

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ, ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

ΔΗΜΗΤΡΗΣ ΠΑΝΑΓΟΠΟΥΛΟΣ

Μεταπτυχιακός φοιτητής Π.Π., dimagpanagopoulos@gmail.com

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η επάρκεια ενός διόροφου τοιχωματικού κτιρίου (κτίριο Α) για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β (σημαντικές βλάβες). Σε πρώτο στάδιο πραγματοποιείται έλεγχος με προσαρμογή του Β' επιπέδου ελέγχου της προσεγγιστικής Ιαπωνικής μεθόδου καθώς και με την προσεγγιστική μέθοδο που υιοθετείται στο Δευτεροβάθμιο προσεγγιστικό έλεγχο. Στη συνέχεια πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση με τη μέθοδο q. Τέλος, πραγματοποιείται ανελαστική ανάλυση push-over και σύγκριση των αποτελεσμάτων της με τις παραπάνω μεθόδους. Οι αναλύσεις που ακολουθούν πραγματοποιήθηκαν και για την περίπτωση όπου στην περίμετρο του ισογείου υπάρχει τοιχείο οπλισμένου σκυροδέματος ύψους 2,46 m δημιουργώντας συνθήκες κοντών υποστυλωμάτων (κτίριο Β).

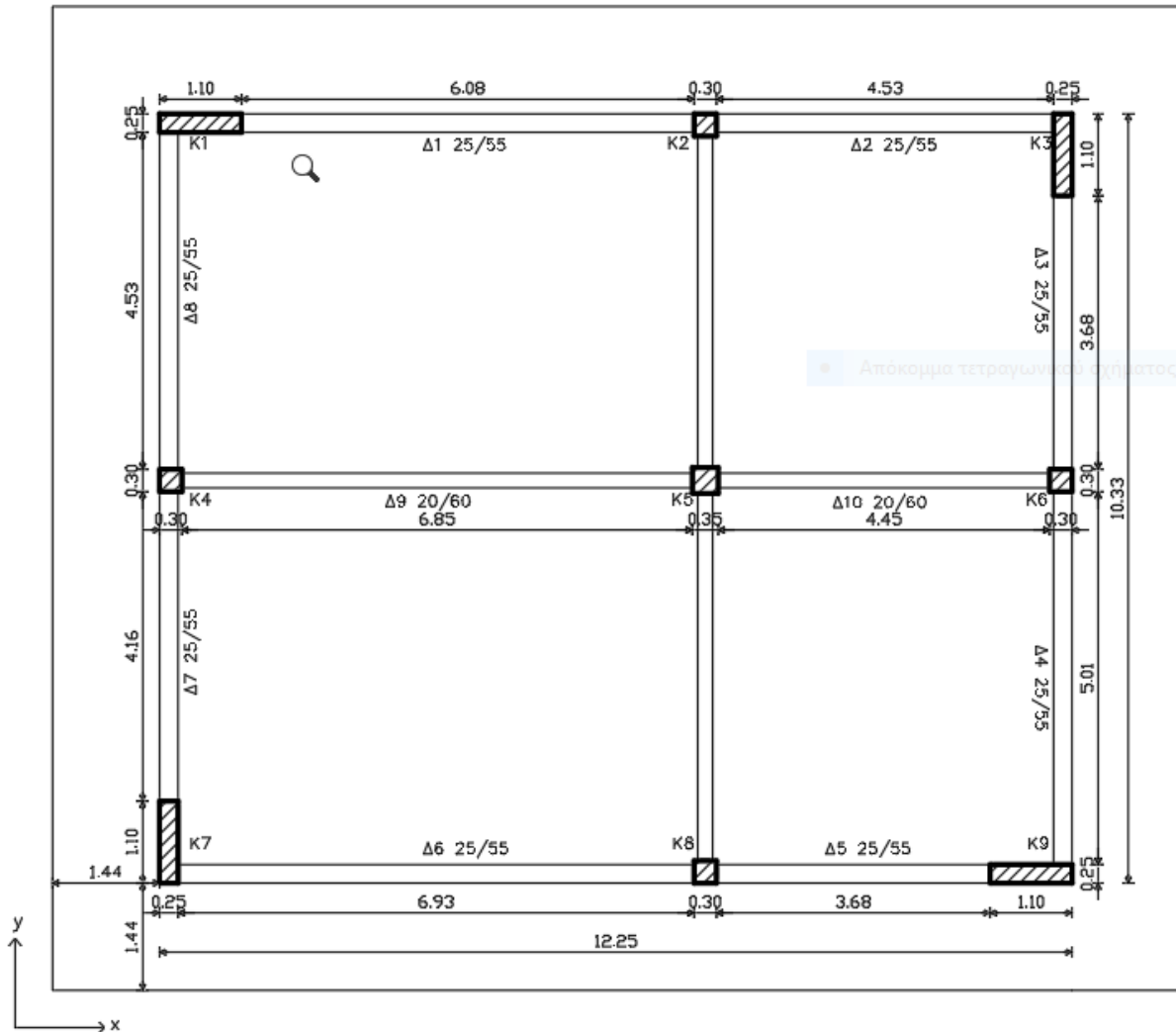
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η σωστή αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής με την προοπτική ενίσχυσης της είναι εξίσου σημαντική με την ορθή κατασκευή της εξ' αρχής, καθώς διαφυλάσσει την προστασία της ανθρώπινης ζωής. Έτσι, προκύπτει η ανάγκη για ακριβείς μεθόδους αποτίμησης που όμως δεν είναι πάντα εύκολα πραγματοποιήσιμες. Στην εργασία εξετάζονται δύο προσεγγιστικές και δύο αναλυτικές μέθοδοι αποτίμησης με χρήση κατάλληλου λογισμικού. Σκοπός της εργασίας είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων των διάφορων μεθόδων και η εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με την καταλληλότητα τους.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

Το κτίριο έχει κατασκευαστεί πριν το 1984 από Ο/Σ. Το σχήμα του αν και ορθογώνιο είναι αρκετά συμμετρικό με συνολικό μήκος 15,13 m και πλάτος 13,21 m. Αποτελείται από 2 ορόφους 3,84 m ο καθένας, διαθέτει βατό δώμα με περιμετρική μπατική τοιχοποιία ύψους 1 m και πάχος πλάκας 16 cm σε κάθε όροφο. Οι αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής του σκυροδέματος με ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) έχουν ως εξής: μέση τιμή $f_{cm}=18$ MPa, χαρακτηριστική τιμή $f_{cm-s}=14$ MPa, ενώ ο χάλυβας είναι S400. Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 250/550 οπλισμένες με 4Φ16 στα ανοίγματα τα μισά από τα οποία κάμπτονται στις στηρίξεις. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/600 και είναι οπλισμένες με 4Φ20 στα ανοίγματα τα μισά από τα οποία κάμπτονται στις στρίξεις. Στα κατακορυφα στοιχεία υπάρχουν συνδετήρες Φ8/200, ενώ στις δοκούς Φ8/250 με κακή αγκύρωση. Οι πλάκες είναι οπλισμένες με Φ10/130 και στις δυο διευθύνσεις. Τα περιμετρικά υποστύλωμα έχουν διαστάσεις 300/300 και είναι οπλισμένα με 4Φ16, ενώ το κεντρικό υποστύλωμα έχει διαστάσεις 350/350 και είναι οπλισμένο με 4Φ20. Τα τοιχώματα έχουν μήκος 1,1 m και πλάτος 0,25 m και είναι οπλισμένα με 3 Φ20 στο κάθε άκρο. Στο μέσο όλων των φανωμάτων υπάρχουν πόρτες διαστάσεων 0,8 m*2,0m.

Στο κτίριο ασκούνται φορτία ιδίου βάρους στα οποία περιλαμβάνονται το βάρος των πλακών, η επίστρωση ως 2 KN/m². Ακόμα υπάρχει περιμετρική μπατική τοιχοποιία με φορτίο 3,6 KN/m² και εσωτερική δρομική τοιχοποιία με φορτίο 2KN/m². Ο υπολογισμός των φορτίων τοιχοποιίας γίνεται με το 50% των φορτίων για να ληφθούν υπ' όψιν τα ανοίγματα (πόρτες). Το κινητό φορτίο λαμβάνεται 2 KN/m². Σύμφωνα με τα παραπάνω φορτία υπολογίζονται τα αξονικά φορτία και οι ροπές που ασκούνται σε κάθε στοιχείο.



Σχήμα 1 Κάτοψη κτιρίου

Με τα παραπάνω στοιχεία υπολογίζονται τα αξονικά φορτία που ασκούνται στα κατακόρυφα στοιχεία του πρώτου ορόφου για συνδυασμό φορτισης $G+0.3Q$ και παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.

Πίνακας 1 Τιμές αξονικών φορτίων στο ισόγειο

Στοιχείο	Αξονικό Φορτίο (KN)
K1	226,6
K2	406,9
K3	200,4
K4	403,6
K5	560,4
K6	340,6
K7	245,5
K8	461,4
K9	189,5

3. ΚΤΙΡΙΟ Α

3.1 ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Για το Β επίπεδο ελέγχου της Ιαπωνικής μεθόδου βρίσκονται οι διατμητικές αντοχές των κατακόρυφων μελών για να προσδιοριστεί ο τύπος αστοχίας (καμπτική ή διατμητική) . Ο λόγος ανεπάρκειας προκύπτει ως εξής:

$$\lambda = V_{sd} / V_R \quad [1]$$

όπου $V_R = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (q_i * V_{Ri})^2}$ η συνολική διατμητική αντοχή και $V_{sd} = \alpha_{πρ} * \Phi_d * W$ όπου $\alpha_{πρ} = 1$, $\Phi_d = 2,5 * g$ και W η μάζα του κτιρίου η οποία υπολογίζεται μέσω των αξονικών φορτίων ως εξής: $W = N/g = 309.36$ tn.

Για την προσαρμογή της μεθόδου οι δείκτες m_i όπως υπολογίζονται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. αντικαθιστούν τους συντελεστές συμπεριφοράς q_i στον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής.

Για στάθμη επιτελεστικότητας Β ισχύει

$$m_i = (\mu\theta + 1) / (2\gamma_{Rd}) \quad [1]$$

όπου $\gamma_{Rd} = 1,5$, ενώ $\mu\theta = \theta_u / \theta_y$.

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής (θ_u) και η μέση τιμή του πλαστικού τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου (θ_u^{pl}) υπολογίζονται για κάθε στοιχείο κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σ.8α) , (Σ.8β) [2] ενώ για τη γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή ισχύει $\theta_y = \theta_u - \theta_u^{pl}$. Σημειώνεται ότι για τον υπολογισμό παραμορφωσιακών μεγεθών όπως είναι η γωνία στροφής χορδής χρησιμοποιείται η μέση τιμή αντοχής του σκυροδέματος (18 MPa) με συντελεστή ασφαλείας (ίδια τιμή και για το χάλυβα) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ $\gamma_m = 1,1$ για ικανοποιητική ΣΑΔ. Ο υπολογισμός δυνάμεων γίνεται με χρήση της χαρακτηριστικής τιμές ($f_{ck} = 14$ MPa , $f_{yk} = 400$ MPa) και με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_c = 1.3$ και $\gamma_s = 1.15$ για σκυροδεμα και χάλυβα αντίστοιχα καθώς και για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ). Στη συνέχεια υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας στροφής χορδής ($\mu\theta$) μέσω της σχέσης $\mu\theta = \theta_u / \theta_y$ για να χρησιμοποιηθεί στην εύρεση του m_i για κάθε στοιχείο. Για τα στοιχεία που αστοχούν διατμητικά τίθεται $m_i = 1.2$. Για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής κάθε στοιχείου γίνεται χρήση των τύπων Γ1, Γ2, Γ4, Γ5 του παραρτήματος 7Γ αφού έχει υπολογιστεί το ύψος θλιβόμενης ζώνης σύμφωνα με το Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ [2]. Η τελική διατμητική αντοχή του στοιχείου προκύπτει με σύγκριση της αντοχής που δημιουργείται λόγω καμπτικής ροπής $V_{mu} = M_R / L_s$ όπου $L_s = L_{καθ} / 2$ για υποστυλώματα και $L_s = L / 2$ για τοιχώματα. Η ροπή αντοχής M_R για κάθε κατακόρυφο στοιχείο υπολογίζεται με χρήση νομογραφημάτων [4]. Παρακάτω παρουσιάζονται οι εν λόγω τιμές και η τελική διατμητική αντοχή που είναι η ελάχιστη από τις δύο καθώς και ο δείκτης m_i για κάθε στοιχείο στις διευθύνσεις x,y για το κτίριο Α.

Πίνακας 2 Διεύθυνση x

Κατακόρυφο στοιχείο	Διατμητική αντοχή (V_{Ri}) (KN)	Διατμητική αντοχή λόγω κάμψης V_{mu} (KN)	Τελική διατμητική αντοχή V_R (KN)	Τύπος αστοχίας	Δείκτης m_i
K1	140.9	152.7	140.9	Διατμητική	1,2
K2	55.7	32.8	32.8	Καμπτική	2,03
K3	36.5	68.4	36.5	Διατμητική	1,2
K4	55.5	32.7	32.7	Καμπτική	2,03
K5	74.5	50.2	50.2	Καμπτική	2,03
K6	52.1	33.2	33.2	Καμπτική	2,09
K7	38.9	74.44	38.9	Διατμητική	1,2
K8	58.6	26.86	26.86	Καμπτική	1,98
K9	136.3	136.4	136.3	Διατμητική	1,2

Πίνακας 3 Διεύθυνση y

Κατακόρυφο στοιχείο	Διατμητική αντοχή (V_{Ri}) (KN)	Διατμητική αντοχή λόγω κάμψης V_{μ} (KN)	Τελική διατμητική αντοχή V_R (KN)	Τύπος αστοχίας	Δείκτης m_i
K1	36.6	72.4	36.6	Διατμητική	1,2
K2	55.7	32.9	32.9	Καμπτική	2,03
K3	136.0	140.7	136.0	Διατμητική	1,2
K4	55.5	32.7	32.7	Καμπτική	2,03
K5	74.5	50.2	50.2	Καμπτική	2,03
K6	52.1	33.2	33.2	Καμπτική	2,09
K7	141.3	149.3	141.3	Διατμητική	1,2
K8	58.6	26.9	26.9	Καμπτική	1,98
K9	34.8	72.4	34.8	Διατμητική	1,2

Με βάση τα παραπάνω υπολογίζεται ο λόγος ανεπάρκειας για τις δύο διευθύνσεις καθώς και ο βαθμός τοιχοματοποίησης (α_T) και παρουσιάζεται στον Πίνακα 4.

Πίνακας 4 Λόγος ανεπάρκειας και βαθμός τοιχοματοποίησης

Διεύθυνση	Λόγος ανεπάρκειας (λ)	Βαθμός τοιχοματοποίησης (α_T)
x	3,28	0,524
y	3,30	0,528

3.2 ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Ο λόγος ανεπάρκειας για το δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο προκύπτει ανα διεύθυνση ως εξής: $\lambda = V_{req}/V_R$ [1]. Η τέμνουσα βάσης είναι

$$V_{req} = M \cdot S_d(T).$$

όπου M η μάζα του κτιρίου και $S_d(T)$ η φασματική επιτάχυνση.

Το κτίριο βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II (σεισμική επιτάχυνση 0,24g) κατά ΕΑΚ [3] με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα Σ2. Η ιδιοπερίοδος υπολογίζεται με την παρακάτω σχέση:

$$T = C_t \cdot H^{3/4}$$

όπου $C_t = 0,05$ (ύψος κτιρίου $H = 7.68\text{m} < 40\text{m}$)

$H = \text{ύψος κτιρίου}$

Έτσι, υπολογίζεται $T = 0.23 \text{ sec}$ και ισχύει $T_B < T < T_C$.

Συνεπώς, για τη φασματική επιτάχυνση ισχύει:

$$S_d(T) = a_g \cdot S(2.5/q)$$

Ο βαθμός τοιχοματοποίησης έχει βρεθεί παραπάνω $\alpha_T > 0.5$ συνεπώς $q = 1.7$. Τότε:

$$S_d(T) = 0.24 \cdot 9.81 \cdot 1.2 \cdot 2.5 / 1.7 \Rightarrow S_d(T) = 4.154.$$

Η μάζα υπολογίζεται από το άθροισμα των αξονικών φορτίων ως εξής:

$$M = N/g = 309.36 \text{ tn. Έτσι } V_{req} = M \cdot S_d(T) = 1285.08 \text{ KN.}$$

Η διατμητική αντοχή κάθε στοιχείου προκύπτει και πάλι από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ [2] με τη διαφορά ότι για την καμπτική αστοχία τίθεται $\mu_0^{pl} = 1.5$, ενώ για διατμητική $\mu_0^{pl} = 0.5$. Ο τύπος αστοχίας των στοιχείων λαμβάνεται από την προηγούμενη μέθοδο. Η διατμητική αντοχή του κτιρίου προκύπτει από τον τύπο:

$$V_{R0} = \alpha_1 \sum V_{Ri} \text{ υποστ} + \alpha_2 \sum V_{Ri} \text{ τοιχ} + \alpha_3 \sum V_{Ri} \text{ κοντ. υποστ}$$

$\alpha_1 = 0,5-0,6$ $\alpha_2 = 0,6-0,7$ $\alpha_3 = 0,7-0,8$ όταν υπάρχουν υποστυλώματα, τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα

$\alpha_1 = 0,5-0,65$ $\alpha_2 = 0,65-0,85$ όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$\alpha_1 = 0,5-0,65$ $\alpha_3 = 0,65-0,8$ όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$\alpha_1 = 0,8-0,95$ όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων

Εδώ λαμβάνονται $\alpha_1 = 0,575$ και $\alpha_2 = 0,75$ καθώς δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα.

Στη συνέχεια η διατμητική αντοχή πολλαπλασιάζεται με ένα μειωτικό συντελεστή (β) που λαμβάνει υπ' όψη τις διάφορες τρωτότητες-βλάβες του κτιρίου μέσω 13 κριτηρίων και προκύπτει ως εξής:

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i * \beta_i}{5} \quad \text{όπου}$$

β_i : βαθμός του κτιρίου στο συγκεκριμένο κριτήριο με τιμές από 1 έως 5 με 5 τη βέλτιστη τιμή

σ_i : συντελεστής βαρύτητας κριτηρίου

- **Κριτήριο 1- Βλάβες στατικής ανεπάρκειας ($\sigma_1 = 0,1$)**
Δεν υπάρχουν βλάβες στατικής ανεπάρκειας -> $\beta_1 = 5$

- **Κριτήριο 2- Οξείδωση οπλισμών ($\sigma_2 = 0,1$)**
Δεν εντοπίστηκαν τέτοιες ενδείξεις -> $\beta_2 = 5$

- **Κριτήριο 3- Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου ($\sigma_3 = 0,05$)**

Το ανηγμένο αξονικό φορτίο για κάθε υποστυλώμα υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c * f_{ck} * (1 - \theta)} \quad \text{όπου}$$

- N_{sd} : αξονική δύναμη υποστυλώματος
- A_c : εμβαδόν διατομής υποστυλώματος
- f_{ck} : χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος
- θ : δείκτης σχετικής μεταθετότητας που υπολογίζεται ως εξής

$$\theta = \begin{cases} 0, & h < 3 \text{ m} \\ (h-2)/20 & \text{όπου } h \text{ το καθαρό ύψος του υποστυλώματος (m)} \end{cases}$$

Για $h = 3,68 \text{ m}$ υπολογίζεται $v_d = 0,34$ και για τις δύο διευθύνσεις. Σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κριτηρίου για $0,3 \leq v_d \leq 0,4$ το κτίριο βαθμολογείται με $\beta_3 = 4$

- **Κριτήριο 4- Κανονικότητα Κάτοψης ($\sigma_4 = 0,05$)**

Το κτίριο έχει ορθογωνική κάτοψη με λόγο πλευρών $\lambda = L_{\max}/L_{\min} = 14,88/12,96 \Rightarrow \lambda = 1,148 \Rightarrow \beta_4 = 5$

- **Κριτήριο 5- Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη – Στρέψη ($\sigma_5 = 0,1$)**

Το κέντρο μάζας του κτιρίου υπολογίζεται με βάση τις παρακάτω σχέσεις

$$x_M = \frac{\sum N_{sd,i} \cdot x_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} \quad \text{και} \quad y_M = \frac{\sum N_{sd,i} \cdot y_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} \quad \text{όπου}$$

x_M , y_M οι συντεταγμένες του κέντρου μάζας και $x_{c,i}$, $y_{c,i}$ οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους κάθε κατακόρυφου στοιχείου.

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι τιμές δυσκαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.[2] με χρήση των παρακάτω σχέσεων.

Υποστυλώματα:

$$K_{υποστ.} = 0.08(0.8 + \ln[\max(0.6; a_s)]) (1 + 0.048 N A_c) E_c I_c$$

Τοιχώματα:

$$K_{τοιχ.} = 0.115(0.8 + \ln[\max(0.6; a_s)]) (1 + 0.048 N A_c) E_c I_c$$

Στον Πίνακα 5 παρουσιάζονται τα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν για την εύρεση του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας με σημείο αναφοράς την κάτω αριστερή γωνία του κτιρίου.

Πίνακας 5 Στοιχεία εύρεσης κέντρου μάζας και δυσκαμψίας.

Μέλος	$x_{c,i}$	$y_{c,i}$	$x_{c,i} \cdot N_i$	$y_{c,i} \cdot N_i$	I_{cx}	I_{cy}	K_{cx}	K_{cy}
K1	0.55	10,21	124,61	2312,15	1432291667	2,7729E+10	186988,70	9658,50
K2	7.325	10,18	2980,46	4142,12	675000000	675000000	4981,35	4981,35
K3	12.13	9,78	2429,47	1959,60	2,7729E+10	1432291667	7050,77	136503,01
K4	0.15	5,4	60,53	2181,21	675000000	675000000	4974,07	4974,07
K5	7.375	5,38	4133,23	3015,16	1250520833	1250520833	8702,79	8702,79
K6	12.1	5,4	4121,77	1841,17	675000000	675000000	4836,73	4836,73
K7	0.13	0,55	30,68	135,01	2,7729E+10	1432291667	7104,42	137541,59
K8	7.325	0,15	3379,5	69,20	675000000	675000000	5100,29	5100,29
K9	11.7	0,13	2217,14	23,68	1432291667	2,7729E+10	185824,80	9598,38

Οι συντεταγμένες του κέντρου μάζας προέκυψαν :

$x_M=6.41$ m και $y_M=5.166$ m , ενώ για τις συντεταγμμένες του κέντρου δυσκαμψίας ισχύει

$$x_{CR} = \frac{\sum K_{c,x,i} \cdot x_{c,i} + \sum K_{inf,x,i} \cdot x_{inf,i}}{\sum K_{c,x,i} + \sum K_{inf,x,i}} \quad \text{και} \quad y_{CR} = \frac{\sum K_{c,y,i} \cdot y_{c,i} + \sum K_{inf,y,i} \cdot y_{inf,i}}{\sum K_{c,y,i} + \sum K_{inf,y,i}}$$

$K_{inf,i}$: η τιμή δυσκαμψίας της τοιχοπλήρωσης i και $x_{inf,i}$ $y_{inf,i}$ οι αποστάσεις του κέντρου βάρους της από την κάτω αριστερή γωνία του κτιριου. Στην παρούσα εργασία η δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων δε λαμβάνεται υπ'όψιν καθώς είναι σχεδόν συμμετρικά κατανεμημένη στην περίμετρο.

Έτσι προκύπτουν $x_{CR}=6.16$ m και $y_{CR}=5.162$ m. Στη συνέχεια υπολογίζονται οι εκκεντρότητες ανα διεύθυνση και οι ζητούμενες για το κριτήριο ανηγμένες τιμές τους ως εξής:

$$e_x = |x_{CR} - x_M| = |6.16 - 6.41| = 0.256 \text{ m} \quad \rightarrow \epsilon_x = e_x / L_x = \mathbf{0.02}$$

$$e_y = |y_{CR} - y_M| = |5.162 - 5.166| = 0.004 \text{ m} \quad \rightarrow \epsilon_y = e_y / L_y = \mathbf{0.0004}$$

Ισχύει $\epsilon_x, \epsilon_y < 0.05$ αρα ο βαθμός του κριτηρίου είναι $\beta_5=5$ δηλαδή χαρακτηρίζεται πρακτικώς συμμετρικό χωρίς στρεπτική απόκριση.

▪ **Κριτήριο 6- Κανονικότητα σε Τομή/Οψη ($\sigma_6=0,05$)**

Τα εμβαδά των δύο ορόφων είναι ίσα χωρίς και δεν υπάρχουν εσοχές. Έτσι ο βαθμός του κριτηρίου είναι $\beta_6=5$

▪ **Κριτήριο 7- Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος-Μαλακός Όροφος ($\sigma_7=0,15$)**

Το κτίριο αποτελείται από δύο πανομοιότυπους ορόφους συνεπώς δεν υπάρχει διαφορά στη δυσκαμψία. Επίσης ο τελευταίος όροφος εξαιρείται από το κριτήριο που βαθμολογείται με βαθμό $\beta=5$ όταν η διαφορά δυσκαμψίας μεταξύ γειτονικών ορόφων είναι μικρότερη του 20%. Έτσι προκύπτει $\beta_7=5$

▪ **Κριτήριο 8- Κατανομή Μάζας καθ' ύψος ($\sigma_8=0,05$)**

Το βάρος κάθε ορόφου προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία και μετατρέπεται σε μάζα ως εξής:

$$W_{1\sigma\gamma}=1641 \text{ KN} \rightarrow M_{1\sigma\gamma}= W/g=167.27 \text{ tn}$$

$$W_{1\sigma\upsilon}=1393,9 \text{ KN} \rightarrow M_{1\sigma\upsilon}= W/g=142.08 \text{ tn}$$

$$\text{Διαφορά μάζας } \Delta M=17,7\%$$

$$\Delta M < 20\% \text{ συνεπώς } \beta_8=5$$

▪ **Κριτήριο 9- Κοντά υποστυλώματα ($\sigma_9=0,15$)**

Δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα (δηλαδή με λόγο $l/h < 5$) άρα $\beta_9=5$.

▪ **Κριτήριο 10- Κατακόρυφες Ασυνέχειες ($\sigma_{10}=0,05$)**

Δεν υπάρχουν ασυνέχειες σε υποστυλώματα και τοιχώματα συνεπώς $\beta_{10}=5$

▪ **Κριτήριο 11- Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων ($\sigma_{11}=0,05$)**

Το κτίριο αποτελεί συνδυασμό τοιχωμάτων και πλαισιακής λειτουργίας. Έτσι, ο τελικός βαθμός του κριτηρίου βασίζεται στο βαθμό τοιχωματοποίησης. Για περιπτώσεις κτιρίων που ο βαθμός τοιχωματοποίησης είναι μεγάλος ($\alpha_T \geq 0.80$) το βασικό κριτήριο στη διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων είναι ο βαθμός σύνδεσης τοιχώματος με το διάφραγμα και ο τελικός βαθμός είναι $\beta=\beta_\alpha$. Ενώ, σε περιπτώσεις που ο βαθμός τοιχωματοποίησης είναι πολύ μικρός ($\alpha_T < 0,2$) το βασικό κριτήριο είναι η ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαισιακής λειτουργίας, και ο τελικός βαθμός είναι $\beta=\beta_\beta$. Οι τιμές β_α και β_β εξαρτώνται από τις συνθήκες σύνδεσης των τοιχωμάτων με τα υπάρχοντα διαφράγματα και την κανονικότητα της πλαισιακής λειτουργίας. Προκύπτει ότι $\beta_\alpha = 5$ λόγω πλήρους σύνδεσης των τοιχωμάτων με το διάφραγμα μέσω κάθετων δοκών και $\beta_\beta = 5$ λόγω ιδανικής πλαισιακής λειτουργίας.. Συνεπώς, ο βαθμός προκύπτει $\beta_{11} = 5$.

▪ **Κριτήριο 12- Γειτονικά Κτίρια ($\sigma_{12}=0,05$)**

Δεν υπάρχουν γειτονικά κτίρια επομένως $\beta_{12}=5$

▪ **Κριτήριο 13- Κακοτεχνίες-Τραυματισμοί ($\sigma_{13}=0,05$)**

Δεν υπάρχουν κακοτεχνίες ή τραυματισμοί επομένως $\beta_{13}=5$. Με βάση τους παραπάνω συντελεστές και βαθμούς στα κριτηρια προκύπτει ο τελικός συντελεστής $\beta=0,99$ και για τις δύο διευθύνσεις.

Έτσι η τελική διατηρητική αντοχή, ο λόγος ανεπάρκειας και ο βαθμός τοιχωματοποίησης για κάθε διεύθυνση παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.

Πίνακας 6 Διατμητική αντοχή, λόγος ανεπάρκειας και βαθμός τοιχοματοποίησης ανα διεύθυνση.

Διεύθυνση	Διατμητική αντοχή (KN)	Λόγος ανεπάρκειας (λ)	Βαθμός τοιχοματοποίησης (α _T)
x	366,85	3.503	0.519
y	365.37	3.517	0.523

3.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (q)

Η ελαστική ανάλυση q πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος SCADA PRO 20 [5]. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§ 5.5) [2] για την εφαρμογή δυναμικής ελαστικής ανάλυσης απαιτείται ο λόγος ανεπάρκειας όλων των κύριων στοιχείων να λαμβάνει τιμές $\lambda \leq 2,5$ εκτός εάν $\lambda > 2,5$ για ορισμένα στοιχεία και το κρίριο χαρακτηρίζεται μορφολογικά κανονικό κατά την § 5.5.1.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για το σκοπό αυτό εκτελείται μια προκαταρκτική ανάλυση με δείκτη συμπεριφοράς $q=1$ στο SCADA PRO 20. Στην περίπτωση όπου δεν ικανοποιούνται οι συνθήκες του λόγου ανεπάρκειας και με την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες επιτρέπεται για τους σκοπούς της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου με αύξηση των συντελεστών ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται στην § 4.5.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2] κατά 0,15. Αναφέρεται ότι για την προκαταρκτική ανάλυση οι δυσκαμψίες των στοιχείων προσαρμόζονται με βάση τον πίνακα Σ4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης έδειξαν ότι 9 κύρια στοιχεία είχαν λόγο ανεπάρκειας $\lambda > 2,5$. Επίσης δεν ικανοποιείται η μορφολογική κανονικότητα του κτιρίου όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα με αποτέλεσμα η ελαστική δυναμική ανάλυση q να γίνει με προσαύξηση του συντελεστή γ_{sd} όπως προβλέπεται.

Εικόνα 1 Κριτήριο Μορφολογικής κανονικότητας

Μορφολογική Κανονικότητα (παρ.5.5.1.2)
Μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ_κ ορόφου ανά κατεύθυνση (παρ.5.5.1.2(γ))

α/α	Συν/κο	Υψός(Μ)	λ _{xki}	$ \lambda_{x,ki} / \lambda_{x,ki+1} $	$ \lambda_{x,ki} / \lambda_{x,ki-1} $	λ _{zki}	$ \lambda_{z,ki} / \lambda_{z,ki+1} $	$ \lambda_{z,ki} / \lambda_{z,ki-1} $
1	3.840		3.16	1.42		2.03	1.91	
2	7.680		2.23		1.42	1.06		1.91

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Η τιμή του δείκτη συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ελαστική ανάλυση υπολογίστηκε $q=1.7$. Για τον υπολογισμό της έγινε χρήση των Πινάκων 4.1 και Σ4.4 των παραγράφων 4.6.1 και 4.6.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [2] με θεώρηση ευμενής παρουσίας τοιχοπληρώσεων και μη ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία. Οι τιμές αντοχών που

χρησιμοποιήθηκαν για την ελαστική ανάλυση ήταν οι χαρακτηριστικές με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_c=1,3$ και $\gamma_s=1.15$ για το σκυρόδεμα και το χάλυβα αντίστοιχα.

Τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 7. Σημειώνεται ότι ο έλεγχος των δεικτών ανεπάρκειας (λ) γίνεται σε όρους ενατικών μεγεθών (ροπές κάμψης). Το πρόγραμμα όμως κατηγοριοποιεί τα στοιχεία σε πλάστιμα ή ψαθυρά με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Έτσι εάν ένα στοιχείο οριστεί ως ψαθυρό ο δείκτης ανεπάρκειας υπολογίζεται σε όρους τεμνουσών δυνάμεων.

Πίνακας 7 Λόγοι ανεπάρκειας κατακόρυφων στοιχείων (μέθοδος q)

Κατακόρυφο Στοιχείο	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Είδος συμπεριφοράς
K1	3.42	2.9	Ψαθυρό
K2	1.78	1.76	Ψαθυρό
K3	3.86	3.87	Ψαθυρό
K4	2.29	2.29	Ψαθυρό
K5	2.12	2.12	Ψαθυρό
K6	2.1	2.1	Ψαθυρό
K7	3.91	3.48	Ψαθυρό
K8	2.52	2.52	Ψαθυρό
K9	4.12	4.32	Ψαθυρό

Με τους παραπάνω δείκτες των μελών υπολογίζεται ο καθολικός δείκτης ανεπάρκειας (λ) του κτιρίου για κάθε διεύθυνση με χρήση του τύπου:

$$\lambda = \frac{\sum_1^9 \lambda_i + V_{si}}{\sum_1^9 V_{si}} \quad \text{όπου } V_{si} : \text{ η τέμνουσα δύναμη κάθε στοιχείου.}$$

Πίνακας 8 Καθολικοί δείκτες ανεπάρκειας (λ)

Διεύθυνση	X	Y
Λόγος ανεπάρκειας (λ)	3.46	3.39

3.4 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (m)

Κατά την ελαστική ανάλυση (m) προσδιορίζονται τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας (m) σύμφωνα με την παράγραφο 4.7 ΚΑΝ.ΕΠΕ [2] για κάθε ένα δομικό στοιχείο, σε αντίθεση με τη χρήση ενός ενιαίου δείκτη όπως συμβαίνει στην περίπτωση της ελαστικής ανάλυσης q. Ως δείκτης m ορίζεται η τιμή του λόγου d_d/d_y όπου d_d η τιμή σχεδιασμού οριακής παραμόρφωσης ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας B ισχύει προσεγγιστικά: $d_d=0.5*(d_y+d_u)/\gamma_{Rd}$ για πρωτεύοντα στοιχεία , ενώ για

δευτερεύοντα $d_d=d_u/\gamma_{Rd}$. Επιπλέον η ενεργός δυσκαμψία των στοιχείων υπολογίζεται από τον τύπο: $K=M_y*L_s/3\theta_y$ όπου:

M_y : η ροπή διαρροής

θ_y : η γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή.

Πίνακας 9 Λόγοι ανεπάρκειας κατακόρυφων στοιχείων (μέθοδος m)

Κατακόρυφο Στοιχείο	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Είδος συμπεριφοράς
K1	2.65	2.09	Ψαθυρό
K2	1.34	1.34	Ψαθυρό
K3	4.69	4.69	Ψαθυρό
K4	1.78	1.78	Ψαθυρό
K5	1.57	1.57	Ψαθυρό
K6	1.34	1.14	Ψαθυρό
K7	4.18	4.18	Ψαθυρό
K8	1.34	1.14	Ψαθυρό
K9	3.43	2.08	Ψαθυρό

Με τους παραπάνω δείκτες των μελών υπολογίζεται ο καθολικός δείκτης ανεπάρκειας (λ) του κτιρίου για κάθε διεύθυνση με χρήση του τύπου:

$$\lambda = \frac{\sum_1^9 \lambda_i + V_{si}}{\sum_1^9 V_{si}} \quad \text{όπου } V_{si} : \text{ η τέμνουσα δύναμη κάθε στοιχείου.}$$

Πίνακας 10 Καθολικοί δείκτες ανεπάρκειας (λ)

Διεύθυνση	X	Y
Λόγος ανεπάρκειας (λ)	2.85	3.69

3.5 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (pushover)

Η ανελαστική ανάλυση (pushover) πραγματοποιήθηκε κι αυτή με χρήση του Scada Pro 20 [5]. Για την εφαρμογή της συνιστάται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ § 5.7.2 [2] να διασφαλίζεται τουλάχιστον ικανοποιητική ΣΑΔ. Επίσης απαιτεί η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική το οποίο ελέγχεται με μια αρχική δυναμική ανάλυση όπου θα συνεκτιμηθούν οι ιδιομορφές που συνισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Στη συνέχεια γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση. Έτσι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρηθεί σημαντική εάν έστω και σε έναν όροφο η τέμνουσα που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση

είναι περισσότερο από 30% μεγαλύτερη της αντίστοιχης από την δεύτερη ανάλυση. Σε περίπτωση όπου η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών κριθεί σημαντική ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιτρέπει την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης με την προπόθεση ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια δυναμική ελαστική ανάλυση όπου επιτρέπεται η αύξηση των παραμέτρων που εισάγονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο. Στην παρούσα εργασία το κτίριο δεν παρουσίασε σημαντική επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών.

Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές των υλικών με τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας για Ικανοποιητική ΣΑΔ.

- Σκυρόδεμα : $f_{cm}=18 \text{ MPa}$, $\gamma_m=1.1$
- Χάλυβας : $f_{ym}=450 \text{ MPa}$, $\gamma_m=1.1$

Οι συνδυασμοί φόρτισης του κτιρίου είναι 4 και ο καθένας προκύπτει από εφαρμογή σεισμικής δύναμης στη μια διεύθυνση (x ή y) με συντελεστή 1 και μια εφαρμογή σεισμικής δύναμης στην εγκάρσια διεύθυνση με συντελεστή 0.3. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ απαιτείται ορθογωνική και τριγωνική κατανομή σεισμικής δύναμης καθ' ύψος του κτιρίου για την ανελαστική ανάλυση. Ως αστοχία της κατασκευής θεωρείται η αστοχία του κόμβου ελέγχου, δηλαδή του κέντρου διαφράγματος της τελευταίας στάθμης του κτιρίου. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι λόγοι ανεπάρκειας σε όρους μετακινήσεων που προέκυψαν για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου ως εξής:

$$\lambda = \delta T / \delta_{\max} \quad \text{όπου}$$

- δT : η στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη η τιμή της οποίας υπολογίζεται από το πρόγραμμα
- δ_{\max} : η μέγιστη μετακίνηση για κάθε στάθμη που υπολογίζεται μέσω της μετακίνησης κατά τη διαρροή δ_y , της μετακίνησης κατά την αστοχία δ_u όπως φαίνεται στον Πίνακα 11 ($\gamma_{Rd}=1.5$).

Πίνακας 11 Μέγιστη μετακίνηση

Στάθμη	δ_{\max}
A	δ_y
B	$0.5 * (\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd}$
Γ	δ_u / γ_{Rd}

Πίνακας 12 Δείκτης Ανεπάρκειας για τριγωνική κατανομή φόρτισης

Δείκτης Ανεπάρκειας λ					
Στάθμη A		Στάθμη B		Στάθμη Γ	
Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y
1.32	2.48	0.97	1.31	0.68	0.83

Πίνακας 13 Δείκτης Ανεπάρκειας για ορθογωνική κατανομή φόρτισης

Δείκτης Ανεπάρκειας λ					
Στάθμη Α		Στάθμη Β		Στάθμη Γ	
Διεύθυνση Χ	Διεύθυνση Υ	Διεύθυνση Χ	Διεύθυνση Υ	Διεύθυνση Χ	Διεύθυνση Υ
1.59	2.67	0.91	1.09	0.60	0.70

Για την εξαγωγή των συμπερασμάτων που παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 6 χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τη Β στάθμη επιτελεστικότητας.

4. ΚΤΙΡΙΟ Β

4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Β

Οι υπολογισμοί επαναλαμβάνονται για το κτίριο Β το οποίο είναι πανομοιότυπο με το Α με τη διαφορά ότι στον πρώτο όροφο (ισόγειο) υπάρχει περιμετρικά τοίχιο Ο.Σ ύψους $h=2.46\text{m}$. Αυτό δημιουργεί συνθήκες κοντών υποστυλωμάτων στα κατακόρυφα στοιχεία που αναφέρονται ανα διεύθυνση παρακάτω.

Στη διεύθυνση x: Τα στοιχεία K1,K3,K4,K6,K7,K9 αποκτούν συνθήκες κοντών υποστυλωμάτων, ενώ τα K2,K5,K8 παραμμένουν ως έχουν.

Στη διεύθυνση y: Τα στοιχεία K1,K2,K3,K7,K8,K9 αποκτούν συνθήκες κοντών υποστυλωμάτων, ενώ τα K4,K5,K6 παραμμένουν ως έχουν.

Σε αυτή την περίπτωση η κυριότερη παράμετρος που αλλάζει είναι το μήκος διάτμησης ($L_s=L_{καθ}/2$) και κατ'επέκταση ο λόγος διάτμησης ($a_s=L_s/h$). Για τα υποστυλώματα του κτιρίου Β $L_{καθ}=1,22\text{ m}$.

4.2 ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Οι διατμητικές αντοχές των κατακόρυφων στοιχείων για το κτίριο Β παρουσιάζονται στον Πίνακα 14 και 15.

Πίνακας 14 Διεύθυνση x

Κατακόρυφο στοιχείο	Διατμητική αντοχή (V_{Ri}) (KN)	Διατμητική αντοχή λόγω κάμψης V_{μ} (KN)	Τελική διατμητική αντοχή V_R (KN)	Τύπος αστοχίας	Δείκτης m_i
K1	285,342	961,27	285,34	Διατμητική	1,20
K2	101,103	99,15	99,15	Καμπτική	2,03
K3	58,123	206,33	58,12	Διατμητική	1,20
K4	55,533	32,71	32,71	Καμπτική	2,03
K5	74,538	50,19	50,19	Καμπτική	2,03
K6	52,103	33,18	33,18	Καμπτική	2,09
K7	65,191	224,54	65,19	Διατμητική	1,20
K8	109,155	81,03	81,03	Καμπτική	1,98
K9	258,335	961,27	258,34	Διατμητική	1,20

Πίνακας 15 Διεύθυνση y

Κατακόρυφο στοιχείο	Διατμητική αντοχή (V_{Ri}) (KN)	Διατμητική αντοχή λόγω κάμψης V_{mu} (KN)	Τελική διατμητική αντοχή V_R (KN)	Τύπος αστοχίας	Δείκτης m_i
K1	58,322	218,47	58,32	Διατμητική	1,20
K2	55,711	32,87	32,87	Καμπτική	2,03
K3	255,647	885,92	255,65	Διατμητική	1,20
K4	100,602	98,67	98,67	Καμπτική	2,03
K5	74,538	50,19	50,19	Καμπτική	2,03
K6	90,964	100,10	90,96	Διατμητική	1,20
K7	286,788	885,92	286,79	Διατμητική	1,20
K8	58,571	26,86	26,86	Καμπτική	1,98
K9	53,050	218,47	53,05	Διατμητική	1,20

Με βάση τις παραπάνω τιμές υπολογίζεται ο λόγος ανεπάρκειας ανα διεύθυνση και παρουσιάζεται στον Πίνακα 16.

Πίνακας 16 Λόγος ανεπάρκειας ανά διεύθυνση.

Διεύθυνση	Λόγος ανεπάρκειας (λ)
x	1,820
y	1,842

Σημείωση: Η ύπαρξη του τοιχείου Ο.Σ. περιμετρικά που συνορεύει με κάθε τοίχωμα δημιουργεί και σε αυτά συνθήκες κοντών υποστυλωμάτων με αποτέλεσμα ο βαθμός τοιχοματοποίησης να μηδενίζεται.

4.3 ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Οι διατμητικές αντοχές υπολογίζονται ξανά για τα μειωμένα μήκη των κατακόρυφων στοιχείων. Τα περισσότερα κριτήρια δε διαφοροποιούνται σε σχέση με το κτίριο Α. Η μόνη προσαρμογή γίνεται στο κριτήριο 9.

▪ Κριτήριο 9- Κοντά Υποστυλώματα ($\sigma_9=0,15$)

Για κάθε υποστύλωμα αποδίδεται ένας βαθμός β_1 ανάλογα με το ανηγμένο του μήκος. Η συμβολή στην συνολική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπ' όψιν μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας σ.β. ως εξής:

$$\begin{aligned} \text{Αν } 2 < l/h \leq 1 & \text{ τότε } \beta l = 1 \text{ και } \sigma.β. = 5 \\ \text{Αν } 3 < l/h \leq 2 & \text{ τότε } \beta l = 2 \text{ και } \sigma.β. = 4 \\ \text{Αν } 4 < l/h \leq 3 & \text{ τότε } \beta l = 1 \text{ και } \sigma.β. = 3 \\ \text{Αν } l/h \leq 4 & \text{ τότε } \beta l = 1 \text{ και } \sigma.β. = 2 \\ \text{Αν } l/h > 5 & \text{ τότε } \beta l = 1 \text{ και } \sigma.β. = 1 \end{aligned}$$

Αν n το πλήθος των υποστυλωμάτων στην εξεταζόμενη στάθμη (ισόγειο) και n1 με βαθμό $\beta_1=1$ n2 με βαθμό $\beta_1=2$ n3 με βαθμό $\beta_1=3$ n4 με βαθμό $\beta_1=4$ n5 με βαθμό $\beta_1=5$ τότε

$$\beta = \frac{n1*1*5 + n2*2*4 + n3*3*3 + n4*4*2 + n5*5*1}{5n1 + 4n2 + 3n3 + 2n4 + n5}$$

Για βαθμό τοιχοματοποίησης $\alpha_T=0$ και $\beta_{τελ}=\beta$. Στη συγκεκριμένη περίπτωση υπολογίστηκε $\beta=2,71$

Έτσι ο μειωτικός συντελεστής β υπολογίστηκε $\beta=0,921$ και για τις δύο διευθύνσεις. Για την εύρεση της συνολικής διατμητικής αντοχής θα γίνει ξανά χρήση του τύπου:

$$V_{R0} = \alpha_1 \sum V R i . \text{υποστ} + \alpha_2 \sum V R i . \text{τοιχ} + \alpha_3 \sum V R i . \text{κοντ.υποστ}$$

$\alpha_1 = 0,5-0,6$ $\alpha_2 = 0,6-0,7$ $\alpha_3 = 0,7-0,8$ όταν υπάρχουν υποστυλώματα, τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα

$\alpha_1 = 0,5-0,65$ $\alpha_2 = 0,65-0,85$ όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$\alpha_1 = 0,5-0,65$ $\alpha_3 = 0,65-0,8$ όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$\alpha_1 = 0,8-0,95$ όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων.

Σύμφωνα με τον έλεγχο παρουσία κοντών υποστυλωμάτων θεωρείται όταν ο βαθμός του κριτηρίου K9 είναι $\beta < 2,5$. Για το κτίριο B ($\beta=2,71$) ο βαθμός του κριτηρίου K9 ξεπερνά το 2,5 όμως είναι πολύ κοντά σε αυτό. Παρακάτω υπολογίζονται οι διατμητικές αντοχές και οι λόγοι ανεπάρκειας για την περίπτωση που οι συντελεστές α_i λαμβάνονται θεωρώντας συνθήκες κοντών υποστυλωμάτων και μη με σκοπό την εξαγωγή συμπερασμάτων.

Στον Πίνακα 17 αναγράφονται η διατμητική αντοχή ανά διεύθυνση και ο λόγος ανεπάρκειας όπως υπολογίστηκαν ανα διεύθυνση λαμβάνοντας $\alpha_1=0,575$ και $\alpha_3=0,725$ (παρουσία κοντών υποστυλωμάτων)

Πίνακας 17 Διατμητική αντοχή και λόγος ανεπάρκειας ανά διεύθυνση

Διεύθυνση	Διατμητική Αντοχή (KN)	Λόγος ανεπάρκειας (λ)
x	686.06	1.873
y	685.51	1.874

Στον Πίνακα 18 αναγράφονται η διατμητική αντοχή ανά διεύθυνση και ο λόγος ανεπάρκειας όπως υπολογίστηκαν ανα διεύθυνση λαμβάνοντας $\alpha_1=0,875$ (απουσία κοντών υποστυλωμάτων σύμφωνα με το κριτήριο K9)

Πίνακας 18 Διατμητική αντοχή και λόγος ανεπάρκειας ανά διεύθυνση

Διεύθυνση	Διατμητική Αντοχή (KN)	Λόγος ανεπάρκειας (λ)
x	847.37	1,516
y	845.68	1,519

4.4 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (q)

Η ελαστική ανάλυση (q) εκτελείται στο πρόγραμμα Scada Pro 20 [5] όπως και για το κτίριο Α. Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται δε διαφοροποιούνται σε αυτή την περίπτωση. Η μόνη διαφορά είναι το μήκος των κατακόρυφων στοιχείων του πρώτου ορόφου. Εκτελείται ξανά ο προκαταρκτικός έλεγχος που δεν ικανοποιείται και έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση του συντελεστή γ_{sd} κατά 0,15 για την εφαρμογή της ελαστικής ανάλυσης. Οι δείκτες ανεπάρκειας των μελών παρουσιάζονται στον Πίνακα 19.

Πίνακας 19 Λόγοι ανεπάρκειας κατακόρυφων στοιχείων (μέθοδος q)

Κατακόρυφο Στοιχείο	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Είδος συμπεριφοράς
K1	2.41	2.38	Ψαθυρό
K2	1.52	1.52	Ψαθυρό
K3	2.56	2.58	Ψαθυρό
K4	2.11	2.11	Ψαθυρό
K5	0.53	0.53	Ψαθυρό
K6	1.45	1.44	Ψαθυρό
K7	2.48	2.49	Ψαθυρό
K8	1.96	1.96	Ψαθυρό
K9	2.78	2.76	Ψαθυρό

Με τους παραπάνω δείκτες των μελών υπολογίζεται ο καθολικός δείκτης ανεπάρκειας (λ) του κτιρίου για κάθε διεύθυνση με χρήση του τύπου:

$$\lambda = \frac{\sum_1^9 \lambda_i + V_{si}}{\sum_1^9 V_{si}} \quad \text{όπου } V_{si} : \text{ η τέμνουσα δύναμη κάθε στοιχείου.}$$

Πίνακας 20 Καθολικοί δείκτες ανεπάρκειας (λ)

Διεύθυνση	X	Y
Λόγος ανεπάρκειας (λ)	2.37	2.33

4.5 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (m)

Πίνακας 21 Λόγοι ανεπάρκειας κατακόρυφων στοιχείων (μέθοδος q)

Κατακόρυφο Στοιχείο	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Είδος συμπεριφοράς
K1	2.1	2.1	Ψαθυρό
K2	1.49	1.49	Ψαθυρό
K3	2.84	2.82	Ψαθυρό
K4	1.65	1.65	Ψαθυρό
K5	0.4	0.4	Ψαθυρό
K6	1.24	1.24	Ψαθυρό

K7	2.69	2.69	Ψαθυρό
K8	1.63	1.63	Ψαθυρό
K9	2.09	2.1	Ψαθυρό

Με τους παραπάνω δείκτες των μελών υπολογίζεται ο καθολικός δείκτης ανεπάρκειας (λ) του κτιρίου για κάθε διεύθυνση με χρήση του τύπου:

$$\lambda = \frac{\sum_1^9 \lambda_i + V_{si}}{\sum_1^9 V_{si}} \quad \text{όπου } V_{si} : \text{ η τέμνουσα δύναμη κάθε στοιχείου.}$$

Πίνακας 22 Καθολικοί δείκτες ανεπάρκειας (λ)

Διεύθυνση	X	Y
Λόγος ανεπάρκειας (λ)	1.96	2.41

4.6 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (pushover)

Η ανελαστική ανάλυση πραγματοποιείται ξανά για το κτίριο με τα κοντά υποστυλώματα (κτίριο Β). Αυτό που διαφοροποιείται είναι ξανά η γεωμετρία της κατασκευής και όχι οι παράμετροι που εισάγονται στην ανάλυση. Οι τιμές των δεικτών ανεπάρκειας για τις δύο κατανομές παρουσιάζονται παρακάτω.

Πίνακας 23 Δείκτης Ανεπάρκειας για τριγωνική κατανομή φόρτισης

Δείκτης Ανεπάρκειας λ					
Στάθμη Α		Στάθμη Β		Στάθμη Γ	
Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y
1.37	1.75	0.66	0.79	0.42	0.49

Πίνακας 24 Δείκτης Ανεπάρκειας για ορθογωνική κατανομή φόρτισης

Δείκτης Ανεπάρκειας λ					
Στάθμη Α		Στάθμη Β		Στάθμη Γ	
Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Y
1.29	1.89	0.64	0.82	0.42	0.52

5. ΛΟΓΟΙ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ

5.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΛΟΓΩΝ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ Α

Υπολογίζονται οι λόγοι τεμνουσών υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων προς τη συνολική τέμνουσα που παραλαμβάνει το κτίριο για τρεις περιπτώσεις:

α)

- Τέμνουσα V_i όπως υπολογίζεται κατά την ελαστική ανάλυση q με χρήση του Scada Pro 20 [5].

Διεύθυνση	X	Y
$\frac{\sum V_i(\text{υπ})}{V_{tot}}$	0.296	0.265
$\frac{\sum V_i(\text{τοιχ})}{V_{tot}}$	0.704	0,735

- Τέμνουσα V_i όπως υπολογίζεται κατά την ανελαστική ανάλυση pushover με χρήση του Scada Pro 20 [5].

Διεύθυνση	X	Y
$\frac{\sum V_i(\text{υπ})}{V_{tot}}$	0.557	0.604
$\frac{\sum V_i(\text{τοιχ})}{V_{tot}}$	0.443	0,396

β)

- Τέμνουσα V_i κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ Παράρτημα 7Γ αγνοώντας την παρουσία οπλισμού.

Διεύθυνση	X	Y
$\frac{\sum V_i(\text{υπ})}{V_{tot}}$	0.744	0.748
$\frac{\sum V_i(\text{τοιχ})}{V_{tot}}$	0.256	0,252

γ)

- Τέμνουσα V_i σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου.

Διεύθυνση	X	Y
$\frac{\sum V_i(\text{υπ})}{V_{\text{tot}}}$	0.481	0.477
$\frac{\sum V_i(\text{τοιχ})}{V_{\text{tot}}}$	0.519	0.523

5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΛΟΓΩΝ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ Β

Υπολογίζονται οι λόγοι τεμνουσών υποστυλωμάτων και κοντών υποστυλωμάτων προς τη συνολική τέμνουσα που παραλαμβάνει το κτίριο για τρεις περιπτώσεις:

α)

- Τέμνουσα V_i όπως υπολογίζεται κατά την ανελαστική ανάλυση pushover με χρήση του Scada Pro 20 [5].

Διεύθυνση	X	Y
$\frac{\sum V_i(\text{υπ})}{V_{\text{tot}}}$	0.32	0.21
$\frac{\sum V_i(\text{κοντών.υπ.})}{V_{\text{tot}}}$	0.68	0.79

β)

- Τέμνουσα V_i κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ Παράρτημα 7Γ αγνοώντας την παρουσία οπλισμού.

Διεύθυνση	X	Y
$\frac{\sum V_i(\text{υπ})}{V_{\text{tot}}}$	0.13	0.143
$\frac{\sum V_i(\text{κοντών.υπ.})}{V_{\text{tot}}}$	0.87	0.857

γ)

- Τέμνουσα V_i σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου

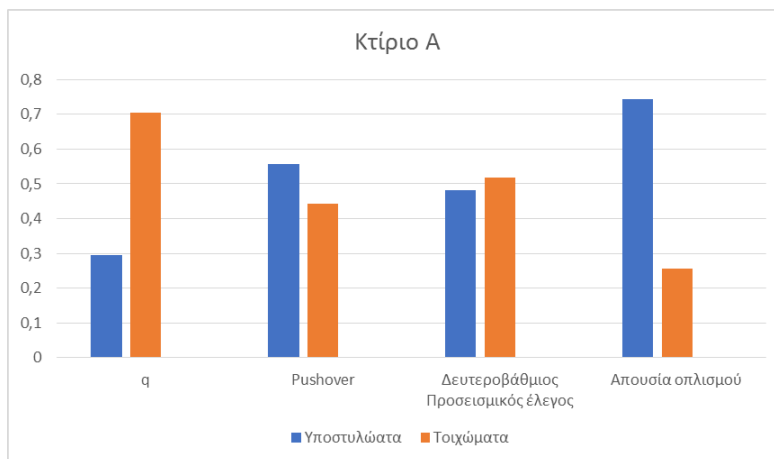
Διεύθυνση	X	Y
$\frac{\sum Vi(υπ)}{V_{tot}}$	0.11	0.105
$\frac{\sum Vi(κοντών.υπ.)}{V_{tot}}$	0.89	0.895

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

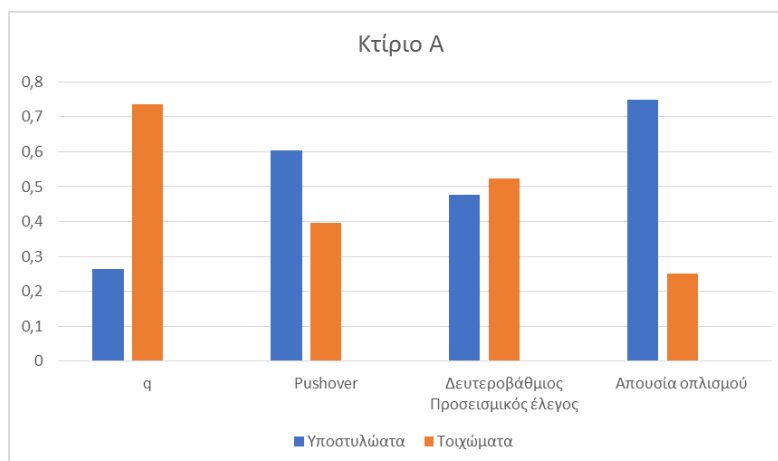
6.1 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΛΟΓΩΝ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ

- **Κτίριο A**

Διάγραμμα 1 Λόγοι τεμνουσών – Διεύθυνση x



Διάγραμμα 2 Λόγοι τεμνουσών – Διεύθυνση y

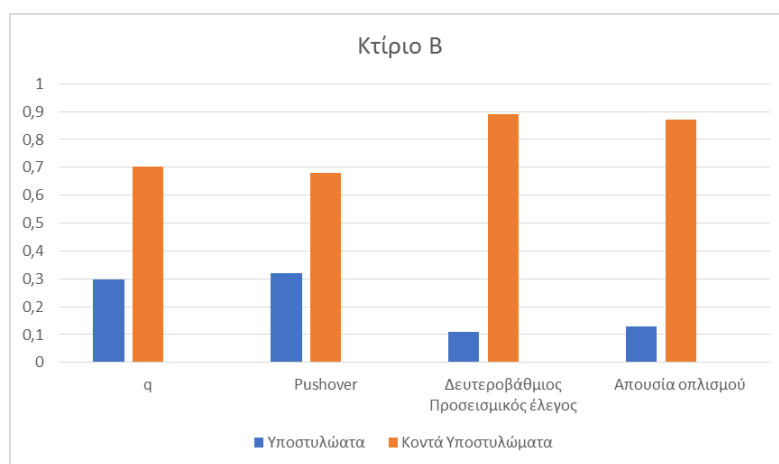


Συμπεράσματα για τους λόγους τεμνουσών (κτίριο Α)

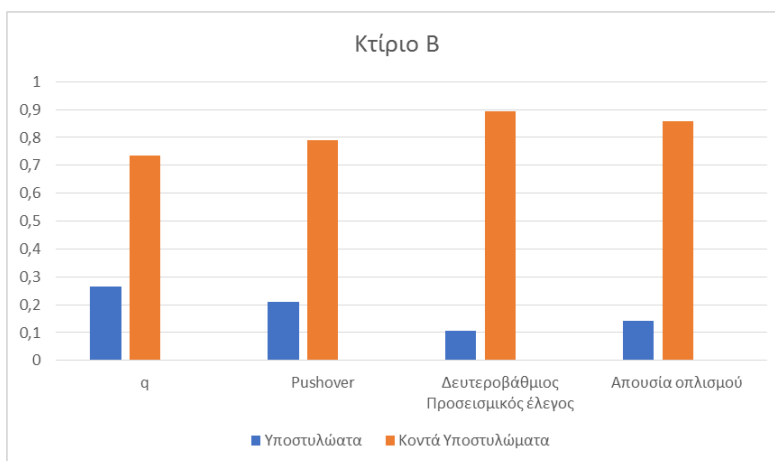
- 1) Παρά το γεγονός ότι ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος είναι προσεγγιστική μέθοδος ο βαθμός τοιχωματοποίησης ($\Sigma V_{τοιχ}/\Sigma V_{tot}$) είναι αρκετά κοντά στην τιμή που δίνει η ακριβής μέθοδος Pushover.
- 2) Η μέθοδος q αποδίδει έναν αρκετά μεγάλο βαθμό τοιχωματοποίησης που δε φαίνεται και τόσο ρεαλιστικός.
- 3) Για την περίπτωση απουσίας οπλισμού σχεδόν όλη την τέμνουσα αποδίδεται στα υποστυλώματα.

▪ Κτίριο Β (κοντά υποστυλώματα)

Διάγραμμα 3 Λόγοι τεμνουσών – Διεύθυνση x



Διάγραμμα 4 Λόγοι τεμνουσών – Διεύθυνση y

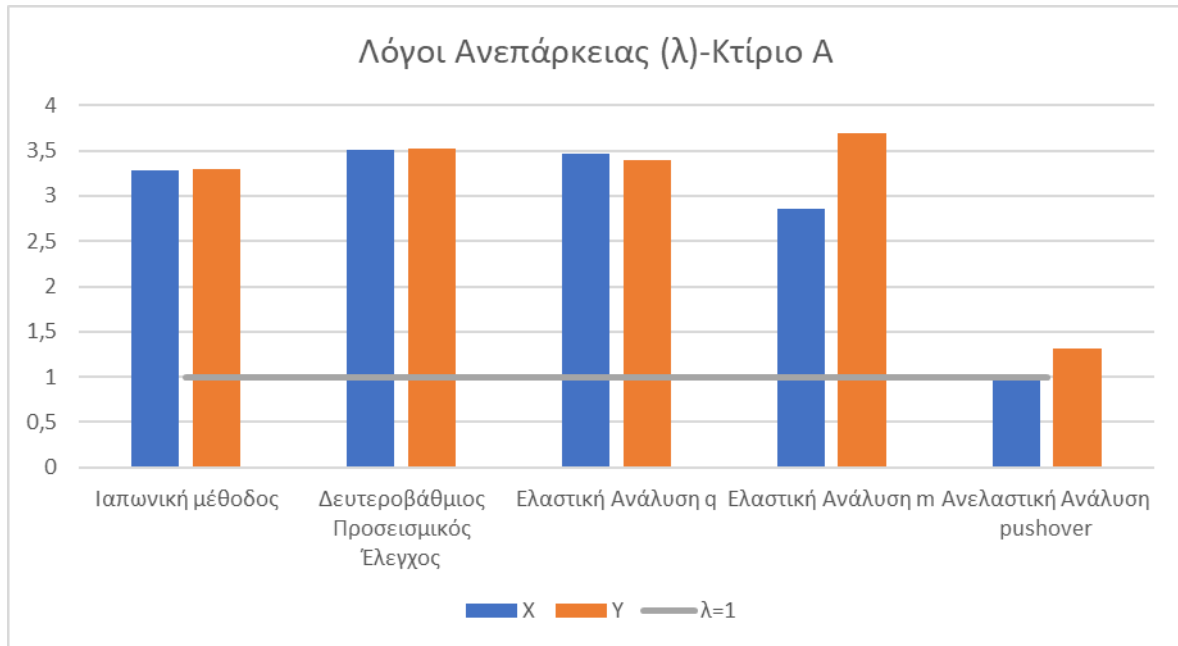


Συμπεράσματα για τους λόγους τεμνουσών (κτίριο Β)

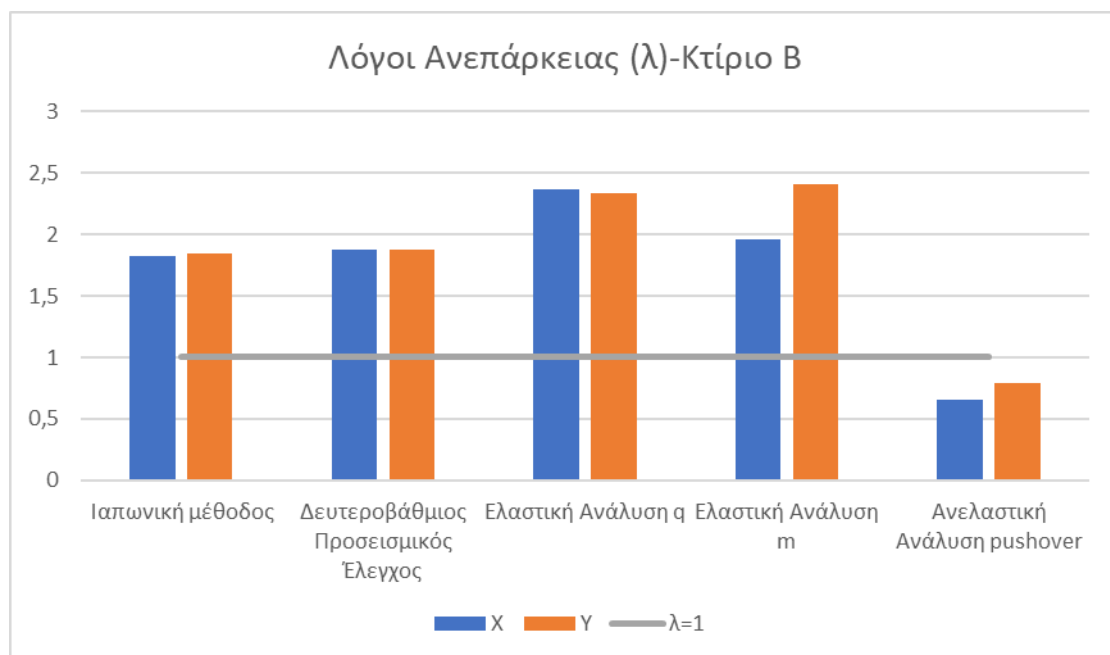
- 1) Γενικά παρατηρείται ότι τα κοντά υποστυλώματα παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της τέμνουσας ανεξαρτήτως της μεθόδου και της παρουσίας ή απουσίας οπλισμού. Αυτό πιθανώς οφείλεται στη μεγάλη διατμητική αντοχή που παρουσιάζουν λόγω του μικρού μήκους διάτμησης (L_s) που βρίσκεται στον παρνομαστή της σχέσης υπολογισμού της διατμητικής αντοχής.

6.2 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΛΟΓΩΝ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

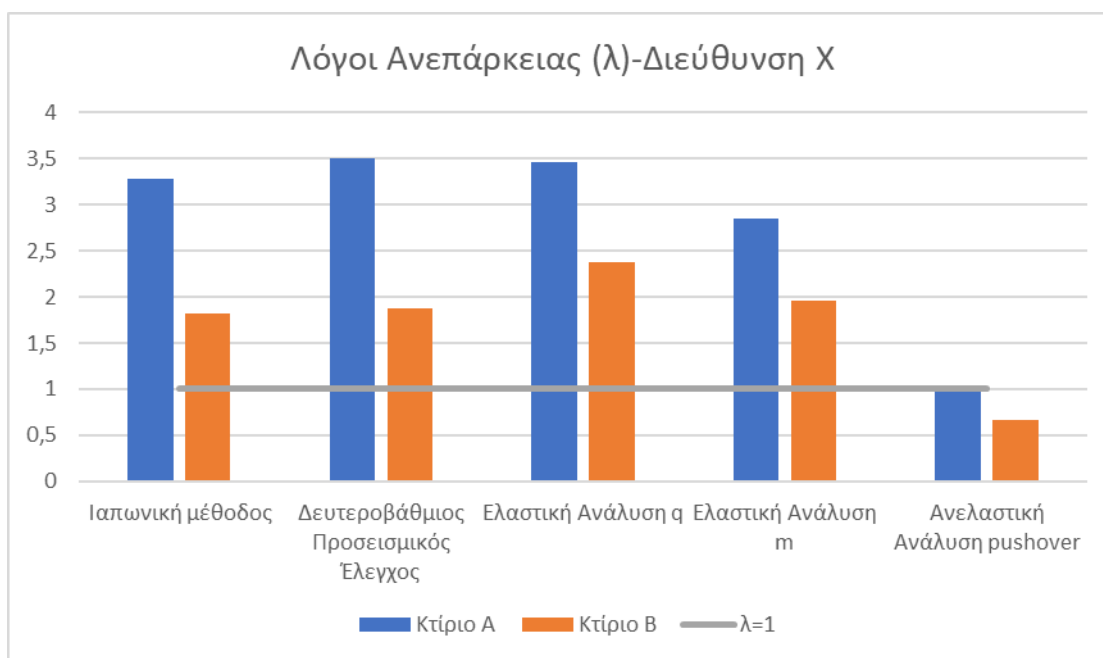
Διάγραμμα 5 Λόγοι Ανεπάρκειας -Κτίριο Α



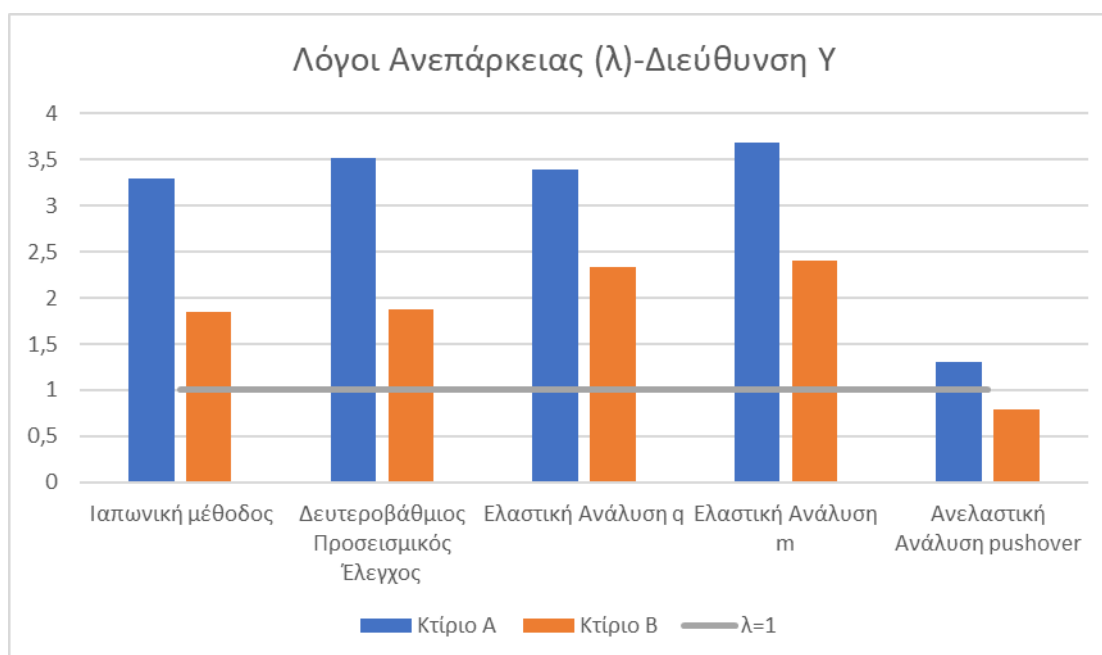
Διάγραμμα 6 Λόγοι Ανεπάρκειας -Κτίριο Β (Κοντά Υποστυλώματα)



Διάγραμμα 7 Λόγοι Ανεπάρκειας -Διεύθυνση X



Διάγραμμα 8 Λόγοι Ανεπάρκειας -Διεύθυνση Y



6.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1) Σύμφωνα με τα συγκεντρωτικά διαγράμματα ο λόγος ανεπάρκειας (λ) για τις προσεγγιστικές και τις ελαστικές μεθόδους λαμβάνει περίπου την τιμή 3 και για τις δύο διευθύνσεις για το κτίριο A. Αυτό σημαίνει ότι το κτίριο αν και ορθογωνικό δεν παρουσιάζει κάποια έντονη ανομοιομορφία σε κάτοψη όπως είχε υποτεθεί και στους προσεγγιστικούς ελέγχους (ελαφρώς μεγαλύτερος λόγος στη διεύθυνση y). Το κτίριο B έχοντας την ίδια κάτοψη παρουσιάζει μια αντίστοιχη ομοιομορφία για τους λόγους ανεπάρκειας των δύο διευθύνσεων λαμβάνοντας τιμές γύρω από το 2.

2) Παρατηρείται ότι η τιμή του λόγου ανεπάρκειας κατά το Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό έλεγχο για το κτίριο Β και την περίπτωση όπου δε θεωρείται παρουσία κοντών υποστυλωμάτων είναι αρκετά κοντά στην τιμή που δίνει η ανελαστική ανάλυση. Αυτός ίσως να είναι και ο λόγος που το κτίριο Β παρά την παρουσία των "οριακά κοντών υποστυλωμάτων", παρουσιάζει μικρότερους λόγους ανεπάρκειας σε κάθε διεύθυνση.

Περιπτώσεις	Θεώρηση κοντών υποστυλωμάτων στο Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό έλεγχο	Θεώρηση κανονικών υποστυλωμάτων στο Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό έλεγχο	Ανελαστική Ανάλυση Pushover
Λόγος Ανεπάρκειας λ	1.87	1.51	0.97

3) Η ελαστική μέθοδος q αναμένεται να δώσει συντηρητικότερους λόγους ανεπάρκειας σε σχέση με τη μέθοδο m καθώς γίνεται χρήση καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q) έναντι τοπικών (m). Ωστόσο παρατηρείται ότι αυτό συμβαίνει μόνο στη διεύθυνση x που το κτίριο έχει μικρότερο λόγο ανεπάρκειας.

4) Οι προσεγγιστικές μέθοδοι δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές στην τιμή του λόγου ανεπάρκειας λ τόσο σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους όσο και μεταξύ τους. Αναφέρεται ότι ειδικά για την περίπτωση του κτιρίου με τα κοντά υποστυλώματα (κτίριο Β) με τις προσεγγιστικές μεθόδους υπολογίστηκε λόγος ανεπάρκειας με τιμή πιο κοντά σε αυτή της ανελαστικής ανάλυσης.

5) Η ανελαστική ανάλυση pushover αναμένεται να δώσει ακριβέστερα αποτελέσματα. Προκύπτει αρκετά μικρότερος λόγος ανεπάρκειας και για τις δύο διευθύνσεις με τιμές γύρω από το 1, δηλαδή αρκετά μικρότερες από τις αντίστοιχες των προσεγγιστικών και ελαστικών μεθόδων.

6) Με βάση τα παραπάνω προκύπτει το συμπέρασμα ότι οι προσεγγιστικές μέθοδοι μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο για μια αρχική εκτίμηση της ανεπάρκειας ενός κτιρίου. Στη συνέχεια εάν απαιτείται ακριβέστερη εικόνα για την κατάσταση της κατασκευής θα πρέπει να γίνει ανελαστική ανάλυση.

7) Έχοντας υπόψη τα παραπάνω αποτελέσματα αξίζει να σημειωθεί ότι οι προσεγγιστικές μέθοδοι θα μπορούσαν να είναι αρκετά συντηρητικές. Ως παράδειγμα αναφέρεται η Ιαπωνική μέθοδος κατά την οποία τίθεται τοπικός δείκτης πλαστιμότητας $m=1,2$ για διατμητική αστοχία η οποία κρίνεται από τη σχέση της διατμητικής αντοχής του στοιχείου και αυτή της διατμητικής αντοχής λόγω κάμψης. Στην περίπτωση τοιχωμάτων οι τιμές αυτές παρατηρήθηκε ότι ήταν πολύ κοντά μεταξύ τους (πίνακας 25) όπως φαίνεται στο παρακάτω παράδειγμα. Έτσι, από μια λάθος προσέγγιση που θα μπορούσε να ξεκινήσει από των υπολογισμό των αξονικών φορτίων που είναι το πρώτο βήμα των μεθόδων η τιμή του λόγου ανεπάρκειας θα άλλαζε σημαντικά καθώς ο δείκτης πλαστιμότητας m θα μπορούσε να έχει τιμή 2 και όχι 1.2 και να πολλαπλασιάζεται με το τετράγωνο της διατμητικής αντοχής η οποία είναι αρκετά μεγάλη στην περίπτωση των τοιχωμάτων. Ωστόσο, παρά τις προσεγγίσεις αυτού του είδους οι προσεγγιστικές μέθοδοι έχουν παρόμοιες τιμές με τις ελαστικές αναλύσεις.

Πίνακας 25 Διεύθυνση x

Κατακόρυφο στοιχείο	Διατμητική αντοχή (V_{Ri}) (KN)	Διατμητική αντοχή λόγω κάμψης V_{mu} (KN)	Τελική διατμητική αντοχή V_R (KN)	Τύπος αστοχίας	Δείκτης m_i
K1	140.9	152.7	140.9	Διατμητική	1,2
K2	55.7	32.8	32.8	Καμπτική	2,03
K3	36.5	68.4	36.5	Διατμητική	1,2
K4	55.5	32.7	32.7	Καμπτική	2,03
K5	74.5	50.2	50.2	Καμπτική	2,03
K6	52.1	33.2	33.2	Καμπτική	2,09
K7	38.9	74.44	38.9	Διατμητική	1,2
K8	58.6	26.86	26.86	Καμπτική	1,98
K9	136.3	136.4	136.3	Διατμητική	1,2

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Στέφανος Η. Δρίτσος (2018), “Σημειώσεις Μεταπτυχιακού Μαθήματος: Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών”, Πάτρα
- [2] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 2η Αναθεωρημένη Έκδοση 2017, Αθήνα (ΦΕΚ 2984/Β/30-08-2017).
- [3] ΕΑΚ 2000 (2001), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα
- [4] . Φαρδής Ν. Μιχαήλ (2016), Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέρος Ι, ΙΙ και ΙΙΙ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [5] . Scada Pro - Εγχειρίδια Χρήσης

