

ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ – ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

ΒΑΣΙΛΕΙΑΔΗ ΜΙΧΑΕΛΑ

Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Π.Π., mikaelavas@gmail.com

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει ως θέμα την εφαρμογή της νέας προσεγγιστικής μεθόδου για τον δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα (Ο.Σ.). Η εφαρμογή γίνεται σε ένα υφιστάμενο συμμετρικό κτίριο από Ο.Σ., για το οποίο υπολογίζονται προσεγγιστικά η τέμνουσα βάση, αντοχής και απαίτησης, οι λόγοι ανεπάρκειας, ο συντελεστής συμπεριφοράς και ο βαθμός τοιχωματοποίησης. Οι προσεγγιστικές αυτές τιμές συγκρίνονται με τις αντίστοιχες πιο ακριβείς, οι οποίες προκύπτουν από στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover). Η μέθοδος παρουσιάζεται αναλυτικά για τη στάθμη Β, ωστόσο τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα δίνονται και για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Προέκυψε ότι η νέα προσεγγιστική μέθοδος του Ο.Α.Σ.Π. υπολογίζει με μεγάλη ακρίβεια τη συνολική τρωτότητα του κτιρίου, και έτσι μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο κτιρίων από Ο.Σ.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η απογραφή και αποτίμηση των κτιρίων έχει ιδιαίτερη σημασία και είναι αναγκαία ώστε να υπάρχει πλήρης εικόνα για τα προβλήματα και την αναγκαιότητα ενίσχυσής τους. Σύμφωνα με τη διεθνή πρακτική η απογραφή και ιεραρχική αποτίμηση των κτιρίων γίνεται σε τρεις διαδοχικές φάσεις που έχει επικρατήσει να ονομάζονται: α) Ταχύς οπτικός ή πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος, β) Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος και γ) Τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος.

Αρχικά, οι φορείς του Δημοσίου πρέπει να θέσουν σε εφαρμογή την ιεράρχηση του κτιριακού δυναμικού ευθύνης τους. Λόγω του ότι ο πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος είναι μια απλοποιημένη μέθοδος με περιορισμένη αξιοπιστία, μελετάται με ποιο τρόπο θα μπορούσε να υπάρχει μια πιο σαφής εικόνα για το στατικό φορέα των κτιρίων.

Η παρούσα εργασία έχει ως θέμα την εφαρμογή του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα (Ο.Σ.), με χρήση μίας νέας προσεγγιστικής μεθόδου, η οποία βασίζεται στον προσδιορισμό του βαθμού σεισμικής ικανότητας κτιρίων. Η προτεινόμενη μεθοδολογία αποτελεί μια προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτιρίων από Ο.Σ. σε σχέση με τη σεισμική απαίτηση, όπως ορίζεται στις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις. Η μεθοδολογία περιλαμβάνει κάποιους υπολογισμούς, οι οποίοι είναι γενικά προσεγγιστικοί, χωρίς απαιτήσεις κατάστρωσης ενός λεπτομερούς μοντέλου του κτιρίου όπως συμβαίνει στις πλήρεις μελέτες που απαιτεί ένας τριτοβάθμιος έλεγχος. Η μέθοδος περιλαμβάνει τα εξής βήματα [1]:

1. Τεκμηρίωση του δομικού συστήματος και της παθολογίας του κτιρίου. Επιτόπιες επισκέψεις σε όλους τους χώρους του κτιρίου, αποτυπώσεις γεωμετρίας του Φέροντος Οργανισμού (Φ.Ο.) και των τοιχοπληρώσεων (αξιοποίηση της αρχικής μελέτης), αποτυπώσεις παθολογίας ιδιαίτερα του Φ.Ο. και προαιρετική εκτέλεση μη καταστροφικών ελέγχων και μετρήσεων (π.χ κρουσιμετρήσεων).
2. Εκτέλεση προσεγγιστικών υπολογισμών.
3. Σύνταξη τεύχους υπολογισμών και τεχνικής έκθεσης.

Πρέπει να σημειωθεί ότι είναι αναγκαία η εύρεση οποιασδήποτε τεκμηρίωσης για την κατασκευή του κτιρίου, ειδικότερα η στατική μελέτη, τυχόν μελέτες μεταγενεστέρων επεμβάσεων και αντίστοιχα σχέδια ξυλοτύπων και αρχιτεκτονικά. Αν υπάρχει η μελέτη, αξιοποιούνται οι παραδοχές της μελέτης και τα γεωμετρικά δεδομένα, εφόσον επαληθευθεί δειγματοληπτικά, ως προς την αξιοπιστία εφαρμογής της (πλήρως μεν ως προς τη διάταξη των

προβλεπόμενων στοιχείων και δειγματοληπτικά ως προς τους οπλισμούς, αντοχές σκυροδέματος κλπ.). Αν δεν υπάρχει η σχετική τεκμηρίωση, τότε απαιτείται αποτύπωση του Φέροντα Οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Όσον αφορά στην ποιότητα των υλικών, απαιτείται μόνον ο προσδιορισμός της αντοχής του σκυροδέματος, προαιρετικά, με δειγματοληπτικούς ελέγχους, κυρίως στα κατακόρυφα στοιχεία, εναλλακτικά λαμβάνοντας τις «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017.

Στην προτεινόμενη μεθοδολογία τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου συνοψίζονται σε 13 κριτήρια. Στη συνέχεια συμπληρώνεται ο Συνολικός Πίνακας Κριτηρίων (Πίνακας 1), βαθμολογώντας τα 13 κριτήρια ως προς το βαθμό επιβάρυνσης της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου [1]. Ο βαθμός που αποδίδεται σε κάθε κριτήριο προκύπτει ως συνδυασμός προσεγγιστικών υπολογισμών παραμέτρων, που εκφράζουν κάθε στοιχείο τρωτότητας και της εκτίμησης του ελέγχοντος Μηχανικού.

Πίνακας 1. Συνολικός Πίνακας Κριτηρίων [1]

α/α	Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός επιβάρυνσης						Συντελεστής βαρύτητας σ _i
			β _i						
			0 max	1	2	3	4	5 min	
1	Υπερκρίσιμα	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας							0.10
2		Οξείδωση Οπλισμών							0.10
3		Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου							0.05
4	Κανονικότητα Κάτοψης								0.05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη - Στρέψη								0.10
6	Κανονικότητα σε Τομή /Όψη								0.05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας Καθ' Ύψος								0.15
8	Κατανομή Μάζας Καθ' Ύψος								0.05
9	Κοντά Υποστυλώματα								0.15
10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες								0.05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων								0.05
12	Γειτονικά Κτίρια								0.05
13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί								0.05

Το υπολογιστικό μέρος της προτεινόμενης μεθοδολογίας περιλαμβάνει τα εξής βήματα:

- Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης.
- Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης, λαμβάνοντας υπόψη μειωτικό συντελεστή επιρροής των κριτηρίων που θέτει η μέθοδος.
- Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου (ή αλλιώς Λόγου Ανεπάρκειας).

Η εφαρμογή της μεθόδου πραγματοποιείται σε ένα υφιστάμενο συμμετρικό κτίριο από Ο.Σ., μέσω της οποίας προκύπτουν οι επιδιωκόμενοι λόγοι ανεπάρκειας, ο συντελεστής συμπεριφοράς q και ο βαθμός τοιχοματοποίησης για διάφορες περιπτώσεις. Κύριος στόχος της παρούσας εργασίας είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων της προσεγγιστικής μεθόδου με τα αντίστοιχα της ακριβούς μεθόδου (ανελαστική στατική ανάλυση pushover) και σε ποιο βαθμό αυτά συμπίπτουν. Η ανάλυση και η προσομοίωση του κτιρίου ακολουθεί τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Οι αντοχές των μελών υπολογίζονται για την προσεγγιστική μέθοδο με βάση τις εξής περιπτώσεις: α) αγνοώντας την ύπαρξη του οπλισμού (εφόσον δεν είναι γνωστός) χρησιμοποιώντας i) τη σχέση του EC2 και ii) τη σχέση του Παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για $\mu_{\theta}^{pl} = 0$ και $\mu_{\theta}^{pl} = 1$, και β) λαμβάνοντας υπόψη τον οπλισμό εφόσον είναι γνωστός (Γ.Ο.). Στην παρούσα εργασία, οι γνωστοί οπλισμοί για τα περισσότερα μέλη αντιστοιχούν στους ελάχιστους οπλισμούς με βάση τον Ευρωκώδικα. Επομένως, η αναφορά για γνωστό οπλισμό

(Γ.Ο.) δηλώνει τον ελάχιστο οπλισμό. Αντιθέτως, η ακριβής μέθοδος λαμβάνει υπόψη τον γνωστό οπλισμό του κτιρίου.

Στον Πίνακα 2 παρουσιάζονται οι διάφορες περιπτώσεις που εξετάζονται ανάλογα με την μέθοδο που χρησιμοποιείται και την παράμετρο που υπολογίζεται. Όλες οι περιπτώσεις εξετάζονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Α, Β και Γ). Αναλυτικά, όμως, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες). Επιπλέον, ο υπολογισμός των λόγων ανεπάρκειας και του δείκτη συμπεριφοράς q πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη την εμπειρική και την ακριβή ιδιοπερίοδο του κτιρίου.

Πίνακας 2. Κατηγοριοποίηση των εξεταζόμενων περιπτώσεων

Μέθοδος	Παράμετρος	Εξεταζόμενες Περιπτώσεις												
		1	2.1	2.2	3	4.1	4.2	4.3	4.4	5.1	5.2	6	7.1	7.2
Προσεγγιστική	λ	✓	✓	✓	✓									
	q											✓		
	α_T	✓	✓	✓	✓									
Ακριβής	λ					✓	✓			✓	✓			
	q					✓	✓		✓				✓	✓
	α_T					✓		✓						

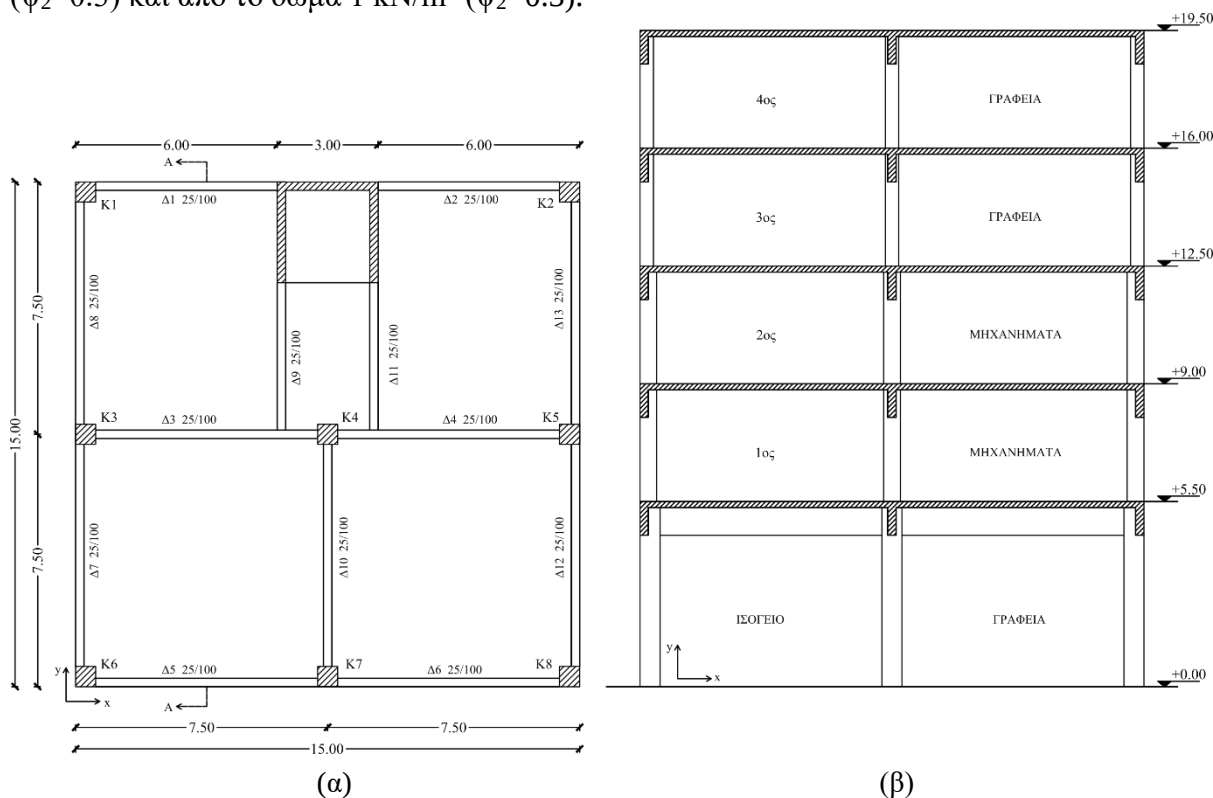
- 1: Με χρήση της σχέσης του EC2 για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής των κατακόρυφων μελών αγνοώντας τον οπλισμό, δηλ. θεωρώντας $\rho_L = 0$.
- 2.1: Με χρήση της σχέσης του παραρτήματος 7Γ (Σχέση Γ.1) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής των κατακόρυφων μελών αγνοώντας τον οπλισμό με $\mu_{\theta}^{pl} = 0$.
- 2.2: Με χρήση της σχέσης του παραρτήματος 7Γ (Σχέση Γ.1) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής των κατακόρυφων μελών αγνοώντας τον οπλισμό με $\mu_{\theta}^{pl} = 1$.
- 3: Λαμβάνοντας υπόψη τον οπλισμό των κατακόρυφων μελών (θεωρώντας τον ελάχιστο οπλισμό) για τον υπολογισμό της αντοχής τους.
- 4.1: Με βάση την τέμνουσα λαμβάνοντας υπόψη την αστοχία του 1^{ου} μέλους (Τοπικοί δείκτες)
- 4.2: Με βάση την τέμνουσα λαμβάνοντας υπόψη τα όρια της κατασκευής (Καθολικοί δείκτες)
- 4.3: Με βάση την τέμνουσα στη στοχευόμενη μετακίνηση
- 4.4: Με βάση την τέμνουσα στην τελική φάση αστοχίας
- 5.1: Με βάση τις μετακινήσεις λαμβάνοντας υπόψη την αστοχία του 1^{ου} μέλους (Τοπικοί δείκτες)
- 5.2: Με βάση τις μετακινήσεις λαμβάνοντας υπόψη τα όρια της κατασκευής (Καθολικοί δείκτες)
- 6: Χρήση των τιμών του Πίνακα 4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- 7.1: Χρήση των σχέσεων που βασίζονται στο δείκτη πλαστιμότητας (§7.2.6.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) λαμβάνοντας υπόψη την αστοχία του 1^{ου} μέλους (Τοπικοί δείκτες).
- 7.2: Χρήση των σχέσεων που βασίζονται στο δείκτη πλαστιμότητας (§7.2.6.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.) λαμβάνοντας υπόψη τα όρια της κατασκευής (Καθολικοί δείκτες).

2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτίριο Α είναι ένα πραγματικό κτίριο από Ο/Σ, κατασκευασμένο το 1988 σύμφωνα με τις διατάξεις του Αντισεισμικού κανονισμού του 1959 (και πρόσθετο άρθρο του 1985). Η κάτοψη

του κτιρίου είναι τετραγωνικού σχήματος, με συνολικό μήκος και πλάτος 15 m (Σχήμα 1). Αποτελείται από 5 ορόφους, με το ισόγειο να είναι ύψους 5.50 m και οι υπόλοιποι όροφοι ύψους 3.50 m (Σχήμα 1). Το ισόγειο, ο τρίτος και ο τέταρτος όροφος χρησιμοποιούνται ως γραφεία, ενώ ο πρώτος και ο δεύτερος όροφος διαθέτουν μηχανήματα. Το κτίριο διαθέτει 8 ορθογωνικά υποστυλώματα διαστάσεων 0.60x0.60 m στο ισόγειο, 0.50x0.50 m στον 1^ο και 2^ο όροφο και 0.40x0.40 m στον 3^ο και 4^ο όροφο. Στο κτίριο επίσης υπάρχει ασανσέρ διαστάσεων 3x3x0.25 m. Οι δοκοί είναι διαστάσεων 0.25x1 m. Το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας C16/20 και ο χάλυβας S500. Ο οπλισμός των μελών του κτιρίου είναι άγνωστος, και έτσι στη συνέχεια γίνεται θεώρηση των ελαχίστων με βάση τις διατάξεις του Κανονισμού με τον οποίο σχεδιάστηκε το κτίριο.

Οι δράσεις στο κτίριο περιλαμβάνουν: α) Μόνιμο φορτίο – ίδιο βάρος του φέροντα οργανισμού 25 kN/m^3 , επικαλύψεις 1 kN/m^2 , από την μπατική τοιχοποιία 3.6 kN/m^2 (Περιμετρικά σε κάθε όροφο στις δοκούς Δ1, Δ2, Δ7, Δ8, Δ12 και Δ13) και από τη μόνωση του δώματος 2 kN/m^2 και β) Κινητό φορτίο – στους χώρους γραφείων 2 kN/m^2 ($\psi_2=0.3$), στους χώρους των μηχανημάτων 5 kN/m^2 ($\psi_2=0.9$), από τα κλιμακοστάσια και τους εξώστες 2 kN/m^2 ($\psi_2=0.3$) και από το δώμα 1 kN/m^2 ($\psi_2=0.3$).



Σχήμα 1. α) Κάτοψη κτιρίου και β) Τομή Α-Α

2.1 ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΜΕΛΩΝ

Ο οπλισμός των μελών του κτιρίου είναι άγνωστος. Στην παρούσα εργασία διακρίνονται δυο περιπτώσεις: α) ο οπλισμός είναι άγνωστος και β) ο οπλισμός λαμβάνεται ίσος με τον ελάχιστο που καθορίζουν οι διατάξεις των Ευρωκωδίκων [3],[4]. Στα επόμενα υποκεφάλαια περιγράφονται οι θεωρήσεις που έγιναν για τον οπλισμό των δοκαριών, των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων.

2.1.1 Δοκάρια

Ο οπλισμός των δοκαριών λαμβάνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 [3] και 8 [4] για τους διαμήκεις οπλισμούς. Επομένως, επιλέγεται για Κ.Π.Μ. ως ελάχιστος οπλισμός εφελκυσμένου πέλματος ο εξής:

$$\rho_{min} = \frac{0.5 f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (1)$$

Για το εξεταζόμενο κτίριο:

$$f_{yk} = 12 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.5724$$

Άρα,

$$\rho_{min} = 0.5 \cdot \frac{1.5724 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} = 0.001965$$

(Δηλαδή, 2Φ12 πάνω και κάτω)

Επιπλέον, θεωρούνται συνδετήρες Φ8/250.

2.1.2 Υποστυλώματα

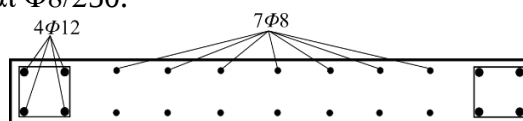
Για τον οπλισμό των υποστυλωμάτων γίνεται διάκριση στα γωνιακά από τα υπόλοιπα υποστυλώματα. Σύμφωνα με τον κανονισμό του '59, τα τετραγωνικά γωνιακά υποστυλώματα οπλίζονται με 4Φ20, ανεξαρτήτου διατομής. Για τα υπόλοιπα υποστυλώματα θεωρείται ως ελάχιστος οπλισμός το 1% του εμβαδού της διατομής τους, το οποίο τελικά λαμβάνεται μειωμένο κατά 80%. Στον Πίνακα 3, παρουσιάζεται το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού που λήφθηκε για κάθε διατομή υποστυλώματος (πέραν των γωνιακών). Επιπλέον, οι συνδετήρες θεωρούνται Φ8/250.

Πίνακας 3. Οπλισμός υποστυλωμάτων εκτός των γωνιακών

Διατομή	1% Εμβαδού διατομής	80% μείωση	ρ_1, ρ_2	Γεωμετρικό ποσοστό $\omega_1=\omega_2$
60x60	3600	2880	0.00423	0.134
50x50	2500	2000	0.00426	0.135
40x40	1600	1280	0.00433	0.137

2.1.3 Τοιχώματα

Για τα τοιχώματα λαμβάνεται οπλισμός 4Φ12 στις γωνίες και 7Φ8 ενδιάμεσα ανά 30 cm, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2. Ο οπλισμός είναι ίδιος και για τα τρία τοιχώματα (TX, TY1, TY2). Οι συνδετήρες θεωρούνται Φ8/250.



Σχήμα 2. Οπλισμός τοιχώματος

Στον Πίνακα 4 παρουσιάζεται συνοπτικά ο οπλισμός των μελών με βάση τις παραπάνω θεωρήσεις.

Πίνακας 4. Οπλισμός μελών για τα εξεταζόμενα κτίρια

Υποστυλώματα	4Φ20 (γωνιακά) & ο ελάχιστος για τα υπόλοιπα (1% της διατομής)
Τοιχώματα	4Φ12 (σε κάθε κρυφό)+ 14Φ8 ενδιάμεσα ανά 30cm
Δοκοί	Ελάχιστος (σύμφωνα με EC2 και EC8)
Συνδετήρες	Φ8/250 (σε όλα)

2.2 ΕΠΙΠΛΕΟΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

- Το κτίριο που εξετάζεται ανήκει στη ζώνη σεισμικότητας II, με κατηγορία εδάφους B και εδαφική επιτάχυνση 0.24 g (όπου g η επιτάχυνση βαρύτητας).
- Η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου υπολογίζεται με βάση τη σχέση 4.6 του EC8[4]:

$$T = C_t H^{\frac{3}{4}} \quad (2)$$

όπου,

C_t : είναι 0.05 (ύψος κτιρίου $H = 19.5 \text{ m} < 40 \text{ m}$)

H: είναι το ύψος του κτιρίου από τη θεμελίωση

Επομένως, η ιδιοπερίοδος του κτιρίου με βάση την εμπειρική σχέση προκύπτει:

$$T = 0.05 \cdot 19.5^{3/4} = 0.464 \text{ sec.}$$

- Η ακριβής ιδιοπερίοδος προκύπτει από την ελαστική ανάλυση στο πρόγραμμα SAP2000 [5] και λαμβάνεται ανάλογα με το ποσοστό συμμετοχής της κάθε διεύθυνσης στην εκάστοτε ιδιομορφή. Στον Πίνακα 5 παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής μάζας για κάθε ιδιομορφή.

Πίνακας 5. Ιδιομορφές, ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής της μάζας ανά διεύθυνση

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό συμμετοχής x (%)	Ποσοστό συμμετοχής y (%)
1 ^η	1.82	85.6	0.28
2 ^η	1.27	0.95	78.7

Με βάση τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας στην κάθε ιδιομορφή, η κυρίαρχουσα ιδιοπερίοδος για κάθε διεύθυνση λαμβάνεται ως:

$$T_x = 1.82 \text{ sec}$$

$$T_y = 1.27 \text{ sec}$$

3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ

- Κριτήριο 1 – Βλάβες στατικής ανεπάρκειας [1]**

Δεν υπάρχουν βλάβες σε υποστυλώματα και κόμβους. Επομένως, ο βαθμός του κριτηρίου 1 είναι ίσος με $B_1 = 5$.

- Κριτήριο 2 – Οξείδωση οπλισμών [1]**

Δεν διαπιστώθηκαν ενδείξεις οξείδωσης σε υποστυλώματα και τοιχεία. Επομένως, ο βαθμός του κριτηρίου 2 είναι ίσος με $B_2 = 5$.

- Κριτήριο 3 – Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου [1]**

Το ανηγμένο αξονικό φορτίο υποστυλώματος ισογείου υπολογίζεται ως εξής:

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{ck} \cdot (1 - \theta)} \quad (3)$$

όπου,

- N_{sd} : η αξονική δύναμη υποστυλώματος ισογείου, από μόνιμα G και κινητά Q φορτία, για τον συνδυασμό φόρτισης $S_d = G + \psi_2 Q$.
- f_{ck} : η χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος
- A_c : το εμβαδόν διατομής υποστυλώματος ισογείου.
- θ : ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας, ο οποίος προσεγγιστικά υπολογίζεται ως:

$$\theta \approx \begin{cases} 0, & h < 3.0 \text{ m} \\ \frac{h-2}{20}, & h \geq 3.0 \text{ m} \end{cases}, \text{ όπου } h \text{ το καθαρό ύψος (σε m) του εξεταζόμενου υποστυλώματος.}$$

Βαθμολόγηση Κριτηρίου:

Υπερκρίσιμο: εάν $v_d > 0.75$

Βαθμός 1: εάν $0.65 \leq v_d \leq 0.75$

Βαθμός 2: εάν $0.50 \leq v_d < 0.65$

Βαθμός 3: εάν $0.40 \leq v_d < 0.50$

Βαθμός 4: εάν $0.30 \leq v_d < 0.40$

Βαθμός 5: εάν $v_d < 0.30$

Τα αξονικά φορτία των κατακόρυφων μελών προέκυψαν με χρήση του προγράμματος SAP2000 [5]. Η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος για το υπό μελέτη κτίριο είναι ίση με $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$. Ως ύψος h λαμβάνεται το καθαρό ύψος των κατακόρυφων μελών. Στο κτίριο που εξετάζεται το καθαρό ύψος των μελών του ισογείου είναι ίσο με $h = 5.50 - 1.00 = 4.50 \text{ m}$. Ο δείκτης μεταθετότητας θ προκύπτει ως: $\theta = \frac{h-2}{20} = 0.125$.

Στον Πίνακα 6 παρουσιάζονται οι τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των κατακόρυφων μελών του ισογείου.

Πίνακας 6. Τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των κατακόρυφων μελών του ισογείου

Μέλος	Διατομή	Εμβαδό διατομής $A_c \text{ (m}^2\text{)}$	Αξονικό φορτίο $N \text{ (kN)}$	Ανηγμένο αξονικό φορτίο v_d
K1	0.60x0.60	0.36	881	0.233
K2	0.60x0.60	0.36	854	0.226
K3	0.60x0.60	0.36	1922	0.508
K4	0.60x0.60	0.36	3368	0.891
K5	0.60x0.60	0.36	1853	0.490
K6	0.60x0.60	0.36	853	0.226
K7	0.60x0.60	0.36	1604	0.424
K8	0.60x0.60	0.36	825	0.218
TX	3.00x0.25	0.75	525	0.067
T1Y	0.25x3.00	0.75	1458	0.185
T2Y	0.25x3.00	0.75	1448	0.185

Ο τελικός βαθμός επικινδυνότητας για το κριτήριο 3 προκύπτει ως εξής:

$$v_d = \frac{1}{N} \sum_i^N v_d^i = \frac{0.233 + 2 \cdot 0.226 + 0.508 + 0.891 + 0.49 + 0.424 + 0.218 + 0.067 + 2 \cdot 0.185}{11} = 0.332$$

Άρα, βαθμός του κριτηρίου 3 θα είναι ίσος με $B_3 = 4$. Σημειώνεται ότι προέκυψε υπερκρίσιμο για ένα υποστύλωμα (το K4) εφόσον $v_{d4} = 0.891 > 0.75$.

▪ Κριτήριο 4 – Κανονικότητα Κάτοψης [1]

Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική, επομένως, προσδιορίζεται ο λόγος των μηκών των πλευρών του κτιρίου ως εξής:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{15}{15} = 1 < 4$$

άρα, ο βαθμός του κριτηρίου είναι ίσος με $B_4 = 5$.

▪ Κριτήριο 5 – Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη – Στρέψη [1]

Αρχικά, προσδιορίζεται η θέση του κέντρου μάζας του κτιρίου με βάση τις σχέσεις:

$$x_M = \frac{\sum N_{sd,i} x_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} \quad (4)$$

$$y_M = \frac{\sum N_{sd,i} y_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} \quad (5)$$

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων μελών του ισογείου με βάση τις σχέσεις της §7.1.2.2(δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2]:

Για υποστυλώματα:

$$K_{\text{υποστ.}} = 0.08(0.8 + \ln[\max(0.6; a_s)]) \left(1 + 0.048 \frac{N}{A_c}\right) E_c I_c \quad (6)$$

Για τοιχώματα:

$$K_{\text{τοιχ}} = 0.115(0.8 + \ln[\max(0.6; a_s)]) \left(1 + 0.048 \frac{N}{A_c}\right) E_c I_c \quad (7)$$

Στον Πίνακα 7 παρουσιάζονται οι αποστάσεις κάθε μέλους από την κάτω αριστερή γωνία του κτιρίου πολλαπλασιασμένα με τα αξονικά φορτία, και οι δυσκαμψίες.

Πίνακας 7. Στοιχεία για την εύρεση του κέντρου μάζας

Μέλος	x_i	y_i	N_i	$x_i N_i$	$y_i N_i$	K_x	K_y	$x_i K_x$	$y_i K_y$
K1	0.3	14.7	881	264.3	12950.7	$5.043 \cdot 10^{13}$	$5.04 \cdot 10^{13}$	$1.51 \cdot 10^{13}$	$7.41 \cdot 10^{14}$
K2	14.7	14.7	854	12553.8	12553.8	$5.0267 \cdot 10^{13}$	$5.03 \cdot 10^{13}$	$7.39 \cdot 10^{14}$	$7.40 \cdot 10^{14}$
K3	0.3	7.5	1922	576.6	14415	$5.67 \cdot 10^{13}$	$5.67 \cdot 10^{13}$	$1.70 \cdot 10^{13}$	$4.25 \cdot 10^{14}$
K4	7.5	7.5	3368	25260	25260	$6.54 \cdot 10^{13}$	$6.54 \cdot 10^{13}$	$4.91 \cdot 10^{14}$	$4.90 \cdot 10^{14}$
K5	14.7	7.5	1853	27239.1	13897.5	$5.628 \cdot 10^{13}$	$5.63 \cdot 10^{13}$	$8.27 \cdot 10^{14}$	$4.22 \cdot 10^{14}$
K6	0.3	0.3	853	255.9	255.9	$5.026 \cdot 10^{13}$	$5.03 \cdot 10^{13}$	$1.51 \cdot 10^{13}$	$1.51 \cdot 10^{13}$
K7	7.5	0.3	1604	12030	481.2	$5.478 \cdot 10^{13}$	$5.48 \cdot 10^{13}$	$4.11 \cdot 10^{14}$	$1.64 \cdot 10^{13}$
K8	14.7	0.3	825	12127.5	247.5	$5.01 \cdot 10^{13}$	$5.01 \cdot 10^{13}$	$7.36 \cdot 10^{14}$	$1.50 \cdot 10^{13}$
TX	7.5	14.875	525	3937.5	7809.375	$3.257 \cdot 10^{15}$	$2.38 \cdot 10^{13}$	$2.44 \cdot 10^{16}$	$3.54 \cdot 10^{14}$
T1Y	6.125	13.5	1458	8930.25	19683	$2.521 \cdot 10^{13}$	$3.45 \cdot 10^{15}$	$1.54 \cdot 10^{14}$	$4.65 \cdot 10^{16}$
T2Y	8.875	13.5	1448	12851	19548	$2.519 \cdot 10^{13}$	$3.44 \cdot 10^{15}$	$2.24 \cdot 10^{14}$	$4.65 \cdot 10^{16}$
Άθροισμα:			15591	116026	127102	$3.74 \cdot 10^{15}$	$7.35 \cdot 10^{15}$	$2.81 \cdot 10^{16}$	$9.62 \cdot 10^{16}$

Το κέντρο μάζας του κτιρίου προέκυψε: $x_{CM} = 7.44 \text{ m}$, $y_{CM} = 8.15 \text{ m}$. Οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας, x_{CR} και y_{CR} , του ισογείου υπολογίζονται με βάση τις σχέσεις: $x_{CR} = \frac{\sum K_{Cx,i} x_{c,i} + \sum K_{inf,i} x_{inf,i}}{\sum K_{Cx,i} + \sum K_{inf,i}}$, $y_{CR} = \frac{\sum K_{Cy,i} y_{c,i} + \sum K_{inf,i} y_{inf,i}}{\sum K_{Cy,i} + \sum K_{inf,i}}$, όπου $K_{inf,i} = 0$ και $x_{inf,i} = 0$ για το υπό μελέτη κτίριο (δεν λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοπληρώσεις στην παρούσα εργασία). Οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας προκύπτουν ίσες με: $x_{CR} = 7.50 \text{ m}$, $y_{CR} = 13.10 \text{ m}$. Στη συνέχεια υπολογίζονται οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση, e_x και e_y , και οι ζητούμενες ανηγμένες τιμές τους, ε_x και ε_y , ως ακολούθως:

$$e_x = |x_{CR} - x_{CM}| = |7.50 - 7.44| = 0.06$$

$$\varepsilon_x = \frac{e_x}{L_x} = \frac{0.06}{15} = 0.004 < 0.05$$

$$e_y = |y_{CR} - y_{CM}| = |13.10 - 8.15| = 4.95$$

$$\varepsilon_y = \frac{e_y}{L_y} = \frac{4.95}{15} = 0.33 > 0.30$$

Βαθμονόμηση κριτηρίου:

Βαθμός 1: $\varepsilon \geq 0.30^*$ (έντονη ανισοκατανομή – στρέψη)

Βαθμός 5: $\varepsilon < 0.05$ (πρακτικώς συμμετρικό – χωρίς στρεπτική απόκριση)

Επομένως, ο βαθμός επικινδυνότητας λαμβάνεται ίσος με $B_5 = 1$, εφόσον στην y διεύθυνση η εκκεντρότητα ξεπερνά την επιτρεπόμενη τιμή (δηλ. το 0.30).

▪ Κριτήριο 6 – Κανονικότητα σε τομή/όψη [1]

Δεν υπάρχουν εσοχές και τα εμβαδά των ορόφων είναι ίσα. Άρα, ο βαθμός επικινδυνότητας είναι ίσος με $B_6 = 5$.

▪ Κριτήριο 7 – Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός όροφος [1]

Αρχικά, υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των μελών σε όλους τους ορόφους του κτιρίου με βάση τις σχέσεις της §7.1.2.2(δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ [2]. Στον Πίνακα 8, παρουσιάζεται το άθροισμα των δυσκαμψιών ανά όροφο και διεύθυνση.

Πίνακας 8. Συνολική δυσκαμψία ανά όροφο		
Όροφος	$K_{tot,x}$	$K_{tot,y}$
Ισόγειο	$3.742 \cdot 10^{15}$	$7.346 \cdot 10^{15}$
1 ^{ος}	$2.897 \cdot 10^{15}$	$5.814 \cdot 10^{15}$
2 ^{ος}	$2.400 \cdot 10^{15}$	$4.746 \cdot 10^{15}$
3 ^{ος}	$1.644 \cdot 10^{15}$	$3.244 \cdot 10^{15}$
4 ^{ος}	$5.695 \cdot 10^{14}$	$1.026 \cdot 10^{15}$

Ισόγειο – 1^{ος} όροφος: $\Delta K_x = 29.17 \%$ $\Delta K_y = 26.35 \%$

1^{ος} όροφος – 2^{ος} όροφος: $\Delta K_x = 20.71 \%$ $\Delta K_y = 22.50 \%$

2^{ος} όροφος – 3^{ος} όροφος: $\Delta K_x = 46.00 \%$ $\Delta K_y = 46.30 \%$

Σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κριτηρίου θεωρείται Βαθμός 1 όταν η διαφορά $\Delta K > 50\%$ και Βαθμός 5 όταν $\Delta K < 20\%$. Με βάση τους παραπάνω υπολογισμούς, λαμβάνεται ως βαθμός επικινδυνότητας για το κριτήριο 7 ίσος με $B_7 = 3$ και για τις δυο διευθύνσεις.

▪ Κριτήριο 8 – Κατανομή μάζας καθ' ύψος [1]

Το βάρος κάθε ορόφου υπολογίζεται με βάση τα κατακόρυφα φορτία. Έτσι, υπολογίστηκε το σύνολο των κατακόρυφων φορτίων (το βάρος κάθε ορόφου) αφαιρώντας τα φορτία των ανώτερων ορόφων. Η μάζα κάθε ορόφου (Πίνακας 9) προκύπτει διαιρώντας το βάρος με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($g = 9.81 \text{ m/sec}^2$).

Πίνακας 9. Βάρος και μάζα κάθε ορόφου		
Όροφος	Βάρος W (kN)	Μάζα (tn)
Ισόγειο	3882	396
1 ^{ος}	3458	353
2 ^{ος}	2954	301
3 ^{ος}	2845	290
4 ^{ος}	2452	250

Ισόγειο – 1^{ος} όροφος: $\Delta M = 12.18 \%$

1^{ος} όροφος – 2^{ος} όροφος: $\Delta M = 17.27 \%$

2^{ος} όροφος – 3^{ος} όροφος: $\Delta M = 3.80 \%$

3^{ος} όροφος – 4^{ος} όροφος: $\Delta M = 16.00 \%$

Σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κριτηρίου θεωρείται Βαθμός 1 όταν η διαφορά $\Delta M > 50\%$ και Βαθμός 5 όταν $\Delta M < 20\%$. Με βάση τους παραπάνω υπολογισμούς, λαμβάνεται ως βαθμός επικινδυνότητας για το κριτήριο 8 ίσος με $B_8 = 5$.

▪ Κριτήριο 9 – Κοντά υποστυλώματα [1]

Για κάθε υποστύλωμα αποδίδεται ένας βαθμός β_l ανάλογα με το ανηγμένο του μήκος. Η συμβολή στη συνολική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας σ.β. ως εξής: Ισόγειο: $\frac{l}{h} = \frac{4.50}{0.60} = 7.50$ άρα, $\beta_l = 5$ και σ.β. = 1

1^{ος} & 2^{ος} όροφος: $\frac{l}{h} = \frac{2.50}{0.50} = 5.00$ άρα, $\beta_l = 4$ και σ.β. = 2

3^{ος} & 4^{ος} όροφος: $\frac{l}{h} = \frac{2.50}{0.40} = 6.25$ άρα, $\beta_l = 5$ και σ.β. = 1

Υπολογισμός του συντελεστή $\bar{\beta}$ για κάθε όροφο:

Ισόγειο: $\bar{\beta} = \frac{8 \cdot 5 \cdot 1}{8} = 5$

1^{ος} & 2^{ος} όροφος: $\bar{\beta} = \frac{8 \cdot 4 \cdot 2}{2 \cdot 8} = 4$

3^{ος} & 4^{ος} όροφος: $\bar{\beta} = \frac{8 \cdot 5 \cdot 1}{8} = 5$

Στο κτίριο υπάρχουν τοιχώματα, επομένως, ο τελικός βαθμός προκύπτει με βάση το βαθμό τοιχωματοποίησης, ο οποίος υπολογίζεται σε επόμενο κεφάλαιο. Για άγνωστο οπλισμό, ο βαθμός τοιχωματοποίησης προκύπτει $\alpha_T = 0.34$. Ο τελικός βαθμός του κριτηρίου υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή για κάθε όροφο ως εξής:

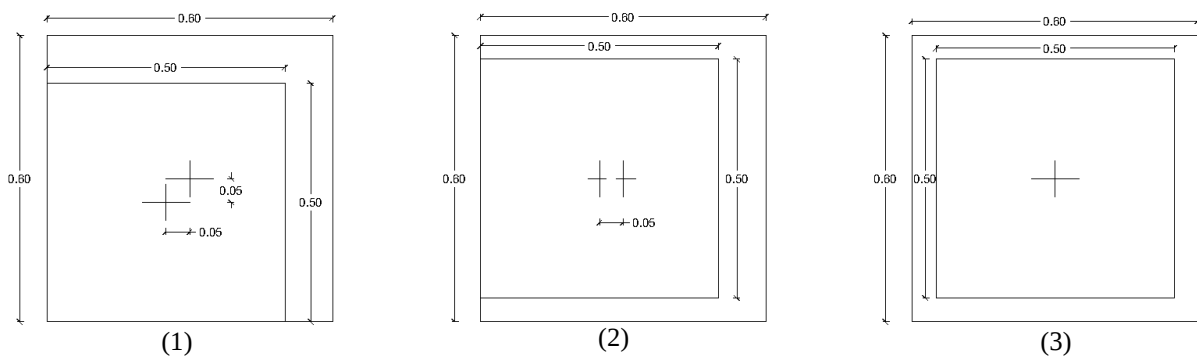
Για το Ισόγειο, τον 3^ο & 4^ο όροφο: $\frac{\beta_{TE\lambda} - 5}{0.34 - 0.10} = \frac{5 - 5}{0.50 - 0.10} \Rightarrow \beta_{TE\lambda} = 5$

Αντίστοιχα, για τους 1^ο & 2^ο όροφο $\beta_{TE\lambda} = 4.60$.

Τελικώς, ο βαθμός του κριτηρίου λαμβάνεται ο μικρότερος, δηλαδή $B_9 = 4.60$.

▪ Κριτήριο 10 – Κατακόρυφες ασυνέχειες [1]

Το εξεταζόμενο κτίριο παρουσιάζει ασυνέχειες στις διαστάσεις των υποστυλωμάτων. Συγκεκριμένα, από το ισόγειο στον 1^ο όροφο, τα υποστυλώματα γίνονται από 0.60 x 0.60 σε 0.50 x 0.50. Το ίδιο συμβαίνει και από τον 2^ο στον 3^ο όροφο όπου τα υποστυλώματα γίνονται από 0.50 x 0.50 σε 0.40 x 0.40. Οι περιπτώσεις διάταξης της διατομής των υποστυλωμάτων διακρίνονται σε: γωνιακά (περίπτωση 1), περιμετρικά (περίπτωση 2) και κεντρικό (περίπτωση 3). Στο Σχήμα 3 φαίνονται οι περιπτώσεις για την περίπτωση μεταφοράς από το ισόγειο στον 1^ο όροφο, όπου $b_x = b_y = 0.60$, $a_x = a_y = 0.50$.



Σχήμα 3. Περιπτώσεις διάταξης υποστυλωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου (ισόγειο – 1^{ος} όροφος)

$e_x = e_y = 0.05$ για την περίπτωση 1 $\Rightarrow 0.05b_{x,y} = 0.03 < 0.05 < 0.15b_{x,y} = 0.09 \Rightarrow$ Βαθμός 4

$e_x = 0.05, e_y = 0$ για την περίπτωση 2 $\Rightarrow 0.05b_{x,y} = 0.03 < 0.05 < 0.15b_{x,y} = 0.09 \Rightarrow$ Βαθμός 4

$e_x = e_y = 0$ για την περίπτωση 3 $\Rightarrow 0 < 0.05b_{x,y} = 0.03 \Rightarrow$ Βαθμός 5

Αντίστοιχα, το ίδιο προκύπτει για την περίπτωση του 2^{ου} και του 3^{ου} ορόφου. Τελικά, ο βαθμός του κριτηρίου 10 λαμβάνεται ο μικρότερος, δηλαδή $B_{10} = 4$.

▪ Κριτήριο 11 – Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων [1]

Το κτίριο που εξετάζεται παρουσιάζει συνδυασμό τοιχωμάτων και πλαισιακής λειτουργίας. Έτσι, σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο, ο τελικός βαθμός του κριτηρίου βασίζεται στο βαθμό τοιχωματοποίησης. Σε κτίριο που ο δείκτης τοιχωματοποίησης είναι μεγάλος ($\alpha_T \geq 0.80$) τότε το κυρίαρχο κριτήριο στη διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων είναι ο βαθμός σύνδεσης

τοιχώματος με το διάφραγμα και ο τελικός βαθμός είναι $\beta=\beta_a$. Ενώ, σε κτίριο που ο δείκτης τοιχωματοποίησης είναι πολύ μικρός ($\alpha_T<0.20$) τότε το κυρίαρχο κριτήριο στη διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων είναι η ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαισιακής λειτουργίας, και ο τελικός βαθμός είναι $\beta=\beta_b$. Οι τιμές β_a και β_b εξαρτώνται από τις συνθήκες σύνδεσης των τοιχωμάτων με τα υπάρχοντα διαφράγματα και την κανονικότητα της πλαισιακής λειτουργίας. Προκύπτει ότι $\beta_a = 5$ λόγω πλήρους σύνδεσης των τοιχωμάτων με το διάφραγμα μέσω κάθετων δοκών και $\beta_b = 5$ λόγω ιδανικής πλαισιακής δομικής διαμόρφωσης. Επομένως, ο βαθμός για το κριτήριο 11 προκύπτει $B_{11} = 5$ για οποιαδήποτε τιμή του βαθμού τοιχωματοποίησης.

▪ Κριτήριο 12 – Γειτονικά κτίρια [1]

Δεν υπάρχει αρμός, υπάρχουν όμορα κτίρια με ανισοσταθμία πλακών, χωρίς μεγάλη διαφορά ύψους. Για την y διεύθυνση δεν υπάρχει πρόβλημα με όμορα κτίρια. Ο βαθμός επικινδυνότητας λαμβάνεται ίσος με $B_{12} = 3$ για τη x και $B_{12} = 5$ για την y διεύθυνση.

▪ Κριτήριο 13 – Κακοτεχνίες - τραυματισμοί [1]

Ο βαθμός επικινδυνότητας λαμβάνεται ίσος με $B_{13} = 5$.

3.1 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ

Ο Πίνακας 10 αποτελεί τον πίνακα κριτηρίων για το εξεταζόμενο κτίριο, στον οποίο καταγράφονται οι βαθμοί επιβάρυνσης για κάθε κριτήριο και για τις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 10. Πίνακας κριτηρίων

α/α	Περιγραφή Κριτηρίου	Βαθμός επιβάρυνσης		Συντελεστής βαρύτητας σ _i
		Διεύθυνση		
		x	y	
1	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας	5	5	0.10
2	Οξείδωση Οπλισμών	5	5	0.10
3	Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου	4	4	0.05
4	Κανονικότητα Κάτοψης	5	5	0.05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη - Στρέψη	1	1	0.10
6	Κανονικότητα σε Τομή /Οψη	5	5	0.05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας Καθ' Ύψος	3	3	0.15
8	Κατανομή Μάζας Καθ' Ύψος	5	5	0.05
9	Κοντά Υποστυλώματα	4.60	4.60	0.15
10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες	4	4	0.05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων	5	5	0.05
12	Γειτονικά Κτίρια	3	5	0.05
13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί	5	5	0.05

Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή επιρροής των κριτηρίων στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, χρησιμοποιείται η σχέση [1]: $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$

Για τη x διεύθυνση: $\beta_{xx} = \frac{4.04}{5} = 0.81$

Για την y διεύθυνση: $\beta_{yy} = \frac{4.14}{5} = 0.83$

4 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ

4.1 ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΟΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ V_{R0}

Αν V_{Ri} η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να αναληφθεί από κάθε κατακόρυφο στοιχείο, η μέσω υπολογισμών προκύπτουσα τέμνουσα αντοχής V_{R0} [1], μπορεί να ληφθεί :

$$V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri}^{υποστ.} + a_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ.} + a_3 \sum V_{Ri}^{κοντ.υποστ.} \quad (8)$$

όπου, a_1, a_2, a_3 τιμές που μπορούν να ληφθούν ως:

$a_1 = 0.5$	$a_2 = 0.7$	$a_3 = 0.9$	όταν υπάρχουν υποστυλώματα, τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα
$a_1 = 0.7$	$a_2 = 0.9$		όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
$a_1 = 0.7$		$a_3 = 0.9$	όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
$a_1 = 0.8$			όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων

Σύμφωνα με την προτεινόμενη προσεγγιστική μέθοδο ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών των κατακόρυφων μελών γίνεται ως εξής:

1^η Περίπτωση – Άγνωστος οπλισμός

Στην περίπτωση που δεν είναι γνωστοί οι οπλισμοί στο κτίριο που εξετάζεται, τότε η αντοχή των κατακόρυφων μελών λαμβάνεται σύμφωνα με τον EC2 αγνοώντας τη συμβολή του οπλισμού ως [3]:

$$V_{Ri} = \left(35k^{\frac{2}{3}}f_{ck}^{\frac{1}{2}} + 0.15 \left(\frac{N}{A_c} \right) \right) b_w d \quad (9)$$

Όπου,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \quad (10)$$

Εναλλακτικά, η αντοχή των κατακόρυφων μελών (υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων) μπορεί να ληφθεί σύμφωνα με τη σχέση του παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως η διατμητική αντοχή υπό ανακυκλιζόμενες φορτίσεις (Σχέση Γ.1 Παράρτημα 7Γ ΚΑΝ.ΕΠΕ.) αγνοώντας τη συμβολή του οπλισμού με $\rho_{tot} = 0$ και $V_w = 0$ [2]:

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min[N; 0.55A_c f_{cm}] + (1 - 0.05 \min[5, \mu_{\theta}^{pl}]) (0.16 \max[0.5; 100\rho_{tot}]) (1 - 0.16 \min[5; a_s]) \sqrt{f_{cm}} A_c + V_w) \quad (11)$$

Εξετάζονται δυο περιπτώσεις για την τιμή του μ_{θ}^{pl} , οι οποίες είναι:

α) $\mu_{\theta}^{pl} = 0$

β) $\mu_{\theta}^{pl} = 1$

Ειδικότερα η διατμητική αντοχή V_R τοιχώματος δεν επιτρέπεται να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη $V_{R,max}$, η οποία, υπό ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, ελαστικές ή μετελαστικές, μπορεί να λαμβάνεται από τη σχέση [2]:

$$V_{R,max} = 0.85(1 - 0.06 \min[5, \mu_{\theta}^{pl}]) \left(1 + 1.8 \min \left[0.15, \frac{N}{A_c f_{cm}} \right] \right) (1 + 0.25 \max[1.75, 100 \rho_{tot}]) (1 - 0.2 \min[2, a_s]) \sqrt{f_{cm}} b_w z \quad (12)$$

2^η Περίπτωση – Γνωστός οπλισμός

Στην περίπτωση που είναι γνωστοί οι οπλισμοί στο κτίριο που εξετάζεται, η αντοχή V_{Ri} των μελών υπολογίζεται κατά Ευρωκώδικα από τη σχέση [3]:

$$V_{Ri} = \min(V_{Rd,s}, V_M) \quad (13)$$

όπου,

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} N_d + \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad , \text{για υποστύλωμα} \quad (14)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \theta \quad , \text{για τοίχωμα} \quad (15)$$

$$V_M = \frac{2 M_R}{L_{καθ}} \quad (16)$$

$M_R = \mu b h^2 f_{cd}$, η ροπή αντοχής υποστυλώματος για κάθε διεύθυνση φόρτισης με βάση τα Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης ορθογωνικής διατομής [3].

Διαδικασία εύρεσης της ροπής αντοχής τοιχώματος:

$$\text{Θέση μοχλοβραχίονα: } x = l_w \frac{A_{sv} f_{yd} + N}{2 A_{sv} f_{yd} + 0.68 l_w b f_{cd}}$$

$$\text{Ροπή αντοχής κορμού: } M_{Rdk} = 0.5 (A_{sv} f_{yd} + N)(l_w - x)$$

$$\text{Ροπή αντοχής άκρων: } M_{Rd, \acute{\alpha}κρων} = (0.5 l_w - d_1)(A_{s, \acute{\alpha}κρων} f_{yd} + N)$$

$$\text{Συνολική ροπή αντοχής διατομής: } M_{Rd} = M_{Rdk} + M_{Rd, \acute{\alpha}κρων}$$

Στον Πίνακα 11 παρουσιάζονται οι τέμνουσες αντοχής για κάθε κατακόρυφο μέλος του κτιρίου, για τις περιπτώσεις που ο οπλισμός είναι άγνωστος (Α.Ο) και γνωστός (Γ.Ο). Στην περίπτωση που ο οπλισμός είναι άγνωστος, η τέμνουσα αντοχής υπολογίζεται α) χρησιμοποιώντας τη σχέση που ορίζει ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος (δηλ. η σχέση του EC2) και β) χρησιμοποιώντας τη σχέση Γ1 του παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ [2] για $\mu_{\theta}^{pl} = 0$ και $\mu_{\theta}^{pl} = 1$.

Πίνακας 11. Τέμνουσα αντοχής των κατακόρυφων μελών για άγνωστο και γνωστό οπλισμό

Μέλος	Διεύθυνση	Άγνωστος Οπλισμός			Γνωστός Οπλισμός		
		$V_{Ri}^{A.O.}$ (kN) EC2	$V_{Ri}^{A.O.}$ (kN) ΚΑΝ.ΕΠΕ. $\mu_{\theta}^{pl} = 0$	$V_{Ri}^{A.O.}$ (kN) ΚΑΝ.ΕΠΕ. $\mu_{\theta}^{pl} = 1$	$V_{Rd,s}$	V_M	$V_{Ri}^{Γ.O.}$ (kN)
K1	x,y	181.16	161.40	159.20	183.85	143.36	143.36
K2	x,y	177.34	155.40	153.31	180.80	138.24	138.24
K3	x	328.73	300.20	298.00	301.90	215.04	215.04
	y					266.24	266.24
K4	x	533.70	404.40	402.32	465.88	133.12	133.12
	y					174.08	174.08
K5	x	318.95	288.59	286.51	294.08	215.04	215.04
	y					266.24	266.24
K6	x,y	177.20	155.25	153.18	180.67	138.24	138.24
K7	x	283.65	255.39	253.31	265.84	215.04	215.04
	y					256.00	256.00
K8	x,y	173.23	151.52	149.44	177.50	133.12	133.12
TX	x	176.90	185.76	180.51	507.61	815.40	507.61
	y	195.14	69.62	67.60	105.00	44.44	44.44
TY1	x	318.85	121.46	119.43	105.34	88.90	88.90
	y	310.66	329.30	324.05	507.61	1573.00	507.61
TY2	x	317.53	120.90	118.88	104.90	88.90	88.90
	y	309.11	327.76	322.51	507.61	1566.00	507.61

Στον Πίνακα 12 παρουσιάζεται η οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη $V_{R,max}$ για τα τοιχώματα του κτιρίου, ανάλογα με τη διεύθυνση φόρτισης. Οι τιμές που προκύπτουν είναι μεγαλύτερες από την τιμή της V_R της σχέσης Γ1 (Πίνακας 11).

Πίνακας 12. Οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη $V_{R,max}$

Μέλος	Διεύθυνση	$V_{R,max}$ (kN)	$V_{R,max}$ (kN)
		$\mu_{\theta}^{pl} = 0$	$\mu_{\theta}^{pl} = 1$
TX	x	1967	1850
TY1	y	2258	2123
TY2	y	2255	2120

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η V_{R0} για τις διευθύνσεις x και y της δράσης. Το κτίριο που εξετάζεται δεν έχει κοντά υποστυλώματα, επομένως, οι συντελεστές α_1 και α_2 είναι: $\alpha_1 = 0.7$, $\alpha_2 = 0.9$. Η σχέση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό είναι:

$$V_{R0} = \alpha_1 \Sigma V_{Ri}^{υποστ.} + \alpha_2 \Sigma V_{Ri}^{τοιχ.}$$

Σημειώνεται ότι τα τοιχώματα TY1 και TY2 λειτουργούν σαν υποστυλώματα στη x διεύθυνση, και έτσι συμπεριλαμβάνονται στον πρώτο όρο. Αντίστοιχα, το τοίχωμα TX συμπεριλαμβάνεται στον πρώτο όρο για τη διεύθυνση y, καθώς σε αυτήν λειτουργεί σαν υποστυλώμα.

Στον Πίνακα 13 παρουσιάζονται οι τιμές της V_{R0} για τις περιπτώσεις άγνωστου και γνωστού οπλισμού, για κάθε διεύθυνση φόρτισης.

Πίνακας 13. Τιμές της V_{R0}

Διεύθυνση	Άγνωστος Οπλισμός			Γνωστός Οπλισμός
	$V_{R0}^{A.O.}$ (kN) EC2	V_{Ri} (kN)	V_{Ri} (kN)	
		ΚΑΝ.ΕΠΕ. $\mu_{\theta}^{pl} = 0$	ΚΑΝ.ΕΠΕ. $\mu_{\theta}^{pl} = 1$	
x	2126.45	1647.34	1627.97	1513.15
y	2216.16	1950.60	1927.91	2005.67

4.2 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ V_R

Η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης υπολογίζεται με βάση τη σχέση [1]:

$$V_R = \beta V_{R0} \quad (17)$$

όπου,

$$\beta_x = 0.81$$

$$\beta_y = 0.83$$

Στον Πίνακα 14, παρουσιάζονται οι τιμές της V_R όπως προέκυψαν για κάθε περίπτωση και κάθε διεύθυνση φόρτισης.

Πίνακας 14. Τιμές της V_R

Διεύθυνση	Άγνωστος Οπλισμός			Γνωστός Οπλισμός
	$V_R^{A.O.}$ (kN) EC2	V_R (kN)	V_R (kN)	
		ΚΑΝ.ΕΠΕ. $\mu_{\theta}^{pl} = 0$	ΚΑΝ.ΕΠΕ. $\mu_{\theta}^{pl} = 1$	
x	1722.42	1334.34	1318.66	1225.65
y	1839.41	1619.00	1600.17	1664.71

4.3 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ V_{req}

Σε κάθε κύρια διεύθυνση, προσδιορίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού του Κανονισμού, το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού) του κτιρίου, σύμφωνα με τη σχέση [1]:

$$V_{req} = M S_d(T) \quad (18)$$

όπου, T η ιδιοπερίοδος της κατασκευής και M η μάζα του κτιρίου ($M = 1589 \text{ ton}$).

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q λαμβάνεται από τον Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 για τη στάθμη επιτελεστικότητας B, ανάλογα με τη διεύθυνση που εξετάζεται. Συγκεκριμένα, για τη x διεύθυνση ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται $q = 1.7$ (δυσμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων), ενώ για την y διεύθυνση λαμβάνεται $q = 2.3$ (ευμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων).

4.3.1 Με χρήση της Εμπειρικής Ιδιοπεριόδου

Η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου προέκυψε ίση με $T_{εμπειρ.} = 0.464 \text{ sec}$. Στον Πίνακα 15 παρουσιάζονται για κάθε διεύθυνση ο συντελεστής συμπεριφοράς q που λαμβάνεται, η εδαφική επιτάχυνση S_d και η ζητούμενη σεισμική απαίτηση V_{req} .

Πίνακας 15. Συντελεστής συμπεριφοράς, εδαφική επιτάχυνση και σεισμική απαίτηση V_{req} ανά διεύθυνση

Διεύθυνση	q	$S_d \text{ (m/s}^2\text{)}$	$V_{req} \text{ (kN)}$
x	1.7	4.155	6602.3
y	2.3	3.070	4878.23

4.3.2 Με χρήση της Ακριβούς Ιδιοπεριόδου

Η ακριβής ιδιοπερίοδος του κτιρίου προέκυψε ίση με $T_{ακριβ. x} = 1.82 \text{ sec}$ και $T_{ακριβ. y} = 1.27 \text{ sec}$ για τη x και την y διεύθυνση, αντίστοιχα. Στον Πίνακα 16 παρουσιάζονται για κάθε διεύθυνση ο συντελεστής συμπεριφοράς q που λαμβάνεται, η εδαφική επιτάχυνση S_d και η ζητούμενη σεισμική απαίτηση V_{req} .

Πίνακας 16. Συντελεστής συμπεριφοράς, εδαφική επιτάχυνση και σεισμική απαίτηση V_{req} ανά διεύθυνση

Διεύθυνση	q	$S_d \text{ (m/s}^2\text{)}$	$V_{req} \text{ (kN)}$
x	1.7	1.141	1813.05
y	2.3	1.210	1922.70

4.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΑΘΜΟΥ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΤΑΞΗΣ

Σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο που παρουσιάζεται στην παρούσα εργασία, ο βαθμός ανεπάρκειας της κατασκευής προκύπτει ανά διεύθυνση συνυπολογίζοντας το 30% της επίδρασης της κάθετης διεύθυνσης ως εξής [1]:

$$\lambda_x = \frac{V_{reqx} + 0.3V_{reqy}}{V_{Rx} + 0.3V_{Ry}} \quad \lambda_y = \frac{V_{reqy} + 0.3V_{reqx}}{V_{Ry} + 0.3V_{Rx}} \quad (19)$$

Στον Πίνακα 15 καταγράφονται οι βαθμοί ανεπάρκειας που προέκυψαν για τις περιπτώσεις που ο οπλισμός είναι άγνωστος (Α.Ο.) και γνωστός - ελάχιστος (Γ.Ο.), για τις δυο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης, κάνοντας χρήση της εμπειρικής (Εμπειρ. T) και της ακριβής (Ακριβής T) ιδιοπεριόδου για τη στάθμη επιτελεστικότητας B.

Πίνακας 17. Βαθμοί ανεπάρκειας λ προσεγγιστικής μεθόδου για τη στάθμη B

Άγνωστος Οπλισμός							Γνωστός Οπλισμός	
Διεύθ.	$\lambda^{A.O.}$		$\lambda^{A.O.}$		$\lambda^{A.O.}$		$\lambda^{Γ.O.}$	
	EC2		ΚΑΝ.ΕΠΕ.		ΚΑΝ.ΕΠΕ.			
	$\mu_{\theta}^{pl} = 0$		$\mu_{\theta}^{pl} = 1$					
	Εμπειρ. T	Ακριβής T	Εμπειρ. T	Ακριβής T	Εμπειρ. T	Ακριβής T	Εμπειρ. T	Ακριβής T
x	3.55	1.05	4.43	1.31	4.48	1.33	4.68	1.38
y	2.91	1.05	3.40	1.22	3.44	1.24	3.37	1.21

x (Δυσμ.)	3.55	1.05	4.43	1.31	4.48	1.33	4.68	1.38
--------------	------	------	------	------	------	------	------	------

Αρχικά, παρατηρείται ότι η χρήση της ακριβούς ιδιοπεριόδου δίνει πολύ μικρότερους λόγους ανεπάρκειας από ότι η χρήση της εμπειρικής για κάθε περίπτωση και διεύθυνση.

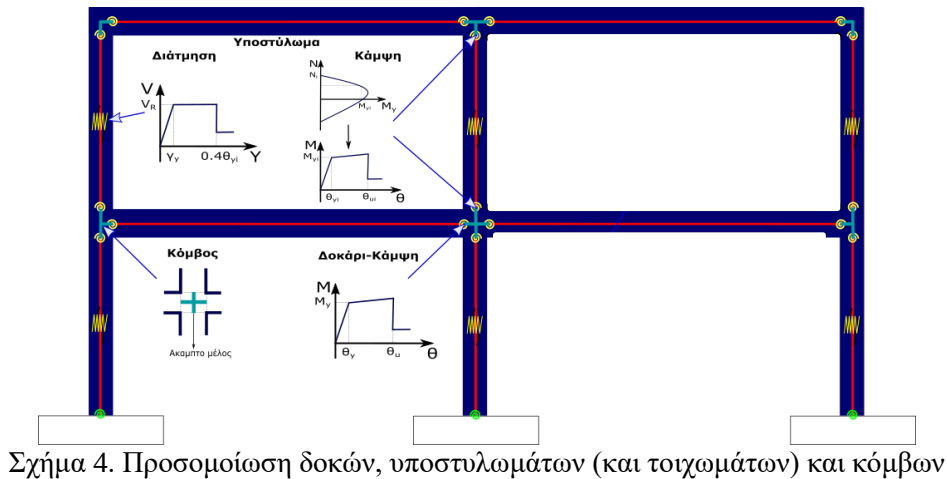
Συγκρίνοντας τους λόγους ανεπάρκειας που προέκυψαν στην περίπτωση που ο οπλισμός είναι άγνωστος, παρατηρείται ότι οι τιμές είναι μεγαλύτερες όταν υπολογίζονται με βάση τη σχέση του Παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και μικρότερες όταν υπολογίζονται με βάση τον EC2. Επιπλέον, οι λόγοι που προέκυψαν στην περίπτωση που ο οπλισμός είναι γνωστός, είναι αρκετά κοντά με τις αντίστοιχες τιμές που προέκυψαν με βάση τη σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ., και για τις δυο περιπτώσεις της ιδιοπεριόδου.

5 ΑΚΡΙΒΗΣ ΜΕΘΟΔΟΣ – ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

5.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Η προσομοίωση του κτιρίου ακολουθεί τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2] και βασίζεται σε γραμμικά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στα δύο άκρα (plastic hinges), όπως φαίνεται στο Σχήμα 4. Η προσομοίωση περιλαμβάνει στοιχεία δοκαριών, υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων. Λεπτομερέστερα στοιχεία προσομοίωσης των παραπάνω παρουσιάζονται στα επόμενα υπό-κεφάλαια.

Το κτίριο θεωρείται πλήρως πακτωμένο στη βάση του. Η επίδραση της πλάκας στην κατασκευή λαμβάνεται υπόψη ορίζοντας δύσκαμπτο διάφραγμα σε κάθε όροφο, θέτοντας στα δοκάρια κατάλληλο συνεργαζόμενο πλάτος (b_{eff}) και κατανέμοντας κατάλληλα το φορτίο της πλάκας στα δοκάρια. Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 [5] και σε αυτό βασίστηκε το προσομοίωμα του εξεταζόμενου κτιρίου (Σχήμα 4). Το λογισμικό ανάλυσης διατομών με χρήση ινών BIAx [6], χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των στοιχείων των διατομών, δηλ. ροπή διαρροής, αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και ροπής, καμπυλότητα και γωνία στροφής χορδής.

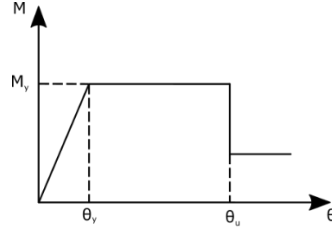


5.1.1 Δοκάρια και υποστυλώματα

Η μηχανική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F , δηλ. κάμψη M ή/και τέμνουσα V , συναρτήσει της παραμόρφωσης δ , δηλ. γωνία στροφής χορδής θ ή/και γωνιακής παραμόρφωσης γ , αντίστοιχα. Η συμπεριφορά αυτή, ορίζεται στα δύο άκρα του κάθε μέλους (πλαστικές αρθρώσεις).

Στην παρούσα εργασία, όλα τα μέλη προσομοιώνονται μόνο για αστοχία σε κάμψη βάση του νόμου $M-\theta$ (Σχήμα 5). Επιπλέον, στα υποστυλώματα και τα τοιχώματα ορίζεται νόμος

αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής, M-N, καθώς η ροπή M εξαρτάται από την αξονική δύναμη N, και η N μεταβάλλεται κατά τη σεισμική διέγερση. Σε όλα τα δοκάρια θεωρείται σταθερή αξονική δύναμη ίση με μηδέν.



Σχήμα 5. Νόμος προσομοίωσης πλαστικών αρθρώσεων κατακόρυφων μελών κάμψης M-θ

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. περιλαμβάνει σχέσεις υπολογισμού της ροπής κατά της διαρροή M_y , γωνίας στροφής στην διαρροή θ_y και στην αστοχία θ_u . Η ροπή διαρροής M_y υπολογίζεται από τη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Α.6 παράρτημα Α7) [2]:

$$\frac{M_y}{bd^3} = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (20)$$

Οι γωνίες στροφής χορδής στη διαρροή και την αστοχία υπολογίζονται από τις σχέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2 εξίσωση Σ.2 και §7.2.4 εξίσωση Σ.8α) [2]:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (21)$$

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0.0013 + \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{d_b f_y}{8\sqrt{f_{cm}}} \quad (22)$$

$$\theta_{um} = 0.016(0.3^v) \left[\frac{\max(0.01, \omega_2)}{\max(0.01, \omega_1)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_{psx} \frac{f_{yw}}{f_c} + \alpha_f \rho_{fx} \frac{f_{fe}}{f_c} \right)} (1.25^{100\rho_d}) \quad (23)$$

Η εξίσωση (21) χρησιμοποιείται για την περίπτωση δοκών και υποστυλωμάτων, ενώ η (22) μόνο για την περίπτωση των τοιχωμάτων.

5.1.2 Τοιχώματα

Το τοίχωμα σχήματος Π (ασανσέρ) προσομοιώνεται με τρία γραμμικά μέλη διαστάσεων 3m x 0.25 m κατάλληλα συνδεδεμένα μεταξύ τους με άκαμπτα στοιχεία. Η προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων των τοιχωμάτων γίνεται κατασκευάζοντας το διάγραμμα διαξονικής κάμψης και το αντίστοιχο διάγραμμα ροπής καμπυλότητας M-θ.

5.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναγνωρίζει 3 στάθμες επιτελεστικότητας, «Περιορισμένες Βλάβες» (Στάθμη Α), «Σημαντικές Βλάβες» ή Προστασία Ζωής (Στάθμη Β) και «Αποφυγή Κατάρρευσης» (Στάθμη Γ). Τα όρια της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας, ορίζονται συναρτήσει των παραμορφώσεων δ_d (θ ή γ) των μελών. Τα όρια υπολογίζονται σύμφωνα με τις σχέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §9.2, §9.3) [2]:

$$\delta_d = \delta_y, \text{ για Στάθμη Α} \quad (24)$$

$$\delta_d = \frac{0.5(\delta_y + \delta_u)}{\gamma_{Rd}}, \text{ για Στάθμη Β} \quad (25)$$

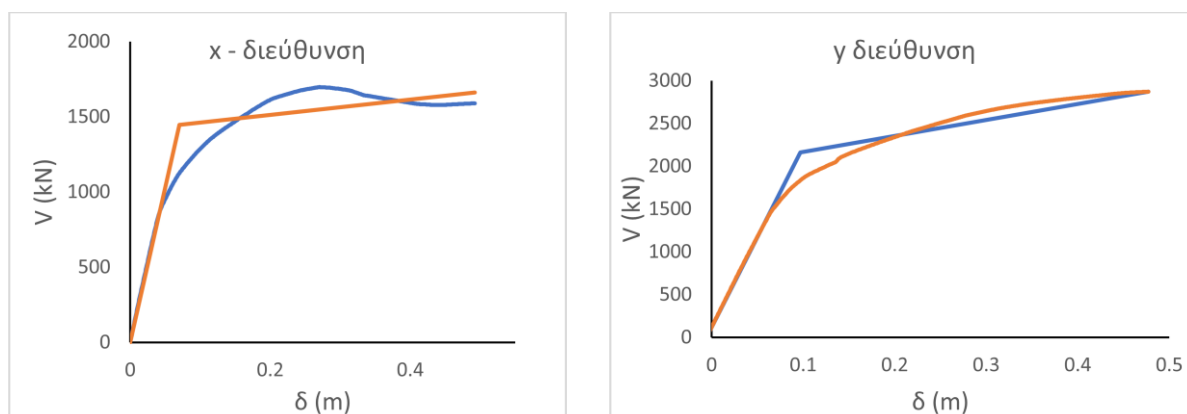
$$\delta_d = \frac{\delta_u}{\gamma_{Rd}}, \text{ για Στάθμη Γ} \quad (26)$$

5.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στο εξεταζόμενο κτίριο εφαρμόζεται τριγωνική κατανομή δυνάμεων στον κόμβο ελέγχου, για τη x και την y διεύθυνση. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης περιλαμβάνουν την απόκριση της καμπύλης Τέμνουσας βάσης – Μετακίνησης (V-δ), τον αριθμό αστοχιών των μελών και τους αντίστοιχους λόγους ανεπάρκειας. Λαμβάνονται υπόψη μόνο οι αστοχίες που προκύπτουν στα υποστυλώματα και τα τοιχώματα, και αγνοούνται τυχόν αστοχίες στα δοκάρια.

5.3.1 Καμπύλη ικανότητας V-δ

Στο Σχήμα 6 παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας V-δ διγραμμικοποιημένη, για τις διευθύνσεις x και y. Από τα διαγράμματα αυτά θα προκύψει η στοχευόμενη μετακίνηση που θα πρέπει να επιβληθεί στον κόμβο ελέγχου του κτιρίου, για τη στάθμη επιτελεστικότητας B.



Σχήμα 6. Καμπύλη ικανότητας V-δ για την x και y διεύθυνση

Σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2], η στοχευόμενη μετακίνηση προέκυψε ίση με $\delta_{t,x} = 0.265 \text{ m}$ για τη x διεύθυνση και $\delta_{t,y} = 0.175 \text{ m}$ για την y διεύθυνση, για τη B στάθμη.

5.3.2 Όρια Στάθμης Επιτελεστικότητας

Τα αποδεκτά όρια παραμόρφωσης και τέμνουσας δύναμης για τη στάθμη επιτελεστικότητας B υπολογίζονται με δυο τρόπους:

- Με βάση την 1^η αστοχία κατακόρυφου μέλους του ισογείου, δηλαδή τη στιγμή που το πρώτο μέλος αστοχεί για την εξεταζόμενη στάθμη, και
- με βάση τα όρια που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (βλ. κεφ. 5.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας) [2].

Στους πίνακες 18 και 19 παρουσιάζονται τα όρια στη διαρροή, την αστοχία δ_u και κάθε στάθμης επιτελεστικότητας με βάση την 1^η αστοχία (Τοπικά) και τα όρια της συνολικής κατασκευής (Καθολικά), αντίστοιχα.

Πίνακας 18. Όρια στη διαρροή και την αστοχία δ_u – Όρια στάθμης με βάση την 1^η αστοχία (Τοπικά)

Διεύθυνση	δ_y (m)	V_y (kN)	δ_{lim} (m)	V_{lim} (kN)	δ_u (m)	V_u (kN)
			B			
x	0.0562	1010.93	0.0850	1210.13	0.207	1626.61
y	0.0716	1560.00	0.1032	1884.22	0.220	2414.12

Πίνακας 19. Όρια στη διαρροή και την αστοχία δ_u – Όρια στάθμης με βάση την κατασκευή (Καθολικά)

Διεύθυνση	δ_y (m)	V_y (kN)	(Table 1)		δ_u (m)	V_u (kN)
			δ_{lim} (m)	V_{lim} (kN)		
			B			
x	0.0706	1127.27	0.1142	1352.04	0.2717	1696.86
y	0.0974	1839.54	0.1945	2310.00	0.477	2878.21

5.3.3 Συντελεστής συμπεριφοράς q

▪ Συντελεστής συμπεριφοράς q της κατασκευής

Στην παρούσα παράγραφο προσδιορίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς q της κατασκευής, από τον οποίο εξαρτάται η σεισμική απαίτηση. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q της κατασκευής, ο οποίος παρουσιάζεται στον Πίνακα 20, υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$q = \frac{V_u}{V_y} \quad (27)$$

όπου,

V_y η τέμνουσα βάσης στη διαρροή

V_u η τέμνουσα βάσης στην αστοχία

Πίνακας 20. Τέμνουσα στη διαρροή και την αστοχία – Συντελεστής συμπεριφοράς q της κατασκευής

Διεύθυνση φόρτισης	V_y (kN)	V_u (kN)	q
x	1127.27	1696.86	1.51
y	1840.00	2872.21	1.56

▪ Συντελεστής συμπεριφοράς q για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Προσδιορίζονται οι συντελεστές συμπεριφοράς q για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ανάλογα με την τέμνουσα αντοχής για τις περιπτώσεις: α) Με βάση την 1^η αστοχία κατακόρυφου μέλους του ισογείου, δηλαδή τη στιγμή που το πρώτο μέλος αστοχεί για την εξεταζόμενη στάθμη, και β) με βάση τα όρια που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (βλ. §3.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας) [2]. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q για τη Β στάθμη, ο οποίος παρουσιάζεται στον Πίνακα 21, υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$q_i = \frac{V_{lim,i}}{V_y} \quad (28)$$

όπου,

i η στάθμη επιτελεστικότητας

$V_{lim,i}$ η μέγιστη τέμνουσα βάσης για την εξεταζόμενη στάθμη

V_y η τέμνουσα βάσης στη διαρροή

Πίνακας 21. Τέμνουσα στη διαρροή και την αστοχία της εκάστοτε στάθμης – Συντελεστής συμπεριφοράς q για κάθε στάθμη

Διεύθυνση	1 ^η αστοχία (Τοπικά)			Όρια κατασκευής (Καθολικά)		
	V_y	V_{lim} (kN)	q	V_y	V_{lim} (kN)	q
	B	B	B	B	B	B
x	1010.9	1210.1	1.20	1127.27	1352.0	1.20
y	1560.0	1884.2	1.21	1839.54	2310.0	1.26

5.3.4 Σεισμική απαίτηση

Στον Πίνακα 22 παρουσιάζεται η σεισμική απαίτηση με βάση το συντελεστή συμπεριφοράς q που προέκυψε σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ακριβούς μεθόδου, για την εμπειρική και την ακριβή ιδιοπερίοδο του κτιρίου.

Πίνακας 22. Συντελεστής συμπεριφοράς, εδαφική επιτάχυνση και σεισμική απαίτηση V_{req} ανά διεύθυνση

Ιδιοπερίοδος	Διεύθυνση	q	V_{req} (kN)
Εμπειρική	x	1.51	7482.3
	y	1.56	7170.5
Ακριβής	x	1.51	2042.00
	y	1.56	2837.00

5.3.5 Λόγοι ανεπάρκειας με βάση την τέμνουσα βάση

Οι λόγοι ανεπάρκειας της κατασκευής με βάση την ικανότητα του κτιρίου, υπολογίζονται θεωρώντας την εμπειρική και την ακριβή ιδιοπερίοδο του κτιρίου. Οι υπολογισμοί γίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας (Α, Β και Γ) και για την τελική φάση αστοχίας δ_u . Οι λόγοι ανεπάρκειας προκύπτουν ανά διεύθυνση ως:

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{s,lim,x} + 0.3V_{s,lim,y}} \quad \lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.3V_{req,x}}{V_{s,lim,y} + 0.3V_{s,lim,x}} \quad (29)$$

Όπου,

V_{req} η σεισμική απαίτηση, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με το συντελεστή συμπεριφοράς της συνολικής κατασκευής, ο οποίος προέκυψε από την καμπύλη ικανότητας V-δ και είναι ίσος με το λόγο της τέμνουσας στη φάση αστοχίας (F_u) προς την τέμνουσα διαρροής (F_y), και

$V_{s,lim}$ η τέμνουσα βάσης της εξεταζόμενης στάθμης επιτελεστικότητας, η οποία προκύπτει από την καμπύλη ικανότητας V-δ του κτιρίου.

5.3.6 Λόγοι ανεπάρκειας με βάση τις μετακινήσεις

Οι λόγοι ανεπάρκειας με βάση τις μετακινήσεις υπολογίζονται θεωρώντας την ακριβή ιδιοπερίοδο του κτιρίου. Οι υπολογισμοί γίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας (Α, Β και Γ) και για την τελική φάση αστοχίας δ_u . Οι λόγοι ανεπάρκειας προκύπτουν ανά διεύθυνση ως [2]:

$$\lambda_x = \frac{\delta_{t,x} + 0.3\delta_{t,y}}{\delta_{d,x} + 0.3\delta_{d,y}} \quad \lambda_y = \frac{\delta_{t,y} + 0.3\delta_{t,x}}{\delta_{d,y} + 0.3\delta_{d,x}} \quad (30)$$

όπου

δ_d το όριο αποδοχής κάθε στάθμης επιτελεστικότητας

δ_t η στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

5.3.7 Συσχέτιση δείκτη q και δεικτών πλαστιμότητας

Στο παρόν υποκεφάλαιο υπολογίζεται ο δείκτης συμπεριφοράς q σύμφωνα με την παράγραφο 7.2.6.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2], κάνοντας χρήση της εμπειρικής και της ακριβούς ιδιοπεριόδου. Η εύρεση του δείκτη συμπεριφοράς γίνεται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας και για την φάση της τελικής αστοχίας δ_u (αναλυτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τη στάθμη Β και τη φάση αστοχίας). Τα όρια για κάθε στάθμη υπολογίζονται με δύο τρόπους: α) Με βάση την 1^η αστοχία κατακόρυφου μέλους του ισογείου, δηλαδή τη στιγμή που το πρώτο μέλος αστοχεί για την εξεταζόμενη στάθμη, και β) με βάση τα όρια που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (βλ. κεφ. 5.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας) [2]. Η τιμή του παράγοντα πλαστιμότητας q_π , που διαμορφώνει τον δείκτη q ($q = q_v q_\pi$), συνδέεται ως εξής με τον δείκτη πλαστιμότητας:

$$q_\pi = \mu_\delta \quad \text{αν } T \geq T_c$$

$$q_\pi = 1 + \frac{T}{T_c} (\mu_\delta - 1) \quad \text{αν } T \leq T_c \quad (31)$$

όπου, $\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$.

Ο παράγοντας υπεραντοχής q_v προκύπτει από το Παράρτημα 4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για συζευγμένο ή μικτό σύστημα ως $q_v = 1.20$.

Στη συνέχεια γίνεται σύγκριση του συντελεστή συμπεριφοράς q για τη στάθμη επιτελεστικότητας B όπως αυτός προέκυψε για τις περιπτώσεις: α) από τον Πίνακα 4.1 και Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., β) από την παράγραφο 7.2.6.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ. με βάση το δείκτη πλαστιμότητας για την εμπειρική και την ακριβή ιδιοπερίοδο και γ) με βάση την τέμνουσα βάσης από την Pushover ανάλυση (κεφ. 5.3.3).

Πίνακας 23. Συντελεστής συμπεριφοράς q για διάφορες περιπτώσεις (με βάση την 1^η αστοχία - Τοπικά)

Διεύθ.	Πίνακας Σ4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.	§7.2.6.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.				Τέμνουσα Pushover	
		Εμπειρική T		Ακριβής T			
	B	B	Στο δu	B	Στο δu	B	Στο δu
x	1.70	1.76	4.19	1.81	4.42	1.20	1.51
y	2.30	1.69	3.50	1.73	3.68	1.21	1.56

Πίνακας 24. Συντελεστής συμπεριφοράς q για διάφορες περιπτώσεις (με βάση τα όρια της κατασκευής – Καθολικά)

Διεύθ.	Πίνακας Σ4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.	§7.2.6.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.				Τέμνουσα Pushover
		Εμπειρική T		Ακριβής T		
	B	B	Στο δu	B	Στο δu	B Στο δu
x	1.70	1.88	4.37	1.94	4.62	1.20 1.51
y	2.30	2.28	5.54	2.36	5.88	1.26 1.56

Οι τιμές που προέκυψαν με βάση τις παραπάνω περιπτώσεις παρουσιάζουν έντονες διαφορές, αφού κάθε περίπτωση βασίζεται σε διαφορετικά μεγέθη και τρόπο υπολογισμού του συντελεστή συμπεριφοράς.

Αρχικά, συγκρίνοντας τις τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς με βάση την §7.2.6.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., παρατηρείται ότι προέκυψαν μεγαλύτερες τιμές για την περίπτωση της ακριβής ιδιοπεριόδου και μικρότερες στην περίπτωση της εμπειρικής ιδιοπεριόδου, με τις διαφορές αυτές να είναι σχετικά μικρές. Συγκρίνοντας τις τιμές που ορίζει ο Πίνακας Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με αυτές που προέκυψαν με βάση το δείκτη πλαστιμότητας του εξεταζόμενου κτιρίου παρατηρείται ότι οι τιμές είναι σχεδόν ίδιες για την περίπτωση εξέτασης των ορίων που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και για τις δυο τιμές της ιδιοπεριόδου. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς που προέκυψαν από την Pushover ανάλυση με βάση την τέμνουσα βάσης είναι πολύ μικρές για κάθε περίπτωση και στάθμη επιτελεστικότητας. Οι πιο συντηρητικές τιμές προέκυψαν στην περίπτωση που χρησιμοποιείται η σχέση της παραγράφου §7.2.6.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΓΕΘΩΝ

6.1 ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ

Στο παρόν υποκεφάλαιο παρουσιάζονται η τέμνουσα απαίτησης (V_{req}) και η τέμνουσα αντοχής (V_R) που προέκυψαν από την εφαρμογή της προσεγγιστικής και της ακριβούς (pushover ανάλυση) μεθόδου.

Στον Πίνακα 25 παρουσιάζεται η τέμνουσα απαίτησης για τις δυο μεθόδους. Συγκεκριμένα, υπολογίζεται για την προσεγγιστική και την ακριβή μέθοδο με βάση την εμπειρική ιδιοπερίοδο του κτιρίου ($T=0.464$ sec) και την ακριβή (πραγματική $T_x=1.82$ sec, $T_y=1.27$ sec).

Πίνακας 25. Σύγκριση σεισμικής απαίτησης V_{req}

	Προσεγγιστική μέθοδος		Ακριβής μέθοδος	
	Εμπειρική T	Ακριβής T	Εμπειρική T	Ακριβής T
Διεύθυνση	V_{req} (kN)	V_{req} (kN)	V_{req} (kN)	V_{req} (kN)
x	6602.30	1813.05	7482.30	2042.00
y	4878.23	1922.70	7170.50	2837.00

Παρατηρείται ότι η σεισμική απαίτηση που προκύπτει και από τις δύο μεθόδους με βάση την ακριβή ιδιοπερίοδο είναι ιδιαίτερα μειωμένη σε σχέση με την περίπτωση υπολογισμού της με βάση την εμπειρική ιδιοπερίοδο. Πιο συγκεκριμένα, προκύπτει να είναι σχεδόν 73% μικρότερη για τη x και 60% μικρότερη για την y διεύθυνση. Συγκρίνοντας τις τιμές των δυο μεθόδων, παρατηρείται ότι και για τις δυο ιδιοπεριόδους οι τιμές από την Pushover ανάλυση είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες της προσεγγιστικής μεθόδου.

Στον Πίνακα 26 παρουσιάζεται η τέμνουσα αντοχής των κατακόρυφων μελών του ισογείου για την προσεγγιστική και την ακριβή μέθοδο. Συγκεκριμένα, οι τιμές υπολογίζονται για τις περιπτώσεις που ο οπλισμός είναι άγνωστος (ίδιες περιπτώσεις με προηγουμένως) και γνωστός για την προσεγγιστική μέθοδο, και γνωστός για την Pushover ανάλυση. Συγκεκριμένα για την Pushover ανάλυση οι τιμές της τέμνουσας αντοχής υπολογίζονται με βάση την 1^η αστοχία της στάθμης B και με βάση τα όρια που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πίνακας 26. Σύγκριση τέμνουσας αντοχής V_R για τις δυο μεθόδους

		Προσεγγιστική μέθοδος			Ακριβής μέθοδος			
		Άγνωστος οπλισμός		Γνωστός οπλισμός	1 ^η αστοχία		Όρια ΚΑΝ.ΕΠΕ.	
Διεύθ.	V_R EC2	V_R		V_R	$V_{s,lim}$		$V_{s,lim}$	
		ΚΑΝ.ΕΠΕ.	ΚΑΝ.ΕΠΕ.					
		$\mu_{\theta}^{pl} = 0$	$\mu_{\theta}^{pl} = 1$		B	Στο δ_u	B	Στο δ_u
x	1722.42	1334.34	1318.66	1225.65	1210.13	1626.61	1352.00	1696.86
y	1839.41	1619.00	1600.17	1664.71	1884.20	2414.12	2310.00	2872.21

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα του Πίνακα 26, παρατηρείται ότι η τέμνουσα αντοχής των μελών $V_R = 1722.42$ kN για τη x διεύθυνση με βάση τη σχέση του EC2, είναι σχεδόν ίδια με τη μέγιστη τέμνουσα αντοχής $V_{s,lim} = 1697$ kN που προέκυψε από την Pushover ανάλυση στη φάση της τελικής αστοχίας δ_u . Αντιθέτως, για την y διεύθυνση δεν παρατηρείται το ίδιο φαινόμενο, αλλά η τιμή που προέκυψε από την Pushover ανάλυση είναι σχεδόν 56% μεγαλύτερη.

6.2 ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

Στο παρόν υποκεφάλαιο παρουσιάζονται οι λόγοι ανεπάρκειας που προέκυψαν από την εφαρμογή της προσεγγιστικής μεθόδου και της ακριβούς (Pushover ανάλυση). Στη συνέχεια συγκρίνονται και σχολιάζονται οι διαφορές τους. Οι λόγοι ανεπάρκειας προκύπτουν για τις περιπτώσεις της Προσεγγιστικής και της Ακριβούς ιδιοπεριόδου.

Οι λόγοι ανεπάρκειας που προέκυψαν για την προσεγγιστική μέθοδο διακρίνονται στις περιπτώσεις που ο οπλισμός είναι άγνωστος (Α.Ο.) και γνωστός (Γ.Ο.), ενώ οι λόγοι ανεπάρκειας για την pushover ανάλυση προέκυψαν για την περίπτωση που ο οπλισμός είναι γνωστός. Επίσης, για την pushover ανάλυση υπολογίστηκαν λόγοι ανεπάρκειας με βάση την τέμνουσα βάσης και τις μετακινήσεις για τη B στάθμη επιτελεστικότητας.

Στον Πίνακα 27 συγκρίνονται οι λόγοι ανεπάρκειας που προέκυψαν για την προσεγγιστική και την ακριβή μέθοδο (Pushover ανάλυση) κάνοντας χρήση της εμπειρικής και της ακριβούς ιδιοπεριόδου. Ο δείκτης T δηλώνει Τοπικούς δείκτες ενώ ο δείκτης K δηλώνει Καθολικούς δείκτες.

Πίνακας 27. Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας Προσεγγιστικής και Ακριβούς Μεθόδου

Προσεγγιστική μέθοδος						Ακριβής μέθοδος							
Α.Ο.					Γ.Ο.	Με βάση την Τέμνουσα				Με βάση τις Μετακινήσεις			
		$\mu_{\theta}^{pl} = 0$		$\mu_{\theta}^{pl} = 1$	$\lambda^{Γ.Ο.}$	B		δ_u		B		δ_u	
		EC2				T	K	T	K	T	K	T	K
Εμπειρ. T	x	3.55	4.43	4.48	4.68	5.43	4.71	4.10	3.77	-	-	-	-
	y	2.91	3.40	3.44	3.37	4.19	3.47	3.24	2.78	-	-	-	-
Ακριβής T	x	1.05	1.31	1.33	1.38	1.63	1.41	1.23	1.13	2.74	1.85	1.16	0.76
	y	1.05	1.22	1.24	1.21	1.54	1.27	1.19	1.02	1.98	1.13	0.90	0.46

Αρχικά παρατηρείται ότι οι Καθολικοί δείκτες της ακριβούς μεθόδου πλησιάζουν τις τιμές της προσεγγιστικής μεθόδου. Συγκεκριμένα, οι λόγοι ανεπάρκειας της προσεγγιστικής μεθόδου λαμβάνοντας υπόψη τον οπλισμό (Γνωστός οπλισμός) σχεδόν ταυτίζονται με τους αντίστοιχους της ακριβούς μεθόδου που προέκυψαν για τη στάθμη B με βάση τους καθολικούς δείκτες. Επιπλέον, πολύ κοντά στις τιμές αυτές είναι οι λόγοι που προέκυψαν με βάση τη σχέση του παραρτήματος 7Γ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) αγνοώντας τον οπλισμό με $\mu_{\theta}^{pl} = 1$. Οι τοπικοί δείκτες δεν μπορούν να υπολογιστούν με την προσεγγιστική μέθοδο αλλά παρουσιάζονται για λόγους σύγκρισης με τους αντίστοιχους καθολικούς δείκτες. Όπως μπορεί κανείς να παρατηρήσει οι τοπικοί δείκτες προκύπτουν πάντα λίγο μεγαλύτεροι από τους καθολικούς.

7 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΒΑΘΜΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Βαθμός Τοιχωματοποίησης ονομάζεται ο λόγος της μέγιστης τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα στη βάση του κτιρίου ως προς την αντίστοιχη τέμνουσα που αναλαμβάνεται από το σύνολο των κατακόρυφων στοιχείων στην φάση αστοχίας του κτιρίου. Αν για τον προσδιορισμό του βαθμού σεισμικής ικανότητας του κτιρίου επιλεγεί ο απλός προσεγγιστικός προσδιορισμός που αναφέρεται, στην περιγραφή της μεθοδολογίας τριών βημάτων, τότε μπορεί να ληφθεί [1]:

$$\alpha_{\tau} = \frac{\sum V_{Ri}^{τοιχ.}}{V_{R0}} \quad (32)$$

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται διερεύνηση της σχέσης αυτής για τον υπολογισμό του βαθμού τοιχωματοποίησης. Η διερεύνηση περιλαμβάνει τον υπολογισμό του λόγου τεμνουσών αντοχής, δυσκαμψιών και ροπών αδράνειας των τοιχωμάτων προς όλων των μελών του ισογείου. Οι λόγοι αυτοί συγκρίνονται με τον αντίστοιχο ακριβέστερο λόγο ο οποίος προκύπτει από την ανάλυση pushover. Επιπλέον, οι λόγοι υπολογίζονται με βάση τις δυσκαμψίες και τις ροπές αδράνειας, με τον ίδιο τρόπο όπως υπολογίζονται με βάση τις τέμνουσες.

Στον Πίνακα 28 παρουσιάζονται οι τιμές του βαθμού τοιχωματοποίησης όπως προέκυψαν για τις περιπτώσεις: α) ανάλυση Pushover η οποία περιλαμβάνει τη φάση της αστοχίας του 1^{ου} μέλους για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας και τη στοχευόμενη μετακίνηση, β) με βάση την προσεγγιστική μέθοδο για τις περιπτώσεις άγνωστου και γνωστού οπλισμού, γ) με βάση τις δυσκαμψίες και δ) με βάση τις ροπές αδράνειας.

Πίνακας 28. Άθροισμα τοιχωμάτων, συνολικό άθροισμα κατακόρυφων μελών - Βαθμός τοιχωματοποίησης για όλες τις περιπτώσεις

Διεύθ.		Ακριβής μέθοδος		Προσεγγιστική Μέθοδος				Δυσκαμψίες	Ροπές αδράνειας
		1 ^η αστοχία στάθμη B	δ _i	Άγνωστος Οπλισμός			Γνωστός Οπλισμός		
				EC2	KAN.ΕΠΕ. $\mu_{\theta}^{pl} = 0$	KAN.ΕΠΕ. $\mu_{\theta}^{pl} = 1$			
Σ _{Τοιχ.}	x	381	326	176.90	185.76	180.51	507.61	3.257·10 ¹⁵	0.5625
	y	951	775	619.77	657.06	646.56	1015.22	6.888·10 ¹⁵	1.1250
Σ _{ολικό}	x	1193	1600	2126.45	1647.34	1627.97	1513.15	3.741·10 ¹⁵	0.657
	y	1805	1882	2216.16	1950.60	1927.91	2005.67	7.346·10 ¹⁵	1.215
α _{T,x}	x	0.32	0.20	0.083	0.113	0.111	0.335	0.870	0.856
α _{T,y}	y	0.53	0.41	0.280	0.337	0.335	0.506	0.940	0.930

Παρατηρείται ότι οι τιμές του βαθμού τοιχωματοποίησης δηλ. $\alpha_{T,x}$, $\alpha_{T,y}$ της Pushover ανάλυσης στη φάση της 1^{ης} αστοχίας της στάθμης B και της προσεγγιστικής μεθόδου θεωρώντας γνωστό οπλισμό είναι σχεδόν ίδιες. Αντιθέτως, οι τιμές του βαθμού τοιχωματοποίησης της προσεγγιστικής μεθόδου θεωρώντας άγνωστο οπλισμό και για τις τρεις περιπτώσεις υπολογισμού τους απέχουν αρκετά από τις αντίστοιχες της Pushover ανάλυσης, με τις τιμές του KAN.ΕΠΕ. να είναι πιο κοντά από τις τιμές του EC2. Επίσης, συγκρίνοντας τις τιμές του βαθμού τοιχωματοποίησης που προέκυψαν από την αστοχία του 1^{ου} μέλους και τη στοχευόμενη μετακίνηση κατά την Pushover ανάλυση, παρατηρείται ότι οι βαθμοί είναι μικρότεροι στη φάση ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης. Οι τιμές που προέκυψαν με βάση τις δυσκαμψίες και τις ροπές των μελών απέχουν πολύ από τις τιμές της Pushover ανάλυσης, και συγκεκριμένα είναι πολύ μεγαλύτεροι.

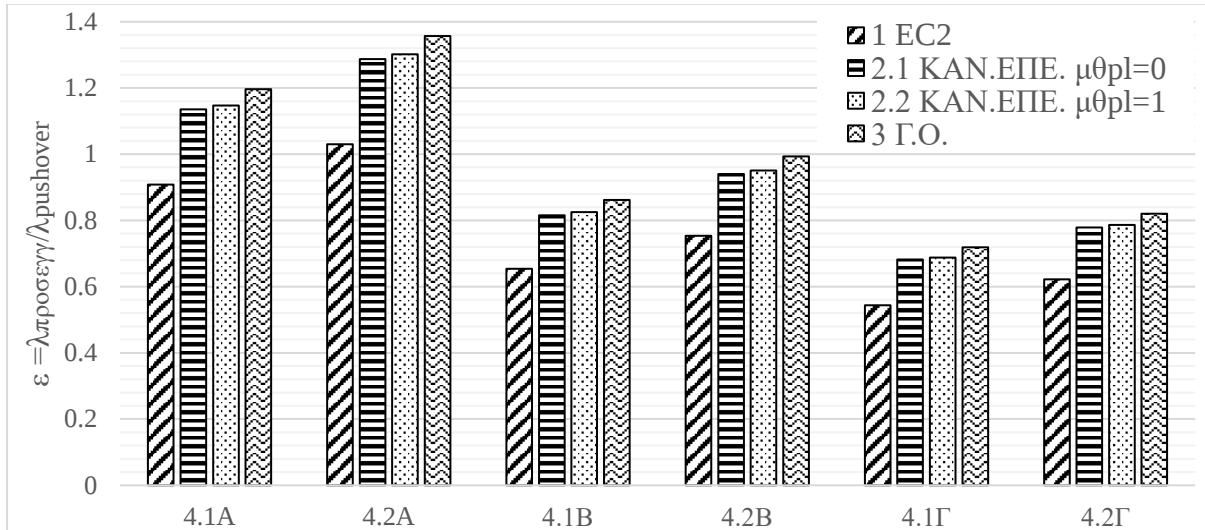
8 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας (A, B και Γ) με τη μορφή διαγραμμάτων. Στα σχήματα 7 έως 12 παρουσιάζεται ο λόγος ε που δηλώνει το πηλίκο της προσεγγιστικής μεθόδου προς την ακριβή μέθοδο για τις τιμές του λόγου ανεπάρκειας λ , του συντελεστή συμπεριφοράς q και του βαθμού τοιχωματοποίησης α_T . Οι περιπτώσεις κοντά στη μονάδα δηλώνουν ότι η προσεγγιστική μέθοδος ταυτίζεται με την ακριβή.

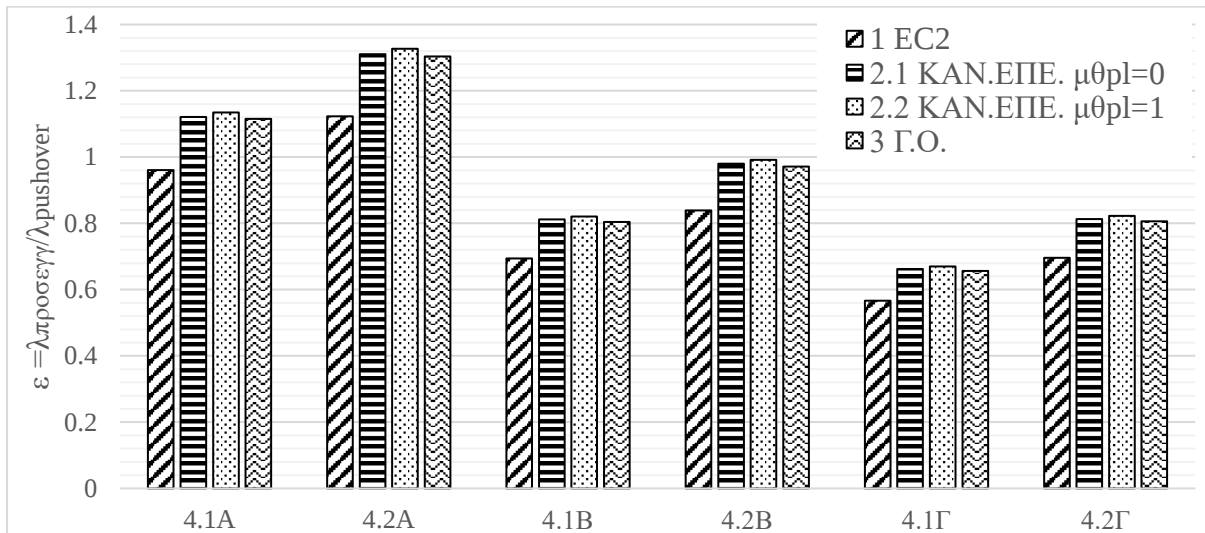
Οι αντοχές των μελών για την προσεγγιστική μέθοδο υπολογίζονται με βάση τις εξής περιπτώσεις: α) αγνοώντας την ύπαρξη του οπλισμού (εφόσον δεν είναι γνωστός) χρησιμοποιώντας i) τη σχέση του EC2 και ii) τη σχέση του Παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για $\mu_{\theta}^{pl} = 0$ και $\mu_{\theta}^{pl} = 1$, και β) λαμβάνοντας υπόψη τον οπλισμό εφόσον είναι γνωστός (Γ.Ο.). Στις ενδείξεις των σχημάτων 7 έως 12, δηλ. 4.1A, 4.2B κτλ. ο αριθμός και το γράμμα δηλώνουν την εξεταζόμενη περίπτωση όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 1 και τη στάθμη επιτελεστικότητας, αντίστοιχα.

Τα σχήματα 7 και 8 παρουσιάζουν το λόγο του δείκτη ανεπάρκειας της προσεγγιστικής μεθόδου προς τον αντίστοιχο της ακριβούς για την εμπειρική ιδιοπερίοδο, για τη x και y διεύθυνση, αντίστοιχα. Από τα σχήματα αυτά παρατηρείται ότι ο λόγος ε κυμαίνεται από 0.7 έως 1.3 και μεγαλύτερη ακρίβεια προκύπτει για τη στάθμη B και τους καθολικούς δείκτες. Για τη στάθμη A οι λόγοι ανεπάρκειας της προσεγγιστικής μεθόδου προέκυψαν μεγαλύτεροι (έως 35%) από την ακριβή σχεδόν για όλες τις περιπτώσεις, το οποίο δηλώνει ότι η προσεγγιστική μέθοδος είναι συντηρητική. Αντίθετα, για τη στάθμη Γ η προσεγγιστική μέθοδος προέκυψε μη συντηρητική, καθώς οι λόγοι ανεπάρκειας της προσεγγιστικής μεθόδου προέκυψαν μικρότεροι (έως 35%) από την ακριβή.

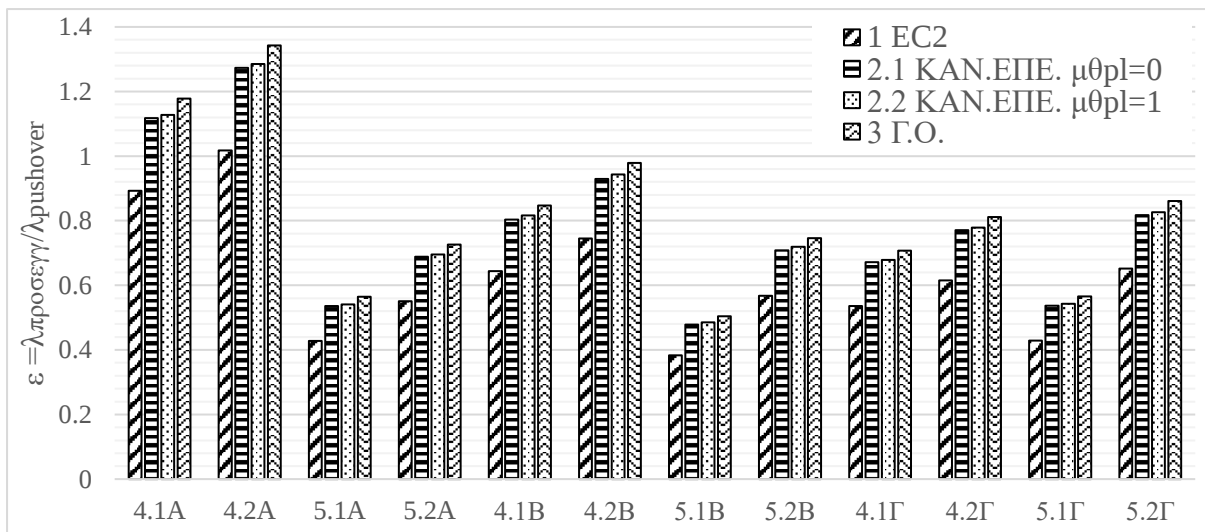
Για λόγους πληρότητας παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν με χρήση της ακριβούς ιδιοπεριόδου, δηλ. τα σχήματα 9 και 10.



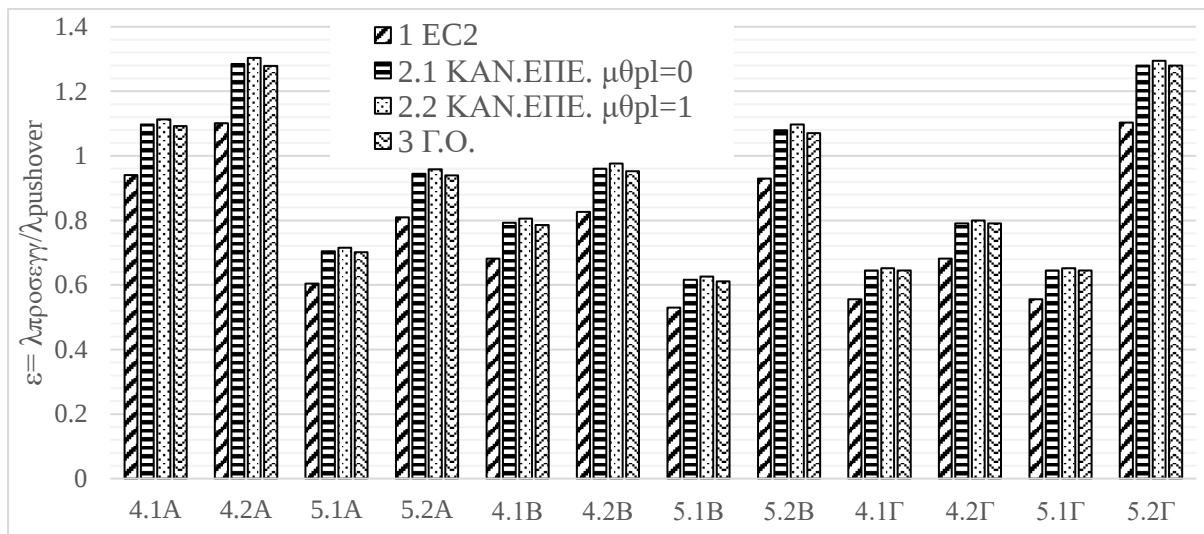
Σχήμα 7. Λόγος ε για τους δείκτες ανεπάρκειας – Εμπειρική ιδιοπερίοδος - x διεύθυνση



Σχήμα 8. Λόγος ε για τους δείκτες ανεπάρκειας – Εμπειρική ιδιοπερίοδος - y διεύθυνση

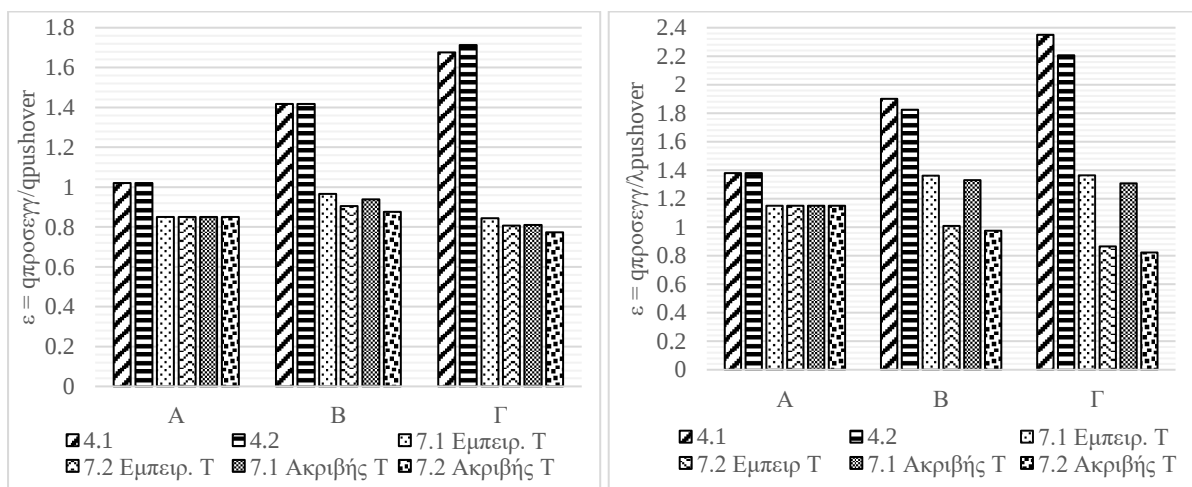


Σχήμα 9. Λόγος ε για τους δείκτες ανεπάρκειας – Ακριβής ιδιοπερίοδος - x διεύθυνση



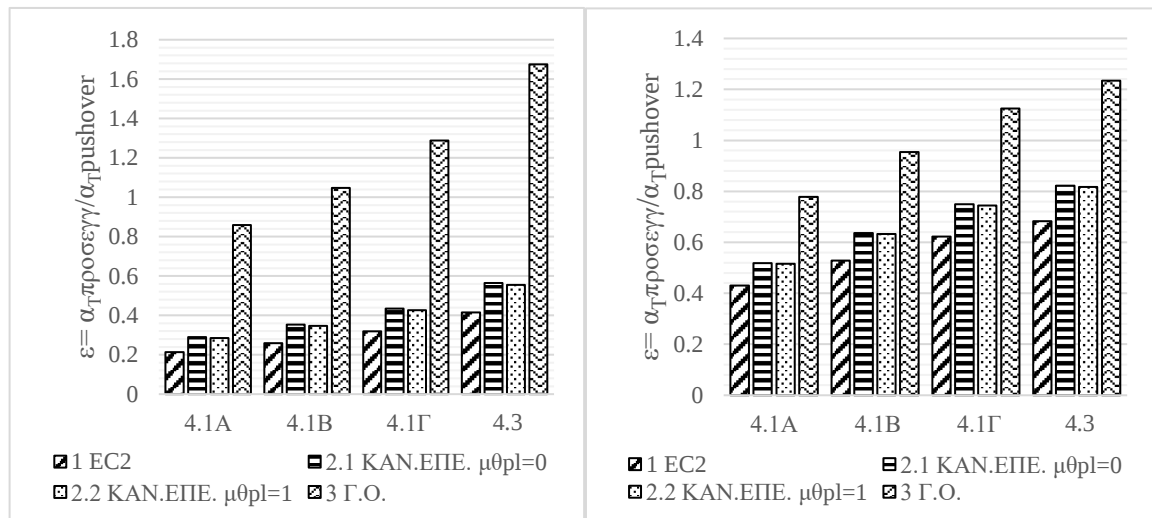
Σχήμα 10. Λόγος ε για τους δείκτες ανεπάρκειας– Ακριβής ιδιοπερίοδος - y διεύθυνση

Τέλος, στα σχήματα 11 και 12 παρουσιάζεται ο λόγος ε των συντελεστών συμπεριφοράς και των βαθμών τοιχωματοποίησης, αντίστοιχα, και για τις δυο διευθύνσεις, δηλ. x και y . Συγκεκριμένα, στο Σχήμα 11, όλες οι περιπτώσεις συγκρίνονται με τις τιμές του Πίνακα 4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Σχήμα 11. Λόγος ε για το συντελεστή συμπεριφοράς - α) x διεύθυνση και β) y διεύθυνση

Όσον αφορά το συντελεστή συμπεριφοράς, παρατηρείται ότι γενικά η καλύτερη προσέγγιση επιτυγχάνεται όταν γίνεται χρήση των δεικτών πλαστιμότητας για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας.



Σχήμα 12. Λόγος ε για το Βαθμό τοιχωματοποίησης – α) x διεύθυνση και β) y διεύθυνση

Σύμφωνα με το Σχήμα 12, παρατηρείται ότι ο βαθμός τοιχωματοποίησης με θεώρηση άγνωστου οπλισμού προέκυψε σε όλες τις περιπτώσεις μικρότερος από τον αντίστοιχο με θεώρηση γνωστού οπλισμού, επειδή ο λόγος ε σε όλες τις περιπτώσεις προέκυψε αρκετά μικρότερος της μονάδας. Επιπλέον, όσο αυξάνονται οι βλάβες (δηλ. μεγαλύτερη στάθμη επιτελεστικότητας), ο λόγος ε αυξάνεται.

9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η παρούσα εργασία παρουσίασε αναλυτικά τη νέα προσεγγιστική μέθοδο του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου κτιρίων Ο.Σ. μέσω της εφαρμογής σε ένα υφιστάμενο συμμετρικό κτίριο Ο.Σ.
- Το κτίριο μελετήθηκε για θεώρηση άγνωστου και γνωστού οπλισμού, με χρήση της εμπειρικής και ακριβούς ιδιοπερίοδου, για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.
- Η νέα προσεγγιστική μέθοδος που παρουσιάζεται υπολογίζει με μεγάλη ακρίβεια τη συνολική τρωτότητα του κτιρίου, και έτσι μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο κτιρίων από Ο.Σ.
- Η σύγκριση με την πιο ακριβή μη γραμμική ανάλυση (Pushover) ανέδειξε τα εξής συμπεράσματα:
 1. Η σεισμική απαίτηση που προκύπτει και από τις δύο μεθόδους με βάση την ακριβή ιδιοπερίοδο είναι ιδιαίτερα μειωμένη σε σχέση με την περίπτωση υπολογισμού της με βάση την εμπειρική ιδιοπερίοδο. Επίσης οι τιμές από την Pushover ανάλυση είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες της προσεγγιστικής μεθόδου.
 2. Οι καθολικοί δείκτες του λόγου ανεπάρκειας της ακριβούς μεθόδου πλησιάζουν τις τιμές της προσεγγιστικής μεθόδου για τη στάθμη Β.
 3. Για τη στάθμη Α οι λόγοι ανεπάρκειας της προσεγγιστικής μεθόδου προέκυψαν μεγαλύτεροι (έως 35%) από την ακριβή σχεδόν για όλες τις περιπτώσεις, το οποίο δηλώνει ότι η προσεγγιστική μέθοδος είναι συντηρητική. Αντίθετα, για τη στάθμη Γ η προσεγγιστική μέθοδος προέκυψε μη συντηρητική, καθώς οι λόγοι ανεπάρκειας της προσεγγιστικής μεθόδου προέκυψαν μικρότεροι (έως 35%) από την ακριβή.
 4. Οι τοπικοί δείκτες του λόγου ανεπάρκειας προκύπτουν πάντα λίγο μεγαλύτεροι από τους καθολικούς.

5. Ο βαθμός τοιχωματοποίησης με θεώρηση άγνωστου οπλισμού προέκυψε σε όλες τις περιπτώσεις μικρότερος από τον αντίστοιχο με θεώρηση γνωστού οπλισμού.

10 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Ο.Α.Σ.Π. Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Αθήνα, Μάιος 2018
- [2] Ο.Α.Σ.Π. (2017), ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), ΦΕΚ 2984/Β'/30-08-2017, 2^η Αναθεώρηση 2017
- [3] Ευρωκώδικας 2, “Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα” – Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, EN1992-1-1:2004
- [4] Ευρωκώδικας 8: “Αντισεισμικός Σχεδιασμός” – Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων, EN1998-3:2005
- [5] SAP2000. “Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Berkeley” California: Computers and Structures Inc., 2010.
- [6] Σφακιανάκης Μ.Γ. “Πρόγραμμα BIAx, Οδηγίες χρήσης”, Πάτρα 2015