

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ Ο.Σ. ΚΑΙ ΕΠΙΡΡΟΗ ΠΥΛΩΤΗΣ, ΜΕ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ, ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΑΛΕΞΟΠΟΥΛΟΥ ΛΑΜΠΡΙΝΗ

Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Π.Π., labrini.alexoroulou@gmail.com

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία έγινε αποτίμηση δύο διώροφων κτηρίων, ένα με κτισμένο ισόγειο, κτήριο Α και ένα πανομοιότυπο με πυλωτή στο ισόγειο, κτήριο Β, κατασκευής προ του 1985 ενώ για τις ελαστικές μεθόδους και την pushover μελετήθηκε και ένα τρίτο κτήριο Γ χωρίς καθόλου τοιχοπληρώσεις. Αρχικά, εφόσον ορίστηκαν οι διάφοροι απαραίτητοι παράμετροι όπως η ζώνη σεισμικότητας, η κατηγορία εδάφους και η σπουδαιότητα των υφιστάμενων αυτών κτηρίων και η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων ξεκίνησε η διαδικασία αποτίμησης. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν για τους προσεγγιστικούς ελέγχους είναι το δεύτερο επίπεδο ελέγχου της Ιαπωνικής μεθόδου με την προσαρμογή όπου $q_i=m_i$ και ο Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος με στόχος αυτών να προσδιοριστεί ο δείκτης ανεπάρκειας του κτηρίου λ . Η αποτίμηση των κτηρίων έγινε και με τις ελαστικές δυναμικές μεθόδους q και m αλλά και με την ανελαστική μέθοδο pushover κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ..

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

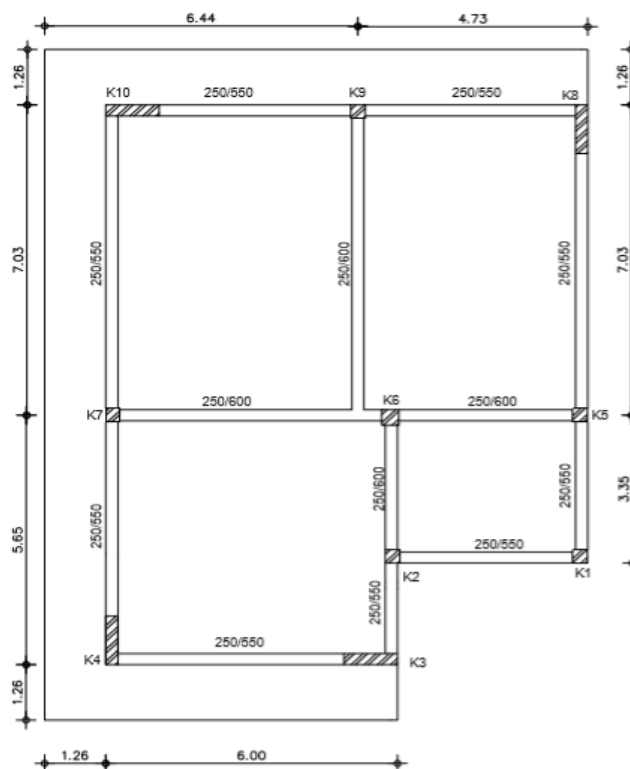
Η ανάγκη για την μελέτη υφιστάμενων κατασκευών είναι μεγάλη μιας και παλαιές κατασκευές δημιουργήθηκαν με τους τότε κανονισμούς οι οποίοι δεν εξασφαλίζουν πλήρως την αντισεισμική θωράκισή τους. Στην παρούσα εργασία μελετούνται δύο κτήρια με βάση τις προσεγγιστικές μεθόδους. Το πρώτο κτήριο είναι ένα διώροφο κτήριο με κτισμένο υπόγειο και θα αναφέρετε στην εργασία ως κτήριο Α ενώ το δεύτερο είναι πανομοιότυπο με το πρώτο αλλά το ισόγειο αποτελεί την πυλωτή του κτηρίου χωρίς τις τοιχοπληρώσεις και θα αναφέρεται στο υπόλοιπο της εργασίας ως κτήριο Β. Ωστόσο για τις αναλύσεις που θα γίνουν με το λογισμικό SCADA Pro αναλύεται ένα ακόμη κτήριο που θα αναφέρεται ως κτήριο Γ και δεν φέρει καθόλου τοιχοπληρώσεις. Τα κτήρια βρίσκονται σε ζώνη σεισμικότητας II κατά ΕΑΚ [4] με κατηγορία εδάφους Β και σπουδαιότητα Σ2 ενώ η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων θεωρήθηκε Ικανοποιητική. Οι αναλύσεις που έγιναν είναι αρχικά οι προσεγγιστικές μέθοδοι ανάλυσης και πιο συγκεκριμένα χωρίς την χρήση λογισμικού έγιναν οι αναλύσεις με την προσαρμογή του Β επιπέδου ελέγχου της Ιαπωνικής μεθόδου χρησιμοποιώντας $q_i=m_i$, με τα m_i να είναι υπολογισμένα όπως τα ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ [3]. Ενώ σε προκαταρκτικό στάδιο έγινε και η ανάλυση με βάση τον Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν, οι ελαστικές μέθοδοι q και m και επιπλέον έγινε ανελαστική ανάλυση του κτηρίου (pushover) με το λογισμικό SCADA Pro. Στόχος όλων αυτών των αναλύσεων είναι η σύγκριση των προσεγγιστικών μεθόδων, Ιαπωνική και Δευτεροβάθμιος, η εύρεση τόσο των λόγων ανεπάρκειας των μελών με τις μεθόδους q και m και σύγκριση μεταξύ τους, αλλά και ολικό δείκτης ανεπάρκειας λ για τα κτήρια Α, Β και Γ και σύγκριση μεταξύ τους. Οι προαναφερθέντες συγκρίσεις θα γίνουν για όλες τις μεθόδους, προσεγγιστικές, ελαστικές και ανελαστική. Ένας ακόμη σημαντικό στόχος είναι η έρευνα της

επιρροής των τοιχοπληρώσεων στο κτήριο. Ενώ τέλος θα υπολογιστεί ο βαθμός τοιχοματοποίησης και η σύγκριση αυτού με τα αποτελέσματα της κάθε μεθόδου.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1. ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ

Το υπό μελέτη κτήριο έχει ύψος ορόφου 3,68m, πάχος πλάκας 0,16m και επιφάνεια κάτοψης 155,6m². Οι περιμετρικοί δοκοί έχουν διαστάσεις 250x550 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία τα 2Φ16 κάμπτονται στις στηρίξεις. Ενώ οι εσωτερικοί δοκοί έχουν διαστάσεις 250x600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ20 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Σε όλα τα δοκάρια στο πάνω πέλμα υπάρχει οπλισμός 2Φ8. Τα περιμετρικά υποστυλώματα είναι τετραγωνικής διατομής διαστάσεων 300x300 και με οπλισμό 4Φ16 ενώ το κεντρικό εσωτερικό είναι διαστάσεων 350x350 και με οπλισμό 4Φ20. Περιμετρικά του κτηρίου υπάρχουν και τέσσερα τοιχία διαστάσεων 250x1100 και με οπλισμό 6Φ20 μοιρασμένα στις μικρές διαστάσεις αυτών και 3Φ8 ανά παρειά στην μεγάλη διεύθυνση. Οι πλάκες φέρουν οπλισμό και στις δύο διευθύνσεις Φ10/130. Για τους οπλισμούς του φέροντος οργανισμού να σημειωθεί ότι λόγω της κακής αγκύρωσης του εγκάρσιου οπλισμού, θεωρήθηκε πως συνεισφέρει μόνο στην παραλαβή τέμνουσας δύναμης και όχι στην περίσφιξη των στοιχείων. Επίσης, έγινε η θεώρηση ότι από τα μισά σίδερα που κάμπτονται στις στηρίξεις των δοκών, μόνο το ένα λειτουργεί στην παραλαβή ροπής. Το ίδιο ισχύει και για τα 2Φ8 στο πάνω πέλμα των δοκών. Ωστόσο, στο επάνω πέλμα των δοκών στις στηρίξεις συνεισφέρει ο οπλισμός των πλακών που βρίσκεται εντός του συνεργαζόμενου ημιπλάτους σε εφελκυσμό της πλάκας.



Σχήμα 1: Κάτοψη κτηρίων Α, Β και Γ

2.2. ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Για το σκυρόδεμα έχουμε μέση αντοχή $f_{cm}=18\text{MPa}$ και η χαρακτηριστική $f_{cm-s}=14\text{MPa}$. Η ποιότητα του χάλυβα είναι S400 με ονομαστική μέση τιμή τα 450MPa και χαρακτηριστική τα 410MPa . Για ΣΑΔ ικανοποιητική οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών είναι για σκυρόδεμα είναι $\gamma_c=1.3$ για την οιονεί χαρακτηριστική αντοχή f_{cm-s} και για τον χάλυβα $\gamma_s=1,15$. Οι παραπάνω συντελεστές χρησιμοποιήθηκαν για έλεγχο σε όρους δυνάμεων ενώ έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων έχουμε συντελεστή ασφαλείας $\gamma_m=1,10$ για όλα τα υφιστάμενα υλικά.

Στάθμη αξιοπιστίας	Οιονεί Χαρακτηριστική			Μέση Τιμή		
	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή
Σκυρόδεμα	1,45	1,3	1,15	1,20	1,10	1,00
Χάλυβας	1,25	1,15	1,05			

Πίνακας 1 : Συντελεστές ασφαλείας υλικών

2.3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Οι υπολογισμοί των κατακόρυφων φορτίων για τους προκαταρτικούς ελέγχους υπολογίστηκαν χωρίς την χρήση λογισμικού. Τα μόνιμα φορτία της κατασκευής είναι τα φορτία επίστρωσης τα οποία ισούνται με $1,3\text{KN/m}^2$ και ίδιο βάρος των μελών της κατασκευής, ενώ τα ωφέλιμα φορτία λήφθηκαν 2KN/m^2 σε όλες τις πλάκες. Ύστερα από υπολογισμούς τα συνολικά φορτία για τον συνδυασμό $G+0.3Q$ ανέρχονται στα $5,8\text{KN/m}^2$ και η συνολική μάζα της κατασκευής ίση με 304 τόνους. Να σημειωθεί ότι τα κατακόρυφα φορτία είναι ίδια και για τα Α και Β μιας το βάρος των τοιχοπληρώσεων του ισογείου που υπάρχουν στο κτήριο παραλαμβάνονται από το έδαφος κατευθείαν. Επίσης έχουμε τα φορτία των τοιχοπληρώσεων τα οποία προσδίδουν επιπλέον βάρος με αυτό να θεωρείται :

- Για μπατική τοιχοποιία, η οποία υπάρχει στους περιμετρικούς τοίχους του κτηρίου και επί των περιμετρικών δοκών του δώματος με ύψος 1m, θεωρούμε εκτιμώμενο βάρος $3,5\text{KN/m}^2$.
- Για δρομική τοιχοποιία, η οποία υπάρχει πάνω από τα εσωτερικά δοκάρια του πρώτου ορόφου, έχει εκτιμώμενο βάρος 2KN/m^2 .

3. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

Οι προσεγγιστικές μέθοδοι με τις οποίες έγινε η αποτίμηση του αρχικού κτηρίου και του κτηρίου με πυλωτή είναι το δεύτερο επίπεδο της Ιαπωνική και η Πρόταση για το Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο. Για την εφαρμογή των εν λόγω μεθόδων δεν απαιτείται η χρήση κάποιου λογισμικού προσομοίωσης καθώς όλα τα δεδομένα υπολογίστηκαν με προσεγγιστικές σχέσεις.

Αφού υπολογίστηκαν όλα τα κατακόρυφα φορτία κάθε μέλους με τον συνδυασμό $G+0.3Q$ ξεκίνησε ο υπολογισμός των προκαταρτικών ελέγχων. Οι θεωρήσεις που έγιναν σε αυτούς τους ελέγχους για τις τοιχοποιίες είναι μειωμένο βάρη τοιχοποιίας κατά 50% στις μπατικές και κατά 35% στις δρομικές λόγω των ανοιγμάτων που υπάρχουν. Η θεώρηση για τα περιμετρικά ανοίγματα, που ανήκουν στις τοιχοποιίες που λαμβάνουμε υπόψη στους υπολογισμούς μιας και οι δρομικές αγνοούνται όπως θα δούμε και στην συνέχεια, είναι

παράθυρα επί των φανωμάτων K₁-K₂, K₁-K₅ και K₅-K₈ με διαστάσεις 1,3x1.3m ενώ σε όλες τις άλλες περιπτώσεις θεωρήθηκαν πόρτες με ανοίγματα 1,3x2,3m. Στο κτήριο Α έχουμε τοιχοπληρώσεις και στο ισόγειο και στον πρώτο όροφο ενώ στο κτήριο Β έχουμε μόνο στον πρώτο όροφο.

Τα μεγέθη τα οποία απαιτούνται προκειμένου να γίνουν και οι δύο έλεγχος, τόσο της Ιαπωνικής μεθόδου όσο και του Δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου, είναι η τέμνουσα αντοχής των στοιχείων, η οποία ορίζεται ως η ελάχιστη τιμή που προκύπτει από την τέμνουσα αντοχής των στοιχείων κατά την καμπτική ή διατμητική αστοχία.

3.1. ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η Ιαπωνική μέθοδος περιέχει τρία επίπεδα ελέγχου. Σε κάθε επίπεδο ελέγχουμε το V_{sd} με το V_{Rd} . Το V_{sd} για τον δεύτερο επίπεδο της Ιαπωνικής μεθόδου δίνεται σύμφωνα με τον ακόλουθο τύπο, με $\Phi_d=2,5$ (επιτ.εδάφους) και $\alpha_{\pi\rho}=1$ [1].

$$V_{sd}^B = \alpha_{\pi\rho} \Phi_d W$$

Κατά το δεύτερο επίπεδο της Ιαπωνικής μεθόδου, με το οποίο ασχοληθήκαμε, υπολογίζουμε την τέμνουσα αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη τους οπλισμούς τους και συγκρίνεται με την τέμνουσα αντοχής τους κατά την καμπτική τους αστοχία ενώ σε αυτό το επίπεδο αγνοείται ο έλεγχος των δοκών. Η διατμητική αντοχή των κατακόρυφων δομικών στοιχείων υπολογίστηκε σύμφωνα με ότι ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. [3] στο παράρτημα 7Γ όπως φαίνεται στην σχέση που ακολουθεί.

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\theta}^{pl})) [0.16 \max(0.5; 100p_{tot}) (1 - 0.16 \min(5; \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

Για τον υπολογισμό του μ_{θ}^{pl} και τελικά του ζητούμενου δείκτη m ακολουθήθηκε η παρακάτω διαδικασία.

Αν η διαρροή οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού τότε:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d}$$

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d}$$

Από τις δύο παραπάνω τιμές του $(1/r)_y$ λαμβάνεται η μικρότερη τιμή για κάθε μέλος ενώ το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στην διαρροή, ξ_y , ανοιγμένο στο στατικό ύψος d, ορίζεται ως:

I. Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος :

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8abdf_c}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta')$$

Η γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή, εάν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορεί να εκτιμηθεί από τις ακόλουθες σχέσεις

- Για δοκούς ή υποστυλώματα :

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Όπου, στα υποστυλώματα το L_s λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μέσα στο υπόψη κατακόρυφο επίπεδο κάμψης, ενώ στα τοιχώματα το L_s λαμβάνεται ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ισογείου έως την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο. Ο συντελεστής a_v ισούται με 1 εάν η τέμνουσα, V_{R1} , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y / L_s$, ενώ το a_v είναι ίσο με 0 αν είναι μεγαλύτερη. Από τις προσεγγιστικές μεθόδους που ακολουθήθηκαν υπολογίστηκε και βρέθηκε ότι $a_v = 1$ μόνο στα τοιχεία στην διεύθυνση που λειτουργούν ως υποστυλώματα [3].

Για την μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με τις μετά του 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα έχουμε:

$$\theta_{um} = 0.016(0.3)^v \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega - \omega')} f_c \right]^{0.025} (a_s)^{0.35} 25^{(a \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.25^{100 \rho_d})$$

Προσοχή: Εξαιτίας του γεγονότος ότι οι κατασκευές μας Α και Β είναι χτισμένες προ του 1985 θα πρέπει τις τιμές του θ_{um} να τις διαιρέσουμε με συντελεστή 1,2 σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [3].

- Για υποστυλώματα : $V_{Mu} = \frac{M_R^a + M_R^k}{L_{καθ}}$
- Για τοιχώματα : $V_{Mu} = \frac{M_{R,βάσης}}{L_s}$

Όπου $L_{καθ}$ είναι το καθαρό ύψος του υποστυλώματος, από την βάση έως το κάτω πέλμα της δοκού, και L_s είναι το συνολικό ύψος των τοιχωμάτων διά δύο.

Έχοντας προσδιορίσει όλα τα παραπάνω προσδιορίζεται ο τύπος της αστοχίας του κάθε στοιχείου σύμφωνα με τις ακόλουθες ανισώσεις:

- Αν $V_{vi} < V_{Mu i}$ → Διατμητική αστοχία → $q=1$, $m=1,2$
- Αν $V_{vi} > V_{Mu i}$ → Καμπτική αστοχία → $q \geq 1$

Τέλος έχοντας υπολογίσει όλα τα παραπάνω μπορούμε πλέον να προσδιορίσουμε τον δείκτη πλαστιμότητας m ο οποίος για στάθμη επιτελεστικότητας Β δίνεται από την ακόλουθη σχέση, με γ_{Rd} για πρωτεύοντα στοιχεία να λαμβάνεται ίσο με 1,5 :

$$m^B = \frac{\theta_u + \theta_y}{2\gamma_{Rd}\theta_y}$$

Με βάση όλα τα παραπάνω προσδιορίζεται έτσι αν έχουμε πλαστικό ή ψαθυρό τρόπο αστοχίας, δηλαδή αν η αστοχία σε κάμψη προηγείται της διάτμησης ($V_{Mu} \leq V_{Rd,min}$) και αντίστροφα. Τα κατακόρυφα στοιχεία κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την τιμή των δεικτών συμπεριφοράς m_i , σε όσα έχουν $m=1,2$, $1,2 \leq m \leq 2$ και $m > 2$. Με τα στοιχεία της πρώτης κατηγορίας να δίνουν αστοχία σε τέμνουσα, δηλαδή είναι ψαθυρά και τα

τελευταία να αστοχούν σε κάμψη, δηλαδή καμπτικά, ενώ αυτά της δεύτερης κατηγορίας εμφανίζουν ένα ενδιάμεσο τρόπο αστοχίας. Με αυτό τον τρόπο παίρνουμε την τιμή της V_R όπως αυτή ορίζεται στην ακόλουθη σχέση με V_{Ri} να είναι η ελάχιστη τέμνουσα που μας δίνει και τον τρόπο αστοχίας του μέλους .

$$V_{Ri} = \min(V_{vi}, V_{Mui})$$

$$V_R = \sqrt{\left(\sum_{m=1.2} m_i V_{Ri}\right)^2 + \left(\sum_{1.2 \leq m \leq 2} m_i V_{Ri}\right)^2 + \left(\sum_{m > 1.2} m_i V_{Ri}\right)^2}$$

Τέλος αφού υπολογιστεί η τιμή της τέμνουσας βάσης γίνεται η σύγκριση αυτής με την αντίστοιχη ανά διεύθυνση συνολική τέμνουσα αντοχής. Ο στόχος όλης αυτής της διαδικασίας είναι ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας λ του κτηρίου ο οποίος ορίζεται ως $V_R/V_{sd,B}$. Τα αποτελέσματα της μεθόδου παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες.

	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ			
	M_y	V_{Ri}	V_{mu}	Αστοχία	M_y	V_{Ri}	V_{mu}	Αστοχία
K1	43.61	47.21	27.86	καμπτική	43.61	47.21	27.86	καμπτική
K2	53.08	54.21	34.46	καμπτική	53.08	54.21	34.46	καμπτική
K5	55.68	56.05	36.16	καμπτική	55.68	56.05	36.16	καμπτική
K7	70.25	70.15	45.62	καμπτική	70.25	70.15	45.62	καμπτική
K9	69.99	69.89	45.44	καμπτική	69.99	69.89	45.44	καμπτική
K6	120.56	85.33	78.28	καμπτική	120.56	85.33	78.28	καμπτική
K3	500.23	128.73	135.93	διατμητική	92.76	38.59	59.27	διατμητική
K4	95.01	39.01	60.71	διατμητική	511.162	135.82	138.90	διατμητική
K8	89.02	35.11	56.887	διατμητική	483.67	128.97	131.43	διατμητική
K10	512.62	131.81	139.29	διατμητική	95.47	40.34	61.007	διατμητική

Πίνακας 2: Κάμψη αντοχής υπολογισμένη κατά ΚΑΝΕΠΕ, V_R , V_{mu} και τρόπος αστοχία μελών

	Διεύθυνση Χ	Διεύθυνση Υ
V_R ΚΝ	490,98	508,34
$V_{sd,B}$ ΚΝ	1789.93	1789.93
λ	3.64	3.52

Πίνακας 3: Δείκτης ανεπάρκειας κτηρίων Α και Β

Παρατηρούμε ότι όλα τα υποστοιχώματα της κατασκευής αστοχούν καμπτικά ενώ όλα τα τοιχώματα διατμητικά. Επίσης ο λόγος ανεπάρκειας λ είναι ίδιος και για τα δύο κτήρια Α και Β μιας και το βάρος των τοιχωπληρώσεων του ισογείου αναλαμβάνεται απευθείας από το έδαφος. Άρα η επιρροή της πυλωτής δεν εμφανίζεται πουθενά στην Ιαπωνική μέθοδο.

3.2 ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Η διαδικασία που ακολουθεί η μέθοδος βασίζεται σε τρία βήματα. Αρχικά πρέπει να γίνει η σεισμική απαίτηση της κατασκευής ώστε να βρεθεί το V_{req} για τις δύο διευθύνσεις του κτηρίου, όπου $V_{req} = M \cdot S_d(T)$. Η μάζα του κτηρίου M προκύπτει από τον συνδυασμό $G+0.3Q$, T είναι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής που εκτιμάται προσεγγιστικά κατά ΕΚ8-1 [9]. Πιο συγκεκριμένα έχουμε $T = C_t \cdot H^{3/4}$, όπου $C_t = 0.05$ και ύψους κτηρίου $H = 11,04m < 40$, προκύπτει $T = 0,3028sec$ και βρισκόμαστε στη περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης $T_B < T < T_C$. Με τα τοιχώματα να αναλαμβάνουν περισσότερο από το 50% της συνολικής τέμνουσας οι τοιχωπληρώσεις έχουν ευμενή ρόλο και έτσι λαμβάνουμε $q = 1.7$ ενώ το $\gamma_i = 1$.

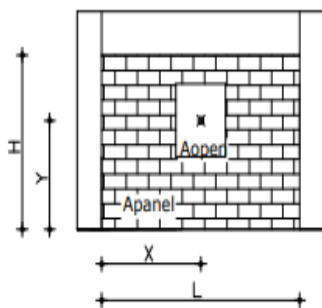
Το δεύτερο στάδιο του ελέγχου είναι ο προσδιορισμός της συνολικής σεισμικής αντίστασης του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης $\mathbf{V}_R = \boldsymbol{\beta} \cdot \mathbf{V}_{R0}$ με τον υπολογισμό της τέμνουσας αντοχής στην βάση του κτηρίου V_{R0} να γίνεται βάση μιας προσεγγιστική διαδικασία με τον τύπο που παρουσιάζεται παρακάτω. Πιο συγκεκριμένα η διατμητική αντοχή του κατακόρυφου μέλους λαμβάνεται από το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [3] χωρίς τον αναλυτικό προσδιορισμό του μ_{θ}^{pl} όπως έγινε στην Ιαπωνική μέθοδο αλλά θεωρώντας $\mu_{\theta}^{pl} = 0,5$ αν $V_M > V_{Rd}$ και $\mu_{\theta}^{pl} = 1,5$ αν $V_M < V_{Rd}$ ενώ η επιλογή του σωστού μ_{θ}^{pl} έγινε με δοκιμές και για τα δύο σενάρια ώστε να επιλεγθεί η κατάλληλη τέμνουσα. Ο μειωτικός συντελεστής β προκύπτει από ορισμένα κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης που πρέπει να προσδιορισθούν ένα προς ένα, με το β να ορίζεται ως :

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$$

$$V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri}^{υποστ.} + a_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ.} + a_3 \sum V_{Ri}^{κοντ.υποστ.}$$

Όπου $V_{Ri} = \min(V_{Rds}, V_M)$ και στην συγκεκριμένη εργασία έχουμε $a_1=0,7$ και $a_2=0,9$ στην περίπτωση δηλαδή που στον φορέα υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα χωρίς την παρουσία κοντών υποστυλωμάτων, κάτι το οποίο συμβαίνει και στην περίπτωση του κτιρίου Α αλλά και του Β.

Στο συγκεκριμένο στάδιο εξαιτίας του κριτηρίου 5 του Δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου έγινε ο αναλυτικός προσδιορισμός των δυσκαμψιών των τοιχοπλήρωσεων. Πιο συγκεκριμένα ορίστηκαν διαστάσεις ανοιγμάτων όπου επιλέχθηκαν για όλες τις πόρτες ανοίγματα 1,3x2,3m και για όλα τα παράθυρα 1,3x1,3m, ενώ το πάχος της μπατικής τοιχοποιίας θεωρήθηκε ίσο με 19cm. Επίσης στην ανάλυση οι δρομικές τοιχοποιίες εξαιτίας του μικρού τους πάχους αμελήθηκε η συνεισφορά τους στην δυσκαμψία του κτηρίου. Έπειτα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [3] σε όσους τοίχους το άνοιγμα δεν υπερβαίνει το 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φανώματος και είναι τοποθετημένα περίπου στο κέντρο η επιρροή τους στα χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης μπορεί να αμεληθεί. Αυτό συνέβη στα ακόλουθα φανώματα, K₁-K₂, K₂-K₃, K₁-K₅, K₅-K₈ και K₇-K₁₀. Σε αυτά τα φανώματα ο υπολογισμός του μήκους του διαγώνιου θλιπτήρα υπολογίστηκε όπως ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ στο Κεφάλαιο 7.4.1 [3]. Ενώ στα υπόλοιπα η επιρροή των ανοιγμάτων υπολογίστηκε όπως αυτή ορίστηκε από την διερεύνηση που έκανε ο κύριο Παναγιώτης Τσίκας σύμφωνα με τα παρακάτω, όπου w_{red} είναι το μήκος της θλιβόμενης διαγωνίου [7].



$$w_{red} = wR$$

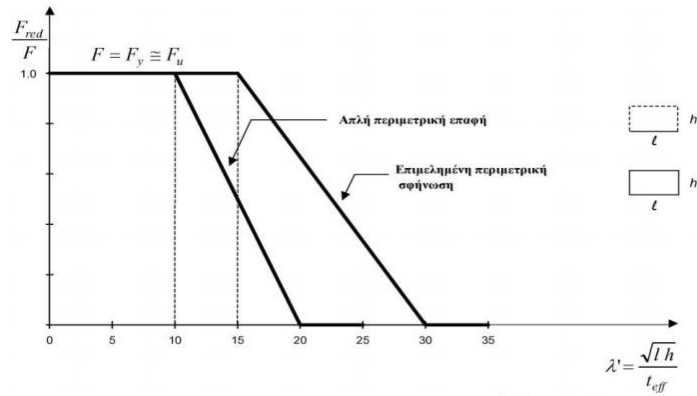
$$w_{red} = (0.15L)(R_1 R_2)$$

$$R_1 = 2.24 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 2.77 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad (6) \quad R_2 = 0.77 \left(\frac{X}{L} \right)^2 + 0.07 \left(\frac{X}{L} \right) + 0.81$$

$$R_2 = 0.32 \frac{X}{L} + 0.86$$

$$R_2 = 0.61 \left(\frac{X}{L} \right)^2 + 1.24 \left(\frac{X}{L} \right) + 0.56$$

Σχήμα 2: Υπολογισμός θλιβόμενης διαγωνίου τοιχοπλήρωσης



(Για συνηθισμένα φαντώματα τοιχοπληρώσεων: $\sqrt{l \cdot h} \cong 2/3 L$)
 Σχήμα 3: Συντελεστής μείωσης δυσκαμψίας της τοιχοποιίας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων υπολογίστηκαν όπως ορίζεται από το κριτήριο 5 του Δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου και πολλαπλασιάστηκαν από τον μειωτικό συντελεστή που προέκυψε από το υπερκείμενο διάγραμμα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [3] θεωρώντας επιμελημένη περιμετρική σφήνωση. Και παρατηρήσαμε ότι η μέγιστη μείωση της δυσκαμψία φτάνει και το 45% και πιο συγκεκριμένα ο συντελεστής μείωσης που θα πολλαπλασιαστεί τελικά με την αντίστοιχη δυσκαμψία του κάθε φαντώματος παρουσιάζεται στον Πίνακα 4.

Φάντωμα	λ'	Συντελεστής
K ₁ -K ₂	17	0,85
K ₃ -K ₄	20	0,6
K ₄ -K ₇	19,5	0,63
K ₉ -K ₁₀	18,5	0,65
K ₈ -K ₉	19,5	0,63
K ₅ -K ₈	22,4	0,55
K ₁ -K ₅	15,8	0,95

Πίνακας 4: Μειωτικό συντελεστής δυσκαμψίας τοιχοπληρώσεων

Το τελευταίο βήμα ορίζει και τον στόχο που είναι ο προσδιορισμός του δείκτη προτεραιότητας ελέγχου λ όπως ορίζεται στον παρακάτω τύπο με $V_{R,x} = \beta \cdot V_{R0,x}$ και $V_{R,y} = \beta \cdot V_{R0,y}$.

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{R,x} + 0.3V_{R,y}} \text{ και } \lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.3V_{req,x}}{V_{R,y} + 0.3V_{R,x}} \text{ με } \lambda = \max\{\lambda_x, \lambda_y\}$$

Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης	β_i κτήριο Α		β_i κτήριο Β		Συντελ. βαρύτητας σ_i
	X διευθ.	Y διευθ.	X διευθ.	Y διευθ.	
Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	5	5	0,1
Οξειδωση οπλισμών	5	5	5	5	0,1
Μέγεθος ανοιγμένου αξονικού φορτίου	5	5	5	5	0,05
Κανονικότητα κάτοψης	5	5	5	5	0,05
Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη	1	3	4	5	0,1
Κανονικότητα σε τομή/όψη	5	5	5	5	0,05
Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος	5	5	1	1	0,15
Κατανομή μάζας καθ' ύψος	5	5	1	1	0,05
Κοντά υποστύλωματα	5	5	5	5	0,15
Κατακόρυφες ασυνέχειες	5	5	5	5	0,05

Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	4	4	4	4	0,05
Γειτονικά κτήρια	5	5	5	5	0,05
Κακοτεχνίες-Τραυματισμοί	5	5	5	5	0,05

Πίνακας 5: Αποτελέσματα συντελεστή β_i για τις δύο διευθύνσεις των κτηρίων Α και Β.

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτει συντελεστής β=0,91 για το κτήριο Α και β=0,81 για το κτήριο Β. Ενώ από την ανάλυση παίρνουμε τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη σύμφωνα με το οποία θα υπολογιστεί ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου λ.

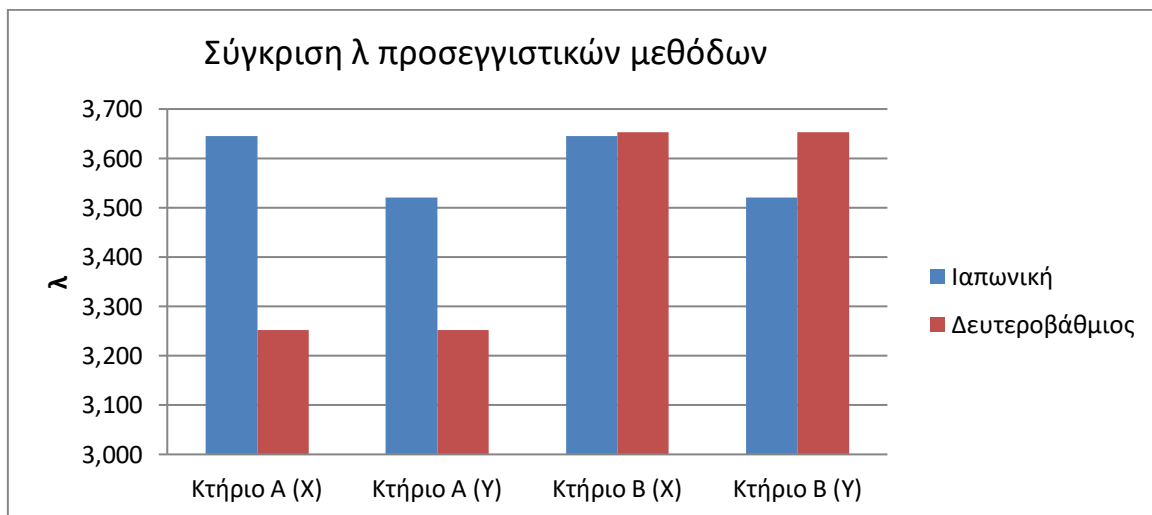
	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ					ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ				
	V _{req}	V _M	V _{Rd}	μ ₀ ^{pl}	V _{Ri}	V _{req}	V _M	V _{Rd}	μ ₀ ^{pl}	V _{Ri}
K1	39.8172	27.8683	52.2793	1.5	27.8683	39.8172	27.8683	52.2793	1.5	27.8683
K2	75.5717	34.4698	58.1348	1.5	34.4698	75.5717	34.4698	58.1348	1.5	34.4698
K5	85.5840	36.1609	59.6738	1.5	36.1609	85.5840	36.1609	59.6738	1.5	36.1609
K7	200.0165	45.6201	73.4039	1.5	45.6201	200.0165	45.6201	73.4039	1.5	45.6201
K9	196.6645	45.4489	73.1251	1.5	45.4489	196.6645	45.4489	73.1251	1.5	45.4489
K6	202.8951	78.2891	89.1126	1.5	78.2891	202.8951	78.2891	89.1126	1.5	78.2891
K3	114.3060	135.932	151.6263	1.5	135.9322	114.3060	59.2715	41.4297	0.5	41.4297
K4	124.5222	60.7151	41.7702	0.5	41.7702	124.5222	138.9027	159.7572	1.5	138.9027
K8	97.5569	56.8878	38.0109	0.5	38.0109	97.5569	131.4345	152.9068	1.5	131.4345
K10	126.5453	139.299	154.7024	1.5	139.2992	126.5453	61.0071	43.1238	0.5	43.1238

Πίνακας 6: Αποτελέσματα τεμνουσών των κτηρίων Α και Β, μονάδες σε ΚΝ.

	λ
Κτήριο Α	3,252
Κτήριο Β	3,653

Πίνακας 7: Δείκτης προτεραιότητας λ των κτηρίων Α και Β.

3.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ



Σχήμα 4 : Σύγκριση λ προσεγγιστικών μεθόδων στα κτήρια Α και Β

Παρατηρούμε ότι παρόλο που η Ιαπωνική μέθοδος θεωρείται πιο συντηρητική αυτό δεν τηρείται στην συγκεκριμένη περίπτωση μιας και στο κτήριο με την πυλωτή βλέπουμε ότι ο Δευτεροβάθμιος δίνει μεγαλύτερο λ. Επίσης αξίζει να αναφερθεί ότι παρόλο που στο κτήριο Β στην διεύθυνση Χ οι δύο μέθοδοι έχουν σχεδόν το ίδιο λ δεν θα μπορούσαμε να

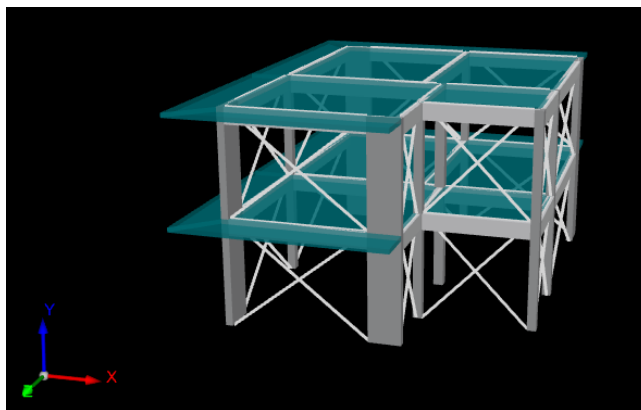
γενικεύσουμε σε ένα συμπέρασμα ότι οι δύο μέθοδοι φέρουν την ίδια ακρίβεια γιατί δεν είναι κάτι που παρατηρείται και στα δύο κτήρια. Ενώ θα λέγαμε ότι η απόκλιση του δείκτη ανεπάρκειας λ για τα κτήρια A και B οφείλεται κατά κύριο λόγο στην διαφορετική τιμή του συντελεστή β . Τέλος ένα ακόμα συμπέρασμα που προέκυψε από την σύγκριση των δύο μεθόδων είναι στον Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο οι τιμές του V_{Ri} για όλα τα υποστυλώματα είναι ίδια και για τις δύο μεθόδους ενώ διαφοροποιούνται ελάχιστα στα τοιχεία. Άρα η θεώρηση του 1,5 ή εναλλακτικά του 0,5 για το μ^p είναι μια καλή θεώρηση που μας δίνει σχεδόν ίδια τελικά αποτελέσματα και μας εξοικονομεί κόπο και χρόνο.

4. ΜΕΘΟΔΟΙ q, m ΚΑΙ PUSHOVER

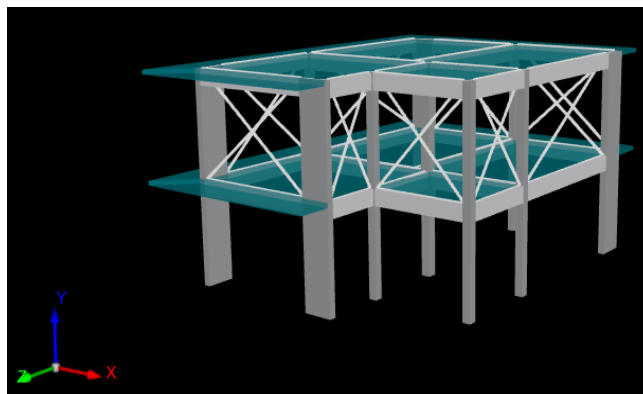
4.1. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΗΡΙΩΝ ΣΤΟ SCADA Pro

Αρχικά η κάτοψη των κτηρίων σχεδιάστηκε στο AutoCAD και στην συνέχεια εισάχθηκε στο SCADA Pro. Το λογισμικό έχει την δυνατότητα αυτόματη αναγνώριση των διατομών καθώς και την δυνατότητα τροποποίησης οποιοδήποτε χαρακτηριστικό επιθυμεί ο χρήστης [2]. Αρχικά ορίστηκαν οι αντοχές του κτηρίου σαν αυτό να είναι καινούργιο και αυτές τροποποιούνται για να λάβουν τις πραγματικές υφιστάμενες αντοχές με τους κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας όπως ορίστηκαν στην Ενότητα 2.2 , όταν ο χρήστης επιλέξει να φτιάξει σενάρια διαστασιολόγησης ανάλογα με την μέθοδο ανάλυσης. Στο πρόγραμμα φτιάχτηκαν τέσσερα σενάρια ανάλυσης, ένα αρχικό σενάριο για τον προέλεγχο του κάθε κτηρίου, δύο σενάρια ελαστικής δυναμικής ανάλυσης (μέθοδος q και μέθοδος m) και ένα ανελαστικής για την επίλυση της pushover. Στο λογισμικό αρχικά ορίστηκε ο κάθε φορέας κτήριο A και B όπως αυτά ορίστηκαν και για τις προσεγγιστικές μεθόδους ενώ επιλέχθηκε με το λογισμικό να μελετηθεί και ένα επιπλέον κτήριο Γ το οποίο δεν φέρει καθόλου τοιχοπληρώσεις. Αφού λοιπόν ορίστηκαν όλα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κτηρίου, οι πραγματικές αντοχές των υφιστάμενων αυτών κατασκευών, οι οπλισμοί και οι τοιχοπληρώσεις (στα κτήρια A και B) ξεκίνησε η μελέτη των κτηρίων.

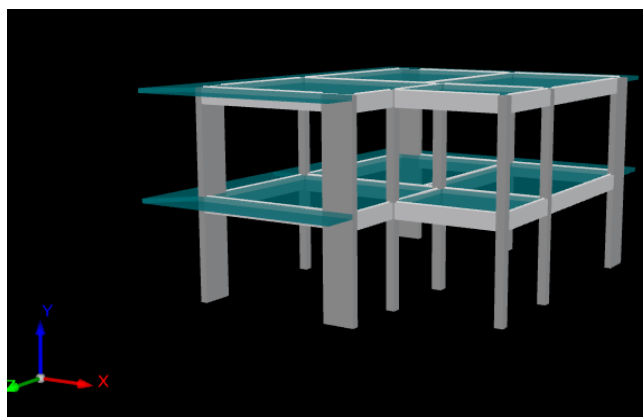
Όσο αφορά την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων ορίστηκε στο πρόγραμμα το ακριβές πάχος των 19cm για την μπατική τοιχοποιία, ίδιο δηλαδή με το πάχος που θεωρήθηκε στις προσεγγιστικές μεθόδους. Τα ανοίγματα θεωρήθηκαν ομοίως όπως στα προσεγγιστικά και τοποθετημένα περίπου στο κέντρο του κάθε ανοίγματος, ενώ οι δρομικές τοιχοπληρώσεις αγνοήθηκαν από το μοντέλο του φορέα. Πριν τις αναλύσεις και εφόσον είχαν γίνει όλες οι απαραίτητες τροποποιήσεις του φορέα, πραγματοποιήθηκε έλεγχος μοντέλου για τυχών σφάλματα με στόχο την διόρθωσή τους.



Εικόνα 1: Προσομοίωμα κτηρίου A



Εικόνα 2 : Προσομοίωμα κτηρίου Β



Εικόνα 3 : Προσομοίωμα κτηρίου Γ

4.2 ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

Για να δούμε εάν μπορούμε να εφαρμόσουμε τις ελαστικές μεθόδους πρέπει να κάνουμε ένα προέλεγχο για να πληρούνται τα κριτήρια του κεφαλαίου 5 του ΚΑΝΕΠΕ [3]. Για τον έλεγχο αυτών των απαιτήσεων φτιάχτηκε στο πρόγραμμα άλλο ένα σενάριο ανάλυσης επιλέγοντας την επιλογή του Προελέγχου και σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αναλύσεων είδαμε ότι ορισμένα κριτήρια δεν πληρούνταν και στα 3 κτήρια. Επομένως απαραίτητο για την υλοποίηση των ελαστικών μεθόδων είναι προσαύξηση του συντελεστή γ_{sd} από 0,1 σε 0,15.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα κριτήρια που δεν ικανοποιούνταν για το κτήριο Α:

- Το κριτήριο ελέγχου μέσης σχετικής μετακίνησης μεταξύ κόμβων ορόφου.
- Έλεγχος σχετικής μετακίνησης κατά την διεύθυνση X και Z.
- Πρέπει για όλα τα στοιχεία ο κρίσιμος δείκτης ανεπάρκειας των μελών λ να είναι μικρότερος του 2,5 κάτι το οποίο δεν ικανοποιείται στο κτήριο.
- Καθώς ούτε και το κριτήριο μορφολογικότητας που αφορά τον μέσο δείκτη ανεπάρκειας του ορόφου λ_k ανά κατεύθυνση.

Αποτέλεσμα των ανωτέρων ήταν η προσαύξηση του γ_{sd} σε 0,15 και για τα τρία κτήρια και τις ελαστικές δυναμικές μεθόδους q και m .

4.3. ΜΕΘΟΔΟΣ q

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, με την μέθοδο q γίνεται χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για το σύνολο του δομήματος. Η τιμή του δείκτη q θα εκτιμάται

λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες οι οποίοι συνεργούν στην κατανάλωση σεισμικής ενέργειας. Για την περίπτωση του πλήρως τοιχοπληρωμένου κτηρίου (κτήριο Α και Γ) και για στάθμη επιτελεστικότητας Β από τον πίνακα 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προκύπτει ότι $q^*/q'=1$ και από τον πίνακα Σ4.4 παίρνουμε για κτήριο κτισμένο προ το 1985 και την περίπτωση Ευμενή παρουσία ή απουσία αντίστοιχα για τα κτήρια Α και Γ των τοιχοπληρώσεων και θεωρούμε ότι δεν έχουμε βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία, επομένως προκύπτει συντελεστής $q^*=q'=1.7$. Ενώ στην περίπτωση του κτηρίου με πυλωτή (κτήριο Β), ομοίως για στάθμη επιτελεστικότητας Β $q^*/q'=1$, ενώ σε αυτή την περίπτωση θεωρούμε Δυσμενή (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων και ότι δεν έχουμε βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία, επομένως προκύπτει συντελεστής $q^*=q'=1.3$ [3].

Για την ελαστική μέθοδο η αντοχή του σκυροδέματος είναι 14MPa και $\gamma_c=1,3$ ενώ για τον χάλυβα έχουμε $f_{yk}=410$ και $\gamma_s=1.15$. Όσο αφορά τις δυσκαμψίες αυτές υπολογίστηκαν σύμφωνα με κεφάλαιο 4 του ΚΑΝΕΠΕ όπως φαίνεται στον Πίνακα 8 και εφαρμόστηκαν σε όλα τα δομικά μέλη των κτηρίων Α, Β και Γ.

Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
Υποσύλωμα εσωτερικό	0,8*(Eclg)
Υποσύλωμα περιμετρικό	0,6*(Eclg)
Τοίχωμα, μη ρηγματωμένο	0,7*(Eclg)
Τοίχωμα ρηγματωμένο	0,5*(Eclg)
Δοκός	0,4*(Eclg)

Πίνακας 8: Τιμές δυσκαμψίας

	Κτήριο Α		Κτήριο Β		Κτήριο Γ	
	Δοκοί	Υποστυλώματα	Δοκοί	Υποστυλώματα	Δοκοί	Υποστυλώματα
1 ^{ος} όροφος	9	10	13	10	14	10
2 ^{ος} όροφος	7	10	7	10	11	10

Πίνακας 9: Αστοχίες μελών στα κτήρια Α, Β και Γ

Παρατηρούμε ότι και στα τρία κτήρια έχουμε αστοχία όλων των υποστυλωμάτων ενώ με την σταδιακή μείωση των τοιχοπληρώσεων από ο κτήριο Α έως το Γ βλέπουμε την αύξηση της αστοχίας και των δοκαριών. Επίσης σύμφωνα με τα ανωτέρω αποτελέσματα θα μπορούσαμε να πούμε ότι βλέπουμε ότι δεν θα μπορούσαμε να μιλήσουμε για ικανοτικό σχεδιασμό μιας και βλέπουμε αρχικά αστοχίες όλων των υποστυλωμάτων χωρίς να έχει προηγηθεί αστοχία όλων των δοκών.

	Διεύθυνση Χ			Διεύθυνση Υ		
	Κτήριο Α	Κτήριο Β	Κτήριο Γ	Κτήριο Α	Κτήριο Β	Κτήριο Γ
	λι	λι	λι	λι	λι	λι
K1	0.24	0.304	0.361	0.218	0.275	0.347
K2	0.24	0.31	0.369	0.32	0.39	0.507
K3	1	1.34	1.47	2.44	1.91	3.19
K4	3.45	3.79	4.08	1.13	1.58	1.75
K5	0.247	0.315	0.382	0.302	0.371	0.472

K6	0.593	0.63	0.758	0.561	0.56	0.636
K7	0.7	0.382	0.376	0.48	0.543	0.682
K8	5.16	4.39	5.15	0.84	1.14	1.26
K9	0.404	0.516	0.66	0.366	0.376	0.445
K10	1.21	1.62	1.79	1.44	2.25	3.29

Πίνακας 10: Λόγοι ανεπάρκειας μελών κατακόρυφων στοιχείων ισογείου με την μέθοδο q

Παρατηρούμε ότι τα λ_i των περισσότερων μελών αυξάνονται όσο οι τοιχοπληρώσεις αφαιρούνται από το κτήριο. Αυτό με την σειρά του δηλώνει ότι σύμφωνα με τα αποτελέσματα της μεθόδου q οι τοιχοπληρώσεις παίζουν σημαντικό ρόλο όσο αφορά τον δείκτη ανεπάρκειας των κατακόρυφων μελών.

Από την ανάλυση της κατασκευής δεν προέκυψε ότι υπάρχει επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών και επομένως ο δείκτης συμπεριφοράς q δεν χρειάστηκε επαύξηση κατά 25% σε κανένα από τα κτήρια Α, Β και Γ. Επιπρόσθετα ως φάσμα για τις αναλύσεις q χρησιμοποιήθηκε το φάσμα σχεδιασμού με τον συντελεστή συμπεριφοράς q να ορίζεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [3] με ότι προβλέπεται για κτήρια κτισμένα προ το 1985, παρουσία των τοιχοπληρώσεων όπως αναφέρθηκε προηγουμένως και στάθμη επιτελεστικότητας Β. Οι ιδιομορφές που ορίστηκαν για την ανάλυση των κτηρίων είναι 10 και ο αριθμός θεωρήθηκε ικανοποιητικός για ένα διώροφο κτήριο. Ενώ από τα αποτελέσματα της ανάλυσης έχουμε ότι και στα τρία κτήρια ο έλεγχος κανονικότητας ικανοποιείται.

Στην συνέχεια υπολογίστηκε ο καθολικό δείκτης ανεπάρκειας λ των κτηρίων σύμφωνα με τον τύπο του ΚΑΝ.ΕΠΕ [3] που είναι ο εξής:

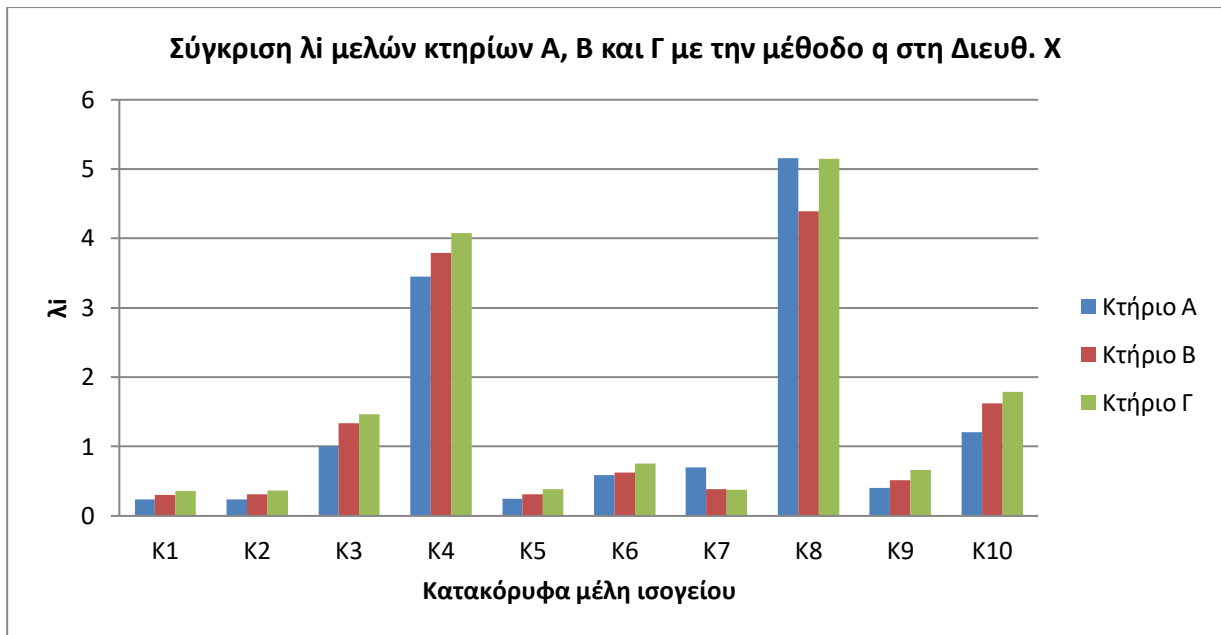
$$\bar{\lambda}_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{Si}}{\sum_1^n V_{Si}}$$

Όπου χρησιμοποιήθηκαν ως λ_i αυτά των κατακόρυφων μελών του ισογείου και ως V_{Si} είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα κάθε κατακόρυφου μέλους i του ισογείου. Έτσι προέκυψαν τα ακόλουθα λ που παρουσιάζονται για κάθε κτήριο και διεύθυνση στον επόμενο Πίνακα.

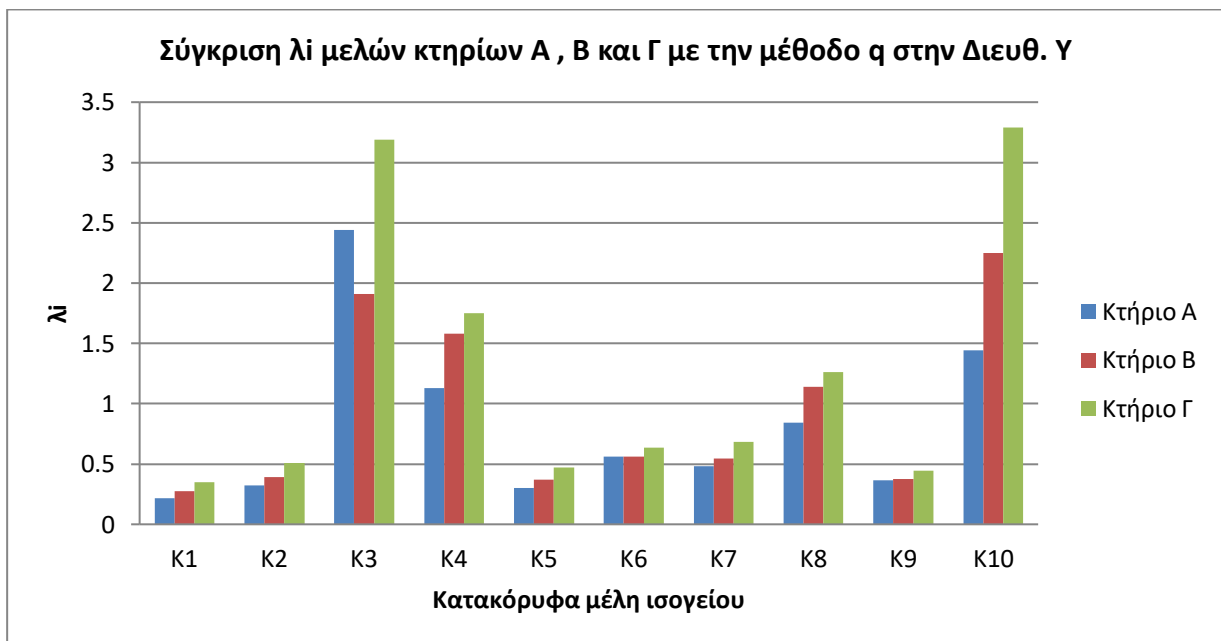
	Κτήριο Α	Κτήριο Β	Κτήριο Γ
λ _x	1.296	1,550	1,723
λ _y	0.961	1,248	1,489

Πίνακας 11: Συντελεστές λ κτηρίων Α, Β και Γ

Οι λόγοι ανεπάρκειας των δύο διευθύνσεων για τα κτήρια Α, Β και Γ αυξάνουν όσο μειώνονται οι τοιχοπληρώσεις. Επίσης και στα 3 κτήρια οι διαφορές του λ μεταξύ των δύο διευθύνσεων είναι σχεδόν η ίδια. Παρακάτω θα δούμε τα ραβδογράμματα για την σύγκριση των λ_i των μελών για τα δύο κτήρια και τις δύο διευθύνσεις. Από τα διαγράμματα βλέπουμε ότι τα τοιχώματα είναι αυτά που φέρουν μεγάλο λ_i και εξαιτίας της μεγάλης τέμνουσας που αναλαμβάνουν αυξάνουν το λ των κτηρίων και βλέπουμε τις ανεπάρκειες σε αυτά.



Σχήμα 5: Σύγκριση λ μελών κτηρίων Α,Β και Γ από την μέθοδο q στην διεύθυνση Χ



Σχήμα 6: Σύγκριση λ μελών κτηρίων Α, Β και Γ από την μέθοδο q στην διεύθυνση Υ

4.4 ΜΕΘΟΔΟΣ m

Η μέθοδος των επιμέρους τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m είναι και αυτή αντίστοιχη με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος, και συνιστάται να εφαρμόζεται σε φορείς που παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων. Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, εκτιμάται μέσω των δεικτών m. Η μέθοδος αυτή, είναι παρόμοια με την ελαστική δυναμική μέθοδο με δείκτη καθολικής συμπεριφοράς q, χωρίς όμως να προσδιορίζεται ένας ενιαίος δείκτης, με τον οποίο διαιρούνται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση, αλλά προσδιορίζονται ξεχωριστοί δείκτες συμπεριφοράς για κάθε ένα δομικό στοιχείο, και αυτοί διαιρούνται με τα αντίστοιχα εντατικά

μεγέθη. Επιπλέον για την εφαρμογή της μεθόδου δεν χρησιμοποιούμε το φάσμα σχεδιασμού όπως στην μέθοδο q αλλά το ελαστικό φάσμα ενώ και εδώ ο αριθμός των ιδιομορφών θεωρήθηκε ίσος με 10. Μετά την εφαρμογή της μεθόδου προέκυψαν οι αστοχίες των μελών για κάθε κτήριο και παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα.

	Κτήριο Α		Κτήριο Β		Κτήριο Γ	
	Δοκοί	Υποστυλώματα	Δοκοί	Υποστυλώματα	Δοκοί	Υποστυλώματα
1 ^{ος} όροφος	4	6	3	9	5	9
2 ^{ος} όροφος	2	8	1	8	3	10

Πίνακας 12: Αστοχίες μελών στα κτήρια Α, Β και Γ

Από τα πρώτα αποτελέσματα βλέπουμε ότι έχουμε λιγότερες αστοχίες δομικών στοιχείων και στα τρία κτήρια σε σχέση με την μέθοδο q. Με βάση αυτό θα μπορούσαμε να πούμε ότι η μέθοδος q φαίνεται να είναι μια πιο συντηρητική μέθοδος σε σχέση με την m. Ωστόσο για μια ακόμη φορά βλέπουμε περισσότερες αστοχίες υποστυλωμάτων παρά δοκών άρα έχουμε ισχυρά δοκάρια και αδύναμα υποστυλώματα. Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα λ_i των κατακόρυφων μελών του ισογείου για τα κτήρια Α, Β και Γ για την κάθε διεύθυνση αυτών αλλά και οι ολικοί δείκτες λ των κτηρίων Α, Β και Γ για κάθε διεύθυνση. Το ολικό λ των κτηρίων υπολογίστηκε σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση που ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπως αναφέρθηκε και στην μέθοδο q.

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

	Διεύθυνση X			Διεύθυνση Y		
	Κτήριο Α	Κτήριο Β	Κτήριο Γ	Κτήριο Α	Κτήριο Β	Κτήριο Γ
	λ_i	λ_i	λ_i	λ_i	λ_i	λ_i
K1	0.328	0.314	0.317	0.318	0.344	0.308
K2	0.346	0.334	0.326	0.345	0.396	0.399
K3	1.5	2.08	1.64	1.03	2.28	2.27
K4	3.02	3.56	3.43	1.6	2.65	1.95
K5	0.349	0.346	0.35	0.339	0.463	0.469
K6	0.565	0.54	0.546	0.539	0.72	0.693
K7	0.377	0.419	0.37	0.473	0.445	0.499
K8	2.92	4.13	4.13	1.23	0.752	0.744
K9	0.409	0.419	0.438	0.377	0.445	0.396
K10	1.71	2.43	1.94	2.59	1.16	1.07

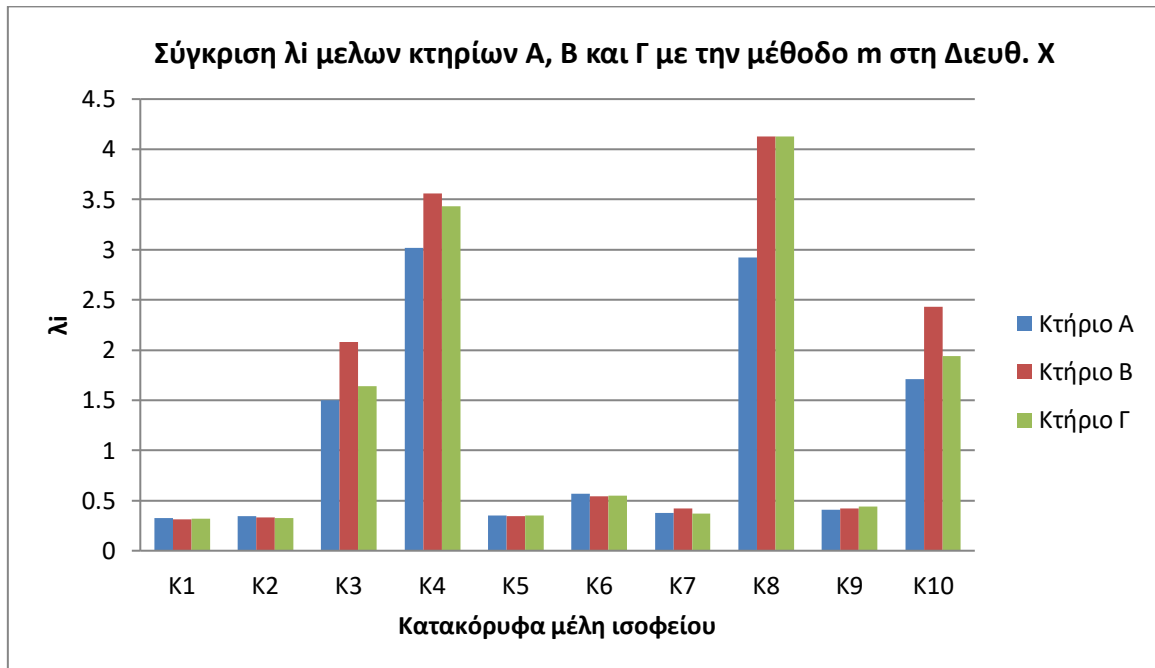
Πίνακας 13: Λόγοι ανεπάρκειας μελών κατακόρυφων στοιχείων ισογείου με την μέθοδο m

	Κτήριο Α	Κτήριο Β	Κτήριο Γ
λ_x	1,524	2,072	1,723
λ_y	1,254	1,497	1,227

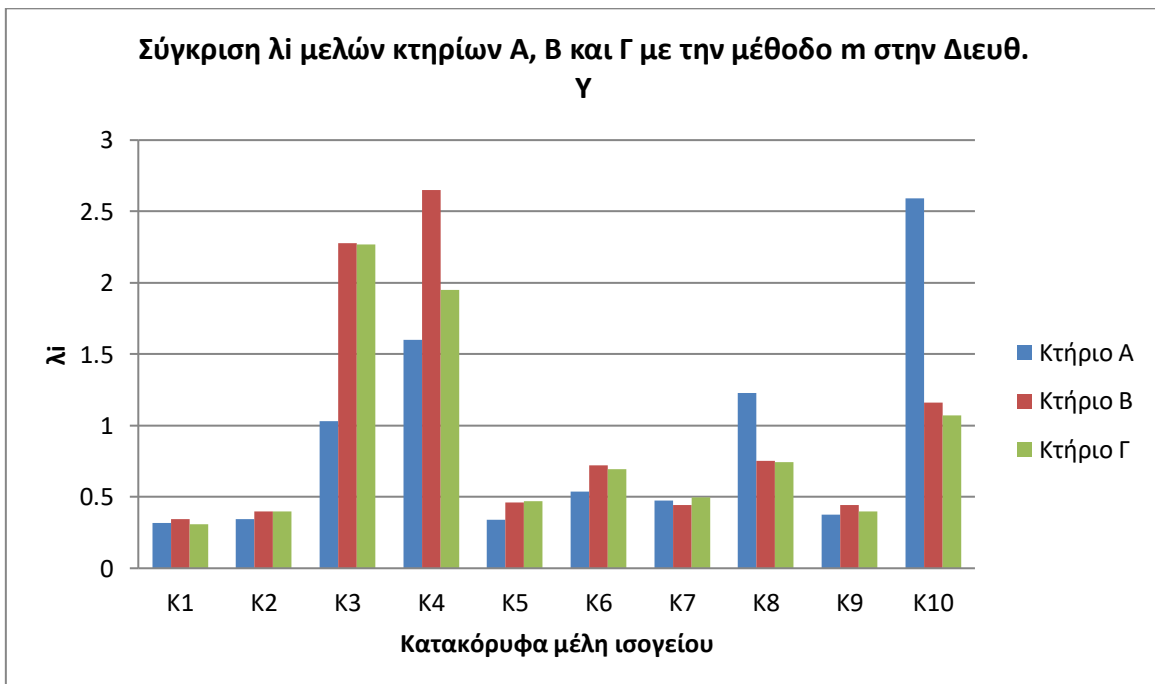
Πίνακας 14: Συντελεστές λ κτηρίων Α, Β και Γ

Με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρατηρούμε ότι και με την μέθοδο m τα κτήρια παρουσιάζουν ανεπάρκεια. Αρχικά βλέπουμε ότι το κτήριο Β με την πυλωτή

παρουσιάζει την μεγαλύτερη ανεπάρκεια σε σύγκριση με τα κτήρια Α και Γ ενώ στην ευμενέστερη περίπτωση ανήκει στο πλήρως τοιχοπληρωμένο κτήριο Α. Βασιζόμενοι στα αποτελέσματα την μεθόδου m θα μπορούσαμε να πούμε ότι η παρουσία τοιχοπληρώσεων βοηθά το κτήριο αλλά και η ομοιόμορφη κατανομή αυτών στο κτήριο παίζει πολύ σημαντικό ρόλο. Ενώ δεν θα μπορούσαμε να μην σχολιάσουμε ότι για ακόμη μια φορά τα τοιχώματα είναι αυτά που φέρουν τους μεγαλύτερους δείκτες ανεπάρκειας.



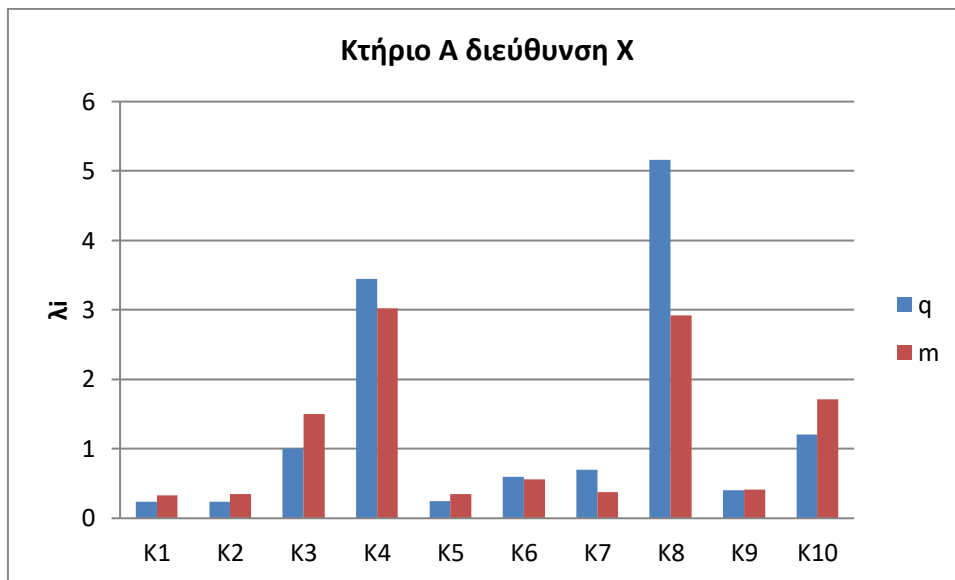
Σχήμα 7: Σύγκριση λ μελών κτηρίου Α,Β και Γ από την μέθοδο m στην διεύθυνση Χ



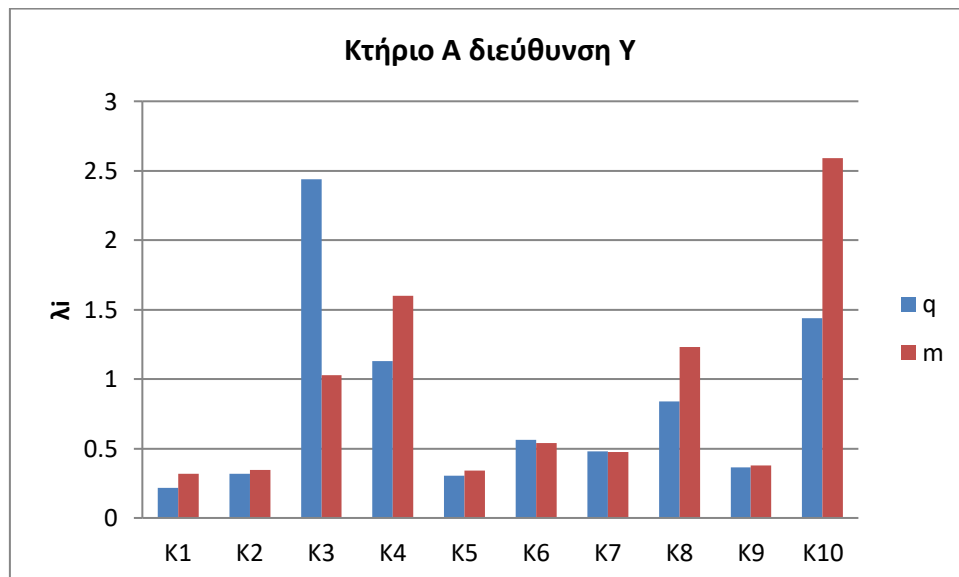
Σχήμα 8: Σύγκριση λ μελών κτηρίου Α,Β και Γ από την μέθοδο m στην διεύθυνση Υ

4.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ q ΚΑΙ m

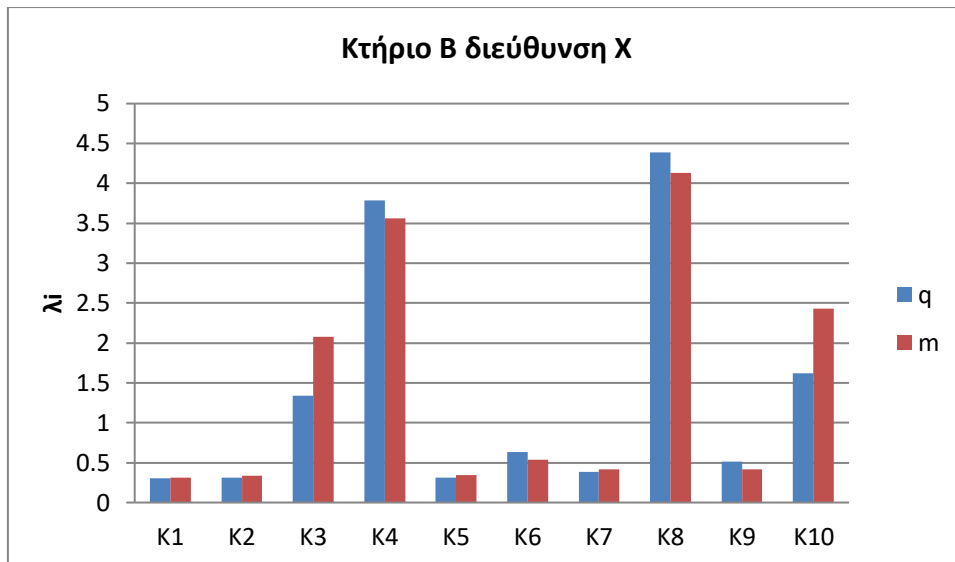
Από τα αποτελέσματα που πήραμε από την εφαρμογή των δύο ελαστικών δυναμικών μεθόδων q και m θα επακολουθήσει σύγκριση των λ_i των μελών για κάθε κατακόρυφο μέλος ισογείου για κάθε κτήριο και κάθε διεύθυνση ξεχωριστά. Όπως θα διαπιστώσουμε και από τα ραβδογράμματα της συνέχειας ο συντελεστής λ του κάθε κτηρίου, από την μέθοδο q τελικά προέκυψε μικρότερος από αυτόν της m παρόλο που παρατηρούμε λιγότερες αστοχίες μελών όπως παρουσιάζονται και στους Πίνακες 9 και 12 για την στάθμη επιτελεστικότητας Β.



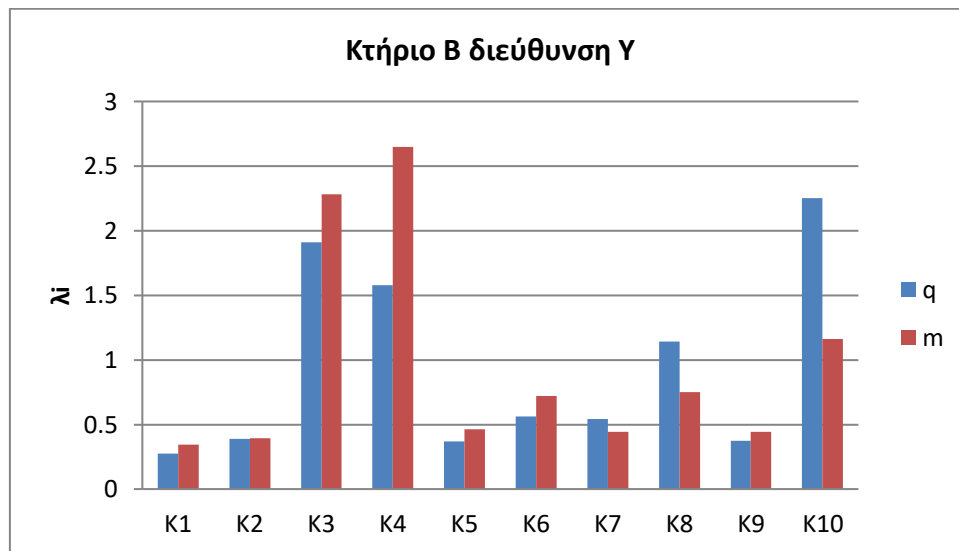
Σχήμα 9: Σύγκριση λ_i κατακόρυφων μελών ισογείου με την μέθοδο q και m για το κτήριο Α στη διεύθυνση Χ



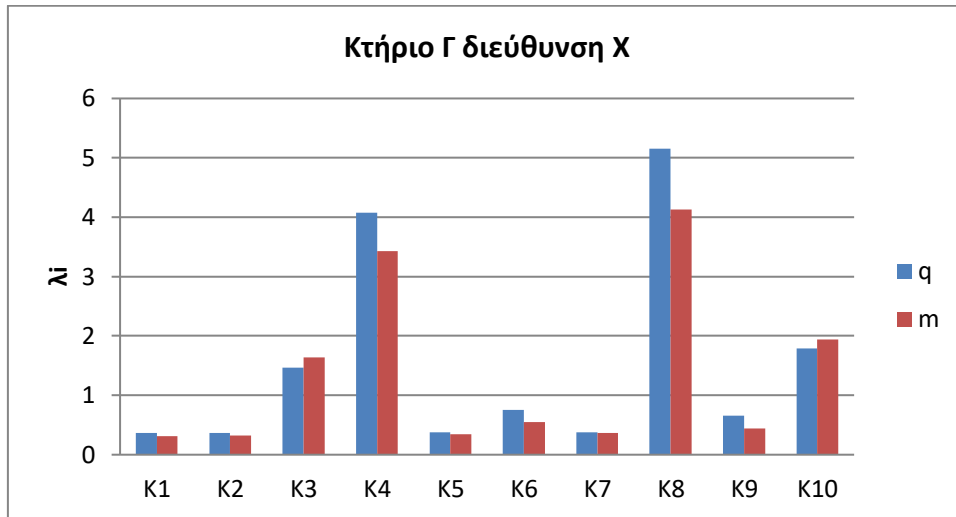
Σχήμα 10: Σύγκριση λ_i κατακόρυφων μελών ισογείου με την μέθοδο q και m για το κτήριο Α στη διεύθυνση Υ



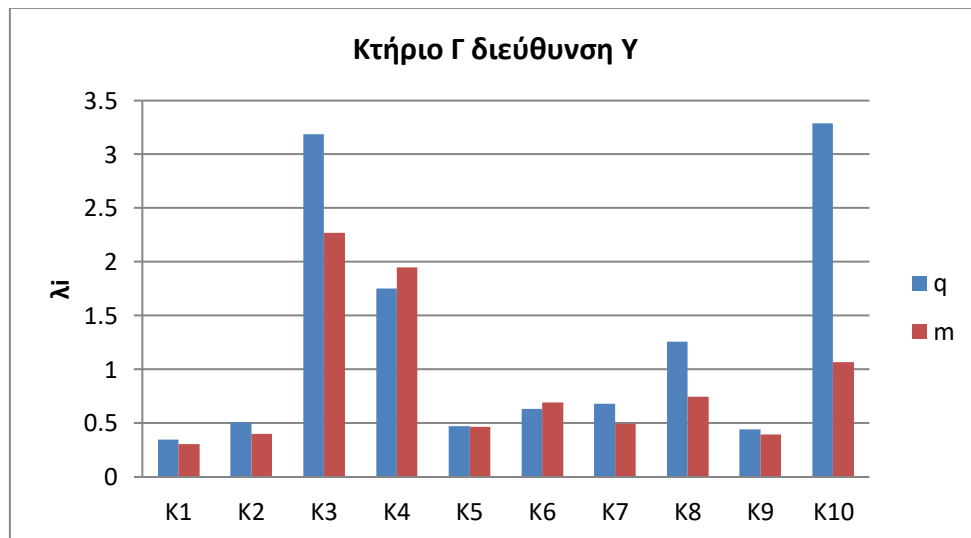
Σχήμα 11: Σύγκριση λ_i κατακόρυφων μελών ισογείου με την μέθοδο q και m για το κτήριο Β στην διεύθυνση Χ



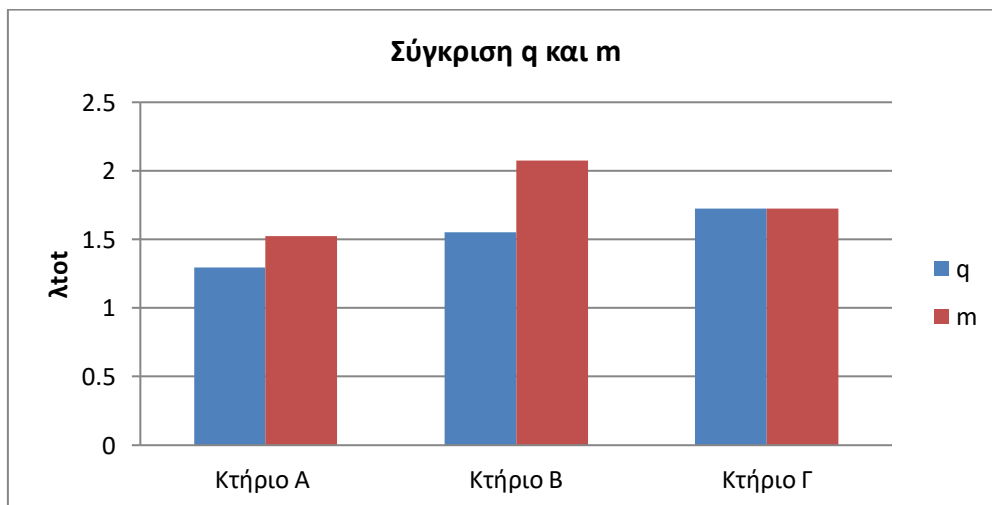
Σχήμα 12: Σύγκριση λ_i κατακόρυφων μελών ισογείου με την μέθοδο q και m για το κτήριο Β στην διεύθυνση Υ



Σχήμα 13: Σύγκριση λ_i κατακόρυφων μελών ισογείου με την μέθοδο q και m για το κτήριο Γ στην διεύθυνση X



Σχήμα 14: Σύγκριση λ_i κατακόρυφων μελών ισογείου με την μέθοδο q και m για το κτήριο Γ στην διεύθυνση Y



Σχήμα 15: Σύγκριση λ μεθόδων q και m στην δυσμενέστερη διεύθυνση X

Παρατηρούμε ότι παρόλο που η μέθοδος q θεωρείται πιο συντηρητική από την μέθοδο m τα λ που προέκυψαν από την δεύτερη είναι μεγαλύτερα. Δυσμενέστερο όλων φαίνεται να είναι το κτήριο Β. Τέλος ενδιαφέρον έχει το γεγονός ότι στο κτήριο Γ οι δύο μέθοδοι δίνουν σχεδόν το ίδιο αποτέλεσμα.

4.5 PUSHOVER

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτήριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Επίσης εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους). Επιπλέον στόχος είναι η δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής (κόμβου διαφράγματος). Τέλος και πολύ σημαντικό είναι η εποπτεία των μελών της κατασκευής ως προς την σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτό τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανονικός σχεδιασμός (ισχυρά υποστυλώματα – ασθενή δοκάρια).

Κάποια από τα βασικά πλεονεκτήματα της ανελαστικής αυτής μεθόδου είναι τα ακόλουθα. Αρχικά είναι πιο ακριβής μέθοδος διότι δεν βασίζεται μόνο στην δυσκαμψία των μελών αλλά συνεκτιμά και την αντοχή τους. Επίσης καθιστά δυνατό τον έλεγχο της δυνατότητας παραμόρφωσης. Ταυτόχρονα μπορεί να εντοπίσει την κατανομή των βλαβών στο κτήριο. Ενώ τέλος μπορεί να γίνει έλεγχος επάρκειας του φορέα και για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας ταυτόχρονα (άμεση χρήση, προστασία ζωής, αποφυγή κατάρρευσης).

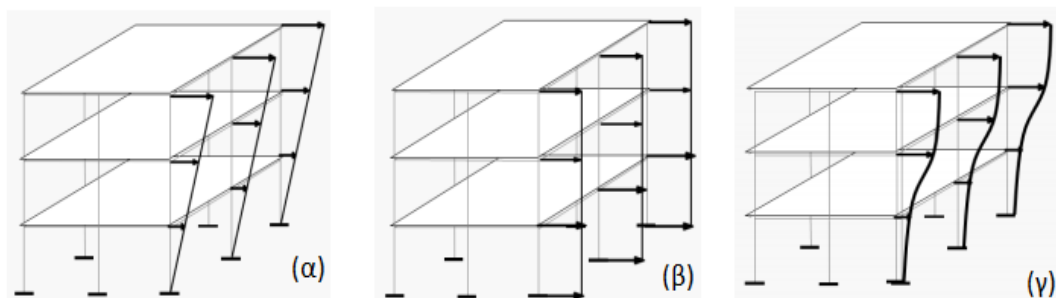
Βασική προϋπόθεση για την εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι να εξασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ και η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική. Η προϋπόθεση αυτή ελέγχθηκε και ικανοποιείται και στα δύο κτήρια οπότε δεν χρειάζεται προσαύξηση κατά 25% του δείκτη συμπεριφοράς q όπως αναφέρθηκε και την παράγραφο της μεθόδου q . Ο έλεγχος των ανώτερων ιδιομορφών ικανοποιείται σε όλα τα κτήρια και δεν χρειάστηκε η παραπάνω προσαύξηση.

Στην pushover λόγω της ικανοποιητικής στάθμης ο συντελεστής της φόρτισης G πρέπει να είναι παντού 1,1 μιας και οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων και όχι δυνάμεων. Ενώ για τους συνδυασμοί φόρτισης έχουμε συντελεστή 1,10 για τα μόνιμα φορτία και 0,3 για τα κινητά.

Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ 8-1 [9]. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δυο αντίθετες κατευθύνσεις και ο έλεγχος θα γίνεται με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο. Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε περιοχή στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά. Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται τόσο τα πρωτεύοντα

όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής. Παράλληλα οι σχέσεις έντασης παραμόρφωσης θα συμπεριλαμβάνεται το προσομοίωμα, μέσω πλήρως καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλαστικού στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του. Οι αναλύσεις που έγιναν είναι με βάση την τριγωνική και την ορθογωνική κατανομή αλλά όχι την ιδιομορφική και πραγματοποιήθηκαν για τους εξής συνδυασμούς για την κάθε κατανομή αντίστοιχα:

- I. $F_x + 0.3F_z$
- II. $-F_x + 0.3F_z$
- III. $F_z + 0.3F_x$
- IV. $-F_z + 0.3F_x$



Εικόνα 2: Κατανομές φορτίων (α) τριγωνική κατανομή, (β) ορθογωνική κατανομή και (γ) ιδιομορφική κατανομή

Τα πρώτα αποτελέσματα που πήραμε είναι η καμπύλη ικανότητας, η διγραμμική καμπύλη και η στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας για τα κτήρια Α, Β και Γ. Η καμπύλη ικανότητας περιγράφει την ικανότητα της κατασκευής (τέμνουσας βάσης-μετακίνηση κορυφής) και υπολογίζεται με την βοήθεια διαδοχικών ελαστικών αναλύσεων, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης κορυφής σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη την μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Με άλλα λόγια εκφράζει την μη γραμμική σχέση μεταξύ οριζόντιου επιβαλλόμενου φορτίου και της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου. Πάνω στην Καμπύλη Αντίστασης σχηματίζονται, υπό μορφή σημείων, τα “Βήματα” της pushover ανάλυσης. Το επιλεγμένο βήμα εμφανίζεται με ροζ χρώμα και αντιπροσωπεύει τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης [2]. Η διγραμμική καμπύλη είναι μια εξιδανικευμένη καμπύλη που την χρησιμοποιήσαμε για την λήψη των τιμών δ_y το οποίο λήφθηκε από το σημείο αλλαγής κλίσης της καμπύλης και του δ_u είναι η μετακίνηση στην αστοχία και λήφθηκε από το τελευταίο σημείο της καμπύλης. Τέλος το διάγραμμα της στοχευόμενης μετακίνησης μας δείχνει τις τρεις στοχευόμενες μετακινήσεις, μια για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας με την μπλε κουκίδα να αναφέρεται στην στάθμη Α, την κίτρινη στάθμη Β και την κόκκινη στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας μαζί με τα διγραμμικά διαγράμματα μαζί με τις στοχευόμενες μετακινήσεις κάθε στάθμης για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς για κάθε κατανομή. Οι κουκίδες συμβολίζουν την στοχευόμενη μετακίνηση για

την κάθε στάθμη και με πιο συγκεκριμένα με μπλε συμβολίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας Α, με κίτρινο η στάθμη Β και κόκκινο η στάθμη Γ.

Ο λόγος ανεπάρκειας μελετήθηκε σε όρους μετακινήσεων και ορίζεται ως δ_t προς δ_{lim} . Ως δ_t ορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση και δ_{lim} είναι η μέγιστη μετακίνηση για κάθε στάθμη και $\gamma_{Rd}=1.5$. Τα λ της κάθε κατασκευής για κάθε στάθμη και για κάθε φόρτιση θα παρουσιαστούν αναλυτικά στους επόμενους πίνακες.

$$\lambda = \frac{\delta_t}{\delta_{lim}}$$

- Στάθμη Α $\delta_{lim}=\delta_y$
- Στάθμη Β $\delta_{lim}=0.5(\delta_y+\delta_u)/\gamma_{Rd}$
- Στάθμη Γ $\delta_{lim}=\delta_u/\gamma_{Rd}$

		λ		
		A	B	Γ
τριγωνική	Fx+0.3Fz	0.966666667	0.59689253	0.401686874
	-Fx+0.3Fz	0.863636364	0.59608746	0.411976912
	Fz+0.3Fx	0.872521246	0.53049718	0.35669587
	-Fz+0.3Fx	1.423469388	0.89401141	0.603679907
ορθογωνική	Fx+0.3Fz	1.032407407	0.59858044	0.397813688
	-Fx+0.3Fz	0.914512922	0.64232978	0.446511628
	Fz+0.3Fx	0.893371758	0.54290172	0.36357868
	-Fz+0.3Fx	1.496163683	0.88743809	0.591803279

Πίνακας 15: Δείκτες ανεπάρκειας λ κτηρίου Α

		λ		
		A	B	Γ
τριγωνική	Fx+0.3Fz	1.32247557	0.71806854	0.4706609
	Fx+0.3Fz	1.47572816	0.79488491	0.52035237
	Fz+0.3Fx	0.68903803	0.44325482	0.30190678
	Fz+0.3Fx	1.24276169	1.11964286	0.83956133
ορθογωνική	Fx+0.3Fz	1.47194719	0.76938672	0.5011976
	Fx+0.3Fz	1.32183908	0.39837192	0.24113871
	Fz+0.3Fx	0.6935123	0.43265644	0.29145473
	Fz+0.3Fx	1.43031785	1.21741816	0.89504132

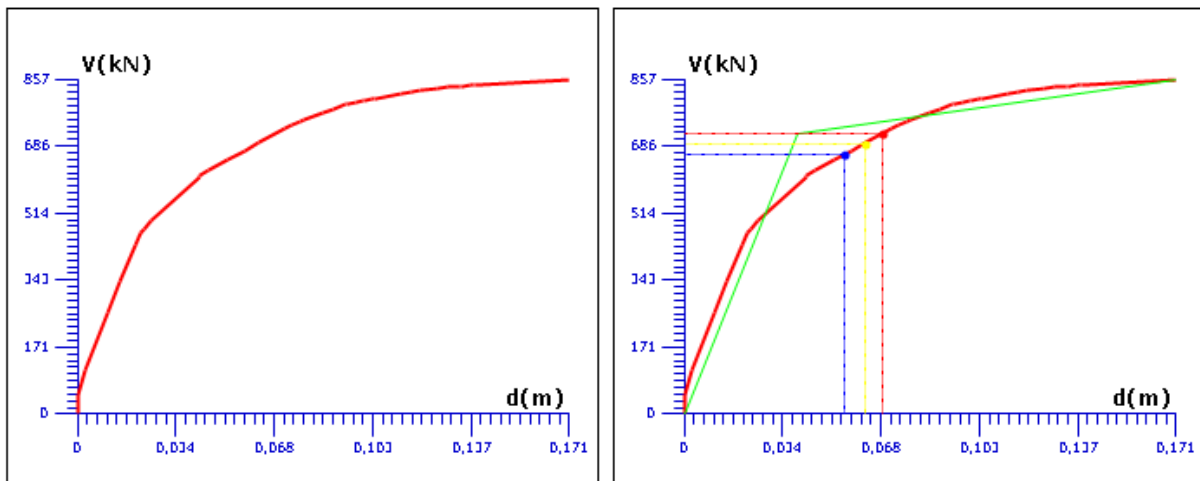
Πίνακας 16: Δείκτες ανεπάρκειας λ κτηρίου Β

		λ		
		A	B	Γ
τριγωνική	$F_x+0.3F_z$	0.88856305	0.50997009	0.338738739
	$F_x+0.3F_z$	1.408108108	0.91897543	0.627025275
	$F_z+0.3F_x$	0.590909091	0.48590604	0.328486647
	$F_z+0.3F_x$	0.916820702	0.98863636	0.801061008
ορθογωνική	$F_x+0.3F_z$	0.918181818	0.566759	0.382372881
	$F_x+0.3F_z$	1.378590078	0.82556391	0.608560794
	$F_z+0.3F_x$	0.609756098	0.47673398	0.340401146
	$F_z+0.3F_x$	0.960227273	0.99881727	0.795786758

Πίνακας 17: Δείκτες ανεπάρκειας λ για το κτήριο Γ

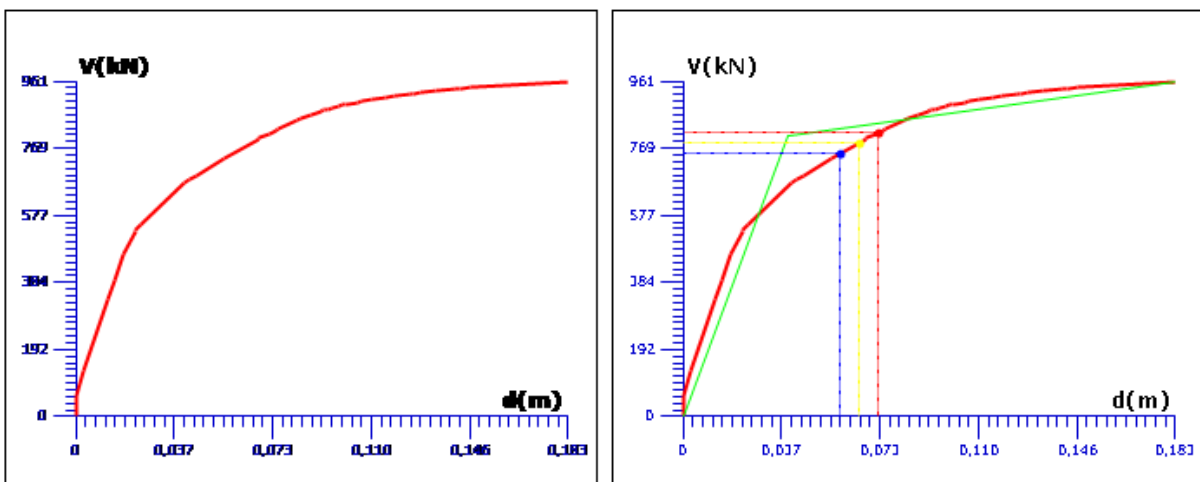
Κτήριο A:

-Fz+0.30*Fx - Τριγωνική (25)



Σχήμα 16: Διάγραμμα ικανότητας και Διγραμμικό-Στοχευόμενες μετακινήσεις κτήριο A (στάθμη A)

-Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική (125)



Σχήμα 17: Διάγραμμα ικανότητας και Διγραμμικό-Στοχευόμενες μετακινήσεις κτήριο A (στάθμη A)

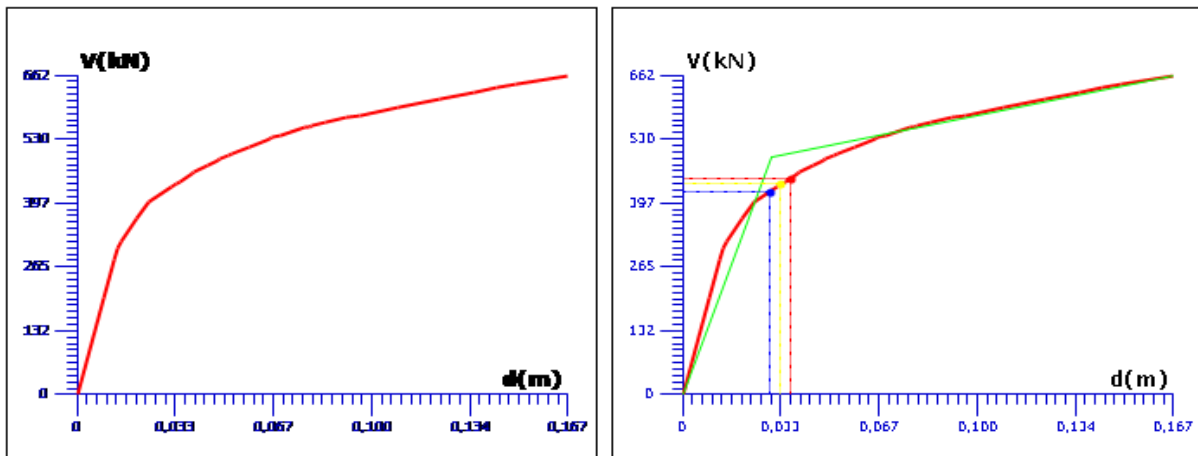
Αριθμ. Ανάλ. Είδος Ανάλυσης - Κατανομής		Περιορισμένες Βλάβες (A - DL)		Σημαντικές Βλάβες (B - SD)		Οιονεί Κατάρρευση (Γ - NC)	
		Δοκοί	Στύλοι	Δοκοί	Στύλοι	Δοκοί	Στύλοι
1	$F_x+0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	4	5	3	7	3	6
9	$-F_x+0.30 \cdot F_z$ - Τριγωνική	6	7	0	8	0	6
17	$F_z+0.30 \cdot F_x$ - Τριγωνική	5	4	0	0	0	0
25	$-F_z+0.30 \cdot F_x$ - Τριγωνική	6	8	0	7	0	0
101	$F_x+0.30 \cdot F_z$ - Ορθογωνική	5	6	3	7	3	6
109	$-F_x+0.30 \cdot F_z$ - Ορθογωνική	6	8	0	8	0	8
117	$F_z+0.30 \cdot F_x$ - Ορθογωνική	4	4	0	0	0	0
125	$-F_z+0.30 \cdot F_x$ - Ορθογωνική	7	8	0	5	0	2

Πίνακας 18: Μέλη που αστοχούν για την θεώρηση τριγωνικής και ορθογωνικής κατανομής για όλους τους συνδυασμούς για το κτήριο A.

Από τις δυσμενέστερες φορτίσεις για το κτήριο A έχουμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση για την στάθμη B επέρχεται στο βήμα 15 και παρατηρούμε σημαντικές βλάβες στα K8, K9 και K10 του ισογείου.

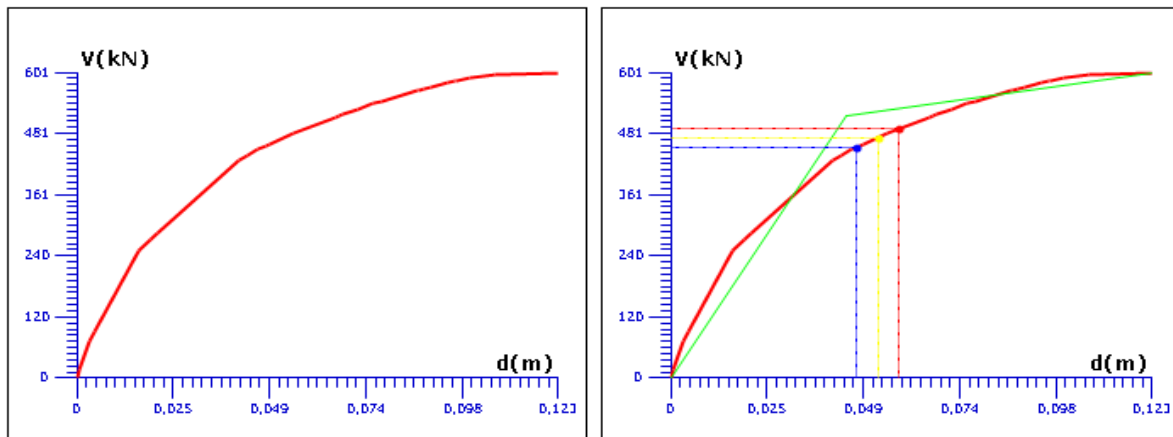
Κτήριο B

$F_x+0.30 \cdot F_z$ - Ορθογωνική (101)



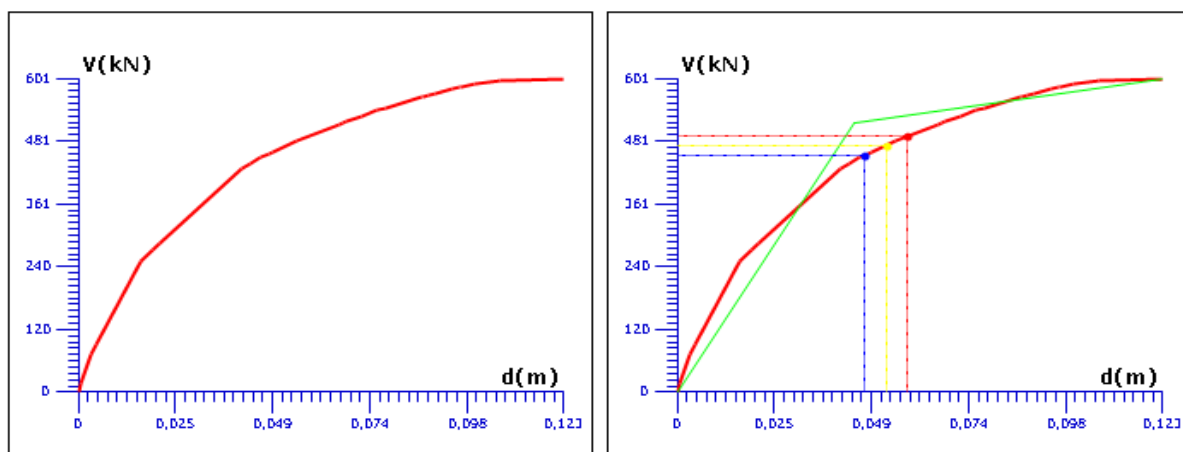
Σχήμα 18: Διάγραμμα ικανότητας και Διγραμμικό-Στοχευόμενες μετακινήσεις κτήριο B (στάθμη A)

$-F_z+0.30 \cdot F_x$ - Τριγωνική (25)



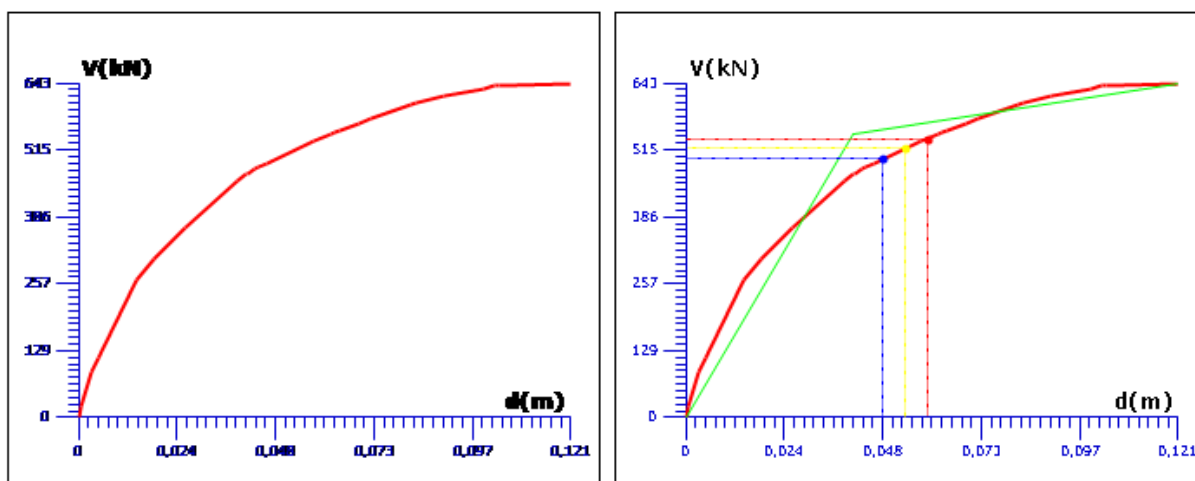
Σχήμα 19: Διάγραμμα ικανότητας και Διγραμμικό-Στοχευόμενες μετακινήσεις κτήριο B (στάθμη A)

-Fz+0.30*Fx - Τριγωνική (25)



Σχήμα 20: Διάγραμμα ικανότητας και Διγραμμικό-Στοχευόμενες μετακινήσεις κτήριο Β (στάθμη Β)

-Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική (125)



Σχήμα 21: Διάγραμμα ικανότητας και Διγραμμικό-Στοχευόμενες μετακινήσεις κτήριο Β (στάθμη Β)

Αριθμ. Ανάλ.	Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	Περιορισμένες Σημαντικές Βλάβες (A - DL)		Σημαντικές Βλάβες (B - SD)		Οιονεί Κατάρρευση (Γ - NC)	
		Δοκοί	Στύλοι	Δοκοί	Στύλοι	Δοκοί	Στύλοι
1	Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	5	7	3	8	3	9
9	-Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	8	12	0	14	0	19
17	Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	5	7	0	0	0	0
25	-Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	4	12	2	13	0	12
101	Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	5	7	2	7	3	8
109	-Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	8	12	0	14	0	18
117	Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	5	7	0	0	0	0
125	-Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	5	14	1	13	0	12

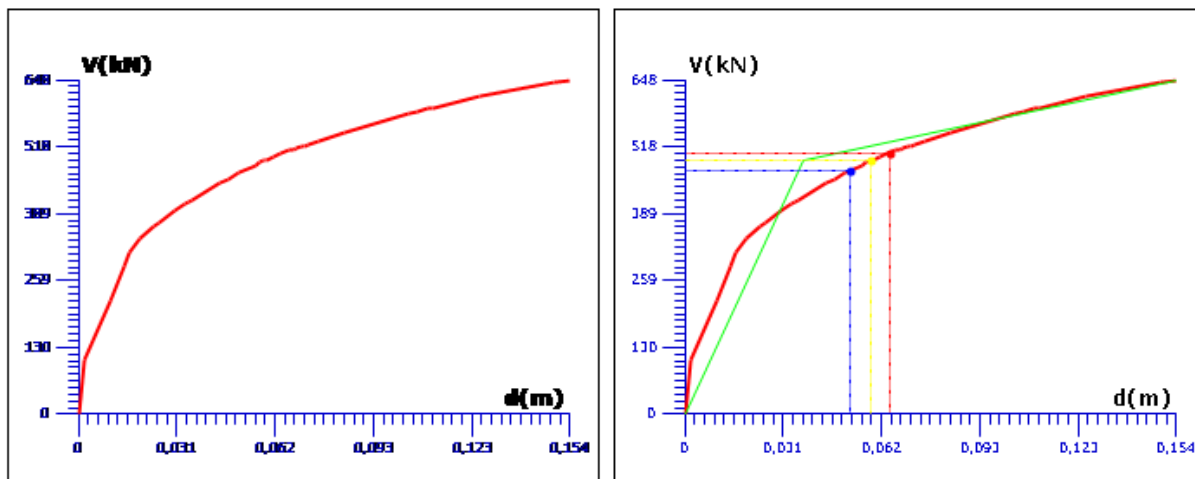
Πίνακας 19: Μέλη που αστοχούν για την θεώρηση τριγωνικής και ορθογωνικής κατανομής για όλους τους συνδυασμούς για το κτήριο Β.

Για το κτήριο Β βλέπουμε ότι δεν έχουμε τα δυσμενέστερα λ για την κάθε στάθμη στην ίδια φόρτιση. Για την στάθμη Β η στοχευόμενη μετακίνηση επέρχεται στο 13 βήμα της pushover

και σε αυτό το βήμα έχουμε οιονεί κατάρρευση στα Κ6, Κ7, Κ9 και Κ10 του ισογείου. Ενώ συνολικά παρατηρούμε περισσότερες αστοχίες δομικών στοιχείων απ'ότι στο κτήριο Α.

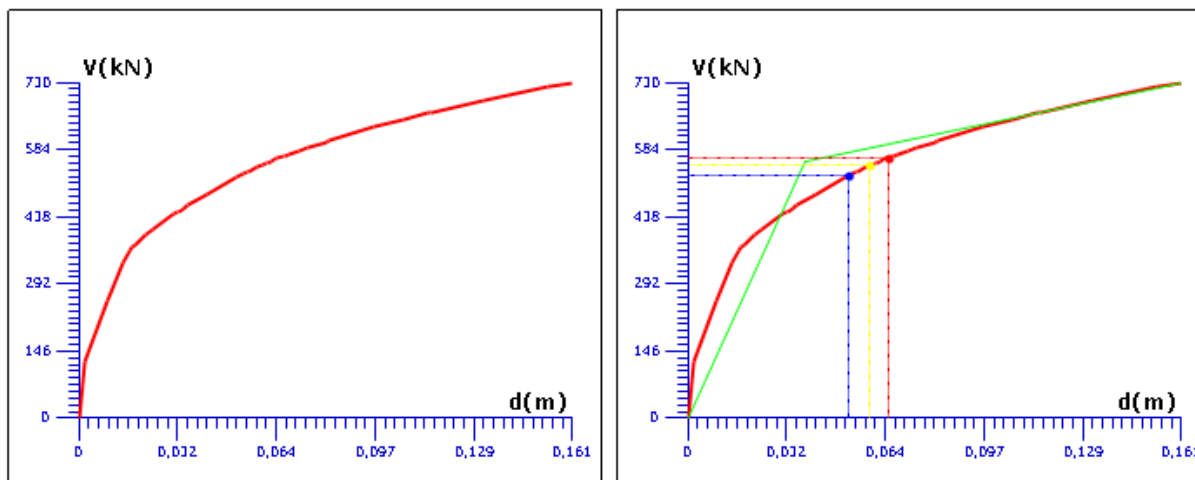
Κτήριο Γ

-Fx+0.30*Fz - Τριγωνική (9)



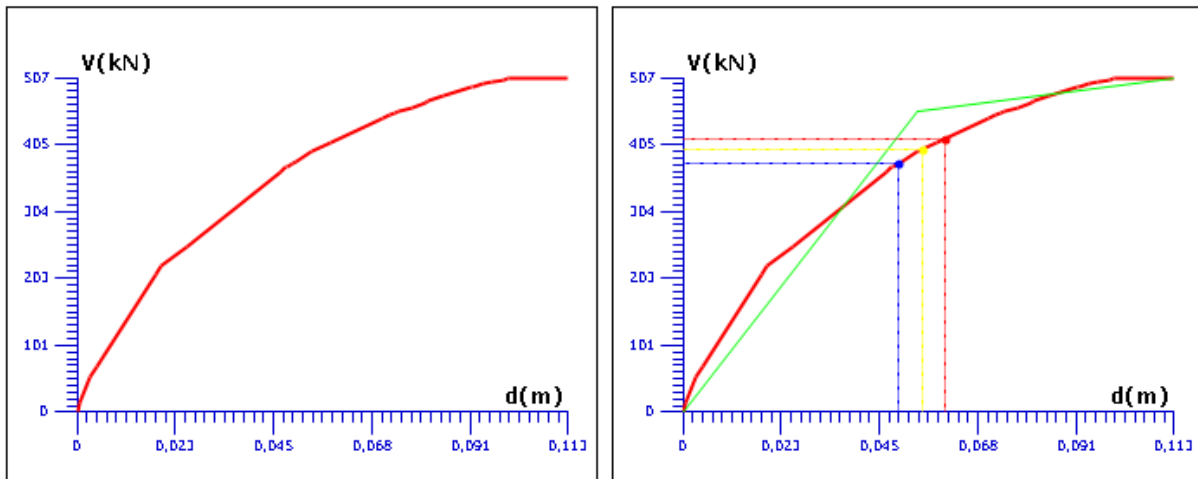
Σχήμα 22: Διάγραμμα ικανότητας και Διγραμμικό-Στοχευόμενες μετακινήσεις κτήριο Γ (στάθμη Α)

-Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική (109)



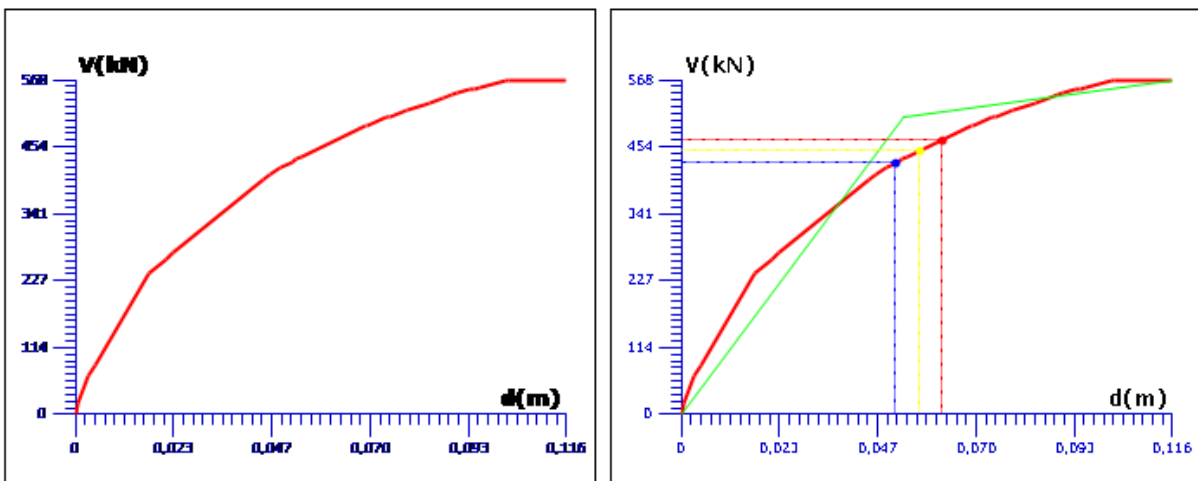
Σχήμα 23: Διάγραμμα ικανότητας και Διγραμμικό-Στοχευόμενες μετακινήσεις κτήριο Γ (στάθμη Α)

-Fz+0.30*Fx - Τριγωνική (25)



Σχήμα 24: Διάγραμμα ικανότητας και Διγραμμικό-Στοχευόμενες μετακινήσεις κτήριο Γ (στάθμη Β)

-Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική (125)



Σχήμα 25: Διάγραμμα ικανότητας και Διγραμμικό-Στοχευόμενες μετακινήσεις κτήριο Γ (στάθμη Β)

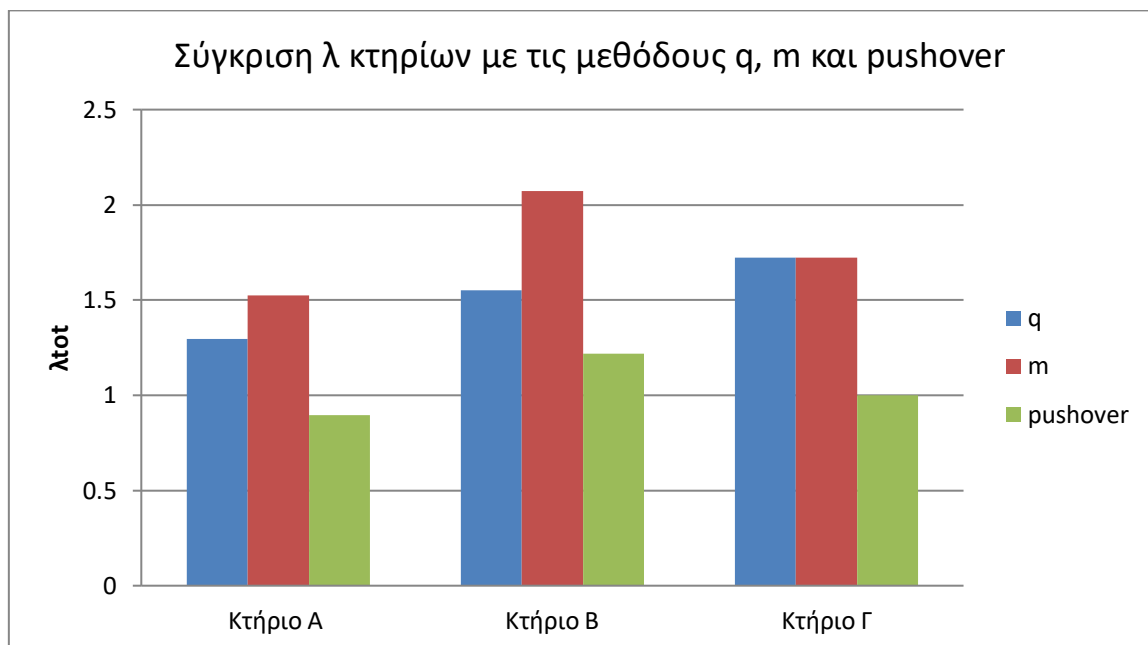
ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕ ΥΠΕΡΒΑΣΗ ΟΡΙΟΥ
ΓΙΑ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Αριθμ. Ανάλ.	Είδος Ανάλυσης - Κατανομής	Περιορισμένες Σημαντικές Βλάβες				Οιονεί Κατάρρευση	
		(A - DL)		(B - SD)		(Γ - NC)	
		Δοκοί	Στύλοι	Δοκοί	Στύλοι	Δοκοί	Στύλοι
1	Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	6	9	2	12	3	11
9	-Fx+0.30*Fz - Τριγωνική	8	14	0	19	0	21
17	Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	5	7	0	0	0	0
25	-Fz+0.30*Fx - Τριγωνική	5	11	2	12	0	12
101	Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	5	9	3	10	3	9
109	-Fx+0.30*Fz - Ορθογωνική	8	13	0	16	0	22
117	Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	5	8	0	0	0	0
125	-Fz+0.30*Fx - Ορθογωνική	4	12	2	13	0	12

Πίνακας 20: Μέλη που αστοχούν για την θεώρηση τριγωνικής και ορθογωνικής κατανομής για όλους τους συνδυασμούς για το κτήριο Γ.

Για το κτήριο Γ βλέπουμε ότι δεν έχουμε τα δυσμενέστερα λ για την κάθε στάθμη στην ίδια φόρτιση. Για την στάθμη Β η στοχευόμενη μετακίνηση επέρχεται στο 14 βήμα της pushover και σε αυτό το βήμα έχουμε οιονεί κατάρρευση στα Κ6, Κ7, Κ9 και Κ10 του ισογείου. Ενώ για την στάθμη Β ο λόγος ανεπάρκειας του κτηρίου δεν ξεπερνά την μονάδα.

5. ΣΥΓΓΡΙΣΕΙΣ ΜΕΘΟΔΩΝ



Σχήμα 26: Σύγκριση ελαστικών και pushover για τα κτήρια Α, Β και Γ

Βλέπουμε ότι το μεγαλύτερο λ προκύπτει για το κτήριο με την πυλωτή από την μέθοδο m. Επίσης για την στάθμη Β όπου και ανήκουν τα παραπάνω αποτελέσματα της pushover ώστε να μπορεί να γίνει η σύγκριση με τις ελαστικές, το κτήριο Α δεν εμφανίζει ανεπάρκεια, ομοίως και το κτήριο Γ αν και πολύ οριακά ($\lambda=0,998$). Επιπλέον βλέπουμε ότι στο κτήριο Γ το οποίο δεν φέρει καθόλου τοιχοπληρώσει οι μέθοδοι q και m παρουσιάζουν σχεδόν το ίδιο αποτέλεσμα. Τέλος αξίζει να αναφερθεί ότι η απόκλιση και των τριών αυτών μεθόδων διαφέρει αρκετά από τις δύο προσεγγιστικές μεθόδους μιας και οι λόγοι ανεπάρκειας που προέκυψαν από αυτές για τα κτήρια Α και Β είναι μεγαλύτεροι του 3.

6. ΒΑΘΜΟΙ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Ως βαθμός τοιχωματοποίησης ονομάζεται ο λόγος της μέγιστης τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα στη βάση του κτηρίου ως προς την αντίστοιχη τέμνουσα που αναλαμβάνεται από το σύνολο των κατακόρυφων στοιχείων στην φάση της αστοχίας του κτηρίου. Στη συνέχεια θα δούμε και θα συγκρίνουμε τους βαθμούς τοιχωματοποίησης που προκύπτουν από τις ακόλουθες περιπτώσεις και για κάθε διεύθυνση:

- Προσεγγιστικές μεθόδους με άγνωστο οπλισμό διάτμησης
- Προσεγγιστικές μέθοδοι με γνωστό οπλισμό
- Ελαστικές
- Pushover (Λόγοι που προέκυψαν από τον δυσμενέστερο συνδυασμό της στάθμης Β)

	Διεύθυνση x		
	Κτήριο Α	Κτήριο Β	Κτήριο Γ
Προσεγγιστική (με άγνωστο οπλισμό)	0.4352	0.4352	0.4336
Προσεγγιστική (με γνωστό οπλισμό)	0.4664	0.4664	0.4685
ελαστική δυναμική	0.7115	0.7115	0.7115
pushover	0.7421	0.7379	0.7183

Πίνακας 21: Βαθμοί τοιχωματοποίησης στην διεύθυνση X

	Διεύθυνση y		
	Κτήριο Α	Κτήριο Β	Κτήριο Γ
Προσεγγιστική (με άγνωστο οπλισμό)	0.4300	0.4300	0.4269
Προσεγγιστική (με γνωστό οπλισμό)	0.4730	0.4730	0.4752
ελαστική δυναμική	0.7115	0.7115	0.7115
pushover	0.6062	0.5273	0.4521

Πίνακας 22: Βαθμοί τοιχωματοποίησης στην διεύθυνση Y

Από τα παραπάνω αποτελέσματα βλέπουμε ότι μόνο στο κτήριο Γ έχουμε σύγκλιση της pushover με τις προσεγγιστικές μεθόδους. Κάτι που αξίζει επιπλέον να σημειωθεί είναι ότι με γνωστό και άγνωστο οπλισμό οι λόγοι είναι αρκετά κοντά μεταξύ τους. Ωστόσο οι τέμνουσες διαφέρουν σημαντικά και με άγνωστο οπλισμό με ένα μέσο ποσοστό μείωσης της διατμητικής αντοχής των κατακόρυφων μελών του ισογείου χωρίς οπλισμό διάτμησης να ανέρχεται στο 67%. Τέλος βλέπουμε ότι οι βαθμοί τοιχωματοποίησης που προέκυψαν από τις ελαστικές μεθόδους διαφέρει σημαντικά από τις άλλες μεθόδους. Οι μεγάλοι βαθμοί τοιχωματοποίησης που παρουσιάζουν οι ελαστικές μέθοδοι αλλά και η pushover πιθανό να οφείλονται στην έντονη καταπόνηση των τοιχωμάτων και λόγω της ανομοιορφίας της κάτοψης παρόλο που στον υπολογισμό των αξονικών φορτίων στις προσεγγιστικές μεθόδους χρησιμοποιήθηκε όσο το δυνατόν καλύτερα ο καταμερισμός των φορτίων των πλακών με διαχωρισμούς των κατάλληλων τραπεζοειδών επιφανειών και γωνιών αλλά και αναλυτικός υπολογισμός στην έμμεση στήριξη στο κέντρο της κάτοψης.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι βαθμοί τοιχωματοποίησης από την δυσμενέστερη φόρτιση για κάθε προφίλ, στάθμη και κτήριο.

	Κτήριο Α					
	Στάθμη Α		Στάθμη Β		Στάθμη Γ	
	X	Y	X	Y	X	Y
	Τριγωνική $-F_z+0.3F_x$					
$\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$	0.7399	0.6216	0.7421	0.6062	0.7341	0.5839
	Ορθογωνική $-F_z+0.3F_x$					
$\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$	0.7596	0.6215	0.7596	0.6206	0.7600	0.6122

Πίνακας 23: Βαθμοί τοιχωματοποίησης από pushover για το Κτήριο Α

	Κτήριο A					
	Στάθμη A		Στάθμη B		Στάθμη Γ	
	X	Y	X	Y	X	Y
	Τριγωνική $-F_z+0.3F_x$					
$\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$	0.7527	0.5272	0.7379	0.5273	0.7124	0.5279
	Ορθογωνική $(F_x+0.3F_z \text{ A}) (-F_z+0.3F_x \text{ B και Γ})$					
$\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$	0.7836	0.5014	0.7388	0.5592	0.7291	0.5596

Πίνακας 24: Βαθμοί τοιχωματοποίησης από pushover για το Κτήριο B

	Κτήριο A					
	Στάθμη A		Στάθμη B		Στάθμη Γ	
	X	Y	X	Y	X	Y
	Τριγωνική $-F_z+0.3F_x$					
$\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$	0.6513	0.5320	0.7183	0.4521	0.6900	0.4573
	Ορθογωνική $-F_z+0.3F_x$					
$\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$	0.6768	0.5584	0.7075	0.5012	0.7075	0.5012

Πίνακας 25: Βαθμοί τοιχωματοποίησης από pushover για το Κτήριο Γ

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Παρατηρούμε ότι ο δείκτης προτεραιότητας λ των κτηρίων A και B είναι ο ίδιος για την Ιαπωνική μέθοδο μιας και οι τοιχοπληρώσεις του ισογείου δεν επηρεάζουν την διαδικασία υπολογισμού τόσο της τέμνουσας όσο και του m και όπως είδαμε στην Ενότητα 3.1 προέκυψε $\lambda=3,64$. Έπειτα ολοκληρώνοντας ο Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος προέκυψε συντελεστής $\lambda=3,25$ για το κτήριο A. Ενώ αυτό που αξίζει να σημειωθεί είναι ότι ο δείκτης προτεραιότητας λ του κτηρίου B προέκυψε 3,65 σχεδόν ίδιος με αυτόν της Ιαπωνικής μεθόδου! Ωστόσο, παρόλο την μεγάλη αυτή σύγκλιση δεν θα μπορούσαμε να γενικεύσουμε και να πούμε ότι οι δύο μέθοδοι παρουσιάζουν πάντα την ίδια ακρίβεια μιας και για το κτήριο A τα αποτελέσματα ήταν διαφορετικά.
- Παρατηρούμε στον Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο ότι οι τιμές του V_{Ri} για όλα τα υποστυλώματα είναι ίδια και για τις δύο μεθόδους ενώ διαφοροποιούνται ελάχιστα στα τοιχία. Θα μπορούσαμε να πούμε λοιπόν ότι η θεώρηση του 1,5 ή εναλλακτικά του 0,5 για το μ_{θ}^{pl} είναι μια καλή θεώρηση που μας δίνει σχεδόν ίδια τελικά αποτελέσματα και στο στάδιο του προελέγχου, κάτι το οποίο μας εξοικονομεί κόπο και χρόνο.
- Θα μπορούσαμε να πούμε ότι στην περίπτωση όπου λαμβάναμε τις δρομικές τοιχοπληρώσεις στον υπολογισμό της δυσκαμψίας του κτηρίου για πιο ακριβής υπολογισμούς, η τελική συνεισφοράς τους μετά την μείωση που θα προέκυπτε από το διάγραμμα του σχήματος 3 θα ήταν πρακτικά ασήμαντη, οπότε η θεώρηση να αμεληθεί ο υπολογισμός του είναι μια καλή θεώρηση.
- Η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων παρόλη την μείωση της επιρροής τους είναι πολύ σημαντική!
- Στις μεθόδους q και m όσο μειώνονται οι τοιχοποιίες αυξάνονται και οι αστοχίες των δοκαριών. Ωστόσο με την q έχουν αστοχήσει ήδη τα υποστυλώματα άρα δεν τηρείται ο ικανοτικός σχεδιασμός .

- Στο κτήριο Γ που δεν φέρει καθόλου τοιχοπληρώσεις οι μέθοδοι q και m δίνουν σχεδόν ίδιο αποτέλεσμα αν και τα λ_i των μελών αλλάζουν σε κάθε μέθοδο.
- Οι λόγοι τεμνουσών για τους υπολογισμούς με και χωρίς οπλισμό διάτμησης δεν αλλάζουν ιδιαίτερα ωστόσο ένα μέσω ποσοστό μείωσης της διατμητικής αντοχής των κατακόρυφων μελών είναι 67% !
- Με τις ελαστικές δυναμικές μεθόδους και την pushover πήραμε αρκετά μικρότερα λ σε σχέση με τις προσεγγιστικές μεθόδους με την μικρότερη απόκλιση να φτάνει το 36% !
- Η μέθοδος pushover έδωσε τους μικρότερους λόγους ανεπάρκειας.
- Στο κτήριο Α η pushover έδωσε το μικρότερο λ σε σχέση με τα κτήρια Β και Γ, με το δυσμενέστερο λ να ανήκει στο κτήριο Β.
- Η μέγιστη τέμνουσα που αναλαμβάνεται από το κτήριο Α είναι 835KN ενώ καταλήγοντας στο κτήριο Γ μόλις 505KN.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Στέφανος Η. Δρίτσος (2019), “Σημειώσεις Μεταπτυχιακού Μαθήματος: Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών”, Πάτρα.
- [2] SCADA Pro manual
- [3] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 2η Αναθεωρημένη Έκδοση 2017.
- [4] ΕΑΚ 2000 (2001), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
- [5] ΕΚΩΣ 2000 (2001), Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
- [5] Στέφανος Η. Δρίτσος (2018), “Σημειώσεις Προπτυχιακού Μαθήματος: Ενισχύσεις-Επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος”, Πάτρα.
- [6] Φαρδής Ν. Μιχαήλ (2016), Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέρος Ι, ΙΙ και ΙΙΙ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [7] Παναγιώτης. Τσίκας – Στέφανος. Δρίτσος (2009), «Διερεύνηση του τρόπου προσομοίωσης τοιχοπληρώσεων πλαισίων με ανοίγματα, σε κατασκευές Ο.Σ., 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Πάφος, Κύπρος.
- [8] Κωνσταντινίδη Ε. και Σκαρμούτσος Χ. (2019) “Αποτίμηση Υφιστάμενης Κατασκευής Ο/Σ με Προσεγγιστικές και Ελαστικές Αναλύσεις Καθώς και Ανελαστικής Στατικής Μεθόδου Ανάλυσης Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.”, 25^ο Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών.
- [9] ΕΚ8-1, http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464_ec8_1.pdf