

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ Ο/Σ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΔΑΓΡΕ MARINA

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

ΚΥΔΩΝΙΑΤΗΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ

Μεταπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., kidalex2009@hotmail.com

Περίληψη

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση και ανάλυση της συμπεριφοράς και επάρκειας μιας πεντάωροφης υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευασμένης πριν το 1984. Η αποτίμηση πραγματοποιήθηκε με τη χρήση δύο προσεγγιστικών μεθόδων χωρίς ανάλυση, αλλά και με τη χρήση αφενός ελαστικής ανάλυσης με την μέθοδο q και m και αφετέρου ανελαστικής στατικής ανάλυσης (push-over). Το κτίριο ελέγχεται για τέσσερις (4) εναλλακτικές περιπτώσεις του φέροντος οργανισμού, ενώ παράλληλα διερευνάται η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη συμπεριφορά του. Για την προσομοίωση και ανάλυση της κατασκευής έγινε χρήση του στατικού προγράμματος FESPA.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Είναι γνωστό ότι η χώρα μας βρίσκεται σε μια κατεξοχήν σεισμογενή περιοχή και έχει πληγεί επανειλημμένως από ισχυρούς σεισμούς που είχαν ως αποτέλεσμα τόσο την απώλεια ανθρώπινων ζώων όσο και τη δημιουργία οικονομικών και κοινωνικών προβλημάτων.

Οι παραπάνω παράμετροι οδήγησαν στην ανάγκη σωστότερης και αποτελεσματικότερης μελέτης των νέων κατασκευών αλλά και στην ανάγκη επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές που παρουσιάζουν ελλείψεις ή ανεπάρκειες. Η ανάγκη αυτή πραγματοποιήθηκε με την αναθεώρηση των παλαιότερων κανονισμών και τη σύνταξη νέων με στόχο τη θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κατασκευών αλλά και κανόνες εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των νέων.

Στις μέρες μας το πεδίο των ενισχύσεων και της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών καλύπτεται από το μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 και όσον αφορά τον ελλαδικό χώρο από τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Τόσο ο Ευρωκώδικας 8 όσο και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχουν ως στόχο να θέσουν κριτήρια αφενός για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων και αφετέρου για το σχεδιασμό των μέτρων επέμβασης και ενίσχυσης.

Στόχος της συγκεκριμένη εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας της υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., με εφαρμογή ελαστικής ανάλυσης με την μέθοδο q και m και εναλλακτικά με ανελαστική στατική ανάλυση (push-over). Στη συνέχεια τα αποτελέσματα της αποτίμησης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. θα συγκριθούν με την εφαρμογή δύο προσεγγιστικών μεθόδων, αυτών της Ιαπωνικής και της Πρότασης για τον Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο.

Το κτίριο θα ελεγχθεί για τις παρακάτω τέσσερις (4) εναλλακτικές περιπτώσεις του φέροντος οργανισμού του: 1) πλαισιακός φορέας με τοιχοπληρώσεις παντού, 2) φορέας με τοιχώματα και τοιχοπληρώσεις παντού, 3) πλαισιακός φορέας με κοντά υποστυλώματα στην περίμετρο του ισόγειου ύψους 0.9m και 4) πλαισιακός φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο (pilotis), προκειμένου να συγκριθούν τα αποτελέσματα και να εξαχθούν κάποια συμπεράσματα. Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II κατά ΕΑΚ, με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα Σ2. Η στάθμη επιτελεστικότητας επιλέγεται να είναι η Γ «Οιονεί-Κατάρρευση».

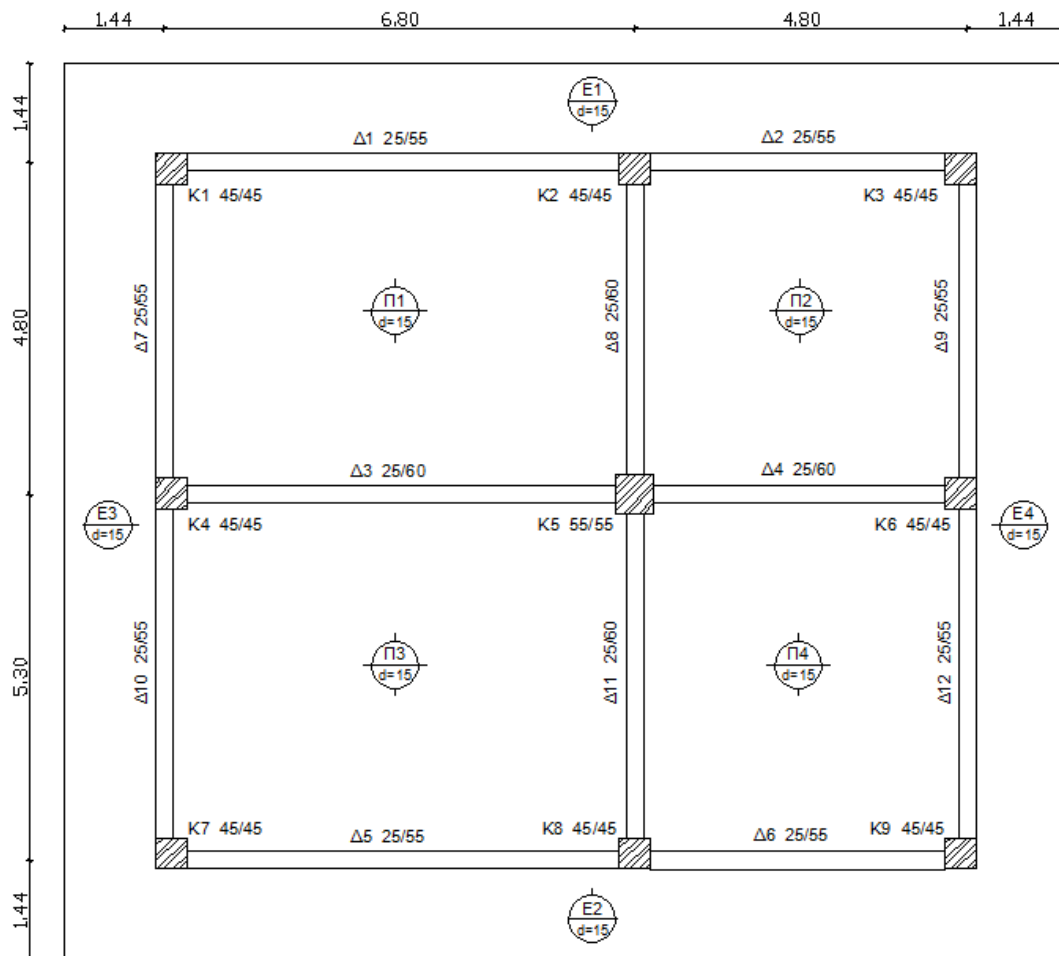
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η υφιστάμενη κατασκευή που θα αναλυθεί είναι ένα πενταώροφο κτίριο που έχει κατασκευαστεί πριν το 1984 και για το οποίο θα επιλυθούν οι παραπάνω αναφερόμενες τέσσερις (4) εναλλακτικές περιπτώσεις του φέροντος οργανισμού του.

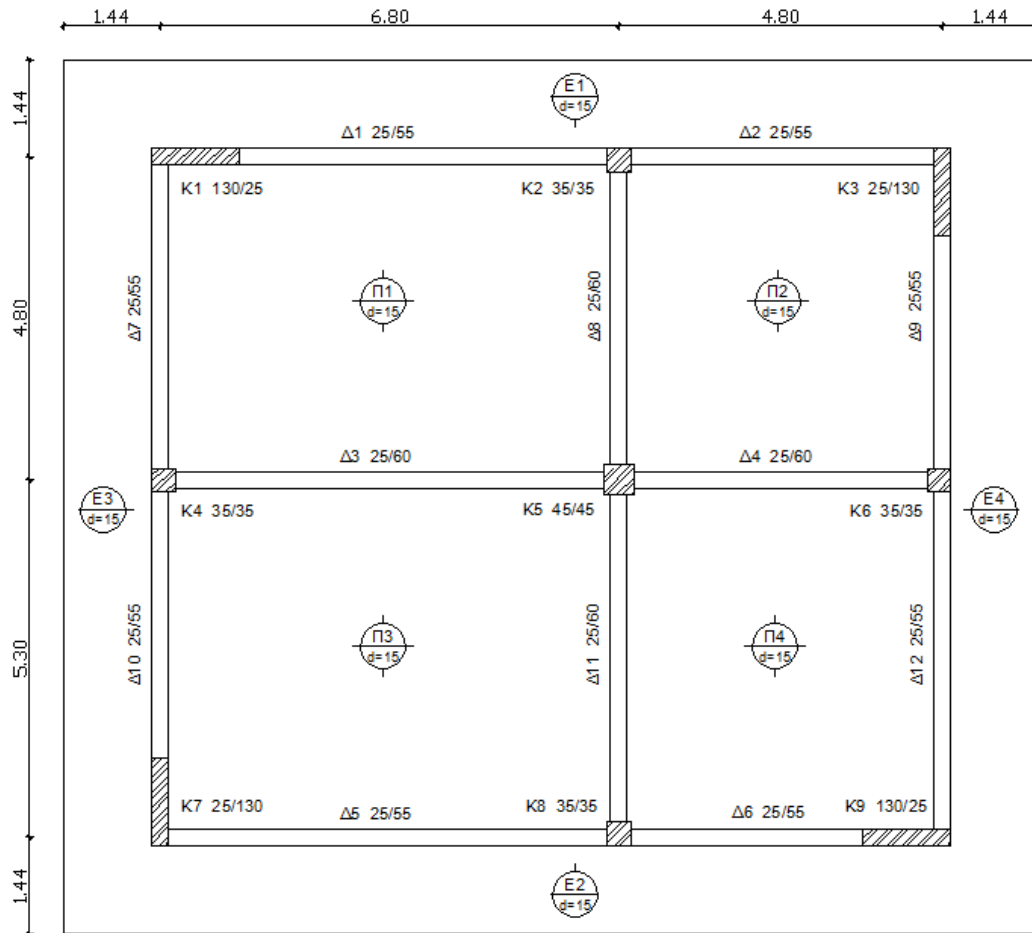
Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική (διαστάσεων 11.60m x 10.10m) και όλοι οι όροφοι είναι πανομοιότυποι (τυπικός όροφος). Το ύψος των ορόφων προσδιορίζεται στα 3.84m. Οι πλάκες έχουν πάχος 0.15m και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με $\Phi 10/130$. Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 0.25m x 0.55m και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4 $\Phi 16$ στα ανοίγματα, από τα οποία τα 2 $\Phi 16$ κάμπτονται στις στηρίξεις. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 0.25m x 0.60m και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4 $\Phi 20$ στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Στο πάνω πέλμα όλων των δοκών υπάρχει οπλισμός 2 $\Phi 8$, που δεν συμμετέχει στην ανάληψη ροπής στις παρειές στήριξης, λόγω επαρκούς αγκύρωσής του.

Όσον αφορά τον πλαισιακό φορέα, η διατομή των υποστυλωμάτων κυμαίνεται από 0.45x0.45m με περιμετρικό διαμήκη οπλισμό 8 $\Phi 18$ έως 0.55x0.55m (το εσωτερικό υποστύλωμα) με οπλισμό 8 $\Phi 20$. Στον φορέα με τοιχώματα, η διατομή των υποστυλωμάτων κυμαίνεται από 0.35x0.35m με οπλισμό 4 $\Phi 20$ έως 0.45x0.45m (το εσωτερικό υποστύλωμα) με οπλισμό 4 $\Phi 20$ στις γωνίες και 4 $\Phi 14$ στα μέσα των πλευρών. Η διατομή των τοιχωμάτων είναι 0.25x1.30m και είναι οπλισμένα με 5 $\Phi 20$ παράλληλα στις μικρές πλευρές τους και 3 $\Phi 10$ στις μεγάλες.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι ξυλότυποι του τυπικού ορόφου τόσο για τον πλαισιακό φορέα όσο και για τον φορέα με τοιχώματα.



Σχήμα 1: Τυπική κάτοψη ορόφου πλαισιακού φορέα.



Σχήμα 2: Τυπική κάτοψη ορόφου φορέα με τοιχώματα.

Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα, ή τοιχώματα και Φ8/250 στις δοκούς με κακή αγκύρωση. 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 περίσφιγξη των στοιχείων.

Για τα φορτία που δρουν στην κατασκευή έγιναν οι εξής παραδοχές:

- Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1.3 kN/m^2 .
- Τα ωφέλιμα φορτία λήφθηκαν επί όλων των πλακών ίσα με 2.0 kN/m^2 .
- Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.5 kN/m^2 επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.0 kN/m^2 . Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα.
- Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.00 m.
- Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II κατά ΕΑΚ, με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα Σ2.

Για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων στην ανάλυση αγνοήθηκαν οι εσωτερικές (δρομικές) τοιχοπληρώσεις, ενώ για τις περιμετρικές (μπατικές) θεωρήθηκαν στο μέσον των φανωμάτων K2-K3 και K3-K6 παράθυρα, ενώ στα υπόλοιπα πόρτες.

Για τις ποιότητες των υλικών έγιναν οι εξής παραδοχές:

- Σκυρόδεμα με μέση αντοχή $f_{cm}=18\text{MPa}$ και χαρακτηριστική ($=f_{cm}-s$) $=14\text{MPa}$
- Χάλυβας κατηγορίας S400.

- Υφιστάμενη άοπλη τοιχοπλήρωση με χαρακτηριστική αντοχή $f_{wcke} = 1.6 \text{ MPa}$
Η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (ΣΑΔ) θεωρήθηκε ικανοποιητική.

3. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

Οι προσεγγιστικές μέθοδοι με τις οποίες θα γίνει η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής είναι το Β' επίπεδο ελέγχου της Ιαπωνικής μεθόδου, με κάποια στοιχεία από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και η Πρόταση για το Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο. Για αυτές τις μεθόδους δεν απαιτείται η χρήση κάποιου στατικού προγράμματος αφού όλα τα δεδομένα θα υπολογιστούν με βάση κάποιες προσεγγιστικές σχέσεις. Τα μεγέθη τα οποία απαιτούνται προκειμένου να γίνει ο έλεγχος 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. Η διατμητική αντοχή των στοιχείων χρησιμοποιείται για να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης αντοχής και στη συνέχεια να συγκριθεί με την απαιτούμενη τέμνουσα βάσης από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΑΚ2000 [2].

3.1. ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (Β' ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ)

Η Ιαπωνική μέθοδος περιέχει τρία επίπεδα ελέγχου. Κατά το δεύτερο επίπεδο, το οποίο επιλέχθηκε στην παρούσα εργασία για να γίνει η αποτίμηση της κατασκευής, υπολογίζεται η τέμνουσα αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων λαμβάνοντας υπόψιν τους οπλισμούς τους και συγκρίνεται με την τέμνουσα αντοχής τους κατά την καμπτική τους αστοχία. Σε αυτό το επίπεδο αγνοείται ο έλεγχος των δοκών.

Σημειώνεται ότι η ιδιοπερίοδος του συστήματος προσδιορίστηκε προσεγγιστικά με βάση τον EC8-4.3.3.2 [6] από τη σχέση:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4},$$

όπου ο συντελεστής C_t λαμβάνει τιμή 0.075 για πλαίσια από σκυρόδεμα, ενώ H είναι το ύψος, σε μέτρα (m), του κτιρίου πάνω από τη θεμελίωση (ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου). Στην περίπτωση μικτού συστήματος (υποστυλώματα και τοιχώματα) η τιμή του C_t λαμβάνεται ίση με 0.05. Στην συνέχεια υπολογίζεται η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης από το φάσμα σχεδιασμού και κατανέμεται στους ορόφους με ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή.

Τα αξονικά φορτία των στύλων βρέθηκαν και αυτά κατά προσέγγιση και υπολογίστηκε η τέμνουσα αντοχής του κάθε ορόφου η οποία προκύπτει έπειτα από τον υπολογισμό της τέμνουσας αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων και έλεγχο για το ποια αστοχία προηγείται (καμπτική ή διατμητική). Ο υπολογισμός γίνεται με την παρακάτω σχέση:

$$V_R = \sqrt{(\sum q_i V_{Ri})_{q_i=1.2}^2 + (\sum q_i V_{Ri})_{1.2 < q_i \leq 2}^2 + (\sum q_i V_{Ri})_{q_i > 2}^2},$$

όπου $q_i = m_i$ είναι ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. που εξαρτάται από την στάθμη επιτελεστικότητας. Έτσι προκύπτουν τρεις ομάδες κατακόρυφων στοιχείων. Στην πρώτη ομάδα ανήκουν τα στοιχεία στα οποία προηγείται η διατμητική αστοχία και έτσι θεωρούνται ψαθυρά. Σε αυτά τα στοιχεία ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας θεωρείται ίσος με $m_i = 1.2$. Στην δεύτερη ομάδα ανήκουν τα στοιχεία με τοπικό δείκτη πλαστιμότητας να κυμαίνεται από 1.2 έως και 2.0 και στην τρίτη ομάδα, τα στοιχεία με τοπικό δείκτη πλαστιμότητας μεγαλύτερο του 2.0.

Στην παραπάνω σχέση έχουν γίνει δυο θεωρήσεις. Η πρώτη αφορά τον συντελεστή q_i ο οποίος δεν υπολογίζεται με βάση τις σχέσεις που δίνουν οι Ιαπωνικές οδηγίες, αλλά με βάση τα θεωρητικώς ακριβέστερα m_i που παρέχει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η δεύτερη θεώρηση αφορά τα στοιχεία που προηγείται η διατμητική αστοχία έναντι της καμπτικής. Παρά την ψαθυρή τους συμπεριφορά, έγινε η θεώρηση ότι διαθέτουν πολύ μικρή πλάστιμη συμπεριφορά ($m_i = 1.2$).

Τέλος, η τέμνουσα αντοχής του κάθε ορόφου μειώνεται μέσω κάποιων συγκριμένων μειωτικών συντελεστών που αφορούν την γεωμετρία της κατασκευής.

Τα αποτελέσματα της εφαρμογής της ανωτέρω διαδικασίας συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα:

	Διεύθυνση	Απαιτούμενη Τέμνουσα Βάσης ($V_{\text{απαιτ}}$) (kN)	Τέμνουσα Αντοχής (V_R) (kN)	λ
Πλαισιακός φορέας	X	1546.5	921.7	1.67
	Z	1546.5	921.7	1.67
Φορέας με τοιχώματα	X	2582.0	779.2	3.31
	Z	2582.0	773.4	3.34

Πίνακας 1: Αποτελέσματα Ιαπωνικής Μεθόδου για τον κρίσιμο όροφο (ισόγειο).

3.2. ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ (ΠΡΟΤΑΣΗ)

Η πρόταση για το Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο περιέχει τρία στάδια για μια προσεγγιστική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας σε σχέση με τη σεισμική απαίτηση και έχει ως στόχο τον υπολογισμό του δείκτη προτεραιότητας ελέγχου του κτιρίου.

Πιο συγκεκριμένα, κατά το πρώτο στάδιο προσδιορίζεται σε κάθε κύρια διεύθυνση με βάση το φάσμα σχεδιασμού του EC8-1 [6], το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού) του κτιρίου. Στο δεύτερο στάδιο προσδιορίζεται για την ίδια κύρια διεύθυνση η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης (V_R) κατ' εφαρμογή μιας προσεγγιστικής διαδικασίας, η οποία εκφράζεται από τη σχέση:

$$V_R = \beta V_{R0},$$

όπου V_{R0} είναι η μέσω προσεγγιστικών υπολογισμών προκύπτουσα τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν τυχόν αρνητική επιρροή από οποιοδήποτε από τα κριτήρια (1) έως (13), τα οποία περιγράφουν παράγοντες τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά (μεμονωμένα ή/και συνδυαστικά) τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου ($V_{R0,x}$, $V_{R0,y}$) και β ο μειωτικός συντελεστής επιρροής των παραπάνω κριτηρίων (1) έως (13) στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, που λαμβάνει υπ' όψιν του τον συντελεστή βαρύτητας κάθε κριτηρίου (σ_i) και το βαθμό που έλαβε κάθε κριτήριο στο υπό εξέταση κτίριο (β_i).

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

Κατά το τρίτο και τελευταίο στάδιο της συγκεκριμένης μεθόδου προσδιορίζεται ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου λ της κατασκευής, ο οποίος προκύπτει ανά διεύθυνση. Ο τελικός δείκτης προτεραιότητας ελέγχου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\lambda = 100 \cdot \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

Τα αποτελέσματα της παραπάνω μεθόδου παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

	Διεύθυνση	Απαιτούμενη Τέμνουσα Βάσης ($V_{\text{απαιτ}}$) (kN)	Τέμνουσα Αντοχής (V_R) (kN)	λ
Πλαισιακός φορέας	X	1546.5	1253.4	1.23
	Z	1546.5	1253.4	1.23
Φορέας με τοιχώματα	X	2582	779.2	4.02
	Z	2582	773.4	4.05

Πίνακας 2: Αποτελέσματα Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου για τον κρίσιμο όροφο (ισόγειο).

4. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ q ΚΑΙ m

4.1. ΓΕΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΕΘΟΔΩΝ

Η μέθοδος q ή αλλιώς πληρέστερα η μέθοδος του καθολικού δείκτη πλαστιμότητας q έχει σαν κύριο σκοπό τον προσδιορισμό της έντασης όλων των δομικών στοιχείων και την μετέπειτα σύγκρισή τους με την τιμή της αντοχής τους. Έτσι προσδιορίζεται ο λόγος έντασης προς αντοχή των κρίσιμων διατομών των μελών που ονομάζεται λ , θεωρώντας για όλα τα μέλη τον ίδιο συντελεστή πλαστιμότητας q . Αξίζει να σημειωθεί ότι η μέθοδος αυτή είναι αντίστοιχη με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 8-1. Στην παρούσα εργασία, καθώς το κτίριο έχει κατασκευαστεί πριν από το 1985 και όλες οι εναλλακτικές περιπτώσεις του φέροντος οργανισμού του εξετάζονται για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί κατάρρεση» λαμβάνουμε $q = 2.4$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ., Πίνακας 4.1 και Πίνακας Σ4.4.). Οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών των δομικών στοιχείων αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τιμές τους.

Η μέθοδος των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας m είναι και αυτή αντίστοιχη με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος, και συνίσταται να εφαρμόζεται σε φορείς που παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων. Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, εκτιμάται μέσω των τοπικών δεικτών m . Η μέθοδος αυτή είναι παρόμοια με τη μέθοδο 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. Αυτοί οι δείκτες m υπολογίζονται με βάση τις παραμορφώσεις (μετακινήσεις, στροφές χορδής ή καμπυλότητες) των ακραίων διατομών των δομικών στοιχείων και γενικώς ορίζονται ως το πηλίκο της παραμόρφωσης σχεδιασμού (θ_d ή d_d) προς την παραμόρφωση διαρροής (θ_y ή d_y), δηλαδή $m = \theta_d / \theta_y$.

4.2. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΜΕΘΟΔΩΝ

Τόσο για τη μέθοδο q όσο και για τη μέθοδο m , προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας»), σύμφωνα με την §5.5.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [4]:

$$\lambda = S_E / R_m, \quad \text{όπου}$$

S_E : είναι η ροπή λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (§4.4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ. [4]), όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ($q=1$). Οι λόγοι λ υπολογίζονται μόνο με βάση τις αντοχές σε κάμψη, αφενός για συντόμευση των σχετικών υπολογισμών και αφετέρου διότι, ακόμα και στην περίπτωση που επιλεγεί (συνεκτιμώντας και τις τιμές των λ) ελαστική μέθοδος ανάλυσης, οι έλεγχοι σε τέμνουσα γίνονται με ικανοτική θεώρηση (Κεφ.9, ΚΑΝ.ΕΠΕ [4]), άρα ελέγχεται η απαίτηση $\lambda \leq 1$ για την ικανοτική τέμνουσα.

R_m : είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών (§5.1.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ. [4]).

Οι προϋποθέσεις εφαρμογής για ελαστική δυναμική ανάλυση είναι αυτές που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 8-3. Ειδικότερα όμως, για τα κτίρια της χώρας μας, ισχύουν εναλλακτικά οι παρακάτω αναφερόμενες προϋποθέσεις (§5.6.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ. [4]):

α) Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$ ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

β) Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές

ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται στην §4.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αυξάνονται κατά 0.15.

Επειδή η ανάλυση είναι ελαστική, για τον έλεγχο της ανίσωσης ασφαλείας, απαιτείται ο υπολογισμός της δράσης S_d , όπου $S_d = S_G + S_E / m$ (S_d : εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού και S_E : εντατικό μέγεθος για την σεισμική δράση από την (ελαστική) ανάλυση με γ_{sd} κατά την §4.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και της αντίστασης R_d σε όρους εντατικών μεγεθών «δυνάμεων». Όσον αφορά τις ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση (ή απλώς με τις μέσες τιμές τους) (§4.4.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ. [4]).

4.3. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕΘΟΔΩΝ

Στους πίνακες 3 και 4 υπολογίζεται ο βαθμός ανεπάρκειας λ κάθε υποστυλώματος στη βάση του ισογείου για τα υπό μελέτη κτίρια, όπου ο συντελεστής λ ισούται με:

$$\lambda = \frac{\sqrt{M_{y,sd}^2 + M_{z,sd}^2}}{\sqrt{M_{y,Rd}^2 + M_{z,Rd}^2}} \text{ και κάθε όρος υπολογίζεται βάσει της εξίσωσης } S_d = S_G + S_E / (m \text{ ή } q)$$

ανάλογα με τη μέθοδο (m ή q) για διαξονική κάμψη. Στον πίνακα 5 παρουσιάζεται ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ_k στη βάση του ισογείου, όπου $\lambda_k = \sum_1^n \lambda_i V_{si} / \sum_1^n V_{si}$. Στη σχέση αυτή λ_i είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου, V_{si} είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για $q=1$) και n ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου k . (Ο δείκτης (Δ) στους παρακάτω πίνακες δηλώνει ότι είναι κρίσιμη η διάτμηση στο μέλος.)

Βαθμός ανεπάρκειας λ				
Μέλος	Πλαισιακός φορέας		Φορέας με τοιχώματα	
	Μέθοδος q	Μέθοδος m	Μέθοδος q	Μέθοδος m
K1	1.16	1.06	1.70 (Δ)	1.04 (Δ)
K2	1.39	1.25	1.65	1.75
K3	1.07	1.03	1.66 (Δ)	0.75
K4	1.44	1.40	1.67	1.50
K5	1.45 (Δ)	1.07	1.33	1.32
K6	1.16	1.06	1.46	1.56
K7	1.19	1.11	1.75 (Δ)	1.04 (Δ)
K8	1.45	1.30	1.66	2.75
K9	1.09	1.04	1.78 (Δ)	1.04 (Δ)

Πίνακας 3: Αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης με τη μέθοδο q και m για κάθε υποστύλωμα για τον πλαισιακό φορέα και τον φορέα με τοιχώματα.

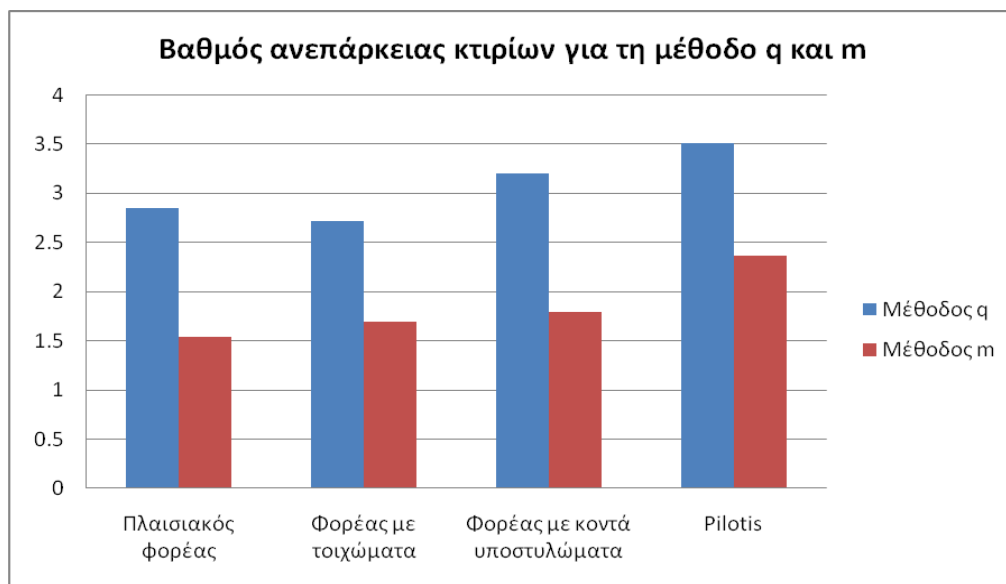
Βαθμός ανεπάρκειας λ				
Μέλος	Φορέας με κοντά υποστυλώματα		Pilotis	
	Μέθοδος q	Μέθοδος m	Μέθοδος q	Μέθοδος m
K1	2.49 (Δ)	2.24 (Δ)	1.37	1.70
K2	2.80 (Δ)	3.24 (Δ)	1.58	1.81
K3	2.26 (Δ)	2.14 (Δ)	1.25	1.45

K4	2.79 (Δ)	3.26 (Δ)	1.72	2.24
K5	2.16 (Δ)	1.19 (Δ)	1.47	1.8 (Δ)
K6	2.81 (Δ)	3.19 (Δ)	1.37	1.55
K7	2.49 (Δ)	2.24 (Δ)	1.36	1.70
K8	2.80 (Δ)	3.24 (Δ)	1.69	2.05
K9	2.22 (Δ)	2.15 (Δ)	1.29	1.57

Πίνακας 4: Αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης με τη μέθοδο q και m για το φορέα με κοντά υποστυλώματα και pilotis.

Βαθμός ανεπάρκειας λ				
	Πλαισιακός φορέας	Φορέας με τοιχώματα	Φορέας με κοντά υποστυλώματα	Pilotis
Μέθοδος q	2.85	2.72	3.20	3.51
Μέθοδος m	1.54	1.69	1.79	2.37

Πίνακας 5: Αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης με τη μέθοδο q και m για όλους του φορείς.



Σχήμα 3: Σύγκριση βαθμών ανεπάρκειας με τη μέθοδο q και m για τους εξεταζόμενους φορείς των κτιρίων.

Από το παραπάνω διάγραμμα συμπεραίνουμε ότι η μέθοδος q εξάγει σαν αποτέλεσμα σημαντικό αριθμό ανεπαρκειών στα υποστυλώματα σε όλους τους εξεταζόμενους φορείς του κτιρίου, απαιτώντας λοιπόν μεγάλο αριθμό ενισχύσεων σε σχέση με τη μέθοδο m. Οι λόγοι που οδηγούν σε αυτό είναι οι εξής:

- Η μέθοδος q χρησιμοποιεί χαρακτηριστικές αντοχές που είναι μικρότερες από τις μέσες της μεθόδου m.
- Η μέθοδος q χρησιμοποιεί δυσκαμνίες που αντιστοιχούν στο 50% της αρηγμάτωτης διατομής οι οποίες είναι εν γένει αρκετά μεγαλύτερες από τις πραγματικές της μεθόδου m. Συνεπώς τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη προκύπτουν δυσμενέστερα καθώς για ίδια μετακίνηση αναπτύσσονται μεγαλύτερες εντάσεις.

- Δεν εκμεταλλευόμαστε τη διαθέσιμη πλαστιμότητα κάθε μέλους.

Για το λόγο αυτό σημαντικό είναι η μελέτη αποτίμησης να γίνεται κυρίως με τη μέθοδο m , η οποία είναι ευνοϊκότερη της μεθόδου q .

Σε επίπεδο κατασκευής και του φέροντος οργανισμού του κτιρίου η ελαστική μέθοδος m παρουσιάζει δυσμενέστερο λόγο ανεπάρκειας στην περίπτωση της *pilotis* ($\lambda=2.37$), ακολουθεί ο φορέας με κοντά υποστυλώματα ($\lambda=1.79$), ο φορέας με τοιχώματα ($\lambda=1.69$), ενώ ευνοϊκότερος αποδεικνύεται ο πλαισιακός φορέας ($\lambda=1.54$).

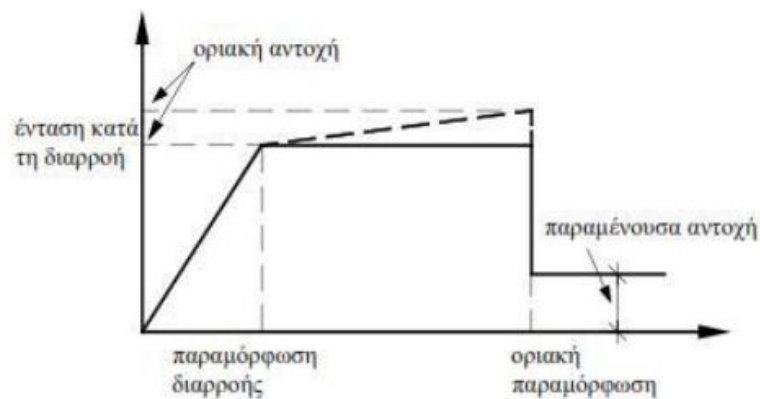
5. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

5.1. ΓΕΝΙΚΑ

Η ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) αποτελεί την κυριότερη μη-γραμμική μέθοδο για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών. Η προτίμηση των κανονισμών στην ανάλυση Pushover αποδίδεται στο ότι δίνει τη δυνατότητα εκμετάλλευσης όχι μόνο της ελαστικής αλλά και της πλαστικής περιοχής των υλικών των φερόντων στοιχείων μιας κατασκευής. Σύμφωνα με την §5.7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [4] κύριος στόχος της μεθόδου είναι η εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών που θα αναπτυχθούν στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής, όταν αυτή υποβάλλεται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται αποτίμηση ή/και ανασχεδιασμός.

Κατά την ανελαστική στατική ανάλυση το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, έως ότου κάποιο δομικό στοιχείο της κατασκευής δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Αυτό επιτυγχάνεται θεωρώντας τις ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρωμένες σε συγκεκριμένες κρίσιμες θέσεις (πλαστικές αρθρώσεις), η συμπεριφορά των οποίων περιγράφεται με την βοήθεια απλοποιημένων διγραμμικών ή πολυγραμμικών διαγραμμάτων έντασης - μετακίνησης ή έντασης παραμόρφωσης, συνήθως ροπής-στροφής ή ροπής-στροφής χορδής.

Αποτέλεσμα της μεθόδου είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης του φορέα, η οποία μεταφράζεται σε όρους τέμνουσας βάσης - μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, ο οποίος σύμφωνα με τον κανονισμό αφορά το κέντρο μάζας στην κορυφή του φορέα. Γίνεται εξιδανίκευση αυτής της καμπύλης σε μία διγραμμική καμπύλη, βάση της οποίας προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση και έτσι γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Η μορφή της φαίνεται στο Σχήμα 4 που ακολουθεί. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η χάραξη της καμπύλης αντίστασης μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη.



Σχήμα 4: Θεωρητικές καμπύλες εντατικού μεγέθους - παραμόρφωση.

Η σεισμική απαίτηση της κατασκευής υπεισέρχεται στην διαδικασία της ανάλυσης μέσω της επιβαλλόμενης από αυτόν μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, η οποία καλείται στοχευόμενη μετακίνηση. Η καμπύλη αντίστασης θα πρέπει να χαράσσεται για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου μεγαλύτερη (π.χ. κατά 50%) από τη στοχευόμενη, ώστε να προκύψει μια συνολική εικόνα της απόκρισης της κατασκευής.

Ως τελευταίο βήμα της ανάλυσης, ο κανονισμός ορίζει των έλεγχο των κριτηρίων επιτελεσματικότητας με σύγκριση των διαθέσιμων μεγεθών αντοχής του κάθε μέλους της κατασκευής με τα απαιτούμενα μεγέθη απόκρισης. Η παραπάνω σύγκριση θα γίνεται με τα μεγέθη όπως αυτά προκύπτουν από μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με την στοχευόμενη, για συγκεκριμένη στάθμη επιτελεσματικότητας. [4]

Οι αναλύσεις με Pushover των κτιρίων που παρουσιάσαμε νωρίτερα, έγιναν με τη χρήση του προγράμματος FESPA, το οποίο δίνει τη δυνατότητα αυτή εφόσον καθοριστούν οι οπλισμοί όλων των γραμμικών μελών.

5.2. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Με τον όρο στάθμη επιτελεσματικότητας καλούμε την ελάχιστη στάθμη αντοχής (αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που επιλέγουμε εμείς ως μελετητές να έχει η κατασκευή μας. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού είναι άμεσα εξαρτημένος από την ασφάλεια και το κόστος καθώς και από την σπουδαιότητα της κατασκευής. Ανάλογα με την οριακή γωνία στροφής χορδής ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει τρεις στάθμες επιτελεσματικότητας και αναλύονται παρακάτω: [4]

- Στάθμη περιορισμού βλαβών (DL-Damage Limitation) : Πρόκειται για την οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών ή αλλιώς στάθμη επιτελεσματικότητας Α. Αναφέρεται σε άμεση χρήση μετά το σεισμό και εισάγει το κριτήριο ο φορέας να έχει υποστεί ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν περάσει τη διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Το κριτήριο γωνίας στροφής σε αυτή τη στάθμη είναι:

$$\theta < \theta_{DL} = \theta_y$$

- Στάθμη σημαντικών βλαβών (SD-Severe Damage) : Πρόκειται για την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών ή αλλιώς στάθμη επιτελεσματικότητας Β (Προστασία Ζωής). Τα φέροντα στοιχεία δίνονται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις ενώ εξασφαλίζεται πως τα πρωτεύοντα μέλη διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας θ_u . Το κριτήριο γωνίας στροφής είναι σε αυτή τη στάθμη είναι:

$$\theta < \theta_{SD} = (\theta_y + \theta_u) / (2 \cdot \gamma_{Rd}), \text{ όπου } \gamma_{Rd}=1.5 \text{ για πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα μέλη}$$

- Στάθμη οιονεί κατάρρευση (NC-Near Collapse) : Πρόκειται για την οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευση ή αλλιώς στάθμη επιτελεσματικότητας Γ. Σε αυτή την περίπτωση αναμένεται η εμφάνιση εκτεταμένων και ίσως μη επισκευάσιμων βλαβών.

$$\theta < \theta_{NC} = \theta_u / \gamma_{Rd}, \text{ όπου } \gamma_{Rd}=1.5 \text{ για πρωτεύοντα μέλη}$$

$$\gamma_{Rd}=1.0 \text{ για δευτερεύοντα μέλη}$$

Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού μπορούν να διαφέρουν μεταξύ τους ανάλογα με τη σπουδαιότητα του κτιρίου και τα διαθέσιμα οικονομικά κριτήρια. Ο πίνακας 6 που ακολουθεί παρουσιάζει την επιλογή ενός συγκεκριμένου στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.2.2)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 6: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

5.3. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Το κτίριο πρέπει να έχει την Ικανότητα να αντιστέκεται στην Απαίτηση που επιβάλλει η σεισμική δράση (Φάσμα Σχεδιασμού) έτσι ώστε η συμπεριφορά του να είναι συμβατή με τους στόχους της επιλεγείσας Στάθμης Επιτελεστικότητας.

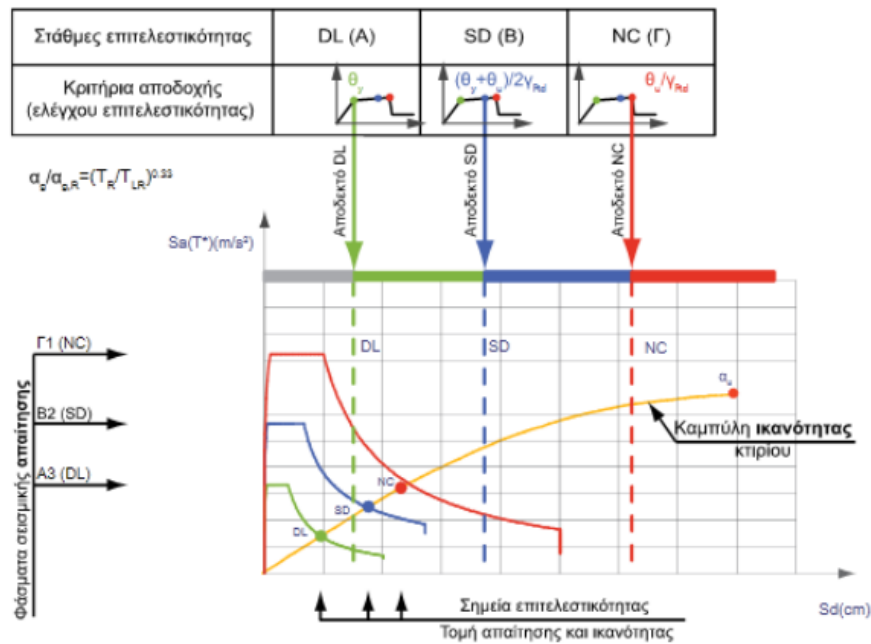
Καμπύλη Ικανότητας: Η ικανότητα της κατασκευής περιγράφεται από την καμπύλη Ικανότητας (τέμνουσα βάσης – μετακίνηση κορυφής) η οποία υπολογίζεται εφαρμόζοντας διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

Καμπύλη (Φάσμα) Απαίτησης: Είναι ουσιαστικά μια τροποποιημένη μορφή της καμπύλης του φάσματος σχεδιασμού. Το διάγραμμα του φάσματος σχεδιασμού μετατρέπεται σε διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος (ADRS) βάσει ορισμένων προκαθορισμένων σχέσεων. Θέλοντας την καμπύλη ικανότητας να συνυπάρχει στο ίδιο διάγραμμα με την καμπύλη απαίτησης, η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε καμπύλη επιτάχυνσης μετατόπισης S_a-S_d για το ισοδύναμο σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας.

Στοχευόμενη Μετακίνηση (σημεία DL, SD, NC): Στοχευόμενη μετακίνηση δι είναι η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού). Η φιλοσοφία καθορισμού των στοιχείων αυτών αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης και της αντοχής της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS όπως το παραπάνω η εξισορρόπηση αυτή αντιστοιχεί στο σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και της καμπύλης απαίτησης.

Οριακές τιμές Παραμορφώσεων (Διακεκομμένες γραμμές DL, SD, NC): Υποδεικνύουν τις οριακές τιμές μετακίνησης του κόμβου ελέγχου για τις οποίες η παραμόρφωση κάθε στοιχείου του φορέα να παραμένει κάτω από την οριακή τιμή σύμφωνα με την εκάστοτε επιλεγμένη Στάθμη Επιτελεστικότητας.

Συνοψίζοντας στο διάγραμμα ADRS (Σχήμα 5) οι απαιτήσεις αντοχής του φορέα σε συγκεκριμένη σεισμική δράση απεικονίζονται με τα σημεία DL, SD, NC ενώ η πραγματική αντοχή του φορέα για συγκεκριμένη Στάθμη Επιτελεστικότητας και την ίδια σεισμική δράση υποδεικνύεται με τις διακεκομμένες γραμμές DL, SD, NC. Επομένως όταν κάποιο από τα σημεία DL, SD, NC βρίσκεται πριν από την αντίστοιχη διακεκομμένη γραμμή DL, SD, NC τότε ο φορέας επαρκεί για τη συγκεκριμένη Στάθμη.[7]



Σχήμα 5: Ενδεικτικό διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας.

5.4. ΛΟΓΟΙ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕΛΩΝ λ

Οι λόγοι επάρκειας λ (απαίτηση / ικανότητα) μας δείχνουν την πιθανότητα ένα μέλος του φέροντος οργανισμού να έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής θ ($\lambda = \theta/\theta_{lim}$) ή της τέμνουσας δύναμης ($\lambda = V/V_R$) όπως αυτοί αντιστοιχούν στην κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Για τις στάθμες DL, SD, NC και για μετατόπιση ίση με την αντίστοιχη στοχευόμενη υπολογίζονται οι λόγοι $\lambda = \theta/\theta_{lim}$ ενώ για τη στάθμη NC υπολογίζεται και ο λόγος $\lambda = V/V_R$. Αναγκαία προϋπόθεση για να ικανοποιείται το κριτήριο είναι η τιμή του λ να είναι μικρότερη της μονάδας διαφορετικά το μέλος δεν επαρκεί για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

5.5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ PUSHOVER

Έχοντας πλέον παρουσιάσει τα βασικά στοιχεία της ανάλυσης Pushover, παρουσιάζουμε τα αποτελέσματα της εφαρμογής της στην ομάδα κτιρίων που εξετάζουμε. Όπως αναφέραμε και προηγουμένως οι αναλύσεις Pushover πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του λογισμικού FESPA. Αφού αρχικά εισήχθη ο φορέας, έγινε μια πρώτη αυτόματη διαστασιολόγηση και οι οπλισμοί που προέκυψαν τροποποιήθηκαν χειρωνακτικά ώστε να ταιριάζουν με τους πραγματικούς οπλισμούς του κτιρίου. Στη συνέχεια εκτελέστηκαν οκτώ αναλύσεις Pushover για κάθε κτίριο, δύο για κάθε ορθογώνια διεύθυνση σεισμού, για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων.

Με βάση τα διαγράμματα απαίτησης-ικανότητας που μας έδωσε το λογισμικό, μπορούμε να ελέγχουμε την επάρκεια των υπό μελέτη κτιρίων για τη στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί-Κατάρρευση (NC).

Στους παρακάτω πίνακες δίνονται η μέγιστη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC (σε cm), η στοχευόμενη μετακίνηση (σε cm) και ο βαθμός ανεπάρκειας που ορίζεται ως το πηλίκο της απαίτησης σε μετακίνηση προς τη διαθέσιμη για κάθε εξεταζόμενο κτίριο.

Πλαισιακός φορέας				
Κατανομή Φόρτισης	Διεύθυνση Φόρτισης	Μέγιστη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC δ (cm)	Στοχευόμενη μετακίνηση δ_t (cm)	Βαθμός ανεπάρκειας λ
Ομοιόμορφη	0°	16.00	4.54	0.28
	90°	16.70	11.02	0.66
	180°	17.61	14.38	0.82
	270°	16.38	17.94	1.10
Ιδιομορφική	0°	18.82	16.76	0.89
	90°	17.24	19.47	1.13
	180°	17.62	18.49	1.05
	270°	23.79	17.48	0.73

Πίνακας 7: Αποτελέσματα Pushover για το κτίριο με πλαισιακό φορέα.

Φορέας με τοιχώματα				
Κατανομή Φόρτισης	Διεύθυνση Φόρτισης	Μέγιστη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC δ (cm)	Στοχευόμενη μετακίνηση δ_t (cm)	Βαθμός ανεπάρκειας λ
Ομοιόμορφη	0°	9.01	12.42	1.38
	90°	10.48	11.94	1.14
	180°	9.22	8.70	0.94
	270°	10.60	15.71	1.48
Ιδιομορφική	0°	9.58	15.82	1.65
	90°	9.35	17.57	1.88
	180°	10.92	14.90	1.36
	270°	11.73	15.86	1.35

Πίνακας 8: Αποτελέσματα Pushover για το κτίριο με τοιχώματα.

Πλαισιακός φορέας με κοντά υποστυλώματα				
Κατανομή Φόρτισης	Διεύθυνση Φόρτισης	Μέγιστη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC δ (cm)	Στοχευόμενη μετακίνηση δ_t (cm)	Βαθμός ανεπάρκειας λ
Ομοιόμορφη	0°	14.29	14.48	1.01
	90°	5.27	12.67	2.40
	180°	4.51	12.80	2.84
	270°	15.81	11.98	0.76

Ιδιομορφική	0°	16.57	17.05	1.03
	90°	10.41	18.07	1.74
	180°	5.07	14.23	2.81
	270°	16.94	18.05	1.07

Πίνακας 9: Αποτελέσματα Pushover για το κτίριο με κοντά υποστυλώματα..

Pilotis				
Κατανομή Φόρτισης	Διεύθυνση Φόρτισης	Μέγιστη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC δ (cm)	Στοχευόμενη μετακίνηση δ _t (cm)	Βαθμός ανεπάρκειας λ
Ομοιόμορφη	0°	13.73	17.57	1.28
	90°	13.82	18.20	1.32
	180°	10.21	18.40	1.80
	270°	15.79	18.84	1.19
Ιδιομορφική	0°	15.43	19.64	1.27
	90°	14.96	21.20	1.42
	180°	17.59	21.07	1.20
	270°	18.08	18.72	1.04

Πίνακας 10: Αποτελέσματα Pushover για το κτίριο με pilotis.

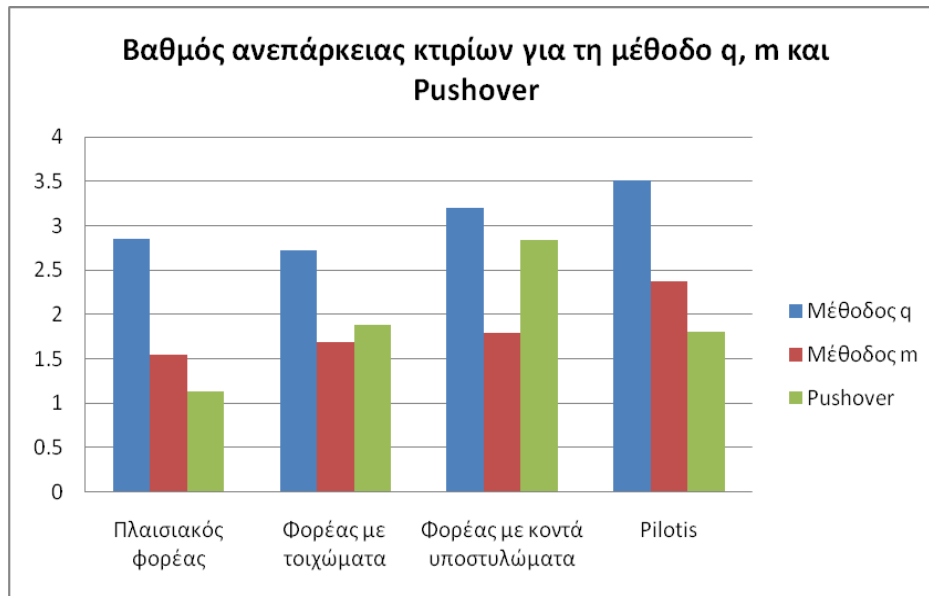
6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

6.1 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ q ΚΑΙ m ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για το βαθμό ανεπάρκειας από την ανάλυση των ελαστικών μεθόδων q και m και της ανελαστικής ανάλυσης Pushover.

Βαθμός ανεπάρκειας λ				
	Πλαισιακός φορέας	Φορέας με τοιχώματα	Φορέας με κοντά υποστυλώματα	Pilotis
Μέθοδος q	2.85	2.72	3.20	3.51
Μέθοδος m	1.54	1.69	1.79	2.37
Pushover	1.13	1.88	2.84	1.80

Πίνακας 11: Βαθμός ανεπάρκειας κτιρίων για τη μέθοδο q , m και Pushover.



Σχήμα 6: Σύγκριση βαθμού ανεπάρκειας κτιρίων για τις μεθόδους q, m και Pushover.

- Η ανελαστική ανάλυση δίνει μια πιο ρεαλιστική εκτίμηση της κατανομής της έντασης σε μια κατασκευή, αφού έχει τη δυνατότητα υπολογισμού των δυνάμεων στα δομικά στοιχεία που αναπτύσσονται στην ανελαστική περιοχή, γεγονός που αποτελεί αδυναμία των ελαστικών μεθόδων ανάλυσης.
- Η ανελαστική ανάλυση βοηθά στον εντοπισμό των κρίσιμων/ευαίσθητων περιοχών των κατασκευών, όπου αναμένεται αυξημένη απαίτηση για την ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων.
- Ακόμα, εκτιμά τις απαιτούμενες παραμορφώσεις των δομικών στοιχείων που μέσω της ανελαστικής τους συμπεριφοράς απορροφούν σεισμική ενέργεια.
- Η ελαστική μέθοδος είναι πιο ρεαλιστική, καθώς λαμβάνει κάθε στοιχείο του φορέα ως αυτόνομο ξεχωριστό μέλος.
- Παρόλο που ορισμένα μέλη εμφανίζουν ανεπάρκεια κατά την ελαστική δυναμική ανάλυση με τους τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας, μπορεί να μην είναι κρίσιμα για την ολική συμπεριφορά του κτιρίου.
- Η σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων διαφοροποιείται ανάλογα με το είδος της φόρτισης.

Με βάση τα παραπάνω παρατηρούμε ότι σε επίπεδο φέροντος οργανισμού η ανελαστική ανάλυση pushover δίνει δυσμενέστερο βαθμό ανεπάρκειας για το φορέα με κοντά υποστυλώματα, στη συνέχεια για το φορέα με τοιχώματα, ακολουθεί η pilotis και τέλος ευνοϊκότερος φαίνεται ο πλαισιακός φορέας.

6.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER

Μία σύγκριση των λόγων ανεπάρκειας των προσεγγιστικών μεθόδων με αυτούς που προέκυψαν βάσει της Pushover φαίνονται στα παρακάτω αποτελέσματα. Με αρχή αναφοράς τις ανεπάρκειες της κατασκευής που προκύπτουν από την στατική ανελαστική ανάλυση Pushover παρουσιάζονται στον πίνακα 11 οι διαφορές που προκύπτουν από την Ιαπωνική μέθοδο και τον Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο ως ποσοστό επί της %.

	Δ/νση	Ιαπωνικές Οδηγίες	Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος	Pushover	Ιαπωνικές Οδηγίες (%)	Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος (%)
Πλαισιακός φορέας	X	1.67	1.23	1.05	59.05	17.14
	Z	1.67	1.23	1.13	47.79	8.85
Φορέας με τοιχώματα	X	3.31	4.02	1.65	100.61	143.64
	Z	3.34	4.05	1.88	77.66	115.43

Πίνακας 12: Βαθμός ανεπάρκειας προσεγγιστικών μεθόδων και pushover.

Με βάση τα παραπάνω παρατηρούμε ότι:

- Στο κτίριο με πλαισιακό φορέα, ο Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος δίνει μικρές διαφορές (από 8% έως 17%) σε σχέση με την ανελαστική στατική ανάλυση. Συνεπώς, θεωρείται πιο αξιόπιστη προσεγγιστική μέθοδος για το συγκεκριμένο τύπο φορέα.
- Αντίθετα στο κτίριο με τοιχώματα φαίνεται ως πιο αξιόπιστη προσεγγιστική μέθοδος η Ιαπωνική. Ωστόσο, η μεγάλη ποσοστιαία διαφορά και των δύο προσεγγιστικών μεθόδων σε σχέση με την Pushover οφείλεται στο γεγονός ότι κατά τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας και στις δύο μεθόδους, έχει προκύψει από τη θεώρηση μηδενισμού των ροπών στο μέσον του τοιχώματος $L_s=L_k/2$, όπου L_s το μήκος διάτμησης και L_k η απόσταση της διατομή βάσης του τοιχώματος (στον υπό έλεγχο κρίσιμο όροφο) από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα μειωμένες ικανοτικές τέμνουσες για τα τοιχώματα, οπότε και ο λόγος ανεπάρκειας προκύπτει αρκετά δυσμενέστερος συγκριτικά με τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τον πλαισιακό φορέα (η θεώρηση για μηδενισμό των ροπών στο μέσον του υποστυλώματος είναι ρεαλιστικότερη από εκείνη για τα τοιχώματα).
- Μεταξύ των προσεγγιστικών μεθόδων και της ακριβέστερης στατικής ανελαστικής ανάλυσης, προκύπτουν πολύ μεγάλες διαφορές. Τα αποτελέσματά τους είναι από την πλευρά της ασφάλειας. Σε καμία περίπτωση δεν μπορούμε να θεωρήσουμε ότι οι προσεγγιστικές είναι ακριβείς, αφού πρώτον αγνοούν πλήρως την συμμετοχή των δοκών και των τοιχοπληρώσεων. Δεύτερον, ένας πολύ σημαντικός παράγοντας είναι η ιδιοπερίοδος του συστήματος, η οποία έχει προκύψει προσεγγιστικά και έχει πολύ μεγάλη απόκλιση από την ακριβή ιδιοπερίοδο, που προέκυψε από την ιδιομορφική ανάλυση. Τέλος, τα αξονικά φορτία των κατακόρυφων φορτίων έχουν προκύψει προσεγγιστικά.
- Με οποιαδήποτε μέθοδο ανάλυσης (είτε προσεγγιστική είτε ανελαστική) παρατηρούμε ότι ο πλαισιακός φορέας παρουσιάζει μικρότερο βαθμό ανεπάρκειας για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC σε σχέση με τον φορέα με τοιχώματα.

7. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΟΣΟΣΤΟΥ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΚΑΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

7.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΟΣΟΣΤΟΥ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Στους παρακάτω πίνακες υπολογίζονται οι τιμές των λόγων $\Sigma V_{i,υποστ}/V_{tot}$, $\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$ και $\Sigma V_{i,κ.υπ.}/V_{tot}$, όπου $V_{tot} = \Sigma V_{i,υποστ} + \Sigma V_{i,τοιχ} + \Sigma V_{i,κ.υπ.}$. Οι λόγοι αυτοί υπολογίζονται για τους φορείς του κτιρίου με τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα για τις ακόλουθες θεωρήσεις τέμνουσας: α) $V_i = \eta$ τέμνουσα (όπως προκύπτει από κάθε ανάλυση) που αναλαμβάνεται από κάθε κατακόρυφο στοιχείο στη φάση αστοχίας του φορέα, β) $V_i = V_{Ri}$ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ Παράρτ. 7Γ αγνοώντας την παρουσία οπλισμού και θεωρώντας $\mu_{\theta,pl} = 1$, γ) $V_i = V_{cd}$ κατά ΕΚ2, δ) $V_i = \min(V_{Rd,s}, V_M)$, όπου $V_M = M_R / L_s$.

Φορέας με τοιχώματα				
Διεύθυνση X				
Μέλος	V_i από ανάλυση (kN)	$V_i = V_{Ri}$ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (kN)	$V_i = V_{cd}$ κατά ΕΚ2 (kN)	$V_i = \min$ ($V_{Rd,s}, V_M$) (kN)
K1	303.09	79.83	157.23	129.58
K2	89.49	81.71	68.67	53.89
K3	96.46	49.77	134.80	115.97
K4	112.11	81.19	68.67	44.91
K5	179.70	186.34	114.50	93.89
K6	108.58	79.84	68.67	52.49
K7	101.11	50.93	154.34	126.12
K8	98.99	81.90	68.67	49.12
K9	301.35	75.35	143.58	122.09

Πίνακας 13: Υπολογισμός τεμνουσών στη διεύθυνση X για τον φορέα με τοιχώματα.

Φορέας με τοιχώματα				
Διεύθυνση Y				
Μέλος	V_i από ανάλυση (kN)	$V_i = V_{Ri}$ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (kN)	$V_i = V_{cd}$ κατά ΕΚ2 (kN)	$V_i = \min$ ($V_{Rd,s}, V_M$) (kN)
K1	101.02	76.42	146.80	123.92
K2	89.49	81.80	68.67	49.68
K3	289.38	50.24	142.58	120.12
K4	112.11	81.91	68.67	49.12
K5	179.70	186.34	114.50	93.89
K6	108.58	77.09	68.67	46.31
K7	303.34	51.44	163.09	130.37
K8	98.99	81.26	68.67	45.47
K9	100.45	73.00	136.57	118.01

Πίνακας 14: Υπολογισμός τεμνουσών στη διεύθυνση Y για τον φορέα με τοιχώματα.

Φορέας με τοιχώματα				
	Διεύθυνση X		Διεύθυνση Y	
	$\Sigma V_{i,υποστ}/V_{tot}$ (%)	$\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$ (%)	$\Sigma V_{i,υποστ}/V_{tot}$ (%)	$\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$ (%)
V_i από ανάλυση (kN)	56.5	43.5	57.4	42.6
$V_i = V_{Ri}$ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (kN)	79.8	20.2	80.3	19.7

$V_i = V_{cd}$ κατά ΕΚ2 (kN)	69.3	30.7	71.0	29.0
$V_i = \min(V_{Rd,s}, V_M)$ (kN)	68.1	31.9	68.9	31.1

Πίνακας 15: Υπολογισμός λόγων $\Sigma V_{i,υποστ}/V_{tot}$, $\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$ στη διεύθυνση X και Y αντίστοιχα για τον φορέα με τοιχώματα.

Φορέας με κοντά υποστυλώματα				
Μέλος	V_i από ανάλυση (kN)	$V_i = V_{Ri}$ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (kN)	$V_i = V_{cd}$ κατά ΕΚ2 (kN)	$V_i = \min$ ($V_{Rd,s}, V_M$) (kN)
K1	350.15	212.31	122.70	333.61
K2	506.32	349.74	122.70	501.58
K3	335.35	180.68	114.95	290.95
K4	135.66	97.99	122.70	139.33
K5	246.49	213.81	181.74	230.05
K6	130.37	88.59	122.70	136.30
K7	350.50	221.28	122.70	345.97
K8	507.61	362.06	122.70	497.22
K9	336.49	188.67	118.77	301.60

Πίνακας 16: Υπολογισμός τεμνουσών για τον φορέα με κοντά υποστυλώματα.

Φορέας με κοντά υποστυλώματα		
	$\Sigma V_{i,υποστ}/V_{tot}$ (%)	$\Sigma V_{i,κ.υπ.}/V_{tot}$ (%)
V_i από ανάλυση (kN)	17.7	82.3
$V_i = V_{Ri}$ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (kN)	20.9	79.1
$V_i = V_{cd}$ κατά ΕΚ2 (kN)	37.1	62.9
$V_i = \min(V_{Rd,s}, V_M)$ (kN)	18.2	81.8

Πίνακας 17: Υπολογισμός λόγων $\Sigma V_{i,υποστ}/V_{tot}$, $\Sigma V_{i,κ.υπ.}/V_{tot}$ για τον φορέα με κοντά υποστυλώματα.

Από τα παραπάνω θα πρέπει να επισημάνουμε ότι ο λόγος $\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot}$ ισούται με το βαθμό τοιχωματοποίησης n_v . Οι λόγοι $\Sigma V_{i,τοιχ}/V_{tot} = n_v$ προέκυψαν από τον πίνακα 15 για όλες τις περιπτώσεις τέμνουσας μικρότεροι του 0.65. Επομένως, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το στατικό σύστημα ορίζεται ως δυαδικό ισοδύναμο με πλαισιακό.

Όσον αφορά τα κοντά υποστυλώματα, παρατηρούμε ότι λόγω του μικρού μήκους διάτμησης τους παραλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της τέμνουσας βάσης και υπάρχει μεγαλύτερη πιθανότητας αστοχίας του κτιρίου σε διάτμηση.

7.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΟΣΟΣΤΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Στη συνέχεια υπολογίζονται επίσης για τους φορείς με τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα οι τιμές των λόγων $\Sigma k_{i,υποστ}/k_{tot}$, $\Sigma k_{i,τοιχ}/k_{tot}$ και $\Sigma k_{i,κ.υπ.}/k_{tot}$, όπου $k_{tot} = \Sigma k_i$. Οι λόγοι αυτοί υπολογίζονται για τις εξής περιπτώσεις: α) k_i = σύμφωνα με τις σχέσεις της §Σ7.1.2.2δ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. β) $k_i = (M_y \cdot L_s)/(3\theta_y)$ σύμφωνα με την §Σ7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Φορέας με τοιχώματα				
	Διεύθυνση Χ		Διεύθυνση Υ	
Μέλος	k_i (7.1.2.2δ ΚΑΝ.ΕΠΕ)	k_i (7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ)	k_i (7.1.2.2δ ΚΑΝ.ΕΠΕ)	k_i (7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ)
K1	294708.20	19885.87	56185.78	1556.56
K2	6234.05	6234.24	350.03	359.08
K3	19885.57	294702.57	1513.19	54531.34
K4	6234.37	6234.22	364.86	358.13
K5	14100.49	14100.49	935.57	935.55
K6	6233.95	6233.82	345.51	339.08
K7	19885.96	294708.66	1571.17	56342.06
K8	6234.22	6234.35	357.17	363.13
K9	294703.70	19885.64	54612.06	1516.30

Πίνακας 18: Υπολογισμός δυσκαμψίας k_i στη διεύθυνση Χ και Υ για τον φορέα με τοιχώματα.

Φορέας με τοιχώματα				
	Διεύθυνση Χ		Διεύθυνση Υ	
	$\Sigma k_{i,υποστ}/k_{tot}$ (%)	$\Sigma k_{i,τοιχ}/k_{tot}$ (%)	$\Sigma k_{i,υποστ}/k_{tot}$ (%)	$\Sigma k_{i,τοιχ}/k_{tot}$ (%)
k_i (§Σ7.1.2.2δ ΚΑΝ.ΕΠΕ)	11.8	88.2	11.8	88.2
k_i (§Σ7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ)	4.7	95.3	4.7	95.3

Πίνακας 19: Υπολογισμός λόγων $\Sigma k_{i,υποστ}/k_{tot}$, $\Sigma k_{i,τοιχ}/k_{tot}$ για τον φορέα με τοιχώματα.

Φορέας με κοντά υποστυλώματα		
Μέλος	k_i (7.1.2.2δ ΚΑΝ.ΕΠΕ)	k_i (7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ)
K1	10090.90	6171.18
K2	11101.88	6943.37
K3	9877.96	5783.33
K4	28937.92	20326.98
K5	59403.96	39633.99
K6	28254.49	20234.29
K7	10152.62	6282.64

K8	11199.42	6955.34
K9	9931.09	5880.47

Πίνακας 20: Υπολογισμός δυσκαμψίας k_i για τον φορέα με κοντά υποστυλώματα.

Φορέας με κοντά υποστυλώματα		
	$\Sigma k_{i, \text{υποστ}}/k_{\text{tot}}$ (%)	$\Sigma k_{i, \text{κ.υπ.}}/k_{\text{tot}}$ (%)
k_i (§Σ7.1.2.2δ ΚΑΝ.ΕΠΕ)	65.2	34.8
k_i (§Σ7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ)	67.8	32.2

Πίνακας 21: Υπολογισμός λόγων $\Sigma k_{i, \text{υποστ}}/k_{\text{tot}}$, $\Sigma k_{i, \text{κ.υπ.}}/k_{\text{tot}}$ για τον φορέα με κοντά υποστυλώματα.

Για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας από την §Σ7.1.2.2δ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δε λαμβάνουμε υπόψιν τους οπλισμούς και η οιονεί ελαστική δυσκαμψία K προκύπτει συναρτήσει της ροπής αδρανείας της αρηγμάτωτης διατομής I_c , του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος E_c , της αξονικής δύναμης λόγω των κατακόρυφων δράσεων N , της επιφάνειας της διατομής A_c και του λόγου διατμήσεως α_s .

Αντίθετα, κατά την §Σ7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο υπολογισμός της ενεργού δυσκαμψίας K λαμβάνει υπόψιν τους οπλισμούς της διατομής, καθώς και τις ανελαστικές παραμορφώσεις του μέλους ακόμα και αν η διατμητική αστοχία του στοιχείου προηγείται της καμπτικής διαρροής του άκρου του.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Με την ολοκλήρωση της εργασίας είμαστε σε θέση να εξάγουμε τα παρακάτω συμπεράσματα για τα αποτελέσματα των αναλύσεων:

- Όσον αφορά τον έλεγχο σε επίπεδο κατασκευής παρατηρούμε την πλήρη ανεπάρκεια του κτιρίου στην παραλαβή σεισμικής έντασης. Την μεγαλύτερη ανεπάρκεια φαίνεται να έχει το κτίριο με τα κοντά υποστυλώματα, με ανεπάρκεια 2.84 και στη συνέχεια το κτίριο με τοιχώματα με ανεπάρκεια 1.88.
- Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης για το κτίριο με τον πλαισιακό φορέα και τον φορέα με τοιχώματα αυξάνει σημαντικά την δυσκαμψία και την πλαστιμότητα της κατασκευής. Επίσης, η τέμνουσα βάσης της κατασκευής αυξάνεται αλλά όχι σημαντικά, διότι οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν «σχετικά» πρόωρα.
- Όσον αφορά τους τοπικούς δείκτες ανεπάρκειας, η επιρροή των τοιχοπληρώσεων κρίνεται θετική, διότι στο κτίριο χωρίς τις τοιχοπληρώσεις, οι δείκτες έχουν προκύψει σημαντικά μεγαλύτεροι. Ωστόσο, στο κτίριο με την πιλοτή και τα κοντά υποστυλώματα έχουν προκύψει μεγαλύτεροι δείκτες ανεπάρκειας σε σχέση με το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο. Το τελευταίο συμπέρασμα είναι πιο κοντά στην πραγματικότητα αφού δεν μπορούμε να αγνοήσουμε την επιρροή των τοιχοπληρώσεων, παρόλο που ο κανονισμός αναφέρει ότι όταν η επιρροή τους κρίνεται ευμενής, η προσομοίωση τους είναι στην κρίση του μηχανικού.
- Η ανάλυση Pushover είναι η καταλληλότερη μέθοδος για τον έλεγχο ενός υφιστάμενου δομήματος, αφού μπορεί να δώσει πολλές πληροφορίες για την πραγματική σεισμική συμπεριφορά του, αλλά και να φανερώσει τα προβλήματά του.

- Η ιδιομορφική κατανομή αδρανειακών δυνάμεων οδηγεί σε συντηρητικότερα αποτελέσματα στις Pushover αναλύσεις.
- Οι προσεγγιστικές μέθοδοι είναι ένας τρόπος εξαγωγής συμπερασμάτων, για το αν η κατασκευή κρίνεται επαρκής ή όχι. Ωστόσο, τα αποτελέσματά τους διαφέρουν σημαντικά από την πιο ακριβή μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης.
- Η προσεγγιστική μέθοδος που ήταν πιο κοντά στα αποτελέσματα της Pushover στον πλαισιακό φορέα είναι ο Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος. Ωστόσο δεν ισχύει το ίδιο στον φορέα με τοιχώματα λόγω του μεγάλου ύψους του τοιχώματος στο 5όροφο κτίριο.

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Δρίτσος Σ.Η. (2015), *“Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος”*, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
- [2] ΕΑΚ2003 (2003), *“Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός”*, Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.
- [3] ΕΚΩΣ2000 (2000), *“Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος”*, Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.
- [4] ΟΑΣΠ (2013), *“Κανονισμός Επεμβάσεων”*, Ομάδα Μελέτης για την Σύνταξη Κανονισμού Επεμβάσεων σε Κτίρια από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, 1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013 (ΦΕΚ 2187/Β/05-09-2013)
- [5] Φαρδής Μ. (2015), *“Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος, Μέρος Ι”*, Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα
- [6] Eurocode 8 (2004). *“EC8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”*, EN1998-1:2004, Comité Européen de Normalisation, Brussels
- [7] LH Λογισμική (2018), *“Το επίσημο εγχειρίδιο Αναφοράς”*, Fespa 18, Αθήνα

