

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ Ο.Σ. ΜΕ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ, ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΒΕΝΤΟΥΡΗΣ ΑΝΤΩΝΗΣ

Μεταπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., civ7038@upnet.gr

ΔΑΝΟΠΟΥΛΟΥ ΑΓΓΕΛΙΚΗ

Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Π.Π., civ7055@upnet.gr

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η σεισμική αποτίμηση υφιστάμενης διώροφης κατασκευής με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η μελέτη και κατασκευή του κτιρίου χρονολογείται πριν από το 1984. Αρχικά, η αποτίμηση πραγματοποιήθηκε με τη χρήση δύο προσεγγιστικών μεθόδων χωρίς ανάλυση και στη συνέχεια με τις μεθόδους, της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης (μέθοδοι m και q) και της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover). Η διερεύνηση έγινε για τέσσερις εναλλακτικές περιπτώσεις φέροντος οργανισμού ακολουθώντας τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και του Ευρωκώδικα 8. Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα FESPA.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Είναι ευρέως γνωστό ότι τα περισσότερα κτίρια του Ελλαδικού χώρου, που έχουν κατασκευαστεί με τους παλιούς κανονισμούς, κρίνονται ανεπαρκή στην ανάλυση των σεισμικών δράσεων. Ως αποτέλεσμα, ένας μεγάλος αριθμός κατασκευών απαιτεί άμεση επέμβαση και ενίσχυση της φέρουσας ικανότητάς του, καθώς έγκειται κίνδυνος για την ανθρώπινη ζωή.

Σε αυτή την κατεύθυνση δημιουργήθηκε ο Κανονισμός Επεμβάσεων [ΚΑΝ.ΕΠΕ.], ο οποίος αποτελεί ένα ολοκληρωμένο κείμενο για την αποτίμηση και την ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κατασκευών και εναρμονίζεται με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8.

Η φιλοσοφία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι ότι οι κατασκευές πρέπει να ικανοποιούν τα απαιτούμενα επίπεδα επιτελεστικότητας για ένα σύνολο επιπέδων σεισμικής επικινδυνότητας χαμηλής έντασης και μικρής περιόδου επαναφοράς έως και καταστροφικές σεισμικές διεγέρσεις με μεγάλες περιόδους επαναφοράς [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.2.1 και §2.2.2]. Με το συνδυασμό μιας «στάθμης επιτελεστικότητας» και ενός «επιπέδου σεισμικής διέγερσης» προκύπτει ένας στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

Η στάθμη επιτελεστικότητας επιλέγεται να είναι η «Σημαντικές βλάβες» (B). Σύμφωνα με αυτή τη στάθμη ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες και μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Αποφεύγεται ο θάνατος ή ο σοβαρός τραυματισμός των ενοίκων.

2. ΣΤΟΧΟΣ

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο τον υπολογισμό και την διερεύνηση των ακολούθων:

- Υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας του κτιρίου για δύο περιπτώσεις φορέα (πλαισιακός και τοιχωματικός) με χρήση δύο προσεγγιστικών μεθόδων, της Ιαπωνικής μεθόδου και του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου.
- Εύρεση των λόγων ανεπάρκειας, που προκύπτουν με τις ελαστικές και ανελαστικές μεθόδους για τις τέσσερις εναλλακτικές περιπτώσεις του φέροντος οργανισμού του κτιρίου τόσο σε τοπικό όσο και σε καθολικό επίπεδο. Αποτύπωση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις διάφορες μεθόδους ανάλυσης για τις τέσσερις μορφές κτιρίων.

- Σύγκριση των λόγων ανεπάρκειας που προκύπτουν από τις αναλύσεις με αυτούς που προκύπτουν από τις προσεγγιστικές μεθόδους.
- Διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στον τοπικό και κατ' επέκταση στον καθολικό δείκτη ανεπάρκειας για τις περιπτώσεις του τοιχοματικού και του πλαισιακού φορέα τύπου πυλωτής.
- Υπολογισμός των λόγων $\Sigma V_i^{υπ.}/V_{tot.}$, $\Sigma V_i^{τοιχ.}/V_{tot.}$ και $\Sigma V_i^{κ.υπ.}/V_{tot.}$ που προκύπτουν από τις αναλύσεις για τα διάφορα είδη φορέα και σύγκριση αυτών με εκείνους τους λόγους που θα προέκυπταν αν οι τέμνουσες V_i υπολογίζονταν από τον τύπο του V_{Ri} του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [παράρτημα 7Γ], του V_{cd} του Ευρωκώδικα 2 και της μικρότερης τιμής εκ των $V_{Rd,s}$ και V_M .
- Υπολογισμός των λόγων $\Sigma K_i^{υπ.}/K_{tot.}$, $\Sigma K_i^{τοιχ.}/K_{tot.}$ και $\Sigma K_i^{κ.υπ.}/K_{tot.}$ που προκύπτουν από τις αναλύσεις για τα διάφορα είδη φορέα χρησιμοποιώντας τη σχέση της §7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και σύγκριση αυτών με εκείνους τους λόγους που θα προέκυπταν αν είχαν χρησιμοποιηθεί οι προσεγγιστικές σχέσεις της §7.1.2.2δ του ΚΑΝ.ΕΠΕ..

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το υπό μελέτη κτίριο έχει ύψος ορόφου 3,84 m και πάχος πλάκας 150mm. Η κατασκευή θεωρείται ότι βρίσκεται σε ζώνη σεισμικότητας II κατά ΕΑΚ, με κατηγορία εδάφους Β. Το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων για τις παραπάνω συνθήκες λήφθηκε από τον ως άνω ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό.

Για τις ποιότητες των υλικών χρησιμοποιήθηκαν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- Σκυρόδεμα με μέση θλιπτική αντοχή (f_{cm}) ίση με 18 MPa και χαρακτηριστική (f_{cm-s}) ίση με 14 MPa.
- Χάλυβας εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού S400.

Όσον αφορά τα φορτία έγιναν οι εξής παραδοχές:

- Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1,3 kN/m² και ωφέλιμο φορτίο ίσο με 2 kN/m².
- Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3,5 kN/m² και εσωτερικά δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2,0 kN/m². Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη μειώνονται κατά 50% και 35% αντίστοιχα.
- Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1m.

Οι θεωρήσεις που έγιναν για την ανάλυση των τεσσάρων εναλλακτικών κτιρίων είναι:

- Για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων στην ανάλυση αγνοήθηκαν οι εσωτερικές (δρομικές) τοιχοπληρώσεις, ενώ για τις περιμετρικές (μπατικές) θεωρήθηκαν ανοίγματα (παράθυρα ή πόρτες) στο μέσον όλων των φανωμάτων.
- Επί των φανωμάτων K_1 - K_2 , K_1 - K_5 και K_5 - K_8 θεωρήθηκαν παράθυρα. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις θεωρήθηκαν πόρτες.

Όσον αφορά τους οπλισμούς των δοκών και των πλακών ισχύουν τα ακόλουθα:

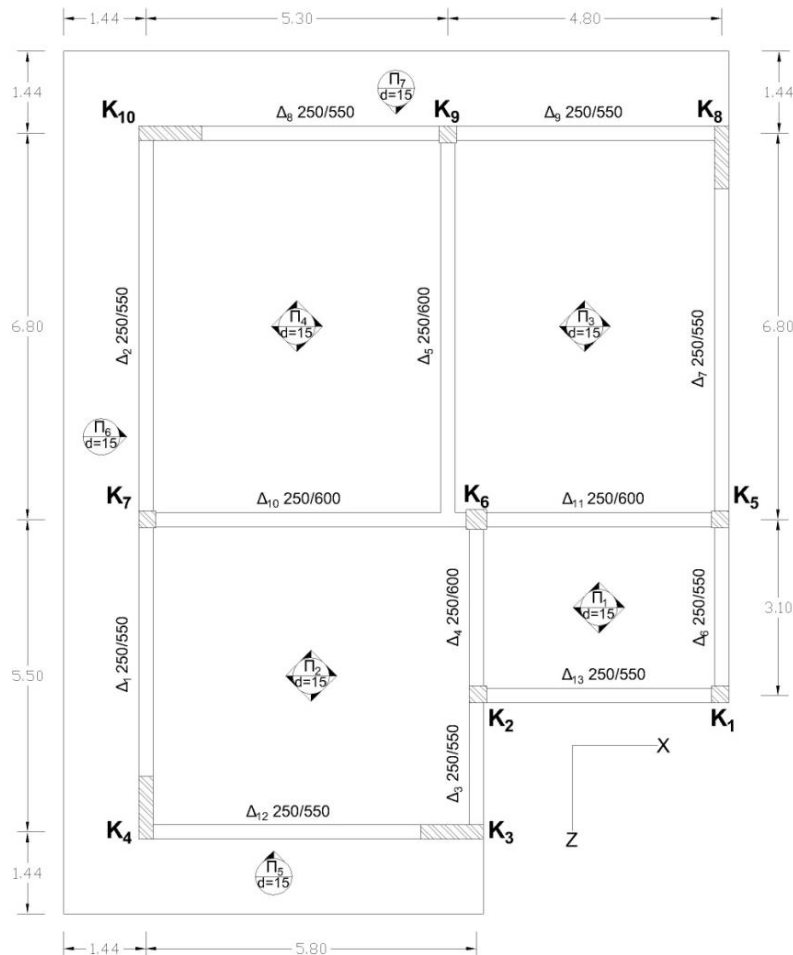
- Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 250/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα από τα οποία τα 2Φ16 κάμπτονται στις στηρίξεις.
- Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 250/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ20 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις.
- Στο πάνω πέλμα όλων των δοκών υπάρχει οπλισμός 2Φ8, που δεν συμμετέχει στην ανάληψη ροπής στις παρειές στήριξης, λόγω επαρκούς αγκύρωσης του.
- Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/250 στις δοκούς με κακή αγκύρωση.
- Οι πλάκες είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ10/130.

Οι τέσσερις εναλλακτικές περιπτώσεις του φέροντος οργανισμού του κτιρίου που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση για την εξαγωγή συμπερασμάτων είναι οι ακόλουθοι:

- Ο πλαισιακός φορέας με τοιχοπληρώσεις παντού (1^{ος} φορέας).

- Ο τοιχωματικός φορέας με τοιχοπληρώσεις παντού (2^{ος} φορέας).
- Ο πλαισιακός φορέας με κοντά υποστυλώματα στην περίμετρο του ισόγειου ύψους 6h_f (χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο) (3^{ος} φορέας).
- Ο πλαισιακός φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο (πυλωτής) (4^{ος} φορέας).

Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά ο φορέας με τα τοιχώματα. Στην περίπτωση του πλαισιακού φορέα ο φορέας διαφοροποιείται με την ύπαρξη υποστυλωμάτων στην θέση που υπάρχουν τα τοιχώματα. Οι κατόψεις του ισόγειου και του πρώτου ορόφου ταυτίζονται.



Εικόνα 1: Τυπική κάτοψη ορόφου του τοιχωματικού φορέα.

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων του πλαισιακού φορέα (1) είναι οι εξής:

- Τα περιμετρικά υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 350/350 με διαμήκη οπλισμό 4Φ20.
- Το κεντρικό υποστυλώμα K₆ έχει διαστάσεις 400/400 με διαμήκη οπλισμό 4Φ20+4Φ14.

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων του φορέα (2) είναι οι ακόλουθοι:

- Τα περιμετρικά υποστυλώματα έχουν διάσταση 300/300 με διαμήκη οπλισμό 4Φ16.
- Το κεντρικό υποστυλώμα K₆ έχει διάσταση 350/350 με διαμήκη οπλισμό 4Φ20.
- Τα Τοιχώματα K₃, K₄, K₈ και K₁₀ έχουν διαστάσεις 25/110 ή 110/25 ανάλογα τη διεύθυνση που είναι τοποθετημένα και συνολικό διαμήκη οπλισμό 6Φ20+6Φ18.
- Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα ή τα τοιχώματα.

Η επικάλυψη των οπλισμών όλων των δομικών μελών λήφθηκε ίση με 15 mm.

Η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων είναι «Ικανοποιητική» και ως εκ τούτου βάσει του **πίνακα Π 4.1** και της **§4.5.2** του **ΚΑΝ.ΕΠΕ** οι συντελεστές ασφαλείας που λαμβάνονται είναι οι ακόλουθοι:

- Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνει σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων») λαμβάνεται για το σκυρόδεμα συντελεστής ασφαλείας (γ_c) ίσος με 1,3 και για το χάλυβα (γ_s) 1,15.
- Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνει σε όρους μεγεθών παραμορφώσεων λαμβάνεται κοινός συντελεστής ασφαλείας (γ_m) για το σκυρόδεμα και για το χάλυβα ο οποίος είναι ίσος με 1,1.
- Για όλους τους συνδυασμούς δράσεων πλην των βασικών λαμβάνεται συντελεστής ασφαλείας για τα μόνιμα φορτία (γ_g) ίσος με 1,1.

4. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

Η λογική των προσεγγιστικών μεθόδων έγκειται στον προσδιορισμό μιας τιμής μέγιστης τέμνουσας βάσης που μπορεί να αντέξει το κτίριο (αντοχή) και σύγκριση αυτής με την απαιτούμενη βάση του φάσματος του σεισμού που θεωρείται. Για την εύρεση την αντοχής δεν απαιτείται καμία ανάλυση παρά μόνο η εφαρμογή κάποιων προσεγγιστικών σχέσεων.

Οι προσεγγιστικές μέθοδοι που θα εφαρμοστούν για την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής είναι η Ιαπωνική Μέθοδος και ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τον έλεγχο της κατασκευής απαιτείται η εύρεση της τέμνουσας αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων. Η τιμή αυτή ορίζεται ως η ελάχιστη τιμή που προκύπτει από την τέμνουσα αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων κατά την καμπτική ή τη διατμητική αστοχία. Η διατμητική αντοχή των στοιχείων χρησιμοποιείται για να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης αντοχής και στην συνέχεια να συγκριθεί με την απαιτούμενη τέμνουσα βάσης από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΑΚ 2000^[3].

Σημειώνεται ότι ο προσδιορισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του κτιρίου, όσο και των κατακόρυφων φορτίων των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων έγιναν κατά προσέγγιση. Συνεπώς δεν απαιτείται καμία χρήση λογισμικού για την εφαρμογή των παραπάνω δύο μεθόδων.

4.1. ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η Ιαπωνική μέθοδος ορίζει τρία επίπεδα ελέγχου. Στο πρώτο επίπεδο ελέγχου χρησιμοποιούνται κάποιες προσεγγιστικές σχέσεις για την εύρεση της αντοχής των κατακόρυφων μελών οι οποίες, λαμβάνουν υπόψη μόνο τη γεωμετρία αυτών αγνοώντας τον οπλισμό τους. Κατά το δεύτερο στάδιο ελέγχου, η τέμνουσα αντοχής των κατακόρυφων μελών υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη το είδος της αστοχίας που προηγείται (καμπτική ή διατμητική). Στο τρίτο στάδιο εισάγεται η έννοια του ικανοτικού σχεδιασμού στους κόμβους. Σε αυτό το στάδιο λαμβάνεται υπόψη ο οπλισμός των δοκών.

Στην παρούσα εργασία το επίπεδο ελέγχου που επιλέχθηκε είναι το δεύτερο και ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για το ισόγειο του πλαισιακού και τοιχωματικού κτιρίου (φορείς 1 και 2). Σύμφωνα με τις Ιαπωνικές οδηγίες, για κάθε κατακόρυφο στοιχείο, πέρα από την αντοχή του, υπολογίζεται και ένας συντελεστής q_i , που λαμβάνει υπόψη και τη πιθανότητα διατμητικής αστοχίας. Έπειτα, τα στοιχεία ομαδοποιούνται σε τρεις συνήθως ομάδες, όσα έχουν q_i ίσο με 1 (αναφέρεται σε ψαθυρή αστοχία), όσα έχουν από 1 μέχρι 2 και όσα έχουν πάνω από 2. Ο υπολογισμός της τέμνουσας βάσης της κατασκευής γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$V_R = \sqrt{(\sum q_i V_{Ri})^2_{q_i=1} + (\sum q_i V_{Ri})^2_{1 < q_i \leq 2} + (\sum q_i V_{Ri})^2_{q_i > 2}} \quad (1)$$

Η τροποποίηση που εισάχθηκε σε αυτή τη μέθοδο είναι ότι τα q_i αυτά, δεν θα ληφθούν κατά την Ιαπωνική μέθοδο αλλά αντίθετα στη θέση τους θα χρησιμοποιηθούν οι τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας m_i που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επιπλέον γίνεται η θεώρηση ότι παρά την ψαθυρή συμπεριφορά ορισμένων στοιχείων, δηλαδή εκείνων που προηγείται η διατμητική αστοχία

έναντι της καμπτικής, αυτά διαθέτουν πολύ μικρή πλαστιμότητα ($m_i = 1.2$). Κατά αυτόν τον τρόπο η σχέση (1) διαμορφώνεται ως εξής:

$$V_R = \sqrt{(\sum m_i V_{Ri})^2_{m_i=1,2} + (\sum m_i V_{Ri})^2_{1,2 < m_i \leq 2} + (\sum m_i V_{Ri})^2_{m_i > 2}} \quad (2)$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι για τον υπολογισμό των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας υπολογίζονται οι τιμές σχεδιασμού οριακής παραμόρφωσης $d_d (= \theta_{um})$ και τα αποτελέσματα αυτών διαιρούνται με τα αντίστοιχα $d_y (= \theta_y)$ πολλαπλασιασμένα με ένα συντελεστή ασφαλείας ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.7.1 και Παράρτημα 9Α]. Έτσι για στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές βλάβες») οι τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας υπολογίζονται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$m_i = 0.5 \frac{\theta_y + \theta_{um}}{\gamma_{Rd} \cdot \theta_y} \quad (3)$$

Τονίζεται ότι οι τιμές της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή και στην αστοχία υπολογίστηκαν από την §7.2.2 και την §7.2.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και η τιμή του συντελεστή υπεραντοχής λήφθηκε ίση με 1,5. Επίσης, η υπολογισμένη τέμνουσα αντοχής της βάσης της κατασκευής μειώνεται με κατάλληλους συντελεστές που αφορούν τη γεωμετρία της κατασκευής αλλά και τη φθορά που έχει υποστεί στο πέρασμα του χρόνου. Τέλος, η απαιτούμενη σεισμική τέμνουσα δίνεται από τον ακόλουθο τύπο για το δεύτερο επίπεδο της Ιαπωνικής μεθόδου:

$$V_{sd}^B = 2,5 \cdot a_g \cdot M \quad (4)$$

Για ζώνη σεισμικότητας II η τιμή της εδαφική επιτάχυνσης a_g ισούται με 0,24g. Η μάζα της κατασκευής με την εφαρμογή όλων των θεωρήσεων της ενότητας 3 της παρούσας εργασίας υπολογίστηκε ίση με 291,7 tn. Επιπλέον λήφθηκε μειωτικός συντελεστής ίσος με 0,8 λόγω ηλικίας του κτιρίου.

Τα αποτελέσματα της εφαρμογής των ανωτέρω διαδικασίας συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα ($\lambda = V_{sd}^B / V_R$):

Παράμετροι Φορέας	Διεύθυνση	Απαιτούμενη τέμνουσα ορόφου V_{sd}^B (kN)	Τέμνουσα αντοχής ορόφου V_R (kN)	Ανεπάρκεια λ
Πλαισιακός	X	1643,9	965,3	1,70
	Z	1643,9	952,8	1,73
Τοιχωματικός	X	1760,9	1281,2	1,37
	Z	1760,9	1264,8	1,39

Πίνακας 1: Αποτελέσματα Ιαπωνικής μεθόδου για το ισόγειο.

4.2. ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Ο Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος αποτελεί μία εναλλακτική προσεγγιστική διαδικασία υπολογισμού της σεισμικής ικανότητας και της σεισμική επάρκειας των υφιστάμενων κατασκευών από Ο.Σ. σε σχέση με την σεισμική απαίτηση (όπως γίνεται και στην Ιαπωνική μέθοδο). Ονομάζεται αλλιώς και προσεγγιστική διαδικασία τριών σταδίων.

Κατά το πρώτο στάδιο γίνεται ο προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης του κρίσιμου ορόφου (εδώ το ισόγειο) με βάση το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για κάθε κύρια διεύθυνση. Η σεισμική απαίτηση δίνεται από τον τύπο:

$$V_{req} = M \cdot S_d(T) \quad (5)$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι η ιδιοπερίοδος του κτιρίου δεν προκύπτει από ιδιομορφική ανάλυση (κάτι τέτοιο θα έκανε την μέθοδο να μην έχει νόημα, αφού όπως ειπώθηκε σκοπός είναι η αποφυγή των αναλύσεων), αλλά από τον εξής προσεγγιστικό τύπο^[2] που λαμβάνει υπόψη μόνο ύψος του κτιρίου:

$$T = 0.005H^{3/4} \quad (6)$$

Στη συνέχεια, υπολογίζονται οι τέμνουσες αντοχές των κατακόρυφων στοιχείων όπως ακριβώς και στην Ιαπωνική μέθοδο λαμβάνονται υπόψη αν προηγείται καμπτική ή διατμητική αστοχία. Κατά αυτόν τον τρόπο η τέμνουσα αντοχής της βάσης του κτιρίου δίνεται ως ακολούθως:

$$V_{R0} = \alpha_1 \cdot \sum V_{Ri}^{\text{υποστ.}} + \alpha_2 \cdot \sum V_{Ri}^{\text{τοιχ.}} + \alpha_3 \cdot \sum V_{Ri}^{\text{κοντ.υποστ.}} \quad (7)$$

Στη συγκεκριμένη εργασία με προσεγγιστικές μεθόδους έγινε αποτίμηση του φορέα 1 και του φορέα 2. Συνεπώς σύμφωνα με το Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό έλεγχο οι συντελεστές της σχέσης (7) διαμορφώνονται ως εξής:

- Για το πλαισιακό κτίριο (φορέας 1) οι συντελεστές α_1 , α_2 και α_3 είναι 0,8, 0 και 0 αντίστοιχα.
- Για το τοιχωματικό κτίριο (φορέας 2) οι συντελεστές α_1 , α_2 και α_3 είναι 0,7, 0,9 και 0 αντίστοιχα.

Για να υπολογιστεί η ανεπάρκεια της κατασκευής χρειάζεται να υπολογιστεί ο συντελεστής επιρροής β , με βάση τα 13 κριτήρια της πρότασης του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου. Αναφέρεται ότι όλα τα κριτήρια πληρούνταν και βαθμολογήθηκαν με βαθμό 5 πλην του κριτηρίου 5 (Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη – στρέψη). Σε αυτό το κριτήριο προέκυψαν οι βαθμοί 4 και 3 για τον πλαισιακό και τον τοιχωματικό φορέα αντίστοιχα.

Αξίζει να σημειωθεί ότι μετά τον έλεγχο όλων των κριτηρίων ο συντελεστής β προέκυψε ίσος με 0,98 για το πλαισιακό κτίριο και 0,96 για το τοιχωματικό λόγω του γεγονότος ότι για την εκκεντρότητα οι ενδιάμεσες βαθμολογίες είναι στην κρίση του μηχανικού (δηλαδή ανάμεσα στο 0 και στο 5).

Τέλος, η τελική τέμνουσα αντοχής στη βάση σε κάθε κύρια διεύθυνση δίνεται από την σχέση:

$$V_{R,i} = \beta \cdot V_{R0,i} \quad (8)$$

όπου ο δείκτης i δηλώνει την διεύθυνση.

Οι δείκτες ανεπάρκειας υπολογίζονται από:

$$\lambda_X = \frac{V_{\text{req},X+0,3 \cdot V_{\text{req},Z}}}{V_{R,X+0,3 \cdot V_{R,Z}}} \quad (9)$$

$$\lambda_Z = \frac{V_{\text{req},Z+0,3 \cdot V_{\text{req},X}}}{V_{R,Z+0,3 \cdot V_{R,X}}} \quad (10)$$

Κατά συνέπεια προκύπτει ο επόμενος πίνακας:

Παράμετροι Φορέας	Διεύθυνση	Απαιτούμενη τέμνουσα ορόφου V_{req} (kN)	Τέμνουσα αντοχής ορόφου $V_{R,i}$ (kN)	Ανεπάρκεια λ
Πλαισιακός	X	967,0	342,0	2,83
	Z	967,0	341,7	2,83
Τοιχωματικός	X	1009,9	428,2	2,36
	Z	1009,9	423,6	2,38

Πίνακας 2: Αποτελέσματα Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου για το ισόγειο.

4.3. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

Στην παρούσα υποενότητα θα πραγματοποιηθεί σύγκριση των προσεγγιστικών μεθόδων ως προς τις τιμές των καθολικών δεικτών ανεπάρκειας και θα επιχειρηθεί να αιτιολογηθεί ο λόγος για το οποίο συμβαίνει αυτό.

Η τροποποιημένη Ιαπωνική μέθοδος έβγαλε μικρότερες ανεπάρκειες από τον Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό έλεγχο και στα δύο κτίρια. Αυτό συμβαίνει για τους εξής λόγους:

- Η τροποποιημένη Ιαπωνική μέθοδος χρησιμοποιεί τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m υπολογισμένους βάσει του **κεφαλαίου 7** του **KAN.EΠΕ.** Αυτό την οδηγεί στον να βγάζει μεγάλη ακρίβεια στην ανεπάρκεια των κτιρίων.

- Ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος χρησιμοποιεί το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα και τον συντελεστή q που προκύπτει από τους συντηρητικούς πίνακες του **ΚΑΝ.ΕΠΕ**. Άρα βγάζει πιο συντηρητικά αποτελέσματα.

Αναμένουμε λοιπόν η Τροποποιημένη Ιαπωνική μέθοδος να είναι πιο κοντά στα αποτελέσματα της ανάλυσης από ότι ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος.

5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Για την καλύτερη εποπτεία των μεθόδων ανάλυσης που μελετήθηκαν (ελαστικές και ανελαστικές) κρίνεται χρήσιμο να εξηγηθεί ο τρόπος που προσομοιώνονται οι τοιχοπληρώσεις στα προγράμματα αναλύσεων και συγκεκριμένα στο Fespa.

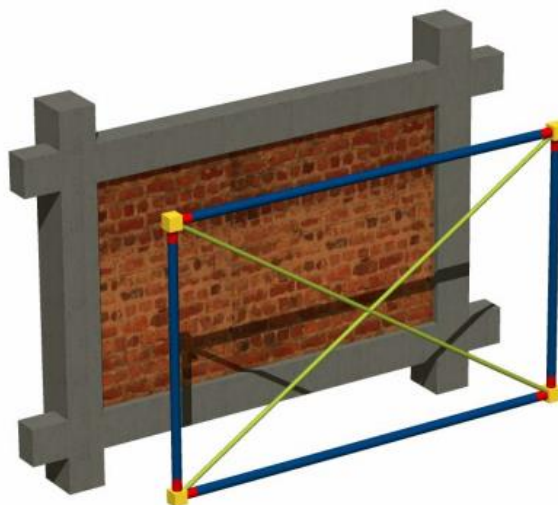
Ένας τοίχος πλήρωσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψιν μόνον όταν περιβάλλεται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές του και δεν έχει μεγάλα ή/και πολλά ανοίγματα και δεν αστοχεί πρόωρα εκτός επιπέδου. Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (βαρύτητας), πλην του ιδίου βάρους τους.

Η παρουσία των τοιχοπληρώσεων είναι γνωστό ότι μπορεί να επηρεάσει σε μεγάλο βαθμό τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου. Ειδικά δε σε παλαιότερα κτίρια, στα οποία απουσιάζουν μεγάλα τοιχώματα για να αναλάβουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής δράσης, οι τοιχοποιίες πλήρωσης μεταβάλλουν σημαντικά την σεισμική συμπεριφορά του φορέα και συνήθως προς το καλύτερο. Πρέπει όμως ο μελετητής να είναι ενήμερος ότι οι τοιχοπληρώσεις μπορούν να δράσουν και δυσμενώς σε πολλές περιπτώσεις πράγμα το οποίο θα αναλυθεί σε επόμενη ενότητα.

Στο Fespa η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε μέσω της θλιβόμενης ράβδου είτε μέσω της θλιβόμενης και της εφελκυστικής ράβδου με μισή δυστένεια η κάθε μία. Στην περίπτωση της θλιβόμενης ράβδου τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής της υπολογίζονται ως εξής:

- Πάχος: Λαμβάνεται ίσο με το συνολικό πάχος της τοιχοπλήρωσης ($t_{eff} = t$). Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε πάχος τοιχοπλήρωσης 0,2m.
- Πλάτος: Εκτιμάται με βάση την ισορροπία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων-δυνάμεων από όπου προκύπτει: $b=0,15L$ [**ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.4.1**], όπου το $L = \sqrt{l^2 + h^2}$ είναι το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα, l και h είναι το καθαρό μήκος και ύψος του φαντώματος αντίστοιχα.

Κατά αυτόν τον τρόπο προκύπτει η ακόλουθη εικόνα στην οποία επισημαίνεται το φυσικό και το υπολογιστικό μοντέλο μιας τοιχοπλήρωσης.



Εικόνα 2: Φυσικό και Υπολογιστικό προσομοίωμα μιας προσομοίωσης.

Σε περίπτωση ανοιγμάτων χρειάζεται να γίνει απομείωση των χαρακτηριστικών της τοιχοπλήρωσης. Το Fespa έχει έναν μειωτικό συντελεστή $R^{[1]}$ μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η μείωση των χαρακτηριστικών των τοιχοπληρώσεων λόγω της ύπαρξης των ανοιγμάτων.

Όσον αφορά τις αντοχές των τοιχοπληρώσεων λήφθηκε από το **Παράρτημα 3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.** τιμή λοξής θλίψης $f_{wc,s}$ ίση με 1,5 MPa και διαγώνιας ρηγμάτωσης f_{wv} ίση με 0,2 MPa, οι οποίες αντιστοιχούν σε μπατική τοιχοπλήρωση με μέση ποιότητα δόμησης και σφήνωσης. Το μέτρο ελαστικότητας και διάτμησης των τοιχοπληρώσεων υπολογίστηκε με βάση τους εξής προσεγγιστικούς τύπους:

$$E_{cm} = 1000f_{wc,s} \quad (11)$$

$$G = 0,4E_{cm} \quad (12)$$

6. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

6.1. ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σύμφωνα με την **§5.5.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.** προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάλυσης των σεισμικών δράσεων χρειάζεται μία προκαταρκτική ελαστική ανάλυση όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται δίχως μείωση ($m=1$ ή $q=1$) και υπολογίζεται ο λόγος ανεπάρκειας του κάθε μέλους από τον λόγο:

$$\lambda = S/R_m \quad (13)$$

όπου S είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού [**§4.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.**], όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση, ενώ το R_m είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου με βάση τις μέσες αντοχές των υλικών [**§5.1.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.**].

6.2. ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Με βάση τους λόγους λ που προκύπτουν, ελέγχονται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της εκάστοτε ελαστικής μεθόδου (μέθοδοι m και q). Στη συγκεκριμένη εργασία για να εφαρμόσουμε την ελαστική δυναμική ανάλυση χρειάζεται να ελεγχθούν οι προϋποθέσεις εφαρμογής αυτής που επισημαίνονται στην **§5.6.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.** Δηλαδή για τα κύρια στοιχεία πρέπει ο συντελεστής ανεπάρκειας λ να είναι μικρότερος του 2,5 για όλα τα στοιχεία ή για ένα ή σε περισσότερα από αυτά να προκύπτει μεγαλύτερος του 2,5 και το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό [**§5.5.1.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.**].

Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνο) της αποτίμησης η εφαρμογή δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} (εδώ έχουμε γ_{sd} ίσο με τη μονάδα) που προβλέπονται στην **§4.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.** αυξάνονται κατά 0,15.

Το πρόγραμμα Fespa υπολογίζει αυτόματα τα προαναφερθέντα και δίνει το ποσοστό των κύριων στοιχείων που είναι πάνω από το 2,5. Επίσης υπολογίζει τον λόγο των μέσων λόγων ανεπάρκειας μεταξύ δύο γειτονικών ορόφων και ελέγχει αν υπερβαίνει ή όχι η τιμή του λόγου το 1,5.

6.3. ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΑΙΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q

Για την αποτίμηση με τη μέθοδο της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης με τη χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , χρειάζεται να επιλεγεί μία τιμή για αυτόν. Σύμφωνα με τον **πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.** και λόγω του γεγονότος ότι το κτίριο είναι κατασκευασμένο πριν από το 1985 λαμβάνεται q ίσο με 1,7 (δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες στο φορέα και θεωρείται ότι οι τοιχοπληρώσεις δρουν ευμενώς) και 1,3 (δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες στο φορέα και θεωρείται ότι οι τοιχοπληρώσεις δρουν δυσμενώς) ανάλογα το φορέα.

Η γενική ανίσωση ασφαλείας του **κεφαλαίου 4** του **ΚΑΝ.ΕΠΕ.** ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών με:

- R_d την τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών και με τιμές συντελεστών ασφαλείας γ_m βάσει της §4.5.3 και των **κεφαλαίων 7 και 8** του **ΚΑΝ.ΕΠΕ.**.
- S_d το εντατικό μέγεθος. Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας και τοιχοπληρώσεις το S_d είναι το εντατικό μέγεθος από την ελαστική ανάλυση με γ_{sd} κατά την §4.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας το S_d προκύπτει με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού και την ισορροπία του στοιχείου, κατά την §9.3.2(β) του **ΚΑΝ.ΕΠΕ.**.

Σύμφωνα με τα παραπάνω η ανεπάρκεια του κάθε στοιχείου μπορεί να εξαχθεί πολύ εύκολα για q ίσο με 1,7 και 1,3 από τον λόγο:

$$\lambda = S_d/R_d \quad (14)$$

6.4. ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ m

Εφόσον η αποτίμηση γίνεται με τη χρήση των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας, αυτοί θα εκτιμούνται σύμφωνα με την §4.7 του **ΚΑΝ.ΕΠΕ.** και ιδιαίτερα μέσω της σχέσης (3) της παρούσας εργασίας για στάθμη επιτελεστικότητας B («Σημαντικές βλάβες»).

Η διαδικασία αποτίμησης με τη μέθοδο m είναι η ακόλουθη [§9.3.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.]:

- Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας ελέγχεται εάν το εντατικό μέγεθος S_d ($S_d = S_G + S_E/m$) είναι μικρότερο από το R_d . Το εντατικό μέγεθος S_G αναφέρεται στις δράσεις βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού.
- Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας ισχύει ότι το S_d προκύπτει με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού και την ισορροπία του στοιχείου, κατά την §9.3.2(β).

6.5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

6.5.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Πρώτο βήμα για μία ελαστική δυναμική ανάλυση είναι να εξετασθεί αν τηρούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της. Το πρόγραμμα Fespa τυπώνει το ποσοστό των κατακόρυφων και οριζόντιων στοιχείων που έχουν λόγο ανεπάρκειας μεγαλύτερο από 2,5 σε κάθε μία από τις δύο αναλύσεις. Στην συνέχεια αν δεν τηρείται η προϋπόθεση εφαρμογής της §5.6.1α. του **ΚΑΝ.ΕΠΕ.** προχωράει στον έλεγχο της μορφολογικής κανονικότητας του κτιρίου σύμφωνα με την §5.5.1.2 του **ΚΑΝ.ΕΠΕ.**. Αναλυτικότερα για την μέθοδο q για κάθε κτίριο προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

- Στον πλαισιακό φορέα παρατηρείται μηδενικό ποσοστό υπερβάσης της τιμής 2,5 του λόγου ανεπάρκειας κατά την προκαταρκτική ανάλυση ενώ το ποσοστό των δοκών με λ μεγαλύτερο του 2,5 είναι 50%. Το κτίριο αποδεικνύεται ότι πληροί τα κριτήρια μορφολογικής κανονικότητας του **ΚΑΝ.ΕΠΕ.** και έχει μέσο λόγο λ μεταξύ των δύο ορόφων ίσο με 1,49 ($\lambda_K/\lambda_{K-1}=3,74/2,5$). Κατά συνέπεια ούτε το πλαισιακό κτίριο περιέχει καμπτοδιατμητικό ασθενή όροφο. Ο λόγος μεταξύ του κατακόρυφου στοιχείου με την μικρότερη ανεπάρκεια προς αυτού με την μεγαλύτερη ανεπάρκεια ($2,38/2,09$) δεν υπερβαίνει την τιμή 1,5. Άρα, τηρούνται όλα τα κριτήρια μορφολογικής κανονικότητας για το πλαισιακό κτίριο.
- Στον τοιχωματικό φορέα ένα σημαντικό ποσοστό των κατακόρυφων και των οριζόντιων στοιχείων είναι μεγαλύτερο από 2,5 (20% των υποστρωμάτων και 42,9% των δοκών του πρώτου ορόφου). Συνεπώς πρέπει να ελεγχθεί η μορφολογική κανονικότητα του κτιρίου. Για τον τοιχωματικό φορέα που εξετάζεται στην παρούσα εργασία τηρούνται οι δύο πρώτες συνθήκες της μορφολογικής κανονικότητας του φέροντος οργανισμού. Ακολουθεί ο έλεγχος της τήρησης των δύο επόμενων συνθηκών

της μορφολογικής κανονικότητας του κτιρίου με βάση τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης ($q=1$) που εκτελείται από το Fespa. Βάσει αυτού ο λόγος των μέσων λόγων ανεπάρκειας των δύο ορόφων είναι 1,06 ($\lambda_k/\lambda_{k-1}=3,23/3,04$). Συνεπώς δεν υπάρχει καμψοδιατμητικώς ασθενής όροφος. Παρόλο αυτά ο λόγος μεταξύ του κατακόρυφου στοιχείου με την μικρότερη ανεπάρκεια προς αυτού με την μεγαλύτερη ανεπάρκεια ($2,23/1,42$) υπερβαίνει την τιμή 1,5. Έτσι δεν πληροίτε το κριτήριο 4 του ελέγχου της μορφολογικής κανονικότητας (στρεπτικώς ασθενής όροφος).

- Στον πλαισιακό φορέα με τα περιμετρικά κοντά υποστυλώματα δεν υπάρχει κάποιο υποστυλώμα με λόγο ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 2,5 αλλά υπάρχει μία δοκός με λ μεγαλύτερο του 2,5. Συνεπώς χρειάζεται να ελεγχθεί αν είναι μορφολογικά κανονικό κατά **KAN.ΕΠΕ.** Τα τρία πρώτα κριτήρια τηρούνται ($\lambda_k/\lambda_{k-1}=3,38/3,30=1,02$). Παρόλο αυτά δεν τηρείται το τέταρτο κριτήριο της §5.5.1.2 του **KAN.ΕΠΕ.** (στρεπτικώς ασθενής όροφος).
- Στον πλαισιακό φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο (τύπου πυλωτής) το ποσοστό των στοιχείων στα οποία ο λόγος ανεπάρκειας ξεπερνά την τιμή 2,5 είναι για τα υποστυλώματα 70% και για τις δοκούς 42,9%. Παρόλο που τηρούνται τα δύο πρώτα κριτήρια της μορφολογικής κανονικότητας, δεν πληροίτε το τρίτο κριτήριο ($\lambda_k/\lambda_{k-1}=5,24/2,47=2,12$) που μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι έχουμε καμψοδιατμητικό ασθενή όροφο.

Κατά συνέπεια σε όλους του φορείς πλην του πλαισιακού θα χρειασθεί αύξηση του συντελεστή ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} κατά 0,15.

Με ανάλογο τρόπο ελέγχεται η μορφολογικότητα των φορέων με την μέθοδο m και βγαίνουν τα ίδια συμπεράσματα όπως εξήχθησαν παραπάνω.

6.5.2 ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΩΝ ΔΥΟ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΣΕ ΤΟΠΙΚΟ ΕΠΙΠΕΔΟ

Η συγκεκριμένη εργασία επικεντρώνεται στην ανεπάρκεια των κατακόρυφων στοιχείων και όχι των οριζόντιων. Αξίζει να σημειωθεί ότι για τον υπολογισμό του συντελεστή ανεπάρκειας των κατακόρυφων στοιχείων του πλαισιακού κτιρίου με τα κοντά υποστυλώματα και του τύπου πυλωτής επειδή στο ισόγειο έχουμε απομείωση των τοίχων σε τομή και ανοιχτό όροφο αντίστοιχα, τα εντατικά μεγέθη του ισογείου πρέπει να πολλαπλασιασθούν με τον συντελεστή n του **Παραρτήματος 4.2** του **KAN.ΕΠΕ.** Αυτός ο συντελεστής ισούται με:

$$n = 1 + \frac{\Delta V_{RW}}{\Sigma V_{sd}} \text{ με } 1,1 \leq n \leq q \quad (15)$$

όπου ΔV_{RW} είναι η ενδεχόμενη απομείωση της συνολικής διατμητικής αντίστασης των τοιχοπληρώσεων και ΣV_{sd} είναι η συνολική δρώσα τέμνουσα δύναμη για όλα τα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, ανά όροφο.

Για το πλαισιακό κτίριο με τα περιμετρικά κοντά υποστυλώματα το n ισούται με 1,301 κατά την διεύθυνση X και 1,306 κατά την διεύθυνση Z, ενώ για το τύπου πυλωτής ισούται με 1,383 και 1,345 αντίστοιχα.

Για τα κατακόρυφα στοιχεία του τοιχωματικού και του πλαισιακού κτιρίου οι λόγοι ανεπάρκειας λ της επόμενης σελίδας.

a/a Φορέας	λ-Μεθόδου q		λ-Μεθόδου m	
	Πλαισιακός	Τοιχωματικός	Πλαισιακός	Τοιχωματικός
K ₁	2,25	1,74	1,65	1,46
K ₂	2,19	1,89	1,83	2
K ₃	2,11	1,55	1,65	1,02
K ₄	2,35	2,23	1,87	1,62
K ₅	2,26	1,98	2,14	2,06
K ₆	2,09	1,56	2,15	2,54
K ₇	2,19	2,37	2,2	3,4
K ₈	2,38	2,12	1,86	1,16
K ₉	2,33	2,38	2,36	3,17
K ₁₀	2,09	2,34	2,06	1,45

Πίνακας 3: Λόγοι ανεπάρκειας πλαισιακού και τοιχωματικού φορέα με τις μεθόδους m και q.

Επισημαίνεται ότι οι τοπικοί δείκτες ανεπάρκειας λ οι οποίοι αναφέρονται στα υποστυλώματα είναι ίδιοι και ως προς τις δύο διευθύνσεις και εξάχθηκαν ως ο δυσμενέστερος λόγος ανεπάρκειας εκ των δύο ακραίων διατομών των υποστυλωμάτων (κορυφή και βάσης). Για τα τοιχώματα το Fespa υπολογίζει την ανεπάρκεια τους μόνο κατά την ισχυρή τους διεύθυνση, δηλαδή μόνο ως προς την διεύθυνση που λειτουργούν ως τοιχώματα. Αυτό είναι αποδεκτό και από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., στον οποίο αναφέρεται ότι σε ορθογωνικά τοιχώματα (όπως στην παρούσα εργασία) υπολογίζεται μόνον η τέμνουσα δύναμη παράλληλα στην μεγάλη πλευρά του τοιχώματος. Συνεπώς οι ανεπάρκειες των τοιχωμάτων αναφέρονται σε διαφορετικό καθολικό σύστημα συντεταγμένων.

Ένα συμπέρασμα που εξάγεται από τον παραπάνω πίνακα είναι το γεγονός ότι η μέθοδος q οδηγεί σε μεγαλύτερους λόγους ανεπάρκειας (κατά το πλείστον) σε σχέση με την μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m. Αυτό προκύπτει από το γεγονός ότι ο συντελεστής q προκύπτει από τους συντηρητικούς πίνακες του **ΚΑΝ.ΕΠΕ.** και εφαρμόζεται η ίδια τιμή για όλα τα μέλη. Αντίθετα ο δείκτης m υπολογίζεται ανάλογα τη στάθμη επιτελεστικότητας που ελέγχεται η κατασκευή και για κάθε μέλος ξεχωριστά εκτιμώντας έτσι την τοπική πλαστιμότητα του κάθε μέλους. Κατά αυτόν τον τρόπο η μέθοδος q δίνει συντηρητικότερα αποτελέσματα από την μέθοδο m.

Αξίζει να σημειωθεί ότι με τη χρήση της μεθόδου q στον τοιχωματικό φορέα επιβαρύνονται άδικα οι δοκοί του υπό εξέταση ορόφου (πρώτου ορόφου) καθώς από 7 δοκούς με ανεπάρκεια μεγαλύτερης της μονάδας (μέθοδος m) γίνονται 13 (μέθοδος q). Το ίδιο ισχύει και για τον πλαισιακό φορέα.

Τα κοντά υποστυλώματα προσομοιώνονται στο πρόγραμμα Fespa σαν ένα κανονικό υποστυλώμα με την διαφορά ότι ένα κομμάτι του θα θεωρείται άκαμπτο και μόνο ένα μικρό κομμάτι (μήκους 0,9m) θα μπορεί να καμφθεί. Σημειώνεται ότι για την προσομοίωση των κοντών υποστυλωμάτων στην παρούσα εργασία αγνοούνται οι τοιχοπληρώσεις, οι οποίες σε πραγματικές συνθήκες, το μειωμένο ύψος τους αποτελεί μια συχνή αιτία δημιουργίας των κοντών υποστυλωμάτων. Αντίθετα η πυλωτή είναι ο πλαισιακός φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο.

Όσον αφορά τα κατακόρυφα στοιχεία του πλαισιακού κτιρίου με τα περιμετρικά κοντά υποστυλώματα και τύπου πυλωτής οι λόγοι ανεπάρκειας λ είναι αυτοί που παρουσιάζονται στην επόμενη σελίδα.

Φορέας a/a	λ-Μεθόδου q		λ-Μεθόδου m	
	Κοντά Υ/Σ	Πυλωτή	Κοντά Υ/Σ	Πυλωτή
K ₁	2,49	3,49	1,25	1,95
K ₂	2,75	3,26	1,76	2,01
K ₃	2,28	3,31	1,26	2,07
K ₄	2,45	3,45	1,43	2,42
K ₅	2,61	3,43	1,91	2,45
K ₆	1,88	2,99	1,92	2,46
K ₇	2,94	3,4	2,85	2,95
K ₈	2,58	3,66	1,18	2,44
K ₉	2,91	3,59	2,86	2,94
K ₁₀	2,49	3,38	1,29	2,24

Πίνακας 4: Λόγοι ανεπάρκειας πλαισιακού κτιρίου με κοντά υποστυλώματα και τύπου πυλωτής πλαισιακού φορέα με τις μεθόδους m και q.

Τα ίδια αποτελέσματα μπορούν να εξαχθούν και για τις δύο προαναφερθείσες περιπτώσεις κτιρίων. Τα δύο σημεία που παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον σε σύγκριση με τα προηγούμενα είναι τα εξής:

- Παρατηρούμε ότι μεταξύ της μεθόδου m και q για τα δύο κτίρια οι ανεπάρκειες παρουσιάζουν μεγάλη διαφορά. Αυτό οφείλεται αφενός στην συντηρητικότητα των τιμών του συντελεστή q και αφετέρου στον πολλαπλασιαστικό συντελεστή η των εντατικών μεγεθών του **Παράρτηματος 4.2** του **KAN.ΕΠΕ.**, ο οποίος οδηγεί σε μεγάλες αυξήσεις των τιμών των λόγων ανεπάρκειας της μεθόδου q. Αυτός ο συντελεστής εφαρμόζεται σε περιπτώσεις ανοιχτών ορόφων αλλά και σε περιπτώσεις απομείωσης των τοίχων σε τομή.
- Παρατηρούμε ότι σε σύγκριση με το πλαισιακό κτίριο με τοιχοπληρώσεις παντού και σε αυτό της πυλωτής, η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων στον υπερκείμενο όροφο οδηγεί σε αύξηση των λόγων ανεπάρκειας του υποκείμενου (που δεν έχει τοιχοπληρώσεις) καθώς δρα δυσμενώς, πράγμα το οποίο θα αναλυθεί αργότερα στο κεφάλαιο της επιρροής των τοιχοπληρώσεων.

6.5.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΟΣΟΣΤΩΝ ΤΗΣ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΠΟΥ ΑΝΑΛΑΜΒΑΝΕΤΑΙ ΑΠΟ ΚΑΘΕ ΕΙΔΟΥΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ

Στην παρούσα υποενότητα επιχειρείται να υπολογιστεί το ποσοστό της τέμνουσας του δυσμενέστερου ορόφου ($1^{ος}$ όροφος) αντιστοιχεί στα υποστυλώματα, στα τοιχώματα και στα κοντά υποστυλώματα βάσει του προγράμματος Fespa. Κατόπιν γίνεται σύγκριση αυτών των λόγων με τους αντίστοιχους που προκύπτουν αν θεωρηθεί ότι η τέμνουσα του κατακόρυφου στοιχείου είναι:

- Η διατμητική αντοχή των κατακόρυφων στοιχείων υπό ανακυκλιζόμενες δράσεις [**Παράρτημα 7Γ KAN.ΕΠΕ.**] αγνοώντας την παρουσία του οπλισμού και θεωρώντας μ_{θ}^{pl} ίσο με τη μονάδα. Κατά αυτόν τον τρόπο η σχέση γίνεται:

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + 0,06 \cdot (1 - 0,16 \cdot \min(5; \alpha_s) \sqrt{f_c} A_c) \quad (16)$$

- Η τέμνουσα αντοχής σε σχεδιασμό $V_{Rd,c}$ κατά τον EC2 αγνοώντας την παρουσία του οπλισμού. Έτσι η σχέση γίνεται:

$$V_{Rd,c} = \left[35 \cdot (1 + \sqrt{0,2/d})^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} + 0,15 \cdot (N/A_c) \right] b_w d \quad (17)$$

- Η ελάχιστη εκ των δύο τεμνουσών $V_{Rd,s}$ και V_M , όπου:

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} N_d + \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad \text{για υποστυλώματα} \quad (18)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad \text{για τοιχώματα} \quad (19)$$

$$V_M = \frac{M_R}{L_s} \quad (20)$$

με το L_s όπως ορίζεται στην §7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ..

Όπως γίνεται εύκολα κατανοητό στο πλαίσιακό το κτίριο με τις τοιχοπληρώσεις και σε αυτό με την πυλωτή δεν είναι απαραίτητο να υπολογιστεί το ποσοστό της τέμνουσας της βάσης που λαμβάνουν τα κατακόρυφα στοιχεία. Αυτό γίνεται γιατί το σύνολο της κατασκευής αποτελείται μόνο από υποστυλώματα και ως εκ τούτου το ποσοστό ανάληψης της τέμνουσας βάσης από τα υποστυλώματα θα ήταν 100%. Αντιθέτως στο τοιχωματικό και το πλαίσιακό κτίριο με κοντά υποστυλώματα το παραπάνω κρίνεται απαραίτητο. Κατά συνέπεια προκύπτουν οι επόμενοι πίνακες για το τοιχωματικό φορέα και τον φορέα με τα κοντά υποστυλώματα, που παρουσιάζονται στην επόμενη σελίδα.

Τοιχωματικό - Vi από ανάλυση			
Παράμετροι Μέλη	Διεύθυνση	Μέθοδος q	Μέθοδος m
Υποστυλώματα	X	0,290	0,489
	Z	0,299	0,510
Τοιχώματα	X	0,710	0,511
	Z	0,701	0,490

Πίνακας 5: Ποσοστά της τέμνουσας βάσης που αναλαμβάνονται από κάθε ομάδα κατακόρυφων στοιχείων στον τοιχωματικό φορέα.

Τοιχωματικό - Vi από σχέσεις				
Παράμετροι Μέλη	Διεύθυνση	V_{Ri}	V_{cd}	$\min(V_{Rd,s}, V_M)$
Υποστυλώματα	X	0,262	0,490	0,373
	Z	0,264	0,490	0,376
Τοιχώματα	X	0,738	0,510	0,627
	Z	0,737	0,510	0,624

Πίνακας 6: Ποσοστά της τέμνουσας βάσης που αναλαμβάνονται από κάθε ομάδα κατακόρυφων στοιχείων στον τοιχωματικό φορέα, υπολογισμένοι από τις σχέσεις που περιγράφηκαν.

Βάσει των παραπάνω δύο πινάκων φαίνεται ότι:

- Πιο κοντά στους λόγους της μεθόδου q είναι τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την εφαρμογή της σχέσης για την εύρεση της διατμητικής αντοχής στοιχείου υπό ανακυκλιζόμενες δράσεις του Παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ., αγνοώντας τον οπλισμό και θεωρώντας m^{pl} ίσο με τη μονάδα. Η απόλυτη απόκλιση μεταξύ αυτών των δύο λόγων είναι 3,94% έως 11,71%.
- Στο άλλο άκρο βρίσκεται η σχέση του Ευρωκώδικα (αν αγνοηθεί η συμβολή του οπλισμού), οι τιμές της οποίας μεταφρασμένες σε ποσοστά τέμνουσας βάσης φαίνεται ότι συμπίπτουν σε μεγάλο βαθμό με τα ποσοστά που προκύπτουν από την μέθοδο m. Η απόλυτη απόκλιση μεταξύ αυτών των δύο λόγων είναι 0,2% έως 4,1%.

- Ενδιάμεσα της μεθόδου m και q βρίσκονται τα αποτελέσματα αν βγάλουμε τα ποσοστά της τέμνουσας βάσης που αναλαμβάνουν τα στοιχεία από την μικρότερη τέμνουσα που προκύπτει εκ των $V_{Rd,s}$ και V_M .

Με ακριβώς ίδια διαδικασία προκύπτουν και οι λόγοι για το φορέα με τα κοντά υποστυλώματα:

Κοντά υποστυλώματα - Vi από ανάλυση			
Παράμετροι Μέλη	Διεύθυνση	Μέθοδος q	Μέθοδος m
Υποστυλώματα	X	0,045	0,077
	Z	0,048	0,062
Κοντά Υ/Σ	X	0,955	0,923
	Z	0,952	0,938

Πίνακας 7: Ποσοστά της τέμνουσας βάσης που αναλαμβάνονται από κάθε ομάδα κατακόρυφων στοιχείων στον φορέα με τα κοντά Υ/Σ.

Κοντά υποστυλώματα - Vi από σχέσεις				
Παράμετροι Μέλη	Διεύθυνση	V_{Ri}	V_{cd}	$\min(V_{Rd,s}, V_M)$
Υποστυλώμα	X	0,045	0,138	0,095
	Z			
Κοντά Υ/Σ	X	0,955	0,862	0,905
	Z			

Πίνακας 8: Ποσοστά της τέμνουσας βάσης που αναλαμβάνονται από κάθε ομάδα κατακόρυφων στοιχείων στον φορέα με τα κοντά Υ/Σ, υπολογισμένοι από τις σχέσεις που περιγράφηκαν.

Από τους πίνακες με τα κοντά υποστυλώματα προκύπτουν τα ακόλουθοι σχολιασμοί:

- Και στην περίπτωση του φορέα με τα κοντά υποστυλώματα πιο κοντά στους λόγους της μεθόδου q είναι τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την εφαρμογή της σχέσης του Παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ., αγνοώντας τον οπλισμό και θεωρώντας m_{th}^{pl} ίσο με την μονάδα. Η απόλυτη απόκλιση μεταξύ των δύο λόγων είναι 0% έως 6,25%.
- Στο άλλο άκρο βρίσκεται η σχέση με την τέμνουσα που προκύπτει ως η μικρότερη εκ των $V_{Rd,s}$ και V_M , οι τιμές της οποίας μεταφρασμένες σε ποσοστά τέμνουσας βάσης φαίνεται ότι συμπίπτουν σε μεγάλο βαθμό με τα ποσοστά που προκύπτουν από την μέθοδο m. Η απόλυτη απόκλιση μεταξύ αυτών των δύο λόγων είναι 0,1% έως 3,5%.

Από τις παραπάνω συγκρίσεις που έγιναν για τους δύο φορείς εξάγεται το συμπέρασμα ότι ο τύπος για τον υπολογισμό της τέμνουσας των στοιχείων υπό ανακυκλιζόμενες δράσεις είναι μία αρκετά καλή προσέγγιση των αποτελεσμάτων που βγάξει η μέθοδος q του Fespa για να υπολογιστεί η τέμνουσα που αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα στοιχεία με την προϋπόθεση ότι θα αγνοηθεί ο οπλισμός και θα τεθεί m_{th}^{pl} ίσο με τη μονάδα. Η απόλυτη απόκλιση που προκύπτει από τα δύο κτίρια για την περίπτωση αυτή είναι 0% έως 11,71%.

Σημειώνεται ότι καθώς το πρόγραμμα Fespa δεν τυπώνει την τέμνουσα των τοιχωμάτων κατά την ασθενή τους διεύθυνση στη φάση αστοχίας τους φορέα, αναμένεται οι λόγοι που βρέθηκαν στα τοιχώματα να είναι ελαφρά τροποποιημένοι και προς τα κάτω! Έτσι συνεχίζει να ισχύει η προηγούμενη παρατήρηση αλλά και μπορεί πλέον να υποθεί ότι μία καλή

προσέγγιση των αποτελεσμάτων της μεθόδου m όσον αφορά την τέμνουσα που αναλαμβάνει κάθε στοιχείο είναι η μικρότερη τέμνουσα που προκύπτει εκ των $V_{Rd,s}$ και V_M . Η απόλυτη απόκλιση θα κυμαίνεται μεταξύ 0,1% και 3,5% με ελαφρές διαφοροποιήσεις.

6.5.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΟΣΟΣΤΩΝ ΤΗΣ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΠΟΥ ΠΡΟΣΔΙΔΟΝΤΑΙ ΑΠΟ ΚΑΘΕ ΕΙΔΟΥΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ

Αντίστοιχα με την προηγούμενη υποενότητα στην συγκεκριμένη υπολογίζεται το ποσοστό της δυσκαμψίας του ισογείου που προσδίδεται από τα υποστυλώματα, τα τοιχώματα και τα κοντά υποστυλώματα. Το παραπάνω εγχείρημα θα πραγματοποιηθεί με δύο τρόπους ως ακολούθως:

- Χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα που βγάζει το πρόγραμμα Fespa για τα μήκη διάτμησης (L_s), τις γωνίες στροφής χορδής κατά την διαρροή του στοιχείου (θ_y), της ροπής διαρροής (M_y) και συνδυάζοντας τα με τον τύπο της §7.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

$$K = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \quad (21)$$

- Χρησιμοποιώντας τις προσεγγιστικές σχέσεις που προτείνονται στο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην §7.1.2.28. Οι σχέσεις είναι οι ακόλουθες:

$$K = 0,08 \cdot ((0,8 + \ln[\max(0,6; \alpha_s)]) \cdot (1 + 0,0048 \frac{N}{A_c})) E_c I_c \quad \text{για υποστυλώματα} \quad (22)$$

$$K = 0,115 \cdot ((0,8 + \ln[\max(0,6; \alpha_s)]) \cdot (1 + 0,0048 \frac{N}{A_c})) E_c I_c \quad \text{για τοιχώματα} \quad (23)$$

Αντίστοιχα με την προηγούμενη υποενότητα θα υπολογιστούν τα ποσοστά της δυσκαμψίας που παραλαμβάνονται από ομάδες στοιχείων μόνο στον τοιχωματικό φορέα και στον φορέα με τα κοντά υποστυλώματα. Δεν κρίνεται απαραίτητο να υπολογιστεί το παραπάνω ποσοστό στα δύο εναπομείναντα κτίρια, γιατί αυτά αποτελούνται από μια ομάδα στοιχείων και ως εκ τούτου το ποσοστό που παραλαμβάνεται από αυτήν την ομάδα θα ισούται με την μονάδα. Συνεπώς προκύπτουν οι ακόλουθοι πίνακες:

Φορέας	Δ/νση	Σχέση από ΚΑΝ. ΕΠΕ.	Κατακόρυφα στοιχεία	Μέθοδος q	Μέθοδος m
Τοιχωματικός	X	Ακριβής	Υποστυλώματα	0,165	0,197
			Τοιχώματα	0,834	0,802
		Προσεγγιστική	Υποστυλώματα	0,057	0,066
			Τοιχώματα	0,942	0,933
	Z	Ακριβής	Υποστυλώματα	0,173	0,206
			Τοιχώματα	0,826	0,793
		Προσεγγιστική	Υποστυλώματα	0,058	0,066
			Τοιχώματα	0,941	0,933

Πίνακας 9: Ποσοστά της συνολικής δυσκαμψίας βάσης που αναλαμβάνονται από κάθε ομάδα κατακόρυφων στοιχείων για τον τοιχωματικό φορέα.

Φορέας	Δ/νση	Σχέση από ΚΑΝ. ΕΠΕ	Κατακόρυφα στοιχεία	Μέθοδος q	Μέθοδος m
Κοντά Υ/Σ	X	Ακριβής	Υποστύλωμα	0,333	0,347
			Κοντά Υ/Σ	0,666	0,652
		Προσεγγιστική	Υποστύλωμα	0,281	0,281
			Κοντά Υ/Σ	0,718	0,718
	Z	Ακριβής	Υποστύλωμα	0,341	0,353
			Κοντά Υ/Σ	0,658	0,646
		Προσεγγιστική	Υποστύλωμα	0,281	0,281
			Κοντά Υ/Σ	0,718	0,718

Πίνακας 10: Ποσοστά της συνολικής δυσκαμψίας που αναλαμβάνονται από κάθε ομάδα κατακόρυφων στοιχείων για τον φορέα με τα κοντά υποστυλώματα.

Παρατηρούμε ότι:

- Στην περίπτωση του κτιρίου με τα περιμετρικά κοντά υποστυλώματα η σύγκλιση είναι ικανοποιητική και για τις δύο μεθόδους. Η μέγιστη απόκλιση της μεθόδου q της ακριβούς σχέσης με την προσεγγιστική είναι 7% έως 9,2% για τα κοντά υποστυλώματα και 15% έως 17,7% για το κανονικό υποστύλωμα, ενώ για την μέθοδο m είναι 10% έως 11,2% και 19% έως 20,4% αντίστοιχα. Φαίνεται ότι οι προσεγγιστικές σχέσεις σε αυτήν την περίπτωση συγκλίνουν προς τα αποτελέσματα της μεθόδου q.
- Στην περίπτωση του τοιχωματικού κτιρίου δεν υπάρχει ικανοποιητική σύγκλιση μεταξύ των ποσοστών που προκύπτουν από τις προσεγγιστικές σχέσεις και από την ακριβέστερη σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που στηρίζεται στην ανάλυση. Ο λόγος είναι ότι οι δυσκαμψίες των τοιχωμάτων που υπολογίστηκαν από τις προσεγγιστικές σχέσεις είναι πολύ μεγαλύτερες (μέχρι και 3,5 φορές!) από τις αντίστοιχες που υπολογίστηκαν με τη βοήθεια του Fespa. Συνεπώς οι προσεγγιστικές σχέσεις που υπολογίζουν την δυσκαμψία των υποστυλωμάτων παρέχουν ικανοποιητικά σωστά την δυσκαμψία των υποστυλωμάτων με απόλυτη απόκλιση μέχρι 31% από την ακριβή τιμή. Αντίθετα για τα τοιχώματα οι προσεγγιστικές σχέσεις υπερτιμάνε την δυσκαμψία του τοιχώματος μέχρι και 3,5 φορές σε σχέση με την αντίστοιχη ακριβή σχέση. Αν όμως αντί για το μήκος διάτμησης που υπολογίζεται από το πρόγραμμα τεθεί αυτό που ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. τότε η απόκλιση μειώνεται και γίνεται ίση με 50% (δηλαδή 1,5 φορές μεγαλύτερη πλέον). Η απόκλιση 50% συνεχίζει να είναι μεγάλη απόκλιση στα τοιχώματα. Έτσι δεν είναι σφωρών κάποιος να υπολογίσει την δυσκαμψία των τοιχωμάτων με προσεγγιστικές σχέσεις λόγω του γεγονότος ότι 50% απόκλιση σε ένα τοίχωμα μπορεί να αντιστοιχεί σε πολύ μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας σε σχέση με την πραγματική. Επιπλέον αυτή η αύξηση της δυσκαμψίας επιβαρύνει την συνολική δυσκαμψία και συνεπώς την συμμετοχή των υποστυλωμάτων στην συνολική δυσκαμψία.

7. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

7.1. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ PUSHOVER

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στην σεισμική δράση για την οποία γίνεται αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός [§5.7.1.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.].

Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί όπως ο Ευρωκώδικας 8, ο ASCE (πρότυπα Αμερικάνικου συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών για την αποκατάσταση υφιστάμενων κατασκευών) και ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων προτείνουν την ανελαστική στατική ανάλυση για τη μελέτη αποτίμησης, καθώς η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί στοιχεία τόσο από την ελαστική όσο και από τη πλαστική συμπεριφορά των υλικών. Έτσι αποδίδει πιο ρεαλιστικά τη συμπεριφορά των μελών και επομένως ο μελετητής αξιοποιεί αυτά τα αποτελέσματα για να βγάλει συμπεράσματα για τη γενικότερη συμπεριφορά του κτιρίου σε ένα σεισμό.

Η Push over ανάλυση είναι στην ουσία μια πλευρική ώθηση της κατασκευής, η οποία συνεχίζεται έως ότου δημιουργηθούν στον φορέα τόσες πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των μελών, του και επέλθει η κατάρρευσή του, δηλαδή η αδυναμία του να παραλάβει τα κατακόρυφα φορτία. Η κατανομή της πλευρικής ώθησης που ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [§5.7.3.3] και τον ΕΚ 8-1 προτείνει να χρησιμοποιούνται για την επίλυση Pushover ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή δυνάμεων καθ' ύψος.

Αφού εκτελεστεί η ανάλυση Pushover δημιουργείται η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή το διάγραμμα της τέμνουσας βάσης συναρτήσει της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου του κτιρίου. Ο κόμβος ελέγχου του κτιρίου επιλέγεται να είναι το κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου κατά την §5.7.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Με τη βοήθεια της καμπύλης αυτής γίνονται όλοι οι έλεγχοι επιτελεστικότητας όπως αυτοί ορίζονται στην §9.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και προσδιορίζεται ο λόγος υπεραντοχής α_u/α_1 . Το σημαντικότερο ωστόσο είναι ότι δίνεται στον μελέτη η ευκαιρία να έχει πλήρη εποπτεία της κατανομής των βλαβών με τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων και της σειράς αστοχίας των μελών δίνοντας του τη δυνατότητα καθορισμού συγκεκριμένου τρόπου επέμβασης (ΛΗ Λογισμική, 2013).

Αξίζει να σημειωθεί ότι η στοχευόμενη μετακίνηση στο Fespa υπολογίζεται κατά την μέθοδο N2 του Ευρωκώδικα 8-1 [Παράρτημα Β κατά Fajfar] και όχι με την μέθοδο των συντελεστών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. [§5.7.4.2].

7.2. ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΦΗΣ ΤΗΣ PUSHOVER

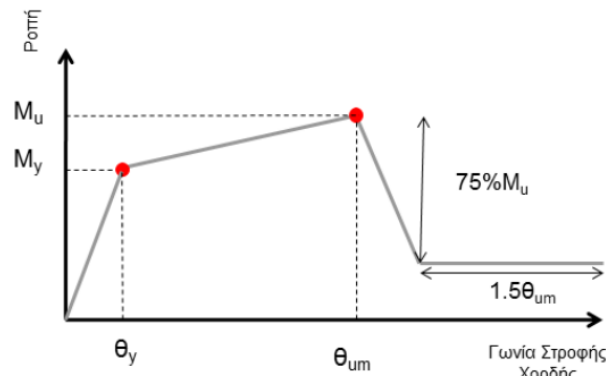
Σύμφωνα με την §5.7.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. συνίσταται κατά την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ.

Επιπλέον δεν θα πρέπει η επιρροή των ανωτέρω ιδιομορφών να είναι σημαντική προκειμένου να εφαρμοστεί αυτή η μέθοδος. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών θεωρείται σημαντική όταν η τέμνουσα έστω και σε έναν όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όταν η επιρροή των ανωτέρω ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση και θα υπάρξει αύξηση των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων κατά 25%

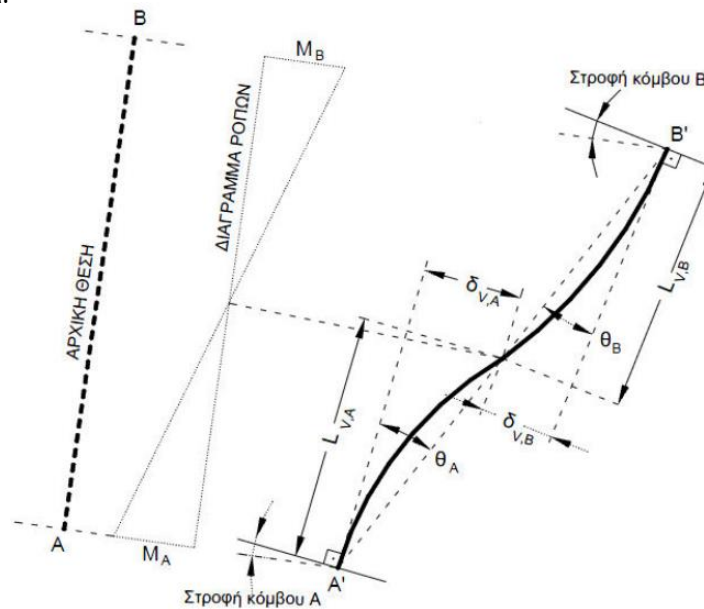
7.3. ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργούνται στα άκρα των δοκών. Για καμπτόμενα μέλη, οι ιδιότητες αυτές περιγράφονται από το διάγραμμα ροπής-Γωνία στροφής χορδής που, σύμφωνα με το εγχειρίδιο του Fespa^[7], στο πρόγραμμα έχει την μορφή που παρουσιάζεται στην επόμενη σελίδα.



Εικόνα 3: Γενική μορφή διαγράμματος $M-\theta$ καμπτόμενων μελών.

Η γωνία στροφής χορδής από την οποία εξαρτάται η καμπτική ροπή ορίζεται από την επαπτομένη στο εν λόγω άκρο του μέλους και τη χορδή που ενώνει τα δύο άκρα όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα^[7]:



Εικόνα 4: Γωνίες στροφής χορδής στους κόμβους γραμμικού μέλους.

Το Fespa αναλαμβάνει να υπολογίσει αυτόματα τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων αφού προηγουμένως ορισθούν όλοι οι οπλισμοί των δοκών και των υποστυλωμάτων στο προσομοίωμα.

7.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

7.4.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Πρώτο βήμα για μία ανελαστική στατική ανάλυση είναι να εξετασθεί αν τηρούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της. Το πρώτο κριτήριο, δηλαδή της «Ικανοποιητικής» ΣΑΔ εξασφαλίζεται στην συγκεκριμένη εργασία.

Το πρόγραμμα Fespa εκτελεί τις δύο δυναμικές ελαστικές αναλύσεις όπως αναφέρονται στην ενότητα 7.2 και τυπώνει τον λόγο της πρώτης ανάλυσης προς την δεύτερη (V_{90}/V_i με i συμβολίζεται η δεσπόζουσα ιδιομορφή). Αυτός ο λόγος συγκρίνεται με την τιμή 1,3 και έτσι αποφασίζεται αν η συμβολή των ανωτέρω ιδιομορφών είναι σημαντική ή όχι. Αναλυτικότερα για την push over προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

- Στον πλαισιακό φορέα, στον τοιχωματικό φορέα και στην πυλωτή πληροίτε το κριτήριο εφαρμογής της push over με λόγο V_{90}/V_i ίσο με τη μονάδα και στους δύο ορόφους και στις δύο διευθύνσεις.
- Στον πλαισιακό φορέα με κοντά περιμετρικά υποστυλώματα συνεχίζουν να πληρούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της push over αλλά ο λόγος V_{90}/V_i δεν είναι μονάδα. Στον πρώτο όροφο ο λόγος V_{90}/V_i είναι 1,15 κατά την X διεύθυνση και 1,19 κατά την Z διεύθυνση, ενώ στον δεύτερο ισούται με 1,08 και 1,07 αντίστοιχα.

7.4.2 ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΗΣ PUSHOVER ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕ ΤΟΠΙΚΟ ΕΠΙΠΕΔΟ

Για τα κατακόρυφα στοιχεία όλων των τύπων των φορέων προκύπτουν οι ακόλουθοι δείκτες τοπικής ανεπάρκειας:

Κτίριο α/α	Pushover			
	Τοιχωματικό	Πλαισιακό	Κοντά Υ/Σ	Πυλωτή
K ₁	0,9	1,27	0,71	3,93
K ₂	1,47	1,74	2,43	4,04
K ₃	0,66	1,51	0,84	4,52
K ₄	1,28	1,72	0,89	5,74
K ₅	1,6	1,93	3,93	4,47
K ₆	1,57	2,17	1,68	3,92
K ₇	3,31	2,19	7,87	4,84
K ₈	0,63	1,33	0,81	5,98
K ₉	2,11	1,98	8,24	4,99
K ₁₀	1,24	1,45	0,94	5,87

Πίνακας 5: Λόγοι τοπικής ανεπάρκειας όλων των φορέων με την μέθοδο Pushover.

Παρατηρούμε ότι αν συγκριθούν τα αποτελέσματα του ανωτέρου πίνακα με αυτά που προέκυψαν από τις ελαστικές αναλύσεις προκύπτουν τα παρακάτω:

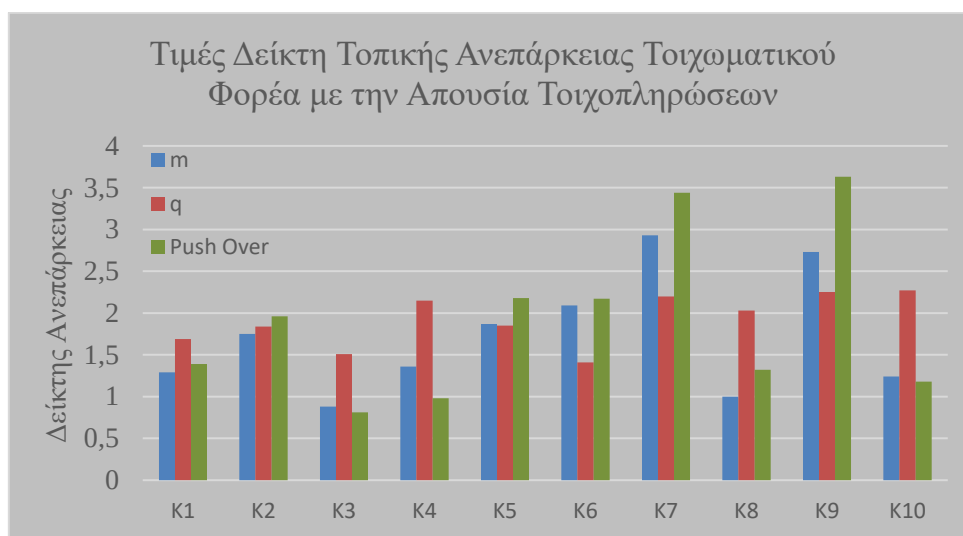
- Στο τοιχωματικό και στο πλαισιακό κτίριο φαίνεται ότι η Pushover βγάζει μικρότερους τοπικούς λόγους ανεπάρκειας σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους m και q.
- Στο πλαισιακό κτίριο με τα κοντά υποστυλώματα παρατηρούμε ότι οι τοπικοί λόγοι ανεπάρκειας που εξήχθησαν με την Push over ανάλυση είναι άλλοτε μεγαλύτεροι και άλλοτε μικρότεροι από τους αντίστοιχους των ελαστικών.
- Στο πλαισιακό κτίριο με την πυλωτή παρατηρούμε ότι οι τοπικοί λόγοι ανεπάρκειας της Push over είναι αρκετά μεγαλύτεροι από αυτούς των ελαστικών μεθόδων.

Συνεπώς βάσει των παραπάνω βλέπουμε ότι στην περίπτωση ενός κτιρίου στο οποίο δεν υπάρχει κάποιος «ανοιχτός» όροφος και οι υπερκείμενοι έχουν τοιχοπληρώσεις (βλέπε τοιχωματικό και πλαισιακό) η Pushover ανάλυση βγάζει ευνοϊκότερους τοπικούς λόγους ανεπάρκειας σε σχέση με τις ελαστικές αναλύσεις. Αντίθετα σε περίπτωση «ανοιχτών» ορόφων (βλέπε πυλωτή) και υπερκείμενων τοιχοπληρωμένων ορόφων η Pushover ανάλυση, η οποία είναι ευαίσθητη ανάλυση, βγάζει δυσμενέστερους τοπικούς λόγους ανεπάρκειας σε σχέση με τις ελαστικές αναλύσεις. Στην μέση των δύο παραπάνω βρίσκεται η περίπτωση κοντών υποστυλωμάτων, που είναι ενδιάμεση κατάσταση «ανοιχτού» και «μη ανοιχτού ορόφου», δεν παρατηρείται κάποιο συγκεκριμένο μοτίβο κυριαρχίας ή μη των λόγων ανεπάρκειας της Pushover έναντι των ελαστικών μεθόδων m και q.

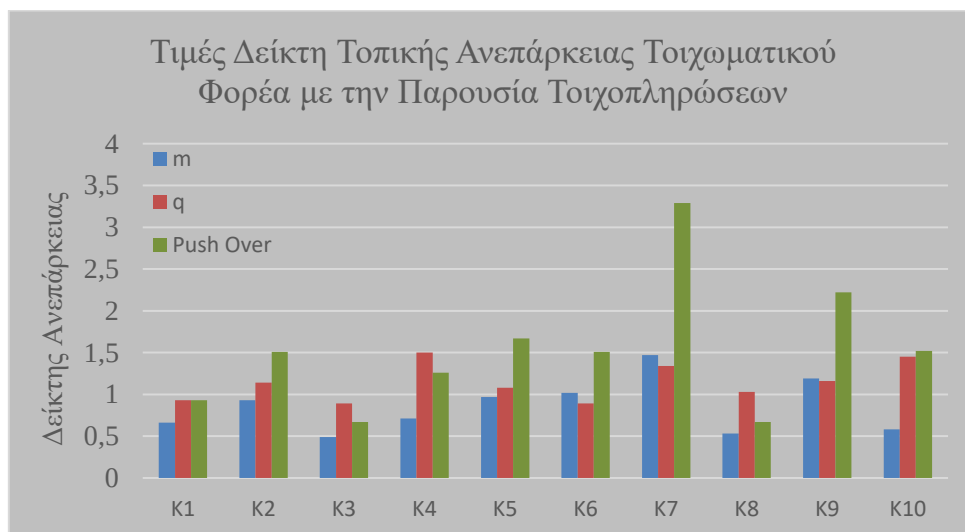
8. ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΤΟΥΣ ΛΟΓΟΥΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η συγκεκριμένη ενότητα επιχειρεί να εξάγει ένα συμπέρασμα και να ερμηνεύει τον φυσικό λόγο για το πότε μια τοιχοπλήρωση δρα ευμενώς ή δυσμενώς στα κατακόρυφα στοιχεία βάσει των κτιρίων που έχουμε στην διάθεση μας. Προκειμένου να γίνει αυτό θα επιλεγούν δύο κτίρια, ένα με τοιχοπληρώσεις παντού και ένα με τοιχοπληρώσεις σε έναν από τους δύο ορόφους. Επιλέγεται το τοιχωματικό κτίριο με τοιχοπληρώσεις παντού και το πλαίσιακό με την πυλωτή, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι αν επιλεγόντουσαν τα συναφή τους αυτό θα άλλαζε το αποτέλεσμα (δηλαδή το πλαίσιακό και αυτό με τα κοντά υποστυλώματα).

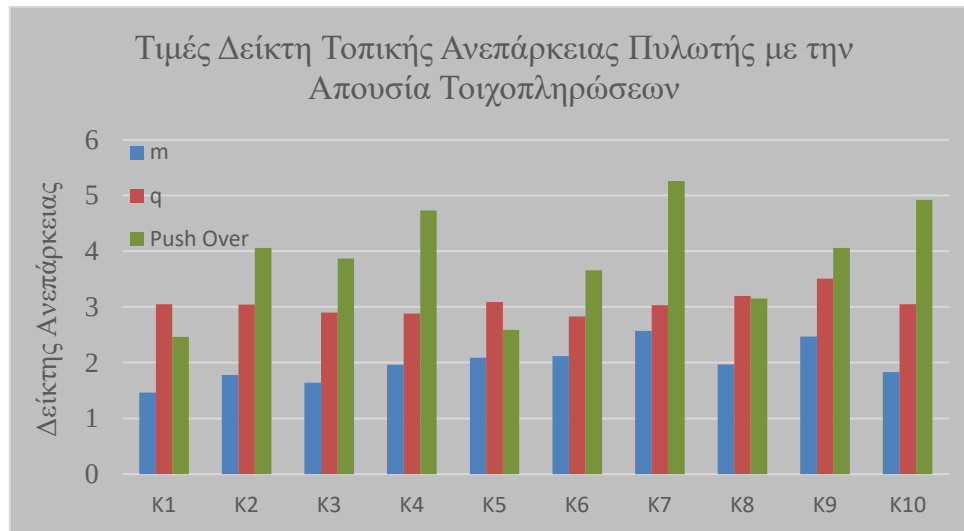
Η σύγκριση αυτή θα γίνει βάσει των ανεπαρκειών που παρουσιάζουν τα κτίρια με και χωρίς τοιχοπληρώσεις. Συνεπώς δημιουργούνται τα ραβδογράμματα των επόμενων σελίδων.



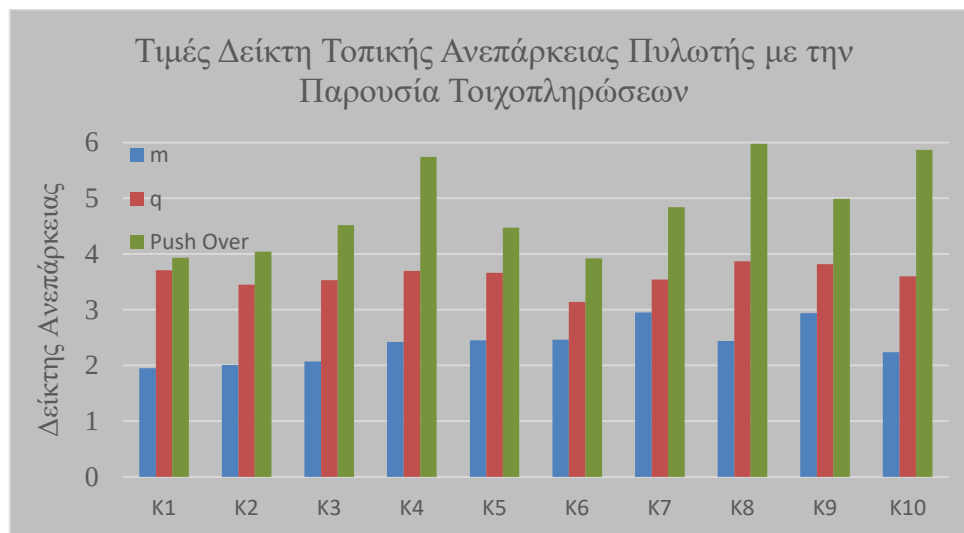
Εικόνα 5: Δείκτες ανεπάρκειας τοιχωματικού φορέα απουσία τοιχοπληρώσεων.



Εικόνα 6: Δείκτες ανεπάρκειας τοιχωματικού φορέα παρουσία τοιχοπληρώσεων.



Εικόνα 7: Δείκτες ανεπάρκειας πυλωτής απουσία τοιχοπληρώσεων.



Εικόνα 8: Δείκτες ανεπάρκειας πυλωτής παρουσία τοιχοπληρώσεων.

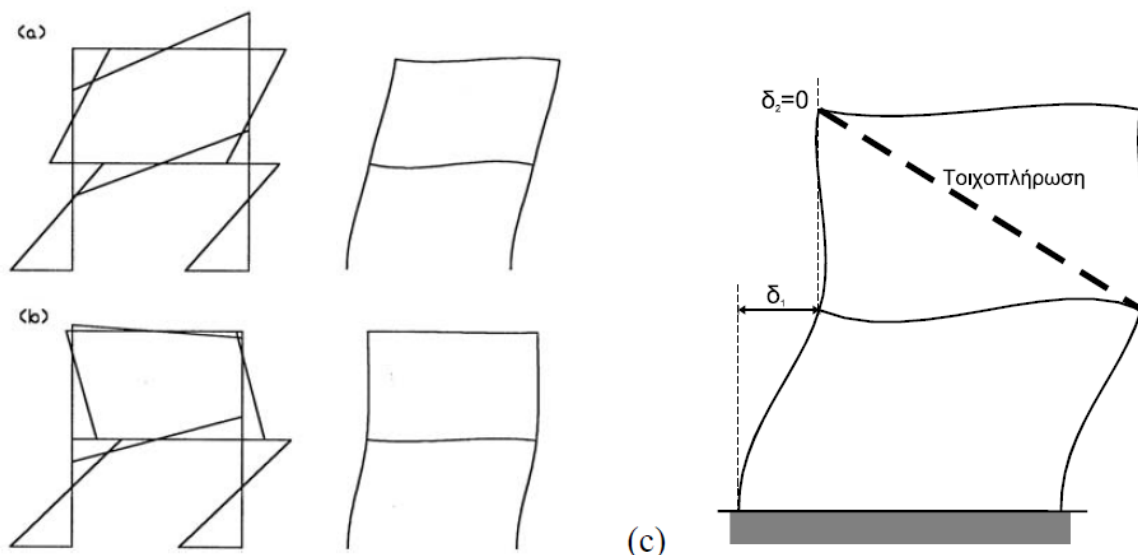
Από τα παραπάνω τέσσερα ραβδογράμματα προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων στο τοιχωματικό κτίριο και κατ' επέκταση και στο πλαισιακό δρα ευμενώς (μειώνει) στην τοπική ανεπάρκεια των κατακόρυφων στοιχείων και κατ' επέκταση και στην ανεπάρκεια ολόκληρου του κτιρίου.
- Η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων στο πλαισιακό κτίριο με πυλωτή και κατ' επέκταση και πλαισιακό με τα κοντά υποστυλώματα δρα δυσμενώς (αυξάνει) στην τοπική ανεπάρκεια των κατακόρυφων στοιχείων και κατ' επέκταση και στην ανεπάρκεια ολόκληρου του κτιρίου.

Το παραπάνω φαινόμενο γίνεται αντιληπτό εάν σκεφτούμε ότι:

Όταν έχω ανοιχτό όροφο με υπερκείμενες τοιχοπληρώσεις (ανομοιόμορφη κατανομή τοιχοπληρώσεων μεταξύ των ορόφων) τότε η προσθήκη της διατμητικής αντοχής των τοιχοπληρώσεων στην τέμνουσα αντοχής των ορόφων καθυστερεί ή και εμποδίζει την ανελαστική συμπεριφορά στους περισσότερους τοιχοπληρωμένους ορόφους (βλέπε 2^ο όροφο) και οδηγεί σε συνθήκες «μαλακού ορόφου» στους υπόλοιπους. Οι συνθήκες αυτές επιτείνονται από το αν ένας όροφος είναι (πολύ) λιγότερο τοιχοπληρωμένος από τους γειτονικούς του (βλέπε 1^ο όροφο), η αυξημένη διατμητική δυσκαμψία των περισσότερων τοιχοπληρωμένων γειτονικών ορόφων και η ανάληψη από τις τοιχοπληρώσεις τους

μεγάλου ποσοστού της τέμνουσας ορόφου, μειώνει την κάμψη των δοκών που παρεμβάλλονται μεταξύ του λιγότερο τοιχοπληρωμένου ορόφου. Έτσι καθυστερεί ή και εμποδίζεται η ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων σε αυτές. Περαιτέρω, οι ροπές κάμψης των υποστυλωμάτων των πιο τοιχοπληρωμένων ορόφων περιορίζονται σε μέγεθος ή και αλλάζουν πρόσημο, οπότε η βοήθεια που προσφέρουν στη ροπή του υποστυλώματος του λιγότερο τοιχοπληρωμένου ορόφου για την αποφυγή σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης μειώνεται και μετατρέπεται σε επιβάρυνση. Ως αποτέλεσμα, έχουμε πλαστικές αρθρώσεις σε κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων του λιγότερο τοιχοπληρωμένου ορόφου και σχηματισμό «μαλακού» ορόφου (φάνηκε στην Pushover ανάλυση)^[5]. Τα παραπάνω εμπεριέχονται στην επόμενη εικόνα.



Εικόνα 9: Επιρροή τοιχοπλήρωσης ορόφου στις σεισμικές ροπές και παραμορφώσεις διωρόφου τύπου πυλωτής: (a) ροπές κάμψης και παραμόρφωσης γυμνού πλαισίου (b),(c) ροπές και παραμόρφωση πλαισίου με τοιχοπλήρωση στον όροφο^[5].

9. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΘΟΛΙΚΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ

9.1. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΘΟΛΙΚΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕ ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ

Αν ο στόχος είναι η ενίσχυση ενός μέλους τότε οι τοπικοί δείκτες ανεπάρκειας μέλους είναι αυτοί που χρειάζονται. Αν από την άλλη χρειάζεται να γίνει αποτίμηση του συνόλου της επάρκειας ή ανεπάρκειας της κατασκευής σε σχέση με τον δυσμενέστερο όροφο τότε πρέπει να οριστεί ένας καθολικός δείκτης ανεπάρκειας. Με την θεώρηση ότι μελετώνται μόνο τα κατακόρυφα μέλη του κρίσιμου ορόφου (1^{ου}), ο καθολικός δείκτης ανεπάρκειας ορίζεται ως:

$$\lambda = \frac{\text{απαίτηση}}{\text{αντοχή}} = \frac{\sum_{i=1}^n \lambda_i \cdot V_{si}}{\sum_{i=1}^n V_{si}} \quad (24)$$

Με την βοήθεια του προγράμματος Fespa υπολογίζονται τα V_{si} των κατακόρυφων στοιχείων στην φάση αστοχίας του φορέα για τις μεθόδους m και q. Χρησιμοποιώντας την σχέση (24) και σε συνδυασμό με τα V_{si} από το Fespa προκύπτει ο πίνακας της επόμενης σελίδας.

Παράμετροι Φορέας	Δείκτης Ανεπάρκειας λ		
	Διεύθυνση	Μέθοδος q	Μέθοδος m
Πλαισιακός	X	2,22	2
	Z	2,22	2,01
Τοιχωματικός	X	1,98	1,89
	Z	2,11	2
Με Κοντά Υ/Σ	X	2,58	1,94
	Z	2,59	1,95
Με Πυλωτή	X	3,37	2,44
	Z	3,37	2,43

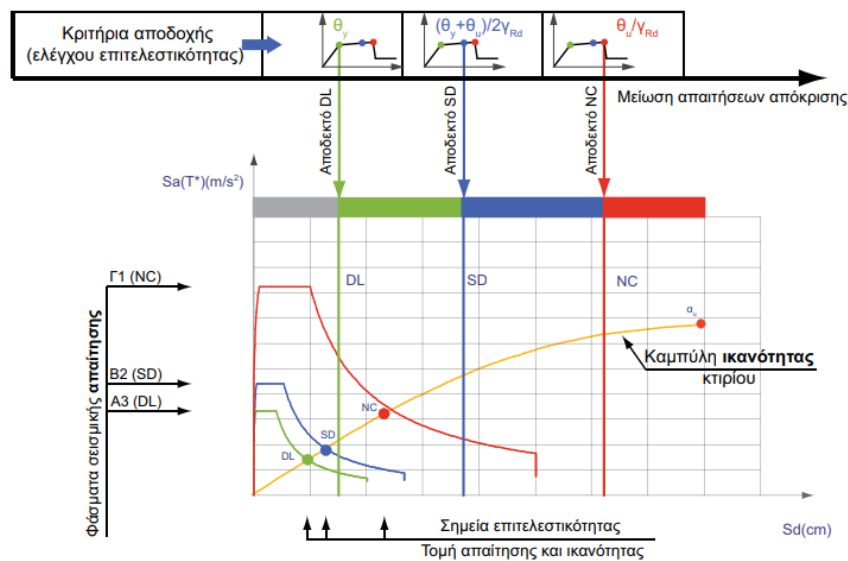
Πίνακας 6: Καθολικοί δείκτες ανεπάρκειας με ελαστικές μεθόδους.

Βάσει του παραπάνω πίνακα εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Την μικρότερη ανεπάρκεια την εμφανίζει ο τοιχωματικός φορέας, πράγμα αναμενόμενο, αν αναλογιστεί κανείς ότι την καλύτερη συμπεριφορά σε σεισμό την έχουν κτίρια που έχουν τοιχώματα στην κάτοψη τους.
- Αν συγκριθούν τα τρία πλαισιακά κτίρια την μεγαλύτερη ανεπάρκεια την εμφανίζει η πυλωτή και αμέσως μετά τα κοντά υποστυλώματα. Έτσι το πιο ευαίσθητο κτίριο σε σεισμική διέγερση είναι αυτό που έχει πυλωτή. Συνεπώς ο σχεδιασμός τέτοιων κτιρίων θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα προσεκτικός.

9.2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΘΟΛΙΚΟΥ ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει τρεις στάθμες επιτελεστικότητας και όπως αναφέρθηκε στην αρχή η παρούσα εργασία εκπονείται για στάθμη Β «Προστασία ζωής». Όταν έστω και ένα κατακόρυφο στοιχείο ξεπεράσει το αντίστοιχο όριο επιτελεστικότητας (σε όρους στροφής χορδής) για μία δεδομένα στάθμη (εδώ Β), τότε θεωρούμε ότι η κατασκευή αστοχεί. Οι έλεγχοι επιτελεστικότητας μπορούν να πραγματοποιηθούν πολύ εύκολα χρησιμοποιώντας το παρακάτω διάγραμμα, αφού πρώτα το φάσμα και η καμπύλη Pushover μετατραπούν στην ADRS τους μορφή.



Εικόνα 10: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής.

Τα σημεία επιτελεστικότητας (κουκκίδες) αναφέρονται στην στοχευόμενη μετακίνηση που αναφέρει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα που απεικονίζεται στην εικόνα 10, η κατασκευή μας θα επαρκούσε για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας. Αυτό συμβαίνει γιατί η στοχευόμενη μετακίνηση (απαίτηση) είναι αριστερά της κατακόρυφης ευθείας για μια συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας (ικανότητα). Η κατακόρυφες ευθείες (σημεία επιτελεστικότητας) βρίσκονται στα σημεία που έστω και ένα μέλος ξεπεράσει το αντίστοιχο όριο του. Με αυτή την διαδικασία παίρνουμε τα δεδομένα από την Pushover ανάλυση στο Fespa (για τις δύο κατανομές: ιδιομορφική και ομοιόμορφη) και στη συνέχεια εξάγουμε τους καθολικούς λόγους ανεπάρκειας ως εξής:

$$\lambda = \frac{\text{απαίτηση}}{\text{αντοχή}} = \frac{\text{στοχευόμενη μετακίνηση}}{\text{μετακίνηση φορέα όταν το πρώτο κατακόρυφο στοιχείο περάσει το } \theta_{SD}} \quad (25)$$

Κατά αυτόν τον τρόπο δημιουργείται ο παρακάτω πίνακας με τα δυσμενέστερα λ που προκύπτουν από κάθε κατανομή των σεισμικών δυνάμεων:

		Δείκτης Ανεπάρκειας λ		
Παράμετροι Φορέας	Διεύθυνση	Ομοιόμορφη κατανομή σεισμικών δυνάμεων		Ιδιομορφική κατανομή σεισμικών δυνάμεων
Πλαισιακός	X	1,66		1,72
	Z	1,59		1,81
Τοιχωματικός	X	2,23		2,29
	Z	2,27		2,49
Με Κοντά Υ/Σ	X	2,42		2,12
	Z	2,35		2,20
Με Πυλωτή	X	2,41		2,52
	Z	2,20		2,25

Πίνακας 7: Καθολικοί δείκτες ανεπάρκειας με ανάλυσης Pushover.

Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι η ιδιομορφική ανάλυση βγάζει πιο συχνά συντηρητικότερα αποτελέσματα από ότι η ομοιόμορφη (βλέπε κοντά υποστυλώματα). Ιδιαίτερο ενδιαφέρον εμφανίζει το γεγονός ότι στις ελαστικές αναλύσεις ο πλαισιακός φορέας ήταν πιο ανεπαρκής σε σχέση με τον τοιχωματικό και στην Pushover ανάλυση οι ρόλοι αυτοί αντιστράφηκαν, πιθανόν λόγω της θεώρησης που έγινε παραπάνω σχετικά με την αστοχία του φορέα. Τέλος το δυσμενέστερο κτίριο συνεχίζει να είναι αυτό με την πυλωτή.

10. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΘΟΛΙΚΩΝ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΩΝ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΜΕ ΤΙΣ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΣ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΚΑΙ ΠΡΟΣΠΑΘΕΙΑ ΠΡΟΣΑΡΜΟΓΗΣ ΤΩΝ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

Εφόσον έχουν υπολογιστεί οι καθολικοί δείκτες ανεπάρκειας με όλες τις μεθόδους, επιχειρείται η σύγκριση αυτών με εκείνους που προκύπτουν από τις προσεγγιστικές μεθόδους. Έτσι δημιουργούνται οι πίνακες της επόμενης σελίδας με τις αποκλίσεις των λόγων ανεπάρκειας των προσεγγιστικών μεθόδων με αυτούς των αναλύσεων.

		Απόκλιση (%) από Τροποποιημένη Ιαπωνική μέθοδο			
Φορέας	Παράμετροι	Διεύθυνση	Μέθοδος q	Μέθοδος m	Pushover
Πλαισιακός	X		-30,6	-17,6	-1,2
	Z		-28,3	-16,2	-4,6
Τοιχωματικός	X		-44,5	-38,0	-67,2
	Z		-51,8	-43,9	-79,1

Πίνακας 8: Απόκλιση (%) του δείκτη καθολικής ανεπάρκειας της τροποποιημένης Ιαπωνικής μεθόδου από τις αναλύσεις.

		Απόκλιση (%) από Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό έλεγχο			
Φορέας	Παράμετροι	Διεύθυνση	Μέθοδος q	Μέθοδος m	Pushover
Πλαισιακός	X		21,6	29,3	39,2
	Z		21,6	29,0	36,0
Τοιχωματικός	X		16,1	19,9	3,0
	Z		11,3	16,0	-4,6

Πίνακας 9: Απόκλιση (%) του δείκτη καθολικής ανεπάρκειας του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου από τις αναλύσεις.

Παρατηρούμε ότι:

- Πιο κοντά στα αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης στην περίπτωση του πλαισιακού φορέα βρίσκεται η Τροποποιημένη Ιαπωνική μέθοδος ενώ στην περίπτωση του τοιχωματικού φορέα ο Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος.
- Πιο κοντά στα αποτελέσματα των ελαστικών μεθόδων βρίσκεται ο Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος και για τα δύο κτίρια εκτός από την περίπτωση της μεθόδου m στον πλαισιακό κτίριο.
- Τα αποτελέσματα της Ιαπωνικής μεθόδου φαίνεται ότι δεν βγάζουν συμπεράσματα από την πλευρά της ασφάλειας (βλέπε αρνητικό πρόσημο).

Συνεπώς αν θα έπρεπε να επιλεγεί βάσει των παραπάνω μία προσεγγιστική μέθοδος για να γίνεται γρήγορη αποτίμηση αυτή θα ήταν του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου καθώς βγάζει αποτελέσματα από την πλευρά της ασφάλειας και έχει τις μικρότερες αποκλίσεις (κατά το πλείστον) από τις αναλυτικές μεθόδους σε σχέση με αυτές που προκύπτουν από την Τροποποιημένη Ιαπωνική μέθοδο.

11. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Έπειτα από την μελέτη που πραγματοποιήθηκε για τις τέσσερις εναλλακτικές περιπτώσεις του φέροντος οργανισμού του κτιρίου προκύπτουν ορισμένα συμπεράσματα.

- Οι προσεγγιστικές μέθοδοι μπορούν να αποδώσουν χρήσιμα συμπεράσματα κατά την μελέτη αποτίμησης ενός κτιρίου. Ωστόσο, οι παραδοχές κατά την εφαρμογή τους είναι συντηρητικές και για αυτό τον λόγο μπορούν να χρησιμοποιηθούν σαν μια πρώτη αποτίμηση. Στη συνέχεια κρίνεται απαραίτητη η εφαρμογή κάποιας ανάλυσης με κατάλληλο λογισμικό, ελαστικής ή ανελαστικής.
- Η μέθοδος q δίνει μεγαλύτερες απαιτήσεις σε σχέση με τη μέθοδο m. Αυτό συμβαίνει καθώς η μέθοδος m προσδιορίζει την απαίτηση με βάση την τοπική πλαστιμότητα του

κάθε στοιχείου, ενώ η μέθοδος q δίνει μεγάλες απαιτήσεις λόγω της καθολικής απαίτησης για m_s και λόγω του πολλαπλασιαστικού συντελεστή η σε περίπτωση απομείωσης των τοίχων ή ανοιχτών ορόφων. Επιπλέον παρατηρήθηκε ότι με την χρήση της μεθόδου q επιβαρύνονται άδικα περισσότεροι δοκοί στον υπό εξέταση όροφο απ' ό,τι με τη χρήση της μεθόδου q.

- Η αντοχή των στοιχείων υπό ανακυκλιζόμενες δράσεις αποδείχθηκε μία καλή προσέγγιση του ποσοστού της τέμνουσα βάσης που λαμβάνουν τα κατακόρυφα μέλη όταν γίνεται ανάλυση με την μέθοδο q. Αντίθετα όταν η ανάλυση γίνεται με την μέθοδο m μία καλή προσέγγιση των αποτελεσμάτων της όσον αφορά την τέμνουσα που αναλαμβάνει κάθε στοιχείο είναι η μικρότερη τέμνουσα που προκύπτει εκ των $V_{Rd,s}$ και V_m .
- Οι προσεγγιστικοί τύποι της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων φαίνεται ότι παρέχουν μια αρκετά ικανοποιητική τιμή για την πραγματική δυσκαμψία που υπολογίζεται μέσω κάποιου προγράμματος (μέγιστη απόκλιση 31%). Αντίθετα στα τοιχώματα οι προσεγγιστικοί τύποι υπερτιμούν την πραγματική δυσκαμψία των τοιχωμάτων μέχρι και 3,5 φορές! Αν δεν χρησιμοποιηθεί το τυπωμένο μήκος διάτμησης του προγράμματος Fespa αλλά αυτό που ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. τότε οι προσεγγιστικοί τύποι υπερτιμούν την πραγματική δυσκαμψία των τοιχωμάτων μέχρι και 1,5 φορές. Επιπλέον αυτή η αύξηση δημιουργεί δυσμένεια στα υποστυλώματα που αν και αυτά υπολογιστούν με προσεγγιστικές σχέσεις τότε φαίνεται να συμμετέχουν ελάχιστα στην συνολική δυσκαμψία της βάσης, πράγμα που είναι λάθος και δημιουργεί εσφαλμένη εντύπωση ότι τα υποστυλώματα δεν προσφέρουν στην δυσκαμψία της βάσης.
- Με την χρήση της Pushover ανάλυσης παρατηρήθηκε ότι επιβαρύνονται περισσότερο τοπικά τα μέλη απ' ό,τι με την χρήση των ελαστικών αναλύσεων όταν υπάρχουν «ανοιχτοί» όροφοι είτε υπάρχει απομείωση των τοίχων καθ' ύψος.
- Η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων σε ορόφους πάνω ή κάτω από έναν ανοιχτό όροφο δρα δυσμενώς σε αυτόν τον όροφο καθώς αυξάνει την ανεπάρκεια του ορόφου (τοπικά και καθολικά) και οδηγούν σε συνθήκες μαλακού ορόφου (βλέπε παραπάνω). Σε αντίθετη περίπτωση οι τοιχοπληρώσεις δρουν ευμενώς.
- Η ανάλυση Pushover αποδίδει πολλές πληροφορίες με ακρίβεια για την σεισμική συμπεριφορά του φορέα. Επίσης, βασίζεται στην δυσκαμψία αλλά και στην αντοχή των μελών. Αυτά τα πλεονεκτήματα την καθιστούν αναγκαία στην μελέτη αποτίμησης κτιρίων. Από την άλλη η Pushover είναι μία ευαίσθητη μέθοδος με πολλές παραδοχές που εισάγονται από τον χρήστη και μια μικρή μεταβολή σε αυτές μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένα αποτελέσματα αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Οπότε όταν εφαρμόζεται χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στις παραδοχές που θα γίνουν.
- Παρατηρήθηκε ότι την καλύτερη σεισμική συμπεριφορά με την χρήση των ελαστικών αναλύσεων την παρουσιάζει το τοιχωματικό κτίριο και την χειρότερη το πλαισιακό με πυλωτή.
- Η ιδιομορφική κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στην Pushover ανάλυση βγάζει δυσμενέστερα αποτελέσματα απ' ό,τι η ομοιόμορφη.
- Ένας λόγος που μπορεί να βγήκαν πιο συντηρητικά αποτελέσματα για τους καθολικούς δείκτες ανεπάρκειας της Pushover σε σχέση με τις ελαστικές είναι πιθανόν η θεώρηση που έγινε για τον υπολογισμό του λ .
- Τα κοντά υποστυλώματα έχουν ψαθυρό τρόπο αστοχίας και για αυτόν τον λόγο οι καθοριστικοί τοπικοί δείκτες ανεπάρκειας σε αυτά προέκυψαν από το πρόγραμμα Fespa κατά την διάτμηση, πράγμα που δεν συμβαίνει για το σύνολο των υπόλοιπων υποστυλωμάτων όλων των φορέων.

12. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013), Κανονισμός Επεμβάσεων, 1η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013.
- [2] EC2 & EC8.
- [3] ΕΑΚ2000.
- [4] Δρίτσος Η.Στέφανος (2014), Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [5] Μιχαήλ Ν. Φαρδής, "Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος", Σημειώσεις Μαθήματος, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2015.
- [6] Fespa 18, «Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς», LH Λογισμική, Αθήνα, Ιούλιος 2018.
- [7] Push over, «Θεωρητικά στοιχεία», LH Λογισμική, Αθήνα, Απρίλιος 2013.
- [8] Σπύρου Π. Λιβιεράτου, Δημήτρη Κ. Χαραμιδόπουλου, «Ο Νέος Αντισεισμικός Κανονισμός και η Δυναμική Μέθοδος, «Θεωρητικά στοιχεία», Εκδόσεις Κλειδάριθμος.

