

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΠΑΛΑΙΟΥΣ ΚΑΙ ΝΕΟΥΣ ΕΛΛΗΝΙΚΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

**ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΚΑΨΑΛΗΣ**

### Περίληψη

*Η εργασία αυτή πραγματεύεται το σχεδιασμό και στη συνέχεια την αποτίμηση τεσσάρων διώροφων παλαιών και νέων κατασκευών, σχεδιασμένων με αντίστοιχους κανονισμούς (Β.Δ. 1959, 1984 και ΕΑΚ2003) και ερευνάται η σεισμική συμπεριφορά αυτών συναρτήσει χρονολογίας μελέτης και στάθμης επιτελεστικότητας. Ο φορέας είναι κυρίως πλαισιακός, οι αναλύσεις είναι ελαστικές και ανελαστικές (δυναμική ανάλυση με τη μέθοδο τοπικών δεικτών πλαστιμότητας  $m$  και ανάλυση pushover) και γίνονται με το πρόγραμμα STRAD της εταιρείας 3DR. Εξετάζεται κάθε κτίριο ξεχωριστά και τέλος συγκρίνονται όλα ως προς τα γενικά αποτελέσματα που παρουσίασαν. Εξάγονται συμπεράσματα σχετικά με την ασφάλεια κάθε κατασκευής αναλόγως χρονολογίας κατασκευής αλλά και του στόχου αποτίμησης που επιλέγεται. Τέλος, εξετάζεται η αξιοπιστία μιας προσεγγιστικής μεθόδου αποτίμησης που εφαρμόζεται στο κτίριο που σχεδιάστηκε με τον κανονισμό του 1959.*

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

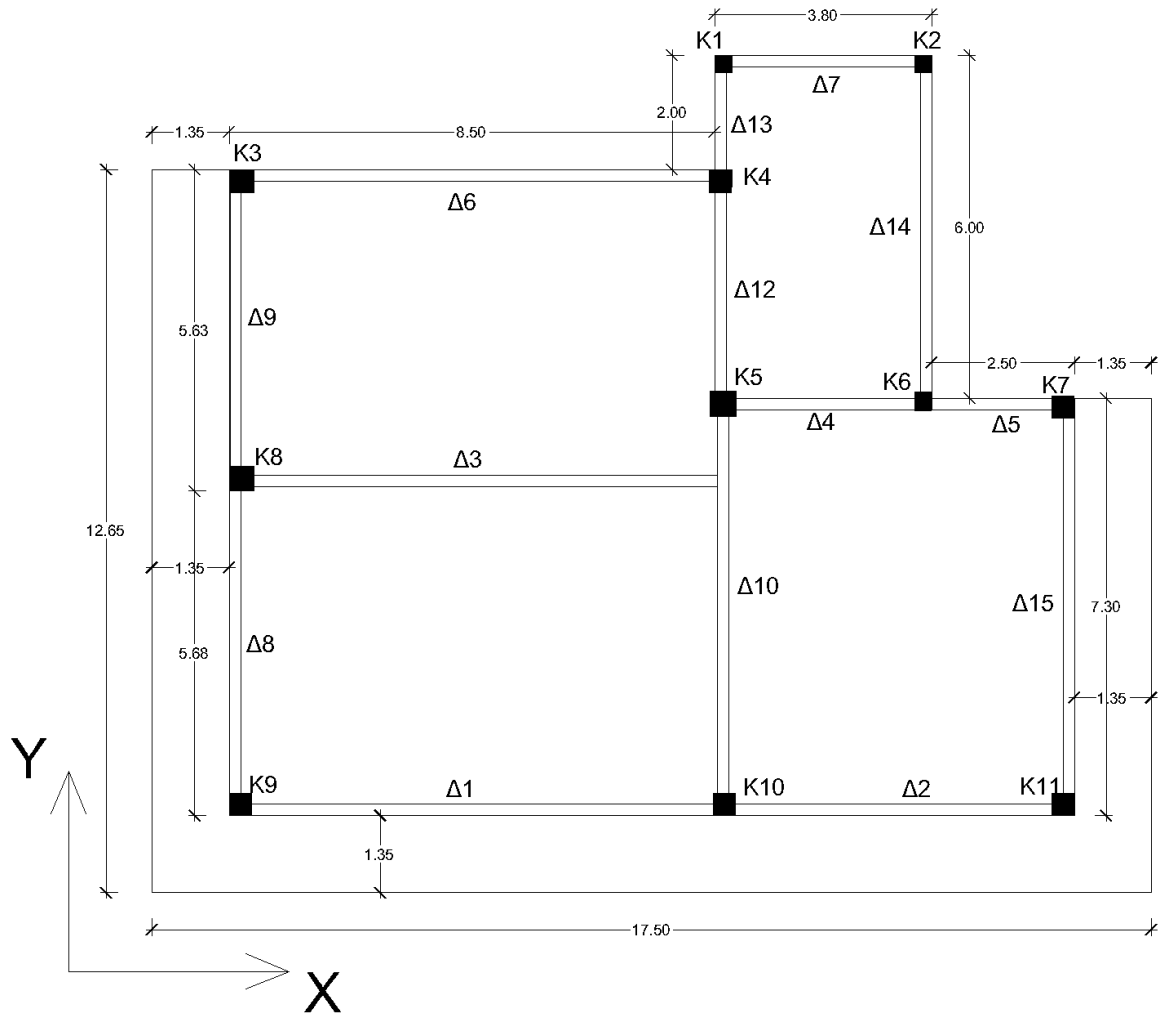
#### 1.1 ΘΕΜΑ - ΣΤΟΧΟΣ

Το θέμα της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός μιας διώροφης κατασκευής με εφαρμογή του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 (Βασιλικό Διάταγμα), του 1984 (πρόσθετα άρθρα) καθώς και του ΕΑΚ2003 και εν συνεχεία η αποτίμησή της ως υπάρχουσα κατασκευή με τη θεώρηση ότι κατά την κατασκευή υπήρξε πλήρης εφαρμογή της μελέτης με τους κανονισμούς που αναφέρθηκαν. Στόχος είναι να αναδειχθεί κατά πόσο ήταν ελλιπείς οι παλαιότεροι κανονισμοί σε σχέση με τον ΕΑΚ αλλά και κατά πόσο συμβατές είναι οι απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για μια υφιστάμενη κατασκευή, σε σχέση με τις απαιτήσεις του ΕΑΚ για την κατασκευή μιας νέας. Επιπλέον, θα απαντηθούν ερωτήματα όπως το επίπεδο ασφάλειας των υφιστάμενων κατασκευών που έχουν μελετηθεί και κατασκευασθεί ορθώς με βάση τους Ελληνικούς κανονισμούς (παλαιούς και νέους). Επιπλέον, σχεδιάζεται και αποτιμάται η ίδια κατασκευή με την προσθήκη δύο τοιχωμάτων σε κάθε διεύθυνση για να διερευνηθεί η επιρροή των δύσκαμπτων στοιχείων στην αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Τέλος, η πρώτη κατασκευή (κανονισμός του 1959) αποτιμάται και με μια προσεγγιστική μέθοδο για να κριθεί η αξιοπιστία της μεθόδου αυτής.

#### 1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

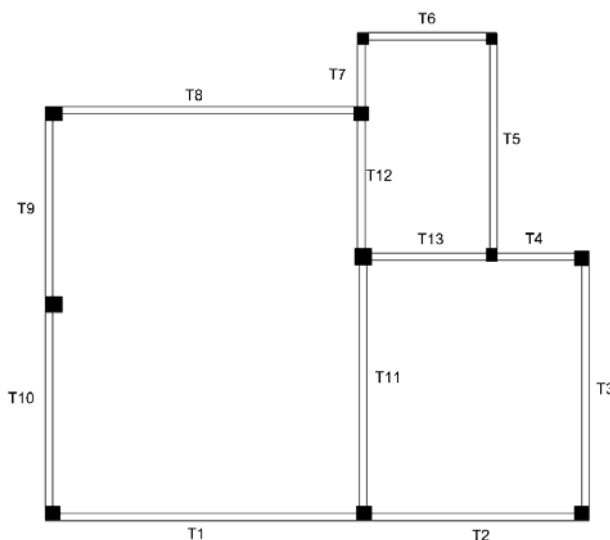
Αρχικά παρατίθεται στο σχήμα 1.2.1 η τυπική κάτοψη ορόφου για την κατασκευή που μελετάται. Δίνεται επίσης και η ονοματολογία των στοιχείων (δοκοί και υποστυλώματα) που θα χρησιμοποιηθεί για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων. Υπενθυμίζεται ότι η κατασκευή είναι διώροφη. Το ύψος ορόφου είναι 3.20 m ενώ η θεμελίωση γίνεται με μεμονωμένα πέδιλα και συνδετήριες δοκούς.

Από το εν λόγω σχήμα παρατηρούμε ήδη κάποια μη επιθυμητά στοιχεία του αρχικού σχεδιασμού με βασικότερα την πλήρη έλλειψη τοιχωμάτων, τις κοντές δοκούς Δ5 και Δ13 (<2.5 m), τις πολύ μεγάλες δοκούς Δ1, Δ2 και Δ6 (>8 m) και την έμμεση στήριξη της δοκού Δ3 στην Δ10. Ωστόσο, αυτές είναι συνήθεις πρακτικές παλαιότερων κατασκευών, πράγμα που καθιστά το εν λόγω κτίριο αρκετά αντιπροσωπευτικό της κατάστασης των υπαρχουσών κατασκευών της χώρας μας. Τα κρίσιμα αυτά σημεία θα σχολιασθούν και στα αποτελέσματα της αποτίμησης.



Σχήμα 1.2.1: Τυπική κάτοψη ορόφου - ονοματολογία δοκών και υποστλωμάτων

Για την αποτίμηση της κατασκευής λαμβάνονται υπόψη και οι τοιχοπληρώσεις, αγνοώντας τις διατάξεις περί επιρροής των ανοιγμάτων καθώς δεν διατίθενται αρχιτεκτονικά σχέδια. (Ωστόσο τα φορτία των τοιχοπληρώσεων λαμβάνονται υπόψη μειωμένα λόγω ύπαρξης ανοιγμάτων.) Στο σχήμα 1.2.2 φαίνεται η θέση και η ονοματολογία των τοιχοπληρώσεων.



Σχήμα 1.2.2: Θέσεις και ονοματολογία τοιχοπληρώσεων

### 1.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΚΑΙ ΘΕΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

#### Γενικές παραδοχές:

- Το κτίριο βρίσκεται σε περιοχή μέσης σεισμικής επικινδυνότητας, δηλαδή στη Ζώνη ΙΙ για ανάλυση με ΕΑΚ, άρα  $a_g = 0.24g$ ) ενώ για ανάλυση με τους παλαιούς κανονισμούς λήφθηκε σεισμικός συντελεστής  $\varepsilon = 0.06$
- Οι επικαλύψεις των οπλισμών είναι 2cm για τα κτίρια σχεδιασμένα με παλαιούς κανονισμούς και 3cm για τα κτίρια κατά ΕΑΚ.
- Οι πλάκες θεωρούνται σε όλες τις περιπτώσεις οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με  $\Phi 8/15$ .

#### Έδαφος:

Το έδαφος θεμελίωσης είναι κατηγορίας Β κατά ΕΑΚ (και κατά Ευρωκώδικα) και τα βασικά χαρακτηριστικά που ελήφθησαν υπόψη είναι:

$$\sigma_{εδ} = 2 \text{ N/cm}^2, K_{εδ} = 5000 \text{ kN/m}^3, c = 30 \text{ N/cm}^2$$

προσομοίωση με κατακόρυφα και στροφικά ελατήρια

#### Σκυρόδεμα:

**C16/20** για ανάλυση με νέους Κανονισμούς ή **B225** για ανάλυση με παλαιότερους Κανονισμούς

- Για κτίριο με ΕΑΚ2003 (C16/20):

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa}$$

$$\text{Μέση τιμή: } f_{cm} = f_{ck} + 8 = 16 + 8 = 24 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\text{Τυπική απόκλιση: } s = 0.15 \cdot f_{cm} = 0.15 \cdot 24 = 3.6 \text{ MPa} \quad [2]$$

$$\text{Αντιπροσωπευτική τιμή: } f_c = f_{cm} - s = 24 - 3.6 = 20.4 \text{ MPa} \quad [2]$$

- Για παλαιότερα κτίρια (B225):

$$f_{ck} = 14 \text{ MPa}$$

$$\text{Μέση τιμή: } f_{cm} = f_{ck} + 8 = 14 + 8 = 22 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\text{Τυπική απόκλιση: } s = 0.15 \cdot f_{cm} = 0.15 \cdot 22 = 3.3 \text{ MPa} \quad [2]$$

$$\text{αντιπροσωπευτική τιμή: } f_c = f_{cm} - s = 22 - 3.3 = 18.7 \text{ MPa} \quad [2]$$

#### Χάλυβας:

**S400** για ανάλυση με νέους Κανονισμούς ή **StIII** για ανάλυση με παλαιότερους Κανονισμούς

$$\text{Μέση τιμή αντοχής χάλυβα: } f_{sm} = 460 \text{ MPa}$$

- Για κτίριο με ΕΑΚ2003 (S400):

$$\text{Τυπική απόκλιση: } s = 0.06 \cdot f_{sm} = 0.06 \cdot 460 = 27.6 \text{ MPa} \quad [2]$$

$$\text{Αντιπροσωπευτική τιμή: } f_s = f_{sm} - s = 460 - 27.6 = 432.4 \text{ MPa} \quad [2]$$

- Για παλαιότερα κτίρια (StIII):

$$\text{Τυπική απόκλιση: } s = 0.08 \cdot f_{sm} = 0.08 \cdot 460 = 36.8 \text{ MPa} \quad [2]$$

$$\text{Αντιπροσωπευτική τιμή: } f_s = f_{sm} - s = 460 - 36.8 = 423.2 \text{ MPa} \quad [2]$$

#### Τοιχοπληρώσεις:

Εξωτερικοί τοίχοι: μπατική τοιχοποιία πάχους 30cm

Εσωτερικοί τοίχοι: δρομική τοιχοποιία πάχους 10cm

Επιμελημένη περιμετρική σφήνωση τοιχοπληρώσεων στα φατνώματα

Αγνόηση επιρροής ανοιγμάτων → προσομοίωση όλων των τοιχοπληρώσεων

Τα υλικά των τοιχοπληρώσεων είναι :

οπτόπλινθοι διαστάσεων 6x9x19cm και μέσης αντοχής  $f_{bm} = 2 \text{ MPa}$ .

τσιμεντοκονίαμα M15 γενικής εφαρμογής ( $f_{cm} = 15 \text{ MPa}$ ).

$$\text{αντοχή: } f_{wc} = 0.56 \cdot f_{bc}^{0.7} \cdot f_{mc}^{0.3} \quad [3]$$

$$\text{μέτρο ελαστικότητας: } E = 1000 \cdot f_{wc} \quad [3]$$

πάχος ράβδου :  $t = \text{ισοδύναμο πάχος τοιχοποιίας (} t_{\text{eff}} \text{)}$

$h$ : καθαρό ύψος τοιχοποιίας περίπου ίσο με 2.6 m (καθαρό ύψος ορόφου μείον κρέμαση δοκού)

$$L = \sqrt{l^2 + h^2} \quad , \quad b = 0.15 \cdot L \quad [4] \quad , \quad \lambda' = \frac{\sqrt{l \cdot h}}{t_{eff}} \quad [5]$$

Παρακάτω φαίνεται ο υπολογισμός των χαρακτηριστικών των τοιχοπληρώσεων για την προσομοίωσή τους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (έγινε ενδεικτικά για τους τοίχους του κτιρίου σχεδιασμένου κατά ΕΑΚ2003).

ΤΟΙΧΟΣ	πάχος (teff) [m]	μήκος τοίχου (l) [m]	ύψος τοίχου (h) [m]	μήκος διαγώνιας ράβδου (L) [m]	ύψος διαγώνιας ράβδου (b) [m]	(λ')	απομείωση αντίστασης (fwc'/fwc)	μειωμένη αντοχή (fwc') [MPa]	Μέτρο Ελαστικ. (E) [MPa]
T1	0,30	8,08	2,70	8,52	<b>1,28</b>	15,57	0,96	1,972	<b>1972</b>
T2	0,30	5,53	2,70	5,53	<b>0,83</b>	12,88	1,00	2,050	<b>2050</b>
T3	0,30	6,35	2,70	6,35	<b>0,95</b>	13,80	1,00	2,050	<b>2050</b>
T4	0,30	2,1	2,70	2,10	<b>0,32</b>	7,94	1,00	2,050	<b>2050</b>
T5	0,30	5,6	2,70	5,60	<b>0,84</b>	12,96	1,00	2,050	<b>2050</b>
T6	0,30	3,2	2,70	3,20	<b>0,48</b>	9,80	1,00	2,050	<b>2050</b>
T7	0,30	1,7	2,70	1,70	<b>0,26</b>	7,14	1,00	2,050	<b>2050</b>
T8	0,30	7,95	2,70	7,95	<b>1,19</b>	15,44	0,97	1,989	<b>1989</b>
T9	0,30	4,78	2,70	4,78	<b>0,72</b>	11,97	1,00	2,050	<b>2050</b>
T10	0,30	5,08	2,70	5,08	<b>0,76</b>	12,35	1,00	2,050	<b>2050</b>
T11	0,10	6,58	2,70	6,58	<b>0,99</b>	42,15	0,00	0,000	<b>0</b>
T12	0,10	3,48	2,70	3,48	<b>0,52</b>	30,65	0,00	0,000	<b>0</b>
T13	0,10	3,13	2,70	3,13	<b>0,47</b>	29,07	0,06	0,127	<b>127</b>

Πίνακας 1.3: Χαρακτηριστικά τοιχοπληρώσεων για την προσομοίωσή τους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Μονάδες σε [m] και [MPa])

### Φορτία κατασκευής:

- Φορτία πλακών:

$$q_{ep} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

ωφέλιμα φορτία πλακών κατά Ελληνικό Κανονισμό Φορτίσεων (1945) και EC1:

$$q_{pl} = 200 \text{ kg/m}^2 = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{pr} = 500 \text{ kg/m}^2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

Το δώμα είναι μη βατό οπότε δεν συνυπολογίζεται ωφέλιμο φορτίο στη στάθμη του

- Φορτία δοκών:

Πολλαπλασιάζουμε το φορτίο των τοίχων με το ύψος τους και προκύπτει το φορτίο που μεταβιβάζεται στη δοκό έδρασής τους.

Φορτία τοίχων: μπατικοί →  $3.6 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.50$  (απομείωση λόγω ανοιγμάτων)

δρομικοί →  $2.1 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.35$  (απομείωση λόγω ανοιγμάτων)

Περιμετρικές δοκοί → μπατικοί τοίχοι ύψους 2.70m →  $(3.6 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.50) \cdot 2.70 \text{ m} = 4.86 \text{ kN/m} = 486 \text{ kg/m}$

Εσωτερικές δοκοί → δρομικοί τοίχοι ύψους 2.60m →  $(2.1 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.35) \cdot 2.60 \text{ m} = 1.91 \text{ kN/m} = 191 \text{ kg/m}$

Στη στάθμη του δώματος θεωρείται ότι υπάρχει περιμετρική μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20m, επομένως:

Περιμετρικές δοκοί οροφής → μπατικοί τοίχοι ύψους 1.20m →  $3.6 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.20 \text{ m} = 4.32 \text{ kN/m} = 432 \text{ kg/m}$

### **Προσομοίωμα:**

Η ανάλυση της κατασκευής έγινε με τη χρήση του προγράμματος STRAD της εταιρείας 3DR.

- Τα υποστυλώματα και οι δοκοί προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία ενώ στο εσωτερικό των κόμβων τα μέλη θεωρούνται άκαμπτα
- Οι τοιχοποιίες προσομοιώθηκαν ως λοξές αμφιαρθρωτές ράβδοι (σε "χιαστί" μορφή)
- Σημεία συγκέντρωσης μάζας στο πρόγραμμα ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν σε παγιωμένους βαθμούς ελευθερίας.
- Οι δυσκαμψίες των δοκών και των υποστυλωμάτων εισήχθησαν μειωμένες, με διαφορετικούς τρόπους σε κάθε περίπτωση ανάλυσης ανάλογα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Πιο συγκεκριμένα για το σχεδιασμό έχουμε:
  - με παλαιούς κανονισμούς :ελαστικές δυσκαμψίες αρηγμάτωσης διατομής
  - με ΕΑΚ: δοκοί – 40% δυσκαμψίας αρηγμάτωσης διατομής  
περιμετρικά υποστυλώματα – 60% δυσκαμψίας αρηγμάτωσης διατομής  
εσωτερικά υποστυλώματα – 80% δυσκαμψίας αρηγμάτωσης διατομής  
Στρεπτική δυσκαμψία ίση με το 10% της αρηγμάτωσης για όλα τα μέλη

Ενώ για την αποτίμηση έχουμε:

- Για την προκαταρκτική ανάλυση: πίνακας Σ4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Για εφαρμογή μεθόδων m και pushover: Εξίσωση (2) από παρ. 7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

## **2. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΠΑΛΑΙΟΥΣ ΚΑΙ ΝΕΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΩΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

Στην παράγραφο αυτή δίνονται οι διαστάσεις και οι οπλισμοί δοκών και υποστυλωμάτων για τις δύο υπέργειες στάθμες της κατασκευής, για όλες τις περιπτώσεις σχεδιασμού. Η διαστασιολόγηση της θεμελίωσης δεν δίνεται καθώς αυτή δεν ελέγχθηκε. Θεωρήθηκε πλήρης επάρκεια των στοιχείων της θεμελίωσης σε όλες τις περιπτώσεις.

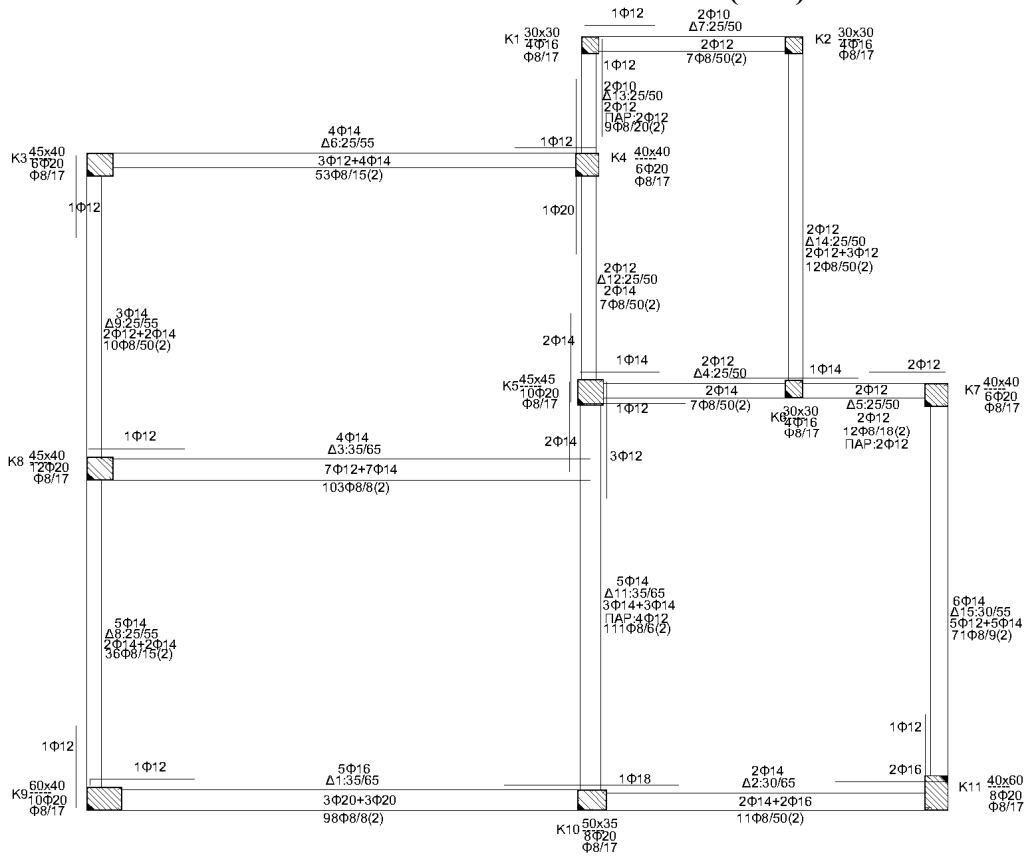
Στη συνέχεια, τα κτίρια θεωρήθηκαν ως υπάρχοντα με τις ίδιες ακριβώς διαστάσεις και οπλισμούς που προέκυψαν από το σχεδιασμό και έτσι εισήχθησαν στο πρόγραμμα STRAD για ελέγχους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για τους ελέγχους για στάθμη επιτελεστικότητας B, τα προσομοιώματα συμπεριελάμβαναν τις τοιχοπληρώσεις ενώ για τη στάθμη Γ όπου επιτρέπονται εκτεταμένες βλάβες, οι τοιχοπληρώσεις αγνοούνται από το μοντέλο, αφού θεωρείται ότι μέχρι την ανάπτυξη μεγάλων βλαβών στο φέροντα οργανισμό, αυτές θα έχουν αστοχήσει, επομένως δεν συνεισφέρουν στην απόκριση της κατασκευής. Ωστόσο, για λόγους διερεύνησης έχουν γίνει και αποτιμήσεις για στάθμη Γ, συμπεριλαμβάνοντας τις τοιχοπληρώσεις.

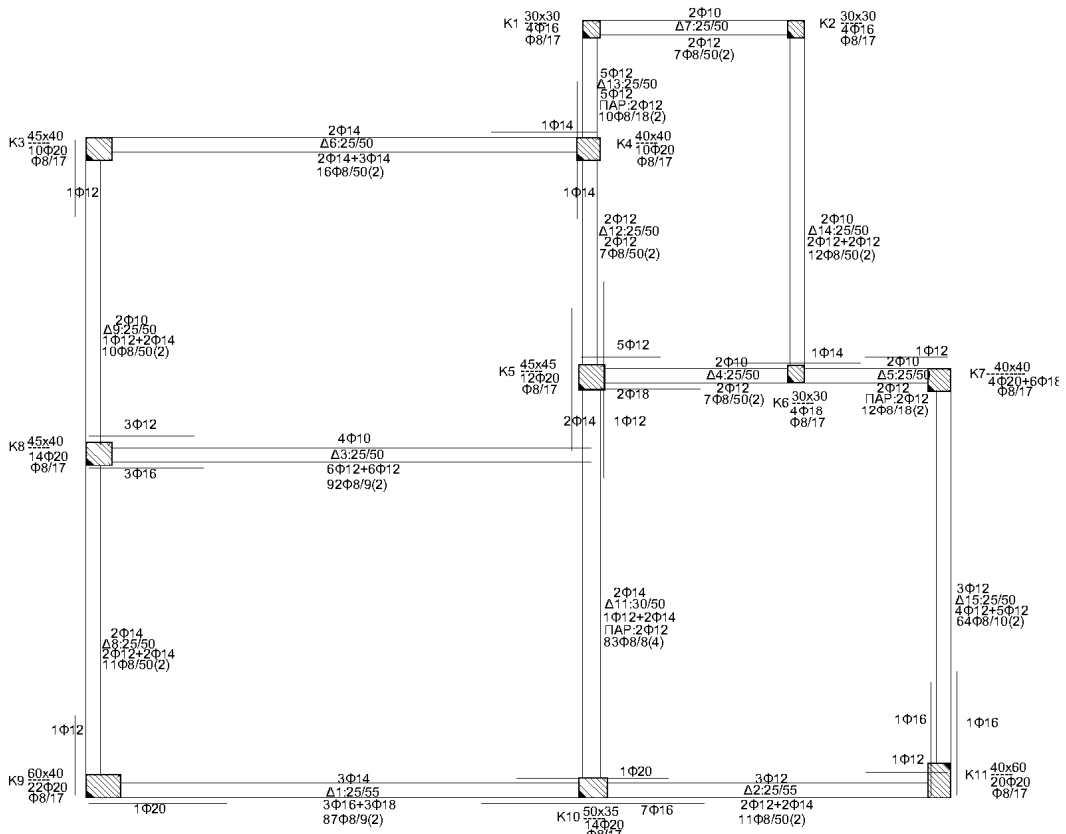
Το πρόγραμμα STRAD, για την περιγραφή υπάρχουσας κατασκευής, δεν παρείχε τη δυνατότητα εισαγωγής συνδετήρων πέραν των ορθογωνικών και μόνο στα γωνιακά σίδερα, αλλά ούτε και τη δυνατότητα πύκνωσης αυτών στις κρίσιμες περιοχές. Επομένως, τόσο σε δοκούς όσο και σε υποστυλώματα, εισήχθησαν παντού οι συνδετήρες σε αποστάσεις κρίσιμων περιοχών ενώ για την περίπτωση που υπήρχαν ενδιάμεσοι συνδετήρες (περισσότερα από δύο σκέλη Φ8 ανά διεύθυνση) εισήχθησαν συνδετήρες με σκέλη μεγαλύτερα του Φ8 έτσι ώστε να είναι πιο κοντά στην πραγματική κατάσταση. Τελικώς η προσομοίωση των συνδετήρων είναι ικανοποιητική σε θέματα περίσφιξης και διάτμησης εντός των κρίσιμων περιοχών αλλά υπερεκτιμημένη στις μη κρίσιμες περιοχές.

Η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων θεωρήθηκε παντού «Ικανοποιητική» ενώ τα κτίρια προσομοιώθηκαν ως υπάρχοντα χωρίς θεώρηση βλαβών ή άλλων επεμβάσεων.

2.1 ΣΧΕΛΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ (Β.Δ.) ΤΟΥ 1959

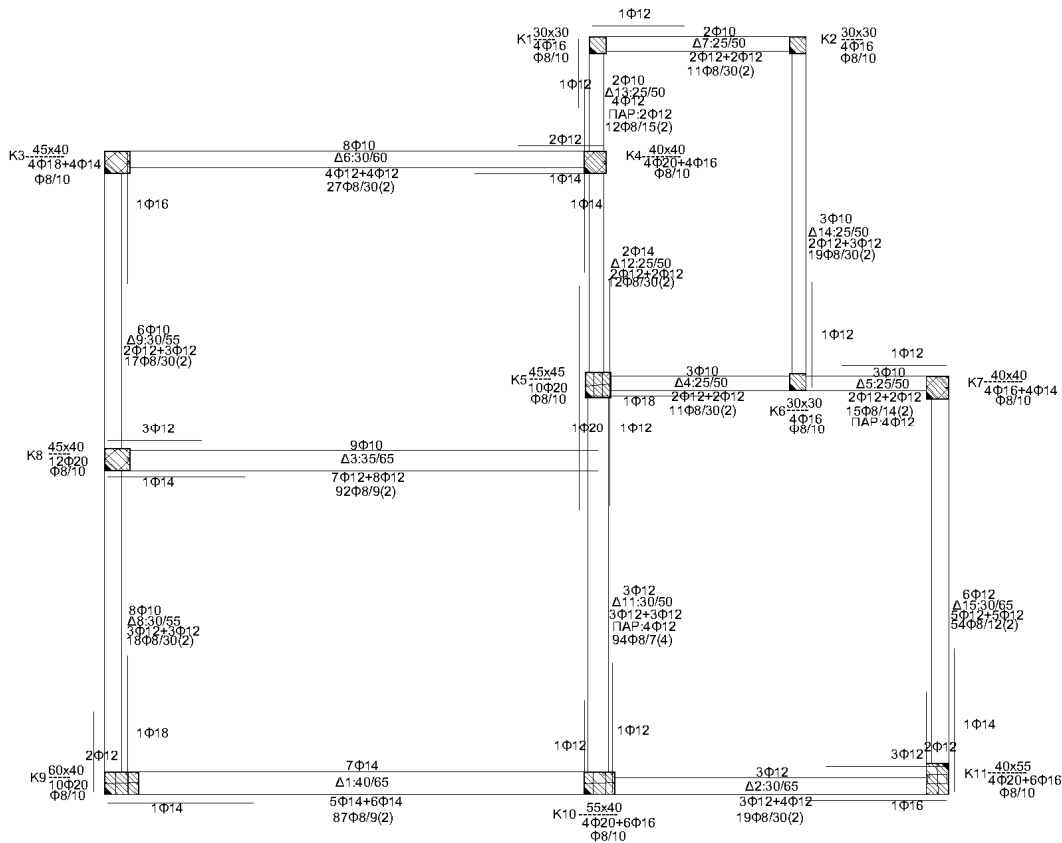


Σχήμα 2.1.1: Ξυλότυπος οροφής ισογείου σε κτίριο σχεδιασμένο με Β.Δ. 1959

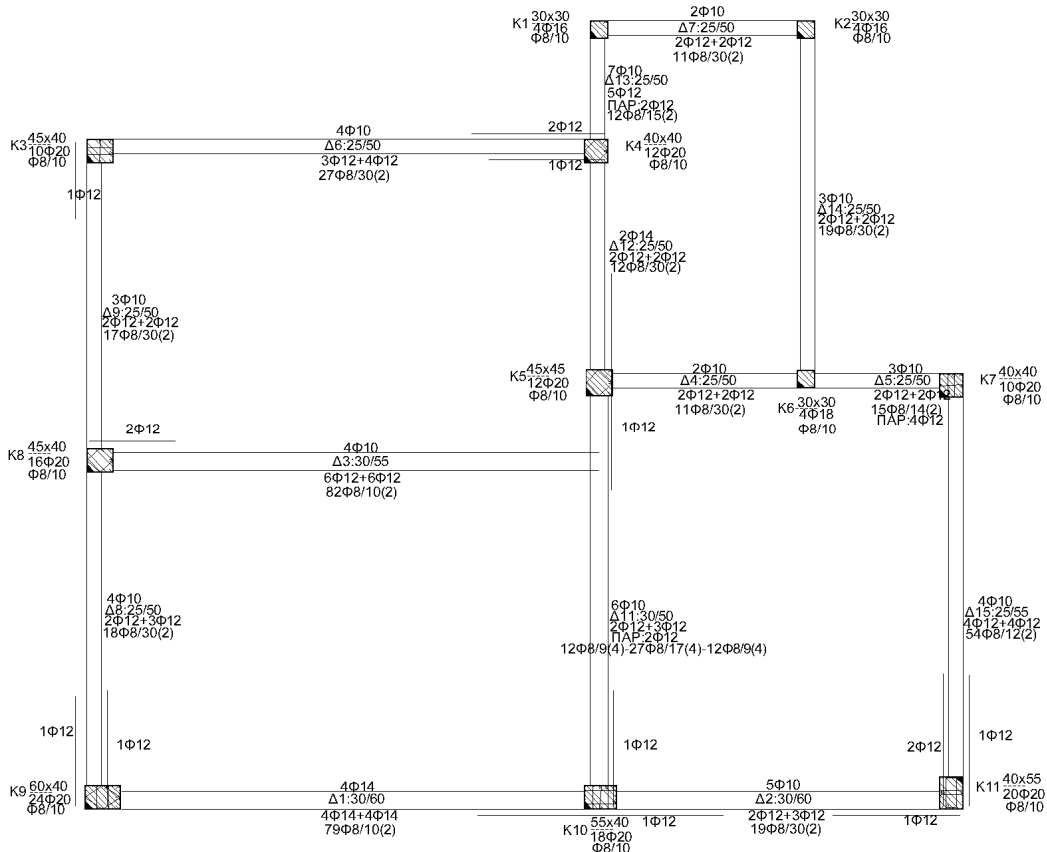


Σχήμα 2.1.2: Ξυλότυπος οροφής ορόφου σε κτίριο σχεδιασμένο με Β.Δ. 1959

## 2.2 ΣΧΕΛΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΤΟΥ 1984

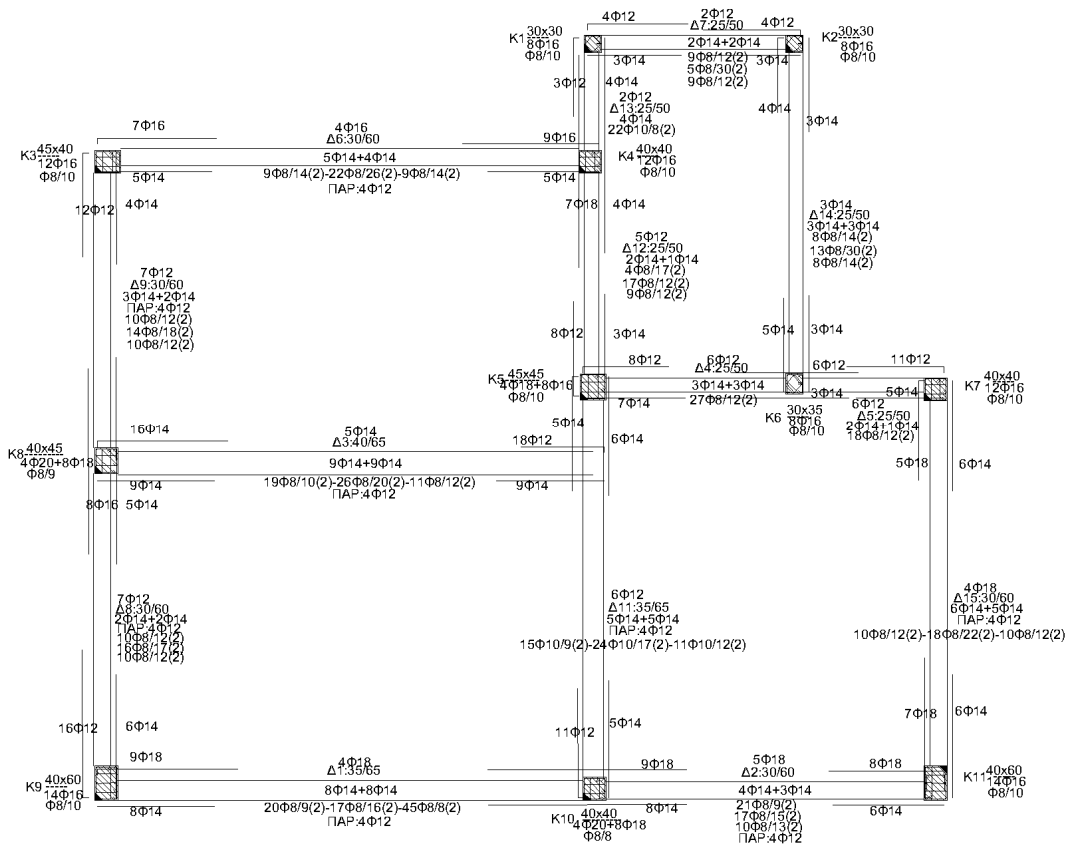


Σχήμα 2.2.1: Ξυλότυπος οροφής ισογείου σε κτίριο σχεδιασμένο με αντισεισμικό κανονισμό 1984

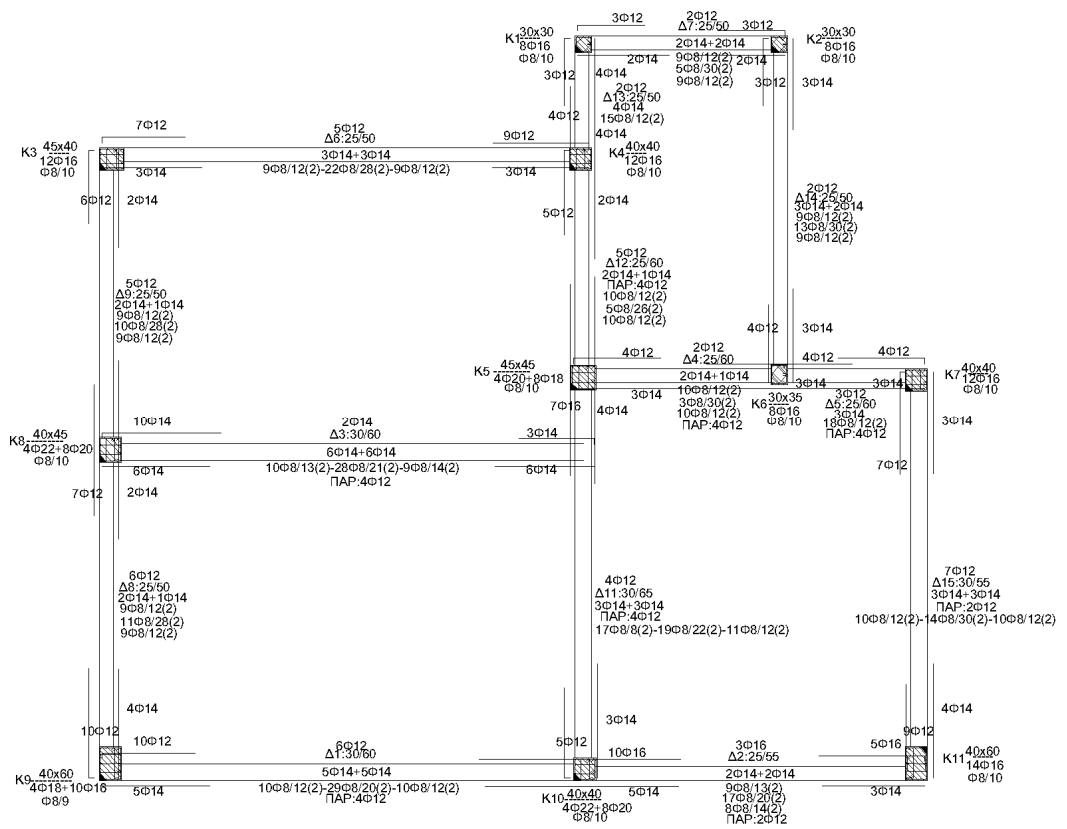


Σχήμα 2.2.2: Ξυλότυπος οροφής ορόφου σε κτίριο σχεδιασμένο με αντισεισμικό κανονισμό 1984

2.3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΕΑΚ2003



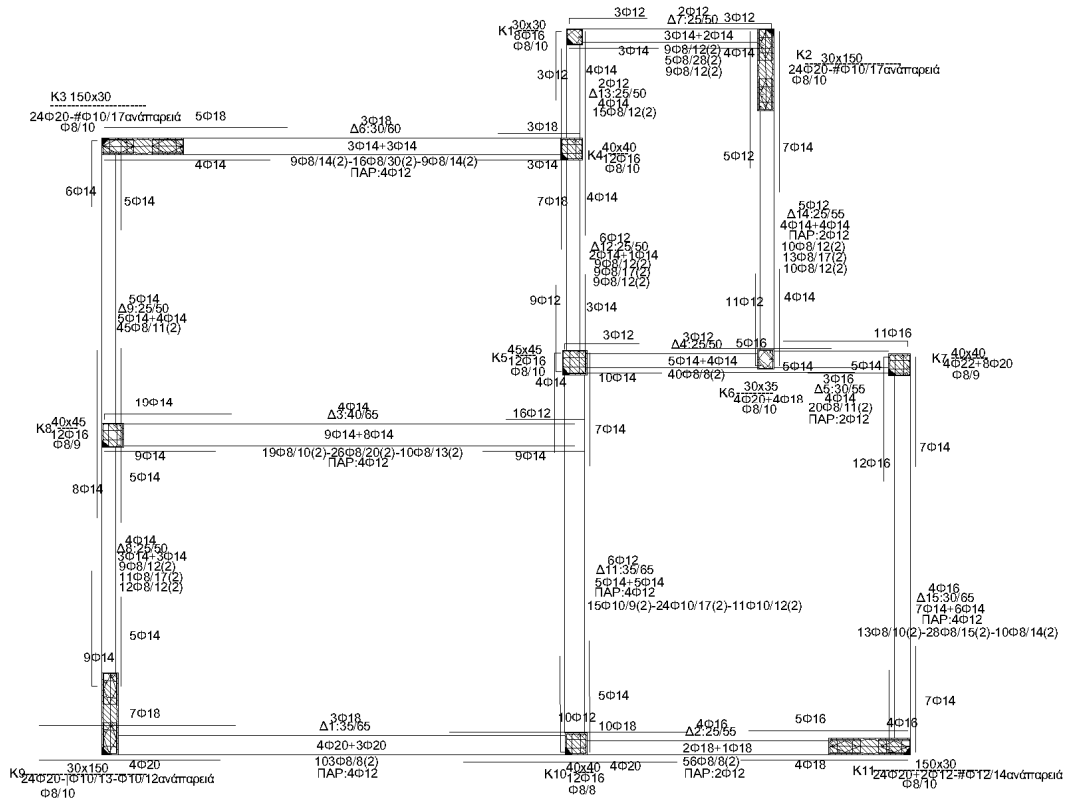
Σχήμα 2.3.1: Ευλότυπος οροφής ισογείου σε κτίριο σχεδιασμένο με ΕΑΚ2003



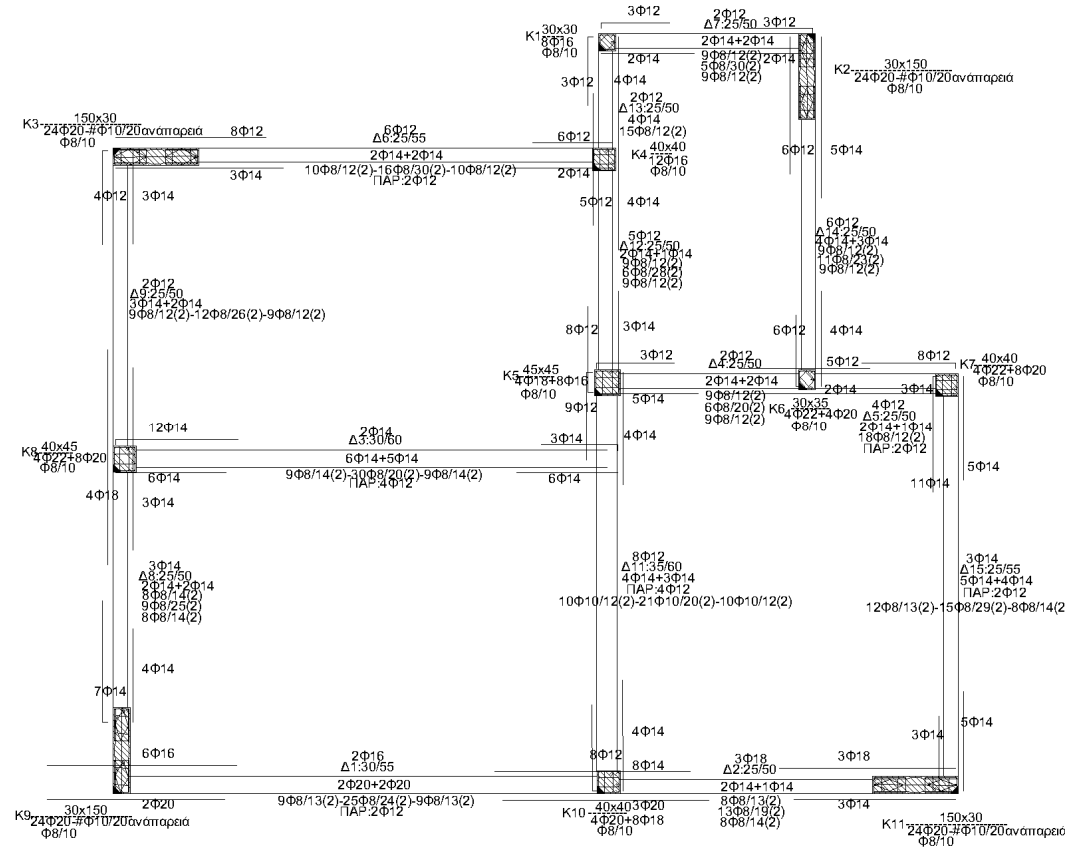
Σχήμα 2.3.2: Ευλότυπος οροφής ορόφου σε κτίριο σχεδιασμένο με ΕΑΚ2003



## 2.4 ΣΧΕΛΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑ ΕΑΚ2003



Σχήμα 2.4.1: Ξυλότυπος οροφής ισογείου σε κτίριο με τοιχώματα, σχεδιασμένο με ΕΑΚ2003



Σχήμα 2.4.2: Ξυλότυπος οροφής ορόφου σε κτίριο με τοιχώματα, σχεδιασμένο κατά ΕΑΚ2003

### 3. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

#### 3.1 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Αρχικά εκτελείται η προκαταρκτική ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου και προσδιορίζονται οι λόγοι "λ" (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ., παρ. 2.1.4) για τα μέλη της κατασκευής και βάσει αυτών ελέγχονται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της κάθε ανάλυσης (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ., παρ. 2.3.2).

Η προκαταρκτική ανάλυση γίνεται με θεώρηση ελαστικού φάσματος απόκρισης ( $q = 1$ ) κατά Ευρωκώδικα.

Οι μειωμένες δυσκαμψίες εισάγονται βάσει του πίνακα Σ4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ., παρ. 2.2.2).

Στους πίνακες που ακολουθούν δίνονται οι λόγοι ανεπάρκειας λ όπως προέκυψαν από την προκαταρκτική ανάλυση με το STRAD για όλα τα υποστυλώματα της ανωδομής.

Υποστύλωμα	Ισόγειος όροφος				1 <sup>ος</sup> όροφος			
	1959	1984	ΕΑΚ	ΕΑΚ τοιχεία	1959	1984	ΕΑΚ	ΕΑΚ τοιχεία
K1	4,76	4,76	3,57	4,00	1,30	1,14	1,00	0,33
K2	2,94	3,45	2,86	0,49	0,65	0,49	0,80	0,11
K3	1,49	1,75	1,32	0,49	0,49	0,49	0,25	0,14
K4	1,52	1,52	1,22	0,80	0,25	0,17	0,83	0,12
K5	0,95	0,95	0,87	2,04	0,54	0,49	0,33	0,11
K6	2,00	1,89	1,82	1,32	7,14	6,67	0,69	0,11
K7	1,59	2,17	0,49	0,80	0,49	0,49	1,75	0,14
K8	0,95	0,91	0,49	1,25	1,23	0,80	0,54	0,65
K9	1,09	1,09	0,49	0,12	0,17	0,14	1,72	0,11
K10	1,16	0,87	0,49	0,83	1,18	0,69	0,20	0,17
K11	0,83	0,74	0,49	0,33	1,08	1,04	1,37	0,11
Μέση τιμή λ	1,75	1,83	1,28	1,13	1,32	1,15	0,86	0,19
λ <sub>k</sub>	1,42	1,45	0,97	0,71	1,04	0,84	0,82	0,18
λ <sub>max</sub>	4,76	4,76	3,57	4,00	7,14	6,67	1,75	0,65

Πίνακας 3.1: Λόγοι ανεπάρκειας (λ) υποστυλωμάτων από προκαταρκτική ανάλυση για κτίριο σχεδιασμένο με κανονισμό του 1959

Όπως φαίνεται από τον παραπάνω πίνακα, προκύπτουν λόγοι  $\lambda > 2.5$  σε αρκετά μέλη της κατασκευής, επομένως πρέπει να ελεγχθεί η μορφολογική της κανονικότητα.

Ξεκινώντας να ελέγχουμε τις προϋποθέσεις μορφολογικής κανονικότητας (a) έως (d) όπως αναφέρονται την παράγραφο 2.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., συμπεραίνουμε ότι:

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.

Η προϋπόθεση αυτή ισχύει!

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.

Η προϋπόθεση αυτή ισχύει!

- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας  $\lambda_k$  υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου, όπου :

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{Si}}{\sum_1^n V_{Si}}$$

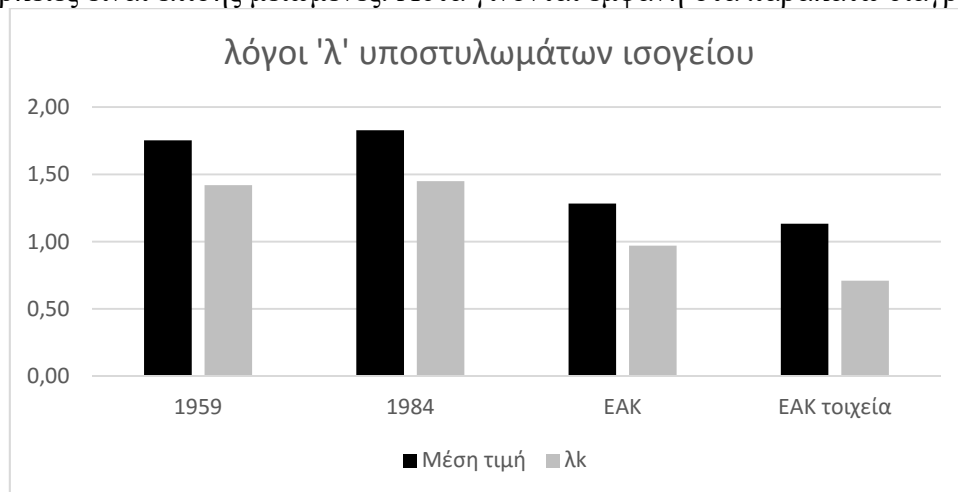
Το πρόγραμμα STRAD πραγματοποιεί αυτόματα τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής και στην περίπτωση μας εμφάνισε μήνυμα ότι η συγκεκριμένη προϋπόθεση δεν καλύπτεται καθώς προκύπτει μεταβολή μεγαλύτερη από 150% στο  $\lambda_k$  μεταξύ των δύο ορόφων. Καταλήγουμε λοιπόν στο συμπέρασμα ότι **το κτίριο δεν είναι μορφολογικά κανονικό**.

Έτσι, ενώ οι προϋποθέσεις εφαρμογής (ii) έως (vi) πληρούνται για το εν λόγω κτίριο (βλ. παρ. 2.3.2), η μη πλήρωση της προϋπόθεσης (i) μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι δεν μπορεί να εφαρμοσθεί ελαστική μέθοδος ανάλυσης της κατασκευής.

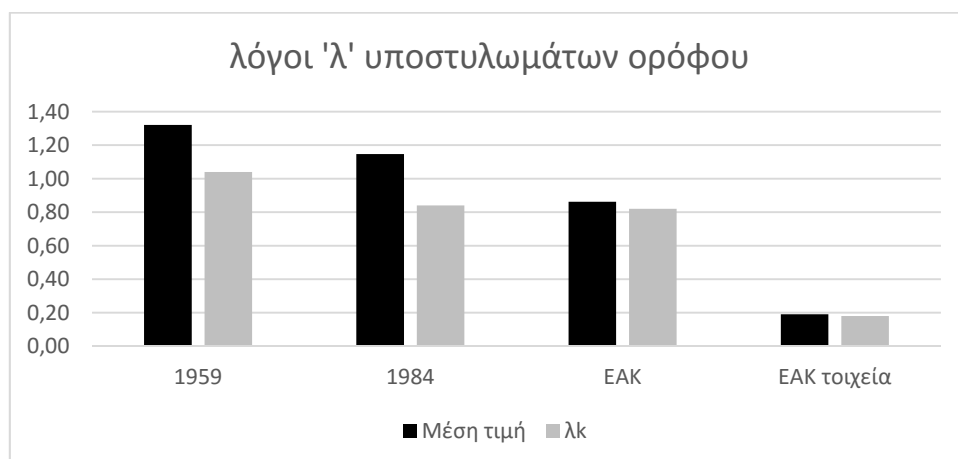
Ωστόσο, επειδή δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες στο κτίριο, επιτρέπεται βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της ελαστικής μεθόδου, αλλά με προσαύξηση των συντελεστών ασφαλείας  $\gamma_{sd}$  κατά 0,15.

Εφαρμόζουμε, λοιπόν, τις ελαστικές μεθόδους αποτίμησης που ακολουθούν, με συντελεστές  $\gamma_{sd} = 1.15$ .

Ένα επιπλέον πράγμα που παρατηρείται στον πίνακα 3.1 είναι ότι γενικώς, όσο ο κανονισμός που σχεδιάστηκε το κτίριο είναι πιο καινούριος τόσο μειώνονται οι ανεπάρκειες ενώ αντίστοιχα, για τα κτίρια που σχεδιάστηκαν με τον ΕΑΚ, με την προσθήκη των τοιχωμάτων οι ανεπάρκειες είναι επίσης μειωμένες. Αυτά γίνονται εμφανή στα παρακάτω διαγράμματα:



Σχήμα 3.1: Λόγοι 'λ' υποστυλωμάτων ισογείου από προκαταρκτική ανάλυση



Σχήμα 3.2: Λόγοι 'λ' υποστυλωμάτων ορόφου από προκαταρκτική ανάλυση

Παρατηρούμε, επίσης, ότι:

- Το ισόγειο είναι κρισιμότερο από τον όροφο αφού εκεί παρατηρούνται μεγαλύτερες ανεπάρκειες.
- Μεταξύ των κτιρίων σχεδιασμένα με κανονισμό του 1959 και του 1984, αντί για μείωση παρατηρείται μια μικρή αύξηση των λόγων 'λ' στο ισόγειο (από τον πίνακα 3.1 παρατηρούμε ότι οι ανεπάρκειες κάποιων στοιχείων του ισογείου αυξάνονται), ενώ υπάρχει σαφέστερη μείωση στον άνω όροφο. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι τα πρόσθετα άρθρα του κανονισμού του 1984 δεν άλλαξαν σημαντικά τις απαιτήσεις σε οπλισμούς άρα και σε αντοχή των στοιχείων. Οι διαφορές οφείλονται σε λίγο μεγαλύτερες απαιτήσεις σε συνδετήρες με τα πρόσθετα άρθρα του 1984, αλλά και στην διαφορετική κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων (ορθογωνική κατανομή με τον κανονισμό του '59, τριγωνική κατανομή με τον κανονισμό του '84).

### 3.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟ ΜΕ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΤΟΥ 1959

#### ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στον πίνακα που ακολουθεί καταγράφεται το πλήθος των ανεπαρκειών στα υποστυλώματα και τις δοκούς του κτιρίου για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ						
	B1	B2	Γ1 με τοίχους	Γ2 με τοίχους	Γ1 χωρίς τοίχους	Γ2 χωρίς τοίχους
ισόγειο	5	5	5	4	6	6
όροφος	6	5	5	5	7	6
ΔΟΚΟΙ						
	B1	B2	Γ1 με τοίχους	Γ2 με τοίχους	Γ1 χωρίς τοίχους	Γ2 χωρίς τοίχους
ισόγειο	11	9	10	8	10	10
όροφος	12	12	11	11	12	11

Πίνακας 3.2.1: Πλήθος μελών που αστοχούν σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας

#### Παρατήρηση 1<sup>η</sup>:

Το πρώτο πράγμα που παρατηρείται από αυτόν τον πίνακα είναι ότι η αποτίμηση σε στάθμη Γ έχει εκτελεστεί και χωρίς συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων (όπως προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.) αλλά και με συνυπολογισμό αυτών. Αυτό έγινε διότι με την αφαίρεση των τοιχοπληρώσεων από το μοντέλο, η αλλαγή των εντατικών μεγεθών δίνει τελικά αποτελέσματα που είναι δυσμενέστερα για τη στάθμη Γ αντί για ευμενέστερα. Παρατηρούμε ότι οι ανεπάρκειες είναι περισσότερες στις αποτιμήσεις για στάθμη Γ χωρίς τοιχοπληρώσεις και λιγότερες για στάθμη Γ με τοιχοπληρώσεις. Μάλιστα στην αποτίμηση για στάθμη Γ χωρίς τοιχοπληρώσεις οι ανεπάρκειες είναι περισσότερες και από αυτές στη στάθμη Β.

Συνυπολογίζοντας, λοιπόν, τις τοιχοπληρώσεις στο προσομοίωμα, προκύπτουν πιο «λογικά» αποτελέσματα, δηλαδή ίδιες ή λιγότερες ανεπάρκειες από τη στάθμη Β. Κι αυτό συμβαίνει διότι υπάρχει μείωση των εντατικών μεγεθών σε σχέση με την απουσία των τοιχοπληρώσεων. Για το σκοπό αυτό έχουν επιλεγεί ένα υποστυλώμα (Κ8) και μια δοκός (Δ6) σε κάθε όροφο, όπου για κάθε ανάλυση καταγράφονται τα εντατικά μεγέθη τους, οι μεταβολές των οποίων δικαιολογούν τα εν λόγω αποτελέσματα (βλ. πίνακα 3.2.2).

#### Παρατήρηση 2<sup>η</sup>:

Το δεύτερο πράγμα που παρατηρείται από τον πίνακα 3.2.1 είναι ότι παρά τη αλλαγή στόχου αποτίμησης από Β1 σε Β2 ή από Γ1 σε Γ2, ο αριθμός των ανεπαρκειών δε μειώνεται σημαντικά. Αυτό ωστόσο, δεν σημαίνει ότι δεν υπάρχει μεταβολή στο βαθμό επάρκειας/ανεπάρκειας κάθε στοιχείου. Αυτό φαίνεται τόσο από τη μεταβολή των εντατικών μεγεθών στα στοιχεία Κ8 και Δ6 (βλ. πίνακα 3.2.2) όσο και από τη μεταβολή των λόγων ανεπάρκειας 'λ' (βλ. πίνακα 3.2.3).

#### Παρατήρηση 3<sup>η</sup>:

Οι ανεπάρκειες στις δοκούς είναι πάρα πολλές σε όλες τις περιπτώσεις και σχεδόν όλες οφείλονται σε διατμητικές αστοχίες, πράγμα αναμενόμενο καθώς ο αντισεισμικός κανονισμός του 1959 με τον οποίο είναι διαστασιολογημένες δεν προβλέπει αρκετά πυκνούς συνδετήρες και οι αποστάσεις τους είναι μεγάλες (Φ8/50 σε πολλές περιπτώσεις).

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ8												
	ισόγειο						όροφος					
	B1	B2	Γ1 με τοίχους	Γ2 με τοίχους	Γ1 χωρίς τοίχους	Γ2 χωρίς τοίχους	B1	B2	Γ1 με τοίχους	Γ2 με τοίχους	Γ1 χωρίς τοίχους	Γ2 χωρίς τοίχους
My	122,1	113,5	112,5	107,8	92,5	98,2	240,5	239,3	238,9	253,0	541,4	471,4
Mz	157,9	96,8	88,7	55,4	53,6	49,2	32,7	22,4	17,8	7,1	166,6	71,2
N	719,2	710,6	713,2	707,1	672,6	671,6	328,8	326,3	327,0	338,1	105,7	200,7
Vx	157,6	94,5	156,2	93,7	93,7	93,7	145,1	140,9	142,2	139,1	170,6	162,4
Vy	157,6	94,5	156,2	93,7	93,7	93,7	66,1	39,7	65,4	39,3	39,3	39,3
ΔΟΚΟΣ Δ6												
	ισόγειο						όροφος					
	B1	B2	Γ1 με τοίχους	Γ2 με τοίχους	Γ1 χωρίς τοίχους	Γ2 χωρίς τοίχους	B1	B2	Γ1 με τοίχους	Γ2 με τοίχους	Γ1 χωρίς τοίχους	Γ2 χωρίς τοίχους
Μαρχ	104,7	94,3	94,5	94,5	118,4	100,4	84,5	84,1	84,2	84,2	91,1	85,5
Μαν	90,7	90,7	90,7	90,7	87,0	90,7	64,3	64,3	64,3	64,3	63,3	64,3
Μτελ	148,2	148,2	148,0	148,0	149,0	148,0	116,6	115,6	115,5	115,5	122,2	117,6
Varχ	105,1	95,5	98,2	91,5	137,6	117,5	81,1	78,6	79,3	77,6	95,5	87,7
Vτελ	116,8	107,2	109,9	103,1	147,4	129,1	88,1	85,7	86,3	84,6	101,8	94,8

Πίνακας 3.2.2: Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος Κ8 και δοκού Δ6 στις διάφορες περιπτώσεις αποτίμησης

Παρατηρούμε από τον πίνακα 3.2.2 ότι η μείωση των εντατικών μεγεθών από στάθμη Β1 σε Β2, ή από στάθμη Γ1 σε Γ2, δεν είναι σημαντικά μεγάλη (ενώ υπάρχουν περιπτώσεις που παρατηρείται μικρή αύξηση). Δηλαδή παρά το γεγονός ότι η σεισμική δράση μειώνεται κατά 40%, αυτό δεν αποτυπώνεται έντονα στα εντατικά μεγέθη των οποίων οι μειώσεις είναι κατά μέσο όρο λιγότερο από 10%. Αυτή είναι η μία αιτία που δεν μειώνεται το πλήθος των ανεπαρκειών. Επιπλέον παρατηρείται ότι με την αφαίρεση των τοιχοπληρώσεων από το μοντέλο για αποτίμηση σε στάθμη Γ, υπάρχει αύξηση (σε κάποιες περιπτώσεις σημαντική) των εντατικών μεγεθών, πράγμα που οδηγεί και στις περισσότερες ανεπάρκειες που παρατηρούνται στη στάθμη Γ σε σχέση με την Β.

Ακολουθεί ο πίνακας 3.2.3 με τους λόγους ‘λ’ των υποστυλωμάτων για όλες τις περιπτώσεις αποτίμησης, όπως αυτοί προέκυψαν από το πρόγραμμα STRAD. Αρχικά παρατηρούμε ότι κάποιες τιμές επαναλαμβάνονται συχνά σε πολλά στοιχεία, ενώ δεν είναι δυνατόν να έχουν όντως τον ίδιο λόγο ανεπάρκειας, και αυτό οφείλεται σε κάποιες αριθμητικές αστάθειες. Ωστόσο, οι μεταβολές των τιμών ανταποκρίνονται στα αναμενόμενα αποτελέσματα (μείωση των λόγων ‘λ’ για στόχο Β2 αντί για Β1 ή για στόχο Γ2 αντί για Γ1). Επιπλέον, παίρνοντας τον μέσο λόγο  $\lambda_k$  του ορόφου μπορούμε να έχουμε μια σχετικά καλύτερη εκτίμηση για τη σχετική μείωση του βαθμού ανεπάρκειας.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ							
Στάθμη Επιτελεστικότητας		B1	B2	Γ1 με τοιίχους	Γ2 με τοιίχους	Γ1 χωρίς τοιίχους	Γ2 χωρίς τοιίχους
ισόγειο	K1	0,57	0,33	0,49	0,25	0,25	1,00
	K2	0,61	0,49	0,49	0,25	0,33	0,33
	K3	0,49	0,33	0,33	0,17	0,20	0,20
	K4	0,51	0,33	0,25	0,17	0,14	0,14
	K5	0,49	0,33	0,25	0,14	0,12	0,14
	K6	0,49	0,25	0,17	0,11	0,11	0,11
	K7	0,49	0,25	0,25	0,14	0,14	0,14
	K8	0,65	0,49	0,49	0,25	0,20	0,20
	K9	0,49	0,25	0,25	0,14	0,14	0,14
	K10	0,49	0,33	0,20	0,12	0,12	0,12
	K11	0,49	0,25	0,25	0,14	0,14	0,14
	<b>λk</b>	<b>0,51</b>	<b>0,33</b>	<b>0,29</b>	<b>0,17</b>	<b>0,16</b>	<b>0,20</b>
όροφος	K1	0,17	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
	K2	0,20	0,11	0,11	0,11	0,33	0,13
	K3	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
	K4	0,2	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
	K5	0,20	0,14	0,12	0,11	0,11	0,11
	K6	0,17	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
	K7	0,12	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
	K8	0,17	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
	K9	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
	K10	0,49	0,25	0,20	0,11	0,11	0,11
	K11	0,12	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
	<b>λk</b>	<b>0,21</b>	<b>0,13</b>	<b>0,12</b>	<b>0,11</b>	<b>0,12</b>	<b>0,11</b>

Πίνακας 3.2.3: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων

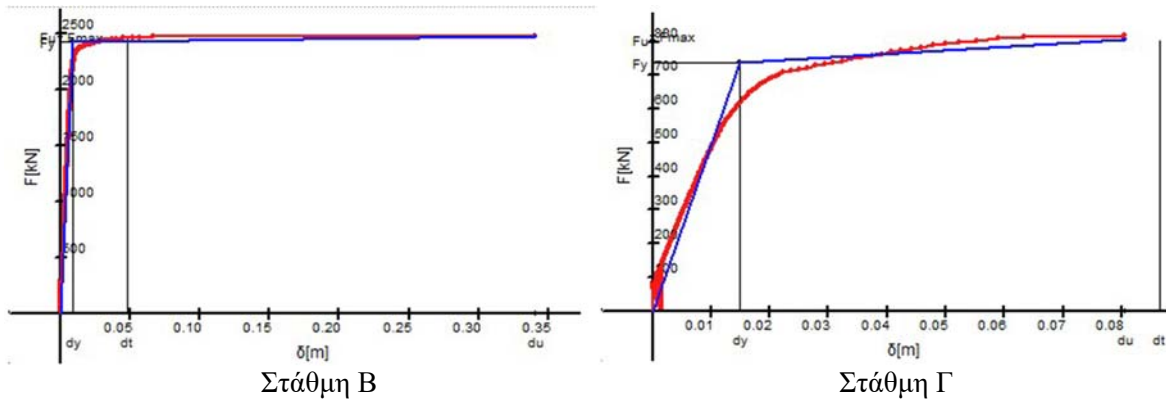
Βλέπουμε, λοιπόν, ότι η μείωση στους μέσους λόγους ανεπάρκειας είναι:

- από στόχο B1 σε στόχο B2 : 35,5% στο ισόγειο και 38,1% στον όροφο
- από στόχο B1 σε στόχο Γ1 συνεκτιμώντας τις τοιχοπληρώσεις: 43,1% στο ισόγειο και 7,7% στον όροφο
- από στόχο Γ1 σε στόχο Γ2 συνεκτιμώντας τις τοιχοπληρώσεις: 41,4% στο ισόγειο και 8,3% στον όροφο
- από στόχο Γ1 με συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων σε στόχο Γ1 χωρίς συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων: μείωση 44,8% στο ισόγειο και αύξηση 9% στον όροφο
- από στόχο Γ1 σε στόχο Γ2 χωρίς συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων: αύξηση 17,6% στο ισόγειο και μείωση 8,3% στον όροφο

## ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για να αποκτηθεί μια πληρέστερη εικόνα της συμπεριφοράς της κατασκευής ως σύνολο, εκτελέστηκαν και αναλύσεις τύπου pushover για να πραγματοποιηθούν και έλεγχοι μετακινήσεων σε επίπεδο κατασκευής. Συγκρίνεται δηλαδή η επιτρεπόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, με την στοχευόμενη μετακίνηση που υπολογίζεται για την κατασκευή αυτή κατά την σχέση (Σ5.6) στην παρ. 5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ο έλεγχος έγινε για στάθμες Β1 και Γ1, όπου στη στάθμη Γ αγνοήθηκαν οι τοιχοπληρώσεις από το προσομοίωμα.



Σχήμα 3.2.1: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για ώθηση κατά +X με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης γίνεται αυτομάτως από το πρόγραμμα STRAD και δίδονται οι εξής παράμετροι:

Στάθμη Β:

$$F_y = 2431.4 \text{ kN}, d_y = 0.01 \text{ m}$$

$$F_u = 2481.1 \text{ kN}, d_u = 0.34 \text{ m}$$

$$d_{\text{target}} = 0.05 \text{ m}$$

Στάθμη Γ:

$$F_y = 737.5 \text{ kN}, d_y = 0.01 \text{ m}$$

$$F_u = 807.2 \text{ kN}, d_u = 0.08 \text{ m}$$

$$d_{\text{target}} = 0.09 \text{ m}$$

Υπολογίζουμε την επιτρεπόμενη μετακίνηση βάσει της παραγράφου 9.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$\text{Για στάθμη επιτελεστικότητας Β: } d_B = (d_y + d_u) / 2\gamma_{Rd} = (0.01 + 0.34) / (2 * 1.5) = 0.12 \text{ m}$$

$$\text{Για στάθμη επιτελεστικότητας Γ: } d_\Gamma = d_u / \gamma_{Rd} = 0.08 / 1.5 = 0.05 \text{ m}$$

Βλέπουμε ότι και στις δύο περιπτώσεις η στοχευόμενη μετακίνηση είναι πολύ μικρότερη της επιτρεπόμενης, άρα η κατασκευή είναι επαρκής και για τις δύο στάθμες.

$$\text{Λόγος επάρκειας για στάθμη Β: } d_{\text{target}} / d_B = 0.05 / 0.12 = 0.42$$

$$\text{Λόγος επάρκειας για στάθμη Γ: } d_{\text{target}} / d_\Gamma = 0.09 / 0.05 = 1.80$$

Για τη στάθμη Β σημειώνεται, ωστόσο, ότι παρατηρήθηκαν αστοχίες τόσο σε διάτμηση όσο και σε κάμψη, από το πρώτο βήμα της ανάλυσης σε τρεις δοκούς και ένα υποστύλωμα. Αυτό σημαίνει ότι με πολύ μικρή οριζόντια δύναμη θα σημειωθούν ανεπάρκειες σε πρωτεύοντα μέλη. Έπομένως, ενώ από έλεγχο μετακινήσεων η κατασκευή φαίνεται να επαρκεί ως σύνολο, καθώς υπάρχει δυνατότητα ανακατανομής εντατικών μεγεθών και η κατάρρευση έρχεται αρκετά αργότερα, καταλαβαίνουμε ότι σε μια ελαστική ανάλυση το



συμπέρασμα θα ήταν ανεπάρκεια ακόμη και για στάθμη Γ με πολύ μικρό σεισμό αφού θα έχουν σημειωθεί αστοχίες σε πρωτεύοντα μέλη.

Σημειώνεται, επιπλέον, ότι και στα επόμενα βήματα της ανάλυσης πολλές από τις αστοχίες μελών μέχρι την κατάρρευση, ήταν διατμητικές, πράγμα που αναμενόταν λόγω της αραιής τοποθέτησης συνδετήρων κατά το σχεδιασμό (ιδίως σε δοκούς).

Για τη στάθμη Γ είναι σαφής η ανεπάρκεια αφού ούτε η συνολική ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής δεν ικανοποιεί τη στοχευόμενη μετακίνηση ενώ και σε επίπεδο μελών οι ανεπάρκειες ήταν πολλές.

Συγκεκριμένα, σημειώθηκαν συνολικά οι εξής αστοχίες:

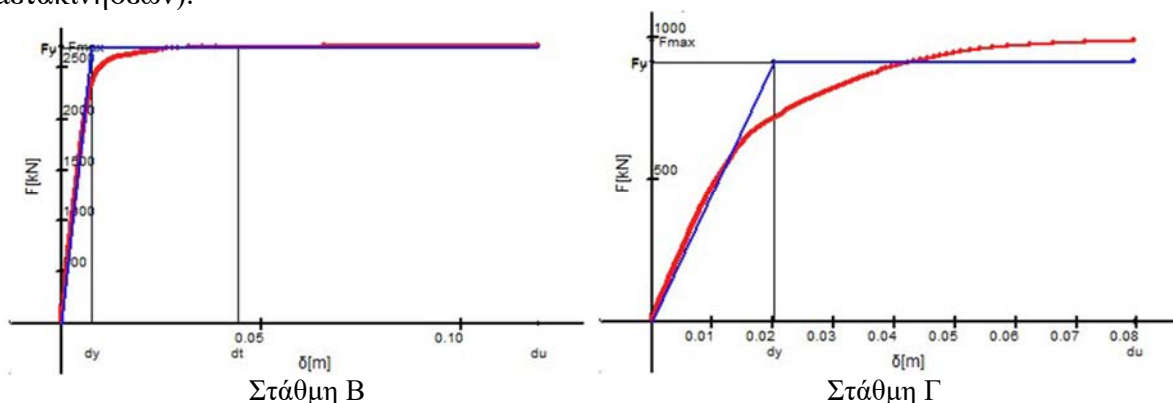
	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ
<b>ΣΤΑΘΜΗ Β</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	5	1	0	2
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	5	0	1	0
<b>ΣΤΑΘΜΗ Γ</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	5	1	0	2
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	4	9	8	11

Πίνακας 3.2.4: Πλήθος καμπτικών και διατμητικών αστοχιών σε δοκούς και υποστυλώματα μέχρι την κατάρρευση για ώθηση κατά Χ

Τέλος, επισημαίνεται ότι στην καμπύλη της στάθμης Β παρατηρείται πολύ απότομη κλίση στην αρχή ενώ γίνεται σχεδόν οριζόντια στη συνέχεια. Αυτό συμβαίνει λόγω της ύπαρξης πολλών τοιχοπληρώσεων που καθιστούν το κτίριο πολύ δύσκαμπτο ώσπου να αστοχήσουν κάποιες (ψαθυρά) σε μικρή συνολική μετακίνηση.

Αντιθέτως η καμπύλη για τη στάθμη Γ έχει πιο ομαλή μεταβολή στην κλίση της λόγω της απουσίας των τοίχων, αλλά επιτυγχάνει συνολικά πολύ μικρότερες μετακινήσεις και συνολική τέμνουσα βάση.

Η επόμενες καμπύλες ικανότητας αφορούν ώθηση κατά τη διεύθυνση Υ (και όσον αφορά τη στάθμη Β, ήταν η περίπτωση όπου το κτίριο επέδειξε την μικρότερη ικανότητα ανάπτυξης μετακινήσεων).



Σχήμα 3.2.2: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για ώθηση κατά -Υ με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης

Στάθμη Β:

$F_y = 2696.3 \text{ kN}$ ,  $d_y = 0.01 \text{ m}$

$F_u = 2701.8 \text{ kN}$ ,  $d_u = 0.12 \text{ m}$

$d_{\text{target}} = 0.04 \text{ m}$

Στάθμη Γ:

$$F_y = 912.2 \text{ kN}, dy = 0.02 \text{ m}$$

$$F_u = 916.2 \text{ kN}, du = 0.08 \text{ m}$$

$$d_{\text{target}} = 0.09 \text{ m}$$

Υπολογίζουμε την επιτρεπόμενη μετακίνηση βάσει της παραγράφου 9.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$\text{Για στάθμη επιτελεστικότητας B: } d_B = (dy + du)/2\gamma_{Rd} = (0.01 + 0.12)/(2*1.5) = 0.04 \text{ m}$$

$$\text{Για στάθμη επιτελεστικότητας Γ: } d_\Gamma = du/\gamma_{Rd} = 0.08/1.5 = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Λόγος επάρκειας για στάθμη B: } d_{\text{target}} / d_B = 0.09/0.04 = 1$$

$$\text{Λόγος επάρκειας για στάθμη Γ: } d_{\text{target}} / d_\Gamma = 0.09/0.05 = 1.8$$

Βλέπουμε ότι σε αυτή την περίπτωση η επιτρεπόμενη μετακίνηση είναι περίπου ίδια με τη στοχευόμενη για στάθμη B (οριακή επάρκεια/ανεπάρκεια) ενώ για τη στάθμη Γ το κτίριο είναι σαφώς ανεπαρκές.

Σημειώνεται ότι σε αυτές τις περιπτώσεις σημειώθηκαν ακόμη περισσότερες διατμητικές ανεπάρκειες και η ανάλυση διακόπηκε σε αρκετά μικρότερη μετακίνηση σε σχέση με την ανάλυση κατά X. Ωστόσο, και πάλι ενώ ήταν αρκετά δύσκαμπτο στην αρχή, η δυνατότητα ανακατανομής εντατικών μεγεθών μέχρι την πλήρη κατάρρευση έδωσε κάποια ικανοποιητική πλαστιμότητα στη συμπεριφορά της κατασκευής ως σύνολο.

Συγκεκριμένα, σημειώθηκαν συνολικά οι εξής αστοχίες:

	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ
<b>ΣΤΑΘΜΗ Β</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	3	1	0	2
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	8	0	1	3
<b>ΣΤΑΘΜΗ Γ</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	0	1	0	2
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	3	5	2	13

Πίνακας 3.2.5: Πλήθος καμπτικών και διατμητικών αστοχιών σε δοκούς και υποστυλώματα μέχρι την κατάρρευση για ώθηση κατά Y

### 3.3 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟ ΜΕ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΤΟΥ 1984

#### ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στον πίνακα που ακολουθεί καταγράφεται το πλήθος των ανεπαρκειών στα υποστυλώματα και τις δοκούς του κτιρίου για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ						
	B1	B2	Γ1 με τοίχους	Γ2 με τοίχους	Γ1 χωρίς τοίχους	Γ2 χωρίς τοίχους
ισόγειο	5	4	5	4	7	6
όροφος	0	0	0	0	3	1
ΔΟΚΟΙ						
	B1	B2	Γ1 με τοίχους	Γ2 με τοίχους	Γ1 χωρίς τοίχους	Γ2 χωρίς τοίχους
ισόγειο	12	12	12	12	12	11
όροφος	11	10	11	10	12	12

Πίνακας 3.3.1: Πλήθος μελών που αστοχούν σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας

Όπως και στην προηγούμενη παράγραφο (αποτίμηση κτιρίου σχεδιασμένο με κανονισμό του 1959) έτσι και στο κτίριο που αποτιμάται σε αυτήν την παράγραφο παρουσιάστηκαν τα ίδια ανορθόδοξα αποτελέσματα όσον αφορά το πλήθος των ανεπαρκειών για στάθμη επιτελεστικότητας Γ (δεν υπήρξε μείωση των ανεπαρκειών για επιλογή στάθμης Γ αντί για Β, ενώ με αφαίρεση των τοιχοπληρώσεων από το μοντέλο οι ανεπάρκειες τελικά αυξήθηκαν ακόμη για για στόχο Γ2).

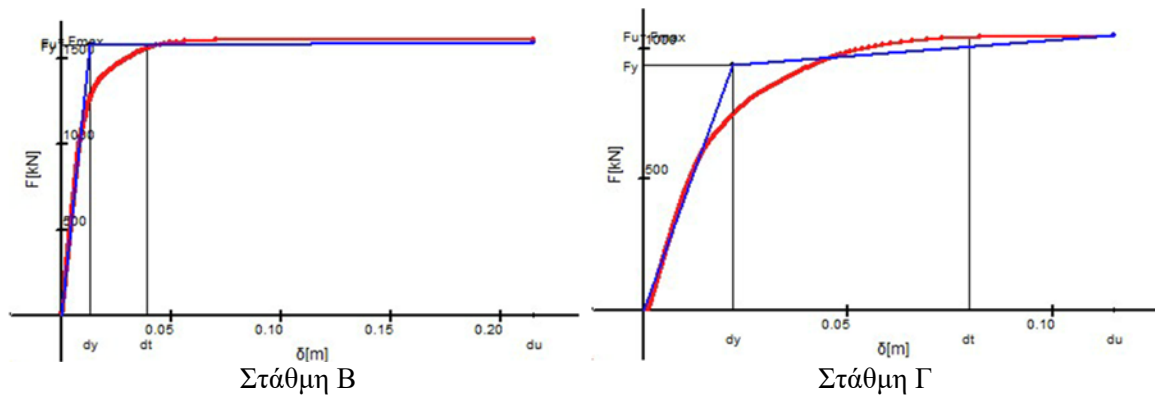
Επιπλέον, καθώς ο φορέας είναι σχεδόν ο ίδιος, τα εντατικά μεγέθη στα στοιχεία Κ8 και Δ6 που εξετάστηκαν λεπτομερέστερα, ήταν σχεδόν αμετάβλητα σε σχέση με αυτά της προηγούμενης παραγράφου για αυτό και ο πίνακας 3.2.2 δεν επαναλαμβάνεται εδώ.

Τέλος, οι λόγοι 'λ' είχαν ομοίως με πριν παράδοξες τιμές αλλά ρεαλιστικότερες μεταβολές μεταξύ τους για αυτό και καταγράφονται οι μεταβολές των μέσων λόγων 'λ<sub>k</sub>' των υποστυλωμάτων:

Η μείωση στους μέσους λόγους ανεπάρκειας είναι:

- από στόχο Β1 σε στόχο Β2 : 17,1% στο ισόγειο και 13,3% στον όροφο
- από στόχο Β1 σε στόχο Γ1 συνεκτιμώντας τις τοιχοπληρώσεις: 31,7% στο ισόγειο και 7,7% στον όροφο
- από στόχο Γ1 σε στόχο Γ2 συνεκτιμώντας τις τοιχοπληρώσεις: 32,1% στο ισόγειο και 16,7% στον όροφο
- από στόχο Γ1 με συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων σε στόχο Γ1 χωρίς συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων: μείωση 42,9% στο ισόγειο και αύξηση 20% στον όροφο
- από στόχο Γ1 σε στόχο Γ2 χωρίς συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων: μείωση 0% στο ισόγειο και μείωση 8,3% στον όροφο

## ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ



Σχήμα 3.3.1: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για ώθηση κατά -X με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης

Στάθμη Β:

$$F_y = 1581.5 \text{ kN}, d_y = 0.01 \text{ m}$$

$$F_u = 1597.7 \text{ kN}, d_u = 0.21 \text{ m}$$

$$d_{\text{target}} = 0.04 \text{ m}$$

Στάθμη Γ:

$$F_y = 937.7 \text{ kN}, d_y = 0.02 \text{ m}$$

$$F_u = 1053.6 \text{ kN}, d_u = 0.11 \text{ m}$$

$$d_{\text{target}} = 0.08 \text{ m}$$

Υπολογίζουμε την επιτρεπόμενη μετακίνηση βάσει της παραγράφου 9.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$\text{Για στάθμη επιτελεσματικότητας Β: } d_B = (d_y + d_u) / 2\gamma_{Rd} = (0.01 + 0.21) / (2 * 1.5) = 0.07 \text{ m}$$

$$\text{Για στάθμη επιτελεσματικότητας Γ: } d_\Gamma = d_u / \gamma_{Rd} = 0.11 / 1.5 = 0.07 \text{ m}$$

$$\text{Λόγος επάρκειας για στάθμη Β: } d_{\text{target}} / d_B = 0.04 / 0.07 = 0.57$$

$$\text{Λόγος επάρκειας για στάθμη Γ: } d_{\text{target}} / d_\Gamma = 0.08 / 0.07 = 1.14$$

Όσον αφορά τη στάθμη Β, όπως διαπιστώθηκε και στο κτίριο της προηγούμενης παραγράφου, πάλι παρατηρήθηκαν αστοχίες τόσο σε διάτμηση όσο και σε κάμψη, από το πρώτο βήμα της ανάλυσης σε τρεις δοκούς και ένα υποστύλωμα, που σημαίνει ότι με πολύ μικρή οριζόντια δύναμη θα σημειωθούν ανεπάρκειες σε πρωτεύοντα μέλη. Ωστόσο λόγω της δυνατότητας ανακατανομής εντατικών μεγεθών στα υπόλοιπα μέλη τελικά επετεύχθη μεγάλη μετακίνηση μέχρι την κατάρρευση (πλάσטיμη συμπεριφορά της κατασκευής σαν σύνολο).

Επίσης, κι εδώ παρατηρήθηκαν πολλές αστοχίες μελών σε διάτμηση (λιγότερες από ότι στο προηγούμενο κτίριο) καθώς και μεγάλη δυσκαμψία στον ελαστικό κλάδο λόγω των τοιχοπληρώσεων.

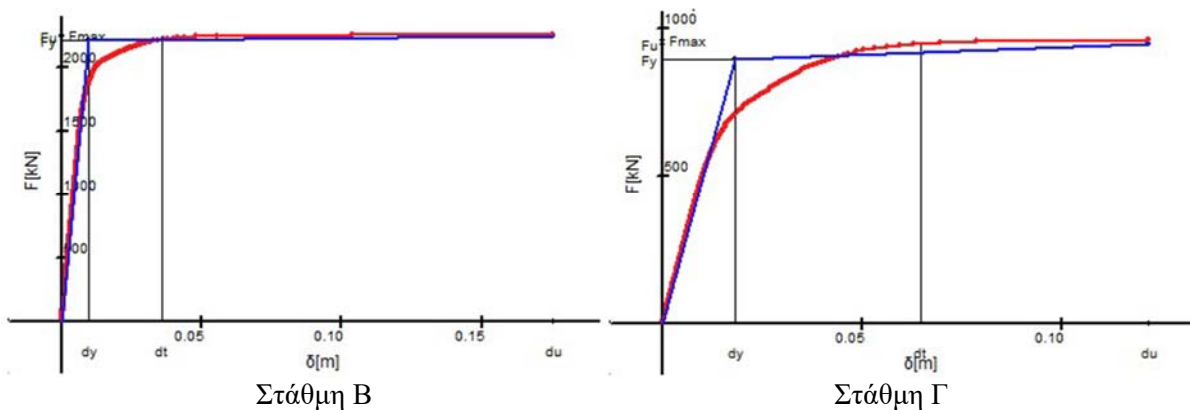
Δηλαδή παρόλο που σε συνολικές μετακινήσεις η κατασκευή φαίνεται επαρκής, σε επίπεδο μελών και τρόπου αστοχίας αυτό δεν ισχύει.

Όσον αφορά τη στάθμη Γ, η ανεπάρκεια είναι σαφής ήδη από τη σύγκριση των συνολικών μετακινήσεων.

Σε αυτές τις περιπτώσεις σημειώθηκαν συνολικά οι εξής αστοχίες:

	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ
<b>ΣΤΑΘΜΗ Β</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	10	1	0	3
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	1	0	0	0
<b>ΣΤΑΘΜΗ Γ</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	10	1	0	2
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	1	0	0	0

Πίνακας 3.3.2: Πλήθος καμπτικών και διατμητικών αστοχιών σε δοκούς και υποστυλώματα μέχρι την κατάρρευση για ώθηση κατά Χ



Σχήμα 3.3.2: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για ώθηση κατά +Y με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης

Στάθμη Β:

$F_y = 2216.1 \text{ kN}$ ,  $d_y = 0.01 \text{ m}$

$F_u = 2250.1 \text{ kN}$ ,  $d_u = 0.18 \text{ m}$

$d_{\text{target}} = 0.04 \text{ m}$

Στάθμη Γ:

$F_y = 896.1 \text{ kN}$ ,  $d_y = 0.02 \text{ m}$

$F_u = 946.7 \text{ kN}$ ,  $d_u = 0.12 \text{ m}$

$d_{\text{target}} = 0.06 \text{ m}$

Υπολογίζουμε την επιτρεπόμενη μετακίνηση βάσει της παραγράφου 9.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για στάθμη επιτελεσματικότητας Β:  $d_B = (d_y + d_u)/2\gamma_{Rd} = (0.01 + 0.18)/(2 \cdot 1.5) = 0.06 \text{ m}$

Για στάθμη επιτελεσματικότητας Γ:  $d_\Gamma = d_u/\gamma_{Rd} = 0.12/1.5 = 0.08 \text{ m}$

Λόγος επάρκειας για στάθμη Β:  $d_{\text{target}} / d_B = 0.04/0.06 = 0.67$

Λόγος επάρκειας για στάθμη Γ:  $d_{\text{target}} / d_\Gamma = 0.06/0.08 = 0.75$

Τα ίδια αποτελέσματα παρατηρούνται κι εδώ, δηλαδή αστοχίες σε πρωτεύοντα μέλη από το πρώτο βήμα, πολλές διατμητικές αστοχίες μέχρι την κατάρρευση, μεγάλη «ελαστική» δυσκαμψία λόγω των τοιχοπληρώσεων και μεγάλη δυνατότητα ανακατανομής των εντατικών μεγεθών μέχρι την πλήρη κατάρρευση.

Σε αυτή την περίπτωση ώθησης, σημειώθηκαν συνολικά οι εξής αστοχίες:

	<b>ΙΣΟΓΕΙΟ</b>		<b>ΟΡΟΦΟΣ</b>	
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ
<b>ΣΤΑΘΜΗ Β</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	11	0	0	2
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	0	2	0	6
<b>ΣΤΑΘΜΗ Γ</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	11	1	0	2
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	0	0	0	7

Πίνακας 3.3.3: Πλήθος καμπτικών και διατμητικών αστοχιών σε δοκούς και υποστυλώματα μέχρι την κατάρρευση για ώθηση κατά Υ

### 3.4 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟ ΜΕ ΕΑΚ2003

#### ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Ομοίως με τις προηγούμενες περιπτώσεις, καταγράφεται το πλήθος των ανεπαρκειών στα υποστυλώματα και τις δοκούς του κτιρίου για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας και η μεταβολή των μέσων λόγων ανεπάρκειας 'λκ' των υποστυλωμάτων.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ						
	B1	B2	Γ1 με τοιίχους	Γ2 με τοιίχους	Γ1 χωρίς τοιίχους	Γ2 χωρίς τοιίχους
ισόγειο	0	0	0	0	2	0
όροφος	0	0	0	0	1	0
ΔΟΚΟΙ						
	B1	B2	Γ1 με τοιίχους	Γ2 με τοιίχους	Γ1 χωρίς τοιίχους	Γ2 χωρίς τοιίχους
ισόγειο	2	2	2	2	2	2
όροφος	3	3	3	3	3	3

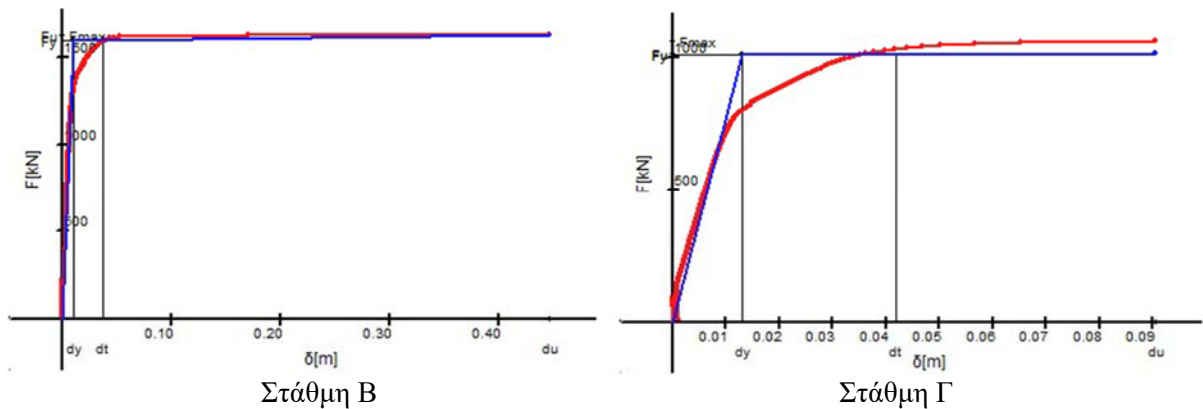
Πίνακας 3.4.1: Πλήθος μελών που αστοχούν σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας

Η μείωση στους μέσους λόγους ανεπάρκειας είναι:

- από στόχο B1 σε στόχο B2 : 11,2% στο ισόγειο και 16,5% στον όροφο
- από στόχο B1 σε στόχο Γ1 συνεκτιμώντας τις τοιχοπληρώσεις: 11,8% στο ισόγειο και 12,8% στον όροφο
- από στόχο Γ1 σε στόχο Γ2 συνεκτιμώντας τις τοιχοπληρώσεις: 21,9% στο ισόγειο και 13,2% στον όροφο
- από στόχο Γ1 με συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων σε στόχο Γ1 χωρίς συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων: μείωση 23,0% στο ισόγειο και αύξηση 20% στον όροφο
- από στόχο Γ1 σε στόχο Γ2 χωρίς συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων: μείωση 10,5% στο ισόγειο και μείωση 12,7% στον όροφο

Ακολουθεί η παρουσίαση των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης για το κτίριο αυτό από όπου και διαπιστώνεται σαφώς βελτιωμένη συμπεριφορά σε σχέση με αυτή των προηγούμενων περιπτώσεων.

**ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**



Σχήμα 3.4.1: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για ώθηση κατά +X με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης γίνεται αυτομάτως από το πρόγραμμα STRAD και δίδονται οι εξής παράμετροι:

Στάθμη Β:

$F_y = 1594.8 \text{ kN}, d_y = 0.01 \text{ m}$

$F_u = 1627.4 \text{ kN}, d_u = 0.45 \text{ m}$

$d_{target} = 0.04 \text{ m}$

Στάθμη Γ:

$F_y = 1011.6 \text{ kN}, d_y = 0.01 \text{ m}$

$F_u = 1016.9 \text{ kN}, d_u = 0.09 \text{ m}$

$d_{target} = 0.04 \text{ m}$

Για στάθμη επιτελεσματικότητα Β:  $d_B = (d_y + d_u) / 2\gamma_{Rd} = (0.01 + 0.45) / (2 * 1.5) = 0.15 \text{ m}$

Για στάθμη επιτελεσματικότητα Γ:  $d_\Gamma = d_u / \gamma_{Rd} = 0.09 / 1.5 = 0.06 \text{ m}$

Λόγος επάρκειας για στάθμη Β:  $d_{target} / d_B = 0.04 / 0.15 = 0.27$

Λόγος επάρκειας για στάθμη Γ:  $d_{target} / d_\Gamma = 0.04 / 0.06 = 0.67$

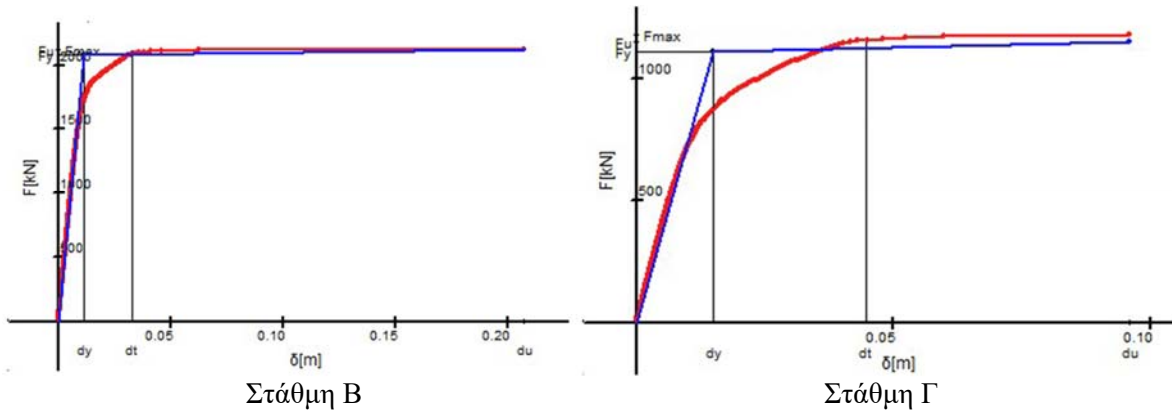
Κι εδώ παρατηρείται στη στάθμη Β ότι η καμπύλη έχει πολύ απότομη κλίση στην αρχή λόγω της ύπαρξης πολλών τοιχοπληρώσεων που καθιστούν το κτίριο πολύ δύσκαμπτο ώσπου να αστοχήσουν κάποιες (ψαθυρά) σε μικρή συνολική μετακίνηση, ενώ γίνεται σχεδόν οριζόντια στη συνέχεια. Αντιθέτω στη στάθμη Γ η μεταβολή στην κλίση της καμπύλης είναι πιο ομαλή.

Στη φάση της κατάρρευσης είχαν σημειωθεί καμπτικές αστοχίες (αστοχία πλαστικής άρθρωσης) σε όλα τα υποστυλώματα του ισογείου, ενώ στον όροφο δημιουργήθηκαν λίγες πλαστικές αρθρώσεις χωρίς καμία αστοχία αυτών. Συγκεκριμένα, σημειώθηκαν συνολικά οι εξής αστοχίες:

	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ
<b>ΣΤΑΘΜΗ Β</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	11	0	0	0
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	0	1	0	1
<b>ΣΤΑΘΜΗ Γ</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	11	0	0	0
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	0	0	0	0

Πίνακας 3.4.2: Πλήθος καμπτικών και διατμητικών αστοχιών σε δοκούς και υποστυλώματα μέχρι την κατάρρευση για ώθηση κατά X





Σχήμα 3.4.2: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για ώθηση κατά +Y με τριγωνική κατανομή φόρτισης

Στάθμη Β:

$F_y = 2082.9 \text{ kN}$ ,  $d_y = 0.01 \text{ m}$

$F_u = 2123.2 \text{ kN}$ ,  $d_u = 0.21 \text{ m}$

$d_{\text{target}} = 0.04 \text{ m}$

Στάθμη Γ:

$F_y = 1113.9 \text{ kN}$ ,  $d_y = 0.01 \text{ m}$

$F_u = 1153.1 \text{ kN}$ ,  $d_u = 0.10 \text{ m}$

$d_{\text{target}} = 0.04 \text{ m}$

Για στάθμη επιτελεσματικότητας Β:  $d_B = (d_y + d_u)/2\gamma_{Rd} = (0.01 + 0.21)/(2*1.5) = 0.07 \text{ m}$

Για στάθμη επιτελεσματικότητας Γ:  $d_\Gamma = d_u/\gamma_{Rd} = 0.10/1.5 = 0.07 \text{ m}$

Λόγος επάρκειας για στάθμη Β:  $d_{\text{target}} / d_B = 0.04/0.07 = 0.57$

Λόγος επάρκειας για στάθμη Γ:  $d_{\text{target}} / d_\Gamma = 0.04/0.07 = 0.57$

Και σε αυτή την περίπτωση στη φάση της κατάρρευσης είχαν σημειωθεί καμπτικές αστοχίες (αστοχία πλαστικής άρθρωσης) σε όλα τα υποστυλώματα του ισογείου, ενώ στον όροφο δημιουργήθηκαν λίγες πλαστικές αρθρώσεις χωρίς καμία αστοχία αυτών. Συγκεκριμένα, σημειώθηκαν συνολικά οι εξής αστοχίες:

	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ
<b>ΣΤΑΘΜΗ Β</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	11	0	0	0
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	0	2	0	2
<b>ΣΤΑΘΜΗ Γ</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	11	0	0	0
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	0	1	0	0

Πίνακας 3.4.3: Πλήθος καμπτικών και διατμητικών αστοχιών σε δοκούς και υποστυλώματα μέχρι την κατάρρευση για ώθηση κατά Y

Και πάλι προκύπτει ότι το κτίριο είναι πολύ δύσκαμπτο ώσπου να αστοχήσουν κάποιες τοιχοπληρώσεις, ενώ παρατηρείται επίσης ότι στη διεύθυνση Y σημειώθηκε μεγαλύτερη ικανότητα παραλαβής τέμνουσα βάσης αλλά μικρότερη ικανότητα μετακινήσεων σε σχέση με τη διεύθυνση X.

Το σημαντικότερο συμπέρασμα ωστόσο είναι ότι και στις δύο περιπτώσεις ανάλυσης (κατά X και Y) είχαμε πλήρη αστοχία του ισογείου και μάλιστα με μηχανισμό «μαλακού ορόφου», αφού αστόχησαν όλα τα υποστυλώματα αυτού και κανένα στον άνω όροφο.

### 3.5 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟ ΜΕ ΕΑΚ2003

#### ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Ομοίως με τις προηγούμενες περιπτώσεις, καταγράφεται το πλήθος των ανεπαρκειών στα υποστυλώματα και τις δοκούς του κτιρίου για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας και η μεταβολή των μέσων λόγω ανεπάρκειας 'λκ' των υποστυλωμάτων.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ						
	B1	B2	Γ1 με τοίχους	Γ2 με τοίχους	Γ1 χωρίς τοίχους	Γ2 χωρίς τοίχους
ισόγειο	0	0	0	0	1	0
όροφος	0	0	0	0	0	0
ΔΟΚΟΙ						
	B1	B2	Γ1 με τοίχους	Γ2 με τοίχους	Γ1 χωρίς τοίχους	Γ2 χωρίς τοίχους
ισόγειο	5	5	4	4	6	5
όροφος	3	3	2	2	3	3

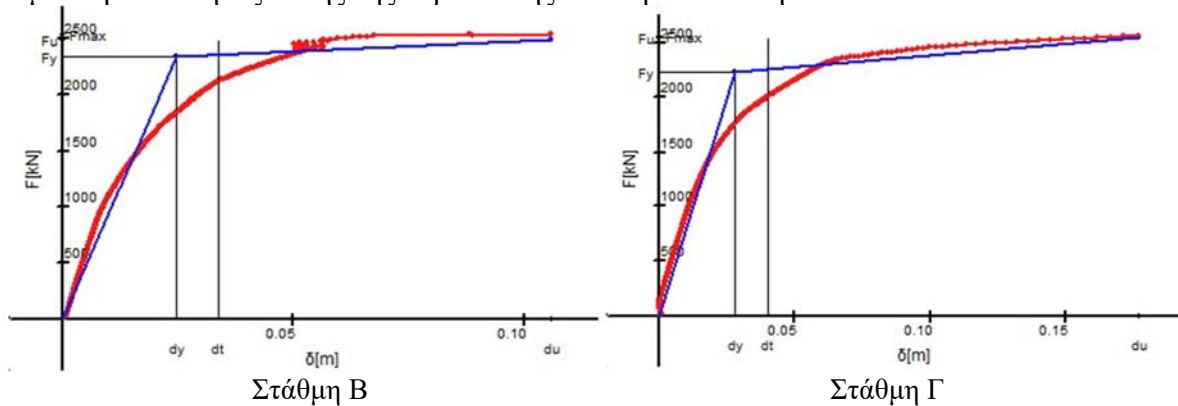
Πίνακας 3.5.1: Πλήθος μελών που αστοχούν σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας  
 Η μείωση στους μέσους λόγους ανεπάρκειας είναι:

- από στόχο B1 σε στόχο B2 : 33,1% στο ισόγειο και 21,7% στον όροφο
- από στόχο B1 σε στόχο Γ1 συνεκτιμώντας τις τοιχοπληρώσεις: 12,2% στο ισόγειο και 19,8% στον όροφο
- από στόχο Γ1 σε στόχο Γ2 συνεκτιμώντας τις τοιχοπληρώσεις: 16,9% στο ισόγειο και 13,6% στον όροφο
- από στόχο Γ1 με συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων σε στόχο Γ1 χωρίς συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων: αύξηση 6,2% στο ισόγειο και αύξηση 11,4% στον όροφο
- από στόχο Γ1 σε στόχο Γ2 χωρίς συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων: μείωση 21,3% στο ισόγειο και μείωση 23,8% στον όροφο

## ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Ακολουθεί η παρουσίαση των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης για το κτίριο αυτό από όπου και διαπιστώνεται σαφώς βελτιωμένη συμπεριφορά σε σχέση με αυτή των προηγούμενων περιπτώσεων.

Για τη διεύθυνση X, αξιοσημείωτη ωστόσο είναι η περίπτωση ώθησης κατά -X με τριγωνική κατανομή φόρτισης, όπου σημειώθηκαν πολλές διατμητικές αστοχίες μελών με συνέπεια την πρόωρη κατάρρευση της κατασκευής σε σχέση με τις άλλες περιπτώσεις. Η καμπύλη ικανότητας αυτής της περίπτωσης είναι η ακόλουθη:



Σχήμα 3.5.2: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για ώθηση κατά -X με τριγωνική κατανομή φόρτισης

Στάθμη Β:

$$F_y = 2333.4 \text{ kN}, d_y = 0.02 \text{ m}$$

$$F_u = 2485.6 \text{ kN}, d_u = 0.11 \text{ m}$$

$$d_{\text{target}} = 0.03 \text{ m}$$

Στάθμη Γ:

$$F_y = 2230.6 \text{ kN}, d_y = 0.03 \text{ m}$$

$$F_u = 2547.2 \text{ kN}, d_u = 0.18 \text{ m}$$

$$d_{\text{target}} = 0.04 \text{ m}$$

$$\text{Για στάθμη επιτελεσματικότητας Β: } d_B = (d_y + d_u) / 2\gamma_{Rd} = (0.02 + 0.11) / (2 * 1.5) = 0.04 \text{ m}$$

$$\text{Για στάθμη επιτελεσματικότητας Γ: } d_\Gamma = d_u / \gamma_{Rd} = 0.18 / 1.5 = 0.12 \text{ m}$$

Ωστόσο, από τη σύγκριση των επιτρεπόμενων μετακινήσεων με τη στοχευόμενη, και πάλι το κτίριο επαρκεί για στάθμες Β και Γ.

$$\text{Λόγος επάρκειας για στάθμη Β: } d_{\text{target}} / d_B = 0.03 / 0.04 = 0.75$$

$$\text{Λόγος επάρκειας για στάθμη Γ: } d_{\text{target}} / d_\Gamma = 0.03 / 0.12 = 0.25$$

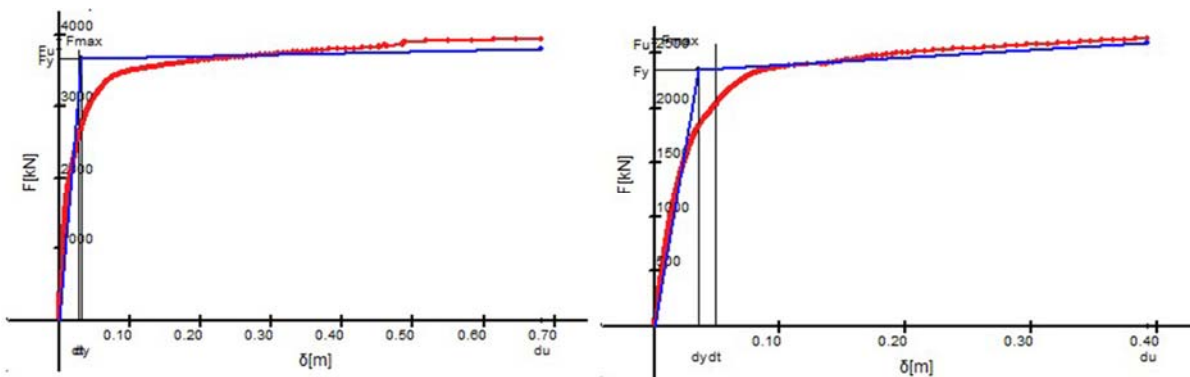
Στον έλεγχο και των δύο σταθμών, μέχρι την πλήρη κατάρρευση του κτιρίου παρατηρήθηκαν αστοχίες σε όλα τα υποστυλώματα και τοιχώματα του ισογείου αλλά και σε πολλά του ορόφου, καθώς και σε αρκετές δοκούς. Επομένως δεν είχαμε μηχανισμό «μαλακού ορόφου».

Αυξήθηκε όμως ο αριθμός των μελών που αστοχούν διατμητικά.

Συγκεκριμένα, σημειώθηκαν συνολικά οι εξής αστοχίες:

	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ
<b>ΣΤΑΘΜΗ Β</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	6	0	2	0
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	0	6	0	11
<b>ΣΤΑΘΜΗ Γ</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	11	0	7	1
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	0	3	0	4

Πίνακας 3.5.2: Πλήθος καμπτικών και διατμητικών αστοχιών σε δοκούς και υποστυλώματα μέχρι την κατάρρευση για ώθηση κατά Χ



Σχήμα 3.5.3: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής για ώθηση κατά +Y με τριγωνική κατανομή φόρτισης

Στάθμη Β:

$$F_y = 3671.5 \text{ kN}, d_y = 0.03 \text{ m}$$

$$F_u = 3809.6 \text{ kN}, d_u = 0.68 \text{ m}$$

$$d_{\text{target}} = 0.03 \text{ m}$$

Στάθμη Γ:

$$F_y = 2345.6 \text{ kN}, d_y = 0.04 \text{ m}$$

$$F_u = 2592.1 \text{ kN}, d_u = 0.39 \text{ m}$$

$$d_{\text{target}} = 0.05 \text{ m}$$

Για στάθμη επιτελεστικότητα Β:  $d_B = (d_y + d_u) / 2\gamma_{Rd} = (0.03 + 0.68) / (2 * 1.5) = 0.24 \text{ m}$

Για στάθμη επιτελεστικότητα Γ:  $d_\Gamma = d_u / \gamma_{Rd} = 0.39 / 1.5 = 0.26 \text{ m}$

Λόγος επάρκειας για στάθμη Β:  $d_{\text{target}} / d_B = 0.03 / 0.24 = 0.13$

Λόγος επάρκειας για στάθμη Γ:  $d_{\text{target}} / d_\Gamma = 0.03 / 0.26 = 0.12$

Σε αυτή την περίπτωση σημειώθηκαν συνολικά οι εξής αστοχίες:

	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΟΚΟΙ
<b>ΣΤΑΘΜΗ Β</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	11	6	9	5
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	0	1	0	1
<b>ΣΤΑΘΜΗ Γ</b>				
<b>ΚΑΜΨΗ</b>	11	7	8	4
<b>ΔΙΑΤΜΗΣΗ</b>	0	1	0	2

Πίνακας 3.5.3: Πλήθος καμπτικών και διατμητικών αστοχιών σε δοκούς και υποστυλώματα μέχρι την κατάρρευση για ώθηση κατά Y

#### 4. ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΕΣΣΑΡΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

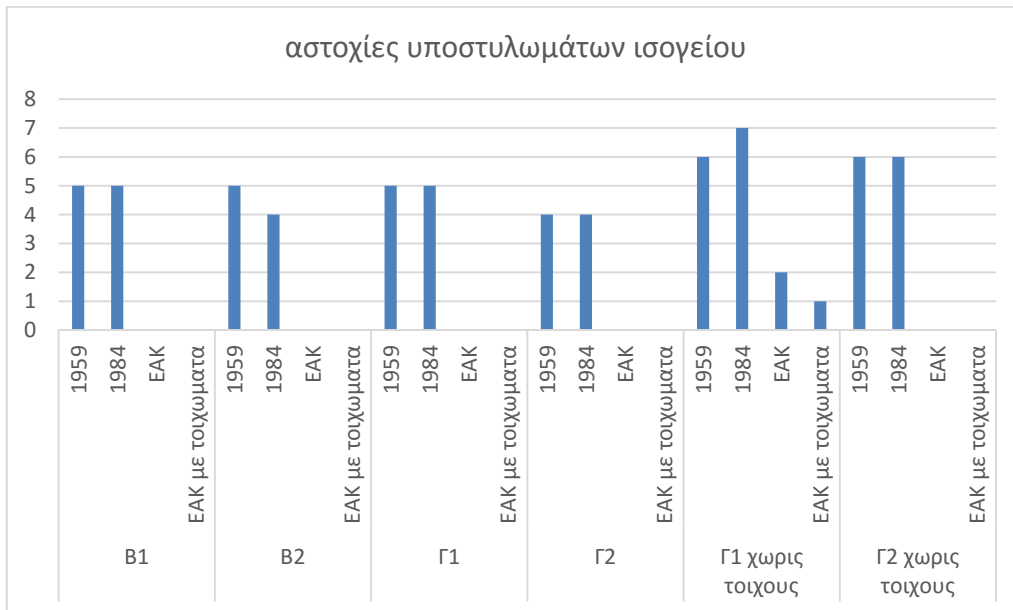
##### 4.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ m

πλήθος αστοχιών στα υποστυλώματα					
		1959	1984	ΕΑΚ	ΕΑΚ με τοιχώματα
ισόγειο	B1	5	5	0	0
	B2	5	4	0	0
	Γ1	5	5	0	0
	Γ2	4	4	0	0
	Γ1 χωρίς τοίχους	6	7	2	1
	Γ2 χωρίς τοίχους	6	6	0	0
όροφος	B1	6	0	0	0
	B2	5	0	0	0
	Γ1	5	0	0	0
	Γ2	5	0	0	0
	Γ1 χωρίς τοίχους	7	3	1	0
	Γ2 χωρίς τοίχους	6	1	0	0

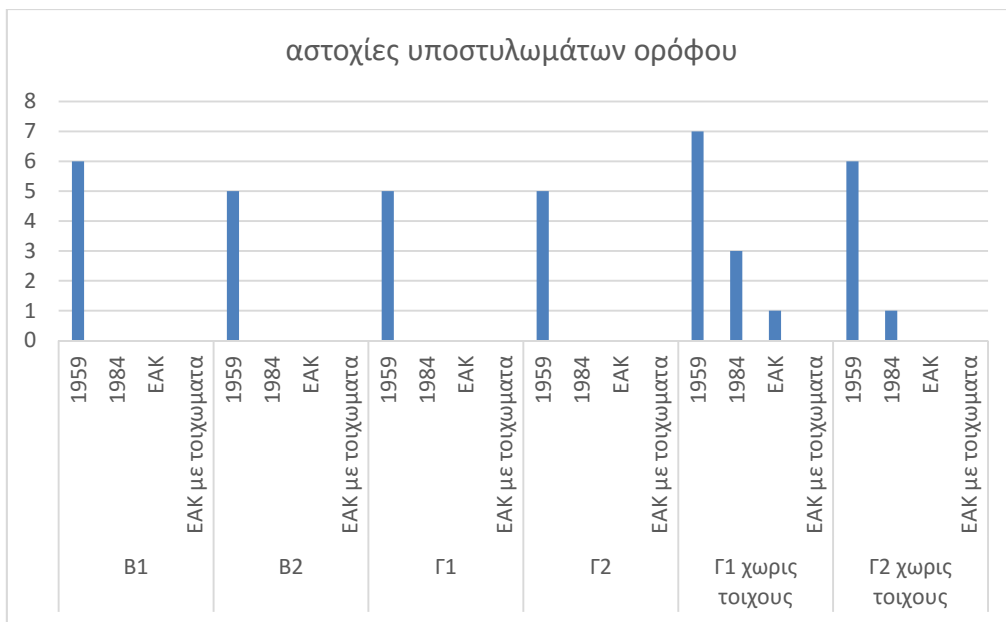
Πίνακας 4.1.1: Πλήθος υποστυλωμάτων που αστοχούν, για διάφορους στόχους επιτελεστικότητας, στα τέσσερα υπό μελέτη κτίρια

πλήθος αστοχιών στις δοκούς					
		1959	1984	ΕΑΚ	ΕΑΚ με τοιχώματα
ισόγειο	B1	11	12	2	5
	B2	9	12	2	5
	Γ1	10	12	2	4
	Γ2	8	12	2	4
	Γ1 χωρίς τοίχους	10	12	2	6
	Γ2 χωρίς τοίχους	10	11	2	5
όροφος	B1	12	11	3	3
	B2	12	10	3	3
	Γ1	11	11	3	2
	Γ2	11	10	3	2
	Γ1 χωρίς τοίχους	12	12	3	3
	Γ2 χωρίς τοίχους	11	12	3	3

Πίνακας 4.1.2: Πλήθος δοκών που αστοχούν, για διάφορους στόχους επιτελεστικότητας, στα τέσσερα υπό μελέτη κτίρια



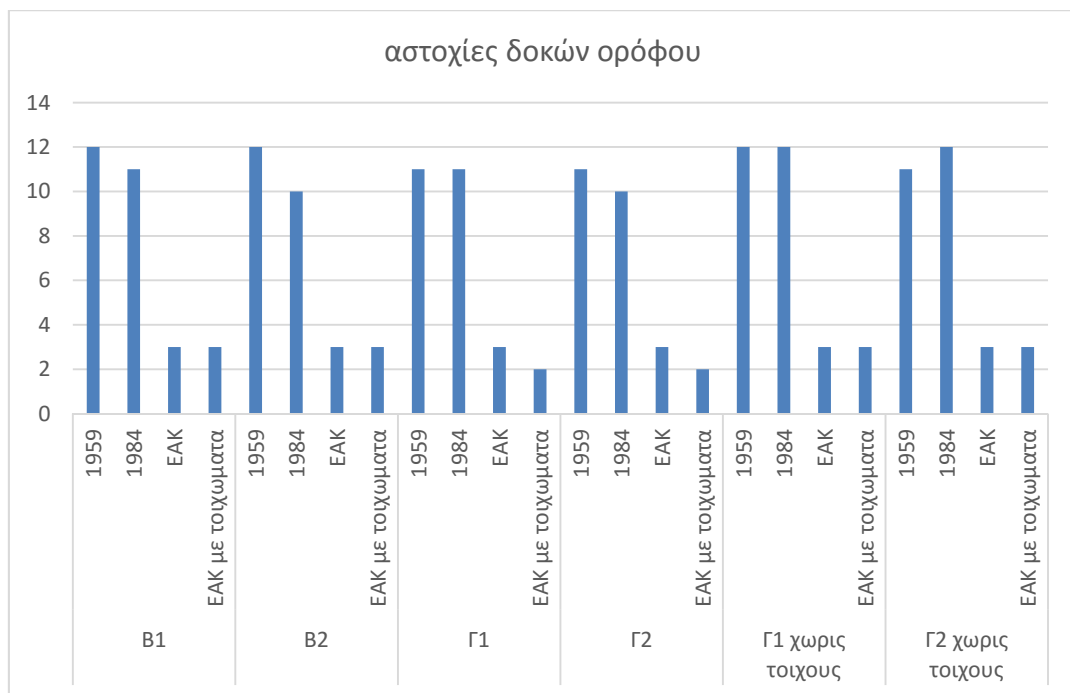
Σχήμα 4.1.1: Πλήθος υποστυλωμάτων του ισογείου που αστοχούν, για διάφορους στόχους επιτελεστικότητας, στα τέσσερα υπό μελέτη κτίρια



Σχήμα 4.1.2: Πλήθος υποστυλωμάτων του ορόφου που αστοχούν, για διάφορους στόχους επιτελεστικότητας, στα τέσσερα υπό μελέτη κτίρια



Σχήμα 4.1.3: Πλήθος δοκών του ισογείου που αστοχούν, για διάφορους στόχους επιτελεστικότητας, στα τέσσερα υπό μελέτη κτίρια



Σχήμα 4.1.4: Πλήθος δοκών του ορόφου που αστοχούν, για διάφορους στόχους επιτελεστικότητας, στα τέσσερα υπό μελέτη κτίρια

### **Παρατηρήσεις:**

**1.** Αρχικά παρατηρήθηκε από τη φάση του αρχικού σχεδιασμού των κατασκευών, ότι ο αντισεισμικός κανονισμός του 1959 οδήγησε σε αρκετά ευμενή αποτελέσματα όσον αφορά τους διαμήκεις οπλισμούς υποστυλωμάτων. Μάλιστα σε κάποια υποστυλώματα απαιτούνταν περισσότερες διαμήκεις ράβδοι με την εφαρμογή του κανονισμού του 1959 από ότι με την εφαρμογή του κανονισμού του 1984. Αυτό οφείλεται στο ότι χρησιμοποιήθηκε διαφορετική κατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων (ομοιόμορφη στον κανονισμό του 1959 και τριγωνική στον κανονισμό του 1984) με αποτέλεσμα να έχουμε διαφορετική κατανομή εντατικών μεγεθών. Ωστόσο, ο σχεδιασμός με τον κανονισμό του 1959 είναι κάπως ελλιπής όσον αφορά τα διαμήκη σίδερα στις δοκούς και ιδιαίτερα ελλιπής όσον αφορά τους συνδετήρες σε όλα τα μέλη της κατασκευής. Αυτό γίνεται τελικά εμφανές από την αποτίμηση όπου παρουσιάζονται πολύ λίγες καμπτικές αστοχίες σε κολώνες και δοκούς αλλά πάρα πολλές διατμητικές αστοχίες μελών. Συμπεραίνουμε, λοιπόν, ότι αν και οι δύο παλαιότερες κατασκευές (αυτή με την μελέτη του 1959 και αυτή με τη μελέτη του 1984) παρουσιάζουν περίπου ίδιο αριθμό ανεπαρκειών και είναι και οι δύο ανασφαλείς ακόμα και για στόχο Γ2, η συμπεριφορά της κατασκευής με τη μελέτη με τον κανονισμό του 1959 είναι χειρότερη γιατί έχει μεγαλύτερο αριθμό από μέλη που αστοχούν σε διάτμηση, άρα πιο ψαθυρή συμπεριφορά.

**2.** Όσον αφορά το κτίριο σχεδιασμένο κατά ΕΑΚ2003 παρατηρείται σαφώς καλύτερη συμπεριφορά καθώς δεν παρατηρείται καμία ανεπάρκεια σε υποστυλώματα (ούτε για στόχο Β1). Ωστόσο, παρατηρούνται κάποιες διατμητικές ανεπάρκειες σε δοκούς, λίγες στον αριθμό, που όμως συνεχίζουν να υπάρχουν ακόμη και για στόχο Γ2. Αυτές παρατηρούνται στις δοκούς που συμμετέχουν στην έμμεση στήριξη καθώς και στην κοντή δοκό (μήκος μικρότερο από 2m) δηλαδή σε περιοχές που ούτως ή άλλως αναμέναμε προβληματική συμπεριφορά. Αυτό σημαίνει ότι οι απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών για το σχεδιασμό μιας νέας κατασκευής συμβαδίζουν με τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ασφάλεια μιας υπάρχουσας. Επιπλέον, παρατηρείται ότι με την προσθήκη τοιχωμάτων στη θέση κάποιων υποστυλωμάτων δεν παρουσιάζεται βελτίωση (στην ούτως ή άλλως καλή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής). Αντιθέτως, παρουσιάζονται κάποιες επιπλέον αστοχίες δοκών λόγω ανακατανομής κάποιων εντατικών μεγεθών. Ούτως ή άλλως όμως η αρχική πλαισιακή κατασκευή με την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων ήταν αρκετά δύσκαμπτη επομένως τα τοιχώματα δεν κρίνονται απαραίτητα εφόσον έχει μελετηθεί σωστά. (Άλλωστε πρόκειται και για κτίριο μόλις δύο ορόφων οπότε οι αναμενόμενες μετακινήσεις δεν καθιστούν απαραίτητη τη χρήση τοιχωμάτων.)

**3.** Μια επιπλέον παρατήρηση που έγινε από τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης είναι ότι όταν η συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων είναι ευμενής για την κατασκευή, η αγνόησή τους για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ, αν και είναι λογική διότι αποδεχόμαστε πολύ μεγαλύτερες βλάβες οπότε οι τοιχοπληρώσεις θα έχουν όντως αστοχήσει, μπορεί να οδηγήσει σε πολύ διαφορετική συμπεριφορά της κατασκευής και να προκύψουν αποτελέσματα δυσμενέστερα ακόμα και από αυτά της στάθμης Β.



#### 4.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER

Αρχικά συγκρίνουμε το πλήθος και τη μορφή των ανεπαρκειών που παρουσιάστηκαν σε δοκούς και υποστυλώματα, σε κάθε κτίριο για τις περιπτώσεις ώθησης που παρουσιάστηκαν στις παραγράφους 3.2 έως 3.5.

<b>ΩΘΗΣΗ ΚΑΤΑ Χ – ΣΤΑΘΜΗ Β</b>				
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ				
	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
ΚΤΙΡΙΟ 1 (1959)	5	5	0	1
ΚΤΙΡΙΟ 2 (1984)	10	1	0	0
ΚΤΙΡΙΟ 3 (ΕΑΚ)	11	0	0	0
ΚΤΙΡΙΟ 4 (ΕΑΚ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ)	6	0	2	0
ΔΟΚΟΙ				
	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
ΚΤΙΡΙΟ 1 (1959)	1	0	2	0
ΚΤΙΡΙΟ 2 (1984)	1	0	3	0
ΚΤΙΡΙΟ 3 (ΕΑΚ)	0	1	0	1
ΚΤΙΡΙΟ 4 (ΕΑΚ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ)	0	6	0	11

Πίνακας 4.2.1: Πλήθος και μορφή ανεπαρκειών στα τέσσερα κτίρια για ώθηση κατά Χ

<b>ΩΘΗΣΗ ΚΑΤΑ Υ – ΣΤΑΘΜΗ Β</b>				
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ				
	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
ΚΤΙΡΙΟ 1 (1959)	3	8	0	1
ΚΤΙΡΙΟ 2 (1984)	11	0	0	0
ΚΤΙΡΙΟ 3 (ΕΑΚ)	11	0	0	0
ΚΤΙΡΙΟ 4 (ΕΑΚ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ)	11	0	9	0
ΔΟΚΟΙ				
	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
ΚΤΙΡΙΟ 1 (1959)	1	0	2	3
ΚΤΙΡΙΟ 2 (1984)	0	2	2	6
ΚΤΙΡΙΟ 3 (ΕΑΚ)	0	2	0	2
ΚΤΙΡΙΟ 4 (ΕΑΚ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ)	6	1	5	1

Πίνακας 4.2.2: Πλήθος και μορφή ανεπαρκειών στα τέσσερα κτίρια για ώθηση κατά Υ

<b>ΩΘΗΣΗ ΚΑΤΑ Χ – ΣΤΑΘΜΗ Γ</b>				
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ				
	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
ΚΤΙΡΙΟ 1 (1959)	5	4	0	8
ΚΤΙΡΙΟ 2 (1984)	10	1	0	0
ΚΤΙΡΙΟ 3 (ΕΑΚ)	11	0	0	0
ΚΤΙΡΙΟ 4 (ΕΑΚ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ)	11	0	7	0
ΔΟΚΟΙ				
	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
ΚΤΙΡΙΟ 1 (1959)	1	9	2	11
ΚΤΙΡΙΟ 2 (1984)	1	0	2	0
ΚΤΙΡΙΟ 3 (ΕΑΚ)	0	0	0	0
ΚΤΙΡΙΟ 4 (ΕΑΚ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ)	0	3	1	4

Πίνακας 4.2.3: Πλήθος και μορφή ανεπαρκειών στα τέσσερα κτίρια για ώθηση κατά Χ

<b>ΩΘΗΣΗ ΚΑΤΑ Υ – ΣΤΑΘΜΗ Γ</b>				
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ				
	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
ΚΤΙΡΙΟ 1 (1959)	0	3	0	2
ΚΤΙΡΙΟ 2 (1984)	11	0	0	2
ΚΤΙΡΙΟ 3 (ΕΑΚ)	11	0	0	0
ΚΤΙΡΙΟ 4 (ΕΑΚ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ)	11	0	8	0
ΔΟΚΟΙ				
	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
ΚΤΙΡΙΟ 1 (1959)	1	5	2	13
ΚΤΙΡΙΟ 2 (1984)	1	0	0	7
ΚΤΙΡΙΟ 3 (ΕΑΚ)	0	1	0	0
ΚΤΙΡΙΟ 4 (ΕΑΚ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ)	7	1	4	2

Πίνακας 4.2.4: Πλήθος και μορφή ανεπαρκειών στα τέσσερα κτίρια για ώθηση κατά Υ

### **Παρατηρήσεις:**

**1.** Παρατηρούμε ότι και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας, στα κτίρια 2 και 3 (Κανονισμός 1984 και ΕΑΚ) και στις δύο περιπτώσεις ώθησης που παρουσιάστηκαν, ο μηχανισμός αστοχίας είναι ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου» στη στάθμη του ισογείου, καθώς αστοχούν όλα τα υποστυλώματα του ισογείου (σχεδόν όλα σε κάμψη) ενώ σημειώνονται ελάχιστες έως καθόλου αστοχίες σε άλλα μέλη της κατασκευής (δοκούς ισογείου, υποστυλώματα και δοκούς ορόφου).

**2.** Η προσθήκη τοιχωμάτων στο κτίριο που σχεδιάστηκε με ΕΑΚ αύξησε τις διατμητικές αστοχίες μελών (πιο ψαθυρή συμπεριφορά), αλλά οδήγησε σε αποφυγή δημιουργίας «μαλακού ορόφου» καθώς οι αστοχίες είναι πολλές και στους δύο ορόφους (σε δοκούς και σε υποστυλώματα).

Ακολουθεί η σύγκριση των δυσμενέστερων λόγων επάρκειας για κάθε κτίριο, για στάθμες Β και Γ. (Για κάθε κτίριο και για κάθε περίπτωση ώθησης, έχουν υπολογισθεί οι λόγοι αυτοί κάτω από την αντίστοιχη καμπύλη ικανότητας, στις παραγράφους 3.2 έως 3.5.)

	ΣΤΑΘΜΗ	
	Β	Γ
ΚΤΙΡΙΟ 1 (1959)	1,00	1,80
ΚΤΙΡΙΟ 2 (1984)	0,56	1,14
ΚΤΙΡΙΟ 3 (ΕΑΚ)	0,57	0,58
ΚΤΙΡΙΟ 4 (ΕΑΚ ΜΕ ΤΟΙΧΕΙΑ)	0,75	0,25

Πίνακας 4.2.5: Λόγοι επάρκειας από σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης με επιτρεπόμενη για τα τέσσερα κτίρια, σε στάθμες επιτελεστικότητας Β και Γ

### **Παρατήρηση:**

Οριακή ανεπάρκεια ή και σαφής επάρκεια σε όρους μετακινήσεων δε σημαίνει και επάρκεια της κατασκευής. Σημαίνει ότι δεν έχει αστοχήσει η κατασκευή σαν σύνολο αλλά έχει σημειωθεί «γενικευμένη διαρροή» και μπορεί να έχουν αστοχήσει πλήρως μερικά πρωτεύοντα μέλη πράγμα που δεν είναι αποδεκτό ούτε και για τη στάθμη Γ. Για ασφαλέστερη απόφαση επάρκειας ή όχι πρέπει να γίνει έλεγχος μετακινήσεων και σε επίπεδο μελών.

Από εδώ όμως μπορούμε να συμπεράνουμε ότι από άποψη μετακινήσεων, σαν σύνολο τα κτίρια 2 και 3 έχουν καλύτερη συμπεριφορά ενώ δυσμενέστερη συμπεριφορά παρουσιάζουν τα κτίρια 1 και 4, πράγμα αναμενόμενο, διότι τόσο το κτίριο με τον κανονισμό του 1959 δεν αναμένεται να έχει επαρκή πλαστιμότητα αλλά και η προσθήκη τοιχωμάτων αναμένεται να μειώνει τις μετακινήσεις άρα και την πλαστική συμπεριφορά ως σύνολο.

Τέλος, υπολογίζονται και συγκρίνονται οι δείκτες υπεραντοχής ( $q_u$ ), πλαστιμότητας ( $q_p$ ) και συμπεριφοράς ( $q$ ) με βάση τις καμπύλες ικανότητας που παρουσιάστηκαν για την κάθε κατασκευή.

ΣΤΑΘΜΗ Β	Τέμνουσα βάσης (kN)			$q_u = F_y/F_u$	
		X	Y	X	Y
Κτίριο 1 (1959)	F <sub>y</sub>	2431,4	2696,3	1,02	1,00
	F <sub>u</sub>	2481,1	2701,8		
Κτίριο 2 (1984)	F <sub>y</sub>	1581,5	2216,1	1,01	1,02
	F <sub>u</sub>	1597,7	2250,1		
Κτίριο 3 (ΕΑΚ)	F <sub>y</sub>	1594,8	2082,9	1,02	1,02
	F <sub>u</sub>	1627,4	2123,2		
Κτίριο 4 (ΕΑΚ - τοιχεία)	F <sub>y</sub>	3413,7	2333,4	1,13	1,07
	F <sub>u</sub>	3872,8	2485,6		

Πίνακας 4.2.6: Υπολογισμός δείκτη υπεραντοχής στις δύο κύριες διευθύνσεις των τεσσάρων κτιρίων, για στάθμη επιτελεστικότητας Β

ΣΤΑΘΜΗ Γ	Τέμνουσα βάση (kN)			qu	
		X	Y	X	Y
Κτίριο 1 (1959)	Fy	737,5	912,2	1,09	1,00
	Fu	807,2	916,2		
Κτίριο 2 (1984)	Fy	937,7	896,1	1,12	1,06
	Fu	1053,6	946,7		
Κτίριο 3 (ΕΑΚ)	Fy	1011,6	1113,9	1,01	1,04
	Fu	1016,9	1153,1		
Κτίριο 4 (ΕΑΚ - τοιχεία)	Fy	2230,6	2345,6	1,14	1,11
	Fu	2547,2	2592,1		

Πίνακας 4.2.7: Υπολογισμός δείκτη υπεραντοχής στις δύο κύριες διευθύνσεις των τεσσάρων κτιρίων, για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

Σημειώνεται ότι η δύναμη  $F_y$  λαμβάνεται από τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας. Κανονικά θα έπρεπε να λαμβάνεται ως η δύναμη όπου παρατηρείται η πρώτη διαρροή σε κύριο μέλος του ισογείου (κρίσιμος όροφος) αλλά στο πρόγραμμα STRAD δεν παρέχεται η δυνατότητα να βρεθεί η τιμή αυτή.

ΣΤΑΘΜΗ Β	Μετακίνηση κόμβου ελέγχου (m)			$\mu d = (\delta u / 1,5) / \delta y$		T1		qπ	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Κτίριο 1 (1959)	$\delta y$	0,01	0,01	22,7	8,0	0,45	0,44	20,50	7,16
	$\delta u$	0,34	0,12						
Κτίριο 2 (1984)	$\delta y$	0,01	0,01	14,0	12,0	0,44	0,44	12,44	10,68
	$\delta u$	0,21	0,18						
Κτίριο 3 (ΕΑΚ)	$\delta y$	0,01	0,01	30,0	14,0	0,43	0,39	25,94	11,14
	$\delta u$	0,45	0,21						
Κτίριο 4 (ΕΑΚ - τοιχεία)	$\delta y$	0,03	0,02	12,2	3,7	0,36	0,34	9,08	2,81
	$\delta u$	0,55	0,11						

Πίνακας 4.2.8: Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας στις δύο κύριες διευθύνσεις των τεσσάρων κτιρίων, για στάθμη επιτελεστικότητας Β

ΣΤΑΘΜΗ Γ	Μετακίνηση κόμβου ελέγχου (m)			$\mu d = (\delta u / 1,5) / \delta y$		T1		qπ	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Κτίριο 1 (1959)	$\delta y$	0,01	0,02	5,3	2,7	0,45	0,44	4,90	2,47
	$\delta u$	0,08	0,08						
Κτίριο 2 (1984)	$\delta y$	0,02	0,02	3,7	4,0	0,44	0,44	3,35	3,64
	$\delta u$	0,11	0,12						
Κτίριο 3 (ΕΑΚ)	$\delta y$	0,01	0,01	6,0	6,7	0,43	0,39	5,30	5,42
	$\delta u$	0,09	0,1						
Κτίριο 4 (ΕΑΚ - τοιχεία)	$\delta y$	0,03	0,04	4,0	6,5	0,36	0,34	3,16	4,74
	$\delta u$	0,18	0,39						

Πίνακας 4.2.9: Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας στις δύο κύριες διευθύνσεις των τεσσάρων κτιρίων, για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

Ο δείκτης πλαστιμότητας υπολογίζεται βάσει του Παραρτήματος 4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. από τη σχέση:

$$q_{\pi} = 1 + (\mu_d - 1) \cdot T_1 / T_c \quad (1)$$

όπου  $T_1$ : η κυρίαρχη ιδιοπερίοδος στην εκάστοτε διεύθυνση

$T_c = 0,5 \text{ sec}$  από φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ

Τελικός δείκτης συμπεριφοράς ( $q$ )	ΣΤΑΘΜΗ Β		ΣΤΑΘΜΗ Γ	
	X	Y	X	Y
Κτίριο 1 (1959)	20,9	7,2	5,4	2,5
Κτίριο 2 (1984)	12,6	10,8	3,8	3,8
Κτίριο 3 (ΕΑΚ)	26,5	11,4	5,3	5,6
Κτίριο 4 (ΕΑΚ - τοιχεία)	10,3	3,0	3,6	5,2

Πίνακας 4.2.6: Δείκτης συμπεριφοράς των τεσσάρων κτιρίων στις δύο κύριες διευθύνσεις

### **Παρατήρηση:**

Εδώ σημειώνεται ότι λόγω της μεγάλης αρχικής δυσκαμψίας της κατασκευής στη στάθμη Β, η μετατόπιση «γενικευμένης διαρροής»  $\delta_y$  έχει πολύ μικρή τιμή με αποτέλεσμα να προκύπτει πάρα πολύ μεγάλη τιμή του δείκτη  $\mu_d$  άρα και του αντίστοιχου  $q_{\pi}$ . Κατά συνέπεια, προκύπτουν πολύ μεγάλες - μη ρεαλιστικές - τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , ο οποίος προκύπτει με πολλαπλασιασμό των  $q_u$  και  $q_{\pi}$  στην κάθε διεύθυνση X και Y.

Στη στάθμη Γ ωστόσο, λόγω της απουσίας των τοιχοπληρώσεων, δεν παρατηρήθηκε η πολύ μεγάλη αρχική δυσκαμψία που οδηγούσε σε πολύ μικρό  $\delta_y$ , αλλά και οι μετατοπίσεις  $\delta_u$  ήταν μικρότερες με αποτέλεσμα οι τελικές τιμές των  $q_{\pi}$  και  $q$  να είναι πολύ πιο ρεαλιστικές.

Τίθεται, λοιπόν, το ερώτημα κατά πόσο είναι πάντοτε κατάλληλη η τιμή  $\delta_y$  που προκύπτει από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, για τον υπολογισμό του δείκτη πλαστιμότητας (και κατά συνέπεια του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς).

## 5. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟ ΜΕ ΤΟΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΤΟΥ 1959

Αρχικά παρουσιάζονται τα βήματα που ακολουθήθηκαν για την εφαρμογή της συγκεκριμένης προσεγγιστικής μεθόδου. Επισημαίνεται ότι η συγκεκριμένη μέθοδος εφαρμόστηκε στην πιο απλή μορφή της (χρήση καθολικού δείκτη συμπεριφοράς) ενώ οι μόνοι οπλισμοί που απαιτείται να είναι γνωστοί είναι οι οπλισμοί (διαμήκεις και εγκάρσιοι) των υποστυλωμάτων του κρίσιμου ορόφου.

1) Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου κατασκευής από την προσεγγιστική σχέση:

$$T = 0.075 \cdot H^{3/4} \quad (5.1)$$

- 2) Επιλέγεται ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς με βάση τον πίνακα Σ 4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- 3) Υπολογισμός απαιτούμενης τέμνουσας βάσης σχεδιασμού του κτιρίου από φάσμα απαίτησης σχεδιασμού κατά ΕΑΚ.
- 4) Επιλογή κρίσιμου ορόφου που θα ελεγχθεί (συνήθως το ισόγειο)
- 5) Υπολογισμός ροπής αντοχής των υποστυλωμάτων στα άκρα και με βάση αυτές υπολογίζεται η τέμνουσα αντοχής  $V_M = M_{Rd}/L_S$
- 6) Υπολογίζεται η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα ( $V_u$ )
- 7) Αν  $V_u < V_M$  τότε συμπεραίνουμε ότι αναμένεται διατμητική αστοχία, διαφορετικά αναμένεται καμπτική αστοχία του μέλους
- 8) Τελική αντοχή  $V_R = \text{Min}(V_u, V_M)$
- 9) Για κτίριο που έχει μόνο υποστυλώματα, η συνολική ελαστική τέμνουσα βάσης που μπορεί να παραλάβει εκτιμάται ως το άθροισμα των  $V_R$  όλων των υποστυλωμάτων.
- 10) Τελικά η τέμνουσα βάσης που μπορεί να παραλάβει θα είναι η ελαστική που υπολογίστηκε στο βήμα 9, πολλαπλασιασμένη με το δείκτη  $q$ . Αυτή συγκρίνεται με την απαιτούμενη που υπολογίστηκε στο βήμα 3 και προκύπτει ένας προσεγγιστικός καθολικός δείκτης επάρκειας της κατασκευής ( $\lambda$ ).

Στη συγκεκριμένη εργασία προστέθηκε ένα ακόμη βήμα: Βρέθηκε η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης από ελαστικό φάσμα απαίτησης (και όχι φάσμα σχεδιασμού) και κατανεμήθηκε στα υποστυλώματα συναρτήσει της ροπής αδράνειας του καθενός. Στη συνέχεια συγκρίθηκε με την  $V_R$  του καθενός και προέκυψε ένας λόγος 'λ' για κάθε υποστύλωμα, που αντιστοιχεί σε ελαστικό φάσμα, άρα είναι ένας λόγος ανεπάρκειας αντίστοιχος με αυτόν της προκαταρκτικής ανάλυσης.

Παρακάτω βλέπουμε τα αποτελέσματα της προσεγγιστικής ανάλυσης που εφαρμόστηκε για το κτίριο που σχεδιάστηκε με τον κανονισμό του 1959.

Δείκτης  $q = 2.38$  (για στάθμη επιτελεστικότητας Γ)

$$T = 0.31 \text{ sec}$$

Κρίσιμος όροφος θεωρείται το ισόγειο

$$\Phi_{d, \text{ελαστικό φάσμα}} = 5.886 \text{ m/sec}^2 \Rightarrow V_{b, \text{ελ}} = 2152.7 \text{ kN}$$

$$\Phi_{d, \text{φάσμα σχεδιασμού}} = 2.473 \text{ m/sec}^2 \Rightarrow V_{b, \text{απ}} = 904.5 \text{ kN}$$

		X	Y	$\lambda_x$	$\lambda_y$
Τέμνουσα βάσης (kN)	αντοχή	1012.2	868.9	0.89	1.04
	απαίτηση	904.5	904.5		

Πίνακας 5.1: Καθολικός δείκτης ανεπάρκειας της κατασκευής κατά τις δύο διευθύνσεις (για έλεγχο στάθμης Γ)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	Μορφή αστοχίας		Λόγος 'λ'	
	X	Y	X	Y
K1	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	5,96	6,66
K2	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	5,33	5,95
K3	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	6,27	6,26
K4	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	4,27	6,01
K5	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	6,89	5,23
K6	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	4,19	4,69
K7	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	5,95	5,38
K8	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	4,00	5,32
K9	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	8,65	3,27
K10	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	5,61	3,71
K11	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	ΚΑΜΠΤΙΚΗ	2,27	15,30

Πίνακας 5.2: Μορφή αστοχίας και λόγος ανεπάρκειας για υποστυλώματα ισογείου, από προσεγγιστική ανάλυση

Το πρώτο βήμα για τον έλεγχο της αξιοπιστίας της προσεγγιστικής ανάλυσης είναι να συγκρίνουμε τους λόγους 'λ' που προέκυψαν από την ανάλυση αυτή, με αυτούς που προέκυψαν από την αντίστοιχη προκαταρκτική κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. καθώς αφορούν και οι δύο στατική ανάλυση με ελαστικό φάσμα (οπότε υπάρχει αντιστοιχία).

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	λόγοι ανεπάρκειας 'λ'		
	Προσεγγιστική		Προκαταρκτική κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.
	X	Y	
K1	5,96	6,66	4,76
K2	5,33	5,95	2,94
K3	6,27	6,26	1,49
K4	4,27	6,01	1,52
K5	6,89	5,23	0,95
K6	4,19	4,69	2,00
K7	5,95	5,38	1,59
K8	4,00	5,32	0,95
K9	8,65	3,27	1,09
K10	5,61	3,71	1,16
K11	2,33	16,09	0,83

Πίνακας 5.3: Σύγκριση λόγων αστοχίας από προσεγγιστική και από προκαταρκτική ανάλυση

Από τον πίνακα αυτό παρατηρούμε ότι δεν υπάρχει μεγάλη συμφωνία των αποτελεσμάτων καθώς σε άλλες περιπτώσεις οι λόγοι 'λ' έχουν τιμές σχετικά κοντινές ενώ σε άλλες απέχουν πάρα πολύ. Πάντως και στις δύο περιπτώσεις προκύπτει εμφανής ανεπάρκεια της κατασκευής ως σύνολο αφού οι περισσότεροι λόγοι 'λ' είναι μεγαλύτεροι της μονάδας.

Άρα σαν ένα πρόχειρο μέτρο εκτίμησης της συνολικής κατάστασης, η αξιοπιστία τους δεν διαφέρει και πολύ.

Στη συνέχεια ελέγχουμε τον τρόπο αστοχίας που προέκυψε για τα μέλη της κατασκευής. Σύμφωνα με την προσεγγιστική όλα τα υποστυλώματα αναμένεται να αστοχήσουν καμπτικά. Ωστόσο, από την ανελαστική ανάλυση και για τις δύο διευθύνσεις ώθησης προέκυψε ότι στα υποστυλώματα του ισογείου σημειώνονται πολλές διατμητικές αστοχίες. Επομένως η προσεγγιστική μέθοδος (αναλόγως και των σχέσεων που θα χρησιμοποιηθούν για την

εκτίμηση των καμπτικών και διατμητικών αντοχών) δεν είναι βέβαιο ότι θα παρέχει ασφαλή αποτελέσματα ως πρόβλεψη τρόπου αστοχίας κάθε μέλους.

Τέλος, εξετάζεται ο καθολικός δείκτης ανεπάρκειας που προέκυψε από την προσεγγιστική μέθοδο για κάθε διεύθυνση και συγκρίνεται με τον αντίστοιχο που προέκυψε από την αντίστοιχη περίπτωση ώθησης κατά την ανελαστική ανάλυση (στάθμη επιτελεστικότητας Γ). Συγκεκριμένα έχουμε:

Προσεγγιστική:

$$\lambda_x = 0.89, \lambda_y = 1.04$$

Ανελαστική:

$$\lambda_x = 1.80, \lambda_y = 1.80$$

Βλέπουμε, λοιπόν, ότι υπάρχει σημαντική διαφορά στις τιμές αυτές των λόγων 'λ' και φυσικά οι τιμές που εξάγονται από την ανελαστική ανάλυση και από έλεγχο σε όρους συνολικών μετακινήσεων είναι σαφώς πιο αξιόπιστες από αυτές που εξάγονται από την προσεγγιστική και προήλθαν από έλεγχο σε όρους συνολικής τέμνουσας βάσης.

## 6. ΤΕΛΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΙΣΜΟΙ

Από τους σχολιασμούς των αποτελεσμάτων και τις παρατηρήσεις που έγιναν στις συγκρίσεις, συνοψίζουμε τα συμπεράσματά μας στα εξής σημεία, απαντώντας στα ερωτήματα που τέθηκαν στην αρχή ως στόχος της εργασίας:

1. Η ανεπάρκεια των παλαιών κατασκευών (σχεδιασμένων με κανονισμούς του 1959 και του 1984) είναι σαφής ακόμη και για στόχο αποτίμησης Γ2. Δυσμενέστερη μάλιστα είναι σαφώς η παλαιότερη εκ των δύο (κανονισμός του 1959) διότι λόγω μεγάλης έλλειψης δε συνδετήρες παρουσιάζει πολλές αστοχίες σε διάτμηση (ψαθυρή μορφή αστοχίας). Ωστόσο, η ανελαστική ανάλυση έδειξε ότι μέχρι την τελική κατάρρευση έχουν και οι δύο μεγάλη ικανότητα ανάπτυξης παραμορφώσεων.
2. Τα κτίρια που σχεδιάστηκαν κατά ΕΑΚ αν και είναι πολύ πιο επαρκή από τα δύο παλαιότερα, συνεχίζουν να παρουσιάζουν ανεπάρκειες ακόμη και για στόχο Γ2 στα σημεία όπου αναμενόταν η «προβληματική» συμπεριφορά, δηλαδή στις έμμεσες στηρίξεις δοκών και στις πολύ κοντές δοκούς. Επομένως οι απαιτήσεις του ΕΑΚ για τον σωστό σχεδιασμό μιας νέας κατασκευής συμβαδίζουν με τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την αποτίμηση μιας υπάρχουσας.
3. Η προσθήκη τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να οδηγήσει σε περισσότερες διατμητικές αστοχίες σε κάποια μέλη της κατασκευής (πιο ψαθυρή συμπεριφορά σε επίπεδο κάποιων μελών), ωστόσο βοηθάει στην ευμενέστερη συμπεριφορά της κατασκευής ως σύνολο (όπως την αποφυγή κατάρρευσης μέσω του μηχανισμού «μαλακού ορόφου») χωρίς να περιορίζει σημαντικά την απαιτούμενη συνολική πλαστιμότητα. Άρα ένα μικτό σύστημα πλαισίων – τοιχωμάτων κρίνεται προτιμότερο από ένα καθαρά πλαισιακό.
4. Η προσεγγιστική μέθοδος με τη χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς δίνει μια αξιόπιστη εικόνα περί ανεπάρκειας ή όχι της κατασκευής αλλά μόνο σε «ποιοτικό» επίπεδο και λαμβάνοντας υπόψη την κατασκευή σαν σύνολο. Κρίνεται αναξιόπιστο να χρησιμοποιηθεί σε αυτή τη μορφή για να προβλεφθεί η μορφή αστοχίας των κρίσιμων μελών που εξετάζουμε αλλά και για καταλήξουμε σε συγκεκριμένη τιμή ενός καθολικού δείκτη ανεπάρκειας της κατασκευής.

Ωστόσο, μέσα από τη διαδικασία διερεύνησης των παραπάνω θεμάτων και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων, προέκυψαν και κάποιοι επιπλέον προβληματισμοί που χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης:



1. Η επιρροή της προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων στο μοντέλο που μπορεί να οδηγήσει σε ανορθόδοξα αποτελέσματα, όπως παρατηρήθηκε εδώ όπου:
  - (α) η αφαίρεσή τους από το προσομοίωμα για έλεγχο σε στάθμη Γ οδήγησε σε σημαντική αύξηση των εντατικών μεγεθών και κατά συνέπεια δυσμενέστερα αποτελέσματα για τη στάθμη Γ από ότι στην Β.
  - (β) η μεγάλη αρχική δυσκαμψία που δίδουν στην κατασκευή αλλά και η γρήγορη αστοχία τους, οδηγεί σε απότομη αλλαγή της κλίσης της καμπύλης ικανότητας, άρα πολύ μικρή παραμόρφωση  $\delta_y$  εν αντιθέσει με την μεγάλη παραμόρφωση κατάρρευσης  $\delta_u$ , άρα προκύπτει φαινομενικά πολύ μεγάλος δείκτης πλαστιμότητας.
2. Η καταλληλότητα των τιμών  $\delta_y$  και  $\delta_u$  από τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας, για τον υπολογισμό της επιτρεπόμενης μετακίνησης και του δείκτη πλαστιμότητας, διότι:
  - (α) η πολύ μικρή τιμή του  $\delta_y$  οδηγεί σε πολύ μεγάλο δείκτη πλαστιμότητας όπως προαναφέρθηκε
  - (β) η μεγάλη τιμή της  $\delta_u$  οδηγεί σε μεγάλη επιτρεπόμενη μετακίνηση της οροφής ( $\delta_{επ}$ ) (ιδίως για στάθμη Γ) ενώ μπορεί ήδη να έχουν αστοχήσει πλήρως αρκετά πρωτεύοντα μέλη της κατασκευής
  - (γ) βάσει των (α) και (β) συμπεραίνουμε ότι το κριτήριο  $\delta_{επ} > \delta_{target}$  (επιτρεπόμενη μετακίνηση > στοχευόμενη μετακίνηση) δεν είναι από μόνο του ασφαλές για την επάρκεια ή μη της κατασκευής.

## 6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΕΚΩΣ2000, Κεφάλαιο 2, Παρ. 2.3, σχέση Σ 2.1
- [2] ΚΑΝ.ΕΠΕ.2013, Κεφάλαιο 4, Παράρτημα 4.1
- [3] Καραντώνη Φ., "Κατασκευές από τοιχοποιία", Κεφάλαιο 2, Παρ. 2.1.3 & Παρ.2.5, σελ. 68-73 & 95, Εκδ. Παπασωτηρίου, Αθήνα 2012.
- [4] ΚΑΝ.ΕΠΕ.2013, Κεφάλαιο 7, Παρ. 7.4.1(ζ.2), σχέση (Σ15)
- [5] ΚΑΝ.ΕΠΕ.2013, Κεφάλαιο 7, Παρ. 7.4.1(ε)