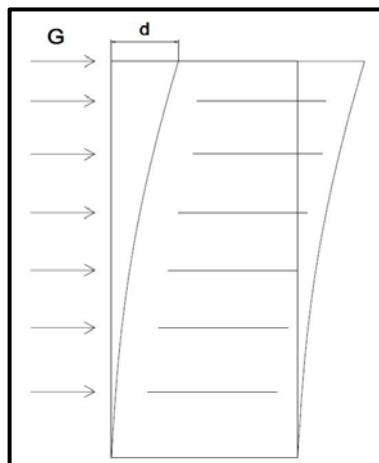
$$= (0,0441 + 0,1225 + 0,0441) \times 0,6 = 0,12642 \text{ m}^2$$

β) Εναλλακτικά, η εκτίμηση της ιδιοπεριόδου  $T_1$  μπορεί να γίνεται απ' τη σχέση:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$$

Όπου,

$d$ , η πλευρική ελαστική μετατόπιση της κορυφής του κτιρίου (m), οφειλόμενη στα **φορτία βαρύτητας** εφαρμοζόμενα στην οριζόντια διεύθυνση.



Εικόνα 3.4: Μετατόπιση στην κορυφή του κτιρίου λόγω φορτίων βαρύτητας

Αντίστοιχα, ο **ΕΑΚ** ορίζει:

«Η τέμνουσα βάσης θα υπολογίζεται απ' τη σχέση ;

$$V_0 = M \cdot \Phi_d(T)$$

$M$  , η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής

$\Phi_d(T)$  , η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

$T$  , η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης, κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής.» (χωρίς να δίνονται, ωστόσο, περισσότερες λεπτομέρειες)

Προτείνεται, πάντως, ο ακόλουθος κανόνας: «Σε ορθογωνική κάτοψη, επιτρέπεται η εφαρμογή του παρακάτω **εμπειρικού** τύπου για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:

$$T = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho \cdot L}}$$

Όπου ,

$H$  , το ύψος του κτιρίου

$L$  , το μήκος του κτιρίου ,κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού

$\rho$  , ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης, προς τη συνολική επιφάνεια (διατομών) τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων»

Παρατήρηση: Στον τύπο υπολογισμού της τέμνουσας βάσης, ο EC8 είναι πιο λεπτομερής, εισάγοντας το **μειωτικό συντελεστή  $\lambda$** , ο οποίος, υπό συνθήκες, ελαττώνει την τέμνουσα βάσης έως και 15%, κάτι που δε λαμβάνεται υπόψη στον ΕΑΚ. Συνεπώς, θα μπορούσαμε να πούμε ότι ο ΕΑΚ, σ' αυτό το σημείο είναι πιο συντηρητικός. Αλλά, εάν ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι το **φάσμα σχεδιασμού** του EC8 είναι **σχεδόν πάντα δυσμενέστερο** από αυτό του ΕΑΚ, η –υπό συνθήκες-μείωση αυτή δίνει περίπου ίδια τιμή της τέμνουσας βάσης.

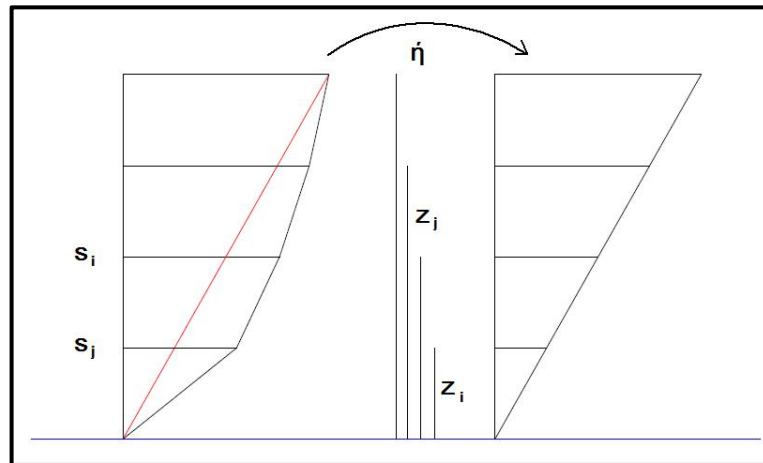
Επίσης, διαφέρουν οι μέθοδοι που προτείνονται για τον (χονδρικό) υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου. Συγκεκριμένα, ο τύπος που προτείνει ο ΕΑΚ εφαρμόζεται **μόνο** σε κτίρια από **σκυρόδεμα** και επιπλέον, πρέπει αυτά να είναι ορθογωνικής κάτοψης, ενώ ο αντίστοιχος του EC8 έχει πιο ευρεία εφαρμογή.

Επίσης, το γεγονός ότι ο ΕΑΚ παραλείπει να διευκρινίσει σε τι ακριβώς αντιστοιχούν οι **μάζες** που λαμβάνει υπόψη του σε αυτόν τον υπολογισμό (σε αντίθεση με τον EC8, που λέει ότι η συνολική αυτή μάζα αντιστοιχεί στον **συνδυασμό  $G+0,3Q$** ) αποτελεί ένα σοβαρό μειονέκτημα.

Εν γένει, πάντως, εκτός από αυτά, δεν υπάρχει κάποια άλλη διαφορά των Κανονισμών, σε αυτό το σημείο. Αξίζει να ειπωθεί, πάντως, ότι όλα αυτά **μάλλον μικρή σημασία** έχουν, αφού η απλοποιημένη φασματική μέθοδος (πόσο μάλλον το επίπεδο προσομοίωμα(!), που αναφέρθηκε προηγουμένως) σπάνια χρησιμοποιείται στον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας σύγχρονης κατασκευής, αν αναλογιστούμε και το πολύ προχωρημένο επίπεδο, στο οποίο έχουν φτάσει οι σύγχρονοι Η/Υ.

## Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων

**ΕΚ8** : «Οι θεμελιώδεις ιδιομορφές του κτιρίου μπορούν να υπολογίζονται με (αναγνωρισμένες) μεθόδους της Δυναμικής των Κατασκευών ή μπορούν να **προσεγγίζονται** με οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνουν **γραμμικά** με το ύψος του κτιρίου (“τριγωνική κατανομή”). Δηλ.:



Εικόνα 3.5: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή και προσεγγιστική, τριγωνική κατανομή

Στην **πρώτη περίπτωση**, θα είναι:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad \text{όπου,}$$

$F_i$ , η οριζόντια δύναμη στον όροφο  $i$

$F_b$ , η τέμνουσα βάσης, όπως αναφέρθηκε

$s_i, s_j$ , οι μετακινήσεις των μαζών  $m_i, m_j$  στη θεμελιώδη (1<sup>η</sup>) ιδιομορφή

$m_i, m_j$ , οι μάζες των ορόφων, υπολογιζόμενες από το συνδυασμό  $G+0,3Q$ .

Στη **δεύτερη περίπτωση** (τριγωνική κατανομή), οι οριζόντιες δυνάμεις θα παίρνονται ως:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad \text{όπου,}$$

$z_i, z_j$ , τα ύψη των μαζών από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης.

Οι οριζόντιες δυνάμεις  $F_i$  θα διανέμονται στα στοιχεία που αντιστέκονται στη σεισμική δράση, υποθέτοντας διαφραγματική λειτουργία των πλακών.»

Αντίστοιχα, ο **ΕΑΚ** ορίζει: «*Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων, γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:*

$$F_i = (V_0 - V_H) \cdot \frac{\varphi_i \cdot m_i}{\sum \varphi_j \cdot m_j} \quad i, j = 1, 2, \dots, N \text{ (στάθμες)}$$

όπου,

$m_i$ , η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη  $i$

$\varphi_i$ , η συνιστώσα στη στάθμη  $i$  της θεμελιώδους ιδιομορφής μεταφορικής ταλάντωσης κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής,

$V_H = 0,07 \cdot T \cdot V_0 (\leq 0,25 \cdot V_0)$ , πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου, όταν  $T \geq 1,0 \text{ sec}$

$N$ , ο αριθμός των ορόφων.

Σε **κανονικά** κτίρια, επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_0 - V_H) \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

όπου,

$z_i, z_j$ , η απόσταση της στάθμης I από τη βάση.» (→ Δηλαδή **τριγωνική** κατανομή.)

Η κατανομή των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την παραπάνω σχέση, επιτρέπεται να **γίνεται και στις παρακάτω περιπτώσεις**:

-Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1, Σ2 και Σ3 μέχρι δύο ορόφους σε οποιαδήποτε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

-Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τρεις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II

-Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τέσσερις ορόφους στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I.»

Παρατήρηση: Δηλαδή, οι δύο Κανονισμοί προτείνουν ίδια κατανομή οριζόντιων δυνάμεων, γι' αυτή τη μέθοδο. Μόνη διαφορά είναι ότι, ο ΕΑΚ εισάγει το μέγεθος  $V_H$ , που απομειώνει την τέμνουσα βάσης για  $T \geq 1,0$  sec, καθιστώντας -εν δυνάμει- πιο συντηρητικό τον EC8. Αν συνυπολογίσουμε και το δυσμενέστερο φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα, είναι ικανός να παράγει-υπό προϋποθέσεις-πολύ δυσμενέστερες τέμνουσες βάσης. Πάντως, η εισαγωγή του μεγέθους  $V_H$  στον ΕΑΚ, δεν έχει πολύ μεγάλη επιρροή;

( Π.χ.: Για  $T=1,0$  sec  $\Rightarrow V_H=0,07 \cdot V_0$  (kN)

Για  $T=0,25/0,07 = 3,57$  sec (υπερβολικά μεγάλη ιδιοπερίοδος!),  $V_H=0,07 \cdot (0,25/0,07) \cdot V_0 = 0,25 \cdot V_0$ , δηλαδή για  $T=1,0 \div 2,0$  sec (πολύ σπάνια συναντάται  $T > 2$  sec), είναι  $V_H=7 \div 14\%$  της αρχικής  $V_0$ . )

Άρα ,η σημαντικότερη διαφορά είναι το **φάσμα σχεδιασμού**.

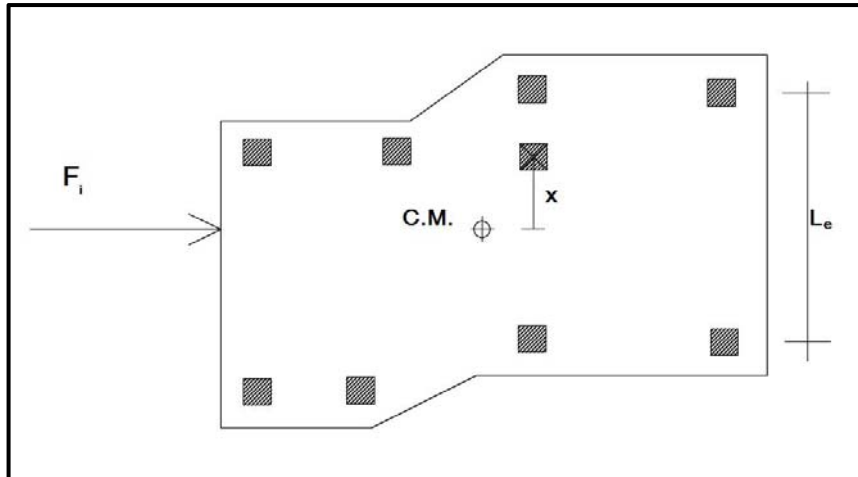
### Στρεπτική επιπόνηση (για την Απλοποιημένη Μέθοδο)

**EK8** : «Εάν η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα είναι συμμετρικά κατανεμημένες σε κάτοψη και εάν η τυχηματική εκκεντρότητα ( $e_{ai}=0,05 \cdot L_i$  στη γενική περίπτωση) δε λαμβάνεται υπόψη με έναν πιο **ακριβή τρόπο** (όπως για παράδειγμα για τις στρεπτικές επιπονήσεις της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου, που θα αναφέρουμε στη συνέχεια-εφαρμόζοντας στρεπτικά ζεύγη ομόσημων ροπών...) η επιρροή τέτοιων τυχηματικών στρεπτικών φαινομένων μπορεί να λαμβάνεται υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα (τελικά)εντατικά μεγέθη που ασκούνται σε κάθε στοιχείο, και προκύπτουν από την εφαρμογή των δυνάμεων της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου, με έναν παράγοντα  $\delta$ , όπου:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad \text{όπου,}$$

$x$ , η απόσταση του υπόψη στοιχείου από το κέντρο μάζας του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη κάθετα στην υπόψη σεισμική δράση,

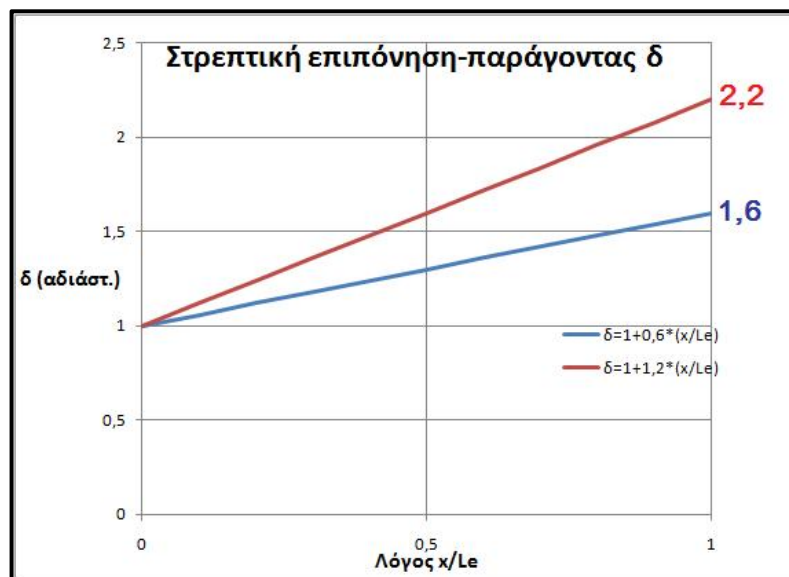
$L_e$ , η απόσταση μεταξύ των δύο πιο ακραίων (κατακόρυφων) στοιχείων, μετρούμενη κάθετα στην υπόψη σεισμική δράση.



Εικόνα 3.6: Μεγέθη για τον υπολογισμό του συντελεστή  $\delta$

Εάν η ανάλυση γίνεται με **δύο επίπεδα μοντέλα**, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, οι στρεπτικές επιπονήσεις μπορούν να λαμβάνονται υπόψη **διπλασιάζοντας** την τυχηματική εκκεντρότητα  $e_{ai}$  και(!?)εφαρμόζοντας τον παραπάνω κανόνα με το συντελεστή **0,6** αυξημένο σε **1,2.**»

Η μεταβολή του συντελεστή αυτού, για μεταβολή του λόγου  $x/L_e \in [0,1]$ , φαίνεται στο σχήμα:



Εικόνα 3.7: Παράγοντας  $\delta$

Αντίστοιχα, στον **ΕΑΚ**: «Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου και σε κάθε διάφραγμα, οι σεισμικές δυνάμεις  $F_i$  εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας  $M_i$  με τις παρακάτω **εκκεντρότητες σχεδιασμού** ως προς τον (πραγματικό ή πλασματικό) ελαστικό άξονα του κτιρίου:

$$\max e_i = e_{fi} + e_{ti} \quad (x \text{ και } y)$$

$$\min e_i = e_{ri} - e_{ti} \quad (x \text{ και } y)$$

όπου,  $e_{ti}$  η τυχηματική εκκεντρότητα ( $=0,05 \cdot L_i$ ) και  $e_{fi}$ ,  $e_{ri}$  οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

Ως **πραγματικός ή πλασματικός ελαστικός άξονας**, ορίζεται ο κατακόρυφος άξονας, που διέρχεται από τον πόλο στροφής  $P_o$  του πλησιέστερου προς τη στάθμη  $z_o=0,8 \cdot H$  διαφράγματος ( $i_o$ ) για στρεπτική φόρτιση όλων των διαφραγμάτων με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές  $M_{zi}=+c \cdot F_i$ , όπου  $H$  το ύψος του κτιρίου και  $c$  αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των δυνάμεων  $F_i$  (π.χ.  $c=1$ ).

Σε κτίρια χωρίς στρεπτική ευαισθησία, αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες δίνονται από τις προσεγγιστικές σχέσεις:

$e_{fi}=1,50 \cdot e_{oi}$ ,  $e_{ri}=0,50 \cdot e_{oi}$ , όπου  $e_{oi}$  η στατική εκκεντρότητα του ορόφου  $i$  κάθετα προς τη θεωρούμενη διεύθυνση. (δηλ. αντίστοιχα  $x$  ή  $y$ )

Εάν το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο, οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες υπολογίζονται με πιο ακριβή τρόπο (Παράρτημα ΣΤ' του ΕΑΚ) ή χρησιμοποιείται η δυναμική φασματική μέθοδος.

→ **Στρεπτικά ευαίσθητο** θεωρείται ένα κτίριο, όταν κατά τη μία τουλάχιστον κύρια διεύθυνση ( $x$  ή  $y$ ), η ακτίνα δυστρεψίας  $\rho_{mi}$  ως προς το κέντρο μάζας  $M_i$  του διαφράγματος είναι μικρότερη ή ίση από την ακτίνα αδράνειας  $r_i$  του διαφράγματος ( $\rho_{mi} \leq r_i$ ). Οι **ακτίνες δυστρεψίας ως προς το κέντρο μάζας** κατά τις κύριες διευθύνσεις  $x$  και  $y$  του κτιρίου, δίνονται από τις σχέσεις:

$$\rho_{mx,i} = \sqrt{\rho_x^2 + e_{ox,i}^2}$$

$$\rho_{my,i} = \sqrt{\rho_y^2 + e_{oy,i}^2}$$

όπου,

$e_{ox,i}$  και  $e_{oy,i}$ , οι στατικές εκκεντρότητες κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$  των κυρίων αξόνων και,

$\rho_x$  και  $\rho_y$ , οι αντίστοιχες **ακτίνες δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα**, που δίνονται από τις σχέσεις :

$$\rho_x = \sqrt{\frac{c \cdot u_y}{\theta_z}}, \quad \rho_y = \sqrt{\frac{c \cdot u_x}{\theta_z}} \quad \text{όπου,}$$

$u_x$ ,  $u_y$  μετατοπίσεις του σημείου  $P_o$  για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις  $F_i$  κατά τις κύριες διευθύνσεις  $x, y$  αντίστοιχα

$\theta_z$ , γωνία στροφής στο **διάφραγμα**  $i_o$  για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές  $M_{zi}=+c \cdot F_i$  ( $c$  αυθαίρετο π.χ.  $c=1$ )»

Παρατήρηση: Για την αντιμετώπιση τυχαίων στρεπτικών επιπονήσεων, χρησιμοποιείται και από τους δύο Κανονισμούς η έννοια της **τυχηματικής εκκεντρότητας**. Ο EC8 εισάγει το συντελεστή  $\delta \geq 1,0$ , με τον οποίο πολλαπλασιάζονται όλα τα εντατικά μεγέθη, ενώ ο ΕΑΚ εισάγει την έννοια της “στρεπτικής ευαισθησίας” που επηρεάζει την πορεία των υπολογισμών, και τελικά προτείνει δύο εκκεντρότητες σχεδιασμού ( $\max e_i$  και  $\min e_i$ ), βάσει των οποίων εφαρμόζονται οι σεισμικές δυνάμεις εκατέρωθεν του κέντρου μάζας. Άρα, οι δύο Κανονισμοί χειρίζονται διαφορετικά τις τυχηματικές στρεπτικές επιπονήσεις.

### Συνοψιση- Γενικά:

Η αντιμετώπιση της κανονικότητας από τους δύο Κανονισμούς, ενώ διέπεται απ' τις ίδιες βασικές αρχές, είναι διαφορετική. Κατ' αρχήν, στον ΕΑΚ δε γίνεται-ευθέως-διάκριση μεταξύ οριζόντιας και κατακόρυφης κανονικότητας. Η συγγένεια μεταξύ των δύο Κανονισμών ,πάντως, είναι πιο μεγάλη, όσον αφορά την καθ' ύψος κανονικότητα. Οι-κατά βάση-γεωμετρικοί περιορισμοί που βάζει ο EC8 μπορεί να θεωρηθεί ότι καλύπτουν έμμεσα και τους περιορισμούς (στη σχέση μεταξύ ) **μάζας** και **δυσκαμψίας** του ΕΑΚ (αφού από τη γεωμετρία του κτιρίου συνήθως, καθορίζεται, σε μεγάλο ποσοστό η μάζα και η δυσκαμψία του). Επίσης, στον ΕΑΚ δεν δηλώνεται ξεκάθαρα-όπως στον EC8-ότι, «όταν το κτίριο έχει κανονικότητα σε κάτοψη, η ανάλυση μπορεί να γίνεται με δύο επίπεδα μοντέλα, ενώ όταν το κτίριο έχει κανονικότητα σε ύψος μπορεί να αναλύεται με την Απλοποιημένη Φασματική μέθοδο.» Η προϋπόθεση που θέτει ο ΕΑΚ όμως ( $\Delta K_i, \Delta m_i \leq 0,35K_i(m_i)$  και  $0,50K_i(m_i)$ ), για την εφαρμογή της μεθόδου, μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ίδια με αυτήν του EC8.

Όμως ,ο χειρισμός της οριζόντιας (σε κάτοψη) κανονικότητας είναι εντελώς διαφορετικός ,αν και οι βασικές αρχές της συμπεριφοράς που πρέπει να έχει ένα κτίριο είναι κοινές. Συγκεκριμένα, οι διατάξεις του EC8 που αφορούν τη «**γεωμετρική**» διαμόρφωση της κάτοψης(λόγος μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση ορόφου) καλύπτονται επίσης απ' την κανονικότητα σε κάτοψη του ΕΑΚ. Οι διατάξεις όμως, που αφορούν τα όρια για την «ακτίνα δυστρεψίας» “θυμίζουν” τον ορισμό της «**στρεπτική ευαισθησίας**» του ΕΑΚ . Όταν αυτά δεν ικανοποιούνται, στον μεν EC8 χρειάζεται χωρικό μοντέλο για την ανάλυση, ενώ όταν αυτά δεν ικανοποιούνται στον ΕΑΚ (δηλ. στρεπτική ευαισθησία !) [ $\rightarrow$ άρα οι έννοιες “κανονικότητα σε κάτοψη” του EC8 και “στρεπτική ευαισθησία” του ΕΑΚ είναι παραπλήσιες. Αφορούν και οι δύο τη σχέση ακτίνας δυστρεψίας και ακτίνας αδράνειας του (τυπικού) διαφράγματος] απαιτείται είτε ακριβέστερος υπολογισμός των ισοδύναμων στατικών εκκεντροτήτων είτε εφαρμογή Δυναμικής Φασματικής μεθόδου, δηλ. μεγαλύτερη “**ακρίβεια**”, υπό την ευρεία έννοια, απλώς αυτή εκφράζεται στους δύο Κανονισμούς με διαφορετικό τρόπο. Τέλος, η διαφραγματική λειτουργία των ορόφων αποτελεί κοινή απαίτηση των δύο Κανονισμών.

Συνοψίζοντας, οι **βασικές αρχές** που διέπουν το **θεμελιώδη σχεδιασμό**(=conceptual design) μιας κατασκευής είναι **κοινές**, απλά αυτές, στους δύο Κανονισμούς, εκφράζονται διαφορετικά (κανονικότητα, στρεπτική ευαισθησία κλπ.) και έχουν διαφορετική επιρροή-διαδικαστικού χαρακτήρα όμως-στη μέθοδο που χρησιμοποιείται και στην πορεία των υπολογισμών.



### 3.4.3.2 Δυναμική φασματική μέθοδος

#### Γενικά

**EC8:** “Αυτή η μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν ικανοποιούν τις συνθήκες για την εφαρμογή της μεθόδου πλευρικής δύναμης(=Απλοποιημένη Φασματική μέθοδος).”

Ενώ, σε άλλο σημείο του (Προσδιορισμός των Μεθόδων ανάλυσης) αναφέρεται χαρακτηριστικά: “Η μέθοδος “αναφοράς” για τον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης είναι η Δυναμική Φασματική Μέθοδος”

Στον **ΕΑΚ** αναφέρεται χαρακτηριστικά: «Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών.»

Και στις δύο περιπτώσεις χρησιμοποιείται το Φάσμα Σχεδιασμού.

#### Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

**EC8:** “Θα λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν σημαντικά στη συνολική απόκριση του κτιρίου. Αυτό ικανοποιείται όταν συμβαίνει ένα από τα δύο:

-Το σύνολο των δρυσών ιδιομορφικών μαζών είναι τουλάχιστον το **90%** της συνολικής μάζας του κτιρίου.

-Όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του **5%** της συνολικής μάζας λαμβάνονται υπόψη.

(Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα, οι παραπάνω συνθήκες πρέπει να ικανοποιούνται σε κάθε διεύθυνση.)

Σε κτίρια όπου οι παραπάνω συνθήκες δεν ικανοποιούνται (π.χ. σε κτίρια με σημαντική συνεισφορά από στρεπτικές ιδιομορφές), ο ελάχιστος αριθμός **k** των ιδιομορφών που θα λαμβάνονται υπόψη πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad \text{και} \quad T_k \leq 0,20 \text{ s}$$

όπου,

k ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

η ο αριθμός των ορόφων(πάνω από τη θεμελίωση)

$T_k$  η ιδιοπερίοδος της ιδιομορφής k”

**ΕΑΚ:** «για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών  $\Sigma M_i$  φθάσει στο **90%** της συνολικής μάζας  $M$  του συστήματος.

«Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T=0,03 \text{ s}$ , τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα  $M/\Sigma M_i$  (συνολική μάζα του συστήματος/άθροισμα ιδιομορφικών μαζών).

«Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο  $T \geq 0.20 \text{ sec}$  λαμβάνονται πάντα υπόψη.

Παρατήρηση: Παρατηρούμε δηλαδή, ότι το κριτήριο που θέτουν ο δύο Κανονισμοί για τον ελάχιστο αριθμό των ιδιομορφών που θα ληφθούν υπόψη είναι **ουσιαστικά το ίδιο**. Υπάρχουν, ωστόσο, κάποιες **μικρές διαφορές**:

α) Ο **EΚ8** θέτει **επιπλέον** έναν δεύτερο **εναλλακτικό** κανόνα για τον ελάχιστο αριθμό των ιδιομορφών: «Όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του **5%** της συνολικής μάζας της κατασκευής λαμβάνονται υπόψη». Όπως αναφέρεται στην εργασία με τίτλο «Σημειώσεις : Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1:2004 (Ευρωκώδικας 8-Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1 : Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια)» των Φαρδής, Κόλιας, Παναγιωτάκος, Κανιτάκη (βιβλιογραφία {1}), αυτός ο κανόνας **δεν είναι ιδιαίτερα πρακτικός**.

β) Το πρώτο «κομμάτι» του τρίτου κανόνα που λέει ότι : «Σε κτίρια όπου οι παραπάνω συνθήκες **δεν ικανοποιούνται**, ο **ελάχιστος αριθμός k** των ιδιομορφών πρέπει να ικανοποιεί **και τις δύο** ακόλουθες συνθήκες:

$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$  και  $T_k \geq 0,20 s$ » συστήνεται για πρώτη φορά, ενώ το δεύτερο «κομμάτι» [στο οποίο η ανισότητα, όπως υπάρχει στον Ευρωκώδικα, είναι  $T_k \leq 0,20s$ , το οποίο προφανώς είναι τυπογραφικό λάθος(!)] είναι παρόμοιο με τον αντίστοιχο κανόνα του ΕΑΚ.

γ) Ο κανόνας του ΕΑΚ για το «έλλειμμα δρώσας μάζας» και τον τρόπο που αυτό μπορεί να αντιμετωπίζεται ,μέσω «πολλαπλασιασμού των **τελικών** τιμών των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα **M/ΣΜi**» δεν υπάρχει στον ΕΚ8, καθώς υπό μία έννοια αντικαθίσταται από τον παραπάνω «τρίτο» κανόνα.

### **Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων**

**EC8:** «Δύο ιδιομορφές, με περιόδους  $T_i$  και  $T_j$ , θεωρούνται ασυσχέτιστες, όταν (με  $T_j \leq T_i$ ):

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \Rightarrow \frac{T_i}{T_j} \geq \frac{1}{0,9} \cong 1,11.$$

**ΕΑΚ:** «...όταν :  $\frac{1}{r} \frac{T_i}{T_j} \geq 1+0,1\zeta$  (με  $T_j \leq T_i$ ) ,

όπου  $\zeta$  (%) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης.»

Παράδειγμα: Για  $\zeta=5\%$  (οπλισμένο σκυρόδεμα), το όριο κατά ΕΚ8 είναι  $\frac{T_i}{T_j} \geq 1,11$ , ενώ κατά τον ΕΑΚ  $\frac{T_i}{T_j} \geq 1,5$ . →Δηλαδή, λιγότερο αυστηρός ο EC8 σε σχέση με τον ΕΑΚ (κατά  $(1,5-1,11)/1,11=35,14\%$ ).

Για  $\zeta=3\%$  (μεταλλική κατασκευή με **κοχλιώσεις και συγκολλήσεις**), το όριο κατά ΕΚ8 είναι επίσης  $\frac{T_i}{T_j} \geq 1,11$ , ενώ κατά τον ΕΑΚ  $\frac{T_i}{T_j} \geq 1,3$ . →Επίσης λιγότερο αυστηρός ο EC8 από τον ΕΑΚ (όμως κατά  $(1,3-1,11)/1,11=17,12\%$ ).

**EC8:** "Όταν όλες οι ιδιομορφές είναι **ασυσχέτιστες**, η μέγιστη τιμή ενός μεγέθους απόκρισης  $E_E$  θα λαμβάνεται ως:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}, \text{ όπου:}$$

$E_E$  το υπόψη μέγεθος απόκρισης (δύναμη, μετατόπιση κλπ.)

$E_{Ei}$  η τιμή του ίδιου μεγέθους απόκρισης λόγω της ιδιομορφής  $i$  (Ιδιομορφική τιμή)"

(→Πρόκειται για τον κανόνα **SRSS** (=Square Root of the Sum of the Squares =Τετραγωνική ρίζα του Αθροίσματος των Τετραγώνων, αλλά ο EC8 δεν το αναφέρει...)

Και συνεχίζει: "Αν οι ιδιομορφές προκύπτουν **συσχετιζόμενες**, θα χρησιμοποιούνται πιο ακριβείς μέθοδοι για το συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, όπως η μέθοδος **CQC**(=Complete Quadratic Combination, =Πλήρης τετραγωνική επαλληλία)" (→Δεν δίνει όμως άλλες λεπτομέρειες!)

**EAK:** «Αν όλες οι ιδιομορφές είναι **ασυσχέτιστες**, η πιθανή ακραία τιμή  $exA$  τυχαίου μεγέθους απόκρισης  $A$  θα δίνεται από τη σχέση:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i A_i^2}$$

δηλαδή, επίσης ο κανόνας SRSS.

Αν οι ιδιομορφές **δεν είναι ασυσχέτιστες**, αναφέρεται:

«Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι αντίστοιχες πιθανές ακραίες τιμές  $exA$  ,δίνονται από τη σχέση :

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (\epsilon_{ij} \cdot A_i \cdot A_j)}$$

όπου  $A_i$  οι ιδιομορφικές τιμές του μεγέθους  $A$  και:

$$\epsilon_{ij} = \frac{8 \zeta^2 (1+r)r^{3/2}}{10^4 (1-r^2)^2 + 4 \zeta^2 r(1+r)^2}$$

ο συντελεστής συσχέτισης των δύο

ιδιομορφών  $i$  και  $j$  ( $\epsilon_{ii}=1, \epsilon_{ij}=\epsilon_{ji}$ )

όπου  $\zeta$  (%) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ,

$r$  ο συντελεστής συσχέτισης των ιδιομορφών»

, το οποίο αποτελεί τον Κανόνα **CQC** (!)

Παρατήρηση 1: Ουσιαστικά ,ο κανόνας SRSS είναι **εκφυλισμένη μορφή** του κανόνα CQC ,αν **όλες** οι ιδιομορφές είναι **ασυσχέτιστες** ,για τις οποίες λαμβάνεται  $\epsilon_{ij}=0$ . Δηλ. στην ουσία είναι ο ίδιος κανόνας.(Απλή & Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία)

Παρατήρηση 2: Μπορεί να θεωρηθεί επομένως ότι οι συντελεστές συσχέτισης μπορούν να **παρασταθούν** σε ένα **μητρώο** διαστάσεων  $N \times N$  ( $N$  ιδιομορφές). Στην περίπτωση ασυσχέτιστων ιδιομορφών το μητρώο αυτό είναι ένας **μοναδιαίος πίνακας** διάστασης  $N$ .

Παρατήρηση 3: Ο EAK παρουσιάζει μερικές- αλλά **όχι ουσιαστικές**-διαφορές από τον Ευρωκώδικα, όσον αφορά στον **αριθμό των ιδιομορφών που απαιτείται** να ληφθούν υπόψη και ως το πότε θεωρούνται **ασυσχέτιστες οι ιδιομορφές** (ελαφρώς λιγότερο αυστηρό κριτήριο στην περίπτωση του Ευρωκώδικα).

Επίσης ,ο **συνδυασμός των ιδιομορφικών αποκρίσεων** όταν οι ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες, είναι ο **ίδιος** ,δηλαδή ο κανόνας **SRSS**. Στην περίπτωση όμως **συσχετισμένων** ιδιομορφών, ο μεν

**ΕΑΚ** ορίζει **επακριβώς** πώς γίνεται η ιδιομορφική επαλληλία (δηλαδή κανόνας CQC), προσδιορίζοντας και το **συντελεστή συσχέτισης των ιδιομορφών  $\epsilon_{ij}$** , ενώ ο ΕΚ8 αναφέρει απλώς ότι «...θα χρησιμοποιούνται **πιο ακριβείς** μέθοδοι για το συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, όπως η μέθοδος **CQC**(=Complete Quadratic Combination, =Πλήρης τετραγωνική επαλληλία)», χωρίς να δίνει όμως άλλες λεπτομέρειες. Συνεπώς, ο ΕΑΚ είναι πιο πλήρης σε αυτό το σημείο.

### **Στρεπτική Επιπόνηση** (για τη Δυναμική φασματική μέθοδο)

**ΕΚ8:** “Όταν χρησιμοποιείται χωρικό μοντέλο για την ανάλυση, οι τυχνηματικές στρεπτικές επιπονήσεις θα υπολογίζονται ως το σύνολο των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από την εφαρμογή των **στατικών φορτίσεων** που αποτελούνται από **ζεύγη στρεπτικών ροπών  $M_{ai}$**  περί τον κατακόρυφον άξονα κάθε ορόφου  $i$  :

$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$  , όπου :

$e_{ai}$  ,η τυχνηματική εκκεντρότητα του ορόφου  $i$  (όπως αναφέρθηκε για τη γενική περίπτωση) για κάθε διεύθυνση και

$F_i$  ,η οριζόντια δύναμη στον όροφο  $i$  (της Απλοποιημένης φασματικής μεθόδου)

Όταν χρησιμοποιούνται δύο επίπεδα μοντέλα, οι στρεπτικές επιπονήσεις μπορούν να λαμβάνονται υπόψη, εφαρμόζοντας τον κανόνα της §4.4.3.1.3 (Στρεπτική επιπόνηση για την Απλοποιημένη Μέθοδο) στα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή της Δυναμικής φασματικής μεθόδου (!).”

**ΕΑΚ:** «Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής (Δυναμική φασματική μέθοδος), οι τυχνηματικές στρεπτικές επιπονήσεις θα λαμβάνονται υπόψη με έναν από τους δύο τρόπους:

α) οι μάζες  $m_i$  κάθε ορόφου θα μετατοπίζονται κατά την τυχνηματική εκκεντρότητα  $e_{\pi i}$  εκατέρωθεν του θεωρητικού κέντρου μάζας  $M_i$  και στις δύο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης, ή εναλλακτικά,

β) μέσω πρόσθετης στατικής φόρτισης από στρεπτικά ζεύγη ίσα προς  $\pm 2 \cdot e_{\pi i} \cdot F_i$

**Παρατήρηση:** Και δύο Κανονισμοί προτείνουν **ομόσημα στρεπτικά ζεύγη ροπών** (το γινόμενο της τυχνηματικής εκκεντρότητας επί την οριζόντια δύναμη της Απλοποιημένης φασματικής μεθόδου, για κάθε όροφο) για την αντιμετώπιση των τυχνηματικών στρεπτικών επιπονήσεων.

### 3.4.3.3 Μη γραμμικές μέθοδοι

**EC8:** “Το μαθηματικό μοντέλο της ελαστικής ανάλυσης θα πρέπει να επεκταθεί για να συμπεριλάβει την **αντοχή** των δομικών στοιχείων και τη μετελαστική τους συμπεριφορά.

Κατ’ ελάχιστον θα χρησιμοποιείται **διγραμμική** σχέση δύναμης-παραμόρφωσης. Σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία, θα χρησιμοποιείται η **δυσκαμψία της ρηγματωμένης** διατομής. Σε πλάστιμα στοιχεία, που αναμένεται να αναπτύξουν μη-γραμμική συμπεριφορά (αντοχή μετά τη διαρροή τους), θα χρησιμοποιείται η **τέμνουσα δυσκαμψία** στο σημείο διαρροής. Επίσης, **τρι-γραμμικά** διαγράμματα δύναμης-παραμόρφωσης (που παίρνουν υπόψη τη δυσκαμψία προ και μετά τη ρηγμάτωση) μπορούν να χρησιμοποιούνται. Ακόμη, μπορεί να θεωρείται και μηδενική δυσκαμψία μετά τη διαρροή.

Οι **αξονικές δυνάμεις** προερχόμενες από τα φορτία βαρύτητας πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, κατά τον καθορισμό της σχέσης δύναμης-παραμόρφωσης. Οι **ροπές κάμψης** λόγω φορτίων βαρύτητας σε κατακόρυφα δομικά στοιχεία μπορούν να αγνοούνται, εκτός αν επηρεάζουν σημαντικά τη συνολική δομική συμπεριφορά.

Τέλος, η σεισμική δράση θα εφαρμόζεται και στη θετική και στην αρνητική κατεύθυνση και θα χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη φόρτιση.”

#### Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)

**EC8:** “Η ανάλυση push-over είναι μια μη-γραμμική στατική ανάλυση που γίνεται με τη θεώρηση **σταθερών φορτίων βαρύτητας** και σταθερά και **μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων** φορτίων. Εφαρμόζεται για την **αποτίμηση συμπεριφοράς** νέων ή υφιστάμενων κατασκευών. Πιο συγκεκριμένα, με την ανάλυση push-over επιτυγχάνονται:

- i) Επαλήθευση ή αναθεώρηση του **συντελεστή υπεραντοχής  $\alpha_u/\alpha_i$** .
- ii) Εκτίμηση αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και κατανομής των ζημιών.
- iii) Αποτίμηση συμπεριφοράς υφιστάμενων ή ενισχυμένων κτιρίων, για την εφαρμογή του Μέρους 3 του EC8 [Μέρος 3 (EN 1998-3): “*Διατάξεις για σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών*”]
- iv) Μία εναλλακτική μέθοδος σχεδιασμού, αντί για γραμμική-ελαστική ανάλυση (η οποία “καταφεύγει” στο συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ ). Σε αυτήν την περίπτωση, η “**μετατόπιση-στόχος**”(=target displacement) που αναλύεται παρακάτω, αποτελεί τη **βάση του σχεδιασμού**.

Όσον αφορά στη δομική κανονικότητα, ισχύουν όσα αναφέρθηκαν παραπάνω για γραμμικές αναλύσεις.

Για χαμηλά (σε ύψος) κτίρια από **τοιχοποιία**, στα οποία η συμπεριφορά των τοίχων είναι κυρίως διατμητική, μπορεί κάθε όροφος να αναλύεται **ξεχωριστά**. (Οι προϋποθέσεις γι’ αυτό είναι : αν οι όροφοι είναι το πολύ 3 και ο λόγος ύψους προς πλάτος κάθε τοίχου δεν υπερβαίνει την τιμή 1,0(όχι πολύ “υψηλοί” τοίχοι).

Θα εφαρμόζονται **τουλάχιστον δύο κατανομές** των οριζόντιων φορτίων:

-**Ομοιόμορφη κατανομή**, με τις δυνάμεις να είναι απλώς ανάλογες με τις μάζες των ορόφων. (δηλ. σταθερή φασματική επιτάχυνση)

-**Ιδιομορφική κατανομή**, με τις οριζόντιες δυνάμεις να κατανέμονται όπως καθορίστηκε στην ελαστική ανάλυση (δύο προηγούμενες μέθοδοι).

Τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται στις μάζες των ορόφων, με μία τυχηματική εκκεντρότητα, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως (για τη γενική περίπτωση).

Με τη μέθοδο αυτή προκύπτει η **Καμπύλη Ικανότητας** του κτιρίου (σχέση τέμνουσας βάσης και “μετατόπισης ελέγχου”), η οποία θα υπολογίζεται για τιμές της μετατόπισης ελέγχου από 0% έως 150% της “μετατόπισης-στόχου”.

Η μετατόπιση αυτή ελέγχου μπορεί να λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της **οροφής του κτιρίου**.

Όταν ο συντελεστής υπεραντοχής  $\alpha_u/\alpha_i$  καθορίζεται από την ανάλυση pushover, θα υιοθετείται η **μικρότερη** τιμή του από τις δύο κατανομές καθ' ύψος.

Ο **πλαστικός μηχανισμός** θα εξάγεται για κάθε μία κατανομή των οριζόντιων φορτίων, και αυτοί θα πρέπει να είναι σε συμφωνία με αυτούς πάνω στους οποίους βασίστηκε ο **συντελεστής q** που χρησιμοποιήθηκε.

Η μετατόπιση στόχος θα αποτελεί το **βασικό παράγοντα** (η βασική σεισμική απαίτηση) για το σχεδιασμό και θα εξάγεται απ' το **ελαστικό φάσμα** που προαναφέρθηκε, σε όρους της μετατόπισης ενός **Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος** (Το *παράρτημα Β* του EC8 δίνει λεπτομέρειες για τον καθορισμό αυτής της μετατόπισης-στόχου).

Επειδή υπάρχει η πιθανότητα οι μετατοπίσεις της πιο δύσκαμπτης πλευράς ενός **στρεπτικά εύκαμπτου** κτιρίου που θα προκύψουν από αυτή τη μέθοδο, να υποεκτιμηθούν (λόγω του γεγονότος ότι η 1<sup>η</sup> (ή και η 2<sup>η</sup> !) ιδιομορφή είναι δεσπύζοντας στρεπτικού χαρακτήρα), οι μετατοπίσεις αυτές θα πρέπει να αυξάνονται σε σχέση με το «αντίστοιχο»(?) στρεπτικά «μη ευαίσθητο» κτίριο. Ο **αυξητικός** αυτός **συντελεστής** πρέπει να προκύπτει από μία ελαστική **Δυναμική Φασματική Ανάλυση**, με χωρικό προσομοίωμα.

**ΕΑΚ:** Δεν γίνεται **καμιά αναφορά** για δυνατότητα (ή μη) ανάλυσης pushover. Αναφέρεται απλώς §3.1.2.[2]: «Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται, **συμπληρωματικά** προς τις παραπάνω (γραμμικές) μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού(...). Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή πρόσθετων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας.»

## Μη γραμμική δυναμική ανάλυση (χρονοϊστορίας)

Η απόκριση της κατασκευής με αυτήν τη μέθοδο προκύπτει με **Απ' ευθείας Αριθμητική Ολοκλήρωση των Διαφορικών Εξισώσεων Κίνησης**, με χρήση επιταχυνσιογραφημάτων για να αναπαρασταθεί η εδαφική κίνηση.

Εδώ, είναι απαραίτητη η περιγραφή της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων **υπό ανακυκλική φόρτιση**, ώστε να αποδίδεται ρεαλιστικά η απορρόφηση ενέργειας, για το εύρος των μετατοπίσεων που αναμένονται στο σεισμό σχεδιασμού.

Σχετικά με τα απαιτούμενα επιταχυνσιογραφήματα, αναφέρονται: **EC8**: “Αν γίνονται **τουλάχιστον 7** μη γραμμικές αναλύσεις για τον προσδιορισμό της απόκρισης της κατασκευής σύμφωνα με τα αναφερθέντα στην §3.2.4 (!!!?) (“*Εναλλακτική αναπαράσταση της σεισμικής δράσης*”), επιτρέπεται να εξάγεται ο **μ.ό.** των **φασματικών** αποκρίσεων από όλες αυτές τις αναλύσεις, ως η **τιμή σχεδιασμού** ενός μεγέθους  $E_d$ . Αλλιώς, θα χρησιμοποιείται η πιο δυσμενής φασματική τιμή μεταξύ αυτών των αναλύσεων, ως  $E_d$ .

**ΕΑΚ** : Σχετικό είναι το Παράρτημα Α (“Σεισμικές Κινήσεις Εδάφους”) και συγκεκριμένα η §Α.2 (“Επιταχυνσιογραφήματα”)

*Παρατήρηση:* Όσον αφορά την ανάλυση pushover: Ο Ευρωκώδικας σημειώνει ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί και ως **κύρια μέθοδος** σχεδιασμού των κατασκευών. Επομένως, της προσδίδει διαφορετική σπουδαιότητα και δίνει αρκετές διευκρινιστικές οδηγίες για την εφαρμογή της. Ο ΕΑΚ δεν κάνει καμία αναφορά στη συγκεκριμένη μέθοδο, αναφέροντας απλά «τη δυνατότητα ανάλυσης με άλλες μεθόδους (π.χ. μη γραμμική δυναμική...) υπό μορφή **πρόσθετων ελέγχων**.»

Όσον αφορά την ανάλυση χρονοϊστορίας: Επίσης, ο Ευρωκώδικας σημειώνει ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί και ως **κύρια μέθοδος** σχεδιασμού των κατασκευών, ενώ ο ΕΑΚ αναφέρει ότι η εφαρμογή τους γίνεται «υπό μορφή **πρόσθετων ελέγχων**» Πάντως, και οι δύο Κανονισμοί σε αυτό το σημείο δίνουν αρκετές πληροφορίες για το πότε τα εφαρμοζόμενα **επιταχυνσιογραφήματα** θεωρούνται επαρκή και πώς αυτά εφαρμόζονται.

### 3.4.3.4 Συνδυασμός των εντατικών μεγεθών των συνιστωσών της σεισμικής δράσης (Χωρική Επαλληλία)

**EC8**: Γενικά, οι δύο οριζόντιες συνιστώσες θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα.

Η χωρική επαλληλία των συνιστωσών της σεισμικής δράσης γίνεται ως εξής: Αρχικά, για κάθε συνιστώσα χωριστά εφαρμόζεται ιδιομορφική επαλληλία, σύμφωνα με τα προαναφερθέντα (**Κανόνας SRSS ή CQC**)

Η μέγιστη τιμή ενός εντατικού μεγέθους στην κατασκευή, λόγω και των δύο οριζόντιων συνιστωσών υπολογίζεται τότε ως η “Τετραγωνική ρίζα του Αθροίσματος των Τετραγώνων” της τιμής αυτού του εντατικού μεγέθους από

την κάθε συνιστώσα χωριστά. (**Κανόνας SRSS**:  $E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$  )

Ο παραπάνω κανόνας γενικά δίνει μια **συντηρητική** εκτίμηση της πιθανής τιμής, ταυτόχρονης προς αυτή τη μέγιστη τιμή, ενός άλλου εντατικού μεγέθους. **Πιο ακριβείς** μέθοδοι μπορούν να εφαρμόζονται, για τον προσδιορισμό της πιθανής ταυτόχρονης τιμής ενός μεγέθους με άλλο μέγεθος. (χωρίς να δίνει άλλες λεπτομέρειες!).

**Εναλλακτικά**, ο υπολογισμός της τιμής ενός εντατικού μεγέθους, λόγω της ταυτόχρονης δράσης των δύο συνιστωσών του σεισμού, μπορεί να γίνεται θεωρώντας και τους δύο (δηλ. το **δυσμενέστερο**) από τους ακόλουθους συνδυασμούς :

$$\alpha) E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy}$$

$$\beta) 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy}$$

όπου,

"+" σημαίνει "να συνδυάζεται με"

$E_{Edx}$  είναι η τιμή του εντατικού μεγέθους λόγω ανεξάρτητης σεισμικής δράσης κατά x

$E_{Edy}$  είναι η τιμή του εντατικού μεγέθους λόγω ανεξάρτητης σεισμικής δράσης κατά y

Το **πρόσημο** του κάθε μεγέθους στους παραπάνω συνδυασμούς θα είναι το **πιο δυσμενές** για το εν λόγω εντατικό μέγεθος. (→οπότε οι 2 συνδυασμοί γίνονται 8 )

Όταν γίνεται ανάλυση pushover με χωρικό προσομοίωμα, το ρόλο του μεγέθους  $E_{Edx}$  παίζουν οι δυνάμεις και παραμορφώσεις που αναπτύσσονται λόγω της εφαρμογής της "**μετατόπισης-στόχου**" στην x διεύθυνση, και ομοίως για y.

Στη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (και όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα), πρέπει να λαμβάνονται επιταχυνσιογραφήματα που δρουν **ταυτόχρονα** στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

Προσοχή χρειάζεται το γεγονός ότι : "σε κτίρια κανονικά σε κάτοψη και στα οποία τοιχοποιίες ή ανεξάρτητα συστήματα (σύνδεσμοι) δυσκαμψίας στις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις είναι τα μόνα **Κύρια δομικά στοιχεία** (σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν), η σεισμική δράση μπορεί να θεωρείται ότι δρα ξεχωριστά και χωρίς τους παραπάνω συνδυασμούς (χωρικούς), στους δύο κύριους ορθογωνικούς άξονες της κατασκευής".

Στην περίπτωση που λαμβάνεται υπ' όψη και η **κατακόρυφη** συνιστώσα του σεισμού, ο κανόνας **SRSS** (για χωρική επαλληλία) θα επεκτείνεται και στις **τρεις συνιστώσες** του σεισμού.

$$\text{Δηλαδή } E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2 + E_{Edz}^2}$$

**Εναλλακτικά**, όπως προηγουμένως, μπορεί να εφαρμόζεται ο **δυσμενέστερος** από τους ακόλουθους συνδυασμούς :

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy} \text{ "+" } 0,30 E_{Edz}$$

$$0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \text{ "+" } 0,30 E_{Edz}$$

$$0,30 E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy} \text{ "+" } E_{Edz}$$

με τα μεγέθη όπως ορίστηκαν προηγουμένως. (Αντίστοιχα :  $E_{Edz}$  παριστάνει την τιμή του εντατικού μεγέθους λόγω εφαρμογής μόνο της **κατακόρυφης συνιστώσας** του σεισμού.)

Επίσης, στον EC8 αναφέρεται : "Εάν γίνεται μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover), η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού μπορεί να **παραλείπεται**."



Ο ΕΑΚ αντίστοιχα, αναφέρει:

### 1. Για τη δυναμική φασματική μέθοδο:

«Για ταυτόχρονη δράση των **τριών συνιστωσών του σεισμού**, οι πιθανές ακραίες τιμές **exA** τυχόντος μεγέθους απόκρισης A δίνονται από τη σχέση:  $exA = \pm \sqrt{(exA_x)^2 + (exA_y)^2 + (exA_z)^2}$ , όπου  $exA_x, exA_y, exA_z$  οι **πιθανές ακραίες τιμές** του υπόψη μεγέθους (έχει προηγηθεί ιδιομορφική επαλληλία...) για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x, y και z, αντίστοιχα.»

### 2. Για την απλοποιημένη φασματική μέθοδο:

«Για ταυτόχρονη **στατική δράση** των οριζόντιων σεισμικών **φορτίων Fi** κατά τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου x και y, καθώς επίσης και των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων, οι πιθανές ακραίες τιμές **exA** τυχόντος μεγέθους απόκρισης A υπολογίζονται από τη σχέση :

$exA = \pm \sqrt{A_x^2 + A_y^2 + A_z^2}$  όπου,  $A_x, A_y, A_z$  οι τιμές του υπόψη μεγέθους για **ανεξάρτητη στατική φόρτιση** του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις x, y και z, αντίστοιχα.»

Η **πιθανή ταυτόχρονη** προς την exA τιμή B,A ενός άλλου μεγέθους απόκρισης B, υπολογίζεται **επίσης διαφορετικά για τις δύο μεθόδους γραμμικής ανάλυσης** και δίνεται από τις σχέσεις :

### 1. Για τη δυναμική φασματική μέθοδο:

$B_{,A} = \frac{P_{AB}}{exA}$ , όπου:

$P_{BA} = P_{AB} = \sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} \cdot (A_{i,x} \cdot B_{j,x} + A_{i,y} \cdot B_{j,y} + A_{i,z} \cdot B_{j,z})$ , ο **παράγοντας συσχέτισης** των μεγεθών A,B και

$(A_{i,x}, B_{j,x}), (A_{i,y}, B_{j,y}), (A_{i,z}, B_{j,z}),$   
 $i, j = 1, 2, \dots, N$  (οι ιδιομορφές)

οι ιδιομορφικές τιμές των μεγεθών A, B για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x,y και z, αντίστοιχα. ( $\varepsilon_{ij}$  ο συντελεστής συσχέτισης των ιδιομορφών i και j)

(Δηλαδή, ο **πρώτος δείκτης** (i, j) δηλώνει την ιδιομορφή και ο **δεύτερος** (x, y ή z) την κατεύθυνση της ανεξάρτητης σεισμικής δράσης)

Παρατήρηση: Με  $\varepsilon_{ii}=1$  και  $\varepsilon_{ij}=0$  για ασυσχέτιστες ιδιομορφές, σ' αυτήν την περίπτωση, η παραπάνω έκφραση απλοποιείται σε :

$PAB = \sum_i (A_{i,x} \cdot B_{i,x} + A_{i,y} \cdot B_{i,y} + A_{i,z} \cdot B_{i,z})$

Δηλαδή, το μητρώο, του οποίου το άθροισμα των όρων είναι ο συντελεστής PAB, προκύπτει απ' το προαναφερθέν μητρώο των συντελεστών συσχέτισης. Σ' αυτήν την περίπτωση, μένουν μόνο οι διαγώνιοι όροι, ενώ οι άλλοι μηδενίζονται.

## 2. Για την απλοποιημένη φασματική μέθοδο:

$$B_{,A} = \frac{A_{,x}}{exA} \cdot B_{,x} + \frac{A_{,y}}{exA} \cdot B_{,y} + \frac{A_{,z}}{exA} \cdot B_{,z} \quad , \text{όπου}$$

$B_{,x}$ ,  $B_{,y}$ ,  $B_{,z}$  οι τιμές του μεγέθους B (με το πρόσημό τους) για **ανεξάρτητη στατική φόρτιση** κατά τις διευθύνσεις x, y και z, αντίστοιχα.

**Εναλλακτικά**, αντί της προηγούμενης μεθοδολογίας (SRSS) επιτρέπεται η διαστασιολόγηση να γίνεται με το **δυσμενέστερο** από τους επόμενους συνδυασμούς εντατικών μεγεθών:

### 1. Για τη δυναμική φασματική μέθοδο :

$$S = \pm S_x \pm 0,30 S_y \pm 0,30 S_z$$

$$S = \pm 0,30 S_x \pm S_y \pm 0,30 S_z$$

$$S = \pm 0,30 S_x \pm 0,30 S_y \pm S_z$$

Στις συμβολικές αυτές σχέσεις τα  $S_x$ ,  $S_y$  και  $S_z$  παριστάνουν τα διανύσματα των ακραίων τιμών των **εντατικών μεγεθών A,B,...** της εξεταζόμενης διατομής για ανεξάρτητη σεισμική διέγερση κατά x, y και z, αντίστοιχα.

Επίσης, αναφέρεται ότι: «Επιτρέπεται και η **συντηρητική** διαστασιολόγηση με βάση τις ακραίες τιμές **όλων των εντατικών μεγεθών** της διατομής, λαμβάνοντας υπόψη όλους τους πιθανούς συνδυασμούς των προσήμων τους.

### 1. Για την απλοποιημένη φασματική μέθοδο:

Όπου S τίθεται F και κατά τ' άλλα ισχύουν όλα τα παραπάνω, με τη μόνη τροποποίηση να είναι ότι: «...τα  $F_x$ ,  $F_y$  και  $F_z$  παριστάνουν τα διανύσματα των **σεισμικών φορτίων** κατά τις διευθύνσεις x, y και z και το F παριστάνει τη «συνισταμένη» σεισμική φόρτιση.

Στη συνηθισμένη περίπτωση **αγνόησης της κατακόρυφης** συνιστώσας, ο τρίτος συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται S (αντίστοιχα F) =0 στους δύο πρώτους.

Παρατήρηση: Όσον αφορά τη χωρική επαλληλία, οι μέθοδοι που προτείνουν οι δύο Κανονισμοί **είναι οι ίδιες** (δηλαδή, κανόνας SRSS ή, εναλλακτικά, χωρικός συνδυασμός με τον «πολλαπλασιαστικό συντελεστή  $\lambda = \mu = 0,3$ »).

Η μόνη διαφορά είναι ότι ο ΕΑΚ **διακρίνει τη διαδικασία**, ανάλογα με το αν έχει εφαρμοστεί η απλοποιημένη ή η δυναμική φασματική μέθοδος. Ουσιαστικά, **το αποτέλεσμα είναι το ίδιο**, απλά το μέγεθος π.χ. EEdx του EC8, στη μια περίπτωση έχει προκύψει μετά από ιδιομορφική επαλληλία, ενώ στην άλλη όχι. **Αυτό, ο ΕΑΚ το καθιστά πιο σαφές.**

Η βασική διαφορά είναι ως προς το χειρισμό σε περίπτωση που αναζητούμε την **πιθανή ταυτόχρονη προς την exA τιμή B,A ενός άλλου μεγέθους απόκρισης.**

Όσον αφορά αυτήν την έννοια, ο **EC8** αναφέρει απλά ότι «ο παραπάνω κανόνας (ο SRSS) γενικά δίνει μια **συντηρητική εκτίμηση** της πιθανής τιμής, ταυτόχρονης προς αυτή τη μέγιστη τιμή, ενός άλλου εντατικού μεγέθους. **Πιο ακριβείς** μέθοδοι μπορούν να εφαρμόζονται, για τον προσδιορισμό της πιθανής ταυτόχρονης τιμής ενός μεγέθους με άλλο μέγεθος», χωρίς όμως (για άλλη μια φορά) να δίνει **άλλες λεπτομέρειες!**

Αντίθετα, ο ΕΑΚ παρέχει τους **σχετικούς τύπους, διακρίνοντας** μάλιστα τη διαδικασία, ανάλογα με τη μέθοδο γραμμικής ανάλυσης (Απλοποιημένη ή Δυναμική). Οι σχετικοί «τύποι» **διαφοροποιούνται ανάλογα** στις δύο περιπτώσεις.

### **Ως προς την κατακόρυφη συνιστώσα:**

Ο **EC8** ορίζει: “Εάν η κατακόρυφη εδαφική σεισμική επιτάχυνση ανη είναι μεγαλύτερη από **0,25g** (0,25 m/s<sup>2</sup>), η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού (όπως αυτή έχει οριστεί στο Κεφ.3 του Ευρωκώδικα), θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στις εξής **(5) περιπτώσεις:**

- Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια φέροντα στοιχεία με άνοιγμα μεγαλύτερο των 20 m
- Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεξέχοντα τμήματα (προβόλους) με μήκος μεγαλύτερο των 5 m
- Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα στοιχεία
- Για δοκούς με φυτευτά υποστυλώματα
- Σε κατασκευές με σεισμική μόνωση”

Και κατόπιν, συμπληρώνεται: “Η ανάλυση για τη συμβολή της κατακόρυφης συνιστώσας μπορεί να γίνεται **στο τμήμα μόνο της όλης κατασκευής**, όπου περιλαμβάνονται τα στοιχεία, για τα οποία λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα (δηλ. αυτά της προηγούμενης παραγράφου), και θα συνυπολογίζει τη δυσκαμψία των υπόλοιπων τμημάτων.

Η κατακόρυφη συνιστώσα θα λαμβάνεται υπόψη μόνο για τα εν λόγω στοιχεία και τα στοιχεία που βρίσκονται σε **άμεση αλληλεπίδραση** με αυτά (που τα υποστηρίζουν).”

Αντίστοιχα, ο **ΕΑΚ** ορίζει :

«Επιτρέπεται, γενικά, η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από **προεντεταμένο σκυρόδεμα** και δοκών που φέρουν **φυτευτά υποστυλώματα** στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας **II και III** (οριζ.εδαφ.επιτ.0,24g και 0,36g). Στις περιπτώσεις αυτές επιτρέπεται η προσομοίωση των παραπάνω δομικών στοιχείων, σύμφωνα με την παρ. 3.6 (του ΕΑΚ), **ανεξάρτητα από την υπόλοιπη κατασκευή.**

Επίσης, σε κτίρια από **φέρουσα τοιχοποιία**, θα πρέπει να διερευνάται, γενικά, η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.»

**Παρατήρηση:** Αρχικά, οι περιπτώσεις κατασκευών, όπου θα λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης είναι περισσότερες στον ΕΚ8 από ότι στον ΕΑΚ [Πέντε (5) έναντι τριών (3)].

Όσον αφορά το όριο  $\alpha_{vg} > 0,25g$  του Ευρωκώδικα, πρέπει να υπενθυμίσουμε τα εξής: για την Ελλάδα, ορίζεται ότι ισχύει μόνο ο «τύπος 1» για τα ελαστικά φάσματα, που για την περίπτωση της κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους, μεταφράζεται ως (Κεφ. 3 του ΕΚ8, § 3.2.2.3, Πίνακας 3.4):  $\alpha_{vg}/\alpha_g = 0,90$ .

Επίσης, κατά τον ΕΚ8 (Κεφ. 3, § 3.2.1) έχουμε επίσης ότι  $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$ , (Δηλαδή, ο συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I$  πολλαπλασιάζει την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, προκειμένου να προκύψει η τελική τιμή της) και από το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8 για την Ελλάδα:  $\alpha_{gR}/g = \{0,16, 0,24, 0,36\}$ , για τις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (ζ.σ.ε.) **Z1, Z2 και Z3**, αντίστοιχα. Επομένως,  $\alpha_{vg} > 0,25g \Rightarrow 0,90 \cdot \alpha_g > 0,25g \Rightarrow 0,90 \cdot \gamma_I \cdot \alpha_{gR} > 0,25g$ , δηλαδή το αν θα ληφθεί ή όχι υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού επηρεάζεται και από την κατηγορία σπουδαιότητας (I, II, III, IV) της κατασκευής(!)

Δηλ., έχουμε ότι: η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη, στις περιπτώσεις που ισχύει:

$$0,90 \cdot \gamma_I \cdot \alpha_{gR} > 0,25g \Rightarrow \alpha_{gR}/g > \frac{0,25}{0,90 \cdot \gamma_I}, \text{ το οποίο με τη σειρά του}$$

μεταφράζεται ως εξής :

-για κατασκευή που ανήκει στην **κατηγορία σπουδαιότητας I** ( $\gamma_I=0,80$ ), η κατακόρυφη συνιστώσα λαμβάνεται υπόψη μόνον όταν  $\alpha_{gR}/g > 0,35$ , πράγμα το οποίο, για τη χώρα μας, σημαίνει στη ζ.σ.ε III (μόνο!).

-για **κατηγορία σπουδαιότητας II** ( $\gamma_I=1,00$ ), για να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα, θα πρέπει  $\alpha_{gR}/g > 0,28$ , δηλαδή επίσης μόνο η ζ.σ.ε. III για τη χώρα μας(!)

-για **κατηγορία σπουδαιότητας III** ( $\gamma_I=1,20$ ), το αντίστοιχο όριο είναι  $\alpha_{gR}/g > 0,23$ , δηλαδή ζ.σ.ε. II και III.

- για **κατηγορία σπουδαιότητας IV** ( $\gamma_I=1,40$ ), το αντίστοιχο όριο είναι  $\alpha_{gR}/g > 0,20$ , δηλαδή ζ.σ.ε. II και III.

Δηλαδή, όσον αφορά τις περιπτώσεις που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα, ο ΕΚ8 είναι **πιο «χαλαρός»** από τον ΕΑΚ (για τη χώρα μας μόνο!), καθώς βγαίνει το συμπέρασμα ότι :

Για κατασκευές σπουδαιότητας I και II [ $\gamma_I=0,80$  και  $\gamma_I=1,00$  (!)], που ανήκουν στη **ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II** ( $\alpha_{gR}/g=0,24$ ), η κατακόρυφη συνιστώσα δεν είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη(!)

Όμως, στις υπόλοιπες περιπτώσεις, όπου η κατακόρυφη συνιστώσα λαμβάνεται υπόψη, η **κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση** προκύπτει **μεγαλύτερη για τον ΕΚ8**. (Το ποσοστό κατά το οποίο είναι μεγαλύτερη η κατακόρυφη συνιστώσα εξαρτάται από την **κατηγορία σπουδαιότητας**).

Αυτό φαίνεται καλύτερα στον Πίνακα.

	Τιμές $a_{vg}/g$					
	EC8		EAK		ποσοστό	
$\gamma_i =$	II	III	II	III	επί τοις (%)	επί τοις (%)
0,8	0,1728	0,2592	0,168	0,252	2,857	2,857
1	0,216	0,324	0,168	0,252	28,571	28,571
<b>1,2</b>	<b>0,2592</b>	0,3888	<b>0,168</b>	0,252	54,286	54,286
1,4	0,3024	0,4536	0,168	0,252	80,000	80,000
	Όταν $a_{vg} > 0,25g$ , λαμβάνεται υπόψη η κατακόρ. Συνιστώσα					

Αν συνδυαστεί αυτό και με το γεγονός ότι ο **συντελεστής συμπεριφοράς έναντι κατακόρυφων δράσεων** που επιτρέπεται στον ΕΚ8 είναι **μικρότερος** ( $q_v = 0,5 \cdot q$  για τον ΕΑΚ, ανώτατο όριο  $q_v = 1,5$  για τον ΕΚ8), προκύπτει το συμπέρασμα ότι ναι μεν **υπάρχουν κάποιες περιπτώσεις** κατασκευών (όπως προαναφέρθηκε) για τις οποίες ο ΕΚ8 **δεν προβλέπει** να λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα, σε αντίθεση με τον ΕΑΚ, αλλά όταν τη λαμβάνει, το κάνει με **δυσμενέστερες τιμές** (τελικής, φασματικής επιτάχυνσης).

Όμως, ο ΕΑΚ παρουσιάζεται «πιο πλήρης» σε αυτό το σημείο από τον ΕΚ8 καθώς:

-γίνεται αναφορά της περίπτωσης κατασκευών από **φέρουσα τοιχοποιία** (όπου «θα πρέπει να διερευνάται, γενικά, η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού»).

-περιλαμβάνει ένα **υποκεφάλαιο** (§ 3.6) περιγράφοντας τον τρόπο που επιβάλλονται τα **φορτία** για την ανάλυση της επίδρασης της κατακόρυφης συνιστώσας με την **απλοποιημένη φασματική μέθοδο** (μόνο!), καθώς και τον τρόπο που υπολογίζεται η **ιδιοπερίοδος** γι' αυτήν την ανάλυση (μέσω του τύπου του Rayleigh, τη στιγμή που ο **ΕΚ8** δεν κάνει καμία αναφορά για τα θέματα αυτά.

Γενικότερο συμπέρασμα: «Γενικά, μπορούμε να παρατηρήσουμε το εξής: αν και ο ΕΚ8 είναι-γενικά-πιο **διευκρινιστικός** στα περισσότερα σημεία, και **«αποσαφηνίζει»** κάποια θέματα, στα οποία, ενδεχομένως, ο ΕΑΚ δεν ήταν πολύ συγκεκριμένος, παρ' όλα αυτά, ο ΕΑΚ θα μπορούσαμε να πούμε ότι συνεισφέρει περισσότερο στην κατανόηση του “πνεύματος” του αντισεισμικού σχεδιασμού και των διαφόρων εννοιών. Επομένως, η **παράλληλη- κατά το δυνατόν- μελέτη** του (ειδικά από νέους συναδέλφους, που ίσως δεν γνωρίσουν τον ΕΑΚ) κρίνεται **βοηθητική έως απαραίτητη**»(!)

### 3.4.4 Ανάλυση μετακινήσεων

**EC8:** “Εάν γίνεται **γραμμική ανάλυση**, οι μετατοπίσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται από τις ελαστικές παραμορφώσεις των μελών, μέσω της απλοποιημένης σχέσης:

$$ds = q_d \cdot de$$
, όπου

$ds$  η μετακίνηση ενός σημείου του δομικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση

$q_d$  ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακινήσεων, θεωρούμενος ίσος με  $q$ , εκτός αν αναφέρεται διαφορετικά.

$de$  η μετατόπιση του ίδιο σημείου, όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση, η οποία με τη σειρά της βασίζεται στο φάσμα σχεδιασμού.

Η τιμή του  $ds$  δε χρειάζεται να είναι μεγαλύτερη από την τιμή που προκύπτει για το ελαστικό φάσμα.”(δηλ  $q=1$ )

“Σημείωση: Γενικά, το  $q_d$  είναι μεγαλύτερο από το  $q$ , αν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι μικρότερη από  $T_C$  (δες εικόνα Β.2, σχετικά, στο Παράρτημα Β του EC8...)”

(π.χ.  $T_C=0,4$  sec, για έδαφος κατηγ. Α και φάσμα Τύπου 1-Υπενθύμιση : είναι  $T_C= 0,4 , 0,5 , 0,6 , 0,8$  για φάσμα Τύπου 1, και  $T_C=0,25$  και  $0,30$  για φάσμα τύπου 2.)

“Όταν προσδιορίζονται αυτές οι μετακινήσεις, οι στρεπτικές επιρροές της σεισμικής δράσης θα λαμβάνονται υπόψη.”

Προσοχή χρειάζεται το γεγονός ότι: “Όταν χρησιμοποιείται μη-γραμμική ανάλυση (στατική ή δυναμική), οι εν λόγω (πραγματικές) μετατοπίσεις είναι εκείνες που λαμβάνονται κατ’ ευθείαν από την ανάλυση, χωρίς άλλη τροποποίηση”.(αφού δεν καταφεύγουμε στο συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ !)

**ΕΑΚ:** Αναφέρεται ότι: «Για τον υπολογισμό των πραγματικών(μετελαστικών) μετακινήσεων του συστήματος, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από το γραμμικό υπολογισμό με τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ »

Δηλ.  $\Delta_u = q \cdot \Delta_e$ , όπου:

$\Delta_u$  η μέγιστη μετελαστική μετατόπιση της πραγματικής κατασκευής), και

$\Delta_e$  η μέγιστη μετατόπιση του απεριόριστα ελαστικού συστήματος.

Στα Σχόλια, δίνονται ουσιαστικές διευκρινήσεις:

**ΕΑΚ 2000-Σχόλια:** «Η αναφερόμενη “ισοδύναμη” γραμμική ανάλυση (δηλ. η ανάλυση πάνω στην οποία βασίζεται ο σχεδιασμός με τις (2) γραμμικές μεθόδους) στηρίζεται στις επόμενες παραδοχές, με τις οποίες επιτυγχάνεται “γραμμικοποίηση” του προβλήματος:

α) Η κατασκευή θεωρείται σαν ένα **απεριόριστα ελαστικό** σύστημα(...)

β) Η **μέγιστη ελαστική απόκριση** ( $F_e^*, \Delta_e^*$ ) του παραπάνω συστήματος υπολογίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού για  $q=1$  (ελαστικό φάσμα)

γ) Η **δύναμη σχεδιασμού** ( $F_e$ ) που αντιστοιχεί περίπου στη φάση εμφάνισης της **πρώτης πλαστικής άρθρωσης** είναι  $F_e = F_e^* / q$

δ) Η μέγιστη **μετελαστική μετατόπιση** της **πραγματικής** κατασκευής θεωρείται ίση με τη μέγιστη μετατόπιση του **απεριόριστα ελαστικού** συστήματος ( $\Delta_u = \Delta_e^*$ )

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  της κατασκευής γράφεται:

$$q = \frac{F_e^*}{F_e} = \frac{F_e^*}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_e} = q_d \cdot q_o$$

ενώ  $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$  ο **συντελεστής πλαστιμότητας**

$$\text{όπου } q_d = \frac{F_e^*}{F_y} = \frac{\Delta_e^*}{\Delta_y} \quad q_o = \frac{F_y}{F_e} = \frac{\Delta_y}{\Delta_e}$$

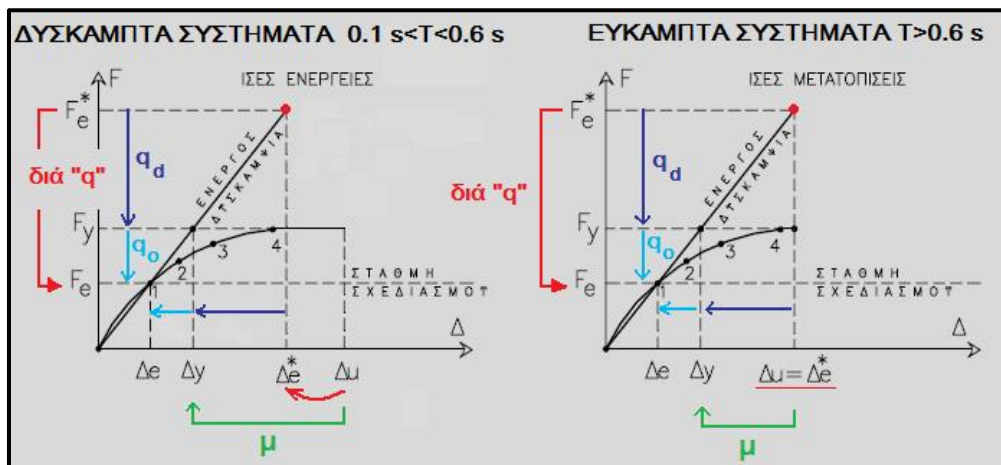
οι **παράγοντες** πλαστιμότητας και υπεραντοχής, αντίστοιχα.

Με την παραδοχή **ίσων ενεργειών**  $\Rightarrow q_d = \sqrt{2\mu - 1}$ , ενώ με την παραδοχή **ίσων μετατοπίσεων**  $\Rightarrow q_d = \mu$ .

Η παραδοχή  $\Delta_u = \Delta_e^*$ , που οδηγεί στη σχέση  $\Delta_u = q \cdot \Delta_e$ , ισχύει με καλή προσέγγιση για εύκαμπτα συστήματα με  $T > 0.6 \text{ sec}$ .

Για  $0.1 \text{ s} < T < 0.6 \text{ s}$  (πιο “δύσκαμπτα” συστήματα), οι ανελαστικές (πραγματικές) μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες από τις απεριόριστα ελαστικές (ίσες ενέργειες) και στην περίπτωση αυτή θα έχουμε  $\Delta_u = (\mu / \sqrt{2\mu - 1}) \cdot \Delta_e^*$ »

Αυτά απεικονίζονται καλύτερα στο επόμενο διάγραμμα<sup>16</sup>



Εικόνα 3.8: Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση

**Παρατήρηση:** (Ούτε) εδώ οι Κανονισμοί διαφέρουν ουσιαστικά, παρά μόνο στο “**όριο**” μεταξύ “εύκαμπτων” και “δύσκαμπτων” συστημάτων. Στον EC8 είναι το  $T_c$  (που θα μπορούσαμε να πούμε ότι εξαρτάται απ’ τις “τοπικές συνθήκες”...), ενώ στον ΕΑΚ (σταθερά) το **0.6 sec**. Η διαφορά αυτή πάντως δεν κρίνεται ιδιαίτερα σημαντική.

Όμως, οι τιμές  $\mu / \sqrt{2\mu - 1}$  (διαφορά δηλαδή των **υπολογιζόμενων** με τις **πραγματικές** μετακινήσεις), για τις συνήθεις τιμές του  $\mu$  (πλαστιμότητα) είναι **αρκετά μεγάλες**. (π.χ. για  $\mu=3$ ,  $\Delta_u = (\mu / \sqrt{2\mu - 1}) \cdot \Delta_e^* \approx 1.34 \cdot \Delta_e^*$ , για  $\mu=4$ ,  $\Delta_u \approx 1.51 \cdot \Delta_e^*$ , για  $\mu=5$ ,  $\Delta_u \approx 1.67 \cdot \Delta_e^*$  και για  $\mu=6$ ,  $\Delta_u \approx 1.81 \cdot \Delta_e^*$ )

Άρα, εδώ αποδεικνύεται ο **ΕΑΚ** πιο λεπτομερής.

<sup>16</sup> [ΕΑΚ 2000-Σχόλια]

### 3.4.5 Μη φέροντα στοιχεία-Προσαρτήματα

**EC8:** “Μη φέροντα στοιχεία (προσαρτήματα) των κτιρίων (π.χ. πετάσματα, “αετώματα”, κεραίες, μηχανολογικός εξοπλισμός, χωρίσματα (προκατασκευασμένοι τοίχοι κλπ.), κιγκλιδώματα), που θα μπορούσαν σε περίπτωση αστοχίας να δημιουργήσουν κινδύνους σε πρόσωπα ή να επηρεάσουν το δομικό σύστημα του κτιρίου, καθώς και υπηρεσίες ζωτικής σημασίας, θα ελέγχονται, μαζί με τα στοιχεία στήριξής τους για τη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Για μη δομικά στοιχεία **μεγάλης σημασίας** ή ιδιαίτερα επικίνδυνης φύσης, η απόκριση τους θα πρέπει να βασίζεται σε ένα **πιο ρεαλιστικό μοντέλο** των σχετικών υποδομών και στη χρήση κατάλληλων **φασμάτων απόκρισης** των στηριζόντων δομικών στοιχείων του κύριου φέροντος συστήματος.

Στις υπόλοιπες περιπτώσεις, επιτρέπονται κατάλληλα δικαιολογημένες **απλοποιήσεις**. Για παράδειγμα:

“Τα αποτελέσματα της σεισμικής δράσης μπορούν να καθορίζονται εφαρμόζοντας στα μη-δομικά στοιχεία **μία οριζόντια δύναμη** ως ακολούθως:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a, \text{ όπου:}$$

$F_a$  είναι μία οριζόντια δύναμη, με σημείο εφαρμογής το κέντρο μάζας του μη-δομικού στοιχείου, η οποία δρα στην πιο δυσμενή διεύθυνση.

$S_a$  ο σεισμικός συντελεστής, για εφαρμογή σε μη-δομικά στοιχεία (που ορίζεται παρακάτω)

$\gamma_a$  ο συντελεστής σπουδαιότητας του στοιχείου

$q_a$  ο συντελεστής συμπεριφοράς του στοιχείου

Ο **σεισμικός συντελεστής  $S_a$**  μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{\left(1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2\right) - 0,5} \right], \text{ όπου:}$$

$\alpha$  ο λόγος της σεισμικής εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού (σε έδαφος κατηγ. A),  $\alpha_g$ , προς την επιτάχυνση της βαρύτητας. (δηλ. η “ανηγμένη” επιτάχυνση =  $\frac{\alpha_g}{g}$ )

$S$  ο συντελεστής του εδάφους

$T_a$  η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του μη-δομικού στοιχείου

$T_1$  η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση

$z$  το ύψος του στοιχείου από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (δηλ. τη βάση της κατασκευής)

$H$  το ύψος του κτιρίου

Ο συντελεστής σπουδαιότητας του προσαρτήματος γενικά μπορεί να θεωρείται  $\gamma_a = 1,0$ , εκτός των περιπτώσεων:

-Στοιχεία αγκύρωσης εξοπλισμού που είναι απαραίτητος για συστήματα διατήρησης της ζωής.

-Δεξαμενές και δοχεία που περιέχουν τοξικές ή εκρηκτικές ουσίες, που θεωρούνται επικίνδυνες για την ασφάλεια του ευρύτερου κοινού.

, όπου λαμβάνεται  $\gamma_a \geq 1,5$ .

Ανώτατα όρια του συντελεστή συμπεριφοράς  $q_a$  δίνονται από τον Ευρωκώδικα στον Πίνακά του 4.4.



Τύπος μη-δομικού στοιχείου	Συντελεστής συμπεριφοράς $q_a$
Παραπετάσματα ή διακοσμητικά στοιχεία σε μορφή προβόλου Επιγραφές και πίνακες ανάρτησης εγγράφων Καπνοδόχοι, ιστοί και δεξαμενές σε υποστυλώματα, που δρουν ως ελεύθεροι πρόβολοι σε μήκος παραπάνω από το μισό του συνολικού ύψους τους	1,0
Εξωτερικοί και εσωτερικοί τοίχοι Χωρίσματα και προσόψεις Καπνοδόχοι, ιστοί και δεξαμενές σε υποστυλώματα που δρουν ως ελεύθεροι πρόβολοι σε μήκος λιγότερο από το μισό του συνολικού ύψους τους, ή συνδεδεμένα με την κατασκευή στο ή πάνω από το κέντρο μάζας τους Στοιχεία αγκύρωσης για μόνιμα επίπλα και ράφια βιβλίων, που στηρίζονται στο πάτωμα Στοιχεία αγκύρωσης ψευδοροφών και ελαφριών εντοιχισμένων επίπλων	2,0

Πίνακας 3.3: Τιμές του συντελεστή  $q_a$  για μη-δομικά στοιχεία

#### ΕΑΚ:

Α. Αναφέρεται στο Κεφάλαιό του 4 ("Κριτήρια Σχεδιασμού και Κανόνες Εφαρμογής", παρ.4.2.3): «Τα προσαρτήματα καθώς και τα στοιχεία στηρίξεως και οι αγκυρώσεις τους θα ελέγχονται σε υπολογιστική αστοχία υπό την επίδραση των κατακόρυφων φορτίων και οριζόντιας σεισμικής δύναμης :

$H_p = \varepsilon \cdot W_p \cdot \gamma_p / q_p$  , όπου :

$W_p$  το βάρος του προσαρτήματος

$\varepsilon$  ο σεισμικός συντελεστής που ορίζεται στην παρ.3.7.[2]

$\gamma_p$  ο συντελεστής σπουδαιότητας του προσαρτήματος

$q_p$  μειωτικός συντελεστής που εκφράζει την ικανότητα του προσαρτήματος να υποστεί σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις χωρίς να αστοχήσει.(→κατ' αρχήν, ο όρος "**μειωτικός**" μάλλον δε θα έπρεπε να υπάρχει-αφού  $q_p \geq 1,0$ .Πρόκειται ουσιαστικά για έναν συντελεστή συμπεριφοράς του προσαρτήματος...)

Γενικά, ο **συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_p$**  θα λαμβάνεται **ίσος με το συντελεστή σπουδαιότητας του κτιρίου** (→κατά **περιπτώσεις πιο δυσμενής σε αυτό το σημείο ο ΕΑΚ από τον Ευρωκώδικα**), αλλά στις ακόλουθες περιπτώσεις προσαρτημάτων υψηλού κινδύνου, δεν θα λαμβάνεται μικρότερος από **1.50**:

-Αγκυρώσεις εγκαταστάσεων και εξοπλισμού συστημάτων διατήρησης ζωής.

-Δεξαμενές και δοχεία που περιέχουν ικανή ποσότητα έντονα τοξικών ή εκρηκτικών ουσιών, ώστε να αποτελούν κίνδυνο για τη δημόσια ασφάλεια.

Οι ακόλουθες μέγιστες τιμές του **συντελεστή  $q_p$**  θα χρησιμοποιούνται για τις αντίστοιχες κατηγορίες προσαρτημάτων :»

Τύπος προσαρτήματος	Συντελεστής συμπεριφοράς $q_p$
<p>Στηθαία και διακοσμητικά στοιχεία σε μορφή προβόλου Σήματα και πινακίδες Καπνοδόχοι, ιστοί και υπερυψωμένες δεξαμενές, που δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος μεγαλύτερο από το <math>\frac{1}{2}</math> του συνολικού ύψους τους. <u>Τα προσαρτήματα <b>υψηλού κινδύνου</b> που αναφέρονται στην προηγούμενη παράγραφο(→ σημαντική παράλειψη σε αυτό το σημείο του EC8 !)</u></p>	$q_p=1.00$
<p>Εξωτερικοί και εσωτερικοί τοίχοι. Μανδρότοιχοι ύψους μεγαλύτερου των 2.00 m Καπνοδόχοι, ιστοί και υπερυψωμένες δεξαμενές, που διαθέτουν αντιστηρίξεις ή αγκυρώσεις με επίτονους, ώστε να δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος που δεν υπερβαίνει το <math>\frac{1}{2}</math> του συνολικού ύψους τους. Δεξαμενές μαζί με το περιεχόμενό τους Αγκυρώσεις μόνιμων ραφιών ή παταριών εδραζομένων στο δάπεδο Αγκυρώσεις ψευδοροφών και φωτιστικών σημαντικού βάρους Ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός και συναφείς αγωγοί, σωληνώσεις και αεραγωγοί, βάρους μεγαλύτερου των 2 kN.</p>	$q_p=2.50$

«Σε ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I **εξαιρούνται** από την υποχρέωση ελέγχου, προσαρτήματα σε κτίρια σπουδαιότητας Σ1 καθώς και προσαρτήματα της κατηγορίας  $q_p=2.50$  σε κτίρια σπουδαιότητας Σ2.»

B. Στο Κεφ. 3 (“Σεισμική Απόκριση Κατασκευών”),§3.7, ορίζονται τα προσαρτήματα και η ανάγκη ξεχωριστού ελέγχου τους, και επίσης δίνονται οι περιπτώσεις προσαρτημάτων που δεν καλύπτονται από τον παρόντα Κανονισμό, καθώς και μία σχέση υπολογισμού του σεισμικού συντελεστή  $\varepsilon$  (ο οποίος χρησιμοποιείται στη σχέση υπολογισμού της οριζόντιας δύναμης με την οποία υπολογίζονται τα προσαρτήματα, στο Κεφ. 4 !) «...ο σεισμικός συντελεστής  $\varepsilon$  δίνεται από τη σχέση:

$\varepsilon = \alpha \cdot \beta \cdot (1+z/H)$ , όπου:

$\alpha = A / g$  η ανηγμένη επιτάχυνση

$\beta = \frac{2}{1+(1-\frac{T_{\pi}}{T})^2} \geq 1.0$ , όπου :

$T_{\pi}$  η ιδιοπερίοδος του προσαρτήματος για πλήρη πάκτωση στο στηρίζον υπόβαθρο

T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου

z η στάθμη στήριξης του προσαρτήματος

Η το ύψος του κτιρίου.

«Στην περίπτωση εγκαταστάσεων μεγάλης σπουδαιότητας ή επικίνδυνων συνιστάται η εκτέλεση **ακριβέστερου υπολογισμού** με τη χρήση **φάσματος απόκρισης** του δαπέδου στήριξης και **ρεαλιστική** προσομοίωση της εγκατάστασης.»

Παρατήρηση: Και οι δύο Κανονισμοί λαμβάνουν υπόψη τους την επίδραση της σεισμικής δράσης στα διάφορα προσαρτήματα ενός κτιρίου. Γενικά, είναι **αξιοπρόσεκτη η ομοιότητα** των δύο Κανονισμών στον τρόπο χειρισμού του αντισεισμικού υπολογισμού τυχόντων προσαρτημάτων (μη-δομικών στοιχείων).

Ειδικά, η απαρίθμηση των **περιπτώσεων** που πρέπει να υπολογίζονται με μειωμένο ή αυξημένο συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_{r \text{ ή } a}$  είναι προφανώς **πανομοιότυπη (!)**, κάτι που ενδεχομένως οδηγεί στην άποψη ότι κατά τη σύνταξη των κειμένων του EC8, λήφθηκαν υπόψη προϋπάρχουσες διατάξεις άλλων Κανονισμών (κάτι που προφανώς ισχύει γενικά, και **πρέπει** να ισχύει), αλλά, ειδικά σ' αυτό το σημείο, ο **ΕΑΚ** βρίσκεται να είναι πολύ επαρκής.(!) Επίσης, ο **ΕΑΚ** είναι –ελάχιστα- **πιο δυσμενής**.

Γενικά, υπάρχουν κάποιες **-πολύ μικρές-** διαφορές στον **τύπο υπολογισμού** της οριζόντιας δύναμης που ασκείται στο προσάρτημα, αλλά και πάλι, λόγω της **αβεβαιότητας** που υπάρχει *a priori* στην εκτίμηση της σεισμικής διέγερσης (ως προς το μέγεθός της κυρίως), αυτές κρίνονται **αμελητέες**.

### 3.4.6 Πρόσθετα μέτρα για τοιχοπληρώσεις

#### Γενικά

Αυτές οι διατάξεις του Ευρωκώδικα αφορούν **κυρίως** (αλλά όχι αποκλειστικά) κτίρια από **οπλισμένο σκυρόδεμα**. Γι' αυτό είναι σκόπιμο να αναφέρουμε τα πιο καίρια σημεία από την § 5.1.2 (του **Κεφ. 5** του ΕΚ8 “Ειδικοί κανόνες για κτίρια από σκυρόδεμα”), που αφορούν τη διάκριση των **δομικών συστημάτων** που χρησιμοποιούνται, μιας και στο σχετικό κεφάλαιο για τοιχοποιίες γίνεται αναφορά σε αυτά. Στην § 5.1.2 του Κεφ. 5 λοιπόν, αναφέρονται :

#### Τοιχωματικό σύστημα (=wall system)

Σύστημα στο οποίο, τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται **κυρίως από τοιχώματα** [ως **τοιχώμα** (=wall) ορίζεται, κατά τα γνωστά, το στοιχείο που έχει επίμηκες σχήμα διατομής, δηλαδή διατομή με λυγερότητα (λόγος μήκους προς πλάτος διατομής) μεγαλύτερη του 4, δηλ.  $I_w/b_w \geq 4$  ] των οποίων η αντοχή σε τέμνουσα στη βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη του **65%** της συνολικής (ολόκληρου του δομικού συστήματος) αντοχής σε τέμνουσα.

#### Πλαισιακό σύστημα (=frame system)

Αντίστοιχα, σύστημα στο οποίο τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται **κυρίως από πλαίσια** (στο χώρο), των οποίων η αντοχή σε τέμνουσα στη βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη του **65%** της συνολικής αντοχής σε τέμνουσα.

#### Μικτό σύστημα (=dual system)

Σύστημα στο οποίο τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται **κυρίως από τα πλαίσια**, ενώ τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται **εν μέρει** από τα πλαίσια και **εν μέρει** από τα τοιχώματα.

#### Μικτό-ισοδύναμο με πλαισιακό σύστημα

Μικτό σύστημα στο οποίο η αντοχή σε τέμνουσα του συστήματος των **πλαισίων**, στη βάση του κτιρίου, είναι μεγαλύτερη από το **50%** της συνολικής αντοχής σε τέμνουσα (όλου του δομικού συστήματος).

#### Μικτό-ισοδύναμο με τοιχωματικό σύστημα

Μικτό σύστημα στο οποίο η αντοχή σε τέμνουσα του συστήματος των **τοιχωμάτων**, στη βάση του κτιρίου, είναι μεγαλύτερη από το **50%** της συνολικής αντοχής σε τέμνουσα (όλου του δομικού συστήματος).”

“Τα όσα θ' αναφερθούν εδώ, αφορούν πλαισιακά ή μικτά-ισοδύναμα με πλαισιακά συστήματα από σκυρόδεμα, κατηγορίας **ΚΠΥ(Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή)** (Κεφ. 5) και πλαίσια ροπής (moment resisting frames) από χάλυβα ή σύμμικτα από χάλυβα και σκυρόδεμα, κατηγορίας ΚΠΥ (Κεφ. 6 και 7), τα οποία διαθέτουν ,σε **αλληλεπίδραση** με το φέροντα οργανισμό, τοιχοπληρώσεις, που δεν έχουν ληφθεί υπόψη στο προσομοίωμα, που ικανοποιούν ταυτόχρονα **όλες τις παρακάτω συνθήκες**:

α) Κατασκευάστηκαν **μετά** τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, για κτίρια από σκυρόδεμα ή μετά τη συναρμολόγηση των χαλύβδινων μελών, για κτίρια από χάλυβα.

β) Βρίσκονται **σε επαφή** με το πλαίσιο (χωρίς ειδικούς αρμούς...), αλλά χωρίς να συνδέονται δομικά σε αυτό.(με ειδικά προβλεπόμενα μέσα).

γ) Θεωρούνται αρχικά ως **μη-φέροντα** στοιχεία.”

Αναφέρεται, πάντως, ότι οι κανόνες του παρόντος υποκεφαλαίου, η εφαρμογή και σε κατασκευές κατηγορίας **ΚΠΜ** και **ΚΠΧ** (Κατηγορία Πλαστιμότητας **Μέση** και Κατηγορία Πλαστιμότητας **Χαμηλή**, αντίστοιχα) παρουσιάζει σαφή πλεονεκτήματα, μιας και οδηγεί γενικότερα στην καλύτερη συμπεριφορά μιας κατασκευής με τοιχοπληρώσεις.

“Γενικά, για τοιχωματικά ή ισοδύναμα με τοιχωματικά μικτά συστήματα από σκυρόδεμα καθώς επίσης και για πλαίσια από χάλυβα ή σύμμικτα (από χάλυβα και σκυρόδεμα) **με συνδέσμους δυσκαμψίας, η αλληλεπίδραση με τις τοιχοπληρώσεις μπορεί να αγνοείται.(!)**

Επίσης, αν οι τοιχοποιίες αποτελούν μέρος του δομικού συστήματος (**φέρουσα τοιχοποιία**), η ανάλυση και ο σχεδιασμός θα πρέπει να γίνεται σύμφωνα με το **Κεφάλαιο 9** του Ευρωκώδικα, που αφορά “Κτίρια από (φέρουσα) Τοιχοποιία”.

## **Απαιτήσεις**

Οι συνέπειες των τοιχοπληρώσεων στην **κανονικότητα σε κάτοψη και καθ’ ύψος** πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

Επίσης, προσοχή πρέπει να δίνεται στις υψηλές **αβεβαιότητες** που υπεισέρχονται στη συμπεριφορά τους (δηλαδή, τη διακύμανση των μηχανικών τους χαρακτηριστικών και της σύνδεσής τους με το περιβάλλον πλαίσιο, την πιθανή τροποποίησή τους κατά τη διάρκεια της χρήσης της κατασκευής καθώς και τον μη-ομοιόμορφο **βαθμό βλάβης** τους που συμβαίνει κατά τη διάρκεια ενός σεισμού).

Ακόμη, πιθανές δυσμενείς τοπικές επιδράσεις, που οφείλονται στην **αλληλεπίδραση πλαισίου-τοιχοπλήρωσης** θα λαμβάνονται υπόψη (π.χ. διατμητική αστοχία υποστυλωμάτων, λόγω διατμητικών τάσεων που δημιουργούνται από τις ορθές διαγώνιες τάσεις στις τοιχοποιίες).

## **Μη-κανονικότητες οφειλόμενες σε τοιχοπληρώσεις**

### **A. Σε κάτοψη**

“Πρέπει να αποφεύγονται έντονα μη-κανονικές και ανομοιόμορφες διατάξεις των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη.

Σε περίπτωση σημαντικών τέτοιων δυσμενών διατάξεων σε κάτοψη, πρέπει να χρησιμοποιείται χωρικό μοντέλο. Οι τοίχοι πλήρωσης πρέπει τότε να **συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα** και να γίνεται μια “ανάλυση ευαισθησίας” των τοιχοπληρώσεων, όσον αφορά τη θέση τους και τις ιδιότητές τους. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στον έλεγχο των δομικών στοιχείων που βρίσκονται στις περισσότερο **εύκαμπτες πλευρές** της κάτοψης (τις πλευρές, δηλαδή, που είναι πιο απομακρυσμένες από το σημείο όπου είναι συγκεντρωμένοι οι τοίχοι πλήρωσης) έναντι **στρεπτικών κινήσεων**, που προκαλούνται από τους τοίχους πλήρωσης.

Τοιχοπληρώσεις με περισσότερα από ένα ανοίγματα σημαντικών διαστάσεων (π.χ. πόρτα και παράθυρο) θα αγνοούνται.

Τέλος, όταν οι τοιχοποιίες δεν είναι κατανεμημένες κανονικά, αλλά όχι τόσο ώστε να αποτελούν σοβαρό παράγοντα μη-κανονικότητας, θα

πολλαπλασιάζονται **επί 2,0** τα αποτελέσματα της **τυχηματικής εκκεντρότητας.**”

B. Σε όψη

“Αν υπάρχουν σημαντικές μη-κανονικότητες σε όψη (π.χ. **απότομη μείωση** των τοιχοπληρώσεων σε κάποιον όροφο), τα εντατικά μεγέθη στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία του αντίστοιχου ορόφου θα **προσαυξάνονται**, πολλαπλασιαζόμενα με έναν **μεγεθυντικό συντελεστή  $\eta$**  :

$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq \eta$  , όπου:

$\Delta V_{Rw}$  η συνολική μείωση της αντοχής των τοιχοπληρώσεων στο συγκεκριμένο όροφο, σε σχέση με τον υπερκείμενο όροφο με τις περισσότερες τοιχοπληρώσεις

$\Sigma V_{Ed}$  είναι το σύνολο των σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων, όλων των κατακόρυφων πρωτευόντων (κύριων) μελών, του εν λόγω ορόφου.

Αν ο συντελεστής αυτός είναι **μικρότερος από 1,1**, δε χρειάζεται να γίνεται τροποποίηση των εντατικών μεγεθών.

### Περιορισμός βλαβών των τοιχοπληρώσεων

«Για κατασκευές με τα στατικά συστήματα που προαναφέρθηκαν οποιασδήποτε κατηγορίας (ΚΠΧ, ΚΠΜ και ΚΠΥ), πρέπει να λαμβάνονται **ειδικά μέτρα** για την αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας και πρόωρης καταστροφής των τοιχοποιιών, καθώς και μερικής ή ολικής -εκτός του επιπέδου τους-κατάρρευσης **λυγηρών** τοιχοποιιών. Γι' αυτό η λυγηρότητά τους (λόγος της μικρότερης διάστασης μήκους και ύψους προς το πάχος τους) πρέπει να περιορίζεται **κάτω από 15**».

Σχόλια: Αυτός ο περιορισμός δεν υπάρχει στον ΕΑΚ.

### 3.5 Κριτήρια ασφαλείας

#### 3.5.1 Γενικά

«Για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας I, II ή III, οι ακόλουθοι έλεγχοι για τις δύο **Οριακές Καταστάσεις**, που προαναφέρθηκαν (στο υποκεφάλαιο **2.2** του παρόντος-**Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας** (Ultimate Limit States) και **Οριακές Καταστάσεις Περιορισμού Βλαβών**(Damage Limitation States), θεωρείται ότι ικανοποιούνται όταν:

-Η **συνολική τέμνουσα βάση**, λόγω του σεισμικού σχεδιασμού, υπολογιζόμενη με έναν συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  ίσο με αυτόν που αντιστοιχεί για κατασκευή **χαμηλής πλαστιμότητας** (§ 2.2.2 του παρόντος ) **είναι μικρότερη** από εκείνη που αντιστοιχεί στο συνδυασμό σεισμικών δράσεων για τον οποίο **έχει υπολογιστεί** το κτίριο ,στα πλαίσια της γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης. Αυτή η απαίτηση αναφέρεται στην τέμνουσα δύναμη **ολόκληρου του κτιρίου** στη βάση του.

-Τηρούνται τα “**ειδικά μέτρα**”, που αναφέρθηκαν στην **§ 2.2.4** του παρόντος (με την εξαίρεση εκείνων που αφορούν τον ικανοτικό σχεδιασμό και το σχεδιασμό των κρισίμων περιοχών και των ζωνών απορρόφησης ενέργειας)».

### 3.5.2.Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Ultimate Limit State

«Η απαίτηση μη-κατάρρευσης (=No-Collapse Requirement) (που αντιστοιχεί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας) θεωρείται ότι έχει ικανοποιηθεί εάν ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω (6) συνθήκες :

#### Συνθήκη Αντοχής

Η παρακάτω συνθήκη ("Βασική Ανίσωση Ασφαλείας") πρέπει να ικανοποιείται **για όλα τα στοιχεία** (συμπεριλαμβανομένων των **συνδέσεων** και των **μη-φερόντων** στοιχείων) :

$E_d \leq R_d$  , όπου:

$E_d$  είναι η **τιμή σχεδιασμού** του αποτελέσματος της **σεισμικής δράσης** ("**Δράση Σχεδιασμού**") (π.χ. εντατικό μέγεθος), οφειλόμενη στο βασικό συνδυασμό δράσεων της σεισμικής κατάστασης, συμπεριλαμβανομένων (βλέπε παρακάτω) και των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Επίσης, αναφέρεται ότι επιτρέπεται ανακατανομή ροπών, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2, 3 και 4.

$R_d$  είναι η αντίστοιχη "**Αντοχή Σχεδιασμού**" του στοιχείου, όπως προκύπτει από τους κανόνες για το **συγκεκριμένο υλικό** (δηλ. χρήση των χαρακτηριστικών τιμών  $f_k$  και των επιμέρους συντελεστών (υλικού)  $\gamma_M$ ] και σύμφωνα με τον τύπο δομικού (**στατικού**) **συστήματος** που χρησιμοποιείται (αυτά περιγράφονται αναλυτικά στα επόμενα, κατά υλικό, κεφάλαια του Ευρωκώδικα-και του παρόντος)

Αν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού εξάγονται από **μη-γραμμική ανάλυση**, η βασική αυτή ανίσωση ασφαλείας θα εφαρμόζεται σε όρους δυνάμεων, μόνο για τα **ψαθυρά υλικά**. Για τις **ζώνες απορρόφησης ενέργειας**, που σχεδιάζονται για πλάσιμη συμπεριφορά, η σχέση διατυπώνεται σε όρους παραμόρφωσης, με τους αντίστοιχους μερικούς συντελεστές ασφαλείας υλικού ( $\gamma_M$ ).

«**Φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης** (ή φαινόμενα P-Δ) **δεν** χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη, εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται **σε όλους τους ορόφους**:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad , \text{ όπου:}$$

$\theta$  είναι ο **συντελεστής ευαισθησίας για σχετική μετακίνηση των ορόφων** (=interstorey drift sensitivity coefficient)

$P_{tot}$  η συνολική κατακόρυφη δύναμη από τα φορτία βαρύτητας στον συγκεκριμένο όροφο, από τους άνωθεν ορόφους στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

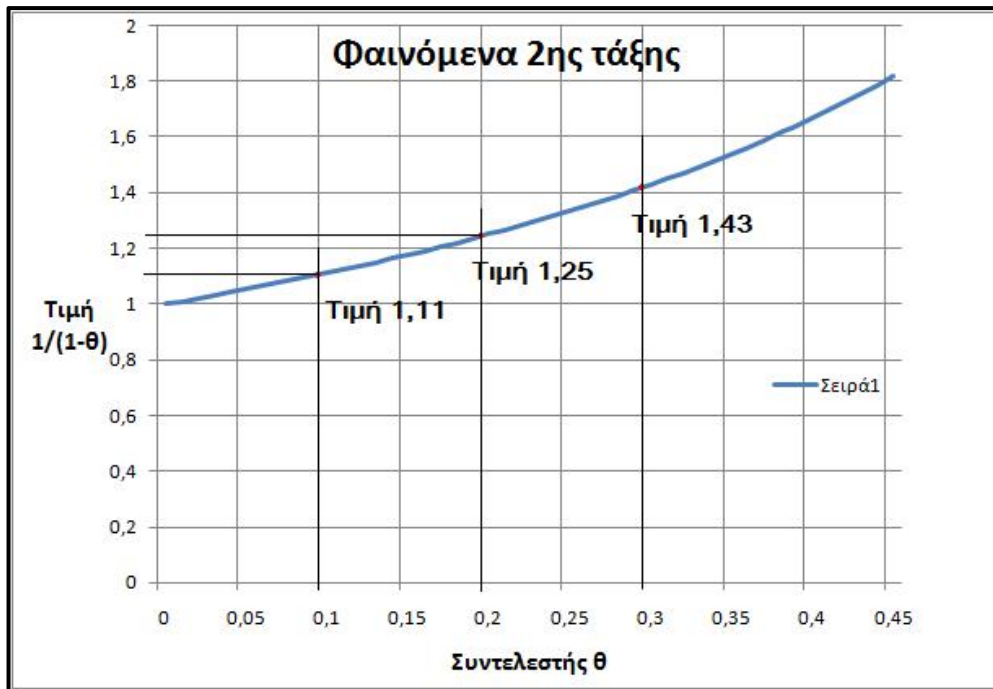
$d_r$  είναι η σχετική μετακίνηση των ορόφων σχεδιασμού, υπολογιζόμενη ως η **διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων**  $d_s$  στην κορυφή και τη βάση του συγκεκριμένου ορόφου (υπολογίζεται σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην § 4.4.4. "Ανάλυση μετακινήσεων").

$V_{tot}$  είναι η συνολική τέμνουσα του ορόφου υπό το σεισμό σχεδιασμού

$h$  το ύψος μεταξύ των ορόφων.

Αν  $0,1 < \theta \leq 0,2$  , τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης μπορούν να λαμβάνονται υπόψη **προσεγγιστικά**, πολλαπλασιάζοντας όλα τα σχετικά εντατικά μεγέθη με το συντελεστή  $1/(1-\theta)$ . Η **ανώτατη επιτρεπόμενη** τιμή του συντελεστή  $\theta$  είναι **0,3**.

Η διακύμανση των τιμών της ποσότητας  $1/(1-\theta)$  φαίνεται στο σχήμα.



Εικόνα 3.9: Φαινόμενα 2ης τάξης

Παρατηρούμε δηλαδή ότι διαμορφώνονται **τρεις (3) περιοχές** του συντελεστή  $\theta$ , για τις οποίες γίνεται **διαφορετική αντιμετώπιση** των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης :  $(0 \rightarrow 0,1)$ ,  $(0,1 \rightarrow 0,2)$  και  $(0,2 \rightarrow 0,3)$ .

Τέλος, αναφέρεται ότι έλεγχος σε **αντοχή σε κόπωση** δεν χρειάζεται να γίνεται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Στον **ΕΑΚ** αντίστοιχα, αναφέρονται: «Στις κρίσιμες διατομές όλων των μελών του δομήματος πρέπει να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφαλείας:

$$S_d \leq R_d$$

όπου:  $S_d$  είναι η ένταση σχεδιασμού, όπως προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων

$R_d$  είναι η αντοχή σχεδιασμού που υπολογίζεται σύμφωνα με τους κανονισμούς των αντιστοιχών υλικών, με τις τιμές των μερικών συντελεστών ασφαλείας υλικού ( $\gamma_m$ ) που ισχύουν για τους βασικούς συνδυασμούς των συνήθων δράσεων»

«Αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μεταβολή της έντασης που προκαλείται από τις παραμορφώσεις του συνόλου του φορέα υπό το σεισμικό συνδυασμό (επιρροή P-Δ), επιτρέπεται να παραλείπεται, όταν σε κάθε όροφο ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας  $\theta$ , όπως προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση, δεν υπερβαίνει την τιμή 0,10.

$$\theta = \frac{N_{o\lambda} \Delta}{V_{o\lambda} h}$$

όπου:  $N_{o\lambda}$ ,  $V_{o\lambda}$  είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου, υπό το σεισμικό συνδυασμό,

$h$  το ύψος του ορόφου,

$\Delta$  η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου. Είναι:

$$\Delta = q \cdot \Delta_{ε\lambda}$$



ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση  $\Delta_{ελ}$  είναι η σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου, μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου, όπως προκύπτει για το σεισμικό συνδυασμό από ελαστική ανάλυση (είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο, είτε με τη δυναμική μέθοδο).»

«Σε περίπτωση που  $0.10 < \theta \leq 0.20$ , η επιρροή 2ας τάξεως λόγω της σχετικής μεταθετότητας των πλακών επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη **προσεγγιστικά** με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή  $1/(1-\theta)$ . Το  $\theta$  δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή **0,20** σε καμία περίπτωση.»

**Παρατήρηση:** Οι δύο Κανονισμοί δεν παρουσιάζουν **καμία ουσιώδη** διαφορά σε αυτό το σημείο. Ο βασικός έλεγχος αντοχής γίνεται και στις δύο περιπτώσεις με τη “Βασική Ανίσωση Ασφαλείας”, που προφανώς έχει την ίδια μορφή, μιας και αυτή έχει εφαρμογή, όχι μόνο στον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας κατασκευής, αλλά στον γενικότερο σχεδιασμό μιας κατασκευής.(!)

Χρήσιμη είναι επίσης η παρατήρηση ότι ο **Ευρωκώδικας 3** (Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα), στο Μέρος 1-1 (Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για Κτίρια), Κεφ.5, § 5.2.1 (Επιρροή της παραμορφωμένης

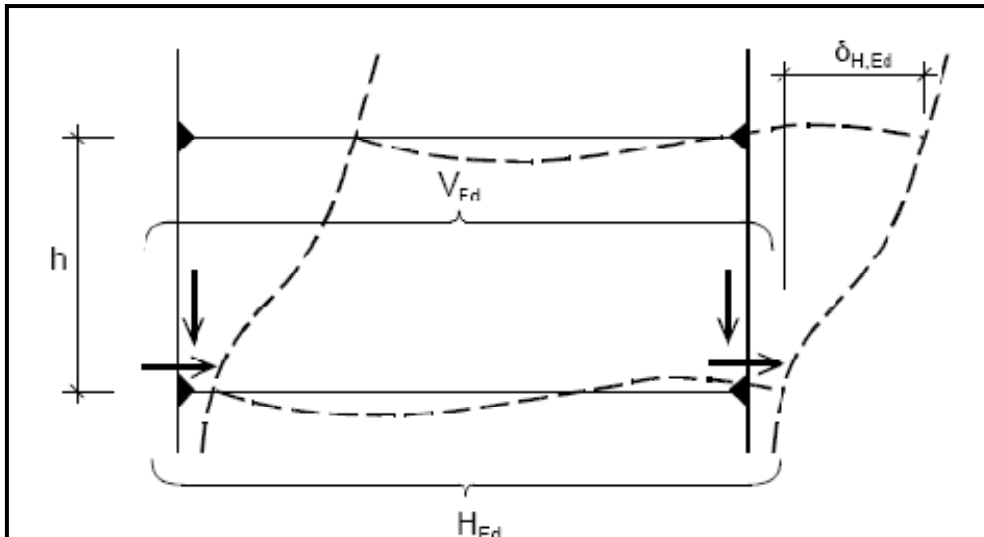
γεωμετρίας της κατασκευής) ορίζει το συντελεστή  $\alpha_{cr} = \left( \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left( \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$ , όπου

$H_{Ed}$ : η τιμή σχεδιασμού της οριζόντιας αντίδρασης στη βάση του ορόφου στα οριζόντια φορτία και ισοδύναμα οριζόντια φορτία,  $V_{Ed}$ : η συνολική κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού της κατασκευής που ασκείται στη βάση του ορόφου,  $\delta_{H,Ed}$ : η σχετική οριζόντια μετατόπιση της οροφής του ορόφου ως προς τη βάση του, όταν το πλαίσιο φορτίζεται με οριζόντια φορτία και ισοδύναμα οριζόντια φορτία και  $h$ : το ύψος του ορόφου, όπως φαίνεται στην Εικόνα 11. Παρατηρούμε ότι πρόκειται για τον **αντίστροφο** του ανωτέρω

συντελεστή ευαισθησίας για σχετική μετακίνηση των ορόφων  $\theta \left[ \alpha_{cr} = \left( \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot$

$\left( \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) = 1/\theta = \frac{V_{tot} \cdot h}{P_{tot} \cdot d_r} \right]$ , θέτοντας αντίστοιχα όρια γι’ αυτόν. Αυτό μας οδηγεί

στο συμπέρασμα ότι ο συγκεκριμένος συντελεστής έχει **ιδιαίτερη σημασία** ειδικά **για τις κατασκευές από χάλυβα**. [ $\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed}$ , όπου  $F_{cr}$  το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού για συνολική αστάθεια του φορέα που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες, και  $F_{Ed}$ : η φόρτιση σχεδιασμού της κατασκευής].



Εικόνα 3.10: Επίδραση της παραμορφωμένης γεωμετρίας στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής (Ευρωκώδικας 3)

Γενικά, οι επιρροές 2ας τάξεως αντιμετωπίζονται **βασικά** με τον **ίδιο** τρόπο από τον ΕΑΚ και τον ΕΚ8. Οι **διαφορές** των δύο κανονισμών είναι:

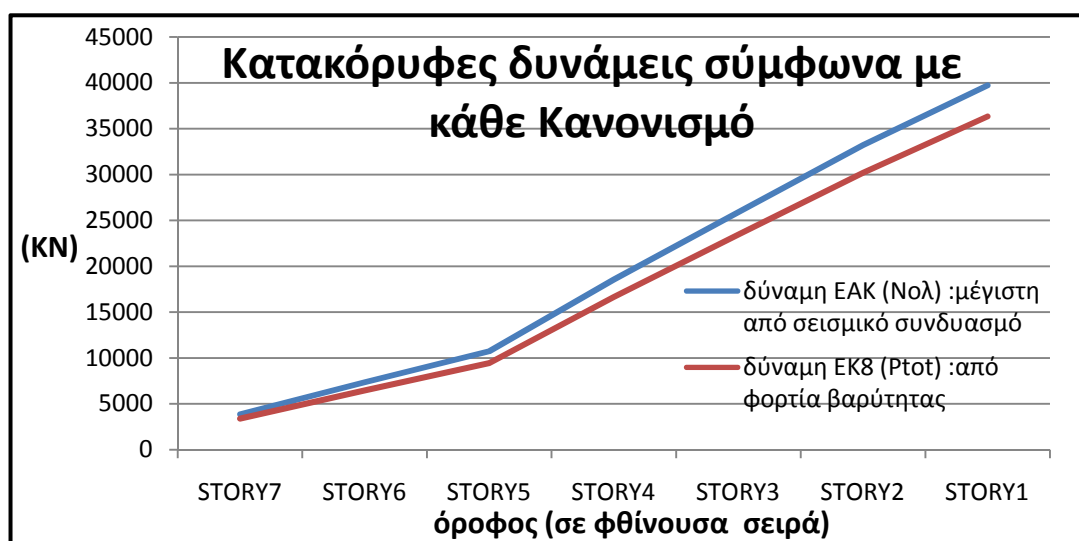
1. Το **όριο** για την ανώτατη επιτρεπόμενη τιμή του  $\theta$  στον ΕΚ8 είναι **0,30**, ενώ στον ΕΑΚ το **0,20**.

2. Ο ΕΚ8 αναφέρει ότι η τιμή  $d_r$  λαμβάνεται “από τη διαφορά των **μέσων** οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$ ”, ενώ ο ΕΑΚ αναφέρει ότι η  $\Delta_{ελ}$  είναι “μετρούμενη στο επίπεδο του **δυσμενέστερου** περιμετρικού πλαισίου”.

3. Η κατακόρυφη δύναμη που καταπονεί τον όροφο, στην περίπτωση του ΕΑΚ είναι η «η **συνολική αξονική δύναμη** των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου, υπό το σεισμικό συνδυασμό» ( $N_{ολ}$ ). Κατά τον ΕΚ8, είναι «η συνολική κατακόρυφη δύναμη από τα **φορτία βαρύτητας** στον συγκεκριμένο όροφο, από τους άνωθεν ορόφους, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού» ( $P_{tot}$ ). Δηλαδή, σύμφωνα με τη διατύπωση του ΕΑΚ, η κατακόρυφη δύναμη του ορόφου προέρχεται από **το σύνολο** των δράσεων που λαμβάνονται στο σεισμικό συνδυασμό, ενώ κατά τον ΕΚ8, η δύναμη αυτή προέρχεται **μόνο από τα φορτία βαρύτητας** (μη σεισμικές δράσεις) που λαμβάνονται στο σεισμικό συνδυασμό. Με άλλα λόγια, η δύναμη  $P_{tot}$  του ΕΚ8, σύμφωνα με τη διατύπωσή του, είναι η δύναμη που προέρχεται από τη φόρτιση  $G+0,3Q$ , ενώ η αντίστοιχη κατακόρυφη δύναμη του ΕΑΚ, σύμφωνα με τη δικιά του διατύπωση, προέρχεται από τη φόρτιση  $G+0,3Q+E$ .(!) Αυτή η διαφορά αποτελεί τη **σημαντικότερη διαφορά** των Κανονισμών σε αυτό το σημείο.

Η διατύπωση του ΕΚ8 σε αυτό το σημείο για την περιγραφή της κατακόρυφης δύναμης  $P_{tot}$  είναι “the total gravity load” (=το συνολικό φορτίο βαρύτητας), ενώ, κάνοντας τον αντίστοιχο διαχωρισμό ανάμεσα σε **σεισμικές** και **μη σεισμικές** δράσεις που περιέχονται στο σεισμικό συνδυασμό, όπως θα δούμε παρακάτω, στην ανάλυση των διατάξεων που αφορούν τον **Ικανοτικό Σχεδιασμό**, χρησιμοποιείται η διατύπωση “the action effect due to the **non-seismic actions** included in the combination of actions for the seismic design situation”. Η τελευταία αυτή διατύπωση είναι **ορθότερη** και πιο συγκεκριμένη.

Πάντως, η τιμή της κατακόρυφης δύναμης ενός ορόφου καθορίζεται κυρίως από τις μη σεισμικές δράσεις (φορτία βαρύτητας), οπότε οι δύο παραπάνω τιμές που υπολογίζονται σύμφωνα με τον κάθε Κανονισμό **δεν διαφέρουν σημαντικά**. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι η μέγιστη τιμή της «συνολικής αξονικής δύναμης των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου, υπό το σεισμικό συνδυασμό»( $N_{ολ}$ ), την οποία ορίζει ο ΕΑΚ, προκύπτει από την **κατακόρυφη σεισμική διέγερση**. Τελικά, η συνολική κατακόρυφη δύναμη που δέχεται ο ΕΑΚ  $N_{ολ}$  διαφέρει από την αντίστοιχη  $P_{tot}$  του ΕΚ8 κατά ποσοστό : 13,9% για τον 7<sup>ο</sup> όροφο, 13,8% για τον 6<sup>ο</sup> όροφο, επίσης 13,8% για τον 5<sup>ο</sup> όροφο, 11,5% για τον 4<sup>ο</sup> όροφο, 10,4% για τον 3<sup>ο</sup> όροφο, 10,1% για τον 2<sup>ο</sup> όροφο και 9,3% για τον 1<sup>ο</sup> όροφο. Η **σύγκριση** αυτών των δύο δυνάμεων φαίνεται στην Εικόνα 3.11.



Εικόνα 3.11: Σύγκριση των κατακόρυφων δυνάμεων  $N_{ολ}$  και  $P_{tot}$  που δέχονται οι ΕΑΚ και ΕΚ8 αντίστοιχα

Επίσης, προκύπτει τελικά ότι οι τιμές για το συντελεστή  $\theta$ , δεν επηρεάζονται τόσο από το λόγο  $P_{tot}/V_{tot}$ , όσο από το λόγο  $d_r/h$  (=interstorey drift/ύψος του ορόφου) (βλέπε επίσης Κεφ. 9).

Εάν η τιμή του  $\theta$  που προκύπτει υπερβαίνει τα παραπάνω όρια, θα πρέπει να επανασχεδιασθεί η κατασκευή. Επομένως, ο ΕΑΚ σ' αυτό το σημείο προκύπτει (ελάχιστα) πιο δυσμενής από τον ΕΚ8.

## Ολική και τοπική πλαστιμότητα (Ικανοτικός Σχεδιασμός)

EC8: “Θα ελέγχεται ότι τόσο τα **δομικά στοιχεία**, όσο και η **κατασκευή σαν σύνολο**, διαθέτουν επαρκή πλαστιμότητα, λαμβάνοντας υπόψη τον αναμενόμενο βαθμό εκμετάλλευσης της πλαστιμότητας, που εξαρτάται από το **επιλεγόμενο στατικό σύστημα** και το **συντελεστή συμπεριφοράς**”.

“Οι ειδικές απαιτήσεις που αφορούν τα συγκεκριμένα **υλικά**, όπως καθορίζονται στα κεφάλαια **5 ως 9** (του EC8), πρέπει να ικανοποιούνται, που περιλαμβάνουν διατάξεις “**Ικανοτικού Σχεδιασμού**”, έτσι ώστε να επιτευχθεί μια “**ιεραρχία**” των αντοχών των διάφορων φερόντων στοιχείων, προς την εξασφάλιση του επιθυμητού σχηματισμού των **πλαστικών αρθρώσεων** και την αποφυγή **ψαθυρών** μορφών αστοχίας.”

Αυτές οι (γενικές) απαιτήσεις, θεωρείται ότι έχουν ικανοποιηθεί εάν :

α) Οι **πλαστικοί μηχανισμοί** (κατάρρευσης), που προέκυψαν από την ανάλυση **pushover** είναι οι επιθυμητοί.

β) Η συνολική, μεταξύ των ορόφων και τοπικές **απαιτήσεις πλαστιμότητας** (που θα προκύψουν από την ανάλυση **pushover**, με τις δύο διαφορετικές κατανομές οριζόντιων φορτίων, όπως αναφέρθηκε στην §4.4.3.3.1) δεν υπερβαίνουν τις αντίστοιχες ικανότητες (“**διατιθέμενη πλαστιμότητα**”).

γ) Τα **ψαθυρά** στοιχεία παραμένουν στην **ελαστική** περιοχή.

Επίσης, στον Ευρωκώδικα αναφέρεται : “Σε πολυώροφα κτίρια, ο σχηματισμός ενός μηχανισμού “**μαλακού ορόφου**” πρέπει να αποτρέπεται, καθώς ένας τέτοιος μηχανισμός θα μπορούσε να προκαλέσει **ιδιαίτερα μεγάλες απαιτήσεις σε πλαστιμότητα** στα υποστυλώματα του “μαλακού ορόφου”.”

(→Πολύ σημαντικό σημείο του Ευρωκώδικα, καθώς το φαινόμενο αυτό είναι **ιδιαίτερα σύννηθες** στη χώρα μας, όπου και επικρατούν τα κτίρια από **σκυρόδεμα**, και αποτελεί την πιο **κοινή μορφή αστοχίας** σε σεισμούς. Είναι πιθανό να μην προκληθεί **ολική κατάρρευση** της κατασκευής, αλλά και μόνο η κατάρρευση της “**πιλοτής**” (“**μαλακός**” όροφος) είναι αρκετή για τη γενικότερη καταστροφή της κατασκευής... Ενδεικτικό είναι το σχήμα που ακολουθεί-Εικόνα 3.12)



Εικόνα 3.12: Φαινόμενο του “μαλακού” ορόφου

“Γι’ αυτό το σκοπό, εισάγεται η ακόλουθη συνθήκη, που πρέπει να ικανοποιείται σε κτίρια με **πλαισιακό** ή **ισοδύναμο με πλαισιακό σύστημα** (κατά τα προαναφερθέντα), και πάνω από δύο ορόφους :

$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$  , όπου :

$\sum M_{Rc}$  είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των **υποστυλωμάτων** που συντρέχουν σε έναν κόμβο. (**Προσοχή:** Θα χρησιμοποιούνται οι ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων **απομειωμένες λόγω της αξονικής** δύναμης από το σεισμό σχεδιασμού !)

$\sum M_{Rb}$  είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των **δοκών** που συντρέχουν στον κόμβο. (**Προσοχή :** ) Όταν χρησιμοποιούνται **ημι-άκαμπτες συνδέσεις** (→EC3, Μέρος 1-8, Κεφάλαιο 5, § 5.2 “Κατάταξη των κόμβων”), οι ροπές αντοχής αυτών των κόμβων **θα λαμβάνονται υπόψη** κατά τον προσδιορισμό του  $\sum M_{Rb}$ .”

“Η παραπάνω ανισότητα θα ελέγχεται **σε κάθε επίπεδο** όπου υπάρχει πλαίσιο, και παραλείπεται ο έλεγχός της στον ανώτατο όροφο”.

Επίσης, παρατίθεται η επόμενη **σημείωση**: “*Μια αυστηρή ερμηνεία της παραπάνω σχέσης, θα απαιτούσε τον υπολογισμό των ροπών στο κέντρο του κόμβου.*”

---

Αντίστοιχα, στον **ΕΑΚ** (στην §4.1.4.1) αναφέρεται: «Σε κτίρια που αποτελούνται από πλαισιωτούς φορείς, ο σχηματισμός **μηχανισμού ορόφου** πρέπει να αποκλείεται. Αν δε γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, αυτό επιτυγχάνεται με την αποφυγή ανάπτυξης **πλαστικών αρθρώσεων** στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη των πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. Για το σκοπό αυτό, με την εξαίρεση των περιπτώσεων που αναφέρονται (...), τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε κάμψη με αξονική δύναμη, με τις **ροπές ικανοτικού σχεδιασμού** ( $M_{CD}$ ), αντί για τις ροπές που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Δηλαδή :

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} \cdot M_{Ec}$$

όπου ο συντελεστής  $\alpha_{CD}$  (**συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου**), κοινός για το υπερκείμενο και υποκείμενο υποστύλωμα, είναι:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \sum M_{Rd} / |\sum M_{Eb}|$$

και όπου:

$\sum M_{Rd}$  είναι το άθροισμα των τελικών **ροπών αντοχής** των δοκών του κόμβου του πλαισίου, με τη φορά που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή  $M_{Ec}$

$\sum M_{Eb}$  είναι το άθροισμα των **ροπών** των ίδιων δοκών, όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή  $M_{Ec}$

$\gamma_{Rd}=1,40$  ο συντελεστής για τη μετατροπή της **υπολογιστικής αντοχής** των δοκών στην **πιθανή μέγιστη** τιμή της»

«Η προσήμανση των ροπών δράσεων πρέπει να είναι συνεπής προς **κοινή φορά δράσης** τους πάνω στους κόμβους»

«Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων επιτρέπεται να γίνεται στις **διατομές επαφής** τους με το άνω και κάτω πέλμα της δοκού, με αντίστοιχη **μείωση** των ικανοτικών ροπών, βάσει των **τεμνουσών δυνάμεων** που θα προκύψουν»

«Σε κόμβους στους οποίους η ροπή του **υπερκείμενου** κατακόρυφου στοιχείου  $M_{Ec,1}$  είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται από το ζύγωμα, δηλ.:

$$|M_{Ec,1}| \geq |\sum M_{Eb}|,$$

η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη σχέση :

$$M_{CD,c} = 1.40 \cdot M_{Ec} \geq M_{Sc}$$

όπου  $M_{Sc}$  είναι η ροπή που προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό.

Στην αρχή του σχετικού κεφαλαίου ( § 4.1.4.[5]), αναφέρεται ότι «Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού **δεν απαιτούνται**, όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  που **δεν υπερβαίνει** τη μικρότερη από τις τιμές **1.5** ή  **$q/2$** , πάντως όχι μικρότερη του 1.0, όπου  $q$  οι **μέγιστες τιμές** του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  (Πίν. 2.6 ΕΑΚ)».

Τέλος, αναφέρονται οι περιπτώσεις που **«εξαιρούνται** από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα», όπως:

-«ο τελευταίος όροφος και ορθογωνικά τοιχώματα, για κάμψη περί τον ασθενή άξονα αδρανείας τους».

-«οι θέσεις πάκτωσης των κατακόρυφων στοιχείων σε στοιχεία **θεμελίωσης** (πέδιλα ή τοιχώματα υπογείων). Στις περιοχές αυτές δεν είναι δυνατόν να αποφευχθεί η πιθανότητα σχηματισμού πλαστική άρθρωσης. Ο έλεγχος των διατομών των υποστυλωμάτων σε αυτές τις θέσεις γίνεται με ροπή **1.35  $M_{Ec} \geq M_{Sc}$** , (...) για μείωση των απαιτήσεων πλαστιμότητας».

-«Σε ενδιάμεσα υποστυλώματα επιπέδων πλαισίων, ο συντελεστής  $\alpha_{CD}$  δεν χρειάζεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από την τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς  $q$**  που χρησιμοποιήθηκε για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης της (δηλαδή  $\alpha_{CD} \leq q$ )».

---

**Παρατήρηση** : Οι δύο Κανονισμοί έχουν **τελείως διαφορετική αντιμετώπιση** στο θέμα του **ικανοτικού σχεδιασμού** (εντούτοις, η βασική ιδέα παραμένει ίδια: **“ισχυρό υποστύλωμα-ασθενής δοκός”**). Ο μεν EC8 προτείνει τον (απλό) έλεγχο  $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ , ο οποίος καθορίζει τη **σχέση** που πρέπει να έχουν οι **ροπές αντοχής, υποστυλωμάτων και δοκών**. Αντίθετα, ο ΕΑΚ αυτό τον περιορισμό τον πετυχαίνει **έμμεσα**, “αυξάνοντας” τη ροπή αντοχής για την οποία πρέπει να σχεδιαστεί **το υποστύλωμα μόνο** (“ελέγχεται σε κάμψη με αξονική δύναμη με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού...”), και η **επακόλουθη** σχέση του με τις ροπές των **δοκών** προκύπτει ως συνέπεια αυτής. Η αύξηση αυτή της ροπής αντοχής του υποστυλώματος (στον ΕΑΚ), λαμβάνει υπόψη της τη σχέση μεταξύ **ροπής αντοχής των δοκών** με τις **δρώσες ροπές** των ιδίων **δοκών**, κάτι που δεν γίνεται στον EC8. Τελικά ο ΕΑΚ προκύπτει **πολύ πιο δυσμενής (συντηρητικός)** από τον EC8, αλλά ο Ευρωκώδικας είναι απλούστερος.

## Συνθήκη ισορροπίας

**EΚ8:** «Η κατασκευή θα είναι **σταθερή** (συμπεριλαμβανομένων των ελέγχων για **ανατροπή** και **ολίσθηση**) στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Σε ειδικές περιπτώσεις, η ισορροπία μπορεί να ελέγχεται με ενεργειακές μεθόδους ή με γεωμετρικά μη-γραμμικές μεθόδους, με τη σεισμική δράση να αναπαριστάται ως χρονο-ιστορία (επιταχύνσεων π.χ.)».

Αν και στον **EAK** δεν αναφέρεται ρητά, το παραπάνω είναι προφανής απαίτηση κάθε Αντισεισμικού Κανονισμού.

## Αντοχή των οριζόντιων διαφραγμάτων

**EΚ8:** «Τα διαφράγματα και οι **οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας** πρέπει να μπορούν να μεταβιβάσουν, με επαρκή **υπεραντοχή**, την ένταση από τη σεισμική δράση σχεδιασμού στα **κατακόρυφα** δομικά στοιχεία με τα οποία συνδέονται.

Προς αυτό το σκοπό, στους αντίστοιχους ελέγχους αντοχής, τα αποτελέσματα της σεισμικής δράσης στο διάφραγμα που προκύπτουν από την ανάλυση, θα **πολλαπλασιάζονται** με έναν **συντελεστή υπεραντοχής** (overstrength factor)  **$\gamma_d$  μεγαλύτερο του 1,0**.

«Οι συνιστώμενες τιμές» (οι οποίες τελικά **υιοθετούνται** από το Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδας) «για **ψαθυρές** μορφές αστοχίας, (όπως π.χ. για διάτμηση σε διαφράγματα από σκυρόδεμα) είναι **1,3**, ενώ για **πλάστιμες** μορφές αστοχίας είναι **1,1**».

Ειδικά για διαφράγματα από **οπλισμένο σκυρόδεμα**, ο Ευρωκώδικας παραπέμπει στο σχετικό **Κεφάλαιο 5**.

Ο **EAK**, στο Παράρτημα Γ (Ειδικοί Κανόνες Εφαρμογής για φέροντα Στοιχεία από Χάλυβα) § Γ.7 («**Διαφράγματα - Οριζόντιοι Δικτυωτοί Σύνδεσμοι**») για τον ίδιο συντελεστή (υπεραντοχής του διαφράγματος) προτείνει την τιμή **1,50**.

Σ' αυτό το σημείο, ο **EAK** προκύπτει δηλαδή **ελαφρώς αυστηρότερος** από τον Ευρωκώδικα.

## Αντοχή της θεμελίωσης

Γενικότερα αρμόδιο είναι το **Μέρος 5 του ΕΚ8**.

Στον **ΕΚ8** ορίζεται : «Τα εντατικά μεγέθη για τα οποία θα σχεδιάζεται κάθε στοιχείο της θεμελίωσης θα λαμβάνονται με “ικανοτικούς ελέγχους”, λαμβάνοντας υπόψη τους, δηλαδή, τις **υπεραντοχές**. Εντούτοις, δεν χρειάζεται να υπερβαίνουν τις αντίστοιχες τιμές που λαμβάνονται για **ελαστική** απόκριση της κατασκευής ( **$q=1,0$** ).

Προς αυτό το σκοπό, για θεμελιώσεις μεμονωμένων στοιχείων, χρησιμοποιείται η ακόλουθη σχέση :

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} , \text{ όπου :}$$

$\gamma_{Rd}$  ο **παράγοντας υπεραντοχής**, ο οποίος παίρνει την τιμή **1,0** για  $q \leq 3$  ή ίσος με **1,2** σε κάθε άλλη περίπτωση.

$E_{F,G}$  είναι το υπόψη εντατικό μέγεθος από τις μη-σεισμικές δράσεις του σεισμικού συνδυασμού δράσεων.

$E_{F,E}$  είναι το ίδιο εντατικό μέγεθος που αποκτάται κατευθείαν από την ανάλυση (με τη σεισμική δράση σχεδιασμού)

$\Omega$  είναι η τιμή του **λόγου ( $R_{di}/E_{di}$ )**  $\leq q$  της **ζώνης απορρόφησης ενέργειας ή του στοιχείου i** της κατασκευής, που έχει τη **μεγαλύτερη επίδραση** στο υπόψη μέγεθος  $E_F$ , όπου:

$R_{di}$  η αντοχή σχεδιασμού της ζώνης ή του στοιχείου i

$E_{di}$  η τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους στη ζώνη ή το στοιχείο i, κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Το  $\Omega$  παίρνει τις **ακόλουθες μορφές** ανάλογα με το **δομικό σύστημα** και το **υλικό** που χρησιμοποιείται:

-Για θεμελιώσεις **τοιχωμάτων** ή υποστυλωμάτων πλαισίων **καμπτικής λειτουργίας**, το  $\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου  $M_{Rd}/M_{Ed}$  (σε οποιαδήποτε εκ των δύο κυρίων διευθύνσεων) στην πλησιέστερη στη θεμελίωση διατομή, όπου ενδέχεται να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

-Για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με **κεντρικούς (χιαστί) συνδέσμους δυσκαμψίας**,  $\Omega$  είναι ο ελάχιστος λόγος  $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$  μεταξύ όλων των εφελκυσόμενων διαγωνίων του πλαισίου. (εκεί δηλαδή, που γίνεται η απορρόφηση ενέργειας)

-Για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με **έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας**,  $\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή των λόγων  $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$  μεταξύ όλων των ζωνών διατμητικής πλαστικοποίησης [=ζώνη στην οποία υπάρχει η πρόβλεψη, η απορρόφηση ενέργειας να συμβαίνει με διαρροή σε διάτμηση (!)] ή  $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$  μεταξύ όλων των (ζωνών) πλαστικών αρθρώσεων (στις δοκούς) του πλαισίου.

Οι ικανοτικοί αυτοί έλεγχοι **δεν χρειάζεται** να γίνονται σε περίπτωση κατασκευών που έχουν υπολογιστεί με **συντελεστή q**, που αντιστοιχεί σε κατασκευές **χαμηλής πλαστιμότητας** (low-dissipative). Ακόμη, στην περίπτωση που έχουμε **κοινή θεμελίωση** για περισσότερα από ένα κατακόρυφα στοιχεία (εδράζονται δηλαδή στο ίδιο στοιχείο της θεμελίωσης) [π.χ. πεδילוδοκούς, γενικές κοιτοστρώσεις ή ακόμα μεμονωμένο πέδιλο (με ή χωρίς συνδετήριες δοκούς) για δύο ή περισσότερα θεμέλια], ο ανωτέρω ικανοτικός έλεγχος γίνεται με το  $\Omega$  να προκύπτει από το κατακόρυφο στοιχείο με τη **μεγαλύτερη δρώσα τέμνουσα δύναμη** ή, εναλλακτικά, αν τεθεί  $\Omega=1$ , και η τιμή του παράγοντα υπεραντοχής  $\gamma_{Rd}$  αυξηθεί σε **1,4**.



Αντίστοιχα, στον **ΕΑΚ**, στο Κεφάλαιό του 5 («Θεμελιώσεις, Αντιστηρίξεις, Γεωκατασκευές»), § 5.2.2 ορίζεται ότι:

«Οι δράσεις σχεδιασμού  $S_{Fd}$ , σε στοιχείο θεμελίωσης, θα υπολογίζονται εν γένει με βάση την **υπεραντοχή του πλάστιμου στοιχείου της ανωδομής** που εδράζεται στο στοιχείο θεμελίωσης, ως εξής :

$S_{Fd} = S_v + \alpha_{CD} \cdot S_E$ , όπου:

$S_v$  είναι η τιμή του εντατικού μεγέθους (ροπή, τέμνουσα, αξονική δύναμη) προερχόμενη από το σύνολο των **μη-σεισμικών** δράσεων του σεισμικού συνδυασμού

$S_E$  είναι η τιμή του **ίδιου μεγέθους**, η προερχόμενη από τη **σεισμική δράση**, στην οποία αντιστοιχεί η **σεισμική ροπή** που χρησιμοποιείται για τον **προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή  $\alpha_{CD}$** , όπως φαίνεται στην ακόλουθη παράγραφο.»

«Σε θεμελιώσεις μεμονωμένων υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων, ο **συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης  $\alpha_{CD}$**  θα υπολογίζεται, ξεχωριστά για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού από τη σχέση :

$\alpha_{CD} = 1.20 \cdot M_R / M_E - M_V / M_E \leq q$ , όπου:

$M_R$  και  $M_E$  είναι αντίστοιχα η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή **στην πλησιέστερη θέση πιθανής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης, στο στοιχείο της ανωδομής που εδράζεται στο υπό εξέταση στοιχείο θεμελίωσης.**

$M_V$  η ροπή από το σύνολο των **μη-σεισμικών** φορτίσεων του συνδυασμού.»

«Σε θεμελίωση **δικτυωτού συνδέσμου χαλύβδινου φορέα**, στον οποίο πλάστιμο στοιχείο είναι η εφελκόμενη διαγώνιος, η τιμή του  $\alpha_{CD}$  θα λαμβάνεται σύμφωνα με την §5.6.4 του Κεφ.5 του παρόντος (δηλαδή :

$\alpha_{cd} = \frac{(1.20 \cdot N_{Pdi} - N_{vdi})}{N_{Edi}} \leq q$  )».

Ο ΕΑΚ επίσης προσθέτει: «Στη **χωρική επαλληλία** για τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο και την Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδο, για τις δράσεις σχεδιασμού στοιχείων θεμελίωσης, επιτρέπεται στους όρους που πολλαπλασιάζονται με **συντελεστή  $\lambda=0.3$**  να χρησιμοποιείται η τιμή  **$\alpha_{CD}=1.0$** ».

***Παρατήρηση:*** Και πάλι, η γενικότερη φιλοσοφία για το σχεδιασμό στοιχείων θεμελίωσης είναι **ίδια** στους δύο Κανονισμούς (κοινή δηλαδή, η απαίτηση **ικανοτικού ελέγχου**), με κάποιες **μικροδιαφορές** και πάλι στη διατύπωση και στον τρόπο υπολογισμού του ικανοτικού συντελεστή  $\alpha_{CD}$  (στον EC8 **δεν** υπεισέρχεται στον υπολογισμό το μέγεθος υπό τις **μη-σεισμικές** δράσεις). Σημαντικότερο σημείο του EC8 που **δεν υπάρχει στον ΕΑΚ** είναι η πρόβλεψη και διευκρίνιση της **μορφής** που λαμβάνει ο συντελεστής  $\Omega = (R_{di} / E_{di}) \leq q$  στην περίπτωση θεμελιώσεων υποστυλωμάτων πλαισίων με **έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας** (όπου ανάλογα με το αν έχουμε “βραχύ” ή “μακρύ” σύνδεσμο (όπως αναλύεται στο Κεφ.5), ο συντελεστής  $\Omega$  είναι ο λόγος  $V_{pl,Rd} / V_{Ed}$  για την πρώτη περίπτωση (όταν η απορρόφηση ενέργειας συμβαίνει με διαρροή σε διάτμηση) και  $M_{pl,Rd} / M_{Ed}$  στη δεύτερη περίπτωση (όπου η απορρόφηση ενέργειας συμβαίνει με καμπτική διαρροή-πλαστικές αρθρώσεις).

## Συνθήκη σεισμικού αρμού

**EC8:** «Τα κτίρια γενικά θα πρέπει να προστατεύονται από **προσκρούσεις** που προκαλείται απ' το σεισμό από **γειτονικές** κατασκευές ή **μεταξύ στατικά ανεξάρτητων μονάδων** του ίδιου κτιρίου.»

«Αυτό θεωρείται ότι επιτυγχάνεται:

-Για κτίρια ή στατικά ανεξάρτητες μονάδες, που **δεν ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία**, όταν η απόσταση από τη γραμμή που αποτελεί το **όριο** της ιδιοκτησίας μέχρι τα πιθανά σημεία πρόσκρουσης δεν είναι μικρότερη από τη **μέγιστη οριζόντια μετατόπιση** του κτιρίου στο αντίστοιχο επίπεδο, υπολογιζόμενη ως  $d_s = a_d \cdot d_e$  (όπως είδαμε στη σχετική παράγραφο **4.4.4**).

-Για κτίρια ή στατικά ανεξάρτητες μονάδες που ανήκουν **στην ίδια ιδιοκτησία**, όταν η απόσταση μεταξύ τους δεν είναι μικρότερη από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (κανόνας **SRSS**) των **μέγιστων οριζόντιων μετατοπίσεων** των δύο κτιρίων ή μονάδων, στο σχετικό επίπεδο, επίσης υπολογιζόμενη όπως πριν (§4.4.4).»

«Εάν υπάρχει **σύμπτωση ορόφων** (οι όροφοι του ενός είναι στην ίδια στάθμη με του άλλου) μεταξύ του σχεδιαζόμενου και του γειτονικού κτιρίου (ή στατικά ανεξάρτητης μονάδας), η παραπάνω ελάχιστη απόσταση μπορεί να απομειωθεί πολλαπλασιαζόμενη με **0,7**.»

---

**EAK:** Στο Κεφάλαιο 4, **§4.1.7.2** του Κανονισμού, αναφέρεται : «Πρέπει να λαμβάνονται **μέτρα προστασίας**, τόσο του υπό μελέτη όσο και του **υφιστάμενου** κτιρίου, από δυσμενείς συνέπειες **προσκρούσεων** κατά τη διάρκεια της σεισμικής απόκρισης.»

«Οι συνέπειες μπορεί να είναι **ιδιαίτερα δυσμενείς** όταν υπάρχει πιθανότητα **εμβολισμού υποστυλωμάτων** του ενός κτιρίου από **πλάκες** ή άλλα στοιχεία του παρακείμενου. Στην περίπτωση αυτή, προστατευτικό μέτρο είναι η πρόβλεψη **σεισμικού αρμού πλήρους διαχωρισμού**.»

«Αν δε γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, ο **σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού** μπορεί να έχει εύρος ίσο με την **τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των μεγίστων σεισμικών μετακινήσεων** ( $\Delta = q \cdot \Delta_{ελ}$ ) των δύο κτιρίων στις θέσεις των επικίνδυνων υποστυλωμάτων (Συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής περί κατακόρυφο άξονα). Αν δεν είναι δυνατή ακριβέστερη εκτίμηση των μετακινήσεων του υφιστάμενου κτιρίου, μπορούν να ληφθούν **ίσες** με τις αντίστοιχες του υπό μελέτη κτιρίου.»(!)

«Σε κτίρια που βρίσκονται σε επαφή, και όταν **δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού** υποστυλωμάτων σε κανένα από τα δύο κτίρια, το εύρος του αντίστοιχου αρμού, εφόσον δε γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να καθορίζεται με βάση το συνολικό αριθμό των **υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων** ως εξής:

**4 cm** για επαφή μέχρι και **3** ορόφους

**8 cm** για επαφή από **4 έως 8** ορόφους

**10 cm** για επαφή σε **περισσότερους από 8** ορόφους.»

«Στους **υπόγειους** ορόφους δεν είναι υποχρεωτική η πρόβλεψη αντισεισμικού αρμού.»

---

Σχόλια: Γενικά, η αντιμετώπιση τυχόν προσκρούσεων γειτονικών κτιρίων κατά τη σεισμική απόκριση γίνεται με **παρόμοιο** τρόπο από τους δύο Κανονισμούς. Ωστόσο, παρατηρούνται κάποιες **μικρές διαφορές**.

Στην **1<sup>η</sup> περίπτωση**, όπου οι όροφοι των γειτονικών κτιρίων **δεν** είναι στην ίδια στάθμη, αφενός μεν και οι δύο Κανονισμοί προτείνουν τη μέθοδο **SRSS** για την εκτίμηση της **πιθανότητας** εκδήλωσης των μετακινήσεων των δύο κτιρίων **ταυτόχρονα** στη **μέγιστή τους τιμή**, αλλά ο **EC8** είναι και πάλι **πιο συγκεκριμένος**, κάνοντας διάκριση δύο (υπό)περιπτώσεων όπου τα δύο κτίρια **δεν** ανήκουν στην ίδια **ιδιοκτησία** ή βρίσκονται στην ίδια ιδιοκτησία.

Όταν και τα δύο κτίρια βρίσκονται στην **ίδια** ιδιοκτησία, οπότε οι μετακινήσεις τους θα είναι **γνωστές**, η εφαρμογή του κανόνα **SRSS** μπορεί και πάλι να εφαρμοστεί (με τον ίδιο τρόπο σε ΕΑΚ και EC8). Όταν όμως τα δύο κτίρια **δεν ανήκουν** στην ίδια ιδιοκτησία, ο μεν EC8 προτείνει απλώς η απόσταση της **γραμμής που διαχωρίζει τις ιδιοκτησίες** από τα πιθανά σημεία πρόσκρουσης να είναι μεγαλύτερη από τη **μέγιστη οριζόντια μετακίνηση** του υπό μελέτη κτιρίου, ενώ ο **ΕΑΚ** προτείνει και πάλι εφαρμογή του κανόνα **SRSS** με τις μετακινήσεις του **υφιστάμενου** κτιρίου, αν **δεν** είναι δυνατή ακριβέστερη εκτίμηση, να λαμβάνονται **ίσες** με τις μετακινήσεις του υπό μελέτη κτιρίου. Αυτό αν και εκ πρώτης όψης μπορεί να είναι **εντελώς εκτός πραγματικότητας** (αφού το υφιστάμενο κτίριο, εφόσον δε γίνεται μελέτη, μπορεί να είναι πολύ πιο **“εύκαμπτο”** και να έχει πολύ μεγαλύτερες οριζόντιες μετακινήσεις), παρέχει μάλλον **πιο μεγάλο βαθμό προστασίας** από πιθανές συγκρούσεις.

Στη **2<sup>η</sup> περίπτωση**, όπου οι στάθμες των ορόφων των δύο κτιρίων βρίσκονται **στην ίδια στάθμη**, άρα **δεν** υπάρχει κίνδυνος **εμβολισμού** των υποστυλωμάτων, ο μεν **EC8** μειώνει την προηγούμενη ελάχιστη απόσταση, πολλαπλασιάζοντάς την με **0,7**, ενώ ο **ΕΑΚ** προτείνει την πρόβλεψη **αρμού** πάχους που είναι **ανεξάρτητο** από τις υπολογιζόμενες μετακινήσεις και εξαρτάται μόνο από τον **αριθμό των εν επαφή ορόφων**. Αυτό ενδεχομένως είναι **υπέρ της ασφαλείας**, πάντως εξαρτάται απ’ τις εκάστοτε υπολογιζόμενες μετακινήσεις.

### **3.5.3 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών** (=Damage Limitation State, παρ. 4.4.3 του ΕΚ8)

**EC8:** «Η απαίτηση περιορισμού των βλαβών (=Damage Limitation Requirement), που αντιστοιχεί στην Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών, θεωρείται ότι ικανοποιείται, όταν, υπό έναν σεισμό που έχει **μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης** από το σεισμό σχεδιασμού (ο οποίος αντιστοιχεί στην «απαίτηση μη-κατάρρευσης»), οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (interstorey drifts) βρίσκονται εντός των ορίων που ορίζονται στην αμέσως επόμενη παράγραφο»

**Περιορισμός της σχετικής μετάθεσης των πλακών**  
(παρ. 4.4.3.2 του ΕΚ8).

Προβλέπονται τα παρακάτω όρια:

α) Για κτίρια που περιέχουν μη-δομικά στοιχεία από ψαθυρά υλικά:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$$

β) Για κτίρια με πλάστιμα μη-δομικά στοιχεία:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

γ) Για κτίρια που έχουν μη-δομικά στοιχεία, τοποθετημένα έτσι ώστε να μην αλληλεπιδρούν με τα φέροντα στοιχεία (δεν τα επηρεάζουν και δεν επηρεάζονται από αυτά) ή για κτίρια χωρίς μη-δομικά στοιχεία:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h$$

$d_r$  η σχετική μετακίνηση σχεδιασμού μεταξύ των ορόφων  
(όπως ορίστηκε στην § 4.5.2)

$h$  το ύψος του ορόφου

$v$  ο **μειωτικός συντελεστής** που λαμβάνει υπόψη τη **μικρότερη περίοδο επαναφοράς** ( $T_{DLR}$ ) σεισμικής δράσης που σχετίζεται με την «απαίτηση περιορισμού των βλαβών».

Επίσης, σύμφωνα με τον ΕΚ8: «Ο μειωτικός αυτός συντελεστής (που πρωτοαναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3) εξαρτάται από την **κατηγορία σπουδαιότητας** της κατασκευής και μπορεί επίσης να διαφοροποιείται στις διάφορες **ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας** της χώρας, λαμβάνοντας υπόψη τις τοπικές συνθήκες σεισμικότητας. Μπορεί να εξαρτάται επίσης απ' το **βαθμό προστασίας της ιδιοκτησίας** που υιοθετείται κάθε φορά»

Οι τιμές που προτείνονται απ' τον ΕΚ8 και τελικά υιοθετούνται από το Εθνικό Προσάρτημα είναι  $v=0,4$  για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και  $v=0,5$  για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II (Πίνακας 3).

Σύντομη περιγραφή	Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής Σπουδαιότητας κατά ΕΚ8	Συντελεστής $v$
Κτίρια μικρής σημασίας (αγροτικά οικήματα κλπ.)	I	$\gamma_I=0.8$	$v=0.5$
Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων κλπ.	II	$\gamma_I=1.0$	
Σχολεία κλπ.	III	$\gamma_I=1.2$	$v=0.4$
Νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί κλπ.	IV	$\gamma_I=1.4$	

Πίνακας 3.3: Μειωτικός Συντελεστής "v" για την Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών

(→Η τιμή  $v=0.4$  προφανώς είναι πιο «ευνοϊκή» από την  $v=0.5$ ).

Ο **ΕΑΚ** αντίστοιχα προβλέπει : «Σε κτίρια με οργανισμό πλήρωσης από **τοιχοποιία** θα ελέγχεται ότι η **γωνιακή παραμόρφωση**, σε όλους τους περιμετρικούς τοίχους, λαμβανομένης υπόψη και της **σχετικής στροφής** των διαδοχικών πλακών περί κατακόρυφο άξονα, δεν υπερβαίνει την τιμή **0.005**. Όταν ο οργανισμός πλήρωσης είναι **λιγότερο ευαίσθητος** σε διατμητική παραμόρφωση (χωρίσματα με μεταλλικό σκελετό, υαλοστάσια κλπ.), η γωνιακή παραμόρφωση δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή **0.007**.»

«Ο έλεγχος θα γίνεται με τιμές των μετακινήσεων που προκύπτουν από την **ελαστική σεισμική ανάλυση**, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3, πολλαπλασιασμένες επί το λόγο  **$q/2.50$**  που δεν πρέπει να λαμβάνεται μικρότερος του **1.00**. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε σεισμό **μικρότερης έντασης** και **μεγαλύτερης συχνότητας εμφάνισης** από το σεισμό σχεδιασμού»

Η **προσέγγιση** που ακολουθείται από τους **δύο Κανονισμούς** και σε αυτό το σημείο είναι η **ίδια**. Δηλαδή, για τον περιορισμό των βλαβών στον **οργανισμό πλήρωσης** [«μη-δομικά» στοιχεία κατά τον ΕΚ8 (=non-structural)] (π.χ. τοιχοποιία), πρέπει η γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων ( $\gamma = \Delta_{ελ}/h$ ), δηλαδή η σχετική μετατόπιση των πλακών προς το ύψος του ορόφου να μην υπερβαίνει κάποια όρια (δες Κεφάλαιο 3). Αυτός ο έλεγχος όμως δε γίνεται για το σεισμό σχεδιασμού, αλλά για έναν «**σεισμό μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης πιθανότητας εμφάνισης**<sup>17</sup>» (αυτή η θεώρηση ακολουθείται τόσο από τον Ευρωκώδικα, όσο και από τον ΕΑΚ). Τον σεισμό δηλαδή που αντιστοιχεί την **Οριακή Κατάσταση Περιορισμού των Βλαβών** (Damage Limitation State) που με τη σειρά της συνδέεται με την «Απαίτηση περιορισμού βλαβών» (=Damage Limitation Requirement), (βλέπε Κεφάλαιο 1, §1.5.1 **Θεμελιώδεις απαιτήσεις**) για την οποία η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης σε 10 χρόνια είναι  **$P_{DLR} = 10\%$**  (όπως είδαμε) που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης  **$T_{DLR} = 95$  χρόνια**.

Ο τρόπος που επιτυγχάνεται αυτό στους δύο Κανονισμούς διαφέρει. Δηλαδή, ο μεν ΕΑΚ πολλαπλασιάζει τις μετακινήσεις που προκύπτουν από την ελαστική σεισμική ανάλυση επί το λόγο  **$q/2,50$** , και έπειτα θεωρεί ότι η τιμή της γωνιακής παραμόρφωσης για την οποία γίνεται ο έλεγχος υπολογίζεται με αυτές τις τιμές των μετακινήσεων.

Ο δε ΕΚ8 κάνει λόγο για «περιορισμό των **σχετικών μετακινήσεων των ορόφων**» (=Limitation of Interstorey Drift), σε σχέση όμως και με το ύψος  $h$  του ορόφου, δηλαδή ουσιαστικά και πάλι τελικά περιορίζουμε τη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων. Τη μειωμένη ένταση της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί σε αυτήν την Οριακή Κατάσταση Περιορισμού των Βλαβών λαμβάνει υπόψη εισάγοντας το **μειωτικό συντελεστή  $\nu$** , οι τιμές του οποίου όμως διαφοροποιούνται ανάμεσα σε **0,5** για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II και **0,4** για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV. (όπως επίσης είδαμε).

Τελικά, και οι δύο Κανονισμοί **περιορίζουν τελικά τη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων**, απλά ενώ αυτά τα όρια είναι «σταθερά» στον ΕΑΚ (για τον ίδιο τύπο μη-δομικού στοιχείου), στον ΕΚ8 επηρεάζονται και από την **κατηγορία σπουδαιότητας** της κατασκευής.

<sup>17</sup> Συχνά αναφέρεται και ως «σεισμός λειτουργικότητας»

→Υπενθυμίζουμε την εισαγωγή ενός **επιπρόσθετου ορίου του ΕΚ8** για «κτίρια που έχουν μη-δομικά στοιχεία τοποθετημένα με τρόπο που **να μην αλληλεπιδρούν** με τις παραμορφώσεις του φέροντος οργανισμού ή για κτίρια που **δεν έχουν καθόλου μη-δομικά στοιχεία**», το οποίο είναι προφανώς **μεγαλύτερο** από τα προηγούμενα δύο (για «ψαθυρά» και «πλάστιμα» μη-δομικά στοιχεία) και **δεν υπάρχει στον ΕΑΚ**.

### Σύγκριση των ορίων που θέτει κάθε Κανονισμός

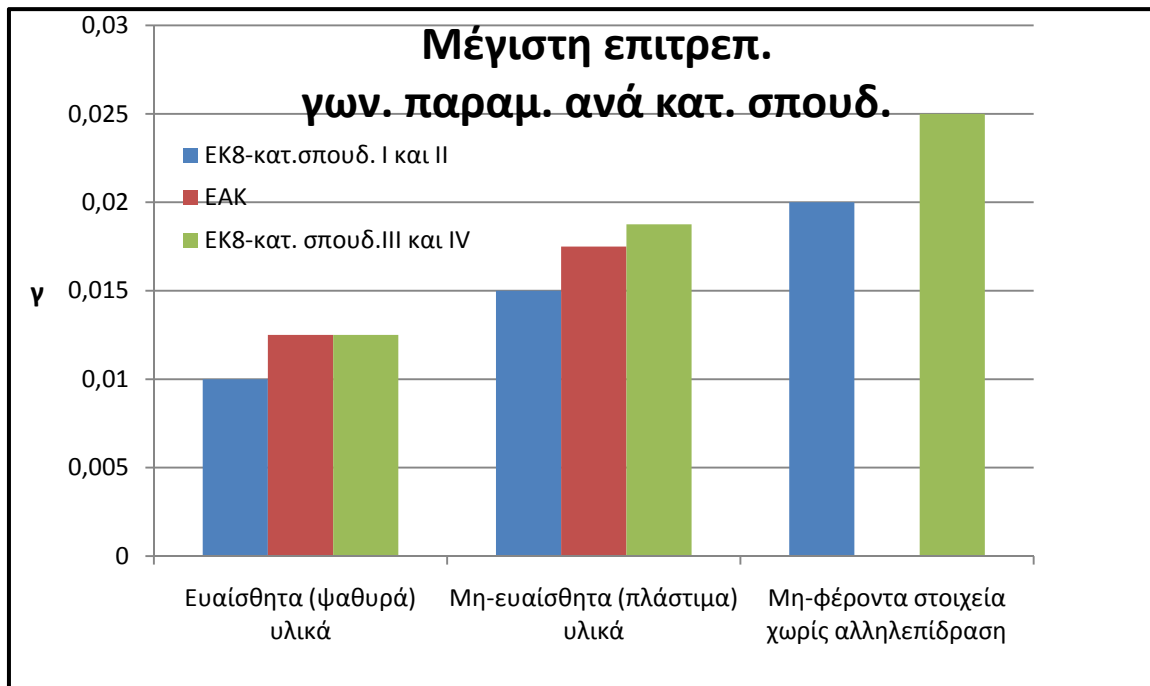
Ένας τρόπος για να **συγκρίνουμε** τη γωνιακή παραμόρφωση του ΕΑΚ με την «ισοδύναμη γωνιακή παραμόρφωση» του ΕΚ8, είναι να εισάγουμε την ποσότητα  $\gamma^* = \frac{d_r}{h} = \frac{q \cdot \Delta_{ελ}}{h}$ , που είναι μία «τροποποιημένη» γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου που προκύπτει από τις **τελικές** τιμές των μετακινήσεων  $q \cdot \Delta_{ελ}$  (q: ο **συντελεστής συμπεριφοράς** που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση. Εκτελούμε δηλαδή το **μετασχηματισμό** [π.χ. για το πρώτο όριο που αφορά τα **ψαθυρά μη-δομικά στοιχεία** ή αλλιώς «**οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία**» (σύμφωνα με τον ΕΑΚ)]:  $d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \Rightarrow \gamma^* = \frac{d_r}{h} \leq \frac{0,005}{v}$  στην περίπτωση του ΕΚ8 και  $\gamma = \frac{q \cdot \Delta_{ελ}}{2,5 \cdot h} \leq 0,005 \Rightarrow \gamma^* = \frac{d_r}{h} \leq 0,0125 = 2,5 \cdot 0,005$ , στην περίπτωση του ΕΑΚ.

Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία για όλα τα όρια (ανάλογα τον τύπο του μη-δομικού στοιχείου) και για **δύο πιθανές τιμές του συντελεστή v**, προκύπτει ο ακόλουθος Πίνακας 3.1 και το διάγραμμα της Εικόνας 3.13.

	Τιμή του v	<b>EC8</b>	ΕΑΚ	i.c. <sup>18</sup>
Ευαίσθητα (ψαθυρά) υλικά	0,5	0,01	0,0125	I, II
Μη-ευαίσθητα (πλάστιμα) υλικά		0,015	0,0175	
Μη-φέροντα στοιχεία χωρίς αλληλεπίδραση		0,02	0	
Ευαίσθητα (ψαθυρά) υλικά	0,4	0,0125	0,0125	III, IV
Μη-ευαίσθητα (πλάστιμα) υλικά		0,01875	0,0175	
Μη-φέροντα στοιχεία χωρίς αλληλεπίδραση		0,025	0	

Πίνακας 3.4: Σύγκριση των ορίων που θέτει κάθε Κανονισμός για τη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων

<sup>18</sup> Κατηγορία σπουδαιότητας (Importance Class)



Εικόνα 3.13: Μέγιστη επιτρεπόμενη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου κατά ΕΑΚ (ένα όριο για όλες τις κατηγορίες σπουδαιότητας) και κατά ΕΚ8 (δύο περιπτώσεις ορίων ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας)

Για να συγκρίνουμε τις τιμές που δίνουν οι δύο Κανονισμοί, παραθέτουμε το ακόλουθο παράδειγμα:

Έστω ότι πρόκειται για **μεταλλική κατασκευή**, με **έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας** ( $\Rightarrow q=4.0$ , τόσο κατά ΕΑΚ, όσο και κατά EC8 για κατηγορία πλαστιμότητας DCM) και κατηγορίας σπουδαιότητας **II** κατά EC8 ( $\Rightarrow \gamma_I=1.0$ ,  $\nu=0.5$ )

( $\rightarrow$ Υπενθυμίζουμε εδώ ότι, τόσο κατά ΕΑΚ, όσο και κατά EC8 οι **πραγματικές** μετατοπίσεις του κτιρίου προκύπτουν ως  $\Delta_{\text{πρ}}=q \cdot \Delta_{\text{ελ}}$ , όπου  $q$  ο **συντελεστής συμπεριφοράς** που χρησιμοποιείται στην ανάλυση και  $\Delta_{\text{ελ}}$  οι μετατοπίσεις που προκύπτουν από την **ελαστική σεισμική ανάλυση**).

1.Για την περίπτωση **ευαίσθητων** προσαρτημάτων (από “ψαθυρά υλικά” κατά EC8, τοιχοποιίες κατά ΕΑΚ) :

$$\text{EC8} : d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h \quad \Rightarrow \quad \gamma = \frac{d_r}{h} \leq \frac{0,005}{\nu} = \mathbf{0,010}$$

$$\text{ΕΑΚ} : \gamma = \frac{q \cdot \Delta_{\text{ελ}}}{2,5 \cdot h} \leq 0,005 \quad \Rightarrow \quad \frac{d_r}{h} \leq \mathbf{0,0125}$$

Προκύπτει έτσι διαφορά :  $(0,0125-0,010)/0,010 = \mathbf{25\%}$  πιο δυσμενής ο EC8.

2.Για την περίπτωση **λιγότερο ευαίσθητων** οργανισμών πλήρωσης (“πλάστιμα” μη-δομικά στοιχεία κατά EC8) :

$$\text{EC8} : d_r \cdot \nu \leq 0,0075 \cdot h \quad \Rightarrow \quad \gamma = \frac{d_r}{h} \leq \frac{0,0075}{\nu} = \mathbf{0,015}$$

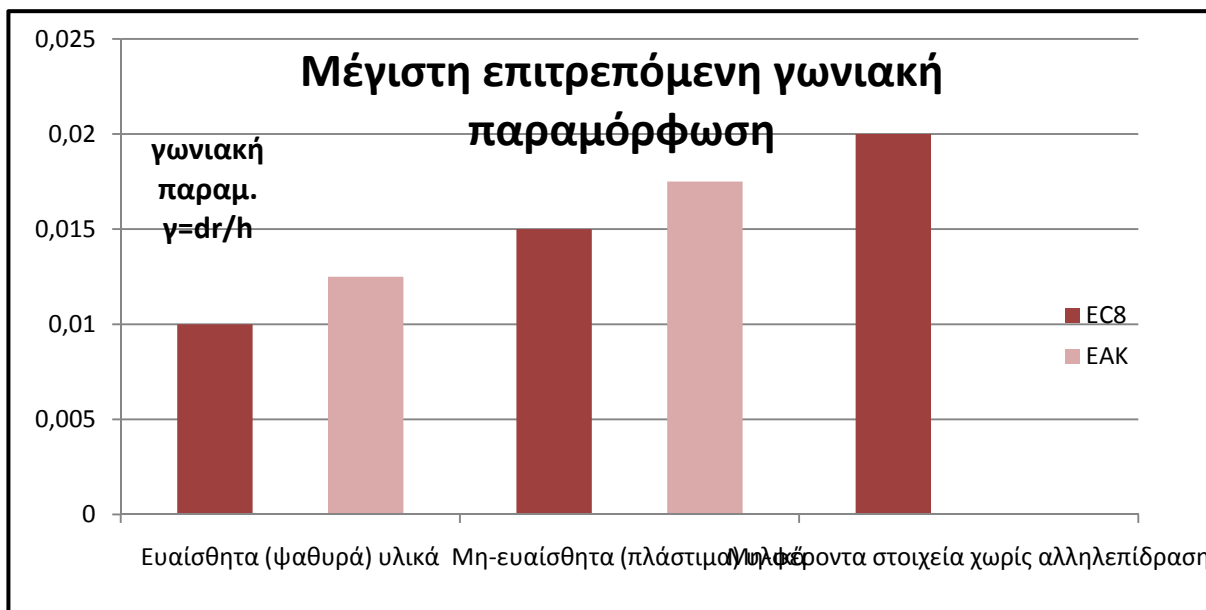
$$\text{ΕΑΚ} : \gamma = \frac{q \cdot \Delta_{\text{ελ}}}{2,5 \cdot h} \leq 0,007 \quad \Rightarrow \quad \frac{d_r}{h} \leq \mathbf{0,0175}$$

Δηλαδή διαφορά κατά:  $(0,0175-0,015)/0,015 \approx \mathbf{16,67\%}$  πιο δυσμενής ο EC8.

Ο EC8 θέτει **επιπλέον** και το όριο  $d_r \cdot \nu \leq 0,010 \cdot h \Rightarrow \gamma = \frac{d_r}{h} \leq \frac{0,010}{\nu} = \mathbf{0,020}$  όταν **δεν** υπάρχουν καθόλου μη-φέροντα στοιχεία.



Τα παραπάνω συνοψίζονται στο ακόλουθο διάγραμμα:



Σχήμα 3.14.: Όρια για τη γωνιακή παραμόρφωση κατά EAK και EC8

**4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:**  
*ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ*  
*ΚΤΙΡΙΑ*  
(Κεφ. 6 του EC8)

Κατόπιν των πρώτων τεσσάρων κεφαλαίων του Ευρωκώδικα που παρουσιάσαμε, ακολουθούν, τα κατά υλικό αρμόδια κεφάλαια (5-9). Ήτοι : **Κεφ.5** : Ειδικοί κανόνες για κτίρια από σκυρόδεμα ,**Κεφ. 6** : Ειδικοί κανόνες για κτίρια από χάλυβα ,**Κεφ. 7** : Ειδικοί κανόνες για σύμμικτα κτίρια από χάλυβα και σκυρόδεμα ,**Κεφ. 8** : Ειδικοί κανόνες για κτίρια από ξύλο ,**Κεφ. 9** : Ειδικοί κανόνες για κτίρια από τοιχοποιία. Τέλος, το **Κεφ. 10** του Ευρωκώδικα πραγματεύεται θέματα Σεισμικής Μόνωσης.

Πρέπει ν' αναφέρουμε εδώ, ότι ανάλογα με το υλικό που χρησιμοποιείται, οι κανόνες σχεδιασμού και ανάλυσης υπαγορεύονται **από κοινού** από τον **κατά υλικό** αρμόδιο Ευρωκώδικα (**Ευρωκώδικες 2-6 και 9**) και από το επίσης κατά υλικό «αρμόδιο» **κεφάλαιο του Ευρωκώδικα 8**. Άρα, για την κατασκευή *μεταλλικών κτιρίων* εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 3 (EN-1993) και από τον Ευρωκώδικα 8, τα κεφάλαια 1-4 (γενικά) και 6 (ειδικά για χάλυβα). Ακόμη, έχουν εφαρμογή ορισμένα πρότυπα-προδιαγραφές (π.χ. ISO κλπ.) για τα οποία δεν είναι ανάγκη να γίνει εκτενής αναφορά εδώ.

Υπενθυμίζουμε ότι το αντίστοιχο κεφάλαιο του ΕΑΚ, ειδικά για μεταλλικά κτίρια είναι το **παράρτημα Γ**.

Επίσης, συχνά στο Κεφάλαιο αυτό του EC8, υπάρχουν **αναφορές** σε διάφορα σημεία του **EC3**. Ειδικότερα αυτά είναι :

EN 1993-1-1 : “Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για Κτίρια“

EN 1993-1-5 : “Επιφανειακά δομικά στοιχεία”

EN 1993-1-8 : “Σχεδιασμός των κόμβων”

Αρχικά, πρέπει να αναφέρουμε ότι η διάρθρωση αυτού του κεφαλαίου του Ευρωκώδικα ακολουθεί **διαφορετική διάρθρωση** (και τρόπο ανάπτυξης) από το **Παράρτημα Γ** του ΕΑΚ που αφορά επίσης τα μεταλλικά κτίρια.

Δηλαδή, **στον EC8** :

§6.1 : Αναφέρεται γενικά

§6.2 : Αφορά το χρησιμοποιούμενο υλικό(χάλυβα)

§6.3 : Διακρίνονται 7 βασικοί τύποι στατικών συστημάτων και οι αντίστοιχα συνιστώμενοι συντελεστές συμπεριφοράς.

§6.4 : Γενικοί κανόνες για τη δομική ανάλυση

§6.5 : Γενικοί κανόνες για τις πλάστιμες κατασκευές όλων των τύπων στατικών συστημάτων

§6.6 : Κανόνες για το στατικό σύστημα πλαισίων ροπής

§6.7 : Κανόνες για το στατικό σύστημα πλαισίων με κεντρικούς (χωρίς εκκεντρότητα) συνδέσμους δυσκαμψίας

§6.8 : Κανόνες για το στατικό σύστημα πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

§6.9 : Κανόνες για το στατικό σύστημα “ανεστραμμένου εκκρεμούς”

§6.10 : Κανόνες για τα στατικά συστήματα 5ο, 6ο και 7ο (...)

§6.11 : Έλεγχος του σχεδιασμού και της κατασκευαστικής διαδικασίας.

#### 4.1.Γενικά (§ 6.1 του EC8)

##### Βασικές αρχές σχεδιασμού (=design concepts)

**EC8:** “Τα αντισεισμικά μεταλλικά κτίρια θα κατασκευάζονται σύμφωνα με μία από τις δύο βασικές αρχές σχεδιασμού :

-**Βασική αρχή α)** : Δομική συμπεριφορά μη-πλάστιμη (=low- (ή non-) dissipative)

-**Βασική αρχή β)** : Δομική συμπεριφορά πλάστιμη (=dissipative)

Βασική Αρχή Σχεδιασμού	Κατηγορία Πλαστιμότητας	Εύρος διακύμανσης της <u>τιμής αναφοράς</u> του συντελεστή συμπεριφοράς <b>q</b>
Δομική συμπεριφορά <b>μη-πλάστιμη</b>	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2^{19}$
Δομική συμπεριφορά <b>πλάστιμη</b>	ΚΠΜ (Μέση)	$\leq 4$ Περιορίζεται <b>επίσης</b> από της τιμές του Πίνακα 6.2 (EC8)
	ΚΠΥ( Υψηλή)	Περιορίζεται <b>μόνο</b> από της τιμές του Πίνακα 6.2 (EC8)

Πίνακας 4.1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού, Κατηγορίες Πλαστιμότητας και ανώτατα όρια του συντελεστή συμπεριφοράς (τιμές αναφοράς)

<sup>19</sup> Η συνιστώμενη τιμή (που τελικά υιοθετείται από το Εθνικό Προσάρτημα) του άνω ορίου του q για μη-πλάστιμη συμπεριφορά είναι **1,5**

**Βασική αρχή α):** Το βασικό χαρακτηριστικό της είναι ότι «**δεν** συστήνεται να χρησιμοποιείται, εκτός από περιπτώσεις **χαμηλής** σεισμικότητας (όπως είπαμε, εάν δηλ.  $a_g < 0,08 \text{ g}$  ή  $a_g \cdot S < 0,10 \text{ g}$ ). Η αντοχή των μελών και των συνδέσεων σε τέτοιες κατασκευές μπορεί να καθορίζεται **μόνο από τον EC3**, χωρίς άλλες πρόσθετες απαιτήσεις (πλαστιμότητας). Αυτό συμβαίνει διότι «τα αποτελέσματα των δράσεων μπορούν να υπολογίζονται με την υπόθεση **ελαστικής** συμπεριφοράς (στο σύνολο της κατασκευής), **χωρίς** να λαμβάνεται υπόψη κάποια ιδιαίτερη **μη γραμμική** συμπεριφορά των υλικών».

Σε αυτό το σημείο, *υπενθυμίζεται ότι* : Σε περίπτωση **μη-κανονικότητας σε ύψος**, λαμβάνονται οι “**απομειωμένες**” τιμές του  $q$ , πολλαπλασιάζοντας τις τιμές που δίνονται (του Πίνακα 6.1 του EC8) με **0,8**.(!) [ Decreased values=0,8\*(reference values)]

**Βασική αρχή β):** Οι κατασκευές που ανήκουν σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να είναι κατηγορίας πλαστιμότητας **ΚΠΜ ή ΚΠΥ**. Αυτές οι κατηγορίες αντιστοιχούν σε κατασκευές με **αυξημένη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας** μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς. Όπως θα δούμε στη συνέχεια, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, πρέπει να ικανοποιούνται συγκεκριμένα κριτήρια, όσον αφορά : 1.την **κατηγορία** των χρησιμοποιούμενων διατομών και 2.τη **στροφική ικανότητα** των συνδέσεων.

### **Έλεγχοι ασφαλείας**

«Για τους ελέγχους στην Οριακή Κατάσταση Ασφαλείας, ο **μερικός συντελεστής ασφαλείας** για το χάλυβα  $\gamma_s = \gamma_M$  θα λαμβάνει υπόψη του την πιθανή απομείωση της αντοχής του λόγω **ανακυκλικών** παραμορφώσεων».

«Στους ελέγχους “ικανότητας” (=capacity design checks) (ή **ικανοτικούς ελέγχους**), η πιθανότητα, η **πραγματική** αντοχή διαρροής του χάλυβα να είναι **μεγαλύτερη** από την **ονομαστική** του, θα λαμβάνεται υπόψη με το **συντελεστή υπεραντοχής του υλικού** (=material overstrength factor)  $\gamma_{ov}$  (βλέπε παρακάτω)».

---

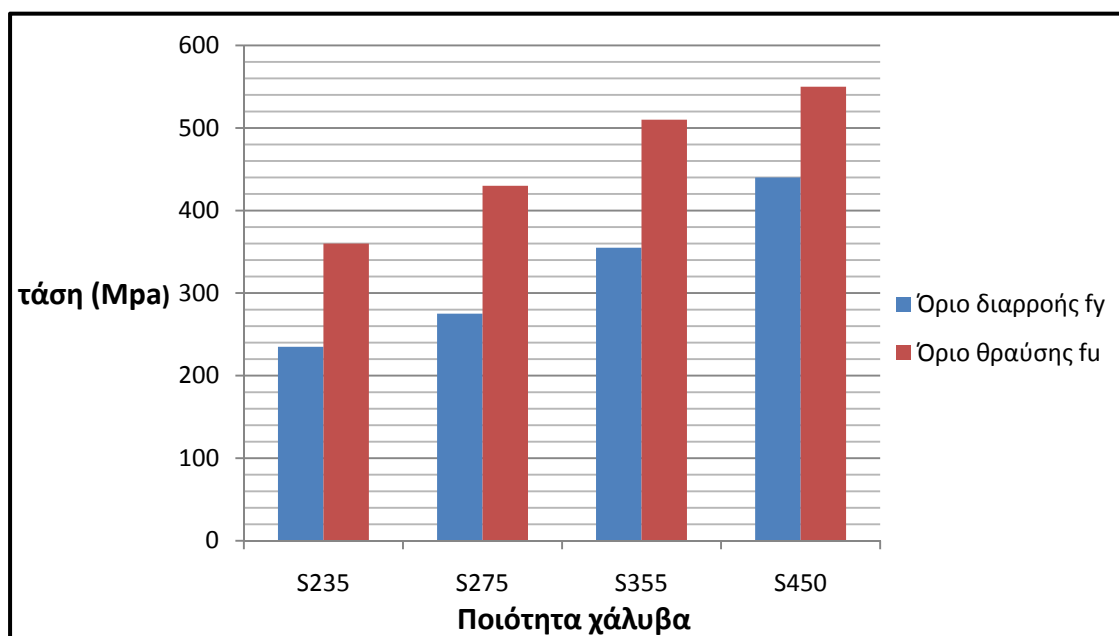
**Σχόλιο:** Σ’ αυτό το σημείο, στον Ευρωκώδικα, υπάρχει η **σημαντική διαφοροποίηση**, να κατατάσσεται η κατασκευή ως “κατασκευή με δομική συμπεριφορά **πλάστιμη**” ή ως “κατασκευή με δομική συμπεριφορά **μη-πλάστιμη**”. Από αυτήν την κατηγοριοποίηση απορρέουν οι επόμενες (κατά τα στάδια του σχεδιασμού) διαφοροποιήσεις ως προς τη **μέθοδο ανάλυσης** που χρησιμοποιείται (γραμμική ή μη-γραμμική), την επιθυμητή **πλαστιμότητα** και τελικά, την τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς  $q$** . (Αντίστοιχα, στον **ΕΑΚ** οι κατασκευές είναι **όλες** της **ίδιας** κατηγορίας πλαστιμότητας). Έτσι, επιτυγχάνεται καλύτερος **οικονομοτεχνικός** σχεδιασμός βάσει των αναγκών του **εκάστοτε** κτιρίου, και ειδικά δίνεται βαρύτητα στη σεισμικότητα της συγκεκριμένης περιοχής όπου αυτό κατασκευάζεται. Λαμβάνονται, δηλαδή, περισσότερο υπόψη οι **τοπικές συνθήκες** του έργου. Πράγμα λογικό, αν σκεφτεί κανείς τη μεγάλη διακύμανση στη **σεισμική επικινδυνότητα** που παρουσιάζουν οι χώρες (ολόκληρης!) της Ευρωπαϊκής Ένωσης (όπου τελικά θα εφαρμοστεί ο Ευρωκώδικας). Προφανώς για την **Ελλάδα** προβλέπονται κατασκευές που σχεδιάζονται σύμφωνα με τη **βασική αρχή β)** (**πλάστιμες κατασκευές**).

#### 4.2. Υλικά (§ 6.2 του EC8)

Σ' αυτό το σημείο, είναι απαραίτητη η υπενθύμιση των διάφορων ποιοτήτων χάλυβα (όπως ορίζονται στην § 3.2 του Μέρους 1-1 του EC3) και οι αντίστοιχες τιμές για τα όρια διαρροής και θραύσης (για στοιχεία με πάχος  $t \leq 40$  mm)(Πίνακας 4.2 και διαγραμματικά στην Εικόνα 4.1)

Ποιότητα Χάλυβα	Όριο διαρροής $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Όριο θραύσης $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
S235	235	360
S275	275	430
S355	355	510
S450	440	550

Πίνακας 4.2: Όρια διαρροής και θραύσης ανά κατηγορία χάλυβα (για πάχος στοιχείου  $t \leq 40$  mm)



Εικόνα 4.1: Όρια διαρροής και θραύσης ανά κατηγορία χάλυβα (για πάχος στοιχείου  $t \leq 40$  mm)

**EC8:** «Ο δομικός χάλυβας θα υπόκειται στις προδιαγραφές που τίθενται στον **EC3**».

«Γενικά, ο έλεγχος των ιδιοτήτων του υλικού θα γίνεται σύμφωνα με την παρ.6.11».

«Η κατανομή των ιδιοτήτων του υλικού στην κατασκευή, όπως π.χ. τάση διαρροής και “σκληρότητα” (=μέτρο ελαστικότητας) θα είναι τέτοια ώστε οι **ζώνες απορρόφησης ενέργειας** να σχηματίζονται **εκεί που έχει προβλεφθεί** στο σχεδιασμό.

Αυτό ικανοποιείται όταν η αντοχή διαρροής του χάλυβα των ζωνών απορρόφησης ενέργειας και ο γενικότερος σχεδιασμός της κατασκευής συμμορφώνονται με **μία από τις ακόλουθες** συνθήκες :

α) Η πραγματική μέγιστη τάση διαρροής του χάλυβα των ζωνών απορρόφησης ενέργειας ικανοποιεί τη σχέση :

$$f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y , \text{ όπου:}$$

$\gamma_{ov}$  ο **συντελεστής υπεραντοχής**, με συνιστώμενη τιμή **1,25<sup>20</sup>**

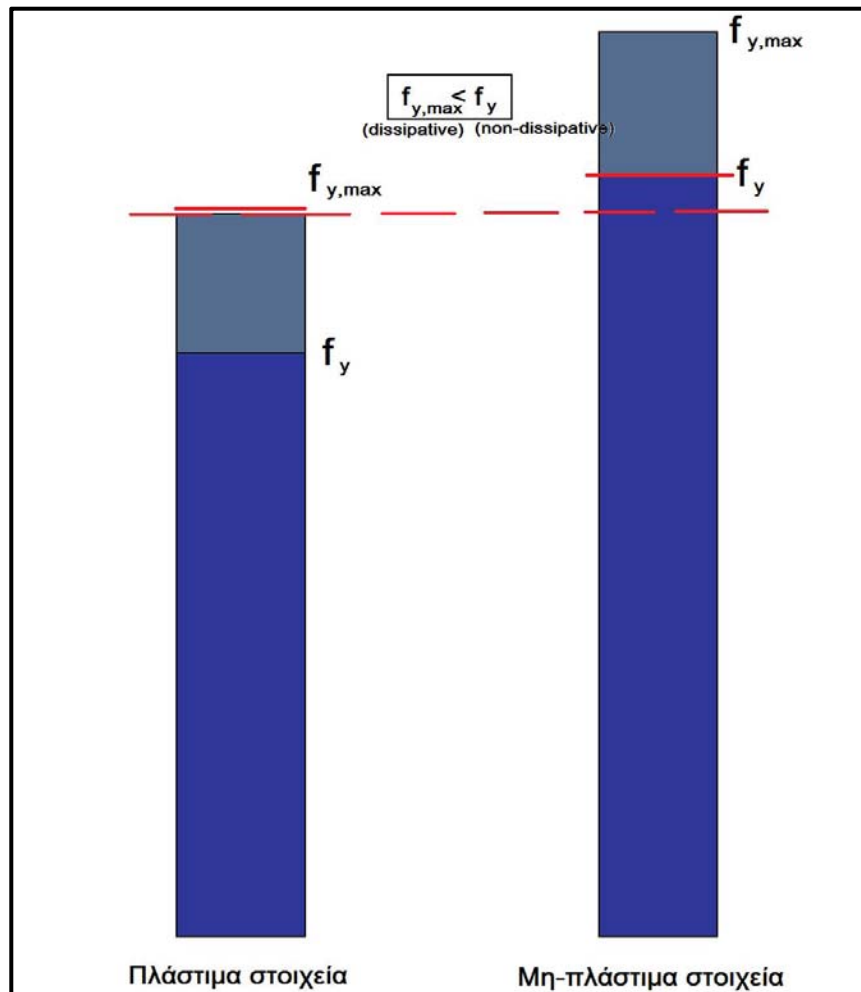
$f_y$  το ονομαστικό όριο διαρροής της συγκεκριμένης ποιότητας χάλυβα.

Παράδειγμα ; Για ποιότητα χάλυβα S235, αυτή η μέθοδος δίνει :  
 $f_{y,max} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 235 = 1.375 \cdot 235 = 323,125 \text{ N/mm}^2$

β) Αποδίδεται μία τιμή  $f_{y,max}$  για το χάλυβα των **ζωνών απορρόφησης ενέργειας**. Η **ονομαστική** τιμή  $f_y$  του ορίου διαρροής για τα **μη-πλάστιμα μέλη** (=ζώνες που **δεν** προορίζονται για απορρόφηση ενέργειας-non-dissipative) και συνδέσεις, πρέπει να **υπερβαίνει** την **ανώτατη τιμή** της τάσεως διαρροής  $f_{y,max}$  των **πλάστιμων μελών** (=ζώνες απορρόφησης ενέργειας-dissipative zones). Δηλ., όσον αφορά το χάλυβα των πλάστιμων και μη-πλάστιμων μελών, πρέπει να ικανοποιείται η σχέση που παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:

---

<sup>20</sup> Από το Εθνικό Προσάρτημα, τελικά υιοθετείται η συνιστώμενη τιμή 1,25



Σχήμα 4.2: Σχέση ορίων διαρροής (ονομαστικού και μέγιστου) για πλάσטיμα και μη-πλάσטיμα στοιχεία

Σημείωση: Αυτή η συνθήκη συνήθως οδηγεί στη χρήση ποιότητας χάλυβα S355 για τα μη-πλάσטיμα στοιχεία και συνδέσεις και στη χρήση ποιότητας χάλυβα S235 για τα πλάσטיμα στοιχεία και συνδέσεις, οπότε η ανώτατη τιμή του ορίου διαρροής των τελευταίων (πλάστιμων στοιχείων) περιορίζεται σε  $f_{y,max}=355 \text{ N/mm}^2$ .

γ) Το **πραγματικό** όριο διαρροής  $f_{y,act}$  του χάλυβα κάθε ζώνης απορρόφησης ενέργειας προσδιορίζεται από **μετρήσεις**, και ο συντελεστής υπεραντοχής τότε, αντιστοιχεί **στην κάθε ζώνη** και υπολογίζεται ως  $\gamma_{ov,act} = f_{y,act} / f_y$ , όπου  $f_y$  η ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής της ζώνης.

→Εάν ικανοποιείται η συνθήκη β), ο συντελεστής υπεραντοχής μπορεί να παίρνεται ως  $\gamma_{ov}=1,00$  στους ικανοτικούς ελέγχους που παρουσιάζονται στις επόμενες παραγράφους. Εξαιρείται η σχέση που αφορά τον έλεγχο **συνδέσεων** (βλέπε παρακάτω), όπου ο συντελεστής υπεραντοχής  $\gamma_{ov}$  θα λαμβάνεται όπως στη συνθήκη α) (δηλ.  $\gamma_{ov}=1,25$ ).



→Εάν ικανοποιείται η συνθήκη  $\gamma$ ), ο συντελεστής που θα χρησιμοποιηθεί τελικά για τους ελέγχους των επόμενων παραγράφων, θα είναι **ο μέγιστος από τους συντελεστές  $\gamma_{ov,act}$**  που υπολογίστηκαν.

(«Η τιμή  $f_{y,max}$  που λήφθηκε υπόψη στους παραπάνω ελέγχους πρέπει να προσδιορίζεται στα σχέδια της μελέτης.»!)

«Για **κοχλιωτές** συνδέσεις **κύριων** (πρωτευόντων) δομικών μελών, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται κοχλίες υψηλής αντοχής, **ποιότητας 8.8 ή 10.9**».

---

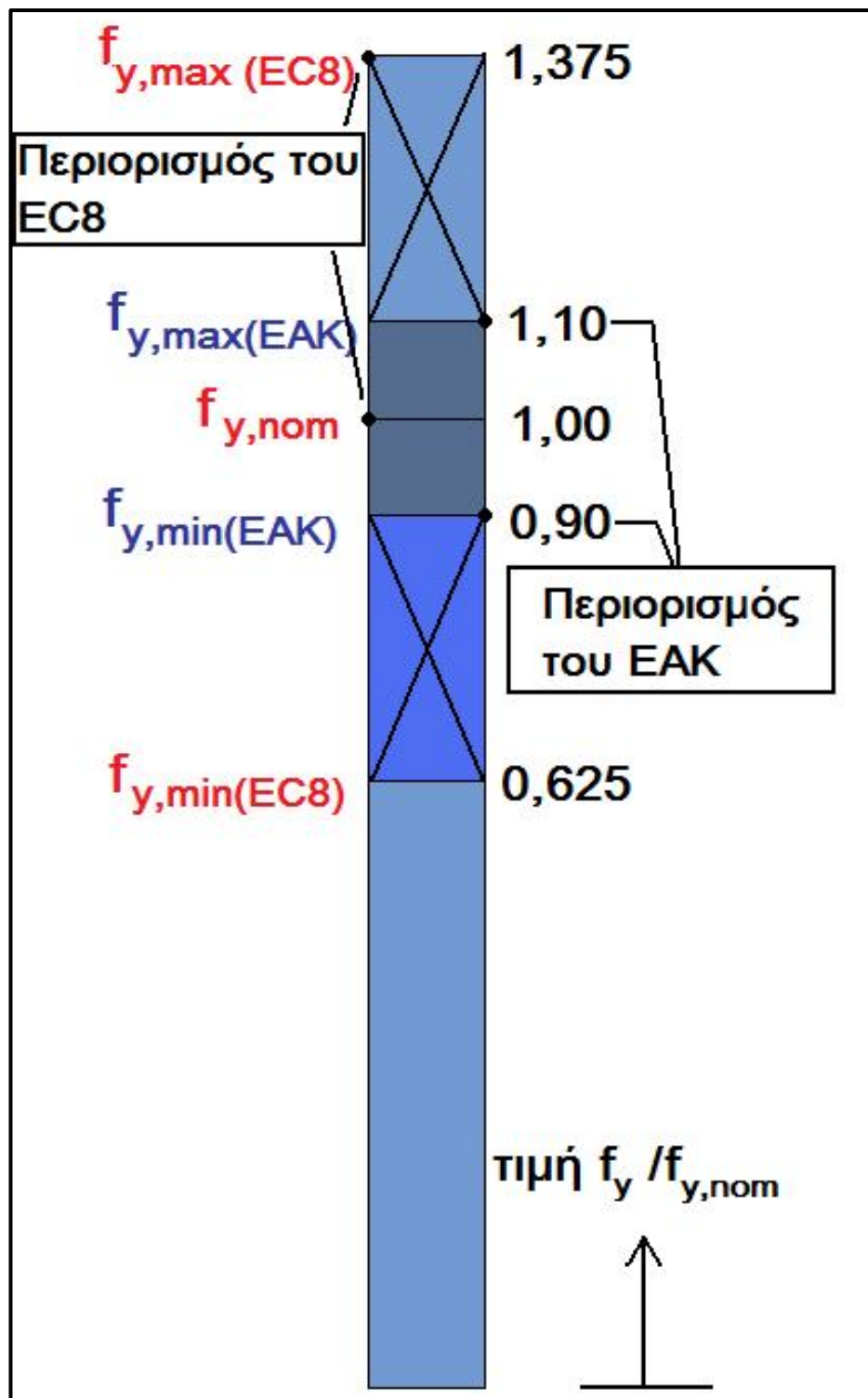
Σχετικά με αυτό, ο **ΕΑΚ**, στο Κεφάλαιό του 4 ,§ 4.1.6 αναφέρει:

«Πρέπει να προβλέπεται **επαρκής υπεραντοχή** των τμημάτων του φορέα που προορίζονται να μείνουν στην **ελαστική** περιοχή, ώστε να περιορίζεται η διαρροή στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων .Ο συντελεστής **υπεραντοχής** θα λαμβάνεται κατ' ελάχιστον ίσος με το λόγο του **άνω** προς το **κάτω** όριο των τιμών της **τάσεως διαρροής** και όχι μικρότερος από **1.20**.»

«(...) Επίσης, πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η διαρροή θα γίνει με τον **προβλεπόμενο πλαστικό τρόπο** (εφελκυσμός του συνόλου της διατομής, διαρροή πελμάτων σε κάμψη, διαρροή κορμού σε διάτμηση).»

Σχόλιο: Παρατηρούμε ότι και οι δύο Κανονισμοί θέτουν **περιορισμούς** ως προς τη διακύμανση της **τάσης του χάλυβα** όταν υπάρχουν **απαιτήσεις πλαστιμότητας** στην κατασκευή. Όμως, ο ΕΑΚ θεωρεί ότι αυτές καλύπτονται **έμμεσα**, εάν τηρηθούν οι κανονιστικές διατάξεις του **Παραρτήματος Γ**, ενώ ο EC8 τις **ορίζει συγκεκριμένα** (επίσης παραπέμπει στην § **6.11**).

Εδώ μπορούμε να κάνουμε μία «πρόχειρη» σύγκριση: Κατά τον EC8, εάν υποθέσουμε ότι η ελάχιστη τιμή του ορίου διαρροής  $f_{y,min}$  “απέχει” από την ονομαστική τιμή όσο και η μέγιστη  $f_{y,max}$  ,με συντελεστή υπεραντοχής  $\gamma_{ov}=1,25$ , θα είχαμε τις εξής ακραίες τιμές των ορίων διαρροής :  $f_{y,max} = 1,1 \gamma_{ov} f_y = 1,1 \cdot 1,25 \cdot f_y = 1,375 \cdot f_y$  ,δηλαδή προκύπτει μια διαφορά 37,5%. Άρα, αν θεωρήσουμε ότι το ίδιο ισχύει και για την ελάχιστη τιμή του ορίου διαρροής, θα είναι :  $f_{y,min} = (1,0 - 0,375) \cdot f_y = 0,625 \cdot f_y$ . Ο ΕΑΚ αντιμετωπίζει λίγο διαφορετικά το θέμα, ορίζοντας : «Ο συντελεστής υπεραντοχής θα λαμβάνεται κατ' ελάχιστον ίσος με το λόγο του άνω προς το κάτω όριο διαρροής και **όχι μικρότερος από 1.20**.» Για  $f_{y,max} = 1,10 \cdot f_{y,nom}$  και  $f_{y,min} = 0,90 \cdot f_{y,nom}$  , προκύπτει λόγος  $f_{y,max}/f_{y,min} \approx 1.222$ . Ενδεικτικό είναι το ακόλουθο σχήμα :



Εικόνα 4.3: Περιορισμοί ως προς τη διακύμανση του ορίου διαρροής του χάλυβα σύμφωνα με τους δύο Κανονισμούς

### 4.3. Τύποι στατικών συστημάτων και συντελεστές συμπεριφοράς (§ 6.3 του EC8)

#### 4.3.1 Τύποι στατικών συστημάτων

EK8 : «Τα κτίρια από χάλυβα θα εντάσσονται σε μία από τις επόμενες **(7) κατηγορίες στατικών συστημάτων**, σύμφωνα με τη συμπεριφορά του κύριου συστήματος που αντιστέκεται στη σεισμική δράση :

α) **Πλαίσια ροπής** (καμπτικής λειτουργίας), είναι εκείνα στα οποία η σεισμική δράση παραλαμβάνεται κυρίως από μέλη που η βασική τους καταπόνηση είναι η **κάμψη**.

β) **Πλαίσια με κεντρικούς** (χωρίς εκκεντρότητα) **συνδέσμους δυσκαμψίας**, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις της σεισμικής δράσης παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη που καταπονούνται σε **αξονική δύναμη**.

γ) **Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας**, είναι εκείνα στα οποία η σεισμική δράση παραλαμβάνεται κυρίως από μέλη που υποβάλλονται σε **αξονικό φορτίο**, αλλά όπου η **εκκεντρότητα** της όλης διάταξης είναι τέτοια ώστε η απορρόφηση ενέργειας λαμβάνει χώρα στους «σεισμικούς συνδέσμους»(!) (δοκούς σύζευξης κατά ΕΑΚ, seismic links κατά EC8 ), είτε μέσω ανακυκλικής **κάμψης** είτε μέσω ανακυκλικής **τέμνουσας**.

δ) Συστήματα **ανεστραμμένου εκκρεμούς**<sup>21</sup>, που είναι κατασκευές στις οποίες οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας εντοπίζονται στις βάσεις των υποστυλωμάτων (π.χ. υδατόπυργοι κλπ, πιο σύνηθες για οπλισμένο σκυρόδεμα).

ε) Συστήματα με **πυρήνες** σκυροδέματος ή **τοιχώματα** σκυροδέματος, είναι συστήματα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από αυτούς τους πυρήνες ή τα τοιχία.

στ) Πλαίσια ροπής που **συνδυάζονται με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας**.

ζ) Πλαίσια ροπής **που συνδυάζονται με τοιχοπληρώσεις**».

Στη συνέχεια, στον Ευρωκώδικα, παρατίθενται **βασικά χαρακτηριστικά** καθώς και **παραδοχές**, που αφορούν το κάθε δομικό σύστημα ξεχωριστά :

- «Στα **πλαίσια ροπής**, ζώνες απορρόφησης ενέργειας θα πρέπει κυρίως να αποτελούν **πλαστικές αρθρώσεις**, που **επιτρέπονται στις δοκούς και στις συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα**, ώστε να απορροφάται ενέργεια με ανακυκλική κάμψη (δηλ. κάμψη εναλλασσόμενης φοράς...). Επιτρέπεται ακόμη να συμβαίνουν πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα, όταν αυτές βρίσκονται :

-Στη βάση του πλαισίου.

-Στην κορυφή υποστυλωμάτων στον ανώτατο όροφο πολυώροφων κτιρίων

-Στην κορυφή και τη βάση σε μονώροφα πλαίσια, στα οποία επιπλέον η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων ικανοποιεί τη σχέση  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$

<sup>21</sup> Αυτός ο τύπος στατικού συστήματος ορίζεται στο Κεφ.5 του EK8 (“Ειδικό κανόνας για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα”, § 5.1.2) ως : “Σύστημα στο οποίο τουλάχιστον το **50% της μάζας του** βρίσκεται στο **ανώτερο 1/3** του ύψους του...”

- Σε πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας **χωρίς εκκεντρότητα**, οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας θα πρέπει να εντοπίζονται κυρίως στις **εφελκόμενες** διαγωνίους.

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μπορούν να ανήκουν σε μία από τις κατηγορίες :

- Ενεργή η **εφελκόμενη διαγώνιος** του συνδέσμου **μόνο** (οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τις εφελκόμενες διαγωνίους, **αγνοώντας** τη συμμετοχή των θλιβόμενων διαγωνίων(!). (σύνδεσμοι X)

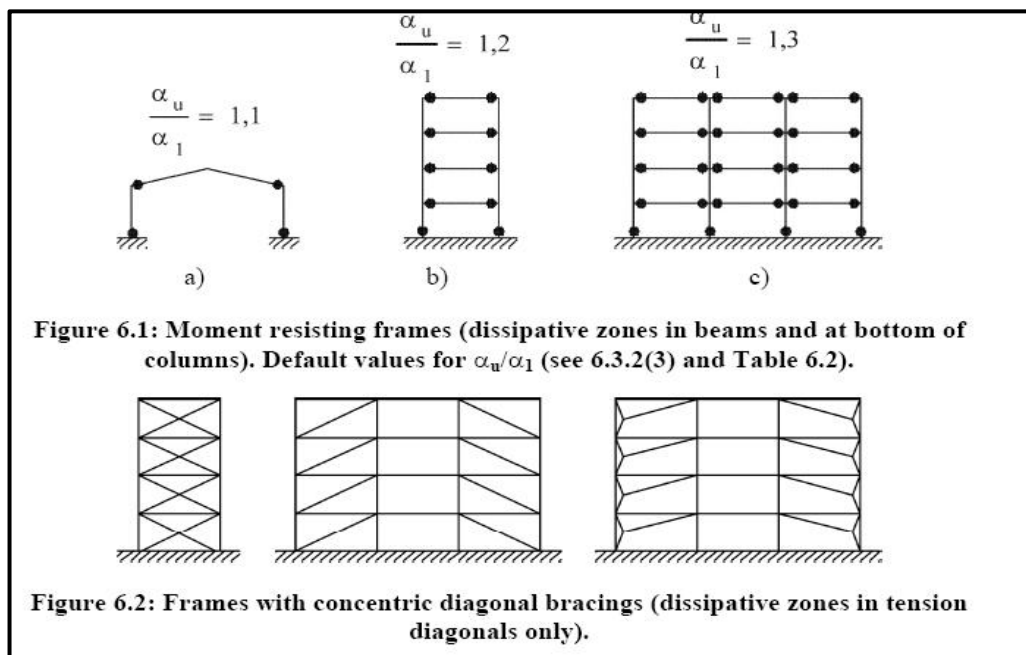
- Σύνδεσμοι τύπου V**:Οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται τόσο από τις εφελκόμενες **όσο και από τις θλιβόμενες** διαγωνίους (→η συμβολή των θλιβόμενων διαγωνίων εδώ είναι απαραίτητη και δεν μπορούν να αμεληθούν!). Το σημείο τομής των διαγωνίων αυτών βρίσκεται επί ενός **οριζόντιου** μέλους, το οποίο θα πρέπει να είναι **συνεχές**.

(Σύνδεσμοι **σχήματος K** ,στους οποίους το σημείο τομής των διαγωνίων κείται **επί υποστυλώματος** δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν («ακατάλληλοι από σεισμική άποψη» κατά ΕΑΚ).

- Τα πλαίσια με **έκκεντρους** συνδέσμους δυσκαμψίας, πρέπει να μορφώνονται έτσι, ώστε όλοι οι **σύνδεσμοι** να είναι ενεργοί.

- Τα συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς μπορούν να θεωρούνται ως **πλαίσια ροπής**, με την προϋπόθεση ότι διαθέτουν **παραπάνω από ένα** υποστύλωμα σε κάθε “αντιστεκόμενο” επίπεδο και σε κάθε υποστύλωμα ικανοποιείται ο **περιορισμός** (για την **αξονική** δύναμη)  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ .

Τα ακόλουθα σχήματα (εικόνες **6.1** ως **6.9** του Ευρωκώδικα) είναι κατατοπιστικά. Επίσης παρέχει **ενδεικτικές** τιμές για το **συντελεστή**  $\alpha_u/\alpha_1$  που μπορούν να χρησιμοποιούνται, για κάθε σύστημα, ελλείψη άλλων στοιχείων:



Εικόνα 4.4 (6.1 και 6.2 του EC8): Στατικά συστήματα και προτεινόμενες τιμές του συντελεστή  $\alpha_u/\alpha_1$  (Συνεχίζεται) (1/3)

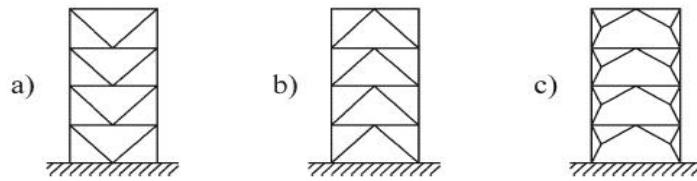


Figure 6.3: Frames with concentric V-bracings (dissipative zones in tension and compression diagonals).

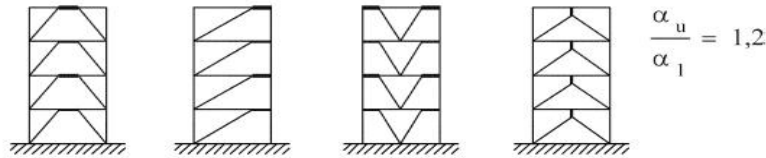


Figure 6.4: Frames with eccentric bracings (dissipative zones in bending or shear links). Default values for  $\alpha_u/\alpha_1$  (see 6.3.2(3) and Table 6.2).

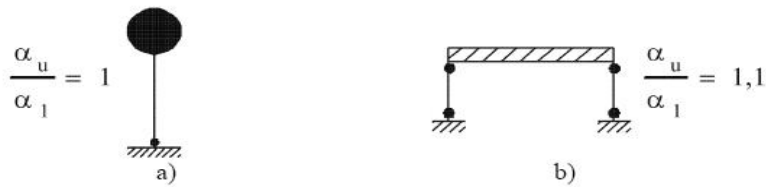


Figure 6.5: Inverted pendulum: a) dissipative zones at the column base; b) dissipative zones in columns ( $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ ). Default values for  $\alpha_u/\alpha_1$  (see 6.3.2(3) and Table 6.2).

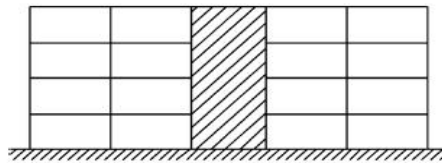


Figure 6.6: Structures with concrete cores or concrete walls.

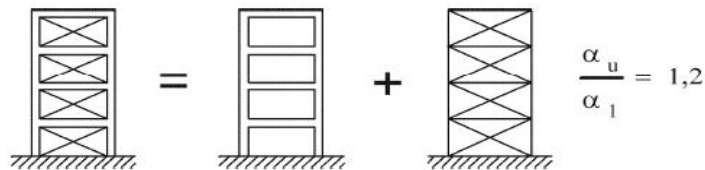
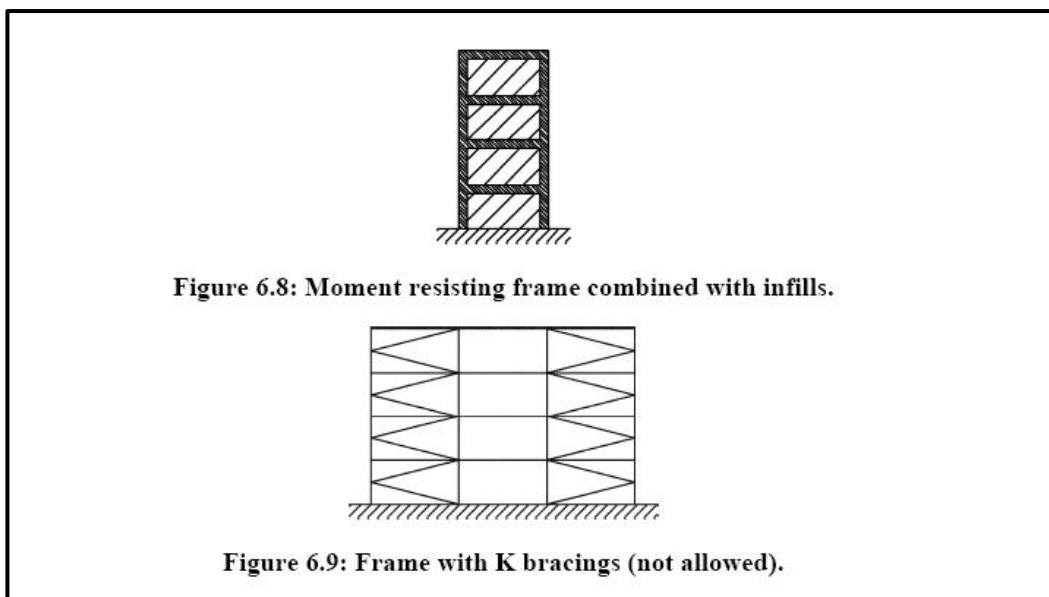


Figure 6.7: Moment resisting frame combined with concentric bracing (dissipative zones in moment frame and in tension diagonals). Default value for  $\alpha_u/\alpha_1$  (see 6.3.2(3) and Table 6.2).

Εικόνα 4.5 (6.3 έως 6.7 του EC8): Στατικά συστήματα και προτεινόμενες τιμές του συντελεστή  $\alpha_u/\alpha_1$  (Συνεχίζεται) (2/3)



Εικόνα 4.6 (6.1 έως 6.9 του ΕΚ8): Στατικά συστήματα και προτεινόμενες τιμές του συντελεστή  $\alpha_u/\alpha_1$  (3/3)

Όσον αφορά στον **ΕΑΚ**, τα δομικά συστήματα που αναφέρονται και για τα οποία παρέχονται οι αντίστοιχοι κανόνες σχεδιασμού, είναι :

- α) Πλαίσια (ροπής)
- β) Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα
- β) Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα.

Σχόλιο: Σ' αυτό το σημείο, ο EC8 είναι σαφώς **πιο πλήρης**, καθώς περιλαμβάνει και κάποια είδη **στατικών συστημάτων** [ανεστραμμένο εκκρεμές, χαλύβδινες κατασκευές με πυρήνες ή τοιχία σκυροδέματος (αν και αυτά συναντώνται πιο σπάνια στην πράξη)], καθώς επίσης πλαίσια ροπής σε συνδυασμό με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα και πλαίσια ροπής με τοιχοπληρώσεις, συνδεδεμένες ή μη (που έχουν πιο συχνή εφαρμογή)], τα οποία **δεν αναφέρει** καν ο ΕΑΚ. [Συνολικά **7 στατικά συστήματα**, έναντι **3** (πάντως, των πιο «βασικών») του ΕΑΚ]. Επίσης, είναι **πιο σαφής** στο διαχωρισμό τους.

Επίσης, στον ΕΑΚ γίνεται αναφορά στους **οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας**. Αναφέρεται στην § Γ.7 του Παραρτήματος Γ :

«Τα διαφράγματα ή οι οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι πρέπει να εξασφαλίζουν τη μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων στους **κατακόρυφους** φορείς (κατακόρυφους συνδέσμους ή/και πλαίσια) με επαρκή **υπεραντοχή**, ώστε αφενός μεν να επιτυγχάνεται ο περιορισμός των πλαστικών αρθρώσεων στις **προβλεπόμενες** θέσεις, αφετέρου δε να υπάρχει δυνατότητα **ανακατανομής** των δυνάμεων που είναι απαραίτητη, επειδή οι κατακόρυφοι φορείς δεν εισέρχονται **σύγχρονα** στο μετελαστικό στάδιο.»

«Κατά κανόνα, η προηγούμενη απαίτηση καλύπτεται αν τα μέλη των **οριζοντίων συνδέσμων** ελεγχθούν με τις δράσεις που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς **πολλαπλασιασμένες επί συντελεστή μεγεθύνσεως  $\alpha=1.50$** .»

Για το ίδιο θέμα, ο **EC8**, στο Κεφάλαιό του 4, § 4.4.2.5 “Αντοχή των οριζόντιων διαφραγμάτων” αναφέρει :

«Τα διαφράγματα και οι **οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας** πρέπει να μπορούν να μεταβιβάσουν, με επαρκή **υπεραντοχή**, τα αποτελέσματα από τη σεισμική δράση σχεδιασμού στα **κατακόρυφα** δομικά στοιχεία με τα οποία συνδέονται.»

«Γι’ αυτό, στους αντίστοιχους ελέγχους αντοχής, τα αποτελέσματα της σεισμικής δράσης στο διάφραγμα που προκύπτουν από την ανάλυση, θα **πολλαπλασιάζονται** με έναν **συντελεστή υπεραντοχής** (overstrength factor)  $\gamma_d$  **μεγαλύτερο του 1,0.**»

«Οι συνιστώμενες τιμές για **ψαθυρές** μορφές αστοχίας, όπως π.χ. για διάτμηση σε διαφράγματα από σκυρόδεμα είναι **1,3**, ενώ για **πλάστιμες** μορφές αστοχίας είναι **1,1.**»

Ειδικά για διαφράγματα από **οπλισμένο σκυρόδεμα**, ο Ευρωκώδικας παραπέμπει στο σχετικό **Κεφάλαιο 5**.

Σχόλιο: Για ακόμη μία φορά οι δύο Κανονισμοί διέπονται από την **ίδια βασική φιλοσοφία** για το σχεδιασμό του **διαφράγματος**, και ειδικότερα των **οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας** (οι οποίοι είναι απαραίτητοι στην περίπτωση απουσίας πλάκας σκυροδέματος, προκειμένου να έχουμε **ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία**) με τον ΕΑΚ να είναι ελάχιστα πιο συντηρητικός (**1.5** αντί για **1.1** που προτείνει ο EC8).

#### 4.3.2.Συντελεστές συμπεριφοράς

**EC8:** “Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$ , που εισήχθη στο Κεφ. 3 του Ευρωκώδικα, § 3.2.2.5 (“Φάσμα Σχεδιασμού”), αποδίδει την **ικανότητα απορρόφησης ενέργειας** της κατασκευής. Για συστήματα **κανονικά καθ’ ύψος**, οι **μέγιστες** τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς (τιμή αναφοράς, σ’ αυτήν την περίπτωση) δίνονται στον Πίνακά του **6.2** (EC8). Τις παραθέτουμε εδώ, σε αντιστοιχία με αυτές που δίνει ο **ΕΑΚ** στον Πίνακά του 2.6 :

Πίνακας 4.3: Ανώτατες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  σε ΕΑΚ και EC8

Δομικό σύστημα	Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς $q$		
	ΕΑΚ 2000	Ευρωκώδικας 8	
		DCM(μέσης πλαστιμότητας)	DCH(υψηλής πλαστιμότητας)
Πλαίσια	4,00	4,00	5 $\alpha_u/\alpha_1$
Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα*	4,00	4,00	5 $\alpha_u/\alpha_1$
Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα			
• Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00	4,00	4,00
• Σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50	2	2,5

• Σύνδεσμοι τύπου Κ*	(1,00)	-	-
Τύπος “ανεστραμμένου εκκρεμούς”	-	2	2 α <sub>υ</sub> /α <sub>1</sub>
Πλαίσια ροπής συνδυαζόμενα με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότ.	-	4	4 α <sub>υ</sub> /α <sub>1</sub>
Πλαίσια ροπής συνδυαζόμενα με τοιχοπληρώσεις			
Τοιχοπληρώσεις που δεν συνδέονται με το πλαίσιο, αλλά βρίσκονται σε επαφή με αυτό	-	2	2
Τοιχοπληρώσεις συνδεδεμένες με το πλαίσιο	-	Βλέπε Κεφ. 7 (Σύμμικτα)	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες απ’ το πλαίσιο(όπως τα πλαίσια ροπής)	-	4	5 α <sub>υ</sub> /α <sub>1</sub>

Σημείωση:

1.Για τους δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα, καθώς και για τους συνδέσμους τύπου Κ, ο **ΕΑΚ** παραπέμπει στο **Παράρτημά του Γ** για περισσότερες λεπτομέρειες.

2.Για τις μεταλλικές κατασκευές που συνδυάζονται με πυρήνες ή τοιχία **σκυροδέματος**, ο **ΕC8** παραπέμπει στο **Κεφ.5** (Σκυρόδεμα).

**Βασικό σημείο του ΕΚ8 :** «Για κατασκευές μη κανονικές καθ’ ύψος, τα άνω όρια του συντελεστή q θα λαμβάνονται **μειωμένα κατά 20%**». Δηλαδή: (“Απομειωμένη” τιμή του q)=0.8·(τιμή “αναφοράς” του q)

“Για κτίρια **κανονικά σε κάτοψη**, εάν δε γίνεται **πιο ακριβής** εκτίμηση (βλέπε παρακάτω) του λόγου α<sub>υ</sub>/α<sub>1</sub>, μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές που δίνονται στις εικόνες **6.1** έως **6.8** του Ευρωκώδικα.”(η εικόνα 6.9 αφορά συνδέσμους τύπου Κ που γενικά δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιείται). (→πρέπει να σημειωθεί εδώ ότι δεν περιέχεται σε **όλες τις εικόνες(δηλαδή για όλους τους τύπους δομικών συστημάτων)εκτίμηση του λόγου α<sub>υ</sub>/α<sub>1</sub>**).”Οι παράμετροι α<sub>1</sub> και α<sub>υ</sub> ορίζονται ως :”

α<sub>1</sub> “είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση, προκειμένου να φτάσουμε την πλαστική αντοχή **σε οποιοδήποτε στοιχείο** της κατασκευής.”(φορτίο δηλαδή, που αντιστοιχεί στο σχηματισμό της πρώτης πλαστική άρθρωσης ή γενικά στην πρώτη διαρροή στην κατασκευή),ενώ οι υπόλοιπες δράσεις παραμένουν σταθερές.



$\alpha_u$  “είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση, προκειμένου να σχηματιστούν **τόσες πλαστικές αρθρώσεις** όσες απαιτούνται για να έχουμε συνολική δομική αστάθεια (δηλ. **κατάρρευση**), ενώ όλες οι άλλες δράσεις παραμένουν σταθερές. Η τιμή  $\alpha_u$  μπορεί να προσδιορισθεί από μη-γραμμική στατική ανάλυση(push-over)”.

“Για κτίρια **μη κανονικά σε κάτοψη**, η (προσεγγιστική αυτή) τιμή του  $\alpha_u/\alpha_1$  που μπορεί να χρησιμοποιείται, όταν δεν γίνονται υπολογισμοί για την εκτίμησή του, μπορεί να λαμβάνεται ως το **ημιάθροισμα** της μονάδας (**1,0**) και της τιμής που δίνεται στις εικόνες **6.1** ως **6.8**.”

Επομένως, η push-over ανάλυση μπορεί να μας δώσει τιμές του λόγου  $\alpha_u/\alpha_1$  μεγαλύτερες από αυτές που προτείνονται (“default” values). Πάντως, δεν επιτρέπεται αυτές να υπερβαίνουν την τιμή **1,6**.(!)

Σχόλια: Κατ’ αρχήν, στον EC8 προτείνονται **δύο ανώτατες** τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς για κάθε είδος κατασκευής, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας που αυτή ανήκει. (ο συντελεστής  $q$  προφανώς μπορεί να λαμβάνει μεγαλύτερες τιμές, καθώς οι απαιτήσεις πλαστιμότητας αυξάνουν).

Έχει ενδιαφέρον να παρατηρήσουμε ότι στις περισσότερες περιπτώσεις, ο EC8 προτείνει **σαφώς ανώτερα όρια** για το συντελεστή  $q$  σε σχέση με τον EAK, που κυμαίνονται από 50% έως 100% (υπό προϋποθέσεις!). Για παράδειγμα : Σε κατασκευή που μορφώνεται από **πλαίσια ροπής ή δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα**, αν η τιμή του **λόγου  $\alpha_u/\alpha_1$**  προκύπτει από ανάλυση pushover ίση με **1,6** (μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή), ο συντελεστής  $q$  έχει ανώτατο όριο την τιμή  $5 \cdot 1,6 = 8$  (!), τη στιγμή που το αντίστοιχο όριο του EAK είναι 4.! Εάν λαμβάνεται η “προτεινόμενη” τιμή του λόγου  $\alpha_u/\alpha_1$  γι’ αυτές τις περιπτώσεις, 1,2, τότε θα είναι  $5 \cdot 1,2 = 6$ .(50% παραπάνω από την τιμή του EAK σ’ αυτήν την περίπτωση).

Για τις κατασκευές όμως, του συγκεκριμένου τύπου (πλαίσια ροπής και δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα), αν αυτές ανήκουν στην κατηγορία πλαστιμότητας ΚΠΜ (Μέση), η τιμή που προβλέπει ο EC8 είναι **ίδια** με αυτήν του EAK.

Γενικά, οι περιπτώσεις πλαισίων ροπής και δικτυωτών συνδέσμων με εκκεντρότητα σε **ΚΠΜ** (Κατηγορία Πλαστιμότητας **Μέση**) είναι **οι μόνες περιπτώσεις** που ο EC8 προτείνει τις **ίδιες** τιμές για το ανώτατο όριο του συντελεστή  $q$  (τιμή  $q=4$ ).

Όσον αφορά πάλι τους δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, ο EC8 επιτρέπει επίσης μεγαλύτερες **τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς**, τόσο για συστήματα με διαγώνιους συνδέσμους, όσο και για συστήματα με συνδέσμους τύπου V ή Λ.

Συνοψίζοντας, μπορούμε να πούμε ότι ο **EAK** παρουσιάζεται **πιο συντηρητικός** σε αυτό το σημείο (που μπορεί να φτάσει να χαρακτηριστεί και “**πολύ πιο συντηρητικός**”, υπό προϋποθέσεις) από τον EC8.

Ειδικότερα, για συστήματα πλαισίων ροπής και συστήματα με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας ( $q=4$  και  $q=5 \cdot (\alpha_u/\alpha_1)$ ) για τις διάφορες περιπτώσεις **κανονικότητας** (4 συνολικά περιπτώσεις), τόσο για DCM όσο και για DCH, με τη συνιστώμενη τιμή του λόγου  $\alpha_u/\alpha_1=1,2$  (απουσία ακριβέστερου υπολογισμού), όπως φαίνεται στον ακόλουθο Πίνακα 4.4, προκύπτουν οι τιμές:

Κανονικότητα συστήματος	DCM (Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση)	DCH (Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή)
<b>Κανονικό</b> σε κάτοψη <b>Κανονικό</b> καθ' ύψος	q=4	q=6
<b>Μη-κανονικό</b> σε κάτοψη <b>Κανονικό</b> καθ' ύψος	q=4	q=5,5
<b>Κανονικό</b> σε κάτοψη <b>Μη-κανονικό</b> καθ' ύψος	q=3,2	q=4,8
<b>Μη-κανονικό</b> σε κάτοψη <b>Μη-κανονικό</b> καθ' ύψος	q=3,2	q=4,4

Πίνακας 4.4: Διακύμανση των τιμών του q ανάλογα με την κανονικότητα

Για την DCH (Υψηλή Πλαστιμότητα), συμβολίζοντας το λόγο  $\alpha_u/\alpha_1$  ως  $\alpha^*$  και τις (4) περιπτώσεις κανονικότητας ως:

Περίπτωση 1: σύστημα κανονικό σε κάτοψη, κανονικό καθ' ύψος

Περίπτωση 2: σύστημα κανονικό σε κάτοψη, μη-κανονικό καθ' ύψος

Περίπτωση 3: σύστημα μη-κανονικό σε κάτοψη, κανονικό καθ' ύψος και,

Περίπτωση 4: σύστημα μη-κανονικό σε κάτοψη, μη-κανονικό καθ' ύψος

, έχουμε :

Περίπτωση 1:  $q=5^*(\alpha^*)$

Περίπτωση 2:  $q=0,8*5^*(\alpha^*)=4^*(\alpha^*)$

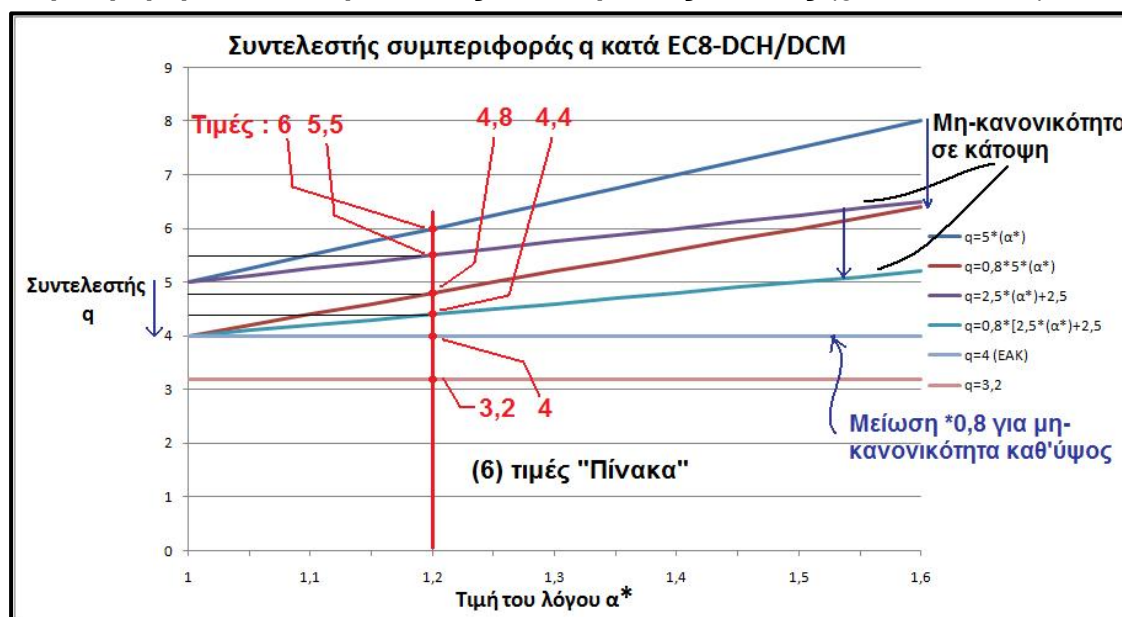
Περίπτωση 3:  $q=5^*[(\alpha^*+1)/2]=2,5^*(\alpha^*)+2,5$

Περίπτωση 4:  $q=0,8\{5^*[(\alpha^*+1)/2]\}=2,0^*(\alpha^*)+2,0$

, για την εξάρτηση του συντελεστή συμπεριφοράς q από το λόγο  $\alpha^*$ . (Σχήμα X)

Παρατηρούμε συνεπώς, ότι η μη-κανονικότητα σε ύψος έχει μεγαλύτερη επιρροή από την αντίστοιχη σε κάτοψη στη διαμόρφωση (μείωση) του συντελεστή συμπεριφοράς q.

**4.4.Κριτήρια σχεδιασμού και κανόνες κατασκευής για πλάστιμη δομική συμπεριφορά, κοινοί για όλους του δομικούς τύπους. (§ 6.5 του EC8)**



Εικόνα 4.7: Εξάρτηση του q από το λόγο  $\alpha^*$

## Γενικά κριτήρια σχεδιασμού

“Κατασκευές με ζώνες απορρόφησης ενέργειας θα σχεδιάζονται έτσι ώστε :1.**διαρροή**, 2.**τοπικός λυγισμός**, ή 3.άλλα φαινόμενα που οφείλονται σε **υστερητική συμπεριφορά**, δεν επηρεάζουν τη **συνολική σταθερότητα** της κατασκευής.”

“Οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας θα έχουν επαρκή **πλαστιμότητα** και **αντοχή**. Η αντοχή καθορίζεται σύμφωνα με τον **EC3**.”

“Οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας μπορούν να βρίσκονται στα **δομικά στοιχεία** ή στις **συνδέσεις**.

-Εάν βρίσκονται στα δομικά στοιχεία, τα μη-πλάσιμα μέλη καθώς και οι συνδέσεις των πλάσιμων στοιχείων με την υπόλοιπη κατασκευή, θα πρέπει να έχουν αρκετή **υπεραντοχή** ώστε να επιτρέπουν διαρροή στα πλάσιμα στοιχεία” (δομικά μέλη).

-Εάν βρίσκονται στις συνδέσεις, τα συνδεόμενα μέλη πρέπει να διαθέτουν επαρκή **υπεραντοχή**, ώστε να επιτρέπουν τη διαρροή στις συνδέσεις.”

*Σχόλιο :→Για άλλη μια φορά δηλαδή, ο Ευρωκώδικας μας εφιστά την προσοχή στο ότι πρέπει να διασφαλίζεται ότι οι περιοχές που έχει προβλεφθεί να απορροφήσουν την ενέργεια, πρέπει να **διαρρέουν “πρώτες”**, που σημαίνει κατάλληλη πρόβλεψη **υπεραντοχής** στα υπόλοιπα(γειτονικά πρωτίστως) μέλη].*

*Σημείωση : Πρέπει να επισημανθεί (ξανά) εδώ ότι ο όρος “**πλάσιμα**” που επιλέχθηκε στα πλαίσια αυτής της εργασίας αποτελεί (προσπάθεια) μετάφραση του όρου **dissipative** (=που κατά βάση σημαίνει τα μέλη που **απορροφούν ενέργεια**) στον Ευρωκώδικα, και όχι **ductile**(!). Πάντως οι δύο έννοιες, για τους σκοπούς του παρόντος, μπορούν να θεωρηθούν ταυτόσημες.*

### Κανόνες για πλάστιμα στοιχεία σε θλίψη ή κάμψη.

“Θα πρέπει να διασφαλίζεται επαρκής **τοπική πλαστιμότητα** στα μέλη που απορροφούν ενέργεια με θλίψη ή κάμψη, περιορίζοντας το λόγο *πλάτους προς πάχος*  $b/t$ , σύμφωνα με τον **EC3**, Μέρος 1.1, § 5.5.”[→4 κατηγορίες διατομών, κατά τα γνωστά.(!)]

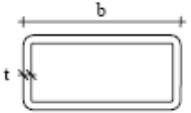
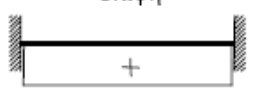
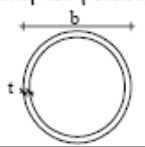
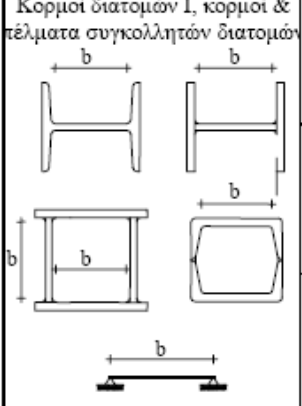
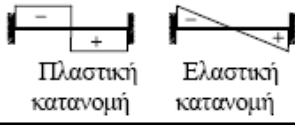
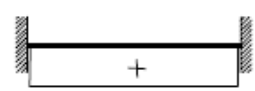
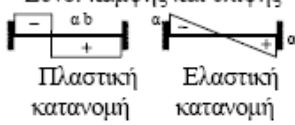
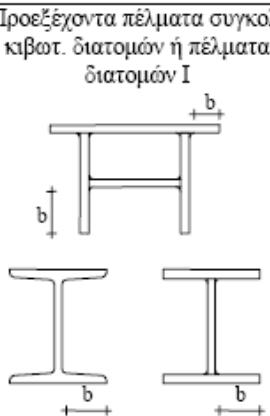
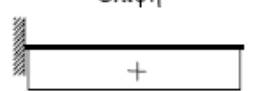
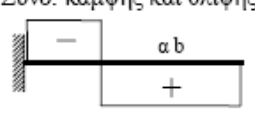
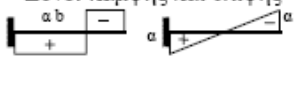
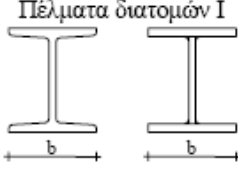
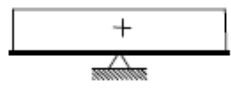
“Ανάλογα με την **κατηγορία πλαστιμότητας** και το **συντελεστή συμπεριφοράς** ( $q$ ), οι απαιτήσεις ως προς τις **κατηγορίες διατομών** από χάλυβα για “πλάστιμα” στοιχεία, φαίνονται στον Πίνακα 4 (Πίν. 6.3 του Ευρωκώδικα).

Κατηγορία πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
DCM (Μέση)	$1,5 < q \leq 2$	Κατηγορία 1, 2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	Κατηγορία 1 ή 2
DCH(Υψηλή)	$q > 4$	Κατηγορία 1

Πίνακας 4.5: Απαιτήσεις για την κατηγορία της διατομής, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής και το δείκτη συμπεριφοράς.

**Σημείωση:** Στην § 6.1, αναφέρεται ότι : “Για τη βασική αρχή α) (Δηλαδή κατηγορία πλαστιμότητας DCL(Χαμηλή), εάν το άνω όριο του συντελεστή  $q$  είναι μεγαλύτερο του 1,5, οι κατηγορίες διατομών για τα **πρωτεύοντα σεισμικά μέλη (γενικά)** πρέπει να είναι 1, 2 ή 3.”

Ο **ΕΑΚ** αντίστοιχα προβλέπει (στην **§ Γ.1** του Παραρτήματος Γ) : «Στις περιοχές πιθανών και ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων διατομών από χάλυβα, πρέπει να αποφεύγεται ο **τοπικός λυγισμός** των τοιχωμάτων με περιορισμό, *προς τα άνω*, του λόγου *πλάτους προς πάχος* ( $b/t$ ). Ο περιορισμός αυτός εξαρτάται από τον **συντελεστή συμπεριφοράς** που έχει επιλεγεί ( $q$ ), ανάλογα με τις τιμές του οποίου, οι διατομές κατατάσσονται στις **κατηγορίες Α, Β και Γ**, όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.6»

Διατομή	Κατανομή Τάσεων (θλίψη θετική)	Κατηγορία Διατομής		
		A	B	Γ
Ορθογ. κοίλη διατομή 	Θλίψη 	$q \geq 4$	$4 \geq q \geq 2$	$2 > q$
Σωληνωτή διατομή 	Θλίψη Κάμψη Θλίψη + Κάμψη	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$
Κορμοί διατομών I, κορμοί & πέλματα συγκολλητών διατομών 	 Πλαστική κατανομή    Ελαστική κατανομή	66ε	78ε	90ε
	Θλίψη 	33ε	39ε	41ε
	Συνδ. κάμψης και θλίψης  Πλαστική κατανομή    Ελαστική κατανομή	$\frac{33}{\alpha}\epsilon$	$\frac{39}{\alpha}\epsilon$	$\frac{41}{\alpha}\epsilon$
Προεξέχοντα πέλματα συγκολλ. κιβωτ. διατομών ή πέλματα διατομών I 	Θλίψη 	9ε	10ε	12ε
	Συνδ. κάμψης και θλίψης 	$\frac{9}{\alpha}\epsilon$	$\frac{10}{\alpha}\epsilon$	$\frac{12}{\alpha}\epsilon$
	Συνδ. κάμψης και θλίψης 	$\frac{9}{\alpha\sqrt{\alpha}}\epsilon$	$\frac{10}{\alpha\sqrt{\alpha}}\epsilon$	$\frac{12}{\alpha\sqrt{\alpha}}\epsilon$
Πέλματα διατομών I 	Θλίψη 	20ε	22ε	26ε

Πίνακας 4.6: Όρια των λόγων b/t για θλιβόμενα τμήματα των διατομών για διάφορες κατηγορίες διατομών

Σχόλιο: Βλέπουμε δηλαδή ότι οι απαιτήσεις των δύο Κανονισμών όσον αφορά την **κατηγορία των διατομών** για θλιβόμενα μέλη που προορίζονται για **απορρόφηση ενέργειας** μέσω ανακυκλικής συμπεριφοράς, είναι **παρόμοιες**.

### Κανόνες για μέλη υπό εφελκυσμό

**EC8**: "Για μέλη ή τμήματα μελών υπό εφελκυσμό, ισχύει η **απαίτηση πλαστιμότητας**(ή **κριτήριο ολκιμότητας**) της § 6.2.3 (3) του **EC3**", η οποία λέει απλά ότι "η αντοχή της πλήρους διατομής σε διαρροή  $N_{pl,Rd}$  πρέπει να είναι μικρότερη της αντοχής της απομειωμένης διατομής (σε θέσεις οπών) σε θραύση ( $N_{u,Rd}$ )."

$$N_{pl,Rd} < N_{u,Rd} \Rightarrow \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} < \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \Rightarrow \frac{A_{net}}{A} > \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{1}{0,9} \cdot \frac{f_y}{f_u}$$

Και αφού (EN 1993-1-1, § 6.1) ισχύει :  
 $\gamma_{M0}=1,00$  ,  $\gamma_{M1}=1,00$  ,  $\gamma_{M2}=1,25$  , θα είναι :

$$\frac{A_{net}}{A} > \frac{1,25}{1 \cdot 0,9} \cdot \frac{f_y}{f_u} = 1,389 \cdot \frac{f_y}{f_u}$$

Ο **EAK**, αντίστοιχα, για εφελκυσμένα στοιχεία προτείνει : «...ο λόγος της καθαρής διατομής, σε θέσεις οπών κοχλιών, προς την πλήρη διατομή, δεν πρέπει να είναι μικρότερος από την τιμή :

$$A_{net}/A = 1.262 f_y/f_u$$

όπου  $f_y$  το όριο διαρροής του χάλυβα και  $f_u$  η οριακή εφελκυστική αντοχή του».

Σχόλιο: Προκύπτει έτσι, σε αυτό το σημείο μία διαφορά της τάξης :  $(1.389-1.262)/1.262=10.06\%$ . Δηλαδή είναι ελάχιστα πιο "αυστηρός" ο EC8.

### Κανόνες για συνδέσεις σε ζώνες απορρόφησης ενέργειας

**EC8**: «Ο σχεδιασμός των συνδέσεων θα είναι τέτοιος ώστε να ελαχιστοποιεί τις πλαστικές (παραμένουσες) παραμορφώσεις, τις παραμένουσες τάσεις και να εμποδίζει ελαττώματα εκ κατασκευής.

Μη-πλάστιμες συνδέσεις πλάστιμων στοιχείων που γίνονται με **εσωραφές πλήρους διείδυσης**, μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιούν το "**κριτήριο υπεραντοχής**".»

Για εσωραφές και κοχλιωτές μη-πλάστιμες συνδέσεις πρέπει να ικανοποιείται η σχέση :

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$$

όπου:

$R_d$  η αντοχή της σύνδεσης, σύμφωνα με τον EC3

$R_{fy}$  η πλαστική αντοχή του συνδεόμενου πλαστικού μέλους, όπως προκύπτει από τον EC3, σύμφωνα με την τάση διαρροής του υλικού.

$\gamma_{ov}$  ο **συντελεστής υπεραντοχής**, που θα προκύπτει όπως αναφέρθηκε προηγούμενα (με μία από τις μεθόδους α), β) ή γ). (§ 6.2 του EC8)".

Επίσης, ο Ευρωκώδικας αναφέρει : «Για κοχλιωτές συνδέσεις **διάτμησης**, η αντοχή σε τέμνουσα των κοχλιών πρέπει να είναι μεγαλύτερη από **1,2** επί την αντοχή σε τέμνουσα του μέλους».

Αντίστοιχα, ο **ΕΑΚ** προτείνει (Παράρτημα Γ, § Γ3) : «Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να έχουν επαρκή **υπεραντοχή**, ώστε να περιορίζουν τη διαρροή στα πλαστικά μέλη.(...)Οι εσωραφές πλήρους διεύθυνσης θεωρείται ότι ικανοποιούν το παραπάνω κριτήριο. Συνδέσεις συγκολλητές με εξωραφές ή κοχλιώσεις πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση :

$$R_d \geq 1,20 R_{fy}$$

όπου  $R_d$  η οριακή αντοχή της σύνδεσης και  $R_{fy}$  η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους.

Επίσης: «Σε **κοχλιωτές** συνδέσεις, καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών». (→Αυτό δεν αναφέρεται *ρητά* στον EC8 !)

Σχόλιο: Για παράδειγμα, αν  $\gamma_{ov}=1,25$  (τυπική τιμή), σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, θα πρέπει  $R_d \geq 1,1 \cdot 1,25 R_{fy} = 1,375 \cdot R_{fy}$ . Άρα, προκύπτει μια διαφορά  $(1,375-1,20)/1,20 = 14,58\%$ . Δηλαδή, ελάχιστα πιο αυστηρός ο Ευρωκώδικας.

#### 4.5 Σχεδιασμός και κανόνες κατασκευής για πλαίσια ροπής (§6.6 του EC8)

Γενικά :Το κεφάλαιο αυτό του Ευρωκώδικα αντιστοιχεί με την **§Γ.4** του Παραρτήματος Γ του ΕΑΚ, που αφορά συγκεκριμένα, τα πλαίσια ροπής (καμπτικής λειτουργίας). Αρχικά, όπως στον ΕΑΚ, τίθενται τα γενικά κριτήρια σχεδιασμού των πλαισίων, που είναι βασικά ο **ικανοτικός τους σχεδιασμός** (προς αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα). Ακολουθούν οι διατάξεις που καθορίζουν τον υπολογισμό των **δοκών** και έπειτα, των **υποστυλωμάτων**. Η βασική διαφορά του EC8 είναι ότι εδώ, σε αντίθεση με τον ΕΑΚ, γίνεται ειδική αναφορά στις **συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος**, με κανόνες για την ορθή μόρφωσή τους, όπως θα φανεί στη συνέχεια.

#### 4.5.1 Γενικά κριτήρια Σχεδιασμού

**EC8:** “Τα πλαίσια ροπής θα σχεδιάζονται έτσι ώστε οι πλαστικές αρθρώσεις να σχηματίζονται **στις δοκούς** ή στις **συνδέσεις** δοκών-υποστυλωμάτων, αλλά **όχι στα υποστυλώματα**, σύμφωνα με την παράγραφο που αφορά τον **ικανοτικό σχεδιασμό** των κόμβων (§4.4.2.3 του EC8 : “Global and Local ductility condition”). Αυτή η απαίτηση **παραλείπεται** 1.στη βάση του πλαισίου, 2.στην κορυφή πολυώροφων κτιρίων και 3.για μονώροφα κτίρια. Με την τήρηση των κανόνων αυτής της παραγράφου (4.4.2.3), καθώς και των επερχόμενων (για δοκούς, υποστυλώματα και συνδέσεις) επιτυγχάνεται ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων στις **επιθυμητές** θέσεις.”

**EAK:** «Εφαρμόζονται οι διατάξεις των παρ. 4.1.4.1 και 4.1.4.2 του Αντισεισμικού Κανονισμού»(**Ικανοτικός σχεδιασμός**).

Ειδικότερα, στην § 4.1.4.2 του EAK (“Εξαιρέσεις από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα”) αναφέρεται : «**Εξαιρούνται** από την υποχρεωτική εφαρμογή του κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων σε **υποστυλώματα**(...), τα κατακόρυφα στοιχεία του **ανωτάτου** ορόφου, καθώς και των τυχόν απολήξεων κλιμακοστασίων. Επίσης τα κατακόρυφα στοιχεία **μονώροφων** κτιρίων καθώς και **κανονικών διωρόφων** στα οποία δεν προβλέπεται προσθήκη άλλου ορόφου».

---

Σχόλιο: Πολύ μικρή η διαφορά των δύο Κανονισμών σε αυτό το σημείο.

#### 4.5.2 Δοκοί

**EC8 :** «Οι δοκοί θα ελέγχονται έναντι πλευρικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σύμφωνα με τον **EC3**, θεωρώντας το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης **στο ένα άκρο** της δοκού. Το άκρο στο οποίο θα λαμβάνεται ότι έχει σχηματισθεί η πλαστική άρθρωση θα είναι αυτό που **εντείνεται πιο πολύ**, κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού».

«Για πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς, πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή (αντίστασης) και η στροφική ικανότητα δεν **απομειώνονται** λόγω **θλίψης** και **διάτμησης** της διατομής. Γι’ αυτό, για διατομές κατηγορίας 1 και 2, **στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων**, πρέπει να ικανοποιούνται οι σχέσεις :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$



$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

όπου

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

$N_{Ed}$  είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού (**δρώσα**)

$M_{Ed}$  είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού (**δρώσα**)

$V_{Ed}$  είναι η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού (**δρώσα**)

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  τα αντίστοιχα (πλαστικά) μεγέθη αντοχής, όπως ορίζει ο EC3

$V_{Ed,G}$  η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης λόγω των **μη-σεισμικών** δράσεων

$V_{Ed,M}$  η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης λόγω της εφαρμογής των **πλαστικών ροπών  $M_{pl,Rd,A}$  και  $M_{pl,Rd,B}$**  με αντίθετα πρόσημα στα άκρα A και B της δοκού (που αποτελεί τη δυσμενέστερη περίπτωση)».

«Για διατομές **κατηγορίας 3**, στους παραπάνω ελέγχους τα πλαστικά μεγέθη αντοχής αντικαθίστανται με τα αντίστοιχα **ελαστικά**».

«Αν η παραπάνω σχέση που αφορά την αξονική **δεν** ικανοποιείται, μπορεί η απομείωση της πλαστικής ροπής λόγω αξονικής να εξακολουθεί να αμελείται, αν ισχύει η παρ. **6.2.9.1** του **EC3**» (αφορά την απομείωση της  $M_{pl,Rd}$  λόγω αξονικής!).

---

**Σχόλια:** Ο **EAK** σε αυτό το σημείο, ουσιαστικά προτείνει **ακριβώς τους ίδιους** ελέγχους, με τις μόνες **διαφορές**:

1.Στον **EAK** η τέμνουσα  $V_{Ed,G}$  «είναι η τέμνουσα της δοκού θεωρούμενης ως **αμφιερείστου** στη θέση πλαστικής άρθρωσης», ενώ στον EC8 είναι «η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης λόγω των **μη-σεισμικών** δράσεων». Η διαφοροποίηση πάντως αυτή **δεν είναι σημαντική**, καθώς οι δύο αυτές περιπτώσεις **θεώρησης** της τέμνουσας δύναμης στα **συνήθη** κτίρια, δεν δίνουν σημαντικές **αποκλίσεις**.

2.Ο EC8 αναφέρει ότι: «πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή και η στροφική ικανότητα **δεν απομειώνονται** λόγω **θλίψης** και **διάτμησης**», ενώ ο **EAK** ορίζει ότι: «Για να εξασφαλιστεί η **ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή** και επαρκής πλαστιμότητα στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων», ως το «λόγο» για τον οποίο γίνονται αυτοί οι έλεγχοι. Παρατηρούμε επομένως ότι ο EC8 είναι **πιο σαφής**.

3.Επίσης, ο EC8, σε αντίθεση με τον **EAK**, **διευκρινίζει** ότι οι παραπάνω έλεγχοι γίνονται για διατομές κατηγορίας **1 και 2**, ενώ για διατομές κατηγορίας **3** χρησιμοποιούνται τα αντίστοιχα **ελαστικά** μεγέθη.

Γενικά, **χωρίς η ουσία ν' αλλάζει**, ο EC8 είναι πιο σαφής και **διευκρινιστικός**.

### 4.5.3 Υποστυλώματα

«Τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε θλίψη, θεωρώντας τον **πιο δυσμενή** συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Σε αυτούς τους ελέγχους τα μεγέθη  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  (**δρώντα**) θα υπολογίζονται ως εξής :

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$

όπου:

$N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) είναι η αξονική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα δύναμη) στο υποστυλώμα, λόγω των **μη-σεισμικών δράσεων** του σεισμικού συνδυασμού.

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) είναι η αξονική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα δύναμη) στο υποστυλώμα, λόγω της **σεισμικής δράσης σχεδιασμού**.

$\gamma_{ov}$ , είναι ο **συντελεστής υπεραντοχής**, (που λαμβάνεται με έναν από του τρεις τρόπους), όπως προαναφέρθηκε στη σχετική παράγραφο.

$\Omega$  είναι η **ελάχιστη τιμή** του λόγου  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  όλων των **δοκών** όπου σχηματίζονται **πλαστικές αρθρώσεις**.  $M_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό  $i$ , στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και  $M_{pl,Rd,i}$  είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή (αντίστασης). (→ δηλαδή  $\Omega = \text{αντοχές/δρώντα μεγέθη}$ ,  $\Rightarrow \Omega \geq 1,0$ ).

Στις περιπτώσεις που οι **πλαστικές αρθρώσεις** σχηματίζονται **στα υποστυλώματα**, όταν βέβαια αυτό επιτρέπεται (βλέπε §5.1 του παρόντος), κατά τον έλεγχο σύμφωνα με τις παραπάνω σχέσεις πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι η **δρώσα** ροπή σε αυτές τις πλαστικές αρθρώσεις είναι ίση με την  $M_{pl,Rd}$  (δηλαδή  $M_{Ed} = M_{pl,Rd}$ ).

Ο **έλεγχος αντοχής** των υποστυλωμάτων θα γίνεται σύμφωνα με το Μέρος 1-1 του **EC3**, Κεφάλαιο 6 (“Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας”).

Ειδικά η τέμνουσα του υποστυλώματος  $V_{Ed}$  πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

Η μεταφορά των δυνάμεων από τις δοκούς στα υποστυλώματα θα πρέπει να υπακούει στους κανόνες του Κεφαλαίου 6 του Μέρους 1 του **EC3**.

Η διατμητική αντοχή “**πλαισίων του κορμού**”<sup>22</sup> σε κόμβους δοκού-υποστυλώματος (βλέπε Σχήμα 2)θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση :

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$$

όπου:

$V_{wp,Ed}$  είναι η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού στο πλαίσιο κορμού λόγω της σεισμικής δράσης, λαμβάνοντας υπόψη ότι, στις γειτονικές **ζώνες απορρόφησης ενέργειας** (σε δοκούς ή άλλες συνδέσεις) έχει αναπτυχθεί η **πλαστική αντοχή** τους (έχουν σχηματισθεί δηλαδή **πλαστικές αρθρώσεις**. Πρόκειται δηλαδή στην ουσία, για **ικανοτικό σχεδιασμό**!).

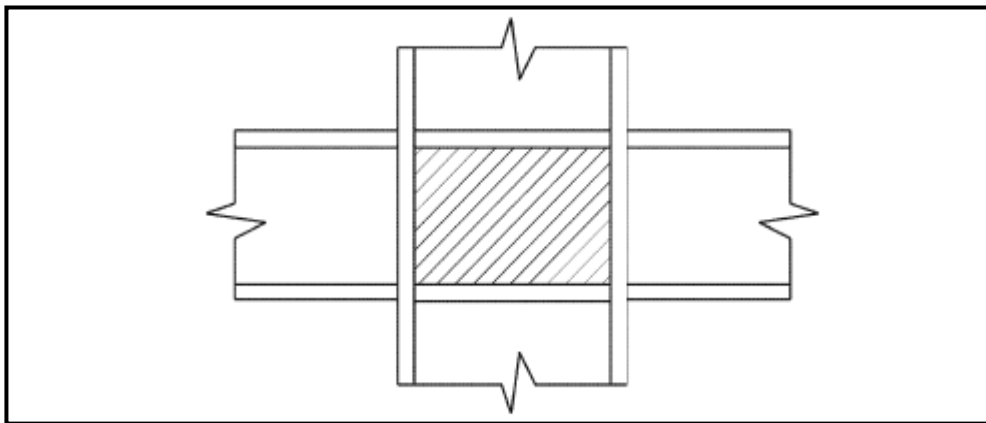
$V_{wp,Rd}$  είναι η αντοχή σε τέμνουσα του πλαισίου του κορμού, σύμφωνα με το Μέρος 1-8 του EC3 (“Σχεδιασμός των κόμβων”),**§6.2.6.1** “Πλαίσιο κορμού υποστυλώματος σε διάτμηση” (→Η παραπομπή στην **§ 6.2.4.1** του EC3 “Ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό” είναι προφανώς **τυπογραφικό λάθος του EC8**). Δε χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των (ορθών) τάσεων λόγω της αξονικής δύναμης και της καμπτικής ροπής.

Η αντοχή σε **διατμητικό λυγισμό** των πλαισίων του κορμού θα πρέπει επίσης να ελέγχεται, ώστε να συμμορφώνεται με τους κανόνες του **Κεφαλαίου 5** (“Αντοχή σε διάτμηση”) του **Μέρους 1-5** (“Επιφανειακά δομικά στοιχεία”) του **EC3**. Δηλαδή :

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wb,Rd}$$

όπου:

$V_{wb,Rd}$  είναι η αντοχή σε διατμητικό λυγισμό του πλαισίου του κορμού.



Εικόνα 4.8 (Εικόνα 6.10 του EC8): “Πλαίσιο κορμού” που ορίζεται από τα πέλματα και ελάσματα ενίσχυσης

<sup>22</sup> Αποτελεί προσπάθεια απόδοσης του όρου “web panel”

Αντίστοιχα, στον **ΕΑΚ**, για το σχεδιασμό των υποστυλωμάτων αναφέρεται :

- *Ροπές κάμψης:*

«Τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε κάμψη με ορθή δύναμη σύμφωνα με την παρ. **4.1.4.1** του Αντισεισμικού Κανονισμού.»

Παραθέτουμε εδώ πάλι το συγκεκριμένο χωρίο της παραγράφου : «(...)τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε κάμψη με αξονική δύναμη, με τις **ροπές ικανοτικού σχεδιασμού ( $M_{CD}$ )**, αντί για τις ροπές που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Δηλαδή :

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} \cdot M_{Ec}$$

όπου ο συντελεστής  $\alpha_{CD}$  (**συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου**), κοινός για το υπερκείμενο και υποκείμενο υποστύλωμα, είναι :

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \Sigma M_{Rd} / |\Sigma M_{Eb}|$$

και όπου:

$\Sigma M_{Rd}$  είναι το άθροισμα των τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου, με τη φορά που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή  $M_{Ec}$ .

$\Sigma M_{Eb}$  είναι το άθροισμα των ροπών των ίδιων δοκών, όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί τη ροπή  $M_{Ec}$ .

$\gamma_{Rd}=1,40$  συντελεστής για τη μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της.»

- *Τέμνουσα:*

«Η δυσμενέστερη τέμνουσα του υποστυλώματος από τους σεισμικούς συνδυασμούς πρέπει να ικανοποιεί τη συνθήκη :

$$V / V_{pd} \leq 0.50$$

- *Αξονική :*

Δεν γίνεται αναφορά. (!)

«Σε κόμβο σύνδεσης δοκού με υποστύλωμα, η τέμνουσα δύναμη **φατνώματος κορμού**, το οποίο περιβάλλεται και στις 4 πλευρές από πέλματα των συνδεόμενων στοιχείων ή από επεκτάσεις τους, αρκεί να ικανοποιεί τη συνθήκη :

$$V / V_{pd} \leq 1.00$$

»

Σχόλια: Παρατηρούμε δηλαδή μια **πολύ μεγάλη διαφορά** μεταξύ των δύο Κανονισμών σε αυτό το σημείο. Ο **EC8** ορίζει ότι ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων (σε πλαίσια ροπής) θα γίνεται θεωρώντας τις δυσμενέστερες τιμές (**όλων**) των εντατικών του μεγεθών, υπολογιζόμενες “ικανοτικά” (λαμβάνοντας υπόψη δηλαδή ξεχωριστά τις **μη σεισμικές δράσεις** από τις **σεισμικές**, εφαρμόζοντας στις τελευταίες **ικανοτικό συντελεστή μεγέθυνσης**). Αντίθετα, ο **EAK** :

1.όσον αφορά την **αξονική δύναμη** που καταπονεί το υποστύλωμα : δεν αναφέρει τίποτα (προφανώς (!), υπονοείται ότι προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό, δηλ. **χωρίς** ικανοτικό συντελεστή).

2.Όσον αφορά την **τέμνουσα** : αναφέρεται ρητά ότι λαμβάνεται «η **δυσμενέστερη** τέμνουσα του υποστυλώματος από τους **σεισμικούς συνδυασμούς...**», δηλαδή και πάλι **χωρίς** ικανοτικό συντελεστή μεγέθυνσης.

3.Όσον αφορά την **καμπτική ροπή** : αναφέρεται ρητά ότι «τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε κάμψη με αξονική δύναμη, με τις **ροπές ικανοτικού σχεδιασμού ( $M_{CD}$ )**», χωρίς ωστόσο να υπεισέρχονται οι ροπές από τις **μη-σεισμικές** δράσεις (οι οποίες πάντως γενικά **δεν** θεωρούνται καθοριστικές για το σχεδιασμό).

Κατατοπιστικό είναι το σχήμα που ακολουθεί:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$

Εικόνα 4.9: Σχέση μεταξύ των εντατικών μεγεθών για τα οποία γίνεται ο σχεδιασμός υποστυλωμάτων σε πλαίσια ροπής κατά EC8 και EAK

Δηλαδή, στην περίπτωση που  $M_{Ed,G}=0$  και  $\gamma_{ov}=1.273$  θα είναι:  $M_{Ed}=M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$

$$= 0 + 1,1 \cdot 1,273 \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$= 0 + 1,4003 \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

,όσο δηλαδή θα προέβλεπε ο EAK (αφού  $\Omega = \Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Eb}$ ).

Συμπερασματικά λοιπόν μπορεί να λεχθεί ότι ο **EC8** είναι (αρκετά) **πιο αυστηρός**, εφαρμόζοντας ικανοτικό συντελεστή **και** στην αξονική **και** στην τέμνουσα δύναμη, πέραν της καμπτικής ροπής.

Επιπλέον, όσον αφορά τη **ροπή** που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό, θα μπορούσε να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι ο **EC8** δίνει κάποια **περισσότερη βαρύτητα** στη ροπή λόγω **φορτίων βαρύτητας**, την οποία ο EAK δεν περιλαμβάνει στον υπολογισμό.

Αφού  $\Omega \equiv \Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Eb}$ , τα αριθμητικά δεδομένα που δημιουργούν τη διαφορά στους “συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης” είναι : **1,40** για τον EAK

και  $1,1 \cdot 1,25 = 1,375$  για τον EC8. Η διαφορά  $(1,40 - 1,375) / 1,375 \approx 1,8\%$  θεωρείται **αμελητέα**, για τα δεδομένα **αβεβαιότητας** της σεισμικής διέγερσης και απόκρισης.

#### 4.5.4 Συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος

**EC8:** “Εάν ο σχεδιασμός της κατασκευής προβλέπει το σχηματισμό των **πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς** (που όπως είπαμε, είναι η πιο συνηθισμένη περίπτωση), οι συνδέσεις των δοκών στα υποστυλώματα πρέπει να είναι σχεδιασμένες με την απαιτούμενη **υπεραντοχή**, λαμβάνοντας υπόψη την **πλαστική ροπή αντοχής**  $M_{pl,Rd}$  και τη **δρώσα τέμνουσα**  $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ , που αναφέρθηκαν στην **§ 5.2** του παρόντος για τις **δοκούς**.”

Συνδέσεις **ημι-άκαμπτες** ή/και **μερικής αντοχής** στις οποίες θα λαμβάνει χώρα η **απορρόφηση ενέργειας** επιτρέπονται, εφόσον ικανοποιούνται και οι τρεις (3) επόμενες απαιτήσεις :

α) Οι συνδέσεις έχουν **στροφική ικανότητα** συμβατή με τις **παραμορφώσεις** του κτιρίου.

β) Αποδεικνύεται ότι τα **συνδεόμενα μέλη** δεν αστοχούν στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

γ) Η επίδραση της παραμορφωσιμότητας της σύνδεσης στις **συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις** του κτιρίου προσδιορίζεται με **μη-γραμμική** μέθοδο (pushover ή ανάλυση χρονοϊστορίας).

Ο σχεδιασμός της σύνδεσης πρέπει να είναι τέτοιος, ώστε η **στροφική ικανότητα** της περιοχής της **πλαστικής άρθρωσης**  $\theta_p$  δεν είναι μικρότερη από **35 mrad** για κατηγορία πλαστιμότητας Υψηλή και **25 mrad** για κατηγορία πλαστιμότητας Μέση, με  $\alpha > 2$ . Η στροφή  $\theta_p$  ορίζεται ως :

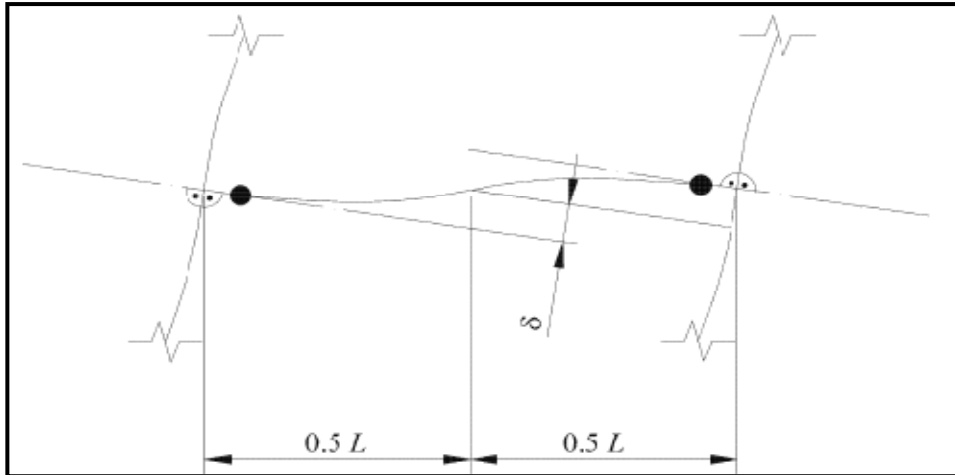
$$\theta_p = \delta / 0,5 \cdot L$$

όπου:

$\delta$  το **βέλος** της δοκού στο μέσον του ανοίγματος

$L$  το **μήκος** της δοκού

Στο ακόλουθο σχήμα είναι εμφανή τα μεγέθη που υπεισέρχονται στον υπολογισμό της στροφής  $\theta_p$  (Εικόνα 6.11 του EC8).



Σχήμα 4.10: Παραμορφωμένο σχήμα δοκού για τον υπολογισμό της στροφής  $\theta_p$

Η στροφική ικανότητα  $\theta_p$  της πλαστικής περιοχής, πρέπει να εξασφαλίζεται έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης, χωρίς να υπάρχει **απομείωση** της αντοχής και δυσκαμψίας της μεγαλύτερη από **20%**.

Αναφέρεται επίσης ότι οι **διατμητικές παραμορφώσεις** του “πλαίσιου του κορμού” δεν πρέπει να συνεισφέρουν σε ποσοστό μεγαλύτερο του **30%** της ικανότητας στροφής  $\theta_p$ .

Οι **ελαστικές** παραμορφώσεις του υποστυλώματος **δε** λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό της  $\theta_p$ .

Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις **μερικής αντοχής**, η αντοχή σχεδιασμού του υποστυλώματος θα υπολογίζεται, θεωρώντας την **πλαστική αντοχή** των συνδέσεων ( $\Rightarrow$ ικανοτικός σχεδιασμός!).

Στον **EAK** αναφέρεται σχετικά : «Οι συνδέσεις της δοκού στα υποστυλώματα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της *παρ. Γ.3* («Συνδέσεις») με θεώρηση της **οριακής αντοχής** σε **κάμψη  $M_{pd}$**  της διατομής πλαστικής άρθρωσης και **τέμνουσα δύναμη** ίση με  **$V_o + V_M$**  όπως καθορίστηκε προηγουμένως.»

**Σχόλιο:** Όσον αφορά τα **δρώντα εντατικά μεγέθη** που θα ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό, όταν οι **πλαστικές αρθρώσεις** σχηματίζονται **στις δοκούς**, υπάρχει **ταύτιση** των δύο Κανονισμών (Δηλαδή : δρώσα ροπή  $\rightarrow$  η πλαστική αντοχή:  $M_{pl,Rd}$  κατά τον EC8, και :  $M_{pd}$  κατά τον EAK. Δρώσα τέμνουσα  $\rightarrow V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$  κατά τον EC8, και :  $V_o + V_M$  κατά τον EAK).

Εκτός αυτού, υπάρχουν οι εξής **δύο** πολύ βασικές **διαφορές**: **Πρώτον**, στον EC8 δίνονται πολύ συγκεκριμένες κατευθύνσεις για τη **στροφική ικανότητα** που πρέπει να έχουν οι συνδέσεις, ενώ ο EAK δεν αναφέρει τίποτα πάνω σ' αυτό το θέμα, και **δεύτερον**, ο EC8 επιτρέπει η **απορρόφηση ενέργειας** να γίνεται **στις συνδέσεις (!)**, κάτι για το οποίο επίσης δεν αναφέρεται τίποτα στον EAK. Για τον έλεγχο όμως αυτής της

θεώρησης, πρέπει να γίνεται ανάλυση της κατασκευής με **μη-γραμμική** μέθοδο.

#### 4.6.Σχεδιασμός και κανόνες κατασκευής για πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα (§6.7 του EC8)

##### 4.6.1 Γενικά κριτήρια σχεδιασμού

**EC8:** «Τα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται έτσι ώστε η **διαρροή** των διαγωνίων σε εφελκυσμό να γίνεται **πριν** την αστοχία των **συνδέσεων** και πριν τη διαρροή ή το λυγισμό **δοκών και υποστυλωμάτων.**»

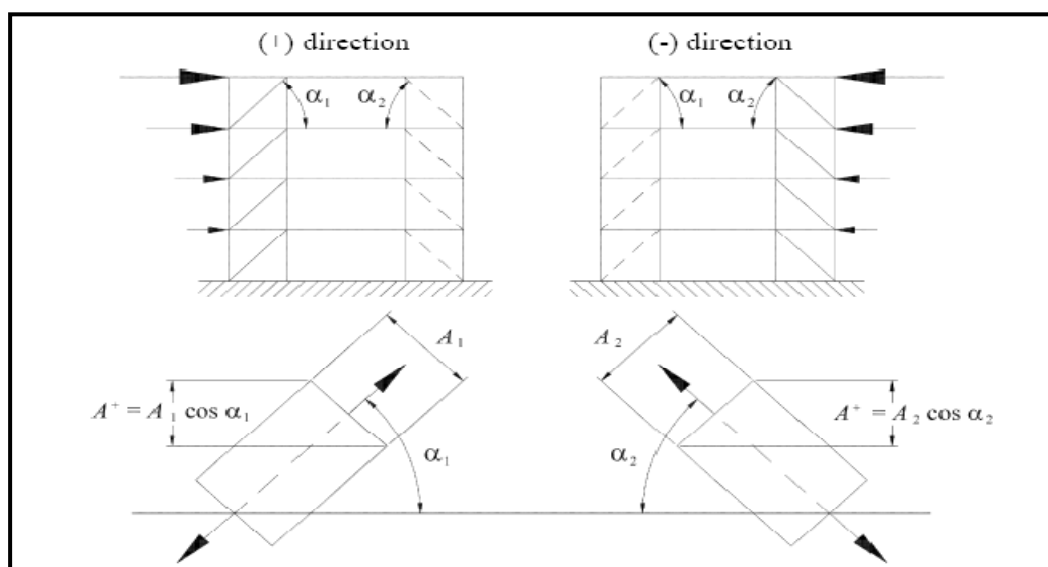
«Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσεων πρέπει να διατάσσονται έτσι ώστε η κατασκευή να έχει **παρόμοια παραμορφωσιμότητα**, για κάθε όροφο, **προς τις δύο κατευθύνσεις** του πλαισίου υπό **εναλλασσόμενη φόρτιση.**»

«Γι' αυτό, σε κάθε όροφο πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη

:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$$

,όπου **A<sup>+</sup>** και **A<sup>-</sup>** είναι οι επιφάνειες των **οριζόντιων προβολών** των διατομών των **εφελκυσμένων** διαγωνίων, όταν η σεισμική δράση έχει θετική ή αρνητική διεύθυνση, αντίστοιχα (βλέπε ακόλουθο σχήμα) (6.12 του EC8)



Σχήμα 4.11: Οριζόντιες προβολές των εφελκυσμένων διαγωνίων για θετική και αρνητική διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης



#### 4.6.2 Ανάλυση

**EC8:** «Τα φορτία βαρύτητας, θεωρείται ότι τα παραλαμβάνουν μόνο οι δοκοί και τα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.»

«Στη σεισμική **ελαστική** ανάλυση θα λαμβάνονται υπόψη:

-Μόνο οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι σε πλαίσια με διαγώνιους (“χιαστί”)συνδέσμους.

-**Και** οι εφελκόμενοι και οι θλιβόμενοι σε πλαίσια με συνδέσμους τύπου V.»

«Παρ’ όλα αυτά, μπορούν να λαμβάνονται υπόψη τόσο οι **εφελκόμενες διαγώνιοι** όσο και οι **θλιβόμενες**, σε όλους τους τύπους συνδέσμων δυσκαμψίας, με την προϋπόθεση ότι **όλες** οι επόμενες συνθήκες ικανοποιούνται :

α) χρησιμοποιείται **μη-γραμμική** μέθοδος ανάλυσης (pushover ή ανάλυση χρονοϊστορίας).

β) η **προ-λυγισμική** και **μετά-λυγισμική** αντοχή των διαγωνίων λαμβάνεται υπόψη.

γ) χρησιμοποιούνται **επιπρόσθετες πληροφορίες** που δικαιολογούν το μοντέλο, για την αναπαράσταση της **συμπεριφοράς των διαγωνίων.**»

#### 4.6.3 Διαγώνια μέλη

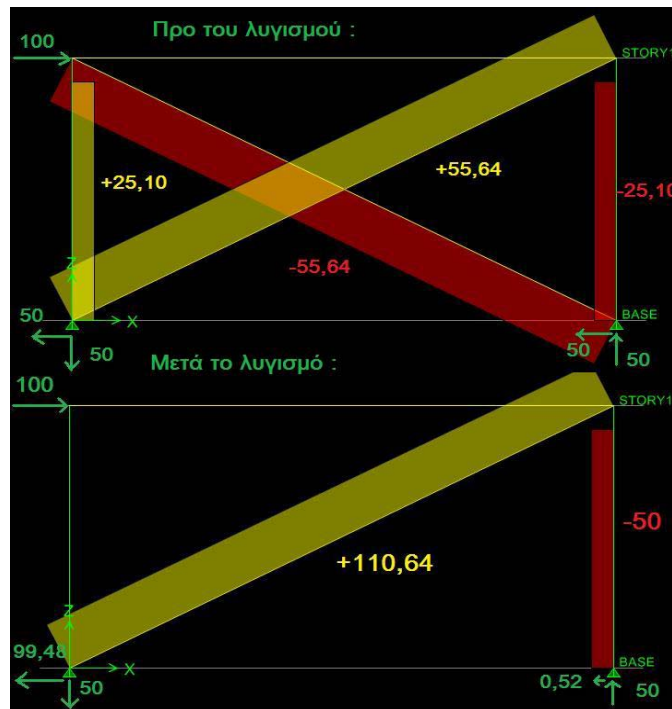
**EC8:** «Σε πλαίσια με Χ συνδέσμους, η αδιαστατοποιημένη **λυγηρότητα**  $\bar{\lambda}$  (όπως ορίζεται στο Μέρος 1-1 του EC3) πρέπει να ικανοποιεί τα όρια: **1,3 <  $\bar{\lambda}$  ≤ 2,0** .»

(Υπενθύμιση : Όπως ορίζεται στην §6.3.1.3 του Μέρους 1-1 του EC3,

είναι :  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$  με  $N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2}$  .Αρα  $\bar{\lambda} = \frac{L}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1}$  με  $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$  )

«**Σημείωση** :Το όριο 1,3 εισάγεται για να μην “εντείνονται πολύ” τα υποστυλώματα στο **προ-λυγισμικό** στάδιο (όταν δηλαδή και η **θλιβόμενη** διαγώνιος λαμβάνεται υπόψη), ένταση δηλαδή που **δε** λαμβάνεται υπόψη στην **οριακή κατάσταση**, όπου **μόνο** η εφελκόμενη διαγώνιος λαμβάνεται ενεργή.»

(→Σχόλιο : Ο EC8 δηλαδή περιέχει τον πρόσθετο περιορισμό :«**Πρέπει η θλιβόμενη διαγώνιος να λυγίζει σχετικά “εύκολα”, ώστε να μην εντείνονται πολύ τα υποστυλώματα.**»!.Βλέπε Σχήμα 4.12).



Σχήμα 4.12: Ενεργές οι διαγώνιοι σε θλίψη και εφελκυσμό

«Σε πλαίσια στα οποία οι διαγώνιοι σύνδεσμοι **δεν** τοποθετούνται σαν Χιαστί σύνδεσμοι (για παράδειγμα όπως στο Σχήμα 6 παραπάνω-εφελκυσμένη και θλιβόμενη διαγώνιος σε **διαφορετικά φατνώματα** του πλαισίου), η αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  **αρκεί** να ικανοποιεί τον περιορισμό  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ .»

«Σε πλαίσια με συνδέσμους σε **σχήμα V** η λυγηρότητα αρκεί επίσης να ικανοποιεί τον περιορισμό  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ .»

«Σε κατασκευές έως **δύο ορόφων**, δεν υπάρχει περιορισμός στη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$ .»

«Η αντοχή  $N_{pl,Rd}$  της **πλήρους διατομής** των διαγωνίων πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση :  $N_{pl,Rd} \leq N_{Ed}$ .»

«Σε πλαίσια με συνδέσμους τύπου **V**, οι θλιβόμενες διαγώνιοι θα σχεδιάζονται σε **θλίψη** σύμφωνα με τον EC3» (Μέρος 1-1 ,Κεφ. 6).

«Οι **συνδέσεις** των διαγωνίων σε οποιοδήποτε μέλος θα γίνονται σύμφωνα με τους κανόνες της § 4.Δ (του παρόντος) (§6.5.5 του EC8).» [Δηλαδή :  $R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \Rightarrow R_d \geq 1,1 \cdot 1,25 R_{fy} = 1,375 \cdot R_{fy}$ , για τυπική τιμή του  $\gamma_{ov} = 1,25$ , όπως είδαμε. (**14,58%** πιο “αυστηρός” ο EC8)].

«Προκειμένου να εξασφαλιστεί μια “ομοιογενής” πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, η **μέγιστη** τιμή του λόγου  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  μεταξύ των διαγωνίων του πλαισίου, δεν πρέπει να διαφέρει από την **ελάχιστη τιμή των λόγων  $\Omega_i$**  περισσότερο από **25%**.»

,όπου  $N_{pl,Rd,i}$  η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου  $i$

και  $N_{Ed,i}$  η αξονική δύναμη της ίδιας διαγωνίου στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.»

«Πλάστιμες συνδέσεις **ημι-άκαμπτες** ή/και **μερικής αντοχής** επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται, εφόσον ικανοποιούνται **όλες** οι επόμενες συνθήκες :

α) Οι συνδέσεις έχουν παραμορφωσιμότητα συμβατή με τις **παραμορφώσεις** του κτιρίου.

β) Η επίδραση της παραμορφωσιμότητας της σύνδεσης στις **συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις** του κτιρίου προσδιορίζεται με **μη-γραμμική** μέθοδο (pushover ή ανάλυση χρονοϊστορίας).

(→ Δηλαδή, στην ουσία πρόκειται για τις **ίδιες προϋποθέσεις** που ισχύουν και για συνδέσεις σε **πλαίσια ροπής**).

#### 4.6.4 Δοκοί και υποστυλώματα

«Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με **αξονικές δυνάμεις** πρέπει να ικανοποιούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  ,η **αντοχή** σχεδιασμού σε **λυγισμό** της δοκού ή του υποστυλώματος, σύμφωνα με τον EC3, λαμβάνοντας υπόψη την **αλληλεπίδραση** με τη **ροπή**  $M_{Ed}$  ,που προκύπτει στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

$N_{Ed,G}$  η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα λόγω των **μη-σεισμικών** δράσεων του σεισμικού συνδυασμού

$N_{Ed,E}$  η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα λόγω της **σεισμικής δράσης** σχεδιασμού

$\gamma_{ov}$  **ο συντελεστής υπεραντοχής** (όπως ορίστηκε προηγουμένως)

$\Omega$  η **ελάχιστη** τιμή των λόγων  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  μεταξύ **όλων** των διαγωνίων του πλαισίου και  $N_{pl,Rd,i}$  ,  $N_{Ed,i}$  όπως ορίστηκαν προηγουμένως.»

«Σε πλαίσια με συνδέσμους **τύπου V**, οι **δοκοί** πρέπει να σχεδιάζονται έναντι :

α) Όλων των **μη-σεισμικών** δράσεων (φορτία βαρύτητας) **μη** λαμβάνοντας υπόψη την **ενδιάμεση στήριξη** που παρέχεται από τις διαγωνίους.

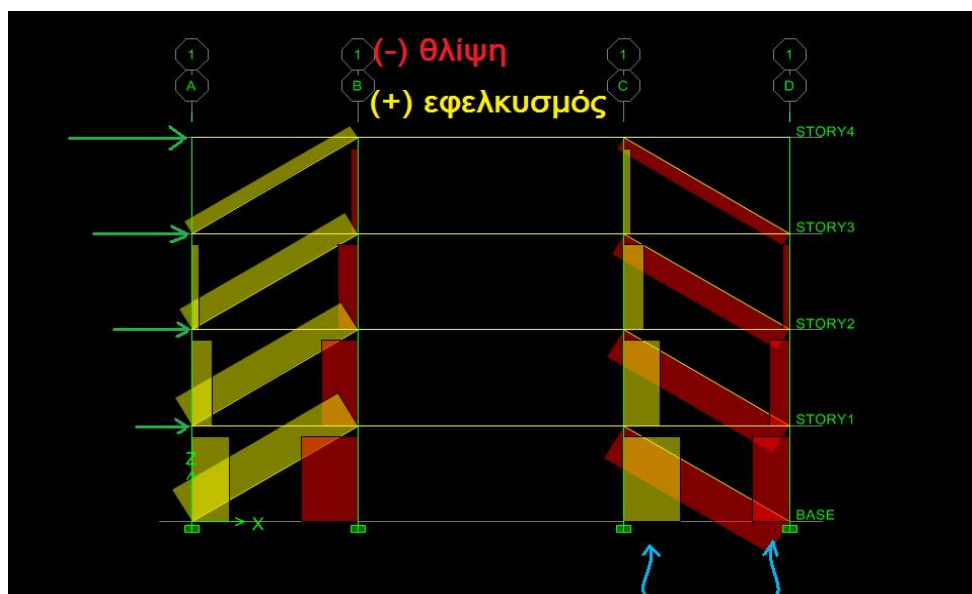
β) Τη **κατακόρυφη δράση** που εισάγεται στη δοκό, θεωρώντας την **ισορροπία** στη σεισμική κατάσταση, που ασκείται από τους συνδέσμους, **μετά το λυγισμό** της **θλιβόμενης διαγωνίου**. Αυτή η δράση υπολογίζεται χρησιμοποιώντας το μέγεθος  $N_{pl,Rd}$  για την εφελκόμενη διαγώνιο και το μέγεθος  $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$  για τη θλιβόμενη διαγώνιο.»(βλέπε Σχήμα )

«**Σημείωση** : Ο παράγοντας  $\gamma_{pb}$  εισάγεται για να ληφθεί υπόψη η **μετά-λυγισμική αντοχή** των θλιβόμενων διαγωνίων. Η συνιστώμενη τιμή είναι  **$\gamma_{pb}=0,3$** .»

**Σχόλιο** : Από την **ισορροπία** της δοκού, προκύπτει ότι η δύναμη αυτή κατά μέτρο ( η φορά της είναι πάντα **προς τα κάτω**, ανεξαρτήτως διεύθυνσης της σεισμικής δράσης!) είναι :  **$F_V = 0.6 \cdot N_{pl,Rd} \cdot \sin \alpha$** , όπου  $\alpha$  : η γωνία των διαγωνίων με το οριζόντιο επίπεδο (π.χ. για  $\alpha=60^\circ$  προκύπτει  $F_V \approx 52\% N_{pl,Rd}$  ).

«Σε πλαίσια με διαγωνίους συνδέσμους, στα οποία οι θλιβόμενες και εφελκόμενες διαγώνιοι δεν τέμνονται (δηλαδή είναι σε διαφορετικά φατνώματα), στο σχεδιασμό θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι

εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις, που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα [που είναι “γειτονικά” στις θλιβόμενες διαγωνίους] και αντιστοιχούν σε θλιπτικές δυνάμεις σε αυτές τις διαγωνίους ίσες με την αντοχή σχεδιασμού τους σε λυγισμό.» Για παράδειγμα, για το πλαίσιο του Σχήματος 4 θα ήταν:



Σχήμα 4.2: Διαγώνιοι σύνδεσμοι σε διαφορετικά φαινόμενα

*Σημείωση :* Εδώ ενδεχομένως πρόκειται για λάθος διατύπωση του EC8: η φράση [που είναι “γειτονικά” στις θλιβόμενες διαγωνίους] θα πρέπει να αντικατασταθεί από τη φράση [που είναι “γειτονικά” στις θλιβόμενες και εφελκυσόμενες διαγωνίους].(...!)

Στον ΕΑΚ, σχετικά, αναφέρονται οι ίδιες βασικές αρχές σχεδιασμού και λειτουργίας αυτών των τύπων κατασκευών (πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα) με κάποιες μικρές διαφορές. Πιο συγκεκριμένα :

#### A. Δράση και Πλάστιμα στοιχεία

Υπάρχει πλήρης ομοιότητα σε αυτό το σημείο με τον EC8 (μόνο με μια μικρή διαφορά στη διατύπωση). Πάντως, ο ΕΑΚ οδηγεί ενδεχομένως-εάν γίνει παράλληλη μελέτη του με τον EC8-σε καλύτερη κατανόηση της λειτουργίας του στατικού συστήματος αυτού του τύπου.

#### B. Τύποι δικτυωτών συνδέσμων

«Δικτυωτοί σύνδεσμοι **κατάλληλοι** για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων ανήκουν στους ακόλουθους **2 τύπους** :

1. **Διαγώνιοι σύνδεσμοι**(...). (δηλαδή τύπου «χιαστί»)
2. **Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ**(...).

Και σε αυτό το σημείο δηλαδή, υπάρχει **ταύτιση** των δύο Κανονισμών. Οι μόνες, μικρές πάντως, **διαφορές** είναι οι εξής :

1. Όσον αφορά τη χρησιμοποιούμενη **διατομή των συνδέσμων** για σεισμική δράση **αντίθετης φοράς** :

Στον **ΕΑΚ** αναφέρεται : «Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα (σύνδεσμοι τύπου X) ή σε διαφορετικό φάτνωμα. Στην τελευταία περίπτωση, το μέγεθος  **$A \cdot \cos\varphi$**  (όπου **A** η διατομή και  **$\varphi$**  η γωνία κλίσης της διαγωνίου ως προς την οριζόντιο) δεν πρέπει να μεταβάλλεται περισσότερο από **10%** μεταξύ 2 αντίθετων διαγωνίων του ίδιου ορόφου.»

(→ Προφανώς αυτή η συνθήκη πρέπει να ικανοποιείται **ανεξάρτητα** από το αν οι σύνδεσμοι διατάσσονται στο ίδιο ή σε διαφορετικό φάτνωμα).

Δηλαδή , ο **ΕΑΚ** επιβάλλει τον περιορισμό :

$$\frac{|A_1 \cos\varphi - A_2 \cos\varphi|}{A_1 \text{ ή } A_2 \cos\varphi} \leq 0,10 \text{ , όπου } A_1 \text{ και } A_2 \text{ το εμβαδό της διατομής}$$

των συνδέσμων που ενεργοποιούνται από δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης.

Αυτή η σχέση γράφεται ισοδύναμα :

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ \text{ ή } A^-} \leq 0,10$$

,εάν χρησιμοποιήσουμε το **συμβολισμό** που υιοθετεί ο EC8 για τη **διατομή** των δύο «αντίθετων» διαγωνίων. Προφανώς, στον ΕΑΚ το μέγεθος του παρονομαστή **δεν διευκρινίζεται** αν είναι το  $A^+$  ή το  $A^-$ . Πάντως αυτό, συνήθως, δεν έχει μεγάλη σημασία.

Αντίστοιχα, θυμίζουμε ότι η σχέση του **EC8** είναι :

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 2 \cdot \frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 2 \cdot 0,05 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{|A^+ - A^-|}{\frac{A^+ + A^-}{2}} \leq 0,10$$

,δηλαδή ισχύει ο ίδιος περιορισμός, με τη διαφορά ότι στον EC8 διευκρινίζεται ότι το μέγεθος που βρίσκεται στον παρονομαστή είναι ο μέσος όρος των 2 χρησιμοποιούμενων διατομών.

## 2.Όσον αφορά τη χρήση συνδέσμων τύπου K :

Στον **ΕΑΚ** αναφέρεται : «Σύνδεσμοι τύπου K, όπου το σημείο τομής των διαγωνίων βρίσκεται σε ενδιάμεσο σημείο του ύψους των υποστυλωμάτων, απαιτούν τη συμμετοχή του υποστυλώματος στο μηχανισμό διαρροής και προκαλούν εξαιρετικά δυσμενείς επιρροές 2ας τάξεως, με συνέπεια να μην προσφέρουν δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς ( $\alpha=1.00$ ). Ως εκ τούτου, η χρήση τους επιτρέπεται μόνο σε περιοχές σεισμικότητας I και για κατασκευές σπουδαιότητας Σ1 ( $\gamma_I=0.85$ ).»

Στον **EC8** αντίστοιχα αναφέρεται : «Σύνδεσμοι τύπου K (...) δεν επιτρέπονται.»

Σχόλιο : Δηλαδή, εκτός του ότι ο **ΕΑΚ επιτρέπει** τη χρήση τέτοιων συνδέσμων, αν και σε **σπάνιες** περιπτώσεις (...), **δικαιολογεί** αυτή την «**ακαταλληλότητά**» τους για σημαντική σεισμική καταπόνηση.

### Γ. Διαγώνιοι

Στον **ΕΑΚ** αναφέρεται : «Οι διαγώνιοι θα ικανοποιούν τη σχέση :  $N_S / N_{pd} \leq 1.00$  , όπου :

$N_S$  είναι η **μέγιστη εφελκυστική δύναμη** που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς και

$N_{pd}$  είναι η **υπολογιστική οριακή αντοχή** σε εφελκυσμό.

Επίσης θα ικανοποιούν τις συνθήκες των **§ Γ.2** και **§ Γ.3** του ΕΑΚ.»(Που αφορούν **εφελκυσόμενα στοιχεία** και **συνδέσεις**, αντίστοιχα).

Σχόλιο: Υπάρχει δηλαδή, **πλήρης ταύτιση** και σε αυτό το σημείο με τον EC8 (ο οποίος αντίστοιχα προτείνει  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$  ,όπως είδαμε).

«Η **ανηγμένη λυγηρότητα**  $\bar{\lambda}$  των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A \cdot f_y / N_{cr}} \leq 1.50 \text{ , όπου :}$$

A το εμβαδόν της διατομής

$f_y$  το όριο διαρροής του χάλυβα

$N_{cr} = \pi^2 EI / L^2$  το ιδεατό κρίσιμο **φορτίο Euler** της διαγωνίου

Υπενθύμιση: Όπως ορίζεται στην §6.3.1.3 του Μέρους 1-1 του EC3,

είναι :  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$  με  $N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2}$  . Άρα  $\bar{\lambda} = \frac{L}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$

, με  $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \epsilon$

και  $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$  ( $f_y$  σε N/mm<sup>2</sup> ≡ Mpa)

Δηλαδή, το παραπάνω όριο γράφεται :  $\lambda/\lambda_1 \leq 1.50 \Rightarrow \lambda \leq 1.50 \cdot \lambda_1$ , όπου  $\lambda$  η λυγηρότητα του στοιχείου ,  $\lambda = L/i$  .

Σχετικά με αυτό, ο **ΕΑΚ** αναφέρει :

«Η παραπάνω σχέση  $\bar{\lambda} \leq 1.50$  είναι ισοδύναμη με λυγηρότητα  $\lambda \leq 140$  για χάλυβα S235,  $\lambda \leq 129$  για χάλυβα S275 και  $\lambda \leq 114$  για χάλυβα S355, πρέπει δε να εφαρμόζεται και στην περίπτωση διαγωνίων τύπου X, στους οποίους η **σεισμική τέμνουσα θεωρείται ότι αναλαμβάνεται εξ' ολοκλήρου από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους**. Η παραπάνω σχέση ( $\bar{\lambda} \leq 1.50$ ) θα εφαρμόζεται ακόμη και στην περίπτωση εφαρμογής της § 4.1.4 [5], κατά την οποία **δεν απαιτείται** η ικανοποίηση των κανόνων εφαρμογής του παρόντος Παραρτήματος Γ.»

(Στην §4.1.4 [5] του ΕΑΚ αναφέρεται : «Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου **ελαστοπλαστικού μηχανισμού δεν απαιτούνται**, όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  που **δεν υπερβαίνει τη μικρότερη από τις τιμές 1.5 ή  $q/2$** , πάντως όχι μικρότερη του 1.0 (...).»)

Σχόλιο : Συνοψίζοντας, ο περιορισμός της ανηγμένης λυγηρότητας για τον EC8 είναι  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$  , ενώ για τον ΕΑΚ  $\bar{\lambda} \leq 1.50$ . Ο EC8 δηλαδή αφενός, επιτρέπει **μεγαλύτερες** τιμές λυγηρότητας. Αφετέρου δε, εισάγει **και κάτω όριο** στη λυγηρότητα, κάτι που μπορεί να αποδοθεί ως εξής : *Πρέπει η θλιβόμενη διαγώνιος να λυγίζει **σχετικά "εύκολα"** (ώστε να **μην εντείνονται πολύ** τα υποστυλώματα).* (όπως είδαμε στην § 6.3 του παρόντος).

#### Δ. Υποστυλώματα και δοκοί

Στον **ΕΑΚ** αναφέρεται: «Τα υποστυλώματα και οι δοκοί κάθε ορόφου θα **ελέγχονται σε λυγισμό** υπό την επίδραση του **σεισμικού συνδυασμού**(...), αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα **επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης**:

$$\alpha_{cd} = \frac{(1.20 \cdot N_{Pdi} - N_{vdi})}{N_{Edi}} \leq q$$

όπου:

$N_{Pdi}$  η **υπολογιστική αντοχή** της εφελκόμενης διαγωνίου του ορόφου.

$N_{vdi}$  η εφελκυστική δύναμη της ίδιας διαγωνίου, υπό την επίδραση των **μη σεισμικών δράσεων** του σεισμικού συνδυασμού (κατά κανόνα  $N_{vdi}=0$ ).

$N_{Edi}$  η εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου μόνο **υπό τη σεισμική δράση** του σεισμικού συνδυασμού

**Σχόλια:** Συμπερασματικά λοιπόν, μπορεί να λεχθεί ότι και οι δύο Κανονισμοί προβλέπουν **ικανοτικό έλεγχο σε λυγισμό** για τις δοκούς και τα υποστυλώματα πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα. Εντούτοις, η **φιλοσοφία των ελέγχων αυτών** είναι διαφορετική σε EC8 και EAK.

Ο μεν EC8 πολλαπλασιάζει **μόνο την αξονική δύναμη** του στοιχείου (δοκού ή υποστυλώματος) που προέρχεται απ' τη σεισμική δράση με τον συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης (ο οποίος πάντως λαμβάνεται μεγαλύτερος σε σχέση με τον EC8), ενώ ο EAK πολλαπλασιάζει «**όλα τα μεγέθη σεισμικής έντασης**» που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό (επομένως και τη ροπή που δρα ταυτόχρονα με την αξονική).

Κατατοπιστικό είναι το ακόλουθο σχήμα :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$$

στον EAK :  $\uparrow$  επί  $\alpha_{cd}$

~~$N_{Ed,G}$~~  δε λαμβάνεται υπόψη

$1,1\gamma_{ov}\Omega = 1,20$  (αντί  $1,375$  του EC8)

ομοίως

Εικόνα 4.3: Σχεδιασμός δοκών και υποστυλωμάτων σε πλαίσια με "κεντρικούς" συνδέσμους δυσκαμψίας κατά EC8 και EAK

Ειδικά για το **συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης** του κάθε Κανονισμού παρατηρούμε τα εξής :

**EAK:** Στη συνηθισμένη περίπτωση που  $N_{vdi}=0$  (δύναμη στη διαγώνιο υπό μη σεισμικές δράσεις, θα είναι :

$$\alpha_{cd} = \frac{(1,20 \cdot N_{Pdi} - N_{vdi})}{N_{Edi}} = 1,20 \cdot \frac{N_{Pdi}}{N_{Edi}}$$



**EC8:** Για την τυπική τιμή  $\gamma_{ov}=1,25 : 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 1,1 \cdot 1,25 \cdot \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} = 1.375 \cdot$

$$\frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

Διαφορά  $(1.375-1.20)/1.20 \approx 14.58\%$

Συνεπώς, το συμπέρασμα για το ποιος από τους δύο τρόπους υπολογισμού δίνει **πιο συντηρητικά** αποτελέσματα, εξαρτάται από τις τιμές που έχουν τα εντατικά μεγέθη (**ροπή, αξονική**) στο μέλος που εξετάζεται (δοκός ή υποστύλωμα) καθώς και από τις συνιστώσες αυτών. (Δηλαδή εντατικό μέγεθος που προκύπτει από τις **σεισμικές ή μη δράσεις**).

Πάντως, ειδικά για την περίπτωση διαστασιολόγησης **υποστυλωμάτων**, που κατά κανόνα η **αξονική δύναμη λόγω φορτίων βαρύτητας** είναι σημαντική ( $N_{Ed,G}$  κατά τον EC8), για **συνήθεις** τιμές των υπόλοιπων εντατικών μεγεθών, ο EC8 αναμένεται να δίνει **πιο συντηρητικά** αποτελέσματα (να είναι δηλαδή πιο “αυστηρός”).

Τέλος, πρέπει ν’ αναφερθεί ότι ο περιορισμός του **ΕΑΚ**  $\alpha_{cd} \leq q$  δεν υπάρχει στον EC8.

## 4.7. Σχεδιασμός και κανόνες κατασκευής για πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντρότητα (§6.8 του EC8)

### 4.7.1 Γενικά

«Πλάσια με έκκεντρος συνδέσμους δυσκαμψίας θα σχεδιάζονται έτσι ώστε συγκεκριμένα δομικά στοιχεία ή τμήματα στοιχείων, τα οποία στο εξής θα αποκαλούμε “**σεισμικούς συνδέσμους**” (απόδοση του αγγλικού όρου “*seismic links*”, όπως αναφέρεται στον EC8 ή “*δοκούς σύζευξης*” κατά τον **ΕΑΚ**) να **απορροφούν ενέργεια**, μέσω διαρροής σε **κάμψη** (πλαστικές αρθρώσεις) ή διαρροής σε **τέμνουσα** (πλαστικές ζώνες απορρόφησης ενέργειας με διαρροή σε τέμνουσα).»

«Ο συνολικός σχεδιασμός του δομικού συστήματος θα είναι τέτοιος ώστε να παρουσιάζεται **ομοιόμορφη** απορρόφηση ενέργειας από το **σύνολο** των σεισμικών συνδέσμων.»

«Σημείωση : Αυτό σημαίνει ότι η διαρροή θα συμβαίνει **πριν** από τη διαρροή ή αστοχία οποιουδήποτε άλλου μέλους της κατασκευής.»

«Οι σεισμικοί σύνδεσμοι μπορούν να είναι **οριζόντια** ή **κατακόρυφα** στοιχεία (όπως φαίνεται στην **Εικόνα 6.4** του EC8-§5.3 του παρόντος).»

### 4.7.2 Σεισμικοί σύνδεσμοι

«Ο κορμός ενός συνδέσμου (δηλαδή μίας *δοκού σύζευξης* κατά ΕΑΚ) πρέπει να είναι **ενιαίου πάχους**, χωρίς **ελάσματα** ενίσχυσης και χωρίς **οπές**.»

«Οι σεισμικοί σύνδεσμοι ταξινομούνται σε **3 κατηγορίες**, ανάλογα με τον τύπο πλαστικού μηχανισμού (διαρροής) που αναπτύσσουν :

-**Βραχείς σύνδεσμοι**, που απορροφούν ενέργεια κυρίως μέσω διάτμησης.

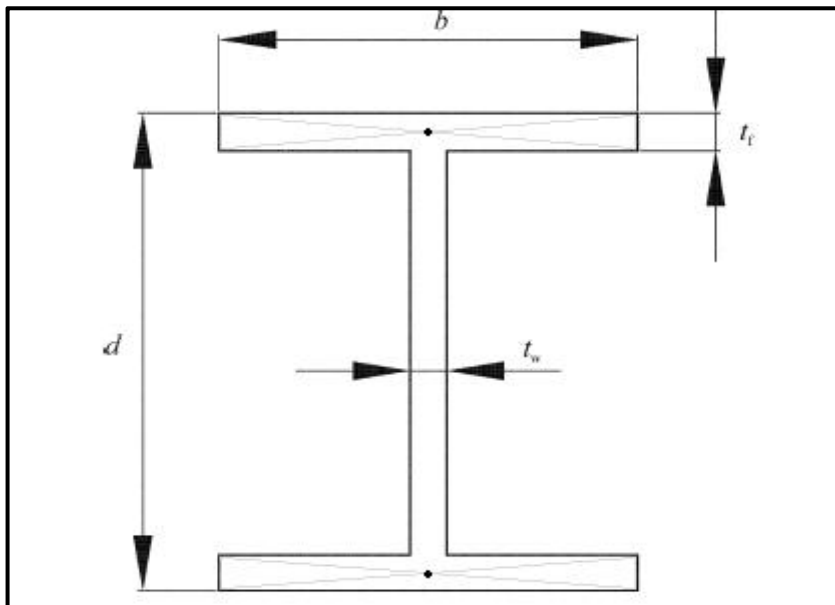
-**Μακριοί σύνδεσμοι**, που απορροφούν ενέργεια κυρίως μέσω κάμψης.

-**Ενδιάμεσοι σύνδεσμοι**, των οποίων ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας περιλαμβάνει κάμψη και διάτμηση.»

«Για **διατομές διπλού ταυ**, ορίζονται τα παρακάτω μεγέθη για τις **αντοχές σχεδιασμού**, που επίσης χρησιμοποιούνται για να οριστούν τα όρια των τριών κατηγοριών :

- Ροπή :  $M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f)$
- Τέμνουσα :  $V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f)$  »

Στο ακόλουθο σχήμα απεικονίζονται τα γεωμετρικά μεγέθη της διατομής που υπεισέρχονται στους τύπους υπολογισμού.



Εικόνα 4.4: Σύμβολα για διατομές διπλού ταυ

«Εάν  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ , η αντοχή σχεδιασμού του συνδέσμου πρέπει να είναι τέτοια ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις σε κάθε άκρο του συνδέσμου :

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad \text{και,}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}$$

όπου:

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  είναι τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού (αντίστοιχα, αξονική δύναμη, ροπή κάμψης και τέμνουσα δύναμη) στα δύο άκρα του συνδέσμου.

Εάν  $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$ , οι προηγούμενες εκφράσεις πρέπει να ικανοποιούνται, αντικαθιστώντας τα μεγέθη αντοχής του συνδέσμου  $V_{p,link}$ ,  $M_{p,link}$  με τις αντίστοιχες **μειωμένες τιμές** τους :

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} [1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2]^{0,5}$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} [1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})]$$

Η μεταβολή αυτή φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα :

- Περιορισμός του μήκους του συνδέσμου εξαρτώμενος από την τιμή της αξονικής δύναμης.

«Εάν ισχύει  $N_{Ed}/N_{Rd} \geq 0,15$ , το μήκος του συνδέσμου  $e$  δεν πρέπει να υπερβαίνει :

$$e \leq 1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \quad , \text{όταν } R < 0,3$$

ή

$$e \leq (1,15 - 0,5 \cdot R) \cdot 1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \quad , \text{όταν } R \geq 0,3$$

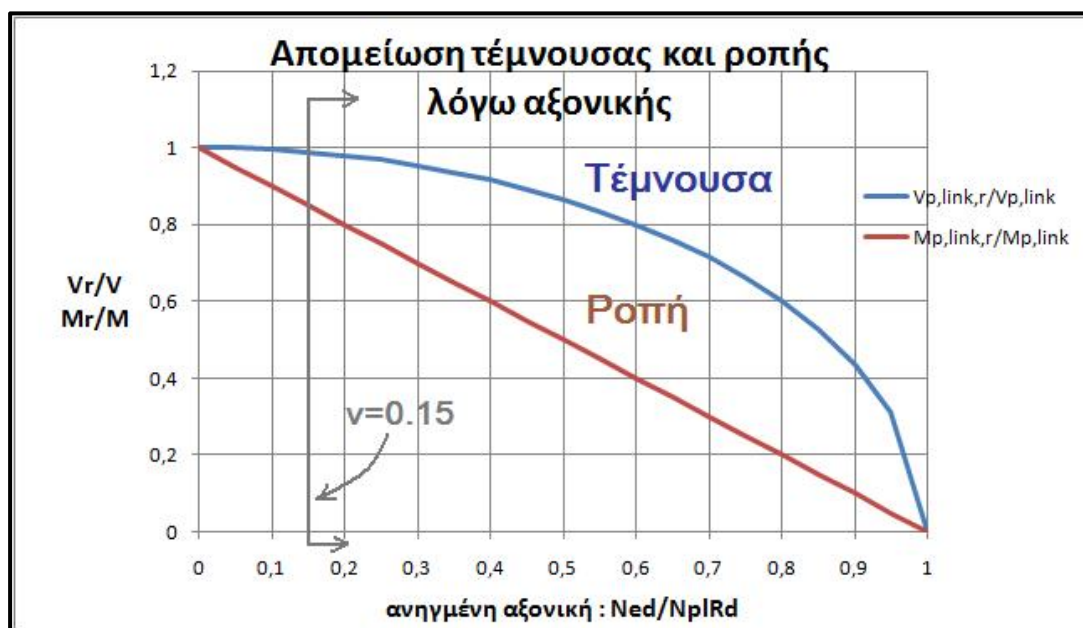
$$\text{όπου } R = \frac{N_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{t_w \cdot (d - 2t_f)}{A} \quad , \text{με :}$$

$N_{Ed}$  ,  $V_{Ed}$  τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν το σύνδεσμο (αντίστοιχα αξονική δύναμη και τέμνουσα δύναμη)

(→ Η τέμνουσα δύναμη σε δοκούς σύζευξης (συνδέσμους) είναι σταθερή σε όλο το μήκος τους).

$t_w \cdot (d - 2t_f)$  η “καθαρή” “διατεμνόμενη” επιφάνεια (πάχος επί “καθαρό” ύψος του κορμού, χωρίς τα πέλματα).

$A$  η (πλήρης) διατομή του συνδέσμου. »



Εικόνα 4.5: Απομείωση της τέμνουσας σχεδιασμού και της ροπής σχεδιασμού σε σύνδεσμο λόγω αξονικής δύναμης

(→Το μέγεθος  $1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} = e_s$  αποτελεί το όριο για το μήκος των βραχέων συνδέσμων, όπως θα ειπωθεί στη συνέχεια).

Σχόλιο: Δηλαδή, οι παραπάνω σχέσεις μπορούν να ερμηνευθούν χοντρικά ως εξής: “εάν η **αξονική δύναμη** είναι **σημαντική**, ο σύνδεσμος πρέπει να είναι **βραχύς** (όπως ορίζονται οι **βραχείς** σύνδεσμοι παρακάτω). Εάν η αξονική δύναμη **αυξηθεί περαιτέρω**, (άρα αυξάνει και το μέγεθος R, όταν όλοι οι υπόλοιποι όροι μένουν σταθεροί), το **μήκος** του συνδέσμου πρέπει να είναι **ακόμα μικρότερο** από αυτό που αντιστοιχεί στους **βραχείς** συνδέσμους.”

«Για να επιτευχθεί μια **ομοιόμορφα πλαστική** συμπεριφορά, ο **κάθε λόγος  $\Omega_i$**  (όπως ορίζεται παρακάτω) δεν πρέπει να υπερβαίνει την **ελάχιστη τιμή** του λόγου  $\Omega_i$  περισσότερο από **25%** αυτής της ελάχιστης τιμής.»

Οι σύνδεσμοι κατατάσσονται σε **μία από τις επόμενες κατηγορίες**, ανάλογα με το **μήκος τους  $e$** . Περαιτέρω γίνεται διάκριση των **ορίων** που διαχωρίζουν τις κατηγορίες, ανάλογα με τη **διάταξη** του συνδέσμου. Δηλαδή :

« Για διάταξη του συνδέσμου τέτοια ώστε να αναπτύσσονται **ίσες ροπές κάμψης** στα δύο άκρα του συνδέσμου (**οριζόντια** διάταξη του συνδέσμου, δεξ Σχήμα 12.a), τα όρια είναι (για διατομές διπλού ταυ) :

-Βραχείς σύνδεσμοι :  $e < e_s = 1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$

-Μακριοί σύνδεσμοι :  $e > e_L = 3,0 \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$

-Ενδιάμεσοι σύνδεσμοι :  $e_s < e < e_L$

«Για διάταξη του συνδέσμου τέτοια ώστε να αναπτύσσονται **άνισες ροπές κάμψης** στα δύο άκρα του συνδέσμου, (δηλαδή σχηματίζεται μόνο μία πλαστική άρθρωση-**κατακόρυφη** διάταξη του συνδέσμου, δεξ Σχήμα 12.b), τα όρια είναι (για διατομές διπλού ταυ) :

-Βραχείς σύνδεσμοι :  $e < e_s = 0,8 \cdot (1+\alpha) \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$

-Μακριοί σύνδεσμοι :  $e > e_L = 1,5 \cdot (1+\alpha) \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$

-Ενδιάμεσοι σύνδεσμοι :  $e_s < e < e_L$

όπου το  $\alpha$  είναι ο λόγος της **μικρότερης** καμπτικής ροπής  $M_{Ed,A}$  στο ένα άκρο του συνδέσμου, στη σεισμική κατάσταση συνδυασμού, προς τη **μεγαλύτερη** καμπτική ροπή  $M_{Ed,B}$  στο άκρο όπου σχηματίζεται η πλαστική άρθρωση, λαμβάνοντας τις δύο τιμές με την **απόλυτή τους τιμή**.»

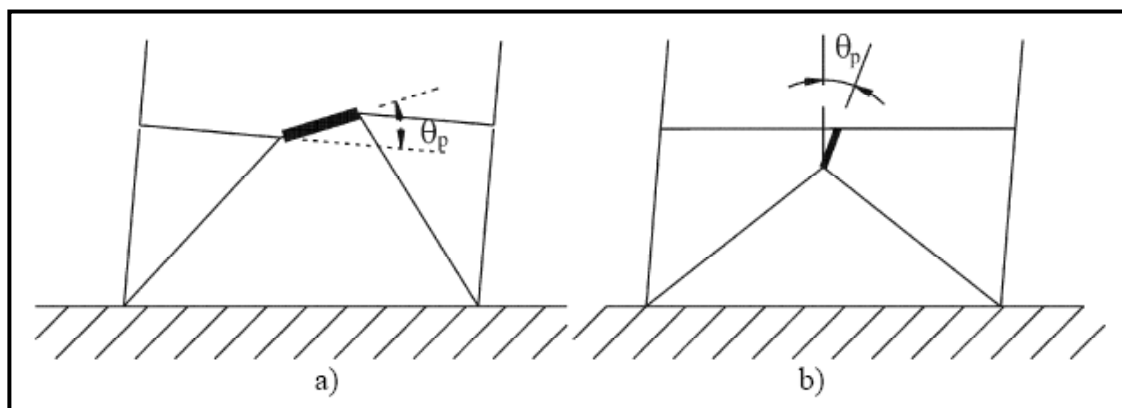
(→Προφανώς  $\alpha \leq 1,0$ . Για  $\alpha=1$ , μεταπίπτουμε στην προηγούμενη κατηγορία).

«Η **γωνία στροφής** του συνδέσμου μεταξύ του συνδέσμου και του στοιχείου έξω από το σύνδεσμο (υπόλοιπο τμήμα της **δοκού**) όπως ορίζεται στην **§ 5.4** (§ 6.6.4(3) του EC8) πρέπει να είναι συμβατή με τις **συνολικές παραμορφώσεις**. Δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τις ακόλουθες τιμές :

-Για βραχείς συνδέσμους :  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$  radians

-Για μακρούς συνδέσμους :  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$  radians

-Για ενδιάμεσους συνδέσμους :  $\theta_p \leq \theta_{pR} =$  τιμή που καθορίζεται με **γραμμική παρεμβολή** ανάμεσα στις παραπάνω τιμές.»



Σχήμα 4.17: a) Ίσες ροπές στα άκρα ,b) Άνισες ροπές στα δύο άκρα

- Ελάσματα ενίσχυσης του κορμού :

1. Στα άκρα : «Πρέπει να προβλέπονται **ελάσματα ενίσχυσης του κορμού** σε όλο το ύψος της δοκού, και απ' τις δύο πλευρές του κορμού, **στα δύο άκρα** του συνδέσμου (δηλαδή στους κόμβους με τα διαγώνια στοιχεία) - (ΠΡΟΣΟΧΗ : Ανεξάρτητα αν πρόκειται για **βραχύ ή μακρύ** σύνδεσμο). Το συνολικό **πλάτος** τους πρέπει να είναι κατ' ελάχιστον  $(b_f - 2t_w)$  και το **πάχος** τους μεγαλύτερο απ' τη μεγαλύτερη των τιμών  $\{0,75 \cdot t_w, 10 \text{ mm}\}$ .»

2. Ενδιαμέσως του μήκους :«Στους συνδέσμους πρέπει επίσης να διατάσσονται ελάσματα ενίσχυσης του κορμού και **ενδιάμεσα** των άκρων, ως εξής:

a) **Για βραχείς συνδέσμους** : Η μέγιστη απόσταση μεταξύ των συνδέσμων είναι  $(30 \cdot t_w - d/5)$  για γωνία στροφής του συνδέσμου  $\theta_p = 0,08$  radians και  $(52 \cdot t_w - d/5)$  για γωνία στροφής του συνδέσμου  $\theta_p = 0,02$  radians ή λιγότερο. Για ενδιαμέσες γωνίες  $\theta_p$  γίνεται γραμμική παρεμβολή.

(Δηλαδή “πυκνές” ενισχύσεις για μεγάλη στροφή, πιο “αραιές” για μικρότερες στροφές).

(→Πρέπει να διευκρινίσουμε εδώ ότι η τιμή  $\theta_p = 0,08$  rad αποτελεί **άνω όριο** για τους **βραχείς** συνδέσμους. Άρα, η γωνία στροφής του (βραχέος) συνδέσμου μπορεί να είναι **οποιαδήποτε** τιμή “κάτω” από αυτήν).

b) **Για μακριούς συνδέσμους** : Πρέπει να προβλέπεται **ένα ενδιαμέσο (ζεύγος)** ελασμάτων ενίσχυσης σε απόσταση ίση με  $1,5 \cdot b$  από το κάθε άκρο του συνδέσμου όπου αναμένεται μία πλαστική άρθρωση.(→Σχόλιο :Εδώ ενδεχομένως έχει νόημα να διερευνηθεί το **μήκος της πλαστικής άρθρωσης**...)

c) **Για ενδιαμέσου μήκους συνδέσμους**, οι ενισχύσεις κορμού πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις που υπάρχουν **και για τους δύο** προηγούμενους τύπους συνδέσμων (Μακριοί και κοντοί).

d) Για συνδέσμους μήκους  $e$  πάνω από  $5 \cdot M_p/V_p$  **δεν** απαιτούνται ενισχύσεις ενδιαμέσα του μήκους τους.

e) Οι ενδιαμέσες ενισχύσεις του κορμού πρέπει γενικά να διατρέχουν **όλο το ύψος** του κορμού. Για συνδέσμους με συνολικό ύψος  $d$  μικρότερο των **600 mm**, τέτοιες ενισχύσεις απαιτούνται στη **μία πλευρά μόνο** του κορμού. Το **πάχος** τέτοιων ενισχύσεων πρέπει να είναι μεγαλύτερο από τη μεγαλύτερη των τιμών  $\{t_w, 10 \text{ mm}\}$  και το **πλάτος** τους μεγαλύτερο από  $(b/2) - t_w$ . Για συνδέσμους με συνολικό ύψος  $d$  μεγαλύτερο από 600 mm, πρέπει να προβλέπονται ενισχύσεις του κορμού **και απ’ τις δύο πλευρές** του κορμού με **παρόμοια** χαρακτηριστικά.»

3. **Συγκολλήσεις** που συνδέουν τα ελάσματα ενίσχυσης με τους **κορμούς** πρέπει να έχουν αντοχή για μια δύναμη ίση με  $\gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A_{st}$ , όπου  $A_{st}$  είναι η **επιφάνεια** του ελάσματος. Οι συγκολλήσεις που συνδέουν τα ελάσματα ενίσχυσης με τα **πέλματα** πρέπει να έχουν αντοχή για δύναμη  $\gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A_{st}/4$ .»

«Πρέπει να παρέχεται **πλευρική στήριξη** και στο **άνω** και στο **κάτω** πέλμα στα άκρα του συνδέσμου. Αυτές οι πλευρικές στηρίξεις πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να έχουν **αξονική** αντοχή ικανή να παρέχει πλευρική στήριξη σε δυνάμεις ίσες με το **6%** της αναμενόμενης **ονομαστικής αξονικής αντοχής** των πελμάτων του συνδέσμου, υπολογιζόμενη ως  $f_y \cdot b \cdot t_f$ .»

«Σε δοκούς που περιέχουν σεισμικό σύνδεσμο, το υπόλοιπο **τμήμα του κορμού** εκτός του συνδέσμου πρέπει να σχεδιάζεται σε **διάτμηση** σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5 του Μέρους 1-5 του EC3(“Διατμητική αντοχή πλακοειδών δομικών στοιχείων”).»

#### 4.7.3 Μέλη που δεν περιέχουν σεισμικούς συνδέσμους

**EC8:** «Τα μέλη αυτά, που είναι α) στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται (**οριζόντιοι**) σύνδεσμοι στις δοκούς : τα **υποστυλώματα** και οι **διαγώνιοι** και β) στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται **κατακόρυφοι** σύνδεσμοι : τα υποστυλώματα, οι διαγώνιοι **και οι δοκοί**, θα πρέπει να ελέγχονται σε **θλίψη** θεωρώντας τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και καμπτικών ροπών :

$$N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

όπου:

$N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed})$  είναι η αντοχή σε αξονική δύναμη σχεδιασμού (σύμφωνα με τον EC3) υπό την αλληλεπίδραση με την καμπτική ροπή  $M_{Ed}$  και την τέμνουσα  $V_{Ed}$ , με τις τιμές τους σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

$N_{Ed,G}$  είναι η θλιπτική δύναμη λόγω των μη-σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού

$N_{Ed,E}$  είναι η («θλιπτική»?) δύναμη λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού

$\gamma_{ov}$  είναι ο **συντελεστής υπεραντοχής**, κατά τα προαναφερθέντα

$\Omega$  είναι ένας **πολλαπλασιαστικός συντελεστής**, ο οποίος είναι η **ελάχιστη** εκ των ακόλουθων τιμών :

α) η **ελάχιστη** εκ των τιμών  $\Omega_i = 1,5 \cdot V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$  μεταξύ όλων των βραχέων συνδέσμων

β) η **ελάχιστη** εκ των τιμών  $\Omega_i = 1,5 \cdot M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$  μεταξύ όλων των ενδιάμεσου μήκους και των μακριών συνδέσμων

όπου:

$V_{Ed,i}$ ,  $M_{Ed,i}$  είναι οι τιμές σχεδιασμού της τέμνουσας και της ροπής αντίστοιχα, στο σύνδεσμο  $i$ , στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$V_{p,link,i}$ ,  $M_{p,link,i}$  είναι οι πλαστικές τιμές σχεδιασμού των αντοχών σε διάτμηση και ροπή κάμψης αντίστοιχα, στο σύνδεσμο  $i$ , όπως ορίστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο.

#### 4.7.4 Συνδέσεις των σεισμικών συνδέσμων

«Εάν η κατασκευή είναι σχεδιασμένη να απορροφά ενέργεια στους σεισμικούς συνδέσμους, οι συνδέσεις του σεισμικού συνδέσμου ή του μέλους που περιέχει το σεισμικό σύνδεσμο, θα σχεδιάζεται με αντοχή  $E_d$  για το εκάστοτε εντατικό μέγεθος ως εξής:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_{d,E}$$

όπου:

$E_{d,G}$  είναι το υπόψη εντατικό μέγεθος στη σύνδεση λόγω των **μη-σεισμικών** δράσεων του σεισμικού συνδυασμού  
 $E_{d,E}$  είναι το ίδιο εντατικό μέγεθος στη σύνδεση, λόγω της **σεισμικής** δράσης σχεδιασμού  
 $\gamma_{ov}$  είναι ο **συντελεστής υπεραντοχής**, κατά τα προαναφερθέντα  
 $\Omega_i$  είναι ο πολλαπλασιαστικός παράγοντας που αναφέρθηκε προηγουμένως.»

«Στην περίπτωση **ημι-άκαμπτων** συνδέσεων ή/και **μερικής αντοχής**, η απορρόφηση ενέργειας μπορεί να θεωρηθεί ότι γίνεται **στις συνδέσεις μόνο**. Αυτό επιτρέπεται, εφόσον ικανοποιούνται όλες οι επόμενες συνθήκες :

α) Οι συνδέσεις έχουν **στροφική ικανότητα** συμβατή με τις συνολικές απαιτήσεις παραμόρφωσης.

β) Τα μέλη που συντρέχουν στη σύνδεση εξασφαλίζεται ότι **δεν αστοχούν** στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

γ) Η επίδραση της παραμορφωσιμότητας της σύνδεσης στις **συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις** λαμβάνεται υπόψη (π.χ. με μη-γραμμική ανάλυση).»

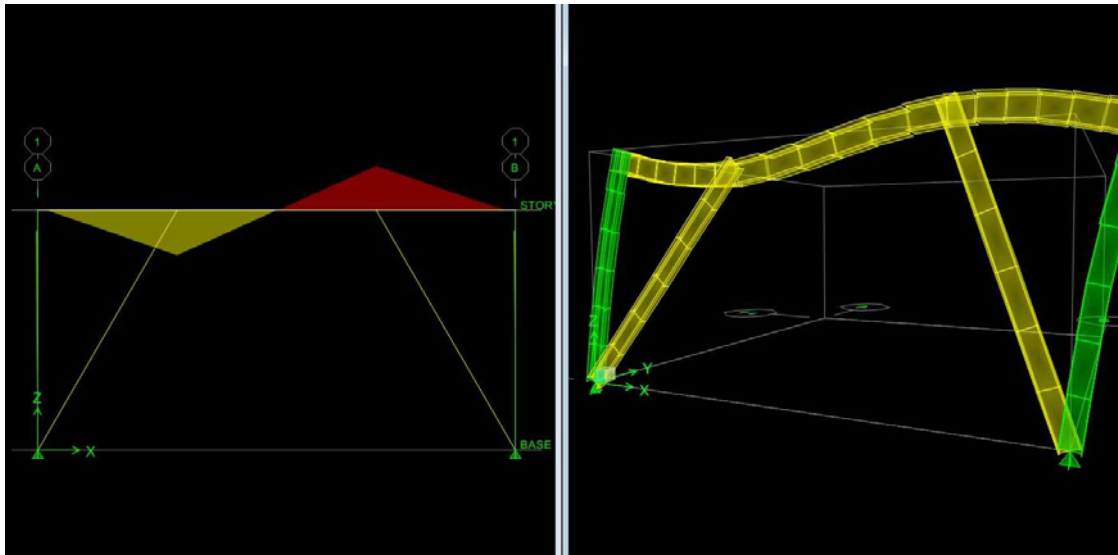
«Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις **μερικής αντοχής** στους σεισμικούς συνδέσμους, η **ικανότητα** των υπόλοιπων μελών της κατασκευής πρέπει να προκύπτει από την **πλαστική αντοχή** των συνδέσεων.»(→πρόκειται δηλαδή για “ικανοτικό σχεδιασμό”)



Αντίστοιχα, στον **ΕΑΚ**:

#### **A. Δράση και Πλάστιμα στοιχεία**

«(...)Το τμήμα του ζυγώματος που αποτελεί την έκκεντρη σύζευξη ονομάζεται “δοκός σύζευξης” και υπόκειται σε **μεγάλη διατμητική και καμπτική καταπόνηση** από οριζόντια φορτία. Στο τμήμα αυτό είναι συνεπώς **ευκολότερο να συγκεντρωθούν οι απαιτήσεις πλαστιμότητας**.



Σχήμα 4.18: Δικτυωτός σύνδεσμος μορφής Λ με εκκεντρότητα

«Ο μηχανισμός διαρροής της δοκού σύζευξης εξαρτάται από **το λόγο του μήκους της  $l_c$  προς το μήκος  $l_0=2 \cdot M_{pc}/V_{pc}$** , όπου  $M_{pc}$  και  $V_{pc}$  η αντοχή σε κάμψη και διάτμηση της διατομής της δοκού σύζευξης.»

«-Όταν  $l_c/l_0^* \leq 1.60$  (όπου ονομάσαμε  $l_0^* (=l_0/2)$  την ποσότητα  $M_{pc}/V_{pc}$ )<sup>23</sup> αναπτύσσεται **κυρίως διατμητική** διαρροή (διατμητική πλαστική άρθρωση).

«-Όταν  $l_c/l_0^* \leq 2.60$ , η διαρροή είναι **κυρίως καμπτική** (ζεύγος καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων)

-Στην ενδιάμεση περιοχή, η διαρροή είναι **σύμμικτη**. Σε όλες τις περιπτώσεις υπάρχει δυνατότητα μεγάλης πλαστιμότητας.

«(...)Τα άλλα στοιχεία (στύλοι, διαγώνιοι και υπόλοιπο τμήμα των ζυγμάτων) πρέπει να ελέγχονται με **ικανοτικό σχεδιασμό**, ώστε η διαρροή να περιορίζεται στις δοκούς σύζευξης.»

<sup>23</sup> Αυτός ο “μετασχηματισμός” υιοθετείται και στη συνέχεια του παρόντος, για καλύτερη “εποπτεία”-σύγκριση με τα αντίστοιχα όρια του EC8.

## B. Δοκοί σύζευξης

«Οι διατομές των δοκών σύζευξης πρέπει να είναι **κατηγορίας Α**, σύμφωνα με τον Πίνακα 1.»(ο οποίος εδώ παρουσιάζεται στην § 5.4). «Στους κορμούς **δεν επιτρέπεται** η τοποθέτηση **ελασμάτων ενίσχυσης**, ούτε η **διάνοιξη οπών**.»

«Τα **άκρα** των δοκών σύζευξης πρέπει να ενισχύονται με **αμφίπλευρες** νευρώσεις **καθ' όλο το ύψος** του κορμού. Το **πάχος** των νευρώσεων αυτών πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο προς  **$0.75 \cdot t_w$**  ή **10mm**.»

«Όταν  $I_c/I_o^* \leq 2.80$  απαιτείται διάταξη και **ενδιάμεσων** νευρώσεων. Οι ενδιάμεσες νευρώσεις πρέπει να καταλαμβάνουν **ολόκληρο το ύψος** του κορμού, ώστε να εξασφαλίζουν τα πέλματα από λυγισμό, (→Το γεγονός ότι αυτή η φράση, η οποία οδηγεί σε κατανόηση-επισήμανση του **λόγου** για τον οποίο είναι υποχρεωτική η εφαρμογή ενισχύσεων στον κορμό των δοκών σύζευξης, **υπάρχει στον ΕΑΚ, ενώ απουσιάζει από τον EC8**, είναι ένα τρανταχτό παράδειγμα αυτού που αναφέρθηκε και προηγουμένως σε άλλη θέση, ότι δηλαδή «Ο ΕΑΚ **εξηγεί καλύτερα τους λόγους** για τους οποίους γίνονται διάφοροι έλεγχοι, και αφήνει λιγότερο την **αίσθηση του “μαύρου κουτιού”**, σε σχέση με τον EC8.» Αυτό σίγουρα είναι ένα **μειονέκτημα του Ευρωκώδικα**, επομένως αποδεικνύεται για άλλη μια φορά ότι η **παράλληλη μελέτη του ΕΑΚ** κρίνεται **βοηθητική έως απαραίτητη**. Πάντως, το φαινόμενο αυτό **δεν παρατηρείται συχνά**), επιτρέπεται δε να είναι **μονόπλευρες** σε δοκούς ύψους **μέχρι 600 mm**. Η **μέγιστη απόσταση** μεταξύ διαδοχικών νευρώσεων θα λαμβάνεται ίση με :

$$56 \cdot t_w - d / 5, \text{ για } I_c/I_o^* \geq 2.30$$

ή

$$38 \cdot t_w - d / 5, \text{ για } I_c/I_o^* \leq 1.60$$

Για τιμές  $I_c/I_o^*$  **μεταξύ των προηγούμενων ορίων** θα γίνεται γραμμική παρεμβολή.»

«Οι **αντοχές των δοκών σύζευξης** σε **αξονική δύναμη, ροπή κάμψης** και **τέμνουσα δύναμη** δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$- N_{pc} = 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_y + h_w \cdot t_w \cdot f_y$$

$$- M_{pc} = b_f \cdot t_f \cdot (h_w + t_f) \cdot f_y + 0.25 \cdot t_w \cdot h_w^2 \cdot f_y$$

$$- V_{pc} = h_w \cdot t_w \cdot f_y / \sqrt{3}, \text{ όπου :}$$

$b_f$  και  $t_f$  είναι αντίστοιχα, το πλάτος και το πάχος των πελμάτων

$h_w$  και  $t_w$  είναι αντίστοιχα, το ύψος και το πάχος των κορμών

$f_y$  είναι το όριο διαρροής του χάλυβα.»

(→Σ' αυτό το σημείο, πρέπει να παρατηρήσουμε ότι  $h_w$  : το "καθαρό" ύψος του κορμού (⇒μέγεθος που χρησιμοποιείται στον ΕΑΚ), ενώ  $d$  : συνολικό ύψος της διατομής (⇒μέγεθος που χρησιμοποιείται στον EC8). Άρα, ισχύει :  $(h_w+t_f)=(d-t_f)$  αφού  $d-h_w=2\cdot t_f$ )

Ακολουθως, στον **ΕΑΚ**, ορίζονται οι **έλεγχοι αντοχής** για τις δοκούς σύζευξης :

«Δοκοί σύζευξης με μηχανισμό **καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων**, διαστασιολογούνται **όπως οι δοκοί των πλαισίων** (ροπής).» (§ 5.5.2 )

«Δοκοί σύζευξης με μηχανισμό **διατμητικών πλαστικών αρθρώσεων**, πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες :

$$-N_{sc} / N_{pc} \leq 0.10$$

$$-M_{sc} / M_{pc} \leq 0.70$$

$$-V_{sc} / V_{pc} \leq 1.00$$

,όπου  $N_{sc}$  ,  $M_{sc}$  ,  $V_{sc}$  η αξονική, ροπή και τέμνουσα, όπως προκύπτουν από τους **σεισμικούς συνδυασμούς για max  $V_{sc}$**  .

Δηλαδή, συγκεντρωτικά :

	Έλεγχος αντοχής κατά ΕΑΚ	
	Διατμητική πλαστική άρθρωση	Καμπτικές πλαστικές αρθρώσεις
<b>Αξονική δύναμη</b>	$N_{sc} / N_{pc} \leq 0.10$	$N_s / N_{pd} \leq 0.15$
<b>Ροπή κάμψης</b>	$M_{sc} / M_{pc} \leq 0.70$	$M_s / M_{pd} \leq 1.00$
<b>Τέμνουσα δύναμη</b>	$V_{sc} / V_{pc} \leq 1.00$	$(V_o+V_M)/V_{pd} \leq 0.50$

Πίνακας 4.4: Έλεγχοι αντοχής κατά **ΕΑΚ** για "καμπτικές" και "διατμητικές" δοκούς σύζευξης

## Γ. Υποστυλώματα και Διαγώνιοι

Ο ΕΑΚ αναφέρει :

«Θα ελέγχονται σε κάμψη και λυγισμό με τις δράσεις που ορίζονται στην παρ. 5.3 (του ΕΑΚ)(Δηλαδή, το σεισμικό συνδυασμό, αλλά με τα **μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης** :

$$\alpha_{cd}=1.20 \cdot \min(V_{pdi}/V_{sdi}, M_{pdi} / M_{sdi})$$

όπου :

$V_{sdi}$  ,  $M_{sdi}$  είναι αντίστοιχα, η **τέμνουσα** και η **ροπή** από το **σεισμικό συνδυασμό** στην πλαστική άρθρωση (δοκό σύζευξης) του ίδιου ορόφου

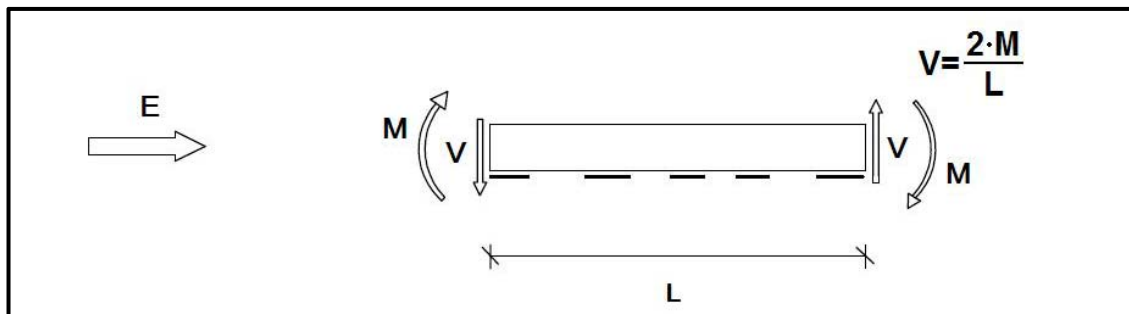
$V_{pdi}$  ,  $M_{pdi}$  είναι οι αντίστοιχες **οριακές αντοχές** της διατομής της δοκού σύζευξης.»

Σχόλια : Αρχικά , ως προς τα **όρια** για την **κατηγοριοποίηση** των δοκών σύζευξης ως **βραχέων, μακρών ή ενδιάμεσων** , παρατηρούμε τα εξής :

-**ΕΑΚ** : κατηγοριοποίηση μίας δοκού σύζευξης σύμφωνα με το λόγο του μήκους της  $l_c$  προς το μήκος  $l_0=2 \cdot M_{pc}/V_{pc}$

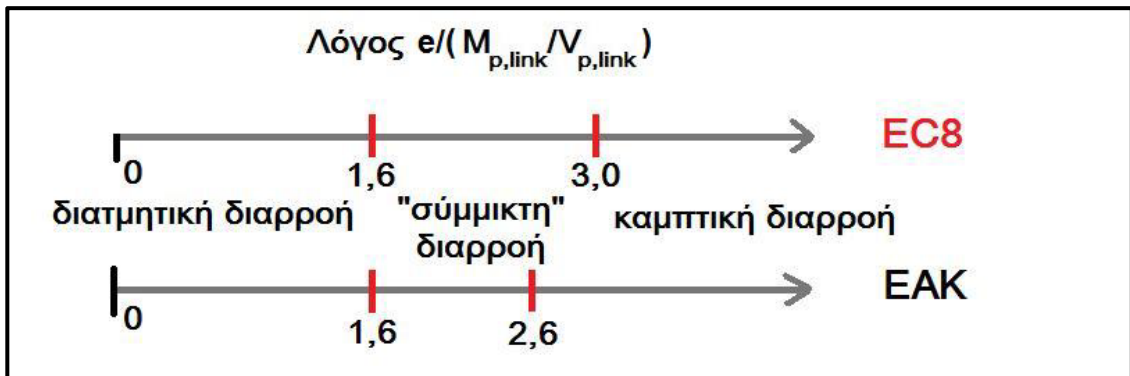
-**EC8** : κατηγοριοποίηση μίας δοκού σύζευξης σύμφωνα με το λόγο του μήκους της  $e$  προς το μήκος  $e^*=M_{p,link}/V_{p,link}$

και οι δύο Κανονισμοί ουσιαστικά χρησιμοποιούν το λόγο  $M_{pc}/V_{pc}$  για την **κατάταξη μιας δοκού σύζευξης** ως προς τον **κύριο μηχανισμό διαρροής** της. Ειδικότερα όμως, ο διαχωρισμός που χρησιμοποιεί ο ΕΑΚ, δηλαδή μέσω του μήκους  $l_0=2 \cdot M_{pc}/V_{pc}$  **προσφέρει καλύτερη “εποπτεία” του φαινομένου** μιας και αυτό το μήκος αντιστοιχεί στο (πραγματικό) μήκος μίας δοκού που **ισορροπεί** υπό αυτά τα εντατικά μεγέθη στα άκρα της (χωρίς άλλα φορτία ανάμεσα). Κατά τα άλλα, οι δύο αυτοί τρόποι “διαχωρισμού” των δοκών σύζευξης **είναι ισοδύναμοι**.



Εικόνα 4.19: Δοκός με ακραίες ροπές στα άκρα της χωρίς εγκάρσια φορτία

Απεικονίζοντας τα παραπάνω, παίρνουμε το ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 4.20: Κατηγοριοποίηση των δοκών σύζευξης σύμφωνα με τους δύο Κανονισμούς

Όσον αφορά τα **μεγέθη αντοχής** της διατομής της δοκού σύζευξης, οι δύο Κανονισμοί προβλέπουν **ουσιαστικά τα ίδια, με κάποιες μικρές διαφορές**. Δηλαδή, η **ροπή αντοχής** που προβλέπει ο EC8 είναι λίγο μικρότερη από την αντίστοιχη του EAK (για τις ίδιες διαστάσεις της διατομής και την ίδια τιμή για το όριο διαρροής του χάλυβα), αντίστοιχα η **τέμνουσα** προκύπτει λίγο μεγαλύτερη (η διατεμνόμενη επιφάνεια στον EC8 λαμβάνεται λίγο πιο μεγάλη από αυτήν του EAK) και επίσης, στον EC8 δεν αναφέρεται τρόπος υπολογισμού της **αντοχής σε αξονική δύναμη**, θεωρούμενος σαν προφανής [(συνολική επιφάνεια της διατομής)·(όριο διαρροής του χάλυβα)].

Η μεγαλύτερη διαφορά των δύο Κανονισμών έχει να κάνει με **τον τρόπο που γίνεται ο έλεγχος αντοχής** των δοκών σύζευξης. Στον **EC8**, αυτό που καθορίζει τις τιμές που λαμβάνουν στους αντίστοιχους ελέγχους η **τέμνουσα** και η **ροπή αντοχής** είναι το **μέγεθος της αξονικής δύναμης** ως προς την αντίστοιχη αντοχή ( $N_{Ed}/N_{Rd}$ ), ενώ στον EAK αυτό που καθόριζε την τιμή των μεγεθών αντοχής ήταν ο **τρόπος διαρροής** της δοκού (καμπτικός ή διατμητικός). Προφανής έλλειψη του EAK είναι το ότι **δεν** καθορίζει την τιμή των μεγεθών αντοχής για τον έλεγχο αντοχής δοκών με **σύμμικτο τρόπο διαρροής** (καμπτικό + διατμητικό). Πάντως, στην περίπτωση που τα μεγέθη αυτά αντοχής, καθορίζονται με **γραμμική παρεμβολή**, αυτό θα έπρεπε να αναφέρεται. Σε αναφορά λοιπόν με τον **Πίνακα 4** (Έλεγχοι αντοχής κατά EAK), οι αντίστοιχοι **έλεγχοι αντοχής του EC8** είναι:

	Έλεγχος αντοχής κατά EC8	
Μέγεθος της αξονικής δύναμης	$N_{Ed}/N_{Rd} \leq 0,15$	$N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$
<b>Αξονική δύναμη</b>	$(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15 )$	$(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 1.00 )^{24}$
<b>Ροπή κάμψης</b>	$M_{Ed} / M_{p,link} \leq 1.00$	$M_{Ed} / M_{p,link} \leq (1 - N_{Ed}/N_{pl,Rd})$
<b>Τέμνουσα δύναμη</b>	$V_{sc} / V_{pc} \leq 1.00$	$V_{Ed}/V_{p,link} \leq [1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2]^{0,5}$

Πίνακας 4.5: Έλεγχοι αντοχής **κατά EC8**, ανάλογα με την τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης  $N_{Ed}/N_{Rd}$

Π.χ. για την τιμή  $N_{Ed}/N_{Rd}=0,15$  προκύπτει :

$$V_{Ed}/V_{p,link} \leq 0,989 \quad \text{και}$$

$$M_{Ed} / M_{p,link} \leq 0,85 \quad (\text{οριακές τιμές})$$

ενώ π.χ. για  $N_{Ed}/N_{Rd}=0,3$

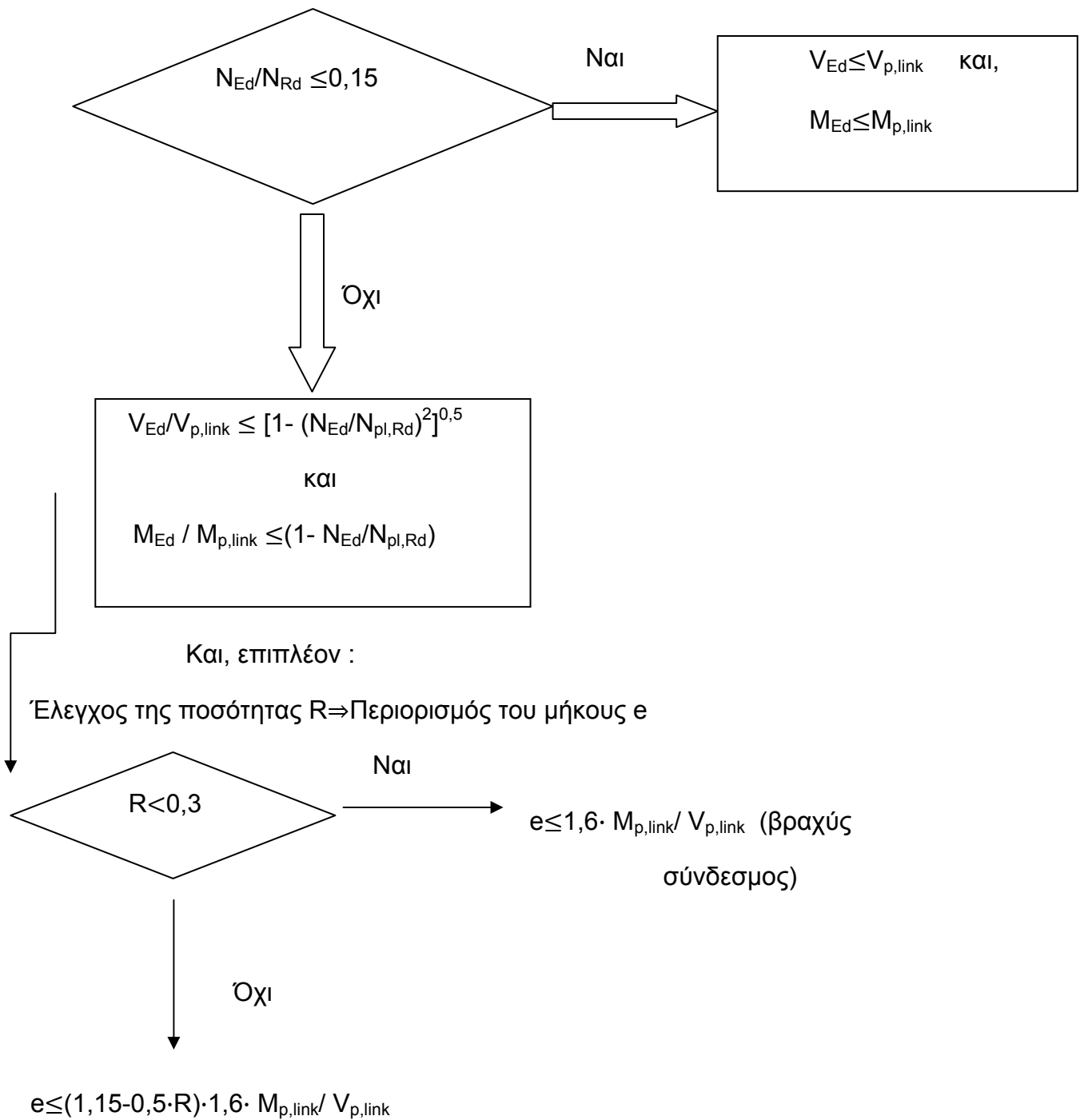
$$V_{Ed}/V_{p,link} \leq 0,954 \quad \text{και}$$

$$M_{Ed} / M_{p,link} \leq 0,70$$

Πρέπει τέλος να σημειώσουμε ότι η αδυναμία πρόβλεψης ελέγχων για δοκούς **με σύμμικτο τρόπο διαρροής** αίρεται στον **EC8**, αφού ο έλεγχος αντοχής δεν γίνεται με το κριτήριο του τρόπου διαρροής.

<sup>24</sup> Αυτός ο έλεγχος δεν αναφέρεται, μάλλον ως προφανής

Συνοψίζοντας, ο έλεγχος των δοκών σύζευξης γίνεται ως εξής:



Σχήμα 4.21: Μεθοδολογία για τον έλεγχο δοκών σύζευξης κατά τον EC8

Επίσης, ο EC8 εισάγει τη γωνία **στροφής  $\theta_p$  του συνδέσμου**, θέτοντας **όρια** γι' αυτήν, ανάλογα με το μήκος του συνδέσμου, κάτι στο οποίο δεν γίνεται αναφορά στον EAK. **Βάσει αυτής της γωνίας** μάλιστα ο EC8 **“κατανέμει” τις ενδιάμεσες νευρώσεις**, και όχι βάσει του μήκους τους, όπως στον EAK.

Ειδικά για τις νευρώσεις (αν εξαιρέσουμε την παραπάνω διαφορά που μπορεί να ερμηνευθεί ως “διαφορετική φιλοσοφία σχεδιασμού”), ως προς τις διαστάσεις τους και τις μεταξύ τους αποστάσεις, έχουμε να παρατηρήσουμε τα εξής:

-Αρχικά, για τις ενισχύσεις **στα άκρα** των συνδέσμων, οι δύο Κανονισμοί προβλέπουν **το ίδιο πάχος** :  $0.75 \cdot t_w$  ή 10mm. Ο EC8 επιπλέον ορίζει ότι το **συνολικό πλάτος τους** δεν πρέπει να είναι μικρότερο από  $(b_f - 2 \cdot t_w)$ .

-Για τις ενδιάμεσες ενισχύσεις, αν θεωρήσουμε ότι οι “**βραχείς**” σύνδεσμοι χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερες τιμές της γωνίας στροφής  $\theta_p$  (το όριο γι’ αυτούς είναι  $\theta_p = 0,08$  rad)  $\Rightarrow$  απαιτούν “πιο πυκνές” νευρώσεις στον κορμό τους, ενώ οι “**μακροί**” σύνδεσμοι χαρακτηρίζονται από πιο χαμηλές τιμές της γωνίας στροφής  $\theta_p$  (το όριο γι’ αυτούς είναι  $\theta_p = 0,02$  rad)  $\Rightarrow$  απαιτούν “πιο αραιές” νευρώσεις στον κορμό τους, τότε μπορούμε να κάνουμε την ακόλουθη σύγκριση:

Απόσταση που απαιτείται για τις ενδιάμεσες ενισχύσεις:	Κατά ΕΑΚ	Κατά EC8
Διατμητικοί σύνδεσμοι	$38 \cdot t_w - d / 5$	$30 \cdot t_w - d / 5$
Καμπτικοί σύνδεσμοι	$56 \cdot t_w - d / 5$	$52 \cdot t_w - d / 5$
Σύνδεσμοι ενδιάμεσου μήκους	Γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ανωτέρω τιμών <sup>25</sup>	Γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ανωτέρω τιμών <sup>26</sup>

Απόσταση που απαιτείται για τις ενδιάμεσες ενισχύσεις:	Κατά ΕΑΚ	Κατά EC8	
		Διατμητικοί σύνδεσμοι	$38 \cdot t_w - d / 5$
		Γωνία στροφής $\theta_p = 0,02$ rad	$52 \cdot t_w - d / 5$
Καμπτικοί σύνδεσμοι	$56 \cdot t_w - d / 5$	1,5·b	
Σύνδεσμοι ενδιάμεσου μήκους	Γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ανωτέρω τιμών <sup>27</sup>	Τοποθετούνται ενδιάμεσες νευρώσεις <b>και των δύο</b> παραπάνω τύπων (δηλαδή για βραχείς και επιμήκεις συνδέσμους).	

<sup>25</sup> Η γραμμική παρεμβολή γίνεται ως προς το (σχετικό) τους μήκος ( $l/l_0$ )

<sup>26</sup> Η γραμμική παρεμβολή γίνεται ως προς την τιμή της γωνίας  $\theta_p$

<sup>27</sup> Η γραμμική παρεμβολή γίνεται ως προς το (σχετικό) τους μήκος ( $l/l_0$ )



**5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:**  
**ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ-**  
**ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ**

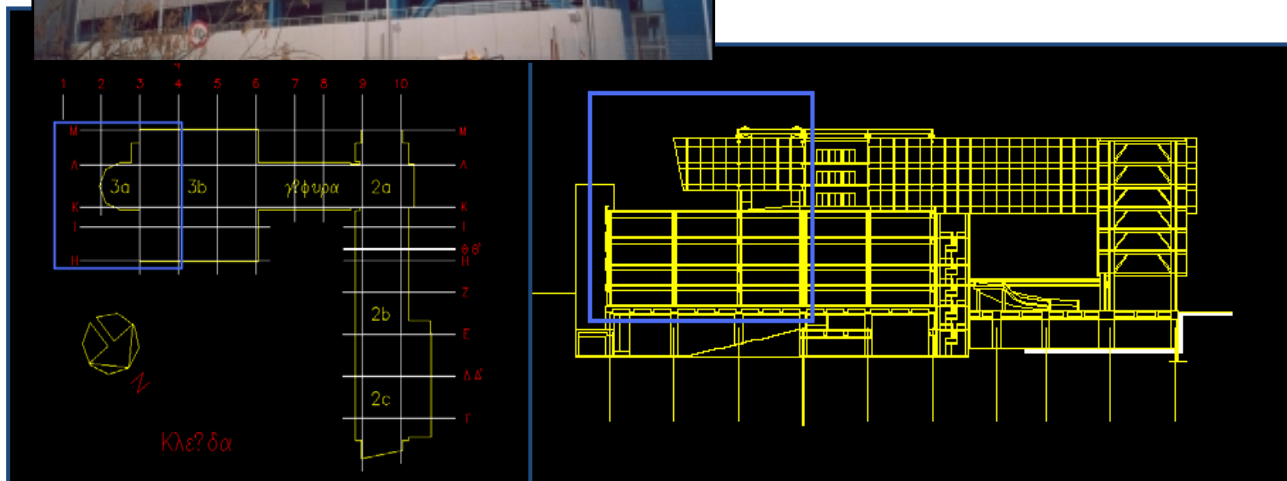
## 5.1 Υφιστάμενη κατασκευή

Το κτίριο, πάνω στο προσομοίωμα<sup>1</sup> του οποίου βασίστηκε ο φορέας που μελετήθηκε στην παρούσα εργασία, είναι το πρώην κτίριο **MPC** (Main Press Center=Κέντρο Γραπτού Τύπου), **τμήμα 3<sup>Α</sup>**, **στατικά ανεξάρτητο** από το υπόλοιπο τμήμα του κτιρίου καθώς χωρίζεται με **αντισεισμικό αρμό** πλάτους 10 cm από το γειτονικό, επίσης μεταλλικό, κτίριο 3-B.

Πρέπει να σημειωθεί ότι τα δύο αυτά κτίρια αποτελούν μια λειτουργική ενότητα, λειτουργούν δηλαδή ως το ίδιο κτίριο. Κατά συνέπεια, ο αρμός είναι εμφανής στο εσωτερικό του κτιρίου. Το κτίριο βρίσκεται στη λεωφόρο Κηφισίας, δίπλα στο Golden Hall (πρώην IBC, International Broadcasting Center=Διεθνές Κέντρο Αναμετάδοσης). Σήμερα είναι περιουσία του Ελληνικού Δημοσίου (Υπουργείο Υγείας & Κοινωνικής Αλληλεγγύης), ανήκει στα “Ολυμπιακά Ακίνητα” και αποτελεί ένα από τα κτίρια της Hellenpro. Πρόκειται για ένα 7-όροφο κτίριο με φέροντα οργανισμό από χάλυβα και σύμμικτες πλάκες από σκυρόδεμα.



Εικόνα 5.1: κτίριο MPC-3A



Εικόνα 5.2: Γενική Διάταξη-Κάτοψη συγκροτήματος Εικόνα 5.3: Πλάγια όψη-Κτίρια 3,2

<sup>1</sup> Ορισμένα στοιχεία της πραγματικής κατασκευής δεν προσομοιώθηκαν (όπως π.χ. εξωτερικά κλιμακοστάσια, διάφορα προσαρτήματα, ανισοσταθμίες πλακών μέσα στο επίπεδο ενός ορόφου, μικρότερα ανοίγματα στις πλάκες κλπ.), γιατί τα επέβαλλαν αρχιτεκτονικοί, λειτουργικοί κ.α. λόγοι και κρίθηκε ότι δεν εξυπηρετούν το σκοπό της προσομοίωσης.

Τα υλικά κατασκευής και οι παραδοχές υπολογισμών είναι τα ακόλουθα:

<b>ΥΛΙΚΑ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ</b>	
Σκυροδέμα (σύμμικτη πλάκα)	C25/30
Δομικός χάλυβας	S355,S235
<b>ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ</b>	
Ίδιο βάρος σκυροδέματος	25.00 kN/m <sup>3</sup>
Ίδιο βάρος χάλυβα	78.50 kN/m <sup>3</sup>
Επικάλυψη δαπέδων	1.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ</b>	
Γενικοί χώροι	300 kg/m <sup>2</sup>
Φορτίο χιονιού	0.75 kN/m <sup>2</sup>
Ταχύτητα αναφοράς ανέμου	Vref=36m/s
Μεταβολές θερμοκρασίας	+/-20oC
<b>ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΥΛΙΚΩΝ</b>	
Σκυροδέματος	$\gamma_C=1.50$
Χάλυβα	$\gamma_S=1.15$
<b>ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΦΟΡΤΙΩΝ</b>	
Μόνιμες δράσεις	$\gamma_G=1.35$
Μεταβλητές δράσεις	$\gamma_Q=1.50$
Συντελεστές συνδ. μεταβλ. δράσεων	$\psi_2=0.30-0.80$ (Βάσει Πίνακα 4.1 ΕΑΚ)

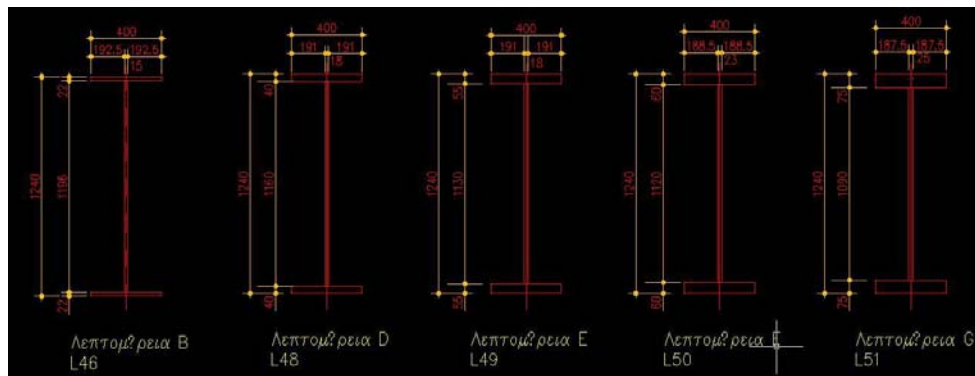
Τα Δομικά στοιχεία του κτιρίου είναι τα εξής:

- A. Δοκοί (πίνακας σελ. )
- B. Υποστυλώματα (πίνακας σελ. )
- Γ. Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας (κατακόρυφοι): HEM 450
- Δ. Διαγώνια στοιχεία (ελκυστήρες): HD400x262  
(Γερμανική διατομή, h=387mm, b=398mm, t<sub>f</sub>=33,3mm, t<sub>w</sub>=21,1mm)

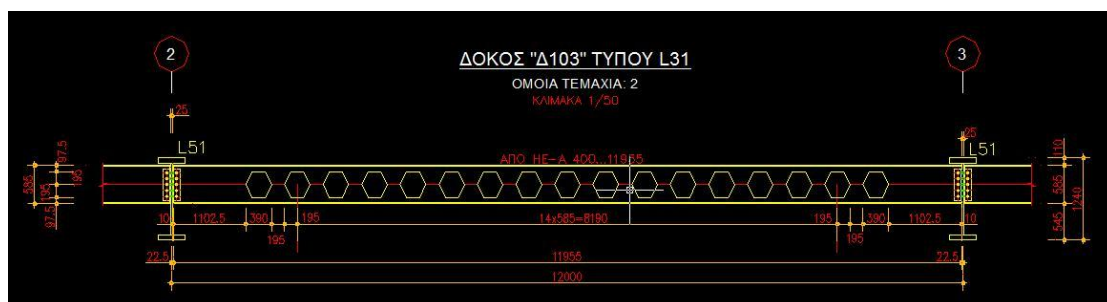
Πίνακας σιδηρών δοκών		
L5*	IPE 400-600	Κυψελωτή
L6	HEB 1000	Πρότυπη
L27	HEB 650-975	Κυψελωτή
L28	HEB 800-1200	Κυψελωτή
L30	HEB 700	Πρότυπη
L31	HEA 400-585	Κυψελωτή
L32	HEA 500	Πρότυπη
L45	HEA 700	Πρότυπη
L46	I-1240x400/22/15 **	Συγκολλητή
L48	I-1240x400/40/18	Συγκολλητή
L49	I-1240x400/55/18	Συγκολλητή
L50	I-1240x400/60/23	Συγκολλητή
L51	I-1240x400/75/25	Συγκολλητή
L52	HEA1000	Πρότυπη
L54	IPE 450-675	Κυψελωτή
L55	I-720x300/60/20	Συγκολλητή

\* Η αρίθμηση δεν είναι συνεχής, γιατί περιλαμβάνονται μόνο οι δοκοί του Κτιρίου 3-A

\*\*Συγκολλητή δοκός με εξαγωνικά ανοίγματα στον κορμό, τα οποία όμως γίνονται σε συγκεκριμένες θέσεις για λειτουργικούς κυρίως λόγους.



Εικόνα 5.4: Συγκολλητές (κύριες) δοκοί



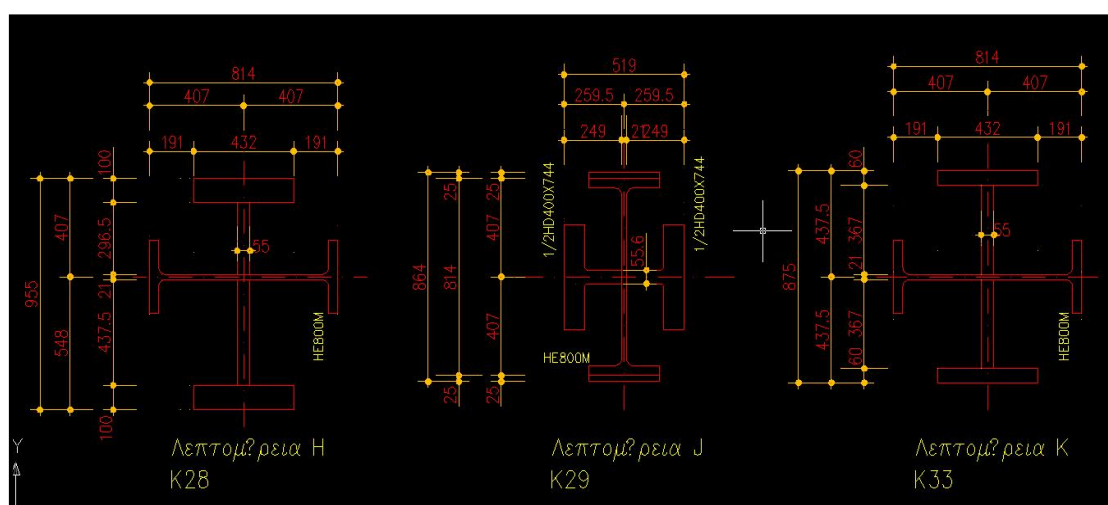
Εικόνα 5.5: Δοκός τύπου L31 (κυψελωτή δοκός)

Πίνακας σιδηρών υποστυλωμάτων	
K4*	HEM 800 + HEM 500
K9	HEM 800
K11	HEM 500
K12	HEA 300
K14	HEB 200
K28	HEM 800 + I-955x432/100/55
K29	HEM 800+2x#25x300+2x(1/2)HD400x744**
K31	HEA 800 + HEB 500
K32	HEA 800 + HEA 500
K33	HEM 800 + I-875x432/60/55
K34	HEA 450
K35	HEA 800
K36	HEM 800 + 2x#15x303

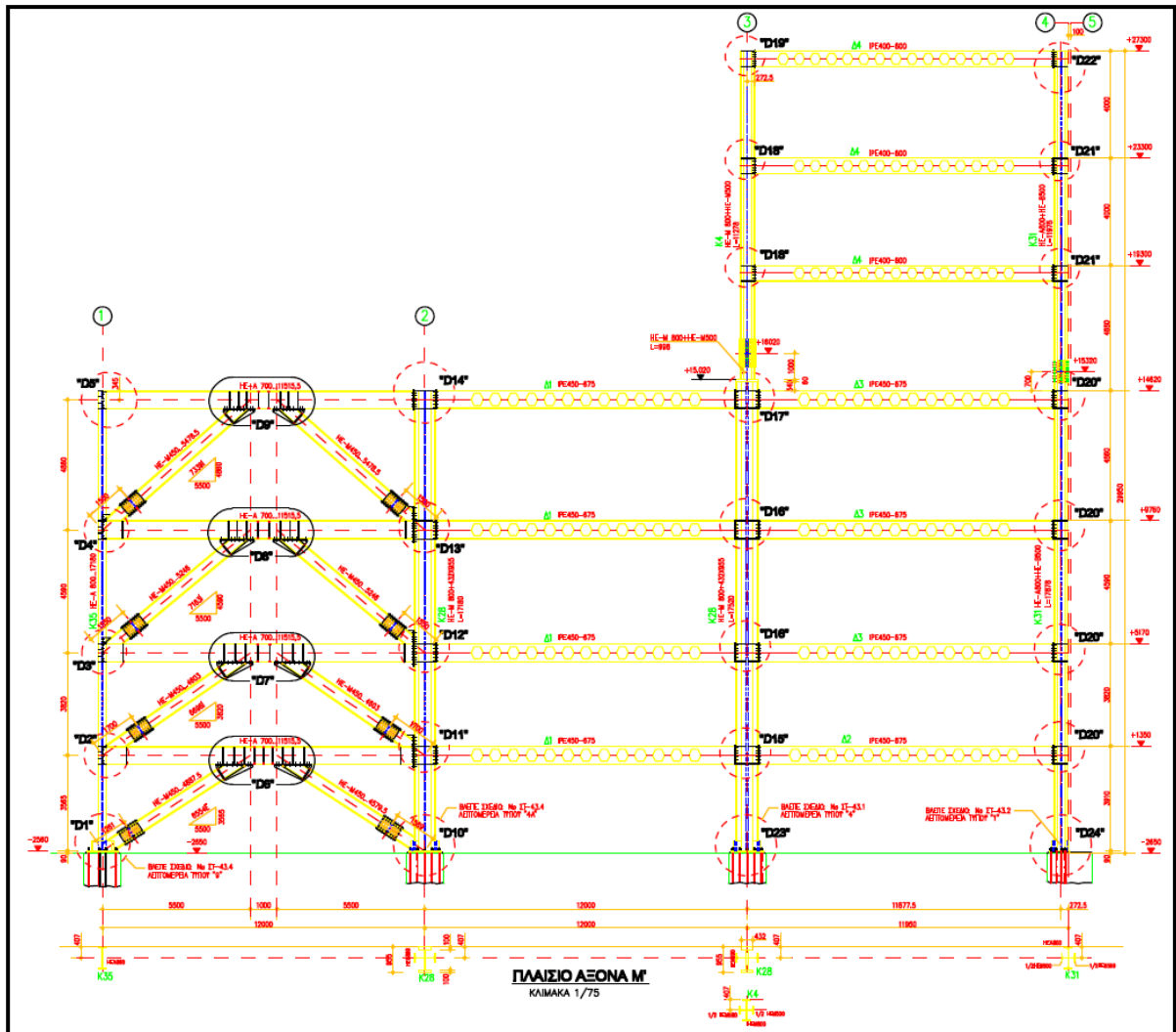
\*Η αρίθμηση δεν είναι συνεχής, γιατί περιλαμβάνονται μόνο τα **υποστυλώματα** του Κτιρίου 3-Α.

\*\*Πρόκειται για Γερμανική διατομή (Stahlbau-σειρά HD), οι διαστάσεις της οποίας είναι:  $h=498\text{mm}$ ,  $b=432\text{mm}$ ,  $t_f=88,9\text{mm}$ ,  $t_w=55,6\text{mm}$ .

Τα υποστυλώματα (π.χ. της μορφής HEA800+HEA 500), μορφώνονται ως «**σταυροειδή**», δηλαδή οι 2 διατομές τέμνονται κάθετα στους κορμούς τους (η μία εξ' αυτών κόβεται σε 2 τμήματα στο εργοτάξιο). Αυτό συμβαίνει διότι –παρά την ύπαρξη και συνδέσμων δυσκαμψίας στο κτίριο- υπάρχει η απαίτηση από αυτά τα υποστυλώματα να έχουν ουσιαστική **πλαισιακή λειτουργία** και στις **δύο διευθύνσεις**.



Εικόνα 5.6: Σταυροειδή υποστυλώματα



Εικόνα 5.7: Πλαίσιο στον άξονα Μ (σύνδεσμοι δυσκαμψίας με εκκεντρότητα)

## 5.2 Ανάπτυξη του προσομοιώματος

### 5.2.1 Στατικό σύστημα - Προσομοίωση της σύνδεσης των στοιχείων

Το στατικό σύστημα του κτιρίου είναι ένα **υβριδικό** σύστημα. Η παραλαβή των οριζόντιων φορτίων του σεισμού γίνεται τόσο **με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας**, όσο και με **πλαισιακή λειτουργία**. Επομένως όσον αφορά την προσομοίωση των συνδέσεων των στοιχείων, σε γενικές γραμμές, ισχύουν τα παρακάτω.

- **Κύριες δοκοί<sup>2</sup>**: Οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα, που ανήκουν σε **πλαίσιο κατά y**, διαμορφώνονται ως **πακτώσεις** (στερεά σύνδεση)→κυρίως πλαισιακή λειτουργία. Οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα, που ανήκουν σε **πλαίσιο κατά x**, (κυρίως λειτουργία πλαισίου με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας) μορφώνονται κυρίως ως εξής: Για την προσομοίωση της σύνδεσης δοκού σε υποστύλωμα όταν **η δοκός δεν ανήκει** σε πλαίσιο που φέρει (έκκεντρο) σύνδεσμο δυσκαμψίας, επιλέγεται **άρθρωση**. Οι συνδέσεις δοκών σε υποστύλωμα όταν **η δοκός ανήκει** σε πλαίσιο με έκκεντρο σύνδεσμο, επιλέγεται να προσομοιωθούν ως **πακτώσεις** στο προσομοίωμα. Αυτός ο «κανόνας» ισχύει και για το πλαίσιο του άξονα 1', που είναι το μόνο πλαίσιο κατά τη διεύθυνση y που διαθέτει σύνδεσμο δυσκαμψίας.

Σε κάθε περίπτωση όμως, η προσομοίωση των συνθηκών σύνδεσης επιλέχθηκε να είναι σύμφωνη με τα σχέδια της κατασκευής. Κριτήριο δηλαδή αποτελεί το αν η διαμόρφωση των συνδέσεων (διάταξη των κοχλιών και των μετωπικών πλακών κυρίως, ως προς τα συνδεόμενα στοιχεία) επιτρέπει ή όχι **σχετική στροφή των μελών**.

Βέβαια, πρέπει να παρατηρήσουμε ότι η διαδικασία που ακολουθείται κανονικά είναι η **αντίστροφη**. Τα σχέδια και ως εκ τούτου η τελική διαμόρφωση των συνδέσεων πρέπει να είναι σύμφωνα με τις συνθήκες που αυτές έχουν προσομοιωθεί και όχι το αντίστροφο. Εντούτοις, στην παρούσα εργασία κληθήκαμε να αναπτύξουμε το προσομοίωμα μιας **υφιστάμενης** κατασκευής κρίνοντας από τα σχέδιά της.

- **Δευτερεύουσες δοκοί**: Οι δευτερεύουσες δοκοί (που είναι, κυρίως, τύπου L31, L5) εισάγονται στο **Etabs** σαν αμφιαρθρωτές "**pinned**".

- **Υποστυλώματα**: Η στήριξη των υποστυλωμάτων στο έδαφος προσομοιώνεται ως **πάκτωση**.

- **Σύμμικτες πλάκες**: Γίνεται η απλοποιητική παραδοχή ότι οι πλάκες **δεν συνδέονται διατμητικά** με τις δοκούς, δηλαδή οι δοκοί προσομοιώνονται ως μη σύμμικτες. Αυτό πρόκειται για απλοποίηση. Στην πραγματική κατασκευή **υπάρχει σύμμικτη** λειτουργία σε κάποιες επιλεγμένες δοκούς, κυρίως σε αυτές για τις οποίες υπάρχει η επιπλέον απαίτηση να «μεταφέρουν» τα φορτία του σεισμού στους συνδέσμους δυσκαμψίας.

- **Σύνδεσμοι δυσκαμψίας**: Η σύνδεση των συνδέσμων λαμβάνεται ως **πάκτωση** (ή σύνδεση ροπής-που «αντιστέκεται» δηλαδή, στη ροπή) τόσο στην κορυφή τους (σύνδεση με τη δοκό σύζευξης), όσο και στη βάση τους (σύνδεση με τον κόμβο δοκού-υποστυλώματος).

---

<sup>2</sup> Στο εξής, ως κύριες δοκούς θα εννοούμε αυτές που συνδέουν υποστυλώματα, ενώ όλες οι υπόλοιπες λογίζονται ως δευτερεύουσες

## 5.2.2 Διατομές

Οι **κυψελωτές δοκοί**, δηλαδή οι δοκοί «με ανοίγματα στον κορμό», είτε είναι κύριες είτε δευτερεύουσες, για τις ανάγκες της προσομοίωσης της παρούσας εργασίας, προσομοιώνονται με τις **πλήρεις** διατομές τους, με το **ύψος** δηλαδή της κυψελωτής δοκού, αλλά **χωρίς τα κενά** στον κορμό. Η διαφορά στη ροπή αδράνειας είναι μικρή (της τάξης του ~15%), γιατί αυτό που παίζει ρόλο **κυρίως** στη διαμόρφωση της τελικής τιμής της ροπής αδράνειας μιας διατομής είναι η επιφάνεια των **πελμάτων** και η μεταξύ τους απόσταση (**μοχλοβραχίονας**), και όχι τόσο το εμβαδόν του κορμού. Η «κοπή» των δοκών έχει στόχο κυρίως:

α) την **εξοικονόμηση βάρους** (δηλαδή μεγαλύτερος μοχλοβραχίονας των δυνάμεων και άρα **μεγαλύτερη ροπή αντοχής** για την **ίδια ποσότητα** χρησιμοποιούμενου υλικού ή ισοδύναμα επίτευξη της **ίδιας τιμής της ροπής αντοχής με λιγότερο υλικό**) και

β) λειτουργικούς λόγους (π.χ. δημιουργία οδών διαμέσου των δοκών για τη **διέλευση αγωγών** που εξυπηρετούν ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις όπως καλώδια, αγωγούς πυρόσβεσης κλπ., με αποτέλεσμα τελικά να **αυξάνεται το ωφέλιμο ύψος** του ορόφου, αφού δεν χρειάζεται πρόσθετο ύψος που θα χρησιμοποιείται μόνο για τη διέλευση τέτοιων αγωγών.

IPE	H	s	t	F <sub>a</sub>	F <sub>b</sub>	G	G	J <sub>x<sub>a</sub></sub>	W <sub>x<sub>a</sub></sub>	J <sub>x<sub>b</sub></sub>	W <sub>x<sub>b</sub></sub>	S <sub>x<sub>a</sub></sub>	S <sub>x<sub>b</sub></sub>
	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	kg/1,5 h	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
80	120	3,8	5,2	9,16	6,12	0,718	6,00	206	34,3	189	31,6	20,0	17,0
100	150	4,1	5,7	12,4	8,25	1,21	8,10	437	58,2	403	53,7	33,9	28,8
120	180	4,4	6,3	15,8	10,6	1,86	10,4	809	89,9	746	82,8	52,2	44,2
140	210	4,7	6,9	19,7	13,1	2,70	12,9	1 370	131	1 270	121	75,8	64,3
160	240	5,0	7,4	24,1	16,1	3,78	15,8	2 200	184	2 030	169	106	90,1
180	270	5,3	8,0	28,7	19,1	5,06	18,8	3 330	247	3 070	228	142	121
200	300	5,6	8,5	34,1	22,9	6,70	22,4	4 910	327	4 540	302	189	161
220	330	5,9	9,2	39,9	26,9	8,63	26,2	6 990	423	6 460	392	243	208
240	360	6,2	9,8	46,5	31,7	11,0	30,7	9 790	544	9 070	504	312	267
270	405	6,6	10,2	54,8	37,0	14,6	36,1	14 550	719	13 470	665	412	352
300	450	7,1	10,7	64,5	43,2	19,0	42,2	21 010	934	19 410	863	536	456
330	495	7,5	11,5	75,0	50,2	24,3	49,1	29 580	1 200	27 330	1 100	686	584
360	540	8,0	12,7	87,1	58,3	30,8	57,1	40 890	1 510	37 780	1 400	869	740
400	600	8,6	13,5	102	67,3	39,7	66,3	58 290	1 940	53 700	1 790	1 120	947
450	675	9,4	14,6	120	77,7	52,2	77,6	85 430	2 530	78 290	2 320	1 470	1 230
500	750	10,2	16,0	142	90,5	68,2	90,7	122 400	3 260	111 800	2 980	1 900	1 580
550	825	11,1	17,2	165	103	86,6	106	171 100	4 150	155 700	3 770	2 420	2 000
600	900	12,0	19,0	192	120	110	122	235 300	5 230	213 700	4 750	3 060	2 520

Εικόνα 5.8: Πίνακας αδρανειακών στοιχείων για κυψελωτές διατομές

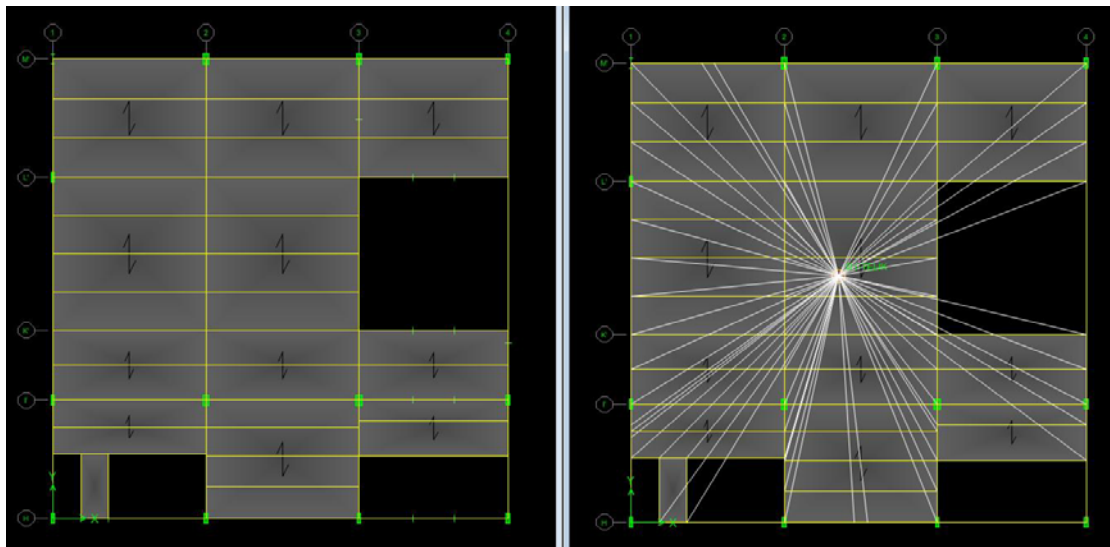


### 5.2.3 Διάφραγμα

Γενικά, στο **Etabs** υπάρχει η δυνατότητα της προσομοίωσης της πλάκας των ορόφων με την πραγματική, εντός του επιπέδου της, δυσκαμψίας (δυστένειας εν προκειμένω), οπότε έχουμε διάφραγμα τύπου **semi-rigid**, υπάρχει όμως και η δυνατότητα προσομοίωσης με **επιπλέον δέσμευση** των 3 βαθμών ελευθερίας «στερεού σώματος» (τις δύο μετακινήσεις, κατά x και y και τη στροφή περί z, εντός δηλαδή του επιπέδου x-y), ώστε η πλάκα να κινείται σαν «**στερεό σώμα**» μέσα στο επίπεδό της (οι υπόλοιποι βαθμοί ελευθερίας φυσικά δεν επηρεάζονται). Σ' αυτήν την περίπτωση έχουμε «**άκαμπτο διάφραγμα**» (→ **rigid diaphragm**) (βλ. Εικόνα 5.9)

Η παραδοχή απαραμόρφωτου διαφράγματος γενικά, στην περίπτωση που οι πλάκες των ορόφων είναι **από σκυρόδεμα** (συνήθης περίπτωση για κτίρια-τόσο μεταλλικά, όσο και από σκυρόδεμα) αφενός είναι εύλογη. Αφ' ετέρου μειώνει σημαντικά το συνολικό **αριθμό βαθμών ελευθερίας**, και έχει σαν συνέπεια τη μείωση του **υπολογιστικού φορτίου για τον Η/Υ**. Ωστόσο, για τις δυνατότητες των σύγχρονων προγραμμάτων και υπολογιστών, η επίλυση των (σημαντικά) περισσότερων σε **πλήθος εξισώσεων**, λόγω της θεώρησης παραμορφώσιμου διαφράγματος δεν αποτελεί ιδιαίτερο πρόβλημα.

Το μειονέκτημα όμως της θεώρησης απαραμόρφωτου διαφράγματος είναι ότι δεν «αποδίδεται»- αναπτύσσεται **αξονική καταπόνηση** για τις δοκούς που βρίσκονται εντός του επιπέδου ενός ορόφου, που είναι η συνήθης περίπτωση για **δοκούς σύζευξης** σε κτίρια. Αυτό ίσως εισάγει **σημαντικό σφάλμα** σε κτίρια με συνδέσμους δυσκαμψίας.



Εικόνα 5.9: Προσομοίωση της πλάκας του 1<sup>ου</sup> ορόφου με θεώρηση στα αριστερά παραμορφώσιμου διαφράγματος (χωρίς “rigid diaphragm”) και στα δεξιά απαραμόρφωτου διαφράγματος (με ενεργοποίηση της λειτουργίας “rigid diaphragm”)

Πάντως, στο συγκεκριμένο κτίριο, οι **αξονικές δυνάμεις** στις δοκούς σύζευξης προκύπτουν πολύ μικρές, επομένως ο λόγος της δρώσας αξονικής δύναμης προς την αντοχή σε αξονική δύναμη (=ανηγμένη αξονική δύναμη) είναι μικρότερος από **0,06**, τη στιγμή που το αντίστοιχο όριο κατά ΕΑΚ είναι  $N_{Ed}/N_{Rd} \leq 0,10$  για δοκούς σύζευξης με μηχανισμό **διατμητικών** πλαστικών

αρθρώσεων και **0,15** για τις δοκούς σύζευξης με μηχανισμό **καμπτικών** πλαστικών αρθρώσεων και τις δοκούς πλαισίων καμπτικής λειτουργίας στις θέσεις **πλαστικών αρθρώσεων**, ενώ το αντίστοιχο όριο κατά EC8 είναι  $N_{Ed}/N_{Rd} \leq 0,15$ ). Άρα, είναι εύλογο να γίνει θεώρηση απαραμόρφωτου διαφράγματος.

Το κριτήριο που τίθεται από τον ΕΚ8, για το επιτρεπτό προσομοίωσης του διαφράγματος ως απαραμόρφωτο είναι το εξής : «*Το διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο εάν, όταν προσομοιωθεί με την **πραγματική** εντός του επιπέδου του **παραμορφωσιμότητα**, οι **οριζόντιες μετατοπίσεις** του **δεν υπερβαίνουν πουθενά τις ίδιες μετατοπίσεις που προκύπτουν με τη θεώρηση **απαραμόρφωτου** διαφράγματος περισσότερο από 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετατοπίσεων στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού***».

Επομένως, στο κτίριο μελέτης, πραγματοποιήθηκε η προαναφερθείσα διερεύνηση, έγιναν δηλαδή δύο προσομοιώσεις : το κτίριο προσομοιώθηκε με απαραμόρφωτα διαφράγματα και με παραμορφώσιμα διαφράγματα και έπειτα **συγκρίθηκαν οι οριζόντιες μετατοπίσεις**. Ενδεικτικά για τον 1<sup>ο</sup> όροφο η μέγιστη απόκλιση για τις μετατοπίσεις **κατά x** ήταν **16,49%** με μέσο όρο απόκλισης 14,31%, ενώ για τις μετατοπίσεις **κατά y** η μέγιστη απόκλιση που παρατηρήθηκε ήταν **23,32%** με μέσο όρο απόκλισης 12,65% (εξαιρέθηκαν κάποια σημεία της κάτοψης για τα οποία προέκυψαν μετατοπίσεις περίπου ίσες και αντίθετες). Επομένως, σύμφωνα με τον ΕΚ8, τα διαφράγματα **πρέπει να προσομοιωθούν με την **πραγματική** εντός του επιπέδου τους **παραμορφωσιμότητα****.

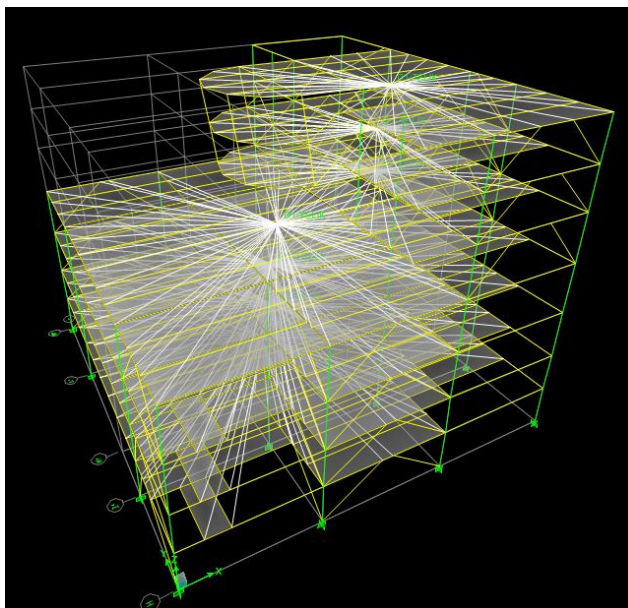
Το συγκεκριμένο κτίριο όμως, παρουσιάζει την εξής «ιδιοτυπία» : λόγω της ύπαρξης του τμήματος του φέροντος οργανισμού το οποίο βρίσκεται στους ορόφους 5, 6 και 7 και στην περιοχή που οριοθετείται από τους άξονες 3', 4', Μ' και Λ', κατά τη διερεύνηση των **σχετικών μετακινήσεων των ορόφων** (interstorey drifts) που παρουσιάζεται στη συνέχεια, κάνοντας χρήση της εντολής του προγράμματος "**Set Output Table Mode**" και επιλέγοντας στη συνέχεια "**Story Drifts**", το πρόγραμμα **αναζητά αυτόματα τις μέγιστες μετακινήσεις στη στάθμη του κάθε ορόφου προκειμένου τελικά να αναφέρει τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων**.

Επομένως με την προσομοίωση του διαφράγματος ως **παραμορφώσιμου**, οι **μέγιστες** μετατοπίσεις για τους ορόφους 5, 6 και 7 προκύπτουν ότι είναι οι μετατοπίσεις των σημείων **αυτού του τμήματος του φέροντος οργανισμού**, οπότε τελικά ο υπολογισμός των interstorey drifts προκύπτει από **αυτές** τις μετατοπίσεις. Αυτές οι τιμές των interstorey drifts είναι **αρκετά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες στο «εσωτερικό» των ορόφων** και τελικά είναι παραπλανητικές, διότι στην περίπτωση μας δεν ενδιαφέρουν αυτές, αφού σε αυτό το σημείο της κατασκευής **δεν υπάρχουν διαχωριστικοί τοίχοι ή άλλα μη-δομικά στοιχεία** (αποτελεί τμήμα του «εξωτερικού» χώρου του κτιρίου).

Αντίθετα, με την προσομοίωση του διαφράγματος ως **απαραμόρφωτου**, οι τιμές των interstorey drifts που τελικά αναφέρονται, λαμβάνονται με αυτόματη **αναζήτηση** από το πρόγραμμα των **μέγιστων μετακινήσεων εντός των ορόφων** (σημεία του διαφράγματος μόνο (!), που είναι και αυτές που τελικά ενδιαφέρουν (αναλυτικά τα interstorey drifts σε παρακάτω κεφάλαιο).

Επίσης, η απόκριση του προαναφερθέντος τμήματος του φέροντος οργανισμού δεν επηρεάζει σημαντικά τις **σχετικές μετακινήσεις** των ορόφων, δηλαδή το «πρόβλημα» των αυξημένων μετατοπίσεων περιορίζεται **τοπικά**, επομένως δικαιολογείται επιπλέον αυτή η παραδοχή.

Για τους ανωτέρω λόγους λοιπόν, αποφασίστηκε ότι : α) στο βασικό προσομοίωμα του κτιρίου γίνεται η προσομοίωση των διαφραγμάτων ως **παραμορφώσιμα**, β) δευτερευόντως και ειδικά για τη σύγκριση των **interstorey drifts** (σε σχέση και με τα όρια που θέτει γι' αυτά ο κάθε Κανονισμός), γίνεται προσομοίωση των διαφραγμάτων ως **απαραμόρφωτα** με την εντολή **“Assign>Joint/Point>Rigid Diaphragm”** (βλ. Εικόνα 5.10).



Εικόνα 5.10: Προσομοίωση των πλακών ως απαραμόρφωτα διαφράγματα

Για λόγους πληρότητας, επισημαίνονται οι **διαφορές** μεταξύ της θεώρησης παραμορφώσιμου ή απαραμόρφωτου διαφράγματος. Στο ίδιο ακριβώς προσομοίωμα, θεωρώντας **παραμορφώσιμο** διάφραγμα παρατηρούμε τα εξής:

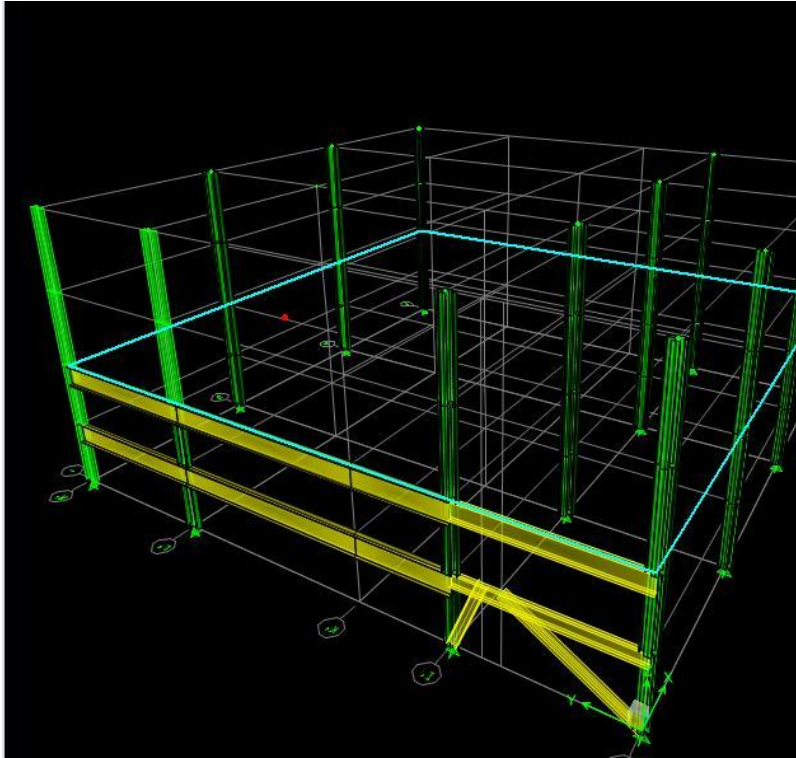
1.Υπάρχει μια **μικρή μείωση** του **ποσοστού αξιοποίησης** της διατομής των μελών [λόγος: δρώντα εντατικά μεγέθη/αντίστοιχη αντοχή του μέλους,  $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}$  (σχέση αλληλεπίδρασης Ροπής-Αξονικής, EN1993-1-1, §6.2.1)].

Συγκεκριμένα, στο μοντέλο με απαραμόρφωτα διαφράγματα αυτός ο λόγος υπερβαίνει το 1,00 για **7 μέλη**, ενώ στο μοντέλο με παραμορφώσιμο διάφραγμα σημειώνεται υπέρβαση για **4 μέλη**.

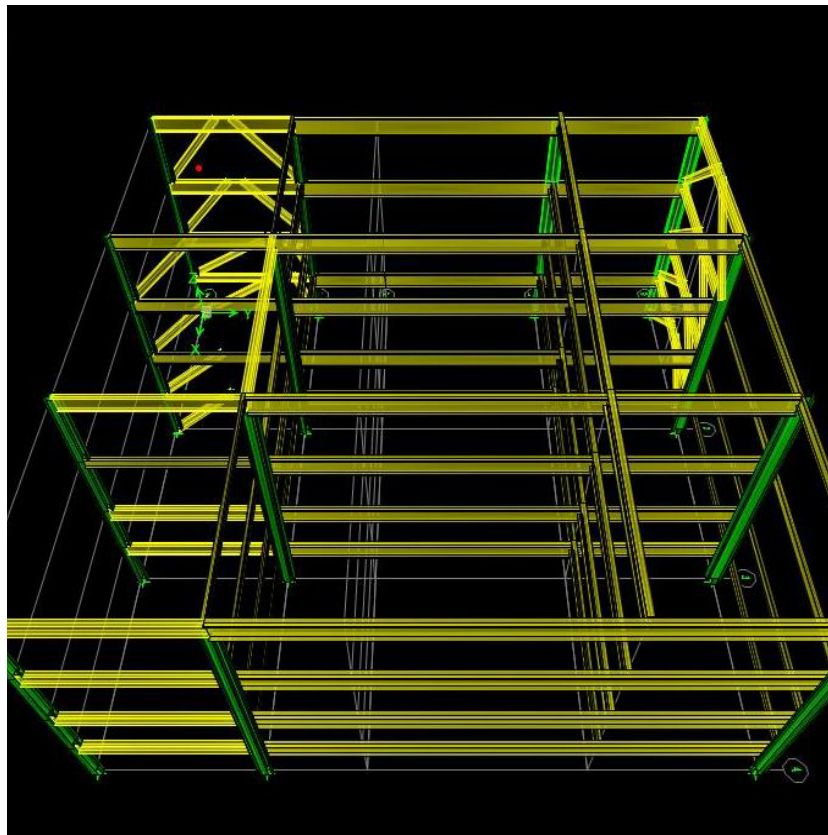
2.Παρατηρείται μια **μικρή αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου** του κτιρίου:  $T_1=0,807$  sec από  $T_1=0,794$  sec που ισχύει όταν το κτίριο προσομοιωθεί με απαραμόρφωτα διαφράγματα (λογικό, διότι το κτίριο έγινε έτσι «ελαφρώς **πιο εύκαμπτο**»).

3.Αλλαγή της «κατανομής» της **δρώσας μάζας** στις πρώτες ιδιομορφές (δηλαδή η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή με  $T=0,807$  s έχει δρώσα μάζα κατά x **7,87%** της συνολικής μάζας).

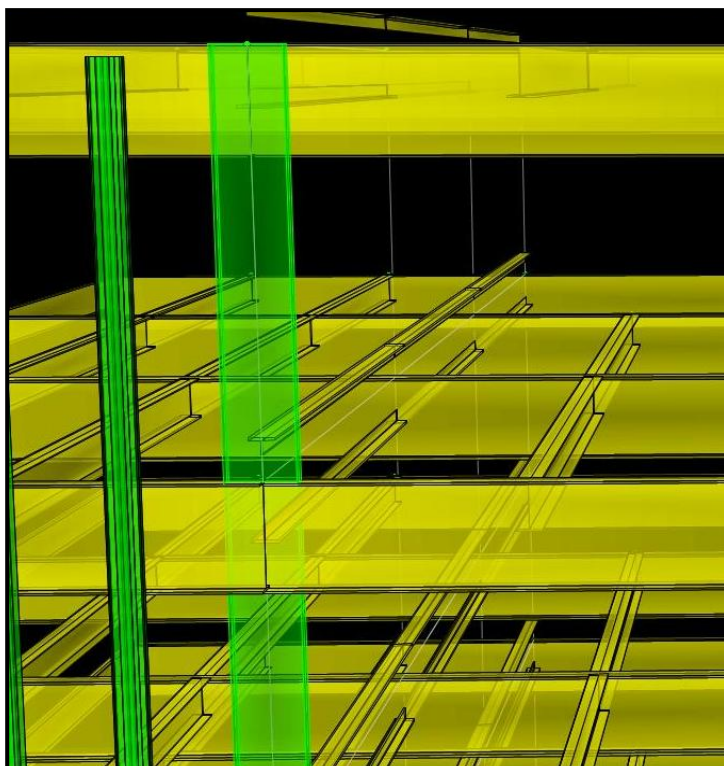
Με τις προαναφερθείσες παραδοχές, αναπτύχθηκε το προσομοίωμα της κατασκευής (βλ. Εικόνες 5.11, 5.12).



Εικόνα 5.11: Τοποθέτηση του 1ου πλαισίου κατά y (άξονας 1)



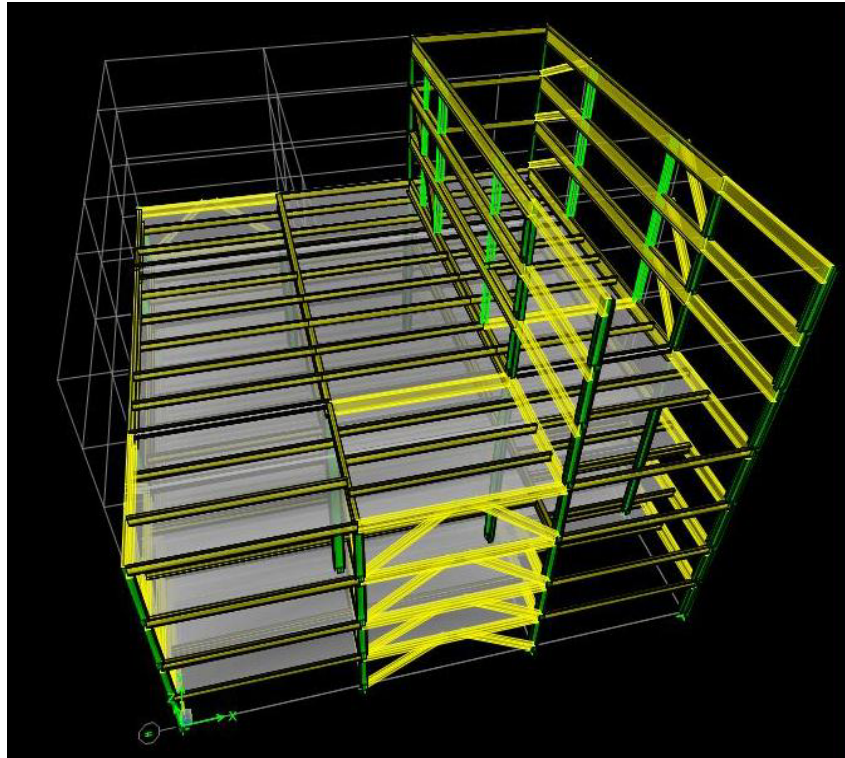
Εικόνα 5.12: Πρόδος προσομοιώματος- «κύρια» πλαίσια (κατά y)



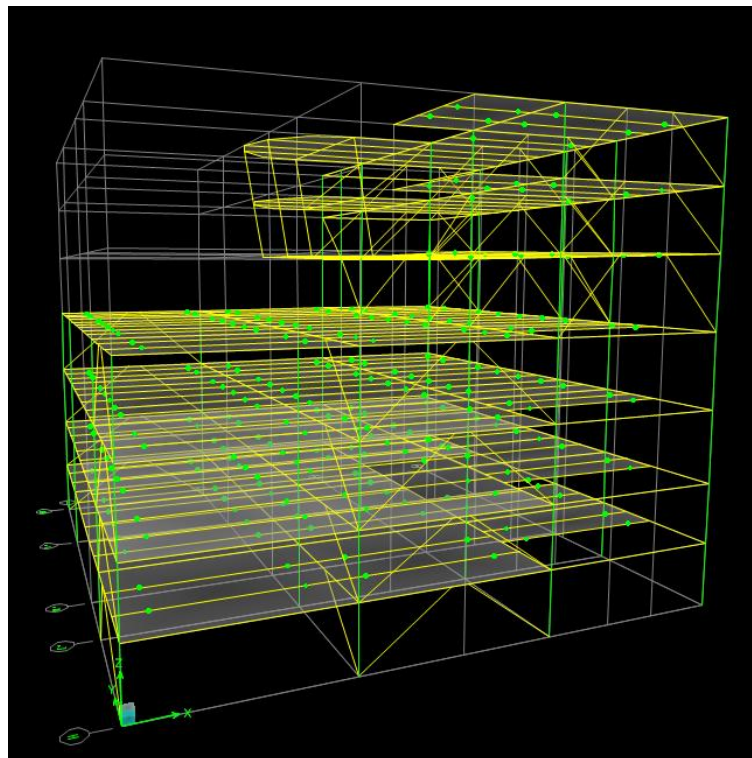
Εικόνα 5.13: Ανάπτυξη προσομοιώματος-  
Σύνδεση δευτερευουσών σε κύρια δοκό



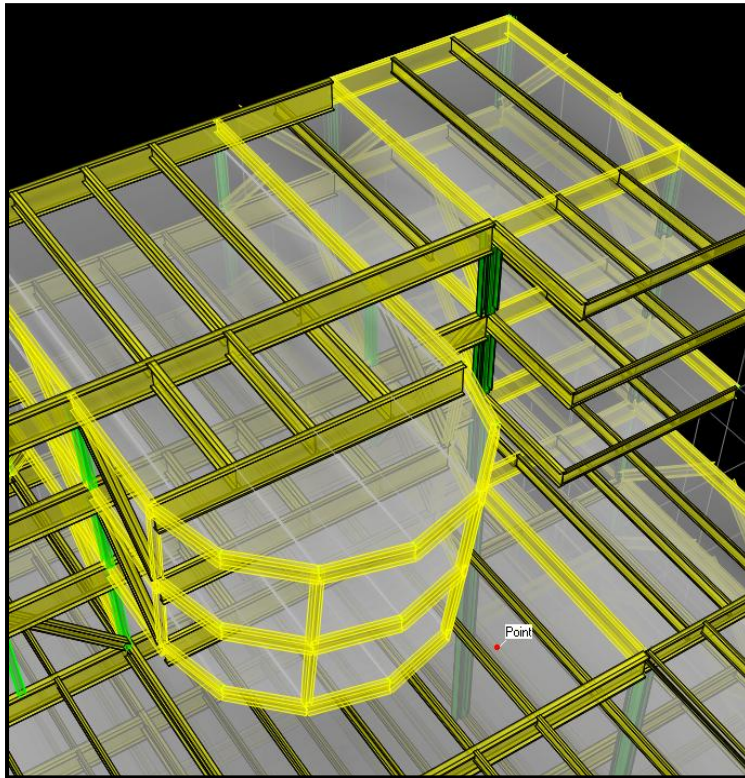
Εικόνα 5.14: Επέκταση (σταυροειδούς) υποστυλώματος στους άνω ορόφους



Εικόνα 5.15: Συνέχιση του προσομοιώματος στους τελευταίους (τρεις) ορόφους

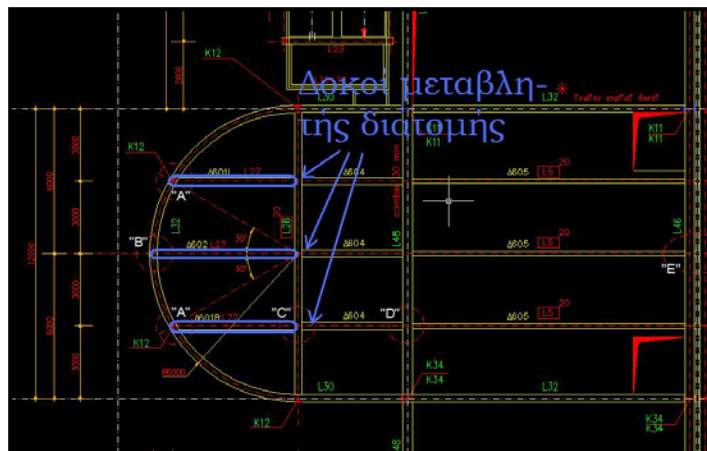


Εικόνα 5.16: Γενική άποψη προσομοιώματος (οι πράσινες κουκίδες δηλώνουν την εισαγωγή εσωτερικής ελευθέρωσης-άρθρωση)

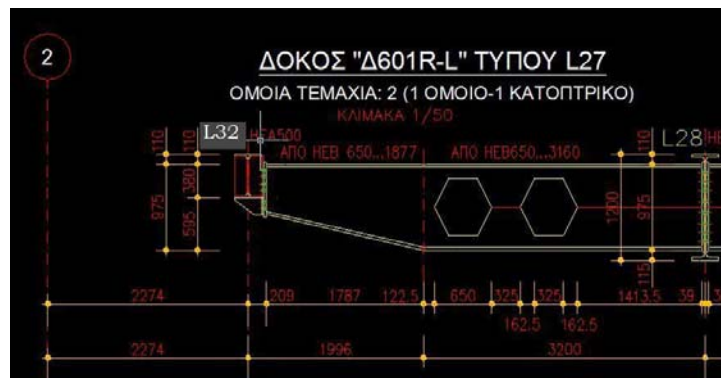


Εικόνα 5.17: Κοντινή εικόνα του «ημικυκλικού» τμήματος

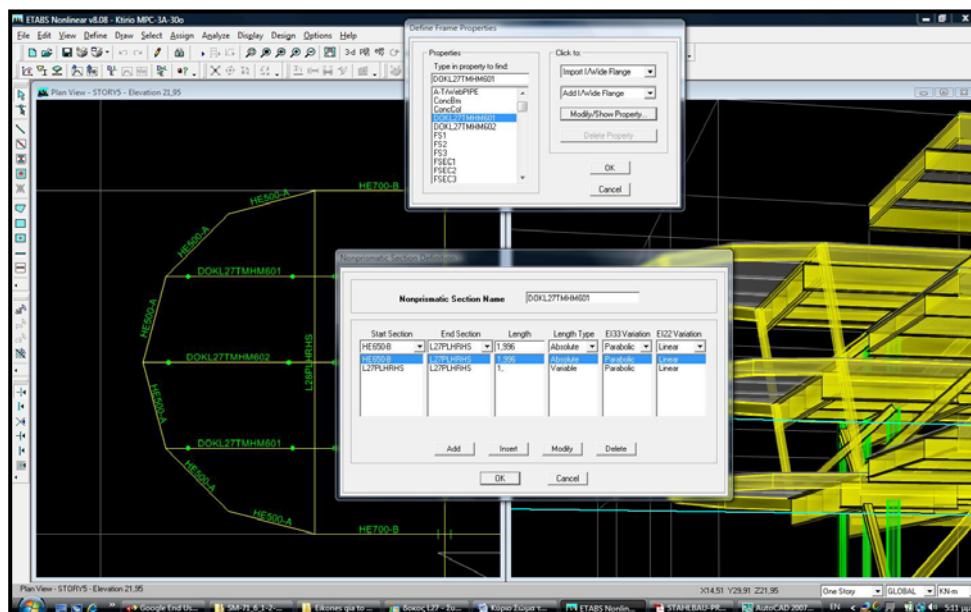
Η δοκός L27 (HEB 650-975) είναι **μεταβλητής διατομής** (το ύψος 975mm μεταβάλλεται σε 650mm), (βλ. Εικόνα 5.19), για την οποία υπάρχει η δυνατότητα προσομοίωσης στο **Etabs** μέσω της εντολής **Define>Frame Section>Add Nonprismatic** (βλ. Εικόνα 5.20).



Εικόνα 5.18: Δοκοί μεταβλητής διατομής



Εικόνα 5.19: Λεπτομέρεια δοκού μεταβλητής διατομής(L27)



Εικόνα 5.20: Προσομοίωση μη-πρισματικής(μεταβλητής)διατομής στο Etabs.



**6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:**  
**ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ-**  
**ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ-**  
**ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

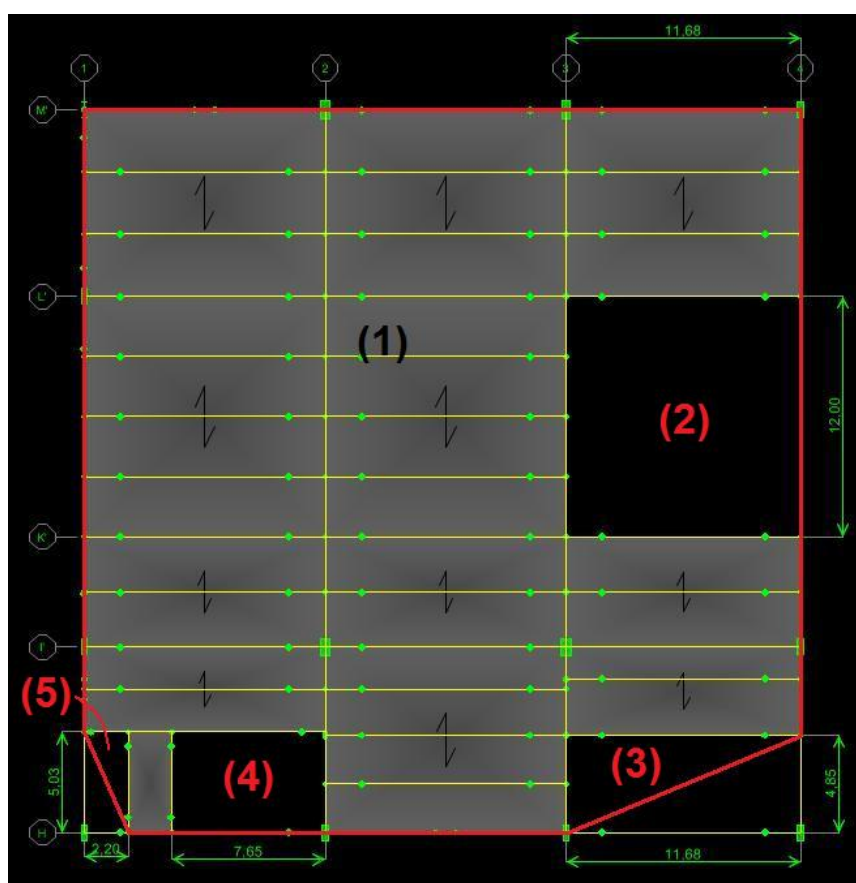
## 6.1 Κανονικότητα του κτιρίου κατά ΕΚ8 και ΕΑΚ

### Κανονικότητα σε κάτοψη

Αρχικά, πρέπει να πούμε ότι κατά EC8 (όπως και σε κάθε κανονισμό) η γενική φιλοσοφία που πρέπει να διέπει το σχεδιασμό και τη μόρφωση μίας κατασκευής, προκειμένου αυτή να κατηγοριοποιηθεί ως **κανονική** είναι να εξασφαλίζεται ουσιαστική **διαφραγματική λειτουργία** των πλακών, καθώς και να κατανέμεται η **δυσκαμψία** των στοιχείων που «αντιστέκονται» στη σεισμική δράση **σχετικά ομοιόμορφα** στην επιφάνεια του κάθε ορόφου. Για να επιτευχθούν αυτά τα βασικά χαρακτηριστικά, ο κανονισμός παρέχει μια σειρά από **κριτήρια** (άλλα “ποσοτικά” και άλλα όχι) τα οποία πρέπει να ικανοποιούνται **στο σύνολό τους** (όπως χαρακτηριστικά αναφέρεται) σε κάθε όροφο, για να χαρακτηριστεί ο συγκεκριμένος όροφος ως κανονικός. Προφανώς, αν κάποιος **όροφος** είναι **μη-κανονικός**, αρκεί για να κατηγοριοποιηθεί **όλο το κτίριο** σαν **μη-κανονικό σε κάτοψη**.

Πρέπει να παρατηρήσουμε επίσης ότι ο ΕΚ8, όσον αφορά τον προσδιορισμό της επιφάνειας των «εσοχών» αυτών, μέσω της «κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει τον όροφο», είναι **πιο σαφής** από τον ΕΑΚ.

Με βάση τα παραπάνω, για το υπό μελέτη κτίριο, έχουμε :



Εικόνα 6.1: 1<sup>ος</sup> όροφος - Κυρτή πολυγωνική γραμμή που περιβάλλει τον όροφο και αρίθμηση των επιφανειών

**1<sup>ος</sup> όροφος:** Αν ονομάσουμε (1) το εμβαδό της “γκρι” περιοχής, (2) του “μεγάλου” κενού, και (3), (4) και (5) των υπόλοιπων “μικρών” κενών, τότε  $\frac{(2)}{(1)} = \frac{140,16}{1039,911} \approx 13,48\% > 5\%$ . Για τα υπόλοιπα κενά ισχύει:  $\frac{(3)}{(1)} = 2,72\% < 5\%$ ,  $\frac{(4)}{(1)} = 3,70\% < 5\%$ ,  $\frac{(5)}{(1)} = 0,53\% < 5\%$ . Και εφόσον Ο ΕΚ8 ορίζει ότι **για κάθε κενό** (ή εσοχή), ο λόγος του εμβαδού αυτής προς το συνολικό εμβαδό του ορόφου, πρέπει να είναι <5%, το πρώτο κενό **αρκεί** για να χαρακτηριστεί ο 1<sup>ος</sup> όροφος ως: **Μη κανονικός σε κάτοψη** όροφος κατά τον ΕΚ8.

Ο **ΕΑΚ** αντίθετα ορίζει ότι «η λειτουργία απαραμόρφωτου διαφράγματος» και άρα και η κανονικότητα σε κάτοψη, «δεν είναι εξασφαλισμένη σε κτίρια με **κενά που υπερβαίνουν το 35%** της κάτοψης του ορόφου». Επομένως, αν και δεν το προσδιορίζει με σαφήνεια, το όριο αυτό που θέτει αφορά το **συνολικό εμβαδό** των κενών. Άρα, στο συγκεκριμένο παράδειγμα θα έχουμε:  $(13,48\% + 2,72\% + 3,70\% + 0,53\%) = 20,43\% < 35\% \Rightarrow$  όροφος **κανονικός σε κάτοψη**.(!)

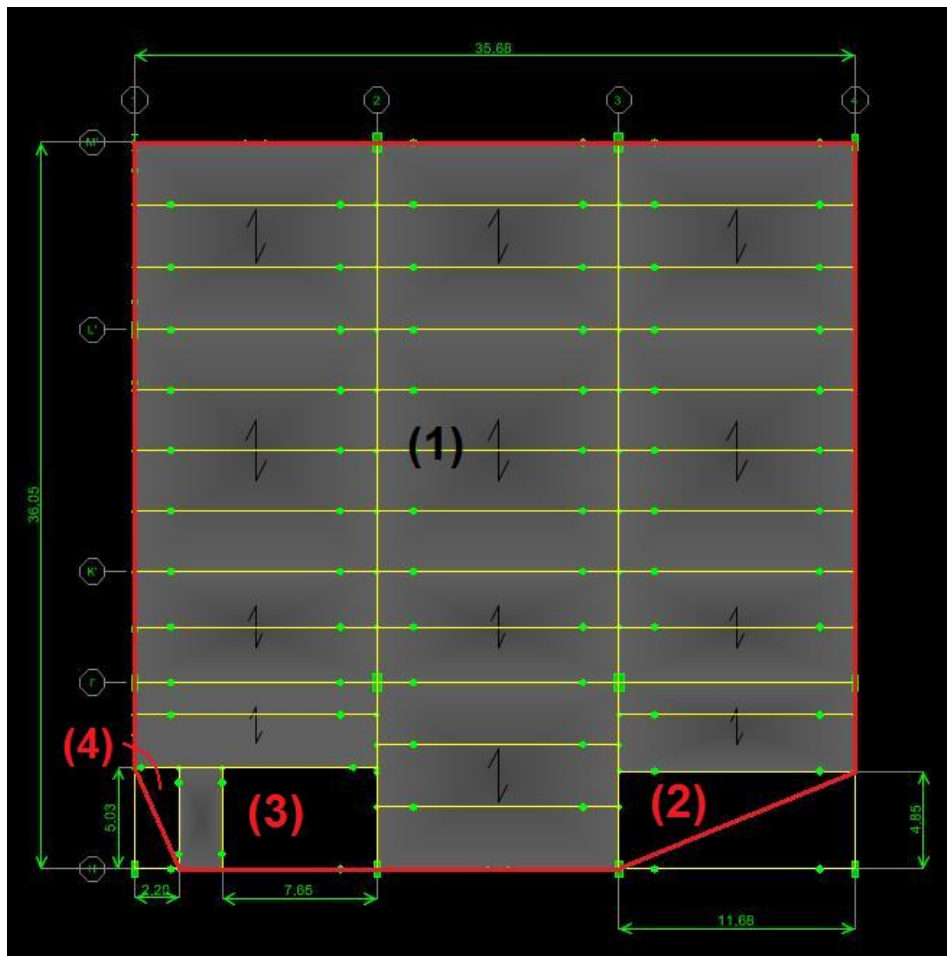
Παρατήρηση 1: Ο **ΕΚ8**, κατά την κατηγοριοποίηση ενός κτιρίου ως κανονικό ή μη σε κάτοψη, κάνει λόγο για “**εσοχές**” (=in plan set-backs (re-entrant corners or edge recesses)), ενώ δεν κάνει λόγο για **κενά** στην πλάκα. Θα μπορούσαμε να πούμε δηλαδή πως θεωρείται, ότι ο φέρων οργανισμός του κτιρίου “παρακολουθεί” την “έκταση” του διαφράγματος σε κάτοψη, που είναι και η συνηθισμένη περίπτωση.

Ο **ΕΑΚ** αντίθετα, κάνει λόγο για **κενά** στην πλάκα, ενώ δεν αναφέρει την περίπτωση εσοχών.

Και οι δύο “ορισμοί” επομένως, **δεν είναι ακριβείς**, γιατί σ’ ένα κτίριο, προκειμένου να αποφανθούμε αν αυτό είναι κανονικό σε κάτοψη ή όχι, μας ενδιαφέρουν **τόσο οι εσοχές όσο και τα κενά** [καθώς η διαμόρφωση του διαφράγματος παίζει ρόλο στη σεισμική απόκριση **σε συνδυασμό** με τη διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων)].

Πάντως, γενικά, επειδή ένας Κανονισμός δεν μπορεί να καλύπτει **κάθε περίπτωση κτιρίου**, σ’ αυτές τις περιπτώσεις ο Μηχανικός έχει τη δυνατότητα ν’ αποφανθεί, λαμβάνοντας τη **δυσμενέστερη** περίπτωση. Στην παρούσα μελέτη εντούτοις, για λόγους απλοποίησης, οι ανωτέρω επιφάνειες (2) και (3) λήφθηκαν ως εσοχές ,με επιφύλαξη ωστόσο. Ούτως ή άλλως, κενά και εσοχές έχουν **παρόμοια επιρροή** στην κανονικότητα ενός κτιρίου (εξάλλου, όπως θα δειχθεί στη συνέχεια, η μη-κανονικότητα των **ανώτερων ορόφων αρκεί** για να κατηγοριοποιηθεί το κτίριο ως μη-κανονικό).

Παρατήρηση 2: Η μέτρηση του εμβαδού των επιφανειών γίνεται εύκολα στο **Etabs**, επιλέγοντας View>Measure>Area, η οποία αποδίδει την επιφάνεια στις αντίστοιχες μονάδες. Δηλαδή, αν έχουμε επιλέξει μονάδα μέτρησης του μήκους [m], οι μετρούμενες επιφάνειες θα είναι σε [m<sup>2</sup>].



Εικόνα 6.2: 2ος όροφος - Κυρτή πολυγωνική γραμμή που περιβάλλει τον όροφο και αρίθμηση των επιφανειών

**2<sup>ος</sup> όροφος:** Αν ονομάσουμε (1) το εμβαδό της “γκρι” περιοχής (πλάκα του ορόφου) και (2), (3) και (4) των “εσοχών” (εμβαδό μεταξύ του περιγράμματος του ορόφου και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που τον περιβάλλει), θα είναι :

$$\frac{(2)}{(1)} = \frac{28,324}{1180,071} \approx 2,40\% < 5\%,$$

$$\frac{(3)}{(1)} = \frac{38,4795}{1180,071} \approx 3,26\% < 5\%, \frac{(4)}{(1)} = \frac{5,533}{1180,071} \approx 0,47\% < 5\%,$$

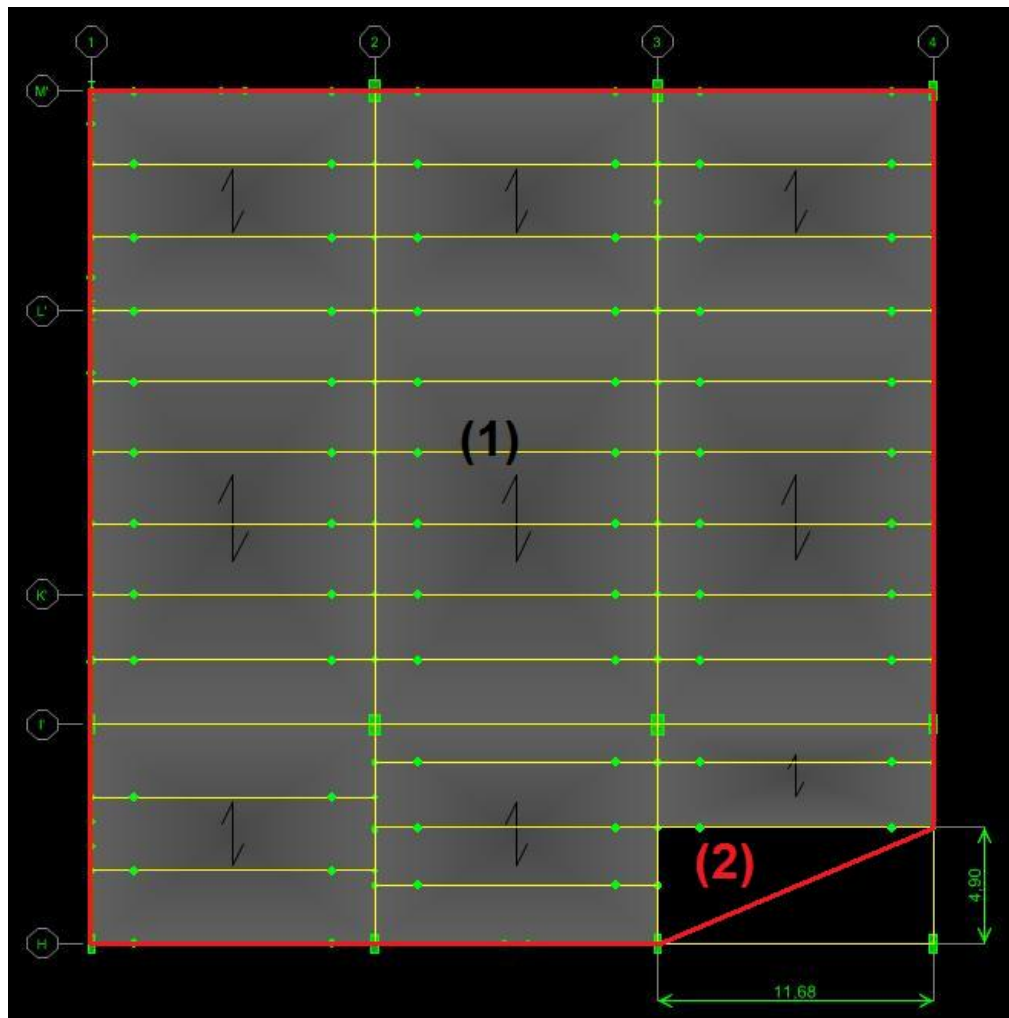
άρα μπορούμε να πούμε ότι ο όροφος είναι **κανονικός** σε κάτοψη κατά τον ΕΚ8.

Ενώ το άθροισμα  $(2,40+3,26+0,47)\% = 6,13\% < 35\%$  επομένως, επίσης **κανονικός** σε κάτοψη όροφος κατά **ΕΑΚ**.

**3<sup>ος</sup> όροφος:** Ισχύει ακριβώς ότι και πριν, καθώς ο 3ος όροφος έχει πανομοιότυπη κάτοψη με τον 2<sup>ο</sup> όροφο.

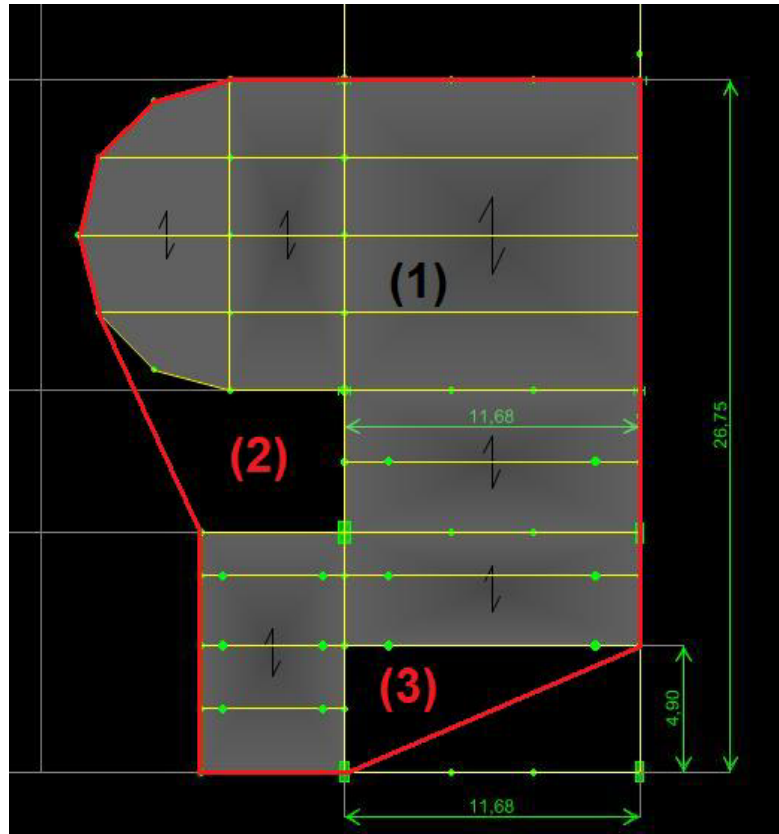
**4<sup>ος</sup> όροφος :** Ακολουθώντας την ίδια πρακτική, ονομάζουμε (1) την «γκρι» περιοχή (πλάκα του ορόφου) και (2) την επιφάνεια της «εσοχής» και ισχύει :  $\frac{(2)}{(1)} = \frac{28,616}{1229,032} \approx 2,33\% < 5\% \Rightarrow$  όροφος **κανονικός σε κάτοψη** κατά **ΕΚ8.**(Εικόνα 4)

Το άθροισμα του εμβαδού των κενών, στην περίπτωση του ενός κενού προφανώς ταυτίζεται με το προηγούμενο ποσοστό. Άρα, σ' αυτήν την περίπτωση, **2,33% < 35%** άρα επίσης **κανονικός σε κάτοψη** όροφος κατά **ΕΑΚ.**



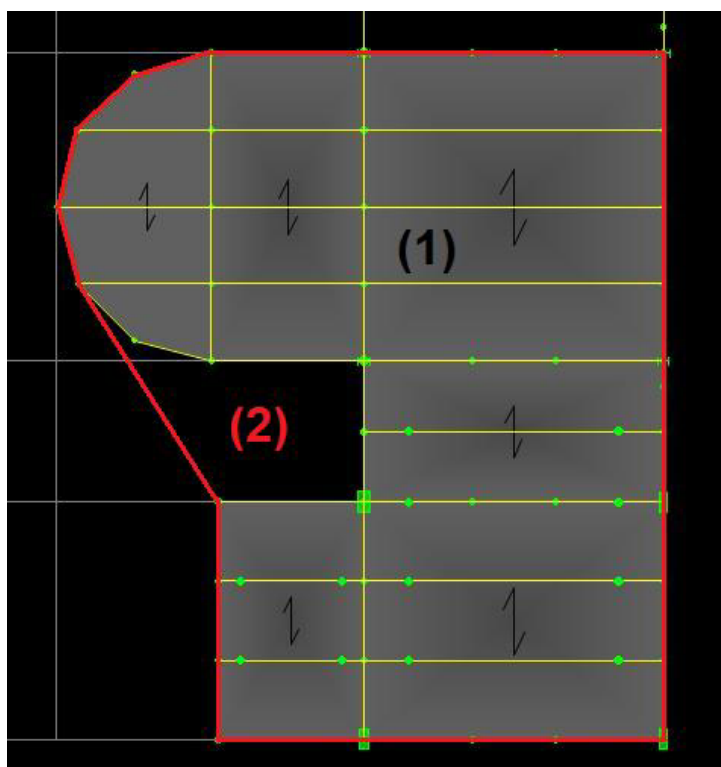
Εικόνα 6.3: 4ος όροφος - Κυρτή πολυγωνική γραμμή που περιβάλλει τον όροφο και αρίθμηση των επιφανειών

**5<sup>ος</sup> όροφος:** Αν ονομάσουμε (1) το εμβαδό της “γκρι” περιοχής (πλάκα του ορόφου), (2) και (3) των δύο “εσοχών”, θα είναι:  $\frac{(2)}{(1)} = \frac{41,63779}{416,0139} \approx 10,01\% > 5\%$   
 $\frac{(3)}{(1)} = \frac{28,616}{416,0139} \approx 6,88\% > 5\%$  άρα όροφος μη κανονικός σε κάτοψη κατά **ΕΚ8**.



Εικόνα 6.4: 5ος όροφος - Κυρτή πολυγωνική γραμμή που περιβάλλει τον όροφο και αρίθμηση των επιφανειών

Για τον **ΕΑΚ**:  $\frac{(2)+(3)}{(1)} = 10,01\% + 6,88\% = 16,89\% < 35\%$  άρα όροφος κανονικός σε κάτοψη.(!) (Εικόνα 6.4)



Εικόνα 6.5: 7ος όροφος - Κυρτή πολυγωνική γραμμή που περιβάλλει τον όροφο και αρίθμηση των επιφανειών

**6<sup>ος</sup> όροφος** :Οι διαστάσεις της κάτοψης διαφοροποιούνται λίγο. Είναι  $\frac{(2)}{(1)} = \frac{42,52529}{424,5339} \approx 10,02\% > 5\%$  και  $\frac{(3)}{(1)} = \frac{28,616}{424,5339} \approx 6,74\% > 5\%$   $\Rightarrow$  όροφος **μη κανονικός σε κάτοψη κατά ΕΚ8**.

Ενώ  $10,02\% + 6,74\% = 16,76\% < 35\%$   $\Rightarrow$  όροφος **κανονικός σε κάτοψη κατά ΕΑΚ**.

**7<sup>ος</sup> όροφος**: Επίσης, εδώ ισχύει  $\frac{(2)}{(1)} = \frac{43,4128}{490,2859} \approx 8,86\% > 5\%$   $\Rightarrow$  όροφος **μη κανονικός σε κάτοψη κατά ΕΚ8**, αλλά  $8,86\% < 35\%$ , δηλαδή όροφος **κανονικός σε κάτοψη κατά ΕΑΚ**. (Εικόνα 6.5)

Συγκεντρωτικά λοιπόν :

	Κανονικός κατά ΕΚ8	Κανονικός κατά ΕΑΚ
Όροφος 7	ΟΧΙ	ΝΑΙ
Όροφος 6	ΟΧΙ	ΝΑΙ
Όροφος 5	ΟΧΙ	ΝΑΙ
Όροφος 4	ΝΑΙ	ΝΑΙ
Όροφος 3	ΝΑΙ	ΝΑΙ
Όροφος 2	ΝΑΙ	ΝΑΙ
Όροφος 1	ΟΧΙ	ΝΑΙ

Πίνακας 6.1: Κανονικότητα των ορόφων του κτιρίου σύμφωνα με τους δύο Κανονισμούς.

Δηλαδή το κτίριο κατηγοριοποιείται ως **μη-κανονικό σε κάτοψη** κατά ΕΚ8, ενώ κανονικό κατά ΕΑΚ.

Πρέπει να αναφέρουμε σ' αυτό το σημείο ότι :

Γενικά: Ως προς την κανονικότητα σε κάτοψη όπως θεωρείται στους δύο Κανονισμούς: η κανονικότητα ή μη μίας κατασκευής σε κάτοψη στον ΕΚ8 καθορίζει το αν θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί **επίπεδο ή χωρικό** προσομοίωμα της κατασκευής και **όχι** το αν θα χρησιμοποιηθεί **απλοποιημένη ή δυναμική** μέθοδος ανάλυσης, όπως στον ΕΑΚ. Άρα, απ' αυτήν την άποψη το αν ένα κτίριο είναι ή όχι κανονικό έχει (είχε) πιο πολύ σημασία στον **ΕΑΚ** (ιδιαίτερα για τη χώρα μας, όπου κατά κανόνα **δε γίνεται** χρήση **επίπεδου** προσομοιώματος για την ανάλυση των κατασκευών).

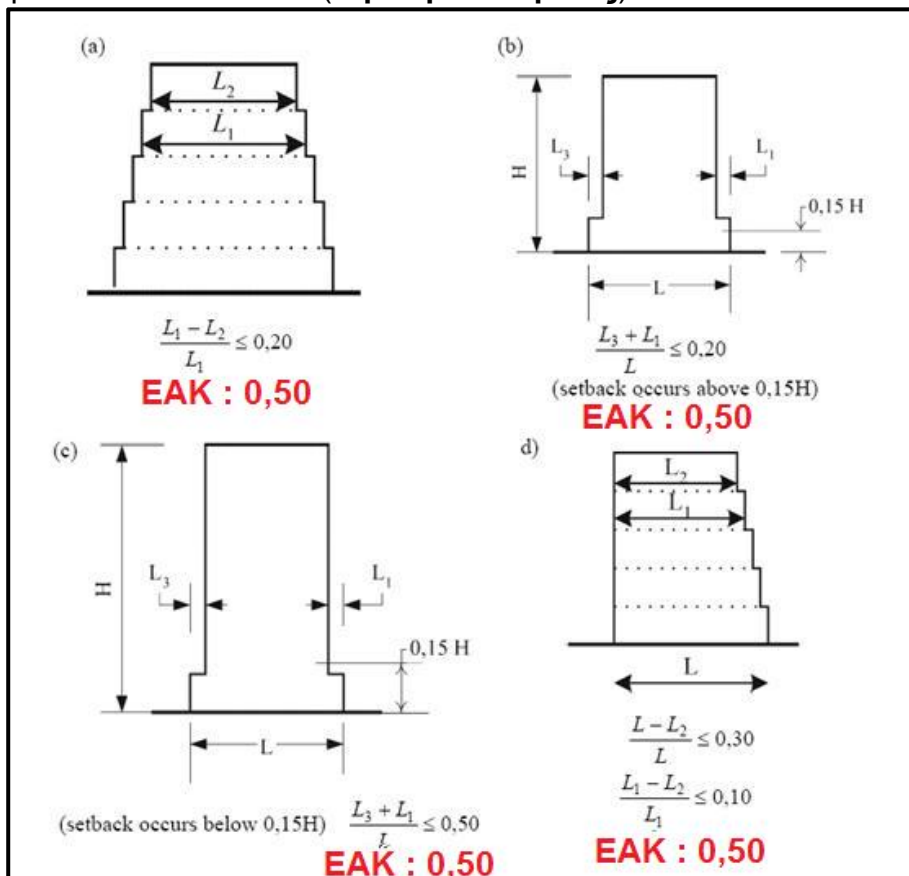
Στον **ΕΚ8**, πιο πολύ σημασία έχει το αν η κατασκευή είναι **κανονική καθ' ύψος**, γιατί έτσι καθορίζεται και το αν μπορεί να γίνει **απλοποιημένη** φασματική ανάλυση ή αν η εφαρμογή **δυναμικής** φασματικής είναι υποχρεωτική, αλλά και η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  (πολλαπλασιασμός **επί 0,8** για **μη κανονικές** καθ' ύψος κατασκευές). Πάντως, η επιρροή της κανονικότητας ή όχι σε **κάτοψη** έχει σημαντικά μικρότερη επιρροή στη διαμόρφωση της τιμής του  $q$  (έμμεσα, μέσω της λήψης μικρότερης τιμής του λόγου  $\alpha_u/\alpha_1$ ).

Για τη συγκεκριμένη εργασία, αφού χρησιμοποιείται **χωρικό** μοντέλο για την ανάλυση, και αφού εφαρμόζεται προς σύγκριση η **δυναμική φασματική μέθοδος** ανάλυσης κατά τους δύο Κανονισμούς (δες επόμενη υποπαράγραφο), δεν δίνεται έμφαση στην κατηγοριοποίηση του κτιρίου ως κανονικό ή μη (ιδιαίτερα κατά ΕΑΚ).



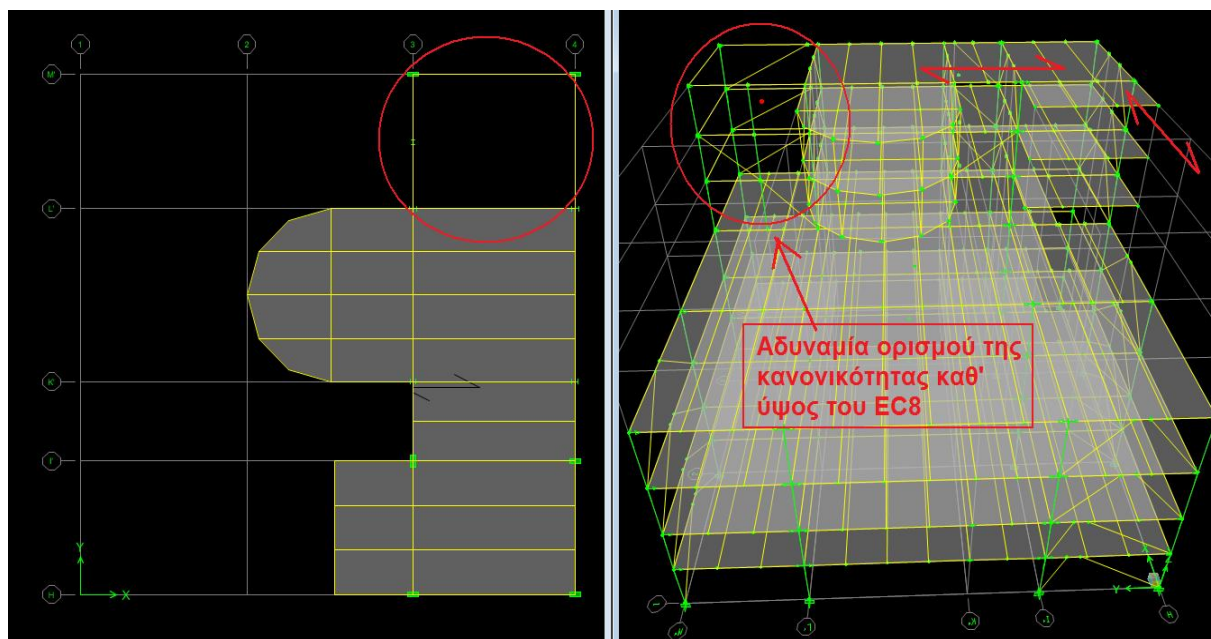
## Κανονικότητα καθ' ύψος

Αρχικά, μπορούμε να πούμε ότι η **αντιμετώπιση** των δύο Κανονισμών της κανονικότητας σε ύψος είναι **παρόμοια**. Δηλαδή η γενικότερη φιλοσοφία είναι ότι η κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας καθ' ύψος πρέπει να είναι **όσο γίνεται ομοιόμορφη**. Ωστόσο, ο τρόπος που επιχειρείται να **ποσοτικοποιηθεί** αυτό, μέσω του περιορισμού κάποιων φυσικών μεγεθών, διαφέρει στους δύο Κανονισμούς. Δηλαδή, ο μεν **ΕΑΚ** θέτει όρια στη μεταβολή καθ' ύψος της **μάζας** και της **δυσκαμψίας** των ορόφων (περιλαμβάνοντας μάλιστα και την περίπτωση **αύξησης** της μάζας και της δυσκαμψίας καθ' ύψος, η οποία αν και είναι πιο σπάνια, ωστόσο δεν αναφέρεται καθόλου στον EC8) μέσω των σχέσεων :  $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i \leq 0,35K_i$  (για αύξηση καθ' ύψος) ή  $0,50K_i$  (για μείωση καθ' ύψος) και  $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i \leq 0,35m_i$  (για αύξηση καθ' ύψος) ή  $0,50m_i$  (για μείωση καθ' ύψος). Ο EC8 ποσοτικοποιεί περιορίζοντας τη διακύμανση της **διάστασης του ορόφου**, παράλληλα με τη διεύθυνση που εξετάζεται. Τα τρία αυτά μεγέθη (δηλ. μάζα, δυσκαμψία και διάσταση του ορόφου) μπορεί να θεωρηθεί ότι έχουν **παρόμοια κατανομή καθ' ύψος**, ωστόσο αυτό δεν αποτελεί κανόνα για όλα τα κτίρια (όπως στο κτίριο του παραδείγματος στο β' μέρος της εργασίας). Εάν πάντως θεωρήσουμε ότι υπάρχει αυτή η αντιστοιχία μεταξύ της μεταβολής **μάζας**, **δυσκαμψίας** και **διαστάσεων ορόφου**, είναι δυνατή η σύγκριση του Σχήματος 6.6. Με την παραπάνω παραδοχή δηλαδή, το όριο που θέτει ο **ΕΑΚ** είναι αρκετά πιο «ελαστικό» (**λιγότερο δυσμενές**).



Εικόνα 6.6: Σύγκριση των ορίων που δίνονται αντίστοιχα από τον κάθε Κανονισμό για την κανονικότητα καθ' ύψος

1<sup>ο</sup> “αδύναμο” σημείο του EC8: Το κριτήριο αυτό του **EC8**, δηλαδή ως προς τον περιορισμό της διακύμανσης των **διαστάσεων** των ορόφων είναι **ανεπαρκές** στο παράδειγμα του κτιρίου που εξετάζεται, όπου στην περιοχή της κάτοψης που οριοθετείται από τους άξονες 3 ,4 και Μ΄ , Λ΄ και στη στάθμη του 4<sup>ου</sup> ορόφου (+17,27m) μέχρι την κορυφή του κτιρίου, ο σκελετός του κτιρίου, ως **χωρικό πλαίσιο** από φέροντα στοιχεία συνεχίζεται (από την “υπόλοιπη” έκταση του κτιρίου), **χωρίς όμως να φέρει πλάκα**. Σ’ αυτήν λοιπόν την περίπτωση, η εφαρμογή των κριτηρίων του ΕΑΚ θα ήταν πιο σαφής (Εικόνα 6.7).



Εικόνα 6.7: Περίπτωση όπου παρατηρείται αδυναμία ορισμού της κανονικότητας καθ' ύψος κατά EC8

Γενικά, σε τέτοιες περιπτώσεις αμφιβολίας, ο Μηχανικός μπορεί να ακολουθήσει την “οδό” που δίνει **δυσμενέστερα** αποτελέσματα. (Απ’ τη στιγμή μάλιστα που η μη κανονικότητα σε όψη επηρεάζει όπως είδαμε και την τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς** που τελικά θα εκλεγεί μειώνοντάς την, είναι πιο συντηρητικό να εκλεγεί αυτός ο τρόπος σύμφωνα με τον οποίο προκύπτει το κτίριο μη-κανονικό σε όψη→μικρότερος συντελεστής  $q$ →μεγαλύτερα σεισμικά μεγέθη).

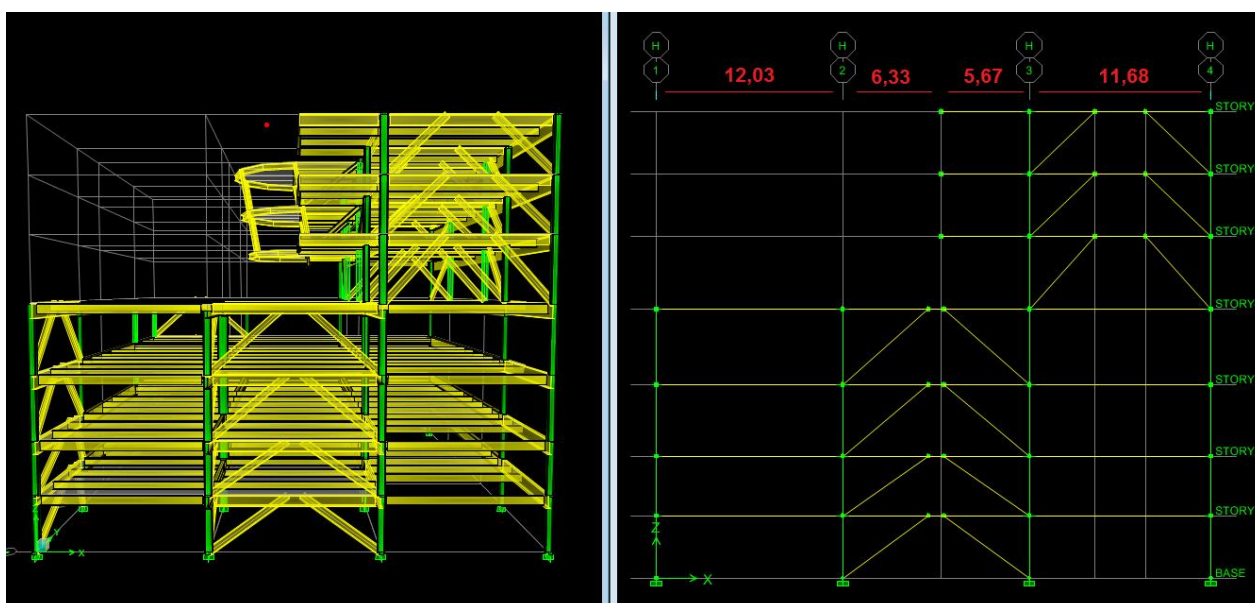
2<sup>ο</sup> “αδύναμο” σημείο του EC8 : Όπως και στην περίπτωση της κανονικότητας σε κάτοψη, δεν προσδιορίζεται αν ως “άκρο” του ορόφου λαμβάνεται η άκρη της **πλάκας** ή η άκρη του **φέροντος συστήματος**, σε περίπτωση που αυτά **δεν ταυτίζονται**, όπως στο κτίριο του παραδείγματος (και σ’ αυτήν την περίπτωση, ο ορισμός της κανονικότητας όπως γίνεται στον **ΕΑΚ**-δηλαδή μέσω της «διακύμανσης» της μάζας και της δυσκαμψίας-δεν αφήνει περιθώρια αμφιβολίας). Διαφορά στα θεωρούμενα μεγέθη (καθ' ύψος γραμμή του άξονα των στοιχείων δυσκαμψίας και καθ' ύψος γραμμή που συνδέει τις «άκρες» των ορόφων) υπάρχει στα κτίρια όπου τμήμα της κάτοψης φέρεται από δοκούς που μορφώνονται ως **πρόβολοι** (όπως το κτίριο του παραδείγματος).

Επίσης σ' αυτήν την περίπτωση αμφιβολίας, μπορεί να θεωρηθεί η **δυσμενέστερη** περίπτωση.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, για το κτίριό μας, θεωρώντας τη διεύθυνση x, και λαμβάνοντας το πλαίσιο στον άξονα Η' (εικόνα 6.8), έχουμε:

Κανονικότητα καθ' ύψος		
Διάσταση L (m)	Διάσταση L <sub>2</sub> (m)	Λόγος (L-L <sub>2</sub> )/L
35,68	23,68 (=11,68+12,00)	0,33633
35,68	17,35 (=11,68+5,67)	0,51373
<b>35,68</b>	<b>11,68</b>	<b>0,67264</b>

Και στις τρεις περιπτώσεις το όριο του EC8 (θυμίζουμε  $\frac{L-L_2}{L} \leq 0,30$ ) **δεν ικανοποιείται**, πράγμα το οποίο αρκεί για να χαρακτηριστεί το κτίριο ως **μη-κανονικό καθ' ύψος**.



Εικόνα 6.8: Πλαϊνή όψη του κτιρίου για τον προσδιορισμό της κανονικότητας σε ύψος κατά ΕΚ8

Η κανονικότητα καθ' ύψος **κατά ΕΑΚ** καθορίζεται -όπως είδαμε- από τις σχέσεις:

$-\Delta K_i = K_{i+1} - K_i \leq 0,35K_i$  (για αύξηση) και  $0,50K_i$  (για μείωση), για τη σχετική δυσκαμψία ενός ορόφου

$-\Delta m_i = m_{i+1} - m_i \leq 0,35m_i$  (για αύξηση) και  $0,50m_i$  (για μείωση), για τη μάζα ενός ορόφου.

Στο παρόν κτίριο, μπορούμε να κάνουμε τον ακόλουθο συλλογισμό :

Με την παραδοχή ότι τα **φορτία** (ίδιο βάρος της κατασκευής-που αποτελείται από το βάρος των χαλύβδινων στοιχείων και της πλάκας σκυροδέματος, επικάλυψη επί της πλάκας σκυροδέματος και κινητό φορτίο επί των δαπέδων) δεν μεταβάλλονται σημαντικά **από όροφο σε όροφο**, η **μάζα** κάθε ορόφου μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι **ανάλογη** της **επιφάνειάς** του.

Για τις επιφάνειες των ορόφων στο κτίριο αυτό έχουμε :

-7<sup>ος</sup> όροφος : 490,3 m<sup>2</sup>

-6<sup>ος</sup> όροφος : 424,5 m<sup>2</sup>

-5<sup>ος</sup> όροφος : **416,0** m<sup>2</sup>

-4<sup>ος</sup> όροφος : **1229,0** m<sup>2</sup>

-3<sup>ος</sup> όροφος : 1180,0 m<sup>2</sup>

-2<sup>ος</sup> όροφος : 1181,0 m<sup>2</sup>

-1<sup>ος</sup> όροφος : 1041,0 m<sup>2</sup>

Το παραπάνω όριο για τις **μάζες**, μεταφράζεται-με την παραδοχή που κάναμε-ότι το **εμβαδό** κανενός ορόφου δεν θα μεταβάλλεται περισσότερο από **50%** από στάθμη σε στάθμη. Μεταξύ των ορόφων όμως **4<sup>ο</sup>** και **5<sup>ο</sup>** -όπου «ξεκινάει» η «**εσοχή**», που είναι εμφανής και στις όψεις του κτιρίου, με τους 3εις τελευταίους ορόφους να είναι αρκετά μικρότεροι σε κάτοψη από τους 4εις πρώτους- το όριο αυτό δεν ικανοποιείται (**416,0/1229,0**  $\cong$  **0,338**), πρόκειται δηλαδή για μια **μεγάλη ασυνέχεια** στην κατανομή των μαζών καθ' ύψος.

Υποθέτοντας (αν και δεν είναι υποχρεωτικό να εξεταστεί και αυτό το κριτήριο, αφού δεν ικανοποιείται το πρώτο) ότι οι **σχετικές δυσκαμψίες** των ορόφων «παρακολουθούν» αυτή την κατανομή, επίσης το όριο για τις δυσκαμψίες των ορόφων δεν ικανοποιείται. Επομένως το κτίριο είναι και -κατά **ΕΑΚ**- **μη κανονικό καθ' ύψος**.

## 6.2 Στατικό σύστημα και συντελεστής συμπεριφοράς.

### Στατικό Σύστημα:

Το στατικό σύστημα του κτιρίου είναι ένα **υβριδικό** σύστημα. Η παραλαβή των οριζόντιων φορτίων του σεισμού γίνεται τόσο **με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας**, όσο και με **πλαισιακή λειτουργία**. Συγκεκριμένα θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι κατά τη **διεύθυνση x** η παραλαβή των οριζόντιων φορτίων γίνεται **κυρίως** με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας, ενώ κατά τη **διεύθυνση y** γίνεται **κυρίως** με πλαίσια ροπής (δηλαδή, συνδέσεις ροπής μεταξύ δοκών-υποστυλωμάτων).

### Συντελεστής συμπεριφοράς :

**Κατά ΕΑΚ**, τόσο για πλαίσια ροπής όσο και για συστήματα με δικτυωτούς συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντρότητα, η μέγιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς είναι  **$q=4$**  (Πίνακας 6.2). Προφανώς, δεν προβλέπεται περαιτέρω μείωση του συντελεστή συμπεριφοράς λόγω μη κανονικότητας, άρα η τιμή  **$q=4$**  θα είναι και η τελική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση. Αυτή η τιμή θα χρησιμοποιηθεί για τον καθορισμό του **φάσματος σχεδιασμού**, δηλαδή των σεισμικών φασματικών επιταχύνσεων. Επίσης η τιμή αυτή καθορίζει τις (πραγματικές) **μετατοπίσεις** του συστήματος (μέσω της σχέσης  $\Delta=q\cdot\Delta_{ελ}$ ).

**Κατά ΕΚ8**, όπως είδαμε στο Κεφάλαιο 4 της παρούσας εργασίας (Κεφάλαιο 6 του Ευρωκώδικα, «Ειδικό κανόνες για κτίρια από χάλυβα») αρχικά καθορίζονται οι **2 βασικές αρχές σχεδιασμού** (design concepts), που με τη σειρά τους καθορίζουν την **κατηγορία πλαστιμότητας** της κατασκευής (DCL=Ductility Class Low, DCM=Ductility Class Medium, DCH=Ductility Class High, δηλαδή ΚΠΧ =Κατηγορία Πλαστιμότητας Χαμηλή, ΚΠΜ =Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση και ΚΠΥ =Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή ,αντίστοιχα (Πίνακας 6.3).

Βασική Αρχή Σχεδιασμού	Κατηγορία Πλαστιμότητας	Εύρος διακύμανσης της <u>τιμής αναφοράς</u> του συντελεστή συμπεριφοράς <b>q</b>
Δομική συμπεριφορά <b>μη-πλάστιμη</b>	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2^3$
Δομική συμπεριφορά <b>πλάστιμη</b>	ΚΠΜ (Μέση)	$\leq 4$ Περιορίζεται <b>επίσης</b> από της τιμές του Πίνακα 6.2 (του EC8)
	ΚΠΥ( Υψηλή)	Περιορίζεται <b>μόνο</b> από της τιμές του Πίνακα 6.2 (του EC8)

Πίνακας 6.2: Μέγιστες τιμές Συντελεστή συμπεριφοράς κατά ΕΑΚ

<sup>3</sup> Η συνιστώμενη τιμή του άνω ορίου του q, για μη-πλάστιμη συμπεριφορά είναι **1,5**

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα *	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
	* Βλέπε Παράρτημα Γ.	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Πίνακας 6.3: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού, Κατηγορίες Πλαστιμότητας και ανώτατα όρια του συντελεστή συμπεριφοράς (τιμές αναφοράς)

Σχετικά με αυτό, το **Εθνικό Προσάρτημα** (ΕΠ) αναφέρει : «Για περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά («Δομική συμπεριφορά μη-πλάστιμη») η ανώτατη τιμή του  $q$  θα λαμβάνεται ίση με  $q = 1,5$ . **Δεν τίθενται περιορισμοί** στην χρήση των τριών **κατηγοριών πλαστιμότητας** και των αντίστοιχων αρχών σχεδιασμού».

Στον Ευρωκώδικα ωστόσο, συστήνεται η Βασική Αρχή α) Δομική Συμπεριφορά μη-πλάστιμη να εφαρμόζεται **μόνο** σε περιπτώσεις **χαμηλής** σεισμικότητας ( $a_g < 0,08 g$  ή  $a_g \cdot S < 0,10 g$ ), οι οποίες όμως **δεν** προβλέπονται στην Ελλάδα.(!)

Επομένως, μπορούμε να επιλέξουμε μεταξύ ΚΠΜ (Μέση Πλαστιμότητα) και ΚΠΧ (Υψηλή Πλαστιμότητα). Οι μέγιστες τιμές αναφοράς (δηλαδή **πριν τη μείωση** λόγω μη-κανονικότητας σε **ύψος**) του συντελεστή συμπεριφοράς δίνονται από τον Πίνακα 6.4 (6.2 του ΕΚ8).

Δομικό σύστημα	Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς $q$		
	ΕΑΚ 2000	Ευρωκώδικας 8	
		DCM(μέσης πλαστιμότητας)	DCH(υψηλής πλαστιμότητας)
Πλαίσια	4,00	<u>4,00</u>	<u>5 <math>\alpha_u/\alpha_1</math></u>
Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα*	4,00	<u>4,00</u>	<u>5 <math>\alpha_u/\alpha_1</math></u>
Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα			
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00	4,00	4,00
Σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50	2	2,5
Σύνδεσμοι τύπου K*	(1,00)	-	-
Τύπος “ανεστραμμένου εκκρεμούς”	-	2	2 $\alpha_u/\alpha_1$
Πλαίσια ροπής συνδυαζόμενα με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότ.	-	4	4 $\alpha_u/\alpha_1$
Πλαίσια ροπής συνδυαζόμενα με τοιχοπληρώσεις			
Τοιχοπληρώσεις που δεν συνδέονται με το πλαίσιο, αλλά βρίσκονται σε επαφή με αυτό	-	2	2
Τοιχοπληρώσεις συνδεδεμένες με το πλαίσιο	-	Βλέπε Κεφ. 7 (Σύμμικτες Κατασκευές)	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες απ’ το πλαίσιο(όπως τα πλαίσια ροπής)	-	4	5 $\alpha_u/\alpha_1$

Πίνακας 6.4 (6.2 του EC8): Ανώτατες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  σε ΕΑΚ και EC8

Συνεπώς, μπορούμε να επιλέξουμε για την τιμή (αναφοράς) του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  (εφόσον το σύστημά μας αποτελείται από πλαίσια και από δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα) ανάμεσα στις τιμές **4** (για Κατηγορία Πλαστιμότητας **Μέση**) και **5\*( $\alpha_u/\alpha_1$ )** (για Κατηγορία Πλαστιμότητας **Υψηλή**). Για την τελευταία κατηγορία, ο λόγος  $\alpha_u/\alpha_1$ , εφόσον δεν γίνεται άλλος υπολογισμός για την πιο ακριβή εκτίμησή του (ανάλυση pushover), αρχικά λαμβάνεται ίσος με **1,2**, όπως συνιστάται. Επειδή όμως το κτίριο είναι **μη κανονικό σε κάτοψη**, τελικά λαμβάνεται η τιμή  $\alpha_u/\alpha_1=(1+1,2)/2=1,1$  (μέσος όρος της **μονάδας** και της τιμής που προτείνεται για το συγκεκριμένο δομικό σύστημα, κατά τον ΕΚ8). Άρα,  $5*(\alpha_u/\alpha_1)=5*1,1=5,5$ .

Απομειώνοντας αυτές τις τιμές, λόγω της μη κανονικότητας του κτιρίου καθ’ ύψος τελικά λαμβάνουμε:  $q=0,8*4 \Rightarrow \underline{q=3,2}$  για Κατηγορία Πλαστιμότητας **Μέση** και  $q=0,8*5,5 \Rightarrow \underline{q=4,4}$  για Κατηγορία Πλαστιμότητας **Υψηλή**.

### 6.3 Μέθοδος Ανάλυσης

Τόσο κατά ΕΑΚ όσο και κατά ΕΚ8, από τις δύο μεθόδους ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τη μελέτη κατασκευών α) **Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος (ΑΦΜ)** (ή «Μέθοδος της πλευρικής (οριζόντιας) δύναμης» κατά τον ΕΚ8, και «Ισοδύναμη στατική Μέθοδος» κατά τον ΕΑΚ) και β) **Δυναμική Φασματική Μέθοδος (ΔΦΜ)** («ή Ιδιομορφική Μέθοδος με χρήση του Φάσματος απόκρισης» κατά ΕΚ8), η δεύτερη, κατά τον ΕΑΚ «εφαρμόζεται **χωρίς περιορισμούς** σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο παρών Κανονισμός», και κατά ΕΚ8, θα είναι «η **μέθοδος αναφοράς** για τον καθορισμό της σεισμικής έντασης».

Λαμβάνοντας υπόψη:

i) την (έντονη) **μη-κανονικότητα καθ' ύψος** της κατασκευής, (είδαμε ότι το κτίριο χαρακτηρίζεται ως μη κανονικό καθ' ύψος κατά ΕΑΚ και ΕΚ8, που συνεπάγεται ότι η εφαρμογή της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου είναι **υποχρεωτική**, κατά αμφότερους τους κανονισμούς, αλλά επίσης και:

ii) την **κατηγορία σπουδαιότητας** της κατασκευής

(στο **Εθνικό Προσάρτημα** για την Ελλάδα του ΕΚ8 αναφέρεται ότι «άνω όριο της τιμής του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  σχετικά με το επιτρεπτό ανάλυσης με χρήση **δύο επιπέδων** προσομοιωμάτων: η τιμή  $\gamma_I = 1,0$ ), πράγμα το οποίο μπορεί να ερμηνευθεί ως «κατασκευές **«αυξημένης σπουδαιότητας»** πρέπει να αναλύονται με μία **«πιο αξιόπιστη μέθοδο»**, το οποίο με τη σειρά του μπορεί να μεταφραστεί ως χρήση χωρικού προσομοιώματος αντί για δύο επίπεδων προσομοιωμάτων ή χρήση της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου αντί για την Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδο. (!)

iii) τη ζώνη **σεισμικής επικινδυνότητας** στην οποία κατασκευάζεται το κτίριο.

iv) το γεγονός ότι για να είναι **πιο αξιόπιστη** μία απόπειρα **σύγκρισης** των δύο Κανονισμών, πρέπει να επιλεγεί **κοινή μέθοδος ανάλυσης**,

αναλύεται ο φορέας με τη **Δυναμική Φασματική Μέθοδο**, κατά **ΕΑΚ** και **ΕΚ8**.



**7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:**  
**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΙ**  
**ΛΟΙΠΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ**

## 7.1 Σεισμική δράση

### 7.1.1 Σεισμική δράση κατά ΕΚ8

Η σεισμική ανάλυση πρόκειται (αν και δεν αναφέρεται ρητά) κατά τον ΕΚ8 (όπως και κατά τον ΕΑΚ) για μια «**ισοδύναμη**» γραμμική ανάλυση. Δηλαδή, η ανάλυση που γίνεται είναι γραμμική-ελαστική και η μετελαστική συμπεριφορά του φορέα (η πλαστιμότητά του) λαμβάνεται υπόψη **έμμεσα**, με τη χρησιμοποίηση, αντί του ελαστικού φάσματος, του **φάσματος σχεδιασμού**, το οποίο προκύπτει-ουσιαστικά-με διαίρεση του αντίστοιχου ελαστικού φάσματος δια το **συντελεστή συμπεριφοράς  $q$**  (με τις τιμές όλων των άλλων παραμέτρων ως έχουν). Αξίζει ακόμη να αναφερθεί πως στον ΕΚ8, αντίθετα με τον ΕΑΚ, **δεν** υπεισέρχεται στους τύπους η τιμή του **διορθωτικού συντελεστή** για ποσοστό απόσβεσης **διάφορο του 5%**  $n$  (damping correction factor), γιατί, όπως αναφέρεται χαρακτηριστικά «στις τιμές του **συντελεστή συμπεριφοράς  $q$**  που δίνονται στα σχετικά σημεία του ΕΚ8, έχει **ήδη ληφθεί υπόψη** η επιρροή του διαφόρου του 5% ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης».

Για τον καθορισμό της τιμής των διάφορων παραμέτρων που θα καθορίσουν το φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΚ8, έγινε προσπάθεια (προκειμένου η **σύγκριση** των δύο Κανονισμών να γίνει «επί ίσοις όροις») αυτές να «προσομοιάζουν» κατά το δυνατόν με αυτές που λήφθηκαν υπόψη στην πραγματική (στο εξής αποκαλούμενη «Πρότυπη») μελέτη του κτιρίου.

### 7.1.2 Σεισμική δράση κατά ΕΑΚ

Πρέπει να παρατηρήσουμε ότι η πραγματική μελέτη του κτιρίου (η «πρότυπη» μελέτη), και συγκεκριμένα η ανάλυση για την **κατακόρυφη συνιστώσα** του σεισμού, δεν έγινε με τις τιμές των παραμέτρων όπως τις προβλέπει ο ΕΑΚ, αλλά με **τροποποιημένες** τιμές, που επιφέρουν **πιο συντηρητική** πρόβλεψη για την κατακόρυφη συνιστώσα. Συγκεκριμένα :

1. Αντί της κατακόρυφης σεισμικής εδαφικής επιτάχυνσης που προβλέπεται από τον Κανονισμό  $A_v=0,70 \cdot A_h (=0,70 \cdot 0,24g=0,168g)$ , χρησιμοποιήθηκε η δυσμενέστερη  $A_v=1,1 \cdot A_h (=1,1 \cdot 0,24g=0,264g)$ .

2. Αντί της τιμής  $q_v=0,50 \cdot q$  που προβλέπει ο Κανονισμός για το συντελεστή έναντι κατακόρυφης σεισμικής δράσης ( $=0,50 \cdot 4=2$ ), χρησιμοποιήθηκε η τιμή  $q_v=0,40 \cdot q=0,4 \cdot 4=1,6$ .

Πάντως, επειδή η παρούσα εργασία αποσκοπεί στη **σύγκριση των δύο Κανονισμών** (στη σύγκριση, δηλαδή, των **υποχρεωτικής εφαρμογής διατάξεων** τους) κρίθηκε ότι πρέπει να χρησιμοποιηθούν οι **προβλεπόμενες από τον Κανονισμό τιμές** των παραμέτρων και όχι αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στην (πραγματική) μελέτη.

Με τις παραπάνω παραδοχές, συγκεντρωτικά, οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό των φασμάτων σχεδιασμού βάσει ΕΑΚ και EC8 ήταν:

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ	ΕΑΚ	Ευρωκώδικας 8 (DCM/DCH)
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας <sup>4</sup>	II	Z2
Κατηγορία εδάφους <sup>5</sup>	Γ	C
Οριζόντια σεισμική επιτάχυνση εδάφους	$A_h=0,24 \cdot g$	$a_{gR}=0,24 \cdot g$
Κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση εδάφους	$A_v=0,7 \cdot A_h=0,7 \cdot 0,24 \cdot g=0,168g$	$a_{vg}=0,9 \cdot 1,2 \cdot a_{gR}=0,259g$
Συντελεστής σπουδαιότητας	$\gamma_I=1,15$	$\gamma_I=1,20$
Συντελεστής θεμελίωσης	$\theta=1$	
Συντελεστής εδάφους		$S=1,15$
Ποσοστό απόσβεσης <sup>6</sup>	$\zeta=3\%$	$\xi=3\%$
Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης	$n=\sqrt{7/(2+\zeta)}=1,183$	$n=\sqrt{10/(5+\xi)}=1,118$
Συντελεστής συμπεριφοράς (έναντι οριζοντίων δράσεων) <sup>7</sup>	$q_h=4$	$q_h=0,8 \cdot 4=3,2$ $q_h=0,8 \cdot 5,5=4,4$
Συντελεστής συμπεριφοράς (έναντι κατακόρυφων δράσεων)	$q_v=0,5 \cdot q_h=0,5 \cdot 4=2,0$	$q_v=1,5$
Χαρακτηριστικές περιόδους του εδάφους (για οριζόντια δράση) <sup>8</sup>	$T_1=0,2\text{sec } T_2=0,8\text{sec}$	$T_B=0,2\text{sec } T_C=0,6\text{sec}$ $T_D=2,5\text{sec}$
Χαρακτηριστικές περιόδους του εδάφους (για κατακόρυφη δράση)		$T_B=0,05\text{sec}$ $T_C=0,15\text{sec}$ $T_D=1\text{sec}$

Πίνακας 7.1: Οι παράμετροι που καθορίζουν τη σεισμική δράση (τα φάσματα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν)

<sup>4</sup> Κατά ΕΑΚ, η περιοχή όπου κατασκευάζεται το κτίριο, υπάγεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II. Η αντίστοιχη επιλογή, δηλαδή ως προς το σε ποια ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας θα ανήκει το κτίριο, (προφανώς) γίνεται στο **Εθνικό Προσάρτημα** (National Annex) της Ελλάδας. Οι ζώνες είναι οι Z1, Z2 και Z3 και ταυτίζονται με τις ζώνες I, II και III του ΕΑΚ2003 (δηλαδή, στον ΕΑΚ μετά την τροποποίηση). Οι σεισμικές εδαφικές επιταχύνσεις αναφοράς (δηλ. για  $\gamma_I=1$ ) είναι  $a_{gR}/g=\{0,16, 0,24, 0,36\}$  αντίστοιχα. Αποτελούν δηλαδή **Εθνικά Προσδιοριζόμενες Παραμέτρους** (National Determined Parameters -NDP) (βλέπε επίσης Κεφάλαιο 2)

<sup>5</sup> Για τις κατηγορίες εδάφους που επιλέχθηκαν κατά ΕΑΚ και ΕΚ8, βλέπε σημείωση που ακολουθεί

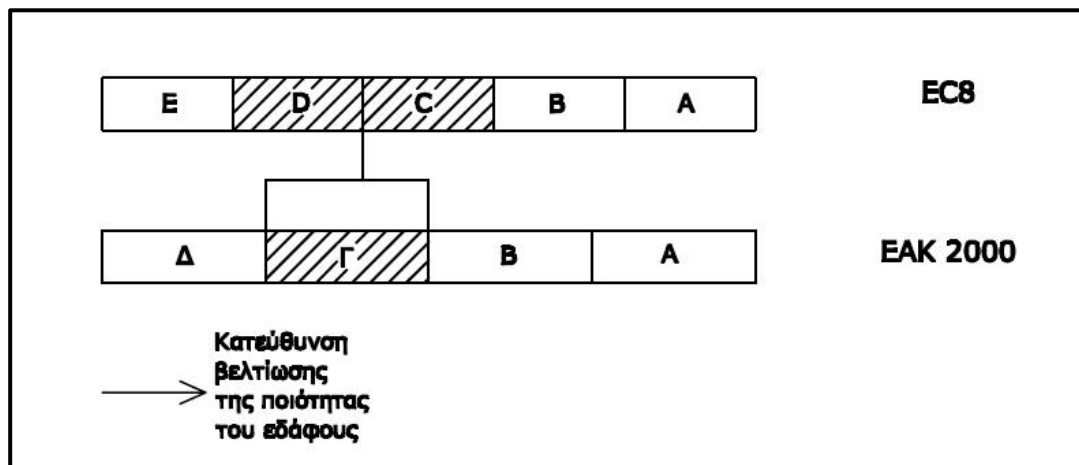
<sup>6</sup> Ο ΕΑΚ προβλέπει **ποσοστό απόσβεσης**  $\zeta=2\%$  για μεταλλική κατασκευή με συγκολλήσεις και  $4\%$  για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις. Εκτιμούμε  $\zeta=3\%$  για τη συγκεκριμένη κατασκευή (μεταλλική κατασκευή **με κοχλιώσεις και συγκολλήσεις**). Είναι ενδιαφέρον να παρατηρήσουμε ότι ο Ευρωκώδικας **δεν** προβλέπει κάπου ποσοστό απόσβεσης ανάλογα με το **υλικό** που χρησιμοποιείται στην κατασκευή

<sup>7</sup> Η τιμή του **συντελεστή συμπεριφοράς**  $q$  (κατά ΕΑΚ, EC8-DCM, EC8-DCH) καθορίστηκε σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν στο προηγούμενο Κεφάλαιο

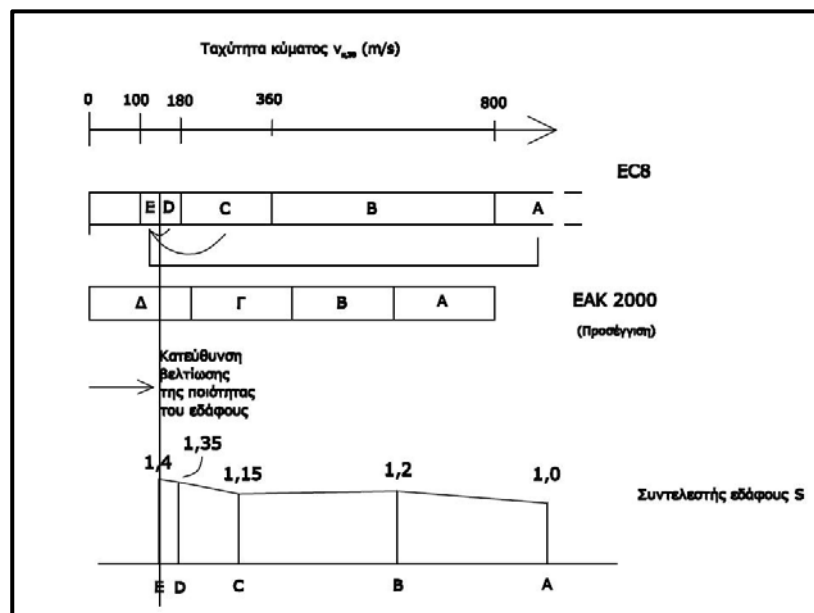
<sup>8</sup> Για τον Ευρωκώδικα, ισχύει για το έδαφος κατηγορίας C η τιμή της χαρακτηριστικής περιόδου  $T_D=2,5 \text{ sec}$ , και όχι  $2,0 \text{ sec}$  (Τελευταία έκδοση-Φεβ 2011)

**Σημείωση:** Για τις **κατηγορίες εδάφους** που επιλέγονται για τη μελέτη της κατασκευής, παρατηρούμε τα εξής:

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2, «η προσπάθεια αυτή **αντιστοίχισης** των κατηγοριών εδάφους γίνεται **ενδεικτικά**, και δεν έχει (μαθηματική) απόδειξη, μιας και ο ΕΑΚ δεν **ποσοτικοποιεί** με κάποιο μέγεθος τη διάκριση των εδαφών, όπως κάνει ο EC8. Αυτή η **–ενδεικτική**, επομένως- αντιστοίχιση, ελλείπει άλλων στοιχείων, βασίζεται επίσης-εκτός από την **περιγραφή των εδαφικών σχηματισμών** που γίνεται στους δύο Κανονισμούς- στο βασικότερο αντίκτυπο που αυτή έχει στο σχεδιασμό των κατασκευών, δηλαδή το μέγεθος της αναπτυσσόμενης στην κατασκευή **επιτάχυνσης σχεδιασμού**. Επομένως, προκύπτει **και** από τη σύγκριση των **φασμάτων** για τις διάφορες κατηγορίες εδαφών, ανάμεσα στους δύο Κανονισμούς». Έτσι λοιπόν, εφόσον η υπάρχουσα μελέτη (κατά ΕΑΚ) γίνεται για **έδαφος κατηγορίας Γ**, επιλέγεται οι δύο αναλύσεις κατά ΕΑΚ και ΕΚ8 να γίνουν θεωρώντας **έδαφος Γ και C**, αντίστοιχα(βλέπε επίσης Εικόνες 7.1/7.2)



Εικόνα 7.1: Προσπάθεια αντιστοίχισης των κατηγοριών εδάφους (μη λαμβάνοντας υπόψη την ποσοτικοποίηση που κάνει ο ΕΚ8)



Εικόνα 7.2: Προσπάθεια αντιστοίχισης των κατηγοριών εδάφους (λαμβάνοντας υπόψη την ποσοτικοποίηση που κάνει ο ΕΚ8 μέσω της ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων)

Με **αυτές** τις τιμές των παραμέτρων, προκύπτουν τα (οριζόντια και κατακόρυφα) **φάσματα σχεδιασμού**, που απεικονίζονται στα επόμενα σχήματα. [Φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΑΚ και φάσματα σχεδιασμού κατά ΕΚ8 , για κατηγορία πλαστιμότητας μέση και υψηλή (DCM και DCH)]:

Σημείωση 1: Στην Εικόνα 4, όπου απεικονίζονται τα **κατακόρυφα** φάσματα των δύο Κανονισμών, απεικονίζεται **ενδεικτικά** και το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας που λήφθηκε στην «πρότυπη» μελέτη, για σύγκριση.

Σημείωση 2: Όσον αφορά τα **κατώτερα όρια** για τη φασματική επιτάχυνση, αυτά είναι :

-για τον ΕΑΚ:  $\Phi_d(T)/A \cdot \gamma_1 \geq 0,25 \Rightarrow \Phi_d(T) \geq 0,25 * 1,15 * 0,24 \text{ g} = 0,069 \text{ g}$

-για τον ΕΚ8:  $S_d(T) \geq \beta \cdot a_g = \beta \cdot \gamma_I \cdot a_{gR} = 0,20 * 1,20 * 0,24 \text{ g} = 0,0576 \text{ g}$

Έτσι, τα φάσματα που τελικά δημιουργούνται και εισάγονται στο **Etabs** ως **“User Defined Spectrum”** με τη μορφή αρχείων **txt**, είναι πέντε (5) :

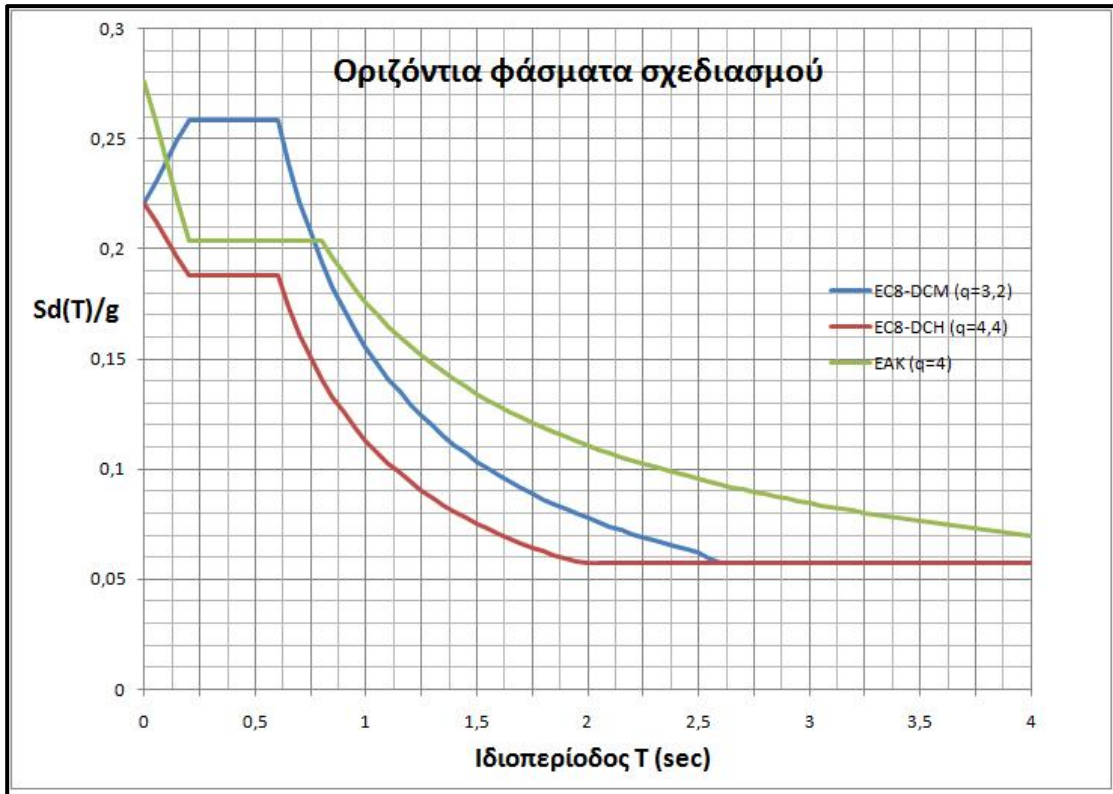
-Φάσμα κατά ΕΑΚ-οριζόντιο ( $q=4$ )

-Φάσμα κατά ΕΑΚ-κατακόρυφο

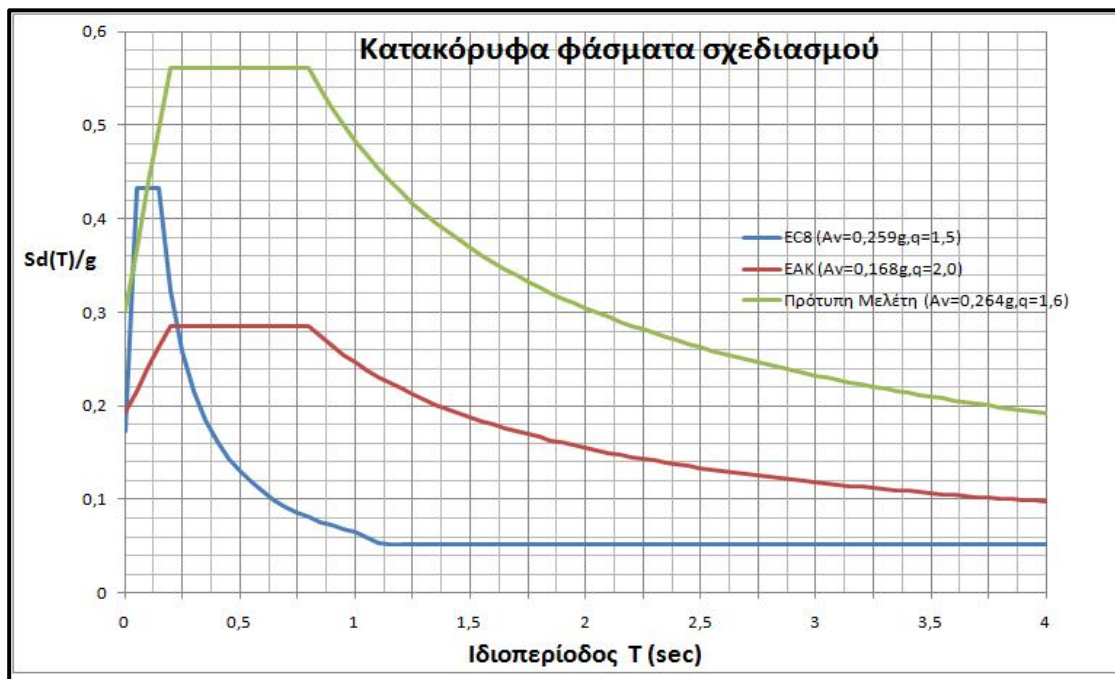
-Φάσμα κατά ΕΚ8-οριζόντιο-(DCM,  $q=3,2$ )

-Φάσμα κατά ΕΚ8-οριζόντιο-(DCH,  $q=4,4$ )

-Φάσμα κατά ΕΚ8-κατακόρυφο



Εικόνα 7.3: Οριζόντια Φάσματα Σχεδιασμού για το κτίριο μελέτης (συγκριτικά κατά ΕΑΚ, ΕΚ8-ΚΠΜ και ΕΚ8-ΚΠΥ)



Εικόνα 7.4: Κατακόρυφα φάσματα σχεδιασμού για το κτίριο μελέτης (κατά ΕΑΚ και ΕΚ8)

## 7.2. Κατακόρυφη συνιστώσα (κατά ΕΑΚ και ΕΚ8)

Στην παρούσα παράγραφο αιτιολογείται η εισαγωγή και των κατακόρυφων φασμάτων για την ανάλυση στο **Etabs**.

Στο Κεφάλαιο 3 της εργασίας παρουσιάστηκαν οι διαφορές ως προς τις περιπτώσεις κατά τις οποίες λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης. Το συγκεκριμένο κτίριο πληροί τα 1 από τα 2 κριτήρια του **ΕΑΚ**, και τα 3 από τα 5 κριτήρια του **ΕΚ8**, άρα η κατακόρυφη συνιστώσα **θα ληφθεί υπόψη** και κατά τους δύο Κανονισμούς (Πίνακας 7.2).

Κριτήριο	ΕΚ8	ΕΑΚ	Κτίριο μελέτης
οριζόντια φέροντα στοιχεία με άνοιγμα άνω των <b>20 m</b>	v		v
οριζόντια προεξέχοντα τμήματα (πρόβολοι) με μήκος άνω των <b>5 m</b>	v		v
οριζόντια προεντεταμένα στοιχεία	v	v	
δοκοί με φυτευτά υποστυλώματα	v	v	v
κατασκευή με σεισμική μόνωση	v		

Πίνακας 7.2: Κριτήρια ως προς το πότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα

## 7.3 Μη σεισμικές δράσεις

### 7.3.1. Μόνιμα φορτία

Στην παρούσα μελέτη λήφθηκε :


Ίδιο βάρος σκυροδέματος	25,00	kN/m <sup>3</sup>
Ίδιο βάρος χάλυβα	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Επικάλυψη δαπέδων	1.00	kN/m <sup>2</sup>

Τα **ίδια βάρη** της κατασκευής υπολογίζονται **αυτόματα** από το πρόγραμμα, με τις τιμές του ίδιου βάρους που έχουν προσδιορισθεί κατά τον **ορισμό των υλικών** που χρησιμοποιούνται. (εντολή **Etabs** : **“Define”>“Material Properties”>...τιμή “Weight per Unit Volume** και τελικά αποτελούν την περίπτωση φόρτισης **“DEAD”**. (βλέπε Εικόνες 5 και 6).

Η **επικάλυψη** των δαπέδων εφαρμόζεται σαν **ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο** επί των οριζοντίων επιφανειών (εντολή **Etabs** : **“Assign”>“Shell/Area Loads”>“Uniform...”**) και «εντάσσεται» στην περίπτωση φόρτισης **“SDEAD”** (type SUPERDEAD, superimposed dead load, superimpose=τοποθετώ από πάνω, υπερθέτω).

Material Property Data

**Material Name** STEEL

Display Color  
Color 

Type of Material  
 Isotropic  Orthotropic

Type of Design  
Design Steel

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	8,002
Weight per unit Volume	78,5
Modulus of Elasticity	2,100E+08
Poisson's Ratio	0,3
Coeff of Thermal Expansion	1,200E-05
Shear Modulus	80769231

Design Property Data


Minimum Yield Stress, Fy	355000
Minimum Tensile Stress, Fu	510000
Cost per Unit Weight	25000

OK Cancel

Εικόνα 7.5: Ορισμός του υλικού: «ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ» (Ιδιον βάρος : 25 kN/m<sup>3</sup> )

Material Property Data

**Material Name** CONC

Display Color  
Color 

Type of Material  
 Isotropic  Orthotropic

Type of Design  
Design Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2,5484
Weight per unit Volume	25,
Modulus of Elasticity	30500000
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	1,000E-05
Shear Modulus	12708333

Design Property Data

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	434783
Shear Reinf. Yield Stress, fys	434783
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

OK Cancel

Εικόνα 7.6: Ορισμός του υλικού: «ΧΑΛΥΒΑΣ» (Ιδιον Βάρος: 78,5 kN/m<sup>3</sup> )



### 7.3.2.Κινητά φορτία

Για κατηγορία χρήσης επιφανειών κατηγορίας Β (σύμφωνα με τον **EΚ1** και το Εθνικό Προσάρτημα της χώρας μας), οι τιμές του κινητού φορτίου κυμαίνονται (όπως αναλυτικά φαίνεται στο **Παράρτημα** του παρόντος). Ωστόσο, (λαμβάνοντας υπόψη και τις τιμές που λήφθηκαν στην «πρότυπη» μελέτη του κτιρίου), θα λάβουμε απλοποιητικά μία **ενιαία τιμή** για το επιβαλλόμενο κινητό φορτίο επί των δαπέδων  **$q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$** . (Εφαρμόζεται επίσης ως ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο επί των επιφανειών και «εντάσσεται» στην περίπτωση φόρτισης “LIVE”)

### 7.4. Συνδυασμοί Δράσεων

Οι **συντελεστές ασφαλείας** των φορτίων είναι  $\gamma_g=1,35$  για τις μόνιμες δράσεις και  $\gamma_q=1,50$  για τις μεταβλητές δράσεις.

Οι **συντελεστές συνδυασμού** των μεταβλητών δράσεων είναι:

A. Κατά ΕΑΚ: Δίνονται από τον Πίνακα 4.1 του ΕΑΚ. ( $\psi_2=0,30$  έως  $0,80$ )

B. Κατά ΕΚ8: Δίνονται στο **Παράρτημα Α** του **EΚ1**.

Οι **συνδυασμοί φορτίσεων** που λαμβάνονται υπόψη είναι:

A) Κατά ΕΑΚ: Ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων (σχέση 4.1, του ΕΑΚ) στην περίπτωση μας απλοποιείται σε :

$$S_d = G_k + \psi_2 \cdot Q_k \pm E \quad , \text{ όπου:}$$

$G_k$  είναι τα **μόνιμα φορτία** (με τη χαρακτηριστική τους τιμή)

$Q_k$  είναι τα **κινητά φορτία** (με τη χαρακτηριστική τους τιμή)

$\psi_2$  Ο **συντελεστής συνδυασμού** της μεταβλητής δράσης, που δίνεται-όπως είπαμε- από τον Πίνακα 4.1 του ΕΑΚ και

$E$  είναι ο σεισμός σχεδιασμού

B) Κατά ΕΚ8: Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, θα χρησιμοποιείται ο συνδυασμός που δίνεται στον **EΚ0**, § 6.4.3.4, ο οποίος, στην περίπτωση μας δίνει επίσης  $S_d = G_k + \psi_2 \cdot Q_k \pm E$ .

Έτσι, συγκεντρωτικά, στην περίπτωση του κτιρίου μας και για το σκοπό της εργασίας, όπου έχουμε λάβει **απλοποιητικά μία** μεταβλητή δράση (κινητό φορτίο επί των δαπέδων) και **μία** κατηγορία χρήσης (B κατά τον ΕΚ1), έχουμε  **$\psi_2=0,3$**  και άρα, ο **σεισμικός συνδυασμός δράσεων** είναι και στις δύο περιπτώσεις σχεδιασμού (κατά ΕΑΚ και ΕΚ8) ο εξής :

$$G_k + 0,3 \cdot Q_k \pm E$$

όπου το  $E$  είναι η σεισμική ένταση, όπως προβλέπει ο κάθε Κανονισμός.

Ο **μη σεισμικός συνδυασμός** που λαμβάνεται υπόψη είναι :

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1,35 \cdot G_k + 1,50 \cdot Q_k$$

**Σημείωση 1:** Οι συνδυασμοί αυτοί (που λαμβάνονται στη γενική περίπτωση από τον ΕΚ0 αποτελούν συνδυασμούς στην **Οριακή Κατάσταση Αστοχίας**. Η ανάλυση με τους συνδυασμούς στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας είναι εκτός του σκοπού της παρούσας εργασίας.

**Σημείωση 2:** Γενικά, οι συντελεστές  $\psi_2$  που προβλέπει ο ΕΑΚ **διαφέρουν ελαφρώς** από αυτούς που προβλέπει ο **ΕΚ 0** (Εικόνα 7.7).

**Πίνακας 4.1:** Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_2$

Δ/Α	Φορτία Χρήσης	$\psi_2$
1	1.1 Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νασοκομεία	0.3
	1.2 Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0.5
	1.3 Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4 Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, πινακιάρες, βιβλιοθήκες, πωλητές, πωλητές κλπ.)	0.8
	1.5 Μη ζυγές υίγες	0.0
2	Άνεμος	0.0
3	Χιόνι (Μόνο σε λιβατιές στέγες)	0.3

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρους οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονισυ επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.70	0.50	0.20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0.70	0.50	0.20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0.50	0.20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊές) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές  $\psi$  μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.  
\* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.

**ΕΑΚ 2000** (σημειωμένο με βέλος που δείχνει προς τον Πίνακα 4.1)

**Ευρωκώδικας 0** (σημειωμένο με βέλος που δείχνει προς τον Πίνακα 4.1)

**Σημείωση:** Δεν υπάρχει διαφοροποίηση στο ΕΠ ως προς το EN 1990

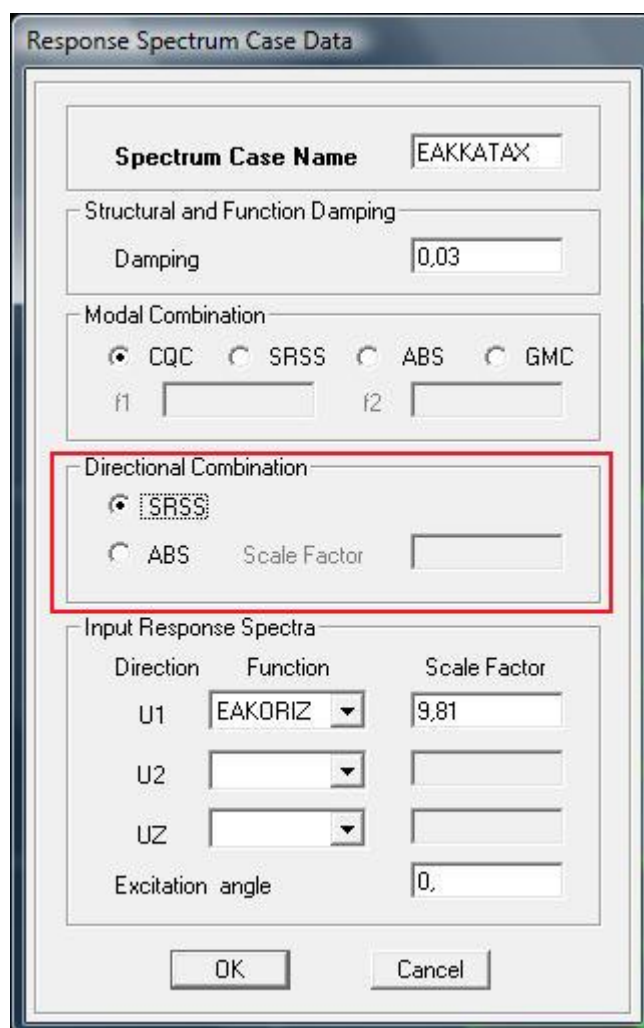
Εικόνα 7.7: Συντελεστές συνδυασμού  $\psi$  κατά ΕΑΚ και EC0 (βλέπε επίσης Παράρτημα)

## 7.5 Χωρική Επαλληλία

Όπως είδαμε, τόσο κατά ΕΑΚ όσο και κατά ΕΚ8, ο **σεισμικός συνδυασμός δράσεων** για το κτίριο μελέτης είναι:

$$G_k+0,3\cdot Q_k\pm E$$

Το «E» σε αυτήν τη σχέση είναι η σεισμική ένταση όπως προβλέπεται από τον κάθε Κανονισμό, η οποία σημαίνει το **τελικό αποτέλεσμα** της δράσης του σεισμού, **μετά τη χωρική επαλληλία**, η οποία με τη σειρά της μπορεί να γίνει είτε με τον κανόνα **SRSS** είτε με τη «μέθοδο του πολλαπλασιαστικού συντελεστή  $\lambda=\mu=0,3$ » (βλέπε Κεφάλαιο 3, χωρική επαλληλία της σεισμικής δράσης...). Ακολουθώντας, περιγράψουμε τον τρόπο που γίνεται η χωρική επαλληλία στο **Etabs**. Στο πρόγραμμα, γενικά **υπάρχει η δυνατότητα**, να γίνει η χωρική επαλληλία και με τους **δύο** τρόπους (Εικόνα 7.8).



Εικόνα 7.8: Χωρική επαλληλία στο Etabs

Και στις δύο περιπτώσεις όμως, ο συνδυασμός (χωρικά) της σεισμικής δράσης θα γίνει «**εσωτερικά**» στο πρόγραμμα, δηλαδή τα προκύπτοντα εντατικά (και παραμορφωσιακά) μεγέθη θα είναι τα **τελικά, μέγιστα μεγέθη** που προκύπτουν από τη σεισμική δράση (με άλλα λόγια, το πρόγραμμα θα αποδίδει **αυτόματα το δυσμενέστερο** εντατικό μέγεθος συνδυάζοντας χωρικά τη δράση με τον τρόπο που του έχουμε προσδιορίσει).

Στην προκειμένη περίπτωση, προτιμάμε ο χωρικός συνδυασμός της σεισμικής δράσης να γίνει «**εξωτερικά**», κατά τον προσδιορισμό δηλαδή των **συνδυασμών φόρτισης** με τη «μέθοδο του **πολλαπλασιαστικού συντελεστή 0,3**», για να έχουμε καλύτερη **εποπτεία** των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών. Να μπορούμε δηλαδή να βλέπουμε την ένταση στο τυχαίο μέλος της κατασκευής **από την κάθε συνιστώσα** της σεισμικής δράσης ξεχωριστά (φυσικά, η διαστασιολόγηση -ή ο έλεγχος στην προκειμένη περίπτωση- των μελών της κατασκευής θα πρέπει να γίνει με το **μέγιστο** εντατικό μέγεθος **μετά** τη χωρική επαλληλία της σεισμικής δράσης).

Για να γίνει αυτό, απλώς σε κάθε “**Response Spectrum Case**”, εισάγουμε **μία μόνο** συνάρτηση φάσματος (“**Response Spectrum Function**”) και όχι τρεις όπως θα μπορούσαμε. Επιλέγοντας έπειτα, στην περιοχή “**Directional Combination**” της φόρμας της εικόνας 7.8 την επιλογή **SRSS**, ουσιαστικά δε γίνεται κανένας χωρικός συνδυασμός εσωτερικά από το πρόγραμμα, αφού εκτελείται απλά η πράξη  $E_x = \sqrt{E_x^2}$  και το μέγεθος  $E_x$  είναι, ως φασματικό μέγεθος, θετικό. (και αντίστοιχα για τις διευθύνσεις  $y$  και  $z$ ).

Σύμφωνα λοιπόν με τα παραπάνω, εισάγοντας τον εξής **συμβολισμό** :

- $g$  για τα **μόνιμα** φορτία (DEAD Static Load)
- $g'$  για το φορτίο της **επικάλυψης** (SUPERDEAD Static Load)
- $q$  για τα **κινητά** φορτία (LIVE Static Load), καθώς και
- $E_x, E_y$  και  $E_z$  (Spectra) για το σεισμό κατά  $x, y$  και  $z$  αντίστοιχα,

σχηματίζουμε τους ακόλουθους τρεις (3) **σεισμικούς συνδυασμούς** που ταυτόχρονα αποτελούν και τη χωρική επαλληλία της σεισμικής δράσης :

$$SEISMX=1*(g+g')+0,3*q+ 1* E_x+0,3*E_y+0,3*E_z$$

$$SEISMY=1*(g+g')+0,3*q+ 0,3*E_x+1* E_y+0,3*E_z$$

$$SEISMZ=1*(g+g')+0,3*q+ 0,3*E_x+0,3*E_y+ 1* E_z$$

Τα ανωτέρω σύμβολα  $E_x, E_y$  και  $E_z$  συμβολίζουν τη σεισμική δράση με τον τρόπο που αυτή εισάγεται, δηλαδή στην προκειμένη περίπτωση (Δυναμική Φασματική Μέθοδος) τα **φάσματα (οριζόντιας και κατακόρυφης συνιστώσας)** που προβλέπει ο κάθε Κανονισμός), δηλαδή, όπως είδαμε, τα πέντε (5) διαφορετικά φάσματα συνολικά, που προκύπτουν :

- Φάσμα κατά ΕΑΚ-οριζόντιο ( $q=4$ )
- Φάσμα κατά ΕΑΚ-κατακόρυφο
- Φάσμα κατά ΕΚ8-οριζόντιο-(DCM,  $q=3,2$ )
- Φάσμα κατά ΕΚ8-οριζόντιο-(DCH,  $q=4,4$ )
- Φάσμα κατά ΕΚ8-κατακόρυφο

Ο **μη σεισμικός συνδυασμός** που χρησιμοποιείται είναι ο :

$$MHSEISMIC=1,35*(g+g')+1,5*q$$

Οι **ικανοτικοί έλεγχοι** όμως, κατά **EK8** απαιτούν το «**διαχωρισμό**» ενός εντατικού μεγέθους στο μέρος του που «**προέρχεται από τις μη-σεισμικές δράσεις του σεισμικού συνδυασμού**» και στο μέρος του «**που προέρχεται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού**» → **Σημαντικό σημείο του Ευρωκώδικα!**

**Βέβαια, στον ΕΑΚ επίσης συμβαίνει αυτός ο διαχωρισμός των δράσεων, αλλά ειδικά για εκείνα τα μέλη συστημάτων με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας που ελέγχονται ικανοτικά, ο ΕΚ8 είναι πιο σαφής, στο ότι, δηλαδή, πρέπει να γίνεται αυτός ο διαχωρισμός....**

Άρα, όπως είδαμε στο σχολιασμό του συγκεκριμένου σημείου στο Κεφάλαιο 4, πρέπει να ορίσουμε και τους συνδυασμούς που θα χρησιμοποιηθούν στους **ικανοτικούς ελέγχους**:

- **Μόνο η σεισμική δράση** των σεισμικών συνδυασμών :

Σεισμική δράση «κυρίως κατά x» :  $1 * E_x + 0,3 * E_y + 0,3 * E_z$

Σεισμική δράση «κυρίως κατά y» :  $0,3 * E_x + 1 * E_y + 0,3 * E_z$

Σεισμική δράση «κυρίως κατά z» :  $0,3 * E_x + 0,3 * E_y + 1 * E_z$

(Αυτοί οι συνδυασμοί στο πρόγραμμα ονομάζονται “SEISMIKHDRX/Y/Z” ,

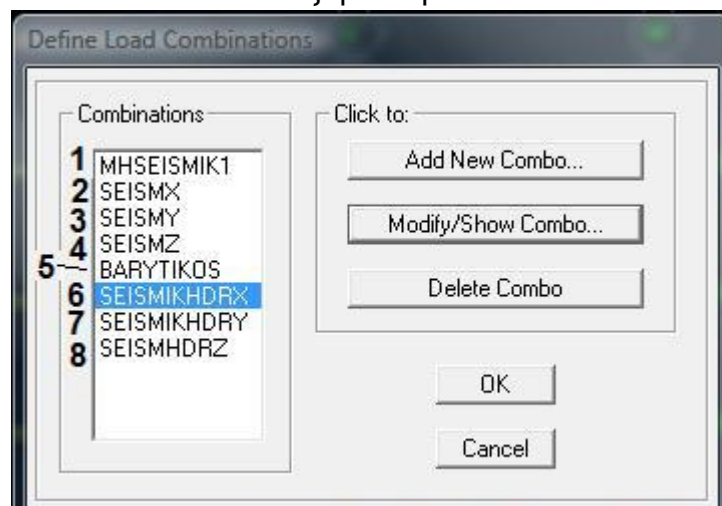
- **Μόνο η μη σεισμική δράση** των σεισμικών συνδυασμών :

$1 * (g + g') + 0,3 * q$

[Αυτός ο συνδυασμός στο πρόγραμμα ονομάζεται “BARYTIKOS” (αφορά μόνο τα φορτία βαρύτητας)].

Με την προσθήκη δηλαδή αυτών των συνδυασμών (για τους οποίους όπως είδαμε είναι πιο σαφής ο ΕΚ8), οι συνολικοί συνδυασμοί **από 4** γίνονται **8**.

Για τον **ΕΑΚ**, αν και δεν είναι σαφές το εάν απαιτείται ή όχι αυτός ο **διαχωρισμός** για τον ικανοτικό έλεγχο εκείνων των μελών της συγκεκριμένης κατασκευής (σύστημα με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας) **που ελέγχονται ικανοτικά** , για να μπορέσουμε να συγκρίνουμε τα προκύπτοντα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη σύμφωνα με τα οποία θα γίνει ο έλεγχος/σχεδιασμός, κανονικά θα πρέπει να εισάγουμε τους ίδιους (με τα αντίστοιχα φάσματα) συνδυασμούς. Δηλαδή επιπρόσθετα των τριών σεισμικών συνδυασμών και του ενός μη σεισμικού ( $3 + 1 = 4$  **συνδυασμοί**), τους **τέσσερις (4) επιπλέον** που αναπτύξαμε παραπάνω.



Εικόνα 7.9: Οι οχτώ (8) συνδυασμοί που θα πρέπει τελικά να ληφθούν υπόψη

**8<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:**  
**ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ**  
**ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ**

## 8.1.Βαθμοί ελευθερίας

### Γενικά

Γνωρίζουμε ότι οι βαθμοί ελευθερίας (β.ε.) ενός σώματος στο χώρο είναι 6, οι 3 μετατοπίσεις και οι 3 στροφές (τα σημεία (point objects) και οι αντίστοιχοι κόμβοι (joints) στο Etabs χειρίζονται ως «**σώματα**», και όχι ως σημεία «απειροστικά μικρών» διαστάσεων ,γι' αυτό γίνεται αυτή η μικρή αναφορά).(Για συντομία, στην παρούσα διερεύνηση, τους ονομάζουμε 1', 2', 3', 4', 5' και 6' σε αντιστοιχία με τις μετατοπίσεις  $U_x, U_y, U_z$  και τις στροφές  $R_x, R_y, R_z$ ). Επίσης, γνωρίζουμε ότι οι «μετατοπίσεις» που καθορίζουν τις **ελαστικές δυνάμεις** στις κατασκευές, για έναν τέτοιο «κόμβο» είναι **και οι 6** (οι 3 μετατοπίσεις και οι 3 στροφές, δηλ. β.ε. 1' έως και 6'), ενώ οι «μετατοπίσεις» που καθορίζουν τις **αδρανειακές δυνάμεις** είναι οι **3 μετατοπίσεις** (μεταφορικοί β.ε. 1', 2' και 3'), αφού **αμελείται η μάζα των στροφικών βαθμών ελευθερίας** (β.ε. 4', 5' και 6'). Δηλαδή, οι ελαστικές δυνάμεις θα είναι  $\{F_s\}=\{K\}\cdot\{u\}$  ,όπου  $\{K\}$  το **μητρώο ακαμψίας** της κατασκευής και  $\{u\}$  οι **μετατοπίσεις** και οι αδρανειακές δυνάμεις  $\{F_i\}=\{M\}\cdot\{\ddot{u}\}$  όπου  $\{M\}$  το **μητρώο μάζας** της κατασκευής και  $\{\ddot{u}\}$  οι **επιταχύνσεις**.

Επομένως μπορούμε να πούμε ότι **και οι 6 β.ε.** στο σύνολό τους αποτελούν τους «στατικούς» β.ε. και **οι 3 μεταφορικοί β.ε.** (δηλ. οι 1', 2' και 3') αποτελούν τους «δυναμικούς» β.ε.. Η μόνη περίπτωση όπου λαμβάνεται υπόψη και στροφική αδράνεια για τον υπολογισμό των δυνάμεων αδράνειας είναι η **στροφική αδράνεια διαφράγματος** (εάν έχουμε προσομοιώσει την πλάκα σαν διάφραγμα).

Συνολικός αριθμός βαθμών ελευθερίας κατασκευής (βιβλιογραφική αναφορά : {1})

Γενικά, για τη διερεύνηση του **μέγιστου αριθμού ιδιομορφών** που μπορεί να έχει μία κατασκευή (πάντα χρησιμοποιώντας το συγκεκριμένο πρόγραμμα-**Etabs**), κάνουμε την ακόλουθη διερεύνηση :

Χρησιμοποιώντας τον εξής συμβολισμό :

"rigid diaphragm" : σημαίνει ότι όλα τα σημεία στο επίπεδο του κάθε ορόφου, έχουν συνδεθεί μεταξύ τους σε ένα διάφραγμα.

"Include lateral mass only" : η αντίστοιχη επιλογή (check box) κατά τον ορισμό της προέλευσης της μάζας (Define>Mass Source)

Joints: οι κόμβοι που δημιουργούνται από το πρόγραμμα

**Stiffness degrees of freedom:** οι β.ε. «δυσκαμψίας», δηλ. οι στατικοί β.ε.

**Mass degrees of freedom:** οι β.ε. «μάζας»,δηλ. οι δυναμικοί β.ε.,

δημιουργούμε 4 δοκιμαστικά μοντέλα της κατασκευής. :

-1<sup>ο</sup> μοντέλο:

"rigid diaphragm" :OXI

"Include lateral mass only" : OXI

→Joints : 400 (=387+13)

→Stiffness degrees of freedom : 2322 (=387\*6)

→Mass degrees of freedom : 1161 (=387\*3)

\*Πρέπει να σημειώσουμε εδώ ότι :

α) πρέπει να **μην είναι ενεργή**-όπως θα δούμε-η επιλογή "Include Lateral mass only", εάν θέλουμε να λάβουμε υπόψη και την **κατακόρυφη συνιστώσα** του σεισμού.

β) Το μοντέλο αναφέρεται σε ένα «πρώιμο» στάδιο ανάπτυξης του τελικού προσομοιώματος, στο οποίο η κατασκευή είχε **400** κόμβους, από τους οποίους οι **387** ήταν **ελεύθεροι** (δηλαδή μη δεσμευμένοι) και οι **13** ήταν **δεσμευμένοι** (σημεία στήριξης του φορέα).

γ) Η κατασκευή έχει **7 ορόφους**, άρα όταν γίνεται προσομοίωση με **διαφράγματα**, αυτά είναι επίσης **7**.

-2<sup>ο</sup> μοντέλο:

"rigid diaphragm" :OXI

"Include lateral mass only" : NAI

→ Joints: 400

→ Stiffness degrees of freedom: 2322

→ Mass degrees of freedom: 774 (=387\*2) (Οι δύο οριζόντιες μετακινήσεις **μόνο**)

-3<sup>ο</sup> μοντέλο:

"rigid diaphragm" :NAI

"Include lateral mass only" : NAI

→ Joints : 20 (=7 τα διαφράγματα +13 τα σημεία στήριξης)

→ Stiffness degrees of freedom : 1182 (=387\*3+7\*3, οι 3εις πρώτοι είναι οι β.ε. «εσχάρας» και 3εις που ακολουθούν είναι οι β.ε. «διαφράγματος»<sup>9)</sup>

→ Mass degrees of freedom : 21

-4<sup>ο</sup> μοντέλο:

"rigid diaphragm" :NAI

"Include lateral mass only" : OXI

→ Joints : 407 (=400+7)⇒\*Το πρόγραμμα δημιουργεί έναν επιπλέον κόμβο για κάθε διάφραγμα (στο κέντρο μάζας του).

→ Stiffness degrees of freedom: 1182 (όσο στο προηγούμενο μοντέλο)

→ Mass degrees of freedom: 408 [=7\*3 για τα διαφράγματα+387\*1 (μετατόπιση κατά z)]

<sup>9</sup> Από τους 6 β.ε. στο χώρο, 1', 2', 3', 4', 5' και 6', ονομάζουμε τους 1', 2' και 6' β.ε. «στερεού σώματος», οι 3εις β.ε. δηλαδή, που είναι κοινοί για τα σημεία του ίδιου διαφράγματος (μετατόπιση κατά x και y και στροφή περί z), και τους 3', 4', 5' β.ε. «εσχάρας» (μετατόπιση κατά z και στροφές περί x και y)



Παρατηρήσεις: α) Οι στατικοί β.ε. (Stiffness degrees of freedom) αποτελούν τη διάσταση του **μητρώου δυσκαμψίας {K}** της κατασκευής, και άρα το **συνολικό αριθμό εξισώσεων ισορροπίας** που καλείται να λύσει το πρόγραμμα. Οι δυναμικοί β.ε.(Mass degrees of freedom) αποτελούν τη διάσταση του **μητρώου μάζας {M}** της κατασκευής, ο οποίος **ταυτίζεται** με το **μέγιστο αριθμό ιδιομορφών** που μπορεί να διαθέτει το σύστημα και οι οποίοι προκύπτουν με **στατική συμπύκνωση** από τους στατικούς β.ε.

Επομένως, ο αριθμός των ιδιομορφών τις οποίες θα δώσουμε εντολή στο πρόγραμμα να «αναζητήσει»<sup>10</sup>, πρέπει να είναι **μεγαλύτερος** από τον **ελάχιστο αριθμό** που απαιτεί ο κάθε Κανονισμός να λάβουμε υπόψη (που αναλύεται αμέσως στη συνέχεια), και **μικρότερος** από το **συνολικό** αριθμό (δυνατών) ιδιομορφών, που είναι με τη σειρά του ίσος με τη διάσταση του μητρώου μάζας {M}.(Εάν, παρ' όλ' αυτά ο αριθμός αυτός είναι **μεγαλύτερος** από τον **δυνατό αριθμό ιδιομορφών** που μπορεί να υπάρξουν, το πρόγραμμα το επισημαίνει με το ανάλογο "Warning Message" (Μήνυμα προειδοποίησης).

β) Τα δεδομένα αυτά (αριθμός εξισώσεων ισορροπίας και αριθμός των βαθμών ελευθερίας) υπάρχουν στο αρχείο με τίτλο : "τίτλος μοντέλου.\$og" το οποίο μπορεί να δει ο χρήστης εκτελώντας την εντολή "File">"**Last Analysis Run Log**" (αρχείο Wordpad με extension .\$og)."

γ) Από τα παραπάνω, είναι φανερό ότι το πρόγραμμα **δεν αμελεί** την **αξονική παραμόρφωση** των μελών, η οποία θα μπορούσε να επιφέρει **περαιτέρω μείωση των β.ε.**{1}

Προκύπτουν έτσι τα πολύ χρήσιμα συμπεράσματα: α) Η επιλογή "**rigid diaphragm**" (η προσομοίωση δηλαδή των πλακών ως απαραμόρφωτα διαφράγματα) καθορίζει τον αριθμό των β.ε. «δυσκαμψίας», αλλά και τους β.ε. «μάζας», επομένως και το (συνολικό) αριθμό ιδιομορφών. β) Η επιλογή "**Include lateral mass only**" (απαραίτητο να είναι **ανενεργή** (unchecked) όταν θέλουμε να κάνουμε ανάλυση συμπεριλαμβάνοντας την **κατακόρυφη συνιστώσα**) καθορίζει τους β.ε. «μάζας» μόνο.(!) γ) Η επιλογή "**Lump lateral mass at story levels**" δεν έχει **καμία επίδραση** στον αριθμό των β.ε. (στατικών και δυναμικών).

Παρατηρήσεις: Φυσικά, άσχετα με τον «υπολογιστικό φόρτο» που συνεπάγεται για τον Η/Υ το αν γίνονται κάποιες απλοποιήσεις ή όχι στην προσομοίωση, η προσομοίωση αυτή θα πρέπει να γίνεται με την **ελάχιστη απαιτούμενη «ακρίβεια»** (αφού, στην προκειμένη περίπτωση ο **μεγαλύτερος** αριθμός ιδιομορφών συνεπάγεται **μεγαλύτερη ακρίβεια** στην προσομοίωση), που **απαιτεί** ο εκάστοτε Κανονισμός (Αντισεισμικός εν προκειμένω).

Εξ' άλλου, ο **χρόνος** που απαιτείται από έναν σύγχρονο Η/Υ για την επίλυση των **εξισώσεων ισορροπίας** (όσες και αν είναι αυτές) είναι απειροελάχιστος. Αυτό που απαιτεί σημαντικά περισσότερο χρόνο είναι η επίλυση του συστήματος εξισώσεων  $(\{K\} - \omega^2\{m\})\cdot\{\varphi\}=\{0\}$  για την **εύρεση των ιδιομορφών**. Ο χρόνος για την επίλυση αυτού του συστήματος εξαρτάται προφανώς από το βαθμό του, ο οποίος είναι ίσος με τον **αριθμό των ιδιομορφών** που έχουμε προσδιορίσει στο πρόγραμμα ότι θέλουμε να λάβουμε υπόψη.

---

<sup>10</sup> Ο αριθμός αυτός τίθεται εκτελώντας την εντολή "Analyze>Set Analysis Options" και κατόπιν πατώντας "Set Dynamic Parameters"

## 8.2 Προσομοίωση των μαζών

**Κατά τον ΕΑΚ**, όπως είδαμε, στο Κεφάλαιό του 3, § 3.2.2 αναφέρεται: «Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία  $G_k + \psi_2 \cdot Q_k$  όπου  $G_k$  και  $Q_k$  είναι οι αντιπροσωπευτικές (χαρακτηριστικές) τιμές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και  $\psi_2$  μειωτικός συντελεστής» (που ταυτίζεται με το συντελεστή συνδυασμού που είδαμε στο σεισμικό συνδυασμό δράσεων) «ο οποίος δίνεται από τον σχετικό Πίνακα...».

Η τιμή του συντελεστή  $\psi_2$  προκύπτει για την κατηγορία χρήσης «γραφεία» (όπως και για την κατηγορία «κατοικίες») (Πίνακας 8.1) ίσος με  $\psi_2=0,3$ .

Άρα οι μάζες προκύπτουν απ' τα (κατακόρυφα) φορτία ως  $M=G+0,3 \cdot Q$ .

A/A		Φορτία Χρήσης	$\psi_2$
1	1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
	1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0.5
	1.3	Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κλπ.)	0.8
	1.5	Μη βατές στέγες	0.0
2		Άνεμος	0.0
3		Χιόνι (Μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

Πίνακας 8.1: Συντελεστές  $\psi_2$

Αντίστοιχα, ο **ΕΚ8** στο Κεφάλαιό του 3, § 3.2.4, όπως είδαμε, αναφέρει : «Τα **αδρανειακά αποτελέσματα** της σεισμικής δράσης θα εκτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που προκύπτουν από όλα τα **φορτία βαρύτητας** που εμφανίζονται στον ακόλουθο συνδυασμό :

$\Sigma G_{k,j}$  “+”  $\Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$  όπου :

“+” :σημαίνει “συνδυάζεται με”

$\psi_{E,i}$  :ο **συντελεστής συνδυασμού** της **μεταβλητής δράσης i**.

( Σημείωση : Παραλείπεται να αναφερθεί τι αντιπροσωπεύει η μεταβλητή  $G_{k,j}$ , αν και είναι προφανές ότι αντιπροσωπεύει τα **μόνιμα φορτία**).

Ο συντελεστής  $\psi_{E,i}$  λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα τα **φορτία**  $Q_{k,i}$  να **μην ασκούνται** (με τη **μέγιστή** τους τιμή) σε **όλο** το κτίριο κατά τη διάρκεια του σεισμού. Υπολογίζεται από την εξίσωση :  $\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2,i}$ , όπου το  $\phi$  ( $\leq 1,0$ ) εξαρτάται από την κατηγορία χρήσης της κατασκευής και τον τρόπο επιβολής των μεταβλητών δράσεων. Δίνεται από τον Πίνακα 4.2 του Ευρωκώδικα 8, που βρίσκεται στο Κεφάλαιό του 4 (εδώ Πίνακας 1) (Οι τιμές του  $\psi_{2,i}$  δίνονται, όπως είδαμε, στον **ΕC0**).

Κατηγορία χρήσης της κατασκευής	Όροφος	$\varphi$
Κατηγορίες A-C <sup>11</sup>	-Όροφή	1,0
	-Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0,8
	-Όροφοι με μη συσχετισμένες χρήσεις	0,5
Κατηγορίες D-F*		1,0

Πίνακας 8.2: Τιμές του συντελεστή  $\varphi$  για τον υπολογισμό του  $\psi_{E,i}$

Η παρούσα κατασκευή (βλέπε Παράρτημα) εντάσσεται στην κατηγορία **B**. Επίσης, οι μάζες που υπολογίζονται αφορούν ορόφους με **συσχετισμένες** χρήσεις. Επομένως, σύμφωνα με τον ΕΚ8, η τιμή του συντελεστή  $\varphi$  που πρέπει να ληφθεί υπόψη είναι  **$\varphi=0,8 \Rightarrow \psi_{E,i}=\varphi \cdot \psi_{2,i}=0,8 \cdot 0,3 \Rightarrow \psi_{E,i} =0,24 \Rightarrow M=G+0,24 \cdot Q$** . Δηλαδή, προβλέπονται **κατά τι μειωμένες μάζες** σε σχέση με τον ΕΑΚ (με εξαίρεση την οροφή του κτιρίου).

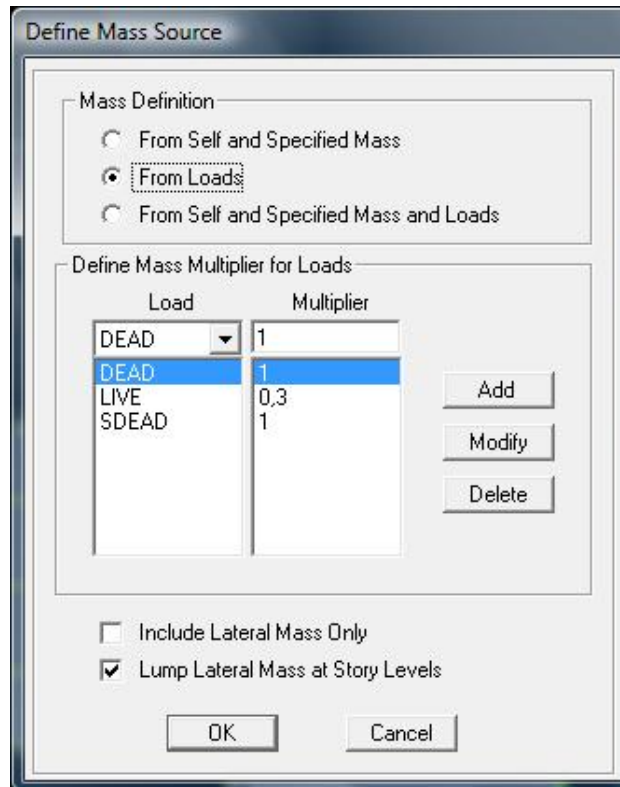
Πάντως, στην εργασία με τίτλο «Σημειώσεις: Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1:2004 (Ευρωκώδικας 8-Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια)» των Φαρδής, Κόλιας, Παναγιωτάκος, Κανιτάκη (βιβλιογραφία {1}) αναφέρεται σχετικά με αυτό : «**Δεν είναι βέβαιο ότι αξίζει τον κόπο να γίνεται αυτή η ελάφρυνση, καθότι καθιστά τη διαδικασία υπολογισμών σημαντικά πιο περίπλοκη**».

Δεδομένου επίσης ότι στην παρούσα εργασία γίνεται μία προσπάθεια σύγκρισης των δύο Κανονισμών, λαμβάνεται τελικά και εδώ (**για τον ΕΚ8**) τιμή του συντελεστή  **$\psi_E=0,3$** , ώστε οι μάζες που λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση κατά τους δύο Κανονισμούς να είναι οι **ίδιες**.

Επίσης στην εργασία: «Βασικές Αρχές του Ευρωκώδικα 8» (ενημερωτικές διαφάνειες) του Γ. Ψυχάρη (βιβλιογραφία {2}) επισημαίνεται ένα σημείο που αξίζει προσοχής: «**Ο μειωτικός συντελεστής  $\varphi$  λαμβάνεται υπόψη μόνο στον υπολογισμό των μαζών των κινητών φορτίων και όχι στην επαλληλία των σεισμικών δράσεων με τις μεταβλητές δράσεις (σεισμικός συνδυασμός φόρτισης), η οποία γίνεται σύμφωνα με τον ΕΚ0, με χρήση ολόκληρου του συντελεστή  $\psi_2$** ».

Στο **Etabs**, ο προσδιορισμός των μαζών γίνεται με ανάλογο τρόπο μέσω της εντολής **Define > Mass Source** (προσδιορισμός δηλαδή της «προέλευσης» της μάζας) και επιλέγοντας κατόπιν την επιλογή **“From Loads”** στην περιοχή **“Mass Definition”** της φόρμας που προκύπτει. Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο υποκεφάλαιο, η επιλογή **“Include Lateral Mass Only”** πρέπει να **μην** είναι **ενεργή** (δηλαδή προσέχουμε ώστε το κουτάκι στ’ αριστερά της να μην είναι τικ-αρισμένο), ώστε να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση και η **κατακόρυφη διέγερση** του σεισμού.

<sup>11</sup> Οι κατηγορίες όπως ορίζονται στον ΕΚ1



Εικόνα 8.1: Ορισμός των μαζών στο πρόγραμμα

### 8.3 Ιδιομορφές της κατασκευής

Ο ελάχιστος αριθμός των ιδιομορφών που πρέπει να λάβουμε υπόψη καθορίζεται από τον εκάστοτε Κανονισμό.

Συγκεκριμένα, **κατά ΕΑΚ** είναι : «θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών έως ότου το άθροισμα των **δρυσών ιδιομορφικών μαζών**  $\Sigma M_i$  φθάσει στο **90%** της **συνολικής ταλαντούμενης μάζας M** του συστήματος».

Ο **EΚ8** ορίζει τον ελάχιστο αριθμό των ιδιομορφών που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη **με τον ίδιο ακριβώς τρόπο** : Αρχικά ορίζει το «στόχο» :«Η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που **συνεισφέρουν σημαντικά** στη συνολική απόκριση θα λαμβάνονται υπόψη». Και έπειτα ορίζει το πότε θεωρείται ότι έχει επιτευχθεί αυτό: «το άθροισμα των **δρυσών ιδιομορφικών μαζών** για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη φθάνει τουλάχιστον το **90%** της **συνολικής μάζας** της κατασκευής».

Πέρα απ' αυτήν τη **βασική ομοιότητα**, όπως είδαμε στο Κεφάλαιο 4 του 1<sup>ου</sup> μέρους της εργασίας (Κατ' άρθρο σύγκριση των Κανονισμών), οι υπόλοιπες **διαφορές** αφορούν περιπτώσεις όπου **δεν μπορεί** να επιτευχθεί το παραπάνω όριο, και είναι **μικρότερης σημασίας**.

Όπως φαίνεται από τον επισυναπτόμενο Πίνακα (Εικόνα 2), ο (ελάχιστος) αριθμός των ιδιομορφών που απαιτείται να λάβουμε υπόψη στην κατασκευή του παραδείγματός μας, ώστε το ποσοστό των **δρυσών ιδιομορφικών μαζών κατά x, y και z** να φθάσει το 90% της συνολικής μάζας («για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης»), όπως ορίζουν και οι δύο Κανονισμοί, είναι **147** (Εμείς λάβαμε 150 ιδιομορφές)

Πρέπει επίσης να αναφέρουμε ότι το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών κατά **x και y μόνο**, επιτυγχάνεται **ήδη από την 34<sup>η</sup> ιδιομορφή** (με ιδιοπερίοδο  $T_{34}=0,15$  sec ), όμως προκειμένου να επιτευχθεί το **ποσοστό 90%** και κατά τη **διεύθυνση z** απαιτήθηκαν πάνω από **4 φορές περισσότερες ιδιομορφές (!)**. Η αλλιώς, ο **αριθμός των ιδιομορφών** που απαιτούνται ώστε να λάβουμε υπόψη ένα **ικανοποιητικό ποσοστό** της απόκρισης (90% της μάζας), εάν λαμβάνουμε υπόψη **μόνο την οριζόντια συνιστώσα του σεισμού**, είναι το **23,13%** του αριθμού των ιδιομορφών που απαιτούνται, στην περίπτωση που κάνουμε ανάλυση **και για την κατακόρυφη** συνιστώσα του σεισμού.(!)(Υπενθυμίζεται σε αυτό το σημείο ότι αυτό που καθορίζει στο μεγαλύτερο βαθμό το χρόνο που απαιτείται για την ανάλυση (από τον  $H/Y$ ) είναι ο αριθμός των ιδιομορφών που προσδιορίζουμε στο πρόγραμμα ότι θέλουμε να λάβουμε υπόψη).

Επίσης, μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι ο αριθμός των ιδιομορφών που απαιτούνται (σύμφωνα με το κριτήριο του **ΕΑΚ**, αλλά και του **EΚ8**) ώστε «οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο  **$T \geq 0,20$  sec** λαμβάνονται πάντα υπόψη» οδηγεί στο να ληφθούν υπόψη **25** ιδιομορφές (με ποσοστά δρυσών ιδιομορφικών μαζών, αντίστοιχα, κατά x, κατά y και κατά z  $U_x=89,94\%$ ,  $U_y=85,79\%$   $U_z=40,96\%$ ), **καλύπτεται** από τον κανόνα του «90%», οπότε το κριτήριο αυτό, **στη συγκεκριμένη περίπτωση**, κρίνεται **περιττό**.

Ακόμη, παρατηρούμε το εξής όσον αφορά το (εναλλακτικό) κριτήριο του EΚ8 που ορίζει ότι «όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα **μεγαλύτερη του 5%** της συνολικής μάζας της κατασκευής λαμβάνονται υπόψη». Στο συγκεκριμένο κτίριο, οι ιδιομορφές με ποσοστό ιδιομορφικής

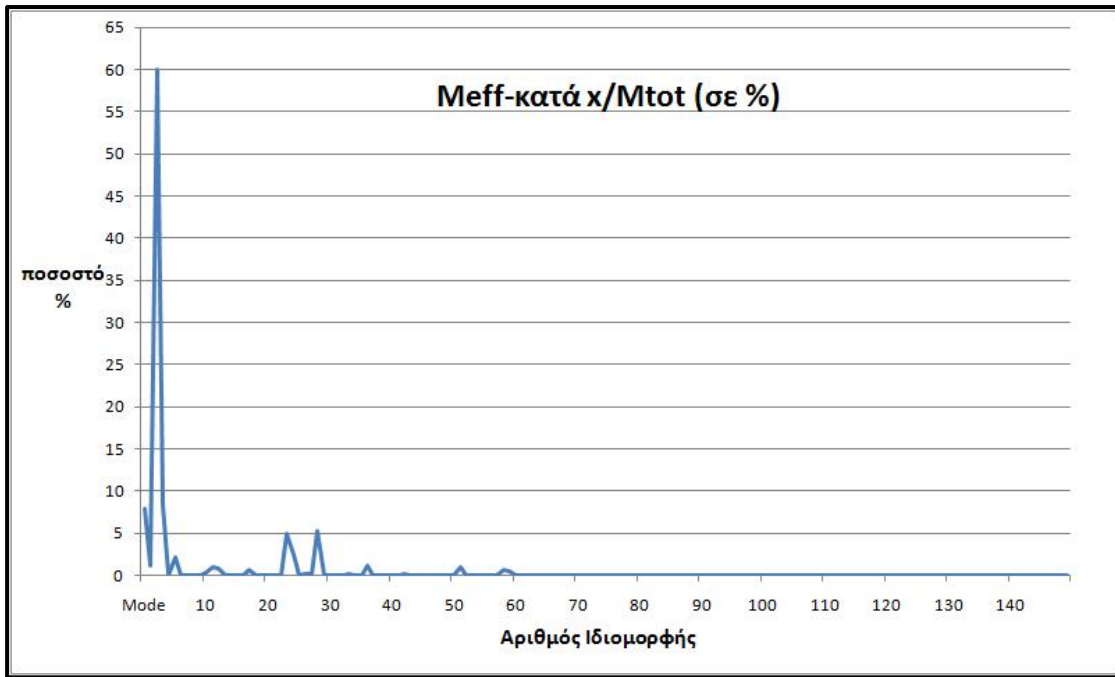
μάζας μεγαλύτερο ή ίσο του 5% της συνολικής είναι **ελάχιστες**.(4 για τις δρώσες μάζες κατά x, 2 για τις δρώσες μάζες κατά y και 3 κατά z).Επίσης, ναι μεν λαμβάνονται υπόψη οι ιδιομορφές **με το μεγαλύτερο ποσοστό** δρώσας μάζας (όπως το  $U_x=59,94\%$  για την 3<sup>η</sup> ιδιομορφή και  $U_y=63,73\%$  για την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή), αλλά το **συνολικό ποσοστό** ιδιομορφικών μαζών που λαμβάνεται υπόψη είναι το **81,39%** της συνολικής μάζας κατά x,το **73,89%** κατά y και (μόλις!) το **26,85%** κατά z. Επομένως, για αυτήν την περίπτωση (περισσότερο λόγω της «ανεπάρκειας» των ιδιομορφικών μαζών **κατά z**), το κριτήριο αυτό **αγνοείται**.(Εικόνες 3, 4, και 5)

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 6, τα κύρια δεδομένα για τις ιδιομορφές του κτιρίου είναι : $T_1=0,807$  sec (θεμελιώδης) , $T_2=696$  sec,  $T_3=0,563$  sec,...,  $T_{25}=0,203$  sec (όριο « $T \geq 0,20$ sec») , $T_{34}=0,150$  sec («τελευταία για δρ. μάζες κατά x και y μόνο»),..., $T_{147}=0,039$  sec.

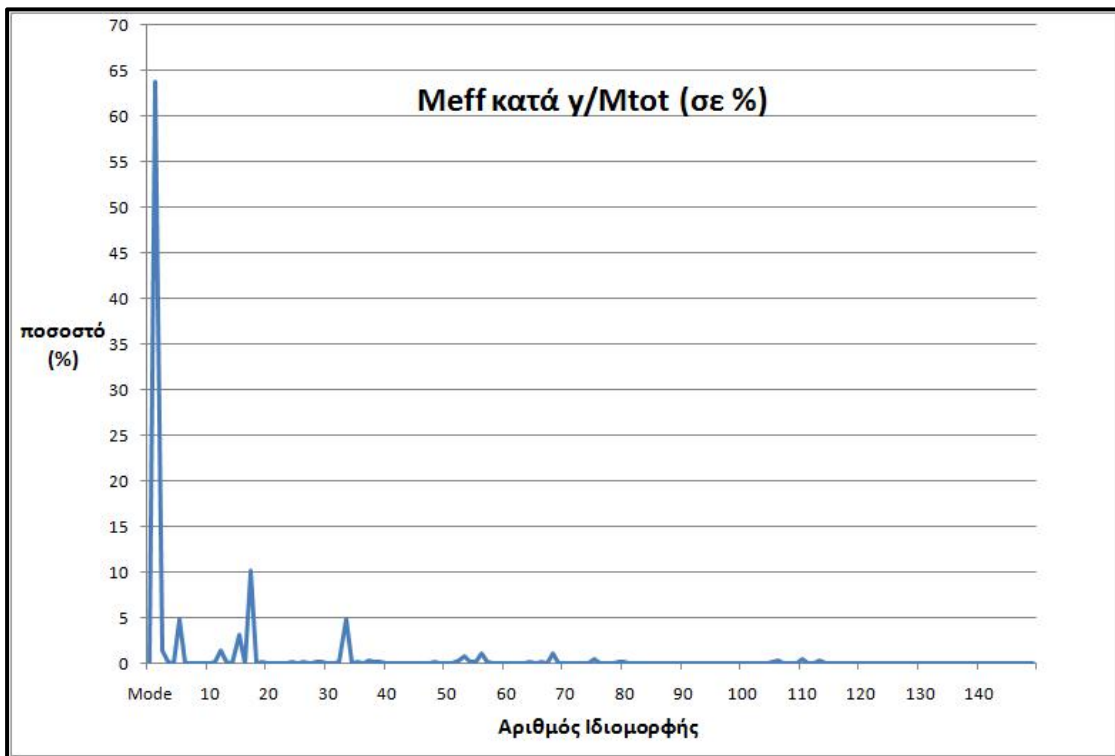
Τέλος, αξίζει να αναφέρουμε ότι εάν το κτίριο προσομοιωθεί με **απαρாமόρφωτα διαφράγματα**, δεν έχουμε ουσιαστικές αλλαγές στις τιμές των ιδιοπεριόδων. Τα μόνα στοιχεία που αξίζει να αναφέρουμε είναι ότι : η τιμή της 1<sup>ης</sup> ιδιοπεριόδου μεταβάλλεται σε  $T_1=0,794$  sec (λίγο μικρότερη, πράγμα που εξηγείται αν σκεφτούμε ότι το κτίριο γίνεται **ελαφρώς πιο «δύσκαμπτο»**, με την έννοια ότι η συνολική του δυσκαμψία αυξάνεται), ενώ το ποσοστό **90%** για τις ιδιομορφικές μάζες κατά x, y και z επιτυγχάνεται **πιο «νωρίς»**, δηλαδή για την ιδιομορφή **137** (έναντι 148 ιδιομορφών πριν) με ιδιοπερίοδο  $T_{137}=0,039$  sec.(!). Δηλαδή, χρειάζεται να λάβουμε υπόψη (148-137)/137=**8,03%** **περισσότερες** ιδιομορφές, όταν το κτίριο προσομοιωθεί με παραμορφώσιμα διαφράγματα.(!)



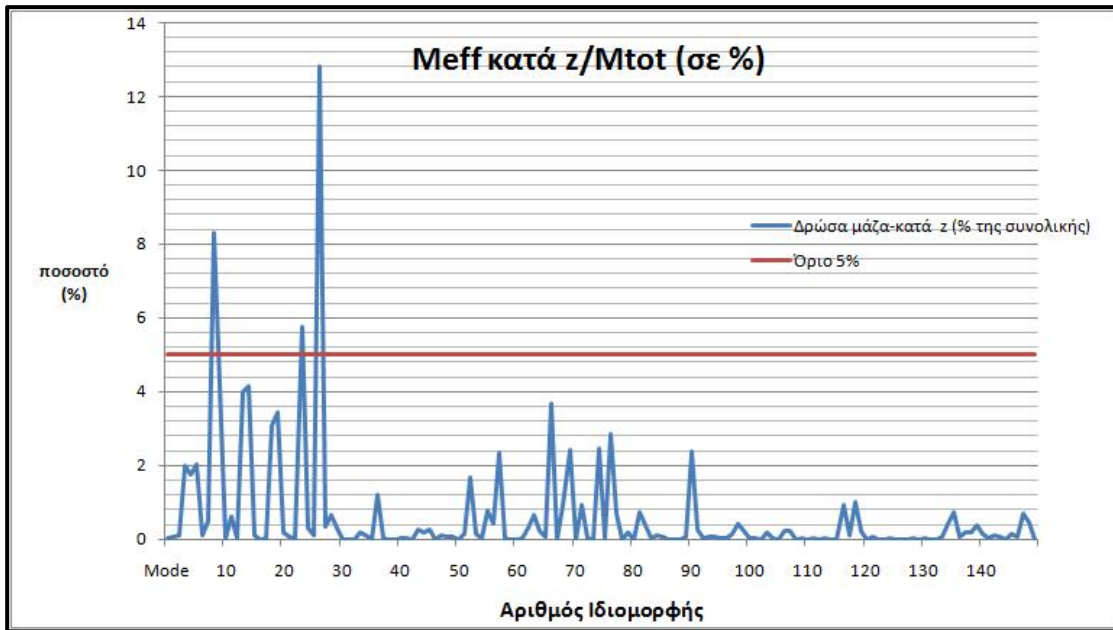
Εικόνα 8.2: Άθροισμα Δρωσών Ιδιομορφικών μαζών/Συνολική μάζα, σε (%)



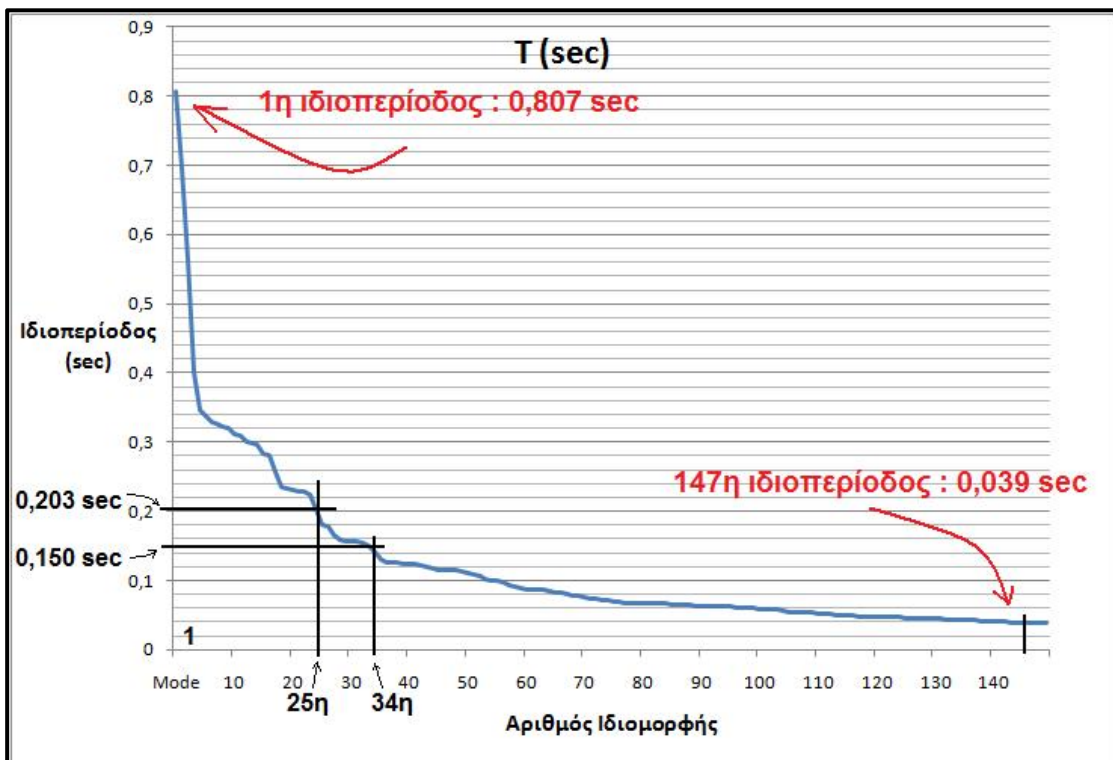
Εικόνα 8.3: Δρώσεις ιδιομορφικές μάζες κατά χ (% επί της συνολικής μάζας)



Εικόνα 8.4: Δρώσεις ιδιομορφικές μάζες κατά γ (% επί της συνολικής μάζας)



Εικόνα 8.5: Δρώσες ιδιομορφικές μάζες κατά z (% επί της συνολικής μάζας)



Εικόνα 8.6: Ιδιοπερίοδοι του κτιρίου



## 8.4 Ιδιομορφική επαλληλία

Ισχύουν όσα προαναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 4 («Ανάλυση & Σχεδιασμός Κτιρίων») του 1<sup>ου</sup> μέρους της εργασίας. Δηλαδή, συνοπτικά οι δύο Κανονισμοί **συμπίπτουν** ως προς το ότι εφαρμόζεται ο κανόνας **SRSS** όταν οι ιδιομορφές είναι **ασυσχέτιστες**, και ο κανόνας **CQC** όταν οι ιδιομορφές είναι **συσχετισμένες** (υπάρχει, όπως είδαμε, μία μικρή διαφορά ως προς το πότε θεωρεί ο κάθε Κανονισμός ασυσχέτιστες τις ιδιομορφές, καθώς και στο ότι ο ΕΑΚ εξηγεί καλύτερα την εφαρμογή της μεθόδου CQC).

Τα παραπάνω ωστόσο, μικρή σημασία έχουν για την παρούσα εφαρμογή, αφού στο **Etabs**, η ιδιομορφική επαλληλία γίνεται εύκολα χρησιμοποιώντας τη μέθοδο **CQC**. (Εικόνα 7)

The image shows a dialog box titled "Response Spectrum Case Data" with the following fields and options:

- Spectrum Case Name:** EAKKATAX
- Structural and Function Damping:** Damping: 0,03
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. Below are input fields for f1 and f2.
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Scale Factor: [empty]
- Input Response Spectra:** A table with columns: Direction, Function, Scale Factor.

Direction	Function	Scale Factor
U1	EAKORIZ	9,81
U2	[empty]	[empty]
UZ	[empty]	[empty]
- Excitation angle:** 0,

Buttons: OK, Cancel

Εικόνα 8.7: Ιδιομορφική επαλληλία στο Etabs

**9<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:**  
ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΤΑ  
ΕΑΚ ΚΑΙ ΕΚ8

## 9.1 Επιρροές 2ας τάξεως

Όπως αναλύθηκε στο Κεφάλαιο 4 (1<sup>ο</sup> μέρος), οι επιρροές 2ας τάξεως αντιμετωπίζονται **ουσιαστικά με τον ίδιο τρόπο** από τους δύο Κανονισμούς. Συγκεκριμένα :

**EΚ8** : «**Φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης** (ή φαινόμενα P-Δ) **δεν** χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη, εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε **όλους τους ορόφους** :

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad , \text{όπου} :$$

$\theta$  είναι ο **συντελεστής ευαισθησίας για σχετική μετακίνηση των ορόφων** (=interstorey drift sensitivity coefficient)

$P_{\text{tot}}$  η συνολική κατακόρυφη δύναμη από τα **φορτία βαρύτητας** στον συγκεκριμένο όροφο, από τους άνωθεν ορόφους, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$d_r$  είναι η σχετική μετακίνηση των ορόφων σχεδιασμού, υπολογιζόμενη ως η **διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων**  $d_s$  στην κορυφή και τη βάση του συγκεκριμένου ορόφου (υπολογίζεται σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην § 4.4.4. “Ανάλυση μετακινήσεων”).

$V_{\text{tot}}$  είναι η συνολική τέμνουσα του ορόφου υπό το σεισμό σχεδιασμού  $h$  το ύψος μεταξύ των ορόφων.

Αν  $0,1 < \theta \leq 0,2$  ,τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης μπορούν να λαμβάνονται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας όλα τα εντατικά μεγέθη με το συντελεστή  $1/(1-\theta)$ .

Η **ανώτατη επιτρεπόμενη** τιμή του συντελεστή  $\theta$  είναι **0,3**».

Αντίστοιχα στον **EAK** : «Αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μεταβολή της έντασης που προκαλείται από τις παραμορφώσεις του συνόλου του φορέα υπό το σεισμικό συνδυασμό (επιρροή P-Δ), επιτρέπεται να παραλείπεται, όταν σε κάθε όροφο ο **δείκτης σχετικής μεταθετότητας**  $\theta$  ,όπως προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση, δεν υπερβαίνει την τιμή **0,10**.

$$\theta = \frac{N_{\text{o}\lambda} \Delta}{V_{\text{o}\lambda} h} \quad , \text{όπου} :$$

$N_{\text{o}\lambda}$  ,  $V_{\text{o}\lambda}$  είναι αντίστοιχα οι συνολικές **αξονική** και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου, υπό το σεισμικό συνδυασμό,

$h$  το ύψος του ορόφου,

$\Delta$  η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου. Είναι :

$$\Delta = q \cdot \Delta_{\text{ελ}} \quad , \text{όπου} :$$

$q$  ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση

$\Delta_{\text{ελ}}$  είναι η σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου, μετρούμενη στο επίπεδο του **δυσμενέστερου** περιμετρικού πλαισίου, όπως προκύπτει για το σεισμικό συνδυασμό από ελαστική ανάλυση (είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο, είτε με τη δυναμική μέθοδο).»

«Σε περίπτωση που  $0,10 < \theta \leq 0,20$  ,η επιρροή 2ας τάξεως λόγω της σχετικής μεταθετότητας των πλακών επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη

προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή  $1/(1-\theta)$ .

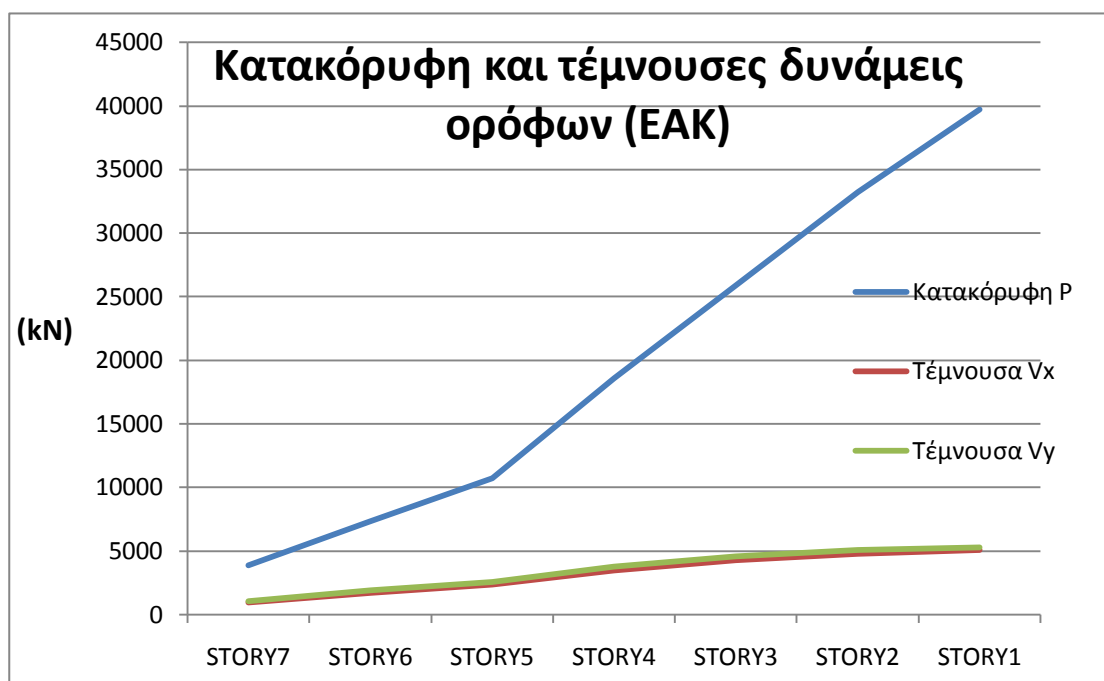
Το  $\theta$  δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή **0,20** σε καμία περίπτωση.»

Όπως παρουσιάσαμε στο Κεφ. 4, οι **διαφορές** των δύο κανονισμών σ' αυτό το σημείο είναι :

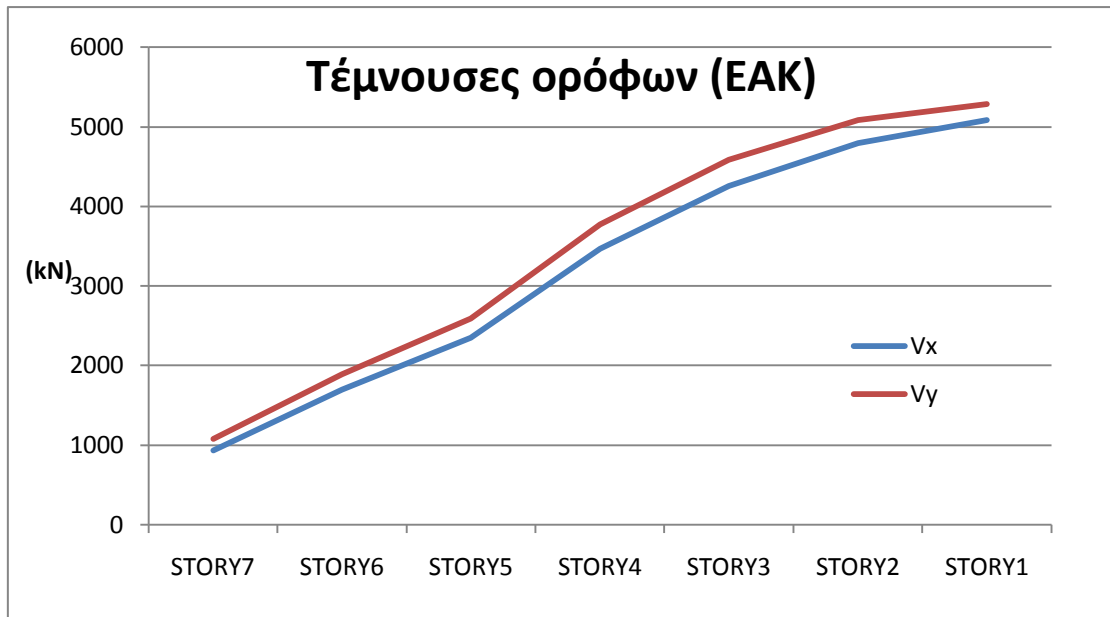
1. Το **όριο** για την ανώτατη επιτρεπόμενη τιμή του  $\theta$  στον EC8 είναι **0,30**, ενώ στον ΕΑΚ το **0,20**.

2. Ο EC8 αναφέρει ότι η τιμή  $d_r$  λαμβάνεται “από τη διαφορά των **μέσων** οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$ ”, ενώ ο ΕΑΚ αναφέρει ότι η  $\Delta_{ελ}$  είναι “μετρούμενη στο επίπεδο του **δυσμενέστερου** περιμετρικού πλαισίου”.

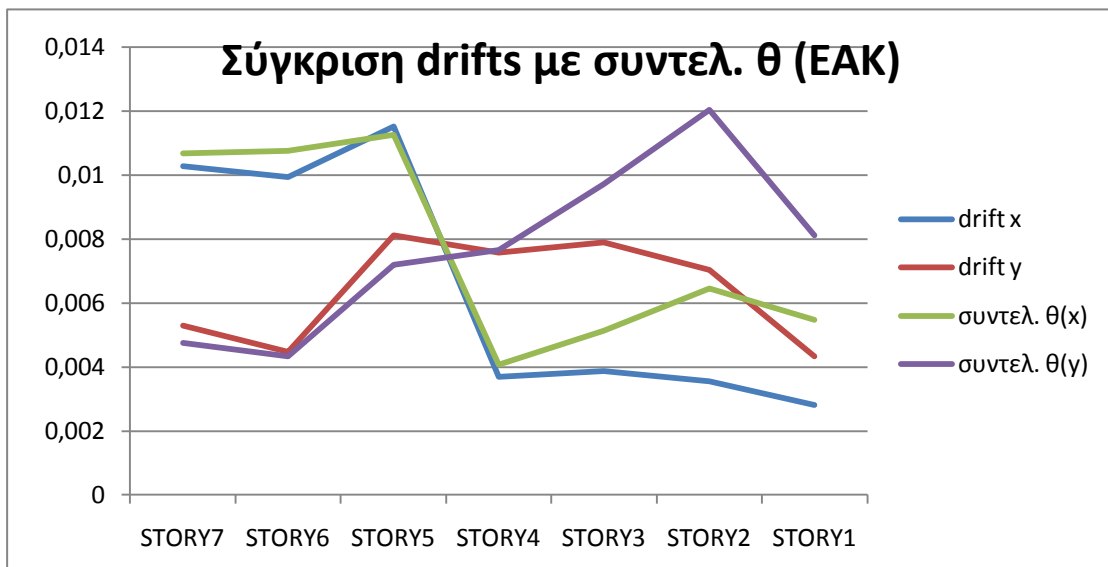
3. Η διαφορετική θεώρηση που γίνεται από τον κάθε Κανονισμό ως προς τη φόρτιση που λαμβάνεται υπόψη για τον υπολογισμό της κατακόρυφης δύναμης του ορόφου (βλέπε Κεφάλαιο 4) (για τον ΕΑΚ  $N_{ολ}$  : «η συνολική **αξονική** δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου, υπό το σεισμικό συνδυασμό», και για τον ΕΚ8  $P_{tot}$  : «η συνολική κατακόρυφη δύναμη από τα **φορτία βαρύτητας** στον συγκεκριμένο όροφο, από τους άνωθεν ορόφους, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού». Πάντως, όπως είδαμε στο Κεφάλαιο 4, «η τιμή της κατακόρυφης δύναμης ενός ορόφου καθορίζεται **κυρίως από τις μη σεισμικές δράσεις**, οπότε οι δύο παραπάνω τιμές **δεν διαφέρουν σημαντικά**». Ακόμη, οι τιμές για το συντελεστή  $\theta$ , δεν επηρεάζονται τόσο από το λόγο  $P_{tot}/V_{tot}$ , όσο από το λόγο  $d_r/h$  (**=interstorey drift/ύψος ορόφου**) ,όπως βλέπουμε και για το κτίριο μελέτης (Εικόνες 9.3, 9.4 και 9.5).



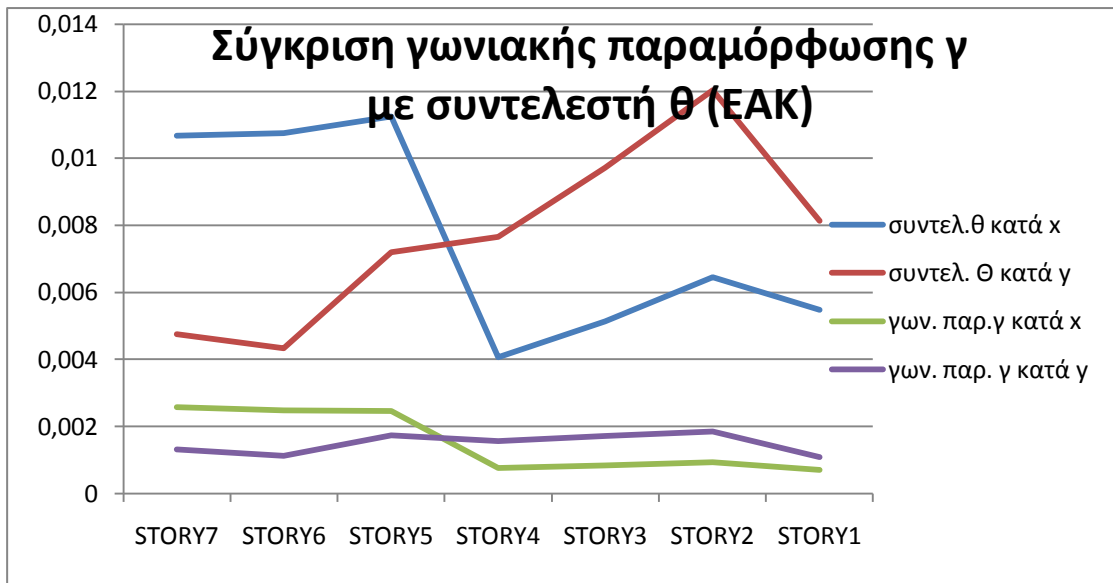
Εικόνα 9.1 : Σύγκριση των κατακόρυφων και των τεμνουσών δυνάμεων κάθε ορόφου (τιμές κατά ΕΑΚ)



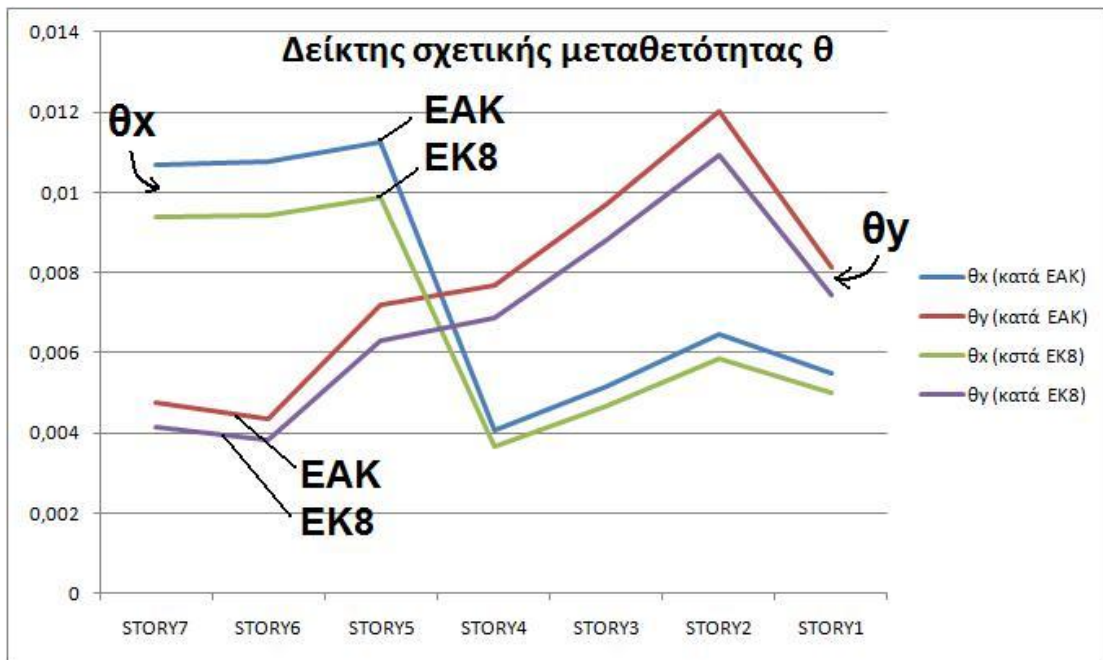
Εικόνα 9.2 : Τέμνουσες ορόφων (κατά x και y)



Εικόνα 9.3 : Σύγκριση **interstorey drifts** (κατά x,y) και συντελεστή  $\theta$  (κατά x,y)

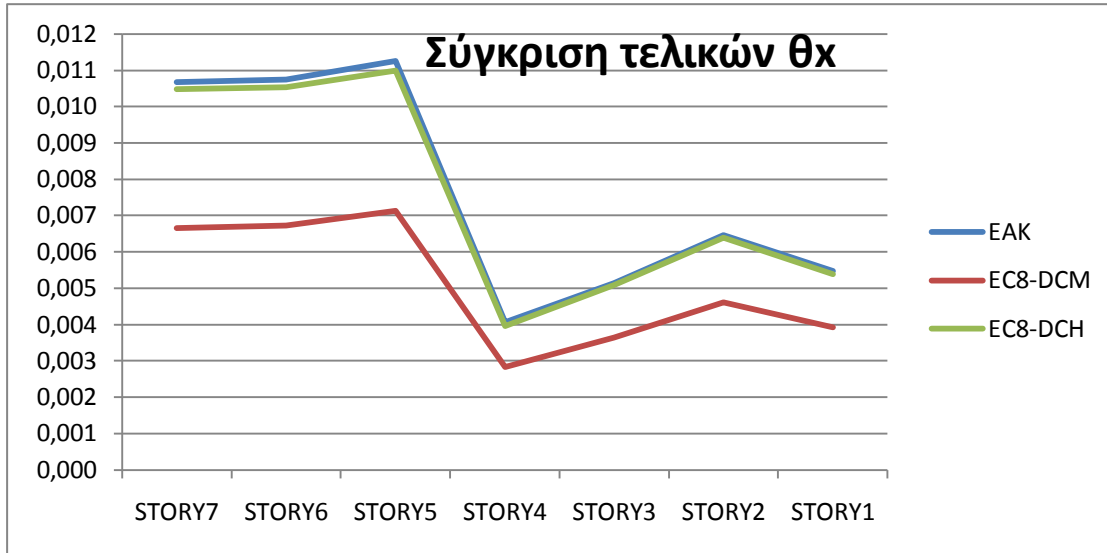


Εικόνα 9.4 : Σύγκριση γωνιακής παραμόρφωσης  $\gamma$  των ορόφων (κατά x,y) και συντελεστή  $\theta$  (κατά x,y)



Εικόνα 9.5 : Μεταβολή της τιμής του δείκτη σχετικής μεταθετότητας  $\theta$  ανάλογα με την **κατακόρυφη δύναμη** που δέχεται κάθε Κανονισμός

Σύμφωνα λοιπόν με τα παραπάνω, ο έλεγχος του συντελεστή  $\theta$  γίνεται με την **εκάστοτε τιμή της κατακόρυφης δύναμης**, δηλαδή αυτήν που δέχεται ο κάθε Κανονισμός. Προκύπτει έτσι η σύγκριση που φαίνεται στις Εικόνες 9.6 και 9.7).



Εικόνα 9.6 : Σύγκριση των τελικών τιμών του συντελεστή  $\theta$  κατά  $x$  κατά EAK και EK8



Εικόνα 9.7 : Σύγκριση των τελικών τιμών του συντελεστή  $\theta$  κατά  $y$  κατά EAK και EK8

Βλέπουμε ότι οι μέγιστες τιμές του συντελεστή  $\theta$  (τόσο κατά  $x$  όσο και κατά  $y$ ) είναι αρκετά **μικρότερες** από την τιμή **0,1**, οπότε, σύμφωνα με

αμφότερους τους Κανονισμούς, η επίδραση των **φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης** μπορεί να **παραληφθεί**.

Σε αντίθετη περίπτωση, στο πρόγραμμα **Etabs**, ενεργοποιώντας τη λειτουργία **“Include P-Delta”** κατά τον προσδιορισμό βασικών παραμέτρων για την ανάλυση, που γίνεται στη φόρμα **“Analysis Options”**, μπορούμε εύκολα να λάβουμε υπόψη **φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης**.

## 9.2 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων για το «σεισμό λειτουργικότητας»

Η κατασκευή είναι κατηγορίας σπουδαιότητας III κατά ΕΚ8 (ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_I=1,20$ ), άρα ο συντελεστής  $\nu$  λαμβάνει την τιμή  **$\nu=0,4$** . Επομένως (και επειδή σε αυτή τη φάση δεν μας απασχολεί η διερεύνηση των ορίων των Κανονισμών για τις διάφορες κατηγορίες σπουδαιότητας) γίνεται ο μετασχηματισμός :

A) Για τον **ΕΚ8** :  $d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h \Rightarrow \frac{\nu \cdot d_r}{h} \leq 0,005$ , και εφόσον  $d_r = q \cdot d_e$  [όπου  $q$  η πλαστιμότητα μετατοπίσεων, που στην προκειμένη περίπτωση ισούται με το συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση και  $d_e$  οι μετατοπίσεις που προκύπτουν από την **ελαστική-γραμμική σεισμική ανάλυση** (τιμές που αποδίδει το πρόγραμμα ως **“diaphragm drifts”**)], θα είναι τελικά  $\nu \cdot q \cdot \frac{d_e}{h} \leq 0,005$

B) Αντίστοιχα για τον **ΕΑΚ**  $\gamma = \frac{q \cdot \Delta_{ελ}}{2,5 \cdot h} \leq 0,005 \Rightarrow \frac{q}{2,5} \cdot \frac{\Delta_{ελ}}{h} \leq 0,005$ .

Οι τιμές  $\Delta_{ελ}$  και  $d_e$  ταυτίζονται. Με την παρατήρηση επίσης ότι  **$1/(2,5)=0,4$** , η μείωση του  $q$  που θα χρησιμοποιήσουμε θα είναι η ίδια για τους δύο Κανονισμούς. Οπότε, έχουμε (για την Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών) :

-Ανάλυση κατά ΕΑΚ :  $q=4,0 \Rightarrow \nu \cdot q = 0,4 \cdot 4 = 1,6$

-Ανάλυση κατά ΕΚ8-ΚΠΜ :  $q=3,2 \Rightarrow \nu \cdot q = 0,4 \cdot 3,2 = 1,28$

-Ανάλυση κατά ΕΚ8-ΚΠΥ :  $q=3,2 \Rightarrow \nu \cdot q = 0,4 \cdot 4,4 = 1,75$ .

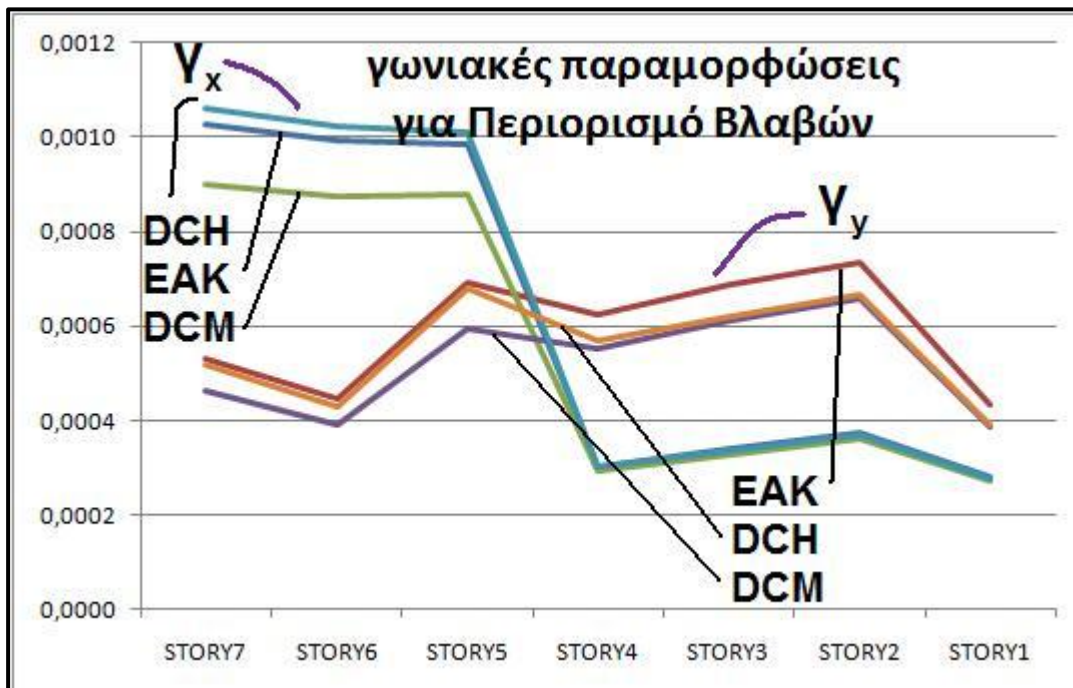
Πολλαπλασιάζοντας λοιπόν τις μετακινήσεις (**“diaphragm drifts”**) με τις ανωτέρω τιμές (του «απομειωμένου» συντελεστή συμπεριφοράς) και διαιρώντας με το **ύψος** του εκάστοτε ορόφου, παίρνουμε τις τιμές της **γωνιακής παραμόρφωσης** των ορόφων (Πίνακας 9.1, και διαγραμματικά στην Εικόνα 9.8).



**γωνιακές παραμορφ. για Περιορισμό Βλαβών**

ΕΑΚ		EC8-DCM		EC8-DCH	
γ κατά x	γ κατά y	γ κατά x	γ κατά y	γ κατά x	γ κατά y
0,001028	0,000530	0,000901	0,000463	0,001061	0,000518
0,000994	0,000447	0,000876	0,000391	0,001023	0,000429
0,000985	0,000693	0,000880	0,000594	0,001009	0,000681
0,000304	0,000623	0,000293	0,000553	0,000303	0,000568
0,000338	0,000688	0,000328	0,000614	0,000336	0,000620
0,000373	0,000737	0,000363	0,000657	0,000371	0,000666
0,000280	0,000433	0,000272	0,000388	0,000277	0,000393

Πίνακας 9.1 : Τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης για την κατασκευή



Εικόνα 9.8 : Διαγραμματική απεικόνιση των γωνιακών παραμορφώσεων (ανά όροφο και Κανονισμό)

Βλέπουμε δηλαδή ότι οι γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων είναι (κατά πολύ) **μικρότερες από την τιμή 0,005**, που αποτελεί το άνω όριο για τη γωνιακή παραμόρφωση στην περίπτωση που υπάρχουν **ευαίσθητα (ψαθυρά) μη-δομικά στοιχεία** (π.χ. τοίχοι πλήρωσης).

## 9.3 Έλεγχος μελών

### 9.3.1 Γενικά

Στο **Etabs**, ο τελικός σχεδιασμός/έλεγχος ("Design") της κατασκευής γίνεται ως εξής : Αφού προσδιορίσουμε τον Κανονισμό σύμφωνα με τον οποίο θα γίνει ο έλεγχος των μελών, εν προκειμένω Ευρωκώδικας 3 (εντολή "**Options**">"**Preferences**">"**Steel Frame Design**", που αποδίδει τη φόρμα "**Steel Frame Design Preferences**" στην οποία επιλέγουμε ως "**Design Code : EUROCODE 3-1993**") και έχοντας επίσης προσδιορίσει τους συνδυασμούς φόρτισης για τους οποίους θέλουμε να γίνει ο έλεγχος, εκτελούμε τον έλεγχο της κατασκευής. με την εντολή "**Design**">"**Steel Frame Design**">"**Start Design/check of Structure**"). (Στη συγκεκριμένη περίπτωση, όπου η κατασκευή είναι ήδη διαστασιολογημένη, δεν γίνεται από το πρόγραμμα σχεδιασμός-διαστασιολόγηση, αλλά έλεγχος των μελών).

Έτσι αποδίδεται το **ποσοστό αξιοποίησης** των μελών δηλ. ο λόγος: δρώντα εντατικά μεγέθη/αντίστοιχη αντοχή του μέλους,  $\frac{N_{Ed} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}}{N_{Rd}}$  [στη

σχέση αυτή ο παρονομαστής αντιστοιχεί στην αντοχή του μέλους σε λυγισμό (EN 1993-1-1 § 6.3)]. Πρέπει επίσης να παρατηρήσουμε, ότι λόγω του ότι ο παραπάνω λόγος υπερέβαινε τη μονάδα για κάποια μέλη, επιλέχθηκαν γι' αυτά τελικά **μεγαλύτερες διατομές**, από αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στην (πραγματική) μελέτη. Ωστόσο, η **σύγκριση** των ποσοστών αξιοποίησης των μελών (πιο συγκεκριμένα το πλήθος των μελών για τα οποία σημειωνόταν υπέρβαση) έγινε θεωρώντας **το ίδιο τελικό μοντέλο** για τις **δράσεις του εκάστοτε Κανονισμού**.

Παρατηρήθηκαν λοιπόν τα εξής

-Για σεισμική δράση κατά **EAK** : υπέρβαση του ποσοστού αξιοποίησης των μελών για **7 μέλη**.

-Για σεισμική δράση κατά **EK8** με θεώρηση Κατηγορίας Πλαστιμότητας **Μέση** : υπέρβαση για **10 μέλη**.

-Για σεισμική δράση κατά **EK8** με θεώρηση Κατηγορίας Πλαστιμότητας **Υψηλή**: υπέρβαση για **5 μέλη**.

Προκύπτει δηλαδή ότι ο EK8 για θεώρηση Κατηγορίας Πλαστιμότητας Μέση (q=3,2) **αρκετά δυσμενέστερος** από τον EAK (q=4) (όπως εξάλλου είδαμε, η ένταση της σεισμικής δράσης προκύπτει αρκετά μεγαλύτερη)

Για θεώρηση Κατηγορίας Πλαστιμότητας Υψηλή (q=4,4), ο EK8 είναι **περίπου το ίδιο δυσμενής** με τον EAK (ελαφρώς ευμενέστερος). Βέβαια σ' αυτήν την περίπτωση έχουμε **αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας**.

Παρατηρούμε δηλαδή, ότι το πλήθος των στοιχείων που «αστοχούν» (το ποσοστό αξιοποίησης του μέλους υπερβαίνει τη μονάδα) ακολουθεί περίπου την **αναλογία των συντελεστών συμπεριφοράς** που χρησιμοποιούνται.

Πρέπει επίσης να επισημανθεί ότι αυτός ο αριθμός αρχικά σημαίνει ότι για αυτά τα μέλη **δεν επαρκεί** η διατομή που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση. Ωστόσο, για μας αποτελεί μία **ένδειξη** για το **μέσο ποσοστό αξιοποίησης των μελών** που προκύπτει για κάθε μία από τις **τρεις (3) αναλύσεις** που έγιναν.

### 9.3.2 Έλεγχοι μελών πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

Οι έλεγχοι για αυτά τα συγκεκριμένα μέλη της κατασκευής, (επειδή έχουν επιπρόσθετα και **απαιτήσεις πλαστιμότητας**, θα μπορούσε δηλαδή να θεωρηθεί ότι πρόκειται για τα πιο «σημαντικά» μέλη μιας κατασκευής), θα γίνουν σύμφωνα με τον εκάστοτε **Αντισεισμικό Κανονισμό**, και όχι (μόνο) με τον **Ευρωκώδικα 3**. Επομένως γι' αυτά ακριβώς τα μέλη, οι έλεγχοι δεν μπορούν να γίνουν από το πρόγραμμα (το **Etabs** δεν κάνει ικανοτικούς ελέγχους), οπότε πρέπει να γίνουν «εξωτερικά», δηλαδή με το «χέρι» (αυτό γίνεται στην πράξη σε ένα υπολογιστικό φύλλο του Excell).

Πιο αναλυτικά :

Για τις δοκούς σύζευξης :

Η πορεία ελέγχου τους όπως είδαμε **διαφοροποιείται** λίγο ανάμεσα στους δύο Κανονισμούς (βλέπε Κεφάλαιο 4) και γίνεται σύμφωνα με όσα εκτέθηκαν στο Κεφάλαιο 4.

Ικανοτικός Έλεγχος διαγωνίων :

Κατά τον ΕΚ8 πρόκειται για «μέλη που δεν περιέχουν σεισμικούς συνδέσμους» (βλέπε Κεφάλαιο 4) και ο έλεγχός τους είναι **ικανοτικός** (αναλυτικά στο Κεφ. 4 ,§ 4.7 «Σχεδιασμός και κανόνες κατασκευής για πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντρότητα»). Ο ικανοτικός έλεγχος κατά ΕΚ8, λόγω του **αυξημένου ικανοτικού συντελεστή** που λαμβάνει υπόψη (  $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 1,1 * 1,25 * 1,5 * (V_{p,link,i} / V_{Ed,i}) = 2,0625 * ( V_{p,link,i} / V_{Ed,i} )$  ) σε αντίθεση με το  $1,20 * (V_{p,link,i} / V_{Ed,i})$  του ΕΑΚ, (δηλαδή 72% πιο μεγάλος συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης(!), προκύπτει τελικά πολύ πιο δυσμενής από ότι στον ΕΑΚ.

Ικανοτικός Έλεγχος υποστυλωμάτων :

Γίνεται ομοίως όπως πριν, πολλαπλασιάζοντας τα τελικά εντατικά μεγέθη με τον **ικανοτικό συντελεστή**. Επομένως ισχύουν τα προηγούμενα συμπεράσματα.

Υπόλοιποι έλεγχοι των μελών :

Επειδή στο συγκεκριμένο κτίριο οι δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα συνδυάζονται με **πλαίσια ροπής** (καμπτικής λειτουργίας) κανονικά πρέπει να γίνει και **ικανοτικός Έλεγχος των κόμβων** (εκεί όπου υπάρχει **σύνδεση ροπής** δοκού με υποστύλωμα).

# **10<sup>ο</sup> Κεφάλαιο:** **ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

## 10.1 Σύγκριση των δύο Κανονισμών

Γενικά, μπορούμε να πούμε ότι οι **βασικές** έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού **δεν διαφέρουν** ανάμεσα στους δυο Κανονισμούς. Ωστόσο σε αρκετά σημεία ο Ευρωκώδικας 8 είναι πιο λεπτομερής και πιο δυσμενής. Προσπαθώντας να προσδώσει μεγαλύτερη ασφάλεια στις κατασκευές με βάση την προϋπάρχουσα εμπειρία. Πιο συγκεκριμένα, μπορούμε να επισημάνουμε συνοπτικά τα πιο καίρια σημεία των Κανονισμών και τις διαφορές-ομοιότητες ανάμεσα στους δύο :

Ως προς τις θεμελιώδεις απαιτήσεις συμπεριφοράς :

Γενικά, αυτές συμπίπτουν στους δύο Κανονισμούς.

Ως προς τις εδαφικές συνθήκες και τη σεισμική δράση:

Αρκετά πιο **λεπτομερής** και πιο **δυσμενής** ο Ευρωκώδικας, εφόσον η κατηγοριοποίηση των εδαφικών τύπων ποσοτικοποιείται (αν και μια αξιόπιστη μέτρηση της ταχύτητας  $v_{s,30}$  των διατμητικών κυμάτων στο έδαφος πιθανότατα θα επιβαρύνει τη γεωτεχνική μελέτη). Ωστόσο, το πιο βασικό σημείο εδώ είναι η εισαγωγή του **συντελεστή S** ( $\geq 1$ ) που χαρακτηρίζει το έδαφος και επιδρά σημαντικά στην τελική τιμή του φάσματος σχεδιασμού.

Ως προς τα φάσματα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα:

Εκτός από κάποιες μικρές διαφορές [όπως π.χ. η απουσία του συντελεστή διόρθωσης της απόσβεσης  $\eta$  ή του (ευνοϊκής επίδρασης) συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$  που ίσχυε στον ΕΑΚ)], το σχήμα τους **δεν επηρεάζεται σημαντικά**, και ο συντελεστής **S** του εδάφους εξακολουθεί να είναι εκείνη η παράμετρος που επιφέρει τις (πιο) σημαντικές αλλαγές (προκαλούνται δηλαδή – στη γενική περίπτωση- **μεγαλύτερες επιταχύνσεις** στην κατασκευή).

Ως προς το Σχεδιασμό των Κτιρίων (Κεφάλαιο 4 του ΕΚ8) :

Τα κριτήρια **κανονικότητας** μεταβάλλονται λίγο σε σχέση με τον ΕΑΚ και είναι πιο **σαφή**. Διαχωρίζεται η κανονικότητα σε κανονικότητα σε κάτοψη και καθ' ύψος, με τη δεύτερη να έχει τη μεγαλύτερη σημασία, αφού επιφέρει **μείωση κατά 20%** του συντελεστή συμπεριφοράς. Αξίζει να σημειωθεί ότι αυτό δεν παρουσιάζεται στον **ΕΑΚ**, όπου η κανονικότητα ή μη του κτιρίου επιδρά μόνον στην **επιλογή της μεθόδου** και όχι στην (περαιτέρω) κλιμάκωση του  $q$ .(!)

Ως προς τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο, δεν αλλάζουν ουσιαστικά καθόλου όσα ίσχυαν στον ΕΑΚ. Σ' αυτό το σημείο, αυτό που αξίζει αναφοράς είναι η έμφαση που δίδεται στις **μη-γραμμικές αναλύσεις** (pushover και χρονόιστορίας), η οποίες επιτρέπεται να μη γίνονται «συμπληρωματικά» όπως ορίζει ο ΕΑΚ, αλλά «**εναλλακτικά**», εφόσον βέβαια πληρούνται ορισμένες προϋποθέσεις.

Ως προς τους συντελεστές συμπεριφοράς (για κτίρια από χάλυβα) :

Η πιο σπουδαία αλλαγή σ' αυτό το σημείο είναι η διάκριση δύο **Κατηγοριών Πλαστιμότητας** (υπάρχει και η Χαμηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας, αλλά δεν θα μας απασχολήσει για τα δεδομένα της χώρας μας.) Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς (εκτός της διάκρισης που γίνεται από τον Ευρωκώδικα ανάμεσα σε περισσότερους τύπους **στατικών συστημάτων**) **εξαρτάται ουσιαστικά** από την Κατηγορία Πλαστιμότητας που θα επιλέξουμε. Οι τιμές του ΕΑΚ είναι πιο κοντά σε αυτές που προβλέπει ο

ΕΚ8 για Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση, ενώ οι τιμές για την περίπτωση που επιλεχθεί Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή, μπορούν δυνητικά να λάβουν **πολύ μεγαλύτερες** τιμές. Στην περίπτωση μη-κανονικότητας βέβαια (ιδιαίτερα καθ' ύψος, όπως το κτίριο στη μελέτη μας), οι τιμές αυτές μειώνονται δραματικά.

Συγκεκριμένα για κτίρια από χάλυβα :

Ο Ευρωκώδικας προκύπτει αρκετά αυστηρότερος στους **ικανοτικούς** ελέγχους, επιβάλλοντας δηλαδή στα μέλη που συνδέονται με το (εκάστοτε) πλάστιμο μέλος της κατασκευής να διαθέτουν σημαντική **υπεραντοχή** ως προς αυτά.

Εν κατακλείδι, η εφαρμογή του Ευρωκώδικα 8, μπορεί μεν να έχει σαν αποτέλεσμα **πιο δυσμενή** -εν δυνάμει- σχεδιασμό, όντας σε γενικές γραμμές πιο **συντηρητικός** από τον ΕΑΚ, αλλά είναι πιο **αναλυτικός** και **αποσαφηνιστικός**, λαμβάνοντας υπόψη περισσότερες παραμέτρους και δίνοντας μεγαλύτερη έμφαση σε κάποιες από αυτές. Έτσι, μπορεί δυνητικά να καθιστά τις νέες κατασκευές πιο ασφαλείς.

Επομένως, η εφαρμογή του Ευρωκώδικα κρίνεται γενικά σαν μια θετική εξέλιξη, παρουσιάζοντας αρκετά πλεονεκτήματα.

Ωστόσο, επαναλαμβάνεται ότι με τα (αυξημένα και πιο αυστηρά) κριτήρια που θέτει ο Ευρωκώδικας, συχνά αποκομίζεται η αίσθηση του "**μαύρου κουτιού**", καθώς δεν αναφέρεται, σε κάποια σημεία-στην επίπτωση που έχουν αυτά τα κριτήρια στην **συνολική συμπεριφορά** της κατασκευής, ώστε να αναπτύσσεται μια **σφαιρικότερη στατική αντίληψη** για το πώς πρέπει να μορφώνεται μια αντισεισμική κατασκευή (κάτι που ενδεχομένως καταφέρνει καλύτερα ο ΕΑΚ).

Γι' αυτό, προσωπική άποψη αποτελεί το ότι οι **Έλληνες μηχανικοί** έχουν το προνόμιο να μπορούν να συμβουλευονται **και τον ΕΑΚ** σε διάφορα θέματα, ως τον Κανονισμό που εφαρμόζεται για χρόνια σε μια κατ' εξοχήν **σεισμογενή χώρα**, όπως η Ελλάδα.

## 10.2 Για τη συγκριτική μελέτη του κτιρίου

Από τα παραπάνω προέκυψε ότι η συντηρητικότητα ή μη του νέου κανονισμού έναντι του ισχύοντος είναι άμεσα συνυφασμένη με την επιλεχθείσα **κατηγορία πλαστιμότητας**. Έτσι για DCM οδηγούμαστε σε συντηρητικότερη ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής, έναντι της αντίστοιχης του ΕΑΚ. Όσον αφορά στην υιοθέτηση υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας (DCH), οδηγούμαστε σε **(ελαφρώς) ευμενέστερα** αποτελέσματα με βάση τον Ευρωκώδικα. Ωστόσο, πρέπει να παρατηρήσουμε ότι αν και γενικά **πιο συντηρητικός**, τελικά, εκτελώντας τον **έλεγχο των μελών κατά EC3**, βλέπουμε ότι **δεν παρουσιάζονται σημαντικές αποκλίσεις** για τις τρεις (3) αναλύσεις που έγιναν.

Μεγαλύτερες διαφορές παρουσιάζονται στον **ικανοτικό έλεγχο** των μελών που συνδέονται με τις δοκούς σύζευξης, όπου ο Ευρωκώδικας, με τον **«αυστηρό» συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης** που προβλέπει, προκύπτει αρκετά πιο συντηρητικός. Δηλαδή (όπως είδαμε)  $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,5 \cdot (V_{p,link,i} / V_{Ed,i}) = 2,0625 \cdot (V_{p,link,i} / V_{Ed,i})$ , (όπου  $\Omega_i = 1,5 \cdot V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ ), τη στιγμή που ο ίδιος συντελεστής στην περίπτωση του ΕΑΚ είναι  $1,20 \cdot (V_{p,link,i} / V_{Ed,i})$  (θεωρώντας βέβαια την ίδια αντοχή και δρώσα δύναμη). Ο Ευρωκώδικας δηλαδή χρησιμοποιεί **72% πιο μεγάλο συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης (!!!)**. Αυτό ίσως αποτελεί τη σημαντικότερη διαφορά.

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ : Δράσεις επί της κατασκευής και Συνδυασμοί δράσεων κατά τους ΕΚ0 & 1

## 1. Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων

Για τον προσδιορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων, οι χώροι των δαπέδων και της στέγης στα κτίρια υποδιαιρούνται σε κατηγορίες σύμφωνα με τη χρήση τους, όπως εξειδικεύεται στα επόμενα:

Κύριες κατηγορίες χρήσης [§ 6.3.1 του **EN1991-1-1**]

- Χώροι διαμονής κοινωνικών εκδηλώσεων, εμπορικών καταστημάτων και γραφείων (4 κατηγορίες : A, B, C και D)
- Χώροι αποθήκευσης και βιομηχανικών χρήσεων (2 κατηγορίες : E1 και E2)
- Χώροι στάθμευσης και κυκλοφορίας οχημάτων (εκτός από γέφυρες, 2 κατηγορίες : F και G)
- Στέγες (3 κατηγορίες : H, I και K)

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (ΕΠ) για την πρώτη από τις προαναφερόμενες ομάδες χρήσεων, ισχύουν οι ακόλουθες διακρίσεις (Πίνακας 1):



Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D <sup>1)</sup> )	<p><b>C1:</b> Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p><b>C2:</b> Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p><b>C3:</b> Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p><b>C4:</b> Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p><b>C5:</b> Χώροι προσβάσιμοι από μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p><b>D1:</b> Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά</p> <p><b>D2:</b> Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

Πίνακας 1-Κατηγορίες χρήσης για κτίρια (Ευρωκώδικας 1)

Το υπό μελέτη κτίριο περιλαμβάνει επιφάνειες χρήσεις τόσο κατηγορίας B, όσο και κατηγορίας C. Ωστόσο, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, λαμβάνεται απλοποιητικά ότι όλοι οι χώροι είναι **κατηγορίας B**.

Οι δε αντίστοιχες τιμές δράσεων  $q_k$  (ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο) και  $Q_k$  (συγκεντρωμένο φορτίο) συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα του ΕΠ :

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Κατηγορία A και Κατηγορία B</b>		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
<b>Κατηγορία C</b>		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
<b>Κατηγορία D</b>		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Εικόνα 2-Κινητό φορτίο επί επιφανειών

Για κατηγορία χρήσης επιφανειών κατηγορίας B, βλέπουμε ότι οι τιμές του κινητού φορτίου **κυμαίνονται**. Ωστόσο, [λαμβάνοντας υπόψη και τις τιμές που λήφθηκαν στην υπάρχουσα μελέτη του (πραγματικού) κτιρίου], λάβαμε **απλοποιητικά** μία **ενιαία τιμή** για το επιβαλλόμενο κινητό φορτίο επί των δαπέδων  $q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$ .

Συγκεντρωτικά, οι δράσεις που λήφθηκαν υπόψη-σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς-στην Πρότυπη Μελέτη (του πραγματικού κτιρίου), ήταν :

<b>3. ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ</b>	
ΓΕΝΙΚΟΙ ΧΩΡΟΙ	300 Kg/m <sup>2</sup>
ΔΩΜΑΤΑ ΠΟΥ ΔΕΝ ΑΠΟΚΛΕΙΕΤΑΙ Η ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΣΗ ΑΝΘΡΩΠΩΝ	200 Kg/m <sup>2</sup>
ΑΠΟΘΗΚΕΣ ΥΛΙΚΟΥ	1000 Kg/m <sup>2</sup>
ΧΩΡΟΙ ΜΗΧΑΝΗΜΑΤΩΝ	1500 Kg/m <sup>2</sup>
ΧΩΡΟΙ ΓΡΑΦΕΙΩΝ & ΕΡΓΑΣΙΑΣ	250 Kg/m <sup>2</sup>
ΔΑΠΕΔΑ ΔΙΑΔΡΟΜΩΝ, ΡΑΜΠΑΣ & ΕΞΩΣΤΩΝ	500 Kg/m <sup>2</sup>
ΔΑΠΕΔΑ ΧΩΡΩΝ ΣΥΝΑΘΡΟΙΣΗΣ, ΑΙΘΟΥΣΩΝ ΣΥΝΕΝΤΕΥΞΕΩΝ, ΕΣΤΙΑΤΟΡΙΩΝ	500 Kg/m <sup>2</sup>
ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΑ	500 Kg/m <sup>2</sup>
ΑΜΦΙΘΕΑΤΡΑ	750 Kg/m <sup>2</sup>
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΤΟΥΣ ΧΕΙΡΟΛΙΣΘΗΡΕΣ ΤΩΝ ΚΙΓΚΛΙΔΩΜΑΤΩΝ	500 Kp/mm
ΧΩΡΟΙ ΚΙΝΗΣΗΣ ΟΧΗΜΑΤΩΝ	
-ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΟ	10.00 KN/m <sup>2</sup>
-ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΜΕΝΟ ΦΟΡΤΙΟ	30.00 KN
-ΣΗΜΕΙΑΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΤΡΟΧΟΥ	125.00 KN
ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΟΣ	0.75 KN/m <sup>2</sup>
ΚΙΝΗΤΟ ΕΠΙ ΟΡΙΖ. ΕΠΙΦ. ΟΠΙΣΘΕΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΑΣ	20.00 KN/m <sup>2</sup>
ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 1	
ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΑΦΟΡΑΣ ΑΝΕΜΟΥ	V <sub>ref</sub> =36m/s
ΜΕΤΑΒΟΛΕΣ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΣ	±20 °C

Εικόνα 3-Παραδοχές Μελέτης

## 2.Δράσεις ανέμου

Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου επί της κατασκευής γίνεται σύμφωνα με το **Μέρος 1.4 του EC1**.

(Σημείωση : Όπου στα επόμενα γίνεται παραπομπή σε παραγράφους ή σχέσεις, αυτές αναφέρονται πάντα στο Μέρος 1.4 του EC1).

Η ταχύτητα αναφοράς ανέμου, που λαμβάνεται ως η βασική ταχύτητα του ανέμου (§4.2) λαμβάνεται στη μελέτη  $v_{ref}=v_b=36 \text{ m/s}$ .

Η περιοχή του έργου αντιστοιχεί σε έδαφος **κατηγορίας IV** (αστική περιοχή) (Πίνακας 4).

Πίνακας 4-Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία του εδάφους	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
<b>0</b> Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
<b>I</b> Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
<b>II</b> Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.	0,05	2
<b>III</b> Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση).	0,3	5
<b>IV</b> Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας των οπείων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	<b>1,0</b>	<b>10</b>

Η παράμετρος  $z_0$  μπορεί να περιγραφεί ως το μήκος ενός “ισοδύναμου εμποδίου”(roughness length), ενώ το  $z_{\min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που χαρακτηρίζει κάθε κατηγορία εδάφους (ύψος μέχρι το οποίο η πίεση του ανέμου λαμβάνει μία σταθερή τιμή-βλέπε στη συνέχεια).

Η πίεση λόγω ταχύτητας του ανέμου  $q_b$  (=basic velocity pressure) στη στάθμη του εδάφους υπολογίζεται ως :

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

,όπου  $\rho$  : η πυκνότητα του αέρα, με συνιστώμενη τιμή **1,25 kg/m<sup>3</sup>**

Προκύπτει επομένως  $q_b = (1/2) \cdot 1,25 \cdot 36^2 = 810 \text{ N/m}^2$

(Χρειάζεται προσοχή στις χρησιμοποιούμενες μονάδες : αν η πυκνότητα εισαχθεί σε  $\text{kg/m}^3$  και η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου σε  $\text{m/s}$ , οι προκύπτουσες μονάδες για την πίεση είναι  $\text{N/m}^2$ ).

Επομένως  **$q_b = 0,81 \text{ kN/m}^2$**

Στη συνέχεια λαμβάνουμε το **συντελεστή έκθεσης  $c_e(z)$**  από το ακόλουθο διάγραμμα :

Ως  $z$  λαμβάνουμε το (συνολικό) ύψος του κτιρίου  **$h = 29,95\text{m}$** , οπότε ο συντελεστής έκθεσης  $c_e(z)$ , για έδαφος κατηγορίας IV προκύπτει  **$c_e(z) = 1,94$** .

Στη συνέχεια, η **πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$**  σε ύψος  $z$  (=peak velocity pressure), η οποία περιλαμβάνει τη μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις της ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1,94 \cdot 0,81 \approx 1,571 \text{ kN/m}^2$$

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής  $w_e$ , προκύπτει από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \text{ ,όπου :}$$

$q_p(z_e)$  η πίεση ταχύτητας αιχμής

$z_e$  το ύψος αναφοράς για εξωτερική πίεση (βλέπε στη συνέχεια)

$c_{pe}$  ο **συντελεστής πίεσης** για εξωτερική πίεση (επίσης βλέπε στη συνέχεια)

Σημείωση 1 : Η πίεση λόγω ανέμου διακρίνεται σε **εξωτερική** και **εσωτερική**, πίεση δηλαδή που δρα στις εξωτερικές και εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής. Στο παρόν, θα μας απασχολήσει μόνο η εξωτερική πίεση.

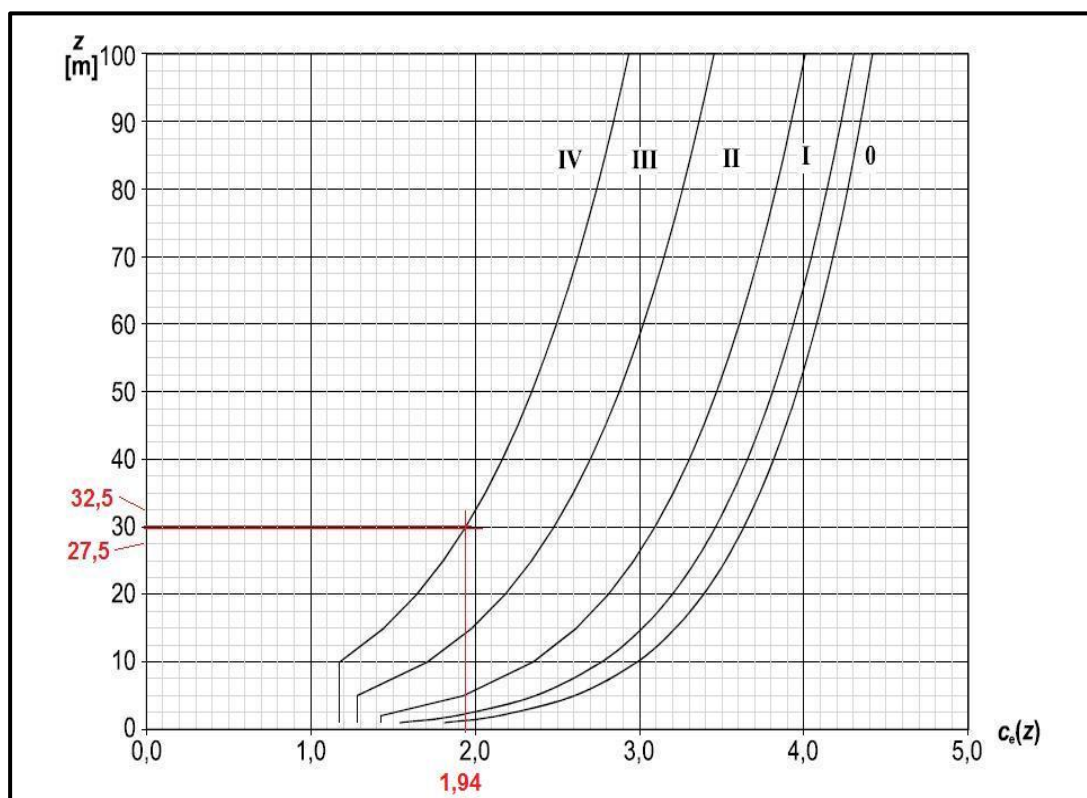
Σημείωση 2: Πίεση που δρα με κατεύθυνση **προς** την εκάστοτε επιφάνεια της κατασκευής λαμβάνεται σαν **θετική**, ενώ υποπίεση, που δρα με κατεύθυνση **από** την εκάστοτε επιφάνεια μιας κατασκευής προς τα έξω, λαμβάνεται **αρνητική**.

Οι **συντελεστές πίεσης** για εξωτερική πίεση  $c_{pe}$  διακρίνονται περαιτέρω σε συντελεστές  $c_{pe,1}$  και  $c_{pe,10}$ , που αντιστοιχούν σε φορτιζόμενες επιφάνειες  $A$  με εμβαδό έως **1m<sup>2</sup>** και μεγαλύτερο από **10m<sup>2</sup>**, αντίστοιχα. Οι πρώτοι χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της πίεσης σε μικρές σχετικά επιφάνειες (όπως π.χ. διάφορα προσαρτήματα στην οροφή του κτιρίου κλπ.), ενώ οι δεύτεροι χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό ολόκληρου του φέροντος οργανισμού των κτιρίων. Για επιφάνειες με εμβαδό μεταξύ **1m<sup>2</sup>** και **10m<sup>2</sup>**, μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή, χρησιμοποιώντας το λογάριθμο της

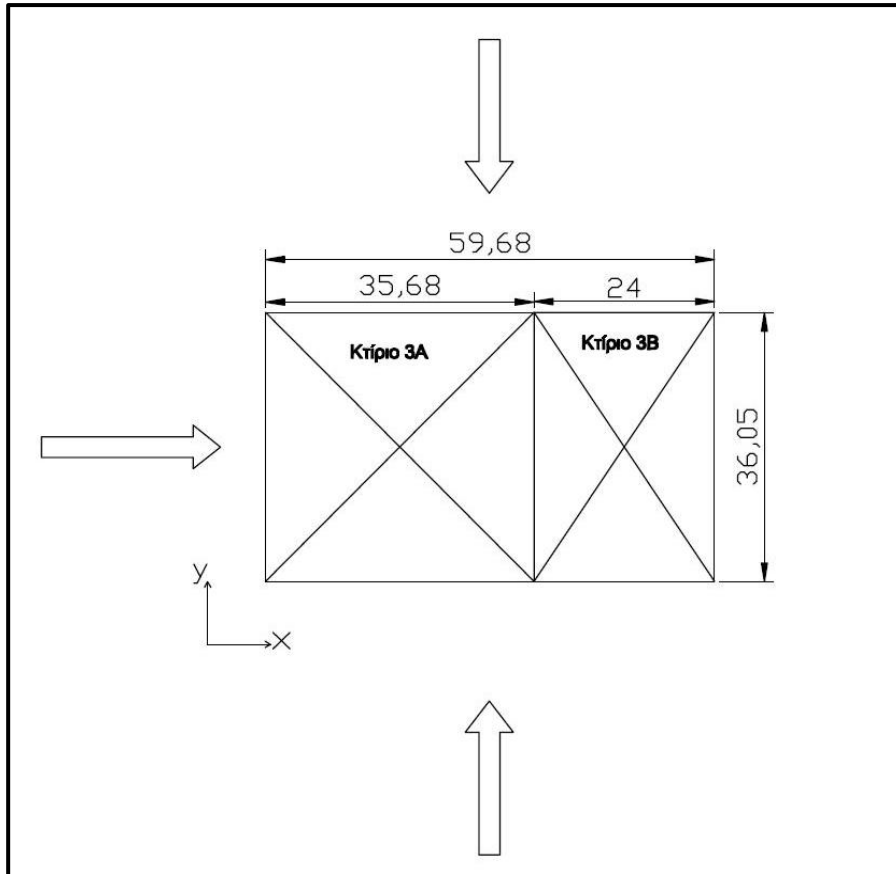
επιφάνειας A, όπως προβλέπεται στο Μέρος 1.4 του EC1. Άρα εμάς θα μας απασχολήσουν οι συντελεστές  $C_{pe,10}$ .

Το κτίριο MPC-3A εφάπτεται από τη μία πλευρά με το κτίριο 3B (Σχήμα 2). Επομένως, ο άνεμος κατά τη διεύθυνση -x δεν λαμβάνεται υπόψη, καθώς το κτίριο 3A είναι εξασφαλισμένο υπό αυτή τη διεύθυνση από το κτίριο 3B.

Επίσης, για άνεμο που δρα κατά τη διεύθυνση y, το κτίριο προστατεύεται από το παρακείμενο κτίριο 1 (μέχρι τη στάθμη του 4<sup>ου</sup> ορόφου). Για λόγους **απλούστευσης**, λαμβάνεται ότι **καθ' όλο το ύψος της η πλευρά είναι εκτεθειμένη στην επίδραση του ανέμου (η παραδοχή αυτή είναι υπέρ της ασφαλείας)**. Άρα, λαμβάνουμε τις ακόλουθες **τρεις περιπτώσεις ανεμοπίεσης** : άνεμος κατά x, άνεμος κατά y και άνεμος κατά -y.



Σχήμα 5-Συντελεστής έκθεσης  $c_e(z)$  -χωρίς την επιρροή της τοπογραφίας



Σχήμα 6-Γενική Διάταξη κάτοψης-ανεμοπίεση

- Άνεμος κατά  $-y$ ,  $y$  :

**A) Ανεμοπίεση επί των κατακόρυφων τοίχων.**

Στην περίπτωση μας είναι :

$$h=29,95\text{m}, b=35,68+24,00=59,68\text{m}, d=36,05\text{m}$$

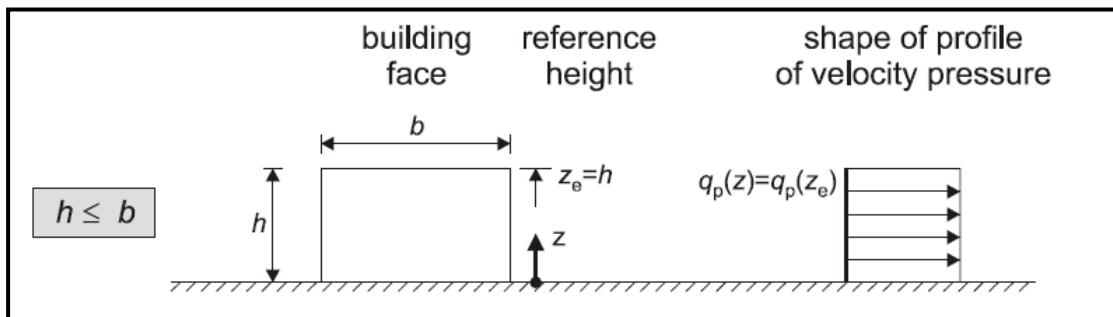
→Σημείωση : Προσοχή χρειάζεται στην εκλογή των διαστάσεων  $h$ ,  $b$  και  $d$ . Το ύψος  $h$  είναι το **μέγιστο** ύψος του κτιρίου⇒δυσμενέστερη θεώρηση. Η διάσταση  $b$  είναι η διάσταση της πρόσοψης που εκτίθεται στον άνεμο (δηλαδή **εγκάρσια** στον άνεμο). Άρα, θα λάβουμε το **συνολικό μήκος**, και των δύο Κτιρίων **3a και 3b** (καθώς, προφανώς ο αντισεισμικός αρμός προκαλεί τη λειτουργία των δύο κτιρίων σαν μία κατασκευή στη φόρτιση του ανέμου). Τέλος  $d$  είναι η διάσταση **παράλληλα** με τη διεύθυνση εφαρμογής του ανέμου (“βάθος” του κτιρίου). (σχήμα 7.5 του Μέρους 1.4 του EC1).

Το ύψος αναφοράς  $z_e$  εξαρτάται από το λόγο  $h/b$  των διαστάσεων του κτιρίου. (η ύψος της πρόσοψης (που φορτίζεται από τον άνεμο),  $b$  πλάτος της πρόσοψης (διάσταση εγκάρσια στον άνεμο→ΠΡΟΣΟΧΗ!)

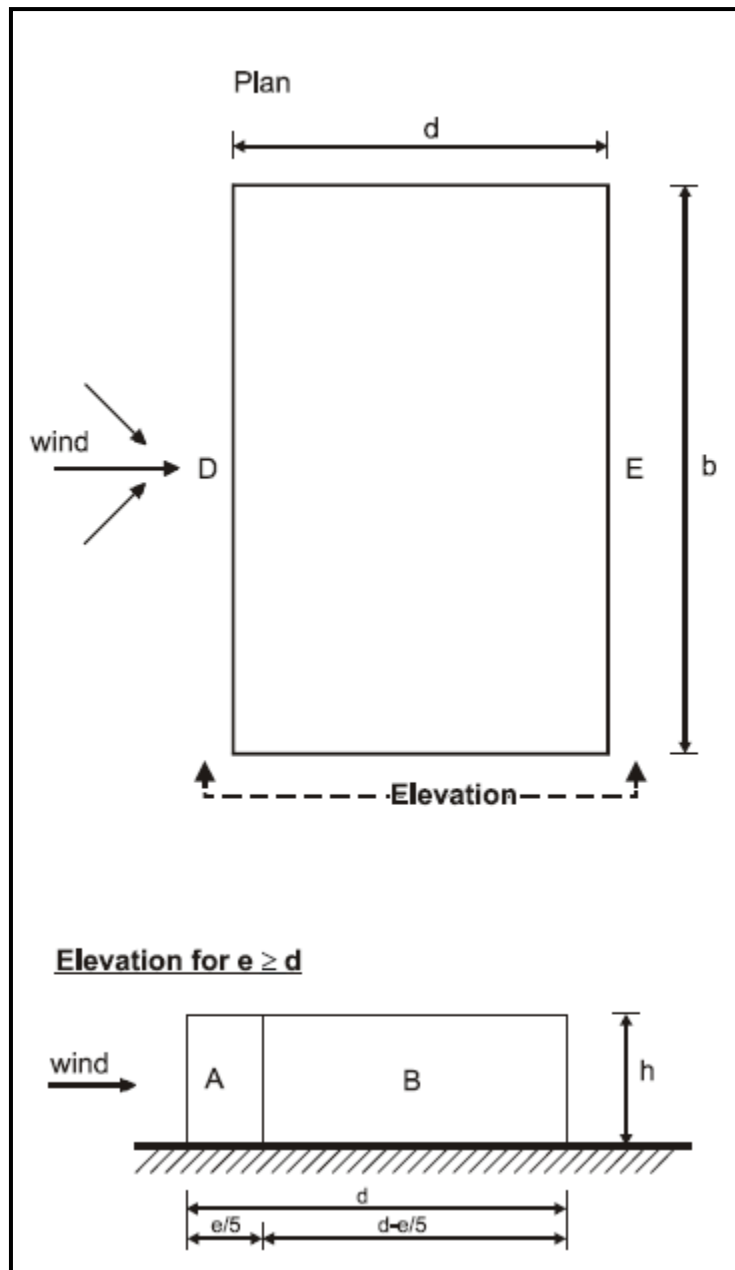
Άρα, θα έχουμε  $h=29,95\text{m} < b=59,68\text{m} \Rightarrow z_e=h$  και ομοιόμορφο προφίλ της πίεσης ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  καθ' ύψος του κτιρίου. Δηλαδή, με αναφορά στο σχήμα 7.4, στην §7.2.2 του Μέρους 1-4 του EC1.

Στη συνέχεια, εξετάζουμε το λόγο  $e/d$ , όπου  $e=\min\{b, 2\cdot h\}=\min\{59,68, 2\cdot 29,95\}=\min\{59,68, 59,90\}=59,68 (=b)$

Άρα, θα είναι  $e=59,68 > d=36,05$ , επομένως οι παράπλευρες επιφάνειες του κτιρίου χωρίζονται σε δύο ζώνες Α και Β. (επίσης ζώνη D είναι η προσήνεμη πλευρά του κτιρίου και Ε η υπήνεμη πλευρά του κτιρίου). Άρα, θα έχουμε, με αναφορά στο σχήμα 7.5 της §7.2.2 του Μέρους 1-4 του EC1 :



Σχήμα 7-Ύψος αναφοράς  $z_e$  και κατακόρυφο προφίλ της πίεσης του ανέμου



Εικόνα 8-Υποδιαίρεση του κτιρίου σε ζώνες

Το εύρος της κάθε μίας ζώνης θα είναι  $e/5=11,94 \text{ m}$  για την **A**, και  $d - e/5=36,05-11,94=24,11 \text{ m}$  για την **B**.

Ακολούθως, υπολογίζεται ο λόγος  $h/d=29,95/36,05=0,83$ .

Οι συνιστώμενες από τον Ευρωκώδικα τιμές για τους συντελεστές  $c_{pe,10}$  και  $c_{pe,1}$  δίνονται στον ακόλουθο πίνακα, συναρτήσεσι του λόγου  $h/d$ . Για ενδιάμεσες τιμές του λόγου  $h/d$ , μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή.



Zone	A		B		C		D		E	
$h/d$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3

Πίνακας 9-Συνιστώμενες τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

Άρα, για  $h/d=0,83$ , από τον παραπάνω πίνακα, παίρνουμε :

Ζώνη A :  $c_{pe,10}=-1,2$

Ζώνη B:  $c_{pe,10}=-0,8$

Και με γραμμική παρεμβολή :

Ζώνη D:  $c_{pe,10}=+0,78$

Ζώνη E:  $c_{pe,10}=-0,45$

Όπως είδαμε προηγουμένως, η **πίεση του ανέμου** που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής είναι  $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$

Οπότε για την κάθε ζώνη του κτιρίου θα έχουμε :

(με  $q_p(z_e)=1,571 \text{ kN/m}^2$ )

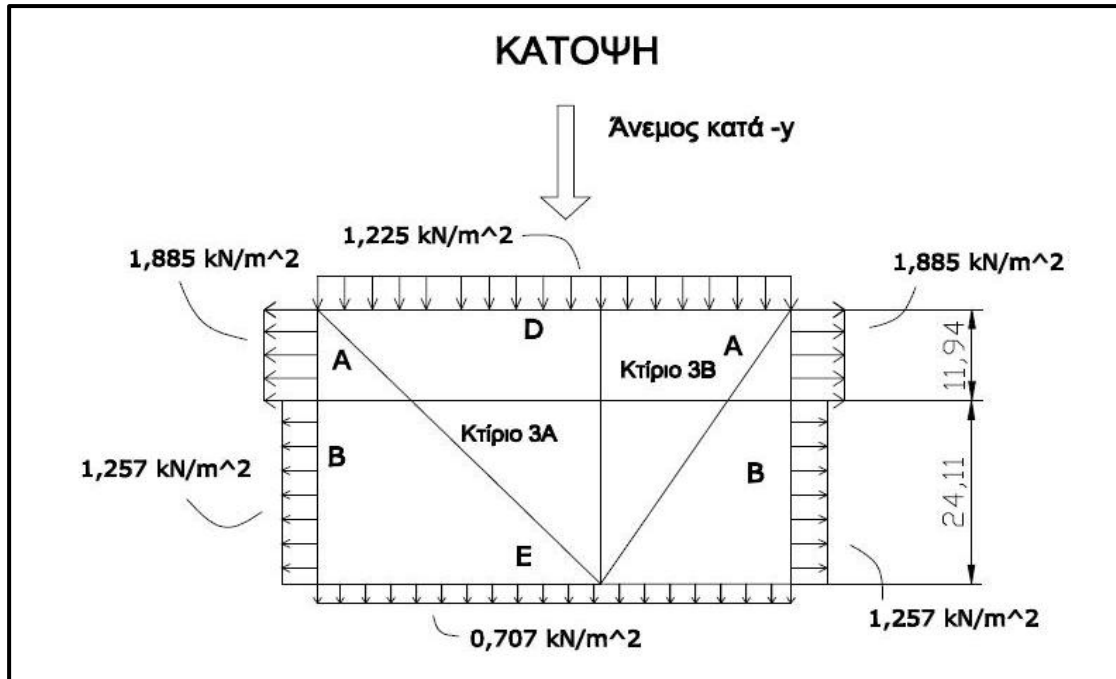
$w_{e,A} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,571 \cdot (-1,2) = -1,885 \text{ kN/m}^2$  (παράπλευρη)

$w_{e,B} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,571 \cdot (-0,8) = -1,257 \text{ kN/m}^2$  (παράπλευρη)

$w_{e,D} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,571 \cdot (+0,78) = 1,225 \text{ kN/m}^2$  (προσήνεμη)

$w_{e,E} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,571 \cdot (-0,45) = -0,707 \text{ kN/m}^2$  (υπήνεμη)

Η απεικόνιση των πιέσεων αυτών σε κάτοψη φαίνεται στο ακόλουθο Σχήμα 10:



Σχήμα 10-Ανεμοπιέσεις επί των κατακόρυφων τοίχων-κάτοψη

**B) Ανεμοπίεση επί της στέγης :**

Η στέγη είναι **οριζόντια** (οριζόντιες θεωρούνται οι στέγες με κλίση  $5^\circ < \alpha < 5^\circ$ ), ενώ γίνεται η παραδοχή ότι διαθέτει **στηθαίο ύψους  $h_p$** . Ο λόγος  $h_p/h$  λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσος με **0,05** (στηθαίο ύψους περίπου 1.5 m).

Το **ύψος αναφοράς** στην περίπτωση στέγης με στηθαίο πρέπει να ληφθεί  $z_e = h + h_p = 1,05 \cdot 29,95 \approx 31,45m$ .

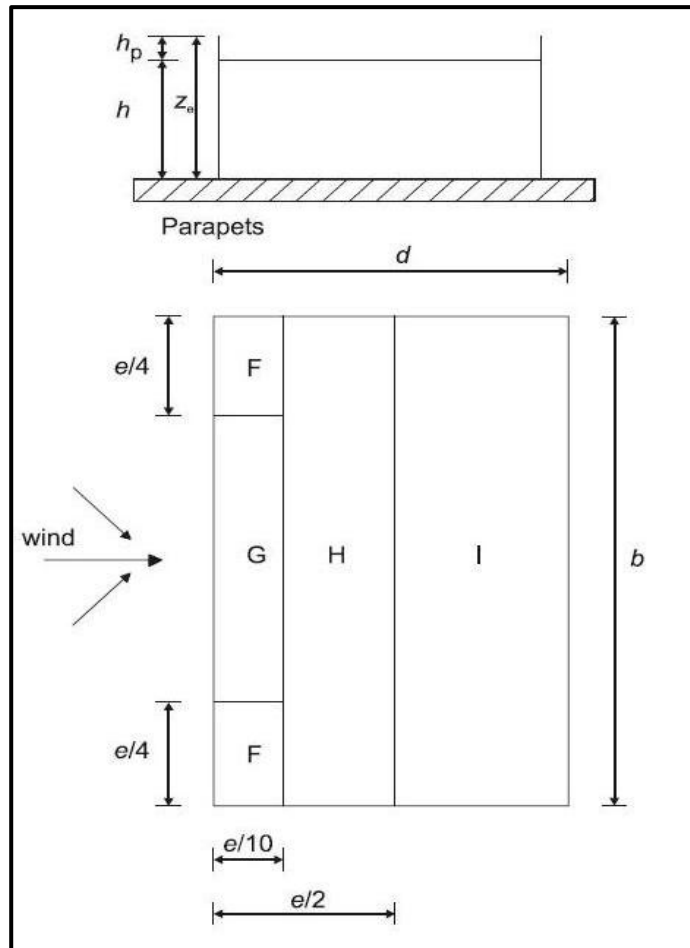
Επίσης  $h = 29,95m$ ,  $b = 35,68 + 24,00 = 59,68m$ ,  $d = 36,05m$

και  $h = 29,95m < b = 59,68m \Rightarrow z_e = h$  και ομοιόμορφο προφίλ της πίεσης ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$ . Επίσης,  $e = \min\{b, 2 \cdot h\} = \min\{59,68, 2 \cdot 29,95\} = \min\{59,68, 59,90\} = 59,68m (=b)$ , δηλαδή όπως πριν, για τους κατακόρυφους τοίχους.

Σ' αυτήν την περίπτωση που το ύψος της κατασκευής λαμβάνεται κατά τι μεγαλύτερο, ο συντελεστής έκθεσης έχει μια μικρή τροποποίηση και λαμβάνεται από το διάγραμμα  $c_e(z) = 1,97$ .

Άρα θα είναι :  $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1,97 \cdot 0,81 \approx 1,60 \text{ kN/m}^2$

Η στέγη υποδιαιρείται σε **4 ζώνες** (σύμφωνα με το Σχήμα 11) και οι συντελεστές που “κατανέμουν” την πίεση αυτή στις διάφορες ζώνες λαμβάνονται από τον Πίνακα 9 [με την παραδοχή-όπως είδαμε- ότι διαθέτει **στηθαίο ύψους  $h_p$**  (Ο λόγος  $h_p/h$  λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσος με 0,05)].



Σχήμα 11-Υποδιαίρεση της στέγης σε ζώνες

Roof type		Zone							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Sharp eaves		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
With Parapets	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Curved Eaves	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Mansard Eaves	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

Πίνακας 12-Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για επίπεδες στέγες

{Μετάφραση όρων :

sharp eaves=αιχμηρά άκρα

parapets=στηθαία

curved eaves=καμπυλωμένα άκρα

mansard eaves="σπαστά" άκρα}.

Για τον καθορισμό των ζωνών, χρησιμοποιούνται οι αποστάσεις:

$e=b=59,68m \Rightarrow e/4=14,92 m$  ,  $e/10=5,968 m$  ,  $e/2=29,84 m$ .

Οι συντελεστές πίεσης (που λαμβάνονται από τον παραπάνω Πίνακα 12) θα είναι :

Ζώνη F :  $C_{pe,10}=-1,4$

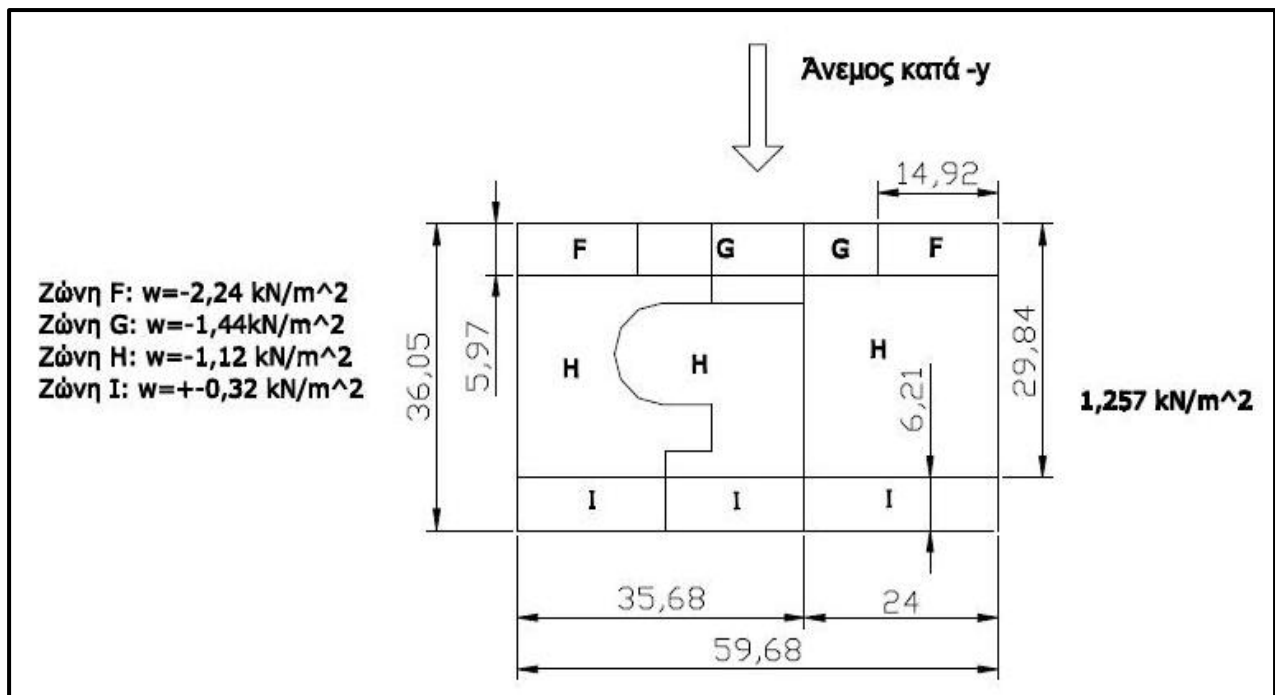
Ζώνη G:  $C_{pe,10}=-0,9$

Ζώνη H:  $C_{pe,10}=-0,7$

Ζώνη I:  $C_{pe,10}=\pm 0,2$

Άρα, από τη σχέση  $w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$  , που δίνει την πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής, θα έχουμε για την κάθε ζώνη της στέγης :

(με  $q_p(z_e)=1,60 \text{ kN/m}^2$ )



Σχήμα 13-Ανεμοπίεση επί της στέγης-άνεμος κατά -y

$$w_{e,F} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,60 \cdot (-1,4) = -2,24 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,G} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,60 \cdot (-0,9) = -1,44 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,H} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,60 \cdot (-0,7) = -1,12 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,I} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,60 \cdot (\pm 0,2) = \pm 0,32 \text{ kN/m}^2 \text{ (δύο πιθανές πιέσεις)}$$

Η απεικόνιση της στέγης σε κάτοψη, χωρισμένη σε ζώνες, με την ανεμοπίεση που αντιστοιχεί σε κάθε μία εξ' αυτών, δίνεται στο παραπάνω Σχήμα.

Για την περίπτωση **ανεμοπίεσης κατά +y**, ισχύουν ακριβώς τα ίδια, ως προς τις **διαστάσεις** του κτιρίου που θεωρούνται (τόσο για άνεμο επί των κατακόρυφων τοίχων, όσο και επί της στέγης), την **υποδιαίρεση των επιφανειών σε ζώνες**, το **συντελεστή έκθεσης**, και επομένως τις **τελικές τιμές** των πιέσεων. Απλά οι ζώνες ακολουθούν την αντίστοιχη διάταξη (κατοπτροειδώς αντίστροφα δηλαδή), σύμφωνα με τη διεύθυνση της φόρτισης του ανέμου που λαμβάνεται υπόψη.

- **Άνεμος κατά x**

A. Κατακόρυφοι τοίχοι

Παραδοχές : Για άνεμο που δρα σ' αυτήν τη διεύθυνση, θεωρούμε ότι το κτίριο 3<sup>A</sup> δρα σαν μία κατασκευή με το κτίριο 1 (παρακείμενο), μιας και οι προσόψεις τους (κατά μήκος του άξονα 1') ενώνονται, μην επιτρέποντας διέλευση ανέμου μεταξύ τους. Σαν ύψος θα ληφθεί επίσης το μέγιστο ύψος του κτιρίου, σαν δυσμενέστερη περίπτωση. Άρα, οι αποστάσεις που τελικά λαμβάνονται υπόψη είναι :

$$h = 29,95 \text{ m}$$

$b = 36,05 + 68,50 = 104,55 \text{ m}$  (Το μήκος 68,50 m αντιστοιχεί στο κτίριο 1')  
 --(διάσταση εγκάρσια στον άνεμο).

$$d=35,68 \text{ m}$$

Ισχύει  $h < b$ , άρα λαμβάνεται ύψος αναφοράς  $z_e = h$  και ισχύει ομοιόμορφο προφίλ της πίεσης του ανέμου καθ' ύψος.

Επίσης,  $e = \min\{b, 2 \cdot h\} = \min\{104,55, 2 \cdot 29,95\} = \min\{104,55, 59,9\} = 59,9 \text{ m}$ .

Είναι  $e > d \Rightarrow$  οι παράπλευροι τοίχοι υποδιαιρούνται σε δύο ζώνες Α και Β. Οι αποστάσεις που τις ορίζουν είναι :  $e/5 = 59,9/5 = 11,98 \text{ m}$  και  $d - e/5 = 35,68 - 11,98 = 23,7 \text{ m}$ .

Οι **συντελεστές πίεσης** δίνονται επίσης από τον Πίνακα 6 για τιμή του **λόγου  $h/d = 29,95/35,68 = 0,84$**  (δηλαδή **λίγο** διαφοροποιημένος από πριν).

Άρα, θα είναι :

$$\text{Ζώνη Α : } c_{pe,10} = -1,2$$

$$\text{Ζώνη Β : } c_{pe,10} = -0,8$$

Και με γραμμική παρεμβολή :

$$\text{Ζώνη D : } c_{pe,10} = +0,78$$

$$\text{Ζώνη E : } c_{pe,10} = -0,46$$

Ο συντελεστής έκθεσης  $c_e(z)$  παραμένει **όπως πριν**, άρα ομοίως και η **πίεση αιχμής**, δηλαδή επίσης  **$q_p(z_e) = 1,571 \text{ kN/m}^2$** .

Όπως είδαμε προηγουμένως, η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής είναι :

$$W_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Οπότε για την κάθε ζώνη του κτιρίου θα έχουμε :

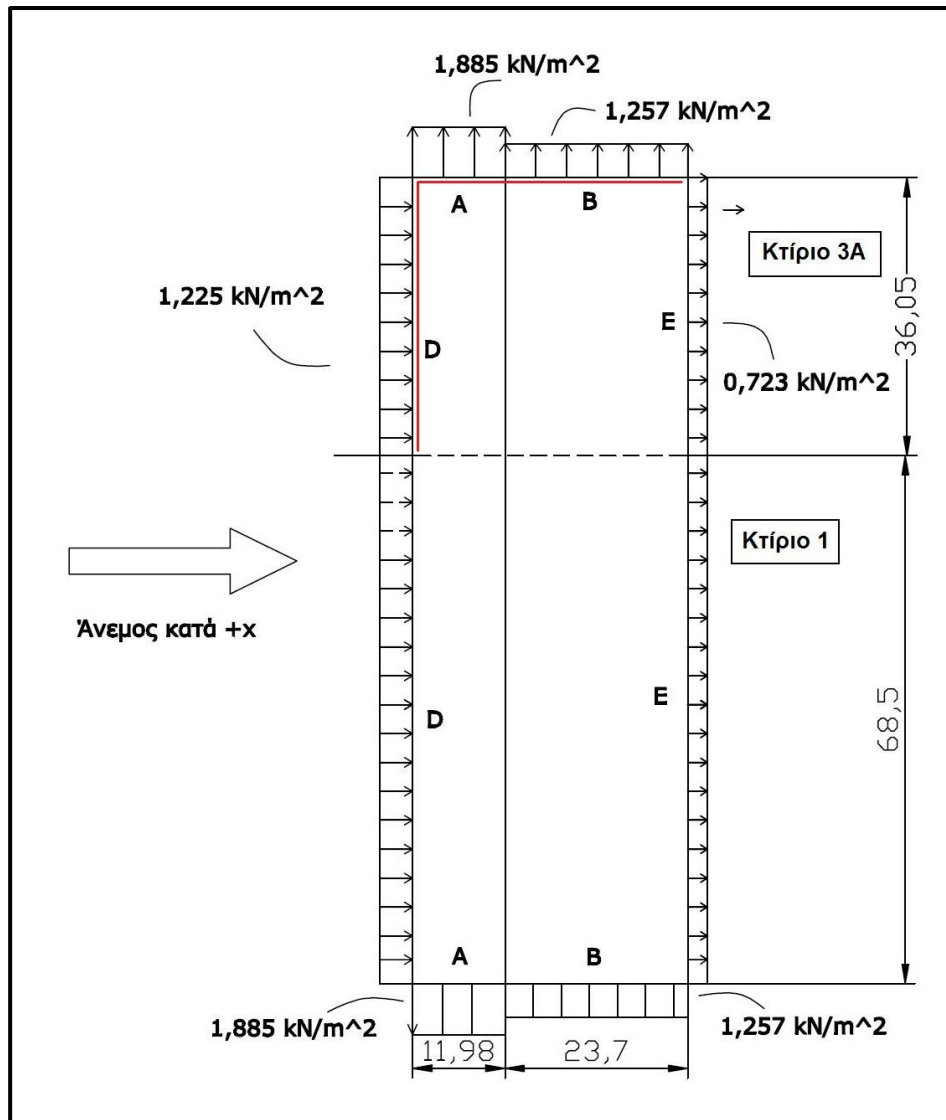
$$W_{e,A} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,571 \cdot (-1,2) = -1,885 \text{ kN/m}^2 \text{ (παράπλευρη)}$$

$$W_{e,B} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,571 \cdot (-0,8) = -1,257 \text{ kN/m}^2 \text{ (παράπλευρη)}$$

$$W_{e,D} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,571 \cdot (+0,78) = 1,225 \text{ kN/m}^2 \text{ (προσήνεμη)}$$

$$W_{e,E} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,571 \cdot (-0,46) = -0,723 \text{ kN/m}^2 \text{ (υπήνεμη)}$$

Η απεικόνιση των πιέσεων σε κάτοψη είναι ως εξής :



Σχήμα 14-Κάτοψη με τα φορτία της ανεμοπίεσης επί των κατακόρυφων τοίχων

### Β.Στέγη

Οι διαστάσεις του κτιρίου που λαμβάνονται υπόψη, είναι ,όπως είδαμε :  
 $h=29,95 \text{ m}$ ,  $b=104,55 \text{ m}$ ,  $d=35,68 \text{ m}$

Ισχύει, όπως και πριν  $e=2 \cdot h=59,9 \text{ m} \Rightarrow e/4=14,98 \text{ m}$ ,  $e/10=5,99 \text{ m}$ ,  
 $e/2=29,95 \text{ m}$ .

Θεωρώντας ότι υπάρχει στηθαίο, για το ύψος του οποίου ισχύει :  
 $h_p/h=0,05$ , όπως είδαμε ισχύει  $z_e=31,45 \text{ m}$ , για το οποίο ο συντελεστής  
έκθεσης προκύπτει  $c_e(z)=1,97$  (όπως και για την περίπτωση ανεμοπίεσης επί  
της στέγης για άνεμο κατά  $-y$ ).

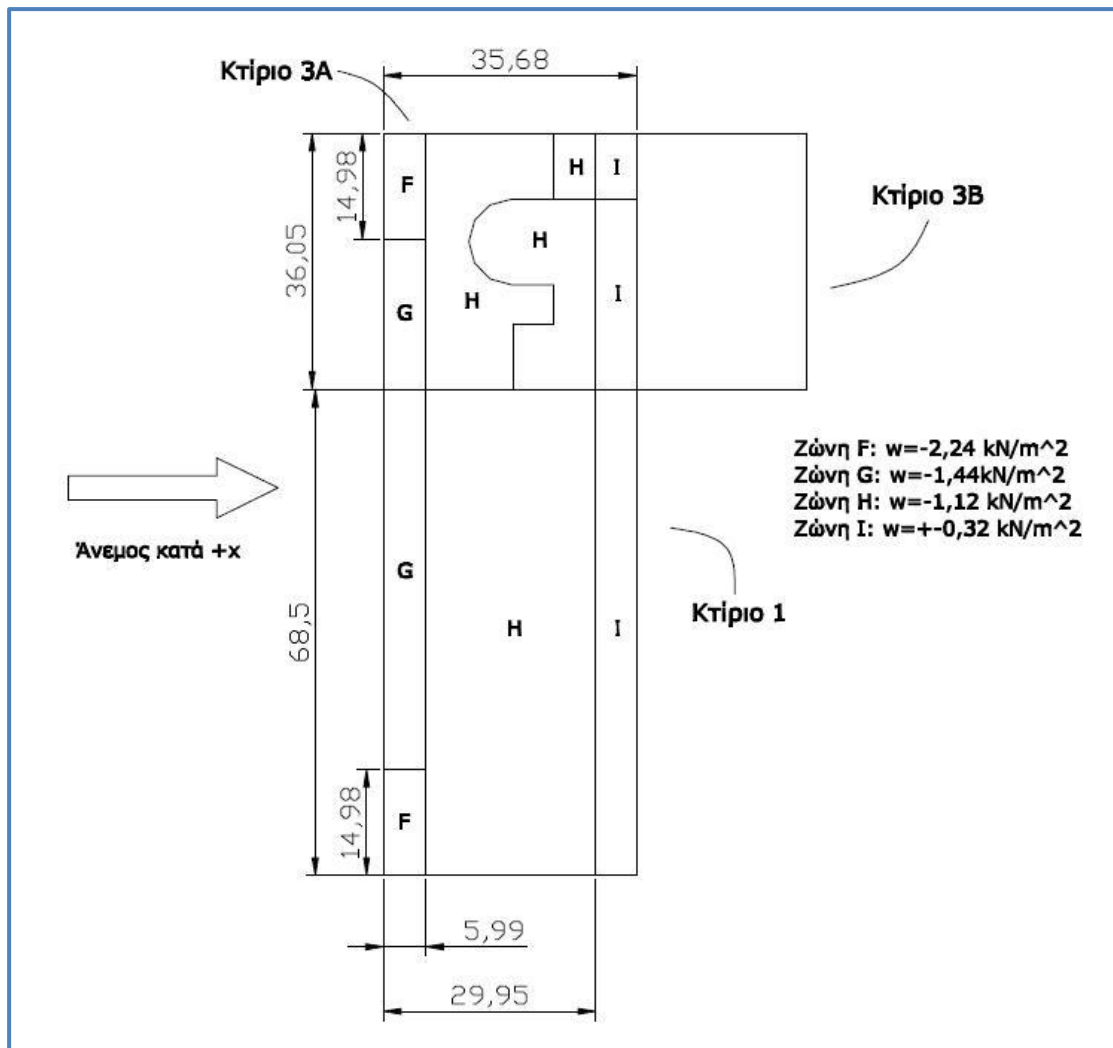
Άρα,  $q_p(z)=1,60 \text{ kN/m}^2$ . Οι συντελεστές πίεσης λαμβάνονται επίσης  
από τον Πίνακα 8 και είναι :

Ζώνη F :  $c_{pe,10}=-1,4$

Ζώνη G :  $c_{pe,10}=-0,9$

Ζώνη H :  $c_{pe,10}=-0,7$

Ζώνη I :  $c_{pe,10}=\pm 0,2$



Σχήμα 15-Ανεμοπίεση επί της στέγης-Περίπτωση φόρτισης κατά +x

Επομένως, οι αντίστοιχες πιέσεις είναι :  
 (επίσης με  $q_p(z_e) = 1,60 \text{ kN/m}^2$ )

$$w_{e,F} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,60 \cdot (-1,4) = -2,24 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,G} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,60 \cdot (-0,9) = -1,44 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,H} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,60 \cdot (-0,7) = -1,12 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,I} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,60 \cdot (\pm 0,2) = \pm 0,32 \text{ kN/m}^2$$

(Δηλαδή, για τη στέγη προκύπτουν ακριβώς οι ίδιες τιμές ανεμοπίεσης με τη θεώρηση διεύθυνσης ανέμου κατά -y).

Η απεικόνιση των ζωνών στις οποίες εφαρμόζονται οι διαφορετικές τιμές της πίεσης, φαίνονται στο αντίστοιχο σχήμα.



### 3. Συντελεστές συνδυασμού δράσεων

Στον EC0 ,στο Παράρτημά του A.1 παρέχονται οι τιμές των **συντελεστών συνδυασμού  $\psi_i$**  ( $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ ) που πρέπει να χρησιμοποιούνται στους διάφορους συνδυασμούς δράσεων (σεισμικούς και μη), ανάλογα με την **κατηγορία χρήσης** της κατασκευής (οι οποίες, όπως είδαμε καθορίζονται στο EN1991-1-1, §6.3.1).

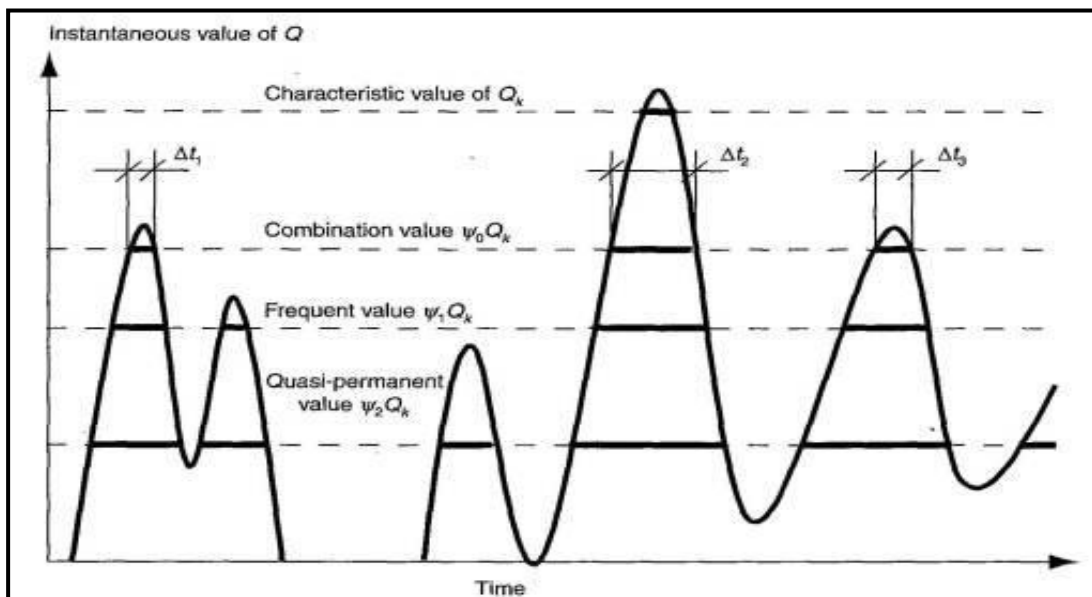
Οι τιμές που λαμβάνουν οι μεταβλητές δράσεις  $Q_k$  πολλαπλασιαζόμενες με τους συντελεστές συνδυασμού  $\psi_0, \psi_1$  και  $\psi_2$  είναι (σύμφωνα με τον EC0, §4.1.3):

-Η **τιμή συνδυασμού** που εκφράζεται σαν ένα γινόμενο  $\psi_0 Q_k$  ( $\psi_0 \leq 1$ ) και χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων **αστοχίας**, και των **μη-αναστρέψιμων** οριακών καταστάσεων **λειτουργικότητας** (βλέπε στη συνέχεια).

-Η **συχνή τιμή** που εκφράζεται σαν ένα γινόμενο  $\psi_1 Q_k$  ( $\psi_1 \leq 1$ ) και χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων **αστοχίας** που αφορούν τυχνηματικές δράσεις και για τον έλεγχο **αναστρέψιμων** οριακών καταστάσεων **λειτουργικότητας**.

-Η **οιονεί-μόνιμη (=quasi-permanent) τιμή** που εκφράζεται με το γινόμενο  $\psi_2 Q_k$  ( $\psi_2 \leq 1$ ) και χρησιμοποιείται για τον έλεγχο οριακών καταστάσεων **αστοχίας**, που αφορούν **τυχνηματικές** δράσεις, καθώς και για τον έλεγχο **αναστρέψιμων** οριακών καταστάσεων **λειτουργικότητας**. Οι οιονεί-μόνιμες τιμές χρησιμοποιούνται επίσης για τον υπολογισμό των **μακροχρόνιων** αποτελεσμάτων των δράσεων.

Μια εποπτική σχηματική απεικόνιση των αντιπροσωπευτικών τιμών των μεταβλητών δράσεων δίνεται στο ακόλουθο σχήμα (Εικόνα 16).



Εικόνα 16-Αντιπροσωπευτικές τιμές των μεταβλητών δράσεων

Επομένως, οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_i$  για το κτίριο της εφαρμογής-εν προκειμένω  $\psi_0$  και  $\psi_2$ , σύμφωνα και με την παραδοχή για την **κατηγορία χρήσης** του κτιρίου, λαμβάνονται σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα (που υπάρχει στο πρώτο μέρος του **Παραρτήματος Α** του **EC0**, με τις τιμές που προτείνονται στο Εθνικό Προσάρτημα-οι οποίες συμπίπτουν με τις τιμές που προτείνει ο Ευρωκώδικας):

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές $\psi$ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Πίνακας 17-Συντελεστές συνδυασμού-Ευρωκώδικας 0

Συνοψίζοντας, τα υλικά κατασκευής και οι **παραδοχές υπολογισμών** είναι τα ακόλουθα :

#### 1.ΥΛΙΚΑ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Σκυρόδεμα (σύμμικτη πλάκα)  
Δομικός χάλυβας

C25/30  
S355,S235

#### 2.ΜΟΝΙΜΑΦΟΡΤΙΑ

Ίδιο βάρος σκυροδέματος  
Ίδιο βάρος χάλυβα  
Επικάλυψη δαπέδων

25.00 kN/m<sup>3</sup>  
78.50 kN/m<sup>3</sup>  
1.00 kN/m<sup>2</sup>

#### 3.ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

Γενικοί χώροι  
Φορτίο χιονιού  
Ταχύτητα αναφοράς ανέμου  
Μεταβολές θερμοκρασίας

300 kg/m<sup>2</sup>  
0.75 kN/m<sup>2</sup>  
Vref=36m/s  
+/-20oC

#### 4.ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΥΛΙΚΩΝ

Σκυροδέματος  
Χάλυβα

$\gamma_c=1.50$   
 $\gamma_s=1.15$

#### 5.ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Μόνιμες δράσεις  
Μεταβλητές δράσεις  
Συντελεστές συνδ. μεταβλ. δράσεων

$\gamma_G=1.35$   
 $\gamma_Q=1.50$   
 $\psi_2=0.30-0.80$

(Βάσει Πίνακα 4.1 ΕΑΚ)

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Κ. Πιπιάκης, Χ. Γκαζέπης και Α. Αναστασιάδης, «Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού στον ΕΑΚ2000 και στον EC8. Προτάσεις για μια ακριβέστερη κατηγοριοποίηση των εδαφών και των συναφών συντελεστών φασματικής ενίσχυσης».

[2] Παπαχρηστίδης Α, Βαρουσλή Φ. 2007. «Από τον ΕΑΚ2000 στον Ευρωκώδικα 8», Αθήνα: Εκδόσεις ΝΚ.

[3] Ο.Α.Σ.Π-ΣΠΜΕ ,Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.), Αθήνα 2001

[4] EN1998-1, Eurocode8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1:General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, December 2004

[5] Κατσικαδέλης Ι.Θ. 2002. Δυναμική των Κατασκευών. Τόμος ΙΙ. Αθήνα: Εκδόσεις Συμμετρία

[6] Chopra A. 2007. Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική. 3η Έκδοση. Εκδόσεις Μ Γκιούρδας.

[7] EN1993-1-1, Eurocode3: Design of steel structures, Part1-1:General structural rules, CEN, Brussels,2002

[8] Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2005. Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.

[9] Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2004. Σιδηρές κατασκευές– Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.

[10] CSI Berkeley, Εγχειρίδια Προγράμματος Etabs

[11] Τ. Μακάριος, 2000 «Άξονας Βέλτιστης Στρέψης και Ακτίνες Δυστρεψίας στα Πολυώροφα Κτίρια», , «Τεχνικά Χρονικά»(Επιστημονικές Εκδόσεις ΤΕΕ), Ι, Τεύχος 1.

[12] Πενέλης Γ.Γ., Κάππος Α.Ι., «Το πρόβλημα της στρέψης στη χωρική στατική ανελαστική ανάλυση»

[13] Γιάννης Ν. Ψυχάρης, «Βασικές αρχές Ευρωκώδικα 8»

[14] Μπάτσιου Ελένη, Θεσσαλονίκη, 2007 Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία «Παραμετρική ανάλυση συμβατικών οκταόροφων κτιρίων με φυσικά και τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα»

[15] Ι.Ε. Αβραμίδης, 2003, «Λογισμικό ανάλυσης-διαστασιολόγησης κτιριακών έργων : Εξέλιξη-Έλεγχος-Προοπτικές», ομιλία στα πλαίσια της ημερίδας «Μελέτες Φέροντος Οργανισμού Κτιριακών Έργων» (ΤΕΕ, ΟΑΣΠ) (Δημοσ. Δελτίο του ΣΠΜΕ, Νο 306, Απρ. 2003, σελ. 42-48).

[16] Πασίσης Χαράλαμπος, 2009, «Συγκριτική Μελέτη Πολυώροφου Μεταλλικού Κτηρίου Βάσει ΕΑΚ Και Ευρωκώδικα 8», Διπλωματική εργασία, Επιβλέπων καθηγητής :Γ. Ιωαννίδης

[17] Σαραντινός Ισίδωρος-Νικόλαος, 2009, «Ο Ευρωκώδικας 8 και σύγκρισή του με τις αντίστοιχες διατάξεις του ΕΑΚ 2000», Διπλωματική εργασία, Επιβλέπων καθηγητής :Γ. Ιωαννίδης