

Σύγκριση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου με βάση τον εφαρμοσμένο κανονισμό μελέτης του. Αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ με την χρήση της Στατικής Ανελαστικής μεθόδου PUSHOVER.

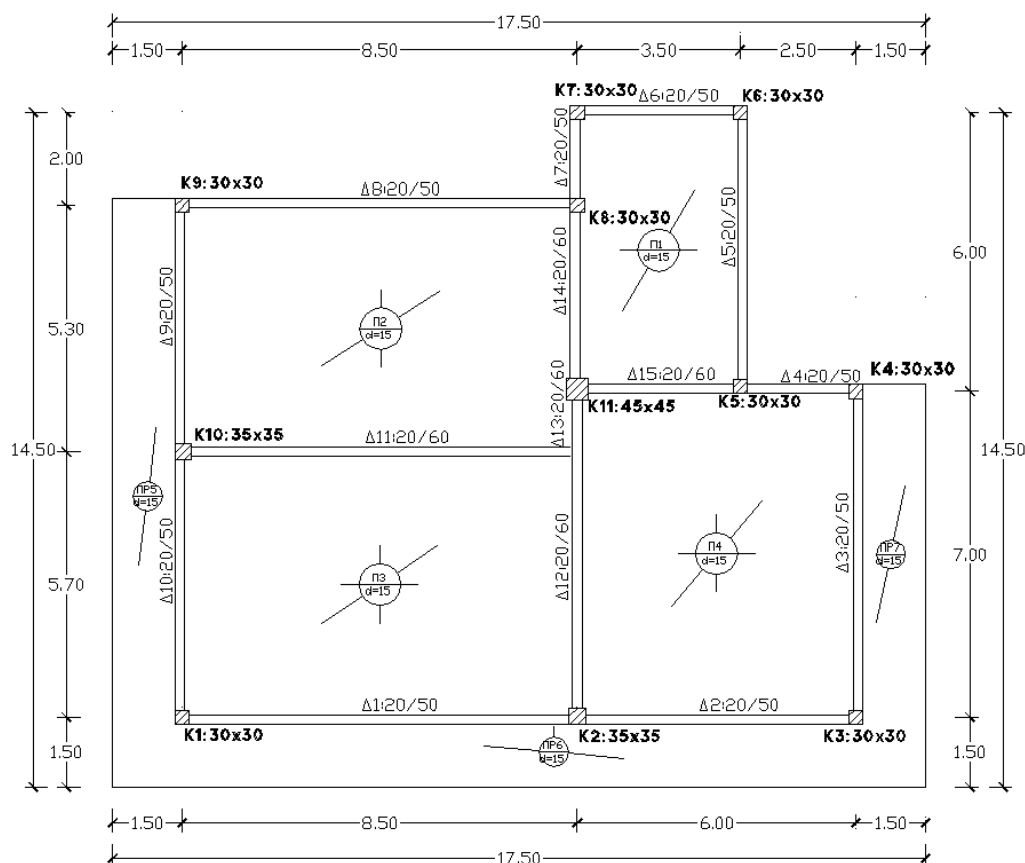
## ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΟΥ. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER.

### ΤΡΥΦΩΝΟΣ ΚΥΡΙΑΚΟΣ

#### Περίληψη

Κατά την παρούσα εργασία έγινε σχεδιασμός ενός διώροφου κτιρίου με τους 3 ακόλουθους αντισεισμικούς Κανονισμούς: α) Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (Β.Δ), β) Αντισεισμικός Κανονισμός 1984, γ) ΕΑΚ 2003. Στην συνέχεια έγινε αποτίμηση με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Σκοπός της εργασίας είναι να συγκριθούν τα αποτελέσματα της αποτίμησης των τριών κτιρίων, έτσι ώστε να αντληθούν γενικότερα συμπεράσματα για την σεισμική τρωτότητα των υφιστάμενων κτιρίων στον Ελληνικό χώρο. Η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε είναι η Στατική Ανελαστική Μέθοδος Pushover, η οποία μελετά την συμπεριφορά της κατασκευής όταν αυτή μπει στην ανελαστική περιοχή σε αντίθεση με τις μεθόδους που μελετούνται οι νέες κατασκευές οι οποίες υποθέτουν ισοδύναμη ελαστική συμπεριφορά. Στις επόμενες παραγράφους αναλύονται κάποια στοιχεία από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ απαραίτητα για την εφαρμογή της μεθόδου και ακολούθως παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Οι αναλύσεις έγιναν με την βοήθεια του λογισμικού STRAD.3DR.

#### 1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ



Σχήμα 1: Κάτοψη Τυπικού Ορόφου Κτιρίου

Στο Σχήμα 1 δίνεται η διαμόρφωση των φερόντων στοιχείων ενός τυπικού ορόφου του διώροφου κτιρίου με μια αρχική προεπιλογή των διαστάσεων τους.

Ο τυπικός όροφος του κτιρίου αποτελείται από 4 τετραέριστες πλάκες με ασύμμετρα ανοίγματα, ενώ στις τρεις πλευρές του κτιρίου υπάρχει μπαλκόνι πρόβολος μήκους 1.50m. Στο κέντρο του κτιρίου υπάρχει μια δοκός η οποία στηρίζεται έμμεσα σε άλλη δοκό.

Οι αρχικές διαστάσεις των υποστυλωμάτων είναι:

(α) Γωνιακά 300/300. (β) Περιμετρικά μη γωνιακά: 350/350 (δ)Κεντρικό: 450/450.

Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/500. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/600.

Οι πλάκες έχουν πάχος  $h_f = 150\text{mm}$  και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με  $\Phi 8/150$ . Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με  $1.5 \text{ KN/m}^2$ . Τα ωφέλιμα φορτία λήφθηκαν  $2.0 \text{ KN/m}^2$ . Το δώμα θεωρείται μη βατό.

Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος  $3.6 \text{ kN/m}^2$  επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος  $2.1 \text{ KN/m}^2$ . Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Συνολικό ύψος ορόφου 3.20 m.

Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα Σ2.

## 2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ -ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟ ΜΕ ΤΟΝ Α. Κ. 1959

### 2.1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 1959

Το κτίριο αρχικά σχεδιάστηκε με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 [4] και τον τότε ισχύοντα Κανονισμό Οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 [5].

Βασικά στοιχεία του κανονισμού:

- Έλεγχος αντίστασης στοιχείων με την μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων
- Ορθογωνική καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων
- Υπολογισμός σεισμικής τέμνουσας βάσης με τον συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως  $\epsilon$
- Απουσία Ικανοτικού ελέγχου και ειδικής διαμόρφωσης κρισίμων περιοχών

➤ Συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης για σεισμική ζώνη II και έδαφος B:  $\epsilon=0.08$  [4]

➤ Υλικά : Σκυρόδεμα B225 και χάλυβας StIII

Αποτελέσματα σχεδιασμού:

Αξιολογώντας τα αποτελέσματα του σχεδιασμού του κτιρίου παρατηρήθηκε αρχικά ότι τα υποστυλώματα στις τρεις πλευρές του κτιρίου χρειάστηκε να αλλάξουν διαστάσεις για να επαρκούν. Σε αυτές τις πλευρές υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα 5-8 m όπως επίσης και μπαλκόνια γι' αυτό τα περισσότερα υποστυλώματα από αρχικές διαστάσεις 300/300 άλλαξαν σε 400/400 . Επίσης παρατηρήθηκε μεγάλη απαίτηση σε διαμήκη οπλισμό της τάξεως των 16 $\Phi$ 20 στα συγκριμένα υποστυλώματα που αντιστοιχεί σε γεωμετρικό ποσοστό 0.031. Όσον αφορά τον εγκάρσιο οπλισμό των υποστυλωμάτων οι συνδετήρες τέθηκαν με βάση τις κατασκευαστικές διατάξεις τότε ισχύοντα κανονισμού κατά τις οποίες η απόσταση μεταξύ συνδετήρων ισούται με το ελάχιστο από τις 2 τιμές [4] :

α)  $12\Phi_{1,\min}$  , Όπου  $\Phi_{1,\min}$  η ελάχιστη διαμήκης ράβδος στη διατομή

β)  $\min(h_c, b_c)$  , Όπου  $h_c, b_c$  οι διαστάσεις της διατομής

Για τις συγκεκριμένες διαστάσεις δυσμενέστερος ήταν πάντα ο πρώτος όρος αφού οι συνήθως οι ράβδοι των υποστυλωμάτων ήταν  $\Phi 20$ , γι' αυτό και οι συνδετήρες των περισσότερων ήταν  $\Phi 8/240$  (περιμετρικοί).

Όσον αφορά τις δοκούς, οι περισσότερες στον πρώτο όροφο χρειάστηκε να αλλάξουν διαστάσεις για να επαρκούν, όπως επίσης και κάποιες τον δεύτερο όροφο. Ο διαμήκης

Σύγκριση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου με βάση τον εφαρμοσμένο κανονισμό μελέτης του. Αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ με την χρήση της Στατικής Ανελαστικής μεθόδου PUSHOVER.

οπλισμός ήταν αρκετός και σε αυτή τη περίπτωση λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων. Τέλος οι συνδετήρες ήταν πολύ αραιοί της τάξεως των Φ8/400(δίτητοι) στις περισσότερες, απουσία ελέγχου διάτμησης του παλαιού κανονισμού. Παρ' όλα αυτά τα υπάρχοντα σπαστά σίδερα που βρίσκονται κοντά στις στηρίξεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν σαν επιπλέον οπλισμός παραλαβής διάτμησης. Λόγο αδυναμίας του λογισμικού για προσομοίωση των σπαστών σιδερων σαν επιπλέον διαγώνιο οπλισμό διάτμησης, προσομοιώθηκαν σαν επιπλέον ισοδύναμοι κατακόρυφοι συνδετήρες. Βέβαια αυτό δεν είναι στην πλευρά της ασφάλειας αφού ο οπλισμός αυτός παραλαμβάνει τέμνουσα που έχει φορά την ίδια με των μόνιμων φορτίων. Σε περίπτωση σεισμικής δράσης με το αντίθετο πρόσημο ο οπλισμός αυτός δεν έχει ευεργετική συνεισφορά αφού βρίσκεται κάθετα στις εφελκυστικές τάσεις.

## 2.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ 1959

Για την αποτίμηση χρησιμοποιήθηκαν οι “Ερήμην” τιμές που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση Τιμή $f_{cm}$ (MPa)	Χαρακτηριστική Τιμή $f_{ck}$ (MPa)	Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Ονομαστική» Μέση Τιμή $f_{ym}$ (MPa)	Χαρακτηριστική Τιμή $f_{yk}$ (MPa)
... <1954	10	6	S220 & Stahl I	280	240
1954 <... <1985	12	8	S400 & Stahl III	450	410
1985 <... <1995	16	12	S500 & Stahl IV	520	500
1995 <...	20	16			

Πίνακας 1: Ερήμην Αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχών Χάλυβα και Σκυροδέματος

### 2.2.1 ΣΥΜΠΕΡΙΛΗΨΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ οι τοιχοπληρώσεις για στάθμες επιτελεστικότητας Α και Β επιτρέπεται να συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα ως μια ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος στην εκάστοτε φορά του σεισμού.

Χαρακτηριστικά Θλιβόμενης διαγωνίου: **βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 7.4.1.ζ.2**

Καθαρό μήκος διαγωνίου:  $L = \sqrt{l^2 + h^2}$

Ισοδύναμο πλάτος διαγωνίου:  $b = 0.15 L$

Ισοδύναμο πάχος διαγωνίου:  $t$ , ίσο με το πραγματικό πάχος της τοιχοποιίας

$l$ : Καθαρό μήκος φατνώματος,  $h$ : Καθαρό ύψος φατνώματος

Παρ' όλα οι τοιχοπληρώσεις οι οποίες έχουν μεγάλη λυγηρότητα και ενδέχεται να αστοχήσουν πρόωρα εκτός επιπέδου θα πρέπει να υπολογίζονται με μειωμένες θλιπτικές και διατμητικές αντιστάσεις.

Λυγηρότητα  $\lambda$  ορίζεται το πηλίκο  $L/t$  και ισχύουν τα ακόλουθα: **βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 7.4.1.ε**

i) Αν  $\lambda < 15$ , Δεν χρειάζεται καμία μείωση στις αντιστάσεις

ii) Αν  $\lambda > 30$ , Η τοιχοπλήρωση έχει μηδενική αντίσταση εκτός επιπέδου και αμελείται

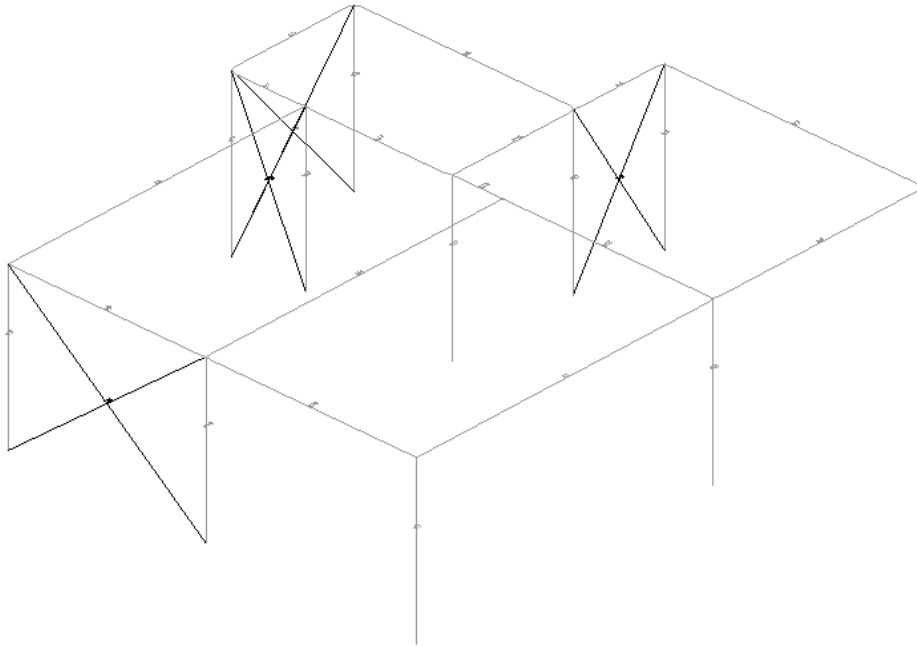
iii) Σε ενδιάμεσες περιπτώσεις οι αντιστάσεις πολλαπλασιάζονται με τον μειωτικό συντελεστή  $\varphi$ , Όπου  $\varphi = 0.9 \frac{1}{e^{(0.0447 \lambda - 0.063)^2}}$ , (1) για  $E_w = 500 f_{wc}$ , **ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ7.14)**

$f_{wc}$ : Θλιπτική Αντοχή Τοιχοποιίας,  $E_w$ : Μέτρο Ελαστικότητας Τοιχοποιίας

Σύμφωνα με τα παραπάνω οι παραπάνω τοιχοπληρώσεις θα πρέπει να αγνοηθούν αφού έχουν λυγηρότητα  $> 30$ , ενώ καμία δεν έχει λυγηρότητα  $< 15$ . Έτσι όσες θα μπουν στο προσομοίωμα θα έχουν μειωμένες αντιστάσεις. Στον παρακάτω πίνακα 2 φαίνονται τα χαρακτηριστικά και οι μειωτικοί συντελεστές  $\varphi$  των τοιχοπληρώσεων, ενώ στην συνέχεια στο σχήμα 2 φαίνονται αυτές που επιτρέπεται να συμπεριφερθούν στο προσομοίωμα.

1 <sup>ος</sup> Όροφος							2 <sup>ος</sup> Όροφος					
A/A	l(m)	h(m)	t(m)	L(m)	λ	φ	l(m)	h(m)	t(m)	L(m)	λ	φ
1	8.1	2.5	0.2	8.48	42.39	0	8.1	2.6	0.2	8.51	42.54	0
2	5.6	2.5	0.2	6.13	30.66	0	5.6	2.6	0.2	6.17	30.87	0
3	6.6	2.6	0.2	7.09	35.47	0	6.6	2.7	0.2	7.13	35.65	0
4	2.15	2.7	0.2	3.45	17.26	<b>0.515</b>	2.15	2.7	0.2	3.45	17.26	<b>0.515</b>
5	5.6	2.7	0.2	6.22	31.08	0	5.6	2.7	0.2	6.22	31.08	0
6	3.2	2.7	0.2	4.19	20.93	<b>0.386</b>	3.2	2.7	0.2	4.19	20.93	<b>0.386</b>
7	1.65	2.7	0.2	3.16	15.82	<b>0.568</b>	1.65	2.7	0.2	3.16	15.82	<b>0.568</b>
8	8.1	2.6	0.2	8.51	42.54	0	8.1	2.7	0.2	8.54	42.69	0
9	4.9	2.7	0.2	5.59	27.97	<b>0.188</b>	4.9	2.7	0.2	5.59	27.97	<b>0.188</b>
10	5.4	2.7	0.2	6.04	30.19	0	5.4	2.7	0.2	6.04	30.19	0
12-13	6.6	2.55	0.1	7.08	70.75	0	6.6	2.6	0.1	7.09	70.94	0
14	3.52	2.6	0.1	4.38	43.76	0	3.52	2.6	0.1	4.38	43.76	0
15	3.12	2.6	0.1	4.06	40.61	0	3.12	2.6	0.1	4.06	40.61	0

Πίνακας 2: Χαρακτηριστικά και μειωτικοί συντελεστές φ των τοιχοπληρώσεων



Σχήμα 2: Τοιχοπληρώσεις που θα συμπεριληφθούν στο προσομοίωμα

### 2.2.2 ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Αρχικός στόχος της αποτίμησης είναι να βρεθούν οι ανεπάρκειες της κατασκευής για την στάθμη επιτελεστικότητας Β “Προστασία Ζωής” και για σεισμική επιτάχυνση εδάφους που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% σε περίοδο 50 χρόνων , αφού αυτή είναι η στάθμη επιτελεστικότητας και σεισμική δράση που σχεδιάζονται οι νέες κατασκευές. Κατά την στάθμη Β ο φέρον οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα στοιχεία (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 2.2.2.β). Σε δεύτερη φάση βρέθηκε η σεισμική επιτάχυνση κατά την οποία υπάρχει πλήρης επάρκεια και για τις 3 στάθμες που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ .

Σύγκριση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου με βάση τον εφαρμοσμένο κανονισμό μελέτης του. Αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ με την χρήση της Στατικής Ανελαστικής μεθόδου PUSHOVER.

### 2.2.3 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ διακρίνει τρεις διαφορετικές στάθμες δεδομένων: βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 3.6 i.” Υψηλή”, ii. “Ικανοποιητική” και iii. “Ανεκτή”

Σύμφωνα με τον κανονισμό θα πρέπει να καθοριστούν επιμέρους στάθμες αξιοπιστίας 1) του σκυροδέματος, 2) του χάλυβα, 3) των τοιχοπληρώσεων και 4) των γεωμετρικών δεδομένων της κατασκευής (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 3.7). Από αυτές τις στάθμες προκύπτουν και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των υλικών κατά την αποτίμηση. Σύμφωνα με τα πιο πάνω όσο πιο υψηλή στάθμη αξιοπιστίας εξασφαλιστεί, τόσο πιο μικροί επιμέρους συντελεστές ασφαλείας. Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε Στάθμη Αξιοπιστίας “Ικανοποιητική” για όλα τα δεδομένα.

### 2.2.4 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΙΑ ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ Β1

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα κύρια στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι  $\lambda$  (δείκτες ανεπάρκειας).

$$\lambda = \frac{S}{R_m} \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (5.1)} \quad (2)$$

S: Η ροπή λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ( $q=1$ ) [6] βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.4.2

$R_m$ : Είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.1.4.

Αποτελέσματα Προκαταρκτικής Ανάλυσης:

Όροφος 1				Όροφος 2			
A/A		A/A		A/A		A/A	
1	2.13	7	3.23	1	1.00	7	2.17
2	3.85	8	2.70	2	2.94	8	2.27
3	3.13	9	2.86	3	1.72	9	2.08
4	3.03	10	2.70	4	2.86	10	2.63
5	2.17	11	2.38	5	3.13	11	2.22
6	3.33			6	2.27		

Πίνακας 3: Συντελεστές Καμπτικής Ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων

Max  $\lambda$  ορόφου 1 = **3.85**, Max  $\lambda$  ορόφου 2 = **3.13**

Ιδιομορφική Ανάλυση:

Ιδιοπερίοδος της κατασκευής:  $T_x = 0.46 \text{ sec}$  και  $T_y = 0.42 \text{ sec}$

Συνεισφορά θεμελιωδών ιδιομορφών στη συνολική μάζα: **X= 68.8% και Y= 83.9%**

### 2.2.5 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ

Για τον τύπο του κτιρίου που εξετάζεται στην παρούσα εργασία και σύμφωνα με την περιγραφή του φέροντα οργανισμού, οι δύο πρώτες συνθήκες της μορφολογικής κανονικότητας που ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. πληρούνται (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2). Ακολουθεί ο έλεγχος της τήρησης των δύο επόμενων συνθηκών της μορφολογικής κανονικότητας με βάση τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης.

Βάσει των πιο πάνω τιμών για τους συντελεστές ανεπάρκειας κάθε υποστυλώματος, υπολογίστηκαν οι μέσοι δείκτες ανεπάρκειας κάθε για κάθε διεύθυνση του σεισμού, x και y, αντίστοιχα:

$$\lambda_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{si}}{\sum_1^n V_{si}} \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (5.2)} \quad (3)$$

Όροφος 1:  $\lambda_{1x} = 2.82$  και  $\lambda_{1y} = 2.88$ , Όροφος 2:  $\lambda_{2x} = 2.29$  και  $\lambda_{2y} = 2.29$   
 Αφού  $\lambda_{2x} / \lambda_{1x} < 1.5$  και  $\lambda_{2y} / \lambda_{1y} < 1.5$ , ικανοποιείται το 3<sup>ο</sup> κριτήριο της μορφολογικής κανονικότητας για μη ύπαρξη καμπτοδιατημητικού ασθενή ορόφου.

Όπως φαίνεται στα δεδομένα του πίνακα ανεπαρκειών δεν ικανοποιείται το 4<sup>ο</sup> κριτήριο της μορφολογικής κανονικότητας, αφού υπάρχει μεγάλη διαφορά λόγων πάνω από 1.5 μεταξύ του μικρότερου και του μεγαλύτερου  $\lambda$  σε διαφορετικές πλευρές του κάθε ορόφου. Έτσι και οι δύο όροφοι είναι στρεπτικώς ασθενείς. Άρα το κτίριο θεωρείται μορφολογικά μη κανονικό, αφού δεν ικανοποιείται το τελευταίο κριτήριο.

## 2.2.6 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ (PUSHOVER)

### 2.2.6.1 ΒΑΣΙΚΟΤΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει ώσπου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, που κατά κανόνα χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης του χαρακτηριστικού σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση αποτίμησης, ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου. **βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.1.2**

### 2.2.6.2 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η ανελαστική στατική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι σ' αυτήν την περίπτωση θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Αρχικά απαιτείται μια δυναμική ανάλυση όπου συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας. Ακολούθως γίνεται μια δεύτερη ελαστική δυναμική ανάλυση με συμπερίληψη μόνο της πρώτης ιδιομορφής σε κάθε διεύθυνση. Εάν η τέμνουσα που προκύπτει σε κάθε όροφο υπερβαίνει το 130% εκείνης που προέκυψε από την πρώτη ανάλυση, η συνεισφορά των ανωτέρων ιδιομορφών είναι σημαντική. Σε αυτή την περίπτωση επιτρέπεται αύξηση κατά 25% των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου στη δυναμική ελαστική ανάλυση (δείκτης  $q$  και δείκτες  $m$  αντίστοιχα). **βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2**

### 2.2.6.3 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ $\delta_t$

Η στοχευόμενη μετακίνηση ( $\delta_t$ ) του κόμβου ελέγχου υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:  

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)} \quad \text{KAN.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ5.6)} \quad (4)$$

$T_e$ : η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου στη διεύθυνση που μελετάται.

$S_{e(T)}$ : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο του κτιρίου  $T_e$  στη διεύθυνση που μελετάται[6].

$C_0$ : συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα, με την πραγματική μετακίνηση  $\delta_t$  της κορυφής του ελαστο-πλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

Σύγκριση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου με βάση τον εφαρμοσμένο κανονισμό μελέτης του. Αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ με την χρήση της Στατικής Ανελαστικής μεθόδου PUSHOVER.

C<sub>1</sub>: Συντελεστής που συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση.

C<sub>2</sub>: συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. **βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πιν. 5.5.1**

C<sub>3</sub>: συντελεστής που λαμβάνει υπόψη αύξηση μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως.

#### 2.2.6.4 ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L<sub>s</sub> στοιχείου ισούται με:

$$K = M_y L_s / 3\theta_y \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (7.2)} \quad (5)$$

Όπου M<sub>y</sub> και θ<sub>y</sub> η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου. Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από πιο πάνω εξίσωση στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική). **βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.3**

#### 2.2.6.5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται ως εξής: **βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §9.3.1**

α) Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με:

S<sub>d</sub>: παραμορφωσιακό μέγεθος δ (γωνία στροφής θ, καμπυλότητα 1/r κ.α.) από την ανάλυση

R<sub>d</sub>: τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης δ<sub>d</sub>. Η R<sub>d</sub> υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας γ<sub>Rd</sub>. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, ως μέγεθος ελέγχου θα χρησιμοποιηθεί η γωνία στροφής θ, ενώ για τον υπολογισμό των θ<sub>y</sub> και θ<sub>u</sub> χρησιμοποιούνται οι σχέσεις :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + 0.13 \phi_y \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} d_b \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ7.2)} \quad (6)$$

$$\theta_{um} = 0.016 \left( 0.3^v \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} \left( \frac{L_s}{h} \right)^{0.35} 25^{\left( \alpha_{\rho_{ax}} \frac{f_{yw}}{f_c} + \alpha_{\rho_{lx}} \frac{f_{le}}{f_c} \right)} \right) (1.25^{100\rho_d}) \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Σ7.8a)} \quad (7)$$

Σε πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της R<sub>d</sub> για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» μπορεί να υπολογισθεί ως: R<sub>d</sub> = θ<sub>d</sub> = 0.5 (θ<sub>y</sub> + θ<sub>u</sub>) / γ<sub>Rd</sub>

όπου τα θ<sub>y</sub>, θ<sub>u</sub> είναι υπολογισμένα με βάση τις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών.

β) Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών με:

S<sub>d</sub>: εντατικό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση

R<sub>d</sub>: τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

Ψαθυρός τρόπος αστοχίας θεωρείται η αστοχία σε τέμνουσα. Η αντίσταση σε τέμνουσα αναμένεται να έχει εξασθένηση με τις μετελαστικές ανακυκλίσεις, ανάλογη με το πλαστικό μέρος του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας μ<sub>θ</sub><sup>pl</sup>. **βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4.2 θ)**

$$V_R = \frac{h-x}{2L_c} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5, \mu_s^{pl})) \left[ 0,16 \max(0,5; 100 \rho_{tot}) (1 - 0,16 \min(5; \alpha_s)) \sqrt{f_c A_c + V_w} \right] \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (Γ7.1)} \quad (8)$$

#### 2.2.6.6 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών κατανομών φορτίων. **βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.3**

### 2.2.6.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER

Στο συγκεκριμένο κτίριο η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική, αφού έγινε μια δεύτερη ελαστική δυναμική ανάλυση με την συμπερίληψη μόνο των πρώτων ιδιομορφών σε κάθε διεύθυνση και οι τέμνουσες ορόφων δεν διέφεραν πάνω από το 130% από την πρώτη δυναμική ανάλυση που συμπεριλάμβανε όλες τις ιδιομορφές.

Συμβολισμοί: Επάρκεια = E, Ανεπάρκεια = A

1 <sup>ος</sup> Όροφος																Επάρκεια(%)	
A/A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11						
Κάμψη	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A						0%
Διάτμηση	E	E	E	E	E	E	A	A	E	E	E						81.82%
2 <sup>ος</sup> Όροφος																	
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E						100%
Διάτμηση	E	E	E	E	A	A	A	A	E	E	E						63.64%

Πίνακας 4,α: Επάρκειες Υποστυλωμάτων (1959)

1 <sup>ος</sup> Όροφος																	Επάρκεια(%)
A/A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	A	E	E	E	E	E	A	E	E	86.67%	
Διάτμηση	E	E	E	A	E	E	A	E	E	E	E	A	A	E	A	66.67%	
2 <sup>ος</sup> Όροφος																	
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	A	E	E	E	E	E	A	E	E	86.67%	
Διάτμηση	E	E	E	A	E	E	A	E	E	E	E	A	A	E	A	66.67%	

Πίνακας 4,β: Επάρκειες Δοκών (1959)

- Για το μη σεισμικό συνδυασμό 1.35G+1.50Q οι δοκοί Δ4,Δ7,Δ12 και Δ15 και στους δύο ορόφους είχαν ανεπάρκειες σε στρέψη. (Συνδυασμός  $V_{sd}/V_{rd,max} + T_{sd}/T_{rd,max} > 1$ )

## 3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ -ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟ ΜΕ ΤΟΝ Α. Κ. 1984

### 3.1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 1984

Στην συνέχεια το κτίριο σχεδιάστηκε με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1894 σε συνδυασμό με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του 1954 [5].

Βασικές Αλλαγές σε σχέση με τον Α. Κ. 1959:

- Τριγωνική καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων
- Ικανοτικός έλεγχος στοιχείων
- Ειδική διαμόρφωση Κρισίμων Περιοχών

➤ Συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης για σεισμική ζώνη II και έδαφος B:  $\epsilon=0.08$

➤ Υλικά : Σκυρόδεμα B225 και χάλυβας StIII

Αποτελέσματα σχεδιασμού:

Παρατηρώντας αρχικά τις διαστάσεις των υποστυλωμάτων προέκυψαν περίπου οι ίδιες αλλαγές με το κτίριο του 1959, ενώ αρκετά μεγάλη ήταν και η ποσότητα του διαμήκη οπλισμού. Τώρα έγινε διαμόρφωση με πυκνότερους συνδετήρες στις κρίσιμες περιοχές της τάξεως Φ8/100 (τρίτημτους, τετράτημτους ή εσωτερικούς συνδετήρες σε σχήμα ρόμβου), ενώ στις μη κρίσιμες οι συνδετήρες ήταν της τάξεως των Φ8/200.

Όσον αφορά τις δοκούς, οι διαστάσεις τους προέκυψαν λίγο μεγαλύτερες από αυτές του 1959. Ο διαμήκης οπλισμός ήταν επίσης αρκετός, ενώ σε κάποιες άλλες προστέθηκε και παράπλευρος οπλισμός για να παραλάβει την στρέψη. Στις δοκούς υπήρχε πυκνότερη διάταξη συνδετήρων με τις περισσότερες να έχουν εγκάρσιο οπλισμό Φ8/200(δίτημτους) .



Σύγκριση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου με βάση τον εφαρμοσμένο κανονισμό μελέτης του. Αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ με την χρήση της Στατικής Ανελαστικής μεθόδου PUSHOVER.

### 3.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ 1984

Προκαταρκτική Ανάλυση:

Max λ ορόφου 1 = **3.33**, Max λ ορόφου 2 = 2.78

Όροφος 1:  $\lambda_{1x} = 2.62$  και  $\lambda_{1y} = 2.65$ , Όροφος 2:  $\lambda_{2x} = 1.86$  και  $\lambda_{2y} = 1.81$

- $\lambda_{2x} / \lambda_{1x} < 1.5$  και  $\lambda_{2y} / \lambda_{1y} < 1.5$ , ικανοποιείται το 3<sup>ο</sup> κριτήριο μορφολογικής κανονικότητας
- Υπάρχει διαφορά μεταξύ των λ σε στοιχεία του ίδιου ορόφου που δεν βρίσκονται στην ίδια πλευρά, πάνω από 1.5 και δεν ικανοποιείται το 4<sup>ο</sup> κριτήριο κανονικότητας

Ιδιομορφική Ανάλυση:

Ιδιοπερίοδος της κατασκευής:  $T_x = 0.44$  sec και  $T_y = 0.41$  sec

Συνεισφορά θεμελιωδών ιδιομορφών στη συνολική μάζα: **X= 78.1% και Y= 92.5%**

1 <sup>ος</sup> Όροφος															Επάρκεια(%)
A/A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11				
Κάμψη	A	A	A	A	A	E	E	E	A	A	A				27.28%
Διάτμηση	E	E	E	E	E	A	A	E	E	E	E				81.82%
2 <sup>ος</sup> Όροφος															
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E				100%
Διάτμηση	E	E	E	E	A	A	A	E	E	E	E				72.73%

Πίνακας 5,α: Επάρκειες Υποστυλωμάτων (1984)

1 <sup>ος</sup> Όροφος																Επάρκεια(%)
A/A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	100%
Διάτμηση	E	E	E	A	E	E	E	E	E	E	E	A	A	E	A	73.33%
2 <sup>ος</sup> Όροφος																
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	100%
Διάτμηση	E	E	E	A	E	E	E	E	E	E	E	A	A	E	E	86.67%

Πίνακας 5,β: Επάρκειες Δοκών (1984)

- Για το μη σεισμικό συνδυασμό 1.35G+1.50Q η δοκός Δ4 και στους δύο ορόφους και Δ15 στον 1<sup>ο</sup> είχαν ανεπάρκειες σε στρέψη. (Συνδυασμός  $V_{sd}/V_{rd,max} + T_{sd}/T_{rd,max} > 1$ )

## 4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ -ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΟ ΜΕ ΤΟΝ ΕΑΚ

### 4.1. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΕΑΚ

Στην συνέχεια το κτίριο σχεδιαστικό με τον ΕΑΚ[2] σε συνδυασμό με τον ΕΚΩΣ[3] .

Κατανομή σεισμικών φορτίων:

- Φασματική μέθοδος με φάσμα σχεδιασμού ΕΑΚ (με  $q=3.5$  για πλαισιακό φορέα)

➤ Υλικά : Σκυρόδεμα C16 και χάλυβας S500

Αποτελέσματα σχεδιασμού:

Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων ήταν οι ίδιες με τους προηγούμενους κανονισμούς, όμως η ποσότητα του διαμήκους οπλισμού διέφερε και μάλιστα μειώθηκε. Οι συνδετήρες ήταν πιο πυκνοί στις κρίσιμες περιοχές μέχρι και Φ8/80.

Οι διαστάσεις στις δοκούς ήταν παρόμοιες με αυτές του 1984 με την διαφορά ότι οι κοντύτερες κυρίως δοκοί είχαν μεγαλύτερες διαστάσεις. Ο διαμήκης οπλισμός ήταν παρόμοιος με του 1984 με την διαφορά ότι αυξήθηκε ο παράπλευρος οπλισμός στρέψης. Οι συνδετήρες στις δοκούς στις κρίσιμες περιοχές ήταν της τάξεως του Φ8/120.

## 4.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΕΑΚ

Προκαταρκτική Ανάλυση:

Max λ ορόφου 1 = **2.33**, Max λ ορόφου 2 = **1.92**

Όροφος 1: λ<sub>1x</sub> = **2.10** και λ<sub>1y</sub> = **2.10**, Όροφος 2: λ<sub>2x</sub> = **1.51** και λ<sub>2y</sub> = **1.49**

- Ικανοποίηση όλων των κριτηρίων μορφολογικής κανονικότητας

Ιδιομορφική Ανάλυση:

Ιδιοπερίοδος της κατασκευής: **T<sub>x</sub> = 0.41 sec** και **T<sub>y</sub> = 0.39 sec**

Συνεισφορά θεμελιωδών ιδιομορφών στη συνολική μάζα: **X = 90.8%** και **Y = 92.8%**

1 <sup>ος</sup> Όροφος												Επάρκεια(%)
Α/Α	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Κάμψη	A	A	A	A	E	E	E	E	A	A	A	36.36%
Διάττηση	E	E	E	E	E	E	A	E	E	E	E	90.91%
2 <sup>ος</sup> Όροφος												
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	100%
Διάττηση	E	E	E	E	E	A	A	E	E	E	E	81.82%

Πίνακας 6,α: Επάρκειες Υποστυλωμάτων (ΕΑΚ)

- Όλες οι δοκοί και στους δύο ορόφους παρουσιάζουν επάρκεια.

## 5 ΕΥΡΕΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΓΙΑ ΟΛΕΣ ΤΙΣ Σ.Ε.

Εκτός από την στάθμη επιτελεστικότητας B, τα κτίρια αποτιμήθηκαν και για τις άλλες δύο στάθμες που ορίζει ο κανονισμός. Βρέθηκε και για τις τρεις στάθμες η σεισμική δράση που υπάρχει επάρκεια όλων των δομικών στοιχείων στα τρία κτίρια.

Κατά τη στάθμη A ο φέρον οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 2.2.2.α)

Κατά τη στάθμη Γ ο φέρον οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές βλάβες. Έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία, χωρίς όμως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης. (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 2.2.2.γ)

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι σεισμικές δράσεις κατά τις οποίες τα κτίρια παρουσιάζουν πλήρη επάρκεια για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	1959	1984	ΕΑΚ
A	0.04g	0.05g	0.07g
B	0.06g	0.14g	0.20g
Γ	0.08g	0.24g	0.38g

Πίνακας 7: Σεισμική δράση επάρκειας κτιρίων για όλες τις Σ.Ε.

Παρατηρήσεις:

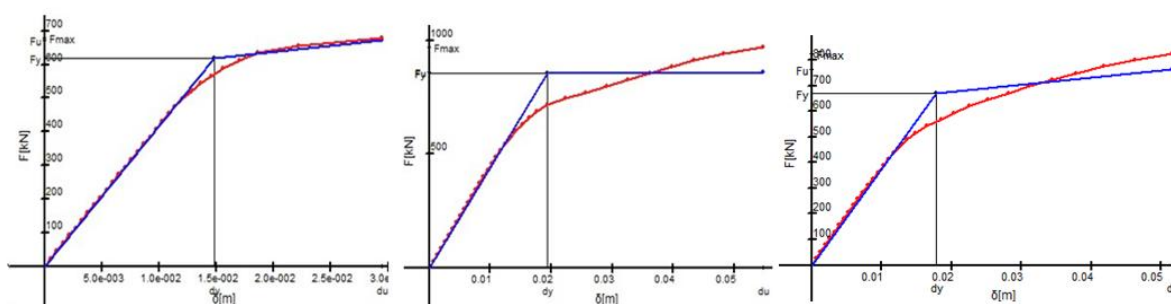
➤ Όπως ήταν αναμενόμενο το κτίριο του 1959 έχει την πιο μικρή σεισμική δράση επάρκειας και για τις τρεις Σ.Ε. , ενώ μετά ακολουθεί το κτίριο του 1984.

➤ Το κτίριο του 1959 διαθέτει πολύ μικρή ικανότητα ανάπτυξης ανελαστικών παραμορφώσεων πριν από την κατάρρευση σε σχέση με τα άλλα δύο κτίρια. Αυτό φαίνεται από το γεγονός ότι οι σεισμικές δράσεις ικανοποίησης των κριτηρίων των στάθμης A και Γ δεν διαφέρουν πάρα πολύ σε σχέση με τα άλλα δύο κτίρια. Τα άλλα δύο κτίρια φαίνεται να είναι αρκετά πιο πλάστιμα αφού η διαφορά της σεισμικής δράσης επάρκειας μεταξύ στάθμης A και Γ είναι μεγάλη, με μεγαλύτερη στο κτίριο του ΕΑΚ.

➤ Για την Σ.Ε. Β εάν κανονικοποιήσουμε τις σεισμικές δράσεις επάρκειας των τριών κτιρίων ως προς αυτήν του κτιρίου του 1959 παρατηρούμε ότι έχουμε λόγο σεισμικής τρωτότητας (1 : 2.33 : 3.33).

## 6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ – ΚΡΙΣΙΜΟΤΕΡΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Κατά την ανελαστική ανάλυση το κτίριο υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία έτσι ώστε να προσομοιωθούν κατάλληλα οι αδρανειακές δυνάμεις που προκαλεί σε αυτό ο σεισμός. Με βάση το γεγονός ότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ απαιτεί τουλάχιστον δύο διαφορετικές κατανομές σεισμικών (ιδιομορφική και ομοιόμορφη) συν το γεγονός ότι το κτίριο δεν διαθέτει συμμετρία στους δύο άξονες, συνολικά χρειάζονται 16 διαφορετικές φορτίσεις για να γίνει σωστή αποτίμηση. Με βάση τα παραπάνω η καμπύλη φέρουσας ικανότητας του κάθε κτιρίου δεν είναι μονοσήμαντη, αλλά εξαρτάται από την κατανομή φόρτισης και την φορά του σεισμού. Στο παρακάτω σχήμα 3 φαίνονται οι καμπύλες φέρουσας ικανότητας κτιρίων σε όρους Τέμνουσας βάσης-Μετακίνηση κόμβου ελέγχου για την ιδιομορφική φόρτιση στην θετική X διεύθυνση του σεισμού.



Σχήμα 3: Καμπύλες φέρουσας ικανότητας κτιρίων (α)Κτίριο 1959, (β) Κτίριο 1984, (γ) Κτίριο ΕΑΚ

### Παρατηρήσεις:

➤ Συγκρίνοντας τις καμπύλες φέρουσας ικανότητας των τριών κτιρίων επαληθεύεται ότι το κτίριο του 1959 δεν έχει μεγάλη ικανότητα ανάπτυξης ανελαστικών παραμορφώσεων, αφού ο μεταελαστικός κλάδος της καμπύλης είναι πολύ μικρός σε σχέση με τα άλλα δύο κτίρια. Μεγαλύτερη ικανότητα ανάπτυξης ανελαστικών παραμορφώσεων έχει το κτίριο του ΕΑΚ χωρίς όμως μεγάλη διαφορά από του κτίριο του 1984.

➤ Μεγαλύτερη μέγιστη αντοχή φαίνεται ότι έχει το κτίριο του 1984 με  $F_{max} = 950 \text{ KN}$ , ενώ ακολουθεί αυτό του ΕΑΚ με  $F_{max} = 800 \text{ KN}$  και τέλος το κτίριο του 1959 με  $F_{max} = 680 \text{ KN}$

➤ Με βάση τις παραπάνω καμπύλες μπορεί να βρεθεί ο δείκτης συμπεριφοράς  $q$  κάθε κτιρίου για τη συγκεκριμένη φόρτιση σαν το γινόμενο  $q_p$  (παράγοντας πλαστιμότητας) και  $q_b$  (παράγοντας υπεραντοχής). Για το κτίριο του 1959  $q = 1.5 * 1.12 = 1.68$ , για το κτίριο του 1984  $q = 2.75 * 1.18 = 3.25$  και για το κτίριο του ΕΑΚ  $q = 2.83 * 1.21 = 3.42$ .

## 6.1 ΚΡΙΣΙΜΟΤΕΡΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕ ΤΙΣ ΜΕΓΑΛΥΤΕΡΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ

### Υποστυλώματα:

- Το κρισιμότερο στοιχείο σε κάμψη στα υποστυλώματα και στα τρία κτίρια ήταν το υποστύλωμα K2 στον πρώτο όροφο το οποίο είναι περιμετρικό μη γωνιακό. Σε αυτό το υποστύλωμα αντιστοιχεί ένα μεγάλο κομμάτι της κάτοψης αφού έχει θλιπτικό αξονικό φορτίο της τάξεως των 1000 KN από τα οιονεί μόνιμα φορτία ( $G+0.3Q$ ) το οποίο αντιστοιχεί σε ανηγμένο αξονικό φορτίο  $\nu=0.5$  που είναι αρκετά μεγάλο και δυσμενές. Στις περισσότερες φορτίσεις ήταν αυτό που έμπαινε πρώτο στη διαρροή ενώ πάντα είχε τους μεγαλύτερους λόγους καμπτικής ανεπάρκειας σε όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας.

- Και στα τρία κτίρια τις μεγαλύτερες διατμητικές ανεπάρκειες παρουσίαζαν τα υποστυλώματα K6 και K7 στον 2<sup>ο</sup> όροφο τα οποία είναι γωνιακά. Πιθανός λόγος που αυτά παρουσίαζαν ανεπάρκειες σε μικρότερες σεισμικές δράσεις είναι ίσως το ότι έχουν πολύ μικρό θλιπτικό φορτίο από τα οιονεί μόνιμα φορτία αφού σε αυτά αντιστοιχεί πολύ μικρό κομμάτι της κάτοησης συν το γεγονός ότι το δόμα είναι μη βατό. Έτσι αφού είναι γωνιακά ο στην φορά που ο σεισμός τα εφελκεί αναιρείται το θλιπτικό φορτίο που είναι ευεργετικό σε μικρότερες τιμές και μειώνεται η διατμητική τους αντίσταση.

Δοκοί:

- Οι δοκοί σε κάμψη στα κτίρια του ΕΑΚ και του 1984 δεν παρουσίαζαν ιδιαίτερα προβλήματα αφού δεν καθόλου ανεπάρκειες για στάθμη B1, ενώ στο κτίριο του 1959 υπήρχαν κάποιες ανεπάρκειες αλλά όχι τόσο μεγάλες.
- Σε διάτμηση πιο κρίσιμη ήταν πάντα η δοκός Δ13 και στους δύο ορόφους. Η δοκός αυτή είναι ουσιαστικά το μικρό κομμάτι της ενιαίας δοκού (Δ12-Δ13) που αντιμετωπίζεται σαν μια ξεχωριστή δοκός. Σε αυτή τη δοκό στηρίζεται έμμεσα η δοκός Δ11 γι' αυτό καλείται να φέρει μεγάλο φορτίο στη στήριξη σε πολύ μικρό μήκος. Έχει δηλαδή πολύ μικρό λόγο διάτμησης ( $a_s = M/Vh$ ), γεγονός που προκαλεί μεγάλη δυσμέμεια. Στα κτίρια του 1959 και του 1984 αστοχεί ψαθυρά σε διάτμηση προτού σε κάμψη. Γενικά και οι υπόλοιπες κοντές δοκοί (Δ4, Δ7 και Δ15) είχαν μεγάλες διατμητικές ανεπάρκειες λόγω του χαμηλού λόγου διάτμησης.

## 7 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΠΛΗΡΩΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟ ΦΟΡΕΑ

Σύμφωνα με την §2.2.1 ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. βάζει ένα όριο μέγιστης λυγηρότητας για τις τοιχοπληρώσεις που επιτρέπεται να συμπεριληφθούν στο προσομοίωμα. Σε μια περεταίρω διερεύνηση πέρα από το πλαίσιο του κανονισμού, τα 3 κτίρια αποτιμήθηκαν για στάθμη επιτελεστικότητας B1 με συμπερίληψη όλων των τοιχοπληρώσεων χωρίς καμία απομείωση των αντιστάσεων τους. Έτσι έγινε σύγκριση της σεισμικής συμπεριφοράς και των επαρκειών με τα κτίρια που αποτιμήθηκαν προηγουμένως σύμφωνα με τις διατάξεις του κανονισμού.

### 7.1 ΚΤΙΡΙΟ 1959 ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

Ιδιομορφική Ανάλυση:

Ιδιοπερίοδος της κατασκευής:  $T_x = 0.39 \text{ sec}$  και  $T_y = 0.36 \text{ sec}$

Συνεισφορά θεμελιωδών ιδιομορφών στη συνολική μάζα:  $X = 88.7\%$  και  $Y = 91.5\%$

1 <sup>ος</sup> Όροφος																Επάρκεια(%)
A/A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11					
Κάμψη	A	A	A	E	E	E	E	A	A	A	A					36.36%
Διάτμηση	E	E	E	E	E	A	A	E	E	E	E					81.82%
2 <sup>ος</sup> Όροφος																
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E					100%
Διάτμηση	E	E	E	E	A	A	A	A	E	E	E					63.64%

Πίνακας 8,α: Επάρκειες Υποστυλωμάτων (1959 με τοιχοπληρώσεις)

1 <sup>ος</sup> Όροφος																Επάρκεια(%)
A/A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	100%
Διάτμηση	E	E	E	A	E	E	A	E	E	E	E	A	A	E	A	66.67%
2 <sup>ος</sup> Όροφος																
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	100%
Διάτμηση	E	E	E	A	E	E	A	E	E	E	E	A	A	E	A	66.67%

Πίνακας 8,β: Επάρκειες Δοκών (1959 με τοιχοπληρώσεις)

Σύγκριση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου με βάση τον εφαρμοσμένο κανονισμό μελέτης του. Αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ με την χρήση της Στατικής Ανελαστικής μεθόδου PUSHOVER.

## 7.2 ΚΤΙΡΙΟ 1984 ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

Ιδιομορφική Ανάλυση:

Ιδιοπερίοδος της κατασκευής:  $T_x = 0.41 \text{ sec}$  και  $T_y = 0.38 \text{ sec}$

Συνεισφορά θεμελιωδών ιδιομορφών στη συνολική μάζα:  $X = 84.9\%$  και  $Y = 92.8\%$

1 <sup>ος</sup> Όροφος																Επάρκεια(%)	
A/A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11						
Κάμψη	E	A	E	E	E	E	E	E	E	A	E						81.82%
Διάτμηση	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E						100%
2 <sup>ος</sup> Όροφος																	
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	100%	
Διάτμηση	E	E	E	E	E	A	A	E	E	E	E	E	E	E	E	81.82%	

Πίνακας 9,α: Επάρκειες Υποστλωμάτων (1984 με τοιχοπληρώσεις)

1 <sup>ος</sup> Όροφος																	Επάρκεια(%)
A/A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	100%	
Διάτμηση	E	E	E	A	E	E	E	E	E	E	E	A	A	E	A	73.33%	
2 <sup>ος</sup> Όροφος																	
Κάμψη	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	100%	
Διάτμηση	E	E	E	A	E	E	E	E	E	E	E	A	E	E	E	86.67%	

Πίνακας 9,β: Επάρκειες Δοκών (1984 με τοιχοπληρώσεις)

## 7.3 ΚΤΙΡΙΟ ΕΑΚ ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

Ιδιομορφική Ανάλυση:

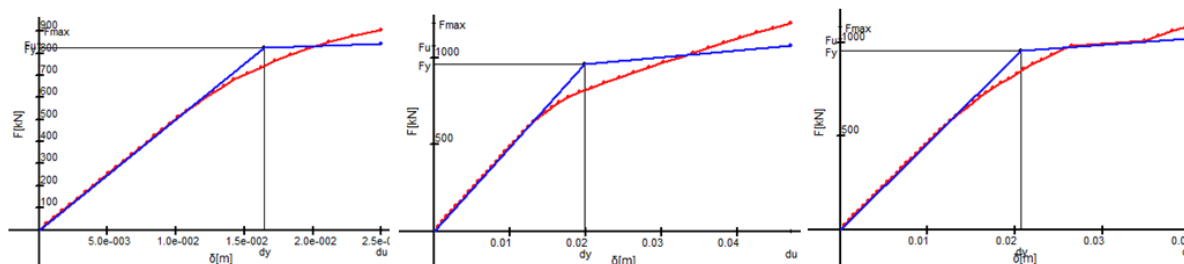
Ιδιοπερίοδος της κατασκευής:  $T_x = 0.38 \text{ sec}$  και  $T_y = 0.36 \text{ sec}$

Συνεισφορά θεμελιωδών ιδιομορφών στη συνολική μάζα:  $X = 95.1\%$  και  $Y = 94.8\%$

- Πλήρης επάρκεια όλων των δομικών στοιχείων

## 7.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΡΧΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΠΛΗΡΩΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ

Στο παρακάτω σχήμα 4 φαίνονται οι καμπύλες φέρουσας ικανότητας των τριών κτιρίων με πλήρη συνεισφορά όλων των τοιχοπληρώσεων.



Σχήμα 4: Καμπύλες φέρουσας ικανότητας κτιρίων με πλήρη συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων (α)Κτίριο 1959, (β) Κτίριο 1984, (γ) Κτίριο ΕΑΚ

Παρατηρήσεις:

- Η μέγιστη τέμνουσα βάσης αυξήθηκε και στα τρία κτίρια. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης στα τρία κτίρια ήταν 900 KN στο κτίριο του 1959, 1200 KN στο κτίριο του 1984 και 1100 KN σε αυτό του ΕΑΚ.
- Τα κτίρια φαίνονται να είναι πιο δύσκαμπτα σε σχέση με πριν αφού οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι είναι μικρότερες από πριν. Επίσης η συνεισφορά τους στην μεταφορά της συνολικής μάζας αυξήθηκε.

➤ Οι ανεπάρκειες για στάθμη επιτελεστικότητας B1 μειώθηκαν και στις τρεις περιπτώσεις, αποδεικνύοντας έτσι την ευμενή παρουσία των τοιχοπληρώσεων και την ανάληψη μέρους της σεισμικής τέμνουσας βάσης του κτιρίου από αυτές.

Στους παρακάτω πίνακες 10 φαίνονται συνοπτικά οι διαφορές στις επάρκειες των στοιχείων των αρχικών φορέων και των πλήρως τοιχοπληρωμένων για την Σ.Ε. B1.

Ποσοστό Επάρκειας	Κτίριο 1959		Κτίριο 1985		Κτίριο ΕΑΚ		
	1 <sup>ος</sup>	Αρχικό	Με τοίγους	Αρχικό	Με τοίγους	Αρχικό	Με τοίγους
	Κάμψη	0%	36.36%	27.28%	81.82%	36.36%	100%
Διάτμηση	81.82%	81.82%	81.82%	100%	90.91%	100%	
2 <sup>ος</sup>							
Κάμψη	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
Διάτμηση	63.64%	63.64%	72.73%	81.82%	81.82%	100%	

Πίνακας 10,α: Σύγκριση επαρκειών υποστυλωμάτων αρχικών και τοιχοπληρωμένων φορέων για στάθμη επιτελεστικότητας B1

Ποσοστό Επάρκειας	Κτίριο 1959		Κτίριο 1985		Κτίριο ΕΑΚ		
	1 <sup>ος</sup> Όροφος	Αρχικό	Με τοίγους	Αρχικό	Με τοίγους	Αρχικό	Με τοίγους
	Κάμψη	86.67%	100%	100%	100%	100%	100%
Διάτμηση	66.67%	66.67%	73.33%	73.33%	100%	100%	
2 <sup>ος</sup> Όροφος							
Κάμψη	86.67%	100%	100%	100%	100%	100%	
Διάτμηση	66.67%	66.67%	86.67%	86.67%	100%	100%	

Πίνακας 10,β: Σύγκριση επαρκειών δοκών αρχικών και τοιχοπληρωμένων φορέων για στάθμη επιτελεστικότητας B1

## 8 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ m

Σε μια περαιτέρω διερεύνηση τα κτίρια αποτιμήθηκαν για στάθμη επιτελεστικότητας B1 με την Ελαστική Δυναμική μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m. Σκοπός ήταν να συγκριθούν τα αποτελέσματα ανεπαρκειών με την ανελαστική μέθοδο Pushover αλλά και να βρεθεί η σεισμική δράση που δίνει πλήρη επάρκεια για τα 3 κτίρια με αυτή τη μέθοδο.

### 8.1 ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Επειδή η ανάλυση είναι ελαστική, η γενική ανίσωση ασφαλείας, ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών ως εξής: **βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §9.3.2**

α) Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας, ελέγχεται η ανίσωση :

$$S_d = S_G + S_E/m < R_d \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. εξίσωση (9.4)} \quad (9)$$

$S_G$ : εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού

$S_E$ : εντατικό μέγεθος για την σεισμική δράση από την (ελαστική) ανάλυση

$R_d$ : τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους εντατικών μεγεθών, υπολογιζόμενη με τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

$$m = \delta_d/\delta_y \quad \text{βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.7.1}$$

$\delta_d$ : η παραμόρφωση σχεδιασμού, όπου ως  $\delta_d$  χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής  $\theta_d$

β) Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος της γενικής ανίσωσης ασφαλείας γίνεται με:

$R_d$  = τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους εντατικών μεγεθών, υπολογιζόμενη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με συντελεστές ασφαλείας υλικού  $\gamma_m$ .

$S_d$  = εντατικό μέγεθος που προκύπτει με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού και την ισορροπία του στοιχείου, όταν στις πλαστικές περιοχές που το επηρεάζουν αναπτύσσεται η υπεραντοχή τους,  $\gamma_{Rd} \cdot R_d$ .

Σύγκριση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου με βάση τον εφαρμοσμένο κανονισμό μελέτης του. Αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ με την χρήση της Στατικής Ανελαστικής μεθόδου PUSHOVER.

## 8.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ m ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ PUSHOVER

Στους παρακάτω πίνακες 11 φαίνονται οι διαφορές στις επάρκειες των δομικών στοιχείων για τη μέθοδο Pushover και την μέθοδο m για την Σ.Ε Β1. Στον πίνακα 12 φαίνονται οι σεισμικές δράσεις επάρκειας για Σ.Ε. Β στα τρία κτίρια και για τις δύο μεθόδους.

Ποσοστό Επάρκειας	1 <sup>ος</sup>	Κτίριο 1959		Κτίριο 1984		Κτίριο ΕΑΚ	
		Pushover	m	Pushover	m	Pushover	m
	Κάμψη	0%	0%	27.28%	0%	36.36%	0%
Διάτμηση	81.82%	0%	81.82%	36.36%	90.91%	90.91%	
2 <sup>ος</sup>	Κάμψη	100%	54.55%	100%	63.64%	100%	81.82%
	Διάτμηση	63.64%	9.09%	72.73%	45.45%	81.82%	36.36%

Πίνακας 11,α: Σύγκριση επαρκειών υποστυλωμάτων στις δύο μεθόδους για στάθμη επιτελεστικότητας Β1

Ποσοστό Επάρκειας	1 <sup>ος</sup> Όροφος	Κτίριο 1959		Κτίριο 1984		Κτίριο ΕΑΚ	
		Pushover	m	Pushover	m	Pushover	m
	Κάμψη	86.67%	40%	100%	60%	100%	100%
Διάτμηση	66.67%	13.33%	73.33%	60%	100%	100%	
2 <sup>ος</sup> Όροφος	Κάμψη	86.67%	80%	100%	100%	100%	100%
	Διάτμηση	66.67%	20%	86.67%	53.33%	100%	100%

Πίνακας 11,α: Σύγκριση επαρκειών δοκών στις δύο μεθόδους για στάθμη επιτελεστικότητας Β1

Μέθοδος Ανάλυσης	1959	1984	ΕΑΚ
Ανελαστική (Pushover)	0.06g	0.14g	0.20g
Ελαστική (m)	0.04g	0.10g	0.12g

Πίνακας 12: Σεισμική δράση επάρκειας κτιρίων για Σ.Ε. Β και για τις δύο μεθόδους

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των επαρκειών στην μέθοδο m, παρατηρούμε ότι υπάρχουν περισσότερες ανεπάρκειες και στα τρία κτίρια και στα υποστυλώματα αλλά και στις δοκούς. Επίσης παρατηρούμε ότι η σεισμική δράση πλήρους επάρκειας για στάθμη Β είναι μικρότερη για την μέθοδο m και στα τρία κτίρια.

## 9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

➤ Το κτίριο που σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 έχει πολλές και μεγάλες καμπτικές ανεπάρκειες σε όλα τα υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου αλλά και κάποιες διατμητικές και στους δύο ορόφους για την στάθμη επιτελεστικότητας Β1. Τα άλλα δύο κτίρια παρουσίασαν και αυτά καμπτικές και διατμητικές ανεπάρκειες στα υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου αλλά ήταν λιγότερες και όχι τόσο μεγάλες. Για την Σ.Ε. Β εάν κανονικοποιήσουμε τις σεισμικές δράσεις επάρκειας των τριών κτιρίων ως προς αυτήν του κτιρίου του 1959 παρατηρούμε ότι έχουμε λόγο σεισμικής τρωτότητας (1 : 2.33 : 3.33). Η σεισμική δράση επάρκειας για την στάθμη Β στο κτίριο του 1959 είναι 0.06g, ενώ για στάθμη Γ μόνο 0.08g πράγμα που το καθιστά ανασφαλής ακόμη και σε σεισμούς μετρίου μεγέθους. Το κτίριο αυτό παρουσιάζει άμεση ανάγκη ενίσχυσης αφού δεν μπορεί να αναπτύξει σχεδόν καθόλου ανελαστικές παραμορφώσεις. Στο κτίριο αυτό αφού τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικά και έχουν μικρές διαστάσεις θα μπορούσε να αυξηθεί η πλαστιμότητα όλου του φορέα κάνοντας χρήση σύνθετων υλικών (FRP) στις κρίσιμες περιοχές των πιο εύρωτων υποστυλωμάτων. Τέλος στο κτίριο αυτό υπάρχουν αρκετές ανεπάρκειες σε δοκούς για στρεπτικούς μη σεισμικούς συνδυασμούς.

➤ Το κτίριο του 1984 επαρκεί σε στάθμη Β σε σεισμική δράση 0.14g που αντιστοιχεί περίπου σε 0.6 της σεισμικής δράσης σχεδιασμού. Για την στάθμη Γ το κτίριο επαρκεί για

τον σεισμό σχεδιασμού που είναι 0.24g, γεγονός που το καθιστά αρκετά ασφαλές αφού δεν καταρρέει ακόμα και σε σεισμούς μεγάλης έντασης. Επαρκεί δηλαδή σε στάθμες B2 και Γ1 που είναι οι ελάχιστες στάθμες που ορίζει ο κανονισμός για συνήθεις κατασκευές. Το κτίριο αυτό υπερτερεί σημαντικά σε πλαστιμότητα έναντι αυτού του 1959, ενώ δεν υστερεί σημαντικά σε σχέση με το κτίριο του ΕΑΚ.

➤ Το κτίριο του ΕΑΚ αν και έχει λιγότερο διαμήκη οπλισμό στα υποστυλώματα από τα άλλα δύο κτίρια επαρκεί σε μεγαλύτερη σεισμική δράση. Ο λόγος είναι ότι συνδυάζει τον διαμήκη οπλισμό με αρκετό εγκάρσιο οπλισμό περίσφιξης στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων προσδίδοντας σε αυτά ικανότητα ανάπτυξης μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων χωρίς μείωση της φέρουσας ικανότητάς τους. Ο ΕΑΚ τις δοκούς με χαμηλό λόγο διάτμησης, δηλαδή αυτές έχουν μικρό καθαρό μήκος τις αντιμετωπίζει διαφορετικά. Σε αυτές τις δοκούς ο σεισμός προκαλεί μεγάλες τέμνουσες αντίθετου πρόσημου αφού αυξάνεται η τέμνουσα με την μείωση του μήκους. Έτσι σε αυτές τοποθετείται δισδιαγώνιος οπλισμός παραλαβής διάτμησης κάθετος στις ρωγμές για περισσότερη αποτελεσματικότητα. Το κτίριο αυτό θα περίμενε κανείς ότι δεν θα είχε καθόλου ανεπάρκειες για την στάθμη Β1 αφού αυτό σχεδιάστηκε με βάση τις σύγχρονες αντιλήψεις για να επαρκεί στην στάθμη αυτή. Πιθανός λόγος των ανεπαρκειών αυτών να είναι ότι για την αποτίμηση χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 το οποίο για έδαφος τύπου Β που βρίσκεται η κατασκευή έχει συντελεστή επιβάρυνσης εδάφους  $S=1.2$  σε αντίθεση με αυτό του ΕΑΚ που έχει αυτό το συντελεστή 1.0. Επίσης και η σύλληψη του φορέα προκαλεί κάποια ερωτηματικά για την σεισμική απόκριση του κτιρίου. Ο τρόπος που είναι διαμορφωμένα τα δομικά στοιχεία διαφέρουν από το ιδανικό. Η έμμεση στήριξη αποτελεί αδύνατο σημείο της κατασκευής και σε συνδυασμό με τα μεγάλα ανοίγματα τάξεως 8m δημιουργούν ερωτηματικά κατά πόσον γίνεται η απαιτούμενη κατανομή πλαστιμότητας σε όλο το εύρος της κατασκευής.

➤ Οι τοιχοπληρώσεις μπορούν να παίξουν ευεργετικό ρόλο στην φέρουσα ικανότητα του φορέα. Με την παρουσία τους παρατηρούνται λιγότερες ανεπάρκειες στα δομικά στοιχεία, αφού αυτές παραλαμβάνουν ένα μέρος της τέμνουσας βάσης και μειώνουν τις μετακινήσεις. Παρ' όλα αυτά πρέπει να συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα μόνο όταν επιτρέπεται από τον κανονισμό, διότι σε περίπτωση μεγάλων ανοιγμάτων αυτές έχουν μεγάλη λυγηρότητα και αστοχούν πρόωρα εκτός επιπέδου. Τυχών λανθασμένη συμπερίληψή τους πιθανόν να οδηγήσει σε ανασφαλή αποτελέσματα στην αποτίμηση.

➤ Η μέθοδος ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθεί παίζει σημαντικό ρόλο στα αποτελέσματα της αποτίμησης. Οι ανελαστικές μέθοδοι κάνουν τους ελέγχους της ανίσωσης ασφαλείας χρησιμοποιώντας όρους παραμορφώσεων με αποτέλεσμα να έχουν μια πιο ακριβή εικόνα για την συμπεριφορά του υλικού όταν τα μέλη αρχίζουν να συμπεριφέρονται ανελαστικά. Αυτό τους επιτρέπει να έχουν μικρότερους συντελεστές ασφαλείας. Αντίθετα οι ελαστικές μέθοδοι κάνουν τους ελέγχους της ανίσωσης ασφαλείας σε όρους δυνάμεων με αποτέλεσμα να δημιουργούνται μεγαλύτερες αβεβαιότητες για την ανελαστική συμπεριφορά των δομικών μελών και ανάγκη για μεγαλύτερους συντελεστές ασφαλείας. Επίσης οι ψαθυροί τρόποι αστοχίας σε φορείς που αναμένονται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμόρφωσεις ελέγχονται με ικανοτική θεώρηση στις ελαστικές μεθόδους με αποτέλεσμα να αυξάνονται οι απαιτήσεις.

Έχοντας τα αποτελέσματα από την αποτίμηση των τριών κτιρίων τα οποία μελετήθηκαν με διαφορετικό Αντισεισμικό Κανονισμό και Κανονισμό Σκυροδέματος με βάση την χρονολογία κατασκευής τους μπορούμε να γενικεύσουμε τα αποτελέσματα για τα υφιστάμενα κτίρια στον Ελλαδικό χώρο. Βέβαια τα συμπεράσματα που αντλήθηκαν από την συγκεκριμένη εργασία δεν ισχύουν για όλα τα υφιστάμενα κτίρια, αλλά μόνο για αυτά που είναι πλαισιακά και διώροφα, όπως δηλαδή μια τυπική κατοικία.



Σύγκριση φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου με βάση τον εφαρμοσμένο κανονισμό μελέτης του.  
Αποτίμηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ με την χρήση της Στατικής Ανελαστικής μεθόδου PUSHOVER.

---

## **10 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- [1] “ΚΑΝ.ΕΠΕ”, 2013
- [2] “Έλληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός” ΕΑΚ (2000)
- [3] “Έλληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος” ΕΚΩΣ (2000)
- [4] Έλληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 1959
- [5] Έλληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 1954
- [6] Ευρωκώδικας 8 –Μέρος 1